

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ  
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ МОСКОВСКИЙ  
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи



Савенков Антон Юрьевич

**РАСЧЕТ ПОДЗЕМНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СООРУЖЕНИЙ НА  
АВАРИЙНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ В НЕЛИНЕЙНОЙ ДИНАМИЧЕСКОЙ  
ПОСТАНОВКЕ**

2.1.9 – Строительная механика

Диссертация

на соискание ученой степени

кандидата технических наук

Научный руководитель:

доктор технических наук, профессор

Мкртычев Олег Вартанович

Москва – 2023 г.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
Глава 1. ОСНОВНЫЕ ПОДХОДЫ К РАСЧЕТУ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА ВЗРЫВНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ .....	11
1.1 Общие положения расчета подземных сооружений на взрывные воздействия .....	11
1.2 Методы расчета подземных сооружений на воздействие воздушной ударной волны .....	20
1.3 Методы расчета встроенных подземных сооружений на обрушение .....	36
1.4 Применение теории надежности к расчету подземных сооружений .....	41
Выводы по главе 1.....	43
Глава 2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ ИСХОДНОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ВОЗДУШНОЙ УДАРНОЙ ВОЛНЫ .....	45
2.1 Методы моделирования воздушных ударных волн .....	45
2.2 Анализ экспериментальных данных и их использование для моделирования воздушной ударной волны.....	46
2.3 Моделирование точечных взрывов .....	48
2.4 Формирование плоского фронта воздушной ударной волны .....	55
2.5 Применение газодинамического метода к расчету отдельно стоящей железобетонной стены на воздействие плоского фронта воздушной ударной волны .....	59
2.6 Нелинейный расчет промышленного сооружения эквивалентным статическим и газодинамическим методами.....	64
Выводы по главе 2.....	70
Глава 3. МОДЕЛИРОВАНИЕ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ УДАРНЫХ ВОЛН С ГРУНТОВЫМ ОСНОВАНИЕМ И ПОДЗЕМНЫМ СООРУЖЕНИЕМ.....	71
3.1 Модели грунтового основания при расчете на взрывные воздействия ..	72
3.2 Исследование реакции подземного сооружения при точечном взрыве..	78

3.3	Расчет подземного сооружения на воздействие падающих предметов ..	83
3.4	Воздействие воздушной ударной волны на подземное железобетонное сооружение стеновой конструктивной схемы с помощью нелинейного динамического метода .....	92
3.5	Исследование многоэтажного здания на воздействие ударной волны с учетом возможного обрушения надземной части на покрытие встроенного подземного сооружения .....	96
	Выводы по главе 3.....	107
<b>Глава 4. ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ ВСТРОЕННОГО ПОДЗЕМНОГО СООРУЖЕНИЯ В МНОГОЭТАЖНОЕ ЗДАНИЕ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ ВОЗДУШНОЙ УДАРНОЙ ВОЛНЫ С УЧЕТОМ ВОЗМОЖНОГО ОБРУШЕНИЯ НАДЗЕМНОЙ ЧАСТИ .....</b>		
4.1	Методы оценки надежности строительных конструкций .....	109
4.2	Числовые характеристики случайных параметров воздействия воздушной ударной волны .....	113
4.3	Вероятностные параметры прочности материалов .....	116
4.4	Оценка надежности отдельно стоящей железобетонной стены при воздействии воздушной ударной волны .....	117
4.5	Надежность встроенного подземного сооружения при воздействии воздушной ударной волны .....	120
	Выводы по главе 4.....	124
	<b>ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....</b>	<b>125</b>
	<b>СПИСОК ПРИНЯТЫХ СОКРАЩЕНИЙ .....</b>	<b>129</b>
	<b>СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....</b>	<b>130</b>

## ВВЕДЕНИЕ

### **Актуальность темы исследования**

Для зданий и сооружений повышенного уровня ответственности, либо объектов, на которых возможно одновременное пребывание более пяти тысяч человек должны выполняться требования Федерального закона №68 «О защите населения и территории от чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера». Одним из требований является устройство встроенных подземных сооружений, предназначенных для защиты населения от чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера. Расчет таких сооружений необходимо выполнять на воздействие воздушной ударной волны и волн сжатия в грунте, кроме того, для встроенных сооружений необходимо выполнять расчет на воздействие обломков разрушающегося здания и завала от них.

Действующие нормативные методики основаны на линейных статических методах расчета и предполагают определенные допущения при расчете на ударные волны, что может привести к трудно оценимым погрешностям в результатах расчетов. Рассматриваемые в данных задачах процессы являются высоконелинейными и быстротекущими. Для получения адекватных результатов необходимо применение методов, основанных на более строгих постановках.

В связи с этим **актуальной задачей является** разработка методик расчета встроенных подземных сооружений, предназначенных для защиты населения и территории от чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера с использованием более строгих нелинейных динамических постановок. Применение методов теории надежности строительных конструкций позволяет учесть явно выраженный случайный характер исходного взрывного воздействия и получить более адекватные результаты при расчете зданий и сооружений.

**Степень разработанности исследования.** Различными проблемами в области динамики защитных сооружений занималось большое количество ученых: Б.Г. Коренев, Б.А. Рабинович [37], Б.А. Олисов, А.П. Сеницын, О.Е. Власов, А.Н. Бирбрайер и А.Ю. Роледер [17], Р. Клаф и Дж. Пензиен [36],

А.В. Мишуев [41], И.М. Рабинович, В.И. Жарницкий [33], В.А. Котляревский [38, 39], Н.Н. Попов, Б.С. Расторгуев [76, 77], А.И. Плотников, Д.З. Хуснутдинов [85], Н.Н. Белов, М.Д. Боданский, М.Ф. Барштейн [10], Б.Д. Христофоров [120], У. Бейкер, П. Кокс, П. Уэстайн. [13]. На основе данных работ созданы отечественные нормативные документы, пособия, и пр., по которым в настоящий момент выполняются расчеты подземных защитных сооружений.

В настоящий момент вопросами динамики сооружений при аварийных воздействиях, связанных с воздействиями взрывов и распространением воздушных ударных волн на здания и сооружения, в том числе с использованием нелинейных подходов, занимаются: Н.А. Антонов, Н.Н. Белов, С.В. Вальгер, В.И. Голяков, В.Б. Дорожинский, О.В. Кабанцев, С.Н. Латушкин, О.В. Мкртычев, И.А. Приходько, А.С. Павлов, А.Е. Саргсян, И.Н. Тихонов, Н.Н. Трекин, Г.П. Тонких, В.А. Пшеничкина.

**Целью работы** является разработка методик расчета встроенных подземных сооружений на воздействие ударных волн в газодинамической постановке с помощью нелинейных динамических методов, в том числе с учетом случайного характера внешнего воздействия.

В соответствии с поставленной целью **решались следующие задачи:**

- анализ методов и методик расчета зданий и сооружений на взрывные воздействия;
- определение параметров исходного воздействия и исследование методов моделирования фронта воздушной ударной волны;
- сравнительный анализ результатов расчета эквивалентным статическим с газодинамическим подходом на примере расчета промышленного здания на воздействие воздушной ударной волны;
- исследование реакции подземного сооружения на воздействие точечных взрывов;
- исследование реакции подземного сооружения на воздействие падающих предметов;

– решение задачи о воздействии ударной волны на подземное железобетонное сооружение стеновой конструктивной схемы с помощью нелинейного динамического метода;

– решение задачи о воздействии ударной волны на многоэтажное здание с учетом возможного обрушения надземной части на покрытие встроеного подземного сооружения;

– оценка надежности сооружения при воздействии воздушной ударной волны со случайными параметрами.

**Объектом исследования являются:** подземные сооружения в том числе, встроены в нижние этажи жилых и общественных зданий, предназначенные для защиты населения от чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера.

**Предметом исследования являются:** напряженно-деформированное состояние подземных сооружений при воздействии воздушных ударных волн, в том числе с последующим обрушением вышестоящего здания, надежность строительных конструкций подземных сооружений.

**Научная новизна работы:** разработаны соответствующие нелинейные динамические расчетные модели и методики, позволяющие исследовать поведение подземных сооружений при сложном комплексе нагрузок, вызванных воздействием воздушной ударной волны, в том числе с учетом разрушения вышестоящих конструкций здания, а также с учетом случайного характера внешнего воздействия.

**Теоретическая значимость работы** состоит в развитии нелинейных динамических методов расчета для применения к расчетам подземных сооружений с учетом конструктивной нелинейности (разрушения конструкций).

**Практическая значимость работы** заключается в том, что:

– результаты исследований могут быть применены исследовательскими и проектными организациями при проектировании встроеного подземных сооружений от воздействия воздушных ударных волн и падающих предметов;

– результаты исследований могут применяться при проведении численных экспериментов для верификации моделей подземных сооружений по результатам натурных исследований отдельных несущих элементов.

**Методология и методы исследования.** Методологической основой научной диссертационной работы явились исследования отечественных и зарубежных авторов в области динамики сооружений при аварийных воздействиях и численных методов расчета. В диссертации применялись общепринятые для исследования методы.

– Моделирование. Численное моделирование работы строительных конструкций при аварийных воздействиях, выполненное с учетом различных видов нелинейностей.

– Сравнение. По результатам исследования было произведено сравнение полученных численных решений с экспериментальными данными.

– Анализ. Для определения напряженно-деформированного состояния сооружений и оценки их надежности проведен подробный анализ полученных в процессе численных исследований результатов.

**Личный вклад автора** диссертации заключается в следующем:

– выполнен анализ методов и методик расчета зданий и сооружений на взрывные воздействия;

– определены параметры и методы моделирования исходного воздействия воздушной ударной волны;

– выполнен сравнительный анализ результатов расчета нормативным эквивалентным статическим и предлагаемым газодинамическим методом;

– выполнено моделирование взаимодействия ударных волн с грунтовым массивом с расположенным в нем подземным железобетонным сооружением;

– решена задача о воздействии ударной волны на подземное железобетонное сооружение стеновой конструктивной схемы с помощью нелинейного динамического метода;

– решена задача о воздействии ударной волны на многоэтажное здание с учетом обрушения надземной части здания на покрытие встроенного подземного сооружения;

– определены и исследованы числовые характеристики случайных параметров воздействия воздушной ударной волны;

– выполнена оценка надежности отдельно стоящей конструкции при воздействии воздушной ударной волны со случайными параметрами;

– выполнена оценка надежности встроенного подземного сооружения на воздействие воздушной ударной волны со случайными исходными параметрами.

Проведенные в диссертационной работе исследования выполнялись автором лично.

**Степень достоверности результатов диссертационной работы** достигается:

– применением фундаментальных гипотез, которые приняты в строительной механике, механике деформируемого твердого тела, динамике и теории надежности строительных конструкций;

– путем сравнения полученных результатов с данными экспериментов, выполненных различными организациями и авторами работ по данной тематике;

– использованием при расчете апробированных в научной и проектной практике численных методов расчета несущих конструкций, верифицированных моделей материалов и расчетных комплексов.

**Апробация работы.** Основные положения диссертации были доложены на следующих научно-практических конференциях:

– V Международный промышленный форум «Территория NDT. Неразрушающий контроль. Испытания. Диагностика» Территория НКТД.



Круглый стол «Неразрушающий контроль и техническая диагностика состояния объектов наземной космической инфраструктуры космодромов России, а также объектов крупной энергетики и народного хозяйства» Тема доклада: Обеспечение конструктивной надежности и долговечности строительных конструкций сооружений объектов наземной космической инфраструктуры на этапе проектирования (авторы: Крылов В.В. (заместитель главного инженера АО «31 ГПИСС»), Тимофеев Д.Е., Панфилов Д.П., Савенков А.Ю., Никонов Е.К). Дата проведения - 28 февраля 2018г;

– VIII Международная научная конференция «Задачи и методы компьютерного моделирования конструкций и сооружений» («Золотовские чтения»). Дата проведения - 27 марта 2019г. Место проведения: Российская Федерация, г. Москва, ул. Большая Дмитровка, д. 24, стр. 1, Российская академия архитектуры и строительных наук (РААСН). Тема доклада: Анализ поведения грунтов при взрыве. Моделирование воздействия ударной волны на подземное сооружение;

– XXIII International Scientific Conference on Advance In Civil Engineering CONSTRUCTION THE FORMATION OF LIVING ENVIRONMENT 2020 23-26 сентября (онлайн). Тема доклада: Надежность строительных конструкций при воздействии ударной волны;

- VIII Международная научная конференция «Интеграция, партнёрство и инновации в строительной науке и образовании (IPICSE–2022)» 10 - 11 ноября 2022г. Тема доклада: Газодинамический подход к расчету подземного сооружения на воздействие воздушной ударной волны.

### **Публикации:**

Научные результаты достаточно полно изложены в 9 научных публикациях, 5 из которых опубликованы в журналах, включенных в Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на

соискание ученой степени доктора наук, и 1 работа опубликована в журнале, индексируемом в международных реферативных базах Scopus.

**На защиту выносятся:**

- анализ методов и методик расчета зданий и сооружений на взрывные воздействия;
- определение параметров исходного воздействия воздушной ударной волны;
- сравнительный анализ результатов расчета эквивалентным статическим и газодинамическим методом;
- моделирование взаимодействия ударных волн с грунтовым массивом с расположенном в нем железобетонной конструкцией;
- решение задачи о воздействии ударной волны на подземное железобетонное сооружение стеновой конструктивной схемы с помощью нелинейного динамического метода;
- решение задачи о воздействии ударной волны на многоэтажное здание с учетом возможного обрушения надземной части на покрытие встроенного подземного сооружения;
- оценка надежности сооружений при воздействии воздушной ударной волны со случайными параметрами.

**Структура и объем диссертации:** диссертация состоит из введения, четырех глав, заключения, списка литературы (184 наименования). Общий объем диссертации составляет 143 страниц, включая 5 таблиц и 114 рисунков.

## Глава 1. ОСНОВНЫЕ ПОДХОДЫ К РАСЧЕТУ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА ВЗРЫВНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

### 1.1 Общие положения расчета подземных сооружений на взрывные воздействия

Внешний взрыв является одним из аварийных воздействий, который обязательно необходимо учитывать при проектировании АЭС, космодромов и др. промышленных сооружений, находящихся в зоне распространения воздушной ударной волны вследствие возможных аварийных ситуаций, а также для отдельно стоящих или встроенных подземных сооружений в нижние этажи жилых и общественных зданий предназначенных для защиты от аварийных воздействий. Такое требование установлено в отечественных [71, 75, 91, 100, 102, 116] и в зарубежных нормах [142, 144]. Таким образом можно выделить три расчетные ситуации, в зависимости от назначения сооружений.

1. Расчет отдельно стоящих подземных сооружений, когда воздушная волна формирует в грунте волны сжатия, которые воздействуют на подземное сооружение (рис. 1.1).

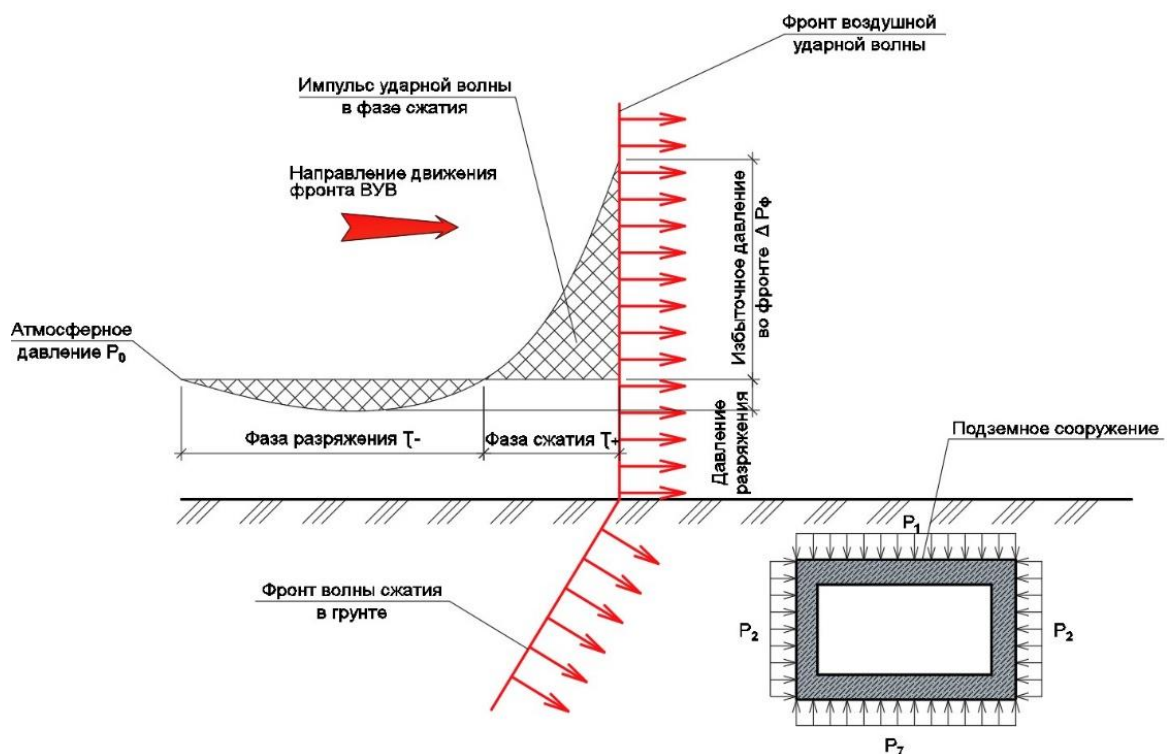


Рисунок 1.1. Схема воздействия на подземное сооружение

2. Расчет защищенных от ударной волны надземных сооружений (например, сооружения находящиеся на территории АЭС, включая главное здание АЭС). Как правило, расчет таких сооружений выполняется на небольшие значения давлений во фронте воздушной ударной волны (до 30 кПа) и такие сооружения отличаются более толстыми наружными конструкциями и проектируются без окон с устройством защищенных от ударной волны дверей, ворот и др. устройств (рис. 1.2).

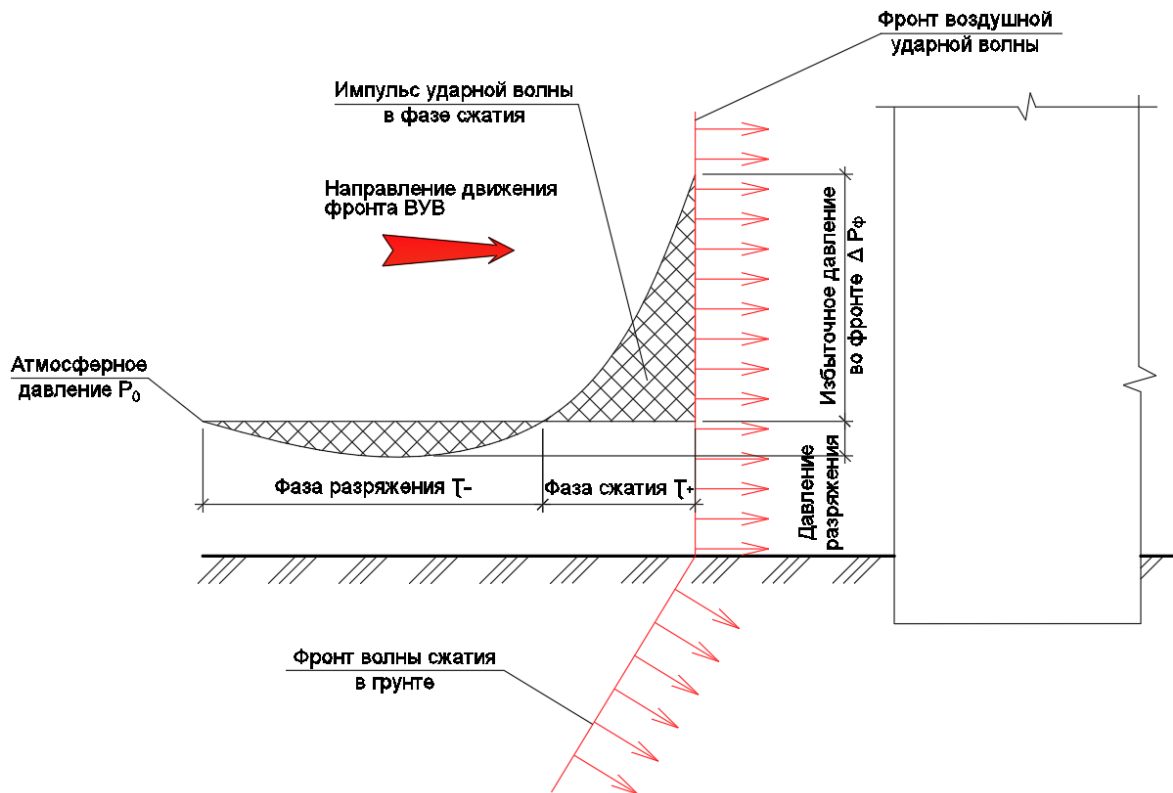


Рисунок 1.2. Схема воздействия воздушной ударной волны на встроенное подземное сооружение

3. Расчет встроенных сооружений в нижние этажи жилых и общественных зданий, расчет которых необходимо выполнять на комплекс воздействий, вызванных воздушной ударной волной, в том числе на нагрузки вызванные разрушением надземной части и при образовании завала на покрытии (рис. 1.3).

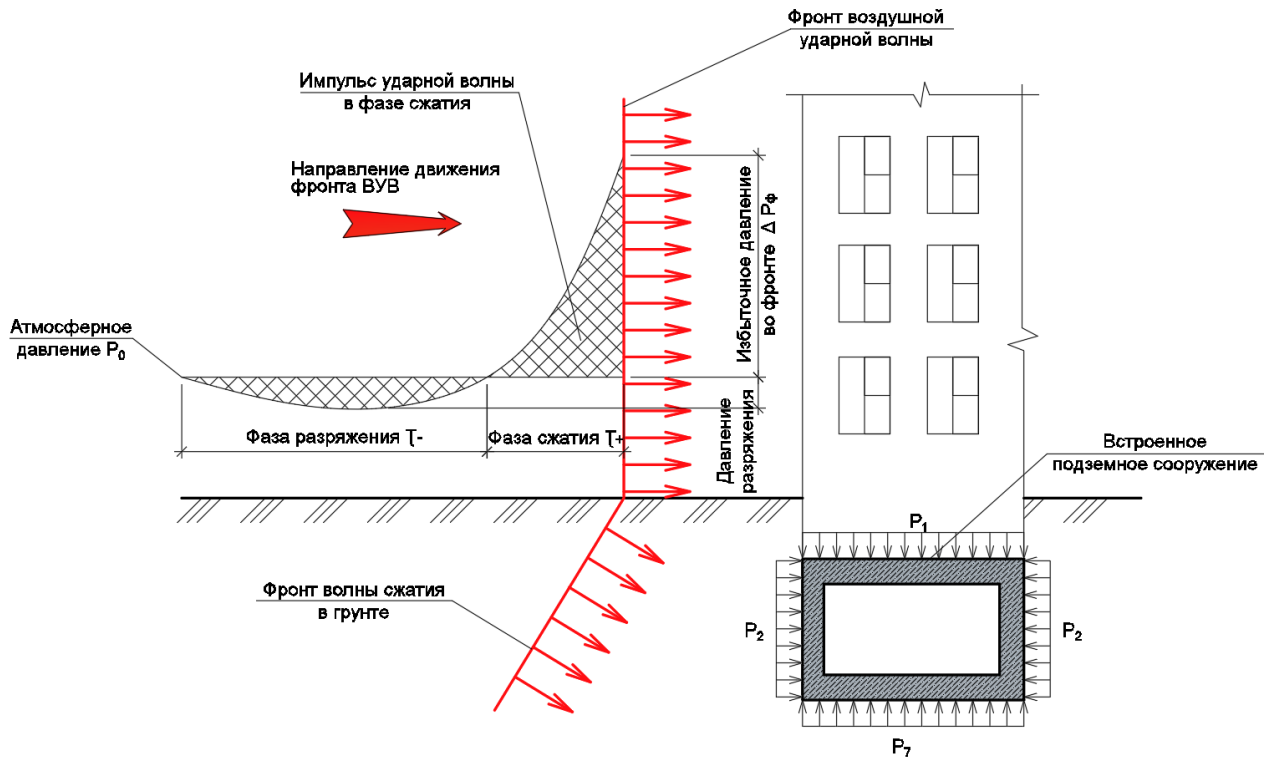


Рисунок 1.3. Схема воздействия воздушной ударной волны на встроенное подземное сооружение

### Виды взрывных воздействий

Взрывом называется процесс горения с выделением большого количества энергии за короткий промежуток времени. При этом взрыв порождает целый комплекс различных нагрузок и воздействий на окружающие предметы, в том, числе на строительные конструкции и людей. Одними из таких воздействий являются: воздушная ударная волн, разлет и падение осколков, волны сжатия в грунте.

Различают два вида взрывов: детонационный и дефлаграционный. Детонационный взрыв характеризуется скоростью распространения свыше скорости звука, которая примерно равна 331 м/с. При взрыве в воздухе в нем происходит распространение воздушной ударной волны с мгновенным увеличением давления во фронте с атмосферного  $P_0$  до значения  $P_0 + \Delta P_{\text{ф}}$ , где давление  $\Delta P_{\text{ф}}$  называют избыточным давлением во фронте воздушной ударной волны [1, 5, 7, 72]. Профиль давления во фронте воздушной ударной волны (ВУВ),

характерный для детонационного взрыва, показан на рисунке 1.4. Давление во фронте во многом зависит от расстояния от центра взрыва и его мощности.

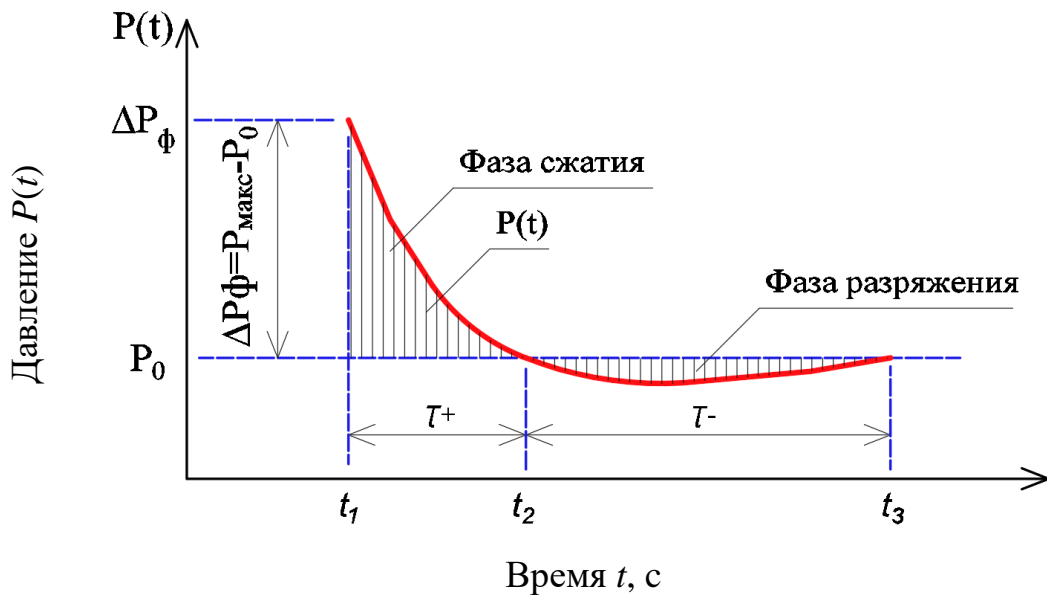


Рисунок 1.4. Изменение давления во времени в фиксированной точке на местности (детонационный взрыв)

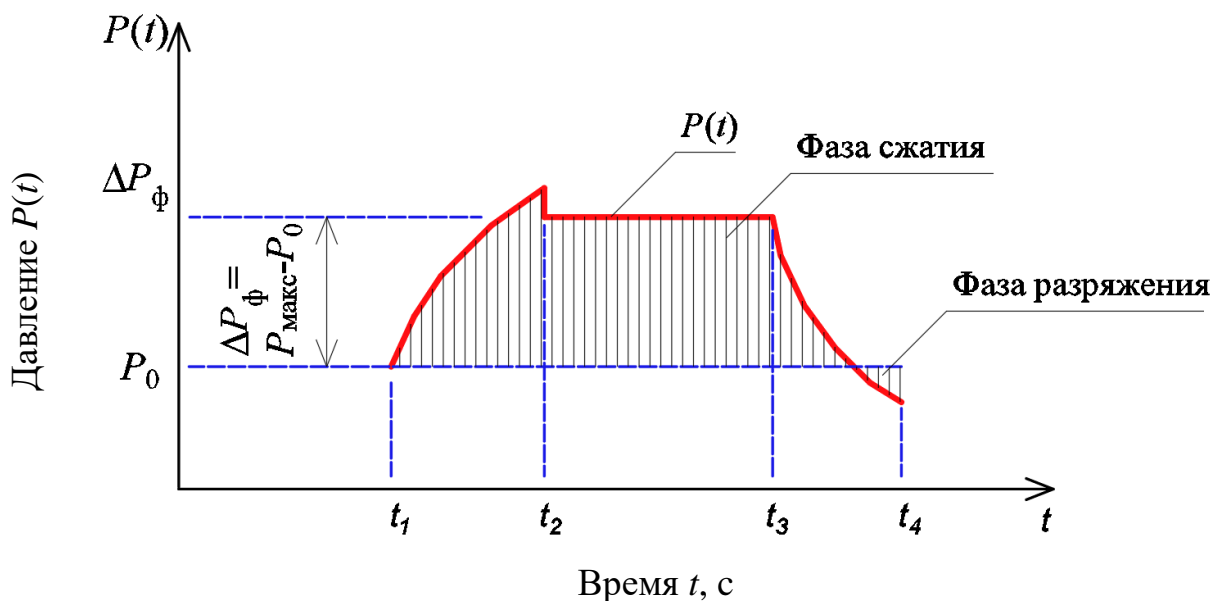


Рисунок 1.5. Изменение давления во времени в фиксированной точке на местности (дефлаграционный взрыв)

Дефлаграционный взрыв характеризуется дозвуковой скоростью распространения фронта волны, источником которого является облака ГПВС. Профиль давления при этом отличается от детонационного взрыва. Отличия его отмечаются как по времени, так и по избыточному давлению, которое зависит в

первую очередь не от мощности источника взрыва, а от скорости распространения (рис. 1.5).

По указанным на рисунках 1.4 и 1.5 профилям воздействия можно отметить, что характер воздействия на строительные конструкции у них различный, ярко выраженный динамический характер со скачком давления у детонационного воздействия и ближе к статическому характер действия со практически прямолинейным у дефлаграционного воздействия. Как правило, воздействие дефлаграционного взрыва представляет опасность для строительных конструкций, находящихся только в пределах распространяющегося газового облака. Поэтому в данном исследовании рассматривается воздействие только от детонационного взрыва, так как действующие нормативные документы предполагают именно такой характер распространения воздушной ударной волны при расчете зданий и сооружений, предназначенных для защиты населения от аварийных ситуаций природного и техногенного характера.

Взрывные воздействия имеют различную природу. В данном исследовании рассматривается механическое действие воздушной ударной волны при взрывах с выделением большого количества энергии в результате химической реакции во взрывчатом веществе.

### **Параметры ударных волн**

Учение о ударных волнах появилось относительно недавно, примерно 120 лет назад. Один из основоположников этой науки Эмиль Жуге остроумно заметил, что «ударная волна впервые появилась на кончике пера теоретиков», так как понятие ударной волны долгое время не признавалось в кругу ученых, что было связано с представлениями старой физики о непрерывности процессов, и невозможности разрывов и скачков.

Основные исследования ударных волн начали появляться в послевоенное время параллельно с ростом мощности источников таких волн. В это время проблемами ударных волн в СССР занимались К.К. Снитко, Н.А. Смирнов, И.О. Белинский, П.Л. Савич. Позже Ю.Б. Харитон, А.Ф. Беляев, Г.И. Покровский,

О.Е. Власов, А.А. Гриб, а также особо можно выделить работы М.А. Садовского, который инициировал и обобщил большое количество экспериментальных работ, связанных с исследованием воздушных ударных волн [94]. В данной работе Михаилу Александровичу впервые удалось обратить внимание и доказать опытами процесс обтекания ударными волнами различных сооружений, а также показать, что максимальная нагрузка от ударной волны возникает на фронтальных элементах, направленных к взрыву, при встрече с этой поверхностью происходит отражение частиц воздуха волны и торможение воздушных масс. Далее уплотненная часть воздуха начинает обтекать сооружение, при этом боковые, верхние и задние поверхности начинают испытывать избыточное давление. Во время начала процесса обтекания сооружение испытывает большие горизонтальные силы пытающиеся сдвинуть/опрокинуть сооружение за счет разности давлений на передней и задней поверхности. После окончания процесса обтекания давление устанавливается одинаковым на всех поверхностях так как сооружение становится полностью погруженным в волну (рис. 1.6 [17]), после чего на сооружение действует давление разрежения.

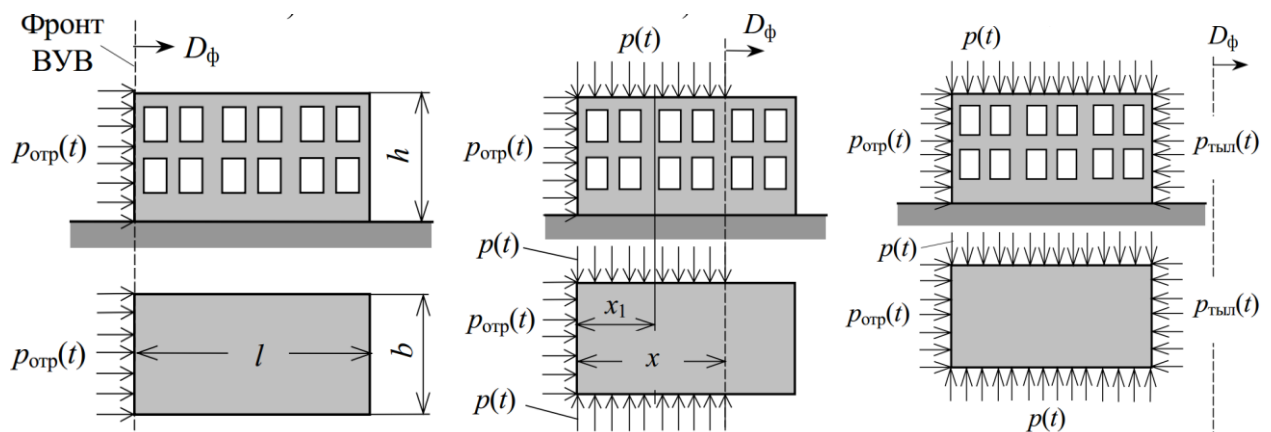


Рисунок 1.6. Процесс обтекания здания воздушной ударной волной

Исследования проблем газодинамики и теории ударных волн, связанные с действием взрывов на конструкции, проводили сотрудники ОИВТ РАН под руководством академика В.Е. Фортова. Работы Т.В. Баженовой, В.В. Голуба, Л.Г. Гвоздевой [4, 5, 7], также повлияли на представления о действии ударных волн



на сооружения. Из зарубежных исследователей можно выделить Г. Куранта, У. Бликни, Д. Тейлора. Р. Клафа, Дж. Пензиена [36]. Также в работах Жюге и Бюрло приведены капитальные труды по теории взрывов, основанные на опытных исследованиях.

Воздушная ударная волна представляет собой область резкого сжатия воздуха, распространяющуюся во все стороны со сверхзвуковой скоростью [1, 7, 72]. Во фронте воздушной ударной волны давление повышается относительно атмосферного давления на величину избыточного давления  $\Delta P_{\phi}$  [130, 131]. В дальнейшем, по мере продвижения ударной волны, давление падает ниже атмосферного и за зоной сжатия образуется зона разрежения со значением давления ниже атмосферного. На рисунке 1.7 приведен закон изменения давления во фронте ВУВ, а также показано формирование волны сжатия в грунте, так как именно волна сжатия является наиболее опасной для подземных сооружений.

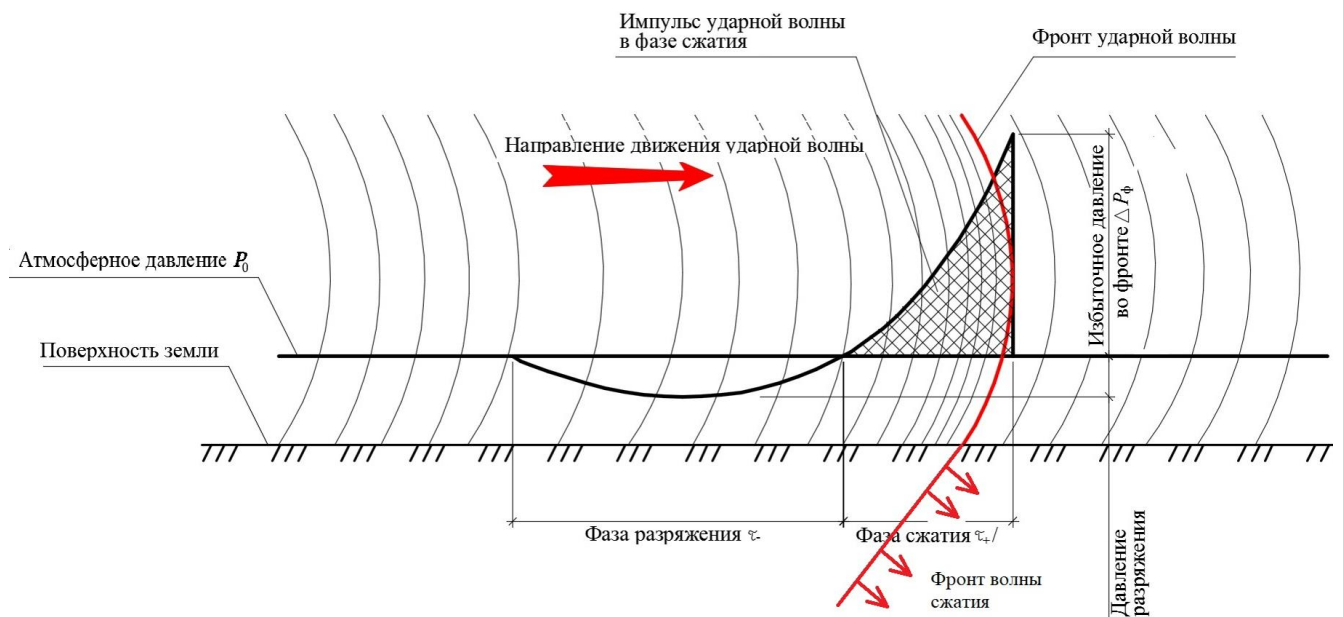


Рисунок 1.7. Схема распространения воздушной ударной волны при подходе к сооружению

Исходными параметрами для ВУВ являются:

- избыточное давление во фронте воздушной ударной волны  $\Delta P_{\phi}$ , кПа;
- время фазы сжатия  $\tau_+$ , с.

## Нормативные положения расчета сооружений на действие воздушной ударной волны

Расчет конструкций подземных сооружений при особых нагрузках, вызванных воздушной ударной волной, выполняется по несущей способности (первая группа предельных состояний) [92]. В целях получения наиболее экономичных решений расчет по второй группе предельных состояний не производится, так как, допускается развитие трещин, образование прогибов и колебаний в конструкциях. Исключения составляют сооружения, находящиеся в водонасыщенных грунтах. В связи с этим выделяют два разных подхода к расчету по предельным состояниям - Ia и Ib [102], различающиеся разными критериями отказа железобетонных конструкций.

Предельное состояние конструкций при работе по упругой стадии деформирования Ia характеризуется тем, что при достижении конструкций неупругого прогиба  $y_0$  напряжения в арматуре достигают напряжений меньших или равных расчетному динамическому сопротивлению арматуры (рис. 1.8). А напряжения в бетоне сжатой зоны меньше расчетного динамического сопротивления бетона.

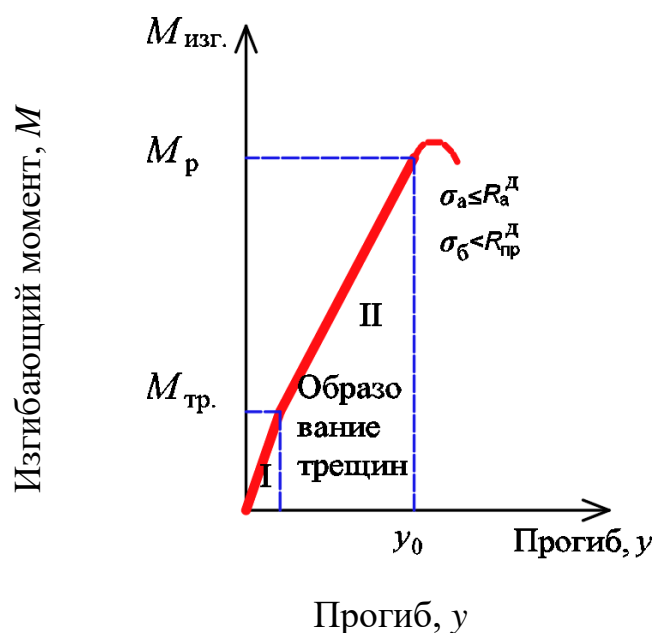


Рисунок 1.8. Схема развития прогибов в железобетонном элементе при нагружении (при работе конструкции по предельному состоянию Ia)

Предельное состояние конструкций при работе в упругопластической стадии характеризуется началом разрушения бетона сжатой зоны, в растянутом бетоне образуются трещины, а в растянутой арматуре проявляются неупругие деформации (рис. 1.9).

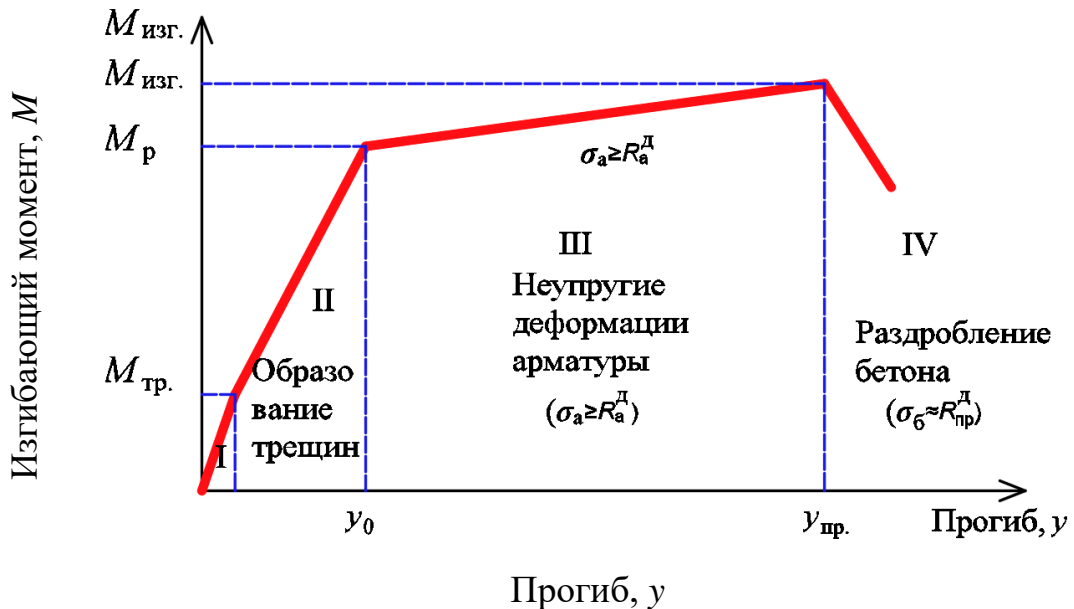


Рисунок 1.9. Схема развития прогибов в железобетонном элементе при нагружении (при работе конструкции по предельному состоянию 1б)

Подбор армирования в железобетонных конструкциях при расчете по предельному состоянию 1а выполняется по стандартным нормативным формулам [101], в тоже время в неупругих (нелинейных) расчетах подземных сооружений по предельному состоянию 1б согласно [17, 95, 85, 121] нелинейность учитывается условным перераспределением пролетного момента (30%) с опорной зоны в пролетную часть, основываясь на предположении возникновения трещин в конструкции, в следствии чего происходит перераспределение усилий.

## 1.2 Методы расчета подземных сооружений на воздействие воздушной ударной волны

С изучением параметров ударных волн развивались и методы расчета сооружений на воздействия ударных волн. Большой вклад в исследования нагрузок на сооружения от воздействия ударных волн внесли М.А. Садовский [94], А.В. Енько, И.С. Федоров. Динамикой сооружений в разные года занимались И.М. Рабинович [37], Б.А. Олисов, А.П. Сеницын, О.Е. Власов, В.В. Ерастов [32].

Нагрузка при воздействии на строительные конструкции воздушных ударных волн со значениями скорости во фронте выше скорости звука имеет явный динамический характер. Но при практических расчетах график изменения избыточного давления заменяется эквивалентным по площади треугольным графиком (рис. 1.10) с линейной зависимостью давления от времени:

$$p(t) = \Delta P_{\phi} \left(1 - \frac{t}{\theta}\right), \quad (1.1)$$

где  $\theta$  – время нарастания нагрузки до максимума, или эффективное время действия ударной волны, которое рассчитывается по формулам:

$$\begin{aligned} \theta &= (0,72 - 0,08 \Delta P_{\phi}) \tau_+ \text{ при } 1 < \Delta P_{\phi} \leq 3 \\ \theta &= (0,85 - 0,2 \Delta P_{\phi}) \tau_+ \text{ при } \Delta P_{\phi} \leq 1. \end{aligned} \quad (1.2)$$

или  $\theta$  принимают по справочным данным.

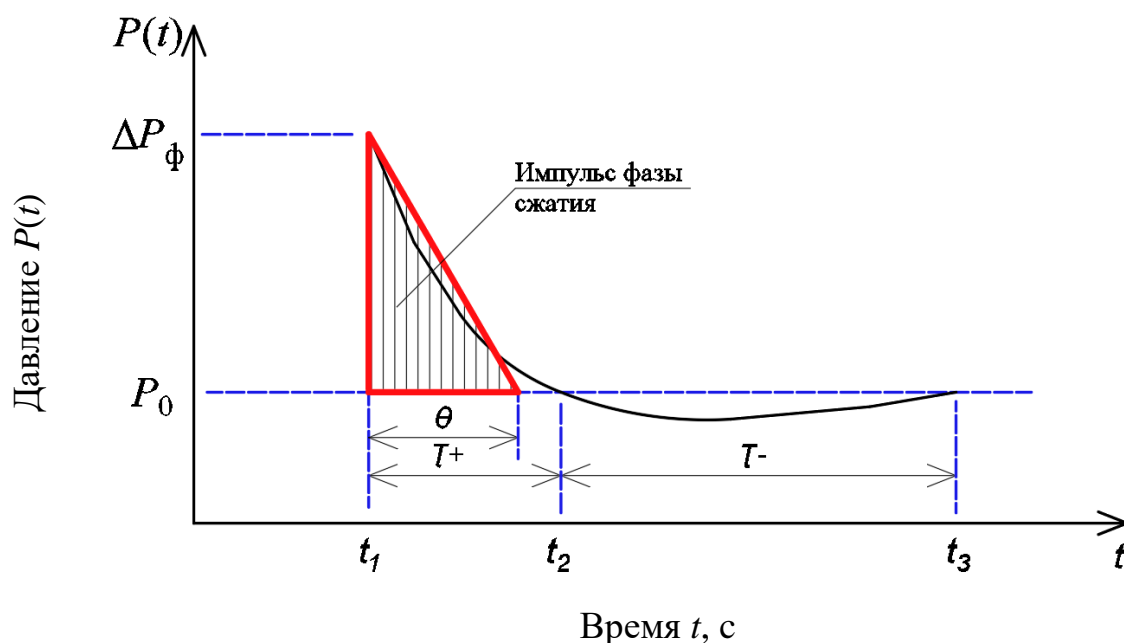


Рисунок 1.10. Схема приведения закона изменения давления к эквивалентному

Согласно [102] динамические нагрузки на различные элементы здания принимают в зависимости от типа конструкций (стена, покрытие фундамент и пр.), площади проемов в здании, заглубления конструкций в грунт, гидрогеологических условий и пр.

Далее, зная динамические нагрузки на различные элементы здания, которые принимают в зависимости от типа конструкций (стена, покрытие фундамент и пр.), площади проемов в здании, заглубления конструкций в грунт, гидрогеологических условий и пр. используют два метода расчета, каждый из которых является в той или другой степени приближенными:

- эквивалентный статический метод;
- динамический метод.

Эти методы имеют ряд допущений и у каждого из них есть свои достоинства и недостатки, но в целом признаются необходимыми для назначения предварительных размеров сечений и диаметров армирования.

### Эквивалентный статический метод

Эквивалентный статический метод расчета на воздействие воздушной ударной волны был разработан в эпоху «ручных» расчетов и основан на схематизации конструктивной системы до системы с одной степенью свободы. Динамические нагрузки приводятся к статическим с использованием коэффициента динамичности, который является коэффициентом пропорциональности между динамическим прогибом и прогибом при статическом действии максимальной нагрузки [126, 166]. Коэффициент динамичности определяют по графикам в зависимости от частоты конструкции, эффективного времени действия нагрузки и предельного состояния [92].

Эквивалентный статический метод подробно описан в нормативной документации [92, 102] и технической литературе [17, 35, 37, 38, 39, 76, 77, 85, 95, 121] и является основным при расчете по действующим нормативным документам.

Свою распространенность он получил за счет того, что позволяет применять к расчету фундаментальные теории строительной механики [96], тем самым позволяет обойтись без компьютерных расчетов или используя простейшие конечно-элементные программы.

Как отмечалось в разделе 1.1, для получения более экономичных конструкций подземных сооружений, предназначенных для защиты населения от аварийных воздействий, их расчет необходимо выполнять с учетом развития трещин в бетоне и пластических деформаций в арматуре. В [102] для этого предлагается упрощенная методика перераспределения 30% изгибающего момента с пролета в опорную зону.

Для получения более точных результатов перераспределения усилий необходимо выполнять расчеты с учетом физической нелинейной работы материала. При расчете по эквивалентному статическому методу с применением программных комплексов, основанных на МКЭ [70, 105, 114, 115,], учет физически нелинейной работы несущих железобетонных конструкций может быть выполнен

итерационным методом [27], где расчет конструкций сводится к определению внутренних усилий в системе при пошаговом приложении нагрузки [101, 113]. При использовании такого подхода на каждом шаге приложения нагрузки выполняется перерасчет жесткостных характеристик конструкций за счет образовавшихся трещин и с учетом работы материалов в рамках диаграмм поведения бетона и арматуры при растяжении и сжатии. В следствии этого происходит перераспределение усилий в конструкциях.

Рассматривается поэтапный расчет:

- в начале выполняется расчет в упругой постановке, при котором назначается армирование и устанавливается сечение железобетонных элементов;
- назначаются физически нелинейные свойства с учетом принятого армирования на первом этапе, с использованием диаграмм деформирования бетонного материала и армирования;
- решается задача с пошаговым приложением нагрузки, на котором уточняется принятое на первом шаге армирование.

Такой метод расчета можно назвать нелинейным эквивалентным статическим методом расчета.

При этом в целом недостатками эквивалентного статического метода являются:

- метод не предполагает учета на прямую динамических параметров движения сооружения. Поэтому расчет внутренних конструкций, таких как перекрытий, перегородок внутренних стен необходимо выполнять отдельно, вычисляя ускорение при воздействии на сооружение ударных волн по аналитическим формулам;
- применение эквивалентных статических методов возможно для сооружений простых форм (прямоугольных, квадратных), так как коэффициенты динамичности определяются из условия независимо работающих элементов;
- нагрузки прикладываются к сооружению одновременно со всех сторон, что не совсем адекватно и точно, так как на самом деле пики воздействия

прикладываются к разным конструкциям в разное время, кроме того, сами пики воздействия во время обтекания могут иметь разное значение для каждой конструкции, не учет этого дает превышение усилий в одних конструкциях и недооценки усилий в других конструкциях;

- метод слишком условно учитывает неупругую работу конструкции после приложения нагрузки, так как при этом может меняться схема работы конструкции, что в итоге приводит к ошибочному подбору армирования.

### Динамический метод расчета сооружений на взрывные воздействия

Динамический метод предполагает приложение нагрузки к поверхностям сооружения сразу в виде графиков давления во времени [6, 17, 95], решая тем самым задачу о определении напряженно-деформированного состояния конструкций с использованием динамических методов которые позволяют напрямую вычислять ускорения конструкций, тем самым позволяя исключить недостаток эквивалентного статического метода, связанного с определением параметров движения. Нагрузки при таком методе прикладываются с разбежкой по времени с использованием наиболее используемых законов изменения нагрузки во времени [17, 38, 76, 77, 102] таким образом учитывается обтекание (дифракция) волнами сооружения. Для фронтальной, боковой и тыльной стены графики приложения нагрузки показаны на рисунке 1.11 [17].

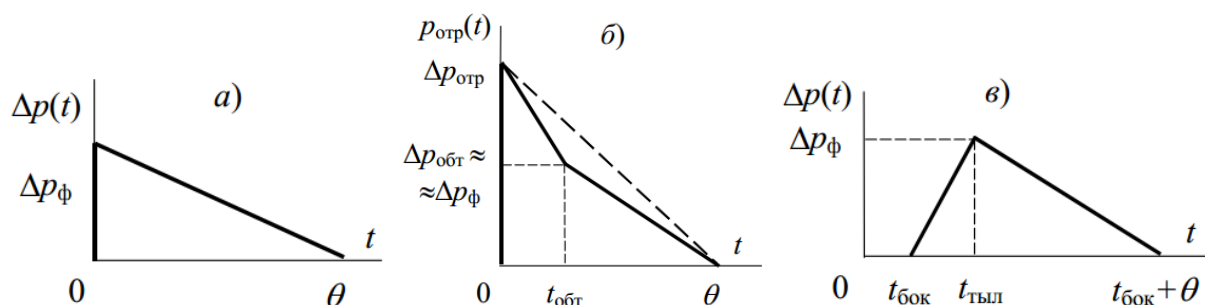


Рисунок 1.11. Давление на стены и покрытие при обтекании (дифракции) здания:  
а) - боковая стена и покрытие, б – фронтальная стена, в - тыльная стена.

Реализация динамического метода возможна с помощью методов МКЭ, где для решения задачи динамического воздействия во времени используется прямое



интегрирование уравнений движения, в основе которого могут быть использованы неявные схемы интегрирования уравнений движения [8].

Недостатком неявных схем является невозможность учета больших деформаций, которые, например, могут возникать при обрушении строительных конструкций.

Учитывая указанные недостатки описанных выше методов, они могут быть использованы как предварительные [17, 95], и должны быть уточнены более строгими методами и подходами.

### **Газодинамический метод**

С развитием нелинейных численных методов и подходов [109] и появлением мощных программных комплексов появилась возможность уточнить описанные выше подходы с учетом большого количества не учтенных ранее факторов и условий, что позволяет учесть недостатки нормативных методов. И для решения задач взаимодействия ударных волн с подземным сооружением предлагается использовать нелинейный динамический анализ здания с использованием газодинамического подхода.

Газодинамический подход к решению задач распространения воздушных ударных волн построен на описании процесса взрыва в воздухе или в грунте с помощью эйлерова описания движения сред, проходящих через неподвижную расчетную сетку [72, 151]. Такой подход используется для решения широкого спектра нелинейных задач [24, 154, 157, 158], связанных с твердым телом, потоком жидкости и взрывами [125].

Для реализации газодинамического подхода создается воздушная область из объемных конечных элементов, моделирующих воздушное пространство или грунтовый массив, куда помещается сооружение или конструкция, на которую воздействует фронт ударной волны, распространяющийся в данной области (рис. 1.12).

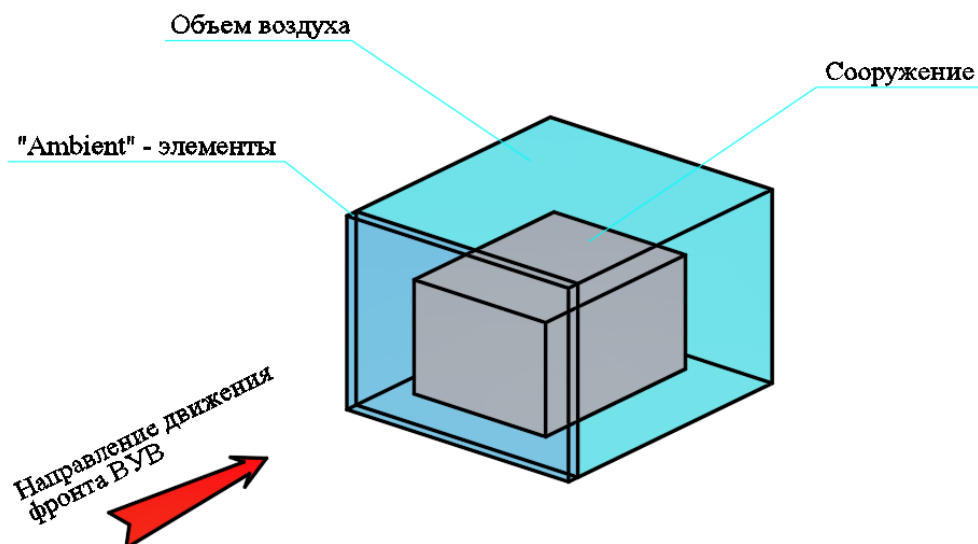


Рисунок 1.12. Расчетная модель газодинамического подхода

Для газодинамического подхода используется численное конечно-элементное моделирование, при котором выполняется дискретизация расчетной модели. При решении высокоскоростных задач дискретизация происходит в отношении времени (временного) и пространства (пространственного). В численном моделировании временная дискретизация использует явный метод, который вычисляет состояние системы в более позднее время как функцию шага по времени от текущего состояния системы. Чтобы захватить любое действие в элементе, шаг по времени должен удовлетворять условию Куранта-Фридриха-Леви (CFL).

При решении задачи пространственной дискретизации, движение сред может быть описано методами Лагранжа и Эйлера. Их различие в подходе к описанию движению среды [72, 151].

При использовании лагранжевого метода моделирования движения элементы при деформировании движутся вместе с назначенным материалом (рис. 1.13 [74]). Данный метод подходит для описания элементов из твердых материалов. Но недостатком такого является значительное искажение сетки КЭ, и это приводит к малым временным шагам в процессе расчета и появлению вырожденных элементов и других ошибок.

При использовании эйлерового метода описания движения сред сетка остается недеформированной (рис. 1.14 [183]), а материал может перетекать из одного

элемента к другому. Метод подходит для описания движения жидких материалов, как газ или вода, а также к грунтам, при решении специальных задач.

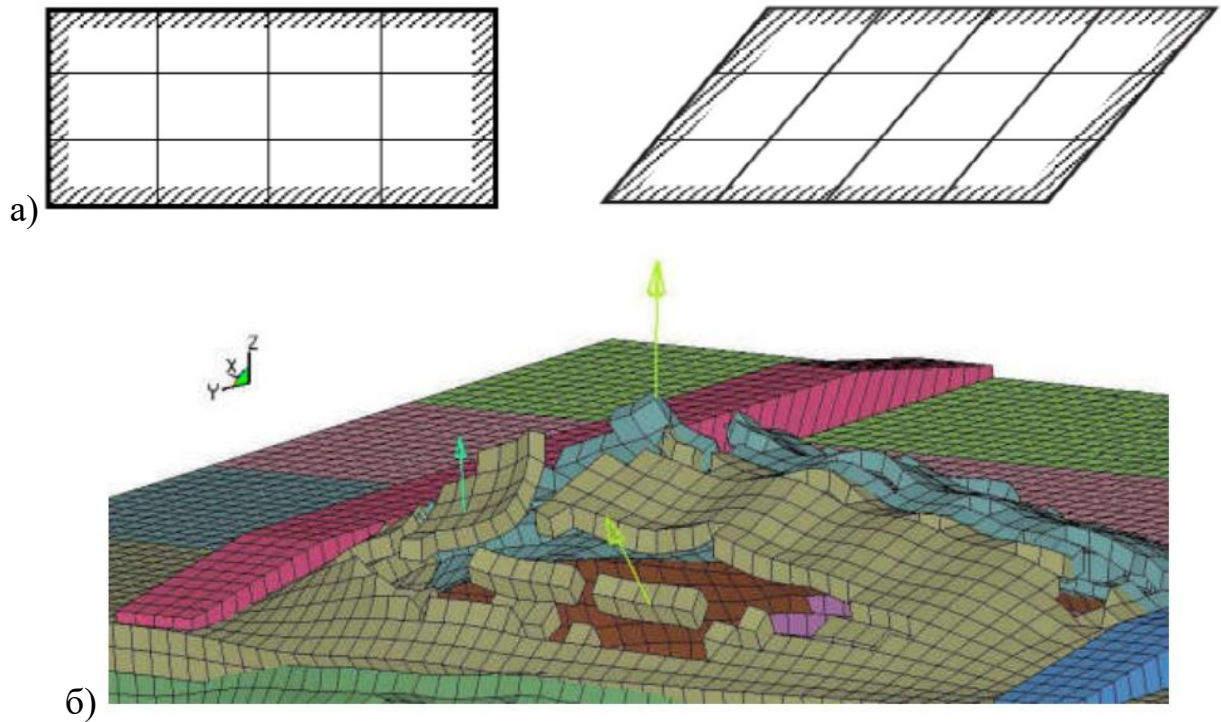


Рисунок 1.13. Лагранжево описание движения сред: а) схема, б) пример

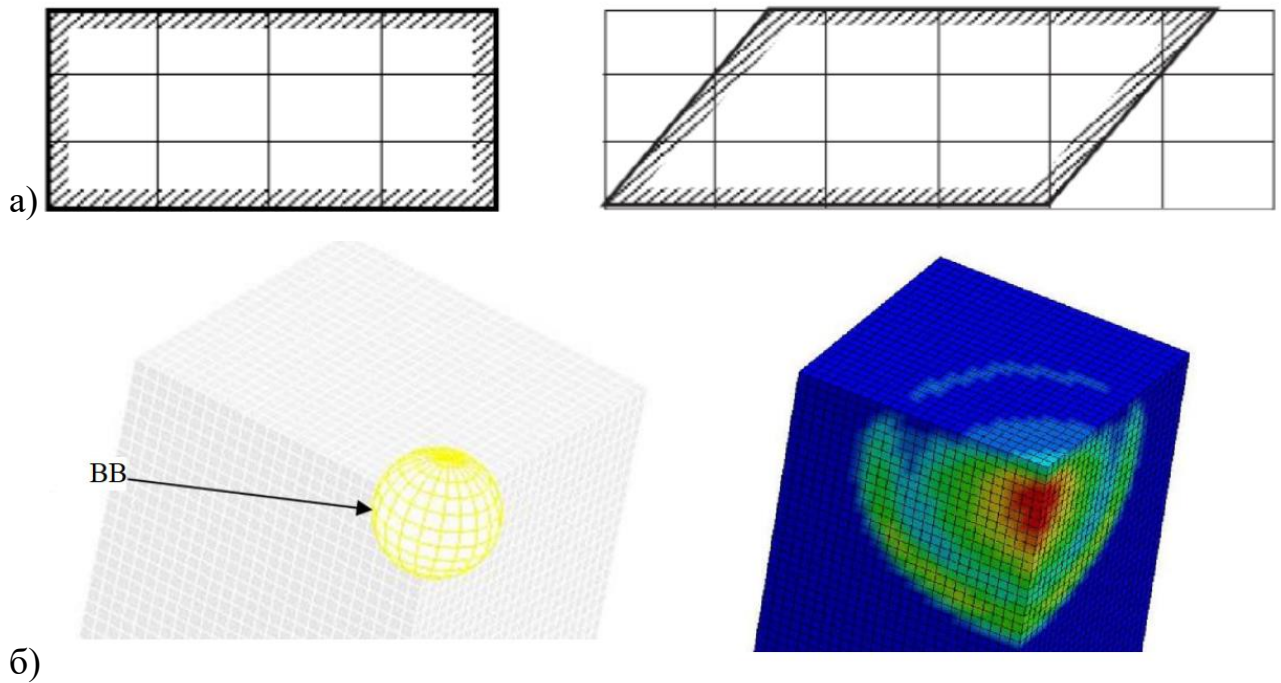


Рисунок 1.14. Эйлерово описание движения сред: а) схема, б) пример

По результатам анализа эйлерового и лагранжевого подходов явно выделяются их достоинства и недостатки. При решении практических задач взаимодействия

твердых тел и жидких материалов (FSI - fluid-structure interactions), применяются совместно оба метода (рис. 1.15), дополняющие друг друга (ALE - Arbitrary Lagrangian Eulerian) путем объединения лучших возможностей лагранжевых и эйлеровых подходов при одновременном уменьшении их слабых сторон [160, 183]. Метод ALE позволяет моделировать взаимодействия структуры жидкости (FSI) с помощью алгоритма связи конструкции и жидкости, который удовлетворяет основным уравнениям, описывающим сохранение массы, импульса и энергии [152]. При этом реализуется внутренний механизм автоматической перестройки и сглаживания конечно-элементной сетки при вырождении элементов.

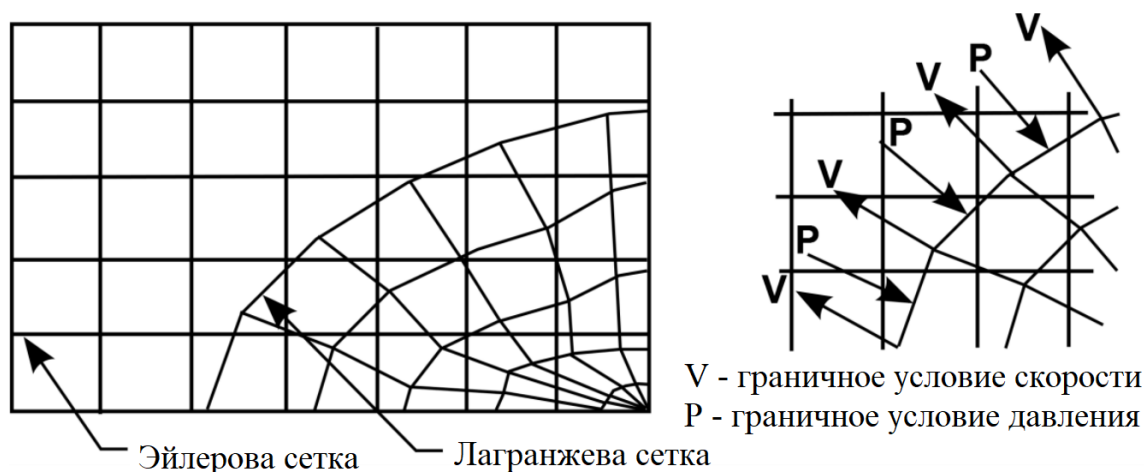


Рисунок 1.15. Лагранжево - Эйлерово описание движения сред

Существует также и модифицированная версия ALE решателя, позволяющий описывать конечные элементы эйлеровой сетки в виде массива S-ALE. Такой подход на порядок сокращает объем входного файла и облегчает построение и перестроение эйлеровой сетки по сравнению с неструктурированным подходом, реализованным в ALE, что в итоге позволяет сократить время работы с моделью и время расчета.

Газодинамический подход с использованием эйлерового подхода основывается на следующих уравнениях:

- 1) Уравнение сохранения массы:

$$\dot{\rho} + \rho \operatorname{div}(\mathbf{v}) = 0, \quad (1.3)$$

где  $\dot{\rho}$  – производная плотности по времени,  $\mathbf{v}$  – вектор скорости.

2) Уравнение сохранения количества движения:

$$\dot{\mathbf{v}} = \mathbf{f} - \frac{1}{\rho} \text{grad}(P), \quad (1.4)$$

где  $\dot{\mathbf{v}}$  – вектор ускорения заданной частицы среды, при движении в пространстве среды;

$\mathbf{f}$  – вектор массовых сил, отнесенный к единице массы;

$P$  – давление.

3) Уравнение сохранения энергии:

$$\dot{E} + \mathbf{v} \text{grad}(E) - \frac{p}{\rho^2} (\dot{\rho} + \mathbf{v} \text{grad}(\rho)) = 0, \quad (1.5)$$

где  $E$  – внутренняя энергия газа, отнесенная к единице массы.

Уравнения 1.3-1.5 в ортогональной системе принимают следующий вид:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d\rho}{dt} + u \frac{d\rho}{dx} + v \frac{d\rho}{dy} + w \frac{d\rho}{dz} + \rho \left( \frac{du}{dx} + \frac{dv}{dy} + \frac{dw}{dz} \right) \\ \frac{du}{dt} + u \frac{du}{dx} + v \frac{du}{dy} + w \frac{du}{dz} + \frac{1}{\rho} \frac{d\rho}{dx} = 0 \\ \frac{dv}{dt} + u \frac{dv}{dx} + v \frac{dv}{dy} + w \frac{dv}{dz} + \frac{1}{\rho} \frac{d\rho}{dy} = 0 \\ \frac{dw}{dt} + u \frac{dw}{dx} + v \frac{dw}{dy} + w \frac{dw}{dz} + \frac{1}{\rho} \frac{d\rho}{dz} = 0 \\ \frac{dE}{dt} + u \frac{dE}{dx} + v \frac{dE}{dy} + w \frac{dE}{dz} - \frac{p}{\rho^2} \left( \frac{d\rho}{dt} + u \frac{d\rho}{dx} + v \frac{d\rho}{dy} + w \frac{d\rho}{dz} \right) = 0 \\ p = p(\rho, E) \end{array} \right. \quad (1.6)$$

где  $p=p(\rho, E)$  – уравнение состояния материала.

Воздушная область при таком подходе описывается полиномиальным уравнением состояния идеального газа:

$$P = C_0 + C_1\mu + C_2\mu^2 + C_3\mu^3 + (C_4 + C_5\mu + C_6\mu^2)E_{ipv0}, \quad (1.7)$$

$$\mu = \frac{\rho}{\rho_0} - 1, \quad (1.8)$$

где  $P$  – давление;  $\rho$  – текущая плотность газа;  $\rho_0$  – плотность газа в начальном состоянии;  $E_{ipv0}$  – удельная начальная внутренняя энергия газа, определяемая по формуле:

$$E_{ipv0} = \rho_0 C_v T, \quad (1.9)$$

где  $C_v$  – удельная теплоемкость газа при постоянном объеме;

$T$  – начальная температура газа.

$C_0 = C_1 = C_2 = C_3 = C_6$ ,  $C_4 = C_5 = \gamma - 1$  – безразмерные постоянные полиномиального уравнения, принимаются по справочным данным;  $\gamma$  – отношение удельной теплоемкости при постоянном давлении к удельной теплоемкости при постоянном объеме.

Поведение продуктов детонации тротила описывается уравнением состояния Джонса-Вилкинса-Ли (JWL) [72, 160]:

$$P = A \left(1 - \frac{\omega}{R_1 V}\right) e^{-R_1 V} + B \left(1 - \frac{\omega}{R_2 V}\right) e^{-R_2 V} + \frac{\omega E}{V}, \quad (1.10)$$

где

$$V = \frac{\rho_0}{\rho} = \frac{v}{v_0} \text{ – относительный удельный объем.}$$

$A, B, C, R_1, R_2, \omega$  – эмпирические константы;

$E_0$  – внутренняя энергия на единицу объема;

$A, B$  и  $E_0$  – имеют единицы давления;

$R_1, R_2, \omega$  и  $v_0$  – безразмерные.

Так как взрывные воздействия являются высоконелинейными процессами, то целесообразно производить расчет численными методами основанных на МКЭ и использование газодинамического метода возможно с использованием интегрирования уравнений движения по явной схеме методом центральных разностей [11, 12, 179]. При использовании явных схем интегрирования в отличии от неявных схем узловые ускорения  $a$  и скорости  $v$  в расчете являются неизвестными (в числе узловых степеней свободы) и вычисляются напрямую, а не путем дифференцирования перемещений, кроме того, явные схемы не связаны с

решением систем алгебраических уравнений. Все это позволяет учесть при расчете все виды нелинейностей.

Решение задач явным методом описывается следующими уравнениями:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{F}^a, \quad (1.11)$$

где  $\mathbf{u}$  - вектор узловых перемещений,  $\dot{\mathbf{u}}=\mathbf{v}$  – вектор узловых скоростей,  $\ddot{\mathbf{u}}=\mathbf{a}$  – вектор узловых ускорений.  $\mathbf{M}$  – матрица масс системы,  $\mathbf{C}$  – матрица демпфирования,  $\mathbf{K}$  – матрица жесткости, а  $\mathbf{F}^a$  – вектор действующих на систему нагрузок.

Вектор ускорений определяется выражением:

$$\mathbf{a}_n = \mathbf{M}^{-1}(\mathbf{F}_t^{ext} - \mathbf{F}_t^{int}), \quad (1.12)$$

где  $\mathbf{F}_t^{ext}$  – вектор приложенных внешних сил,  $\mathbf{F}_t^{int}$  – вектор приложенных внутренних сил.

Векторы перемещений и скоростей определяются выражениями:

$$\mathbf{v}_{t+\Delta t} = \mathbf{v}_{t-\Delta t} + \mathbf{a}_t \Delta t_t \quad (1.13)$$

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{u} + \mathbf{v}_{t+\Delta t} \frac{\Delta t_t + \Delta t_{t+\Delta t}}{2}. \quad (1.14)$$

Расчет задачи взаимодействия конструкции здания или сооружения, подверженного взрывному воздействию, и окружающей газовой среды, в полной нелинейной динамической постановке требует последовательного решения следующих задач [73]:

- первый этап связан с получением распределения избыточного давления и его расчётных значений по пространству расчетной модели. Решение производится в эйлеровом пространстве методами газодинамики;

- на втором этапе происходит связывание системы газовой среды с конструкцией методами контактного взаимодействия;

- на третьем этапе в пределе шага по времени производится расчёт конструкции методом конечных элементов в лагранжевом пространстве с учётом физической, геометрической и конструктивной нелинейностей;

– производится оценка повреждений конструкции (разрыв, разрушение и т.п.) и выключение вышедших из строя конечных элементов.

Решение задачи контактного взаимодействия между лагранжевыми составляющими расчётной модели, а также с эйлеровой сеткой производится на основании метода штрафных функций:

$$F_p^n = A \cdot n(K_n \Delta L + K_D \Delta \dot{L}). \quad (1.15)$$

Тангенциальные силы трения:

$$F_p^n = \min(\mu F_p^n, AK_T \Delta L_T). \quad (1.16)$$

### Модели бетона

При динамических нагрузках на железобетонные конструкции прочность бетона может значительно возрасти, так как в материале происходит сложный нелинейный и зависящий от скорости процесс. Существующие библиотеки материалов в программных комплексах имеют различные модели бетонных материалов.

При моделировании модели бетона могут быть использованы различные нелинейные модели бетона в том числе с ограничением нелинейных пластических деформаций, а для моделирования работы арматуры линейно-упругие модели также с ограничением пластических деформаций.

Для расчетов на динамические воздействия можно выделить несколько вариантов моделирования железобетона с использованием различных подходов к моделированию бетона и арматуры.

1. Моделирование бетона выполняется с помощью восьмиузловых конечных элементов, с интегрированием по объему. Арматура при этом моделируется стержневыми конечными элементами с использованием идеальной упругопластической модели материала с ограничением пластических деформаций  $\varepsilon_{пред}$ . (модели бетона Уинфрита, и модель бетона Continuous Surface Cap Model CSCM);



2. Моделирование работы бетона и арматуры с помощью структурных элементов, когда плиты моделируются оболочечными элементами, колонны - стержнями, при этом армирование учитывается распределением по толщине сечения в виде эквивалентной толщины в соответствии с реальным расположением армирования в элементе (модель бетона Concrete EC2, основанная на положениях норм Еврокод-2).

### Нелинейная модель бетона Уинфрита

Модели бетона Уинфрита, учитывает дополнительные эффекты скорости, а также наличие трещин и арматуры [180, 181]. Эта модель основана на поверхности разрушения при сдвиге, предложенной Оттосеном [167], и включает в себя влияние скорости деформации и размягчение деформации при растяжении за счет включения ширины раскрытия трещины или энергии разрушения.

### Нелинейная модель бетона с непрерывной поверхностью повреждений (гладким колпаком (CSCM))

Нелинейная модель бетона Continuous Surface Cap Model (CSCM) позволяет, как и модель бетона Уинфрита, учитывать совместную работу бетона и арматуры и описывается замкнутой поверхностью (шатровая модель с непрерывной предельной поверхностью) с наличием, так называемого, «колпака» (рис. 1.16) [165, 178].

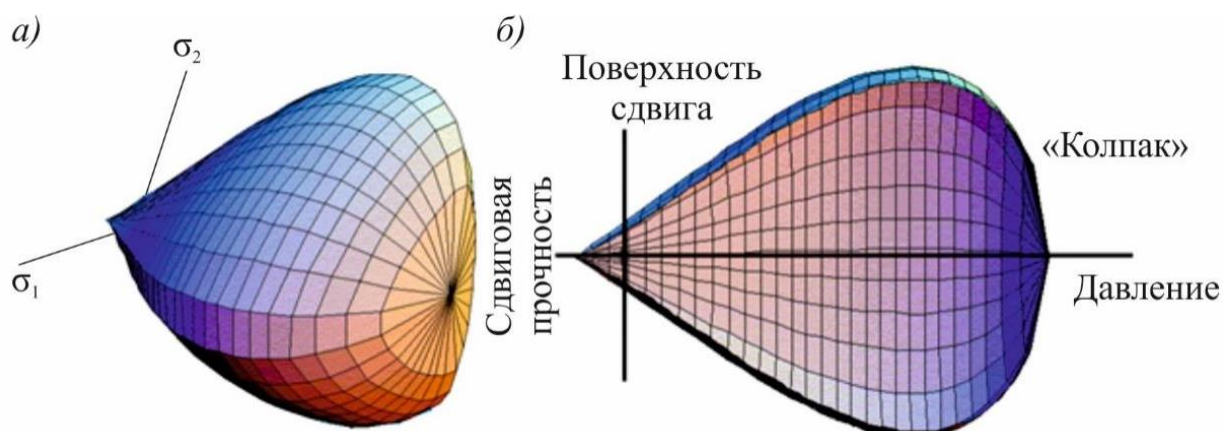


Рисунок 1.16. Модель поверхности текучести с «колпаком» (CSCM):  
а) в пространстве; б) вид сбоку

## **Модель материала для структурных железобетонных элементов (Concrete EC2)**

Модель Concrete EC2 основана на положениях Еврокода-2 [136, 140] и позволяет учитывать разрушение бетона при сжатии, образование трещин в бетоне при растяжении, а также появление текучести в арматуре. При достижении максимальными главными напряжениями предела прочности на растяжение происходит растрескивание бетона при растяжении. После начала растрескивания растягивающие напряжения уменьшаются при увеличении деформаций [2].

### **Учет армирования для моделей Уинфрита и CSCM**

В качестве расчетных диаграмм состояния арматуры используются криволинейные расчетные диаграммы, аппроксимирующие фактические диаграммы деформирования арматуры.

Для моделирования контактного взаимодействия бетона и арматуры используется механизм Лагранжево-Эйлеровых связей. Для моделирования и выключения арматуры из расчета задается предельная пластическая деформация  $\varepsilon_{пр}$  [2, 101].

### **Граничные условия**

Важным моментом при применении газодинамических методов является применение граничных условий. При распространении воздушной ударной волны в воздушном объеме необходимо предотвращать влияющие на результат отраженные от границ расчетной области волны, так как рассматриваемые воздействия на здания происходят чаще всего не в замкнутом пространстве, а в свободном, поэтому необходимо, чтобы волны могли проходить за пределы расчетной области и не влиять на результат. Для этого на границах расчетной области прикладываются условия, при которых векторы скорости обнуляются.

## Существующие исследования сооружений на взрывные воздействия в газодинамической постановке

Газодинамические задачи в нелинейной постановке решались различными авторами в том числе В.Б. Дорожинским [48-54], С.Б. Вальгер [26], А.С. Павловым [73] и другими исследователями [127, 132, 172, 183]. На рис. 1.17-1.19 показаны некоторые примеры таких работ.

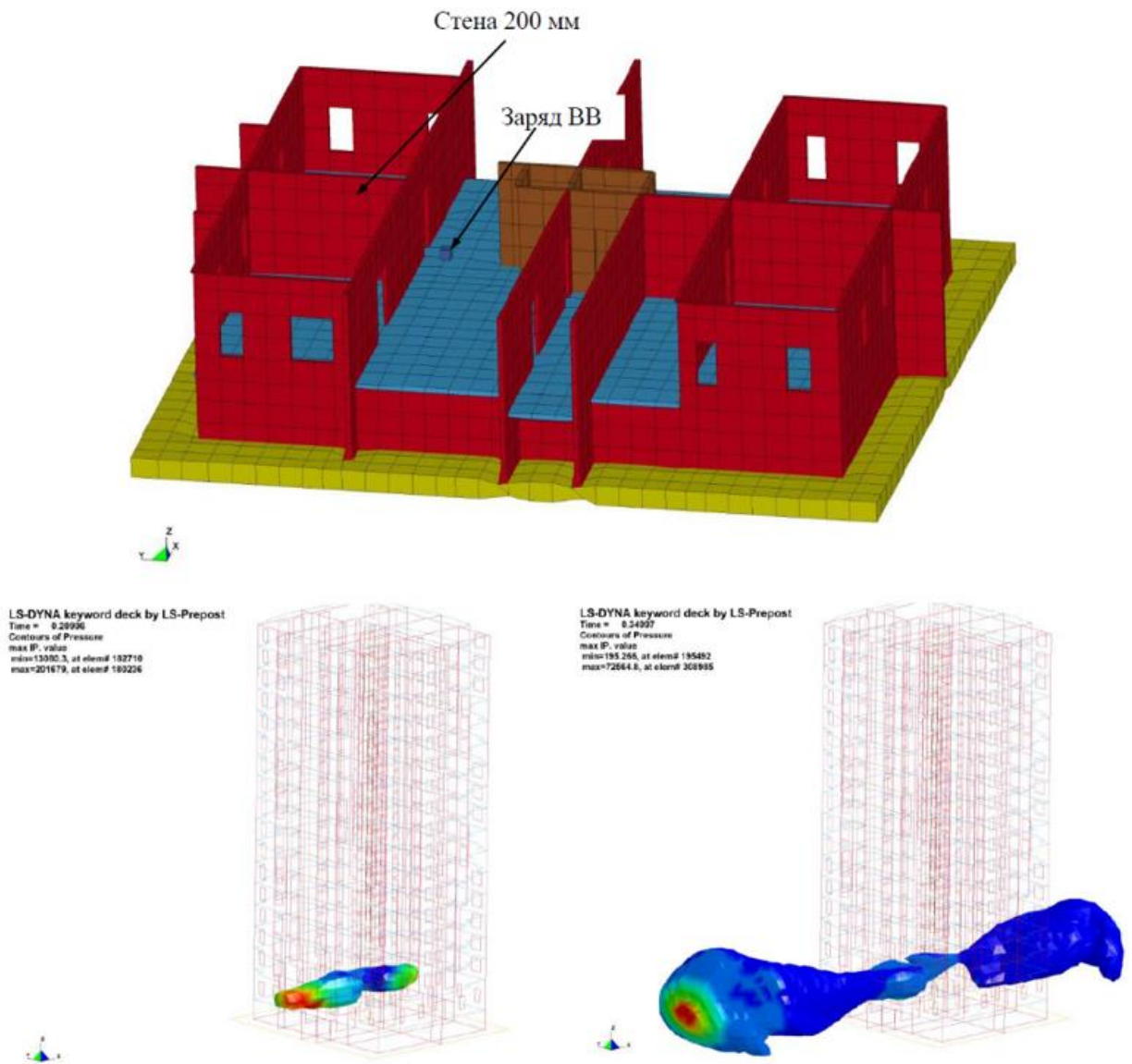


Рисунок 1.17. Расчет здания при точечных воздействиях

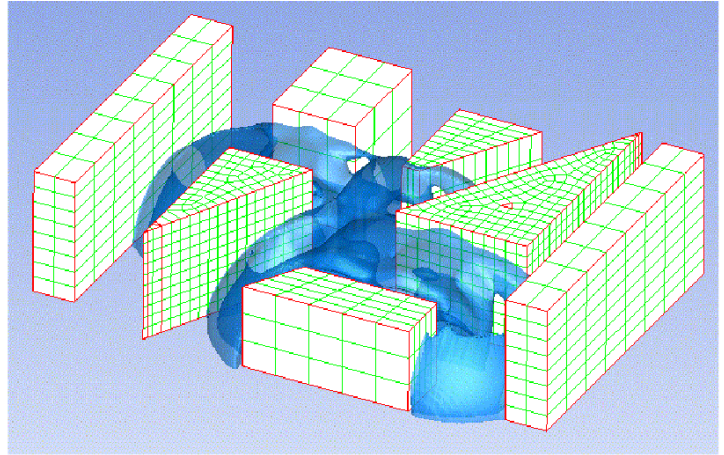
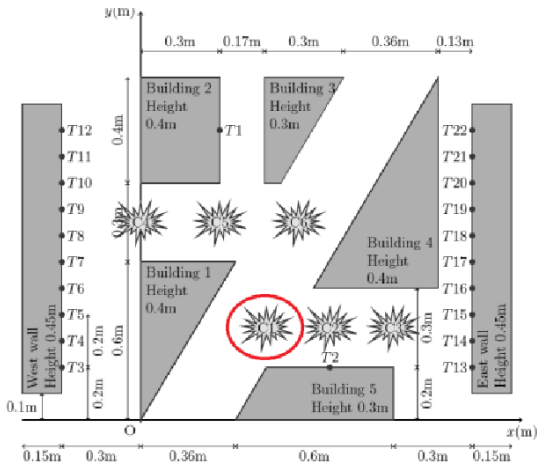


Рисунок 1.18. Пример расчета воздействия взрыва в городской застройке

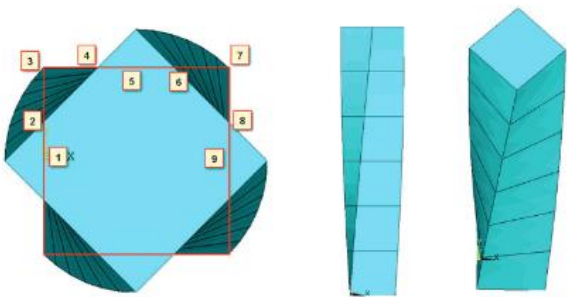


Рис. 5. Общий вид на форму здания: вид сверху и расположение контрольных точек, вид сбоку, объёмная модель

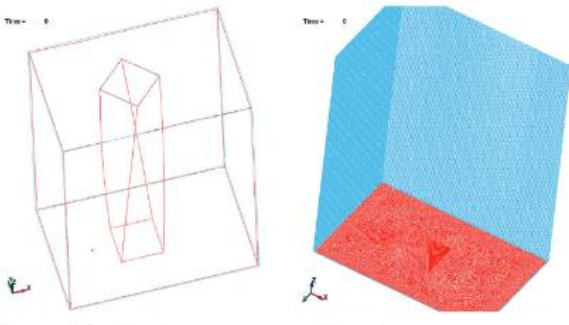


Рис. 8. Графики изменения давления в контрольных точках на отметке +18,0 м во времени от 0,0 до 0,09 сек (Па и сек)

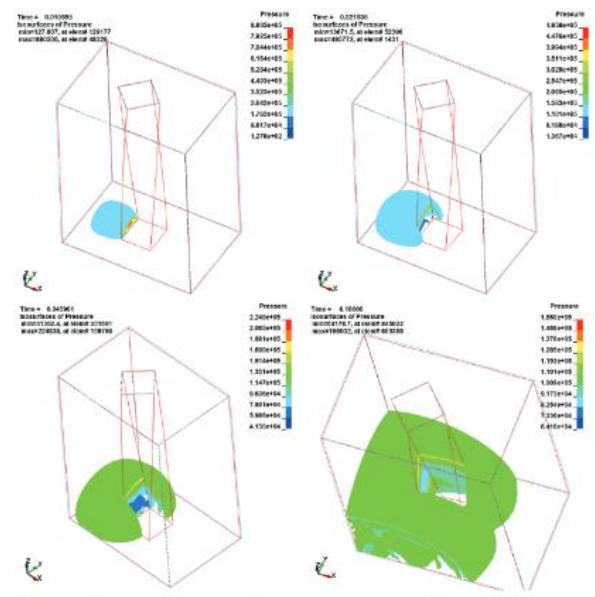


Рисунок 1.19. Пример расчета воздействия взрыва на здания произвольной формы

### 1.3 Методы расчета встроенных подземных сооружений на обрушение

При рассмотрении расчетной ситуации 3 (см. раздел 1.1) можно отметить всю сложность процесса нагружения здания воздушной ударной волной.

Фронт воздушной ударной волны распространяясь по поверхности грунта вызывает в нем волны сжатия.

При подходе к рассматриваемому сооружению воздушная ударная волна воздействует на наружные поверхности несущих и ненесущих конструкций надземной части здания, а волны сжатия взаимодействуют с фронтальной наружной гранью подземной части.

Далее, воздушная ударная волна, проходит через все оконные и дверные проемы после чего начинает воздействовать на внутренние несущие и ненесущие конструкции здания, в том числе на покрытие подземной части [17, 33, 39]. Волны сжатия при этом воздействуют на боковые и тыльную стены подземной части.

В зависимости от значения избыточного давления надземная часть здания может получить значительные повреждения и даже обрушиться. При обрушении основные нагрузки, как правило, приходятся на покрытие встроенного подземного сооружения. Следует отметить, что обычно надземная часть здания не рассчитана на подобные нагрузки, и, как правило разрушается полностью подобно приведенным в [86], результатам исследований. Кроме того, согласно [102] встроенные подземные сооружения следует рассчитывать на избыточное давление во фронте равное 100 кПа, и как видно по таблице 1.1 [91] такое воздействие приводит к полному разрушению зданий.

Таким образом необходимо рассматривать две расчетные ситуации (рис. 1.20), которые назовем 3а (расчет подземного сооружения на воздействие воздушной ударной волн и волн сжатия с учетом нагрузок от вышестоящего здания) и 3б (расчет сооружения на падение обломков и образование завала).

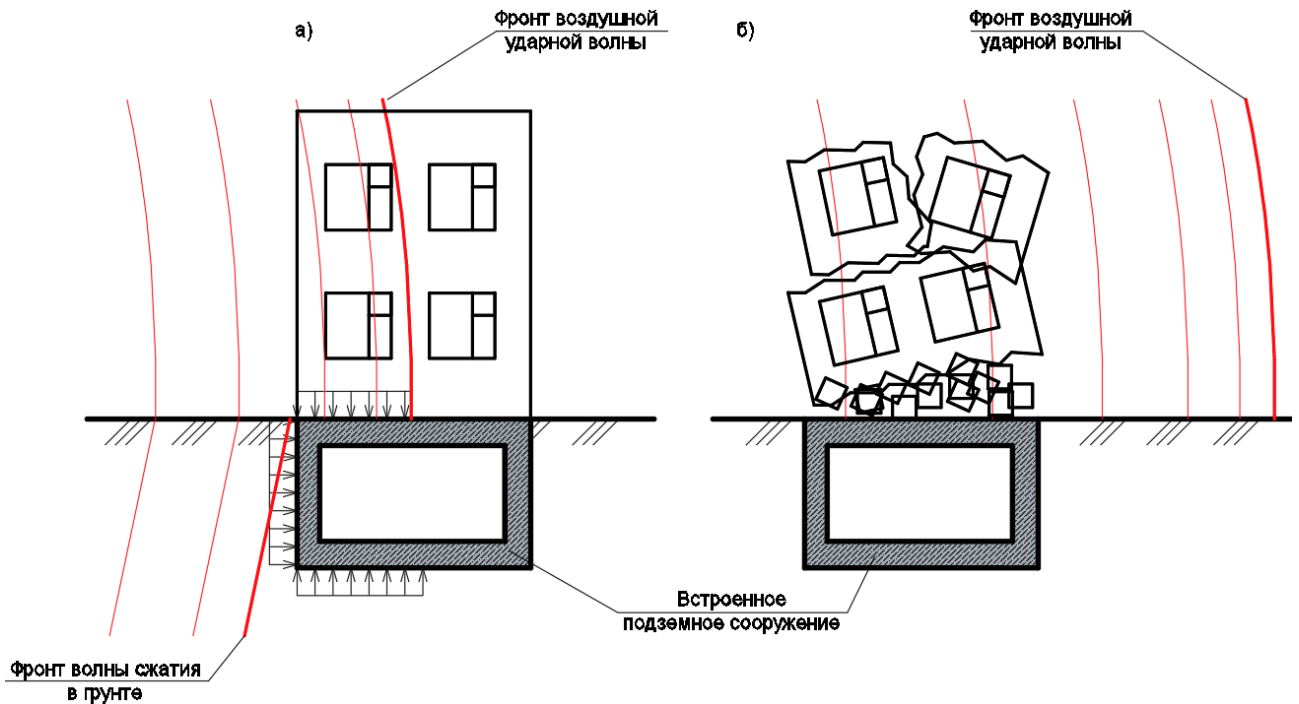


Рисунок 1.20. Схема воздействия воздушной ударной волны на надземную и подземную часть здания: а) расчетная ситуация 3а, б) расчетная ситуация 3б

Приведенные на рисунке 1.21 результаты полевых испытаний зданий на воздействия воздушных ударных волн наглядно показывают происходящие разрушения строительных конструкций надземных зданий.

Таблица 1.1. Степень разрушения зданий при воздействии избыточного давления во фронте воздушной ударной волны.

Объекты	Разрушения, при избыточных давлениях, кПа			
	Слабые	Средние	Сильные	Полные
Здания и сооружения				
Промышленные здания с тяжелым металлическим или железобетонным каркасом	20–40	40–50	50–60	60–100
Промышленные здания бескаркасной конструкции или легким металлическим каркасом	20–30	30–40	40–50	50–80
Кирпичные бескаркасные производственно-вспомогательные здания с перекрытием из ж/б сборных элементов	10–20	20–35	35–45	45–60
То же, с перекрытием из деревянных элементов, одно- и многоэтажные	8–15	15–25	25–35	35
Складские кирпичные здания	10–20	20–30	30–40	40–50
Кирпичные малоэтажные здания (один-два этажа)	8–15	15–25	25–35	35–45
Кирпичные многоэтажные здания (три этажа и более)	8–12	12–20	20–30	30–40

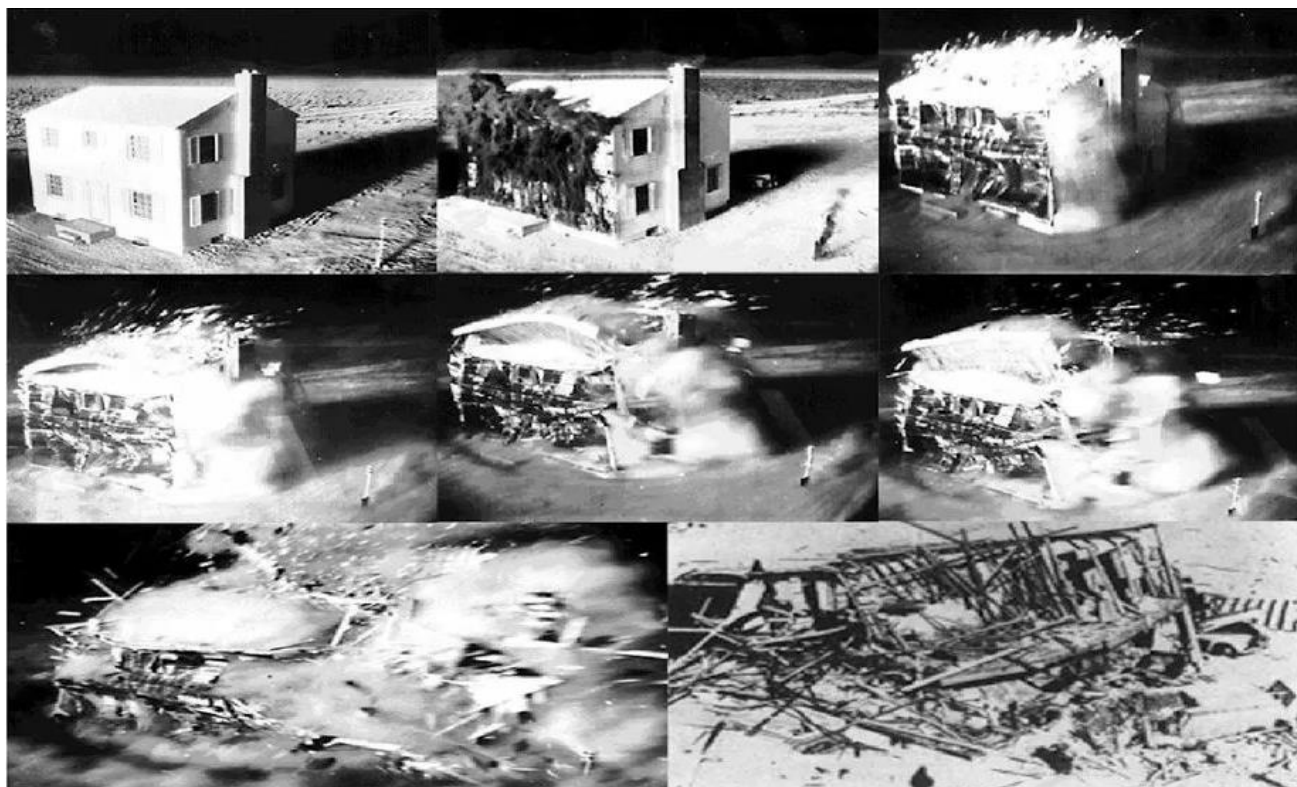


Рисунок 1.21. Разрушение зданий при  
воздействии воздушной ударной волны

Нормативным методом расчета на нагрузки при образовании завала принят эквивалентный статический метод, о достоинствах и недостатках которого описано в разделе 1.2. При этом методе вес разрушившихся строительных конструкций прикладывается равномерно по всей площади покрытия с умножением на коэффициент динамичности  $K_d=1,2$ . Предполагается также, что описываемые выше расчетные случаи 3а и 3б происходят со сдвижкой по времени, т.е. считается, что фронт воздушной ударной волны на момент обрушения и образования завала на покрытии, уже прошел. Также допускается, что условием для расчета покрытия на нагрузки от веса разрушившихся строительных конструкций (от завала) является превышение половины массы обрушаемых конструкций над избыточным давлением в воздушной ударной волне.

Таким образом, чтобы учесть оба расчетных случая расчет подземного сооружения следует выполнять по двум расчетным моделям. В первой расчетной модели расчет встроенного подземного сооружения выполняется на воздействие воздушных ударных волн с учетом нагрузок от вышестоящей надземной части

здания. Во второй расчетной модели надземная часть исключается, а на покрытие встроенного подземного сооружения задается эквивалентная статическая нагрузка от веса разрушившихся конструкций.

Из описанной выше методики расчета с использованием эквивалентных статических методов видно, что такую методику следует использовать для предварительного расчета конструкций, так как в ней имеются значительные допущения, что в целом не учитывает реальный процесс воздействия и может привести к иному распределению усилий в конструкциях.

Кроме того, эквивалентный метод расчета не позволяет учесть тот факт, что после прохождения воздушной ударной волны и в процессе обрушения покрытие подземного сооружения может получить значительные повреждения бетона и армирования. Что может значительно повлиять при последующем полном нагружении покрытия при образовании на нем завала.

Поэтому актуальным является разработка методик позволяющих выполнять подобные расчеты в более полной постановке с учетом всех особенностей реальной работы конструкций.



## 1.4 Применение теории надежности к расчету подземных сооружений

Расчет встроенных подземных сооружений, предназначенных для защиты населения от аварийных ситуаций природного и техногенного характера, как было описано выше, необходимо выполнять на сложный комплекс воздействий. Во-первых, это воздействие воздушной ударной волны на подземное сооружение, а во-вторых, это воздействия при обрушении конструкций вышележащих этажей с образованием завала после обрушения. Анализ подобных аварийных воздействий показывает, что они имеют ярко выраженный случайный характер. Для учета этого необходимо применять методы теории надежности строительных конструкций [58, 83, 84, 108].

Теория надежности стала развиваться на фоне развития военной техники, а позже и в электронике, так как была проблема с частыми отказами, в связи с чем начали уделять повышенное внимание вопросам качества и надежности.

Одной из первых попыток использования вероятностных подходом в расчетах строительных конструкций была предпринята Качини в 1911 г, который проводил статистическую обработку наблюдений за прочностными свойствами материалов и действующими нагрузками.

В работах М. Майера [162] и Н.Ф. Хоциалова [119] от 1926-1929 гг. подвергся критике метод расчета конструкций по допускаемым напряжениям. Тогда впервые распространилась идея о вероятностном подходе к расчету строительных конструкций.

Основы теории надежности были заложены С. Стрелецким [103, 104] и А.Р. Ржаницыным [87, 88, 89, 90] в послевоенные годы, тогда же были сформированы и общепринятые понятия теории надежности, основой которой стала формулирование двух фундаментальных идей:

– прочностные характеристики материалов в конструкциях, а также нагрузки начали рассматриваться как статистические, поэтому для решения задач в такой

постановке предложено использовать методы теории вероятности и математической статистики;

– было заявлено о необходимости разработки метода предельных состояний.

Идеи статистического подхода были развиты и в работах А.Р. Ржаницына в 1947-1952г. Особую значимость приобрела работа [87] где изложена концепция безопасности сооружения, представляющая собой фундамент теории надежности, где представлено вероятностное решение проблемы  $S=R-F$  в предположении, что обобщенные сопротивление элемента (предел текучести или предел прочности и т.д.)  $R$  и наибольшее значение усилия (или напряжения) в конструкции  $F$  есть случайные переменные или случайные величины которые имеют нормальное распределение и взаимно не коррелируют, в  $S$  – резерв прочности.

Кроме того значительный вклад в развитие основополагающих идей теории надежности был заложен В.В. Болотиным [20, 21, 22, 23] . Таким образом выделяются две научные школы теории надежности — А.Р. Ржаницына и Н.Н. Болотина. Работы этих авторов были взяты за основу в западной литературе и приняты в Еврокодах [40, 141].

Прикладные основы теории надежности при проектировании строительных конструкций разработаны В.Д. Райзером [80, 81, 82, 83, 84,]. Практические задачи по оценке надежности строительных конструкций при различных аварийных воздействиях с применением вероятностных методов и теории надежности решаются различными авторами: А.Г. Тамразян [106, 107], В.А. Пшеничкина [28, 79], О.В. Мкртычев [42, 43, 45, 49, 50, 51, 55, 58, 64]. Проблемы надежности также рассмотрены в работах Д.Н. Соболева и В.П. Чиркова [122, 123]. Вклад в совершенствование данных методов внесли исследования А.Я. Дривинга, В.Д. Костюкова, А.П. Кудзиса, О.В. Лужина, А.С. Лычева, Ю.А. Павлова, В.Д. Потапова, Н.Н. Складнева, Б.И. Саркиса, Ю.Д. Сухова, К.Э. Таля, С.А. Тимашева и др.

Следует отметить работы посвященные проблемам теории надежности в машиностроении А.С. Гусева и В.А. Светлицкого, Н.А. Николаенко и др.

Вклад в исследование вероятностной природы нагрузок, их сочетаний и нормирование внесен в работах М.Ф. Барнштейна, А.А. Батя, И.А. Бельшева, А.П. Булычева, Л.В. Клепикова, В.А. Отставнова, В.Н. Писчикова и др.

Из зарубежных работ по данной теме можно выделить исследования Дитлевсена [138, 139], Фрейденталя [148], Корнелла [137], Хасофера и Линда [153], Раквица [169], Барлоу Р., Прошан Ф. [9] и др. Следует отметить работы Аугусти, Баратта и Кашиати [3], Капура, Ламберсона, Боржеса [147], Кастанелы, И. Мужевского, Г. Шпете.

### **Выводы по главе 1**

В данной главе рассмотрены основные нормативные положения в части расчета подземных сооружений для защиты населения от аварийных ситуаций природного и техногенного характера. Обзор литературы по данной тематике показал, что существующие методики имеют некоторые недостатки и допущения, а также, что они не позволяют учесть всю сложность происходящего процесса, что особенно важно при расчете встроенных в нижние этажи жилых и общественных зданий защитных подземных сооружений. Поэтому актуальной задачей является разработка методик для расчета подобных сооружений, что позволит в более строгой и полной постановке выполнять подобные расчеты. Для этого предлагается использование газодинамического подхода с использованием методов нелинейной динамики.

Приведены основы газодинамических методов расчета, которые применяются в исследованиях. Выполнен анализ исследований сооружений, выполненных различными авторами с использованием газодинамического подхода. Отмечается, исследования подземных сооружений имеют недостаточную степень разработанности в подобных постановках. Это связано со сложностью моделирования взаимодействия воздушных ударных волн с поверхностью грунта, с последующим формированием волн сжатия в грунте, которые взаимодействуют с подземным сооружением. Кроме того, для встроенных подземных сооружений

необходимо выполнять расчет на падение обломков разрушенной части надземного здания, а также на нагрузки при образовании завала на покрытии сооружения.

Использование нелинейных динамических методов позволяет получить более адекватные и точные решения, так как позволяют учесть работу конструкций с учетом различных видов нелинейностей, а также моделировать процесс разрушения с последующим обрушением строительных конструкций.

Выполнен обзор определенных моделей материалов и сред используемых для решения задач в нелинейной газодинамической постановке.

Анализ аварийных воздействий, связанных с воздушной ударной волной, имеет место ярко выраженный случайный характер. Для учета этого необходимо применять методы теории надежности строительных конструкций.

## Глава 2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ ИСХОДНОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ВОЗДУШНОЙ УДАРНОЙ ВОЛНЫ

Одной из первостепенных задач перед исследованием НДС сооружений при воздействии на них ударных волн является задача определения исходных параметров воздействия. А при использовании газодинамического подхода также важной задачей является моделирование фронта взрывного воздействия, что зависит в первую очередь от источника воздействия.

### 2.1 Методы моделирования воздушных ударных волн

Фронт воздушной ударной волны может быть двух типов: сферический и плоский. Сферический фронт волны порождается различными точечными взрывами при относительно небольшом расстоянии от исследуемой поверхности (рис. 2.1) [18, 67, 98, 118, 134, 135].

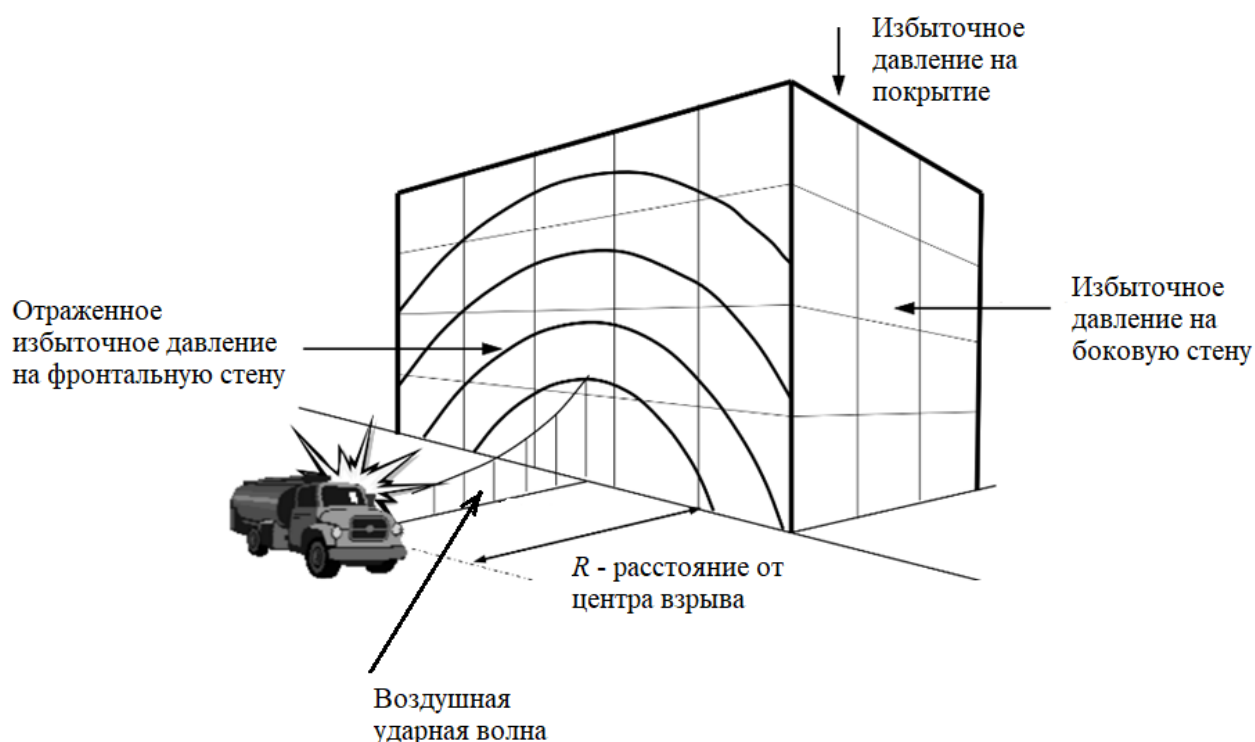


Рисунок 2.1. Распространение сферического фронта ударной волны на примере аварийного взрыва грузового автомобиля проезжающего рядом с исследуемым сооружением

Плоский фронт воздушной ударной волны порождается мощным источником взрыва, располагаемого на большом расстоянии (0,5-5 км) от рассматриваемой конструкции. Например, при проектировании АЭС может рассматриваться взрыв железнодорожного состава, при котором фронт при подходе к рассматриваемому защищенному сооружению становится практически плоским, т.е. считается, что происходит равномерное распределение давления от взрыва по поверхности фронтальной стены.

Плоский фронт воздушной ударной волны предполагается при использовании отечественными нормативными документами для расчета подземных сооружений для защиты населения при чрезвычайных ситуациях [102], а также для основных сооружений АЭС [75], задавая воздействие в виде плоского фронта с определенными параметрами избыточного давления и временем воздействия, в зависимости от назначения сооружения (рис. 2.2).



Рисунок 2.2. Плоский фронт воздушной ударной волны

## 2.2 Анализ экспериментальных данных и их использование для моделирования воздушной ударной волны

В главе 1 было показано, что в советское время отечественными учеными был выполнен огромный вклад в исследование воздействий взрывов на сооружения. При этом выполнено большое количество полевых экспериментов и теоретических работ, на основе которых построено современное представление о взрывных воздействиях.

В качестве анализа текущей ситуации, связанной с исследованиями воздействия взрывов на строительные конструкции, был выполнен обзор полевых и численных исследований различных авторов. В качестве примера приведем некоторые из них. В работе [132] было проведено полевое и численное исследование воздействия взрыва на железобетонную плиту (рис. 2.3), где взрывчатое вещество (ВВ) было подвешено на расстоянии 3 м, и воздействовало на верхнюю ее поверхность.

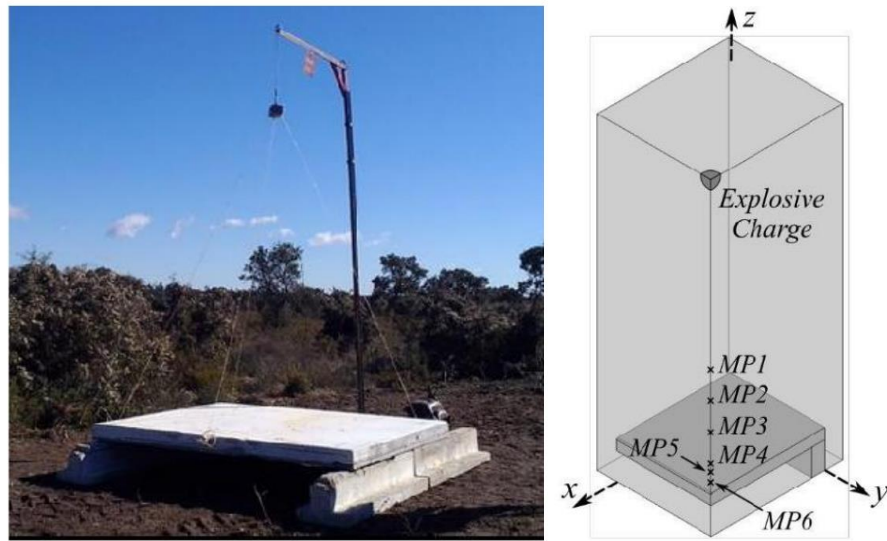


Рисунок 2.3. Схема расположения исследуемой плиты перекрытия

В работе [145] была произведено полевое и численное исследование воздействия взрыва на колонны, в том числе находящиеся под осевой продольной нагрузкой (рис. 2.4).

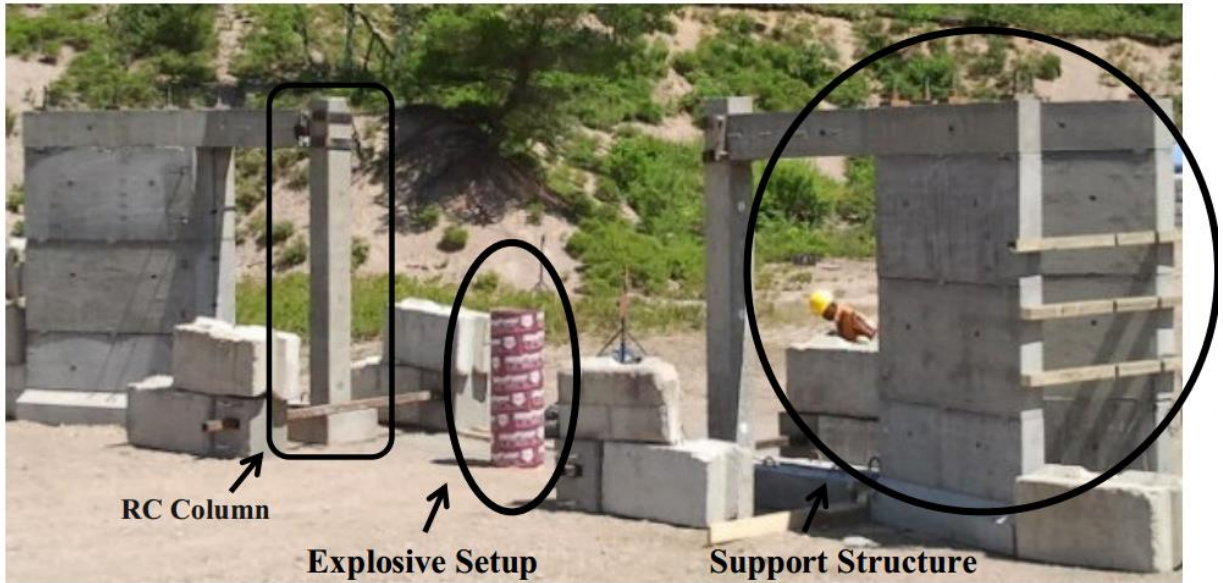


Рисунок 2.4. Схема расположения исследуемых колонн и взрывчатого вещества

К сожалению, все проведенные исследования привести в данной работе не представляется возможным, но из них можно отметить, что, во-первых, проведенные изыскания являются очень затратными, и поэтому наиболее возможным вариантом расчета является использование численных методик, что также доказывается в приведенных работах.

### 2.3 Моделирование точечных взрывов

Существуют несколько методик моделирования нагрузок от ВУВ [60] с использованием газодинамического подхода, при которых можно выделить точечные взрывы в двух вариантах:

а) Фронт от взрыва воспроизводится с помощью ВВ, заключенного в границы одного или нескольких объемных конечных элементов [26, 34, 48, 54, 63, 69, 73, 129, 149, 184, 155, 168]. Такой подход позволяет моделировать точечное воздействие в небольшом объеме воздушной области при небольшом расстоянии от взрыва до сооружения. Таким образом недостатком такого подхода является невозможность моделирования взрывного воздействия при больших расстояниях от центра взрыва до сооружения из-за значительного возрастания воздушной



области в расчетной модели. Кроме того, задание плоского фронта также представляется затруднительным [124];

б) Моделирование фронта ВУВ с помощью модели Кингери и Бэлмаша (Kingery and Bulmash [156]) или еще она называется Conwer [128, 132, 170, 183], которая была разработана по результатам обработки результатов тысячи экспериментов с точечными взрывами.

### Моделирование взрыва с помощью объемных конечных элементов

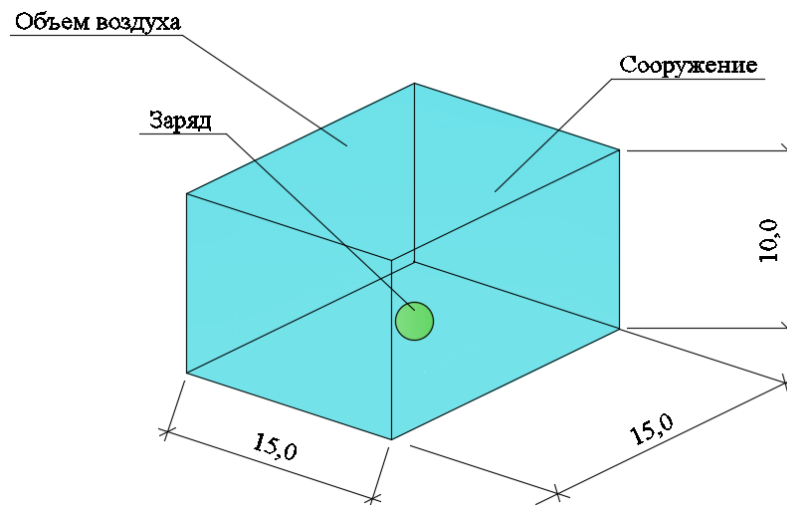


Рисунок 2.5. Схема расчетной модели с точечным взрывом в центре расчетной области

Рассмотрим решение задачи определения основных параметров фронта ВУВ при взрыве на поверхности земли и взрыве в воздухе на уровне 5 м от поверхности [63]. Для этого выполним моделирование воздушной области с размерами 10x15x20 м( $h$ ). В качестве ВВ примем ТНТ для чего в состав воздушной области включим один объемный конечный элемент ВВ, плотностью заряда 1620 кг/м<sup>3</sup>, массой 13 кг. (рис. 2.5).

Поверхность земли принята жесткой.

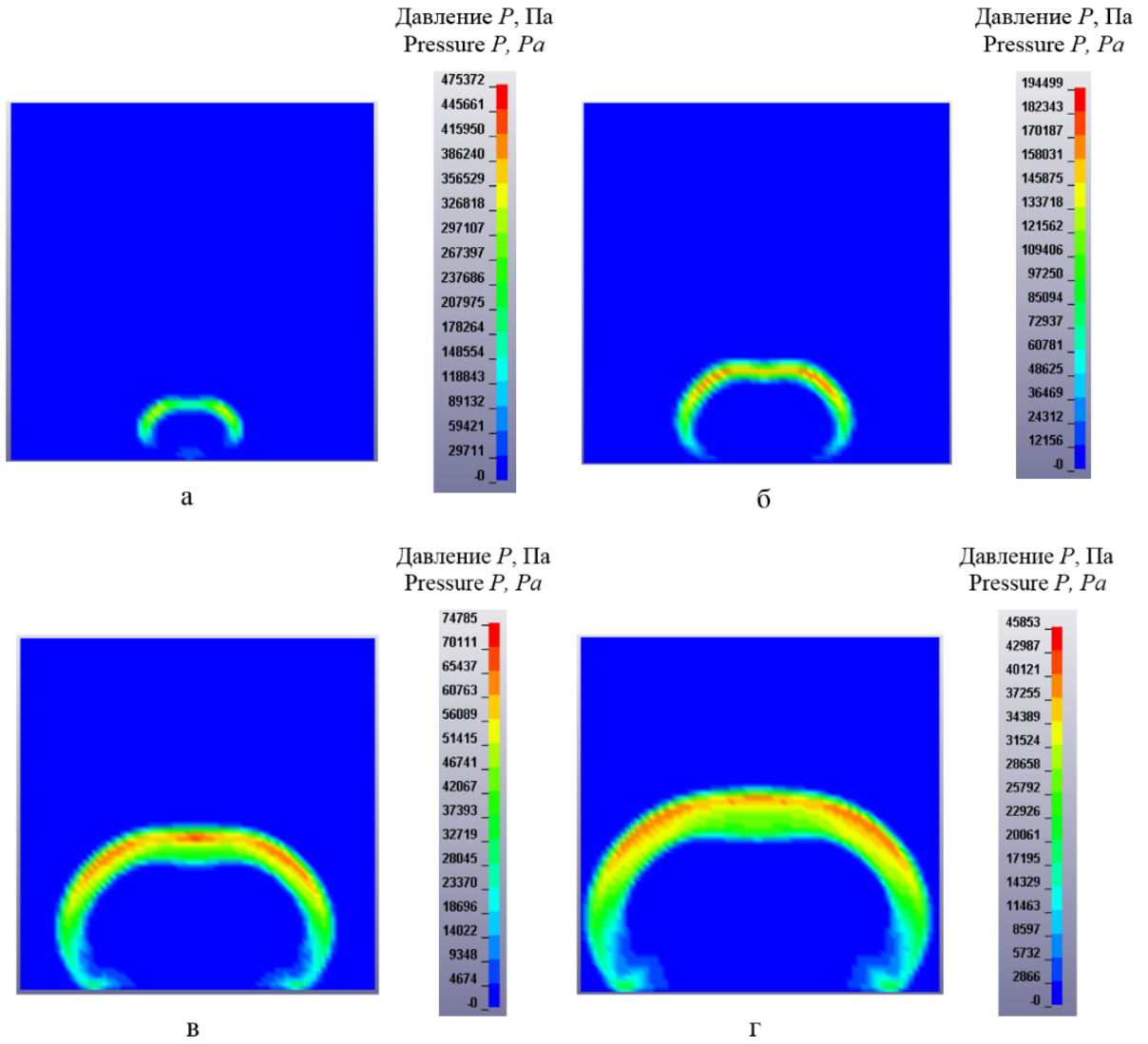


Рисунок 2.6. Изополя давлений во фронте ВУВ:  
а - 0,01 с, б - 0,018 с, в - 0,034 с, г - 0,049 с

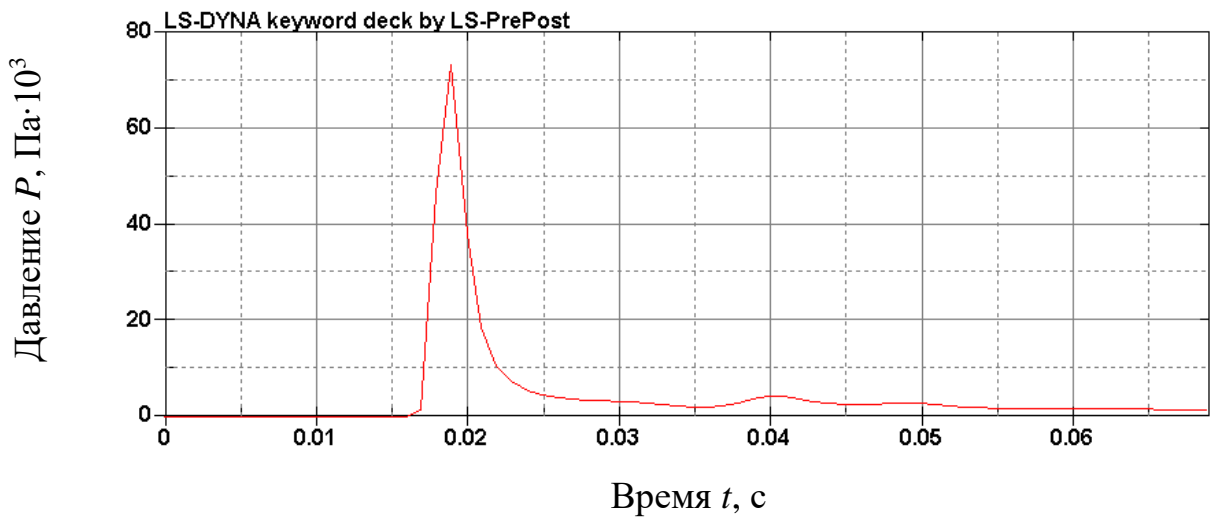


Рисунок 2.7. График давления  $\Delta P_\phi$  во фронте ВУВ, зафиксированный на расстоянии 9 м от центра взрыва

На рис. 2.6 рассмотрено распространения фронта воздушной ударной волны от взрыва на поверхности земли. Какой фронт имеет форму сферического полушария, распространяющегося параллельно земной поверхности.

При взрыве на некоторой высоте от земли (рис. 2.8) фронт волны имеет более сложную картину чем при взрыве на поверхности, так как полученная сферическая ударная волна создает падающие и отраженные волны от поверхности, и в дальней зоне от взрыва давление во фронте удваивается, что создает головную ударную волну.

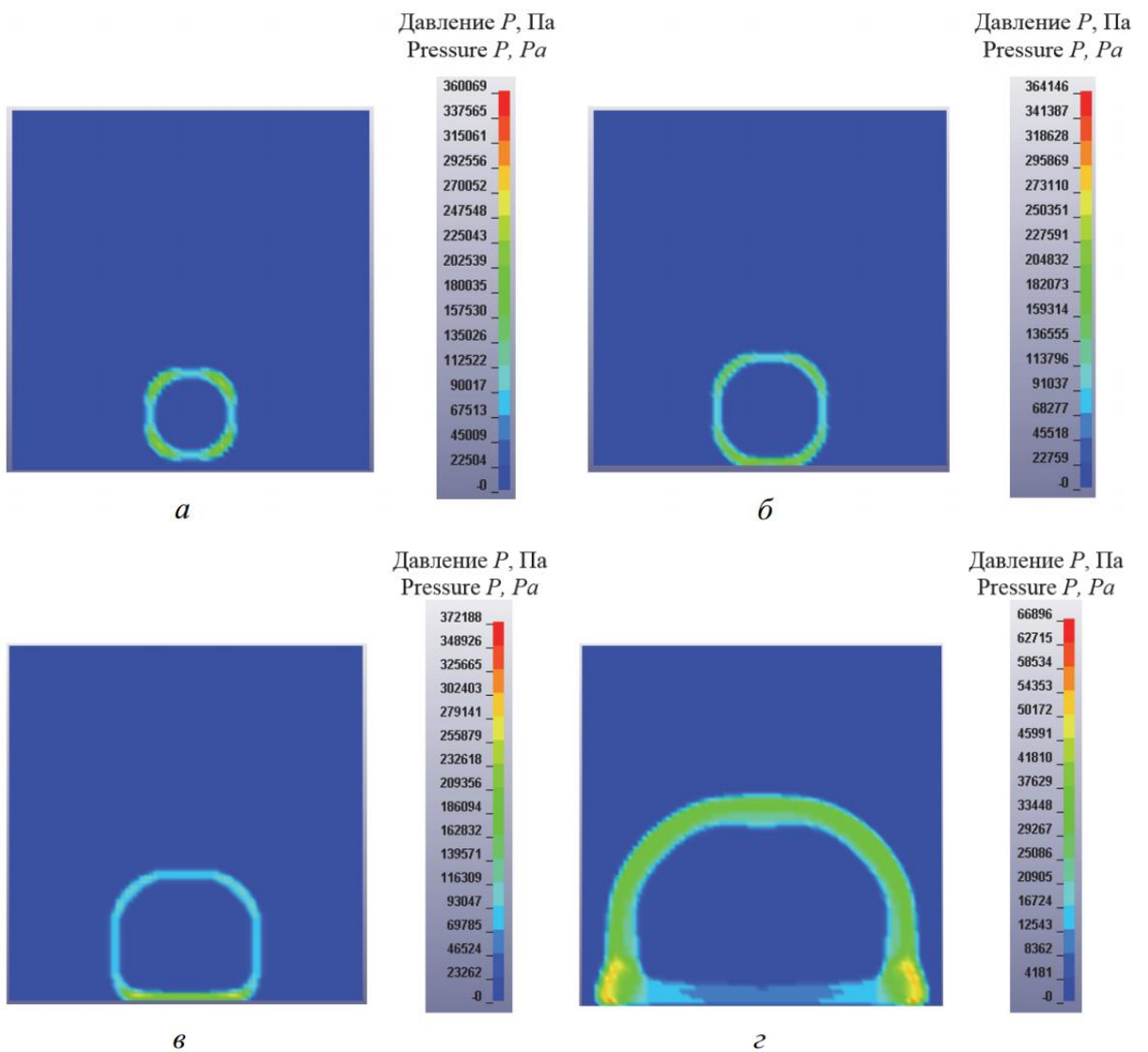


Рисунок 2.8. Изополя давлений во фронте ВУВ: а - 0,012 с, б - 0,013 с, в - 0,016 с, г - 0,03 с

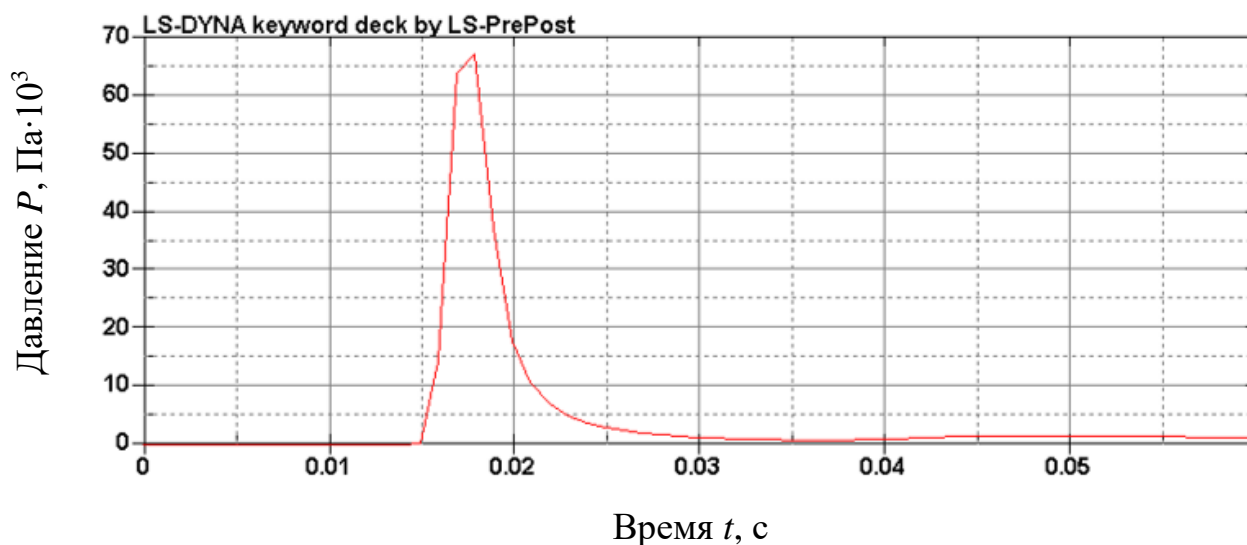


Рисунок 2.9. График давления  $\Delta P_{\phi}$  во фронте ВУВ, зафиксированный на расстоянии 7 м от центра взрыва

В результате расчета получены основные параметры в виде графика давления во фронте воздушной ударной волны при взрыве в воздухе (рис. 2.7) и на поверхности земли (рис. 2.9).

### **Расчет воздействия на конструкции с помощью применения экспериментальных данных**

Рассмотрим моделирование фронта от точечного взрыва с помощью функции Conwer. Специальная функция Conwer основана на экспериментах проведенных с помощью наземных точечных взрывов (Kingery and Bulmash) [156]. Но так как данная функция не учитывает эффекты затекания и обтекания конструкции, то ее необходимо использовать в комбинации с газодинамическим подходом. В работе [93] указывается, что данная функция дает удовлетворительную картину взаимодействия ударной волны с сооружением, но при этом время фазы сжатия имеет значения в пределах сотых долей секунды  $\tau_+ = 0,027$  с. По-видимому, это связано с небольшим расстоянием (40 м) от центра взрыва до рассматриваемой поверхности. Рассмотрим на сколько влияет указанное расстояние на время действия фазы сжатия ВУВ.

Рассмотрим задачу о распространении фронта ВУВ, генерируемого с помощью функции Conwer. Для этого построим воздушный объем с размерами 15 x 15 x 9 м (см. рис.2.10) [60].

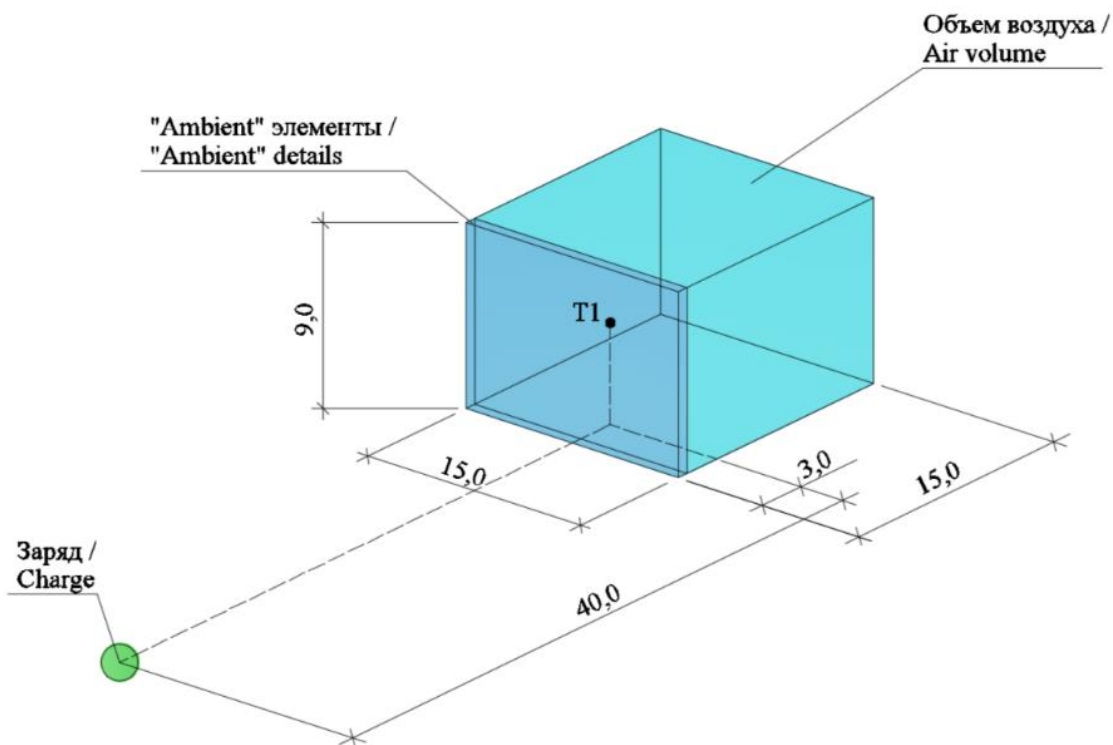


Рисунок 2.10. Схема расчетной модели для функции Conwer

Расчетная область в виде воздушного объема принята со следующими начальными параметрами [26, 27]:

Таблица 1.2. Параметры воздушной области

Плотность $\rho_0$	1,225 кг/м <sup>3</sup>
Температура T	298,15 К
Статическое давление $E_0$	101325 Па
Теплоемкость $C_p$	1004 Дж·К/кг
Коэффициенты $C_0=C_1=C_2=C_3=C_6$	0
Коэффициенты $C_4=C_5$	0,4

Источником ВВ принят TNT массой 3000 кг, 45000 кг, 150000 кг, и расстояние до точки измерения давления  $T1 = 40$  м, 100 м, 150 м соответственно, это

необходимо для того, чтобы давление во фронте для всех случаев было одинаковым [150].

Схема расчетной модели показана на рис 2.10.

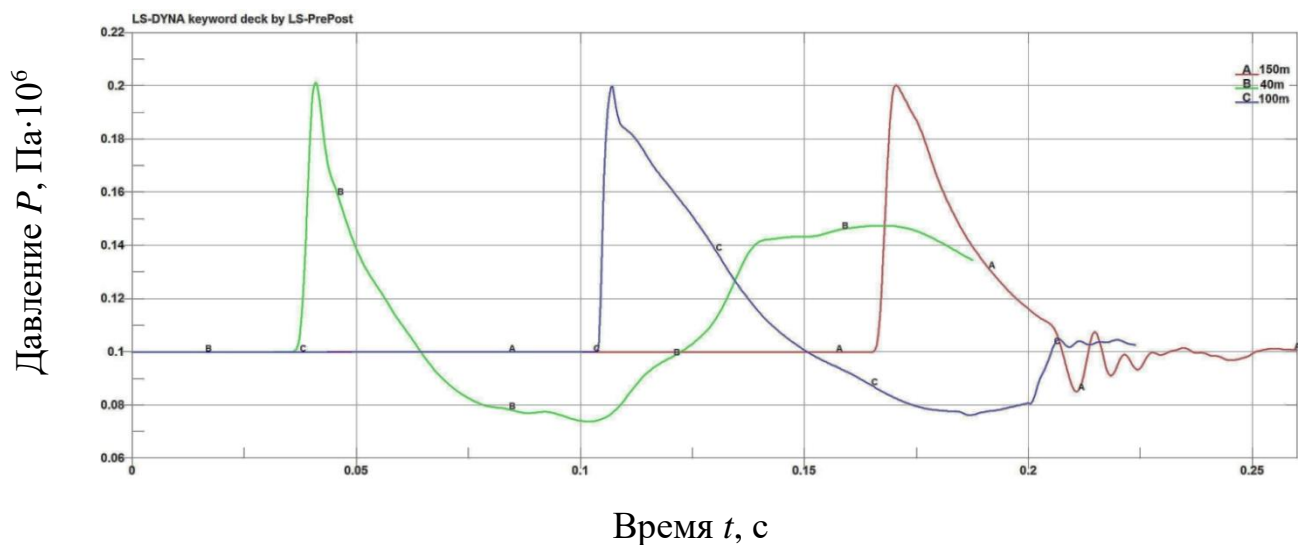


Рисунок 2.11. Графики давления  $\Delta P_{\phi}$  во времени в контрольной точке Г1

В результате расчета (рис.2.11) получены графики давления во времени в контрольной точке для трех вариантов расчета, при различных расстояниях и мощности ВВ, что в итоге позволило проанализировать время действия фазы сжатия. Так, для взрыва на расстоянии 40 м время действия фазы сжатия составило 0,027 с, на расстоянии 100 м время составило 0,04 с, а при расстоянии 150 м время также составило 0,04 с. Из полученных результатов видно, что при изменении расстояния время фазы сжатия не изменяется. Это объясняется тем, что в данной экспериментальной функции Conwer заложены результаты испытаний именно точечных взрывных воздействий, а как известно [94], такие воздействия отличаются коротким временем действия.

Из полученных результатов можно сделать вывод, что газодинамический подход позволяет получить параметры ударных волн во фронте ВУВ и может быть использован для расчета строительных конструкций. Промышленные сооружения, выполненные в защищенном от ВУВ исполнении, рассчитываются на приходящий к таким сооружениям плоский фронт мощного источника взрыва. И если сферический фронт можно моделировать напрямую т.е. путем задания источника в

точке расчетной области, то при моделировании плоского фронта, некоторого мощного исходного воздействия, напрямую оказывается затруднительным, что связано с тем, что источник находится на значительном удалении. Время воздействия при этом значительно больше, и достигает 1 с для зданий для АЭС и примерно 0,25 с для подземных сооружений ГО.

В результате выполненного исследования можно сделать вывод о том, что методы с использованием точечных взрывных воздействий не могут быть применены для расчета подземных сооружений на нормативные значения воздействия согласно [75, 102]. Поэтому необходимо использовать другие подходы к заданию фронта воздушной ударной волны, например, с использованием воздействия в виде графика с заранее заданными параметрами давления и времени действия фазы сжатия.

#### **2.4 Формирование плоского фронта воздушной ударной волны**

Для формирования плоского фронта ударной волны предложен следующий подход, когда к границе расчетной области прикладывается нагрузка в виде графика давления во времени с заранее заданными параметрами давления и времени воздействия. Данный график хорошо описывается уравнением Фридендлера [68].

Рассмотрим использование такого подхода на примере задачи, рассмотренной в разделе 2.3. К границе расчетной области приложим избыточное давление во фронте со значением 30 кПа. Время фазы сжатия примем  $\tau_+ = 0,25$ . Такие исходные параметры воздействия соответствуют нормативным нагрузкам для проектирования зданий находящихся в зоне основных сооружений АЭС.

Схема расчетной модели представлена на рис. 2.12.

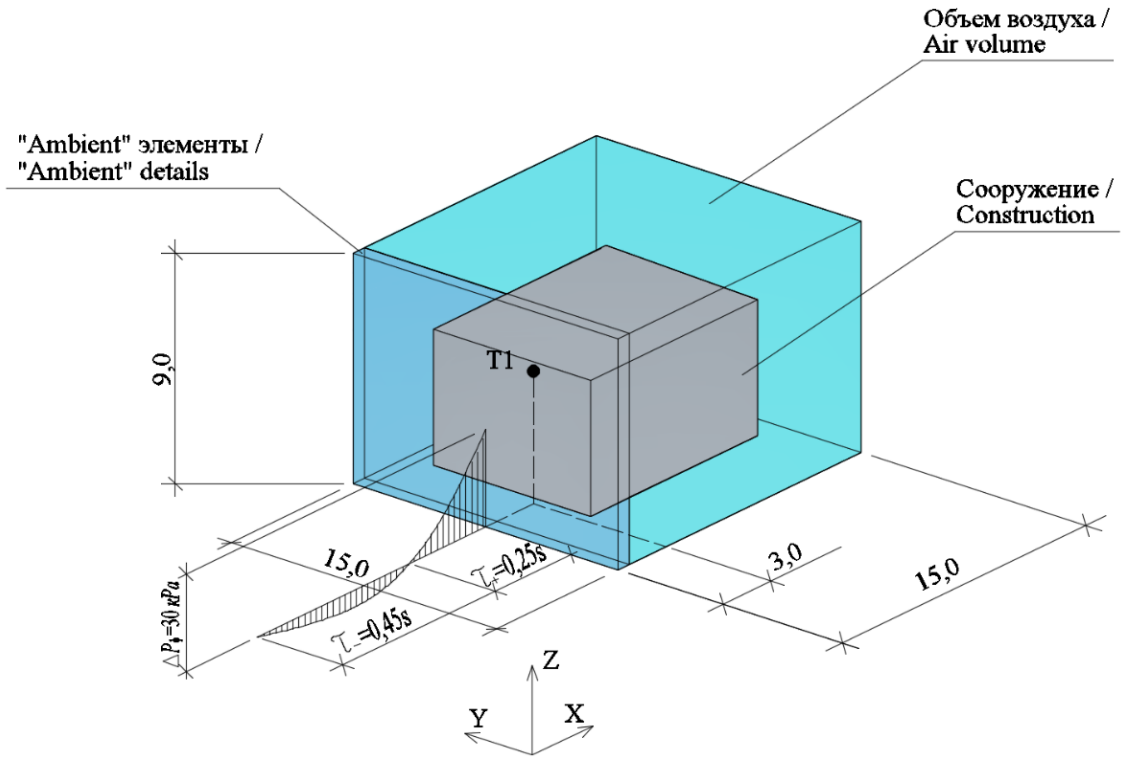
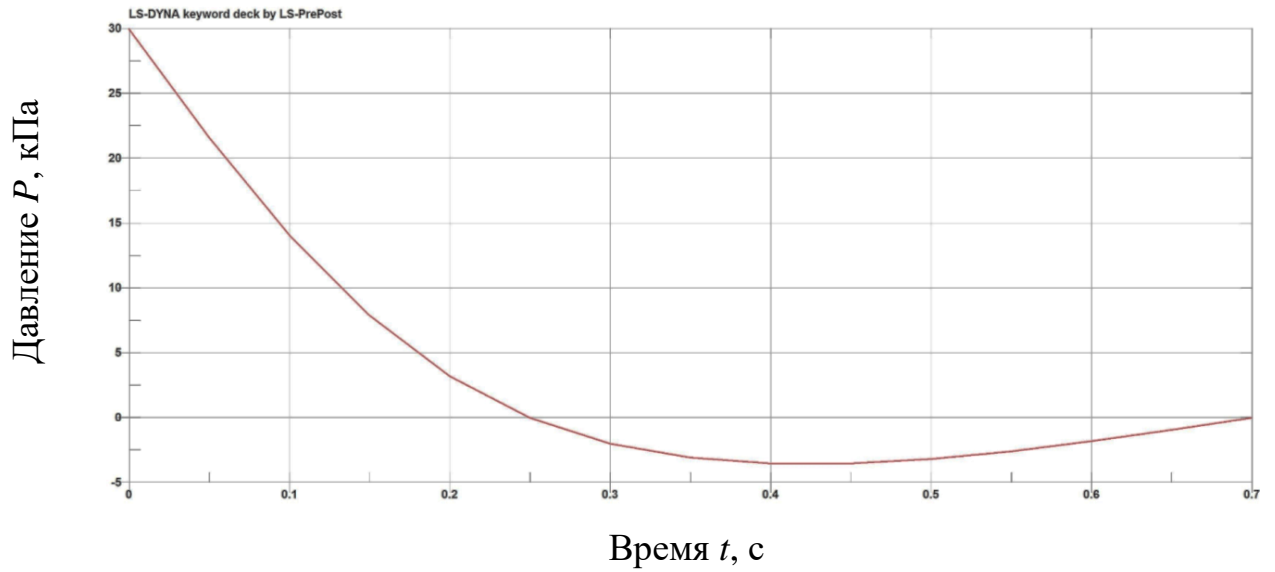


Рисунок 2.12. Схема расчетной модели

Рисунок 2.13. График давления  $\Delta P_{\phi}$ , прикладываемый к границе расчетной области



Результаты исследования:

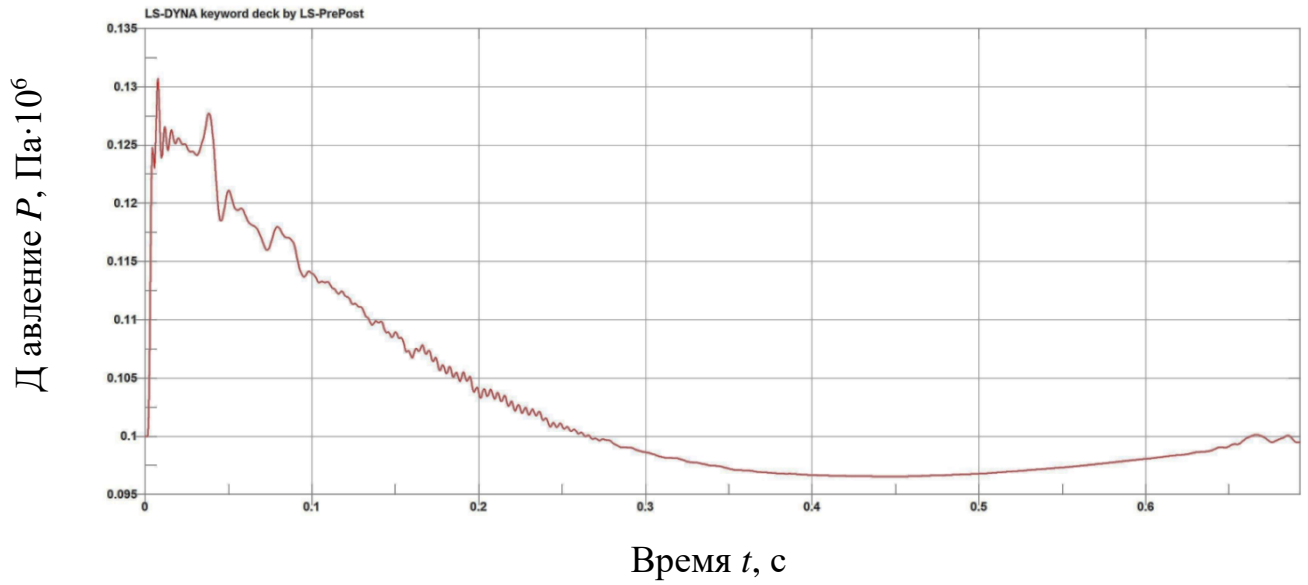


Рисунок 2.14. График давления  $\Delta P_\phi$  во времени в контрольной точке T1

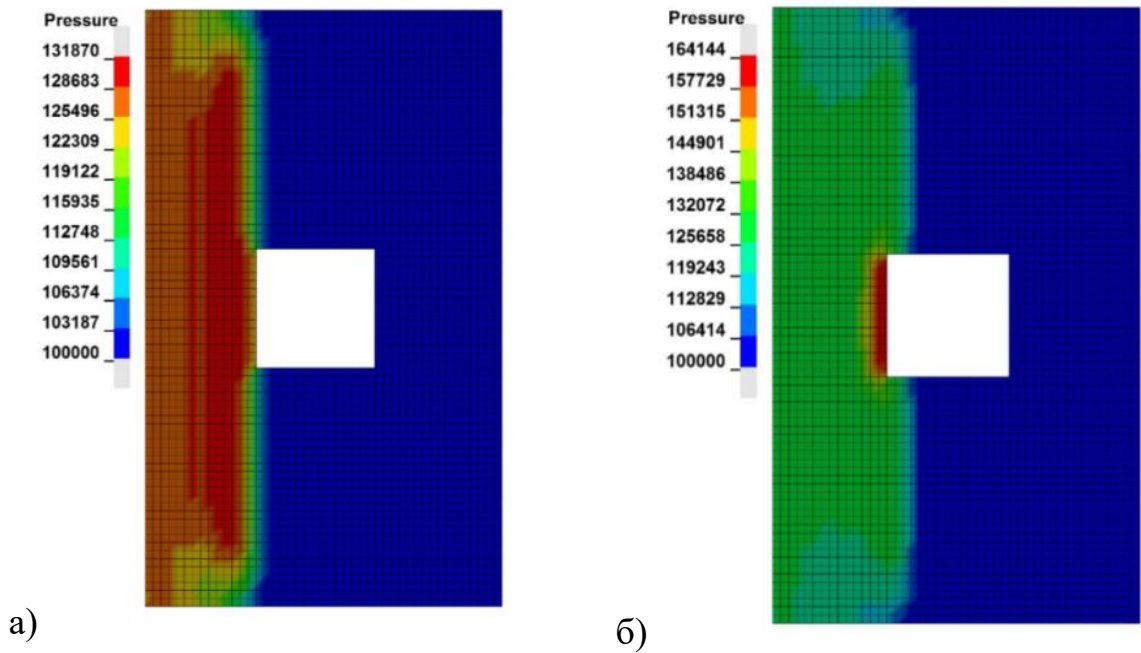


Рисунок 2.15. Давление в воздушной области в различные моменты времени, Па (вид сверху): а – 0,0145 с, б – 0,018 с

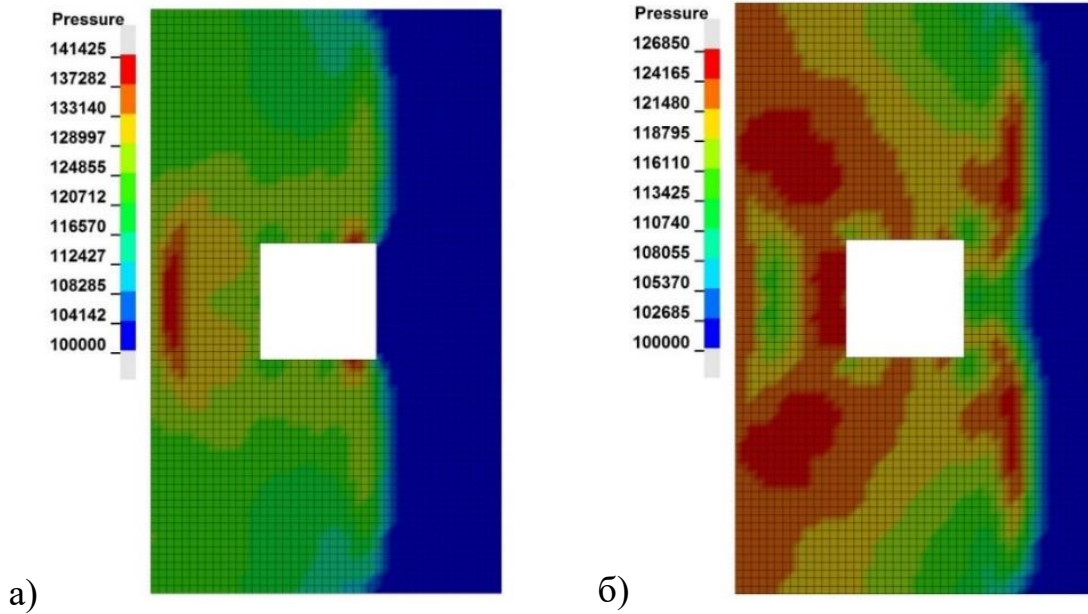


Рисунок 2.16. Давление в воздушной области в различные моменты времени, Па (вид сверху): а – 0,032 с, б – 0,04 с

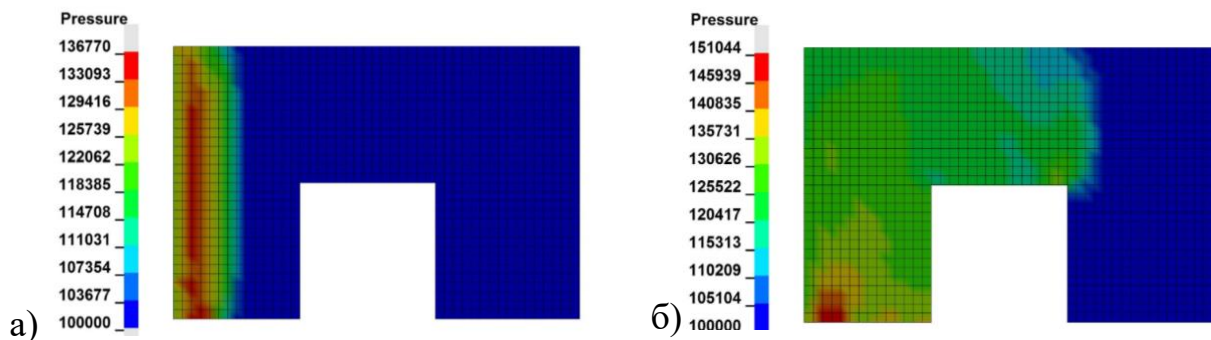


Рисунок 2.17. Давление в воздушной области в различные моменты времени, Па (вид сбоку): а – 0,012 с, б – 0,032 с

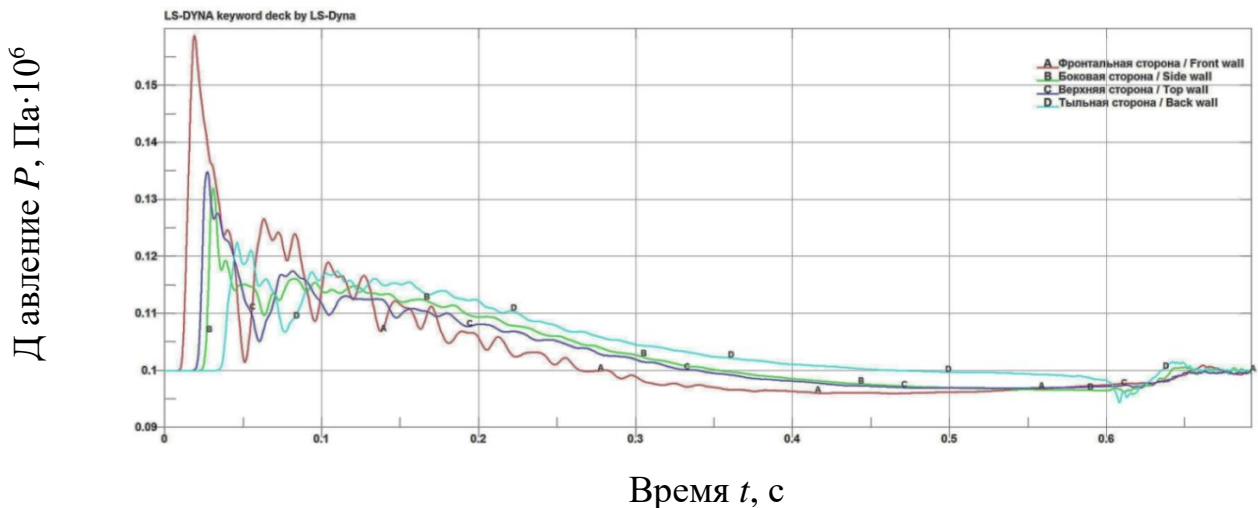


Рисунок 2.18. Графики давления  $\Delta P_{\phi}$  в зависимости от времени, полученные для различных несущих элементов сооружения

В результате сравнения исходного графика воздействия (рис. 2.14) с графиком давления в точке Т1, расположенной на расстоянии 3 м от границы расчетной области (рис. 2.18) показано, что давление в расчетную область подается не искажаясь. На рисунках 2.15-2.17 можно увидеть полную картину обтекания ВУВ с сооружением.

В результате анализа подходов к моделированию фронта ударной волны при решении задачи взаимодействия ударной волны с сооружением в газодинамической постановке, получено, что, использование точечных взрывов дает очень короткое время действия фазы сжатия волны. Это дает заниженные нагрузки на сооружение, что не соответствует исходным параметрам в нормах проектирования промышленных сооружений. Таким образом предложен подход, заключающийся в задании графика давления с заранее принятыми в соответствии с нормами параметрами во фронте ( $\Delta P_{\phi}$ ,  $\tau$ ). При этом такой подход показывает достаточно удовлетворительную картину взаимодействия ВУВ с сооружением.

## **2.5 Применение газодинамического метода к расчету отдельно стоящей железобетонной стены на воздействие плоского фронта воздушной ударной волны**

Рассмотрим задачу о воздействии на отдельно стоящую железобетонную стену ВУВ с давлением во фронте  $\Delta P_{\phi}=30\text{кПа}$  и длительностью фазы сжатия  $\tau_{+}=0,25\text{с}$  [75]. Такая нагрузка в соответствии с нормами МАГАТЭ является исходной для расчета находящихся в застройке АЭС.

Расчетная воздушная область задавалась с параметрами, представленными в таблице 1.2 (см. раздел 2.3).

График воздействия см. рис. 2.21. Стена жестко закреплена в нижней части на уровне грунта. Материал стены класса В25. Армирование стены класса А500.

Стена моделировалась с помощью оболочечных конечных элементов, поэтому в качестве модели материала была использована наиболее подходящая для этих случаев модель материала Concrete EC2, где армирование в толще бетонного

материала аппроксимируется в виде полосовых включений (рис. 2.19) с учетом защитного слоя.

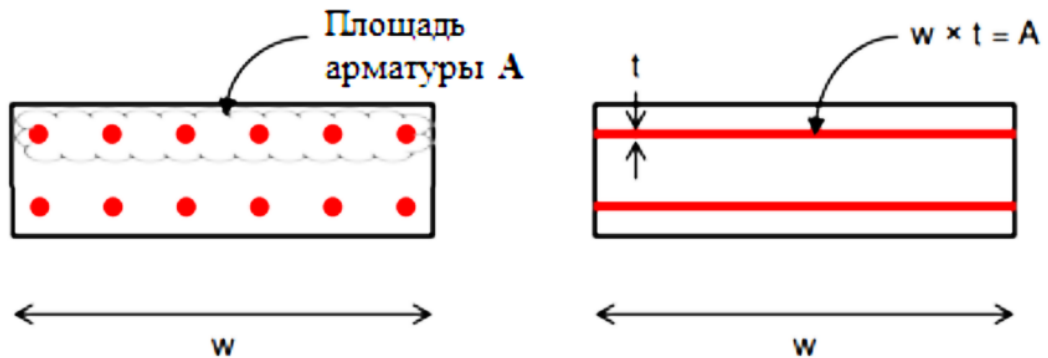


Рисунок 2.19. Схема распределения армирования по толщине сечения железобетонной конструкции

При предварительном расчете вертикальное симметричное армирование принималось в виде  $\text{Ø}25$  A500 с шагом 100 мм. Принципиальная схема расчетной модели представлена на рисунке 2.20.

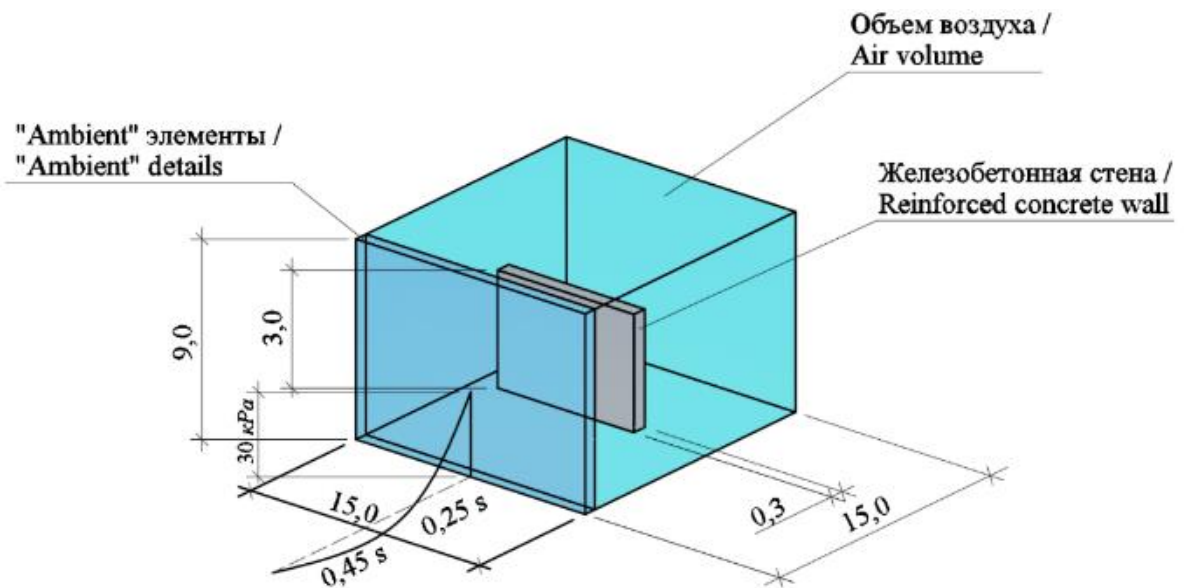


Рисунок 2.20. Схема расчетной модели

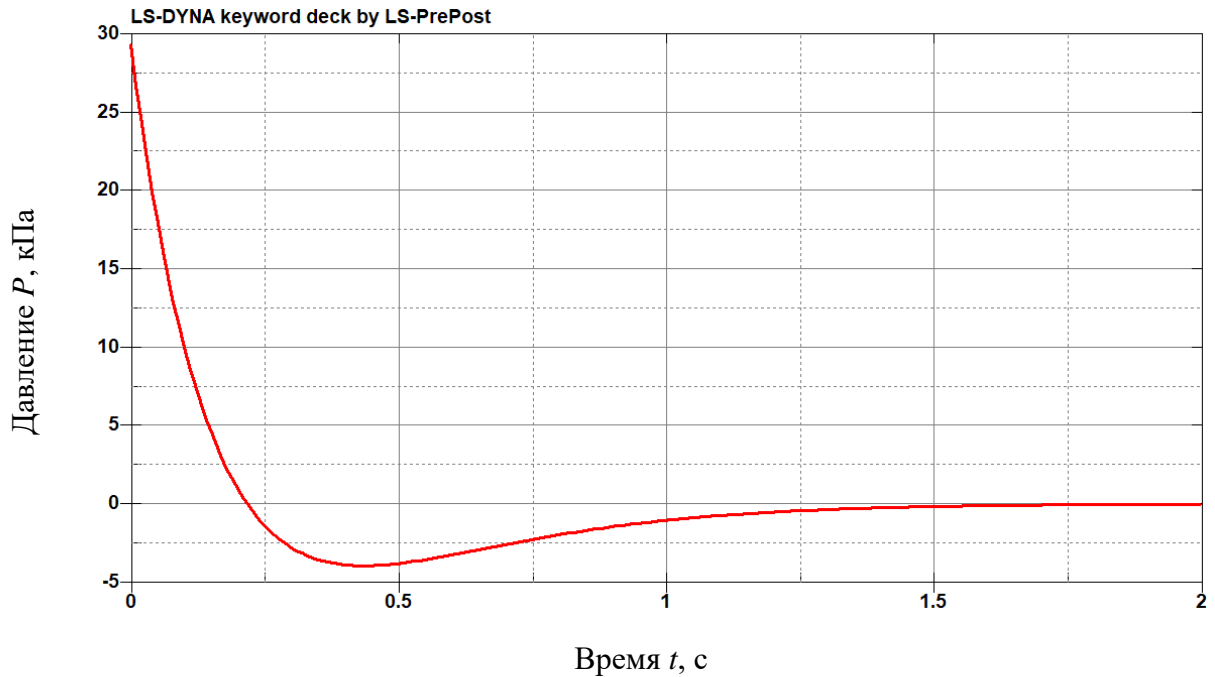


Рисунок 2.21. График исходного воздействия

В результате расчета (рис. 2.22) получены исходные параметры взаимодействия ударной волны с конструкцией стены в виде распространяющегося в расчетной области избыточного давления во фронте ударной волны. На втором этапе происходит контактное взаимодействие фронта со стеной, в результате чего стена деформируется (рис. 2.23). Далее выполняется расчет стены методом конечных элементов, в результате чего проверяется ее несущая способность и при наличии разрушений или значительных деформаций конструкции уточняется армирование.

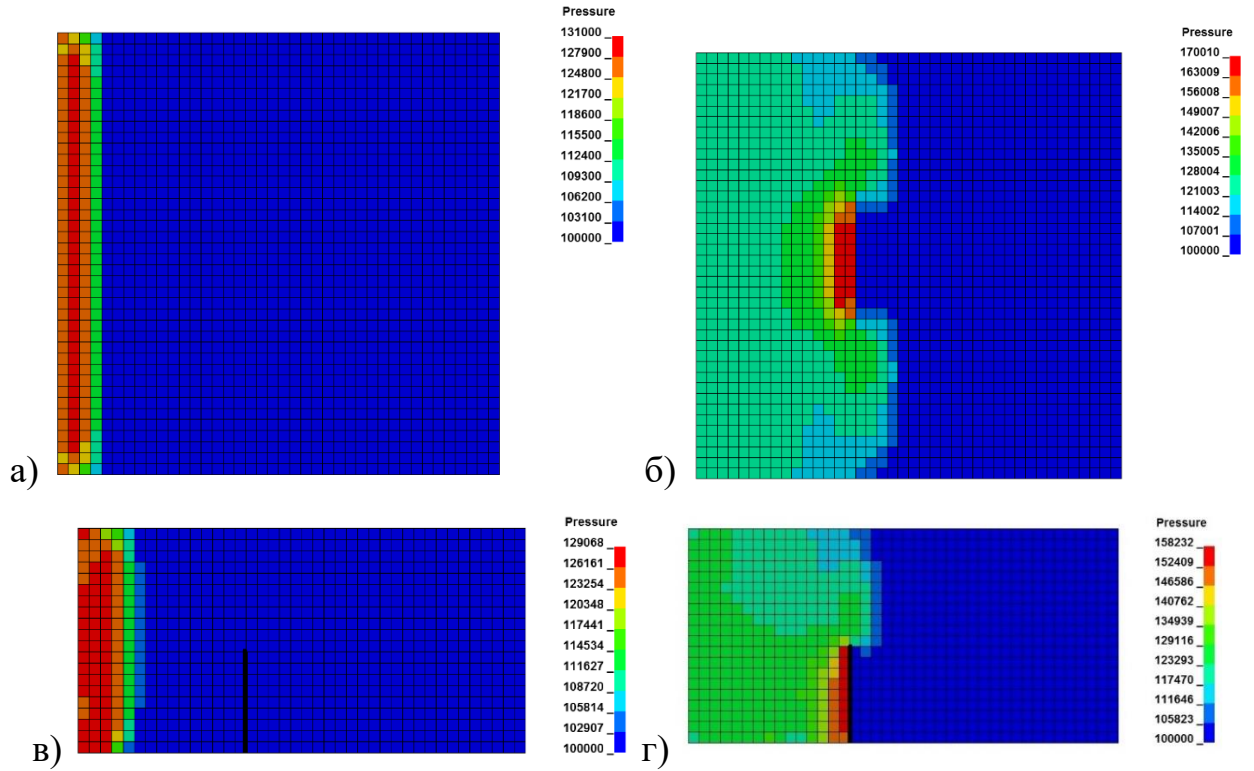


Рисунок 2.22. Изополя давлений во фронте ВУВ: а), б) вид сверху, набегание ВУВ на стену в), г) вид сбоку

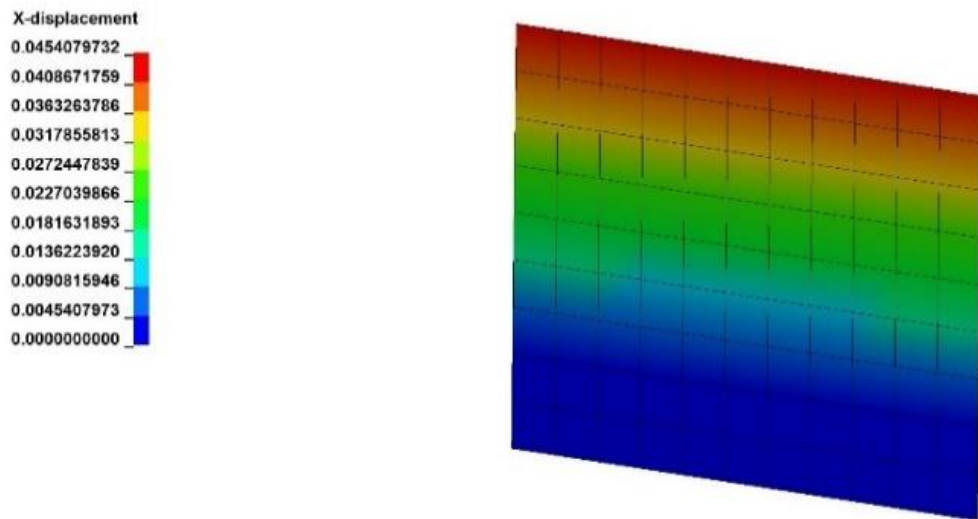


Рисунок 2.23. Горизонтальные перемещения, мм;

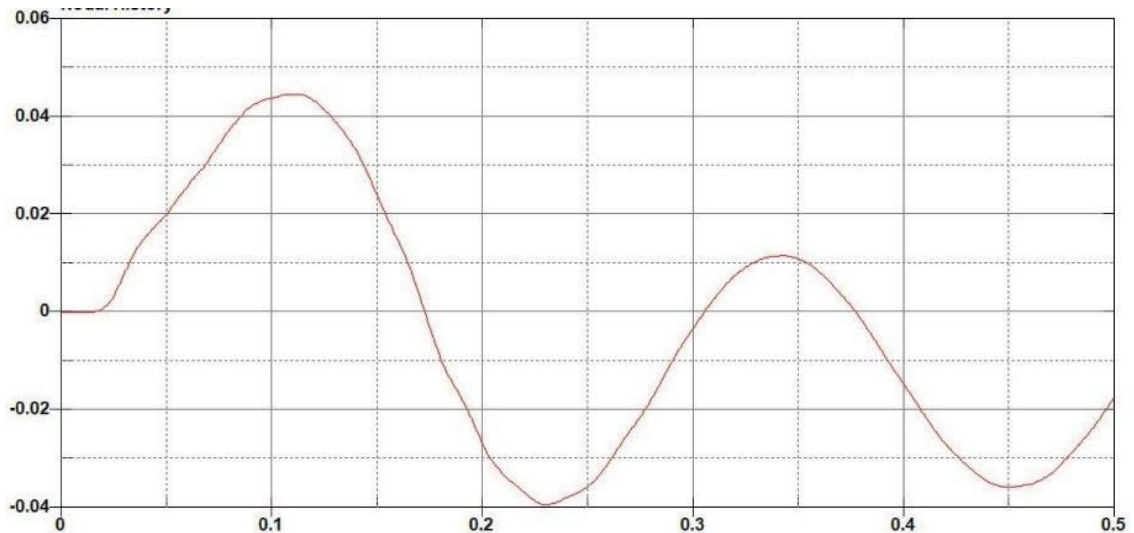


Рисунок 2.24. Перемещения по оси X верха стены, м

В результате расчета стены (рис. 2.24) максимальное горизонтальное перемещение составило 45 мм, такое перемещение достигает в момент времени 0,1с после начала воздействия ВУВ на стену. Также в этот момент времени принимает максимальное значение изгибающий момент  $M_y=91313$  Нм. Поперечная сила  $Q_y=100000$  Н принимает свое максимальное значения в момент времени 0,025с. Расчет также показал, что при принятом армировании в конструкциях стены пластических деформаций не возникает, и она работает в упругой стадии. По результатам расчета было принято, что сечение стены толщиной 300 мм с учетом принятого армирования достаточно для восприятия действующих нагрузок.

## 2.6 Нелинейный расчет промышленного сооружения эквивалентным статическим и газодинамическим методами

Выполним сравнительный анализ нелинейного эквивалентного статического и газодинамического методов на примере двухэтажного, двухпролетного здания колонно-стеновой конструктивной системы с реализацией подходов в двух программах комплексах [93].

### Расчет нелинейным эквивалентным статическим методом

При использовании эквивалентного статического метода в соответствии с принятыми допущениями, нагрузки определены согласно [102] и приложены одновременно ко всем наружным конструкциям (рис. 2.25).

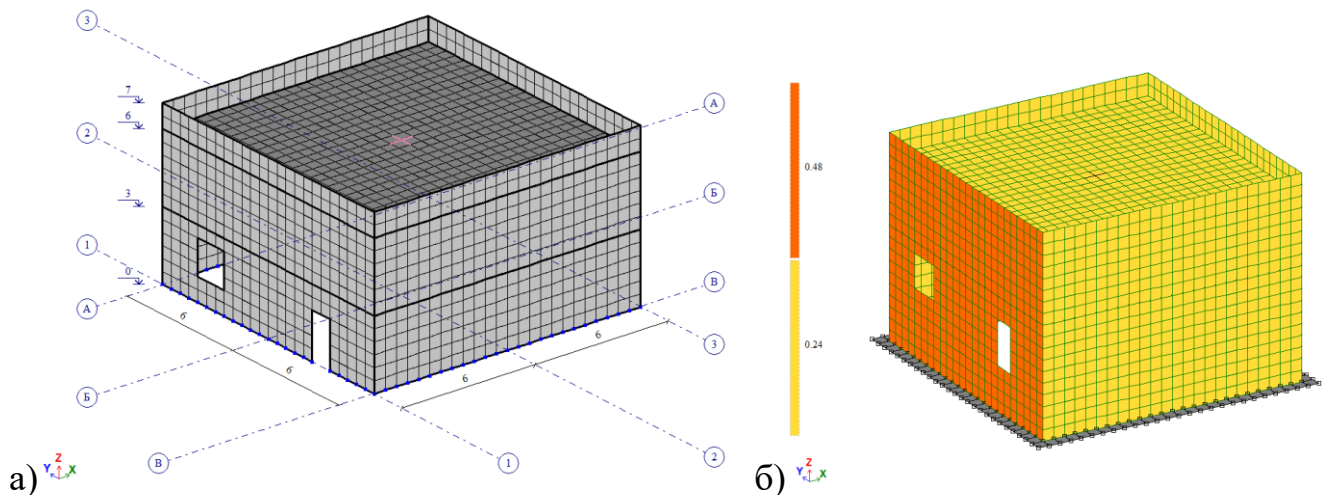


Рисунок 2.25. Расчетная модель сооружения а) расчетная схема  
б) мозаика приложения нагрузок

### Расчет газодинамическим методом

В результате расчета газодинамическим методом получены исходные параметры воздействия воздушной ударной волны с сооружением (рис. 2.30), например, в виде графика давления во времени на фронтальную стенку, а также получена картина взаимодействия с различными конструкциями при обтекании (дифракции) сооружения (рис. 2.26-2.29).



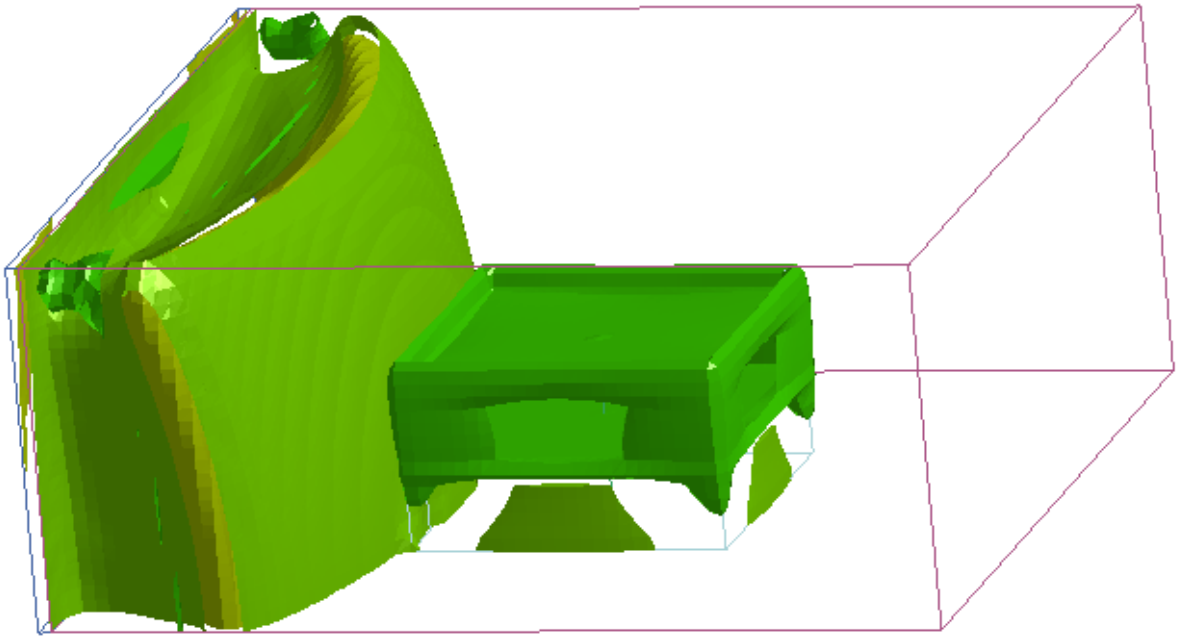


Рисунок 2.26. Воздействие воздушной ударной волны на сооружение при использовании газодинамического метода

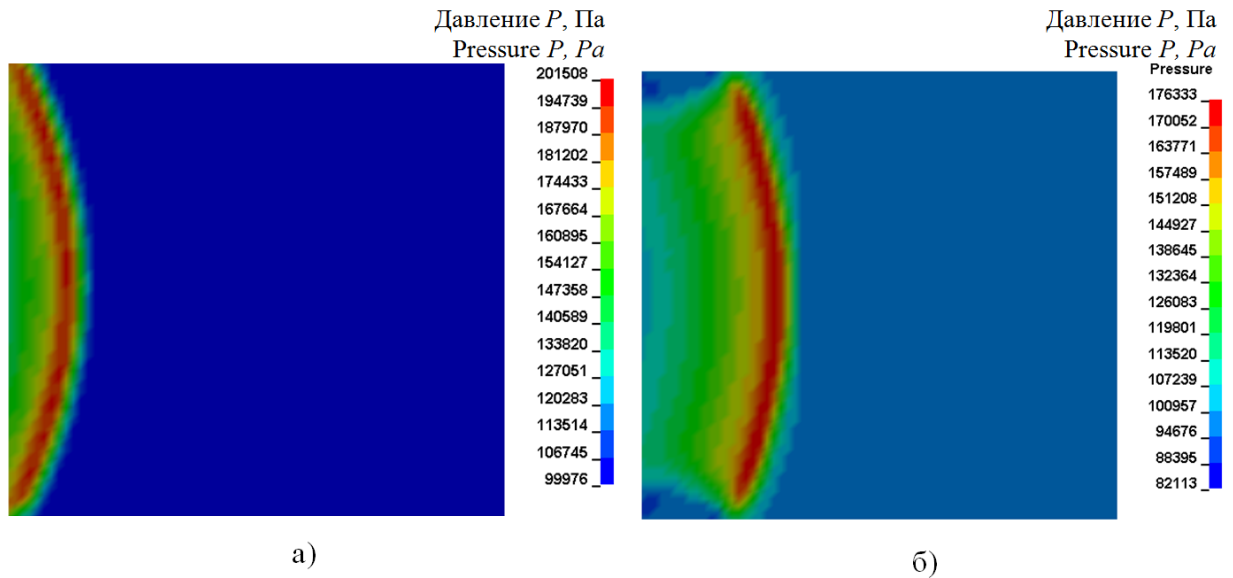


Рисунок 2.27. Изополя давлений во фронте ВУВ (вид на здание сверху):  
а) 0,1 с, б) 0,11 с

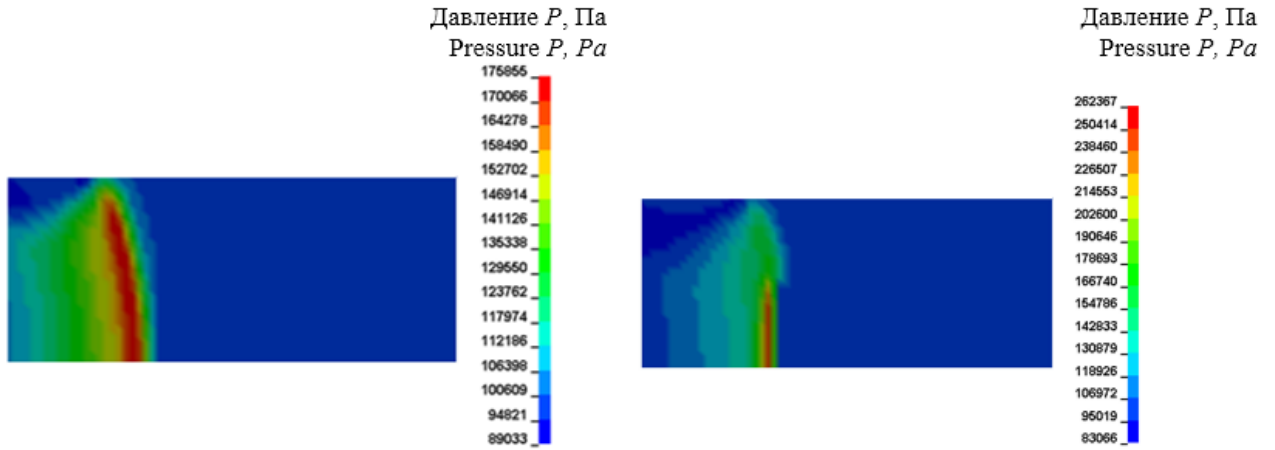


Рисунок 2.28. Изополя давлений ВУВ (вид сбоку) в моменты времени:  
а) 0,04с, б) 0,054 с

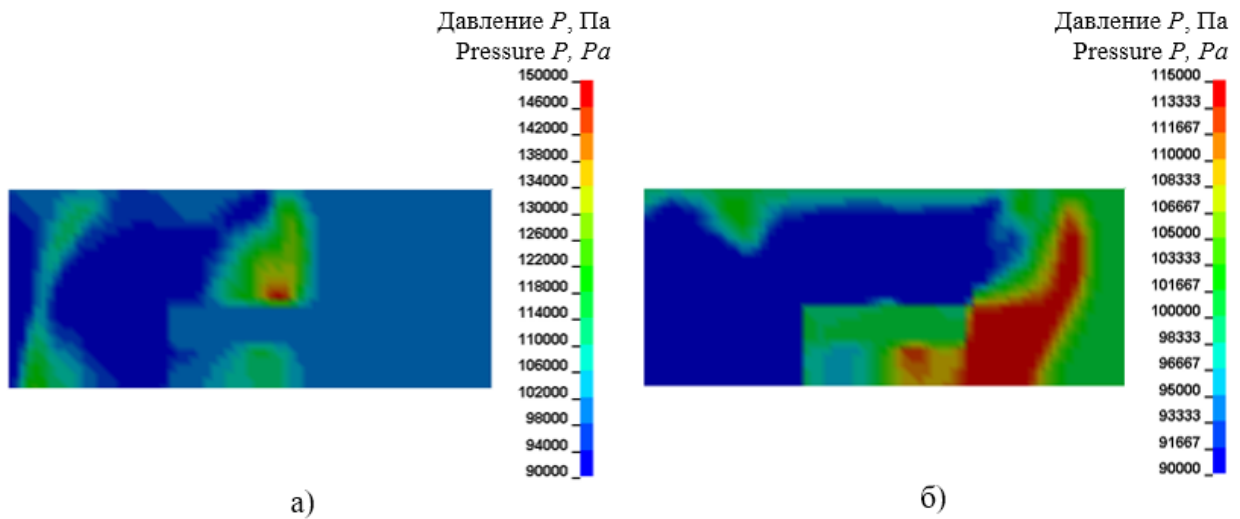


Рисунок 2.29. Изополя давлений ВУВ (вид сбоку) в моменты времени:  
а) 0,08 с, б) 0,11 с

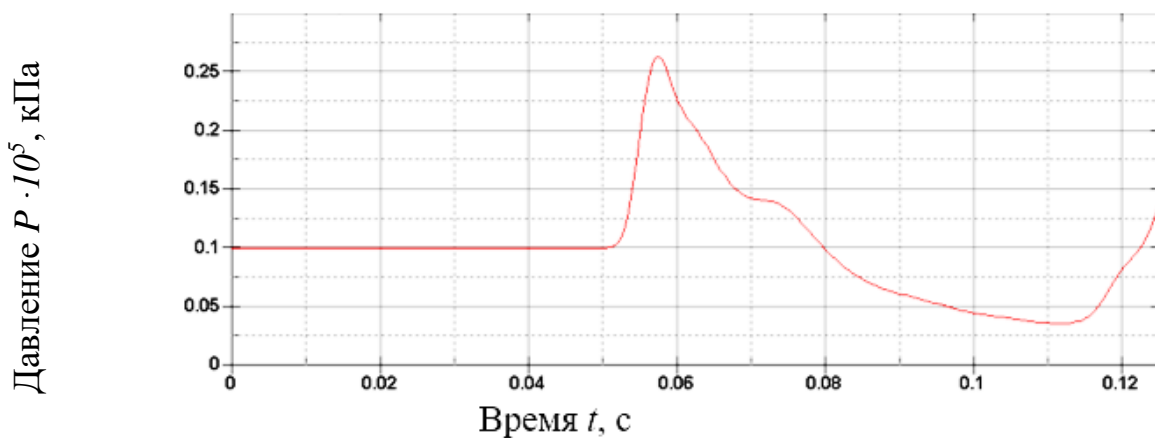


Рисунок 2.30. График изменения давления  $\Delta P_\phi$  во фронте ударной волны при взаимодействии с сооружением

### Сравнение результатов расчета

Для сравнения результатов рассматривались усилия полученные в различных конструктивных элементах здания (рис. 2.31 и 2.32), а также результаты прочностного расчета зданий (рис. 2.33).

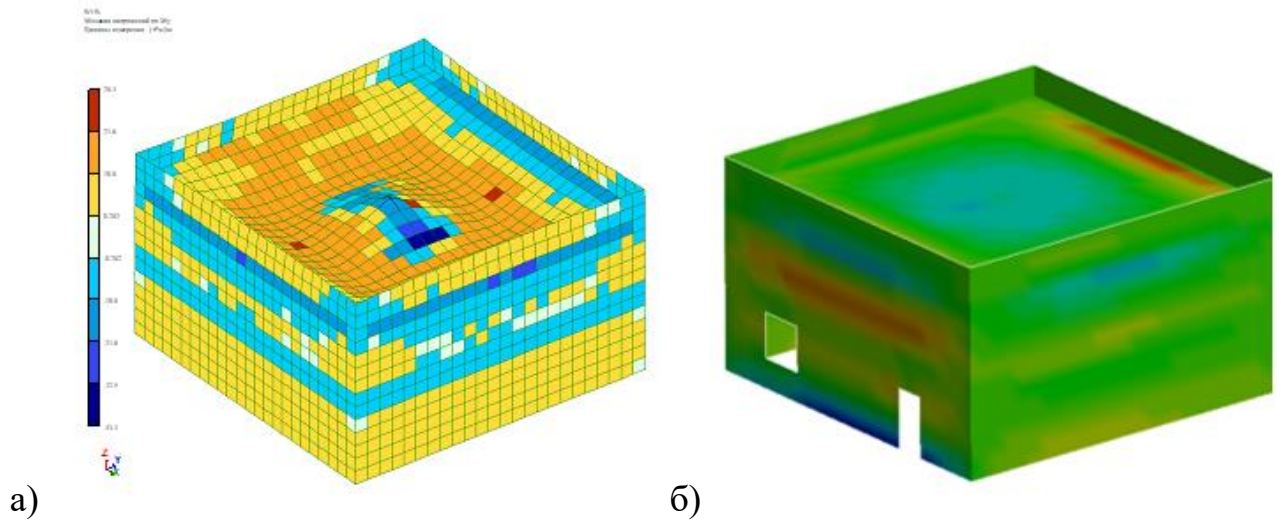


Рисунок 2.31. Усилия  $M_y$  в несущих конструкциях:

а) эквивалентный статический метод

б) газодинамический подход

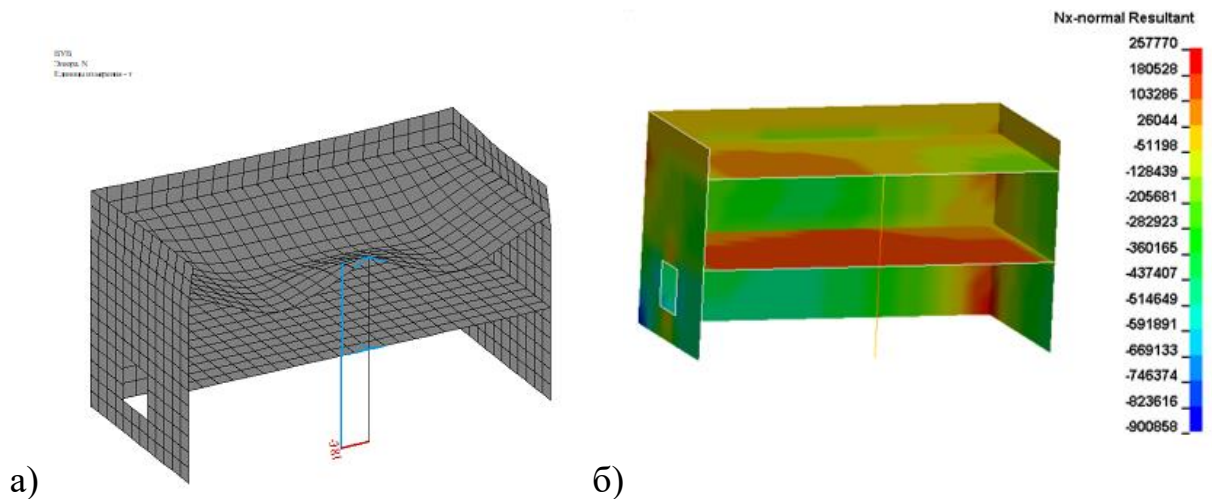


Рисунок 2.32. Эпюра усилий  $N$  в колонне: а) эквивалентный статический метод

б) газодинамический подход

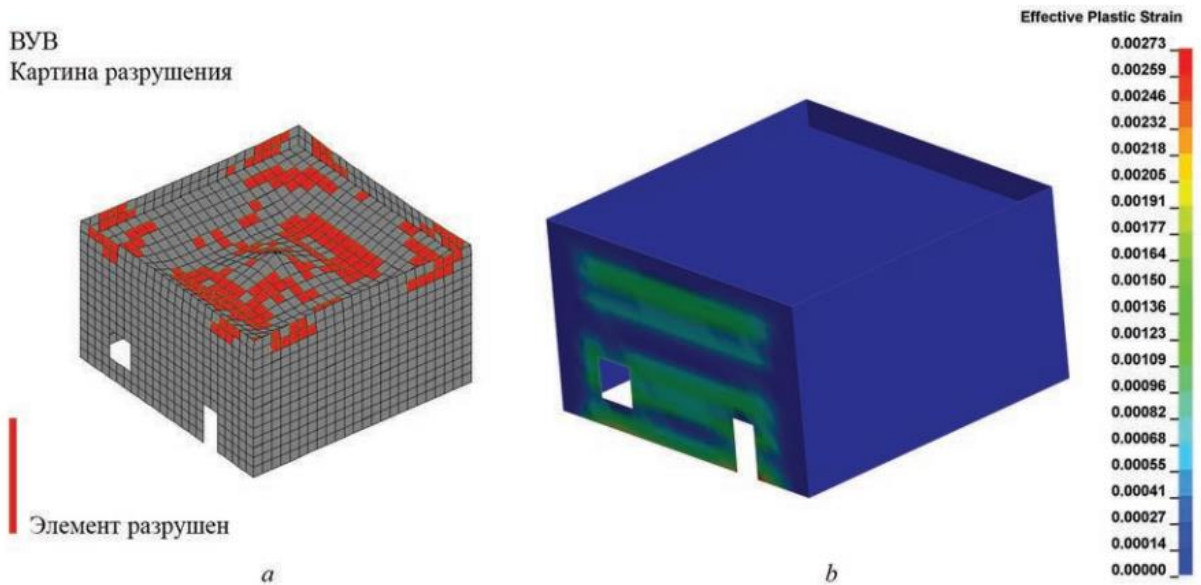


Рисунок 2.33. а) Разрушения конструкций по эквивалентному статическому методу (красным отмечены разрушенные элементы)  
 б) пластические напряжения при нелинейном динамическом методе

Результаты расчета представлены в виде таблице 2.1:

Таблица 2.1. Результаты расчета:

Усилия	Метод расчета	Нелинейный эквивалентно-статический метод	Газодинамический подход
Максимальный изгибающий момент $M_y$ , в стенах, тм		На опорах – 21,3 В пролете – 8,3	На опорах – 17,7 В пролете – 8,5
Максимальный изгибающий момент $M_y$ , в покрытии, тм		На опорах – 43,3 В пролете – 28,3	На опорах – 30,0 В пролете – 22,0
Усилия $N$ в колонне, т		381	300

В результате сравнения методов показано, что использование газодинамического подхода с учетом использования нелинейных моделей материалов, позволяет более эффективно учитывать нелинейную работу железобетонных конструкций при воздействии ВУВ.

Также выделены несовершенства существующего нормативного подхода:

- эквивалентный статический метод применяется для сооружений простых форм (прямоугольных в плане), так как изначально предполагался для применения к расчету «ручным способом», где допущением является рассмотрение каждой конструкции здания как отдельного элемента с учетом одной (первой) формы колебания;

- данный метод не позволяет оценить инерционные параметры движения сооружения. Так, расчет внутренних конструкций (стен, колонн, перегородок, перекрытий) и оборудования, должен быть выполнен с учетом инерционных сил, вызванных интенсивным перемещением сооружения при воздействии ударной волны;

- процесс взаимодействия волн с сооружением очень сложный. Воздушная ударная волна, проходя по поверхности грунта вызывает в нем волны сжатия, которые и взаимодействуют с подземным сооружением, при этом пики давления в разное время приходятся на разные конструкции, а сами пики распространяясь по поверхности конструкций также разные, таким образом реальное взаимодействие волн с сооружением заметно меняет распределение усилий в конструкциях, что также происходит в следствии изменения граничных условий во времени в процессе нагружения.

Газодинамический подход с использованием методов нелинейной динамики лишен указанных выше недостатков эквивалентного статического метода и позволяет выполнить расчет зданий в более полной постановке, учитывая реальное взаимодействие воздушных ударных волн с сооружением. Также отмечается, что расчет по этому методу позволяет получить более экономичные решения.

## Выводы по главе 2

В главе 2 отмечена важность определения подходов к моделированию фронта воздушной ударной волны, что является особенно необходимым для решения задач в газодинамической постановке с использованием нелинейной динамики. Для этого рассмотрены основные подходы к моделированию взрывных воздействий с помощью газодинамического подхода.

Проанализировано применение экспериментальных данных при моделировании взрывных воздействий и определении основных параметров ударной волны. Кроме того, отмечается большой разброс экспериментальных данных, что свидетельствует о необходимости анализа и оценки случайных параметров исходного воздействия.

Рассмотрены подходы к моделированию плоского и сферического фронта воздушной ударной волны.

Показано применение газодинамического подхода к расчету отдельно стоящей железобетонной стены на воздействие воздушной ударной волны с давлением во фронте  $\Delta P_{\phi}=30$  кПа и длительностью фазы сжатия  $\tau_{+}=0,25$  с.

Выполнен сравнительный анализ результатов расчета с помощью эквивалентного статического и газодинамического методов на примере двухэтажного, двухпролетного здания колонно-стеновой конструктивной системы. Выполненный сравнительный анализ методов расчета показал необходимость развития и перспективы численных методов в полной нелинейной динамической постановке с применением газодинамического подхода.

Кроме приведенных результатов выполненных исследований в процессе проработки материалов было выявлено, что описываемые процессы воздействия воздушных ударных волн являются высоконелинейными и быстротекущими процессами, и параметры воздействия не могут быть в полной мере определены с помощью детерминированных подходов, так как говорить о точности расчетов можно только с долей вероятности.

### **Глава 3. МОДЕЛИРОВАНИЕ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ УДАРНЫХ ВОЛН С ГРУНТОВЫМ ОСНОВАНИЕМ И ПОЗДЕМНЫМ СООРУЖЕНИЕМ**

При исследовании реакции подземных сооружений на воздействие воздушной ударной волны с помощью газодинамического подхода, кроме воздушной области в расчетную модель необходимо включать и грунтовый массив [25], так как воздушная ударная волна, проходя по поверхности данного грунтового массива, будет вызывать в нем волны сжатия, которые распространяясь будут взаимодействовать с сооружением. А для подземных сооружений волны сжатия являются основной нагрузкой, на которую необходимо рассчитывать несущие конструкции.

Рассмотрим применение эйлерова подхода к описанию поведения грунтов. Для этого одной из задач данного исследования является изучение НДС грунта и реакции подземного сооружения грунта при различных сценариях взрывов, а также при падении различных предметов если рассматривается задача падения обломков с образованием завалов. Для достижения этой цели конкретными задачами исследования являются:

- анализ моделей грунтов, применимых при расчете подземных сооружений на высокоскоростные воздействия;
- анализ поведения грунтов при взрывных воздействиях с применением эйлерового подхода к моделированию грунтового массива;
- анализ поведения грунтов при воздействиях падающих предметов с применением эйлерового подхода к моделированию грунтового массива.

После решения описанных выше частных задач, выполняется апробирование методики расчета с применением газодинамического подхода встроеного подземного сооружения на воздействие воздушной ударной волны с последующем обрушением вышестоящего здания с учетом образования завала на перекрытии подземной части здания.

### 3.1 Модели грунтового основания при расчете на взрывные воздействия

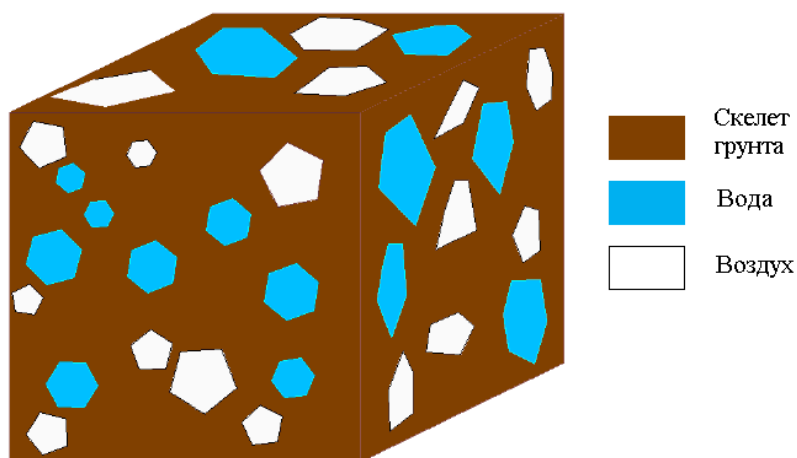


Рисунок 3.1. Схема модели грунта

Грунт, как правило, имеет сложную структуру, состоящую главным образом из минеральных частиц, которые образуют скелет почвы [112]. Промежуточное пространство между твердыми частицами заполнено воздухом и/или водой. Когда поры между твердыми частицами заполнены воздухом, почва относится к сухой почве. Когда поры заполняются водой, содержащей небольшую долю воздуха, почва называется насыщенной. Т.е. в целом грунты можно назвать трехфазными (рис. 3.1). Относительные объемные доли трех составляющих материалов в почве обычно количественно определяют по пористости  $\alpha$  и степени насыщения  $\beta$ .

Для многих процессов с низкой скоростью нагружения (при статических нагрузках) общее макроскопическое поведение почвенного каркаса может быть определено в рамках принципов механики сплошных сред, что позволяет упростить моделирование и применять теории и методы механики сплошных сред. При условиях быстрой загрузки, что характерно для взрывов, модели почвы должны включать в себя конститутивные модели трех фаз, необходимые для определения поведения грунта, т.е. должно учитываться различное поведение грунтов, а именно:

- Дилатансия / контракция:



При сдвиговых деформациях в грунтах может происходить изменение объема. От этого зависит связь между прочностью грунта на сдвиг и его деформативными свойствами. Этот эффект был впервые описан Осборном Рейнольдсом в 1885-1886г и был назван дилатансией, а уменьшение объема называется отрицательной дилатансией или контракцией. В плотном песке и переуплотненной глине при сдвиге наблюдается увеличение высоты образца на некоторую величину, тем самым объем грунта увеличивается, а в рыхлом песке и нормально уплотненной глине можно наблюдать уменьшение объема. Таким образом, напряжение сдвига сначала резко возрастет до пикового значения при относительно низком значении смещения с соответствующим увеличением объема. При этом новом объеме блокировка уменьшается, и, следовательно, при продолжении смещения напряжение сдвига снижается и, наконец, выравнивается с конечной остаточной величиной.

Такой характер деформации объясняется тем, что при смещении одной части грунта относительно другой его сопротивление сдвигу определяется трением скольжения. Чтобы преодолеть силы зацепления, необходима их раздвижка и некоторое поднятие, при этом происходит разрыхление в зоне среза, которое сопровождается уменьшением его сопротивлению сдвига. Таким образом, плотные грунты становятся более рыхлыми в результате дилатансии, а рыхлые грунты становятся более плотными в результате контракции.

- Пластичность:

Увеличение приложенного напряжения обычно приводит к некоторой безвозвратной деформации, без каких-либо признаков растрескивания или разрушения. Большинство почв имеют очень маленькую упругую область и проявляют пластичность с самого начала нагрузки.

- Упрочнение / размягчение (тиксотропия):

Это способность грунтов уменьшать вязкость (разжижаться) от механического воздействия, и увеличивать вязкость в состоянии покоя. Фрейндлихом было установлено, что тиксотропия проявляется в грунтах, у которых содержание

глинистых частиц превышает 2%. Высказывается мнение, что потенциально тиксотропными являются все глинистые грунты, но для конкретного проявления тиксотропии необходимы определенные условия и, в первую очередь, достаточно интенсивные внешние воздействия.

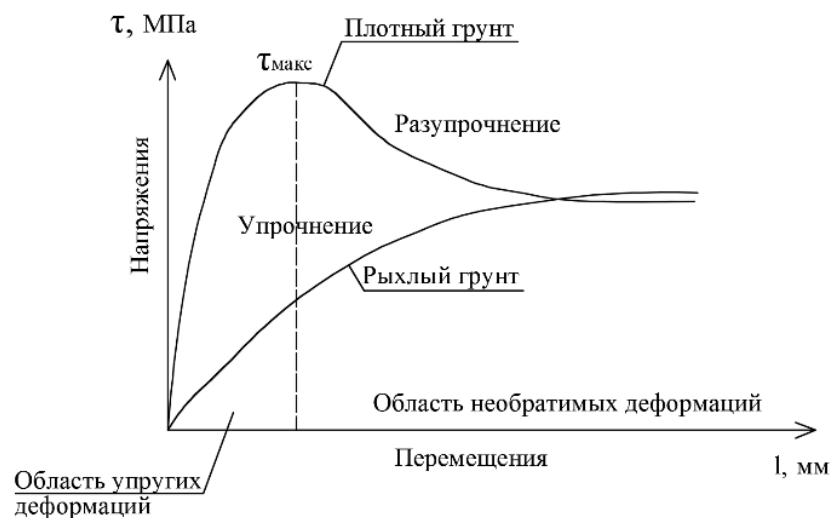


Рисунок 3.2. Схема упрочнения и разупрочнения грунта

- Поведение при высокой скорости деформации:

Грунты с различным содержанием воды демонстрируют различное поведение при высокой скорости деформации. В опытах с различными грунтами от песков до глин отмечалось, что с уменьшением времени нагружения (с увеличением скорости загрузки) прочность на сжатие увеличивается. Так, в глинистых грунтах при сравнении опытов со скоростью загрузки 0,02 с с испытаниями при скорости загрузки 10 мин прочность возрастала в 1,5...2 раза, причем меньшие значения получены для более прочных глин. В песчаных грунтах эффект влияния скорости загрузки был значительно ниже и приращение прочности не превышало 15% от статической.

При повторяющихся импульсах и вибрациях все наблюдения и опыты показывают обратную картину — существенное в ряде случаев снижение сопротивления грунтов сдвигу.

- Эффекты дренажа и изменения объема:

В насыщенных грунтах увеличение приложенного сжимающего напряжения вызывает увеличение порового давления воды. Если возможен дренаж, то происходит отток воды в окружающие области, где поровое давление воды ниже. Скорость оттока зависит от проницаемости почвы, в гравии и песках она относительно быстрая, а в илах и глинах она медленная. Когда избыточное давление поровой воды рассеивается, приложенное напряжение переносится из порового давления в эффективное напряжение.

Существуют другие характеристики поведения грунтов, как, например, ползучесть и зависимость от температуры, но они не входят в рамки данного исследования.

Механическое поведение грунтов может быть смоделировано на многих уровнях. Закон линейной изотропной упругости Гука можно рассматривать как простейшее из доступных соотношений напряжение-деформация, но, как правило, оно слишком грубое, чтобы уловить основные характеристики поведения грунтов. С другой стороны, несколько исследователей предложили большое количество грунтовых моделей для подробного описания различных аспектов поведения почвы. Но количество моделей грунтов, которые подходят для реализации в современных программных комплексах с использованием методов конечных элементов довольно ограниченное количество.

Грунтовыми моделями, которые могут предсказать характер поведения грунтов, описанное выше, являются:

- Модель Мора-Кулона;
- Модель Друккера-Прагера;
- Твердотельно-пластичные модели грунта (Hardening Soil).
- Шатровая модель Cam-clay (для некоторых грунтов требуются, чтобы они были шатровыми, чтобы было ограничение по возникающему гидростатическому давлению);
- Трехфазные модели грунта;
- Вязкопластичные модели грунта.

Из них наиболее часто используемой на практике и показывающая адекватные результаты при динамических воздействиях [31, 176] является модель Мора-Кулона. В дальнейшей работе примем ее как основную.

Грунтовая модель Мора-Кулона может быть описана следующими условиями прочности:

1-ое условие прочности:

$$\tau = \sigma_v \operatorname{tg} \varphi' + c' \quad (3.1)$$

$$\tau = (\sigma_v - u) \operatorname{tg} \varphi + c \quad (3.2)$$

$$\tau = c_u \quad (3.3)$$

$$\tau = (u_a - u) \operatorname{tg} \varphi^b + (\sigma_v - u) \operatorname{tg} \varphi' + c' \quad (3.4)$$

$$\tau = \sigma_v \operatorname{tg} \varphi'_r + c'_r, \quad (3.5)$$

где  $\tau$  – касательное напряжение, при превышении которого происходит разрушения в грунте,  $\sigma_v$  – эффективное нормальное напряжение,  $\varphi'$  – эффективный угол внутреннего трения,  $\varphi$  – дренированный угол внутреннего трения,  $c$  – дренированные силы удельного сцепления,  $c'$  – эффективные силы удельного сцепления,  $u_a$  – давление порового воздуха,  $u$  – давление поровой воды,  $\varphi^b$  – угол внутреннего трения, зависящий от величины матричного всасывания,  $\varphi'_r$  – остаточный угол внутреннего трения,  $c'_r$  – остаточные силы удельного сцепления,  $c_u$  – недренированная прочность [31].

2-ое условие прочности:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (3.6)$$

– для применения к гравелистым, песчаным и крупнообломочным грунтам;

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \operatorname{ctg} \varphi)} = \sin \varphi \quad (3.7)$$

– для применения к глинистым грунтам.

Уравнение состояния при трехмерном НДС примет следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} |\sigma_1 - \sigma_2| &= (2cctg\varphi - \sigma_1 - \sigma_2)\sin\varphi \\ |\sigma_2 - \sigma_3| &= (2cctg\varphi - \sigma_2 - \sigma_3)\sin\varphi \\ |\sigma_3 - \sigma_1| &= (2cctg\varphi - \sigma_3 - \sigma_1)\sin\varphi \end{aligned} \right\} \quad (3.8)$$

Поверхность текучести в пространстве главных напряжений показана на рисунке 3.3 [57]).

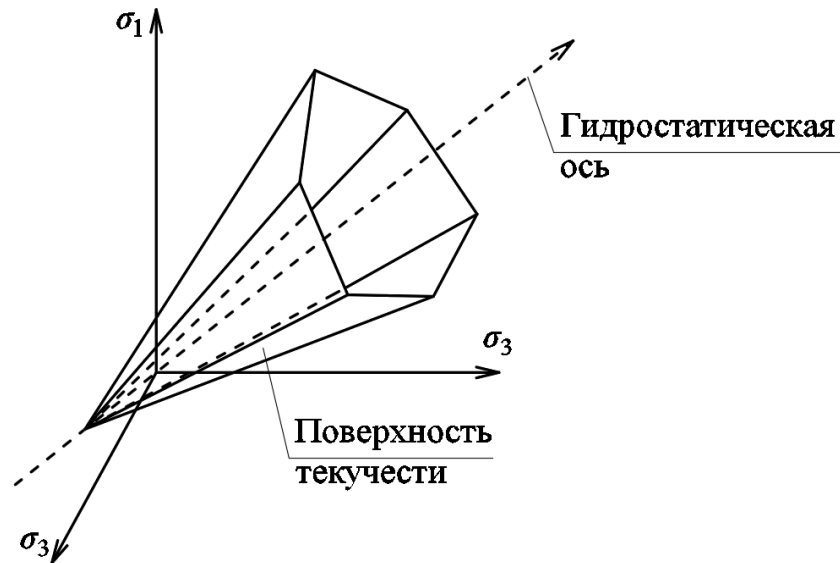


Рисунок 3.3. Поверхность текучести Мора - Кулона

Из показанных выше уравнений состояния видно, что преимуществом модели Мора-Кулона является учет различных видов грунтов, при этом учитывается различное водонасыщение грунтов. Также есть другие модификации грунтовой модели Мора - Кулона, используемые для отдельных специальных задач, как например, для задач взрыва может быть рекомендована модифицированная модель Мора-Кулона, основанная на работах Abbo A.J. and Sloan S.W [19, 161]. Она хорошо зарекомендовала себя при высокоскоростных динамических воздействиях [31, 46, 110, 111, 149, 182], так как учитывает все описанные выше параметры грунтов. Именно эту версию модели Мора-Кулона и будем использовать в дальнейшем.

Поверхность текучести Мора-Кулона может быть описана функцией:

$$F = -P\sin\varphi + K(\theta)\sqrt{J_2} - c\cos\varphi = 0, \quad (3.9)$$

где  $P$  – среднее давление;  $\varphi$  – угол внутреннего трения;  $K(\theta)$  – функция угла  $\theta$  в девиаторной плоскости;  $\sqrt{J_2}$  – корень квадратный из второго инварианта девиатора напряжений;  $c$  – сцепление.

Поверхность текучести модифицированной грантовой модели Мора - Кулона является гиперболоидом, «приближенным» к поверхности Мора-Кулона, уравнение поверхности которой имеет вид:

$$F = -P \sin \varphi + \sqrt{J_2 K(\theta)^2 + a^2 \sin^2 \varphi} - c \cos \varphi = 0, \quad (3.10)$$

где  $a$  – коэффициент приближения поверхности модифицированной версии к поверхности классической модели Мора - Кулона.

### 3.2 Исследование реакции подземного сооружения при точечном взрыве

Для анализа НДС массива грунта была создана расчетная модель размерами 20,0 x 20,0 x 20 м(м) (рис.3.4). В этой модели была создана грунтовая и воздушная область с помощью объемных элементов, а также ВВ весом 200 кг, которое задается в виде точечного воздействия [164].

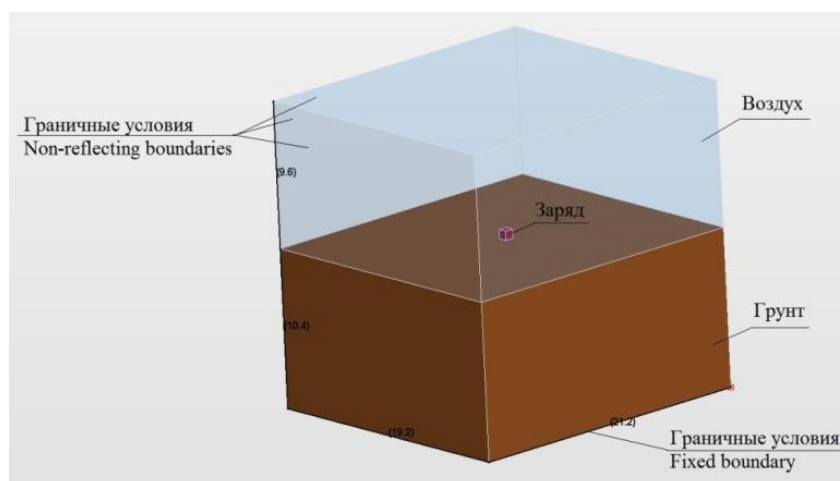


Рисунок 3.4. Расчетная модель

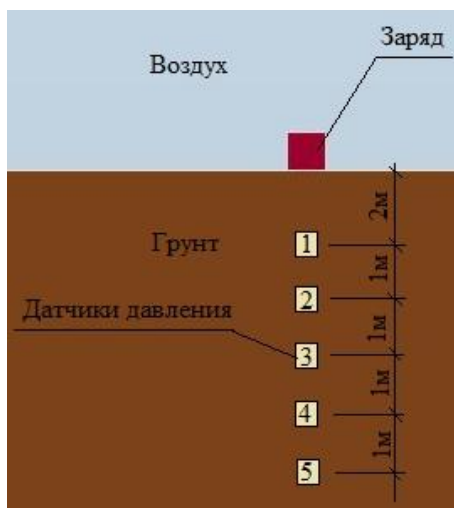


Рисунок 3.5. Схема расположения контрольных точек

При использовании дискретных методов расчета точность расчетов во многом зависит от размеров конечных элементов, а применительно к данной задаче от размеров объемных конечных элементов. Для этого выполнялся ряд расчетов с измельчением размеров объемных конечных элементов от 0,3 м и мельче, пока результаты по сравнению с предыдущим шагом будут отличаться не более чем на 5%. Такой размер будет считаться оптимальным как по трудозатратам машинного времени, так и с точки зрения точности получаемых результатов.

В результате сравнения результатов расчета оптимальной была выбрана модель с размером ячейки 0,2 м (рис. 3.6).

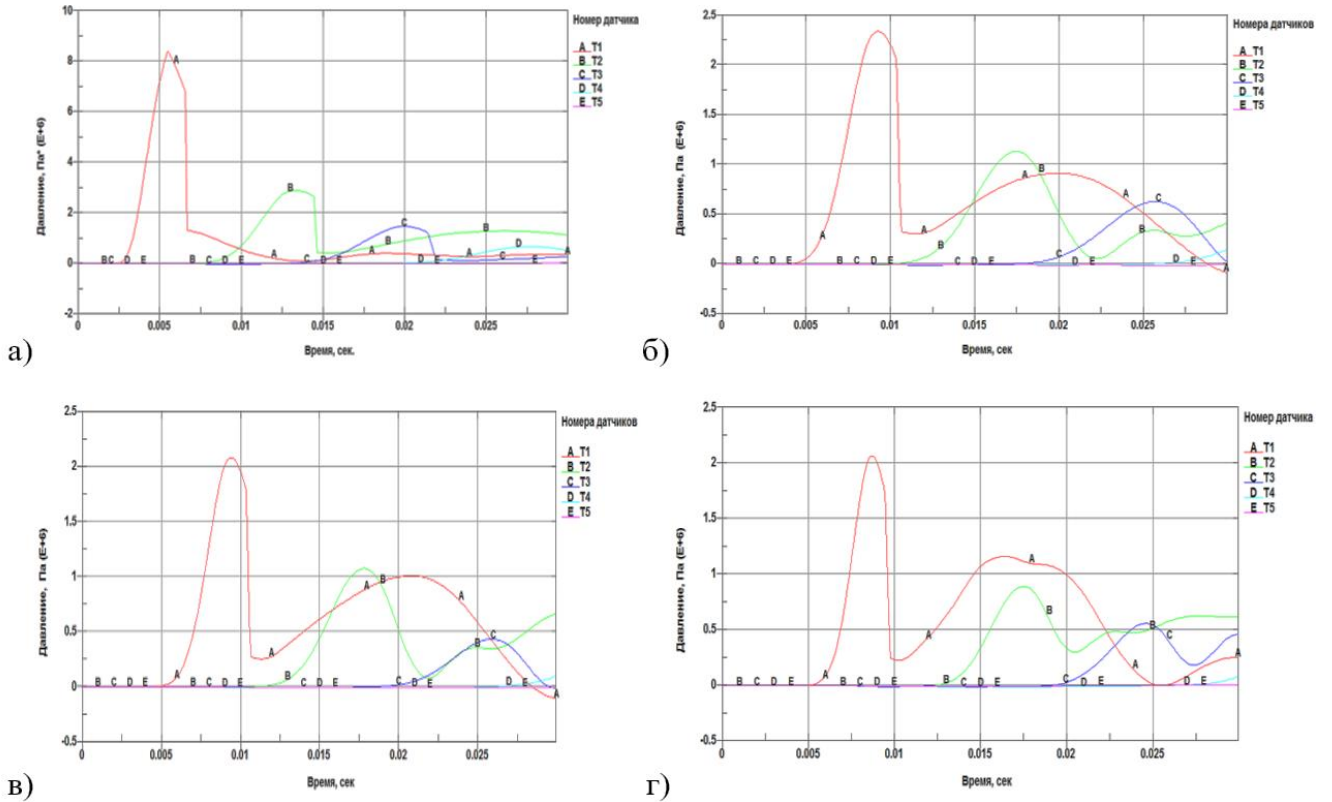


Рисунок 3.6. Результаты исследования сходимости сетки конечных элементов: а) 0,3 м, б) 0,25 м, в) 0,2 м, г) 0,15 м (где А, В, С, D, Е – номер контрольных точек)

### Взрыв на поверхности грунта

Для исследования реакции подземного сооружения на взрывные воздействия точечных взрывов рассмотрим два варианта расположения взрывчатого вещества относительно поверхности грунта.

В первом варианте рассмотрено распространение ударной волны при взрыве на поверхности грунта, где можно увидеть, что сразу после детонации сферические ударные волны распространялись в воздухе от эпицентра заряда, который находился на поверхности земли (рис. 3.7). Можно отметить, что ударные волны образуют в грунте волны сжатия в форме полусферических волн с образованием воронки в земле.

В первом варианте рассмотрено распространение ударной волны при взрыве в грунте на глубине 1 м.



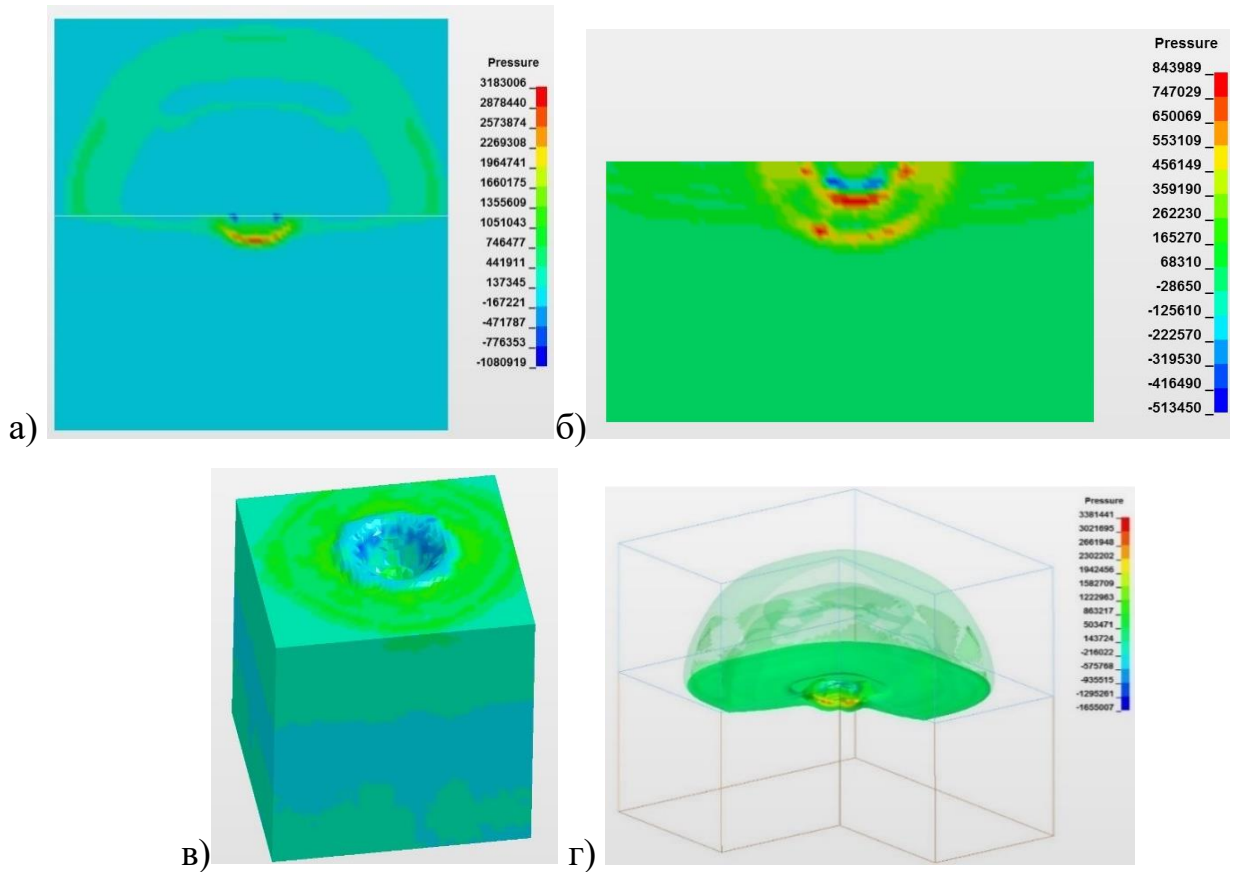


Рисунок 3.7. Изополя давления в момент времени: а) 0,0077 с, б) 0,022 с в) взрывная воронка г) распространение воздушной ударной волны и волны сжатия  
**Взрыв на глубине 1м**

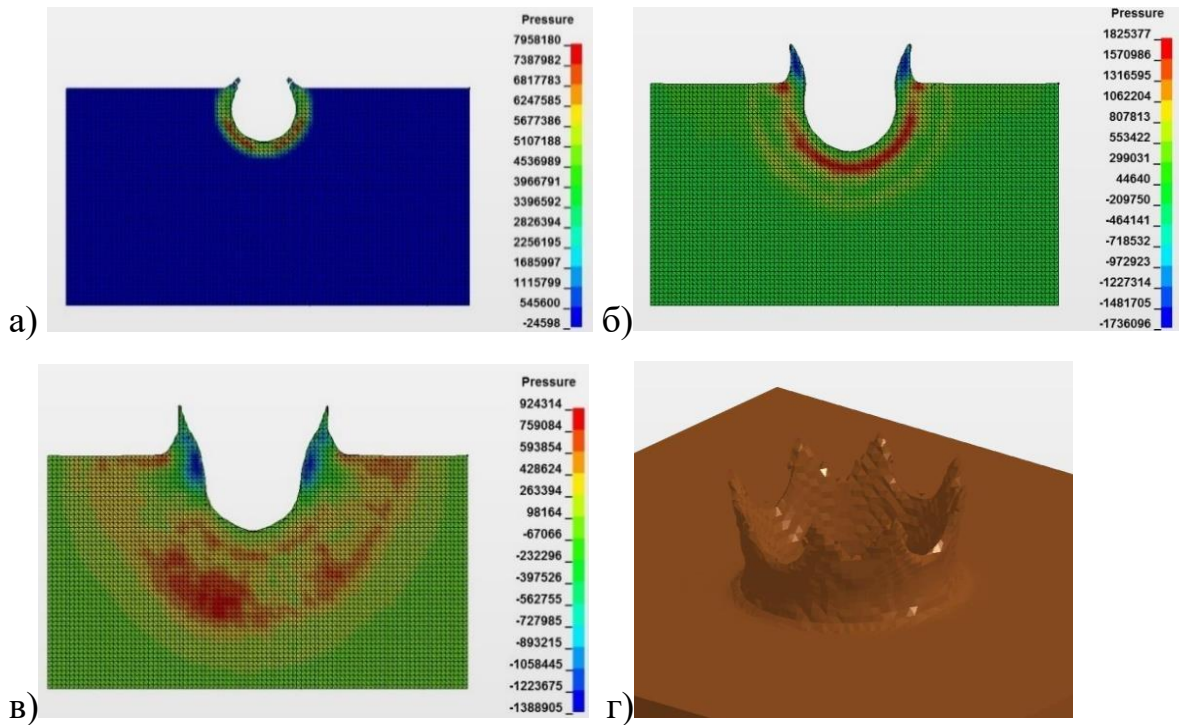


Рисунок 3.8. Изополя давлений в момент времени: а) 0,0077 с, б) 0,022 с в) 0,022 с г) формирование взрывной воронки

### Воздействие взрыва на подземное сооружение

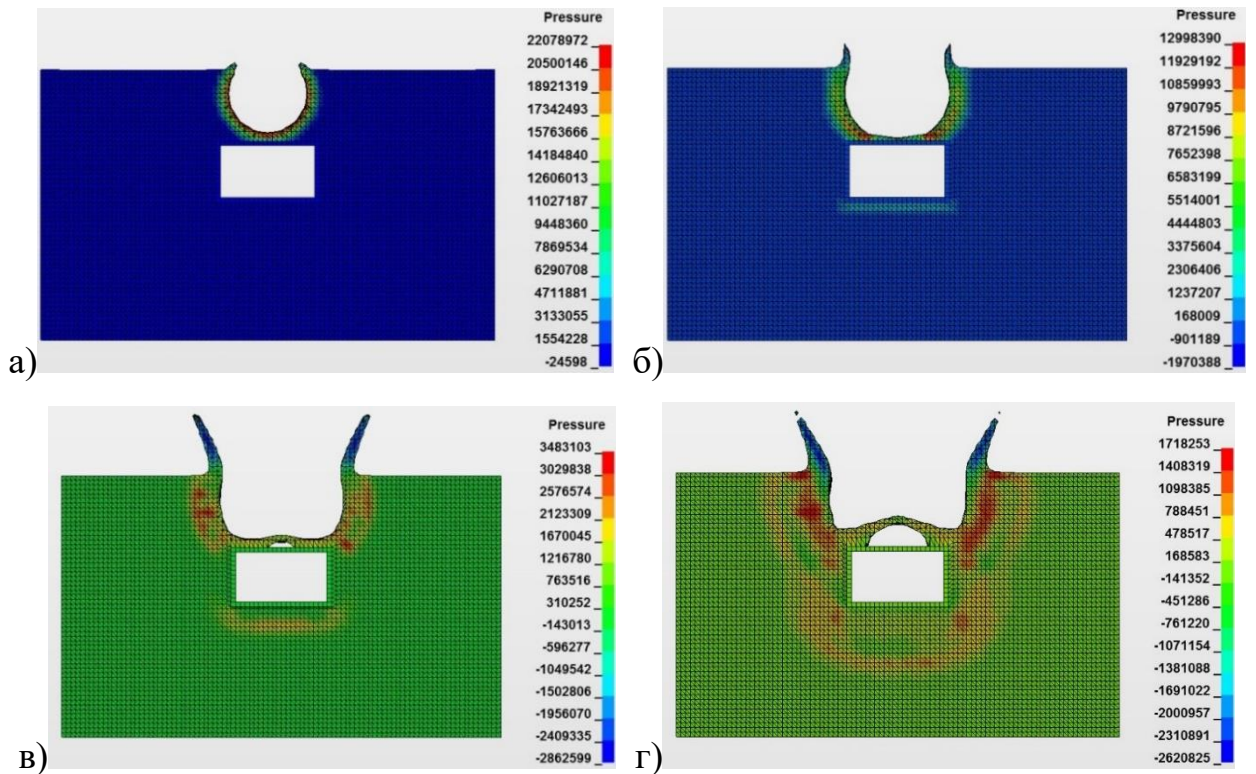


Рисунок 3.9. Воздействие ударной волны на подземное сооружение

По рассмотрению результатов этих двух расчетных случаев, можно сделать вывод, о том, что наиболее опасным случаем является взрыв на глубине 1 м, так как образующиеся волны сжатия могут иметь наибольшее поражающее воздействие на подземное сооружение.

Далее рассмотрено воздействие взрыва на подземное сооружение при взрыве на глубине 1 м с целью получения и анализа исходных параметров воздействия волны сжатия на поверхность покрытия сооружения (рис. 3.8). Сооружение имеет размеры в плане 3 x 3 м, верхняя грань плиты покрытия находится на глубине 3 м (см. рис.3.9) и моделировалось как абсолютно жесткое, т.е. недеформируемое.

Результаты расчета показали, что максимальное давление во фронте волны сжатия составило 1,7 МПа, что является достаточно серьезным воздействием, для восприятия которого потребовалась бы значительные толщины подземного сооружения.

Параметры ударной волны при взрыве на поверхности и на глубине 1 м сравнивались с эмпирическими значениями по формулам [72] по которым давление получилось равным 1,9 МПа, т.е. можно сделать вывод, что результаты расчетов с точностью 10-12% совпадают, что показывает адекватность принятых численных методик расчета. Из чего можно сделать общий вывод о том, что решение задачи в нелинейной газодинамической постановке позволяет получить параметры ударной волны на различных глубинах от центра взрыва при различных положениях ВВ, а также получить полную картину взаимодействия ударной волны с подземным сооружением при поверхностном и подземном взрыве. При этом решение задачи выполняется с достаточной точностью, что подтверждается сравнением с результатами, полученными по эмпирическим зависимостям.

### **3.3 Расчет подземного сооружения на воздействие падающих предметов**

Некоторые результаты исследований по тематике высокоскоростных импульсных воздействий, проведенные в разное время различными исследователями приведены в [17, 37, 38, 77]. В настоящее время данные исследования совершенствуются в том числе благодаря появлению и развитию мощных расчетных комплексов [180, 73, 69, 52, 93, 149, 30].

В данном разделе исследуется воздействие тяжелого габаритного предмета на находящееся в грунте подземное сооружение. Для этого разрабатывается конечно-элементная модель грунтового массива с находящимся внутри подземным сооружением с падением на поверхность грунта тяжелого предмета. Для верификации результатов выполняются локальные задачи с использованием полусферы для сравнения результатов с экспериментальными исследованиями [57].

Для решения локальной задачи и верификации принятого подхода рассмотрим падение жесткой полусферы диаметром 0,66 м со скоростью 40 м/с в грунтовой массив размером 3 x 3 x 3 м (рис. 3.12) и сравним с результатами исследований, приведенных в [143] (далее эксперимент), где подобная задача была решена

численными методами и экспериментально. Параметры рассматриваемого грунта указаны в табл. 3.1.

Для сравнения с приведенными исследованиями решим такую же задачу в различных постановках.

- грунт моделируется с помощью эйлера подхода (ALE постановка), сфера в лагранжевой;

- грунт моделируется с помощью эйлера подхода (с применением структурированных сеток для описания грунтового массива S-ALE постановка), сфера в лагранжевой;

- грунт и сфера моделируется с помощью лагранжевого подхода.

В качестве нагрузок приняты: скорость полусферы в момент соударения с грунтом и давление от собственного веса грунта (рис. 3.13).

Таблица 3.1. Параметры грунтового массива

Параметр	Значение
Плотность грунта	2200 кг/м <sup>3</sup>
Модуль сдвига	1,53 МПа
Коэффициент Пуассона	0,35
Угол внутреннего трения грунта	15 <sup>0</sup>
Сцепление	68 кПа

Ударник моделировался как жесткое тело из алюминия с параметрами, указанными в таблице 3.2.

Таблица 3.2. Параметры полусферы

Параметр	Значение
Плотность алюминия	2812 кг/см <sup>3</sup>
Модуль упругости алюминия	73000 МПа
Коэффициент Пуассона	0,33

Точность решения задач дискретными методами зависит от размеров конечных элементов, поэтому выполним ряд расчетов с измельчением размеров конечного элемента от 5 см и мельче с шагом 0,5 см до тех пор, пока разница в результатах при сравнении последующего шага с предыдущим получится не более 5%. На рисунке 3.10 показаны графики давлений во времени, измеренные на глубине 1,5 м при расчете в ALE, S-ALE и лагранжевой постановке с изменением размеров конечных элемента.

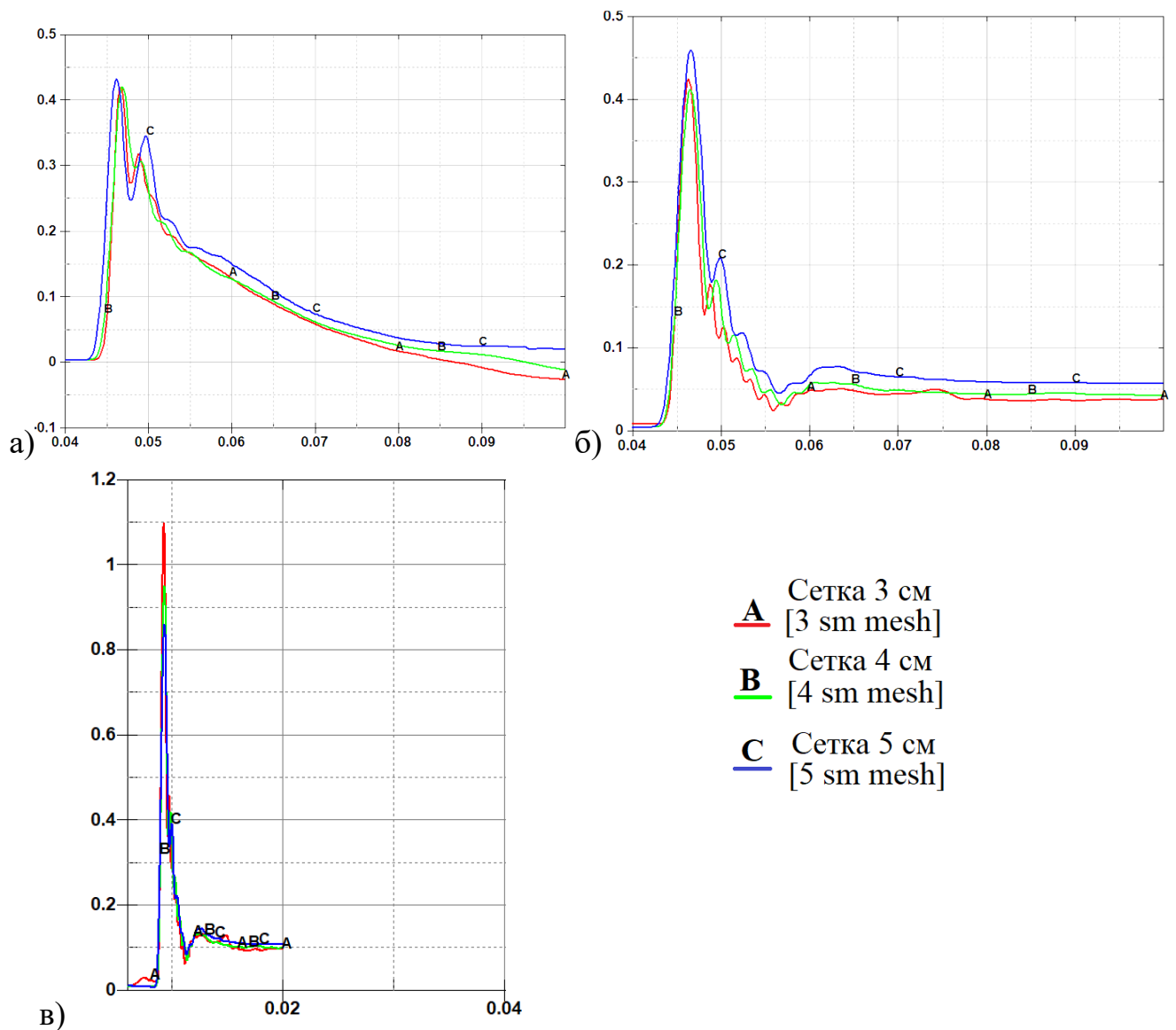


Рисунок 3.10. Графики давлений на глубине 1.5 м в различных постановках: а - ALE, б - S-ALE, в - в лагранжевой постановке.

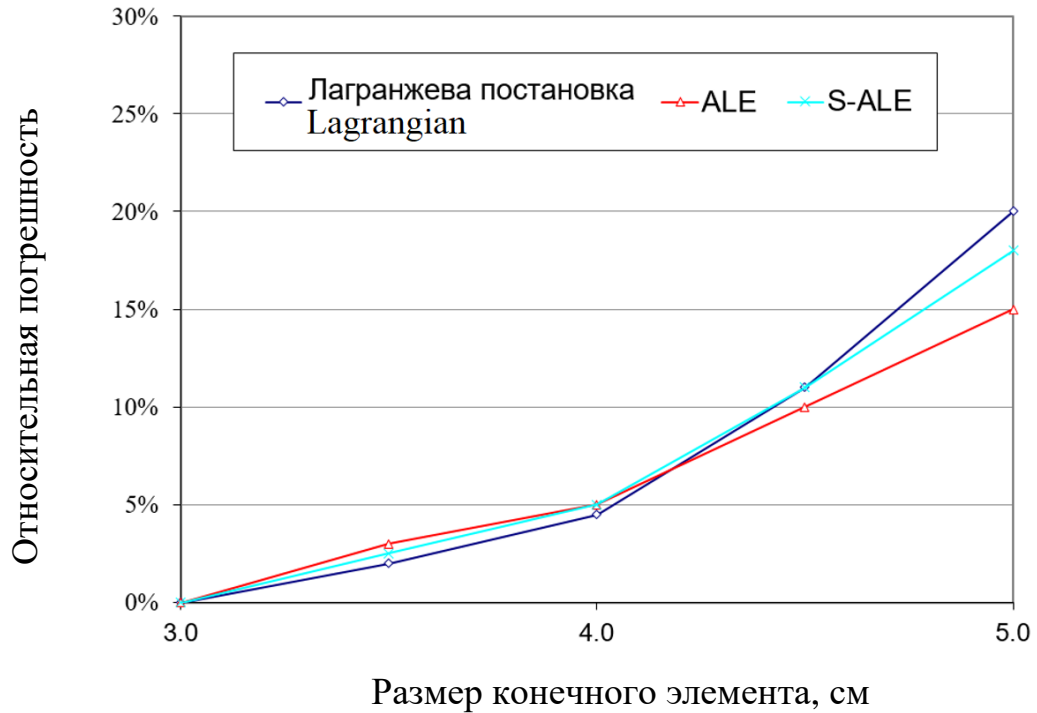


Рисунок 3.11. Зависимость относительной погрешности от размера конечного элемента

На рис. 3.11 показан результат исследования сетки и поиск наиболее оптимальной с точки зрения времени и точности расчета, по которому определен размер конечного элемента в 4 см.

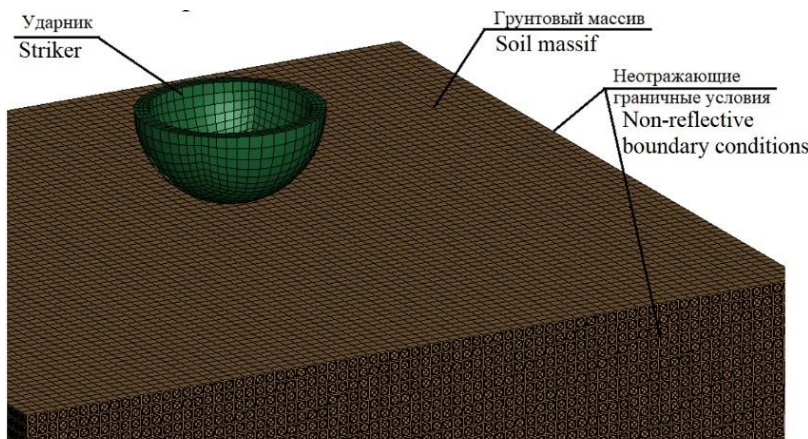


Рисунок 3.12. Расчетная модель воздействия полусферы на грунт

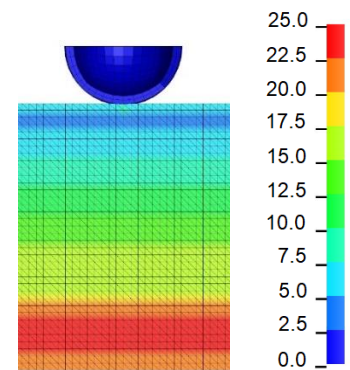


Рисунок 3.13. Изополя давлений от собственного веса грунтового массива, кПа

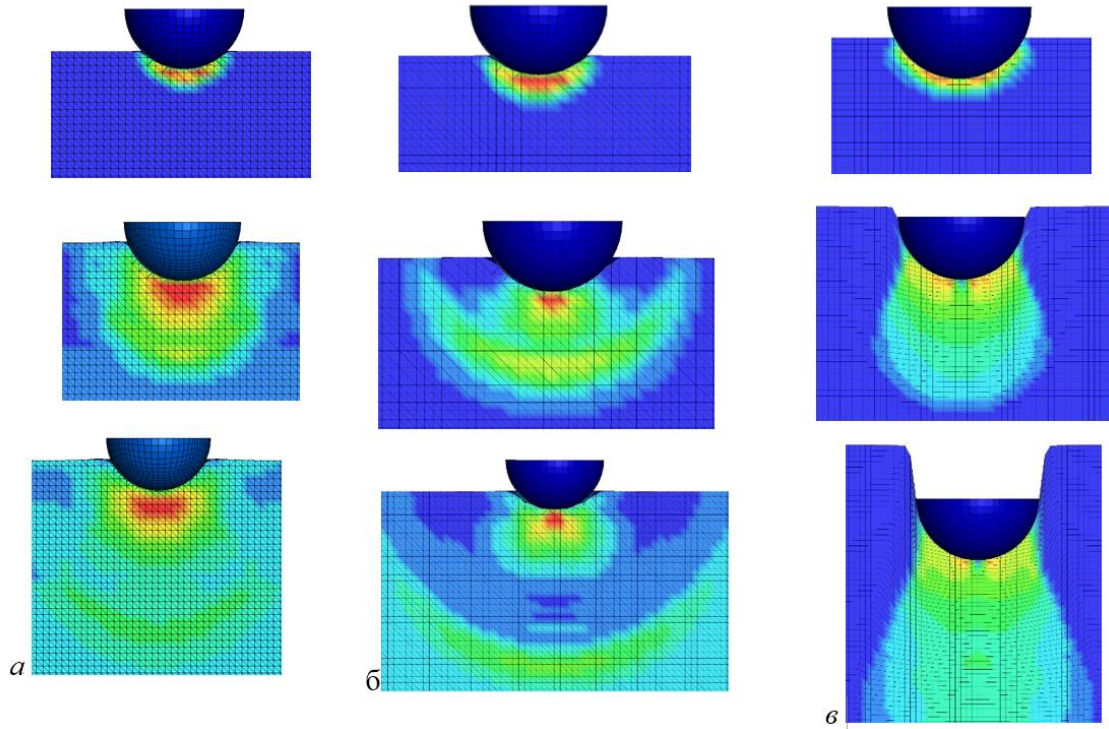


Рисунок 3.14. Изополя давлений в грунте при решении задачи в различных постановках: *a* - ALE, *б* - S-ALE и *в* - в лагранжевой постановках

В работе [143] приведены результаты полевого эксперимента в виде графика ускорения полусферы в момент удара о грунтовую поверхность, максимальное ускорение полусферы составило  $12643 \text{ м/с}^2$  (см. рис. 3.15).

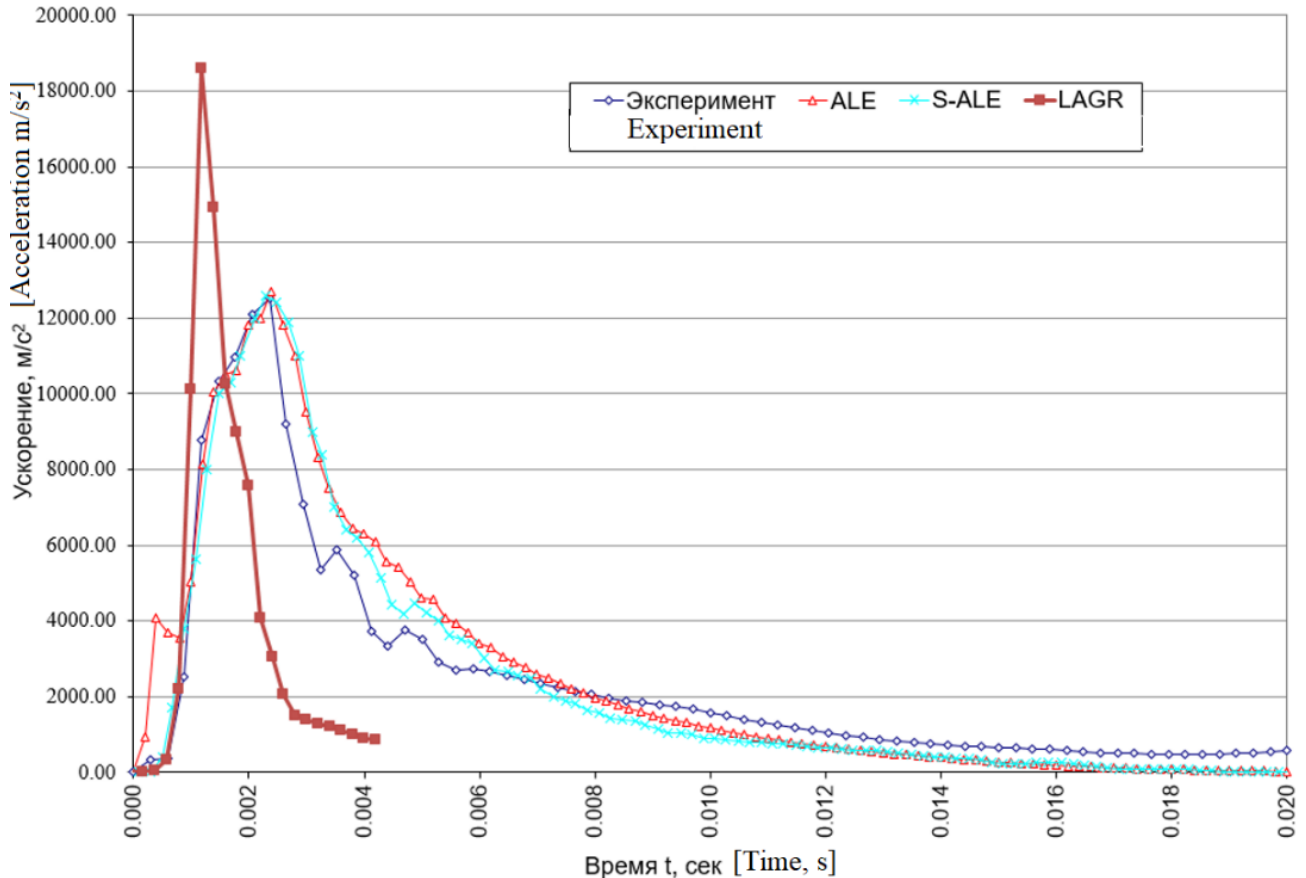


Рисунок 3.15. Графики ускорения полусферы в сравнении с экспериментальными данными

В результате сравнения полученных графиков ускорений полусферы с использованием различных постановок было отмечено, что наиболее близкими к эксперименту оказались графики ускорения полусферы вычисленные в ALE (12700 м/с<sup>2</sup> и S-ALE (12680 м/с<sup>2</sup>) постановках. Относительная погрешность по максимальным ускорениям составила 0,43% и 0,25% соответственно. При использовании Лагранжевой постановки (18710 м/с<sup>2</sup>) для моделирования поведения грунта относительная погрешность по максимальному ускорению составила 67%, что очевидно произошло в результате сильного искажения сетки конечных элементов, моделирующих грунт в месте удара (рис. 3.14, в).

Из приведенных результатов расчета можно сделать общий вывод, о том, что методика расчета с моделированием грунта с помощью эйлера подхода и использованием структурированных сеток (S-ALE) дает более близкие к эксперименту ускорения (рис. 3.15). Поэтому для дальнейших исследований будем использовать именно эту методику.



Для решения основной задачи исследования напряженно-деформированного состояния сооружения и грунта вокруг него рассмотрим падение цилиндрического жесткого предмета (далее ударник) с высоты 60 м на поверхность грунта над заглубленным подземным сооружением. Диаметр ударника примем 3 м вес 6 т который свободно, т.е. без начального ускорения падает торцевой плоской частью на грунт [57].

Скорость соударения ударника с грунтом выражается из равенства потенциальной и кинетической энергии:

$$mgh = \frac{mv^2}{2}, \quad (3.11)$$

где  $m$  - масса ударника,  $g$  – ускорение свободного падения,  $h$  – высота падения ударника.

Скорость ударника в момент соударения определяется из 3.11:

$$V = \sqrt{2gh}. \quad (3.12)$$

Скорость ударника в момент соударения составляет 34,3 м/с.

Рассмотрим однопролетное подземное сооружение с размерами в плане 6х6 м и высотой 4 м (в свету) (рис. 3.16). Толщины стен и покрытия 400мм. Высота грунта над покрытием принята равной 1,5 м. Армирование сооружения принято Ø25A500 с шагом 100 x 100 мм для нижнего и верхнего слоя покрытия, стен и фундаментной плиты, поперечное армирование Ø12 A500 с шагом 200 x 200 мм (рис. 3.17). Исходной нагрузкой является собственной вес железобетонного сооружения и грунтового массива.

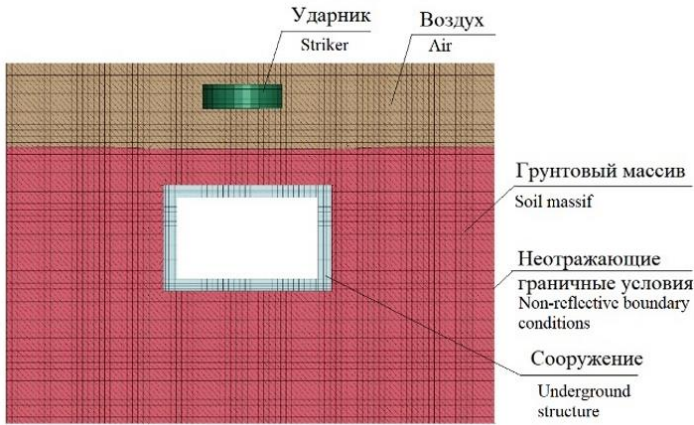


Рисунок 3.16. Расчетная модель сооружения

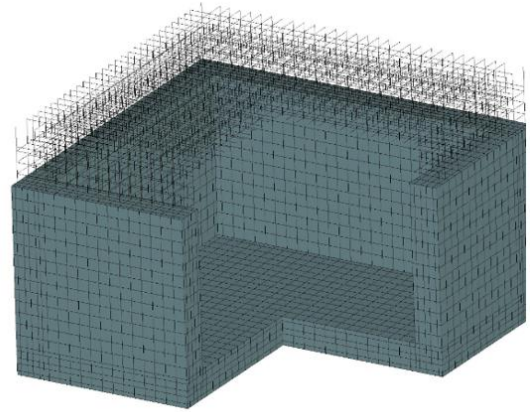


Рисунок 3.17. Армирование конструкций

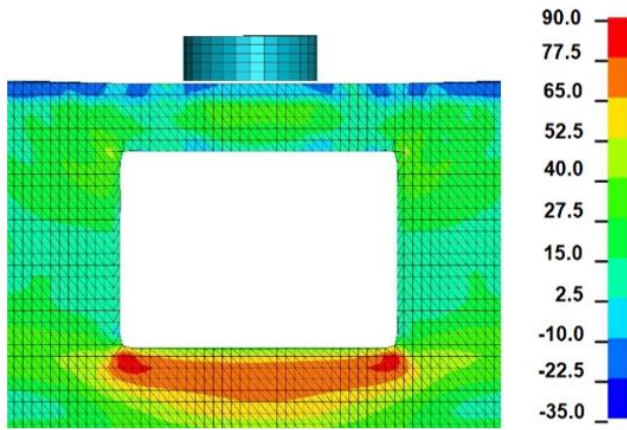


Рисунок 3.18. Изополя давлений (кПа) в момент времени перед ударом 0.3218 с

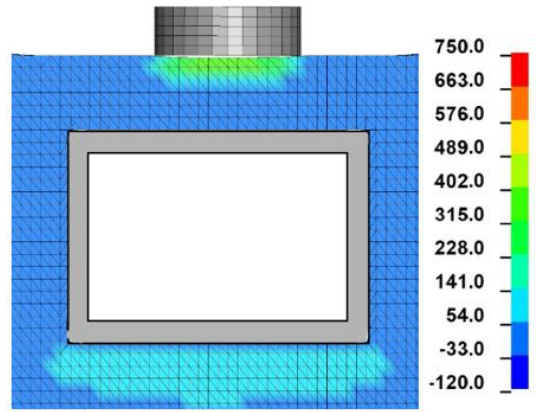


Рисунок 3.19. Изополя давлений (кПа) в момент времени 0.3248 с

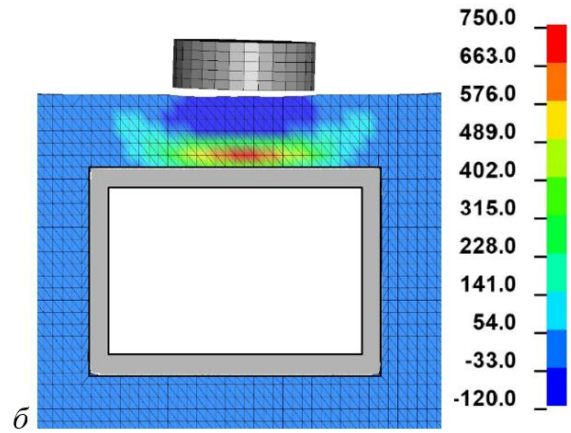
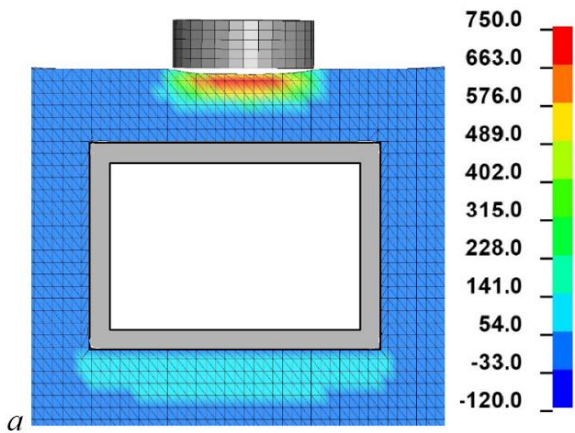


Рисунок 3.20. Изополя давлений (кПа) в моменты времени:  
*а* – 0,3412 с, *б* – 0,3552 с

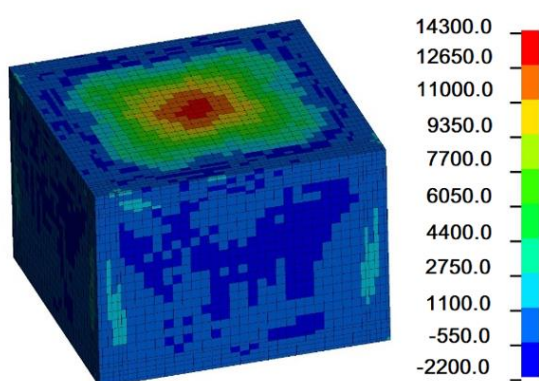


Рисунок 3.21. Изополя давлений, кПа

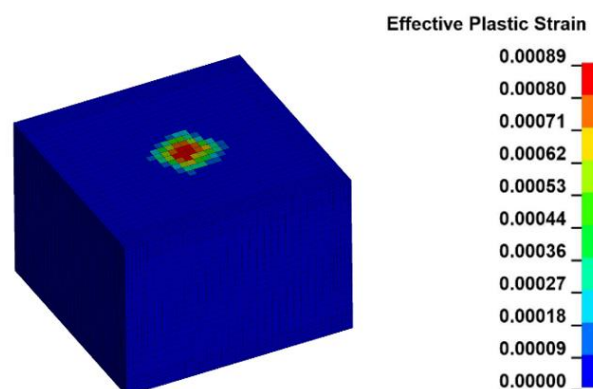


Рисунок 3.22. Мозаика эффективных пластических напряжений

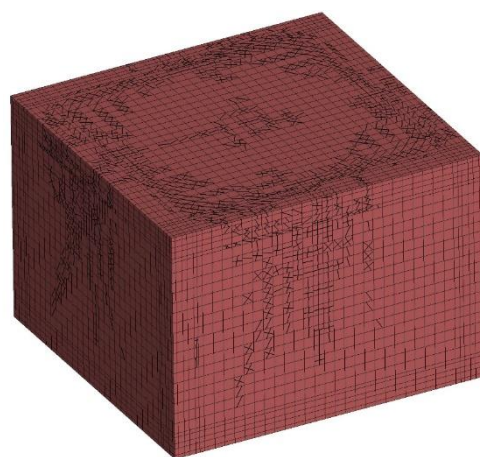


Рисунок 3.23. Картина трещин в несущих конструкциях сооружения после удара

В результате проведенного исследования получены изополя давлений во фронте волны сжатия, распространяющейся в грунтовом массиве и воздействующей на подземное сооружение после падения на поверхность грунта тяжелого ударника (рис. 3.18 – 3.22). Установлено, что при этом ударник заглубляется в грунт на глубину 2 см. Как видно на рисунке 3.23 в покрытии сооружения появляются трещины, которые также распространяются на стены. При этом ширина раскрытия трещин не превышает 0,5 мм, что допускается в соответствии с [102], так как для подобных сооружений предъявляются повышенные требования к эластичности гидроизоляции. Армирование работает в

упругой стадии, что свидетельствует о том, что армирование и толщина конструкций подобраны правильно.

В результате разработана конечно-элементная модель для расчета подземного сооружения на воздействие тяжелого ударника. Результаты расчета показывают, что примененная методика с использованием эйлерова подхода для моделирования поведения грунтов и распространения ударных волны в грунтовом основании позволяет выполнять подобные расчеты с необходимой точностью и получить близкую к реальной картину взаимодействия волн сжатия с грунтовым массивом, а также с расположенным в нем подземным сооружением. Следовательно, данную модель и использованный подход допускается применить и при расчете встроенных подземных сооружений на нагрузки, вызванные разрушением вышележащих этажей здания.

### **3.4 Воздействие воздушной ударной волны на подземное железобетонное сооружение стеновой конструктивной схемы с помощью нелинейного динамического метода**

Как было показано выше, эйлеров подход к описанию поведения грунтов (газодинамический подход) хорошо зарекомендовал себя не только при описании распространяющихся ударных волн в воздушном пространстве, но и при решении задач взаимодействия ударных волн точечного взрыва и падающих предметов с подземным сооружением. И прежде, чем подойти к решению основной задачи, к расчету встроенного подземного сооружения, выполним апробацию принятой методики и рассмотрим задачу о распространении плоского фронта воздушной ударной волны по поверхности грунта над отдельно стоящим подземным сооружением с формированием волны сжатия в грунте и воздействии ее на сооружение. Т.е. решим нормативную задачу согласно [102]. Для этого построим расчетную область размером 30 x 50 x 24 м(г) (рис. 3.26) [59], состоящую из воздушной и грунтовой частей (песчаный грунт) высотой по 12 м каждая. Исходными данными для расчета являются избыточным давлением

во фронте воздушной ударной волны  $\Delta P_{\phi}=100$  кПа и время действия фазы сжатия, принятое 0,25 с. Заглубление верхней грани покрытия сооружения относительно поверхности грунта составляет 2 м.

Подземное сооружение двухпролетное с размерами в плане 12х12 м и высотой в свету 3 м. Толщина стен принята 300 мм. Толщины фундаментной плиты и покрытия приняты 500 и 400 мм соответственно (рис. 3.26).

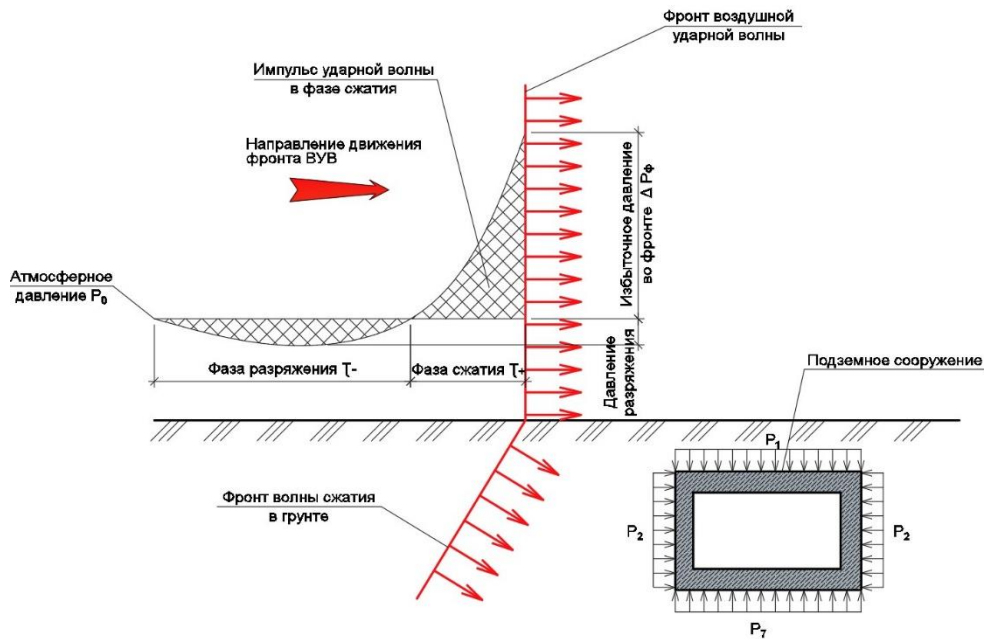


Рисунок 3.24. Схема воздействия ВУВ на подземное сооружение

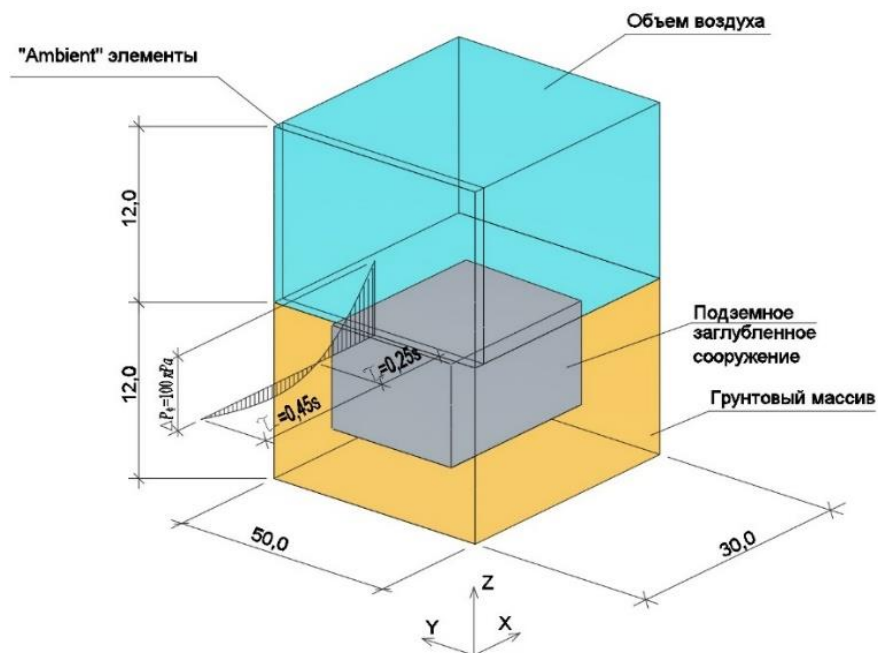


Рисунок 3.25. Схема расчетной модели подземного сооружения с помощью газодинамического метода

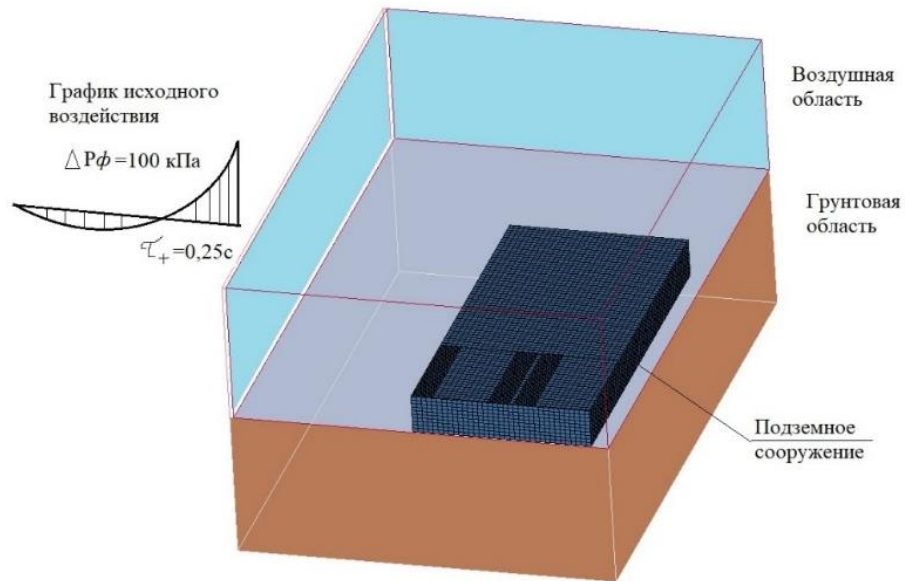


Рисунок 3.26. Схема подземного сооружения (участок покрытия условно не показан)

В результате расчетов (рис. 3.27 – 3.28) получена картина взаимодействия воздушной ударной волны с поверхностью грунта с формированием в ней волн сжатия и последующим их воздействием на подземное сооружение. Построены графики давления на основные несущие конструкции сооружения (рис. 3.30).

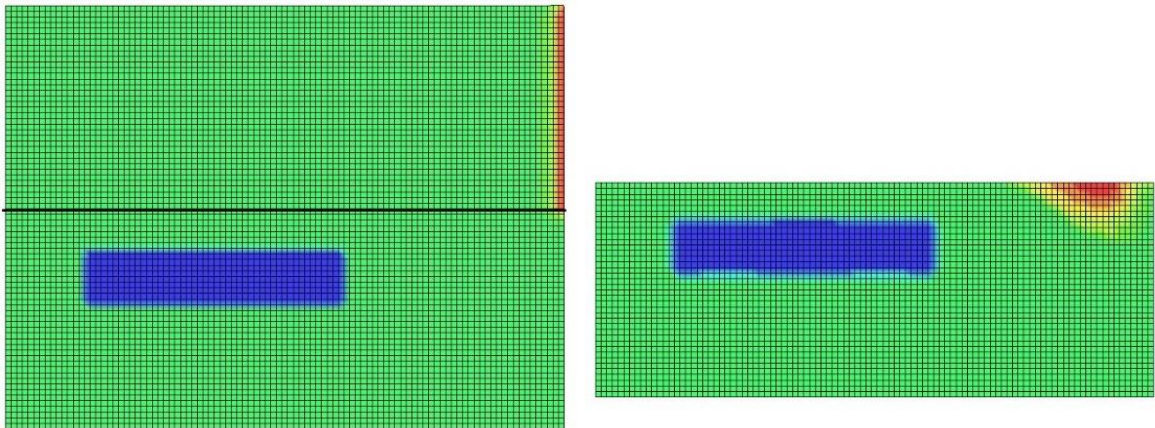


Рисунок 3.27. Изополя давления в начальный момент воздействия воздушной ударной волны и в момент времени 0,01 с, Па

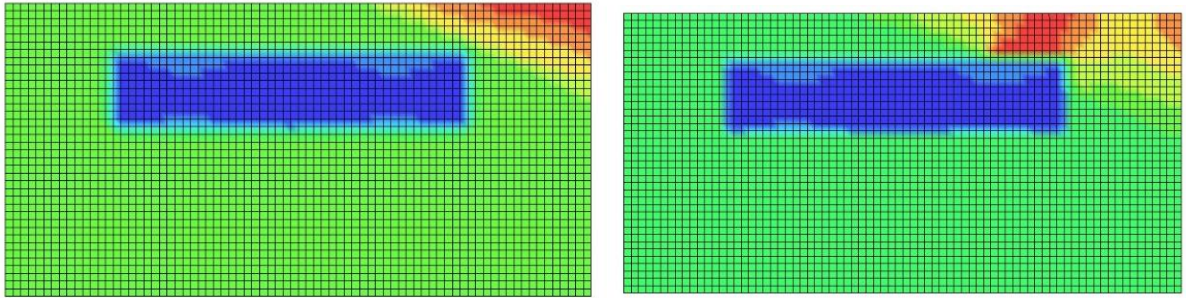


Рисунок 3.28. Изополя давления в момент времени 0,02 и 0,06 с, Па

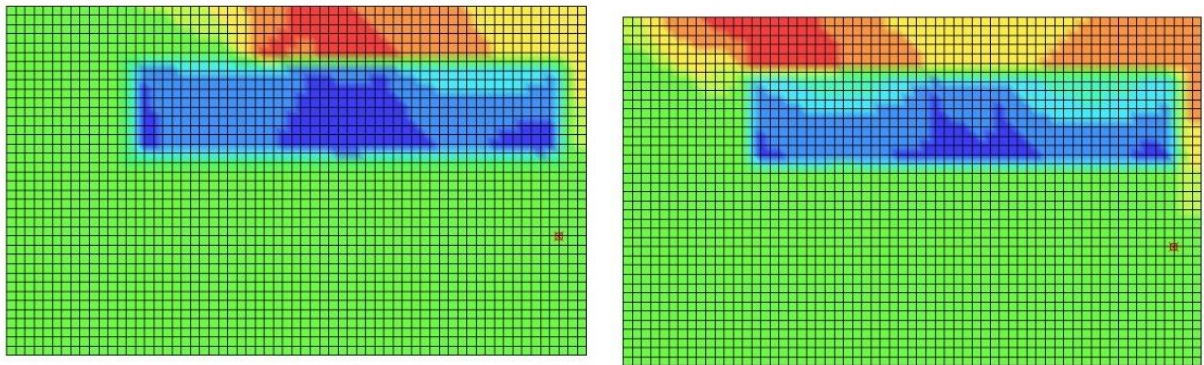


Рисунок 3.29. Изополя давления в момент времени 0,07 и 0,1 с, Па

В результате расчета (рис. 3.27-3.39) получены изополя давлений распространяющейся воздушной ударной волны с формированием волн сжатия в грунте при воздействии на грунтовую поверхность, показывающие полную картину воздействия волн на подземное сооружение. Получены графики давления на основные несущие конструкции сооружения (см. рис. 3.30), которые показывают хорошее совпадение с нормативными значениями давлений на соответствующие поверхности.

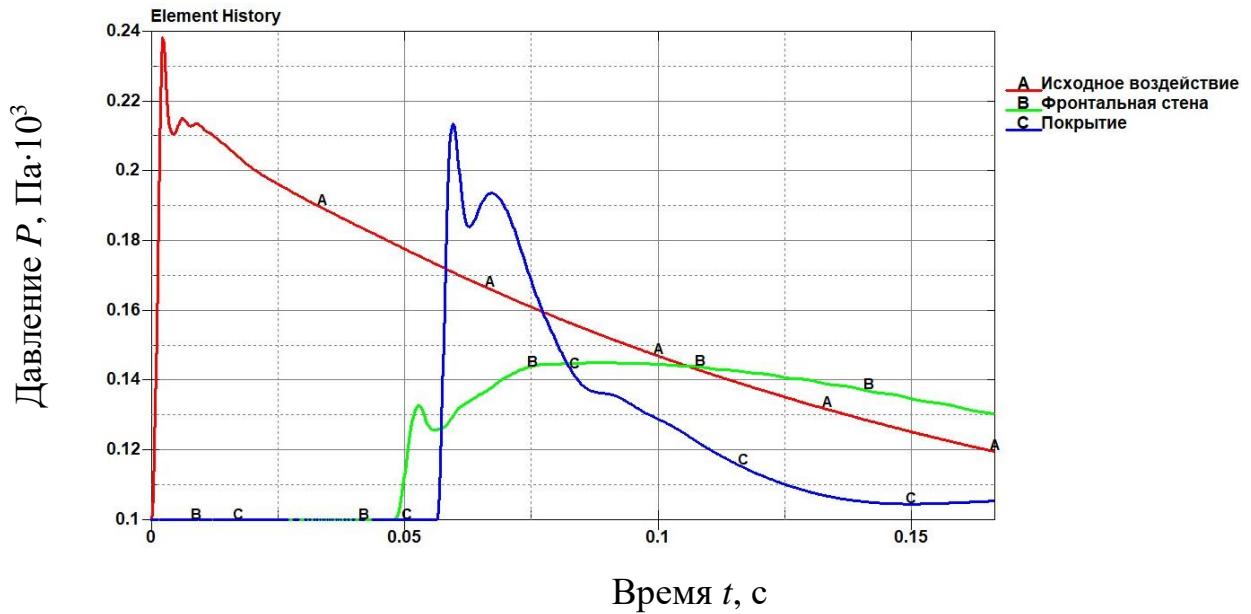


Рисунок 3.30. График исходного давления во фронте воздушной ударной волны, давления на фронтальную стену сооружения, давления на покрытие, до момента времени 0,18 с

В общем итоге можно отметить, что полученные результаты расчетов показывают, что разработанная методика, основанная на использовании газодинамического подхода, позволяет выполнять расчеты подземных сооружений на воздействие ударных волн в наиболее строгой постановке.

### 3.5 Исследование многоэтажного здания на воздействие ударной волны с учетом возможного обрушения надземной части на покрытие встроенного подземного сооружения

О всей сложности процесса взаимодействия воздушных ударных волн со встроенным подземным сооружением, с учетом процесса обрушения вышестоящего здания и формированием завала написано выше в разделе 1.3.

Нормативный подход [102] предполагает значительные допущения, и не учитывает реальные процессы, происходящие при таком сложной картине взаимодействия, поэтому такие задачи целесообразно решать в более строгой и полной постановке.



Поэтому целью следующего исследования является разработка расчетной модели встроенного подземного сооружения при воздействии на него избыточного давления во фронте воздушной ударной волны с учетом обрушения строительных конструкций вышестоящих конструкций здания, а также с образованием завала на поверхности перекрытия над подвалом с использованием газодинамического подхода.

Отдельные исследовательские задачи для решения подобной общей задачи были решены в предыдущих разделах, но решению задачи с учетом разрушений следует уделить отдельное внимание, что требует дополнительного анализа и исследования, так как необходимо моделировать процесс образования и распространения вторичных осколков разрушившихся строительных конструкций.

### **Методы моделирования разрушения строительных конструкций**

Для моделирования разрушений строительных конструкций при решении задач с использованием нелинейных динамических методов возможно использование трех подходов [127]:

- разрушенный элемент полностью исключается из модели и не участвует далее в расчете. Такой способ используется, когда поведение разрушенных элементов не имеет значения после разрушения поэтому разрушенный элемент исключается из расчета полностью, тем самым не усложняется последующий расчет. Формирование вторичных осколков происходит за счет не разрушившихся элементов, что работали в схеме совместно с выключившимися элементами. Но при их падении на какое-либо препятствие, например, как покрытие подземного сооружения или при соударении друг с другом, они также могут разрушаться и выбывают из расчета, что не позволяет сформировать завал;

- в узлах между элементами при достижении заданного параметра разрушения происходит разрыв связей. Разделенные элементы не выбывают из расчетной модели, и могут, падая, воздействовать на другие конструкции, потому что у них сохраняется масса и кинематические параметры исходного элемента конструкции,

что позволяет сформировать завал на поверхности покрытия. Но недостатком такого метода является задвоение параметров разрушения, так как в таком случае кроме того, что у самого материала заданы предельные критерии при котором он разрушается, но и в самих узловых связях задаются независимыми параметрами разрушения поэтому данный подход является не подходящим для использования.

- использование специальных DES элементов, которые выполняют адаптивное преобразование лагранжевой твердотельной конструкции в частицы (элементы) DES (Discrete Element Sphere) в случае отказа конструкции [175]. Из каждого разрушенного элемента генерируется одна или несколько частиц DES в виде вторичных обломков. Частицы DES наследуют свойства разрушенного твердого элемента, а именно массу и кинематическое состояние.

Анализируя описанные выше методики моделирования вторичных осколков, является очевидным использование DES элементов, что и будет применено в дальнейшем.

### **Разрушение отдельно стоящей колонны при воздействии воздушной ударной волны**

Для исследования поведения разрушившихся элементов выполним сравнение с экспериментальными полевыми исследованиями [61], выполненными в [145], где было рассмотрено несколько испытаний с применением точечного взрыва. Объектом испытаний была колонна, которая в одном случае была свободно стоящей (далее будем называть эксперимент №1), а во втором нагружена осевой силой (эксперимент №2) и доведена до разрушения. Для сравнения с результатами обоих экспериментов выполним два численных расчета, где для решения будем использовать газодинамический подход. Для этого создадим воздушную область, в которую поместим жесткозащемленную в основании колонну высотой 3 м и сечением 300 x 300мм. На расстоянии 2,5 м от нее поместим взрывчатое вещество (84 кг ТНТ). Вертикальное армирование выполнено в виде 4Ø25 арматуры класса

А400. Поперечное армирование выполнено в виде арматурных хомутов  $\text{Ø}10$  класса А240 с шагом 75 мм на опорах и 200 мм в середине пролета.

Для повышения точности расчета необходимо произвести анализ чувствительности сетки. Для этого выполним серию расчетов с измельчением конечно-элементной сетки для чего рассмотрим несколько вариантов колонны с размерами конечных элементов от 10 до 100 мм. Схему расчетной модели смотри рисунок 3.31.

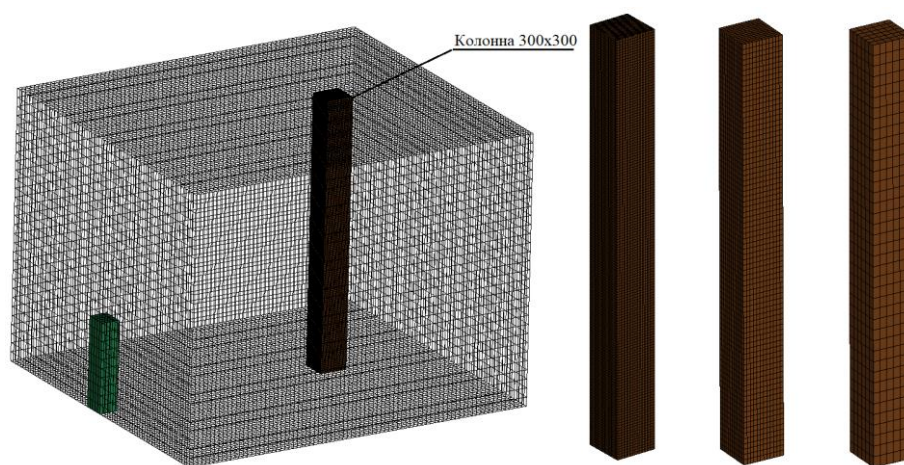


Рисунок 3.31. Схема расчетной модели

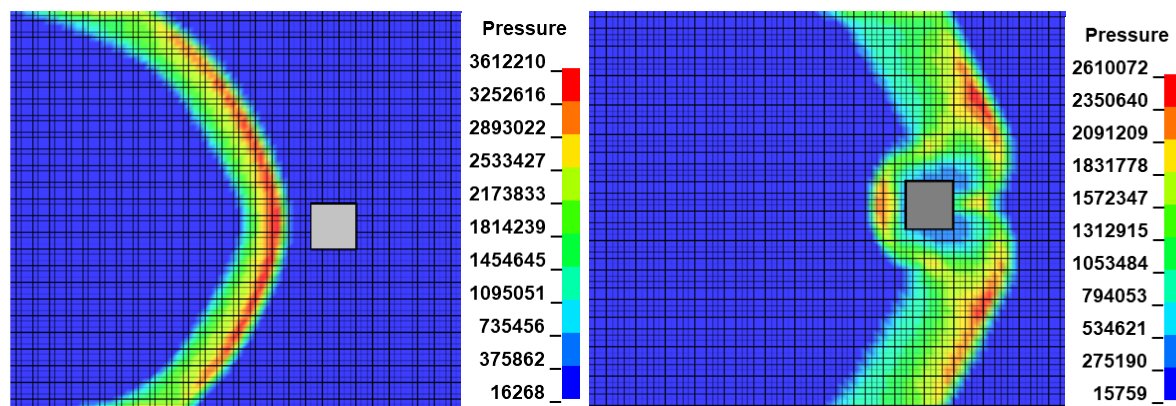


Рисунок 3.32. Схема воздействия воздушной ударной волны на колонну

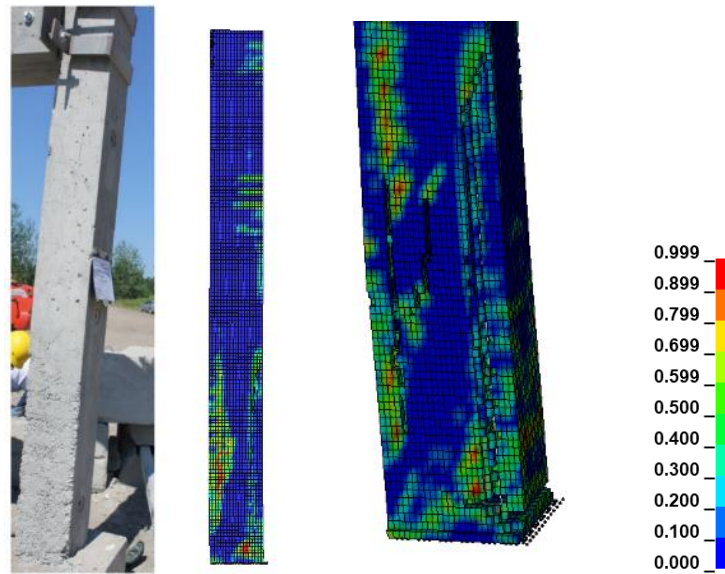


Рисунок 3.33. Сравнение результатов численного моделирования колонны с сеткой КЭ 15 x 15 мм с экспериментальной колонной

В результате расчета получены изополя давлений во фронте ВУВ, которые показывают полную картину взаимодействия воздушной ударной волны с колонной, т.е. показан процесс нагружения и обтекания колонны (рис. 3.32).

В результате фиксировалось горизонтальное смещение колонны, которое для сетки КЭ с размером 15 x 15 мм составило 26,5 мм, что имеет наиболее близкое значение с экспериментальными значениями смещения, которое составляло 24,94 мм (рис. 3.33). В нижней части колонны зафиксировано разрушение защитного слоя бетона, что также было выявлено при эксперименте.

Для решения задачи №2 и сравнения результатов с экспериментом №2 доведем колонну до разрушения с помощью приложения осевой нагрузки и нагрузки от взрыва. Для моделирования разрушившихся элементов используем DES элементы.

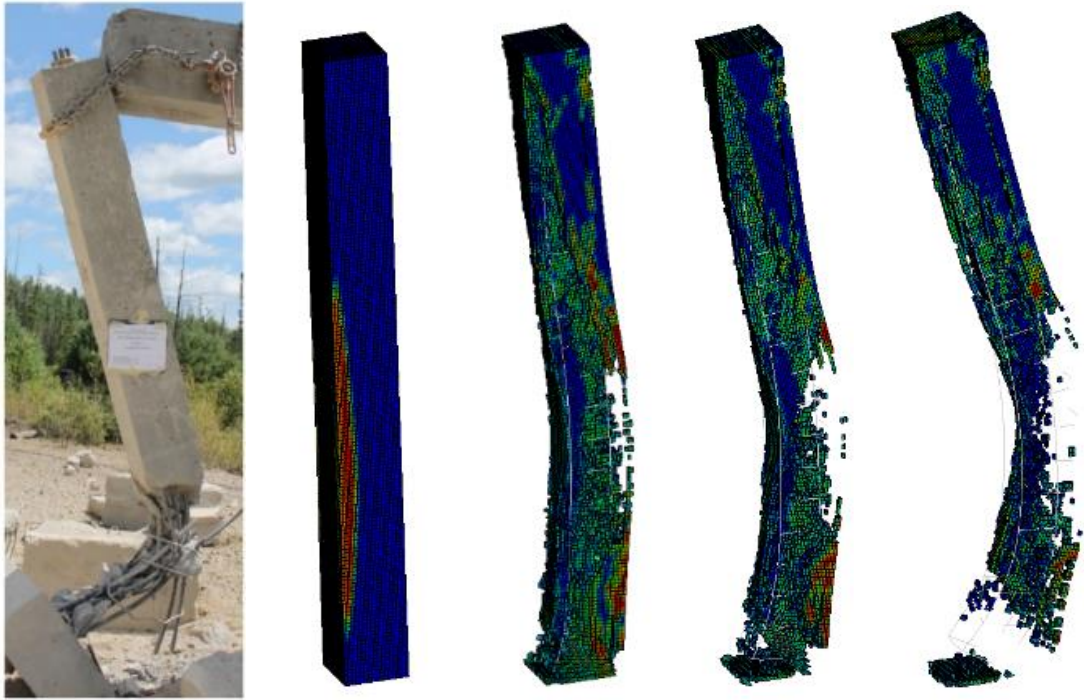


Рисунок 3.34. Схема разрушения колонны

Из проведенного исследования (рис. 3.34) можно сделать вывод о том, что принятая методика моделирования разрушений строительных конструкций совместно с принятым газодинамическим подходом и использованием нелинейной динамической постановки дает близкие к полевым испытаниям результаты расчета.

### **Расчет подземной части здания на воздействие воздушной ударной волны с учетом обрушения вышестоящих конструкций**

Для моделирования воздействия ударных волн на встроенное подземное сооружение с учетом разрушения надземной части и образования завала на его покрытии рассмотрим колонно-стеновую конструктивную систему многоэтажного здания. Используя полученные результаты расчета при проведении предыдущих исследований, а также [59], [93], выполним моделирование воздушной и грунтовой областей. На границе воздушной области зададим график воздействия с избыточным давлением во фронте воздушной ударной волны равным 100 кПа с временем фазы сжатия равным 0,25 с. Внутри данных областей помещено 4-этажное однопролетное здание (рис. 3.35) с одноэтажной подземной частью.

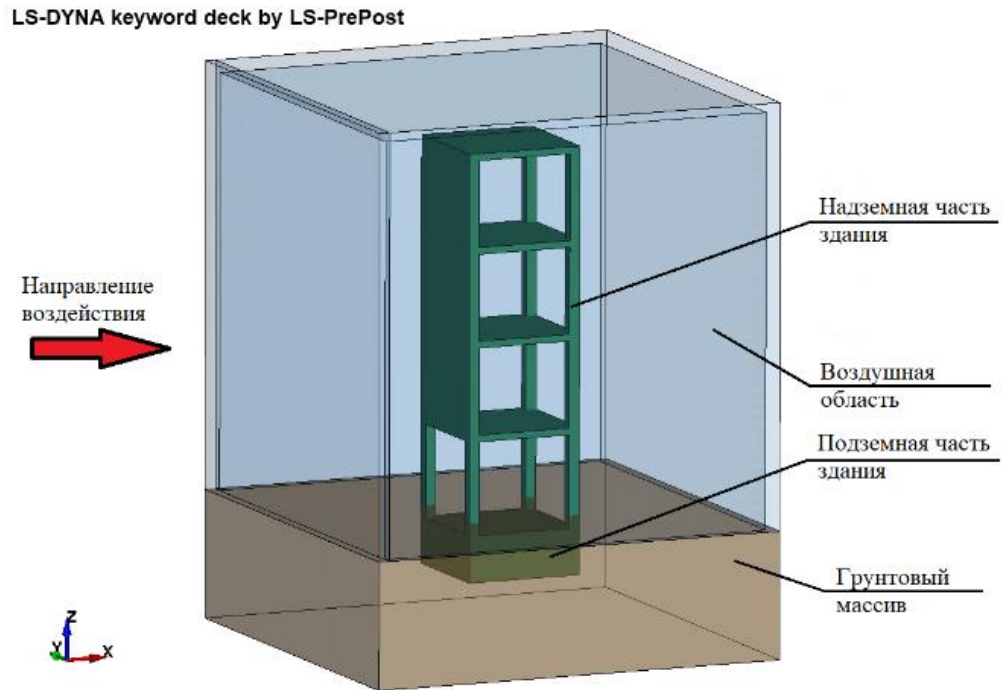
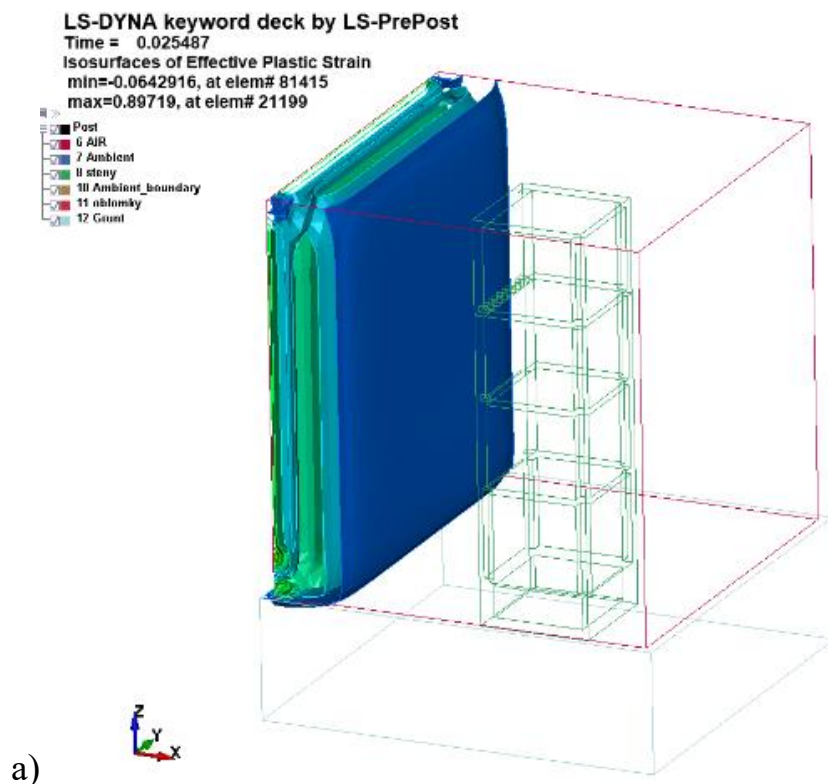


Рисунок 3.35. Расчетная модель здания

В результате расчета на рис. 3.36 показан процесс взаимодействия (дифракции) воздушной ударной волны с сооружением, а на рис. 3.37 показано давление во фронте при воздействии на фронтальную стену и волна сжатия в грунте.



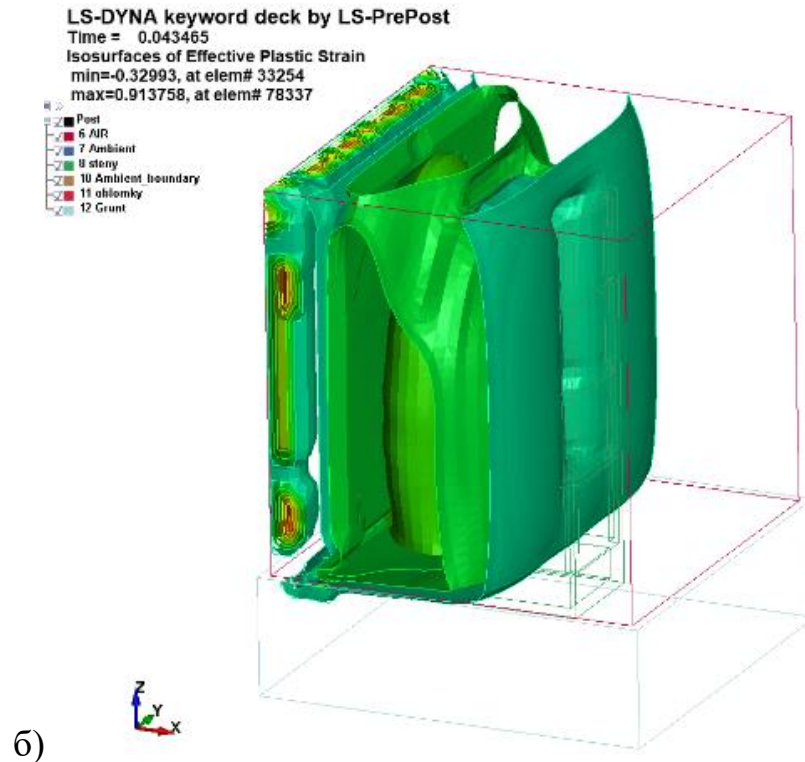


Рисунок 3.36. Процесс воздействия на здание: а) фронт волны на входе в расчетную область, б) процесс обтекания здания воздушной ударной волной

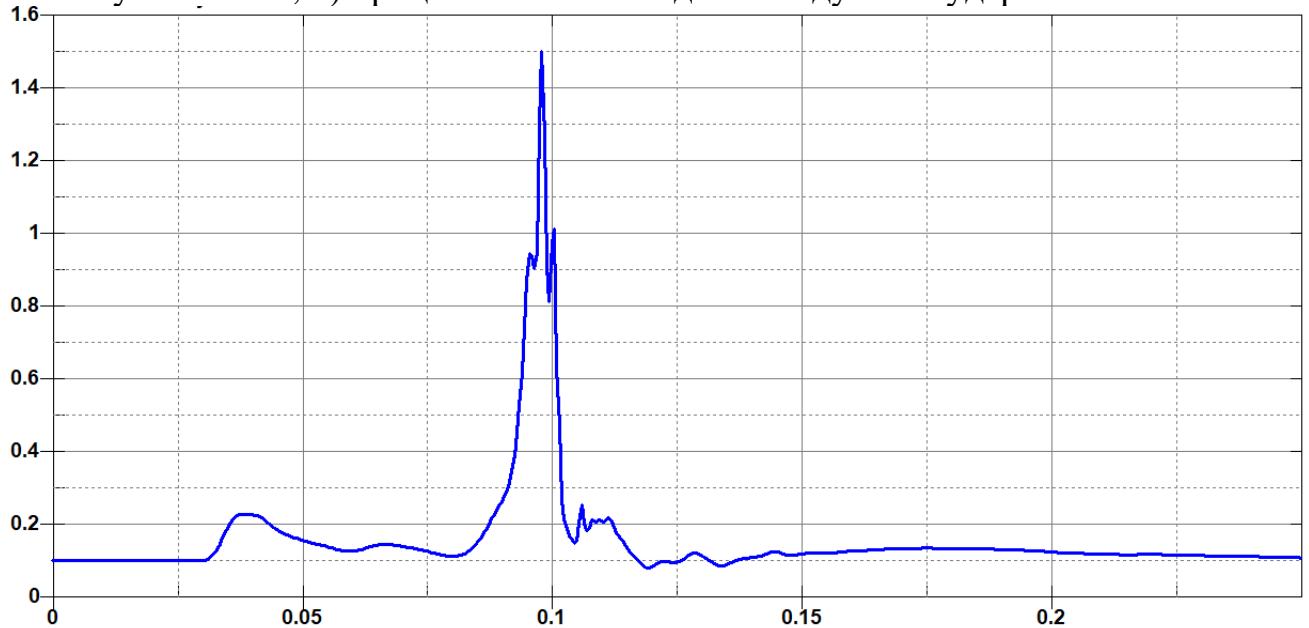


Рисунок 3.37 . Давление во фронте ВУВ подходящей к сооружению

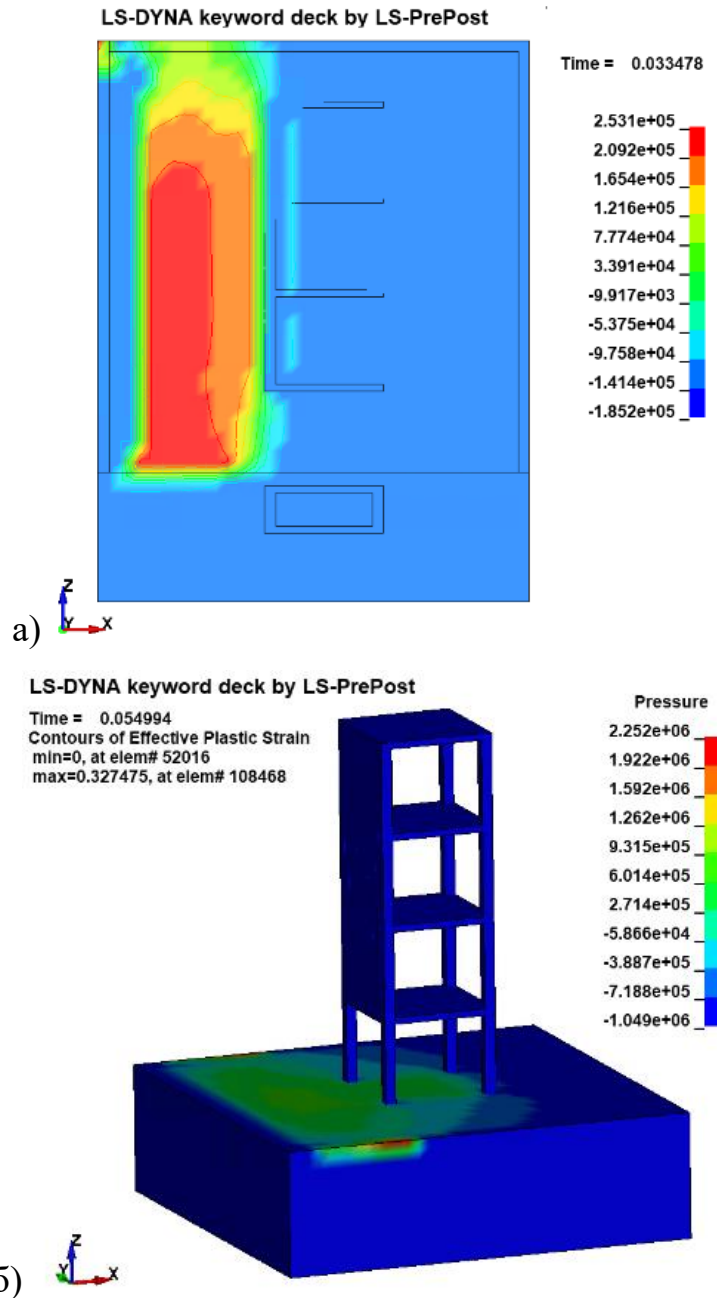
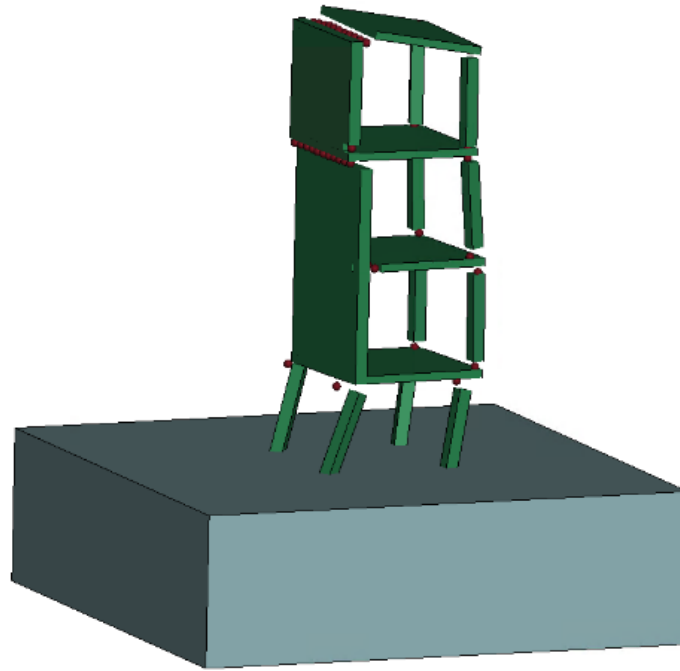


Рисунок 3.38. Давление во фронте подходящей к сооружению воздушной ударной волны (а), волны сжатия в грунте (б)

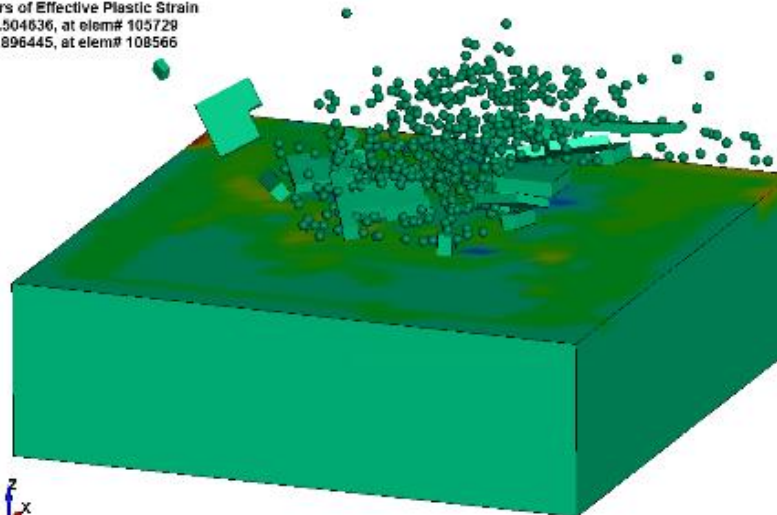
В результате расчета получена полная картина взаимодействия воздушной ударной волны с подземной и надземной частью здания с учетом падения разрушенных строительных конструкций (рис. 3.39а) и формированием завала на покрытии подземного сооружения (рис. 3.39б). Как и отмечалось ранее обрушение строительных конструкций происходит после окончания прохождения воздушной ударной волны сквозь здание.





a)

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost  
Time = 2.1429  
Contours of Effective Plastic Strain  
min=0.504636, at elem# 105729  
max=0.896445, at elem# 108566



б)

Рисунок 3.39. Процесс разрушения здания (а) и образование завала на покрытии подземного сооружения (б)

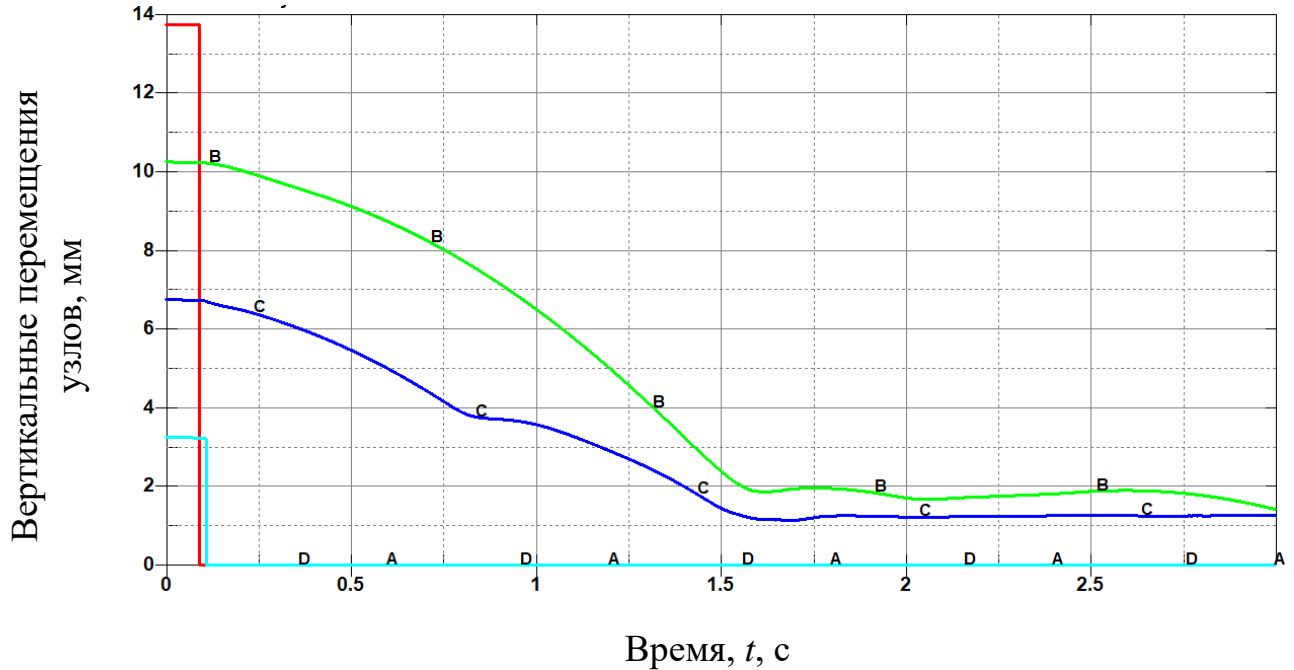


Рисунок 3.40. Графики перемещения разрушившихся элементов в различных конструктивных элементах сооружения: А) в покрытии, В) в перекрытии над 3м этажом, С) в перекрытии над 2м этажом, D) в перекрытии над 1м этажом

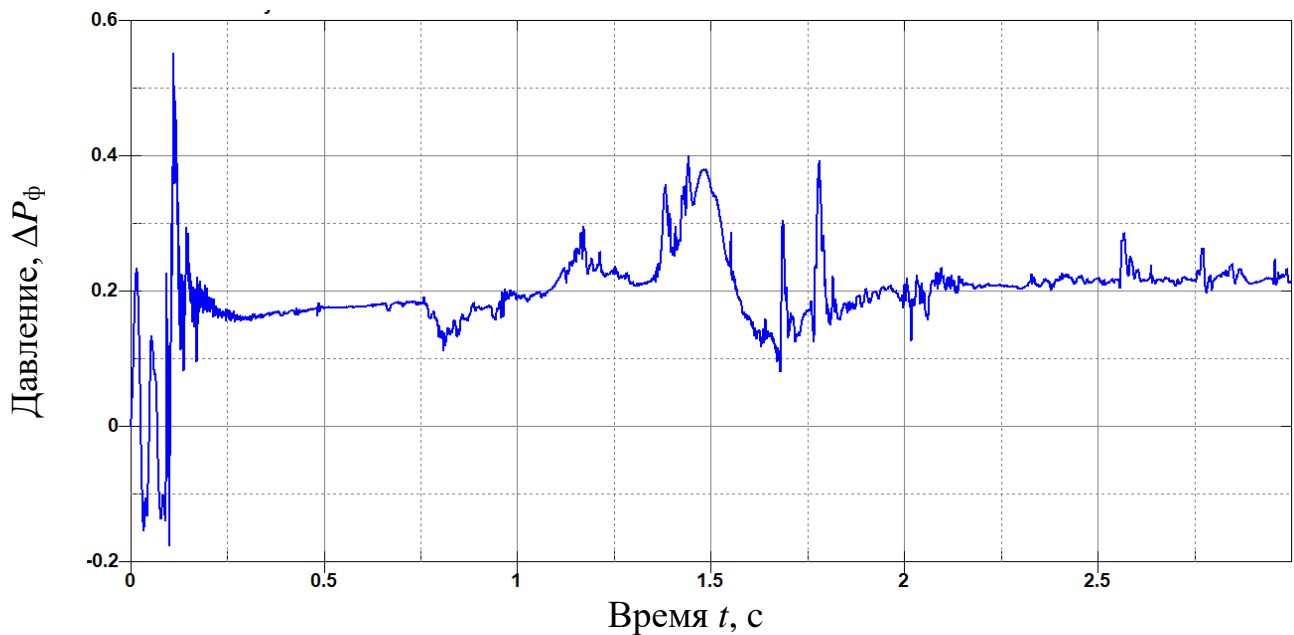


Рисунок 3.41. Давление на покрытии подземной части здания

Результаты также показывают, что площадь образовавшегося завала превышает площадь покрытия подземной части в 1,5-2 раза, из чего можно сделать вывод о том, что данные нагрузки также необходимо учитывать для расположенных рядом других подземных сооружений, и защищенных коммуникаций.

**Выводы:** Выполненное исследование показывает, что разработанная методика, основанная на использовании газодинамического подхода к описанию поведения грунтового и воздушного массива, с использованием нелинейных динамических методов, позволяет более строго и в наиболее полной постановке выполнять расчеты подземных сооружений на весь сложный комплекс нагрузок и воздействий? вызванных воздушной ударной волной.

### **Выводы по главе 3**

В главе 3 выполнен анализ моделей грунтового основания применимых для решения задач взаимодействия ударных волн, распространяющихся в грунте, с подземным сооружением. Отмечено, что наиболее подходящей и апробированной при решении высокоскоростных динамических задач является модель грунтового основания, основанная на основных положениях Мора-Кулона.

Выполнен подробный анализ поведения грунтового основания при воздействии на него высокоскоростных ударных и взрывных воздействий из чего сделан вывод о том, что данная модель с применением газодинамических подходов, показывает наиболее точные результаты и наиболее физичную картину взаимодействия ударных волн с подземным сооружением.

Приведено решение задачи о взаимодействии воздушной ударной волны на подземное железобетонное сооружение стеновой конструктивной схемы с помощью нелинейного динамического метода.

Приведен анализ подходов к моделированию разрушений строительных конструкций, в том числе на примере полевых и численных результатов экспериментов, выполненных зарубежными авторами. Показано наиболее эффективное применение для задач разрушения DES элементов, которые выполняют адаптивное преобразование лагранжевой твердотельной конструкции в частицы (элементы) DES (Discrete Element Sphere) в случае отказа конструкции.

Выполнен расчет встроенной подземной части здания на воздействие воздушной ударной волны, волн сжатия в грунте, а также на нагрузки от завала при обрушении вышестоящих конструкций.

## **Глава 4. ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ ВСТРОЕННОГО ПОДЗЕМНОГО СООРУЖЕНИЯ В МНОГОЭТАЖНОЕ ЗДАНИЕ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ ВОЗДУШНОЙ УДАРНОЙ ВОЛНЫ С УЧЕТОМ ВОЗМОЖНОГО ОБРУШЕНИЯ НАДЗЕМНОЙ ЧАСТИ**

Как отмечено в предыдущих главах параметры взрывного воздействия сильно изменчивые и случайные, поэтому говорить о результатах расчета на такие воздействия можно с определенной долей вероятности, и для уточнения результатов рекомендуется использовать вероятностные методы теории надежности сооружений, где одной из основных задач является вычисление вероятности отказа.

### **4.1 Методы оценки надежности строительных конструкций**

Состояние строительных конструкций при работе в реальных условиях эксплуатации можно охарактеризовать конечным числом независимых параметров, которые могут быть сильно изменчивыми. Как правило, сильно изменчивыми могут быть нагрузки при высокоскоростных воздействиях таких как сейсмических, ударных, а также при воздействии воздушной ударной волны. В меньшей степени изменчивыми могут быть прочностные характеристики материалов, а также первичные несовершенства или отклонения реальных условий работы конструкции от принятой расчетной схемы.

Уравнение границы области допустимых состояний конструкции представляется в виде [43]:

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0, \quad (4.1)$$

где  $g(x_1, x_2, \dots, x_n)$  – функция работоспособности.

Вероятность отказа конструкции  $P_f$  при входных (исходных) параметрах, представленных случайными величинами, равна многомерному интегралу [65]:

$$P_{rob} \{g(x_1, x_2, \dots, x_n) < 0\} = \int_{\Omega_n} \dots \int f(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n, \quad (4.2)$$

где  $\Omega_n$  – область отказовых состояний в  $n$ -мерном пространстве всех случайных величин  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$ , граница которой определяется условием  $g = 0$ ;

$f(x_1, x_2, \dots, x_n)$  – плотность вероятности всех случайных величин.

При решении прочностных задач условие отказа выражается неравенством [66]:

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = R(x_1, x_2, \dots, x_m) - Q(x_{m+1}, x_{m+2}, \dots, x_n) < 0 \quad \text{или} \\ g = R - Q < 0, \quad (4.3)$$

где  $Q$  – нагрузочный эффект;

$R$  – несущая способность;

$g$  – функция работоспособности или резерв прочности.

Несущая способность и нагрузочный эффект  $R$  и  $Q$  рассматриваются как случайные величины.

Вероятность отказа есть вероятность реализации неравенства (4.4):

$$P_f = P_{rob} \{g = R - Q < 0\} = \int_{-\infty}^0 f_g(g) dg, \quad (4.4)$$

где  $P_f$  – вероятность отказа;

$P_{rob}(A)$  – вероятность реализации события  $A$ ;

$f_g(g)$  – плотность распределения резерва прочности.

При взаимной независимости  $R$  и  $Q$  плотность распределения резерва прочности определится выражением:

$$f_g(g) = \int_{-\infty}^{\infty} f_R(g + Q) f_Q(Q) dQ, \quad (4.5)$$

где  $f_R$  – плотность распределения несущей способности  $R$ ;

$f_Q$  – плотность распределения нагрузочного эффекта  $Q$ .

С учетом (4.4) и (4.5) вероятность отказа будет равна:

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_Q(Q) F_R(Q) dQ \quad (4.6)$$

или 
$$P_f = 1 - \int_{-\infty}^{\infty} f_R(R)F_Q(R)dR,$$

где  $F_R$  – функция распределения несущей способности;

$F_Q$  – функция распределения нагрузочного эффекта.

При любых законах распределения  $R$  и  $Q$  математическое ожидание и стандартное отклонение резерва прочности соответственно равны:

$$m_g = m_R - m_Q; \quad s_g = \sqrt{s_R^2 + s_Q^2},$$

где  $m_R$  и  $s_R$  – математическое ожидание и стандарт распределения несущей способности;

$m_Q$  и  $s_Q$  – математическое ожидание и стандарт распределения нагрузочного эффекта.

Число стандартов  $s_g$ , укладывающихся в интервале от  $g=0$  до  $g=m_g$  называется характеристикой безопасности:

$$\beta = \frac{m_g}{s_g} = \frac{m_R - m_Q}{\sqrt{s_R^2 + s_Q^2}}, \quad (4.7)$$

Графически вероятность отказа  $P_f$  представляет собой заштрихованную площадь под кривой плотности распределения резерва прочности (рис.4.1).

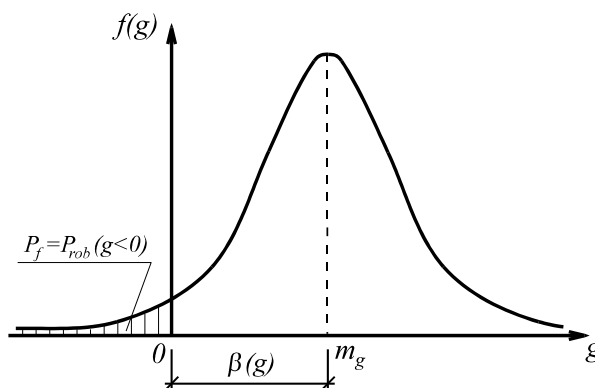


Рисунок 4.1. Вероятность отказа  $P_f$

На рис. 4.2 показана зависимость между характеристикой безопасности  $\beta$  и вероятностью безотказной работы  $P_r$  ( $P_r = 1 - P_f$ ).

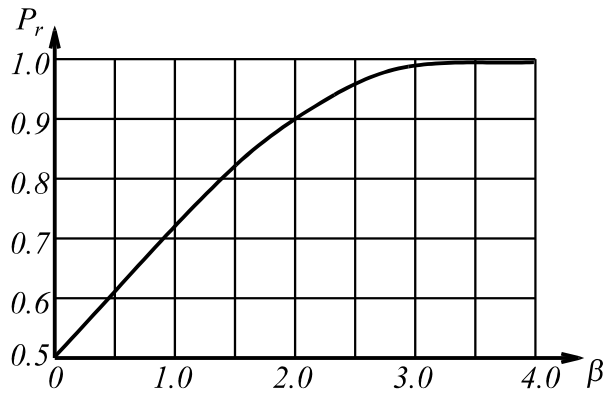


Рисунок 4.2. Зависимость между  $\beta$  и  $P_r$

Для решения вероятностной задачи наиболее часто используется метод статистических испытаний (МСИ) [58, 68, 84, 97] так как при применении для конкретных задач он является универсальным методом оценки надежности. Для его реализации важной задачей является получение решения детерминированной задачи с определением возможных критериев отказа, а также определение вероятностных характеристик нагрузок, воздействий, а также прочности.

Согласно методу МСИ проводится  $n$ -ое количество испытаний, где в каждом испытании решается детерминированная задача с входными параметрами, определенных на предыдущем шаге с учетом вероятностного распределения нагрузок, прочности и различных несовершенств. В результате решения такого ряда детерминированных задач определяются выходные параметры системы [123].

Частота появления отказов определяется по формуле:

$$v = \frac{m}{n} \approx P_f, \quad (4.8)$$

где  $v$  – частота отказов;  $m$  – количество отказов,  $n$  – общее число испытаний.

При  $n \rightarrow \infty$  -  $v \rightarrow P_f$ , где  $P_f$  – вероятность отказа.



## 4.2 Числовые характеристики случайных параметров воздействия воздушной ударной волны

Как отмечалось в главе 2 метод моделирования задания нагрузки от ВУВ в виде графика с заранее заданными значениями избыточного давления  $\Delta P_\phi$  и времени действия  $\tau_+$ , позволяет воспроизвести нагрузки в соответствии с нормами [102], где определены основные параметры ВУВ.

Для того чтобы определить, какие величины влияют на основные параметры ВУВ, рассмотрим результаты выполненных численных или полевых испытаний. В советское время было проведено большое количество испытаний и их результаты наиболее полно сведены и обработаны в [94], где отмечается, что на параметры во фронте ВУВ влияют форма заряда, тип оболочки, температура воздуха, плотность ВВ, химические потери при взрыве, масса ВВ и расстояние от центра взрыва. С учетом этого были получены формулы для определения основных параметров во фронте ВУВ. Одна из которых впоследствии так и стала называться формулой Садовского:

$$\Delta P_\phi = \left( \frac{0,92}{\bar{R}} + \frac{3,5}{\bar{R}^2} + \frac{10,6}{\bar{R}^3} \right) 10^5, \quad (4.9)$$

где приведенное расстояние  $\bar{R}$ , определяется из соотношения:

$$\bar{R} = \frac{R}{\sqrt[3]{Q_{\text{эф}}}}, \quad (4.10)$$

где  $R$  – расстояние от центра взрыва, м;

$Q_{\text{эф}}$  – эффективная масса ВВ, определяется по формуле:

$$Q_{\text{эф}} = (1 - \varepsilon)\alpha M_{\text{ВВ}}, \quad (4.11)$$

где  $\varepsilon$  – доля энергии взрыва, расходуемая на образование воронки (для скальных пород  $\varepsilon = 0,05$ ; для мягких грунтов  $\varepsilon = 0,2$ ; при консервативных оценках следует принимать  $\varepsilon = 0$  [17, 68]).

$\alpha$  – отношение удельной энергии взрыва, рассматриваемого ВВ, к удельной энергии тротила (ТНТ), определяемое по справочным данным (для ТНТ  $\alpha=1$ ).

Время действия фазы сжатия при  $1,2 \leq \bar{R} < 10 \frac{\text{м}}{\text{кг}^{1/3}}$  определяется по формуле:

$$\tau_{\text{эф}} = 1,7 \cdot 10^{-3} \sqrt[3]{Q_{\text{эф}}} \sqrt{\bar{R}}. \quad (4.12)$$

Удельный импульс фазы сжатия, численно равный площади под кривой давления в фазе сжатия, определяется по формуле:

$$i_+ = 350 \frac{\sqrt[3]{Q_{\text{эф}}}}{\bar{R}}. \quad (4.13)$$

В зарубежных источниках очень немногие исследования описывают наблюдаемую изменчивость взрывных нагрузок. Некоторые получают статистику на основе данных, полученных по результатам численных или полевых испытаний [133, 159], где наблюдаемые статистические данные также показывают наибольшее влияние  $Q_{\text{эф}}$  и  $R$  на параметры ВУВ. Также, например, в зарубежных нормативных документах [177] есть указания по увеличению массы ВВ на 20% при проектировании взрывозащищенных строительных конструкций. Но в [174] показали, что уровень надежности или вероятность не превышения расчетных взрывных нагрузок варьируется от 0,72 – 0,95 и 0,86 – 0,99 для давлений и импульсов, соответственно, но в их модели  $Q_{\text{эф}}$  и  $R$  были приняты детерминированными, а изменчивыми были только условия воздушной среды. В [173] были развиты эти исследования, показывая существенное влияние, которое также оказывает  $Q_{\text{эф}}$  и  $R$  на изменчивость взрыва и параметры проектной нагрузки. Проверка проводилась для военных, коммерческих и террористических ВВ, где было показано, что масса взрывчатого вещества  $Q_{\text{эф}}$  и расстояние  $R$ , являясь случайными величинами, могут варьироваться от 0,0 до 0,3. В качестве закона распределения был принят логнормальный закон.

Для описания процесса взрыва примем  $Q_{\text{эф}}$  и  $R$  в качестве случайных величин. Таким образом, получим множество реализаций случайных функций давления  $P(t)$ , которые в совокупности составят случайный процесс.

Построим вероятностную модель воздействия для исходных данных приведенной выше детерминированной задачи. Для этого, учитывая приведенный

отечественный и зарубежный опыт, примем в качестве случайных величин  $Q_{эф}$  и  $R$  со следующими параметрами  $\sigma = 0,3$ ,  $\mu_{Q_{эф}}=140$  т,  $\mu_R=316$  м распределенных по логнормальному закону распределения.

Выполним 100 реализаций случайных функций  $P_i(x_i)$  (см. рис. 4.3), совокупность которых образуют случайный процесс  $P(x)$  [164]. На рисунке 77 приведены 6 из 100 выполненных реализаций  $P_i(x_i)$  случайного процесса  $P(t)$ . Для полного описания сечений  $P_i(x_i)$  необходимо исследовать законы распределения значений случайного процесса в его сечениях. Для этого выполним несколько сечений в моменты времени 0,0 с, 0,06 с и 0,5 с (рис. 4.4-4.5).

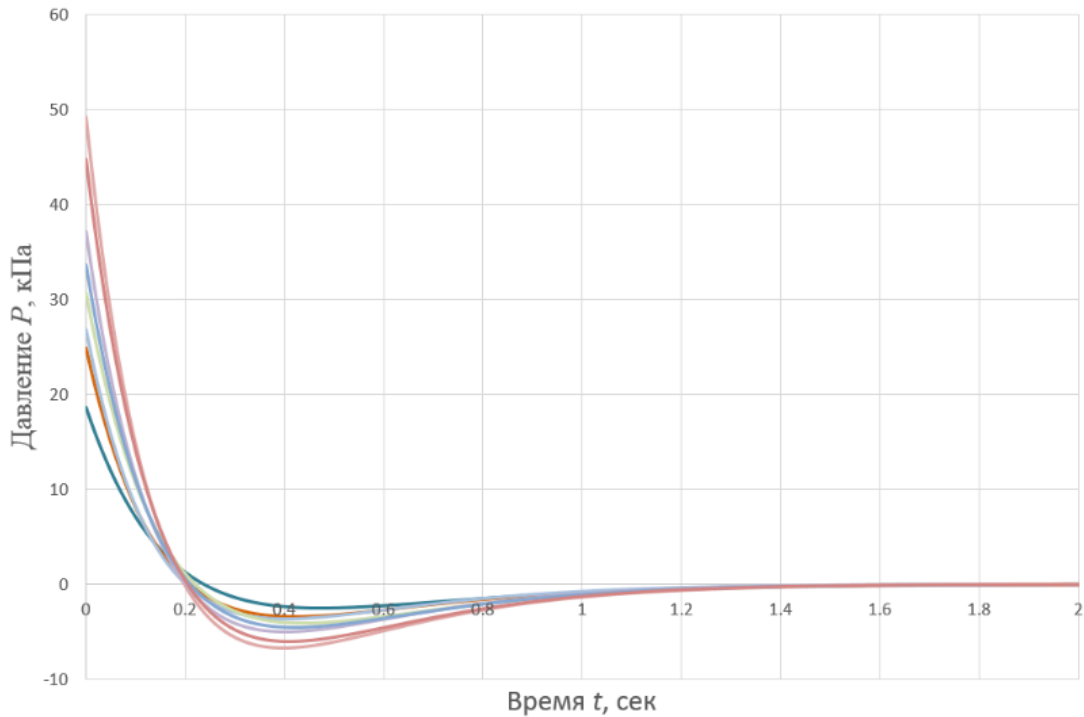


Рисунок 4.3. Реализации  $P_i(x_i)$  случайного процесса

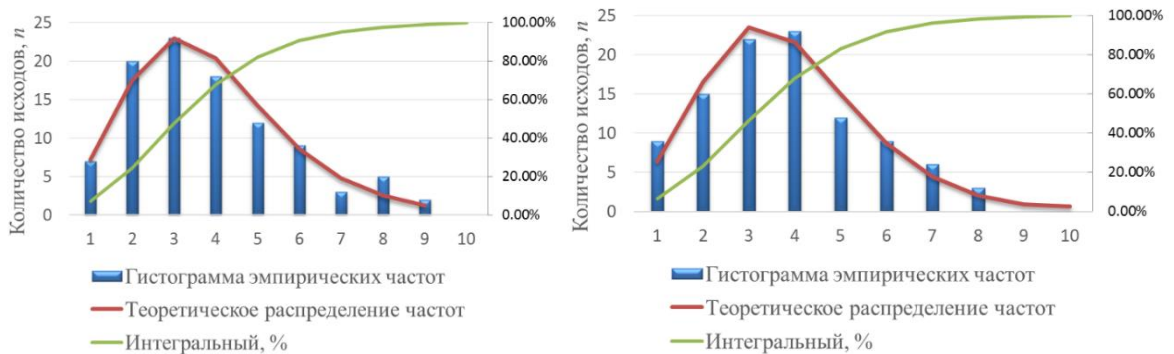


Рисунок 4.4. Гистограмма частот в сечении  $t=0,0$  с и  $0,06$  с.

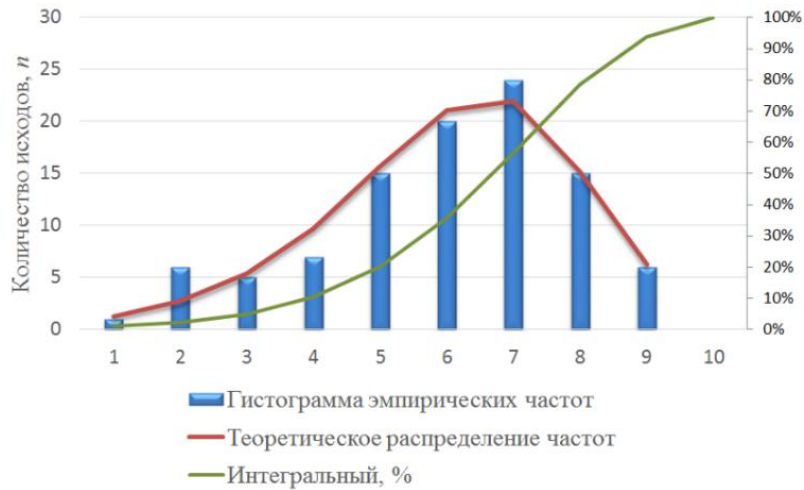


Рисунок 4.5. Гистограмма частот в сечении  $t=0,5$  с

Из рисунков 4.3-4.5 можно увидеть, что гистограммы эмпирических частот в различных сечениях случайного процесса удовлетворительно описываются теоретической кривой логнормального распределения.

### 4.3 Вероятностные параметры прочности материалов

В основе вероятностной природы прочности бетона, как материала, лежит нормативное значение кубиковой прочности бетона, принимаемой с обеспеченностью 0,95 и определяется по формуле [55]:

$$R_n = m_r(1 - 1,64v), \quad (4.14)$$

где  $R_n$  – нормативная кубиковая прочность;  $v$  – коэффициент вариации, характеризующий однородность прочности. Приняв для тяжелых бетонов нормативный коэффициент вариации для сжатого бетона  $v_n = 0,135$ , получим  $R_n = 0,78\bar{R}$ . Для растянутого бетона  $v_n = 0,135$ .

Из формулы выше среднее значение  $m_R$  определяется по формуле:

$$m_r = \frac{R_N}{1 - 1,64v} \quad (4.15)$$

$$m_{R_b} = 23,76 \text{ МПа}; \quad S_{R_b} = m_{R_b} \cdot v_{R_b} = 3,208 \text{ МПа}.$$

Математическое ожидание и стандартное отклонение прочности бетона В25 при растяжении:

$$m_{R_b} = 2,13 \text{ МПа}; \quad S_{R_b} = m_{R_b} \cdot v_{R_b} = 0,35 \text{ МПа}.$$

Распределение прочности бетона и арматуры наилучшим образом описывается законом Вейбулла [43, 52]. Плотность распределения см. рис. 4.6.

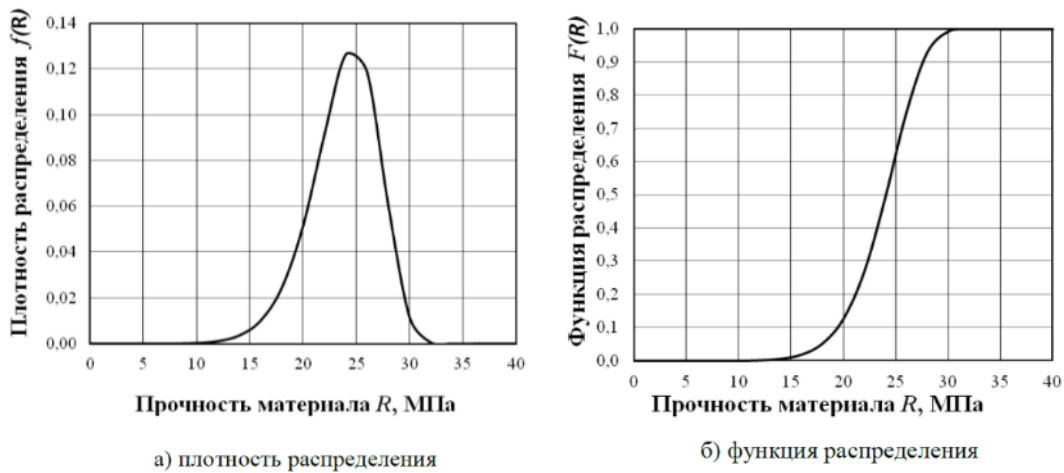


Рисунок 4.6. Вероятностные параметры прочности бетона и арматуры

#### 4.4 Оценка надежности отдельно стоящей железобетонной стены при воздействии воздушной ударной волны

В процессе выполнения исследования отдельно стоящей стены, приведенные в разделе 2.5, было отмечено, что в некоторых реализациях при уменьшении площади арматуры относительные пластические деформации превышали предельные значения для бетона [163]. Например, на рис. 4.7 показано распределение изгибающего момента во времени в основании стены. Здесь можно увидеть, что в момент времени 0,05 с бетон достигает своих предельных значений относительных деформаций равных 0,0035 и изгибающий момент имеет постоянное значение. То есть можно сделать вывод о том, что сечение после разрушения бетона перестает воспринимать действующий момент свыше  $1,16 \times 10^5$  Па·с. В этот момент стена получает значительные перемещения в направлении воздействия в верхней точке стены в 250 мм (см. рис. 4.9) после чего теряет равновесное состояние, заваливаясь под действием фазы разряжения в обратную сторону. При этом арматура в стене не разрушается, а находится в фазе пластического деформирования (см. рис. 4.8). Тогда исходя из анализа напряженно-деформированного состояния железобетонной стены примем за критерий разрушения или отказ максимальный изгибающий момент в основании

(заделке) стены, после превышения которого стена теряет равновесное состояние и падает.

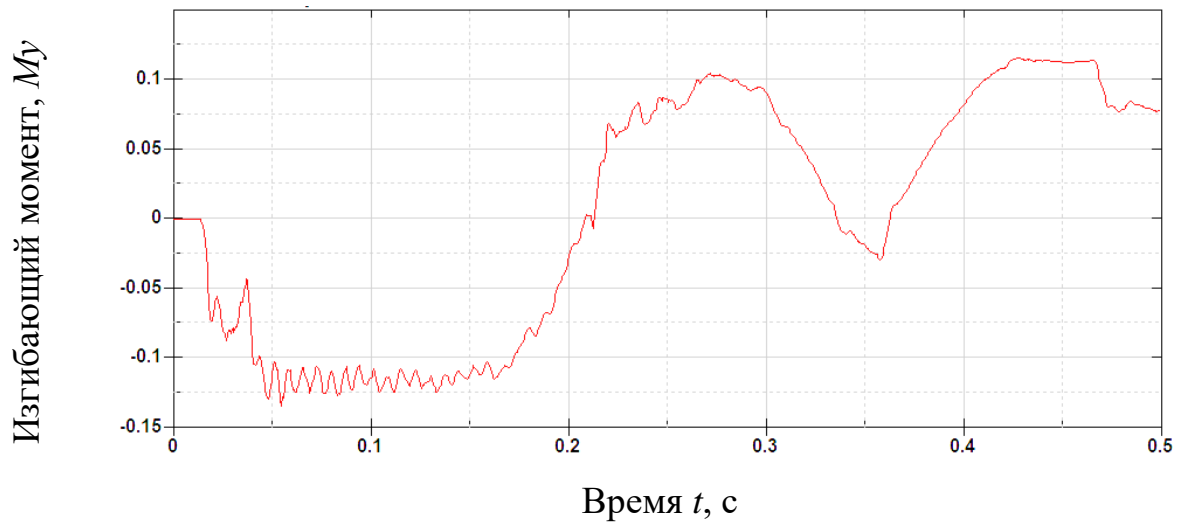


Рисунок 4.7. Распределение изгибающего момента во времени в основании стены, Па·с

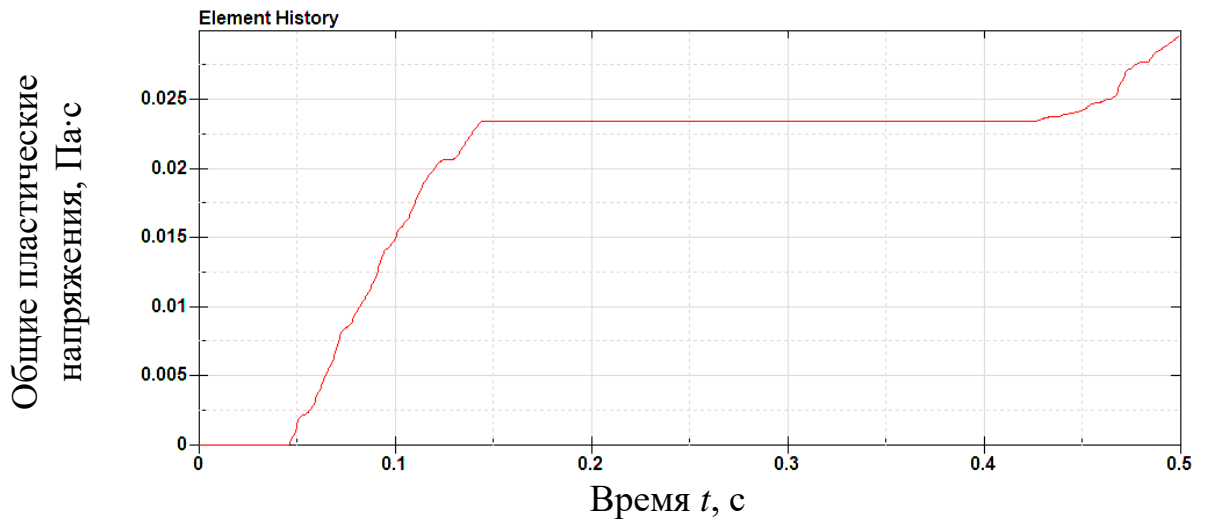


Рисунок 4.8 Общие пластические деформации в основании стены, Па·с

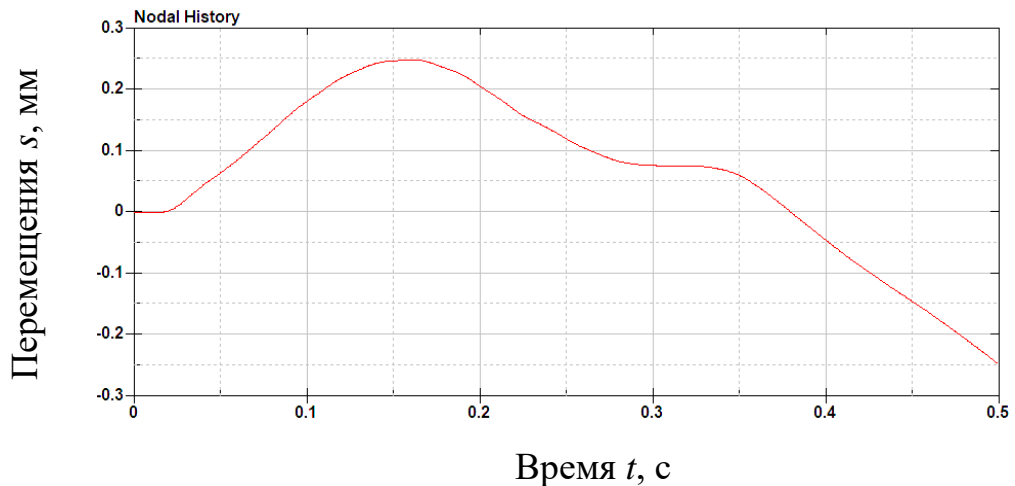


Рисунок 4.9. Перемещения верха стены

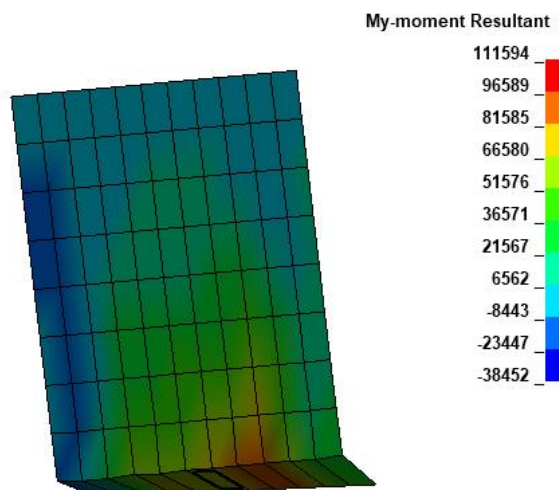
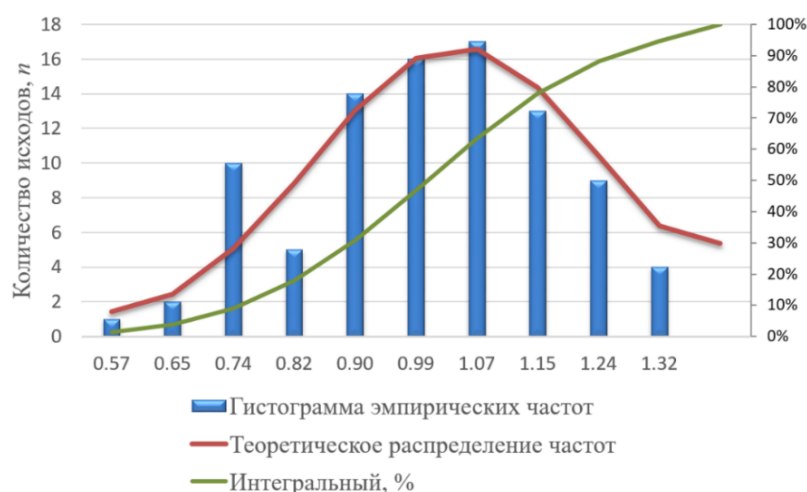


Рисунок 4.10. Картина разрушения стены

Рисунок 4.11. Гистограмма распределения значений изгибающего момента  $M_y$  в основании железобетонной стены

В результате расчета получена гистограмма распределения изгибающих моментов  $M_y$ , описываемая законом распределения близким к нормальному. Вероятность отказа железобетонной стены составила  $P_f = 0,06$ . Вероятность безотказной работы равна  $P_f = 1 - 0,06 = 0,94$ . Данная оценка находится в пределах доверительного интервала  $0,962 - 1,04$  с обеспеченностью  $0,95$  и  $0,949 - 1,053$  с обеспеченностью  $0,99$ .

В результате расчета:

- решена детерминированная задача по определению несущей способности, отдельно стоящей, монолитной, железобетонной стены на воздействие ВУВ детонационного взрыва;

- выполнена оценка влияния массы  $Q_{эф}$  ВВ и расстояния от центра взрыва до строительной конструкции  $R$  на параметры во фронте набегающей ВУВ.
- выполнено вероятностное моделирование ВУВ в виде случайного процесса;
- определены случайных прочностные характеристики железобетона;
- определены критерии разрушения железобетонной стены;
- получена оценка надежности отдельно стоящей, монолитной, железобетонной стены на воздействие набегающей на нее ВУВ.

Таким образом, выполнен расчет надежности строительной конструкции при случайных параметрах взрывного воздействия и случайных прочностных характеристиках материалов.

#### **4.5 Надежность встроенного подземного сооружения при воздействии воздушной ударной волны**

Как было показано в разделе 4.1, одним из наиболее универсальных методов оценки надежности строительных конструкций является метод статистических испытаний [58, 84]. Для реализации данного метода необходимо детерминированное решение задачи. Также необходимо иметь информацию о числовых характеристиках случайных параметров воздействия, прочностных характеристик железобетонного материала и армирования.

Для решения детерминированной задачи рассмотрим 5-ти этажное железобетонное здание стеновой конструктивной системы (рис. 4.12), в котором встроенное подземное сооружение располагается в подземном этаже (рис. 4.13) [61]. На здание воздействует воздушная ударная волна с избыточным давлением во фронте  $\Delta P_{ф}=100$  кПа [102]. Для решения данной задачи, воспользуемся газодинамическим подходом [62], с использованием перечисленных в разделах выше нелинейных подходов.



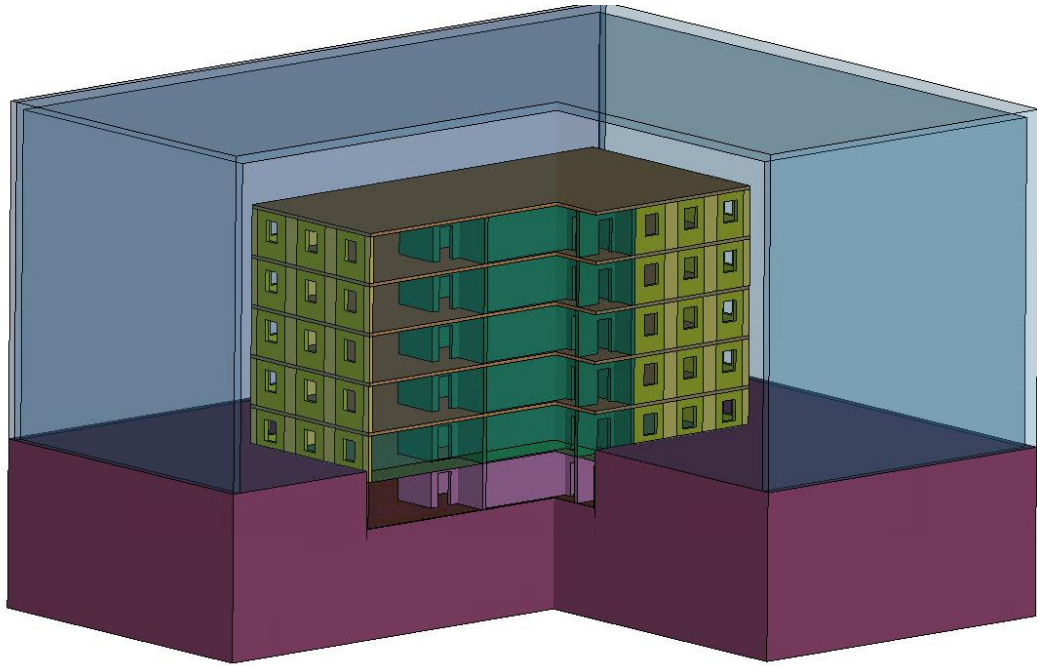


Рисунок 4.12. Расчетная модель здания

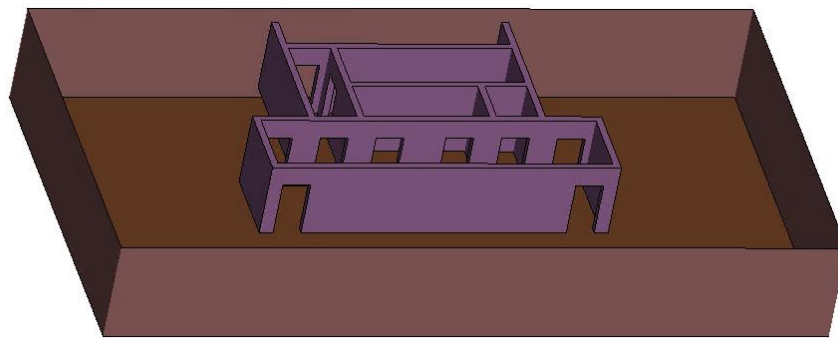


Рисунок 4.13. Расчетная модель встроенного подземного сооружения в нижний этаж здания

Результаты расчета (рис. 4.14) показывают, что при воздействии на здание воздушной ударной волны надземная часть здания полностью разрушается, что соответствует имеющимся результатам экспериментальных исследований (табл. 1.1 [86, 78]). Кроме того, отмечается, что при воздействии воздушной ударной волны на покрытие подземного сооружения, в момент до начала обрушения вышестоящего здания, получает повреждения, с образованием трещин и развитием пластических деформаций в армировании.

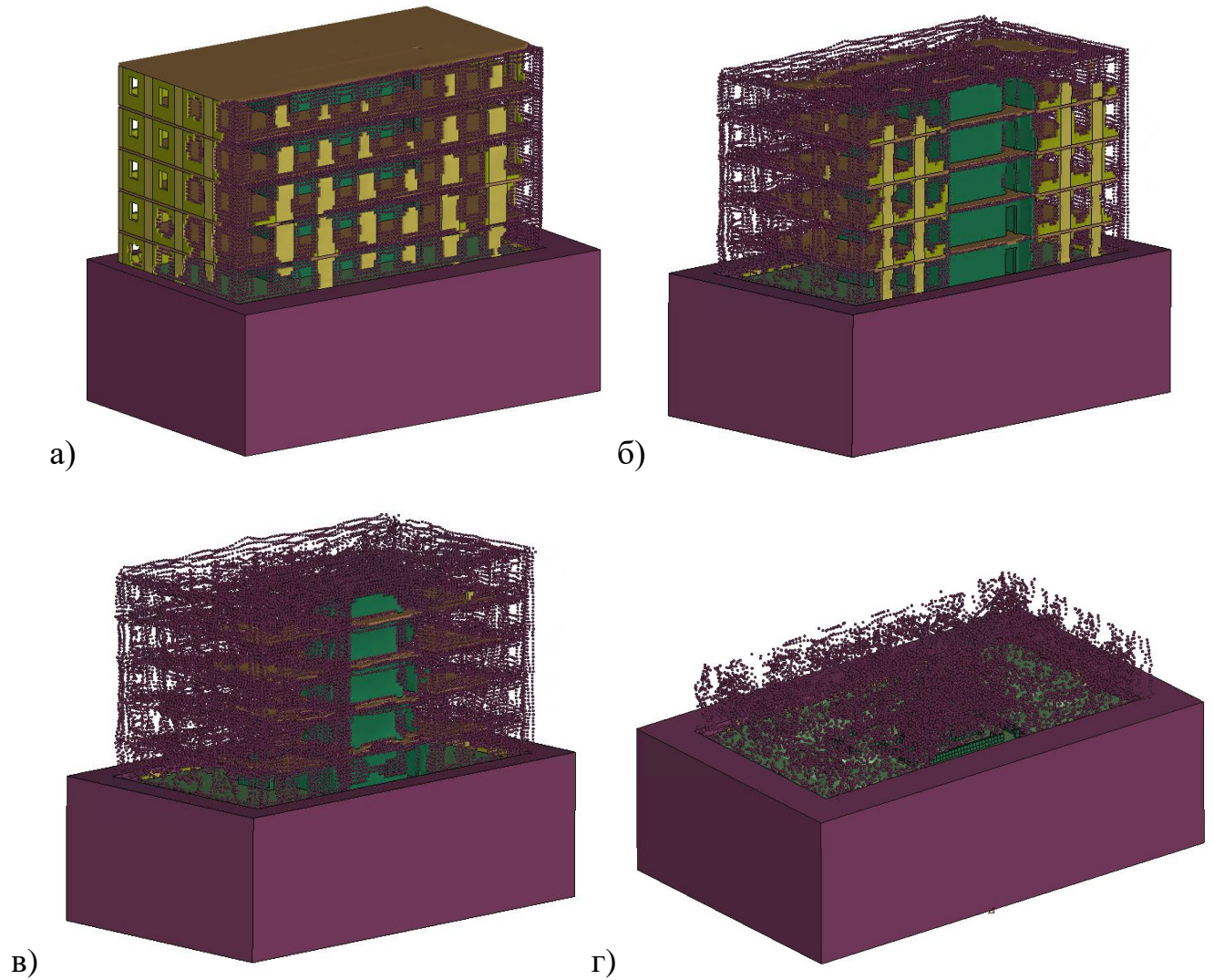


Рисунок 4.14. Схема разрушения надземного здания в различные моменты времени: а) – в момент времени 0,1 с, б) – в момент времени 0,5 с, в) – в момент времени 1,0 с, г) – в момент времени 3,0 с

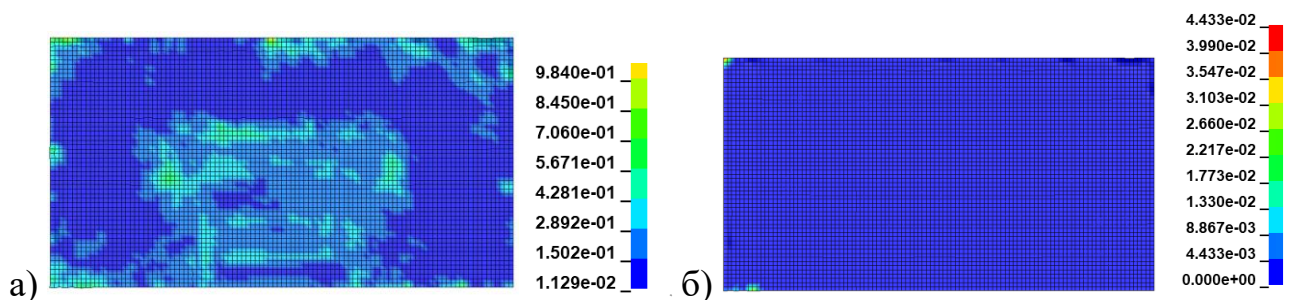


Рисунок 4.15. Изополя: а) интенсивности напряжений в момент времени 0,1 с., б) интенсивности пластических деформаций

Для решения вероятностной задачи необходимо определить числовые характеристики случайных величин, оказывающих основное влияние на несущую способность строительных конструкций. Для этого примем массу взрывчатого

вещества, расстояние от центра взрыва, а также прочность бетона и арматуры в виде случайных величин [133, 159, 174]. Рассматриваемые величины принимаем распределенными по нормальному закону [163]. Плита перекрытия над подвалом воспринимает наибольшие нагрузки при обрушении вышестоящих конструкций, образовании завала, и кроме того, получает повреждения при воздействии воздушной ударной волны в момент до обрушения здания. Поэтому в качестве отказа примем исчерпание несущей способности (невыполнение условий 1го предельного состояния) (рис. 4.15) в данной плите.

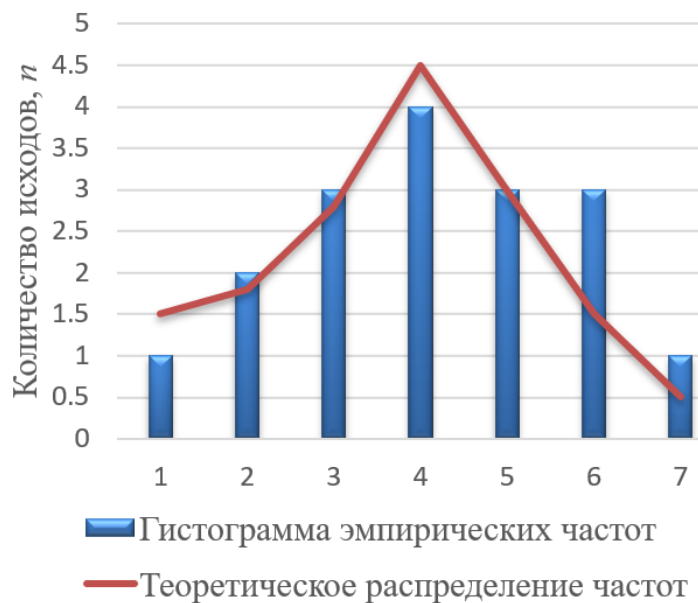


Рисунок 4.16. Гистограмма изгибающих моментов  $M_y$  в перекрытии над подвалом

В результате вероятностного расчета выполненного с помощью метода статистических испытаний была получена гистограмма изгибающих моментов  $M_y$  в плите перекрытия над подвалом (рис. 4.16), описываемая законом распределения близким к нормальному. Вероятность отказа железобетонного перекрытия подвала составила  $P_f = 0,001$ . Таким образом выполнена оценка надежности встроенного подземного сооружения, защищенного от воздействия воздушной ударной волны, а также от последствий обрушения вышестоящих конструкций с образованием завала на поверхности перекрытия над подземным сооружением, в том числе с учетом полученных на момент образования завала повреждений в плите перекрытия над подземной частью.

### Выводы по главе 4

В главе 4 отмечается, что так как воздействие воздушной ударной волны обладает высокой изменчивостью и случайностью, как и любое высокоскоростное динамическое воздействие, то говорить о результатах прочностного расчета можно с определенной долей вероятности, поэтому для уточнения результатов рекомендуется использовать вероятностные подходы теории надежности сооружений.

В главе подробно описываются методы оценки надежности сооружений строительных конструкций, которые позволяют определить вероятность отказа конструкций.

В главе исследуются случайные параметры воздействия воздушной ударной волны, и отмечается, что для описания процесса взрыва можно принять  $Q_{эф}$  и  $R$  в качестве случайных величин.

Выполнена оценка надежности отдельно стоящей железобетонной стены при воздействии воздушной ударной волны.

Выполнена оценка надежности встроенного подземного сооружения при воздействии воздушной ударной волны с учетом обрушения строительных конструкций вышестоящего здания.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В результате выполненных исследований достигнуты следующие научные и практические результаты.

1. Выполнен анализ методов расчета подземных сооружений на воздействие воздушной ударной волны в результате чего отмечено, что эквивалентный статический и динамический методы предполагают определенные допущения, и могут использоваться как предварительные. Для применения к встроенным подземным сооружениям эти методы недостаточно полно учитывают всю сложность происходящего процесса взаимодействия воздушной ударной волны со зданием, при котором дополнительно необходимо учитывать нагрузки от обрушения надземной части здания с последующим образованием завала на перекрытии подземной части. Поэтому сделан вывод о том, что такие задачи необходимо решать в более полной постановке с применением строгих численных подходов. Таким подходом является газодинамический метод, реализуемый с помощью методов нелинейной динамики.

Выполнено подробное описание применения газодинамического подхода к расчету сооружений на воздействие воздушных ударных волн. Показано, что при использовании газодинамического подхода при решении задач явным методом возможно учесть различные виды нелинейности в конструкциях, что позволяет проанализировать более адекватную картину НДС, в том числе с учетом разрушений (конструктивная нелинейность). Кроме того, показано, что модели материалов используемые в программных комплексах позволяют выполнить анализ поведения железобетонных конструкций при моделировании разными подходами: с помощью восьмиугольных объемных элементов для бетона с включениями армирования в виде стержневых конечных элементов, а также с помощью структурных элементов, позволяющих применять оболочечные и стержневые конечные элементы для моделирования железобетонных элементов с учетом реально установленного армирования, но описываемого, как интегрально

распределенное по толщине элемента, таким образом облегчая объем выполняемых задач.

2. Выполнено исследование подходов к формированию фронта воздушной ударной волны при использовании газодинамического подхода с целью определения параметров исходного воздействия воздушной ударной волны во фронте при подходе к сооружению. Показано, что использование точечных взрывов дает слишком короткое время фазы сжатия по сравнению с нормативными требованиями к воздействию, кроме того, использование таких воздействий не может быть применено для формирования плоского фронта воздушной ударной волны, так как именно на плоский фронт воздушной ударной волны необходимо выполнять расчеты несущих конструкций при проектировании подземных сооружений, предназначенных для защиты от аварийных воздействий природного и техногенного характера. Для формирования плоского фронта ударной волны предложено использование на границе расчетной области воздействия в виде графика давления во времени с заранее заданными параметрами давления во фронте и фазы сжатия.

3. Выполнен сравнительный анализ результатов расчета с использованием эквивалентного статического метода и газодинамического подхода на примере расчета наземного промышленного здания на воздействие воздушной ударной волны. Газодинамический подход показал значимые преимущества и перспективы его дальнейшего использования.

4. Выполнен подробный анализ распространения фронта ударной волны в грунтовом массиве от точечных взрывов на поверхности грунта и на глубине, а также при воздействии фронта волны сжатия на расположенное в грунте подземное сооружение с использованием эйлера описания движения сред к грунту (газодинамический подход).

5. Выполнен подробный анализ распространения фронта ударной волны в грунтовом массиве при падении на поверхность грунта тяжелых предметов.

По результатам проведенных исследований показано, что грунт при высокоскоростных воздействиях (точечные взрывы и падение тяжелых предметов) проявляет свойства жидкостей или газов, что позволяет применить к нему газодинамические подходы, при этом именно в такой постановке результаты численных расчетов наиболее точно совпадают с результатами натурных экспериментов.

6. Предлагаемый газодинамический подход апробирован для применения к исследованию заглубленного подземного железобетонного сооружения стеновой конструктивной схемы. Анализ показал, что использование газодинамического подхода с применением методов нелинейной динамики показывает значимые достоинства данной методики расчета по сравнению с существующими эквивалентными методами расчета.

7. Проанализированы методы моделирования разрушений строительных конструкций с учетом формирования вторичных осколков. Показано, что применение DES элементов является наиболее адекватным методом, при котором разрушаемый элемент полностью наследует все кинематические параметры вновь образованным после разрушения DES элементам, которые в свою очередь формируют поля вторичных осколков и могут воздействовать на другие конструкции. Такой подход при сравнении с экспериментальными полевыми исследованиями, выполненными другими авторами, показал, что он может быть применен к исследованию разрушений строительных конструкций, что является перспективным для учета процесса обрушения и образования завалов на покрытии встроенного подземного сооружения.

На примере многоэтажного здания показано применение данной методики, и отмечено, что в газодинамической постановке можно выполнять расчеты зданий и сооружений любой конфигурации с учетом всех видов нелинейностей на сложный комплекс нагрузок, который возникает при воздействии воздушной ударной волны на здание с учетом разрушения вышестоящих конструкций и формированием завала на перекрытии над подземным сооружением. Значимым достоинством

использования данной методики является возможность выполнить такой расчет в наиболее общей и полной постановке, что, кроме того, позволяет выполнить учет возможных повреждений перекрытия над встроенным подземным сооружением на момент образования на нем завала от разрушенных конструкций вышестоящего здания.

8. На всех стадиях выполненных исследований, анализируя полученные данные, а также результаты, полученные другими исследователями, отмечается, что взрывные воздействия являются высокоскоростными, быстропротекающими процессами и обладают значительной изменчивостью, поэтому сделан вывод о том, что это необходимо учитывать. Поэтому при выполнении расчетов и для оценки надежности строительных конструкций подверженных воздействиям воздушной ударной волны необходимо применять положения теории надежности, основанной в том числе на методах математической статистики. Проанализирован случайный характер взрывного воздействия и отмечено, что случайными параметрами взрыва могут являться дальность и вес заряда. Таким образом зная случайные параметры взрыва, а также случайные параметры материалов, выполнена оценка надежности отдельно стоящей стены, а также выполнена оценка надежности перекрытия встроенного подземного сооружения при воздействии на него нагрузок от ударных волн и завала.

В качестве **рекомендаций и перспектив** дальнейшей разработки темы можно выделить ряд задач, связанных с исследованием различных конструктивных систем сооружений, а также поиск более устойчивых систем для восприятия нагрузок при воздействии воздушной ударной волны, в том числе при дефлаграционном характере воздействия.



**СПИСОК ПРИНЯТЫХ СОКРАЩЕНИЙ**

АЭС	Атомная электростанция
ГО	Сооружения гражданской обороны
ВУВ	Воздушная ударная волна
ГПВС	Газо-паровоздушная смесь
ВВ	Взрывчатое вещество
МКЭ	Метод конечных элементов
КЭ	Конечный элемент
МСИ	Метод статистических испытаний
ТНТ	Тринитротолуол
НДС	Напряженно-деформированное состояние

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Адушкин В.В., Коротков А.И.* Параметры ударной волны вблизи от заряда ВВ при взрыве в воздухе // ПМТФ, 1961, №5, с. 119 – 123.
2. *Андреев М.И.* Верификация расчетных моделей железобетонных зданий, проектируемых для сейсмических районов: дис. ... канд. техн. наук. М., 2021. 157 с.
3. *Аугусти Г., Баратта А., Кашиати Ф.* Вероятностные модели в строительном проектировании. М.: Стройиздат, 1988. – 584 с.
4. *Баженова Т.В.* и др. Ударные волны в реальных газах. – М., «Наука», 1968. – 198 с.
5. *Баженова Т.В., Гвоздева Л.Г.* Нестационарные воздействия ударных волн. – М., «Наука», 1977. – 274 с.
6. *Баженова Т.В., Гвоздева Л.Г.* Нестационарные воздействия ударных волн. – М., «Наука», 1977. – 274 с.
7. *Баженова Т.В., Гвоздева Л.Г., Лагутов Ю.П.* Нестационарные взаимодействия ударных и детонационных волн. – М., «Наука», 1986. – 207 с.
8. *Барабаш М.С., Кирьянов П.Н., Ромашкина М.А.* Численное моделирование напряженного-деформированного состояния кирпичного жилого здания при взрыве бытового газа // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2016 12(1) 73-85.
9. *Барлоу Р., Прошан Ф.* Статистическая теория надежности и испытания на безотказность. /Пер. с англ. – М.: Наука, 1984. – 328с.
10. *Барштейн М.Ф., Бородачев Н.М., Блюмина Л.Х.* и др. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия / Под ред. Б.Г. Коренева, И.М. Рабиновича. – М.: Стройиздат, 1981. – 215 с. – (Справочник проектировщика).
11. *Бате К., Вилсон Е.* Численные методы анализа и метод конечных элементов. М.: Стройиздат, 1982. – 448 с.
12. *Бахвалов Н.С., Жидков Н.П., Кобельков Г.М.* Численные методы. М.: Бином, 2001. – 630 с.
13. *Бейкер У., Кокс П., Уэстайн П.* и др. Взрывные явления. Оценка и последствия: В 2-х кн. Пер. с англ. / Под ред. Я.Б. Зельдовича, Б.Е. Гельфанда. – М.: Мир, 1986. – 319с., ил. 115
14. *Белов Н.Н., Копаница Д.Г., Кумпяк О.Г., Югов Н.Т.* Расчет железобетонных конструкций на взрывные и ударные нагрузки. — Нортхэмптон-Томск, 2004. – 465 с.
15. *Белов Н.Н., Югов Н.Т., Копаница Д.Г., Кабанцев О.В., Югов А.А., Овечкина А.Н.* Расчет прочности бетонных и железобетонных колонн при контактном взрыве цилиндрического заряда открытого взрывчатого вещества. Вестник ТГАСУ №2, 2006. с. 5 – 20.

16. Белов Н.Н., Югов Н.Т., Копаница Д.Г., Кабанцев О.В., Югов А.А., Овечкина А.Н. Расчет прочности сталебетонных колонн на взрывные и ударные нагрузки. Вестник ТГАСУ №2, 2007. с. 132 – 138.
17. Бирбрайер А.Н. и Роледер А.Ю. Экстремальные нагрузки на сооружения. – СПб: Издательство Политехнического университета, 2009. – 594 с.
18. Богач А.А. Воздействие взрыва на здания и сооружения. Инженерный консалтинг и расчеты для промышленных предприятий. Универсальное расчетное программное обеспечение класса HIGH-END. Москва. <http://www.cae-services.ru/>
19. Болдырев Г.Г., Арефьев Д.В., Муїземник А.Ю., Идентификация параметров моделей грунтов. URL: <https://docplayer.ru/68796939-Identifikaciya-parametrov-modeley-gruntov-boldyrev-g-g-arefev-d-v-muizemnik-a-yu-ooo-npp-geotek-annotaciya.html>
20. Болотин В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. – М.: Стройиздат, 1982. – 351 с.
21. Болотин В.В. Некоторые вопросы теории хрупкого разрушения. Расчеты на прочность. Вып. 8 – М.: 1962. с. 36 – 52.
22. Болотин В.В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. – М.: Стройиздат, 1971. – 254 с.
23. Болотин В.В. Статистические методы в строительной механике. М: Стройиздат, 1961. – 201 с.
24. Бороденко А.Н., Липленко М.А., Мосолов Г.В. Подходы к расчету зданий при внешнем аварийном взрыве топливно-воздушной смеси // Современное строительство и архитектура. 2021. 24 (4)
25. В.Г. Федоровский, Г.А. Бобырь, И.А. Боков С.В. Ильин. Применение метода конечных элементов в геотехнических расчетах по первому предельному состоянию // Вестник НИЦ «Строительство», 1(20) 2019.
26. Вальгер С.А. Создание вычислительных технологий для расчета ветровых и ударно-волновых воздействий на конструкции: автореф. дисс.... канд. физико-матем. наук. Новосибирск, 2015. 16 с.
27. Верификационный отчет по программному комплексу ЛИРА-САПР. ООО «ЛИРА СЕРВИС», ООО «ЛИРА-САПР», ГУП МНИИТЭП. Том 1, 2015. URL: <https://rflira.ru/services/verification/reports>
28. Вероятностные методы строительной механики и теория надежности строительных конструкций [Электронный ресурс]: учеб. пособие / В. А. Пшеничкина, Г. В. Воронкова, С. С. Рекунов, А. А. Чураков. - Волгоград: Изд-во ВолгГАСУ, 2015 с.

29. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения.
30. *Долгов И.А.* Моделирование падения спускаемого аппарата «Марс-6» // Гагаринские чтения – 2018: сборник тезисов докладов XLIV Международной молодежной научной конференции. М.: МАИ, 2018. С. 92–93.
31. *Дударева М.С.* Вероятностное моделирование взаимодействия сооружения с основанием при расчете на землетрясение: дис. ... канд. техн. наук. М., 2018. 126 с.
32. *Ерастов В.В.* Основы динамики сооружений: Учеб. пособие. – Саранск: 2008. – 88 с. 117
33. *Жарницкий В. И.* Нагрузки от обрушаемых конструкций зданий на покрытия встроенных убежищ гражданской обороны / В. И. Жарницкий, С. О. Курнавина // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2003. – № 6. – С. 43–48.
34. *Илюшкин М.В.* Материалы для подготовки курса лекций для повышения квалификации специалистов по моделированию процессов ОМД. Ульяновск, 2017. 125 с. URL: <http://tzshp.ru>
35. *Келасьев Н. Г., Авдеев К. В., Левин Д. И.* О расчете производственных зданий на аварийные воздействия от внешнего взрыва // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 3. С. 4-7. DOI: 10.33622/0869-7019.2022.03.04-07.
36. *Клаф Р., Пензиен Дж.* Динамика сооружений: пер. с англ. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с. – Перевод изд.: Dynamics of Structures/Ray W. Clough, Joseph Penzien. – New York, 1975.
37. *Корнев Б.Г., Рабинович И. М.* Справочник по динамике сооружений. М.: Стройиздат, 1976. – 208 с.
38. *Котляревский В.А., Ганушкин В.И., Костин А.А., Костин А.И., Ларионов В.И.* Убежища гражданской обороны. Конструкции и расчет. М.: Стройиздат, 1989. 606 с.
39. *Котляревский В.А.* Прочность и защитные свойства специальных сооружений. Методы расчета и программные средства. М.: 2014. 88 с.
40. *Лантух-Лященко Я.И.* Концепция надежности в Еврокоде / Мосты и туннели: теория, достижения, практика, 2014, №6.
41. *Мишуев А.В.* Воздушная ударная волна в сооружениях. – М.: Библиотека научных разработок и проектов НИУ МГСУ 2015. – 408с.
42. *Мкртычев О.В.* Безопасность зданий и сооружений при сейсмических и аварийных воздействиях: монография / ГОУ ВПО Моск. гос. строит. унив-т. – М.: МГСУ, 2010. – 152 с. 118

43. *Мкртычев О.В.* Надежность многоэлементных стержневых систем инженерных конструкций: дис. д-ра техн. наук; Моск. гос. строит. ун-т. – М., 2000. – 324 с.

44. *Мкртычев О.В.* Расчет большепролетных и высотных сооружений на устойчивость к прогрессирующему обрушению при сейсмических и аварийных воздействиях в нелинейной динамической постановке. <http://mkrtychev.ru/>

45. *Мкртычев О.В.* Расчет элементов строительных конструкций на надежность методом статистических испытаний. // Межвузовский сборник научных трудов, РГОТУПС. 1999. – с. 64 – 67.

46. *Мкртычев О.В., Бусалова М.С.* Исследование реакции системы здание-фундаментная конструкция грунт основания с учетом и без учета инерционных свойств грунта основания // Theoretical Foundation of Civil Engineering: XXI Slovak-Polish-Russian Seminar. М., 2013. Pp. 75–81.

47. *Мкртычев О.В., Джинчвелашвили Г.А.* Анализ устойчивости здания при аварийных воздействиях // Наука и техника транспорта. – 2002. – №2.

48. *Мкртычев О.В., Дорожнинский В.Б.* Анализ подходов к определению параметров взрывного воздействия. Научно-технический журнал Вестник МГСУ. №5, 2012. Периодическое научное издание. / М., МГСУ, 2012. с. 45 – 49.

49. *Мкртычев О.В., Дорожнинский В.Б.* Безопасность железобетонного здания при взрывных воздействиях. Строительство – формирование среды жизнедеятельности: Сборник трудов. /Четырнадцатая Международная межвузовская научно-практическая конференция молодых ученых, докторантов и аспирантов/ГОУ ВПО Моск. гос. строит. ун-т. – М.: МГСУ, 2011. с.230 – 234.

50. *Мкртычев О.В., Дорожнинский В.Б.* Безопасность зданий и сооружений при взрывных воздействиях. Вестник НИЦ «Строительство». Исследования по теории сооружений: Сб. статей. Вып. 3 – 4 (XXVIII) / под ред. И.И. Ведякова и Г.С. Варданяна. – М.: НИЦ «Строительство», 2011. с. 21 – 34.

51. *Мкртычев О.В., Дорожнинский В.Б.* Вероятностное моделирование взрывного воздействия // Научно-технический журнал Вестник МГСУ. 2012. №11. Периодическое научное издание. / М., МГСУ, 2012.с. 278 – 282.

52. *Мкртычев О.В., Дорожнинский В.Б.* Исследование взрывобезопасности зданий. II Всероссийская конференция с элементами научной школы для молодежи «Устойчивость, безопасность и энергосбережение в современных 119 архитектурных, конструктивных,

технологических решениях и инженерных системах зданий и сооружений»: Сборник тезисов / ФГБОУ ВПО «Моск. гос. строит. ун-т» – М.: МГСУ, 2011. с. 75 – 80.

53. *Мкртычев О.В., Дорожинский В.Б.* Расчет элемента конструкции на взрывные нагрузки в нелинейной динамической постановке/ Теория и практика расчета зданий, сооружений и элементов конструкций. Аналитические и численные методы. Сб. трудов международной научно-практической конференции/ М., МГСУ, 2010. с. 248 – 255.

54. *Мкртычев О.В., Дорожинский В.Б., Лазарев О.В.* Расчет конструкций железобетонного здания на взрывные нагрузки в нелинейной динамической постановке. Научно-технический журнал Вестник МГСУ, №4. 2011. Периодическое научное издание/ М., МГСУ, 2011. с. 243 – 247.

55. *Мкртычев О.В., Дорожинский В.Б., Сидоров Д.С.* Надежность строительных конструкций при взрывах и пожарах. М.: АСВ, 2016. 173 с.

56. *Мкртычев О.В., Мкртычев А.Э.* Расчет большепролетных и высотных сооружений на устойчивость к прогрессирующему обрушению при сейсмических и аварийных воздействиях в нелинейной динамической постановке // Строительная механика и расчет сооружений. – 2009. – № 4, с. 43–49.

57. *Мкртычев О.В., Новожилов Ю.В., Савенков А.Ю.* Воздействие тяжелого предмета на подземное сооружение при падении на поверхность грунта // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 4. С. 425–438. DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-4-425-438

58. *Мкртычев О.В., Райзер В.Д.* Теория надежности в проектировании строительных конструкций. Монография. М.: Издательский дом АСВ, 2016. 908 с.

59. *Мкртычев О.В., Савенков А.Ю.* Газодинамический подход к расчету подземного сооружения на воздействие воздушной ударной волны // Жилищное строительство. 2022. № 12. С. 8–14. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2022-12-8-14>

60. *Мкртычев О.В., Савенков А.Ю.* Методы моделирования фронта воздушной ударной волны для расчета промышленного сооружения // Вестник МГСУ. 2020. Т. 15. Вып. 2. С. 223–234. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.2.223-234

61. *Мкртычев О.В., Савенков А.Ю.* Надежность встроенного подземного сооружения при воздействии воздушной ударной волны // Жилищное строительство. 2023. № 1-2. С. 71-74. <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-1-2-71-74>

62. *Мкртычев О.В., Савенков А.Ю.* Нелинейный расчет встроенного подземного сооружения на воздействие воздушной ударной волны с учетом обрушения надземной части // Инженерный вестник Дона, 2023, № 1. URL: [ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2023/8133](http://ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2023/8133)

63. *Мкртычев О.В., Савенков А.Ю.* Численное моделирование фронта воздушной ударной волны при взрыве в воздухе и над землей в программном комплексе LS-DYNA // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2018. Т. 14. № 6. С. 467–474. DOI: 10.22363/1815-5235-2018-14-6-467-474.
64. *Мкртычев О.В., Юрьев Р.В.* Оценка надежности железобетонных плит перекрытия // *Строительная механика и расчет сооружений*. – 2008. – № 5.
65. *Мкртычев, О. В.* Моделирование случайных акселерограмм и нелинейный расчет строительных конструкций: монография / О. В. Мкртычев, Р. В. Юрьев. – Москва: Издательство МИСИ-МГСУ, 2012. – 87 с. – ISBN 978-5-7264-0687-9.
66. Мкртычев, О. В. Надежность железобетонных зданий с системой сейсмоизоляции в виде резинометаллических опор при землетрясении: монография / О. В. Мкртычев, А. А. Бунов. – Москва: Издательство АСВ, 2016. – 122 с. – ISBN 978-5-4323-0190-1.
67. *Муйземнек А.Ю., Богач А.А.* Математическое моделирование процессов удара и взрыва в программе LS-DYNA: учебное пособие. / – Пенза: Информационно-издательский центр ПГУ, 2005. – 106 с.
68. *Невская Е.Е.* Основные методы оценки параметров взрывных волн при аварийных взрывах. Принципы проектирования взрывостойких зданий и сооружений // *Инженерное дело*, 2017. doi: 10.2400/0409-2961-2017-9-20-29
69. *Новожилов Ю.В.* Методики моделирования взрывов в LS-DYNA // XIV Международная конференция пользователей CADFEM/ANSYS, СанктПетербург, 2017.
70. *Норри Д., де Фриз Ж.* Введение в метод конечных элементов. – М.: Мир, 1981. – 304 с.
71. Общие положения обеспечения безопасности атомных станций (ОПБ 88/97): НП-001-15 (ПНАЭ Г-01-011-97) / Госатомнадзор России. – 1998.
72. *Орленко Л.П.* Физика взрыва / Под ред. — Изд. 3-е, испр. – В 2 т. – М.: ФИЗМАТЛИТ, 2004. – 832 с.
73. *Павлов А.С.* Численное моделирование взрывных воздействий на здания и сооружения произвольной формы // *Строительные науки*, 2017. №3. С. 108-112.
74. *Пегов Д.В., Бушла А.П., Овсянко В.А.* Применение программного комплекса ls-dyna для моделирования взрывов артиллерийских боеприпасов // *Информатика* 2009. №3.
75. ПИНАЭ-5.6-86 Нормы строительного проектирования атомных станций с реакторами различного типа: / Минатомэнерго РФ. – 1986.
76. *Попов Н.Н., Расторгуев Б.С.* Вопросы расчета и конструирования специальных сооружений: Учеб. Пособие для вузов. – М.: Строиздат, 1980. – 190 с., ил.

77. *Попов Н.Н., Расторгуев Б.С.* Динамический расчёт железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1974.
78. Пособие по обследованию и проектированию зданий и сооружений, подверженных воздействию взрывных нагрузок. АО «ЦНИИПромзданий». – Москва, 2000. – 187 с.
79. *Пшеничкина В.А.* Надежность зданий и оснований в особых условиях: учеб. пособие / А. П. Пшеничкин, В. А. Пшеничкина. - Волгоград: Изд-во ВолгГАСУ, 2009. - 218 с.
80. *Райзер В.Д.* К оценке надежности железобетонных конструкций при нелинейном деформировании / В.Д. Райзер, О.В. Мкртычев // Бетон и железобетон. 2000. – №3. – С. 15 – 19.
81. *Райзер В.Д.* Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций – М.: Стройиздат, 1986. – 192 с.
82. *Райзер В.Д.* Расчет и нормирование надежности строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1995. – 348 с.
83. *Райзер В.Д.* Теория надежности в строительном проектировании. – М.: Издательство АСВ, 1998. – 304 с.
84. *Райзер В.Д.* Теория надежности сооружений. М.: АСВ, 2010. – 384 с.
85. *Расторгуев Б.С., Плотников А.И., Хуснутдинов Д.З.* Проектирование зданий и сооружений при аварийных взрывных воздействиях. М.: АСВ, 2007. 152 с.
86. РБ Г-05-039-96 Руководство по анализу опасности аварийных взрывов и определению параметров их механического действия
87. *Ржаницын А. Р.* Применение статистических методов в расчетах сооружений на прочность и безопасность / А. Р. Ржаницын // Строительная промышленность. – Москва: 1952. – № 6.
88. *Ржаницын А. Р.* Статистический метод определения допускаемых напряжений при продольном изгибе / А. Р. Ржаницын // Научное сообщение ЦНИПС – Вып. 3. Москва: Стройиздат, 1951.
89. *Ржаницын А.Р.* Некоторые вопросы надежности стержневых систем // Надежность и качество строительных конструкций. – Куйбышев, Изд. Куйбышев, ун-та, 1982. с. 36 – 41.
90. *Ржаницын А.Р.* Теория расчета строительных конструкций на надежность. – М.: Стройиздат, 1978. 239 с.
91. Руководство по анализу опасности аварийных взрывов и определению параметров их механического действия: РБ Г-05-039-96 / НТЦ ЯРБ Госатомнадзора России. – М., 2000.
92. *Руководство по проектированию строительных конструкций убежищ гражданской обороны / ЦНИИПромзданий Госстроя СССР* – М.: Стройиздат, 1982. – 296с.



93. *Савенков А.Ю., Мкртычев О.В.* Нелинейный расчет железобетонного сооружения на воздействие воздушной ударной волны // Вестник МГСУ. 2019. Т. 14. Вып. 1. С. 33–45. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.1.33-45
94. *Садовский М.А.* Механическое действие воздушных ударных волн по данным экспериментальных исследований. Сб. «Физика взрыва». М., АН СССР, 1952, с. 20 – 111.
95. *Саргсян А.Е.* Динамика и сейсмостойкость сооружений атомных станций. Саров: ФГУП «РФЯЦ-ВНИИЭФ», 2013. 550 с.
96. *Саргсян А.Е., Дворянчиков Н.В., Джинчвелашвили Г.А.* Строительная механика. Основы теории с примерами расчётов: учебное пособие для вузов – М.: АСВ, 1998. – 320 с.
97. *Саргсян А.Е., Райзер В.Д., Мкртычев О.В.* Метод статистических испытаний при расчете строительных конструкций на надежность. – М.: РГОТУПС, 1999. – 36 с.
98. *Смирнов А.А.* Моделирование взрывного воздействия на конструкцию в LS-DYNA. МГТУ им. Н.Э. Баумана. <http://www.niism-kb.narod.ru/>
99. *Смирнов А.Ф.* Строительная механика. Ч.3. Динамика и устойчивость сооружений. / А.В. Александров, Б.Я. Лашеников Н.Н. Шапошников. – М.: Стройиздат, 1984. – 488 с. 122
100. СП 248.1325800.2016 Сооружения подземные. Правила проектирования. М.: Стандартинформ, 2017. – 112 с.
101. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М.: АО «НИЦ «Строительство», 2019. – 124 с.
102. СП 88.13330.2014 «Защитные сооружения гражданской обороны»
103. *Стрелецкий Н. С.* Об исчислении запасов прочности сооружений [Текст] / Н. С. Стрелецкий // Сборник трудов МИСИ. – 1938. – № 1.
104. *Стрелецкий Н. С.* Основы статистического учета коэффициента запаса прочности сооружений / Н. С. Стрелецкий. – Москва : Стройиздат, 1947.
105. *Стренг Г., Фикс Д.* Теория метода конечных элементов. – М.: Мир, 1977. – 349 с.
106. *Тамразян А.Г.* Оценка риска и надежности несущих конструкций и ключевых элементов - необходимое условие безопасности зданий и сооружений // Вестник ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко «Исследования по теории сооружений». 2009. № 1. С. 160–171.
107. *Тамразян А.Г.* Расчет элементов конструкций при заданной надежности и нормальном распределении нагрузки и несущей способности // Вестник МГСУ. 2012. № 10. С. 109–115. DOI: 10.22227/1997-0935.2012.10.109-115
108. *Тамразян А.Г., Мкртычев О.В., Джинчвелашвили Г.А.* К оценке живучести высотных зданий при комбинированных воздействиях // Бетон и железобетон – пути развития. Научные

труды II всероссийской (международной) конференции по бетону и железобетону, 5 – 9 сентября 2005 г. Москва, т. 6, М.: Дипак, 2005.

109. *Тамразян А.Г., Мкртычев О.В., Дорожинский В.Б.* Расчет большепролетной конструкции на аварийные воздействия методами нелинейной динамики. Научно-технический вестник Поволжья. №5 2012г. – Казань: Научно-технический вестник Поволжья, 2012. с. 331 – 334.

110. *Тер-Мартirosян А.З. Соболев Е.С.*, Безопасность эксплуатации оснований зданий и сооружений при динамическом воздействии // Вестник МГСУ. 2017.

111. *Тер-Мартirosян А.З., Манукян А.В., Соболев Е.С., Анжелю Г.О.* Влияние демпфирования грунтов на взаимодействие основания и сооружения при сейсмическом воздействии // Жилищное строительство 2019.

112. *Тер-Мартirosян З.Г.* Механика грунтов / Учебное пособие. - М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2005. - 488 с.

113. *Тихонов И.Н.* Армирование железобетонных конструкций зданий проектируемых с учетом воздействий особых нагрузок: диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук. М.: НИЦ "Строительство", 2015. 362 с.

114. *Трушин С.И.* Метод конечных элементов. Теория и задачи. – М.: Издательство АСВ, 2008. – 256 с.

115. *Трушин С.И.* Решение инженерных задач методом конечных элементов: Учебное пособие для технических вузов/ Моск. гос. строит. ун-т. – М.: МГСУ, 2006. – 230 с.

116. Учет внешних воздействий природного и техногенного происхождения на ядерно- и радиационно-опасные объекты: ПНАЭ Г-05-035-94 / Федеральный надзор России по ядерной и радиационной безопасности. – М., 1994.

117. Федеральный закон №68 «О защите населения и территорий от чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера» от 11.11.94г. 123 с.

118. *Финогенова В.В., Богач А.А.* Расчет воздействия взрыва заряда ВВ на колонну подземного этажа рамного каркаса с целью предотвращения прогрессирующего обрушения.

119. *Хоциалов Н. Ф.* Запасы прочности [Текст] / Н. Ф. Хоциалов // Строительная промышленность. – 1929. – № 10.

120. *Христофоров Б.Д.* Влияние свойств источника на действие взрыва в воздухе и воде. Физика горения и взрыва, 2004, т. 40, №6, с. 115 – 118.

121. *Чернуха Н.А.* Особенности расчета сооружений на взрывные воздействия в среде SCAD // Инженерно-строительный журнал, 2014. №1. с. 12-22. DOI: 10.5862/MCE.45.3

122. Чирков В.П. Прикладные методы теории надёжности в расчётах строительных конструкций: Учеб. пособие для ВУЗов ж.д. транспорта. – М.: Маршрут, 2006. – 620 с.
123. Чирков В.П. Теоретические основы прогнозирования сроков службы железобетонных конструкций. М.: Изд-во МИИТа, 1995. – 56 с.
124. Adamik V., Vagenknecht J., Vavra P., Trzcinski W. Effect of TNT charges orientation on generated air blast waves. Numerical simulation using LS-DYNA. ANSYS User's Meeting, 2004.
125. Alia A., Souli M. High Explosive Simulation Using Multi-material Formulations. Applied Thermal Engineering. Vol. 26. p. 1032 – 1042 doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.applthermaleng.2005.10.018>
126. Anderson C.E., Baker W.E., Wauters D.K., Morris B.L. Quasi-static pressure, duration, and impulse for explosions (e.g. HE) in structures. International Journal of Mechanical Sciences. 1983. Vol. 25. Issue 6. Pp. 455–464.
127. Andrade F., Feucht M. A comparison of damage and failure models for the failure prediction of dual-phase steels // 11th European LS-DYNA Conference. Salzburg, Austria, 2017.
128. Andrade F.X.C., Feucht M., Haufe A., Neukamm F. An incremental stress state dependent damage model for ductile failure prediction // International Journal of Fracture. 2016. Vol. 200. Issue 1–2. Pp. 127–150. DOI: 10.1007/s10704-016- 0081-2
129. Astarlioglu S., Krauthammer T., Morency D., Tran T.P. Behavior of reinforced concrete columns under combined effects of axial and blast-induced transverse loads // Engineering Structures. 2013. Vol. 55. Pp. 26–34. DOI: 10.1016/j.engstruct.2012.12.040
130. Baker W.E. Explosions in the Air, University of Texas Pr., Austin, 1973.
131. Baker W.E., Cox P.A., Westine P.S., Kulesz J.J., Strehlow R.A. Explosion Hazards and Evaluation, Elsevier, Amsterdam, 1983.
132. Bento Rebelo H., Cismaşiu C. A comparison between three air blast simulation techniques in LSDYNA // 11th European LS-DYNA Conference, Salzburg, Austria. 2017.
133. Bogosian D., Ferritto J. Shi Y (2002). 30nd the explosives safety seminar (Atlanta, Georgia) (In USA)
134. Brode H.L. Numerical solutions of spherical blast waves. Journal of Applied Physics 26, № 6, 1955. p. 766 – 775.
135. Clancey V.J. The propagation of shock waves // Paper at Euromech 139, 1979.
136. Comitee Euro-International De Beton. CEB-FIP Model Code 1990: Design Code // Telford, T. – 1993. – 437 p

137. Cornell C. A. A Probability Based Structural Code / C. A. Cornell // *ACI-Journal* No. 12, Vol. 66, 1969. – pp. 974-985.
138. Ditlevsen O. *Structural Reliability Methods [Text]* / O. Ditlevsen, H. O. Madsen. // John & Wiley Sons Ltd, Chichester, 1996/
139. Ditlevsen, O. Generalized second moment reliability index. *Journal of Structural Mechanics*, 7, 1979 435-451
140. EC8. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. - Part 1: General Rules, 155 Seismic Actions and Rules for Buildings. - EN1998-1:2003, CEN, Brussels, 2004. – 229 p.
141. EN 1990:2002 Eurocode – Basis of structural design. European Committee for Standardization. Brussels: 2003.
142. Eurocode 1: Actions on structures. Pt. 1–4: General actions – Wind actions. BS EN 1991-1-4:2005. Brussels: CEN / European Committee for Standardization. April 2005.
143. Evans W., Jonson D., Walker M. An Eulerian approach to soil impact analysis for crashworthiness applications. *International Journal of Impact Engineering*. 2016;91: 14–24. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2015.12.011>
144. External Human-Induced Events in Site Evaluation for Nuclear Power Plants. IAEA Safety Standards Series. Safety Guide No. NS-G-3.1 / International Atomic Energy Agency. Vienna, 2002.
145. Farouk S. Experimental program conducted to test near-field blast loading on reinforced concrete columns. Master's Thesis in Progress, Civil Engineering Department, Carleton University, Ottawa. 2013. 155c.
146. Fasanella E.L., Jackson K.E., Kellas S. Soft soil impact testing and simulation of aerospace structures // *Proceedings of the 10th LS-DYNA Users Conference*. Dearborn, 2008. Pp. 29–42.
147. Ferry-Borges, J. *Structural Safety* / J. Ferry- Borges, M. Castanheta // *Laboratorio Nacional de Engenharia Civil*, Lissabon, 1971.
148. Freudenthal, F. M. Safety, reliability and structural design *J. of Structural* [Text] / F. M. Freudenthal // *Div. Proc. ASCE*, 87 ST3, 1961.
149. Goel M., Vasant M., Gupta A. An abridged review of blast wave parameters // *Defence Science Journal*. 2012. Vol. 62. Issue 5. Pp. 300–306. DOI: 10.14429/dsj.62.1149
150. Grote M.J., Sim I. On local nonreflecting boundary conditions for time dependent wave propagation. *Chinese Annals of Mathematics, Series B*. 2009; 30(5):589-606. DOI: 10.1007/s11401-009-0203-5 URL: <https://www.researchgate.net/publication/225659814>
151. Hall G., Watt J.M. *Modern Numerical Methods for Ordinary Differential Equations*. Clarendon Press. Oxford, 1976. 124

152. Hallquist, J. O. (2006). LS-DYNA THEORY MANUAL, Livermore Software Technology Corporation (LSTC). California, USA.
153. Hasofer, A. M. An Exact and Invariant First Order Reliability Format [Text] / A. M. Hasofer, N. C. Lind // Proc. ASCE, J. Eng.Mech. Div., 1974. –pp. 111-121.
154. Henrich J. The dynamics of explosions. Elsevier, Amsterdam, 1979.
155. Hong J., Fang Q., Chen L., Kong X. Numerical predictions of concrete slabs under contact explosion by modified K&C material model // Construction and Building Materials. 2017. Vol. 155. Pp. 1013–1024. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.08.060
156. Kingery C. N., Bulmash G., (1984) “Technical report ARBRL-TR- 02555: Air blast parameters from TNT spherical air burst and hemispherical burst”, AD-B082 713, U.S. Army Ballistic Research Laboratory, Aberdeen Proving Ground, MD.
157. Lapoujade V., Van Dorsselaer N., Kevorkian S., Cheval K. A study of mapping technique for air blast modeling. 11th International LS-DYNA Users Conference.
158. Larcher M. Simulation of the effects of an air blast wave. JRC 41337. European Communities, 2007.
159. Low H.Y. Hao H. (2002). Reliability analysis of direct shear and flexural failure modes of RC slabs under explosive loading (ENG STRUCT) 24 (2) (American Elsevier) pp 89–98 (In USA)
160. LS-DYNA. Keyword user’s manual. Volume I. May 2017. Version 971. Livermore Software Technology Corporation (LSTC).
161. Manual for LS-DYNA Soil Material Model 147Evaluation / Report No FHWA-HRT-04-095. – Lincoln, University of Nebraska. - 77 c.
162. Mayer, M. Die Sicherheit der Bauwerte und ihre Berechnung nach Granz kraften statt nach zulassigen Spannungen / M. Mayer // Springer Verlag, Berlin, 1926
163. Mkrtychev, O. Reliability of building structures in case of an air blast wave / O. Mkrtychev, A. Savenkov // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2020. – Vol. 869. – №5. – Pp. 052054. – DOI: 10.1088/1757-899X/869/5/052054.
164. Mkrtychev, O. V. Modelling of Blast Effects on Underground Structure / O. V. Mkrtychev, A. Y. Savenkov // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2019. – Vol. 15. – № 4. – Pp. 111-122. – DOI 10.22337/2587-9618-2019-15-4-111-122.
165. Murray, Y.D. Users Manual for LS-DYNA Concrete Material Model 159. – McLean. Report No. FHWA-HRT-05-062. Federal Highway Administration, 2007. – 77 p.
166. Nassr A.A., Razaqpur A.G., Tait M.J., Campidelli M., Foo S. Strength and stability of steel beam columns under blast load. International Journal of Impact Engineering. 2013. Vol. 55. Pp. 34–48.

167. Ottosen, N. S. (1977). A Failure Criterion for Concrete. *Journal of Engineering Mechanics Division*, 103(4), 527-535.
168. Qu Y., Li X., Kong X., Zhang W., Wang X. Numerical simulation on dynamic behavior of reinforced concrete beam with initial cracks subjected to air blast loading // *Engineering Structures*. 2016. Vol. 128. Pp. 96–110. DOI: 10.1016/j.engstruct.2016.09.032
169. Rackwitz, R. Static properties of reinforcing steel. Working notes, JCSS Probabilistic Model Code. Part 3: Resistance model, 1996 <http://www.jcss.byg.dtu.dk>
170. Randers-Pehrson, G. and Bannister, K. (1997), Airblast loading model for DYNA2D and DYNA3D, ARL-TR-1310, Army Research Laboratory, Aberdeen Proving Ground, MD
171. Schwer L. An introduction to the Winfrith concrete model. *Engineering & Consulting Services*, 2010. 28 p.
172. Schwer L., Teng H., Souli M. LS-DYNA air blast techniques: comparisons with experiments for close-in charges // 10th European LS-DYNA Conference, Würzburg, Germany, 2015.
173. Stewart M G 2018 Reliability-based load factor design model for explosive blast loading. (*Structural Safety*) 71 (Amsterdam: Elsevier) pp 13-23
174. Stewart M.G., Netherton M.D. (2015). Reliability-based design load factors for explosive blast loading (*J PERFORM CONSTR FAC*) 29 (5) (American Society of Civil Engineers) B4014010 (In USA)
175. S. Tokura, K. Niwa. Evolution of Debris Modeling Technique on Failure Simulation of Concrete Structures. 11th International LS-DYNA® Users Conference. 2017. Salzburg, Austria.
176. S. Koneshwaran. Blast response and sensitivity analysis of segmental tunnel. *Science and Engineering faculty*, Queensland University of Technology, Brisbane, Australia. 2014
177. UFC3-340-02 2008 Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions. *Unified Facilities Criteria* (Washington)
178. US Department of Transportation. Federal Highway Administration. Evaluation of LSDYNA Concrete. Material Model 159. – McLean. Publication NO. FHWA-HRT-05-063, 2007. – 190 p.
179. Van Leer B.J. Towards the ultimate conservative difference scheme. Second-order sequel to Godunov's Method // *J. Comput. Phys.* 1979. Vol. 32. No. 1. Pp. 10–136.
180. Wu Y., Crawford J.E., and Magallanes J.M. Performance of LS-DYNA concrete constitutive models / 12th International LS-DYNA Users Conference. USA. 2012.
181. Youcai Wu, John E. Crawford, Shengrui Lan, Joseph M. Magallanes. Validation Studies for Concrete Constitutive Models with Blast Test Data // 13th International LS-DYNA Users Conference (online). 2013.

182. Yuli Huang, Michael R. Willford. Validation of LS-DYNA® MMALE with Blast Experiments // 12th International LS-DYNA® Users Conference. 2012. URL: <https://www.dynalook.com/12th-international-ls-dyna-conference/blast-impact20-c.pdf>

183. Zahra S. Tabatabaei, Jeffery S. Volz. A comparison between three different blast methods in LS-DYNA®: LBE, MM-ALE, Coupling of LBE and MM-ALE // 12th International LS-DYNA® Users Conference. 2012. 10 p. URL: <https://www.dynalook.com/12th-international-ls-dyna-conference/blastimpact20-d.pdf>

184. Zhang C., Gholipour G., Mousavi A.A. Nonlinear dynamic behavior of simply-supported RC beams subjected to combined impact-blast loading // Engineering Structures. 2019. Vol. 181. Pp. 124–142. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.12.014