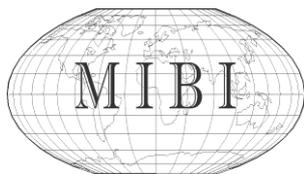


ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ПО ОБРАЗОВАНИЮ



ИНСТИТУТ УПРАВЛЕНИЯ,
ИНФОРМАЦИИ
И БИЗНЕСА

М.А. Минкин

**Методика и методы
инженерно-геокриологических изысканий**

Ухта 2005

Минкин Марк Абрамович

**МЕТОДИКА И МЕТОДЫ
ИНЖЕНЕРНО-ГЕОКРИОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ**

ББК 26.36

УДК 551.340

М 62

Минкин М.А.. Методика и методы инженерно-геокриологических изысканий. – Ухта: Институт управления, информации и бизнеса, 2005. – 252 с.

ISBN 5-9641-0012-0

В настоящей монографии рассматриваются методика и методы инженерно-геокриологических изысканий для строительства. Даны теоретические и методические основы этих изысканий, базирующиеся на управлении качеством проектируемых природно-технических геосистем (ПТГ). Приведены современные методы определения инженерно-геокриологических свойств мёрзлых и оттаивающих грунтов.

Рассмотрены вопросы компьютеризации накопления и обработки инженерно-геокриологической информации и методика геокриологического прогноза при изысканиях. Даны примеры реализации разработанной методики инженерно-геокриологических изысканий.

Книга предназначена для специалистов, выполняющих проектно-изыскательские работы в районах распространения вечномёрзлых грунтов, а также геологов, экологов, строителей и других специалистов, работающих в криолитозоне.

План 2005 г. позиция 131. Подписано в печать 19.12.2005.

Печатается в авторской редакции. Гарнитура Times New Roman.

Формат 60 × 84 1/16. Бумага офсетная. Печать трафаретная.

Усл. печ. л. 9,1. Уч.-изд. л. 8,7. Тираж 150 экз. Заказ № 130.

© М.А. Минкин, 2005

© Институт управления, информации и бизнеса, 2005

ISBN 5-9641-0012-0

Институт управления, информации и бизнеса.

169300, Республика Коми, г. Ухта, ул. Сенюкова, 15.

Содержание

| | |
|--|-----|
| Предисловие..... | 5 |
| Глава 1. Теоретические и методические основы инженерно-геокриологических изысканий..... | 6 |
| 1.1. Цели, задачи и эффективность инженерно-геокриологических изысканий..... | 6 |
| 1.2. Основы управления качеством природно-технических геосистем (ПТГ)..... | 13 |
| 1.3. Методика оценки инженерно-геокриологических условий проектируемых ПТГ..... | 19 |
| 1.4. Методика планирования инженерно-геокриологических изысканий..... | 35 |
| Глава 2. Методы определения инженерно-геокриологических свойств грунтов..... | 50 |
| 2.1. Определение температуры и глубины сезонного промерзания-оттаивания мёрзлых грунтов..... | 50 |
| 2.2. Особенности опробования мёрзлых грунтов..... | 62 |
| 2.3. Статическое зондирование мёрзлых грунтов..... | 73 |
| 2.4. Полевые методы определения несущей способности свай в мёрзлых грунтах..... | 90 |
| 2.5. Полевые методы определения деформационных свойств и несущей способности оттаивающих мёрзлых грунтов..... | 104 |
| Глава 3. Основы компьютерного накопления и обработки данных инженерно-геокриологических изысканий..... | 119 |
| 3.1. Основные принципы построения автоматизированной системы обработки инженерно-геокриологических данных..... | 119 |
| 3.2. Общая характеристика компьютерного банка инженерно-геокриологических данных..... | 121 |
| 3.3. Классификаторы инженерно-геокриологической информации..... | 126 |
| 3.4. Обработка результатов лабораторных и полевых исследований свойств грунтов..... | 132 |
| 3.5. Выделение инженерно-геокриологических элементов, построение разрезов и крупномасштабных карт..... | 136 |

| | |
|---|-----|
| Глава 4. Методика компьютерного геокриологического прогноза при изысканиях..... | 145 |
| 4.1. Методы моделирования тепловых процессов в грунтах при геокриологическом прогнозе..... | 145 |
| 4.2. Описание программного комплекса для компьютерного моделирования температурного режима грунтов..... | 150 |
| 4.3. Оценка эффективности методов компьютерного моделирования тепловых процессов в грунтах..... | 158 |
| 4.4. Особенности компьютерного прогнозирования температурного режима грунтов..... | 163 |
| 4.5. Особенности компьютерного прогнозирования несущей способности и деформаций оснований и фундаментов..... | 174 |
| 4.6. Особенности компьютерного прогнозирования криогенных процессов..... | 177 |
| 4.7. Комплексный компьютерный геокриологический прогноз..... | 186 |
| Глава 5. Примеры практической реализации разработанной методики инженерно-геокриологических изысканий..... | 199 |
| 5.1. Краткая характеристика природно-технических геосистем (ПТГ) Уренгойского НГКМ..... | 200 |
| 5.2. Оценка инженерно-геокриологических условий территории для целей размещения объектов ПТГ..... | 206 |
| 5.3. Выбор местоположения площадок строительства и планирование на них инженерно-геокриологических изысканий..... | 210 |
| 5.4. Выбор трасс газопроводов и планирование на них инженерно-геокриологических изысканий..... | 220 |
| Библиографический список..... | 234 |

Предисловие

Хозяйственное освоение Крайнего Севера и, в первую очередь, нефтегазоносных районов сопровождается формированием промышленных, градостроительных, транспортных и других природно-технических геосистем (ПТГ).

В большинстве случаев эти геосистемы создаются и функционируют в криолитозоне, занимающей около 65 % территории Российской Федерации.

В связи с этим, обеспечение эксплуатационной пригодности сооружений, построенных на вечномёрзлых грунтах, и сохранение крайне хрупкой природной среды Севера является важнейшей научной и практической задачей. Решение этой задачи на всех этапах создания ПТГ во многом зависит от полноты и достоверности инженерно-геокриологической информации, полученной в процессе инженерных изысканий.

В настоящей книге рассматриваются методика и методы инженерно-геокриологических изысканий, основанные на многолетнем опыте работ институтов «Фундаментпроект», ПНИИИС, ОАО «Росстройизыскания» и других организаций и обеспечивающие необходимое качество природно-технических геосистем.

Приведённые в книге результаты исследований являются плодом работы многих сотрудников института «Фундаментпроект», всем им автор выражает свою глубокую благодарность.

Автор благодарит также за подготовку рукописи к её изданию А.Ю. Шаталова, А.Е. Скапинцева, Г.Г. Осадчую, И.В. Сухорукову, Б.В. Крапухина, Фроля А.В.

Глава 1. Теоретические и методические основы инженерно-геокриологических изысканий

1.1. Цели, задачи и эффективность инженерно-геокриологических изысканий

Инженерные изыскания, по своей структурной принадлежности и назначению сформировались как часть строительной деятельности, основной целью которой является комплексное изучение природных и техногенных условий территории, необходимое для проектирования, строительства и эксплуатации сооружений.

Основные положения теории и практики инженерно-геологических исследований в строительных целях были разработаны Ф.П. Саваренским, И.В. Поповым, Л.Д. Белым, В.А. Приклонским, Н.В. Коломенским, Е.М. Сергеевым, Г.С. Золотарёвым, И.С. Комаровым, Г.К. Бондариком, М. В. Рацем и другими. Методы изучения мёрзлых пород как объектов строительства рассмотрены в трудах М.И. Сумгина, Н.А. Цытовича, В.К. Яновского, Н.И. Толстихина, В.А. Кудрявцева, С.С. Вялова, П.И. Мельникова и их учеников.

Основы инженерно-геокриологических изысканий (изысканий, проводимых в районах распространения вечномёрзлых грунтов) изложены в справочном пособии «Инженерная геокриология» (1991) и в монографии «Основы геокриологии. Инженерная геокриология» (1999).

Практическая деятельность организаций, выполняющих инженерно-геокриологические изыскания, регламентируется системой нормативных документов, основными из которых являются СНиП 11-02-96 «Инженерные изыскания для строительства. Основные положения» и СП 11-105-97 «Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть 1. Общие правила производства работ» и Часть IV. Правила производства работ в районах распространения многолетнемёрзлых грунтов», СНиП 2.02.04-88 «Основания и фундаменты на вечномёрзлых грунтах» и ГОСТами на проведение отдельных видов работ, а также ведомственными нормами и инструкциями.

Кроме информационного обеспечения проектирования и безопасной эксплуатации сооружений от изысканий требуется также получение необходимых данных для разработки мероприятий по охране окружающей среды от деструктивных воздействий проектируемых сооружений (СП 11-102-97 «Инженерно-экологические изыскания для строительства»).

Таким образом, в задачу инженерно-геокриологических изысканий входит получение информации, необходимой для проектирования и прогноза работы системы «природная среда – инженерное сооружение», т.е. природно-технической геосистемы (ПТГ).

Под последней понимается (В.К. Епишин, 1985) система инженерного сооружения (комплекса инженерных сооружений) с частью геологической среды в зоне его (их) влияния, имеющей фиксированные пространственно-временные границы. Близкое к этому определение ПТГ дано Г.К. Бондариком (1981), Л.И. Мухиной и О.Н. Толстихиным (1985) и А.Л. Ревзоном (1992), которые под ПТГ понимают комплекс взаимодействующих компонентов, включающий искусственные тела (сооружения, технические средства и др.), а также естественные и искусственно измененные геологические тела.

В отличие от региональных или научных исследований задачи инженерно-геокриологических изысканий существенно зависят от типа конкретных сооружений, их технологических и конструктивных особенностей, от стадии создания или функционирования ПТГ. В то же время методы и приёмы получения данных для решения поставленных задач определяются природными условиями района строительства и характером взаимодействия сооружений с природной средой.

Существующая система нормативных документов предусматривает проведение инженерно-геокриологических изысканий, как в период проектной подготовки строительства, так и при строительстве, эксплуатации и ликвидации объектов.

Проектная подготовка включает в себя ряд стадий: разработку предпроектной документации (определение цели инвестирования, разработка деклара-

ции о намерениях, обоснование инвестиций), разработку проектной и рабочей документации.

На стадии **предпроектной документации** в задачу инженерно-геокриологических изысканий входят изучение и оценка инженерно-геокриологических условий территории планируемого строительства, сравнительная оценка инженерно-геокриологических условий вариантов размещения объектов на этой территории, инженерно-геокриологическое обоснование выбора оптимального варианта размещения. На стадии **проекта** задачей инженерно-геокриологических изысканий является изучение и оценка выбранной площадки строительства, выделение участков наиболее благоприятных для размещения проектируемых зданий и сооружений, инженерно-геокриологическое обоснование выбора принципа строительства и основных технических решений.

На стадии **рабочей документации** задачи инженерно-геокриологических изысканий включают уточнение инженерно-геокриологических условий в контурах отдельных зданий и сооружений, определение количественных характеристик свойств грунтов, инженерно-геокриологическое обоснование отдельных проектных решений.

В задачи инженерно-геокриологических изысканий при **строительстве, эксплуатации, реконструкции и ликвидации** зданий и сооружений входят получение материалов и данных о состоянии и изменении отдельных показателей инженерно-геокриологических условий, корректировка результатов геокриологического прогноза на строительный и эксплуатационный период и оценка инженерно-геокриологических условий при ликвидации объекта.

Для решения перечисленных задач в нормативных документах предусматривается выполнение комплекса исследований, включающего:

- сбор материалов исследований прошлых лет;
- дешифрирование аэро- и космоматериалов;
- маршрутные наблюдения;
- проходку скважин и горных выработок;

- геофизические исследования;
- полевые и лабораторные исследования свойств грунтов;
- гидрогеологические работы;
- стационарные наблюдения (локальный мониторинг компонентов геологической среды);
- составление прогноза изменения геокриологических условий;
- обследование оснований существующих зданий и сооружений.

Оценивая современное состояние изыскательских работ, следует отметить, что целый ряд вопросов проведения инженерно-геокриологических изысканий не получили ещё должной научной разработки. К ним, в первую очередь, можно отнести: а) учёт при районировании территории пространственно-временной изменчивости инженерно-геокриологических параметров; б) вероятностный характер устойчивости природных геосистем к техногенным воздействиям; в) принципы и приёмы комплексной оценки инженерно-геокриологических условий (ИГУ) как с точки зрения строительства и эксплуатации сооружений, так и с точки зрения охраны окружающей среды.

Наряду с этим, в практике инженерных изысканий мало применяются полевые методы определения прочностных и деформационных свойств мёрзлых грунтов, из-за их трудоёмкости, продолжительности и недостаточной точности.

Слабо разработаны методы автоматизированного накопления, хранения и обработки данных инженерно-геокриологических изысканий, создающих информационную базу для оценки ИГУ, прогноза их изменений, проектирования сооружений и планирования изысканий.

Внедрение геокриологического прогнозирования при изысканиях во многом тормозится отсутствием унифицированных программных средств, позволяющих наиболее полно учитывать особенности прогнозируемых процессов, а также недостаточной разработанностью методики математического компьютерного моделирования.

Нормативные документы, концентрируя многолетний опыт специалистов: геологов, геокриологов, строителей и других исследователей, в целом правиль-

но отражают задачи, состав, содержание и последовательность инженерно-геокриологических изысканий. Однако, слишком широкий диапазон требований, слабая увязка с особенностями проектируемых сооружений и, самое главное, отсутствие в нормах обоснованной методики оценки достаточности и качества получаемой инженерно-геокриологической информации, дают большой простор для субъективного подхода к планированию и проведению изыскательских работ.

Кроме того, с введением в действие «Федерального Закона о техническом регулировании» (ФЗ 27.12.2002 № 184), ответственность за полноту и качество инженерно-геокриологической информации ложится, в первую очередь, на специалистов, выполняющих изыскания и использующих их результаты при проектировании.

Отсюда, помимо опыта и знаний специалистов, необходимо иметь критерии, позволяющие оценить эффективность инженерно-геокриологических изысканий.

Эти критерии рассмотрены в работах М.В. Раца, В.П. Огонченко, М.А. Солодухина, С.П. Абрамова, С.Е. Гречищева, А.А. Кагана, В.А. Пырченко, Ш.Ш. Загирова, Г.Л. Коффа, Г.Б. Кульчицкого, А. Беллмана, В. Вельски и других.

Выделяются «внешняя» эффективность изысканий, которая определяется надёжной, длительной и технологически успешной эксплуатацией сооружений, включая предотвращённый экономический и экологический ущерб природной среде, и «внутренняя» эффективность с точки зрения экономичности самого процесса изысканий.

Очевидно, что, несмотря на то, что «внешняя» и «внутренняя» эффективности не должны противопоставляться друг другу, первая является существенно более важным показателем, поскольку доля затрат на изыскания от стоимости строительства не превышает обычно 0,4-0,5 %.

В то же время оценка «внутренней» эффективности инженерных изысканий может производиться с точки зрения экономичности самого процесса

изысканий.

Даже простейшая формулировка критерия оптимальности в виде требования минимизации суммарных затрат на изыскания и строительство приводит, как отмечает М.В. Рац (1985), к возникновению понятия оптимального объёма изысканий, являющегося, по его мнению, наиболее важным при оптимизации изысканий параметром управления системы «объект изыскания – инженерное сооружение».

Наиболее полно механизм и степень влияния инженерно-геологической информации на технико-экономические показатели проектируемых сооружений массового строительства рассмотрены в работе В.А. Пырченко (1987), где на основе метода модельного вариантного проектирования исследован характер и величина влияния природных условий, в том числе показателей механических свойств грунтов, на технико-экономические показатели проектируемых объектов при выборе площадки или компоновке сооружений и расчёте фундаментов. В качестве критерия оптимизации объёма изысканий В.А. Пырченко использован минимум затрат на изыскания и сооружения нулевого цикла.

Оптимальный объём изысканий (в приведенной работе – объём опробования) находится по минимуму функции риска:

$$f(N) = C_{и}(N) + C_{ф}(N) \quad (1.1)$$

где $C_{и}(N)$ – условная стоимость изысканий как функция исследованного числа проб,

$C_{ф}(N)$ – стоимость строительства как функция числа исследованных проб.

Близкий подход был применён ранее С.Е. Гречищевым (1970), которым предлагалось находить оптимальный вариант трассы линейных сооружений по минимуму общих затрат на инженерно-геологическую съёмку и строительство.

В.П. Огоноченко (1980) предлагалось оценивать эффективность инженерных изысканий по экономии затрат на нулевой цикл строительства при обеспечении необходимого уровня надёжности, капитальности, долговечности и заданных условий эксплуатации строящегося объекта.

Ш.Ш. Загировым (1982) в качестве критерия оценки эффективности инженерно-геологических изысканий предложено использовать допускаемое значение надёжности системы фундамент – основание. На основе анализа расчётных схем, применяемых при проектировании фундаментов на неоднородном основании, им рекомендовано рассчитывать шаг опробования и размещения проб в зависимости от порога чувствительности сооружения и точности решения инженерной задачи.

Похожий подход предложен Г.Б. Кульчицким (1989) для оптимизации объёма статического зондирования. В качестве критерия оптимизации в этом случае выступает надёжность функционирования системы «основание – отдельная свая».

Л.Н. Хрусталевым (1986) предложено решение задачи оптимизации объёмов инженерно-геологических изысканий в криолитозоне на основе вероятностно-статистического подхода к расчёту теплового и механического воздействия сооружения с основанием.

Минимизируется сумма двух слагаемых: стоимость опробования ($C_{оп}$) и стоимость возможных потерь от недостаточного объёма опробования ($C_{п}$). Стоимость возможных потерь ($C_{п}$) представляется как математическое ожидание величины ущерба в виде:

$$C_{ед} \times n + \int_{-\infty}^{+\infty} \Delta C(\varepsilon) \times f_{n-1}(\varepsilon) \times d\varepsilon \rightarrow \min \quad (1.2)$$

где $C_{ед}$ – стоимость единицы опробования;

n – число определений (объём опробования);

$\Delta C(\varepsilon)$ – величина ущерба, нанесённого неточным знанием характеристики грунта;

$f_{n-1}(\varepsilon)$ – плотность t -распределения Стьюдента с $n-1$ степенями свободы.

Оптимальный объём изысканий определяется по минимуму суммы этих двух величин: $C_{\Sigma} = C_{оп} + C_{п} \rightarrow \min$. Для проведения расчётов используются результаты изысканий на предыдущей стадии.

Предложенный подход реализован Л.Н. Хрустальевым и Г.П. Пустовойтом (1988) применительно к определению несущей способности вечномёрзлого основания грунтов, используемых по принципу I.

Большинство вышеперечисленных исследователей связывают эффективность инженерно-геологических изысканий, главным образом, с оптимизацией их объёмов. При этом, в качестве критериев оптимизации, как правило, используются экономические критерии: минимум затрат на изыскания и строительство, либо минимум суммы затрат на изыскания и стоимости возможного ущерба от недостаточного объёма изысканий.

Имеющийся опыт решения задач оптимизации инженерно-геологических изысканий свидетельствует о том, что приемлемые решения получаются только в ограниченном круге задач. Кроме того, существующие рыночные отношения с изменяющейся структурой затрат делают указанные критерии оптимизации неопределёнными.

В связи с этим, и учитывая, что эффективность инженерных изысканий, в первую очередь, связана с обеспечением оптимального функционирования природно-технических геосистем (ПТГ) (см. раздел 1.2), целесообразно, на наш взгляд, оценивать эту эффективность, не используя напрямую стоимостные критерии, а исходя из достаточности получаемой в процессе изысканий информации для решения задач управления ПТГ при проектировании, строительства и эксплуатации объектов (М.А. Минкин, 1992).

1.2. Основы управления качеством природно-технических геосистем (ПТГ)

В процессе проведения изысканий исследуются инженерно-геокриологические условия (ИГУ) природных (на неосвоенных территориях) или природно-технических (на осваиваемых территориях) геосистем.

Особенности свойств, структуры, типизации природных и природно-технических геосистем применительно к инженерно-геологическим, геокриологическим, географическим целям рассмотрены в работах А.Д. Арманда, Г.К. Бондарика, Л.С. Гарагули, С.Е. Гречищева, К.Н. Дьяконова, В.К. Епишина, Е.С.

Мельникова, А.Л. Ревзона, А.Ю. Ретеюма, Е.М. Сергеева, В.Б. Сочавы, В.И. Соломатина, В.Г. Чигира и других.

Под природными геосистемами понимаются (С.Е. Гречищев, Е.С. Мельников, 1984; Е.С. Мельников, 1985) сложные открытые термодинамические системы, состоящие из взаимосвязанных частей литосферы и внешних гидро-, био- и атмосфер, между которыми происходит массоэнергообмен.

Таксономическая схема природных геосистем (ПТК) и признаки их выделения для целей инженерно-геологического картирования и съёмки даны Е.С. Мельниковым (1985, 1990, 2002). Выделяются геосистемы регионального уровня генерализации – I-IV рангов и локального уровня генерализации – V-VIII рангов. Последние включают следующие соподчиненные единицы ПТК: ландшафт (геосистема V ранга), местность (VI), урочище (VII), фацию (VIII) и изучаются при крупномасштабной инженерно-геологической съёмке и изысканиях.

Геокриологические геосистемы могут рассматриваться (Э.Д. Ершов, Л.С. Гарагуля, 1987) как особый тип геосистем, в которых энерго- и массоперенос приводят к образованию и существованию специфического порообразующего минерала – льда.

Практически при инженерно-геокриологических изысканиях под конкретные объекты мы всегда имеем дело с природно-техническими геосистемами (проектируемыми или существующими).

Эти геосистемы отличаются от природных тем, что в число их элементов входят искусственные объекты или среды, а также существенно изменённые естественные объекты. Главное же отличие ПТГ от ПТК, очень существенное для наших целей, заключается в том, что как отмечает Г.К. Бондарик (1986), эта система является управляемой, и возможно заранее, опираясь на данные исследований и расчётов, реализуемых в прогнозе, обеспечить необходимое качество создаваемой ПТГ.

Оптимальное качество природно-технических геосистем на уровне моделей (при проектировании) и реальных (при строительстве и эксплуатации) мо-

жет достигаться путём управления параметрами геосистем, включая как технические, так и инженерно-геокриологические.

Очевидно, что в общей постановке исследование проблемы управления качеством природно-технических геосистем выходит за рамки настоящей работы. Поэтому в дальнейшем мы будем рассматривать эту проблему преимущественно в инженерно-геокриологическом аспекте.

С этой точки зрения, основными целями управления ПТГ является обеспечение рационального функционирования инженерных сооружений и защита окружающей среды, а основная цель изысканий может быть сформулирована как выбор значений параметров инженерно-геокриологических условий (ИГУ), обеспечивающих необходимое качество ПТГ.

Инженерно-геокриологические параметры (литологический состав, площадное распространение и глубины залегания мёрзлых грунтов, их температура, глубины СТС-СМС, показатели состояния и свойств грунтов, криогенные процессы и т.д.) этих геосистем, выделяемых при районировании территории, характеризуются внутренней случайной пространственно-временной изменчивостью, которая накладывается на региональные и зональные закономерности геологических и геокриологических условий.

В наилучшей мере статистическая неоднородность параметров ИГУ и вероятностный характер их изменений при техногенных воздействиях, вызванных строительством и эксплуатацией сооружений, могут быть учтены при вероятностно-статистическом подходе к проблеме управления качеством ПТГ, рассмотренном ниже.

В ПТГ нами выделены две подсистемы: **геотехническая**, включающая инженерные сооружения и часть природной среды в зоне непосредственного взаимодействия с сооружениями, и **природная**, в пределах которой воздействие сооружений сказывается косвенным образом.

Выделение двух подсистем – геотехнической и природной геокриологической позволяет более чётко сформулировать цели управления качеством ПТГ применительно к каждой её подсистеме.

Управление качеством подсистем ПТГ включает целевую функцию, критерии и способы управления (рис. 1.1).



Рис. 1.1. Принципиальная схема управления качеством природно-технических геосистем (ПТГ)

Для геотехнической подсистемы **целевой функцией** является обеспечение необходимого уровня надёжности и эксплуатационной пригодности сооружений, для природной – минимизация ущерба, причиняемого окружающей природной среде. Указанные целевые функции управления могут быть достигнуты лишь при изменении параметров подсистем ПТГ в определённых пределах (в области качества), ограничивающих устойчивость и взаимосвязанную с ней управляемость ПТГ.

Оценка устойчивости геосистем обычно производится на основе анализа устойчивости отдельных показателей или комплекса ряда показателей качественными или полуколичественными методами. Выделяют от 2 до 5 градаций

устойчивости к нарушениям естественных условий: устойчивые, упруго-устойчивые (относительно устойчивые), слабоустойчивые, неустойчивые и т.д.

Автору наиболее близка точка зрения Л.С. Гарагули и др. (1986), которые связывают устойчивость геосистемы в криолитозоне с допустимыми и недопустимыми техногенными воздействиями и предлагают проводить оценку воздействия в нескольких направлениях: а) по отношению к конкретным сооружениям, имея в виду их надёжность; б) относительно естественно сложившейся геологической среды, имея в виду развитие геологических (криогенных) процессов; в) по отношению к экосистемам в целом.

Исходя из целевых функций управления подсистемами ПТГ, в качестве **критериев качества** нами предлагается использовать: для технической подсистемы – условия работоспособности сооружений, включая устойчивость по предельным состояниям и устойчивость к деструктивным криогенным процессам, для природной – экологическую устойчивость, в том числе: устойчивость к деструктивным криогенным процессам, устойчивость биоценозов и т.д.

Таким образом, пространство состояний подсистем ПТГ делится на две области: работоспособности и отказов, граница между которыми является стохастической, что отражает как статистическую неоднородность природных и техногенных параметров геосистемы (геокриологических характеристик, деформационных и прочностных свойств грунтов основания, нагрузок и воздействия сооружений и т.д.), так и стохастический характер их взаимодействия.

Оценка качества ПТГ осуществляется по **величине надёжности**, под которой в данном случае понимается вероятность удовлетворения критериям качества каждой из подсистем ПТГ.

Определение надёжности предлагается производить методом компьютерного моделирования, для чего на основе материалов предыдущих исследований, хранящихся в банке инженерно-геокриологических данных, создаются информационные и математические модели вариантов ПТГ (см. раздел 1.3), которые по мере поэтапного выполнения проектно-изыскательских работ уточняются за счёт получения более полной и достоверной информации об ИГУ и

выбора проектных характеристик моделей ПТГ. Таким образом, управление качеством ПТГ осуществляется путём выбора значений инженерно-геокриологических и технических параметров. Лучшим вариантом ПТГ считается тот, который характеризуется большей величиной надёжности (средней по геотехнической и природной подсистемам). Для окончательного варианта величина надёжности геотехнической подсистемы ПТГ должна быть не менее расчётного уровня надёжности для сооружений данного класса ответственности.

Рассматриваемый метод оценки ИГУ по величине надёжности позволяет, по нашему мнению, не только количественно сравнивать различные варианты ПТГ и выбирать из них лучшие, но в случаях, когда этот выбор затруднителен либо при величине надёжности геотехнической подсистемы ниже заданного расчётного уровня для сооружений данного класса ответственности, оптимизировать проведение дальнейших изысканий.

Предлагаемая стратегия изысканий заключается в управлении инженерно-геокриологическими параметрами проектной модели ПТГ. **При планировании** изысканий это управление реализуется выбором гомеостатически значимых управляющих инженерно-геокриологических параметров и определением вероятности достижения ими значений, необходимых для обеспечения заданной надёжности ПТГ. **При проведении** изысканий управление проектной моделью базируется на возможности улучшения статистических оценок природной изменчивости инженерно-геокриологических параметров путём применения более точных методов исследований и концентрирования необходимого объёма работ на меньшей площади.

Уточнённая в результате проведения более детальных изысканий инженерно-геокриологическая информация используется вновь для оценки надёжности вариантов проектной модели ПТГ. На основе этого определяется местоположение ПТГ и отдельных их объектов, принимаются основные технические параметры сооружений (принцип использования грунтов в качестве оснований,

размеры фундаментов и другие), разрабатываются природоохранные мероприятия.

При нецелесообразности выполнения изысканий оптимизация модели ПТГ осуществляется путём изменения технических параметров (увеличением глубины заложения фундаментов, уменьшением расчётных нагрузок на основание, увеличением допустимых деформаций и т.д.), либо искусственным улучшением инженерно-геокриологических свойств грунтов (охлаждение, предварительное оттаивание, закрепление и другие методы).

1.3. Методика оценки инженерно-геокриологических условий проектируемых ПТГ

Оценка инженерно-геокриологических условий и определение качества проектируемых ПТГ осуществляется с использованием информационных и математических моделей природных и природно-технических геосистем.

Информационная модель природных геосистем (геоинформационная модель) представляет собой определённым образом агрегированную информацию о данной геосистеме в виде специальных электронных карт с атрибутивными базами данных, которые содержат качественные и количественные показатели ландшафтных элементов, геологического строения, геокриологических и гидрогеологических условий, состава и свойств грунтов, криогенных процессов и явлений.

Информационная модель природно-технических геосистем (геотехноинформационная модель) отличается от геоинформационной тем, что помимо перечисленных показателей содержит данные о техногенных нарушениях и вызываемых ими изменениях инженерно-геокриологических условий, а также основные характеристики проектируемых и (или) существующих инженерных объектов.

Модель может быть частной, т.е. характеризующей отдельные элементы геосистем, например геологическое строение, геокриологические условия и т.д., либо общей (синтетической), когда характеризуются все элементы геоси-

стем.

С помощью информационных моделей может быть проведён содержательный анализ динамики развития геосистемы, в том числе её геокриологических условий, оценена достоверность имеющейся информации и разработаны математические модели, позволяющие прогнозировать изменения их геокриологических условий под воздействием естественных колебаний климата и техногенеза.

Информационные модели имеют многоуровневую структуру, в основу которой положена иерархия разделения географического пространства и геологической среды. Соответственно, могут быть выделены глобальные, региональные и локальные информационные модели.

Глобальные модели содержат информацию по всему Земному шару, отдельным континентам или их крупным частям и позволяют проводить оценку и прогноз изменений геокриологической обстановки в связи с глобальными природными изменениями (Е.С. Мельников, М.А. Минкин, 1998).

Эта информация представляется в виде обзорных цифровых карт-моделей или наборов данных, хранящихся в специальных глобальных базах. Примером цифровых карт-моделей может служить «Карта вечной мерзлоты и содержания грунтовых льдов Северного полушария» масштаба 1:10 млн. с атрибутивной базой данных (J.A. Heginbotton at all, 1993), примером баз данных – Глобальная геокриологическая база данных (GGD), разрабатываемая по проекту Международной ассоциации по мерзлотоведению (IPA) и «Геокриологическая информационная система Северного полушария» (А.О. Анисимов и другие, 1997).

Региональные модели детализируют информацию геокриологического, ландшафтного, геологического и другого содержания для отдельных крупных территорий. Дополнение цифровых специальных мелкомасштабных карт атрибутивными базами данных, характеризующими геокриологические, инженерно-геологические и другие условия выделенных таксономических единиц районирования, даёт возможность использовать пользователям первичную фактографическую информацию. Примером цифровой специальной карты может слу-

жит карта природных геосистем (рис. 1.2) с соответствующей атрибутивной базой геокриологических данных (Е.С. Мельников и другие, 1996; Ю.В. Коростелёв, А.А. Александров, 1997). В качестве примера баз данных можно привести базу температур грунтов, измеренных на метеостанциях Российской Федерации (Д.А. Гиличинский и другие, 1997).

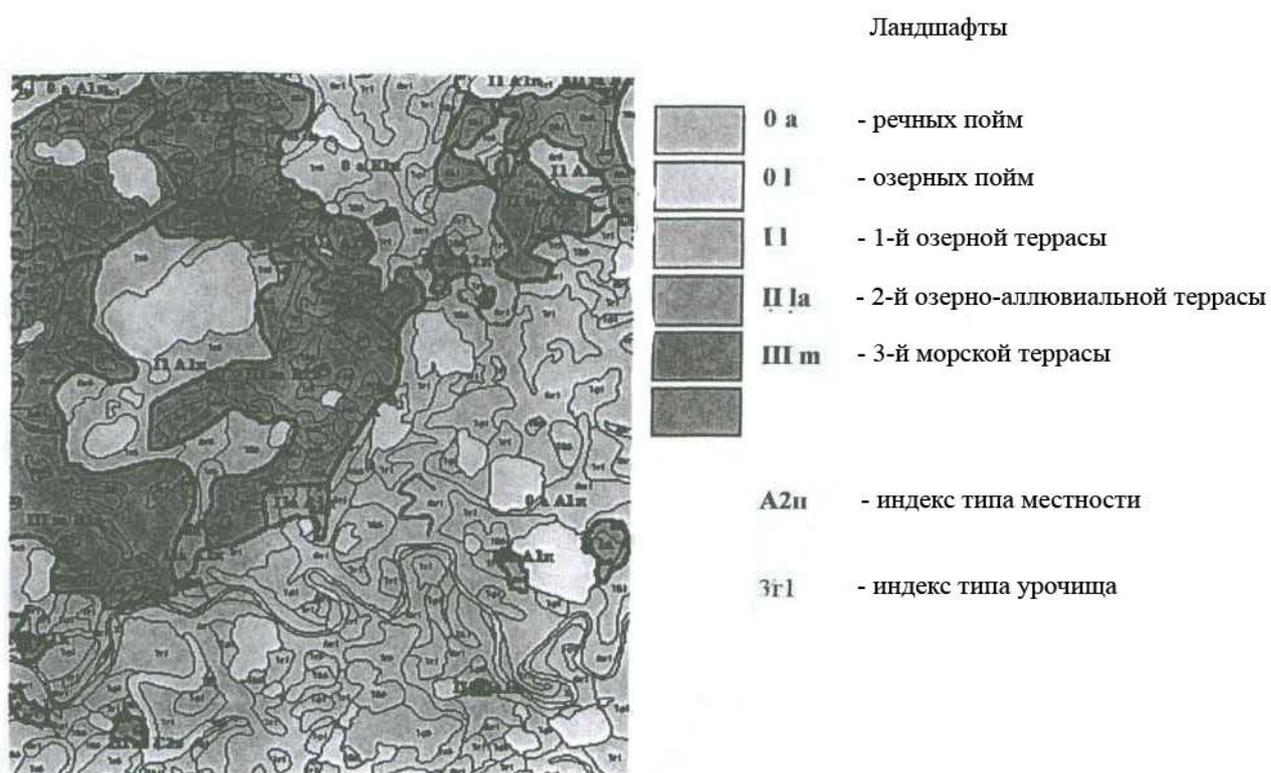


Рис. 1.2 Пример цифровой специальной карты природных геосистем

Подробная характеристика разработанных к настоящему времени глобальных и региональных информационных моделей в геокриологии приведена в диссертационной работе Д.С. Дроздова (2004).

Региональные и глобальные модели могут быть использованы на ранних стадиях изысканий при разработке предпроектной документации для общей оценки инженерно-геокриологических условий территории предполагаемого строительства (см. раздел 1.1).

При разработке проектной документации используются **локальные информационные модели** в виде крупномасштабных и детальных цифровых карт, разрезов и пообъектных баз данных. Последние содержат фактические

данные изысканий и мониторинга по отдельным скважинам, горным выработкам и другим точкам наблюдений с их пространственной привязкой, что позволяет отображать содержание баз в табличной или графической форме. Примерная структура локальных информационных баз данных приведена на рис. 3.2.

Примерами локальных баз данных в электронном виде могут служить базы геокриологических данных Бованенковского, Заполярного, Уренгойского месторождений газа в Западной Сибири, разработанные институтами ВСЕГИНГЕО, ПНИИИС, Фундаментпроект, ИКЗ СО РАН.

Локальные информационные модели природно-технических геосистем (геотехноинформационные модели) являются основным средством для оценки состояния ПТГ. Эти модели в свою очередь подразделяются на натурные, прогнозные и проектные (нормативные) (рис. 1.3). Натурные и прогнозные модели характеризуют, соответственно, фактическое состояние ПТГ на момент изысканий и возможное состояние ПТГ на прогнозный период. Проектные модели имеют нормативное значение параметров состояния ПТГ и используются в качестве эталонных при сравнении с натурными и прогнозными моделями.



Рис. 1.3. Схема формирования геотехноинформационных моделей ПТГ

Математическая модель ПТГ строится на основе информационной модели и описывает тепловые и механические процессы, происходящие в ПТГ. При построении моделей конкретных ПТГ или их подсистем в первую очередь определяются природные и техногенные воздействия, которые учитываются при математическом моделировании, вид модели, её размерность, область исследования, граничные данные.

В таблице 1.1 представлена классификация воздействия (М.А. Минкин, 1992), разработанная на основе существующих типизаций техногенных воздействий на природные геосистемы В.А. Кудрявцева и Э.Д. Ершова, 1969; В.Ф. Котлова, 1978; Л.С. Гарагули, 1985; В.М. Литвина, 1983; В.Т. Трофимова, 1988 и других.

Таблица 1.1.

Классификация воздействий

| Класс | Группа | Подгруппа | Тип | | |
|---|--------------|---------------------------|--|--|---------------------------|
| | | | По масштабу воздействий | По режиму воздействий | |
| <p>1. Физические:</p> <ul style="list-style-type: none"> - механические (гравитационные) - тепловые (геотермические) - электрические - гидравлические - гидродинамические - сейсмические <p>2. Химические:</p> <ul style="list-style-type: none"> - пирогенные - неорганогенные - органогенные - гидрохимические - газохимические <p>3. Биологические</p> | Естественные | Закономерные | <p>1. По глубинности:</p> <ul style="list-style-type: none"> - поверхностные - глубинные <p>2. По форме:</p> <ul style="list-style-type: none"> - точечные - линейные - площадные | <p>1. По продолжительности:</p> <ul style="list-style-type: none"> - кратковременные (импульсные) - длительные - постоянные <p>2. По периодичности:</p> <ul style="list-style-type: none"> - одnorазовые (единовременные) - многократные периодические (регулярные) - многократные эпизодические (нерегулярные) <p>3. По характеру последствий:</p> <ul style="list-style-type: none"> - без последствий - с затухающим последствием - с постоянным последствием | |
| | | Случайные | | | |
| | Техногенные | Целенаправленные | | | Сопутствующие (случайные) |
| | | | | | |
| | | Сопутствующие (случайные) | | | |
| | | | | | Сопутствующие (случайные) |

Классификация предусматривает выделение следующих таксономических единиц: классов – по природе воздействий, групп – по генезису воздействий, подгрупп – по характеру воздействий, типов – по масштабу и режиму воздействий.

Выделенные классы по природе воздействий в значительной мере определяют содержательную часть моделирования, т.е. те процессы, которые учитываются в математической модели: процессы тепло- или тепломассопереноса, силовые процессы, процессы деформирования и т.д.

Генезис и характер воздействий: естественные закономерные и случайные или техногенные целенаправленные отражаются в выборе тех или иных математических моделей: детерминированных, стохастических, детерминировано-стохастических.

Например, при определении влияния на эволюцию ПТГ естественных закономерных воздействий, таких как: изменение климата, сукцессия растительности, изменение базиса эрозии и др. наиболее целесообразно использование детерминированных моделей этих процессов. Естественным случайным процессам, связанным с незакономерной динамикой условий теплообмена, сейсмических, гидродинамических и других процессов, в большей мере соответствуют стохастические модели.

При оценке техногенных как целенаправленных, так и сопутствующих воздействий (например, тепловых и механических нагрузок от зданий и сооружений, искусственного изменения свойств грунтов и т.д.) следует использовать детерминировано-стохастические модели.

Масштаб воздействий, их глубинность и форма определяют:

- размерность модели: одномерная, двумерная, трехмерная;
- размеры области исследования при моделировании;
- наличие источников или стоков тепла или локальных нагрузок на поверхность или в массиве грунта;
- особенность задания граничных условий (ГУ).

При наличии только поверхностных природных или техногенных воздей-

ствий на большой площади моделирование, например, теплового процесса может быть ограничено решением одномерной задачи без источников и стоков тепла. В то же время линейные техногенные воздействия (поверхностные или глубинные) должны исследоваться на двух- трехмерных моделях, а техногенные нарушения учитываться граничными условиями на верхней, нижней и боковых границах области моделирования.

Режим воздействия, определяющий их продолжительность и периодичность, учитывается при моделировании временем действия ГУ или источников (стоков): постоянно, в течение ограниченного срока, периодически, эпизодически, а также особенностями задания ГУ и других факторов. Например, тепловое воздействие наземных сооружений может моделироваться постоянными во времени значениями температуры на поверхности массива грунта (ГУ 1-го рода) или постоянными во времени значениями температуры воздуха в сооружении и условий теплообмена (ГУ 3-го рода); тепловое воздействие подземных трубопроводов – периодически изменяемой величиной теплоточка в грунт (ГУ 2-го рода) и т.д.

Характер последствия, выражающийся либо в восстановлении существующих ранее (до воздействия) условий, либо в сохранении нарушений после прекращения воздействия, также определяется в модели временем действия граничных условий и различных источников воздействия. Так, уничтожение растительного покрова (постоянное последствие) при моделировании может быть учтено в ГУ снятием термического сопротивления и изменениями в условиях теплообмена (альбедо, затраты тепла на испарение и т.д.) на верхней границе в течение всего периода расчёта; удаление снежного покрова при строительстве с последующим его восстановлением через определённый период (затухающее последствие) может быть задано в модели переменным во времени термическим сопротивлением снега.

В результате техногенных воздействий происходят те или иные нарушения параметров геосистем. Эти нарушения, в свою очередь, являются воздействиями по отношению к другим параметрам и также вызывают нарушения.

Таким образом, существует определённая иерархия в ряду «воздействие – нарушение – воздействие и т.д.».

Например, повреждение или нарушение растительного покрова при проведении строительных работ являются техногенными воздействиями по отношению к составляющим теплообмена на поверхности, приводящими к изменениям альбедо, коэффициента теплообмена, испарения и т.д., что, в свою очередь, влечёт за собой нарушение температурного режима грунтов, глубин сезонного промерзания-оттаивания и других геокриологических характеристик.

При математическом моделировании может также использоваться разработанная автором классификационная схема нарушений параметров природных геосистем (табл. 1.2). В этой схеме выделяются две основные группы нарушений, влияющих на изменение инженерно-геокриологических условий: **поверхностные** нарушения рельефа, снежного покрова, растительности, почвы, поверхностной гидросферы, параметров радиационно-теплого баланса и **нарушения в массиве грунтов**, в том числе: геологического строения, состояния и свойств пород, режима грунтовых вод и влажности грунтов, напряжённо-деформированного состояния пород.

Внутри этих групп нарушения разделяются на виды и разновидности. Виды нарушений выделены по направленности и характеру изменений указанных параметров геосистем, а разновидности представляют собой сами нарушения.

Таблица 1.2

Классификационная схема нарушений параметров ПТГ

| Параметры геосистемы | Виды нарушений | Разновидности нарушений (примеры) |
|-----------------------------------|------------------------|--|
| 1 | 2 | 3 |
| А. Поверхностные нарушения | | |
| Рельеф | Планировка поверхности | 1 - повышение отметок поверхности (подсыпка) |
| | | 2 – понижение отметок поверхности (срезка) |
| | | 3 – выравнивание (нивелирование) поверхности |

| 1 | 2 | 3 |
|--|--|---|
| Рельеф | Устройство искусственных выработок | 1 – канава |
| | | 2 – котлован |
| | | 3 – траншея |
| | | 4 – карьер |
| | Образование местных понижений (депрессий) | 1 – провал |
| | | 2 – котловина |
| 3 – оседание поверхности | | |
| Формирование техногенного рельефа | 1 – скопление строительных, горных и хоз.-бытовых отходов | |
| | 2 – искусственно намытые формы рельефа (террасы, пляжи, хвостохранилища) | |
| Снежный покров | Уплотнение снега | 1 – уменьшение толщины снега и увеличение плотности |
| | | 2 – увеличение толщины и плотности снега |
| | Образование надувов снега | 1 – увеличение толщины и и уменьшение плотности снега |
| | | 2 – образование сугробов и свалок снега |
| | Удаление снежного покрова | 1 – полное оголение от снега |
| | | 2 – частичное удаление снега |
| Растительность | Нарушение или уничтожение растительности | 1 – уничтожение древесного яруса |
| | | 2 – уничтожение древесно-кустарниковой растительности |
| | | 3 – разрушение напочвенного покрова |
| | | 4 – частичное нарушение напочвенного покрова |
| | | 5 – полное уничтожение растительности |
| | Озеленение (рекультивация) | 1 – появление древесной растительности |
| | | 2 – появление древесно-кустарниковой растительности |
| | | 3 – появление напочвенного покрова |
| 4 – полное восстановление растительности | | |
| Почва | Нарушение почвенного покрова | 1 – частичное нарушение (снята дернина) |
| | | 2 – полное разрушение |
| | | 3 – уничтожение почвенного покрова и торфа |
| | Образование культурных почв | 1 – частичное восстановление почвенного покрова |
| | | 2 – полное восстановление почвенного покрова |
| | Поверхностная гидросфера | Подтопление поверхности |
| 2 – заболачивание поверхности | | |
| 3 – образование искусственных водоёмов | | |
| Осушение поверхности | | 1 – полное осушение |
| | | 2 – частичное осушение |

| 1 | 2 | 3 |
|--|--|---|
| Поверхностная гидросфера | Реконструкция гидрографической сети | 1 – сокращение естественных водоёмов |
| | | 2 – создание техногенных водоёмов |
| | Образование наледей | 1 – наледь речная |
| | | 2 – наледь озёрная |
| Составляющие радиационно-теплового баланса | Изменение условий теплообмена | 3 – наледь промстоков |
| | | 1 – затенение поверхности |
| | | 2 – изменение альбедо |
| | | 3 – изменение коэффициента теплообмена |
| | | 4 – изменение испарения |
| | Дополнительные источники или стоки тепла от сооружения | 5 – создание искусственных покрытий (асфальтирование, бетонирование и т.п.) |
| | | 1 – повышение температуры поверхности грунта |
| | | 2 – понижение температуры поверхности грунта |
| Б. Нарушения в массиве грунта | | |
| Геологический разрез, состояние и свойства пород | Изменение геологического разреза | 1 – замена грунта |
| | | 2 – отсыпка грунта |
| | | 3 – обратная засыпка грунта в траншеи, котлованы и т.п. |
| | | 4 – искусственный намыв грунта |
| | | 5 – срезка грунта |
| | Преобразование грунтов в естественном залегании | 1 – закрепление растворами, смолами, битумом и т.д. |
| | | 2 – предварительное замораживание |
| | | 3 – предварительное оттаивание |
| | | 4 – уплотнение грунта |
| | | 5 – разрыхление грунта |
| Режим грунтовых вод и влажность грунтов | Понижение уровня грунтовых вод и осушение грунтов | 1 – уменьшение влажности |
| | | 2 – исчезновение водоносных горизонтов |
| | | 3 – увеличение давления от собственного веса грунта |
| | Повышение уровня грунтовых вод и обводнение грунтов | 1 – увеличение влажности грунтов |
| | | 2 – появление новых водоносных горизонтов |
| | | 3 – уменьшение прочности связных грунтов |
| | | 4 – уменьшение давления от собственного веса грунта |
| | | |

| 1 | 2 | 3 |
|--|---|--|
| Режим грунтовых вод и влажность грунтов | Изменение фильтрационно-гидродинамического режима | 1 – увеличение скорости фильтрации грунтовых вод |
| | | 2 – уменьшение скорости фильтрации грунтовых вод |
| | | 3 – увеличение инфильтрации |
| | | 4 – уменьшение инфильтрации |
| Напряжённо-деформированное состояние пород | Геостатическая нагрузка | 1 – гравитационное сжатие грунтов |
| | | 2 – осадка грунтов |
| | | 3 – выпор грунтов |
| | Литодинамические нагрузки | 1 – уплотнение грунтов |
| | | 2 – тиксотропное разжижение грунтов |
| | | 3 – разрыхление грунтов |
| | Вскрытие массива пород подземными и открытыми выработками | 1 – обрушение грунтов |
| | | 2 – пластичное течение грунтов |
| | | 3 – образование трещин |
| | | 4 – разуплотнение грунтов |

При использовании стохастических (детерминировано-стохастических) математических моделей для параметров инженерно-геокриологических условий: геологического разреза, физико-механических, теплофизических свойств грунтов и других природных характеристик, не зависящих от времени, в качестве исходных данных задаются статистические оценки математических ожиданий \bar{X}_i и средних квадратичных отклонений σ_i значений параметров.

Переменные во времени характеристики, например, граничные условия задаются в виде статистических функций $\bar{X}_i = f(t)$ и $\sigma_i = f(t)$.

Технические и технологические параметры сооружений: размеры фундаментов, нагрузки на основание, температурный режим, предельные деформации и т.д. задаются как детерминированные величины либо в виде диапазона значений, допустимых для данного типа сооружений, либо в виде конкретных значений, если они уже определены.

Качество проектируемых ПТГ определяется в соответствии с принципиальной схемой исследований, приведённой на рис. 1.4, которая предусматривает следующие основные операции: многовариантное компьютерное моделирование, оценку качества моделей ПТГ, выбор лучших вариантов ПТГ, оцен-

ку необходимости дальнейших инженерно-геокриологических изысканий.

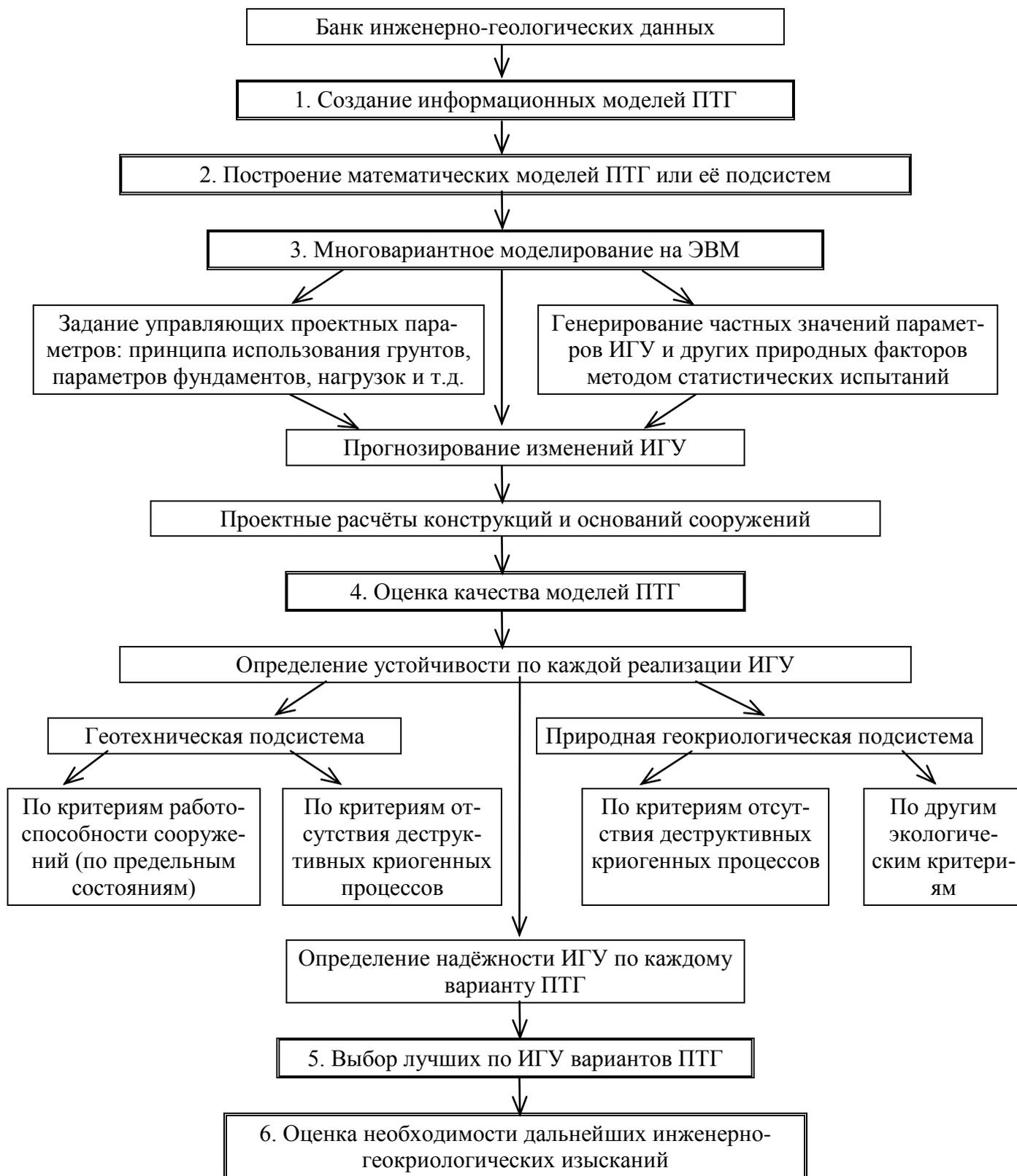


Рис. 1.4. Принципиальная схема исследования качества ПТГ

Многовариантное компьютерное моделирование включает для каждого варианта ПТГ следующие последовательные операции: а) формирование набора реализаций; б) прогнозирование изменений инженерно-геокриологических условий (ИГУ); в) расчёты оснований и фундаментов.

Формирование набора реализаций производится путём задания определённых значений проектных параметров сооружений и многократного (50-100 раз) генерирования частных значений параметров ИГУ и других природных факторов методом статистических испытаний (метод Монте-Карло). Число испытаний связано с задаваемой точностью вычислений (И.М. Соболев, 1973). Практически, как видно из рис. 1.5, достаточно 50-75 испытаний для получения величины надёжности с удовлетворительной для оценки качества ПТГ точностью ($\Delta=0,01-0,04$).

Прогнозирование изменений ИГУ производится для каждой реализации ПТГ с использованием программного комплекса моделирования температурного режима грунтов (см. главу 4).

Определение изменений физико-механических свойств грунтов в соответствии с прогнозным температурным режимом осуществляется по результатам полевых и лабораторных исследований, хранящихся в базах данных (см. главу 3). Для прогноза развития криогенных процессов используются их информационные модели и расчётные методы, разработанные С.Е. Гречищевым, В.К. Данько, Э.Д. Ершовым, Л.А. Жигаревым, Д.В. Малиновским, В.О. Орловым, Ф.М. Ривкиным, Ю.Б. Шешиным, Ю.Л. Шуром и другими.

Расчёты оснований и фундаментов (например, несущей способности, осадок и т.д.) выполняются в соответствии с нормативными и рекомендательными документами (СНиП 2.02.04-88, СНиП 2.02.01-83*, СНиП 2.02.03-85, СП 50-101-2004 и другими).

На основе результатов многовариантного моделирования производится оценка качества моделей ПТГ. Для каждой реализации проверяется устойчивость геотехнической и природной подсистем по критериям качества. Устойчи-

вость подсистем рассматривается отдельно для I и II принципов использования вечномёрзлых грунтов в качестве оснований сооружений.

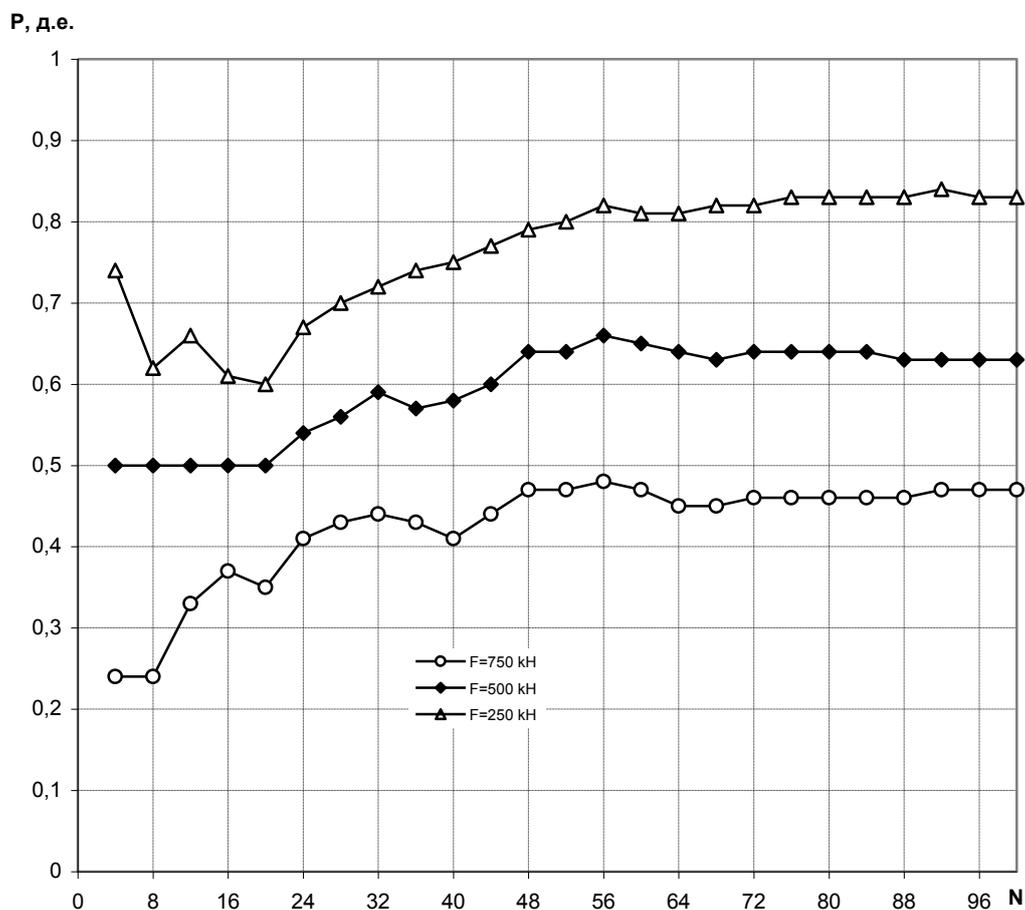


Рис. 1.5. Зависимость величины надёжности основания ПТГ, используемого по I принципу СНиП 2.02.04-88, от числа испытаний на ЭВМ.

F – проектная нагрузка

Критерии качества геотехнических и природных подсистем ПТГ, предложенные автором (М.А. Минкин, 1992, 2000) применительно к градостроительным, транспортным и трубопроводным ПТГ приведены в таблице 1.3. Эти критерии представляют собой условия потери качества: работоспособности сооружений по предельным состояниям (по несущей способности, по деформациям, по устойчивости положения и т.д.) и природной среды по развитию деструктивных криогенных процессов.

В случаях, когда для какой-либо реализации ПТГ не удовлетворяется хотя бы один из критериев качества, то фиксируется отказ. Величина надёжности данного варианта ПТГ будет равна:

$$P=1- n/N, \quad (1.3)$$

где N – число реализаций в варианте ПТГ, n – число отказов.

Примеры оценки качества ПТГ приведены в главе 5.

Выбор лучшего варианта ПТГ осуществляется по величине надёжности P . В случаях, когда выбрать лучший вариант ПТГ по полученным величинам надёжности затруднительно, либо для геотехнической подсистемы величина надёжности меньше заданного расчётного уровня для сооружений данного класса ответственности, то рассматриваются вопросы планирования и дальнейшего проведения работ, в том числе инженерно-геокриологических изысканий.

Таблица 1.3.

Критерии качества ПТГ

| Система | Подсистема | Условие потери качества | Логическое соотношение | Обозначения |
|----------------|---|---|------------------------------------|--|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| Геотехническая | Здание – грунтовое основание | По несущей способности основания | $F_u(\tau) \geq F(\tau)$ | $F_u(\tau)$ – несущая способность основания на момент τ ; $F(\tau)$ – нагрузка на фундамент на момент τ . |
| | | По осадкам основания и здания | $S(\tau) \leq S_u$ | $S(\tau)$ – совместная деформация основания и здания на момент τ ; S_u – предельно допустимое значение деформации. |
| | | По устойчивости фундамента к действию сил морозного пучения | $F_y(\tau) \geq F_n(\tau)$ | $F_y(\tau)$ – силы, удерживающие фундамент от выпучивания, включая нагрузку на фундамент на момент τ ; $F_n(\tau)$ – силы морозного пучения, действующие на фундамент на момент τ . |
| | Подземный трубопровод – грунтовое основание | По прочности материала трубы | $G_n(\tau) \leq G_{lim}$ | $G_n(\tau)$ – продольное напряжение в трубопроводе на момент τ ; G_{lim} – предельное сопротивление металла. |
| | | По устойчивости трубы в продольном направлении | $F_{gr}(\tau) \leq F_{lim}$ | $F_{gr}(\tau)$ – продольное усилие сжатия на момент τ ; F_{lim} – предельное сопротивление трубы в продольном направлении. |
| | | По устойчивости трубы на всплытие | $F_{акт}(\tau) \leq F_{пас}(\tau)$ | $F_{акт}(\tau)$, $F_{пас}(\tau)$ – соответственно, выталкивающая и удерживающая силы на момент τ . |

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|--|--|--|--|---|
| Геотех- ническая | Дорога – грун- товое осно- вание | По несущей способности основания | $F_{ur}(\tau) \geq F_r(\tau)$ | $F_{ur}(\tau), F_r(\tau)$ – несущая способность основания дорожного покрытия и нагрузка, передаваемая на дорожное покрытие в момент τ . |
| | | По деформациям основания | $S_r(\tau) \leq S_{ur}$ | $S_r(\tau)$ – совместная деформация основания и дорожного покрытия на момент τ ; S_{ur} – предельное значение деформации. |
| Природно- гео- криоло- гическая | Термокарсто- сто- опас- ная | По устойчивости к развитию термокарста | $S_{th,t} \leq S_{th,0.5t}$ или $S_{th,t} > S_{th,0.5t}$ и $V_{th} < 2$ | $S_{th,t}, S_{th,0.5t}$ – величина опускания поверхности за период $t, 0.5 t$ лет; $V_{th} < 2$ – средняя скорость опускания поверхности, см/год |
| | Пучино- опас- ная | По устойчивости к образованию форм пучения | $d_{fh,t} \leq d_{fh,0.5t}$ или $d_{fh,t} > d_{fh,0.5t}$ и $V_{fh} < 1$ | $d_{fh,t}, d_{fh,0.5t}$ – деформации пучения за период $t, 0.5 t$ лет; $V_{fh} < 1$ – средняя скорость деформации, см/год. |
| | Трещино- опас- ная | По устойчивости к криогенному растрескиванию | $[(1-\nu) \times \sigma_{дл}] / (\psi \times E_{дл}) \geq \alpha_{\infty} \times T_{01} $ | ν – коэффициент Пуассона мёрзлого грунта; $\sigma_{дл}$ – предел длительной прочности мёрзлого грунта при растягивании; $E_{дл}$ – модуль предельнодлительной деформации мёрзлого грунта; α_{∞} – коэффициент линейного температурного расширения мёрзлого грунта; T_{01} – ср. температура поверхности в самый холодный месяц; ψ – безразмерный коэффициент. |
| | Термоэрози- онно- опас- ная | По устойчивости к термоэрозии | $E/K_1 < 0.01$ и $T/K_2 < 0.01$ | E – кинетическая энергия потока; T – температура потока; K_1, K_2 – показатели механической и теплофизической размываемости мёрзлых грунтов. |
| | Солифлюкцион- ноопас- ная | По устойчивости к солифлюкционному течению | $\tau \leq \tau_{сд}$ | τ – величина касательного напряжения в грунте; $\tau_{сд}$ – сопротивление грунта сдвигу. |
| | Наледо- опас- ная | По устойчивости к наледообразованию | $H_i \leq H_{кр}$ | H_i – величина криогенного напора в мерзлом грунте; $H_{кр}$ – величина критического криогенного напора. |

1.4. Методика планирования инженерно-геокриологических изысканий

Предлагаемая методика планирования инженерно-геокриологических изысканий базируется на оценке качества вариантов проектируемой ПТГ по величине надёжности (см. разделы 1.2 и 1.3) и предусматривает следующие исследования:

- а) оценку качества проектируемой ПТГ по имеющейся инженерно-геокриологической информации с использованием информационных и математических моделей;
- б) выбор наиболее значимых (управляющих) инженерно-геокриологических параметров;
- в) определение необходимых значений управляющих параметров для обеспечения заданной надёжности ПТГ;
- г) прогноз вероятности достижения этих значений;
- д) определение необходимого объёма работ;
- е) выбор методов изысканий.

Схема планирования инженерно-геокриологических изысканий приведена на рис. 1.6.

Оценка качества проектируемой ПТГ производится по методике, рассмотренной в предыдущем разделе.

Если по имеющейся инженерно-геокриологической информации величина надёжности превышает или равна расчётному уровню надёжности, то дальнейшие изыскания не проводятся. В качестве расчётных уровней надёжности для сооружений I, II и III класса могут использоваться значения СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия».

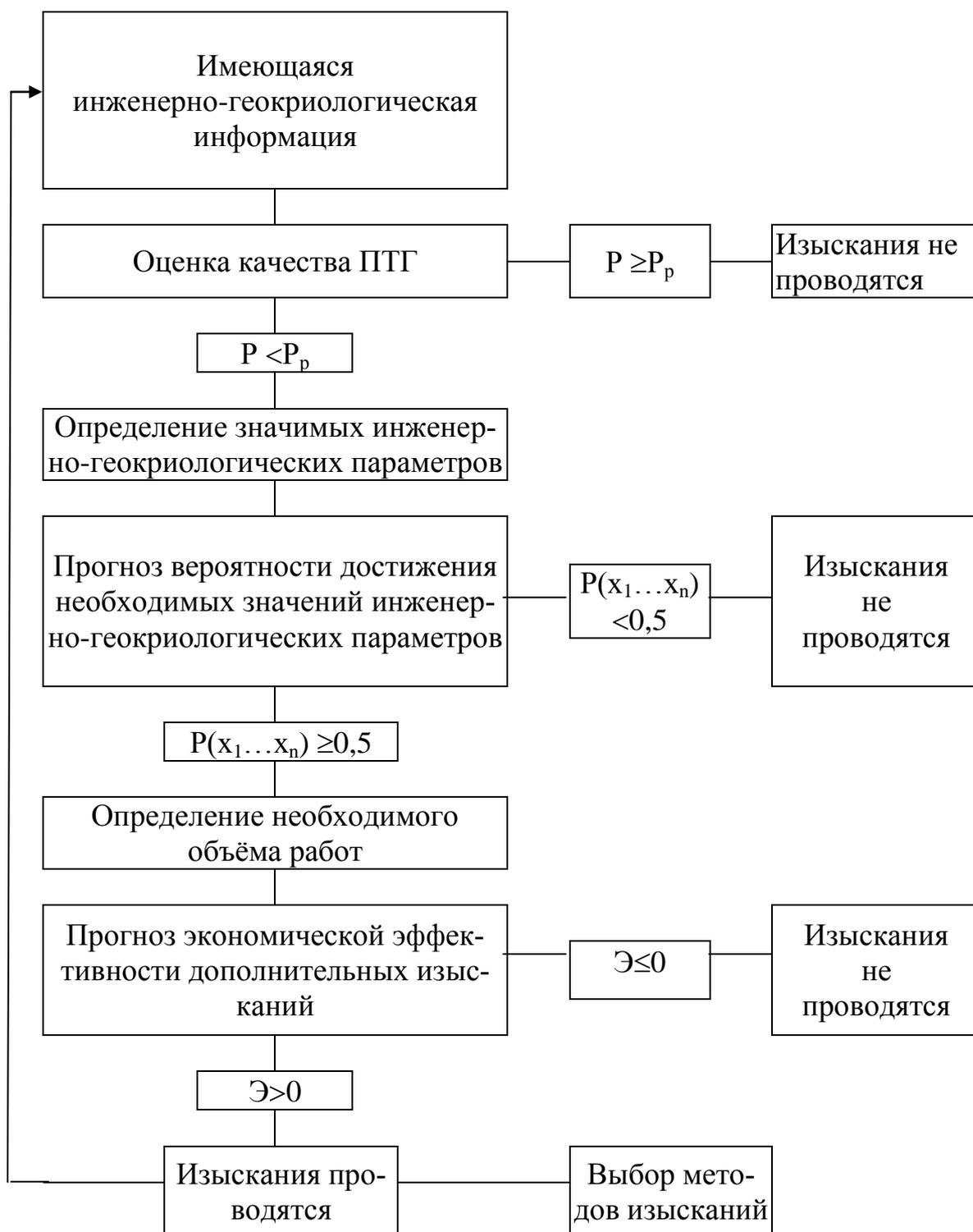


Рис. 1.6. Схема планирования инженерно-геокриологических изысканий.

P – величина надёжности.

P_p – расчётный уровень надёжности.

$P(x_1 \dots x_n)$ – вероятность совместного наступления событий.

\mathcal{E} – экономический эффект от проведения изысканий

Выбор управляющих инженерно-геокриологических параметров и их активных диапазонов значений может осуществляться методом многовариантного компьютерного моделирования (М.А. Минкин, В.А. Пырченко, 1990). Оценка значимости каждой характеристики ИГУ, т.е. её вклад в изменение параметров проектной модели, определяется как отношение разности максимального $X_{i,max}$ и минимального $X_{i,min}$ значений параметра модели, полученных при изменении i -той характеристики ИГУ, к разности максимально X_{max} и минимально X_{min} возможных значений проектного параметра:

$$E = \frac{X_{i,max} - X_{i,min}}{X_{max} - X_{min}} \quad (1.4)$$

Конкретный перечень управляющих инженерно-геокриологических параметров зависит от особенностей состава и свойств мёрзлых грунтов и принципа их использования в качестве оснований. В качестве примера приведем результаты исследования влияния инженерно-геокриологических характеристик на изменение несущей способности железобетонных свай длиной 10 м при использовании мёрзлых грунтов по принципу I и осадки фундаментов при использовании мёрзлых грунтов по принципу II.

При расчёте несущей способности свай (F_u) входными данными являются следующие инженерно-геокриологические характеристики: тип грунта, влажность (минеральной части, за счёт включений льда, на границе раскатывания), засоленность, число пластичности, плотность (мёрзлого, сухого и частиц) грунта, коэффициенты теплопроводности, среднегодовая температура и глубина сезонного оттаивания грунта. Использовалась инженерно-геокриологическая информация, полученная при проведении изыскательских работ на Надым-Пуровском междуречье (Уренгойское месторождение газа) и на полуострове Ямал (Бованенковское месторождение газа) в Западной Сибири.

Полученные результаты, приведенные в таблице 1.4, показывают, что наиболее значимыми характеристиками инженерно-геокриологических условий, в наибольшей степени влияющими на несущую способность свай, являются

ся среднегодовая температура на глубине 10 м – T_0 (доля значимости 0,78-1,0) и глубина сезонного оттаивания – d_{th} (0,53-0,63), а также для глинистых грунтов засоленность – D_{sal} (0,24-0,58) и льдистость – W_i (0,14-0,20). Значения указанных характеристик и следует уточнять в данном случае в процессе изысканий.

Таблица 1.4.

Оценка значимости параметров ИГУ

| №№ ПП | Обо- значе- ние | Уренгой | | | | | | Ямал | |
|--------------|-----------------------|---------------------|-------------------------|------------------------|-------------------------|-------------|-------------------------|---------------------------|-------------------------|
| | | Пески сыпучемерзлые | | Пески сцементированные | | Суглинки | | Пылевато-глинистые грунты | |
| | | Размах (кН) | Доля значимости (д.ед.) | Размах (кН) | Доля значимости (д.ед.) | Размах (кН) | Доля значимости (д.ед.) | Размах (кН) | Доля значимости (д.ед.) |
| 1 | W_m | 32,7 | 0,05 | 52,5 | 0,09 | 32,6 | 0,03 | 180,2 | 0,08 |
| 2 | W_i | — | — | 0,5 | — | 208,2 | 0,20 | 97,1 | 0,14 |
| 3 | W_p | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 4 | D_{sal} | — | — | 37,3 | 0,07 | 248,8 | 0,24 | 755,2 | 0,58 |
| 5 | ρ_{tot} | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 6 | ρ_{dtot} | 0,7 | — | 1,1 | — | 85,1 | 0,08 | 60,8 | 0,05 |
| 7 | λ_f | 27,2 | 0,04 | 2,9 | — | 23,3 | 0,02 | 6,4 | — |
| 8 | λ_{th} | 15,5 | 0,03 | 1,9 | — | 30,3 | 0,03 | 9,7 | — |
| 9 | T_{th} | 8,4 | 0,01 | 3,8 | — | 60,8 | 0,06 | 31,2 | 0,02 |
| 10 | τ_b | 1,6 | — | 0,8 | — | 10,1 | 0,01 | 10,9 | — |
| 11 | T_0 | 617,3 | 1,00 | 555,8 | 1,00 | 1052,1 | 1,00 | 1014,4 | 0,78 |
| 12 | T_f | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 13 | I_p | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 14 | ρ_s | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 15 | d_{th} | 326 | 0,53 | 304 | 0,55 | 664 | 0,63 | | |
| Общий размах | | 617,3 | — | 555,8 | — | 1052,1 | — | 1289,6 | — |

В то же время, изменения значений таких свойств как, например, плотность грунта – ρ_{tot} , плотность сухого грунта – ρ_{dtot} , плотность частиц грунта – ρ_s , коэффициент теплопроводности – λ_f и λ_{th} , влажность минеральной части –

W_m и на границе раскатывания – W_p , число пластичности – I_p , практически не влияют на изменение величины несущей способности основания свай. Поэтому значения этих свойств при расчётах несущей способности могут браться из материалов предыдущих изысканий, а также из региональных таблиц, обобщений, банков данных по району работ.

Результаты моделирования позволяют выделить активные диапазоны значений управляющих параметров (рис. 1.7). Так, для песчаных грунтов в диапазоне температур (T_0) от $-0,1$ до $-0,6$ °С, характерном для геокриологических условий Уренгоя, зависимость $F_u=f(T_0)$ линейна. При этом изменение температур грунтов на $0,1$ °С приводит к изменению несущей способности свай на 95-100 кН. Для глинистых грунтов зависимость $F_u=f(T_0)$ – нелинейна, причём для грунтов Ямала существует активный интервал изменения несущей способности свай в диапазоне температур выше $-6,5$ °С. Изменение температур на $0,1$ °С влечёт за собой изменение F_u для суглинков Уренгоя на 26 кН и для глинистых грунтов Ямала на 17 кН.

При использовании мёрзлых грунтов по II принципу наибольшее влияние на величину осадки мёрзлых грунтов оказывают влажность W (доля значимости $0,54-0,81$), коэффициенты оттаивания A_{th} ($0,35-0,95$) и сжимаемости m ($0,35-0,95$). Зависимость величины осадки S от влажности W и коэффициента сжимаемости m при различных глубинах предварительного оттаивания мёрзлых пород приведена на рис. 1.8. С увеличением глубины заделки свай l_d с $4,0$ до $8,0$ м, а, следовательно, и с уменьшением величины сжимаемой зоны под подошвой фундамента, увеличивается степень влияния на осадку влажности грунтов и уменьшается доля значимости коэффициентов оттаивания и сжимаемости. Зависимость $S=f(W)$ и $S=f(m)$ нелинейная с активными интервалами, соответственно, в диапазонах $W \leq 0,09$ и $m \leq 0,05$ МПа⁻¹.

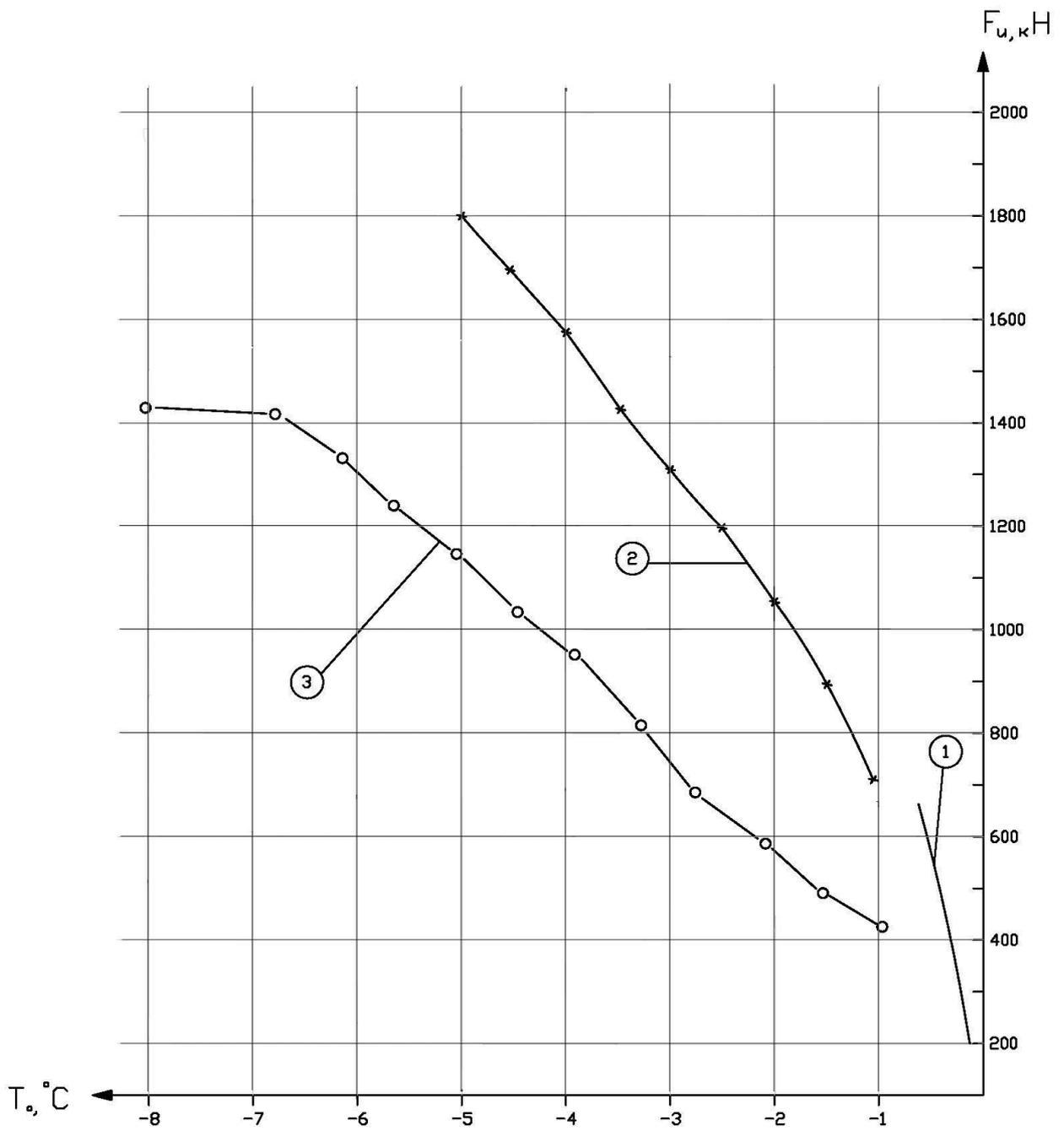


Рис. 1.7 Зависимость несущей способности сваи от температуры вечномерзлого грунта. 1 – пески; 2 – суглинки; 3 – пылевато-глинистые грунты Ямала

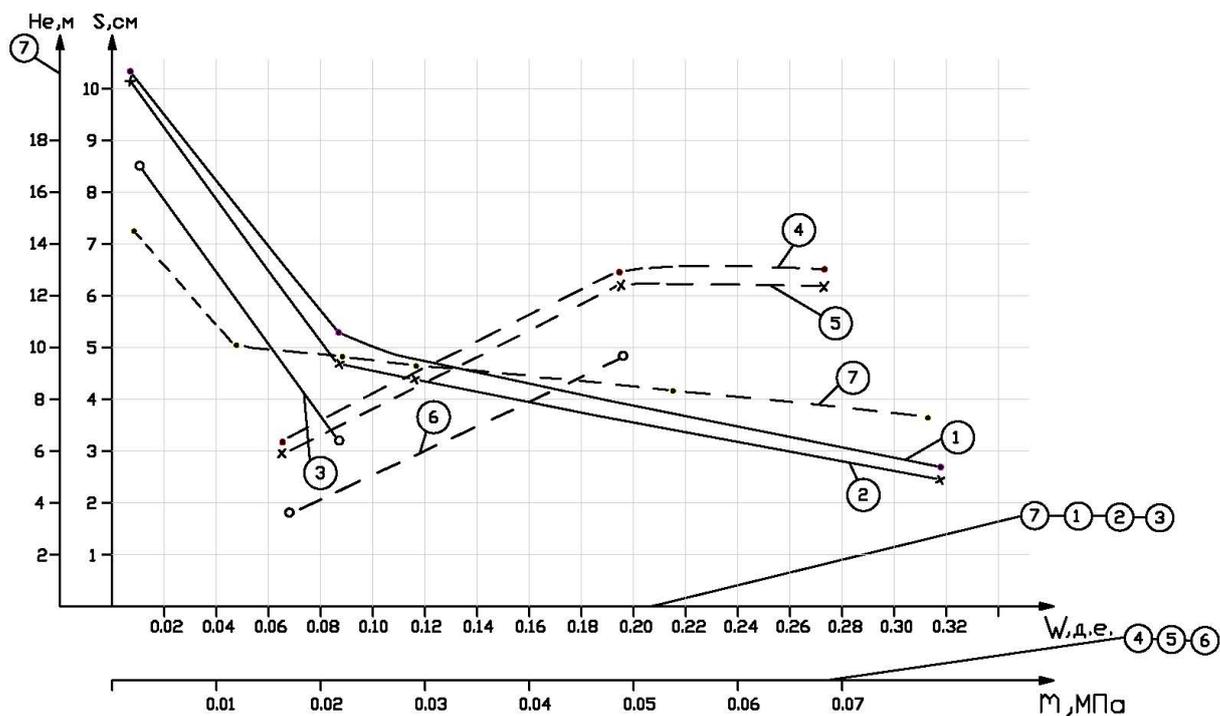


Рис. 1.8. Зависимость осадки грунтов основания от влажности и коэффициента сжимаемости мёрзлых грунтов

- 1, 4 – без предварительного оттаивания мёрзлых грунтов ($H_{p,th} = 0$)
- 2, 5 – при $H_{p,th} = 5$ м
- 3, 6 – при $H_{p,th} = 10$ м
- 7 – глубина оттаивания под центром сооружения (H_c)

Определение необходимых для обеспечения заданного уровня надёжности значений управляющих инженерно-геокриологических параметров и прогноз вероятности их достижения в процессе дополнительных изысканий проводятся путём анализа полученных зависимостей значений проектных параметров ПТГ от значений управляющих инженерно-геокриологических параметров, а также статистических функций распределения последних.

Вероятность $P(x_1 \dots x_n)$ совместного достижения необходимых параметров ИГУ оценивается методами теории вероятности (Б.В. Гнеденко, А.Я. Хинчин, 1976). При $P(x_1 \dots x_n) \geq 0,5$ дополнительные изыскания имеет смысл проводить, т.к. достаточна вероятность, что могут быть участки с инженерно-геокриологическими условиями, обеспечивающими необходимую надёжность

проектируемой ПТГ. При $P(x_1 \dots x_n) < 0,5$ изыскания могут не проводиться. Возможны случаи, когда $P < 0,5$ при менее точном определении инженерно-геокриологических параметров (например, лабораторный метод) и $P \geq 0,5$ при более точном определении (полевой метод).

Достаточность данных инженерно-геокриологических изысканий при заданном расчётном уровне надёжности ПТГ определяется по выполнению одного из условий:

$$P \geq P_p \quad (1.5)$$

$$\mathcal{E} \leq 0 \quad (1.6)$$

где P – величина надёжности варианта проектируемой ПТГ;

P_p – расчётный уровень надёжности;

\mathcal{E} – экономическая эффективность дополнительных изысканий, определяемая из соотношения:

$$\mathcal{E} = \Delta C_T \times P(x_1 \dots x_n) - C_{из} \quad (1.7)$$

где ΔC_T – экономия в стоимости технических параметров ПТГ за счёт изысканий;

$C_{из}$ – стоимость изысканий;

$P(x_1 \dots x_n)$ – вероятность совместного достижения управляющими параметрами значений, необходимых для получения расчётного уровня надёжности.

Для выбора метода определения инженерно-геокриологических параметров в процессе изысканий может быть использован критерий:

$$C_{из} \times [1 - P(x_1 \dots x_n)] \rightarrow \min \quad (1.8)$$

Объём необходимых изысканий может быть определён на основе корреляционных зависимостей между прямыми и косвенными показателями ИГУ или по величине энтропии (И.С. Комаров, 1972).

В первом случае число дополнительных определений n_2 косвенного показателя x_2 (например, среднегодовой температуры T_0), необходимое для определения прямого показателя x_1 (например, несущей способности F_u) рассчитывается по формуле:

$$n_2 = \frac{v^2 - n_{12} \times \rho^2}{\rho^2 \times r} \quad (1.9)$$

где v – выборочный коэффициент вариации показателя;

n_{12} – число имеющихся парных определений показателей x_1 и x_2 ;

ρ – показатель точности определения;

r – коэффициент парной корреляции.

Установление числа определений n инженерно-геокриологических характеристик по величине энтропии основано на том, что при относительно больших n значение энтропии H изменяется незначительно (в пределах 5-10 %), что говорит о том, что величина H достаточно полно характеризует меру неоднородности данной статистической совокупности. Эмпирическое значение энтропии в нитах вычисляется по формуле:

$$H(x) = - \sum_i n_i \times \ln n_i \quad (1.10)$$

где n_i – относительная частота наступления события x , установленная опытным путём.

На рис. 1.9 приведены графики зависимости величины энтропии от числа измерений среднегодовой температуры T_0 грунтов и глубины сезонного оттаивания d_{th} для одного из природно-территориального комплекса (ПТК) Пур-Тазовского междуречья в Западной Сибири. Из графиков видно, что для обеих этих характеристик энтропия достигает стабильной величины при 8 измерениях.

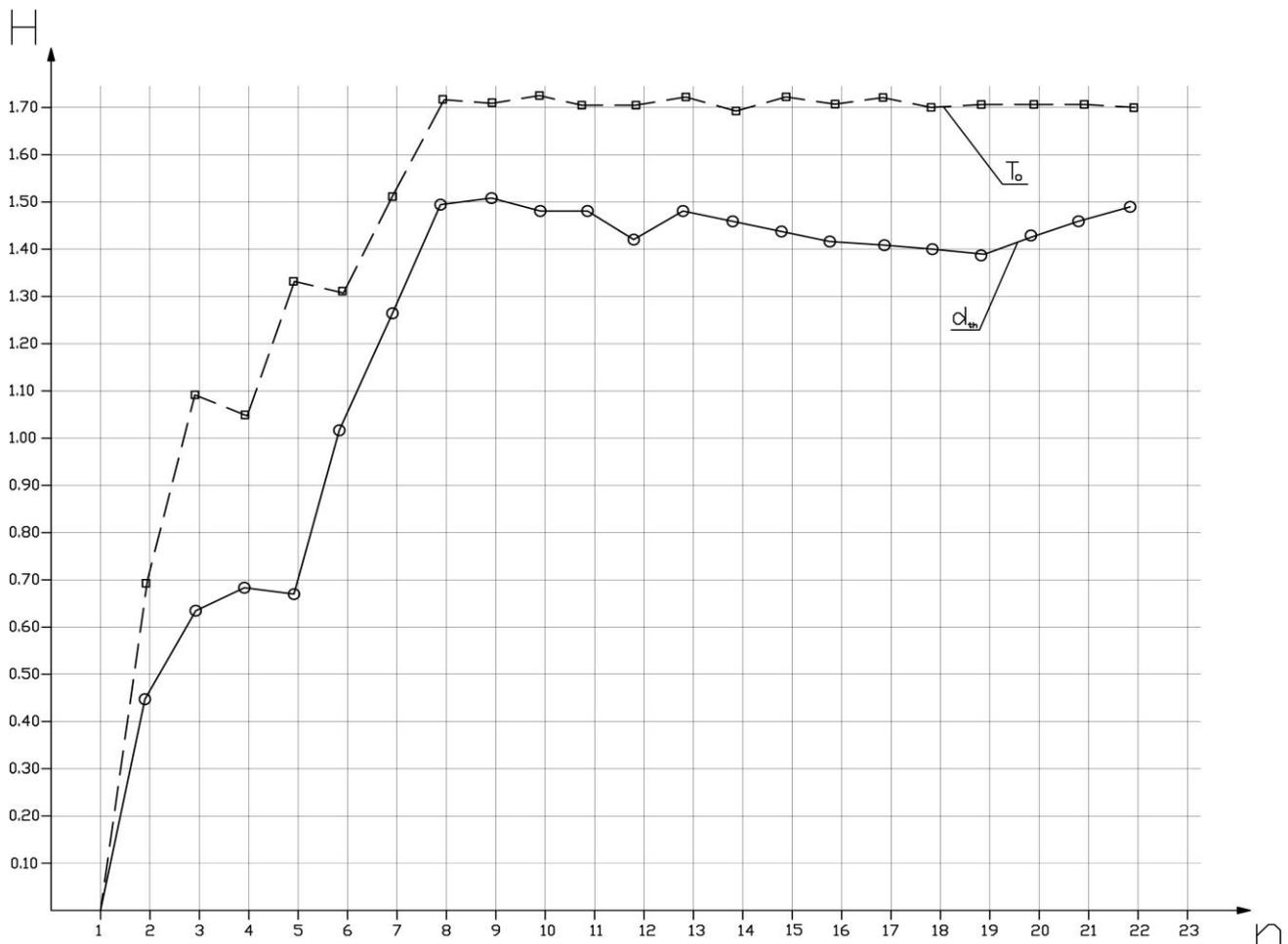


Рис.1.9. Зависимость величины энтропии (H) от числа измерений среднегодовой температуры (T_o) и глубины сезонного оттаивания (d_{th})

Аналогичным образом может быть определено число измерений инженерно-геокриологических показателей и при наличии в пределах изучаемой территории нескольких типов ПТК. В этом случае все рассмотренные выше операции выполняются для каждого типа ПТК, а общее число измерений будет равно:

$$N = \sum_{j=1}^k n_j \quad (1.11)$$

где n_j – число измерений инженерно-геокриологического показателя по j -тому типу ПТК;

k – число типов ПТК.

Рассмотрим пример планирования инженерно-геокриологических изысканий по данной методике.

Предположим, что для размещения ПТГ выбран ПТК, характеризующийся по предварительным данным сплошным распространением вечномёрзлых грунтов, представленных переслаиванием суглинков, супесей, песков пылеватых с льдистостью за счёт ледовых включений i_l от 0,2 до 0,5. Среднегодовая температура грунтов изменяется от минус 0,3 до минус 2,5 °С ($v=0,23$), глубина сезонного оттаивания от 0,4 до 2,9 м ($v=30$). Проектируются производственные сооружения I класса ответственности с расчётным уровнем надёжности $P=1,0$ (СНиП 2.05.07-85 «Нагрузки и воздействия»). Грунты основания используются по I принципу в мёрзлом состоянии. Фундаменты свайные, передаваемая нагрузка на сваю 300 кН.

В результате компьютерного моделирования получены значения несущей способности свай F_u , касательной силы мёрзлого пучения F_{fn} и силы, удерживающей от выпучивания F_r при различной глубине погружения свай (таблица 1.5). Анализ результатов показывает, что отказы геотехнической подсистемы происходят только по несущей способности ($F > F_u$). По графикам зависимости величины надёжности основания P_F от расчётной нагрузки F при различных глубинах заделки свай l_d (рис. 1.10) получаем, что при $F=300$ кН величина надёжности изменяется от 0,10 (при $l_d=4$ м) до 1,0 (при $l_d=8-10$ м), в среднем $P_F=0,72$.

Посмотрим, возможно ли при минимальной глубине заделки свай $l_d=4$ м достигнуть расчётного уровня надёжности за счёт уточнения значения управляющих инженерно-геокриологических параметров: среднегодовой температуры и глубины сезонного оттаивания.

Из таблицы 1.5 видно, что для того, чтобы не было отказа по несущей способности, значения среднегодовой температуры грунтов не должны превышать минус 1,6 °С. Для оценки вероятности получения таких температур при дальнейших изысканиях воспользуемся графиком статистической функции распределения среднегодовой температуры $F^*(T_0)$, построенной по результатам

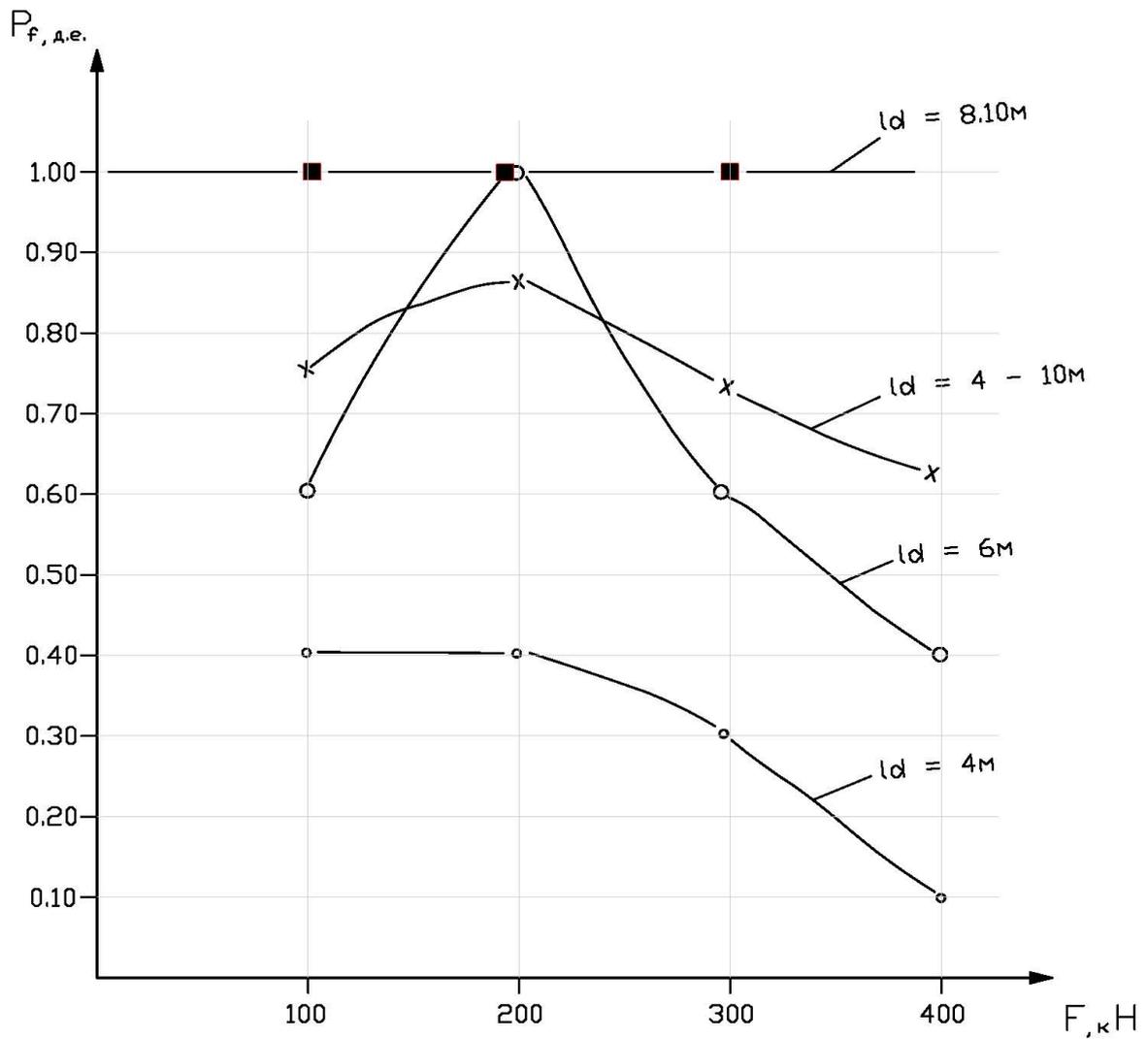


Рис. 1.10. Зависимость величины надёжности основания (P_F) от значения расчётной нагрузки F при различной глубине заделки свай (l_d)

компьютерного моделирования (рис. 1.11а). Вероятность того, что $T_0 \leq -1,6 \text{ }^\circ\text{C}$ равна 0,60. Так как вторым управляющим параметром является глубина сезонного оттаивания d_{th} (рис. 1.11б), то необходимо рассмотреть вероятность совмещения значений T_0 и d_{th} , при которых выполняется условие $F_u \geq 300 \text{ кН}$. Учитывая, что T_0 и d_{th} не являются независимыми характеристиками, вероятность совместного наступления событий $P(T_0, d_{th})$ равна:

$$P(T_0, d_{th}) = P(T_0) \times P(d_{th} / T_0) \quad (1.12)$$

где $P(T_0)$ – вероятность наступления значения T_0 ;

$P(d_{th} / T_0)$ – условная вероятность наступления значения d_{th} при условии, что наступило значение T_0 .

Таблица 1.5.

Результаты моделирования несущей способности основания (F_u), касательной силы пучения (F_{fh}) и силы, удерживающей от выпучивания (F_r)

| Номер реализации | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|--------------------------|----------------------|-------------------|-------------------|--------------------|--------------------|-------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-------------------|
| Параметр ПТГ | | | | | | | | | | | |
| $T_0, ^\circ\text{C}$ | | -1,4 | -1,1 | -1,4 | -1,2 | -1,0 | -2,0 | -2,8 | -1,7 | -1,6 | -1,3 |
| $d_{th}, \text{м}$ | | 2,5 | 2,9 | 2,4 | 2,7 | 2,4 | 0,9 | 1,25 | 1,75 | 2,0 | 2,3 |
| $F_{fh}, \text{кН}$ | | 300 | 310 | 300 | 308 | 288 | 62 | 106 | 158 | 231 | 276 |
| $\frac{F_u}{F_r},$ кН | $L_d = 4 \text{ м}$ | $\frac{90}{36}$ | $\frac{70}{-}$ | $\frac{175}{96}$ | $\frac{100}{19}$ | $\frac{96}{319}$ | $\frac{472}{366}$ | $\frac{309}{227}$ | $\frac{234}{163}$ | $\frac{305}{230}$ | $\frac{122}{71}$ |
| | $L_d = 6 \text{ м}$ | $\frac{286}{204}$ | $\frac{209}{132}$ | $\frac{374}{280}$ | $\frac{250}{170}$ | $\frac{222}{151}$ | $\frac{829}{678}$ | $\frac{642}{512}$ | $\frac{502}{390}$ | $\frac{441}{338}$ | $\frac{373}{227}$ |
| | $L_d = 8 \text{ м}$ | $\frac{652}{444}$ | $\frac{544}{324}$ | $\frac{843}{568}$ | $\frac{764}{506}$ | $\frac{606}{366}$ | $\frac{1460}{1110}$ | $\frac{1250}{920}$ | $\frac{1200}{872}$ | $\frac{770}{626}$ | $\frac{669}{429}$ |
| | $L_d = 10 \text{ м}$ | $\frac{970}{792}$ | $\frac{772}{612}$ | $\frac{1078}{880}$ | $\frac{1025}{842}$ | $\frac{809}{649}$ | $\frac{1500}{1500}$ | $\frac{1400}{1200}$ | $\frac{1350}{1050}$ | $\frac{1380}{1010}$ | $\frac{916}{765}$ |

В нашем случае (рис. 1.11в) при $T_0 \leq -1,6 ^\circ\text{C}$ значение $d_{th} \leq 1,8 \text{ м}$ и по графику на рис. 1.11 $P(d_{th} / T_0) = 0,44$. Отсюда $P(T_0, d_{th}) = 0,60 \times 0,44 = 0,26$. Таким образом, очевидно, что при глубине заложения фундамента 4 м вероятность получения при инженерно-геокриологических изысканиях информации, обеспечивающей необходимый уровень надёжности крайне мала, и, следовательно, их проводить не следует. Также не требуется дополнительных изысканий при $L_d \geq 8 \text{ м}$, так как имеющейся информации достаточно для обеспечения необходимого уровня надёжности ($P_P = P_F$).

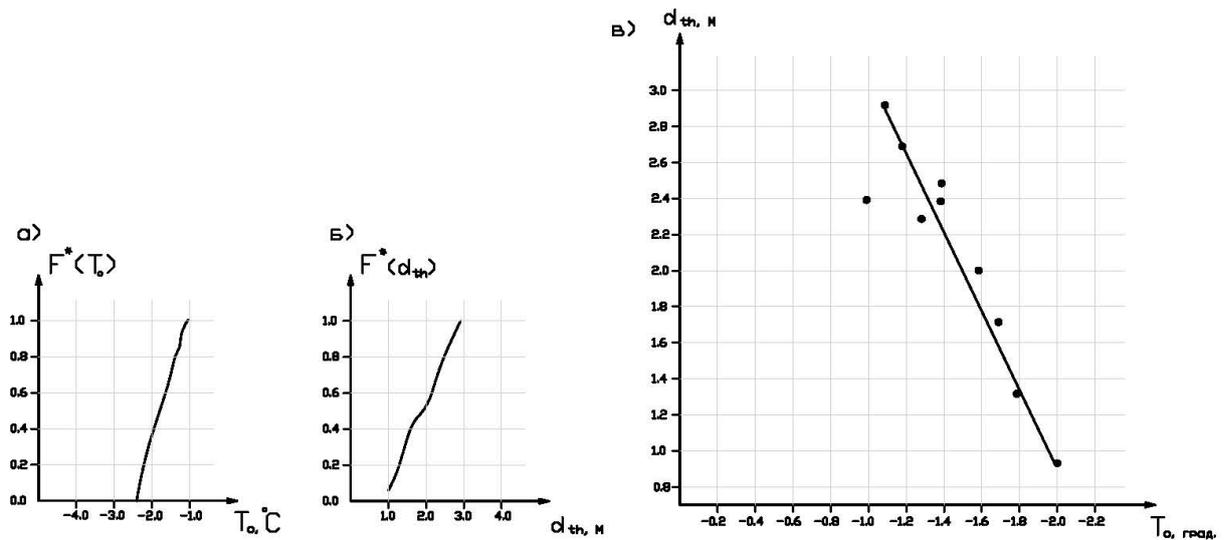


Рис. 1.11. Статистические функции распределения

а) среднегодовой температуры $F^*(T_0)$;

б) глубины сезонного оттаивания $F^*(d_{th})$;

в) зависимость глубины сезонного оттаивания d_{th} от среднегодовой температуры грунтов T_0

Остаётся случай, когда $l_d=6$ м. Для него аналогично, как для $l_d=4$ м, получаем $T_0 \leq -1,3$ °C, $d_{th} \leq 2,4$ м, откуда $P(T_0, d_{th}) = 0,66$. Следовательно, есть достаточная вероятность того, что при дальнейших изысканиях могут быть найдены участки с необходимыми геокриологическими условиями.

Остается оценить, что экономически эффективнее, не проводить изыскания и устраивать свайные фундаменты с глубиной погружения 8 м, либо их проводить, имея в виду возможность уменьшить эту глубину до 6 м.

Для этого необходимо определить объём работ и стоимость изысканий $C_{из}$ по уточнению T_0 и возможную экономию в стоимости устройства свайных фундаментов ΔC_T .

Количество точек измерения T_0 определим двумя способами: по формуле 1.9 и по графику зависимости величины энтропии от числа измерений T_0 , приведённом на рис. 1.9.

В первом случае, при $\nu=0,23$, $\rho=0,05$, $n_{12}=10$, и $r=-0,95$ число измерений T_0 будет равно 13, во втором – 8. Таким образом, первый способ даёт верхний предел числа измерений, второй – нижний. Среднее число измерений в данном случае 10.

Для измерения T_0 в 10 точках необходимо пробурить 10 скважин, глубиной не менее 10 м. Стоимость одного метра скважины со всем необходимым комплексом работ в ценах 2004 г. составляет 4 500 руб., таким образом, стоимость $C_{из}$ будет $4\,500 \text{ руб.} \times 100 \text{ м} = 450\,000 \text{ руб.}$

Стоимость устройства 1 м свай составляет в ценах 2004 г. 5 000 руб. При количестве свай для данного сооружения, равном 100, ΔC_T составит:

$$5\,000 \text{ руб.} \times 100 \text{ свай} \times 2 \text{ м} = 1\,000\,000 \text{ руб.}$$

Экономическая эффективность (Э) составит (формула 1.7):

$$1\,000\,000 \text{ руб.} \times 0,66 - 450\,000 = 210\,000 \text{ руб.}$$

Таким образом, из экономических соображений проведение дополнительных изысканий целесообразно.

Глава 2. Методы определения инженерно-геокриологических свойств грунтов

Эффективность изысканий во многом определяется применяемыми методами исследований. Это, в первую очередь, относится к управляющим инженерно-геокриологическим параметрам, существенным образом влияющим на надёжность ПТГ: температуре, глубине сезонного промерзания-оттаивания (СМС-СТС), физико-механическим свойствам грунтов. Отсюда, очень важным является повышение точности и уменьшение трудоёмкости работ при их определении. В настоящей главе рассматривается ряд новых и усовершенствованных методов определения температуры и глубины СМС-СТС мёрзлых грунтов, способов их опробования, а также особенности исследования прочностных и деформационных свойств мёрзлых, оттаивающих и оттаянных грунтов при изысканиях.

2.1. Определение температуры и глубины сезонного промерзания-оттаивания мёрзлых грунтов

В практике инженерных изысканий **температуру грунтов** обычно измеряют в скважинах с помощью ртутных «заленивленных» термометров или электрических датчиков температуры: термометров сопротивления, терморезисторов, термотранзисторов, кремниевых диодов и других. Порядок определения температур регламентирован ГОСТ 25358-82 «Грунты. Метод полевого определения температуры».

Все вышеперечисленные средства измерения имеют как ряд достоинств, так и недостатков, влияющих на точность, трудоёмкость и время проведения измерений. Так, при измерении температур ртутными «заленивленными» термометрами требуется длительная их выстойка в скважине, а при взятии отсчетов появляются случайные погрешности. Полупроводниковые терморезисторы характеризуются высокой чувствительностью, но они нестабильны во времени и требуют регулярной индивидуальной градуировки. Металлические термопре-

образователи сопротивления более стабильны, чем терморезисторы, практически линейны и имеют малый разброс характеристик, но они менее чувствительны, чем полупроводниковые, и требуют высококачественных усилителей. Полупроводниковые термопреобразователи (термотранзисторы, кремниевые диоды) обладают высокими номинальными сопротивлениями и малой тепловой инерцией, однако, практический опыт их использования незначителен и необходимы специальные методические исследования особенностей их применения в геокриологических целях.

На точность определения температуры в скважинах, наряду с погрешностями применяемых датчиков и измерительных приборов, существенное влияние оказывают конструкция скважин и технология производства измерений. Как показывают исследования В.Н. Девяткина (1988), А.В. Павлова (1975) и других, искажения температуры в скважинах по сравнению с температурой в ненарушенных условиях убывают с уменьшением диаметра скважины и возрастанием глубины измерений. Особенно значительные отклонения температур отмечаются до глубины 3,0 м. При этом в скважинах, обсаженных полиэтиленовыми трубами, искажения температуры меньше, чем при обсадке металлическими.

Для оценки возможных погрешностей определения температур нами были выполнены специальные методические исследования (М.А. Минкин, Г.Г. Осадчая, 2001) в опытных скважинах, которые включали:

- определение необходимого времени выстойки скважины после бурения;
- определение времени выстойки измерительной аппаратуры в скважине;
- оценку погрешности измерения температуры в воздушно-сухой скважине;
- отработку технологии измерения температуры в скважине с использованием малоинерционного датчика.

Опытные скважины располагались в районе перспективной застройки г. Лабитнанги Тюменской области на пологой поверхности Казанцевской морской террасы. Геологический разрез отложений был представлен прибрежно-морскими супесями и суглинками с прослоями песка пылеватого и мелкого и с

включением гравийно-галечникового материала 5-10 %. Отложения находились в мёрзлом состоянии, среднегодовая температура составляла минус 0,1 – минус 0,3 °С. Измерения температуры осуществлялось ртутными «заленивленными» термометрами ТМ-4, электротермометрами сопротивления (ЭСМ) и малоинерционными датчиками типа СТЗ-19.

Измерения проводились в течение 1,5 лет с момента окончания бурения в скважинах, обсаженных термокаротажными полиэтиленовыми трубами диаметром 50 мм. Для сравнения температуры грунтов измерялись по косе электротермометров в засыпной скважине.

На рис. 2.1 приведены графики выстойки скважины после механического колонкового бурения всухую. Практически восстановление естественной температуры мёрзлых грунтов после бурения происходит на 4-5 сутки, а продолжительность выстойки термометрических кос и ртутных «заленивленных» термометров перед измерениями составляет не менее 5 часов (рис. 2.2).

Искажение температуры при её измерении в воздушно-сухих скважинах на глубинах 5 м и ниже не превышает 0,1 °С и сопоставимо с погрешностью измерительных средств. В то же время, необходимо учитывать, что при температуре грунта близкой к 0 °С общая погрешность измерения температуры может привести к неправильному определению мёрзлого или талого состояния грунта.

Погрешность измерения малоинерционными датчиками (выстойка в течение 1-3 минут на глубине измерения) составляет до глубины 5,0 м $\pm 0,25$ °С, ниже 5,0 м от минус 0,05 до плюс 0,10 °С. Таким образом, эти датчики могут применяться для измерения температуры ниже 5,0 м, значительно сокращая (в 4-5 раз) сроки проведения наблюдений.

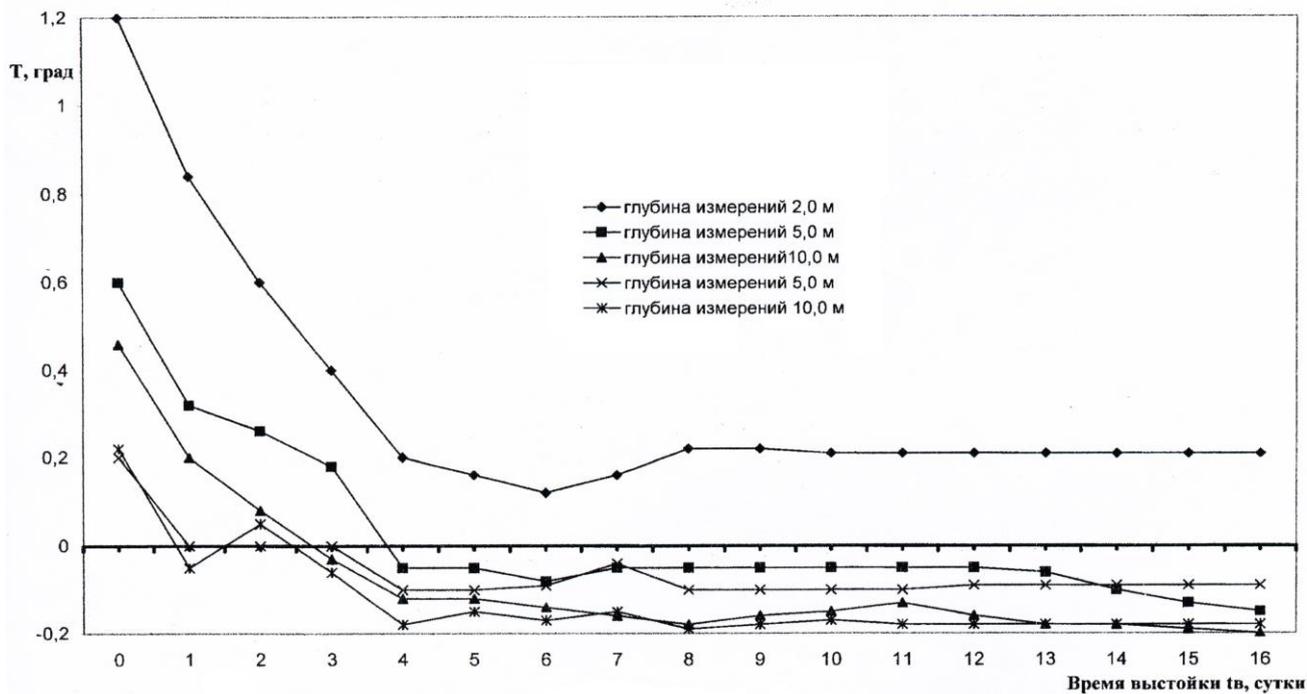


Рис. 2.1. Графики выстойки скважины после бурения:

▲ × – температура в скважине, обсаженной полиэтиленовой трубой диаметром 50 мм;

◆ Ж - температура в скважине, засыпанной грунтом

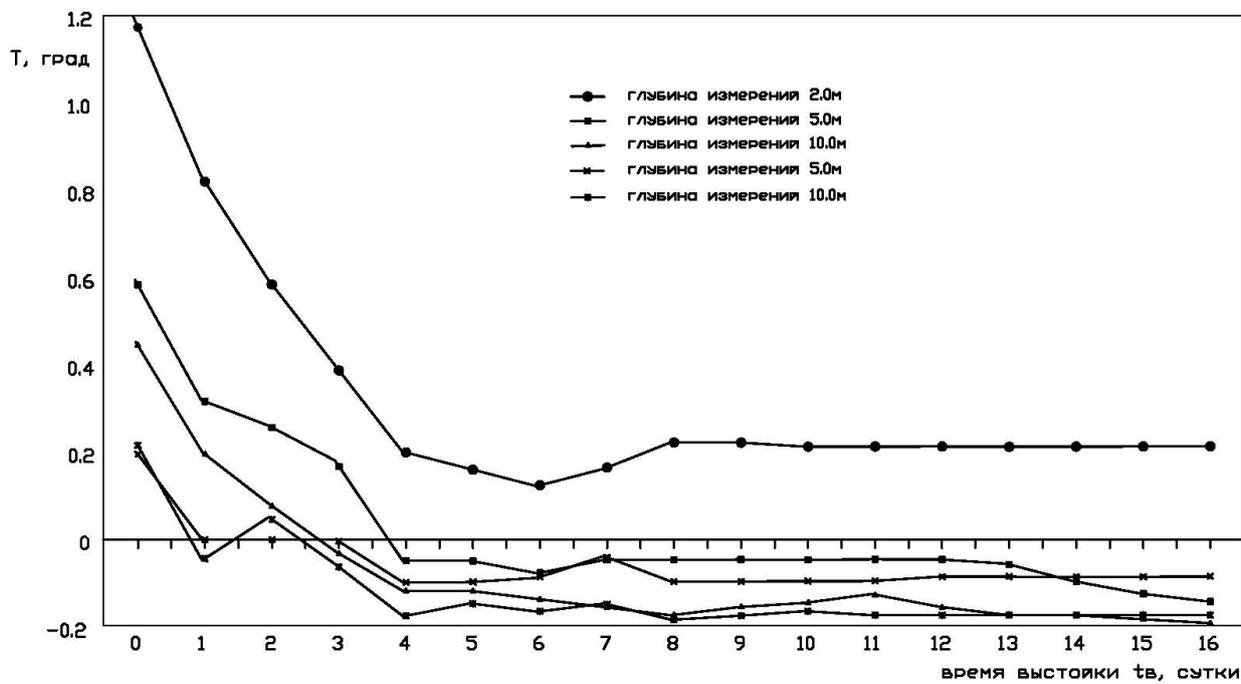


Рис. 2.2. Графики выстойки термометрической аппаратуры

Измерения *глубины сезонного промерзания и оттаивания грунтов* проводятся в процессе бурения скважин, температурных замеров в них, а также мерзлотомерами и почвенно-вытяжными термометрами на специальных режимных площадках. Полевые наблюдения включают метод непосредственных измерений, криотекстурный метод, геофизические методы, а также температурный метод и метод измерения мерзлотомерами.

Порядок определения указанных характеристик регламентирован ГОСТ 24847-81 «Грунты. Методы полевого определения глубины сезонного промерзания» и ГОСТ 26262-84 «Грунты. Методы полевого определения глубины сезонного оттаивания».

Несмотря на то, что проблеме изучения глубины сезонного промерзания-оттаивания посвящено значительное количество работ, многие вопросы данной проблемы остаются дискуссионными. В частности, к ним относятся: значение какой глубины процесса сезонного промерзания-оттаивания требуется; в каком состоянии должен находиться грунт (талом или мёрзлом) при измерении; какой репрезентативный период изучения этих показателей и т.д. В настоящее время в геокриологии различают: просто глубину сезонного промерзания или оттаивания, максимальную или полную, потенциальную, нормативную и расчётную двух видов.

Термин «глубина сезонного промерзания (оттаивания)» без дополнительных определений многими трактуется неоднозначно и как глубина, полученная на момент исследований, и как максимальная (полная) глубина оттаивания за год. Поэтому совершенно правильно в ГОСТ 26262-84 под термином «глубина сезонного оттаивания» понимается наибольшая глубина слоя оттаивания за год. Глубина слоя сезонного оттаивания на момент измерений определена ГОСТом как глубина оттаивания. Таким образом, термины «максимальная» и «полная» глубина сезонного оттаивания являются излишними.

Потенциальной называют глубину сезонного оттаивания, которая может наблюдаться в год с наиболее тёплым летним сезоном, а глубина промерзания в год с наиболее холодным зимним.

Нормативная глубина сезонного промерзания $d_{fr,n}$ согласно п.п. 2.6 и 2.7 СНиП 2.02.01-83*, принимается равной средней из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунтов (по данным наблюдений не менее 10 лет) на открытой оголённой от снега горизонтальной площадке, а в случае отсутствия таких данных определяется на основе теплотехнических расчётов.

Нормативная глубина сезонного оттаивания $d_{th,n}$ в соответствии с приложением 3 СНиП 2.02.04-88 принимается по данным натуральных наблюдений в год изысканий с пересчётом на средние многолетние значения.

Понятие «расчётная глубина» сезонного промерзания (оттаивания) имеет два разных толкования. Обычно так называют её значения, полученные путём расчётов. В то же время согласно нормативным документам (СНиП 2.02.01-83* и СНиП 2.02.04-88) под расчётной понимается глубина сезонного промерзания d_{fr} или оттаивания d_{th} непосредственно у фундаментов зданий и сооружений. Учёт теплового влияния сооружений осуществляется путём умножения нормативной глубины $d_{fr,n}$ или $d_{th,n}$ на коэффициент теплового влияния K_n или K'_n .

Суммируя изложенное, сформулируем теперь какие глубины сезонного промерзания (оттаивания) грунтов должны быть получены в результате инженерно-геокриологических изысканий. К ним относятся: глубина промерзания (оттаивания) на момент измерений d , глубина сезонного промерзания (оттаивания) – d'_{fr} или d'_{th} , нормативная глубина сезонного промерзания (оттаивания) – $d_{fr,n}$ или $d_{th,n}$, расчётная глубина сезонного промерзания (оттаивания) – d_{fr} или d_{th} .

Методы определения глубин сезонного промерзания (оттаивания) включают натурные наблюдения в соответствии с упомянутыми выше ГОСТами, расчёты по формулам, компьютерное моделирование и т.д.

Основными методами натуральных наблюдений являются метод непосредственных измерений в скважинах, шурфах, а также температурный и измерений мерзлотомерами при стационарных наблюдениях.

Таблица 2.1.

Результаты измерения глубины СТС-СМС на стационарных площадках
месторождения «Северный Возей»

| Площадка | № 1 (СМС) Редколесье, мох 0,3 м, грунт – сугли- нок | | № 17 (СМС) Насыпной грунт – песок 1,0 м, ниже – суглинок | | № 12 (СТС) Плоский тор- фяник, мох 0,2 м, грунт – торф | | №15 (СТС) Насыпной грунт – песок, ниже – торф | |
|-------------------------|---|-------|--|-------|--|-------|--|-------|
| | Дата | 10.01 | 29.02 | 11.11 | 10.01 | 30.06 | 25.08 | 30.06 |
| | глубина промерзания (оттаивания) d, м: | | | | | | | |
| Бурение | 0,07 | 0,35 | 1,00 | 1,35 | 0,07 | 0,25 | 1,05 | 1,25 |
| Мерзлотомер | 0,37 | 0,50 | 1,08 | 1,63 | 0,55 | 0,90 | 1,15 | 1,85 |
| Термокоса в грунте | 0,05 | 0,40 | 1,20 | 1,40 | 0,05 | 0,30 | 1,05 | 1,20 |
| Термокоса в скважине | 0,10 | 0,50 | 1,20 | 1,80 | 0,60 | 0,90 | 1,40 | 1,90 |

Проведённые исследования (М.А. Минкин, О.Г. Осадчая, 2001) на стационарных площадках в Республике Коми (таблица 2.1) показали, что использование для определения глубины сезонного промерзания-оттаивания температурных замеров и мерзлотометров приводит к ошибкам от 20-40 % до 250-470 %. В связи с этим, эти характеристики должны определяться при бурении или режимных наблюдениях с помощью «захороненных» термометров сопротивления.

Для определения глубины сезонного промерзания (оттаивания) по измеренным глубинам промерзания (оттаивания) используется метод В.Ф. Тумеля или способы, приведённые в ГОСТ 26262-84. По методу В.Ф. Тумеля глубина d приводится к d'_{fr} (d'_{th}) согласно зависимости (2.1):

$$d'_{fr} (d'_{th}) = d \times 100 / n \quad (2.1)$$

где n – процент промерзания (оттаивания) СМС-СТС на момент измерения.

Для использования метода В.Ф. Тумеля необходимы данные по темпу промерзания (оттаивания) в районе изысканий.

По способам ГОСТ 26262-84 глубина сезонного промерзания (оттаивания) определяются по формулам (2.2) или (2.3):

$$d'_{fr} (d'_{th}) = d \times \sqrt{\Omega_{\min(\max)} / \Omega} \quad (2.2)$$

где $\Omega_{\min(\max)}$ – сумма градусо-часов воздуха за весь период отрицательных (положительных) температур, °С×час;

Ω – сумма градусо-часов воздуха с начала периода отрицательных (положительных) температур, °С×час.

$$d'_{fr} (d'_{th}) = d / k \quad (2.3)$$

где k – коэффициент, принимаемый по графику в зависимости от соотношения $t / t_{\min(\max)}$;

t – продолжительность части периода отрицательных (положительных) температур воздуха до момента измерения;

$t_{\min(\max)}$ – продолжительность всего периода отрицательных (положительных) температур воздуха.

Как показывают результаты расчётов (таблица 2.2), выполненных для различных грунтов Пур-Тазовского междуречья в Западной Сибири, все приведённые способы дают близкие результаты, но расчёт по формуле (2.3) даёт большее расхождение с методом В.Ф. Тумеля, который принимается за основной.

Таблица 2.2

Результаты расчётов глубины СТС различными способами

| №№ п/п | Характеристика грунтов | Номер скважины | Дата измерения | Глубина оттаивания d , м | Глубина сезонного оттаивания d_{th} , м по формулам | | |
|--------|---|----------------|----------------|----------------------------|---|------|------|
| | | | | | 2.1 | 2.2 | 2.3 |
| 1 | Пески мелкие и средней крупности | 212 | 3.07 | 0,80 | 1,60 | 1,70 | 1,90 |
| 2 | | 2181 | 11.07 | 1,40 | 2,40 | 2,40 | 2,30 |
| 3 | Суглинки, глины, льдистые | 306 | 21.07 | 0,50 | 0,90 | 0,80 | 0,70 |
| 4 | | 43 | 15.09 | 1,05 | 1,20 | 1,10 | 1,70 |
| 5 | | 33 | 11.08 | 0,80 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 6 | Переслаивание песков и суглинков слабозаторфованных | 24 | 03.08 | 0,50 | 0,70 | 0,70 | 0,60 |
| 7 | | 40 | 05.09 | 0,60 | 0,70 | 0,70 | 0,60 |

Значения глубин сезонного промерзания и оттаивания грунтов, полученные в результате непосредственных натуральных наблюдений при изысканиях, характеризуют, как правило, процесс промерзания (оттаивания) только в год изысканий и только в тех конкретных геокриологических условиях, в которых они зафиксированы. Для оценки глубин сезонного промерзания (оттаивания) в многолетнем плане и получения нормативных значений этих величин используются расчётные методы: аналитические (в том числе рекомендуемые СНиП 2.02.01-83* и СНиП 2.02.04-88) и численные.

Предложено более 50 приближённых и эмпирических формул, большинство из которых основано на аналитических решениях задачи Стефана. Аналитические формулы и номограммы позволяют оперативно оценивать глубины сезонного промерзания (оттаивания) при изысканиях, однако допущения и предпосылки, сделанные при выводе формул, (однородная среда, постоянные граничные условия, приближённый учёт фазовых превращений и т.д.), понижают достоверность расчёта. Так, по данным В.П. Чернядьева (1987), относительная погрешность расчётов достигает 30-40 %.

Более эффективным методом является численное компьютерное моделирование процесса промерзания-оттаивания грунтов, так как позволяет, с одной стороны, в значительной мере приблизиться к моделируемому процессу, а, с другой стороны, оперативно и наглядно проводить расчёты непосредственно исследователю. Сравнение результатов компьютерного моделирования глубин сезонного оттаивания грунтов с данными режимных наблюдений на стационарных площадках (рис. 2.3) показывает их хорошую сходимость.

Точность определения глубины сезонного промерзания (оттаивания) в значительной мере связана также с точностью задания исходных данных. Для оценки этого влияния нами были выполнены специальные расчёты по программе статистического моделирования, разработанной А.А. Никоновой (1981). Моделируемый геологический разрез был представлен переслаивающейся толщей суглинков, супесей и песков озёрно-аллювиального генезиса с толщиной

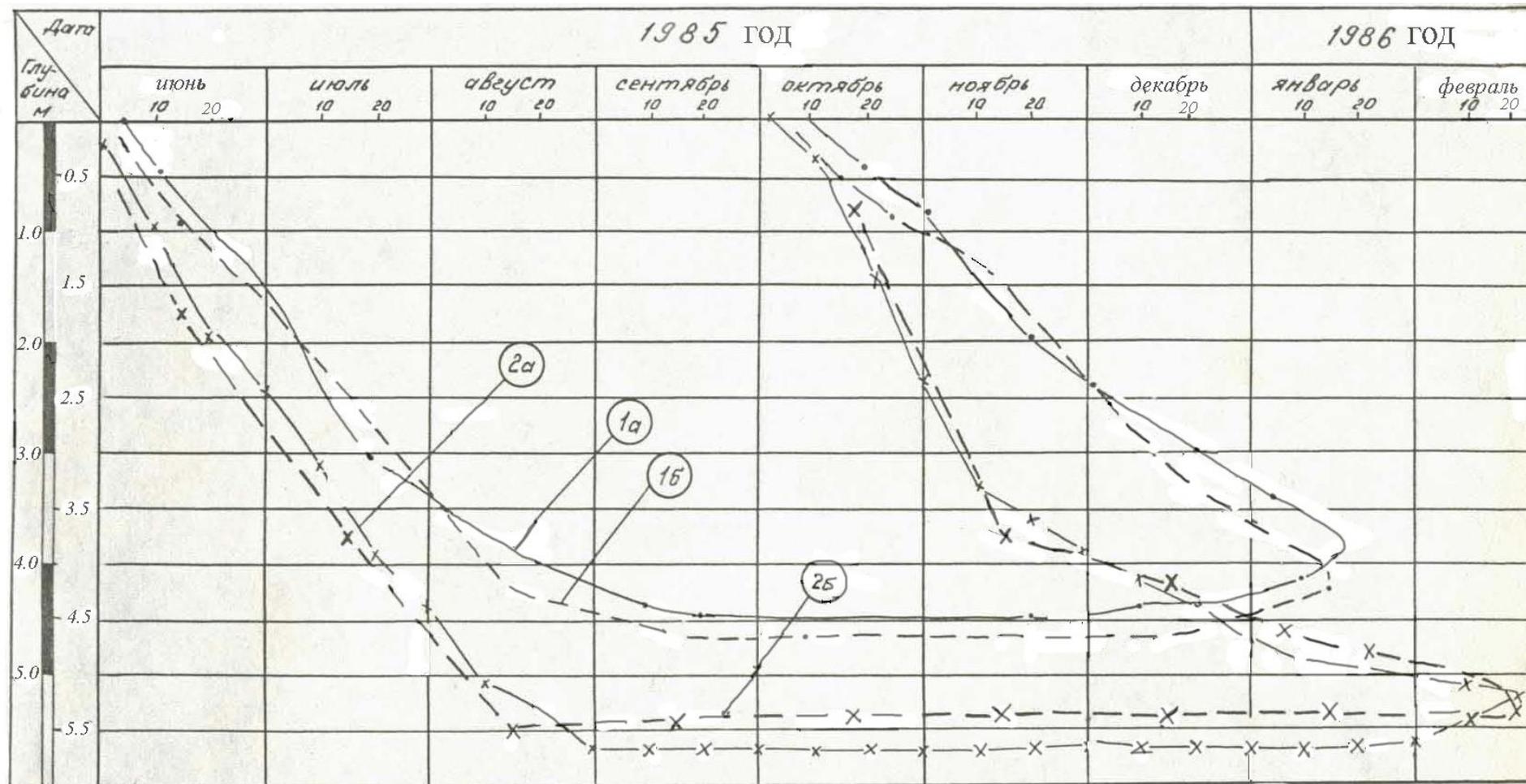


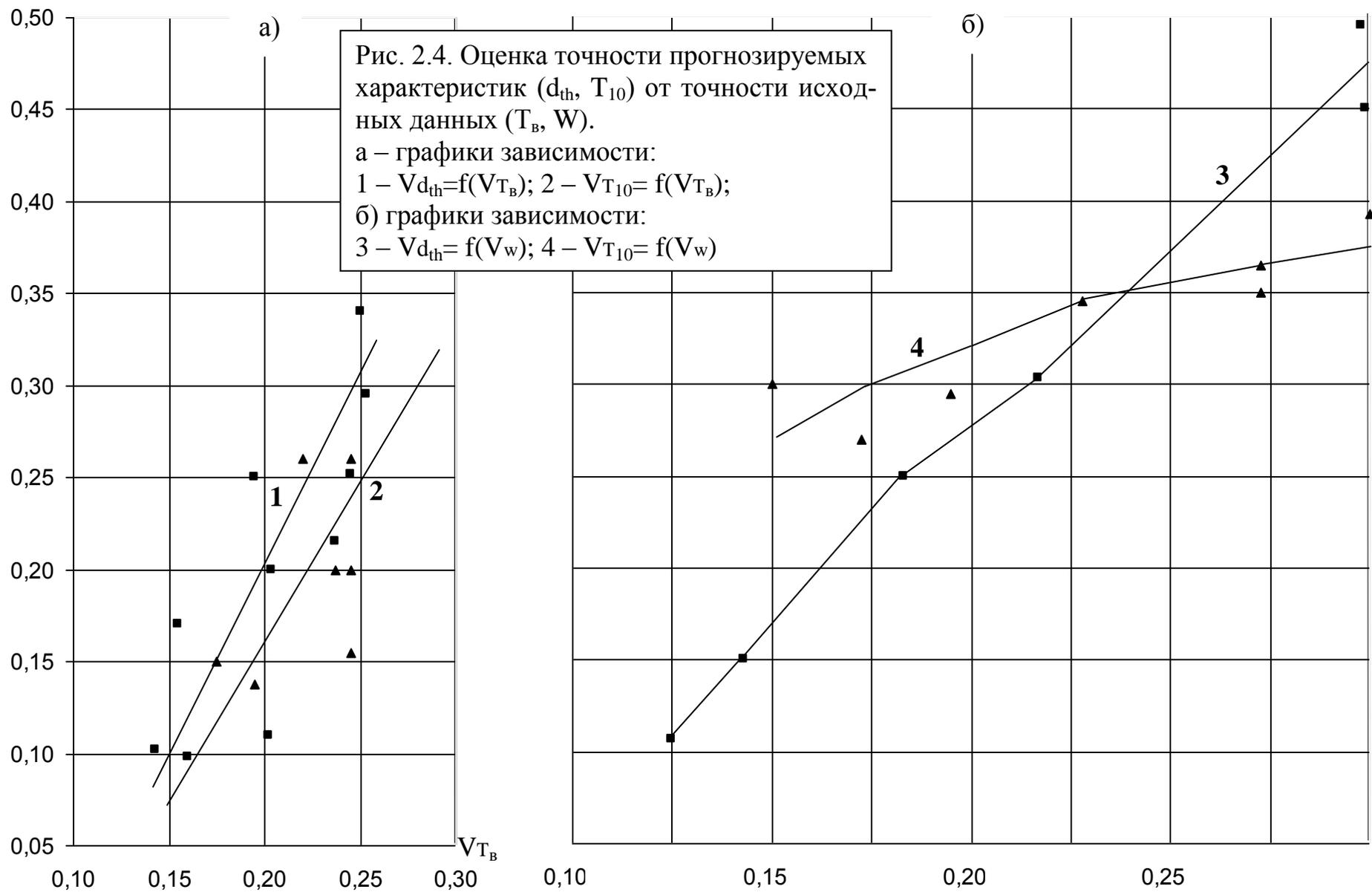
Рис. 2,3 Сравнение результатов компьютерного моделирования с данными режимных наблюдений
Графики хода сезонного оттаивания грунтов при естественных условиях теплообмена

- 1а фактические
 - 1б расчетные на ЭВМ
 - x— 2а фактические
 - x— 2б расчетные на ЭВМ
- Графики хода сезонного оттаивания грунтов на площадке оголенной от растительного покрова

слоёв от 0,5 до 4-6 м, перекрытой с поверхности торфом толщиной 0,2-1,7 м. В качестве основных варьируемых параметров рассматривалась среднегодовая температура воздуха T_B и влажность грунтов W , как факторы, наиболее влияющие на глубину сезонного оттаивания. Диапазон изменения этих параметров составлял: $-9,4\text{ °C} \leq T_B \leq -3,4\text{ °C}$; $12\% \leq W \leq 750\%$. Полученные в результате моделирования глубины сезонного оттаивания d'_{th} и температуры грунтов на глубине 10 м находились в пределах: $0,45 \leq d'_{th} \leq 2,20$ м; $-5,2\text{ °C} \leq T_0 \leq -1,2\text{ °C}$. В качестве меры оценки точности указанных входных и выходных параметров использовались их коэффициенты вариации, полученные в каждой серии испытаний.

Как видно из приведённых графиков (рис. 2.4), точность определения глубины сезонного оттаивания $v(d'_{th})$ и температуры грунтов $v(T_0)$ существенно снижается с уменьшением точности задания температуры воздуха $v(T_B)$ или влажности грунта $v(W)$, причём погрешность результата расчёта может быть больше погрешности исходных данных.

Поэтому, выбирая метод определения глубины сезонного промерзания (оттаивания), следует в первую очередь оценить возможную точность исходных данных, так как нерационально использовать точный метод расчёта, имея недостаточно точную входную информацию.



2.2. Особенности опробования мёрзлых грунтов

Для всех типов нескальных грунтов (кроме крупнообломочных) процессы промерзания, если они сопровождаются миграцией влаги и льдовыделением, существенным образом изменяют их первоначальное строение и приводят к образованию слоистых и сетчатых криогенных текстур.

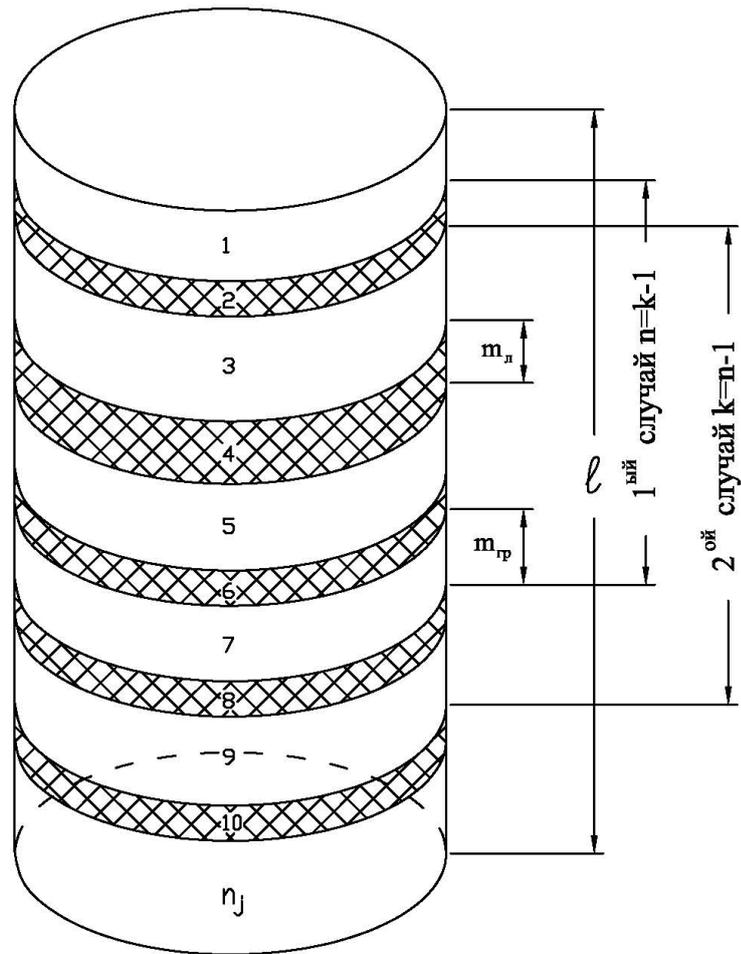
Наличие шлиров льда в мёрзлых грунтах обуславливает так называемый масштабный эффект, под которым понимается (М.В. Рац, 1968) зависимость какого-либо показателя свойств от размера полевых или лабораторных проб.

Неучёт масштабного эффекта при определении таких свойств мёрзлых грунтов, как суммарная влажность W_{tot} , суммарная плотность ρ_{tot} , параметры осадки при оттаивании A_{th} и m и другие может привести к значительным экспериментальным ошибкам, достигающим 50-100 %.

Несмотря на это, вопросы опробования мёрзлых грунтов с ледяными включениями или со шлировыми криогенными текстурами практически не отражены в нормативных документах на изыскания. Это относится как к отбору образцов мёрзлых грунтов для лабораторных исследований, так и к определению размеров массивов мёрзлого грунта, подлежащих полевым испытаниям.

Выполненные исследования (А.Н.Козлов, 1973; М.А.Минкин, 1975, 1981; Д.С.Дроздов, 1983) показали, что масштабный эффект в мёрзлых грунтах определяется количеством ледяных шлиров, попадающих в испытываемую пробу грунта. Поэтому для получения достоверных значений физико-механических свойств, прежде всего, следует установить количественные зависимости между размерами проб и параметрами криогенного строения мёрзлых грунтов.

Для этой цели рассмотрим модель мёрзлого грунта слоистой криогенной текстуры (рис. 2.5) со следующими допущениями: толщина шлиров льда $l_{л}$ и расстояние между ними $l_{гр}$ не изменяется по глубине, шлиры льда не пересекаются. Для такой модели мёрзлого грунта размеры пробы являются функцией её длины l .



Условные обозначения

- $m_{гр}$ - толщина минеральных (грунтовых) прослоев
- $m_{л}$ - толщина минеральных (грунтовых) прослоев
- l - длина образца
- n - число грунтовых прослоев
- k - число ледяных шпиров

Рис. 2.5. Модель мёрзлого грунта слоистой криогенной текстуры

Исходя из этого, задачу можно сформулировать следующим образом: найти такие минимальные линейные размеры пробы l , при которых значения искомых свойств мёрзлого грунта, характеризующегося определёнными параметрами криогенной текстуры l_l и расстоянием между ними $l_{гр}$, в пределах заданной точности не зависят от количества прослоев грунта m и льда n , попадающих в пробу.

Решение этой задачи применительно к опробованию мёрзлых грунтов на суммарную влажность W_{tot} , и плотность ρ_{tot} было нами получено (М.А. Минкин, 1975) в виде:

$$l = \max \begin{cases} l_{zp} \times (n_i - 1) + l_l \times n_i \\ l_{zp} \times m_i + l_l (m_i - 1) \end{cases} \quad (2.4)$$

где m_i и n_i – соответственно число прослоев грунта и льда, попадающее в пробу, подбираемое итерационным методом по критериям заданной точности определения показателя свойств мёрзлого грунта.

По составленной компьютерной программе были рассчитаны размеры проб грунта для всех возможных сочетаний шлиров льда и грунтовых прослоев различной толщины (таблица 2.3). Заданная точность ε составляла при определении размеров проб на суммарную влажность 5 %, на суммарную плотность 0,03 г/см³.

Таблица 2.3.

Диапазон исходных данных к задаче определения размеров проб
на суммарную влажность и плотность

| Наименование показателей | Размерность | Интервал измерений | Шаг измерения показателя |
|------------------------------------|-------------------|--------------------|--------------------------|
| Толщина ледяных шлиров | см | 0,1 ÷ 2,0 | 0,1 |
| | | 2,0 ÷ 10,0 | 0,5 |
| | | 10,0 ÷ 20,0 | 1,0 |
| Расстояние между ледяными шлирами | см | 0,1 ÷ 2,0 | 0,1 |
| | | 2,0 ÷ 5,0 | 1,0 |
| | | 5,0 ÷ 30,0 | 2,0 |
| Влажность минеральной части грунта | % | 10 ÷ 40 | 5 |
| Плотность минеральной части грунта | г/см ³ | 1,70 ÷ 2,20 | 0,10 |

Как показали результаты расчётов, размеры проб на суммарную влажность, помимо параметров криогенного строения, в значительной мере определяются значениями влажности W_m и плотности ρ_m минеральной части мёрзлого грунта, причём с увеличением значений этих показателей размеры проб

уменьшаются. Зависимость длины образцов, отбираемых на суммарную плотность, от плотности минеральной части мёрзлого грунта выражена менее ярко, при этом наибольшие размеры образцов характерны для наиболее плотных грунтов.

В таблице 2.4 приведены оптимальные размеры проб для определения W_{tot} и плотности ρ_{tot} для различных разновидностей слоистых криогенных текстур мёрзлых грунтов. Эти размеры при отборе на суммарную влажность изменяются от 10-40 см для грунтов с частослоистой криогенной текстурой до 300-400 см для грунтов с редкослоистой толстошлировой криогенной текстурой. Размеры образцов на суммарную плотность должны составлять от 5-10 см (грунты с частослоистой криогенной текстурой) до 50-100 см (грунты со средне- редкослоистой криогенной текстурой). Для удобства практического использования построены графики (рис. 2.6), позволяющие определять размеры проб на W_{tot} и ρ_{tot} при средних значениях W_m и ρ_m .

Пользуясь таблицей 2.4 можно предварительно назначать методы определения суммарной влажности и плотности мёрзлых грунтов. В случае если требуемые параметры образца превышают размеры используемого оборудования (бюксов, мерных цилиндров и т.д.), то либо необходимые измерения производятся по частям образца, а все расчёты для образца в целом, либо прямые определения не проводятся, а используются расчётные методы, приведённые в ГОСТ 5180-84 «Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик».

Учёт криогенного строения повышает точность определения W_{tot} и ρ_{tot} при проведении инженерных изысканий, так как точность опробования задаётся заранее.

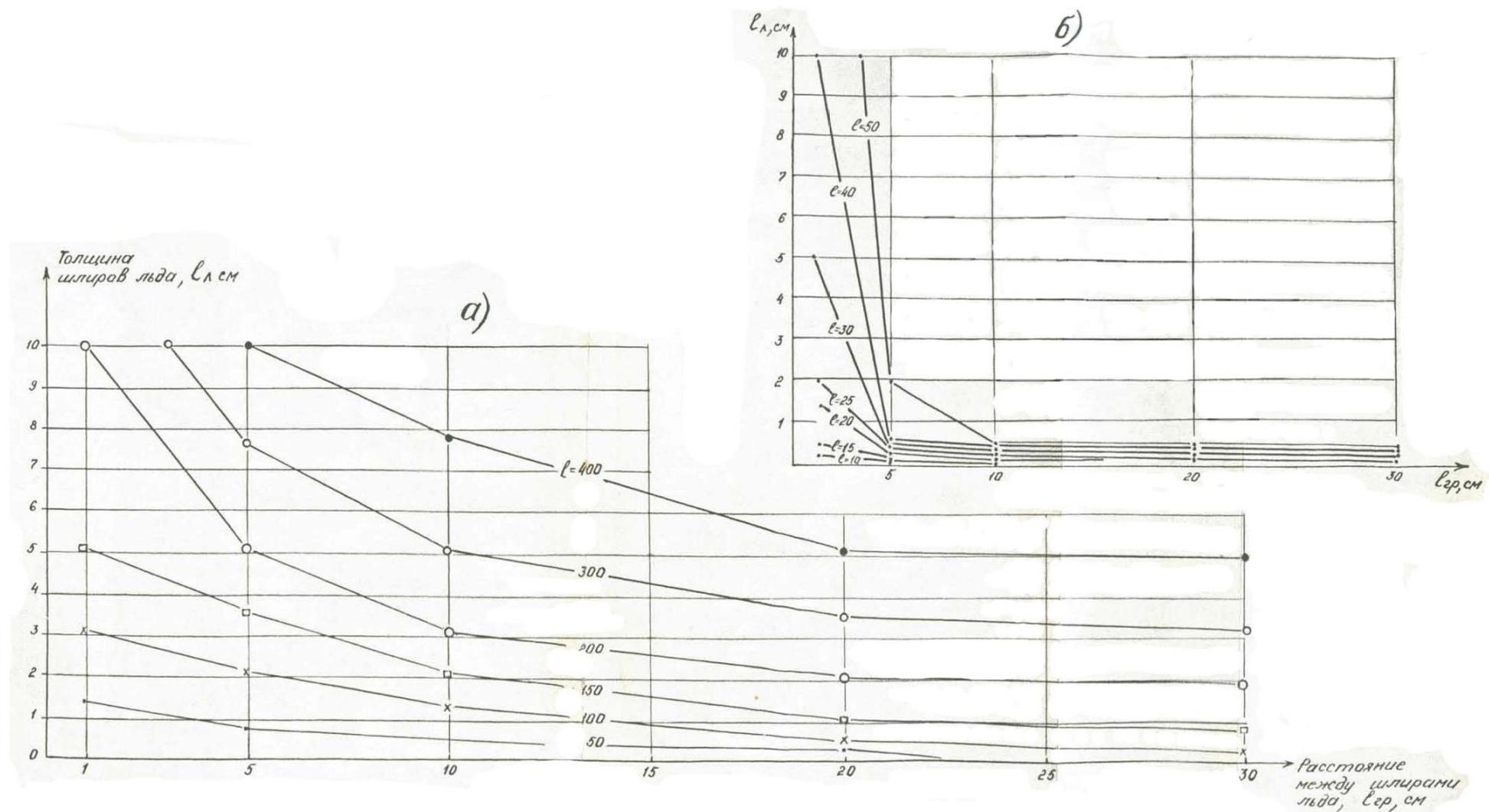


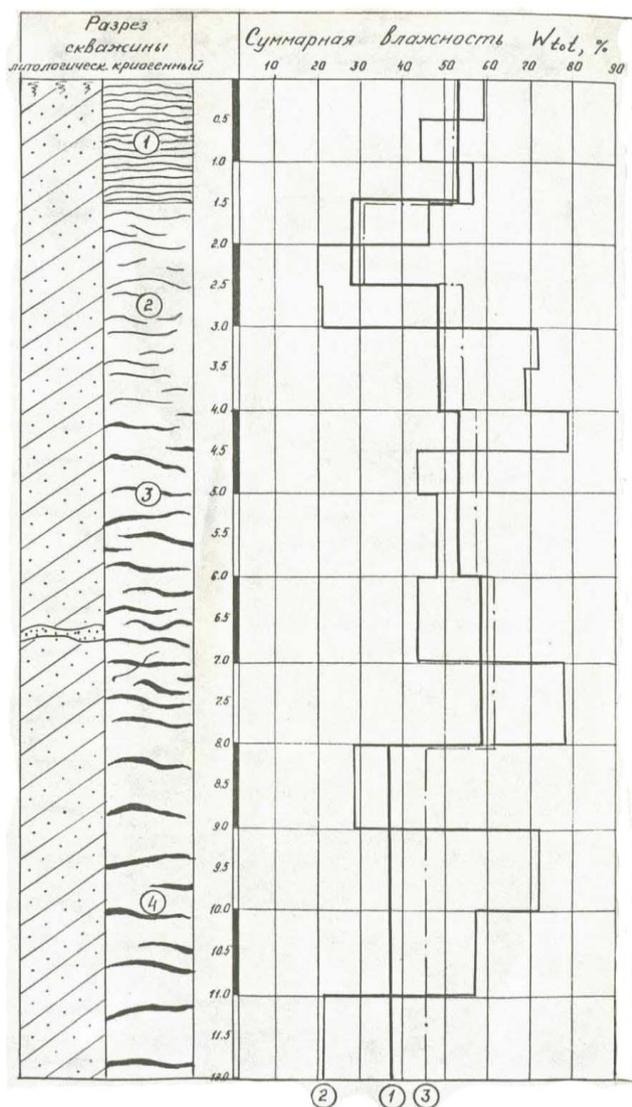
Рис. 2.6 Графики для определения размера проб (ℓ , см) при опробовании: а) на суммарную влажность (W_{tot}); б) на суммарную плотность (P_{tot})

Таблица 2.4.

Размеры проб для определения суммарных влажности (W_{tot})
и плотности (ρ_{tot}) мёрзлых грунтов

| Наименование криогенной текстуры | Расстояние между ледяными включениями, см | Линейный размер пробы в см при толщине ледяных шлиров: | | | | | | | | | |
|----------------------------------|---|--|--------------|-----------|--------------|-----------|--------------|-----------|--------------|-----------|--------------|
| | | ≤0,2 см | | 0,5 см | | 2,0 см | | 5,0 см | | 10,0 см | |
| | | W_{tot} | ρ_{tot} | W_{tot} | ρ_{tot} | W_{tot} | ρ_{tot} | W_{tot} | ρ_{tot} | W_{tot} | ρ_{tot} |
| Частослоистая | ≤ 1,0 | 10 – 20 | 5 – 8 | 15 – 30 | 13 – 17 | 55 – 75 | 20 – 30 | 120 – 150 | 25 – 30 | 170 – 220 | 32 – 45 |
| Среднеслоистая | 5,0 | 15 – 30 | 15 – 23 | 25 – 60 | 38 – 50 | 80 – 120 | 45 – 60 | 130 – 250 | 70 – 100 | 300 | 100 |
| | 10,0 | 20 – 40 | 20 – 32 | 35 – 75 | 40 – 60 | 85 – 180 | 50 – 75 | 250 – 300 | 100 | 400 | 100 |
| Редкослоистая | 20,0 | 40 – 60 | 23 – 35 | 50 – 90 | 50 – 70 | 90 – 210 | 55 – 80 | 300 | 100 | 400 | 100 |
| | 30,0 | 60 – 80 | 30 – 50 | 60 – 120 | 60 – 75 | 95 – 220 | 65 – 100 | 300 | 100 | 500 | 100 |

На рис. 2.7 в качестве примера приведены результаты опробования на W_{tot} разреза скважины, представленного суглинком слоистой криогенной текстуры, с учётом масштабного эффекта (эпюра 1) и традиционным методом (ГОСТ 5180-84) без его учёта (эпюра 2). Различия в суммарной влажности достигают на отдельных глубинах 25 – 30 %, при этом случайное попадание (или непопадание) шлиров льда в пробу приводит к появлению на эпюре 2 несуществующих в природе неоднородностей. Осреднение значений W_{tot} , полученных без учёта масштабного эффекта (эпюра 3), также не обеспечивает необходимой точности опробования. Так, например, на глубинах 8-12 м абсолютная ошибка в определении W_{tot} достигает 9 %, что приводит к ошибке в расчёте льдистости за счёт ледовых включений i_i равной 0,09. В результате грунт попадает в другой классификационный интервал по льдистости (СНиП 2.02.04-88, ГОСТ 25100-95): при учёте масштабного эффекта $i_i=0,19$ (интервал $i_i<0,2$), без учёта $i_i=0,28$ (интервал $0,2 \leq i_i \leq 0,4$).



- Условные обозначения
- Криогенные текстуры
- частослоистая тонко-среднеширивая
 - среднеслоистая среднеширивая
 - среднеслоистая толстоширивая
 - редкослоистая толстоширивая
- Литология
- суглинки
- эпора суммарной влажности при опробовании с учетом масштабного эффекта
- эпора суммарной влажности при опробовании без учета масштабного эффекта
- эпора средних значений суммарной влажности при опробовании без учета масштабного эффекта

Рис. 2.7 Результаты опробования разреза скважины на суммарную влажность (W_{tot})

Уравнение (2.4) может быть использовано и для установления размеров проб на другие виды исследования геотехнических свойств, в частности, при определении коэффициентов оттаивания A_{th} и сжимаемости m лабораторными и полевыми методами.

В регламентирующем лабораторные определения этих показателей ГОСТ 12248-96 предусмотрено выполнение осадки при оттаивании на образцах мёрзлого грунта высотой 2,0 см при значениях льдистости за счёт ледяных включений $i_i \leq 0,40$ и $l_l \leq 0,20$ см.

Как показывают расчёты (таблица 2.5) точность определения величины относительной осадки, а, следовательно, и параметров A_{th} и m существенно зависит от толщины шлиров l_l , попадающих в образец, а при одинаковых l_l прак-

тически не зависит от льдистости за счёт ледяных включений i_i и относительной осадки минеральной части δ_m .

Учитывая, что компрессионные испытания также имеют значительную экспериментальную погрешность (А.И. Золотарь, 1982; А.А. Колесов и др., 1985; Л.Н. Хрусталева, В.М. Водолазкин, 1987), общая ошибка определения осадки может оказаться сопоставимой с её величиной. Поэтому для лабораторных испытаний по ГОСТ 12248-96 образцы не должны содержать шлиров льда или, в крайнем случае, l_l не должна превышать 0,05 см, а не 0,20 см, как принято в ГОСТ. При толщине шлиров 0,05 мм ошибка за счёт масштабного эффекта составит 0,01, т.е. 1 см на метр глубины оттаивания, что близко к допустимой точности определения A_{th} и m .

При испытании мёрзлых грунтов со шлировыми криогенными текстурами горячим штампом глубина оттаивания под штампом H_{th} также должна задаваться с учётом параметров криогенного строения. В то же время, в действующем ГОСТ 20276-99 эта глубина принята постоянной и равной половине диаметра штампа, т.е. 40 см. В таблице 2.6 приведены результаты расчётов возможной ошибки определения относительной осадки при различной величине H_{th} и разных значениях i_i , l_l , δ_m . Для фиксированных $i_i = 0,17$ $l_l = 1,0$ см построены графики (рис. 2.8) зависимости величины ошибки Δ от размеров шлиров (графики 1, 2) или льдистости (графики 3, 4). Из таблицы и графиков видно, что на точность определения осадки так же, как при лабораторных исследованиях, в основном влияет наличие ледяных шлиров, попадающих в чашу оттаивания, а значения льдистости i_i и относительной осадки минеральной части грунта δ_m практически на точности не сказывается.

Таким образом, при испытаниях мёрзлых грунтов горячим штампом площадью 5000 см², учитывая необходимую точность определения A_{th} и m , равную 0,01, глубину оттаивания под штампом следует задавать:

- **не менее 40 см** при наличии шлиров льда $l_l \leq 0,50$ см;
- **не менее 80 см** при $0,50 < l_l \leq 1,00$ см;
- **не менее 120 см** при $l_l > 1,00$ см.

Таблица 2.5.

Оценка точности определения осадки при оттаивании мёрзлых грунтов
на образцах различного криогенного строения

| Льдистость за счёт ледяных включений i_l , д.ед. | Толщина шлиров льда $i_{л}$, см | Кол-во шлиров льда n | Относительная осадка минеральной части δ_m , д.е. | Осадка образца, S , см | Относительная осадка образца, $\delta_{обр}$, д.ед. | Ошибка * определения относительной осадки |
|---|-------------------------------------|---------------------------|---|-----------------------------|---|---|
| 0,1 | 0,2 | 1 | 0,001 | 0,14 | 0,07 | 0,07 |
| | | 2 | | 0,28 | 0,14 | |
| | | 1 | 0,01 | 0,17 | 0,08 | 0,08 |
| | | 2 | | 0,31 | 0,16 | |
| | | 1 | 0,1 | 0,47 | 0,24 | 0,06 |
| | | 2 | | 0,59 | 0,30 | |
| 0,2 | 0,2 | 3 | 0,001 | 0,42 | 0,21 | 0,07 |
| | | 4 | | 0,56 | 0,28 | |
| | | 3 | 0,01 | 0,45 | 0,22 | 0,08 |
| | | 4 | | 0,59 | 0,30 | |
| | | 3 | 0,1 | 0,71 | 0,36 | 0,06 |
| | | 4 | | 0,83 | 0,42 | |
| 0,4 | 0,2 | 6 | 0,001 | 0,84 | 0,42 | 0,07 |
| | | 7 | | 0,98 | 0,49 | |
| | | 6 | 0,01 | 0,86 | 0,43 | 0,07 |
| | | 7 | | 1,00 | 0,50 | |
| | | 6 | 0,1 | 1,07 | 0,53 | 0,07 |
| | | 7 | | 1,19 | 0,60 | |
| 0,1 | 0,05 | 6 | 0,001 | 0,21 | 0,10 | 0,02 |
| | | 7 | | 0,24 | 0,12 | |
| | | 6 | 0,01 | 0,24 | 0,12 | 0,02 |
| | | 7 | | 0,27 | 0,14 | |
| | | 6 | 0,1 | 0,51 | 0,26 | 0,02 |
| | | 7 | | 0,54 | 0,27 | |
| 0,2 | 0,05 | 13 | 0,001 | 0,46 | 0,23 | 0,01 |
| | | 14 | | 0,49 | 0,24 | |
| | | 13 | 0,01 | 0,48 | 0,24 | 0,02 |
| | | 14 | | 0,52 | 0,26 | |
| | | 13 | 0,1 | 0,74 | 0,37 | 0,01 |
| | | 14 | | 0,77 | 0,38 | |
| 0,4 | 0,05 | 27 | 0,001 | 0,95 | 0,48 | 0,01 |
| | | 28 | | 0,98 | 0,49 | |
| | | 27 | 0,01 | 0,97 | 0,48 | 0,02 |
| | | 28 | | 1,0 | 0,50 | |
| | | 27 | 0,1 | 1,25 | 0,62 | 0,02 |
| | | 28 | | 1,28 | 0,64 | |

* – рассматривается ошибка определения только за счёт масштабного эффекта без учёта ошибки лабораторного эксперимента.

Таблица 2.6.

Оценка точности испытаний горячим штампом мёрзлых грунтов
различного криогенного строения

| Криогенная текстура | Льдистость за счёт ледяных включений i_i , д.ед. | Толщина шпиров льда l , см | Глубина оттаивания под штампом H_{th} , см | Кол-во шпиров льда в чаше оттаивания, N | Относительная осадка минеральной части δ_m , д.е. | Осадок образца, S , см | Относительная осадка $\frac{S}{H_{th}}$, д.ед. | Ошибка определения относительной осадки |
|-------------------------------|--|------------------------------|--|---|--|--------------------------|---|---|
| Тонкошлировая среднеслоистая | 0,05 | 0,5 | 40 | 3 | 0,01 | 1,43 | 0,034 | 0,01 |
| | | | | 4 | | 1,80 | 0,045 | |
| | | | 40 | 3 | 0,05 | 2,95 | 0,07 | 0,01 |
| | | | | 4 | | 3,25 | 0,08 | |
| | | | 80 | 7 | 0,01 | 3,21 | 0,04 | 0,01 |
| | | | | 9 | | 3,91 | 0,05 | |
| | | | 80 | 7 | 0,05 | 6,25 | 0,078 | 0,01 |
| | | | | 9 | | 6,95 | 0,087 | |
| Мелкошлировая редкослоистая | 0,05 | 1,0 | 40 | 1 | 0,01 | 1,08 | 0,030 | 0,02 |
| | | | | 2 | | 1,78 | 0,050 | |
| | | | 80 | 3 | 0,01 | 2,86 | 0,036 | 0,01 |
| | | | | 4 | | 3,56 | 0,044 | |
| Мелкошлировая среднеслоистая | 0,09 | 1,0 | 40 | 3 | 0,01 | 2,47 | 0,06 | 0,02 |
| | | | | 4 | | 3,16 | 0,08 | |
| | | | 40 | 3 | 0,05 | 4,10 | 0,10 | 0,02 |
| | | | | 4 | | 4,82 | 0,12 | |
| | | | 80 | 7 | 0,01 | 5,63 | 0,07 | 0,01 |
| | | | | 8 | | 6,32 | 0,08 | |
| | | | 80 | 7 | 0,05 | 8,60 | 0,11 | 0,01 |
| | | | | 8 | | 9,30 | 0,12 | |
| Тонкошлировая среднеслоистая | 0,17 | 0,5 | 40 | 13 | 0,01 | 4,88 | 0,12 | 0,01 |
| | | | | 14 | | 5,23 | 0,13 | |
| | | | 80 | 27 | 0,01 | 10,11 | 0,12 | 0,01 |
| | 28 | 10,46 | | 0,13 | | | | |
| | 0,17 | 1,0 | 40 | 6 | 0,01 | 4,53 | 0,11 | 0,02 |
| | | | | 7 | | 5,23 | 0,131 | |
| 80 | | | 13 | 0,01 | 9,76 | 0,12 | 0,01 | |
| | 14 | 10,46 | 0,13 | | | | | |
| Голстошлировая среднеслоистая | 0,17 | 2,0 | 40 | 3 | 0,01 | 5,13 | 0,13 | 0,04 |
| | | | | 4 | | 7,73 | 0,17 | |
| | | | 40 | 3 | 0,05 | 6,47 | 0,16 | 0,04 |
| | | | | 4 | | 8,07 | 0,20 | |
| | | | 80 | 6 | 0,01 | 10,28 | 0,13 | 0,02 |
| | | | | 7 | | 11,86 | 0,15 | |
| | | | 80 | 6 | 0,05 | 12,95 | 0,16 | 0,02 |
| | | | | 7 | | 14,55 | 0,18 | |
| | | | 120 | 10 | 0,01 | 17,0 | 0,14 | 0,01 |
| | | | | 11 | | 18,0 | 0,15 | |

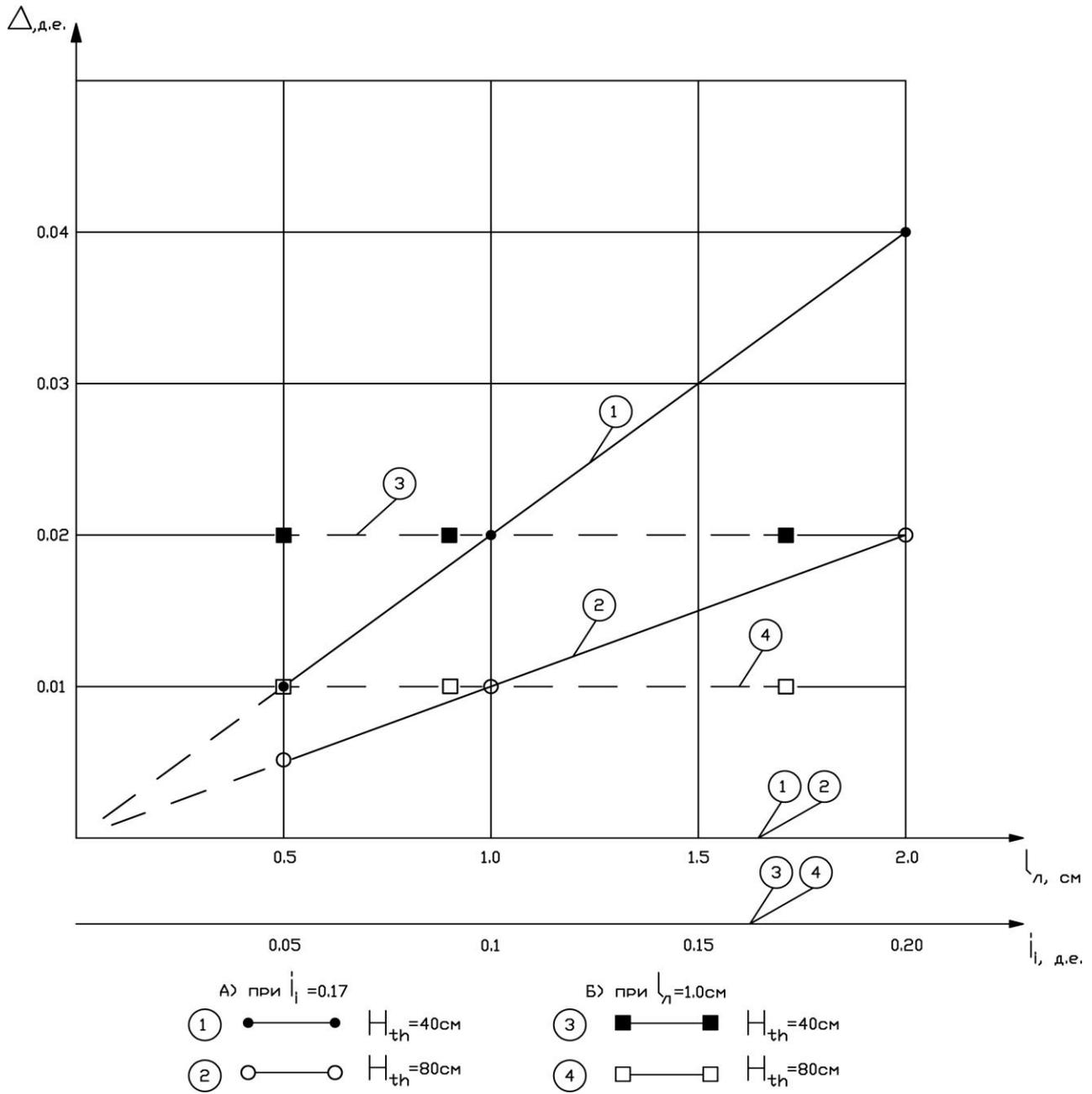


Рис. 2.8. Графики зависимости величины ошибки полевого определения относительной осадки при оттаивании от размеров шпиров льда и льдистости

2.3. Статическое зондирование мёрзлых грунтов

Статическое зондирование уже многие годы является одним из наиболее эффективных полевых методов исследования физико-механических свойств немёрзлых грунтов (Ю.Г. Трофименков, Л.Н. Воробков, 1981; Ю.Г. Трофименков, 1995).

Согласно ГОСТ 19912-2001 «Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием» статическое зондирование применяется для решения широкого круга задач и в том числе:

- для оценки пространственной изменчивости состава и свойств грунтов;
- количественной оценки физико-механических свойств грунтов (плотности, модуля деформации, угла внутреннего трения и сцепления грунтов и т.п.);
- определения данных для расчёта свайных фундаментов.

Хотя указанный стандарт распространяет свое действие на мёрзлые грунты, однако, статическое зондирование в них не получило распространения из-за трудности вдавливания зонда, а также из-за отсутствия специальных методик испытаний и способов обработки результатов в условиях, когда все параметры прочности и деформируемости грунтов являются функциями времени и температуры.

В то же время, как показали отечественные и зарубежные исследования (С.Е. Гречищев и др., 1970; В. Ladanyi, 1976, 1985; Ю.Г. Трофименков и др., 1986; М.А. Минкин, 1986, 1991; О.Н. Исаев, 1989) этот метод может с успехом использоваться для оценки прочностных и деформационных свойств мёрзлых грунтов и несущей способности свай.

Как показали результаты исследований (В. Ladanyi, 1976), сопротивление мёрзлого грунта вдавливанию зонда существенно увеличивается при возрастании скорости зондирования, причем эта зависимость является нелинейной и в достаточной степени не изучена.

Нами были проведены расчёты по оценке предельных усилий вдавливания до глубины 10 м при различных скоростях зондирования (таблица 2.7).

Таблица 2.7.

Оценка предельных усилий вдавливания зонда
при различных скоростях зондирования

| Наименование типа грунта | Угол внутреннего трения φ , град; | Температура грунта, °С | Скорость зондирования, S_z , см/мин | Время до разрушения грунта, t_f | Сцепление $S_{ЭКВ}$, МПа | Максимальное удельное сопротивление вдавливанию q_z , МПа |
|--------------------------|---|------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------|---|
| Глина | 10 | -0,3 ÷ -0,4 | 100 | 0,13 | 0,56 | 8,4 |
| | | | 1,3 | 14 | 0,30 | 4,8 |
| | | | 0,25 | 70 | 0,25 | 4,1 |
| | | -1,1 ÷ -1,2 | 100 | 0,13 | 0,80 | 11,7 |
| | | | 1,3 | 14 | 0,50 | 7,6 |
| | | | 0,25 | 70 | 0,42 | 6,5 |
| | | -4,0 ÷ -4,2 | 100 | 0,13 | 1,44 | 20,6 |
| | | | 1,3 | 14 | 0,90 | 13,1 |
| | | | 0,25 | 70 | 0,80 | 11,7 |
| Суглинок | 25 | -0,4 ÷ -0,5 | 100 | 0,13 | 0,80 | 50,8 |
| | | | 1,3 | 14 | 0,30 | 22,8 |
| | | | 0,25 | 70 | 0,22 | 16,9 |
| | | -2,0 ÷ -2,2 | 100 | 0,13 | 1,59 | 95,7 |
| | | | 1,3 | 14 | 0,57 | 37,8 |
| | | | 0,25 | 70 | 0,50 | 33,8 |
| Песок | 35 | -0,3 ÷ -0,4 | 100 | 0,13 | 1,71 | 347 |
| | | | 1,3 | 14 | 0,60 | 139 |
| | | | 0,25 | 70 | 0,35 | 92,4 |
| | | -1,1 ÷ -1,2 | 100 | 0,13 | 1,90 | 384 |
| | | | 1,3 | 14 | 0,60 | 139 |
| | | | 0,25 | 70 | 0,42 | 106 |
| | | -2,2 | 100 | 0,13 | 4,10 | 796 |
| | | | 1,3 | 14 | 1,10 | 233 |
| | | | 0,25 | 70 | 0,80 | 177 |

Максимальное удельное сопротивление грунта вдавливанию конуса зонда q_3 определялось по формуле:

$$q_3 = \rho \times L \times N_q + C \times N_c \quad (2.5)$$

где ρ – плотность мёрзлого грунта, принятая равной $2,0 \text{ г/см}^3$;

L – глубина зондирования, равная 10^3 см ;

N_q и N_c – коэффициенты сопротивления глубокой пенетрации, равные при $L > 10D_3$ (Ю.Г. Трофименков, Л.Н. Воробков, 1981):

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \times e^{(\pi+2) \times \text{tg} \varphi} \quad (2.6)$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \text{ctg} \varphi \quad (2.7)$$

φ – угол внутреннего трения, град;

D_3 – диаметр зонда, см;

C – сцепление мёрзлого грунта.

Значения сцепления задавались по данным испытаний (Е.П. Шушерина и др., 1979). При этом выбирались значения эквивалентного сцепления мёрзлых грунтов $C_{\text{экв}}$, соответствующие времени действия нагрузки до их разрушения t_f , которое определялось по формуле (В. Ladanyi, 1976):

$$t_f = 1,825 \times \gamma_{\text{af}}^{-1/3} \times \left(\frac{D_3}{\dot{S}} \right) \quad (2.8)$$

где γ_{af} – деформация сдвига при разрушении грунта, принимаемая равной $0,05$;

\dot{S} – скорость зондирования, см/мин.

Установлено, что при стандартной скорости зондирования для немёрзлых грунтов равной 100 см/мин (ГОСТ 19912-2001) значения удельного сопротивления проникновению конусу зонда q_3 изменяются от $8\text{-}50 \text{ МПа}$ для пластичномёрзлых грунтов до $300\text{-}800 \text{ МПа}$ для твердомёрзлых, а с уменьшением скорости до $0,25 \text{ см/мин}$ q_3 снижаются, соответственно, в $1,5\text{-}2,8$ и $1,7\text{-}4,5$ раза.

Однако и при таких скоростях q_3 в твердомёрзлых грунтах достигает значительных величин 25-150 МПа.

Следовательно, технические возможности существующих установок позволяют применять статическое зондирование, в основном, в пластичномёрзлых грунтах.

С целью экспериментальной проверки возможности зондирования мёрзлых грунтов, разработки технологии зондирования и методики обработки результатов, нами были выполнены специальные исследования на двух опытных площадках в г. Лабытнанги Тюменской области.

Опытные площадки сложены верхнечетвертичными прибрежно-морскими суглинками с прослоями и гнёздами пылеватого песка (рис. 2.9). Температура грунтов на глубине 10 м на площадке № 1 составляла минус 0,2 °С, № 2 – минус 0,4 °С, а глубина залегания кровли вечномёрзлых грунтов, соответственно, 4,4 и 3,2 м. В мёрзлом состоянии грунты характеризовались массивной криогенной текстурой с редкими тонкими шлирами льда, в талом (до 3,2-4,4 м) – в основном мягкопластичной консистенцией.

Статическое зондирование проводилось установкой СП-59, смонтированной на тракторе Т-16, общей массой 2,7 т. Анкеровка осуществлялась с помощью винтовой сваи диаметром 350 мм, завинчиваемой на глубину 1,0-1,5 м. При зондировании использовался стандартный зонд I типа, состоящий из наружных звеньев диаметром 36×8 мм, внутренних – диаметром 18 мм и накопника с конусом; диаметр основания 35,7 мм, угол при вершине 60°.

Для регулирования скорости зондирования установка СП-59 дополнительно была оснащена регулятором потока МТП-53-54. В отличие от зарубежной практики, зондирование проводилось непрерывно с постоянной для данной точки скоростью (отклонения составляли ±10%).

Через каждые 10 см измерялось сопротивление вдавлению зонда q_3 и сопротивление по его боковой поверхности Q_3 , через каждые 20 см – скорость зондирования \dot{S} , которая изменялась от 3 до 120 см/мин.

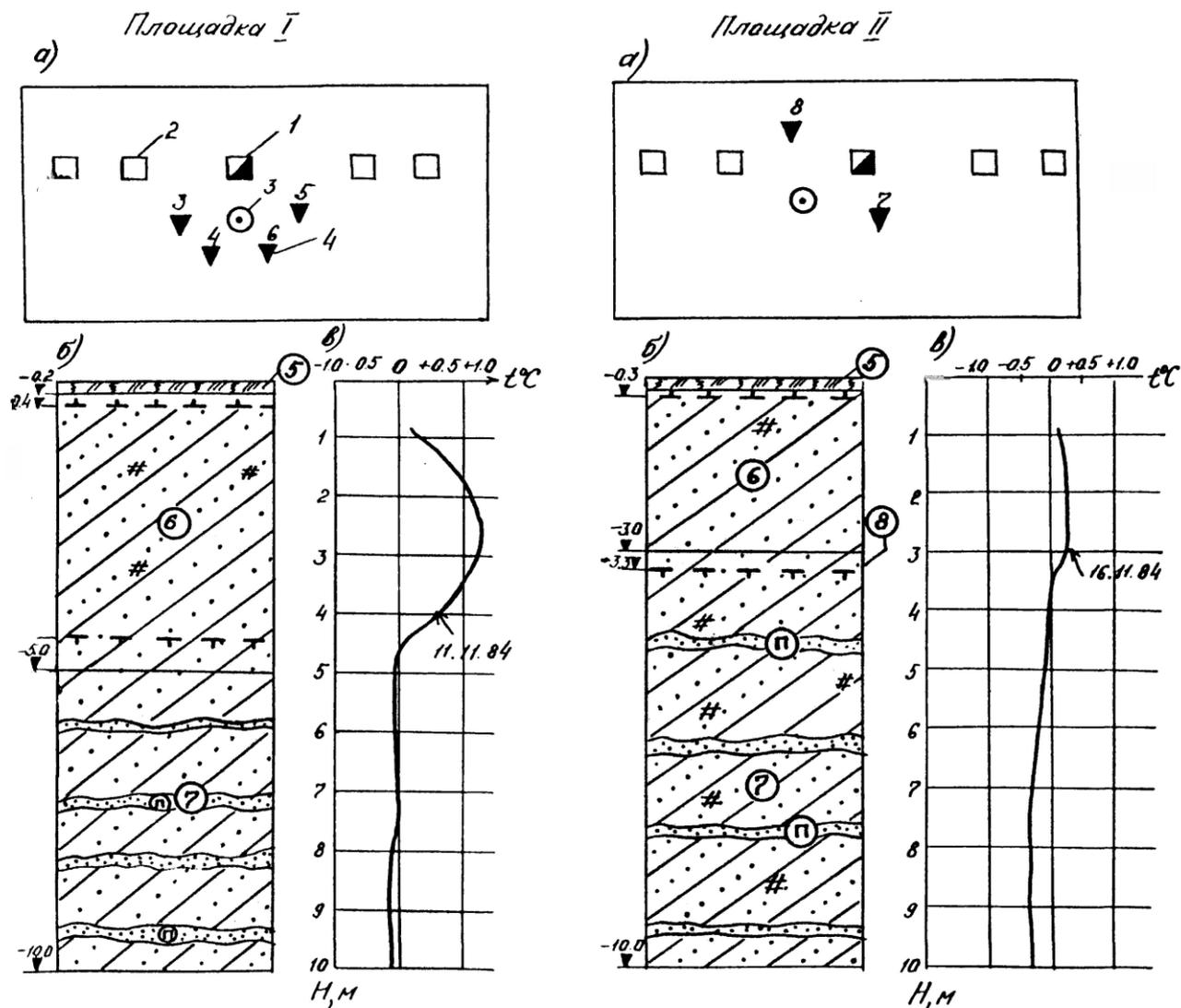


Рис 2.9. Характеристика опытных площадок для статического зондирования.

а) схематический план, б) геологический разрез, в) распределение температур по глубине. 1 – испытываемая опытная свая, 2 – анкерная свая, 3 – скважина, 4 – точка статического зондирования и её номер, 5 – почвенно-растительный слой, 6 – суглинок, 7 – суглинок с прослоями и линзами песка, 8 – граница мерзлых грунтов

Кроме того, на отдельных глубинах были выполнены испытания статическими ступенчато-возрастающими нагрузками на зонд, а также зондирование со «стабилизацией». Первые испытания проводились до нагрузки, вызывающей незатухающую осадку зонда. Время выдержки каждой ступени изменялось в разных опытах от 5 до 30 минут. Для задания давления использовался гидрав-

личный домкрат ДГО-50, подключённый к установке СП-59.

При зондировании со «стабилизацией» подача масла в гидродомкрат на последней ступени прекращалась, скорость перемещения зонда замедлялась и через некоторое время наблюдалась стабилизация осадки зонда, что означало, что система зонд-грунт пришла в равновесие. Следует отметить, что статическое зондирование со «стабилизацией» по своей сущности относится к так называемым «релаксационным методам испытания мёрзлых грунтов (Н.А. Цытович, 1973; С.С. Вялов, 1978; Ю.С. Миренбург, 1982).

Параллельно с проведением статического зондирования грунтов выполнялись испытания железобетонных свай сечением 30×30 см статической вдавливающей нагрузкой. Точки зондирования располагались не более 1,0-2,0 м от свай.

Испытываемые сваи длиной 10 м погружались бурозабивным способом в лидерные скважины диаметром 350 мм до глубины 8,2 м (свая № 1) и 8,5 м (свая № 2). Испытания свай проводились по ГОСТ 5686-94 с выдержкой каждой ступени нагрузки до условной стабилизации осадки, равной 0,2 мм за последние сутки наблюдений.

Статическое зондирование и испытания свай выполнялись в период максимальных температур мёрзлых грунтов (октябрь-ноябрь).

В процессе непрерывного зондирования, выполненного до глубины 10 м, были зафиксированы значения сопротивления вдавлению зонда q_z для мёрзлых грунтов от 5 до 21 МПа, для талых от 2 до 8 МПа. Колебания значений q_z связаны как с геологической неоднородностью разреза (наличием линз и прослоев песка в толще суглинков), так и с различными значениями температуры мёрзлых грунтов.

При испытании статическими нагрузками на зонд были получены скорости осадки зонда 0,001-0,025 см/мин.

Зависимость сопротивления грунта под конусом зонда от скорости его перемещения может быть описана известной теоретической зависимостью между напряжением и постоянной скоростью пластично-вязкого течения в

форме, предложенной Нортоном:

$$\dot{\mathcal{E}} = \chi \times q_3^n \quad (2.9)$$

где $\dot{\mathcal{E}}$ – относительная скорость перемещения зонда;

χ, n – параметры, определяемые опытным путём.

Учитывая, что $\dot{\mathcal{E}} \sim \frac{\dot{S}_3}{D_3}$, получим

$$\dot{S}_3 = D_3 \times \chi \times q_3^n = \chi^1 \times q_3^n \quad (2.10)$$

$$\text{откуда } q_3 = (\dot{S}_3 / \chi^1)^{1/n} \quad (2.11)$$

где \dot{S}_3 – скорость зондирования,

D_3 – диаметр зонда.

$$\text{Обозначив } A = \left(\frac{1}{\chi^1} \right)^{1/n} \text{ имеем } q_3 = A \times (\dot{S}_3)^{1/n} \quad (2.12)$$

Эта теоретическая зависимость совпадает с эмпирической формулой, предложенной Ladanyi (1976), в которой взаимосвязь q_3 и \dot{S}_3 описывается степенной функцией с изменением коэффициента $1/n$ при скоростях зондирования примерно 0,025 см/мин:

$$q_3 = [f(\dot{S}_3)]^{1/n} \quad (2.13)$$

Для определения значений n по данным испытаний (Ю.Г. Трофименков и др., 1986) построены графики $\ln q_3 - \ln \dot{S}_3$ (рис. 2.10). При изменении скорости зондирования от 0,001 до 100 см/мин величины n находятся в узком диапазоне $5,7 \div 6,4$ и, в среднем, равны $6 \pm 0,5$. Отмеченная закономерность подтверждается опытными реологическими кривыми, полученными для льда (С.С. Вялов и др., 1962).

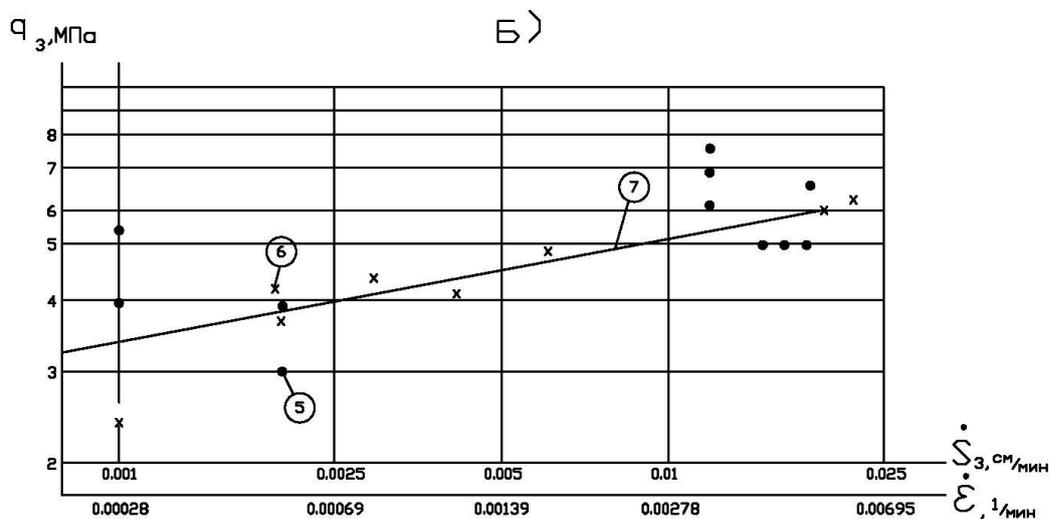
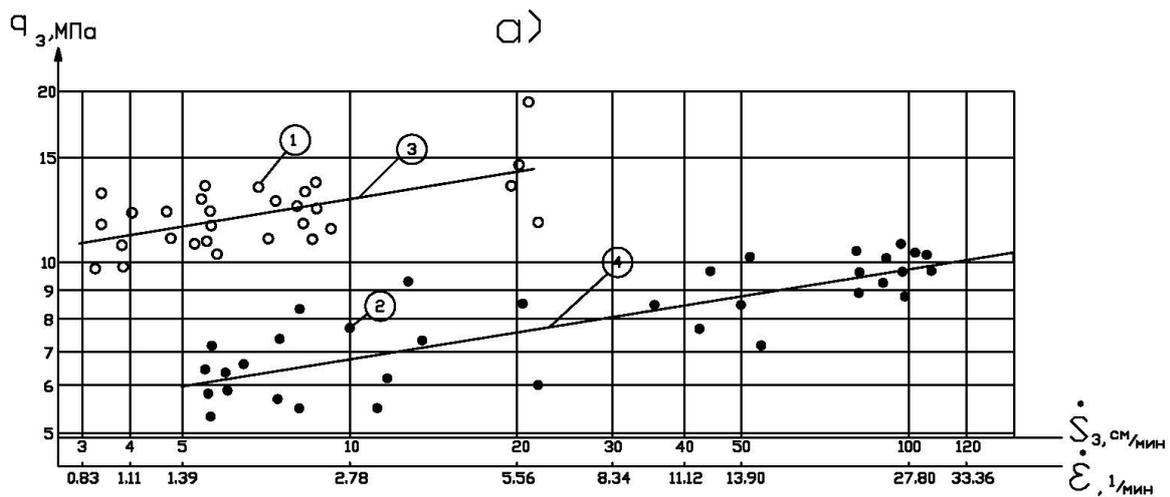


Рис. 2.10. Графики зависимости сопротивления q_3 от скорости зондирования \dot{S}_3 и относительной скорости перемещения зонда $\dot{\mathcal{E}}$ в логарифмическом масштабе.

а) статическое зондирование со скоростями $1 \dots 10^2$ см/мин:

1 – точки зондирования в грунтах с температурой $-0.2 \dots -0.6^\circ\text{C}$;

2 – то же с температурой $-0.0 \dots -0.2^\circ\text{C}$;

3 - $n = 6.4$;

4 - $n = 6.2$.

б) статическое зондирование со скоростями $10^{-3} \dots 2.5 \cdot 10^{-2}$ см/мин:

5,6 – при нагрузке, передаваемой на конус зонда и на конус и боковую поверхность зонда;

7 - $n = 5.7$

Таким образом, длительное сопротивление грунта зондированию может быть определено по критическому значению скорости \dot{S}_f , соответствующему допустимой скорости деформирования грунта при установившейся ползучести:

$$q_f = q_3 \times (\dot{S}_f / \dot{S}_3)^{1/n} \quad (2.14)$$

Показательный вид зависимости прочностных свойств мёрзлых грунтов от температуры, отмечаемый большинством исследователей (С.С. Вялов, Н.А. Цытович, Ю.К. Зарецкий, В. Ladanyi) позволяет полагать, что:

$$q_3 = q_{th} + B \times |T|^k \quad (2.15)$$

где q_{th} – сопротивление талого грунта под конусом зонда;

T – температура мёрзлого грунта, °С;

B и k – коэффициенты, определяемые опытным путём.

В диапазоне температур от минус 0,1 до минус 0,6 °С зависимость (2.15), как показывают опытные данные, может быть заменена линейной. Учитывая, что в диапазоне температур в несколько градусов отношение предельно длительных значений свойств мёрзлых грунтов к условно мгновенным слабо зависит от температуры (С.С. Вялов и др., 1962), можно принять, что предельно длительное сопротивление под конусом зонда при расчётной температуре может быть определено по формуле:

$$q_{f,Tr} = q_{f,Ton} \times \frac{q_{3,Tr}}{q_{3,Ton}} \quad (2.16)$$

где $q_{f,Ton}$, $q_{3,Ton}$ – длительное и условно мгновенное сопротивление грунта (соответствующее скорости перемещения зонда \dot{S}_3) при температуре опыта;

$q_{f,Tr}$, $q_{3,Tr}$ – то же при расчётной температуре.

Подставляя в выражение (2.16) выражения 2.14 и 2.15, получим:

$$q_{f, T_p} = q_{3, T_{on}} \times (\dot{S}_f / \dot{S}_3)^{1/n} \times \frac{q_{th} + B \times |T_p|}{q_{th} + B \times |T_{on}|} \quad (2.17)$$

где \dot{S}_f и \dot{S}_3 – скорости зонда, соответственно, допускаемые и фиксируемые при испытаниях.

Для определения прочностных характеристик мёрзлых грунтов, используемых для расчёта несущей способности свай, может быть использован метод, предложенный В. Ladanyi (1982), основанный на теории расширяющейся полости. В этом случае сопротивление по поверхности смерзания (R_{af}) и давление под нижним концом сваи (R) может быть определено по формулам:

$$R_{af} = m \times (q_{f, T_p} - P_0 \times N_q) / N_c \quad (2.18)$$

$$R = q_{f, T_p} \times (D_3 / D_c)^{1/n} \quad (2.19)$$

где $m = \frac{\tau_{af}}{C_{eq}}$, равный для стальных и железобетонных свай 0,7 и при сдвиге по грунту 1,0;

τ_{af} , C_{eq} – удельная прочность смерзания и эквивалентное длительное сцепление мёрзлого грунта, МПа;

P_0 – среднее давление грунта на уровне наконечника зонда, МПа;

D_c – диаметр (сечение) сваи, см.

Для опытных площадок значения коэффициентов N_q и N_c , рассчитанные по формулам 2.6 и 2.7, равны, соответственно, 2,4 и 11,5. При их определении угол внутреннего трения принимался равным 7° по данным сдвиговых испытаний. Значение n принималось равным 6,0, допустимая скорость осадки \dot{S}_f равнялась $2,3 \times 10^{-7}$ см/с, т.е. скорости осадки сваи за время условной стабилизации, для обеспечения сопоставления расчётных данных с результатами испытаний свай.

Несущая способность основания сваи $F_{u,3}$ по данным зондирования определялась по формуле:

$$F_{u,3} = f_{th} \times l_{th} \times U + \gamma_t \times \gamma_c \times [U \times \sum_{th}^l R_{af} \times \Delta l + R \times A] \quad (2.20)$$

где f_{th} – среднее значение предельного сопротивления талого грунта на боковой поверхности сваи, определённое в соответствии со СНиП 2.02.03-85, МПа;

l_{th} – длина сваи в талом грунте, см;

Δl – толщина однородных слоёв мёрзлого грунта, см;

U – периметр сваи, см;

γ_t, γ_c – температурный коэффициент и коэффициент условий работы основания, принятые равными 1,0;

A – площадь основания сваи, см².

Результаты расчётов несущей способности свай по данным зондирования $F_{u,3}$, нормативные значения предельного сопротивления основания опытных свай $F_{u,n}$, а также значения несущей способности свай F_u , рассчитанные по СНиП 2.02.04-88, представлены в таблице 2.8. Из сопоставления результатов видно, что несущая способность свай в мёрзлых грунтах определяется по данным статического зондирования с хорошей точностью (относительная ошибка не превышает 10 %). В связи с этим, метод статического зондирования может быть рекомендован для оценки несущей способности свай в мёрзлых грунтах при проведении испытаний.

Значение предельно длительного эквивалентного сцепления мёрзлого грунта C_{eq} может быть определено по формуле:

$$C_{eq} = (q_f - P_0 \times N_q) / N_c \quad (2.21)$$

Оценка прочностных и деформационных свойств мёрзлых грунтов может производиться также и по эмпирическим зависимостям, предложенным О.Н. Исаевым (1989):

а) для предельно длительного значения эквивалентного сцепления, МПа:

$$C_{eq} = 0,0025 \times (q_{0,5})^{1,49} \quad (2.22)$$

б) для модуля деформации:

$$E = 5,91 \times (q_{0,5})^{0,49} \quad (2.23)$$

где $q_{0,5}$ – сопротивление грунта под конусом зонда при скорости зондирования равной 0,5 м/мин, определяемое из выражения:

$$q_{0,5} = q_3 \times \left(\frac{0,5}{\dot{S}_3} \right)^{0,11} \quad (2.24)$$

где q_3 – сопротивление грунта под конусом зонда при скорости зондирования \dot{S}_3 ;

в) для предельно длительного сопротивления мёрзлого грунта под нижним концом свай, МПа:

$$R = 0,87 \times (q_{0,5})^{0,54} \quad (2.25)$$

При выводе указанных зависимостей были использованы данные статического зондирования институтов «Фундаментпроект» и «БашНИИстрой», а также данные лабораторных исследований СФ НИИОСПа. Выборочные корреляционные отношения полученных уравнений 2.22, 2.23 и 2.24, соответственно, равны 0,75, 0,87, 0,93. Результаты расчёта C_{eq} по формулам 2.21 и 2.22 приведены на рис. 2.11. Из рисунка видно, что величины C_{eq} , полученные по эмпирической зависимости имеют бóльшие значения, чем рассчитанные по формуле 2.21 или полученные при лабораторных определениях.

Обработка данных статического зондирования, выполненного в режиме стабилизации, показала, что кривые стабилизации удовлетворительно линеаризируются в координатах $1/q_3 - \ln(t+1)$ и, следовательно, длительное сопротивление под конусом зонда q_f , как показано О.Н. Исаевым и др. (1987), может описываться зависимостью, аналогичной уравнению длительной прочности С.С. Вялова (1959):

$$q_f = \beta \times \left[\ln \times \frac{t_s + 1}{T} \right]^{-1} \quad (2.26)$$

где β , T – параметры, зависящие от свойств и температуры грунта и определяемые опытным путём;

t_s – время, прошедшее с начала стабилизации (при $t_s = t_f$ будем иметь $q_s = q_f$).

Пользуясь опытными точками на рис. 2.12 были аналитически вычислены коэффициенты β и T (таблица 2.9).

Аналогичным способом может быть получена формула для длительного сопротивления мёрзлого грунта сдвигу вдоль боковой поверхности муфты трения при использовании зонда II типа.

Несущая способность свай, рассчитанная по данным статического зондирования «со стабилизацией» согласно работе М.А. Минкина и др. (1988) получена несколько выше (на 15-20 %), чем по данным непрерывного скоростного зондирования (см. таблицу 2.8).

Таблица 2.8.

Несущая способность свай по данным зондирования

| Номер опытной площадки | №№ точек зондирования | Интервал глубин, м | q_z , МПа | f , МПа | \dot{S}_z , см/с | $F_{нк}$, кН | $F_{бок}$, кН | $F_{u,z}$, кН | $F_{u,n}$, кН | Относительная ошибка, % | $F_{u,n}$, кН по СНиП |
|------------------------|-----------------------|--------------------|-------------|-----------|--------------------|---------------|----------------|----------------|----------------|-------------------------|------------------------|
| 1 | 3 | 0,0-4,4 | 3 | 0,068 | - | - | 360 | 409 | 400 | 2,2 | Не нормируется |
| | | 4,4-5,5 | 6 | - | 0,36 | - | - | | | | |
| | | 5,5-8,2 | 9,3 | - | 0,33 | 20 | 29 | | | | |
| | 4 | 0,0-4,4 | 4 | 0,060 | - | - | 318 | 367 | | | |
| | | 4,4-5,5 | 9,5 | - | 1,78 | - | - | | | | |
| | | 5,5-8,2 | 11 | - | 1,73 | 20 | 29 | | | | |
| | 5 | 0,0-4,4 | 5,0 | 0,068 | - | - | 360 | 373 | | | |
| | | 4,4-5,5 | 3,8 | - | 0,16 | - | - | | | | |
| | | 5,5-8,2 | 5,5 | - | 0,19 | 13 | 12 | | | | |
| | 6 | 0,0-4,4 | 5,0 | 0,075 | - | - | 400 | 427 | | | |
| | | 4,4-5,5 | 7,8 | - | 0,70 | - | - | | | | |
| | | 5,5-8,2 | 6,6 | - | 0,17 | 15 | 12 | | | | |
| 2 | 7 | 0,0-3,2 | 5,5 | 0,075 | - | - | 280 | 578 | 550 | 5,1 | 412 |
| | | 3,2-4,0 | 7,0 | - | 0,15 | - | 7 | | | | |
| | | 4,0-8,5 | 12,2 | - | 0,20 | 61 | 230 | | | | |
| | | 0,0-3,2 | 5,5 | 0,075 | - | - | 280 | 559 | | 1,6 | |
| | | 3,2-8,5 | 13 | - | 0,75 | 57 | 222 | | | | |

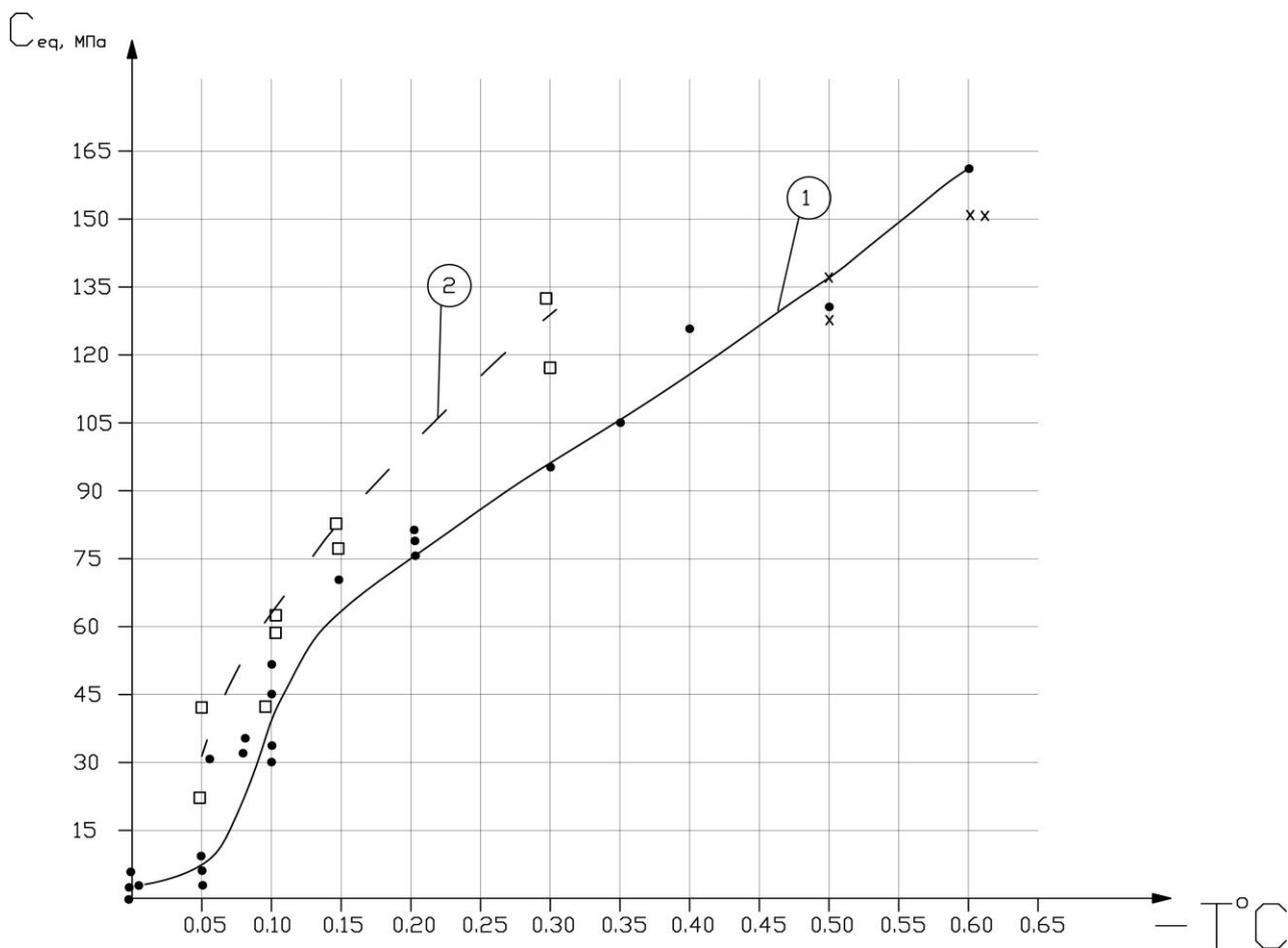


Рис. 2.11. Зависимость длительного сцепления мёрзлого глинистого грунта C_{eq} от температуры T по данным статического зондирования

- – 1
 - – 2
- даные статического зондирования: 1 – по формуле 2.21
2 – по формуле 2.22
- × – лабораторные определения

Таблица 2.9

Значения коэффициентов β и T по данным зондирования со стабилизацией.

| № точки | Грунт | Температура грунта, °C | β , МПа | T , °C |
|---------|--|------------------------|---------------|-----------------------|
| 3 | Прибрежно-морские суглинки (рмIII ¹) | -0,1 ÷ -0,2 | 58 | $1,77 \times 10^{-2}$ |
| 4 | | -0,1 ÷ -0,2 | 66 | $2,34 \times 10^{-2}$ |
| 5 | | -0,1 ÷ -0,2 | 37 | $6,95 \times 10^{-2}$ |
| 7 | | -0,3 ÷ -0,4 | 40 | $2,96 \times 10^{-2}$ |
| 8 | | -0,3 ÷ -0,4 | 44 | $1,76 \times 10^{-2}$ |

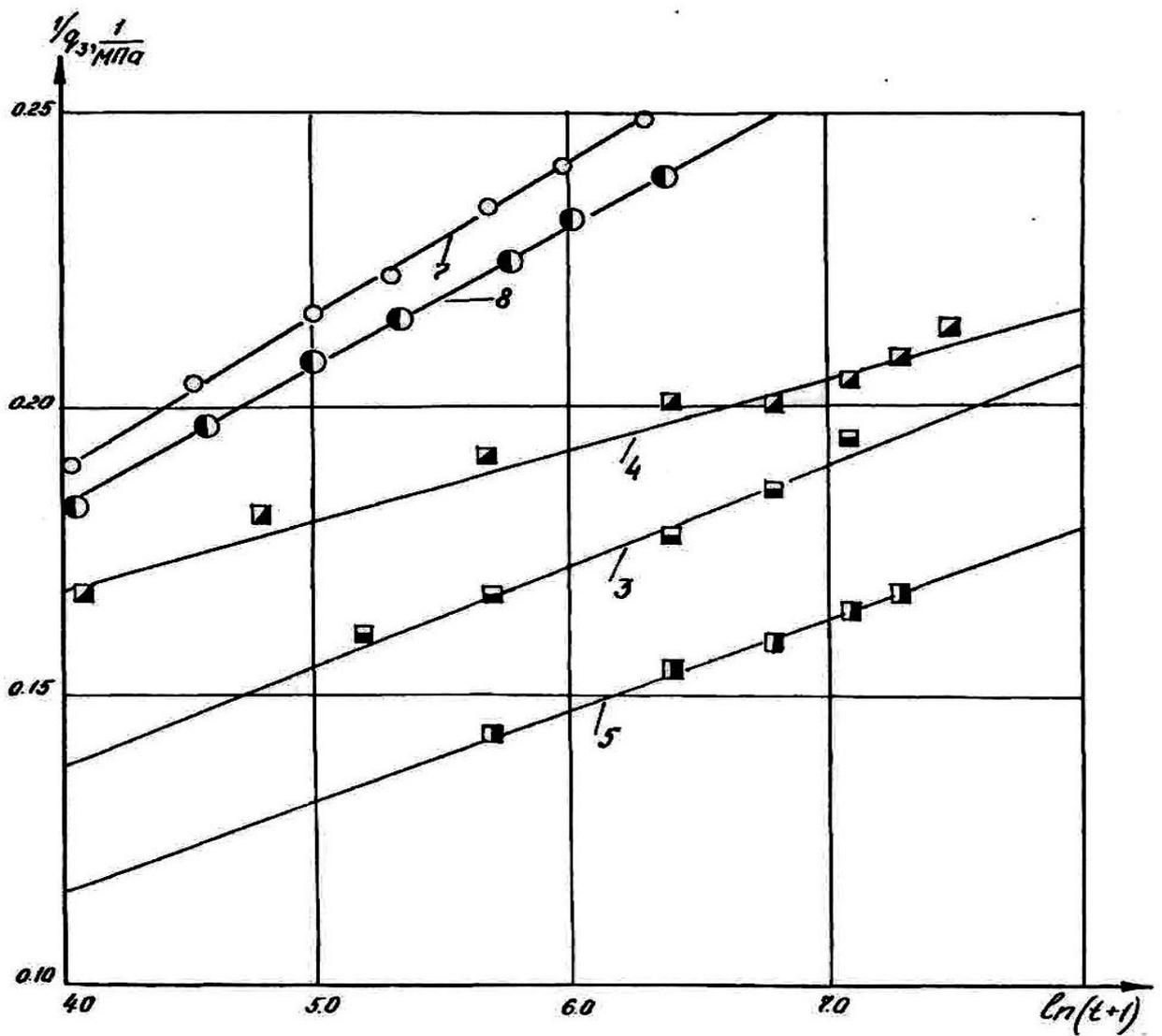


Рис 2.12. Изменение сопротивления мерзлого грунта под конусом зонда q_3 во времени стабилизации t .

3-8 – номера точек зондирования

Для практического использования нами были разработаны способ зондирования мёрзлых грунтов с изменяющейся скоростью погружения зонда (авторское свидетельство № 1486568) и способ испытания грунтов статическими нагрузками на зонд (авторское свидетельство № 1574725). Указанные способы проверены при проведении инженерно-геокриологических изысканий институтом «Фундаментпроект» на объектах промышленного и гражданского строительства в г.г. Лабитнанги, Салехард, Н. Уренгой и газовых месторождений севера Западной Сибири. Значения несущей способности свай, полученные по

данным статического зондирования, сравнивались с результатами испытаний эталонных свай (рис. 2.13) и показали хорошую сходимость (для бурозабивных свай расхождение ~ 2%, для буроопускных ~11%).

В целом, опыт статического зондирования мёрзлых грунтов позволяет сделать ряд рекомендаций по его использованию при изыскательских работах.

1. Технически возможно статическое зондирование мёрзлых незасолённых грунтов с температурами до минус 0,6 °С и засоленных грунтов до минус 3,0 °С установками типа С-832М, СП-59, СП-72, УРБ-1ВС и др.
2. По результатам зондирования может быть определено состояние, прочность и деформационные свойства мёрзлых грунтов и проведена экспресс-оценка несущей способности бурозабивных и буроопускных свай.
3. Статическое зондирование следует проводить в комплексе с традиционными методами инженерно-геологических изысканий, результаты зондирования должны контролироваться испытаниями эталонных и производственных свай.
4. При частичной замене испытаний свай статическим зондированием достигается снижение стоимости работ, в среднем, на 30 %, сокращение сроков в 2-4 раза.

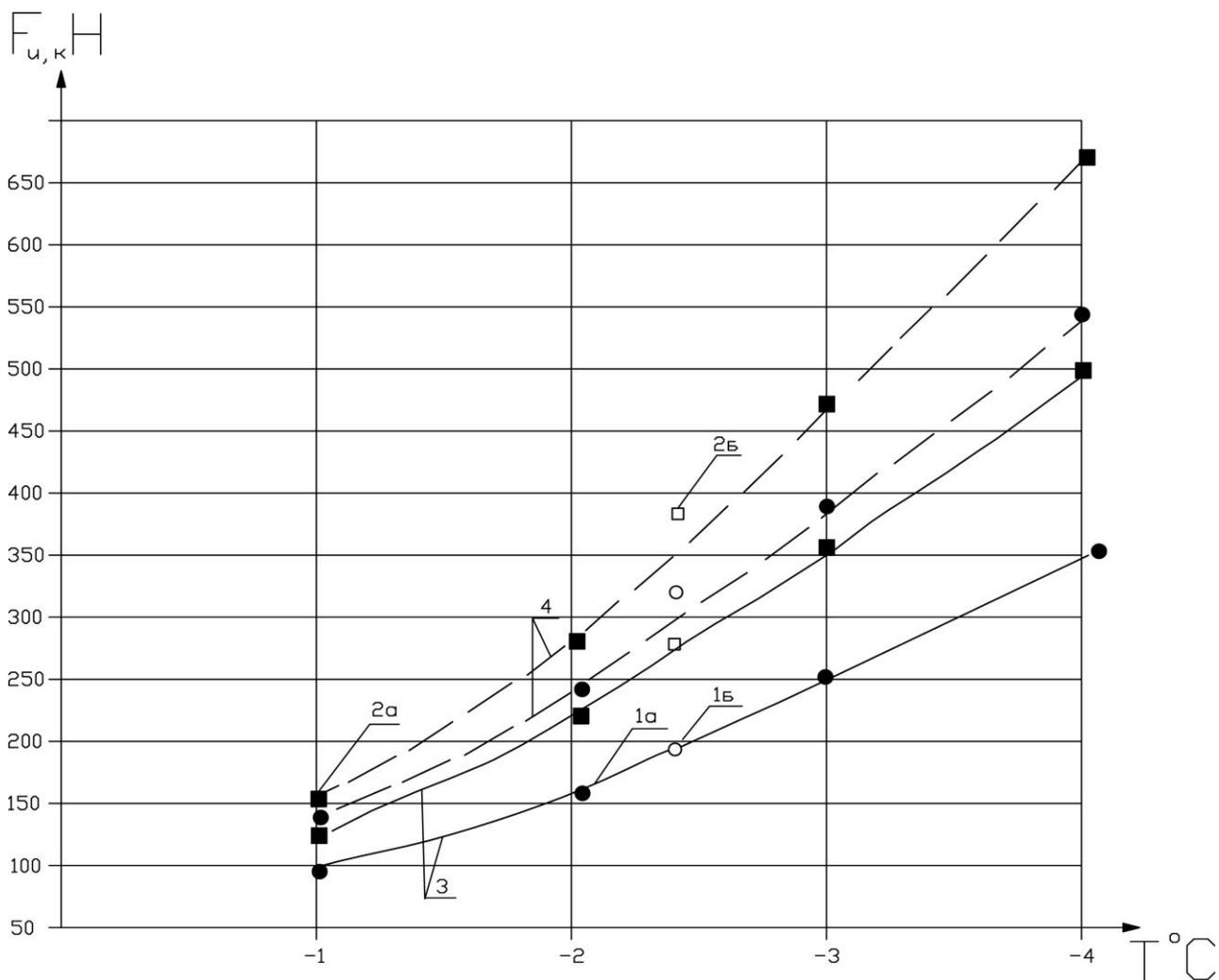


Рис. 2.13. Зависимость несущей способности основания свай от температуры мёрзлого грунта (по данным статического зондирования и испытаний эталонных свай).

1а – металлическая свая диаметром 325 мм с глубиной погружения 5,0 м по данным статического зондирования;

1б – та же свая по данным испытаний эталонных свай;

2а – железобетонная свая сечением 30×30см с глубиной погружения 5,0 м по данным статического зондирования;

2б – та же свая по данным испытаний эталонных свай;

3 – бурозабивная свая;

4 – буроопускная свая

2.4. Полевые методы определения несущей способности свай в мёрзлых грунтах

Строительство промышленных и гражданских объектов на Севере происходит в сложных природно-климатических условиях. В этих условиях наиболее традиционным и распространённым типом фундаментов являются свайные. Это объясняется тем, что устройство свай наиболее механизировано, наименее трудоёмко и в наименьшей мере, по сравнению с другими типами фундаментов, оказывает негативное воздействие на окружающую среду.

В связи с этим, одной из главных задач, стоящих перед инженерно-геокриологическими изысканиями, является определение несущей способности мёрзлых грунтов основания свайных фундаментов. Эта задача может решаться двумя путями.

Первый состоит в расчёте несущей способности по характеристикам мёрзлых грунтов на основе выявленных корреляционных зависимостей или с использованием таблиц СНиП 2.02.04-88. Второй заключается в непосредственно полевых испытаниях свай и определении по их результатам несущей способности.

Как признаёт большинство исследователей, второй путь позволяет получать наиболее достоверные результаты, хотя и связан со значительными трудовыми затратами.

Основы методики статических испытаний свай в мёрзлых грунтах были заложены С.С. Вяловым и в дальнейшем получили развитие в работах В.Н. Ерошенко, В.В. Докучаева, К.Д. Маркина, Ю.С. Миренбурга и других.

В настоящее время испытания свай в мёрзлых грунтах регламентируются ГОСТ 5686-94 «Грунты. Методы полевых испытаний сваями», который предусматривает следующие методы испытаний статической нагрузкой:

- до условной стабилизации осадки (выхода) сваи, не превышающей 0,2 мм за последние сутки наблюдений на каждой ступени нагрузки;
- ускоренные с выдержкой нагрузки на каждой ступени в течение 24 часов;

– ускоренным методом с динамометрическим нагружением.

Первый метод регламентирует испытания в процессе проектно-изыскательских работ, остальные – контрольные испытания при строительстве.

При испытаниях до условной стабилизации за несущую способность сваи принимается нагрузка на последней ступени, при которой не происходит переход от осадки сваи с уменьшающейся скоростью к осадке с постоянной или увеличивающейся скоростью. Ускоренные методики испытаний сводятся к уменьшению времени выдерживания нагрузки на каждой ступени либо к нагружению свай ступенями малой продолжительности с последующей релаксацией нагрузки (динамометрический способ).

Как показал анализ материалов испытаний свай, выполненных институтом «Фундаментпроект» на более чем 120 объектах строительства на севере Западной Сибири (А.А. Колесов и др. 1987; М.А. Минкин и др. 1989), наиболее достоверные результаты дают испытания с условной стабилизацией осадки. По ускоренным испытаниям значения несущей способности получаются заниженными в 1,1-1,9 раза и во многих случаях трудно бывает определить нагрузку, при которой деформации затухают.

В то же время, длительность проведения испытаний с условной стабилизацией осадки (выхода) сваи, которые могут продолжаться месяц и более, делают весьма актуальным существование методов ускоренных испытаний. В этом направлении разработан метод динамометрических испытаний (С.С. Вялов, Ю.С. Миренбург, 1982), испытания с различной степенью нагружения (А. Fish, 1983), способ института «Фундаментпроект» (М.А. Минкин, Н.А. Шилин, 1991). Последний способ основан на выделении мгновенной деформации и деформации пластично-вязкого течения по ступеням нагрузки (рис. 2.14).

Особенности методики испытаний заключаются в следующем. Назначаются 3-5 (на рис. 2.14 – 4) ступени нагрузки в диапазоне 0,75-1,25 от значения предельно длительного сопротивления сваи, определённого расчётом по СНиП

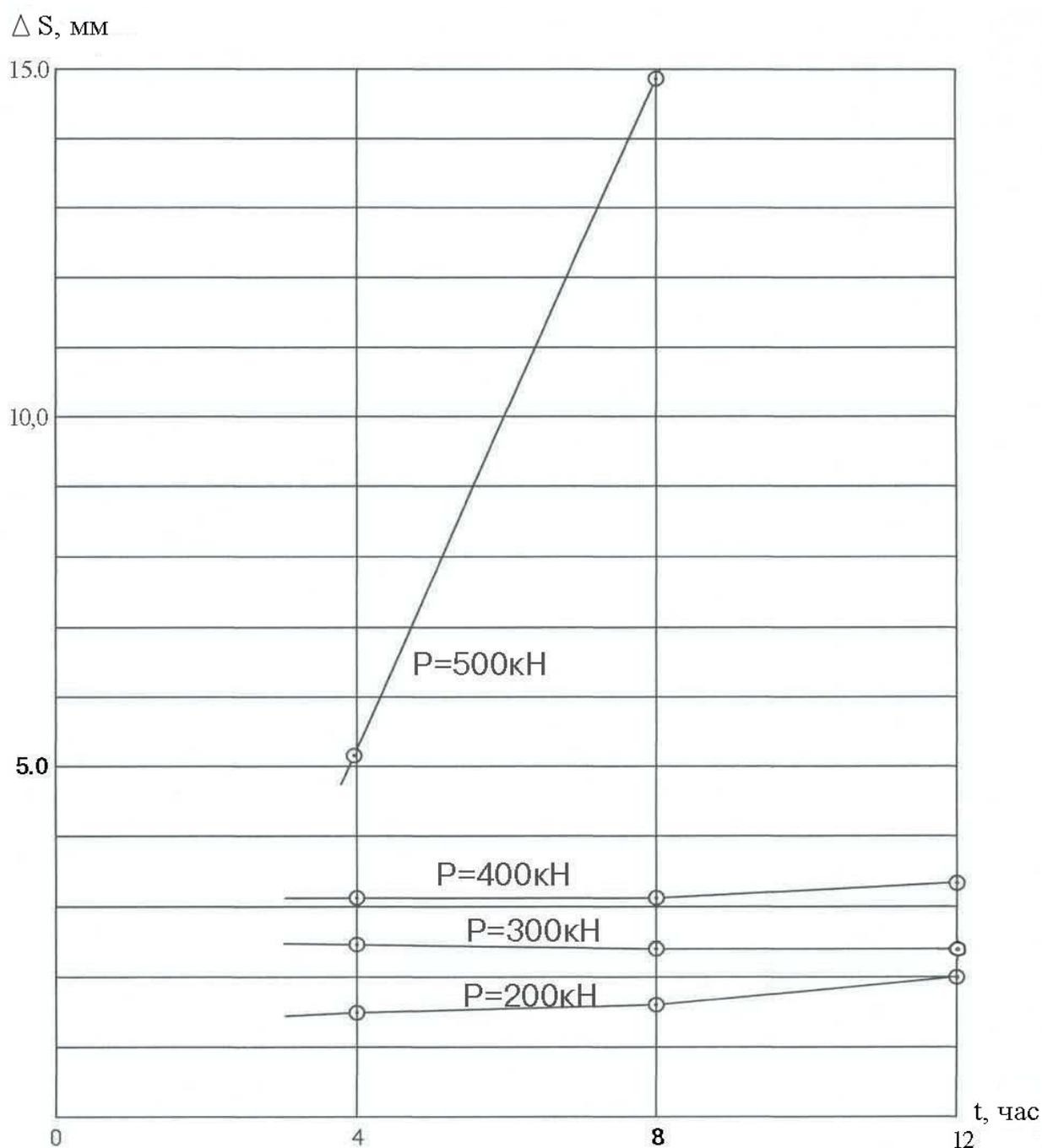


Рис. 2.14. График развития пластической деформации во времени по ступеням нагрузки (способ «Фундаментпроект»а)

2.02.04-88. На каждой ступени нагрузки производят замеры мгновенной деформации и пластично-вязкого течения (таблица 2.10) трижды выполняя разгрузку через 4, 8 и 12 часов с фиксированием величины упругой деформации. В качестве предельно длительного сопротивления сваи статической нагрузке принимается величина нагрузки на ступени (на рис. 2.14 – 400 кН), предшествующей

той, на которой происходит резкое увеличение пластической составляющей деформации.

Таблица 2.10.

Данные испытания мёрзлых грунтов статической нагрузкой на сваю

| Нагрузка Р, кН | Время, ч | Полная осадка, S мм | Упругая деформация S', мм | Пластическая деформация ΔS, мм |
|----------------|----------|---------------------|---------------------------|--------------------------------|
| 200 | 4 | 1,96 | 0,40 | 1,46 |
| | 8 | 2,11 | 0,56 | 1,55 |
| | 12 | 2,76 | 0,66 | 2,10 |
| 300 | 4 | 3,44 | 0,94 | 2,50 |
| | 8 | 3,53 | 1,12 | 2,41 |
| | 12 | 3,82 | 1,42 | 2,40 |
| 400 | 4 | 5,02 | 1,87 | 3,15 |
| | 8 | 5,62 | 2,50 | 3,12 |
| | 12 | 7,53 | 4,21 | 3,37 |
| 500 | 4 | 9,82 | 4,54 | 5,28 |
| | 8 | 19,58 | 4,98 | 14,70 |

Для оценки различных ускоренных методов испытаний и выбора наилучшего из них нами были выполнены специальные исследования в г. Лабитнанги и на Бованенковском месторождении газа.

В первом случае испытаниям железобетонными сваями сечением 30×30 см подверглись верхнечетвертичные прибрежно-морские суглинки с гнёздами пылеватого песка, мёрзлые, незасолённые, с температурами минус 0,2 – минус 0,6 °С.

Обработка динамометрических испытаний в данном случае показала, что в семи из восьми испытаний значения предельно длительного сопротивления сваи $F_{u,n}$ оказались ниже на 10-30 %, а в одном выше на 10 %, чем при испытаниях до условной стабилизации.

Во втором случае площадки испытаний на Бованенковском месторождении располагались на склонах II морской террасы (площадки №№ 1 и 3) и на

поверхности поймы р. Се-Яха (площадка № 2). Краткая характеристика геокриологических условий площадок приведена в таблице 2.11. Вечномерзлые грунты испытывались металлическими сваями диаметром 114 мм, погружёнными в скважины диаметром 152 мм, заполненные цементно-песчаным раствором. Глубина погружения свай составляла от 3,85 до 5,84 м. Всего по различным методикам было выполнено 46 испытаний.

Таблица 2.11.

Коэффициенты пересчёта на предельно длительное сопротивление свай

| | Методика | | | |
|---|---|---|-----------------------------|---|
| | Ускоренная с выдержкой ступени нагрузки 48 часов | Ускоренная с выдержкой ступени нагрузки 24 часа | Динамометрические испытания | Испытания по методике института «Фундаментпроект» |
| Номер площадки и краткая характеристика грунтов | Значения коэффициента пересчёта на длительную прочность (предельно длительное сопротивление эталонной сваи) | | | |
| Площадка 1 Глина твёрдомёрзлая, криотекстура сетчатая $i_i=0,2-0,4$; с глубины 3 м – пластично-мёрзлая, криотекстура сетчатая, $i_i=0,1-0,15$; $T_0=-2,3^{\circ}\text{C}$, $D_{\text{sal}}=0,721\%$ | – | 0,77 | 0,97 | 0,75 |
| Площадка 2 Лёдогрунт, с 2,4 м - суглинок твёрдомёрзлый, криотекстура слоисто-сетчатая $i_i=0,35$; с глубины 3,5 м – глина пластично-мёрзлая, криотекстура слоистая, $i_i=0,1-0,2$; $T_0=-5,2^{\circ}\text{C}$, $D_{\text{sal}}=0,128\%$ | 1,0 | 0,72 | 0,73 | 0,75 |
| Площадка 3 Глина твёрдомёрзлая, криотекстура слоистая $i_i=0,2-0,25$; с глубины 1,2 м – пластично-мёрзлая, криотекстура сетчатая, $i_i=0,15-0,4$; $T_0=-4,0^{\circ}\text{C}$, $D_{\text{sal}}=0,913\%$ | – | 0,72 | 1,0 | 0,95 |

На основе полученных результатов были вычислены коэффициенты пересчёта на предельно длительное сопротивление свай (таблица 2.11). В качестве базы для сравнения использовались значения предельно длительного сопротивления, полученные из испытаний с условной стабилизацией.

Из таблицы видно, что из ускоренных испытаний для засоленных грунтов могут быть рекомендованы динамометрический метод и способ «Фундамент-проект»а (коэффициенты пересчёта, соответственно, 0,97-1,0 и 0,75-0,95), для незасоленных льдистых грунтов – испытания ступенчато-возрастающей нагрузкой с выдержкой каждой ступени 48 часов (коэффициент пересчёта 1,0). В целом, ускоренные методы, позволяющие в 5-10 раз сократить сроки испытаний, являются, безусловно, перспективными, но требуют дальнейшей методической доработки и опробования в различных инженерно-геокриологических условиях. При проведении изысканий эти методы должны контролироваться результатами испытаний свай с условной стабилизацией осадки.

Трудоёмкость испытаний, необходимость специальных механизмов и оборудования для погружения производственных свай в вечномёрзлые грунты ограничивают их применение в процессе проектно-изыскательских работ. В то же время для немёрзлых грунтов широко распространён метод их испытания эталонной сваей диаметром 114 мм.

Для отработки методики испытаний и конструкции эталонных свай применительно к вечномёрзлым грунтам в институте «Фундаментпроект» в различных геокриологических условиях были выполнены опытные испытания эталонных металлических свай диаметром 100-127 мм, а также свай-штампов диаметром 168 и 219 мм.

Эталонные сваи конструктивно (рис. 2.15) представляли собой секционные (длина секций 1,5-2,0 м) горячекатаные стальные трубы с резьбовыми соединениями, нижний конец которых изготовлен в виде плоской пяты. Были испытаны сваи с разъемной или выдвигной пятой, тензодинамические сваи, сваи-штампы. Эталонные сваи и сваи-штампы погружались буроопускным способом в лидерные скважины, предварительно заполненные пластичным грунтовым раствором. Глубина погружения свай составляла от 5,5 до 10 м. Вечномерзлые грунты были представлены, в основном, глинистыми грунтами с льдистостью (i_i) до 0,2, а также пылеватыми песками массивной криогенной текстуры. Температура мёрзлых грунтов по длине и под нижним концом свай изменялась от

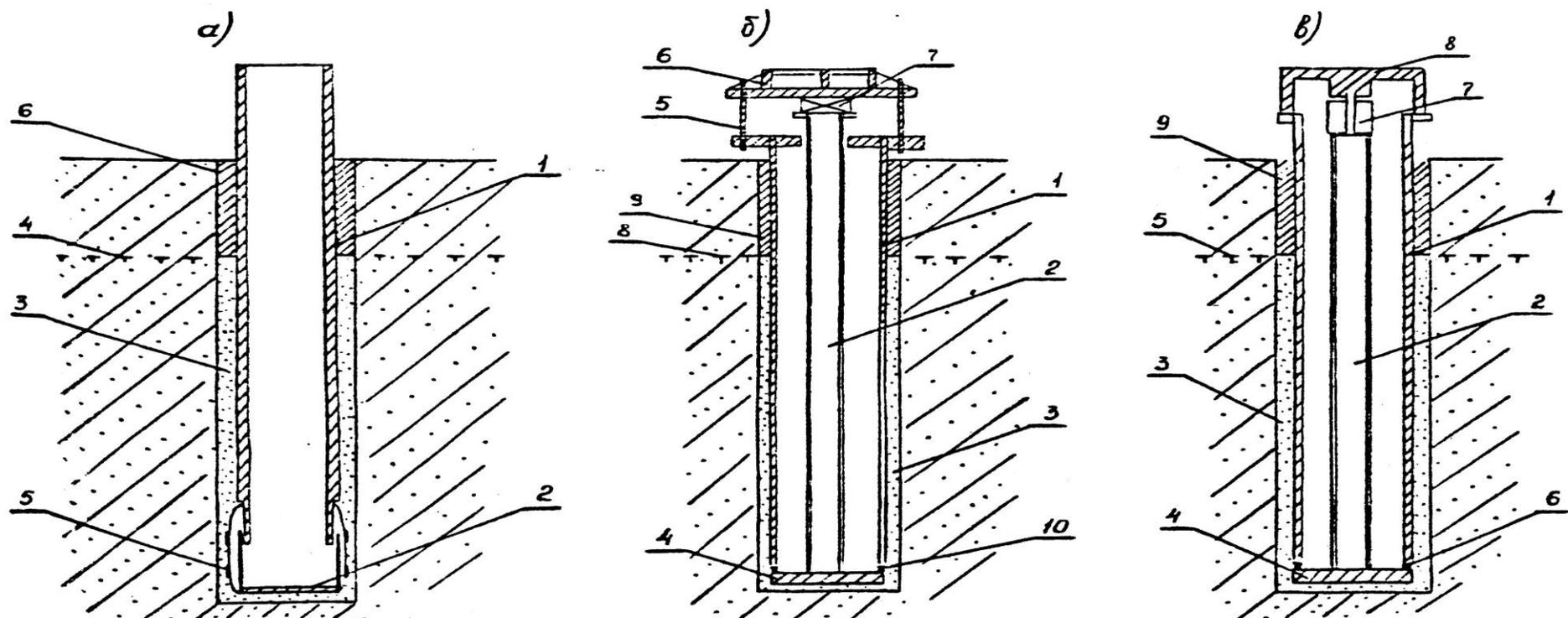


Рис.2.15. Конструкция эталонных свай и свай-штампов.

- а) эталонная свая с разъемной пятой; 1-ствол сваи, 2-пята, 3-скважина с грунтовым раствором, 4-кровля вечномерзлого грунта, 5-промасленный кожух с хомутами, 6-теплоизоляционный материал;
- б) свая-штамп; 1-оболочка сваи-штампа, 2-внутренняя колонна труб, 3-скважина с грунтовым раствором, 4-пята, 5-тяги, 6-упорная плита, 7-домкрат, 8-кровля вечномерзлого грунта, 9-теплоизоляционный материал, 10-прокладка;
- в) тензодинамометрическая свая; 1-ствол сваи, 2-внутренняя колонна труб, 3-скважина с грунтовым раствором, 4-пята сваи, 5-кровля вечномерзлого грунта, 6-прокладка, 7-тензодинамометр, 8-площадка для домкрата, 9-теплоизоляционный материал.

минус 0,2 до минус 4,2 °С. Испытания выполнялись по методике, предусматривающей выдержку каждой ступени нагрузки до условной стабилизации, равной 0,2 мм за последние сутки наблюдений.

Извлечение эталонных свай производилось с помощью гидравлического устройства или лебёдки буровой установки после обогрева сваи и грунта вокруг неё.

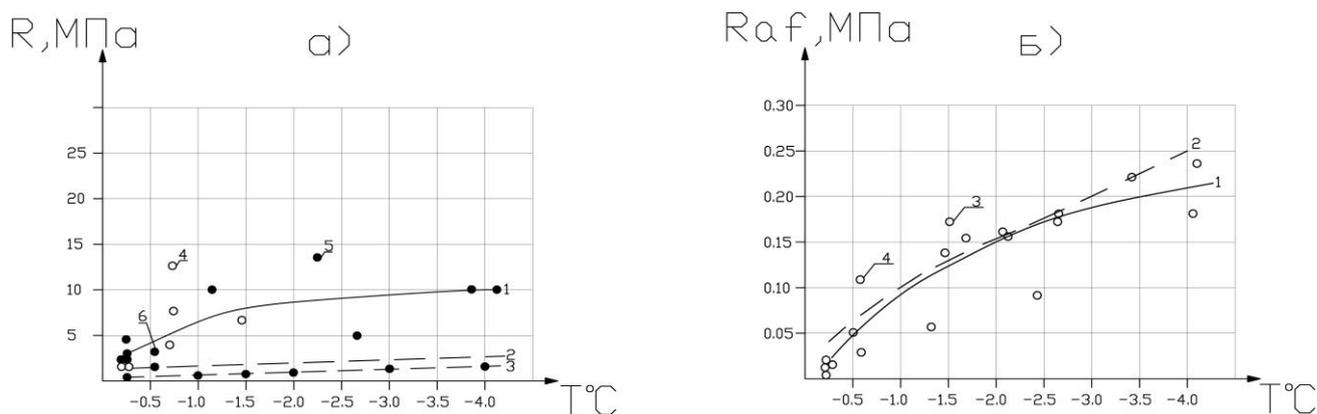


Рис. 2.16. Графики значений R и R_{af} по данным испытаний эталонными сваями и свая-штампом.

а) $R = f(T)$

- 1 – по данным испытаний;
- 2 – по данным прил. 6 СНиП 2.02.04.-88 (пески пылеватые, мелкие);
- 3 – то же (суглинки, глины);
- 4 – эталонная свая (глинистые грунты);
- 5 – эталонная свая (пески пылеватые);
- 6 – свая-штамп (глинистые грунты);

б) $R_{af} = f(T)$

- 1 – по данным испытаний;
- 2 – по данным приложения 6 СНиП 2.02.04.-88;
- 3 – эталонная свая;
- 4 – свая-штамп.

На рис. 2.16 приведены результаты испытаний в виде графиков зависимости расчётных давлений под нижним концом свай R и расчётных сопротивлений сдвигу по поверхности смерзания R_{af} от температуры. Из графиков $R = f(T)$, видно, что расчётные давления по результатам испытаний эталонными сваями существенно, в 2,5-4 раза, превышают значения, приведенные в СНиП 2.02.04.-88. Значения R_{af} по данным испытаний близки к приведенным в СНиП 2.02.04.-88, но несколько ниже (до 15%). Доля вклада нижнего конца эталонных свай в величину их несущей способности составляет от 30% (при температуре грунтов

минус 0,3 – минус 0,8 °С) до 50% (при температуре минус 2,5 – минус 4,0 °С), в то время как при расчёте по СНиП эта доля не превышает 5-15% .

Использование эталонных свай для оценки несущей способности натуральных производственных свай связано с необходимостью исследования влияния их размеров на результаты испытаний. Влияние диаметра свай на величину смерзания отмечалось Н.А. Цытовичем, С.С. Вяловым, Н.И. Салтыковым, Л.Т. Роман, Ю.Я. Велли и другими. На основе лабораторных данных большинство авторов пришли к выводу, что с увеличением диаметра сваи более 15-20 см прочность смерзания с мёрзлым грунтом не изменяется, а при меньших размерах она увеличивается с уменьшением диаметра.

Выполненные нами (М.А. Минкин и др., 1991) полевые испытания эталонных свай различного диаметра (73, 114, 127 мм) на полуострове Ямал показали (рис. 2.17), что сопротивления мёрзлого грунта сдвигу R_{af} практически не зависят от диаметра, как в случае буроопускных, так и бурозабивных свай. В то же время значения нормативного давления R с уменьшением диаметра значительно возрастают, поэтому при диаметре эталонных свай менее 114 мм, несущая способность нижнего конца сваи может быть завышена.

В целом использование опытных значений R и R_{af} вместо приведённых в приложении 2 СНиП 2.02.04-88 может повысить при проектировании несущую способность натуральных производственных свай в 1,1-1,4 раза (таблица 2.12).

Сравнение несущей способности свай по испытаниям и расчёту по СНиП

| Сечение свай, см | Глубина погружения свай в грунт, м | Характеристика грунтов | | Значение несущей способности свай, кН | | |
|------------------|------------------------------------|--|---|---------------------------------------|------------------------------|--------------------------------|
| | | По длине свай | Под нижним концом свай | По данным СНиП 2.02.04-88 | По испытаниям эталонной свай | По испытаниям натуральных свай |
| 30×30 | 5,4 | Суглинки с $T = -2\text{ °C}$ | Пески пылеватые, с $T = -0,3\text{ °C}$ | 240 | 330 | 310 |
| | 7,0 | Супеси с $T = -0,5\text{ °C}$ | Пески пылеватые, с $T = -0,2\text{ °C}$ | 770 | 820 | — |
| 30×30 | 8,0 | Супеси с $T = -0,2\text{ °C}$ | Супеси с $T = -0,1\text{ °C}$ | — | 310 | 340 |
| | 6,6 | Пески пылеватые, суглинки с $T = -0,6\text{ °C}$ | Пески пылеватые, с $T = -0,1\text{ °C}$ | — | 250 | 240 |
| | 8,4 | Суглинки с $T = -0,6\text{ °C}$ | Пески пылеватые, с $T = -0,7\text{ °C}$ | 750 | 920 | 900 |
| 40×40 | 15,7 | Переслаивание супесей и суглинков с $T = -0,5\text{ °C}$ | Супеси с $T = -0,4\text{ °C}$ | 1750 | 1900 | >1500 |

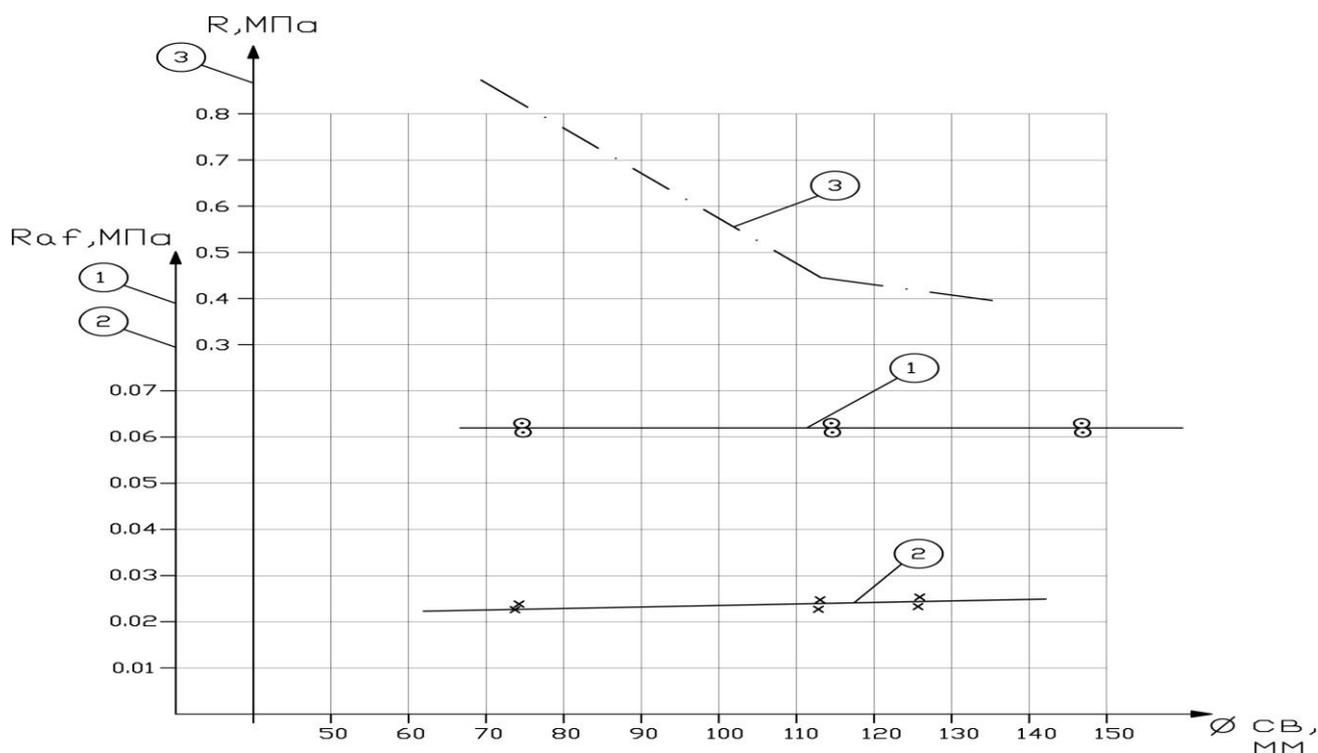


Рис. 2.17. Зависимость сопротивлений мерзлого грунта нормальному давлению R и сдвигу по поверхности смерзания $R_{\alpha f}$ от размеров свай и штампов. 1 – буропускные сваи; 2 – бурозабивные сваи; 3 – штампы

Выполненные исследования позволяют сделать выводы по методике испытаний эталонных свай и применению их конструкций при изысканиях.

1. Значения сопротивления мёрзлого грунта под нижним концом сваи и сдвига по поверхности смерзания следует определять в процессе испытаний тензометрической сваи, позволяющей одновременно измерять общую нагрузку на эталонную сваю и сопротивление грунта под её нижним концом.
2. Для повышения достоверности результатов испытаний мёрзлых грунтов эталонными сваями их диаметр должен быть не менее 114 мм.

Несущая способность основания свай существенным образом зависит от температуры мёрзлых грунтов. Очевидно, что наиболее точно она может быть определена, если испытания в процессе изысканий производятся при температурах мёрзлого грунта, близких к расчётным по проекту. Однако, в естественных условиях такой температурный режим может быть либо в течение непродолжительного времени, либо вообще не наблюдаться.

В связи с этим возникает задача искусственного создания и поддержания вокруг испытываемой сваи заданного температурного режима, соответствующего расчётному. Нами (А.с. № 1520184) было разработано устройство, позволяющее создавать такой режим по длине сваи при условии, что расчётная температура выше температуры грунта в естественных условиях. Разработанное устройство представляет собой секционную сваю, каждая секция которой (рис. 2.18) включает металлический корпус, внутри которого размещён нагревательный элемент и термодатчики. Свая имеет наголовник и пяту, а также нагрузочное устройство и приборы, регистрирующие её перемещение.

В собранном виде сваю погружают в предварительно пробуренную скважину, заполненную раствором, и выдерживают до его смерзания с грунтом естественного сложения и со сваем. На блоке-регуляторе устанавливают заданные расчётные значения температуры мёрзлого грунта по глубине и производят нагрев мёрзлого грунта вокруг сваи. При достижении мёрзлым грунтом заданных значений температур, нагревательные элементы автоматически отключа-

ются, сваю нагружают и выполняют испытание.

Заданный тепловой режим автоматически поддерживается в течение всего испытания. После его завершения на блок-регуляторе устанавливается положительная температура, грунт или грунтовой раствор вокруг сваи оттаивает и устройство извлекается из скважины.

Натурные испытания устройства проводились в г. Лабитнанги Тюменской области. Геокриологический разрез в месте испытаний был представлен аллювиальными песками мелкими и пылеватыми с прослоями супеси, в мёрзлом состоянии, массивной криогенной текстуры.

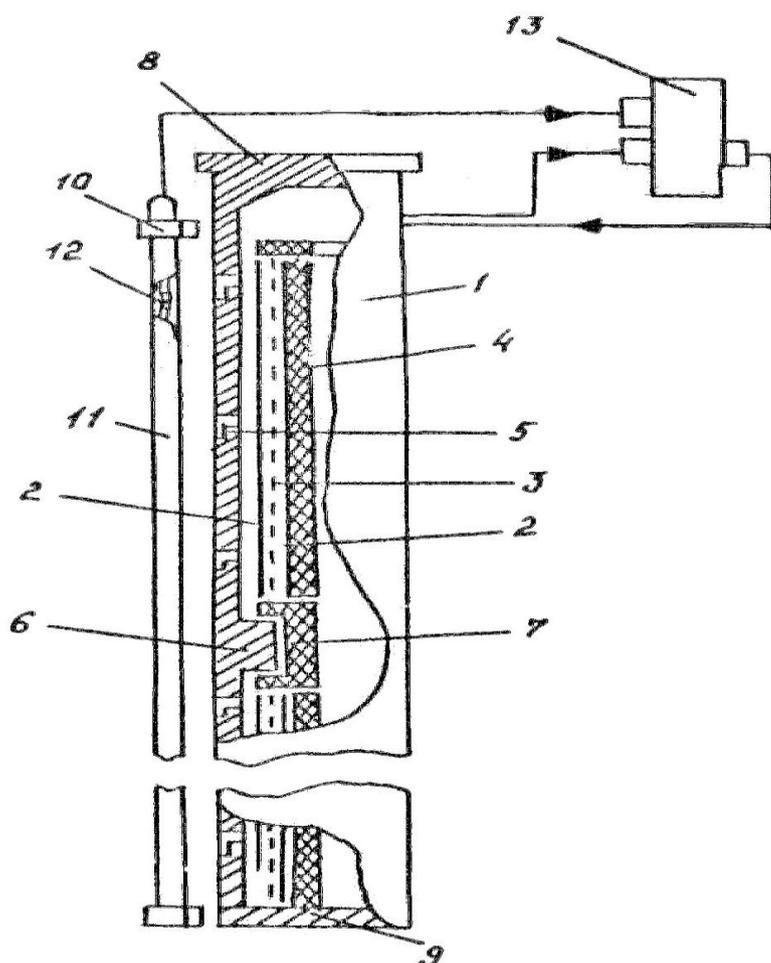


Рис 2.18. Секционная свая для испытаний мерзлых грунтов.

1-корпус сваи; 2-трубчатый каркас; 3-нагревательный элемент; 4-теплоизоляционная трубка; 5-термодатчик; 6-полая втулка; 7-теплоизолятор; 8-наголовник; 9-опорная плита; 10-хомут; 11-температурная трубка; 12-термодатчик; 13-блок-регулятор температуры.

Испытывались одно- и трёхсекционные эталонные тензометрические сваи диаметром 114 мм и длиной 3 м. Сваи были погружены буроопускным способом в скважины диаметром 146 мм.

Были выполнены два испытания свай: № 1 при естественной температуре грунта и № 2 при заданной расчётной температуре грунта (таблица 2.13). Полученные результаты испытаний приведены на рис. 2.19.

Таблица 2.13

| | | | | |
|--|-------|------|------|------|
| Глубина, м | 0,5 | 1,5 | 2,5 | 3,0 |
| Естественная температура грунта (исп. 1), °С | -10,0 | -5,0 | -6,1 | -6,0 |
| Температура грунта после обогрева (исп. 2), °С | -0,5 | -0,8 | -1,7 | -2,0 |

Значения расчётных давлений на мёрзлые грунты R и расчётных сопротивлений сдвигу по поверхности смерзания R_{af} , полученные по результатам испытаний, и их значения, приведённые в СНиП 2.02.04-88, даны в таблице 2.14.

Таблица 2.14.

| №№ испытаний | Расчётные давления на мёрзлые грунты под нижним концом сваи R , кПа | | | Расчетные сопротивлений сдвигу по поверхности смерзания R_{af} , кПа | | |
|--------------|---|--------------|---------|--|--------------|---------|
| | При температуре грунта, °С | По испытанию | По СНиП | При температуре грунта, °С | По испытанию | По СНиП |
| 1 | -6,0 | 2 450 | 2 600 | -7,0 | 350 | 410 |
| 2 | -2,0 | 1 860 | 1 700 | -1,0 | 135 | 130 |

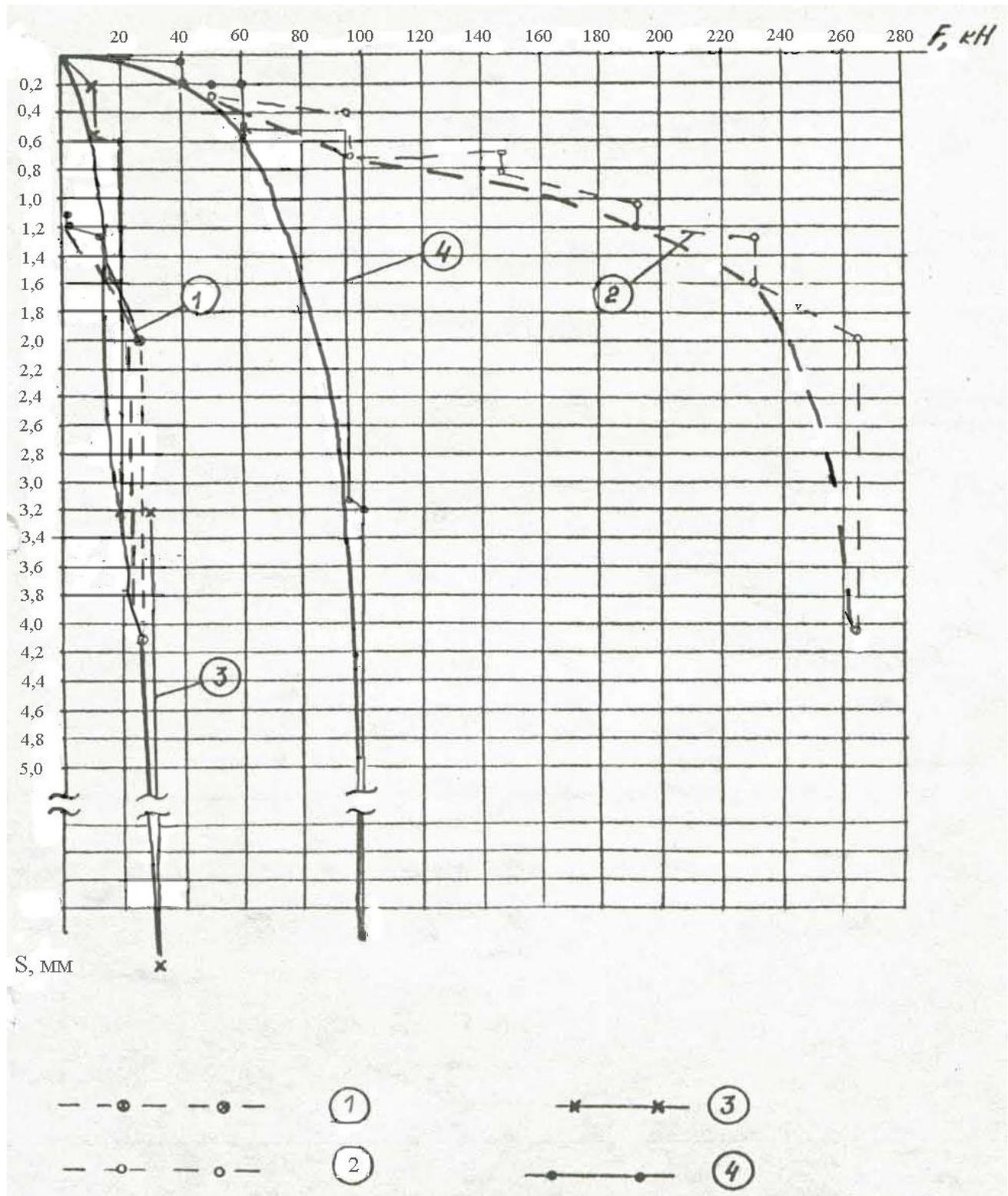
Значение температурного коэффициента K , учитывающего в данном случае различие в условиях работы эталонной сваи при естественных и расчётных температурах мёрзлого грунта, определённое по формуле 13 СНиП 2.02.04-88, получено равным 0,35.

Отсюда несущая способность сваи по данным испытания № 1 в естественных условиях составит (формула 12 СНиП 2.02.04-88) при $\gamma_t=1$

$$F_u = 1 \times 0,35 \times \frac{265}{1,1} = 84 \text{ кН}$$

Фактическая величина несущей способности при заданных расчётных температурах (испытание № 2) составит: $109:1,1=99$ кН.

Таким образом проведение испытаний при расчётных температурах позволяет повысить несущую способность сваи на 18 %.



1 – нижний конец, исп. № 1

3 – нижний конец, исп. № 2

2 – боковая поверхность, исп. № 1

4 – боковая поверхность, исп. № 2

Рис. 2.19. Графики зависимости осадки элементов секционных свай от нагрузки

2.5. Полевые методы определения деформационных свойств и несущей способности оттаивающих мёрзлых грунтов

При создании природно-технических геосистем в южной части распространения вечномёрзлых грунтов во многих случаях наиболее целесообразным и экономичным оказывается использование грунтов основания сооружений в оттаивающем и оттаянном состоянии (принцип II СНиП 2.02.04-88).

Важнейшими геотехническими параметрами, определяющими возможность применения II принципа, а также необходимую глубину предпостроечного оттаивания и конструктивные решения фундаментов, являются осадка мёрзлых грунтов при оттаивании и несущая способность оттаивающих или оттаянных грунтов.

К настоящему времени накоплен значительный опыт изучения *деформационных свойств оттаивающих мёрзлых грунтов*, начало которому было положено Н.А. Цытовичем (1937), Г.И. Лапкиным (1936, 1939) и А.Е. Федосовым (1935) и продолжено целым рядом специалистов геокриологов и геотехников. Анализ выполненных многочисленных работ показывает, что осадка при оттаивании мёрзлых грунтов может быть определена следующими способами:

- расчётным с использованием зависимостей от показателей физических свойств мёрзлых грунтов, полученных теоретическим или эмпирическим путём;
- лабораторным в одометрах, термостабилометрах и других приборах на образцах ненарушенной структуры;
- путём штамповых испытаний в шурфах, скважинах или термопрессиометрами в скважинах;
- искусственным оттаиванием массивов мёрзлых грунтов;
- наблюдениями за осадками сооружений в процессе их эксплуатации.

Существующие расчётные формулы определения осадок мёрзлого грунта А.Е. Федосова, М.Н. Гольдштейна, А.М. Пчелинцева, Ф.Г. Бакулина, В.Ф. Жукова, М.Ф. Киселева, В.П. Ушкалова, И.Н. Вотякова и других, являются сугубо приближенными и могут быть использованы только для предварительных каче-

ственных оценок осадок при региональных исследованиях или на стадии предпроектных изысканий. Указанное обстоятельство было учтено в свое время при разработке СНиП 2.02.04-88, из которого были исключены формулы для оценки относительного сжатия мёрзлых грунтов при оттаивании по их физическим характеристикам, имевшиеся в СНиП II-18-76.

Лабораторный метод определения параметров осадки (коэффициента оттаивания A_{th} и сжимаемости m) путём компрессионных испытаний наиболее широко используется в практике инженерных изысканий и в настоящее время регламентируется ГОСТ 12248-96 «Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости». В таблице 2.15 приведены значения A_{th} и m для мёрзлых аллювиальных и морских отложений севера Западной Сибири, полученные автором при обработке материалов лабораторных исследований института «Фундаментпроект». Обращают на себя внимание бóльшие величины коэффициентов осадки глинистых грунтов аллювиального генезиса по сравнению с морскими, что обусловлено их большей влажностью (льдистостью) и меньшей плотностью, а также то, что для песчаных разностей как морского, так и аллювиального генезиса величины A_{th} близки между собой, а значения m возрастают с увеличением дисперсности.

Как показывают исследования (А.И. Золотарь, 1988; В.Д. Пономарев, 1984; А.А. Колесов и др., 1985; Л.Н. Хрусталеv и В.М. Водолазкин, 1987; В.А. Сорокин и Ю.Г. Федосеев, 1989) лабораторные компрессионные испытания в большинстве случаев дают преувеличенные представления о сжимаемости мёрзлых грунтов при оттаивании, причем расхождение с данными полевых испытаний тем больше, чем меньше деформативность грунта. Л.Н. Хрусталеv и В.М. Водолазкин (1987) показали, что компрессионные испытания дают удовлетворительные результаты при величине относительной осадки при оттаивании более 0,01. В то же время для менее сжимаемых грунтов, а к ним относятся, главным образом, песчаные и крупнообломочные, т.е. именно те, которые используются как основание по II принципу, при лабораторных определениях значения A_{th} могут завышаться в 2-17 раз, а m в 2-6 раз.

Это объясняется наличием дополнительных «контактных» деформаций образцов за счёт неровностей их поверхности под тепловым штампом и в кольце одометра.

Из других лабораторных методов определения осадки при оттаивании следует отметить термостабилометр (А.В. Васильев и др., 1986), позволяющий определить коэффициенты оттаивания и сжимаемости в условиях напряженно-деформированного состояния грунтов, близкого к реальному.

Практически все исследователи считают, что наиболее достоверно деформационные свойства оттаивающих грунтов устанавливаются по результатам испытаний горячим штампом. В таблице 2.16 приведены значения коэффициентов оттаивания A_{th} и сжимаемости m по испытаниям горячим штампом для мёрзлых аллювиальных и озерно-аллювиальных отложений, полученные при изысканиях института «Фундаментпроект».

Наряду со штамповыми, для определения осадки иногда проводятся также термопрессиометрические испытания в скважинах с использованием цилиндрических (И.А. Маренинов, 1981, В.В. Лушников и др., 1981, И.А. Маренинов и Г.Н. Дерябин, 1989) или лопастных (А.В.Васильев и др., 1986) термопрессиометров. Однако, как отмечают сами исследователи, этот метод дает ошибку, достигающую 30-40% и более, что связано с неточностями определения размеров и формы оттаявшего грунта и анизотропией отложений.

Несмотря на то, что метод испытания горячим штампом регламентирован ГОСТ 20276-99, многие методические вопросы его применения до сих пор остаются дискуссионными. Это касается, в частности, условий проведения опытов (наличие и ширина обогреваемого кольца, глубина оттаивания под штампом, величина давления, при котором производится оттаивание), методики обработки результатов и оценки достоверности получаемых величин осадки.

Для отработки методики испытаний горячим штампом были выполнены (А.А. Колесов и др., 1985; М.А. Минкин и др., 1989) специальные исследования в южной части Уренгойского месторождения газа, в геологическом разрезе которой до глубины 30-40 м преобладают твёрдомёрзлые и сыпучемёрзлые песча-

Таблица 2.15.

Значение коэффициентов оттаивания (A_{th}) и сжимаемости (m) мёрзлых грунтов по данным лабораторных исследований

| Наименование показателей | Генезис и тип грунтов | | | | | | | | |
|---|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| | Аллюви-альный | Аллюви-альный | Морской | Аллюви-альный | Аллюви-альная | Морская | Аллюви-альный | Морской | Морская |
| | Песок средней крупности | Песок мелкий | | Песок пылеватый | Супесь | | Суглинок | | Глина |
| Количество определений | 240 | 56 | 32 | 18 | 10 | 13 | 19 | 41 | 37 |
| Влажность грунта, % | $\frac{13 - 24}{21}$ | $\frac{15 - 25}{21}$ | $\frac{20 - 27}{23}$ | $\frac{18 - 26}{22}$ | $\frac{23 - 30}{25}$ | $\frac{12 - 28}{18}$ | $\frac{23 - 30}{26}$ | $\frac{13 - 24}{20}$ | $\frac{27 - 35}{32}$ |
| Плотность грунта, % | $\frac{1,79 - 2,05}{1,96}$ | $\frac{1,88 - 2,06}{1,96}$ | $\frac{1,85 - 2,06}{2,02}$ | $\frac{1,90 - 2,05}{1,97}$ | $\frac{1,84 - 2,00}{1,90}$ | $\frac{1,88 - 2,13}{1,97}$ | $\frac{1,83 - 1,92}{1,87}$ | $\frac{1,90 - 2,15}{1,98}$ | $\frac{1,80 - 1,90}{1,85}$ |
| Коэффициент оттаивания A_{th} , д.ед. | $\frac{0,006 - 0,049}{0,021}$ | $\frac{0,009 - 0,034}{0,020}$ | $\frac{0,007 - 0,031}{0,022}$ | $\frac{0,007 - 0,027}{0,020}$ | $\frac{0,025 - 0,055}{0,040}$ | $\frac{0,029 - 0,037}{0,032}$ | $\frac{0,022 - 0,095}{0,055}$ | $\frac{0,012 - 0,032}{0,015}$ | $\frac{0,010 - 0,025}{0,018}$ |
| Коэффициент сжимаемости m , 1/МПа | $\frac{0,030 - 0,070}{0,040}$ | $\frac{0,040 - 0,060}{0,045}$ | $\frac{0,030 - 0,050}{0,040}$ | $\frac{0,030 - 0,090}{0,060}$ | $\frac{0,100 - 0,210}{0,160}$ | $\frac{0,070 - 0,160}{0,100}$ | $\frac{0,160 - 0,220}{0,180}$ | $\frac{0,100 - 0,250}{0,150}$ | $\frac{0,160 - 0,240}{0,200}$ |

В числителе дроби – минимальные и максимальные значения показателей, в знаменателе – средние значения.

ные грунты различной крупности. Твёрдомёрзлые пески по своим физическим свойствам были однородными, сыпучемёрзлые характеризовались большой изменчивостью влажности (коэффициент вариации до 0,6). Испытания горячим штампом проводились в шурфах и шахтах с использованием инвентарной установки, включавшей круглый горячий штамп площадью 5000 см² и обогревающее устройство различной площади.

Таблица 2.16.

Значения коэффициентов оттаивания (A_{th}) и сжимаемости (m) при оттаивании мёрзлых аллювиальных и озерно-аллювиальных отложений (а, IaIII)
(данные испытаний горячим штампом)

| Наименование показателей | Тип грунта | | | | | |
|---|----------------------------------|-----------------------|-------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------|
| | Песок средней крупности и мелкий | | Супесь | | Суглинок | Глина |
| Кол-во определений | 13 | 51 | 3 | 6 | 6 | 2 |
| Состояние | Сыпучемёрзлое | Твёрдомёрзлое | Твёрдомёрзлое | | Пластичномёрзлое | |
| Криогенная текстура | Массивная | Массивная | Слоистая | Массивная | Слоистая | Слоистая |
| Суммарная влажность, % | $\frac{3}{2}^*$ | $\frac{18}{2}$ | $\frac{24}{-}$ | $\frac{17}{2}$ | $\frac{26}{-}$ | $\frac{52}{-}$ |
| Влажность между ледяными включениями, % | | | $\frac{17}{-}$ | | $\frac{20}{1,5}$ | $\frac{37}{-}$ |
| Льдистость за счёт ледяных включений, д.ед. | — | — | 0,1 | — | 0,1 | 0,24 |
| Плотность грунта, г/см ³ | $\frac{1,79}{0,07}$ | $\frac{1,98}{0,08}$ | $\frac{2,00}{-}$ | $\frac{2,00}{0,02}$ | $\frac{1,95}{0,03}$ | $\frac{1,67}{-}$ |
| Коэффициент пористости грунта, д.ед. | $\frac{0,53}{0,04}$ | $\frac{0,58}{0,07}$ | $\frac{0,57}{-}$ | $\frac{0,57}{-}$ | $\frac{0,63}{-}$ | — |
| Степень льдонасыщения, д.ед. | $\frac{0,19}{0,12}$ | $\frac{0,85}{0,07}$ | $\frac{0,85}{-}$ | $\frac{0,85}{-}$ | $\frac{0,90}{-}$ | — |
| Коэффициент оттаивания, д.ед. | $\frac{0,002}{0,002}$ | $\frac{0,002}{0,002}$ | $\frac{0,036}{-}$ | $\frac{0,020}{0,001}$ | $\frac{0,042}{0,003}$ | $\frac{0,051}{-}$ |
| Коэффициент сжимаемости, 1/МПа | $\frac{0,033}{0,016}$ | $\frac{0,045}{0,028}$ | $\frac{0,200}{-}$ | $\frac{0,190}{0,01}$ | $\frac{0,200}{0,04}$ | $\frac{0,214}{-}$ |

* – в числителе дроби – среднее значение показателя, в знаменателе – среднее квадратичное отклонение.

Полевые испытания выполнялись по следующим методикам:

- а) штампом с обогревающим устройством шириной B_y равной 0,3 диаметра штампа $D_{шт}$ и при глубине оттаивания H_{th} , равной 0,5 $D_{шт}$;

- б) без обогревающего устройства, при $H_{th} = 0,5 D_{шт}$ и при давлении оттаивания (P_{th}), равном природному давлению грунта P_g ;
- в) в бетонной обойме, при $H_{th} = 0,5 D_{шт}$ и $P_{th} = P_g$;
- г) с обогревающим устройством шириной $B_y = 0,3$ и $0,5 D_{шт}$ и при $H_{th} = 0,5 D_{шт}$ и $P_{th} = P_g$;
- д) с обогревающим устройством при B_y равной $0,3$ и $0,5$ и $H_{th} = D_{шт}$ при P_{th} от $0,05$ до $0,3$ МПа.

Из полученных результатов (табл. 2.17, рис. 2.20), в первую очередь, следует отметить значительное увеличение относительной осадки и коэффициента оттаивания A_{th} при возрастании величины давления при оттаивании P_{th} или при оттаивании в условиях компрессии (методики б и в) (рис. 2.20). Значения коэффициента оттаивания A_{th} в условиях компрессии в 1,5-2 раза больше, чем в условиях ограниченного бокового расширения (таблица 2.17). Увеличение глубины оттаивания под штампом с $0,5 D_{шт}$ до $D_{шт}$ приводит к уменьшению значений A_{th} в 1,2-1,3 раза. Значения коэффициента сжимаемости m для всех выделенных групп близки между собой.

Таблица 2.17.

Результаты испытаний горячими штампами по различным методикам

| Но- мер груп- пы | Условия испытания | Коэффициент оттаивания (A_{th}) | | Коэффициент сжимаемости (m) МПа | |
|---------------------------|---|--|----------------------------|--|--------------------------------|
| | | <i>среднее значение</i> <i>мин. – макс.</i> | Кол-во опреде- лений | <i>среднее значение</i> <i>мин. – макс.</i> | Количество определе- ний |
| I | $H_{th} = 0,5 D_{шт}$, $B_y = 0,3 D_{шт}$ | $\frac{0,0023}{0,0000 - 0,0058}$ | 25 | $\frac{0,047}{0,017 - 0,071}$ | 22 |
| II | $H_{th} = 0,5 D_{шт}$, обо- гревающее устрой- ство отсутствует | $\frac{0,0026}{0,0000 - 0,0056}$ | 8 | $\frac{0,048}{0,007 - 0,056}$ | 8 |
| III | $H_{th} = 0,5 D_{шт}$, $B_y = 0,3 - 0,5 D_{шт}$ | $\frac{0,0016}{0,0000 - 0,0036}$ | 12 | $\frac{0,050}{0,010 - 0,116}$ | 10 |
| IV | $H_{th} = D_{шт}$, $B_y = 0,3 - 0,5 D_{шт}$ | $\frac{0,0013}{0,0005 - 0,0030}$ | 12 | $\frac{0,050}{0,026 - 0,098}$ | 12 |

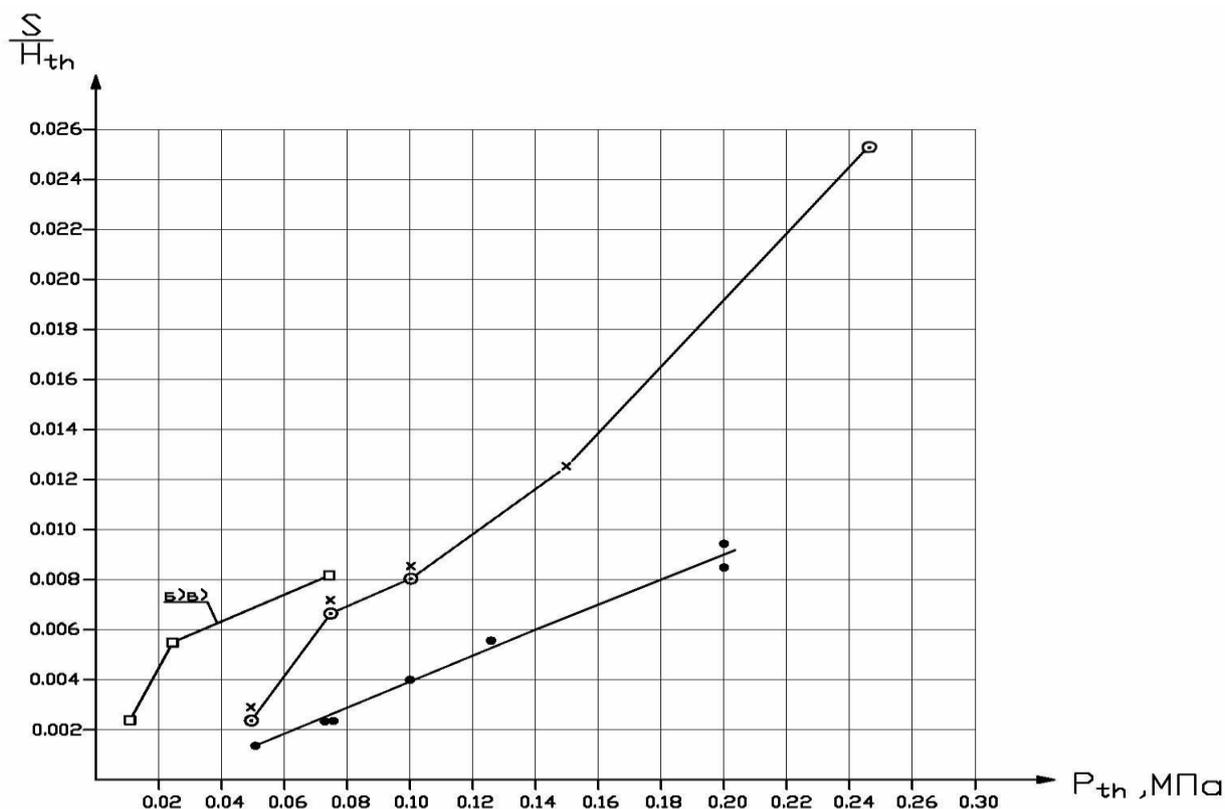


Рис. 2.20. Графики зависимости относительной осадки оттаивания $\frac{S}{H_{th}}$ при $P =$

0,3 МПа от величины давления при оттаивании P_{th} :

а), г), д) в условиях ограниченного бокового расширения;

б), в) в условиях компрессии.

□ – при $H_{th} = 0,5$ Дшт;

⊙ – при $H_{th} = 0,5$ Дшт и $V_y = 0,3$ Дшт;

– при $H_{th} = 0,5$ Дшт и $V_y = 0,5$ Дшт;

● – при $H_{th} =$ Дшт и $V_y = 0,3$ Дшт

Таким образом, полученные результаты свидетельствуют, что увеличение осадки при оттаивании мёрзлых грунтов связано с возрастанием напряжений, создаваемых под подошвой штампа. Отсюда, методика испытаний горячим штампом должна учитывать реальную работу проектируемых фундаментов.

Для оценки достоверности полученных при штамповых испытаниях характеристик были выполнены натурные наблюдения за осадкой массива оттаивающих песков с опытными фундаментами.

С этой целью на участке, сложенном толщей вечномёрзлых песков мелких и средней крупности, были установлены два независимых фундамента размерами 200×50 см, нагруженные таким образом, чтобы имитировать нагрузку от здания, равную 0,2 МПа. Оттаивание массива проводилось до глубины 10 м оммическими электронагревателями в течение 1,5 года.

Для наблюдения за осадками на фундаментах были установлены по 3 стенные марки. Кроме того, для сопоставления осадок грунта под нагрузкой и без неё были оборудованы 11 грунтовых марок с заложением на 1, 5, 10 м.

Полученные результаты (таблица 2.18) свидетельствуют, во-первых, что для испытанных песков, однородных визуальнo и по физическим свойствам, характерна значительная неравномерность осадок, как по площади, так и по глубине. Во-вторых, величина осадки, вызванной давлением от сооружения, равным 0,2 МПа, составляет 40-60 % от величины общей осадки. В-третьих, наилучшая сходимость осадок по испытаниям штампов и опытных фундаментов достигается при H_{th} под штампом, равной его диаметру $D_{шт}$, причем P_{th} под штампом на горизонте испытаний должно соответствовать давлению, при котором будет происходить оттаивание массива в реальных условиях.

Таблица 2.18.

Результаты натуральных наблюдений за осадкой массива оттаивающих песчаных грунтов

| Положение марок | Данные натуральных наблюдений | | | | Осадка фундаментов на оттаивающей 10-ти метровой толще: | | |
|---------------------------------|----------------------------------|------------------|--|------------------|---|------------------|---|
| | Глубина оттаивания H_{th} , м | | Относительная осадка $(\frac{\Delta S}{H_{th}})$, д.ед. | | По данным натуральных наблюдений, см | | По данным испытаний горячими штампами, см |
| | среднее значение мин. – макс. | Кол-во опред. | среднее значение мин. – макс. | Кол-во опред. | среднее значение мин. – макс. | Кол-во опред. | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| Марки на фундаменте №1 | $\frac{11,3}{11,0 - 11,5}$ | 3 | $\frac{0,0008}{0,0005 - 0,0011}$ | 3 | $\frac{0,8}{0,5 - 1,1}$ | 3 | 2,5 |
| Грунтовые марки у фундамента №1 | 10,5 | 2 | $\frac{0,0003}{0,0001 - 0,0005}$ | 2 | | | |
| Марки на фундаменте №2 | $\frac{11,3}{11,0 - 12,0}$ | 3 | $\frac{0,0051}{0,0048 - 0,0054}$ | 3 | $\frac{5,1}{4,8 - 5,4}$ | 3 | 6,4 |

| | | | | | | | |
|---|---------------------------|---|----------------------------------|---|--|--|--|
| Грунтовые марки у фун- дамента №2 | $\frac{10,3}{9,0 - 11,0}$ | 3 | $\frac{0,0032}{0,0023 - 0,0039}$ | 3 | | | |
|---|---------------------------|---|----------------------------------|---|--|--|--|

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-----------------------------------|-----------------------|---|---------------------------|---|---|---|---|
| Грунтовые марки на глубине 5,0 м | $\frac{5,2}{5,0-5,5}$ | 3 | $\frac{-}{0,0004-0,0094}$ | 3 | | | |
| Грунтовые марки на глубине 10,0 м | $\frac{-}{0,0-5,0}$ | 3 | $\frac{-}{0,0-0,0060}$ | 3 | | | |

Обработка результатов испытаний горячим штампом при $H_{th} \geq D_{шт}$ может проводиться следующим образом (М.А. Минкин и др., 1989):

1. По графику $S_{th} = f(t)$ (рис. 2.21а) определяется стабилизированная осадка при оттаивании S_{th} и вычисляется коэффициент A_{th} , который принимается равным относительной осадке оттаявшего грунта при природном давлении P_{zg} .
2. По графику $S = f(P)$ (рис. 2.21б) определяется модуль деформации оттаявшего грунта E_{th} для прямолинейного участка по известной формуле Шлейхера:

$$E_{th} = (1 - \mu^2) \times \omega \times D_{шт} \times \Delta P / \Delta S \quad (2.26),$$

где μ – коэффициент Пуассона;

$D_{шт}$ – диаметр штампа, см;

ω – безразмерный коэффициент;

ΔP – приращение давления штампа, равное $P - P_{zg}$, МПа;

ΔS – приращение осадки, соответствующее ΔP , см.

Коэффициент ω учитывает приближенно ограниченность сжимаемой зоны и согласно Н.А. Цытовичу (1963) равен 0,51 при $H_{th} = D_{шт} = 80$ см и 0,60 при $H_{th} = 1,5 D_{шт}$.

3. Коэффициент сжимаемости (m) определяется по формуле:

$$m = \frac{\beta}{E_{th}} \quad (2.27),$$

где $\beta = \frac{1 - 2 \times \mu^2}{1 - \mu}$.

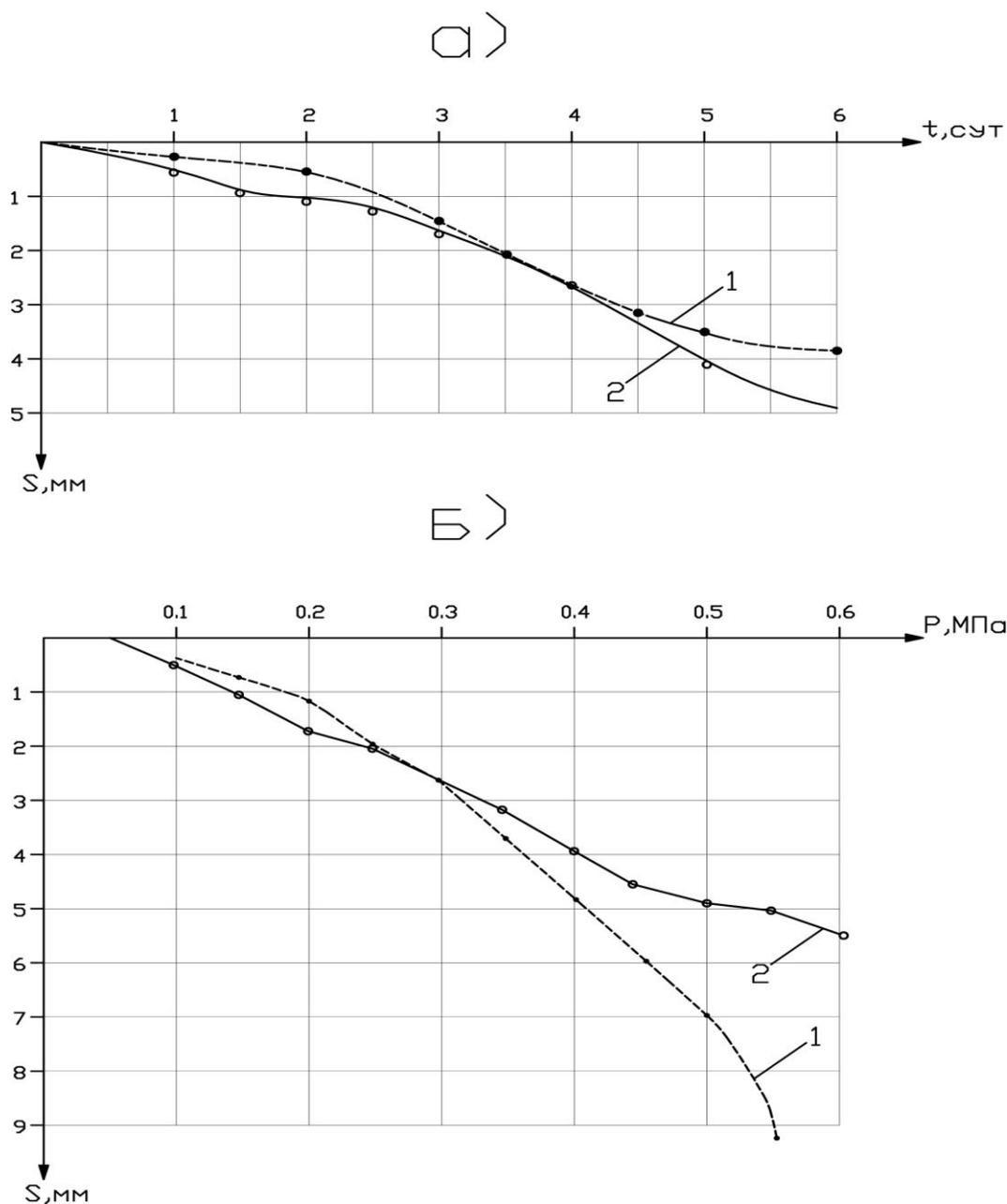


Рис. 2.21. Графики зависимости осадки:

а) под штампом от времени; б) штампа от давления.

1 – песок средней крупности; 2 – песок мелкий

Получаемые в результате такой обработки (таблица 2.19) параметры деформационных свойств оттаивающих мёрзлых грунтов A_{th} , E_{th} , m как по физическому смыслу, так и по значениям отличаются от тех же параметров, определяемых согласно ГОСТ 20276-99 из графиков относительная осадка – нагрузка.

В связи с этим расчёт осадки оснований при оттаивании мёрзлых грунтов следует производить по формуле:

$$S = \sum_{i=1}^n A_{th,i} \times h_i + \beta \times \sum_{i=1}^n P_{0,i} \times h_i / E_{th,i} \quad (2.28),$$

где h_i – толщина i -ого слоя оттаявшего грунта;

$P_{0,i}$ – давление от сооружения на грунт в середине i -ого слоя, дополнительное к природному;

n – число слоёв, на которые разделена толща оттаявшего грунта.

Таблица 2.19

Обработка результатов испытаний горячими штампами по разным методикам

| Показатели | Размерность | № испытания | По предлагаемой методике | По ГОСТ 20276-99 |
|------------|-------------|-------------|--------------------------|------------------|
| A_{th} | б/р | 1 | 0,001 | 0,003 |
| | | 2 | 0,006 | 0,004 |
| m | 1/МПа | 1 | 0,025 | 0,016 |
| | | 2 | 0,020 | 0,011 |
| E_{th} | МПа | 1 | 36 | 50 |
| | | 2 | 34 | 72 |
| H_{th} | мм | 1 | 1000 | |
| | | 2 | 800 | |
| ω | б/р | 1 | 0,57 | |
| | | 2 | 0,52 | |

Несущая способность оттаивающих и оттаянных мёрзлых грунтов

практически может быть определена только по результатам испытаний свай. Исследование работы свай в оттаивающих и оттаянных грунтах, методика их расчёта и особенности испытаний рассмотрены в работах П.И. Сальникова и В.В. Торгашева (1984), В.П. Власова (1987), А.Н. Цеевой (1986), А.А. Колесова и др., 1987, В.Н. Ерошенко и М.И. Карлинского, (1989), Д.Р. Шейнкмана (1990), М.А. Минкина и Д.Р. Шейнкмана (1990), И.П. Алексеевой, В.В. Торгашева (2001). Под руководством автора были выполнены более 500 испытаний статической вдавливающей нагрузкой производственных железобетонных (сечением 300×350 мм) и металлических (диаметром 159, 219, 273, 325 мм) свай в оттаянных мёрзлых грунтах. Испытания проводились на строительных объектах г. Новый Уренгой и Уренгойского газового месторождения. Погружение свай на глубину 4,5-9,5 м производилось забивным способом в локально оттаянные зоны мёрзлых грунтов через 2-30 суток после парооттаивания.

Выполненные исследования позволили установить значения несущей способности свай, погруженных в различных мерзлотно-грунтовых условиях и на разную глубину (таблица 2.20), а также сроки, необходимые для восстановления структурных связей грунта после парооттаивания и, следовательно, возможного нагружения свай проектной нагрузкой. Эти сроки составляют от 10-15 суток для песков мелких и средней крупности до нескольких месяцев в песках пылеватых.

Так как предпостроечное локальное оттаивание мёрзлых грунтов снимает осадку оттаивания только до определенной глубины, необходима оценка дополнительной осадки свай ниже этой глубины при оттаивании мёрзлых грунтов в процессе эксплуатации. Для этого были выполнены испытания свай по специальной методике, заключающейся в следующем: на первом этапе сваи, погруженные в пески, предварительно оттаянные до глубины 8-9 м при ширине зоны оттаивания 3,0-4,5 м, испытывались статической вдавливающейся нагрузкой по ГОСТ 5686-94; на втором этапе мёрзлый грунт под сваями, нагруженными проектной нагрузкой, оттаивался до глубины 16-20 м электрическим способом. Полученные результаты (рис. 2.22) показали, что осадка мёрзлого грунта, залегающего ниже предварительно оттаянной зоны, при его оттаивании может привести в зависимости от действующей на сваю нагрузки или к потере несущей способности (сваи №№ с-3 и с-4), если эта нагрузка больше критической, или не превысит допустимых осадок (сваи №№ с-1 и с-2), если нагрузка меньше критической.

Для прогноза значений критической нагрузки на сваю (N') может быть использован способ перестраивания графика «осадка - нагрузка», получаемого при испытаниях по ГОСТу в координатах S-N, в новую систему φ -N (И.З. Гольдфельд, 1973):

$$\varphi = \arctg \left(k \times \frac{\Delta S}{\Delta N} \right) \quad (2.29)$$

где k – коэффициент, зависящий от размерности S и N;

ΔS – приращение осадки на рассматриваемой ступени нагрузки;

ΔN – приращение нагрузки при переходе с одной ступени на другую.

Таблица 2.20.

Несущая способность свай в предварительно оттаянных и талых грунтах

| Материал свай | Сечение (диаметр свай, мм) | Величина несущей способности свай (Fd), кН в различных условиях | | | | | | | | | | |
|---------------|----------------------------|---|---------------------------|---|--------------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|--------------------------------------|--------------|
| | | Средняя величина по всем испытаниям | В песке средней крупности | При наличии прослоев пылеватого песка и глинистых грунтов | При глубине погружения свай, м | | | | | | При глубине до вечно-мёрзлых грунтов | |
| | | | | | > 7 | < 7 | > 6,5 | < 6,5 | > 6 | < 6 | 8 - 9 | > 15 |
| | | | | | $l_{d,cp}=9,4^{**}$ | $l_{d,cp}=6,6$ | $l_{d,cp}=7,5$ | $l_{d,cp}=5,6$ | $l_{d,cp}=6,5$ | $l_{d,cp}=5,2$ | Предварительно оттаянные грунты | Талые грунты |
| Железобетон | 350×350 | 763 (54)* | — | 790 (10) | 807 (17) | 722 (37) | — | — | — | — | — | — |
| | 300×300 | 721 (202) | 731 (180) | 722 (27) | — | — | — | — | — | — | 747 (131) | 672 (14) |
| Металл | 325 | 485 (57) | 475 (40) | 419 (19) | — | — | 563 (19) | 428 (38) | — | — | — | — |
| | 219 | 365 (54) | 395 (32) | 380 (8) | — | — | — | — | 391 (19) | 342 (35) | 393 (17) | 348 (18) |
| | 159 | 130 (9) | 130 (9) | — | — | 130 (9) | — | — | — | — | 100 (3) | 150 (6) |

* – в скобках - количество испытаний

** – $l_{d,cp}$ - средняя глубина погружения свай по данной группе

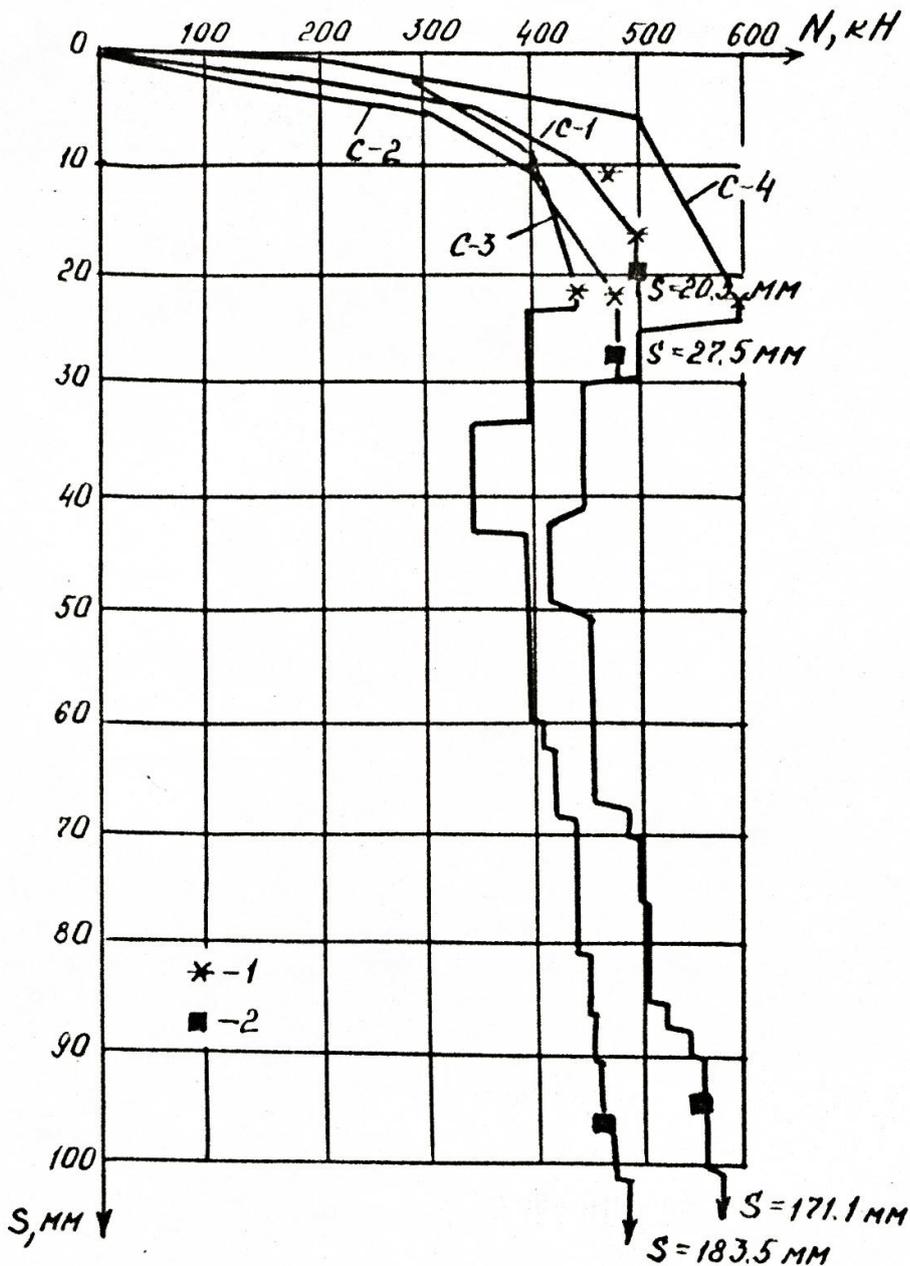


Рис. 2.22. Зависимость осадки от нагрузки при оттаивании вечномёрзлого грунта.

- 1 – включение нагревателей (начало оттаивания вечномёрзлого грунта);
- 2 – выключение нагревателей

В новых координатах (рис. 2.23) график $\varphi = f(N)$ представляется билинейной зависимостью, точка перелома которой определяет искомое $N=N'$. Как видно из рис. 2.23, для сваи № с-3 прогноз подтверждается результатами испытаний с оттаиванием (рис. 2.22) где $N' < 400$ кН, для сваи № с-4 дает несколько большую (на 10%) величину N' .

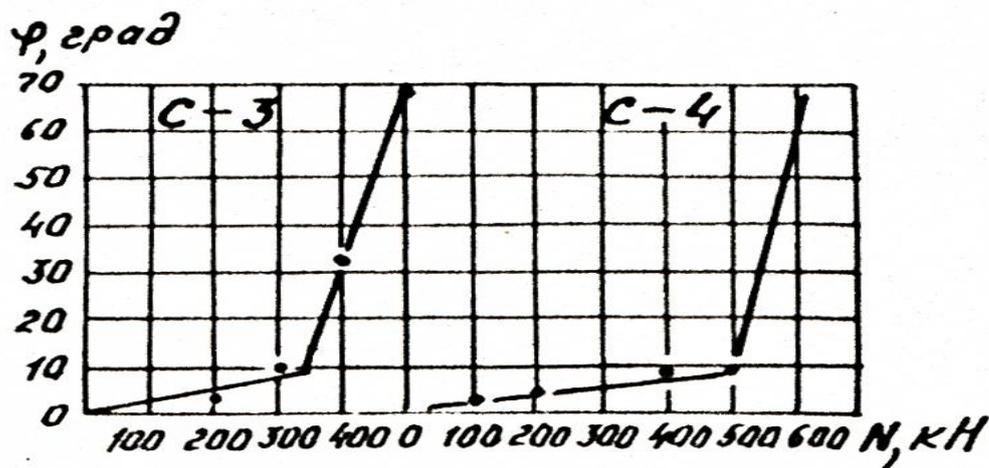


Рис. 2.23. Зависимость φ -N для опытных свай (с-3 и с-4)

Интересным является сопоставление (таблица 2.20) несущей способности свай, погруженных в талые и предварительно оттаянные мёрзлые грунты. Для свай диаметром (сечением) 219 мм и более несущая способность в предварительно оттаянных грунтах, как правило, выше, чем в талых, что объясняется уплотнением оттаянных грунтов в локальных зонах при забивке в них свай. Для свай же меньшего диаметра величина несущей способности в оттаянных мёрзлых грунтах в 1,5-2,0 раза ниже, чем в талых, так как при таком диаметре свай не обеспечивается уплотнение грунта в разуплотненной парооттаиванием зоне.

Также по указанной причине существенно более низкими (в 1,5-2,0 раза) оказываются величины несущей способности свай в оттаянных грунтах, рассчитанные по данным статического зондирования, выполненного после парооттаивания.

Сопоставление данных испытаний производственных свай и результатов статического зондирования дало возможность получить коэффициенты пересчёта, на которые следует умножать значения несущей способности, полученные по результатам статического зондирования в неуплотнённых оттаянных песчаных грунтах для оценки несущей способности производственных свай различных типоразмеров. Для металлических свай эти коэффициенты составляют: при диаметре 159 мм – 1,3; 219 мм – 2,0; 325 мм – 1,7; для железобетонных свай 300×300 мм – 1,8.

Глава 3. Основы компьютерного накопления и обработки данных инженерно-геокриологических изысканий

3.1. Основные принципы построения автоматизированной системы обработки инженерно-геокриологических данных

Использование компьютерных технологий для накопления, хранения и обработки геологической и геокриологической информации началось в 70-х годах прошлого столетия. На первом этапе преобладал подход, при котором большинство создаваемых прикладных программ и автоматизированных систем предназначались либо для решения частных задач, либо для хранения и обработки информации по отдельным видам или территориям работ.

Скоро стало очевидно, что такой подход не даёт необходимого практического эффекта: не повышает качества проектно-изыскательской продукции и не снижает трудоёмкости её выполнения.

Поэтому, начиная с середины 80-х годов прошлого столетия, ведутся работы по созданию автоматизированных систем, ориентированных на их комплексное использование в среде инженерных изысканий и проектирования (Р.Р. Айдагулов и др., 1987; Л.Г. Борейко и др., 1983; Е.В. Гудзенчук, 1982; С.В. Курочкин, М.А. Минкин, 1989; М.А. Минкин, 1985; М.В. Рац, 1988; В.И. Экзарян, 1983 и другие исследователи).

В автоматизированных системах (АС) реализуется сложное взаимодействие связанных между собой компонентов: компьютера; комплекса программ, организующих его работу; специальным образом сформированной исходной информации; комплекса программ для управления информацией; комплекса прикладных программ, реализующих вычислительные процессы в соответствии с выбранной математической моделью, математическим методом и т.д.

Первоначально для организации обработки данных при решении конкретной задачи создавались свои массивы информации, т.е. информационное обеспечение ограничивалось одной задачей. Такой позадачный подход имеет целый ряд недостатков, в том числе: дублирование процесса ввода, наличие

противоречивой информации о предметной области, затруднение в решении комплекса задач, для которых необходима совместная обработка неодинаково организованных массивов информации.

Указанные недостатки и общность основных процедур информационного обеспечения АС привели к централизованному подходу в организации данных, сформировавшемуся в концепцию банков данных (БНД). При реализации концепции БНД решаются две основные системные задачи. Первая заключается в обеспечении возможности запрашивать и отыскивать информацию без трудоёмкого написания программ на универсальных языках программирования, что достигается тем, что система управления базами данных (СУБД) оперирует специальным языком более высокого уровня, близким к естественному. Это даёт возможность самому пользователю (инженер-геологу, геокриологу, проектировщику) формулировать запросы и получать ответы.

Решение второй задачи заключается в обеспечении независимости данных от использующих их программ, что позволяет добавлять и переставлять хранимые данные, не меняя прикладных программ, и, наоборот, модифицировать эти программы без реорганизации БД.

Существенной особенностью геокриологической информации является то, что она получается в результате выполнения большого комплекса работ, включающего маршрутные наблюдения, горно-буровые и геофизические работы, лабораторные и полевые исследования состава, физико-механических свойств грунта, льда и воды, опытные работы, стационарные наблюдения и т.д.

Для получения полной характеристики инженерно-геокриологических условий проектируемых природно-технических геосистем необходима взаимосвязка и дополнение данных различных видов изысканий и их совместная обработка.

В разработанной в институте «Фундаментпроект» под руководством автора автоматизированной системе (М.А. Минкин, 1985, 1989, 1992) в качестве основных принципов приняты: единая структура хранения информации по всем видам изыскательских работ; возможность поиска и выбора данных по любому

хранимому свойству (параметру); совместная обработка данных в пакетном и интерактивном (диалоговом) режиме; совместимость с автоматизированными системами проектирования (САПР) или управления (АСУ).

Автоматизированная система позволяет совершать следующие операции с инженерно-геокриологической информацией:

- накапливать, хранить и обрабатывать материалы изысканий;
- систематизировать накопленную информацию и многократно её использовать;
- оперативно выдавать данные по запросам пользователей;
- получать частные или общие информационные модели ПТГ;
- решать прогнозные задачи изменения геокриологических условий;
- проводить расчеты взаимодействия сооружений с грунтами оснований;
- непрерывно накапливать данные об изменениях инженерно-геокриологических условий ПТГ в процессе их проектирования, строительства и эксплуатации.

Схематическая структура АС приведена на рис. 3.1.

3.2 Общая характеристика компьютерного банка инженерно-геокриологических данных

Основой автоматизированной системы является компьютерный банк инженерно-геокриологических данных (БнД), состоящий из специальным образом организованных баз данных (БД) и системы управления базами данных (СУБД).

Существуют БД сетевой, иерархической и реляционной структуры. Первые две структуры имеют общий формализм представления в виде графов и рассчитаны на бинарные отношения элементов. Третья, реляционная, структура использует теоретико-множественный аппарат математических отношений (В.А. Горбатов и др., 1984). В рамках этой структуры представление данных имеет табличную форму, а их обработка и получение результатов сводятся к манипулированию строками и столбцами таблиц.

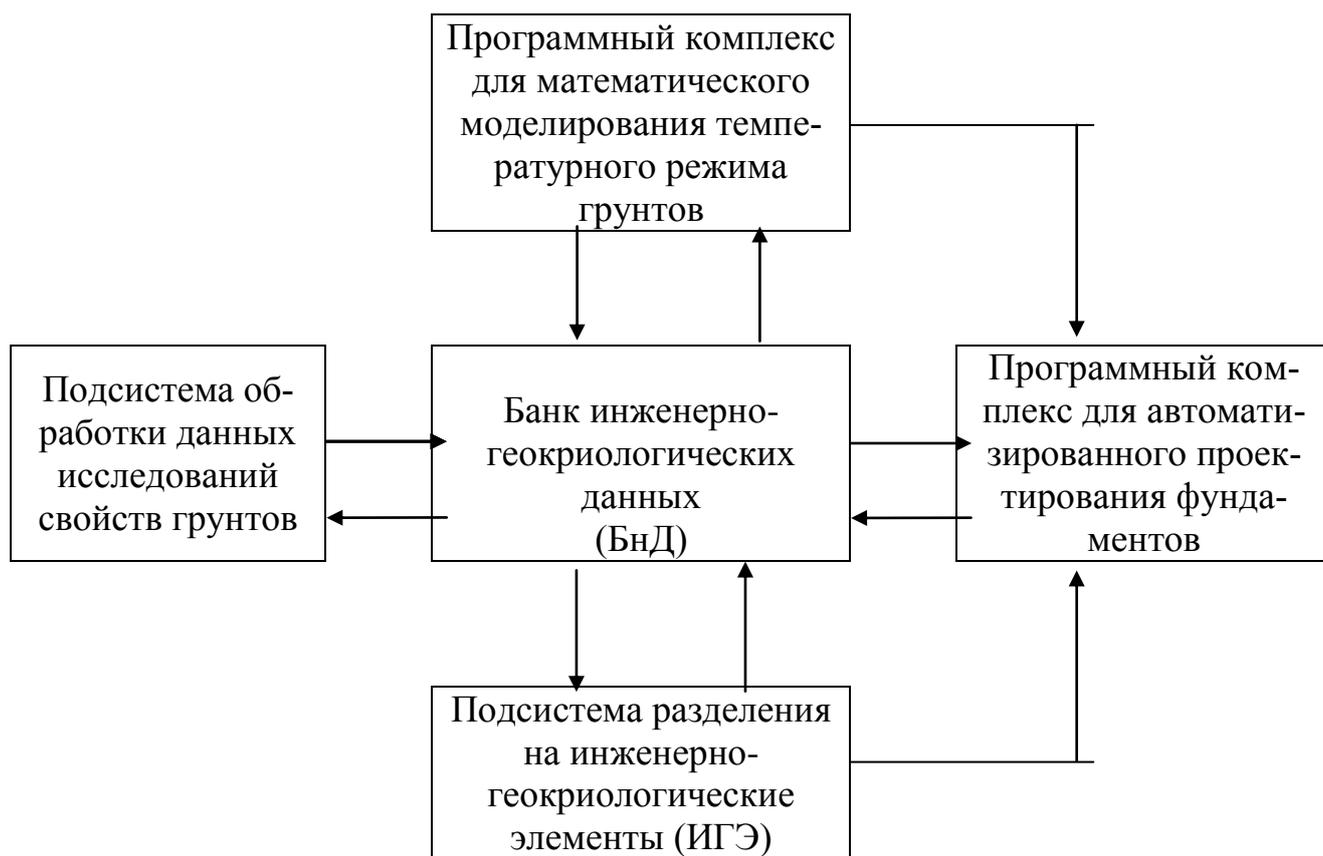


Рис. 3.1. Схематическая структура автоматизированной системы обработки инженерно-геокриологических данных

Среди СУБД наиболее распространёнными системами являются dBASE, Paradox, Fox Pro, Clarion, Oracle. Нами (М.А. Минкин и другие, 1998) при разработке БнД была выбрана реляционная структура данных, как наиболее совершенная, а в качестве СУБД – Clarion, позволяющая как управлять базами данных, так и проектировать exe-файлы, управляющие базами данных вне среды Clarion, в условиях их развития и изменений структуры.

Разработанная система, получившая название GEOBANK, может быть использована для хранения и обработки не только геокриологической информации, но и любых других данных о природных условиях (геологических, геофизических, экологических и т.д.). Система позволяет использовать информацию, подготовленную по другим стандартам и формам представления данных (Basic, dBASE, Fox Pro, Paradox) с помощью специального интерфейса, а также использовать свою информацию в системах управления базами данных, напи-

санных по другим стандартам и форматам с применением встроенного конвектора данных. Система также открыта для включения любых модулей в виде ехе-файлов, реализующих функции, потребность в которых возникает во время эксплуатации.

Структурная схема баз данных (рис. 3.2), реализуемая системой GEO-BANK, включает: название объекта, его местонахождение и общую характеристику, владельца информации, виды и даты исследований, геокриологические данные, сгруппированные в таблицы, и обобщенные показатели свойств, полученные в результате статистической обработки по группам данных.

Ядром GEOBANKа являются: базы данных, находящиеся на любых носителях информации, доступных процессору РС; программный комплекс из ехе-файлов, разработанный с помощью СУБД Clarion и служащий для управления базами данных; расширение AutoCAD, включающее ехе-файлы, файлы прототипов, файлы штриховок и блоков, обеспечивающих графические функции системы. Геокриологические данные находятся в соответствующих поддиректориях GEOBANKа: GEONSI – нормативно-справочная информация (НСИ) и GEODAN – геокриологические данные.

НСИ содержит классификаторы описательной геокриологической информации (см. раздел 3.3) и является единой для всех баз данной системы. Практически любое изменение в нормативно-справочной информации отдельных БД может быть обнаружено и либо исправлено, либо другие базы данных приводятся в соответствие с произведенными изменениями.



Рис. 3.2. Структурная схема баз инженерно-геокриологических данных

Программный комплекс GEOBANKа включает следующие функциональные блоки:

- *ввода данных* в виде построчных значений или значений, сгруппированных в любые таблицы по желанию пользователей;
- *контроля состояния БД*, синтаксического, проводимого при вводе, а также смыслового, выполняемого пообъектно с использованием зависимостей, существующих между отдельными свойствами;
- *архива*, позволяющего архивировать любое количество информации, неиспользуемой длительный срок, и подключающего эту информацию к любой БД для оперативного использования;
- *информационно-справочной системы*, помогающей пользователю просматривать БД и распечатывать имеющуюся в них информацию;
- выделение и редактирование выделенных *инженерно-геокриологических элементов (ИГЭ) или микрорайонов (ИГМ)*;
- *анализа ИГЭ и ИГМ*;
- *запросной системы*, позволяющей выбрать данные по любому количеству условий для свойств БД;
- *статистической обработки данных*;
- *выдачи результатов*, осуществляемой в виде таблиц данных, чертежей колонок скважин и точек зондирования, инженерно-геокриологических разрезов, карт, планов, графиков и т.д.

Система GEOBANK требует не менее 560 Кб оперативной памяти и на жёстком диске занимает 25 Мб. Для 100 тысяч данных требуется не более 25 Мб памяти. Средняя скорость обработки данных (запрос, выделение ИГЭ (ИГМ), статистическая обработка, контроль) – не более 30 сек на 100 тысяч данных. Скорость обработки на самом узком участке системы 90 сек на 100 тысяч данных.

3.3 Классификаторы инженерно-геокриологической информации

Для формализации описательной инженерно-геокриологической информации разработана (М.А. Минкин и др., 1988) система классификаторов, охватывающая практически все качественные характеристики, получаемые в результате полевых и лабораторных исследований, а также характеристики сооружений, необходимые при изысканиях и проектировании. Сознвая несовершенство системы классификаторов, предусмотрена возможность расширения, дополнения и детализации её информационной базы. Перечень классификаторов, хранящихся в БД «Словари», представлен на рис. 3.3. Сюда входят три общероссийских классификатора: строительной продукции (ОКСП), объектов административно-территориального деления Российской Федерации (СОАТО), предприятий и организаций (ОКПО), а также классификаторы, которые могут быть использованы как отраслевые: инженерно-геологические регионы и области, геокриологические зоны, подзоны и области, типы природно-территориальных комплексов, стадии проектирования и этапы изысканий, виды изыскательских работ, наименование таблиц данных.

Классификатор «инженерно-геологические регионы и области» составлен для территории России и сопредельных стран на основе схемы инженерно-геологического районирования, приведенной в монографиях «Инженерная геология СССР» (1978, 1990). Выделяются регионы I и II порядка и области.

Классификатор «Геокриологические зоны, подзоны и области» и классификатор «Типы природно-территориальных комплексов» составлены для Западно-Сибирской плиты в соответствии со схемой общего геокриологического районирования (Геокриология СССР. Западная Сибирь, 1989) и монографией «Ландшафты криолитозоны Западно-Сибирской нефтегазовой провинции» (Е.С. Мельников и др., 1983).

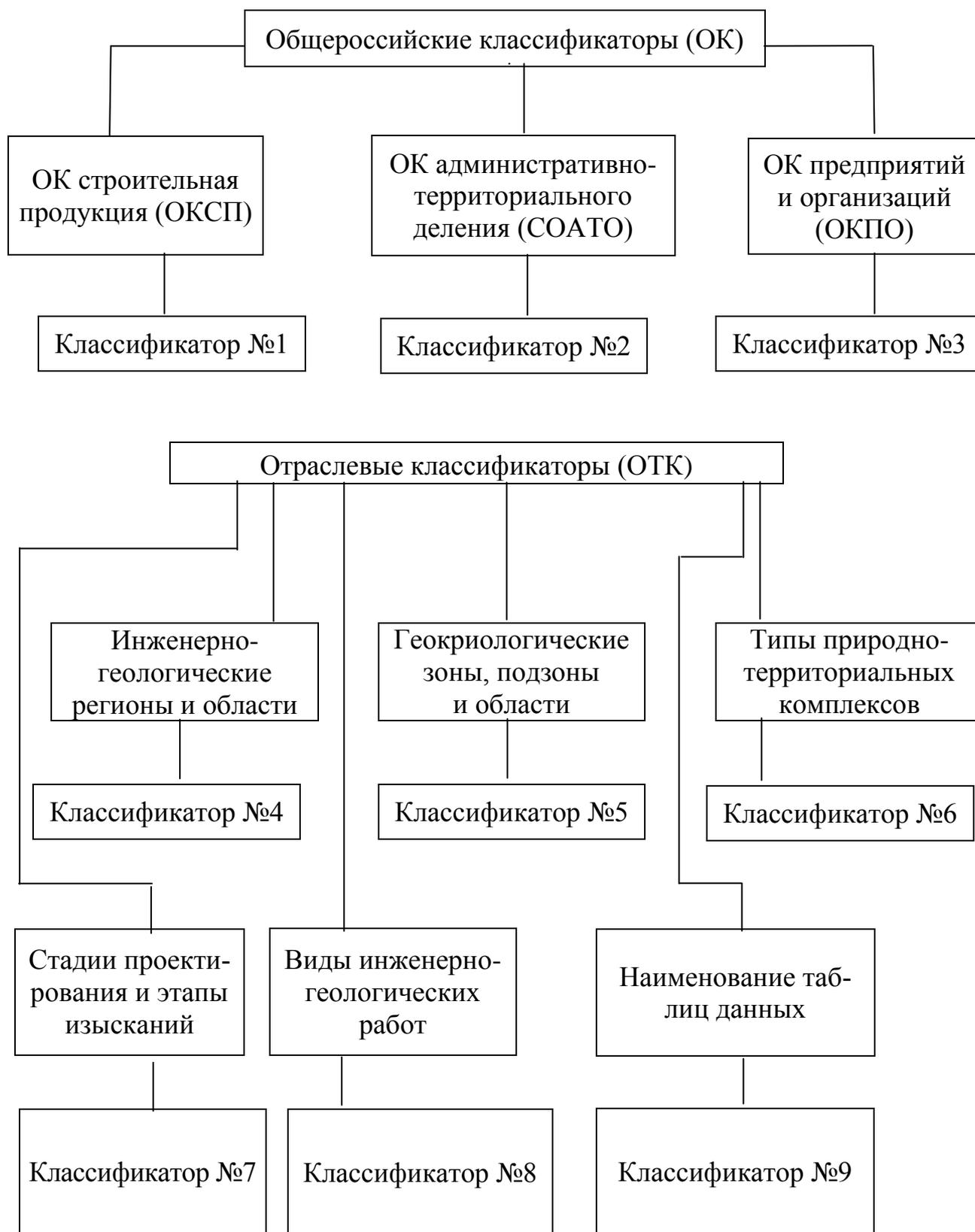


Рис. 3.3. Базы данных «Словари»

Классификаторы «Стадии проектирования и этапы изысканий», «Виды изыскательских работ» и «Наименование таблиц данных» разработаны на основе положений существующих нормативных документов СНиП 10-01-94 «Система нормативных документов в строительстве. Основные положения» и СНиП 11-02-96 «Инженерные изыскания для строительства. Основные положения».

Остальные классификаторы хранятся в базах данных «Справочник». Их перечень приведен на рис. 3.4.

В их число входят классификаторы «Виды точек наблюдений», «Характеристика зданий и сооружений», а также классификаторы по различным видам изыскательских работ: горно-буровым, лабораторным, полевым исследованиям свойств грунтов, геофизическим и гидрогеологическим работам, маршрутным наблюдениям и дешифрированию аэрокосмических снимков, стационарным режимным наблюдениям.

Классификатор «Виды точек наблюдений» содержит полные и сокращённые наименования видов точек изыскательских работ, в том числе скважин, шурфов, шахт, точек полевых испытаний и геофизических работ, точек съёмки, знаков геодезической сети и т.д.

Классификаторы «Характеристика зданий и сооружений» (26 классификаторов) составлены в соответствии с существующими СНиП и руководствами по проектированию и включают классификаторы по конструктивным особенностям сооружений, материалу несущих и ограждающих конструкций, влажностному и тепловому режиму помещений, типам и видам оснований и фундаментов, мероприятиям по подготовке грунтов оснований, сохранению строительных свойств грунтов, природоохранным мероприятиям и др.

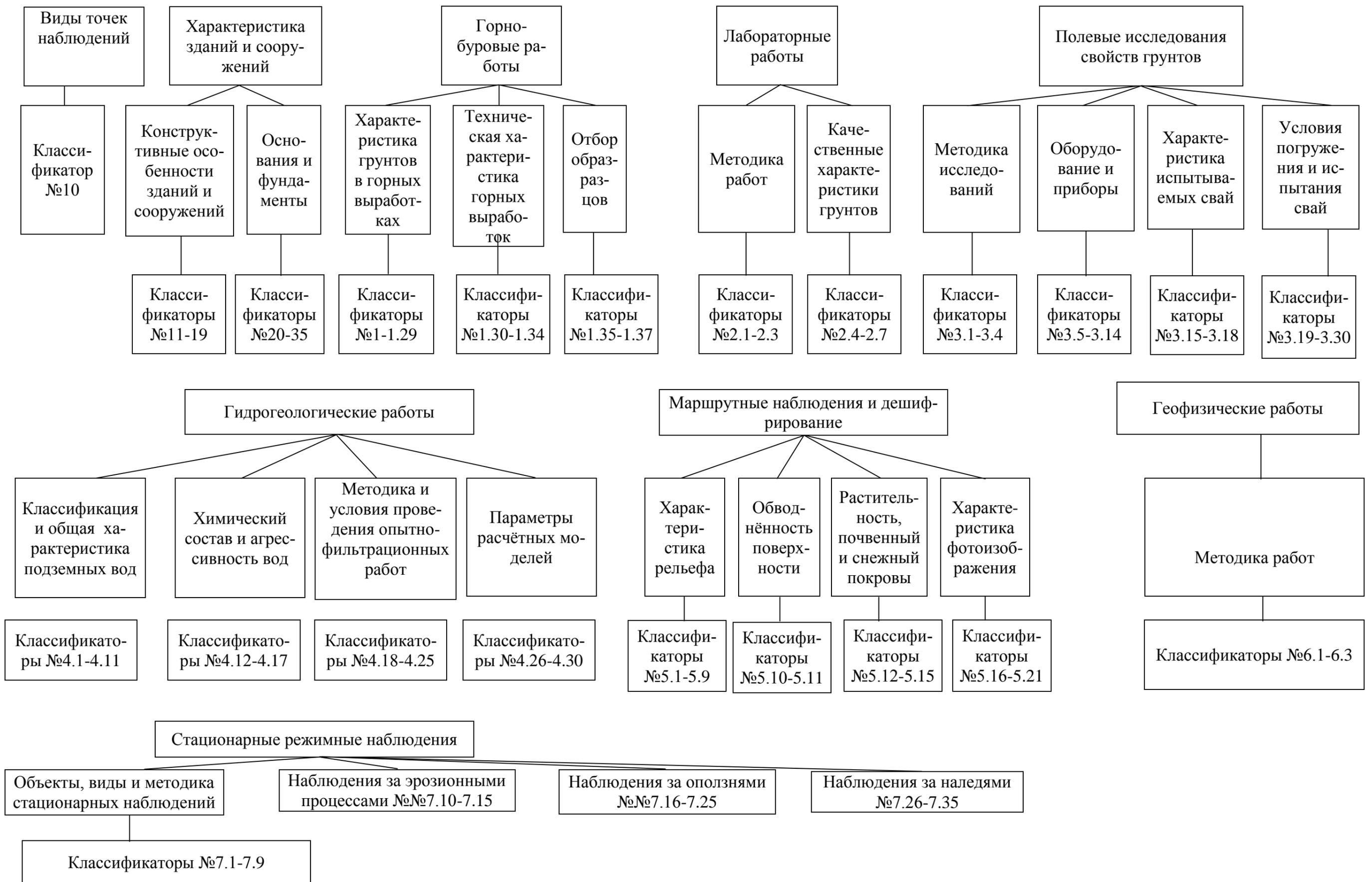


Рис. 3.4. Базы данных «Справочник»

Рис.

Классификаторы «Горно-буровые работы» содержат 37 наименований описаний грунтов в горных выработках, порядка и условий отбора образцов, технической характеристики выработок. Представленный в этом разделе классификатор «Возраст грунтов» составлен на основе отраслевого классификатора бывшего Мингео СССР «Геохронологические подразделения» (1981), а также включает региональные стратиграфические подразделения четвертичных отложений (Инженерная геология СССР, 1978). Классификаторы «Классификация грунтов», содержащие генезис, типы и виды грунтов, составлены на основе ГОСТ 25100-95 «Грунты. Классификация». Классификаторы «Техническая характеристика горных выработок» и «Отбор образцов» включают способы проходки, крепления пород при проходке, виды керна при бурении скважин, места описания грунтов в горных выработках, условия и способы отбора образцов.

Классификаторы раздела «Лабораторные работы» содержат полные и сокращенные наименования методов определения, условий, схем проведения и типов приборов лабораторных исследований состава, физико-механических и теплофизических свойств мерзлых и талых грунтов, а также классификаторы характеристик грунтов, определяемых при этих исследованиях: минерального состава, засоленности, коррозионной активности, размокания и т.д.

При разработке классификаторов этого раздела учтены гостериюемые и применяемые в практике изысканий методы лабораторных определений.

Классификаторы раздела «Полевые исследования свойств грунтов» (30 классификаторов) включают наименования методов полевых определений физических и механических свойств грунтов, оборудования и приборов, применяемых при испытаниях.

Перечень свойств охватывает полевые испытания деформационных свойств грунтов статическими нагрузками на штамп, горячий штамп, прессиометр; прочностных свойств – срез целиков, срез грунта в скважине и массиве; статическое и динамическое зондирование; испытания свай динамической, вдавливающей, выдёргивающей и горизонтальной статическими нагрузками в мёрзлых и талых грунтах. В состав классификаторов этого раздела входят клас-

сификаторы по основным тестируемым методам и условиям испытаний, схемам передачи нагрузок при испытаниях, типам установок и приборов. Для испытаний свай предусмотрены классификаторы, позволяющие классифицировать испытываемые сваи по материалу и конструкции, условиям погружения (устройства) и т.д.

Раздел «Гидрогеологические работы» содержит 30 классификаторов. В их число входят классификаторы описания водоносных горизонтов: наименование вод по их генезису, гидродинамике, условиям залегания, характеру водовмещающих пород, распространению и времени существования; условия отбора проб воды; физические свойства воды; химический состав, коррозионная активность и агрессивность вод к бетону, стали и алюминию. В этот раздел входят также классификаторы по опытно-фильтрационным работам, охватывающим методику работ и условия проведения испытаний. Для использования расчетных моделей по результатам опытно-фильтрационных работ составлены классификаторы схематизации гидрогеологических условий по степени неоднородности пласта, граничным условиям, характеру возмущения пласта к режиму фильтрации, а также по методам расчёта гидрогеологических параметров.

Классификаторы раздела «Геофизические работы» включают три классификатора, содержащих наименования методик исследований, типов приборов и установок при электро-сейсмо- и магниторазведочных работах, а также при геофизических измерениях в скважинах.

Раздел «Маршрутные наблюдения и дешифрирование» содержит 21 классификатор для описания ландшафтов, форм рельефа, стадий их развития, вида и характера обводнения поверхности, растительного, почвенного и снежного покровов. Кроме того, сюда входят классификаторы фотоизображений ландшафтов по результатам дешифрирования аэро-космофотоматериалов, в том числе: форм и контуров ландшафтов, вида границ, тона, рисунка и структуры изображения.

Классификаторы раздела «Стационарные режимные наблюдения» (35 классификаторов) включают наименования объектов и видов наблюдений, ме-

тодику их проведения, приборов и установок для измерений, периодов измерений и т.д. Кроме того, в раздел входят классификаторы, охватывающие результаты наблюдений за основными видами техногенных воздействий на природную среду при строительном и хозяйственном освоении территорий и эксплуатации сооружений.

Разработанная система классификаторов позволяет однозначно идентифицировать вводимые в базы данных текстовые значения свойств и унифицировать ввод данных всех видов (целых, вещественных, текстовых и дат) по шаблону в свободном текстовом формате.

3.4. Обработка результатов лабораторных и полевых исследований свойств грунтов

Для автоматизации процесса обработки материалов лабораторных и полевых исследований свойств грунтов в АС разработан комплекс программных модулей, позволяющий вычислять значения параметров физико-механических и теплофизических свойств грунтов, используя первичные данные полевых и лабораторных работ.

Программный комплекс содержит 29 модулей (рис. 3.5) для расчета следующих характеристик:

- геометрических размеров геологических слоев;
- гранулометрического состава грунтов и содержания органических веществ;
- химического состава и коррозионных свойств грунтов;
- физических и теплофизических свойств грунтов;
- прочностных свойств грунтов;
- деформационных свойств мёрзлых и талых грунтов;
- несущей способности свай по результатам полевых испытаний;

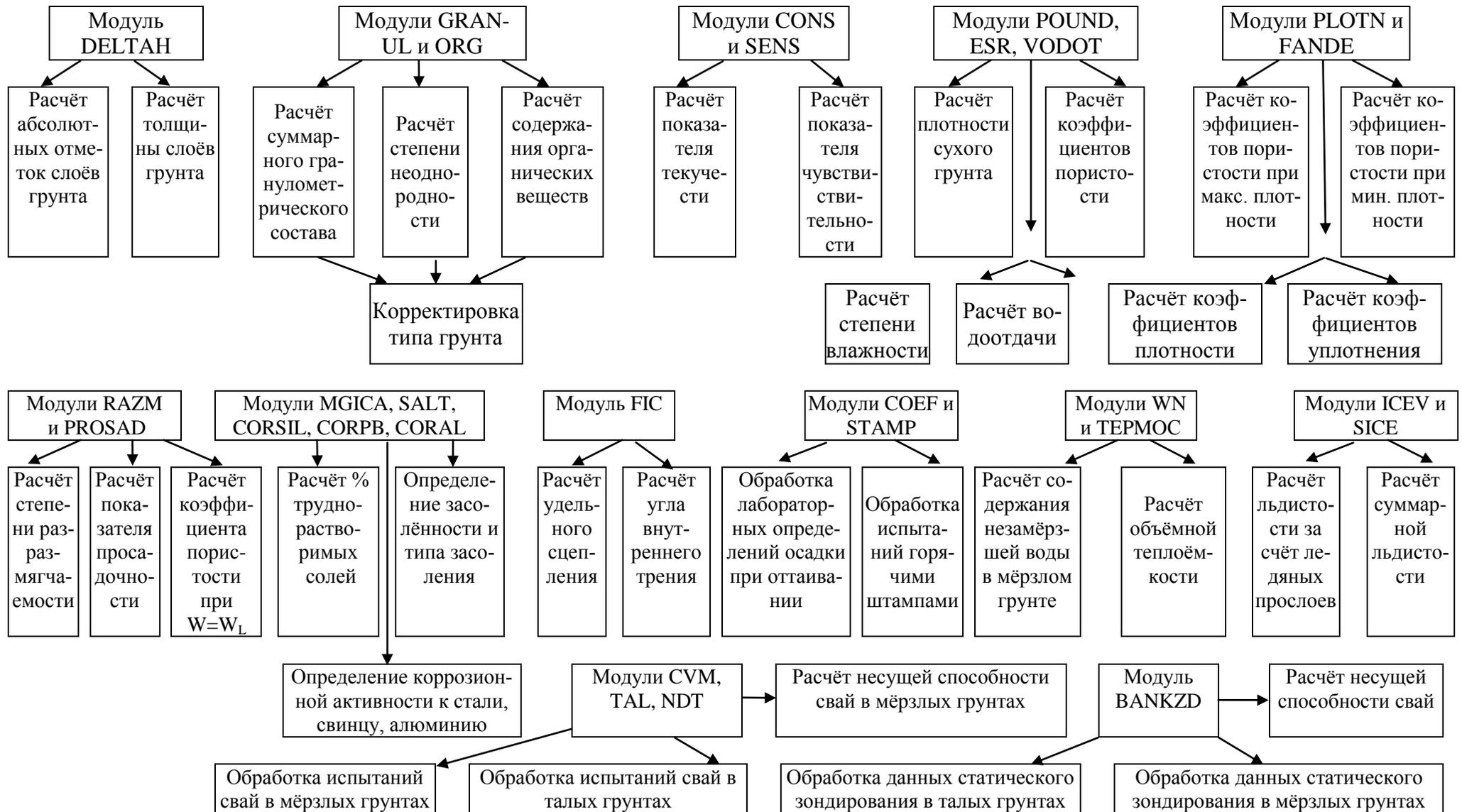


Рис. 3.5. Комплекс программных модулей для обработки результатов исследований свойств грунтов

- коэффициентов оттаивания и сжимаемости мёрзлых грунтов по испытаниям горячими штампами;
- прочностных и деформационных характеристик грунтов и несущей способности свай по результатам статического зондирования;
- статистических характеристик свойств грунтов.

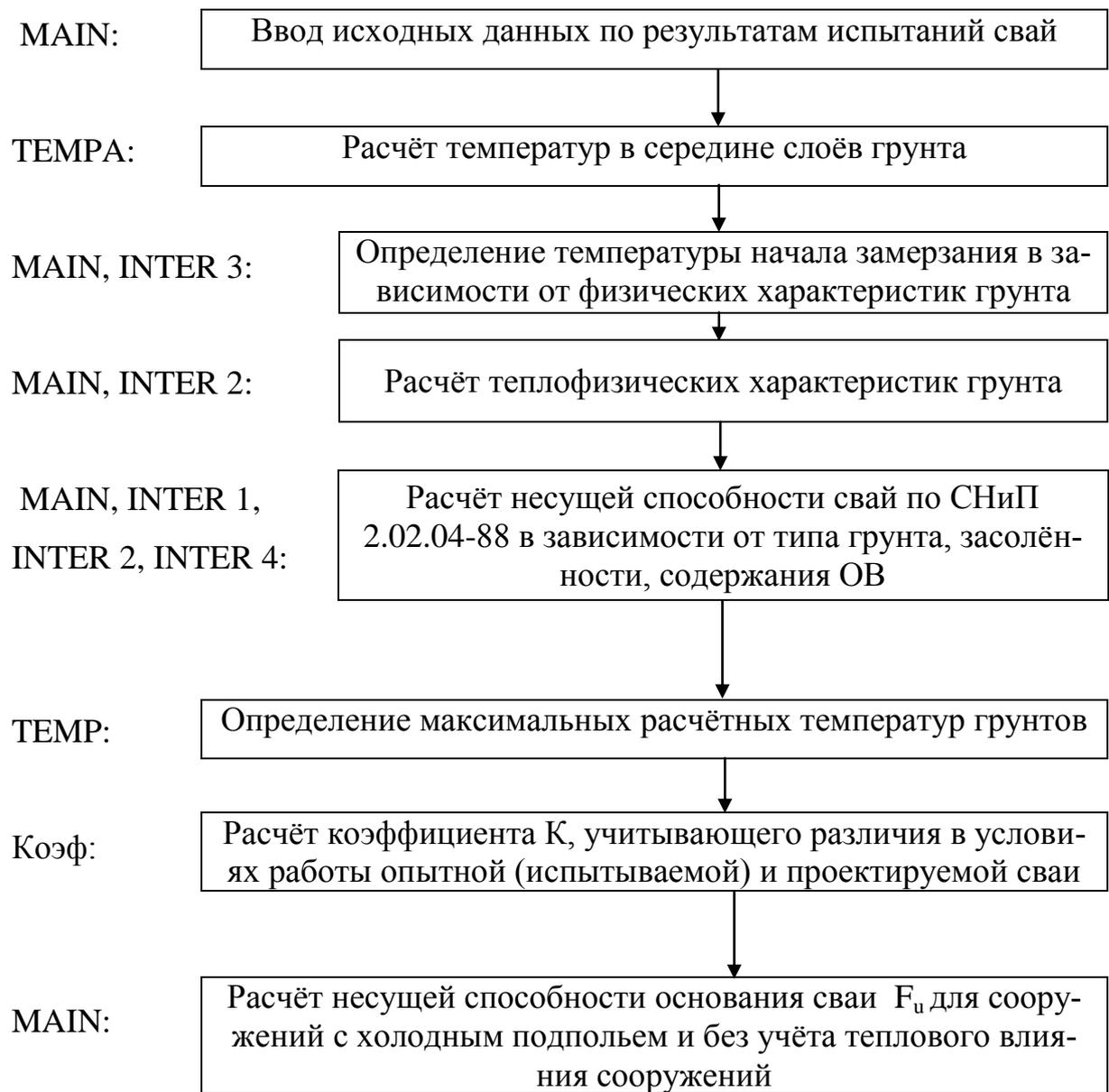
Все программные модули реализуют алгоритмы обработки данных, приведенные в соответствующих ГОСТах и СНиПах.

В качестве примеров приведем схемы обработки результатов испытаний свай в мёрзлых грунтах по программам SVM и NDT и результатов испытаний статическим зондированием в талых и оттаянных грунтах по программе BANKZD.

Первые две программы обрабатывают результаты испытаний согласно ГОСТ 5686-94 «Методы полевых испытаний сваями» и СНиП 2.02.04-88 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах» и могут производить расчёт как одной, так и нескольких свай.

В программе SVM в результате обработки определяются значения предельно длительного сопротивления основания каждой сваи $F_{u,n}$ на момент испытаний. Программа состоит из трёх модулей. В основном вводятся исходные данные, производится расчёт предельно длительного сопротивления и печатаются результаты. Вторым модулем используется для интерполяции значений осадки сваи между двумя последовательными ступенями давления. Третий модуль печатает общие сведения об испытаниях (технические характеристики, свойства грунтов, геокриологические параметры).

Программа NDT предназначена для расчёта несущей способности свай F_u в мёрзлых грунтах. В качестве промежуточных данных вычисляются расчетное давление под нижним концом сваи R и сопротивление по поверхности смерзания R_{af} для опытной (испытанной) и проектируемой сваи. Логическая структура программы следующая:



Программа BANKZD осуществляет обработку данных статического зондирования, выполненного зондами I и II типа по ГОСТ 19912-2001 «Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием». Программа позволяет вычислять значения удельного сопротивления конусу зонда q_c и сопротивление грунта трению по боковой поверхности зонда Q_c или по муфте трения f_s , определять плотность песчаных и консистенцию глинистых грунтов, модуль деформации E и угол внутреннего трения φ несвязных грунтов, деформационные и прочностные характеристики (E , c , φ) глинистых грунтов.

По данным статического зондирования и бурения скважин программой производится выделение инженерно-геологических слоёв, статистическая обработка значений q_c и вычисление нормативных и расчётных значений E , s , φ .

В алгоритме программы предусмотрено также определение по данным зондирования несущей способности забивных и винтовых свай заданных типов-размеров в соответствии со СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты».

3.5. Выделение инженерно-геокриологических элементов, построение разрезов и крупномасштабных карт

Одним из основных направлений в обработке данных изысканий является выделение инженерно-геокриологических элементов (ИГЭ), построение разрезов и карт. Для выделения ИГЭ, построения разрезов и карт используются данные по скважинам, точкам зондирования, либо по другим точкам наблюдения (ТН), сведённые в любые функциональные таблицы, например (см. таблицу 3.1) в виде:

- общего описания ТН (таблица 101);
- описания разрезов скважин (таблица 110);
- результатов лабораторных определений состава и свойств грунтов (таблица 202);
- результатов статического зондирования грунтов (таблица 352).

Если таблица содержит общие характеристики ТН, то одной ТН соответствует один документ ввода (одна таблица значений). Если таблица свойств содержит характеристики ТН на различных глубинах, то одной ТН соответствует столько таблиц значений, сколько слоёв выделено в данной ТН. Слой – это пара глубин, определяющих верх (кровлю) и низ (подошву), между которыми определены значения свойств. Внутри каждого слоя данные проверяются на существующие между ними зависимости. По результатам контроля предоставляется возможность либо автоматического исправления ошибок, либо корректировка данных самим пользователем.

Таблица 3.1.

Примеры входных документов по точкам наблюдений

| Общее описание точки наблюдения | | | | | Описание разреза скважины | | | | |
|---------------------------------|------|---------------------------------|---|-------------|---------------------------------|----|------------------------------|---|-------------|
| Ввод данных по точкам в таблице | | | | | Ввод данных по точкам в таблице | | | | |
| Документ может быть изменён | | | | | Документ может быть изменён | | | | |
| Объект 77 | | Директория 80 | | Таблица 101 | Объект 77 | | Директория 80 | | Таблица 110 |
| № точки 611 | | Вид точки | | Скв и-г | № точки 611 | | Вид точки Скв и-г Верх/Низ | | 9,50 11,80 |
| Свойство 1 | 3 | Дата | д | 1997.11.09. | Свойство 1 | 46 | Возраст грунта | т | Q3(1) |
| Свойство 2 | 7 | Глубина выработки, м | в | 15.0 | Свойство 2 | 47 | Генезис грунта | т | мор-пр. мор |
| Свойство 3 | 16 | Пр/от макс. глубина, м | в | 1.1 | Свойство 3 | 48 | Тип грунта | т | песок пылв. |
| Свойство 4 | 18 | Гл. кровли в/мёрзлых грунтов, м | в | 1.1 | Свойство 4 | 49 | Вид грунта | т | |
| Свойство 5 | 20 | Тем-ра, 10 м, град. | в | -0.5 | Свойство 5 | 50 | Цвет грунта | т | серый |
| Свойство 6 | 23 | Гл. появ. уровня подзем. вод, м | в | | Свойство 6 | 58 | Примеси, включения | т | ожелезнен |
| Свойство 7 | 24 | Гл. уст. уровня подзем. вод, м | в | | Свойство 7 | 59 | Вид примесей, включений | т | |
| Свойство 8 | 32 | Гл. кровли перелетка, м | в | | Свойство 8 | 60 | Прослои, линзы, гнёзда | т | суглинки |
| Свойство 9 | 33 | Гл. подош. перелетка, м | в | | Свойство 9 | 61 | Толщина прослоев, см | в | 5 |
| Свойство 10 | 34 | Геокриологический тип | т | сливающ. | Свойство 10 | 68 | Состояние | т | вечномерзл. |
| Свойство 11 | 35 | Георазрез стс/смс | т | суглинки | Свойство 11 | 69 | Хар-ка состояния | т | |
| Свойство 12 | 36 | Георазрез вмг/тг | т | песч-глин | Свойство 12 | 70 | Криотекстура | т | массивная |
| Свойство 13 | 38 | Гл. под. в/мёрзлых грунтов, м | в | | Свойство 13 | 71 | Размеры шлиров льда, см | в | |
| Свойство 14 | 1470 | Экзогенные процессы | т | сезон. пуч. | Свойство 14 | 72 | Расстояние между шлирами, см | в | |
| Свойство 15 | 1502 | Формы рельефа | т | мелкокочк. | Свойство 15 | 73 | Льдистость измер. д.е. | в | |

| Результаты лабораторных определений состава и свойств грунтов | | | | | Результаты статического зондирования грунтов | | | | | |
|---|-----|--|----------|-------------|--|-------------|----------------------------|-------------------------------------|-------------|------------|
| Ввод данных по точкам в таблице | | | | | Ввод данных по точкам в таблице | | | | | |
| Документ может быть изменён | | | | | Документ может быть изменён | | | | | |
| Объект 77 | | Директория 80 | | Таблица 202 | Объект 77 | | Директория 80 | | Таблица 352 | |
| № точки 611 | | Вид точки Скв и-г Верх-Низ | | 10.80 11.00 | № точки 611 | | Вид точки Скв и-г Верх/Низ | | 1.60 4.20 | |
| Свойство 1 | 211 | 10-2 мм | Суммарн. | ц | Свойство 1 | 48 | Тип грунта | т | суглинки | |
| Свойство 2 | 212 | зерн. состав, % | | | Свойство 2 | 49 | Вид грунта | т | | |
| Свойство 3 | 214 | 2-0.05 мм | Суммарн. | ц | 84 | Свойство 3 | 68 | Состояние | т | талое |
| Свойство 4 | 215 | зерн. состав, % | | | 15 | Свойство 4 | 69 | Хар-ка состояния | т | тугопласт. |
| Свойство 5 | 255 | <0.005 мм | Суммарн. | ц | 1 | Свойство 5 | 270 | Плотность грунта, г/см ³ | в | |
| Свойство 6 | 256 | зерн. состав, % | | | | Свойство 6 | 323 | Модуль деформации, Е, МПа | в | 14.9 |
| Свойство 7 | 257 | W (L) % | | ц | | Свойство 7 | 331 | Удельное сцепление С, МПа | в | 0.037 |
| Свойство 8 | 259 | W (P) % | | ц | | Свойство 8 | 333 | Угол внутреннего трения, град | ц | 20 |
| Свойство 9 | 260 | W природная % | | ц | 16 | Свойство 9 | 725 | Сопр. норм. давлению, МПа | в | 2.1 |
| Свойство 10 | 262 | W суммарная % | | ц | | Свойство 10 | 726 | Сопр. по бок. поверхн., КПа | в | |
| Свойство 11 | 269 | Степень влажности, д.е. | | в | | | | | | |
| Свойство 12 | 270 | Плотность частиц грунта, г/см ³ | | в | | | | | | |
| Свойство 13 | 271 | Плотность грунта, г/см ³ | | в | 2.01 | | | | | |
| Свойство 14 | 272 | Плотность сухого грунта, г/см ³ | | в | | | | | | |
| Свойство 15 | 273 | Плотн. (сум) мёрзл. грунта, г/см ³ | | в | | | | | | |
| | | Плотн. (сум) сух. мёрзл. грунта, г/см ³ | | в | | | | | | |

После того, как данные по ТН введены, они записываются в основной файл, где каждое значение идентифицируется последовательностью ключевых

полей, позволяющих мгновенно найти необходимую информацию как в виде одного значения, так и в виде массива значений. В эти ключевые поля входят следующие показатели: номер объекта, код директории (свертка кодов регионов и районов, к которым принадлежит объект), номер таблицы, номер ТН, вид ТН, верх и низ слоя, номер свойства.

Для выборки одного значения необходимо указать все ключи, для выборки массива значений – не менее одного ключа.

Выделение ИГЭ начинается с формирования перечня свойств, который задается пользователем. Этот перечень обычно включает такие свойства, как возраст, генезис, тип и вид грунта; состояние и характеристика состояния грунта, криогенная текстура и льдистость (для мёрзлых грунтов) и ряд других. При выделении ИГЭ система формирует перечни тех слоёв, в которых не хватает данных для выделения ИГЭ. Пользователю предлагается возможность довести недостающие свойства, либо изменить перечень свойств для выделения ИГЭ. Можно также уменьшить или увеличить число диапазонов числовых свойств (например, льдистости), или скорректировать значения некоторых свойств при слишком частом переслаивании ИГЭ.

Выделенные ИГЭ могут быть откорректированы: удалены незначащие ИГЭ, пронумерованы оставшиеся в порядке, который привычен пользователю, объединены в едином перечне ИГЭ в талых и мерзлых грунтах.

Для каждого выделенного ИГЭ, в соответствии с ГОСТ 20522-96 «Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний», по всем числовым свойствам рассчитываются следующие статистические показатели: среднее (нормативное) значение; среднеквадратичное отклонение; коэффициент вариации; число значений; число грубых ошибок; точность оценки среднего (при доверительной вероятности 0,85 и 0,95); коэффициент надёжности (при доверительной вероятности 0,85 и 0,95); расчётное значение (при доверительной вероятности 0,85 и 0,95).

Построение инженерно-геокриологических разрезов с использованием системы GEOBANK может выполняться в трёх режимах: при выделенных ИГЭ

во всех слоях ТН; при выделенных ИГЭ во всех слоях ТН, толщина которых больше 0,5м; при отсутствии выделенных ИГЭ в ТН.

Разрезы нумеруются числами, соответствующими плану объекта, и состоят из последовательности ТН с указанием сооружений (если таковые имеются в плане) над ТН. Пользователю предоставляется возможность задать горизонтальный и вертикальный масштабы разреза.

После того, как масштаб выбран, подключается программа сценария построения разреза в AutoCADe и строится чертёж разреза.

На чертеже автоматически выполняются следующие работы: проводится линия поверхности земли (интерполяция 4-го порядка); проводятся линии всех ТН с отметками относительных и абсолютных глубин слоёв; указываются уровни появления и установления подземных вод; проводятся границы кровли и подошвы вечномерзлых грунтов (интерполяция 4-го порядка); отмечаются места отбора образцов; даётся наименование ТН и её абсолютная отметка; по каждому слою даётся номер ИГЭ (при соответствующих режимах построения); по каждому слою даётся номер штриховки грунта, по которому он выбирается из AutoCADa.

Редактирование разрезов производится в интерактивном режиме и сводится к следующим трём операциям: проведению границ между ИГЭ (или слоями, если ИГЭ не выделены); штриховке грунтов; «растаскиванию» текстовых и числовых полей, налегающих друг на друга в тонких слоях.

Оформление чертежа инженерно-геокриологического разреза производится в соответствии с требованиями ГОСТ 21.302-96 «Система проектной документации для строительства. Условные обозначения в документации по инженерно-геологическим изысканиям». Пример инженерно-геокриологического разреза, построенного описанным выше образом, приведен на рис. 3.6.

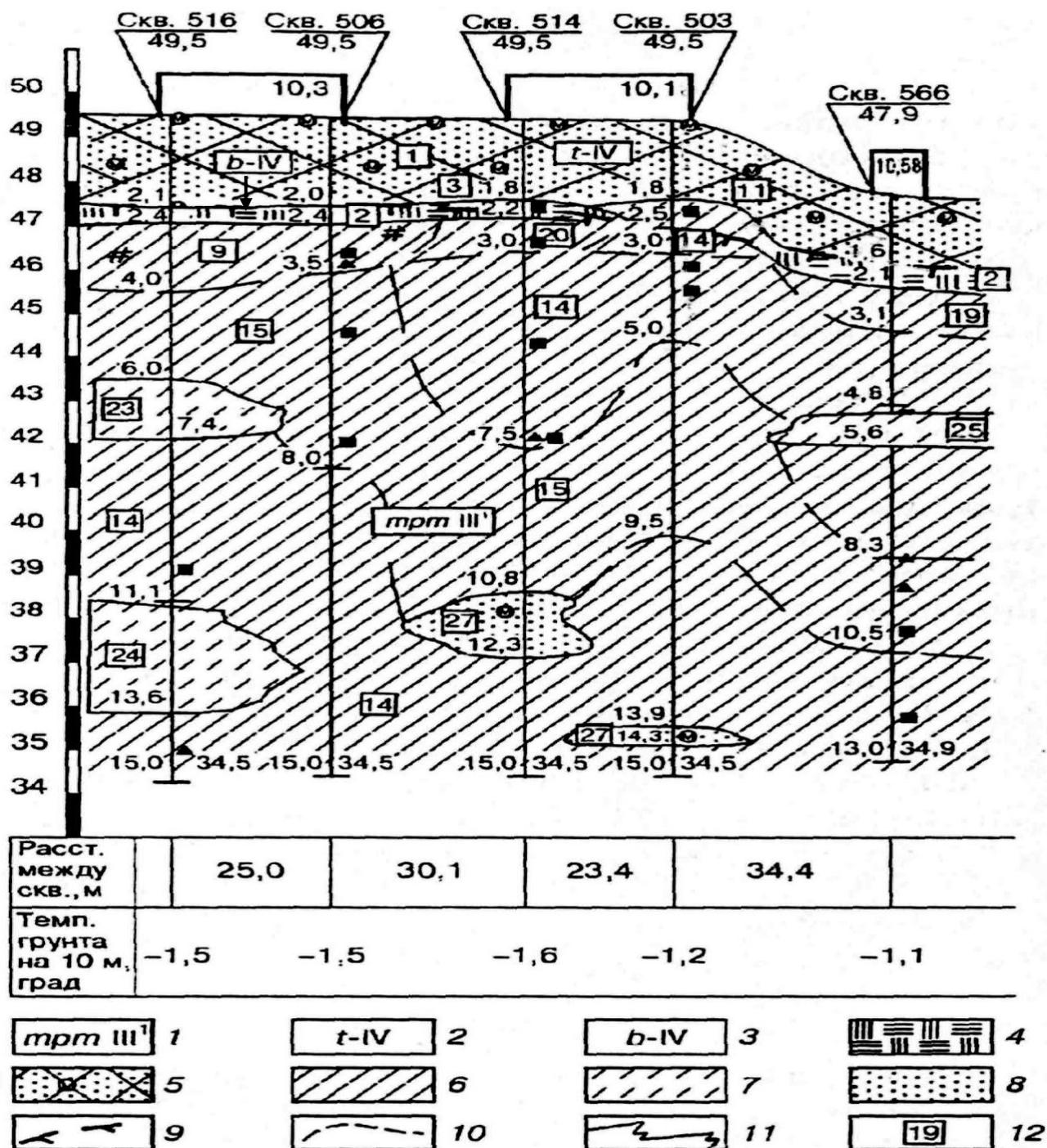


Рис.3.6. Пример инженерно-геокриологического разреза, построенного системой GEOBANK.

Геолого-генетический комплекс: 1 – прибрежно-морские отложения V морской террасы; 2 – современные биогенные отложения; 3 – современные техногенные отложения.

Литология: 4 – торф; 5 – насыпной грунт, песок мелкий; 6 – суглинок; 7 – супесь; 8 – песок мелкий.

Границы: 9 – вечномёрзлых грунтов (берг-штрих направлен в сторону ВМГ); 10 – инженерно-геокриологических элементов; 11 – типов грунтов. 12 – номер инженерно-геокриологического элемента

Автоматизация построения крупномасштабных инженерно-геокриологических карт представляет собой сложную задачу, так как некоторые процедуры построения слабо формализуются и требуют участия специалистов-геокриологов. В связи с этим, в разработанной системе GEOBANK предусмотрена автоматизация всех подготовительных операций для построения карт, а выполнение таких функций, как проведение границ, изолиний и т.п. оставлена за человеком.

Подготовка карты производится одновременно с составлением таблиц инженерно-геокриологического районирования в ходе работы прикладной программы, встроенной в GEOBANK. Результатом её работы являются script-файлы, содержащие сценарии построения карты и таблицы в AutoCADe (по одному файлу на карту и каждый лист таблицы). Выход в AutoCAD предусмотрен непосредственно из GEOBANKa, но возможен и через создаваемые системой batch-файлы. В первом случае построение карты и таблицы осуществляется в DOS-версии AutoCADa 12.0, чтобы затем можно было редактировать карту в любой версии AutoCADa для Windows. Во втором случае с GEOBANKом можно работать в среде Windows, стартуя систему из командной строки.

Чертёж карты состоит из двух частей: самой карты и легенды.

Карта – это план площадки в строительных координатах и с координатной сеткой, соответствующей выбранному масштабу. Наименование площадки и другая справочная информация пишется в штампе в нижнем правом углу карты. В левом верхнем углу рисуется указательная стрелка направления на «север». В правом верхнем углу карты указывается её масштаб.

На карте располагаются все точки наблюдения (ТН), которыми обычно являются инженерно-геологические скважины, попадающие в план площадки, ограниченный крайними вертикальными и горизонтальными осями. ТН соседних площадок обозначены только своим местонахождением.

Справочная информация по ТН располагается справа от ТН и имеет следующий вид:

$$\frac{a_1}{a_2} a_3 \frac{a_4(a_5 - a_6)}{a_7} \nabla a_8 \quad (3.1)$$

где:

a_1 – номер ТН;

a_2 – абсолютная отметка устья, м;

a_3 – температура на глубине 10 м измеренная, °С;

a_4 – глубина подошвы СТС (СМС), м;

a_5 – глубина кровли перелетков, м;

a_6 – глубина подошвы перелетков, м;

a_7 – глубина кровли ВМГ, м;

a_8 – глубина появившегося уровня вод, м.

Слева внизу от ТН в столбец располагаются номера индексов ТН по таблицам номеров (классификаторов проекта) в следующей последовательности:

- номер обобщенного индекса;
- номер врезки по литологии;
- номер типа разреза слоя ниже СТС (СМС);
- номер типа ВМГ и интервала глубин кровли ВМГ для переслаивающего типа;
- номер температурного интервала.

На карте также строятся линии заданных разрезов.

Для удобства построения планов сооружений на площадке проекта пользователь может задать его характерные точки (например, углы). Эти точки сооружений располагаются на карте согласно их строительным координатам в виде косоугольного креста, справа от которого пишется номер сооружения по экспликации. Для сооружений выделен отдельный слой AutoCADa.

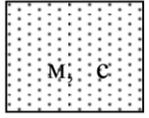
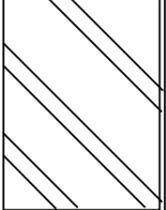
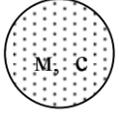
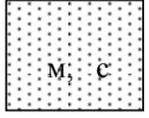
Легенда располагается справа от карты в пять столбцов. Она содержит номера классификаторов, описывающих ТН, и условные обозначения:

- обобщённого индекса инженерно-геокриологических условий;
- литологического состава слоя СТС (СМС);
- типа разреза грунтов ниже слоя СТС (СМС);
- типа вечномёрзлых грунтов (ВМГ) и интервала глубин кровли ВМГ несливающегося типа;
- температурного интервала.

Каждому классификатору на карте и в легенде соответствует свой слой, чтобы пользователь, работая с выбранным слоем с целью рисовки границ, изолиний и т.п., остальные слои мог сделать невидимыми.

Одновременно с картой формируется таблица инженерно-геокриологического районирования и геокриологических характеристик (таблица 3.2). При этом для системы GEOBANK неважно, есть ли по какой-то ТН, либо нет никакой информации, кроме её координат. Во втором случае ТН исключается из таблицы районирования, но остается на карте.

Таблица инженерно-геокриологического районирования и геокриологических характеристик

| ИГР | | | ИГП | | ИГУ | | | | | | | | | | | | | | | ИГМ | | | | | | | |
|--|--|-----------------|--|-----------------|-----------|--|--------------------|--------------------------------------|---|---------------|---|-------------------------------|-------------|-----------|---|-----|-----------------------|-----------|---------------------------------|----------------------------------|--|------------------------------|---|------------------------------------|----------------------|----------------------------|-----------------------------------|
| Геоморфологический уровень, высотные отметки | Геолого-генетический комплекс | Индекс на карте | Геокриологический тип | Индекс на карте | № скважин | Тип разреза ниже слоя СТС (СМС) | Индекс на карте | Глубина залегания мерзлых грунтов, м | | | Глубина залегания уровня грунтовых вод, м | Температура грунтов, град С | | | | | Обобщенный индекс ИГУ | СТС (СМС) | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | Кровля ВМГ | | По-дош-ва ВМГ | | Среднегодовые на глубине 10 м | | | Максимальные расчетные по глубинам (по СНиП 2.02.04-88) м | | | | | Грунты | | | Глубина на год изысканий, м ГОСТ 26262-94 | | | Обобщенный индекс на карте | |
| | | | | | | | | По скважинам | штриховка | | | По скважинам | Нормативная | Расчетная | 2,0 | 4,0 | | 6,0 | 8,0 | 10,0 | Описание | Условные обозначения к карте | Влажность | По скважинам | Нормативное значение | | Расчетное значение при α=0,85 |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | | 28 |
| II надпойменная терраса р. Ево-Яха, абсолютные отметки 54,0-55,0 м | Аллювиальные отложения верхнечетвертичного возраста аШ ³ , представленные песчаными грунтами. | А-IV | ВМГ неслювающегося типа с погружением кровли 10-15 м | А-2IV | 1 |  Тип 5 | А-2IV ₅ | 6,2 |  >15 м | - | -0,1 | -0,1 | -0,1 | - | - | 0,0 | 0,0 | -0,1 | А-2IV ₅ ⁶ | Пески мелкие и средней крупности |  М, С | Влажность песков 2-11 % | 5,0 | 5,1 | 5,1 | 5,1 | А-2V ₅ ⁶ -3 |
| | | | | | 2 | | | 6,5 | | | | | | | | | | | | | | | 5,1 | | | | |
| | | | | | 3 | | | 6,3 | | | | | | | | | | | | | | | 5,2 | | | | |
| | | | | | 5 | | | 5,8 | | | | | | | | | | | | | | | 8,8 | | | | |
| | | | Талые грунты | А-4IV | 4 |  Тип 5 | А-4IV ₅ | - | 9,2 | - | >0 | >0 | - | - | - | - | - | - | - | А-4IV ₅ ⁵ | 5,3 | 4,6 | - | А-4IV ₅ ⁵ -3 | | | |

Глава 4. Методика компьютерного геокриологического прогноза при изысканиях

Оценка качества природно-технических геосистем включает как важнейшую составную часть прогноз изменения инженерно-геокриологических условий в результате естественной динамики природных факторов и техногенных воздействий.

Эти изменения, в первую очередь, связаны с тепловыми процессами, происходящими в грунтах, и определяющими, в свою очередь, состояние, свойства грунтов и развитие криогенных процессов.

4.1. Методы моделирования тепловых процессов в грунтах при геокриологическом прогнозе

Наиболее эффективным методом решения тепловых задач при геокриологическом прогнозе является численное компьютерное моделирование, позволяющее в значительной мере приблизиться к моделируемому процессу, а именно, учесть неоднородность геокриологического разреза, физических и теплофизических свойств грунтов, изменение граничных условий во времени, сложную форму области исследования, взаимное тепловое влияние сооружений, изменение свойств грунтов в процессе строительства и эксплуатации и другие факторы.

В настоящее время существует большое число разностных и вариационно-разностных методов численного решения тепловых задач типа Стефана, а именно этот класс задач описывает процессы, связанные с промерзанием и оттаиванием грунтов. К ним относятся разработанные А.А. Самарским, Б.М. Будаком, Б.Г. Галеркиным, С.К. Годуновым, С.Л. Каменомостской, Г.И. Марчуком, А.Б. Успенским, И.В. Фрязиновым, Н.Н. Яненко, I. Douglas, T. Dupont, S. Fraukel, V. Hubbord, H. Rachford и другими исследователями такие методы, как ловля фронта в узел сетки, сглаживание коэффициентов, переменных направлений, сквозного счёта, дробных шагов, интегроинтерполяционный метод, а также различные модификации метода конечных элементов.

Подробно эти методы рассмотрены в работах Б.М. Будака и А.Б. Успенского (1972), А.А. Самарского (1971, 1989), А.А. Самарского и Е.С. Николаева (1978), Г.И. Марчука (1972), Н.Н. Яненко (1967), В.Г. Меламеда (1980).

За последние тридцать лет накоплен значительный опыт использования компьютерных программ, разработанных на основе указанных методов, для геокриологического прогноза при изысканиях и проектировании объектов промышленного и гражданского строительства, гидротехнических сооружений, трубопроводов, насыпей автомобильных и железных дорог.

Наряду с детерминированными моделями при геокриологическом прогнозе используются также детерминировано-статистические и статистические математические модели тепловых процессов (А.А. Никонова, 1981; Л.Е. Бронфенбрер, 1985; Л.Н. Хрусталёв, Г.П. Пустовойт, 1988; М.А. Минкин, 1990).

В настоящее время составление прогноза изменения температурного режима вечномёрзлых грунтов при проведении инженерных изысканий регламентируется РСН-67-87 «Инженерные изыскания для строительства. Составление прогноза изменений температурного режима вечномёрзлых грунтов численными методами».

В большинстве существующих программ моделирования тепловые задачи решаются методом конечных разностей или методом сеток, основанном на приближенной замене производных разностными отношениями. В зависимости от способа аппроксимации дифференциального уравнения и дополнительных (краевых и начальных) условий различаются явная и неявная разностные схемы. При аппроксимации по явной схеме уравнения решаются от одного временного слоя к следующему, при аппроксимации по неявной схеме составляется система линейных уравнений, связывающих значения искомой функции как на предыдущем, так и на последующем временном слое. Преимущество метода сеток заключается в том, что он позволяет единообразно решать как одномерную, так и многомерную задачу Стефана с практически любыми нелинейностями.

Неявные разностные схемы устойчивы на любых допустимых сетках, однако, их практическая реализация связана со значительными математическими трудностями и большими затратами машинного времени, т.к. приходится решать системы алгебраических уравнений с огромным числом неизвестных. В связи с этим, методы, использующие неявные схемы, реализованы в виде программ, в основном, для решения одномерных задач.

Для расчетов многомерных температурных полей наибольшее распространение получили методы, основанные на явной конечно-разностной схеме, вычислительные алгоритмы при которой, как правило, просты. Однако, явные схемы могут быть неустойчивыми относительно входных данных и ошибок округления, что накладывает существенные ограничения на величину шага по временной координате в зависимости от размеров пространственной сетки.

Критерий устойчивости для явных схем (А.Н. Тихонов и А.А. Самарский, 1966; А.А. Самарский, 1989) имеет вид:

$$\Delta t = \frac{\min C(x, y, z, T)}{2 \times n \times \max \lambda(x, y, z, T)} \times \min \Delta h^2(x, y, z) \quad (4.1)$$

где Δt - шаг по времени; $\Delta h(x, y, z)$ - шаг по пространству;

$$C(x, y, z, T) = \begin{cases} C_{th}(x, y, z) \text{ при } T > T_{bf} \\ C_{эф}(x, y, z, T) \text{ при } T \leq T_{bf} \end{cases}$$

$$\lambda(x, y, z, T) = \begin{cases} \lambda_{th}(x, y, z) \text{ при } T > T_{bf} \\ \lambda_f(x, y, z, T) \text{ при } T \leq T_{bf} \end{cases}$$

n – мерность пространства.

Явные разностные схемы с успехом применяются для решения многих практически важных задач и в том числе для геокриологического прогноза (С.С. Григорян и др., 1987; М.А. Минкин, 1987; В.В. Пассек, 1996). При этом наибольшее распространение получили метод элементарных тепловых балансов, энтальпийный метод и другие.

Метод тепловых балансов был применён А.П. Ваничевым (1946) для решения квазилинейного уравнения теплопроводности в трёхмерном случае и в

дальнейшем использовался для исследования процессов замораживания пищевых продуктов (Е.Ф. Школьников, 1953; Г.Е. Чижов, 1956) и процессов промерзания-оттаивания грунтов (В.С. Лукьянов и М.Д. Головкин, 1957; Л.Н. Хрусталёв, 1966; О.П. Орёл и Р.Т. Шугаева, 1968; М.А. Минкин, 1969, 1970; Ю.С. Палькин, 1971; Р.Я. Демченко, 1986; С.С. Григорян и другие, 1987 и т.д.).

Энтальпийный конечно-разностный метод использует теоретические разработки С.Л. Каменостской (1958, 1961), в работах которой исходное дифференциальное уравнение теплопроводности выражено через функцию энтальпии (теплосодержания). Эквивалентность энтальпийной и обычной записи уравнения теплопроводности показана в работах Н. Шамсундар и Е. Спэрроу (1975), Я.А. Кроника и И.И. Дёмина (1982). Существуют несколько энтальпийных моделей: Дюзинбер-Эйреса (Д. Бакстер, 1962), М.А. Минкина (1972, 1975), Н.А. Бучко (1975), А.А. Плотникова (1978), Я.М. Кроника (1981, 1982), которые учитывают фазовые переходы (рис. 4.1.). Балансовый метод в энтальпийной постановке применён также в разработанных на кафедре геокриологии МГУ программах HEAT и WARM (Н.В. Емельянов, 1994; Основы геокриологии. Ч. 5, 1999).

В ряде работ (Н.А. Бучко, 1987; Ю.С. Данилян и П.Я. Яницкий, 1987) используются абсолютно устойчивые явные (схема Дюфора-Франкела) и явно- неявные схемы.

Наряду с конечно-разностными методами для решения задач промерзания-оттаивания грунтов получили применение различные модификации метода конечных элементов (МКЭ) (Я.А. Кроник, И.И. Дёмин, 1982; О.Л. Рудых, 1986; И.И. Демин, 1984; М.М. Дубина и др., 1996).

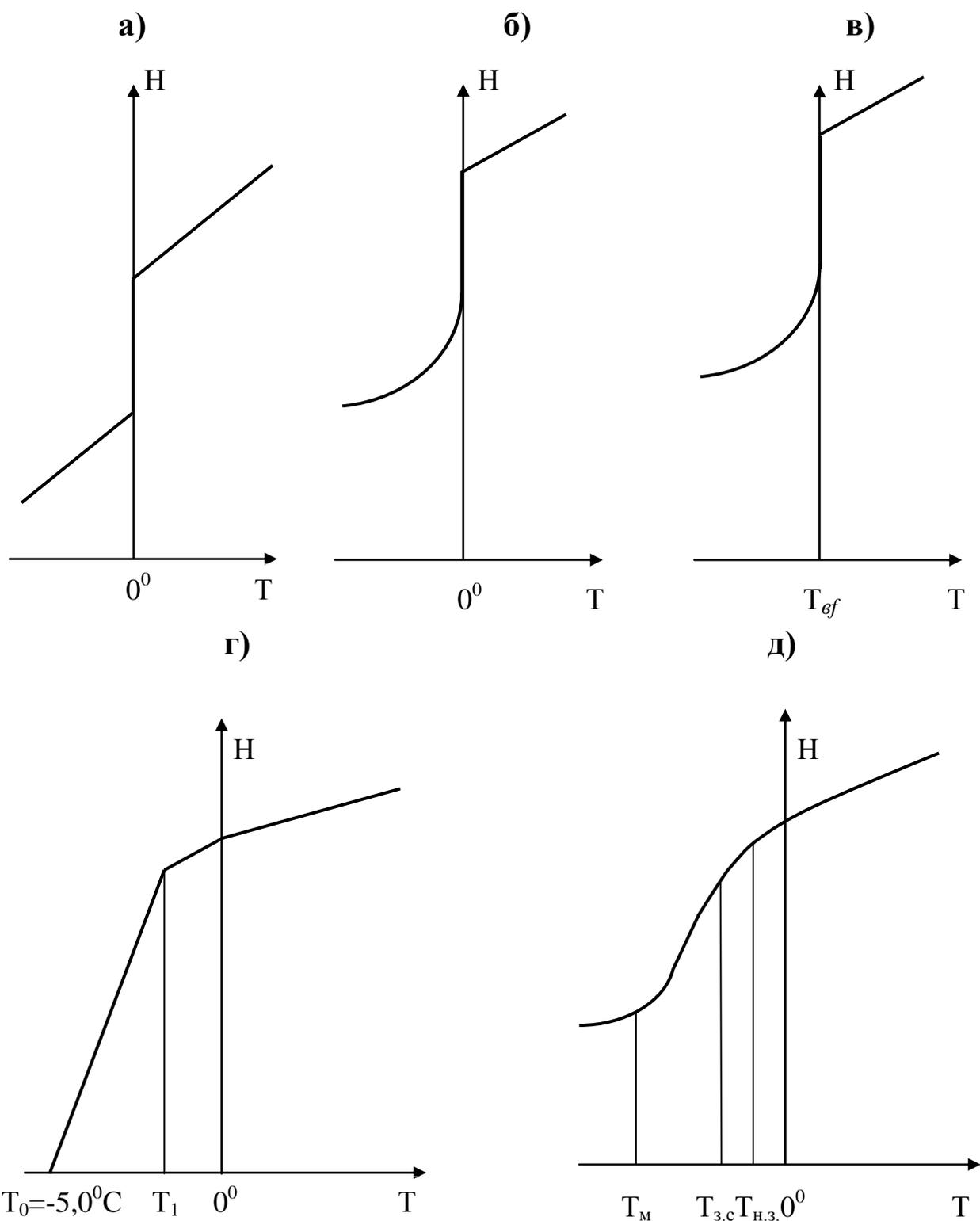


Рис. 4.1. Энтальпийные модели фазовых переходов: а) Дюзинбера-Эйреса; б) Н.А. Бучко; в) М.А. Минкина; г) А.А. Плотникова; д) Я.А. Кроника.

T_{ef} – температура начала фазовых переходов;

$T_{н.з.}$ – температура начала замерзания (оттаивания) свободной поровой влаги;

$T_{з.с.}$ – температура начала замерзания (оттаивания) связанной воды

К сожалению, оценить эффективность большинства разработанных алгоритмов и программ весьма затруднительно, так как сопоставление их на широком круге задач не проводилось.

Кроме того, использовать многие программы, предназначенные для решения конкретных научно-исследовательских задач, при инженерно-геокриологических изысканиях не представляется возможным, либо из-за специфических особенностей их алгоритмов, либо по причине несоответствия требованиям к программной продукции для массовых расчётов.

В связи с этим, под руководством автора в институте «Фундаментпроект» был разработан программный комплекс, включающий следующие математические модели теплопереноса: детерминированные и стохастические, одномерные и многомерные, с прямоугольной и сложной границей области исследования, с различными типами граничных условий, с наличием внутренних источников и стоков тепла, с фильтрацией подземных вод, с учетом неоднородности состава, состояния и свойств грунтов, с различной температурой начала фазовых переходов вода-лёд и вода-пар, с фазовыми переходами в диапазоне температур и т.д.

Большой набор программных средств позволяет выбирать для конкретных прогнозных расчётов математическую модель и компьютерную программу, наиболее адекватно отражающие особенности прогнозируемого процесса с учётом требуемой точности прогноза и достоверности исходных данных.

Значительная часть программ из этого комплекса вошла в РСН 67-87.

4.2. Описание программного комплекса для компьютерного моделирования температурного режима грунтов

Программный комплекс PROGNOZ предназначен для расчётов одно-, двух-, трехмерных нестационарных полей в промерзающих и оттаивающих неоднородных грунтах по детерминированной (программы PROGNOZ-3S, PROGNOZ-2S, PROGNOZ-F, PROGNOZ-L) и стохастической (программа STATEM) расчётным схемам.

Программы *PROGNOZ-2S* и *PROGNOZ-3S* предназначены для моделирования соответственно одно-, двух-, трёхмерных температурных полей в области с прямоугольной верхней границей.

Программа *PROGNOZ-F* – предназначена для моделирования одно-, двухмерных температурных полей с учётом теплопереноса за счёт фильтрации подземных вод.

Программа *PROGNOZ-L* – предназначена для моделирования двухмерных температурных полей в области ломаной (ступенчатой) верхней границы.

Программа *STATEM* – предназначена для стохастического моделирования одномерных температурных полей в грунтах при задании свойств грунтов и условий теплообмена на границах области их статистическими оценками. *STATEM* является модификацией программы *TM*, разработанной А.А. Никоновой (1981).

А. Детерминированные модели

Математическая постановка задачи представлена дифференциальным уравнением теплопроводности в энтальпийной форме:

$$\frac{dH}{dT} = \text{div}(\lambda \text{grad}T) + \frac{dF}{dt} \quad (4.2)$$

где $T(M, t)$ – температура грунта в точке $M(x, y, z)$ в момент t ;

$H(M, T, t)$ – энтальпия, отнесённая к единице объёма грунта;

$\lambda(M, T)$ – коэффициент теплопроводности грунта;

$F(M, T)$ – плотность внутренних тепловых источников и стоков тепла в единице объёма грунта.

Энтальпия является функцией температуры, времени и координат. Так как рассмотренные ниже выводы верны для всех точек пространства, то будем рассматривать энтальпию в каждый момент времени только как функцию температуры. С учётом фазовых переходов в грунте, энтальпия равна:

$$H(T) = \int_{0^0 K}^T \left[C(\xi) + Q\phi \times \delta \times (\xi - T_{bf}) \right] \times d\xi \quad (4.3)$$

где δ – дельта – функция Дирака;

$$C(\xi) = \begin{cases} C_{th}, \xi > T_{bf} \\ C_{эф}(\xi), \xi \leq T_{bf} \end{cases}$$

$$Q_{\phi} = \chi \times \rho_d(M)(W_{tot}(M) - W_w(M, T_{bf}))$$

C_{th} – объёмная теплоёмкость талого грунта;

$C_{эф}$ – эффективная теплоёмкость мёрзлого грунта;

$$C_{th}(M) = \rho_d(M) \times C_d(M) + W_{tot}(M) \times C_w \quad (4.4);$$

$$C_{эф}(M, \xi) = \rho_d(M) \times C_d(M) + \nu \times C_i(W_{tot}(M) - W_w(M, \xi)) \times \rho_d(M + C_w \times W_w(M, \xi)) \times \rho_d(M) + \chi(W_w(M, \xi)) \times \rho_d(M) \quad (4.5);$$

$C_d(M)$ – удельная теплоёмкость сухого грунта;

$\rho_d(M)$ – плотность сухого грунта;

C_w – удельная теплоёмкость воды;

C_i – удельная теплоёмкость льда;

χ – теплота фазовых переходов;

$W_{tot}(M)$ – суммарная влажность грунта в долях к весу абсолютно сухого грунта;

$W_w(M, \xi)$ – количество незамёрзшей воды при температуре ξ , принима-

емое в виде
$$W_w(M, \xi) = \frac{A(M)}{B(M) - \xi} + C(M)$$

$A(M), B(M), C(M)$ – коэффициенты, задающие кривую незамёрзшей воды при $\xi < \xi^*$;

ν – коэффициент объёмного расширения воды при замерзании.

Тепло- и массоперенос в грунтах за счёт фильтрации подземных вод учитывается изменением внутренних источников:

$$\Delta F_{i,j,k} = t \times \frac{K_{\phi} \times I \times S \times C_w}{\Delta V} \times (T_{вх} - T_{вых}) \quad (4.6)$$

где K_{ϕ} – коэффициент фильтрации грунта в данном элементе;

I – гидравлический градиент (уклон);

S – площадь поверхности фильтрующего сечения на входе в элемент;

ΔV – объём данного элемента;

$T_{вх}$ – температура фильтрующейся воды на входе в элемент;

$T_{вых}$ – температура фильтрующейся воды на выходе из элемента (прини-

мается равной температуре грунта в элементе).

Задача рассматривается в параллелепипеде $D[(0; \bar{x}) \times (0; \bar{y}) \times (0; \bar{z})]$, на границах которого задаются краевые условия:

На верхней границе:

а) температура окружающей среды:

$$T(M, t) /_{z=0} = f_b(x, y, t) \quad (4.7)$$

или

б) теплопоток:

$$\frac{\partial T(M)}{\partial z} /_{z=0} = f(x, y, t) \quad (4.8)$$

или

в) теплообмен по закону Ньютона:

$$\lambda(M) /_{z=0} \times \frac{\partial T(M)}{\partial z} /_{z=0} = \sigma(M) /_{z=0} \times [T(M) - \mu(x, y, t)] \quad (4.9)$$

На нижней границе:

Температура окружающей среды:

$$T(M, t) /_{z=\bar{z}} = f_n(x, y, t) \quad (4.10)$$

На боковых границах:

Постоянный теплопоток:

$$\frac{\partial T}{\partial x} \Big|_{x=0} = C_1 \quad \frac{\partial T}{\partial y} \Big|_{y=0} = C_3 \quad (4.11)$$

$$\frac{\partial T}{\partial x} \Big|_{x=\bar{x}} = C_2 \quad \frac{\partial T}{\partial y} \Big|_{y=0} = C_4$$

Начальная температура известна во всем параллелепипеде D:

$$T(M)_{t=0} = T^0(M) \quad (4.12)$$

Требуется найти температуру грунта (функцию T) непрерывную в D, удовлетворяющую уравнению (4.3), краевым условиям (4.7)-(4.11) и начальному условию (4.12).

Задача решается энтальпийным конечно-разностным интегро-интерполяционным методом по явной двухслойной схеме. На каждом временном шаге l по известной температуре T^l и энтальпии H^l в каждом элементе определяется энтальпия на шаге $l+1$. Так как существует взаимнооднозначное соответствие между энтальпией и температурой (рис. 4.2), то находим температуру каждого элемента в слое $l+1$. Затем определяем энтальпию на слое $l+2$ и т.д.

Точки H_1 и H_2 на рис. 4.2 называются критическими.

$$\text{Если } H(T^0) > H_2, \text{ то } T^0 = \frac{H(T^0) - H_2}{C_{th}} + T_{bf} \quad (4.13)$$

Если $H_1 \leq H(T^0) \leq H_2$, то

$$T^0 = T_{bf} \quad (4.14)$$

Если $H(T^0) < H_1$, то T^0 определяется линейной интерполяцией по значениям табличной функции энтальпии, составляемой для каждого слоя грунта, участвующего в расчёте.

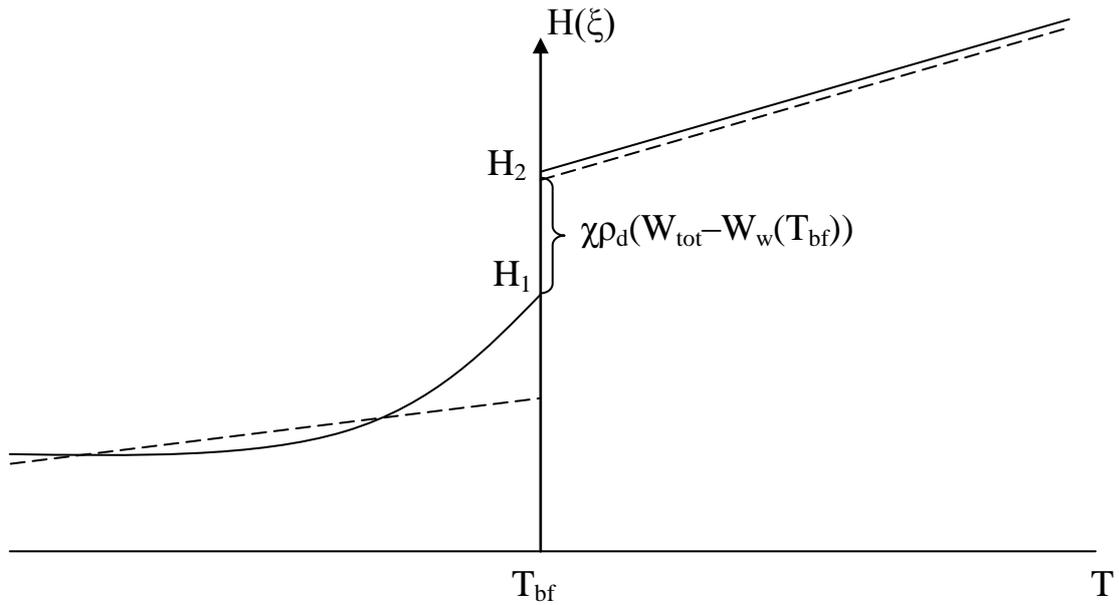


Рис. 4.2. График изменения энтальпии от температуры
 ----- без учёта фазовых переходов в спектре
 отрицательных температур
 ————— то же с учётом фазовых переходов в спектре
 отрицательных температур

Б. Детерминировано-стохастические, стохастические модели

В рассматриваемых задачах исследуется динамика одномерных температурных полей в мёрзлых, промерзающих и оттаивающих грунтах с учётом закономерной детерминированной и случайной (стохастической) изменчивости свойств грунтов и условий теплообмена на границах области исследования.

Процесс передачи тепла в мёрзлой и талой зонах описывается дифференциальными уравнениями теплопроводности:

$$C_{эф}(T_f, r) \frac{\partial T_f}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial r} (\lambda_f(r) \frac{\partial T_f}{\partial r}) + \frac{\Pi}{r} \lambda_f(r) \frac{\partial T_f}{\partial r} \quad (4.15)$$

$$C_{th}(r) \frac{\partial T_{th}}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial r} (\lambda_{th}(r) \frac{\partial T_{th}}{\partial r}) + \frac{\Pi}{r} \lambda_{th}(r) \frac{\partial T_{th}}{\partial r} \quad (4.16)$$

$$r \neq r_{bf,m}; T_f \neq T_{bf,m}; T_{th} = T_{bf,m}$$

r – координата точки;

T_{th} – температура грунта в талой зоне;

T_f – температура грунта в мёрзлой зоне;

$T_{bf,m}$ – критическая температура начала фазовых переходов на m -ой границе раздела фаз;

$r_{bf,m}$ – координата m -ой границы раздела фаз;

C_{th} – объёмная теплоёмкость талого грунта;

$C_{эф}$ – эффективная теплоёмкость мёрзлого грунта с учётом фазовых переходов незамёрзшей воды;

$\lambda_f(r)$, $\lambda_{th}(r)$ – коэффициенты теплопроводности мёрзлого и талого грунта;

Π – параметр уравнения теплопроводности ($\Pi=0$ – плоский случай, $\Pi=1$ – цилиндрическая симметрия, $\Pi=2$ – сферическая симметрия).

На m -ой границе раздела фаз ($r=r_m^*(t)$) выполняются условия:

$$\lambda_f(r) \frac{\partial T_f}{\partial r} \Big|_{r=r_{bf,m}^*} - \lambda_{th}(r) \frac{\partial T_{th}}{\partial r} \Big|_{r=r_{bf,m}^*} = \chi_m \times \rho_w \frac{d_{bf,m}(t)}{dt} \quad (4.17)$$

где: χ – удельная теплота фазовых переходов воды;

ρ_w – весовое содержание воды в грунте.

Условия теплообмена на границах рассматриваемой области в точках r_0 (верхняя) и R (нижняя) описываются уравнениями:

$$\alpha_0 \times \lambda_0 \frac{\partial T}{\partial r} \Big|_{r=r_0} = \beta_0(t) \times T(r_0, t) - \gamma_0(t) \times V_0(t) \quad (4.18)$$

$$\alpha_1 \times \lambda_1 \frac{\partial T}{\partial r} \Big|_{r=R} = \beta_1(t) \times T(R, t) - \gamma_1(t) \times V_1(t) \quad (4.19)$$

где: $\lambda_{0,1}$ – коэффициент теплопроводности грунта в граничных точках;

$T(r, t)$ – температура грунта;

$\beta_i(t), \gamma_i(t)_{(i=0;1)}$ – заданные функции времени;

$V_i(t)_{(i=0;1)}$ – температура внешней среды, соответственно, на верхней и

нижней границах области исследования;

$\alpha_i(t)_{(i=0;1)}$ – коэффициент, принимающий значения 0 или 1.

При $\alpha_i = 0$ уравнения 4.18 и 4.19 описывают граничные условия первого рода; при $\alpha_i = 1, \beta_i(t) = 0$ и $\gamma_i(t) = 0$ – граничные условия второго рода; при $\alpha_i = 1, \beta_i(t) = \gamma_i(t)$ – граничные условия третьего рода.

Начальные условия представляют собой произвольную функцию

$$T|_{t=0} = T(r) \quad (4.20)$$

Задача формулируется следующим образом: найти функцию $T = T(r, t)$, удовлетворяющую системе дифференциальных уравнений 4.15-4.17, граничным условиям 4.18 и 4.19 и начальным условиям 4.20.

Поставленная задача решается методом конечных разностей по неявной схеме со сглаживанием коэффициентов способом прогонки с итерациями (Б.М. Будаков и другие, 1965; А.А. Самарский, 1971).

Используемая неявная разностная схема является абсолютно устойчивой. Точность аппроксимации дифференциального уравнения и граничных условий имеет первый порядок по шагу временной сетки и второй по шагу пространственной, т.е. $O(\tau + h^2)$. Подробное описание метода решения и алгоритма изложено в работе А.А. Никоновой (1981).

В алгоритме программы STATEM при выборе текущих значений ряда параметров, перечень которых задаётся в исходных данных, применяется метод Монте-Карло (И.М. Соболев, 1973), который превращает детерминированный вычислительный алгоритм в детерминировано-стохастический (часть параметров задаётся статистическими величинами) или стохастический (все параметры задаются в виде стохастических величин).

По методу Монте-Карло моделируются случайные величины с нормальным (Гауссовым) законом распределения вероятностей. Случайные числа из интервала $(0,1)$ получаются вычислением по формулам псевдослучайных чисел, что обеспечивает возможность повторного воспроизведения любой последовательности случайных чисел при повторении решения задач. Переход от случайных чисел к случайным величинам с нормальным законом распределения осуществляется путём сложения достаточно большого количества независимых случайных чисел из интервала $(0,1)$.

4.3. Оценка эффективности методов компьютерного моделирования тепловых процессов в грунтах

Для оценки эффективности различных методов компьютерного моделирования тепловых процессов в грунтах были выполнены специальные исследования точности получаемых в результате моделирования решений и быстродействия реализующих эти методы программ.

Исследовались программы, использующие абсолютно устойчивые неявные и условно устойчивые явные консервативные разностные схемы, а также программа, составленная с использованием метода конечных элементов.

В алгоритмах программ первого типа реализуются решения одно- и двумерных задач типа Стефана методами сглаживания коэффициентов и статистического моделирования (программа STATEM), локально-одномерного метода в сочетании со схемой сквозного счёта (программа TP). В программах, использующих явную разностную схему (программы PROGNOZ) интегроинтерполяционным методом решается многомерное уравнение теплопроводности, записанное в энтальпийной форме. В программе, реализующей метод конечных элементов (PRONEL), решается уравнение теплопроводности с фазовыми переходами с использованием вариационного метода.

Для определения погрешности аппроксимации указанных выше методов и программ результаты компьютерного моделирования сравнивались с точным решением автомодельной задачи Стефана и с данными натурных наблюдений.

В таблице 4.1 приведены данные сравнения с точным решением задачи Стефана, которые показывают, что при достаточно мелких пространственных (0,01-0,2) и временных (1-10 ч) сетках используемые неявные и явные схемы обеспечивают точность аппроксимации, равную в среднем 3-8%, причём ошибка аппроксимации со временем не увеличивается. При близких значениях размеров сетки явные и неявные схемы обеспечивают примерно одинаковую точность, а метод конечных элементов даёт несколько меньшую точность. Увеличение размеров пространственной сетки Δh приводит к возрастанию ошибки аппроксимации как для явных, так и для неявных схем, в то же время увеличение временного шага Δt до 40-50ч сказывается существенно на точности только явных схем.

Сравнение результатов компьютерных расчётов с данными натурных наблюдений за глубиной сезонного промерзания грунтов приведено на рис. 4.3. Размеры пространственной сетки Δh при моделировании составляли 0,1-0,2 м (программы TP и PRONEL) и 0,2-0,4 м (программа PROGNOZ-3S и STATEM); шаг по времени Δt равнялся 1 ч (PRONEL), 5 ч (PROGNOZ-3S) и 24 ч (TP и STATEM).

Таблица 4.1.

Сравнение данных компьютерного моделирования по различным программам
с точным решением автомодельной задачи Стефана

| Вре- мя t, ч | Глубина фазового фронта, м (точ- ное ре- шение) | Неявная схема | | | | | | | | Явная схема | | | | | | МКЭ | |
|--------------------|--|--------------------|--------------|-----------------|--------------|-----------------|--------------|-----------------|--------------|-----------------------|--------------|----------------|--------------|-----------------|--------------|-----------------------|--------------|
| | | Программа «STATEM» | | | | Программа «TP» | | | | Программа «PROGNOZ-2» | | | | | | Программа «PRONEL» | |
| | | h=0,02 t=2ч | | h=0,1м t=10ч | | h=0,1м t=10ч | | h=0,1м t=50ч | | h=0,1м t=1ч | | h=0,1м t=2ч | | h=0,5м t=40ч | | h=0,1м t=1ч | |
| | | $\Delta, м$ | $\delta, \%$ | $\Delta, м$ | $\delta, \%$ | $\Delta, м$ | $\delta, \%$ | $\Delta, м$ | $\delta, \%$ | $\Delta, м$ | $\delta, \%$ | $\Delta, м$ | $\delta, \%$ | $\Delta, м$ | $\delta, \%$ | $\Delta, м$ | $\delta, \%$ |
| 400 | 0,240 | -0,007 | 2,8 | 0,031 | 12,9 | -0,026 | 10,8 | -0,031 | 12,9 | 0,016 | 6,7 | 0,015 | 6,3 | 0,180 | 75,0 | 0,034 | 14,2 |
| 800 | 0,339 | -0,006 | 1,8 | 0,012 | 3,5 | -0,028 | 8,2 | -0,029 | 8,6 | 0,013 | 3,8 | 0,013 | 3,8 | 0,180 | 52,0 | 0,014 | 7,6 |
| 1200 | 0,416 | -0,008 | 2,0 | -0,007 | 1,7 | -0,031 | 7,4 | -0,031 | 7,4 | 0,010 | 2,4 | 0,014 | 3,4 | 0,160 | 47,0 | - | - |
| 1600 | 0,480 | -0,014 | 2,8 | -0,019 | 4,0 | -0,037 | 7,7 | -0,036 | 7,5 | 0,010 | 2,1 | 0,021 | 4,4 | 0,123 | 20,0 | 0,043 | 9,4 |
| 2000 | 0,537 | -0,019 | 3,5 | -0,056 | 10,4 | -0,038 | 7,1 | -0,038 | 7,1 | 0,011 | 2,0 | 0,024 | 4,5 | 0,049 | 9,0 | 0,046 | 8,0 |
| 2400 | 0,588 | - | - | -0,036 | 6,1 | -0,042 | 7,1 | -0,042 | 7,1 | 0,008 | 1,4 | 0,018 | 3,1 | 0,068 | 12,0 | - | - |
| 2800 | 0,635 | - | - | -0,040 | 6,3 | -0,045 | 7,1 | -0,044 | 7,1 | 0,009 | 1,4 | 0,029 | 4,6 | 0,087 | 14,0 | 0,054 | 8,3 |
| 3200 | 0,679 | - | - | - | - | -0,047 | 6,9 | -0,047 | 6,9 | 0,008 | 1,2 | 0,029 | 4,3 | 0,094 | 13,8 | - | - |
| 3600 | 0,720 | - | - | - | - | -0,048 | 6,7 | -0,048 | 6,7 | 0,008 | 1,1 | 0,032 | 4,4 | 0,100 | 13,9 | 0,078 | 10,8 |
| 4000 | 0,759 | - | - | - | - | -0,050 | 6,6 | -0,050 | 6,6 | 0,008 | 1,0 | 0,036 | 4,7 | 0,099 | 13,1 | 0,010 | 1,3 |

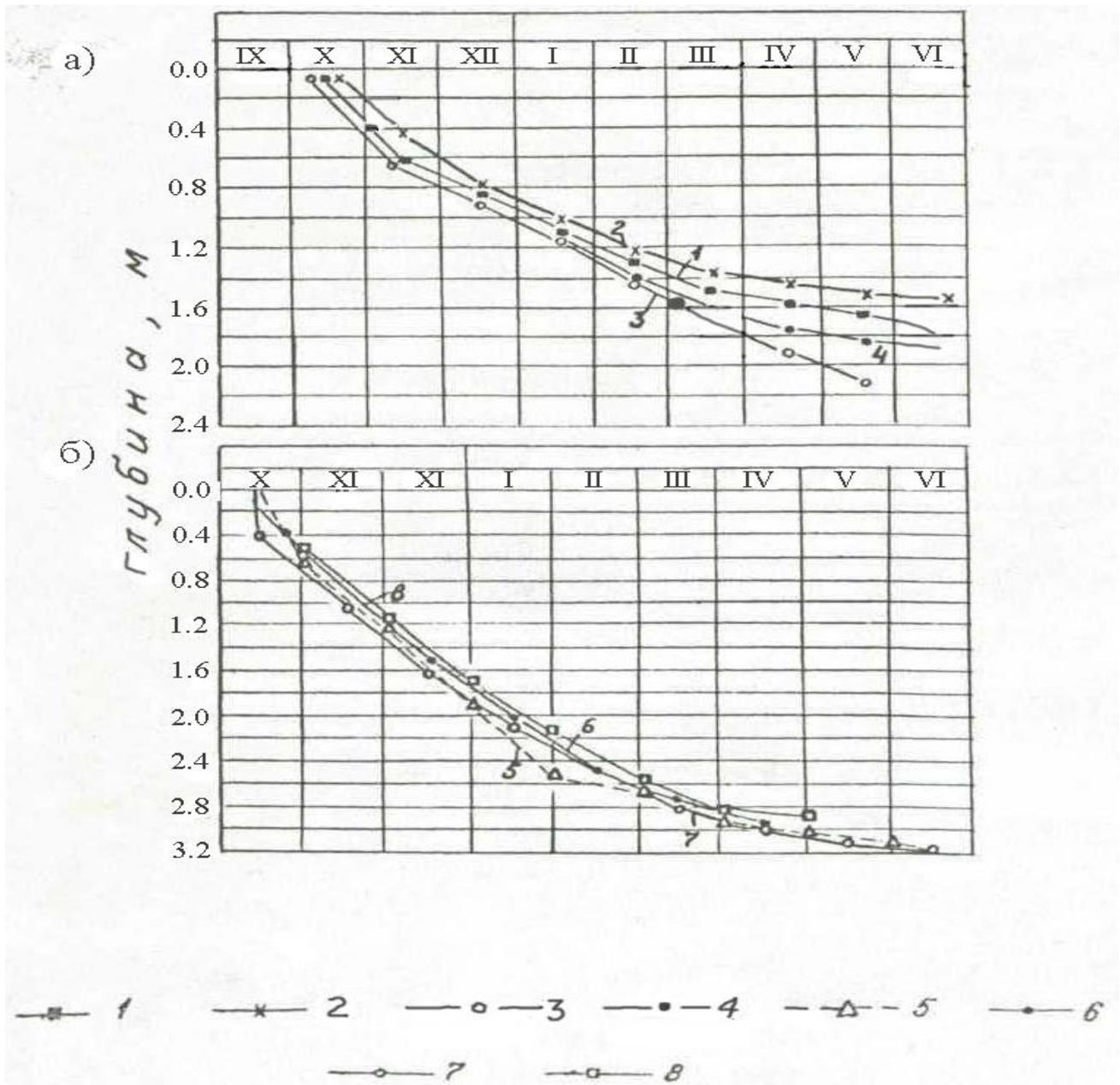


Рис. 4.3 Сравнение результатов компьютерного моделирования с данными режимных наблюдений.

а – графики хода сезонного промерзания грунтов при естественных условиях теплообмена;

б – то же, при оголенной поверхности грунта;

1,5 – фактические по мерзлотомеру;

2,6 – расчетные по программе PROGNOZ;

3,7 – по программе STATEM,

4 – по программе TP;

8 – по программе PRONEL

Полученные данные показывают, что относительная ошибка в определении глубины промерзания грунтов при моделировании составляет в случае естественных условий теплообмена 8-10% (PROGNOZ-3S, TP) и 15-22% (STATEM), а в случае оголённой поверхности грунта 1-5% (PROGNOZ-3S, STATEM) и 8-15% (PRONEL).

Относительная ошибка определения средних за период промерзания температур грунта составляет 8-15% (при оголённой поверхности) и 12-20% (при естественных условиях теплообмена).

Быстродействие компьютерных программ оценивалось по времени счёта одной расчётной точки, которое определялось из соотношения:

$$\tau = \frac{t}{m \times n} \quad (4.21)$$

где t – общее время расчёта одного варианта;

m – число расчётных точек;

n – число временных шагов.

Затраты машинного времени в зависимости от используемой математической модели, метода расчёта и типа компьютера составили от $0,5 \times 10^{-4}$ до $1,5 \times 10^{-4}$ с (для детерминированных моделей) и $1,0 \times 10^{-3}$ - $2,5 \times 10^{-3}$ с (для стохастических моделей). Наименьшие затраты времени характерны для явных разностных схем (программа PROGNOZ).

Оценка эффективности показывает, что выбор программы моделирования в каждом конкретном случае должен основываться на адекватности применяемого алгоритма исследуемому процессу, что необходимо проверять сопоставлением компьютерных решений с данными натурных наблюдений. Целесообразно также применять для расчётов параллельно несколько программ, что увеличивает надёжность получаемых результатов прогноза. И, наконец, если сроки прогноза длительны, эффективнее применение более быстродействующих программ с явной разностной схемой; если требуется большая точность моделирования при краткосрочном прогнозе эффективнее программы с неявной разностной схемой.

4.4. Особенности компьютерного прогнозирования температурного режима грунтов

Компьютерное моделирование температурного режима грунтов при геокриологическом прогнозе может проводиться с использованием детерминированных или стохастических (детерминировано-стохастических) математических моделей, которые строятся на основе информационных моделей природно-технических геосистем или их подсистем (см. главу 1). Ниже приводятся особенности прогнозирования температурного режима грунтов по этим моделям.

А. Детерминированные модели

Для проведения расчётов формируются исходные данные, включающие расчётную область, начальные и граничные условия, физические и теплофизические свойства грунтов, источники и стоки тепла.

Расчётная область может задаваться трёхмерной, двухмерной и одномерной. В трёхмерном случае, как наиболее общем, любая точка M грунта определяется координатами (x, y, z) в прямоугольной системе координат, при этом направление горизонтальных осей x и y совпадает с осевыми линиями тепловыделяющих объектов. Величина рёбер образуемого параллелепипеда определяет размеры области исследования, а его грани являются её границами. Различаются верхняя, нижняя и четыре боковых границы. Теплосток через боковые границы области должен быть постоянен во времени по всей плоскости грани. Исходя из этого, определяются размеры расчётной области. На практике чаще применяется условие отсутствия теплостока через боковые границы. В этом случае для тепловыделяющих сооружений расстояние от их контура в плане до боковой границы области должно быть в 2-3 раза больше, чем размеры самого сооружения. Положение нижней границы (глубина расчётной области) выбирается ниже глубины распространения годовых колебаний температур в грунтах и зависит от интенсивности тепловыделения на верхней границе, мощности источников (стоков) тепла, а также срока прогнозного расчёта. При использовании грунтов основания по I принципу эта глубина обычно составля-

ет 15-25м, по II принципу – она должна быть не менее, чем на 10м больше максимальной глубины чаши оттаивания, определённой расчётом по СНиП 2.02.04-88.

Область исследования разбивается на прямоугольные элементы произвольных размеров (рис. 4.4), при ломаной (ступенчатой) верхней границе геометрия области определяется фиктивными элементами (рис. 4.5), которыми она дополняется до прямоугольной. В результате проведённого разбиения расчётная область состоит из прямоугольных элементов разных размеров. Полученное разбиение остаётся постоянным на весь период расчёта.

Начальные условия задаются в каждом расчётном элементе области исследования в виде значений температур грунта, соответствующих времени начала расчёта. Эти температуры назначаются в геометрических центрах элементов, и считается, что каждый элемент характеризуется температурой его центра. Начальное распределение температур определяется по результатам температурных наблюдений, полученных при изыскательских работах.

Граничные условия задаются на каждой границе области. На верхней и нижней границе задаются независимые друг от друга граничные условия в каждой выделенной зоне с различным режимом теплообмена грунта с внешней средой. На каждой из боковых границ задаётся по одному граничному условию.

Граничные условия на верхней границе изменяются с периодом повторения $T_{\text{пер}}$, назначаемым в исходных данных расчёта. На практике наиболее часто употребляется $T_{\text{пер}} = 1 \text{ год} = 8760 \text{ час}$. Период счёта разбит на интервалы. Если период год, то интервалов 12 (12 месяцев) или 36 (36 декад).

На верхней границе области, в каждой выделенной зоне для каждого интервала задаются средние значения за этот интервал величин, определяющих теплообмен в зависимости от рода краевых условий:

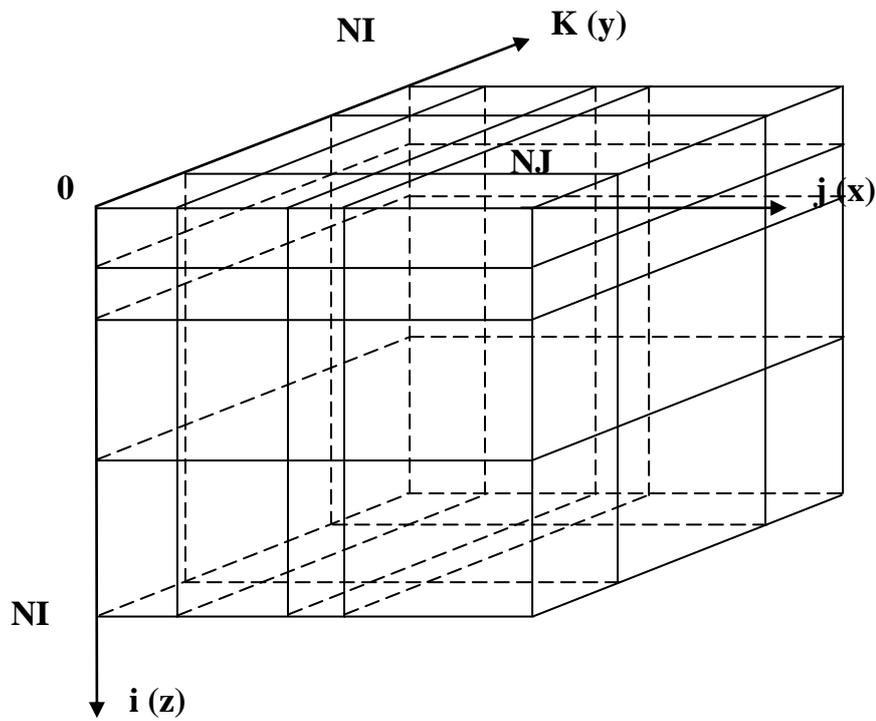
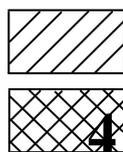
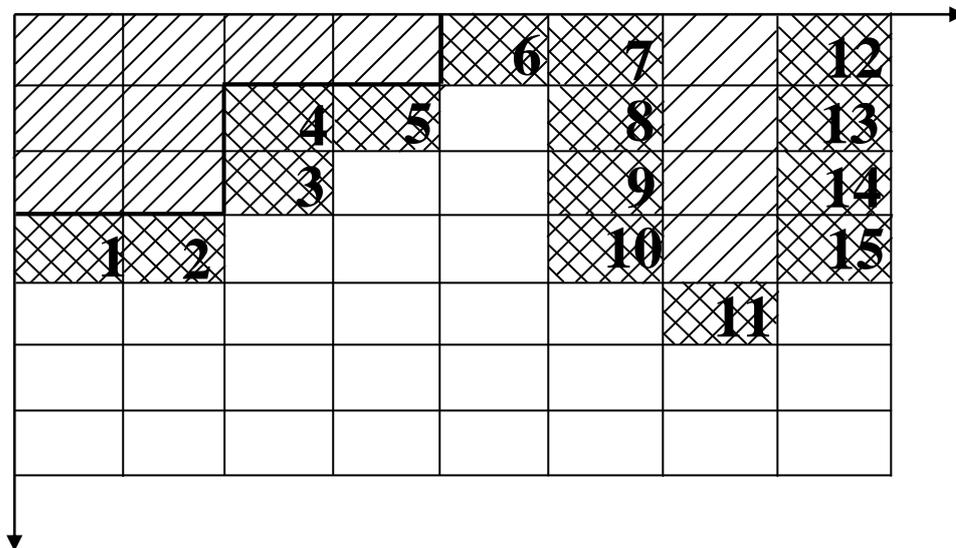


Рис. 4.4. Пример разбиения трёхмерной области на элементы



– фиктивные элементы;

– граничные элементы; 4 – порядковый номер элемента.

Рис 4.5. Пример здания ступенчатой расчётной области

- для условий 1-го рода – температура поверхности грунта $T_{п}$, °С;
- для условий 2-го рода – величина теплопотока, Q , кДж (ккал);
- для условий 3-го рода – температура окружающей среды, $T_{аут}$, °С, термическое сопротивление на поверхности грунта, $R_{п}$, $м^2 \times °C / Вт$ ($м^2 \times час \times °C / ккал$), коэффициент теплообмена $\alpha_{п}$, $Вт / (м^2 \times °C)$ ($ккал / (м^2 \times час \times °C)$).

На нижней границе задаются условия теплообмена 1-го рода, на каждой из 4-х боковых границ задаются условия 2-го рода.

Обычно в качестве верхних граничных условий используют средние (декадные, месячные, зимние, летние, годовые) значения температуры воздуха, толщины снежного покрова и других климатических характеристик. В то же время, как показывают исследования В.М. Горбачёвой, 1972; В.П. Чернядьева, 1970; А.В. Павлова, 1975; М.А. Минкина, 1975, значения климатических параметров правильнее использовать с заданной обеспеченностью. Так, например, значения температур воздуха могут быть получены из неравенства:

$$\overline{T}_в - C_{(p,n-1)} \times \frac{\sigma_T}{n} < T_в < \overline{T}_в + C_{(p,n-1)} \times \frac{\sigma_T}{n} \quad (4.22)$$

где: $\overline{T}_в$ - генеральное среднее значение температур воздуха;

σ_T - среднеквадратичное отклонение;

$C_{(p,n-1)}$ - коэффициент, взятый из распределения Стьюдента в зави-

симости от обеспеченности P и количества наблюдений n .

При наличии фильтрации подземных вод (расчёт по программе PROGNOZ-F) дополнительно к вышеперечисленным вводятся следующие данные:

T_{bx} - средняя по месяцам или декадам температура фильтрующей воды на входе в расчётную область, °С;

H_B - средний по месяцам или декадам уровень водоносного горизонта, определяющийся глубиной залегания относительно верхней границы области, м;

I – средний по месяцам или декадам гидравлический уклон;

N_p – осреднённое по месяцам или декадам направление стока:

при $N_p = 1$ – движение воды слева направо,

при $N_p = 0$ – движение воды отсутствует,

при $N_p = -1$ – движение воды справа налево.

Физические и теплофизические свойства грунтов задаются для каждого выделенного элемента расчётной области на основе данных инженерных изысканий, лабораторных исследований, нормативных и справочных документов. Перечень этих свойств включает:

ρ_d – плотность сухого грунта, кг/м³;

W_{tot} – весовая влажность грунта, доли единицы;

C_d – удельная теплоёмкость скелета грунта, кДж/(кг×°C) (ккал/(кг×°C));

λ_{th} – коэффициент теплопроводности грунта в талом состоянии Вт/(м·°C) (ккал/(м·час·°C));

λ_f – коэффициент теплопроводности грунта в мёрзлом состоянии Вт/(м×°C) (ккал/(м×час×°C));

T_{bf} – температура начала фазовых переходов, °C;

W_w – количество незамёрзшей воды в диапазоне отрицательных температур, доли единицы, задаваемое уравнением 4.23:

$$W_w = A/(B - T) + C \quad (4.23)$$

где A, B, C – коэффициенты, определяющие количество незамёрзшей воды в данном виде грунта.

Если известны коэффициенты A, B, C , то записываются значения коэффициентов. Если известны лабораторные данные по незамёрзшей воде, то приводятся они. Например: $W_w(T_1) = W_1$, $W_w(T_2) = W_2$ и т.д., но не менее трёх значений.

Для учета в расчётах **источников** и **стоков** тепла, находящихся внутри массива грунта, для элементов, где они расположены, задаётся количество тепла, выделяемого (поглощаемого) этими источниками в единицу времени (r). Эти данные устанавливаются либо экспериментально, либо теоретически применительно к расчётному случаю.

Дополнительно для проведения расчётов должны быть заданы:

- шаг по времени Δt , определяемый по соотношению (4.1);
- мерность пространства – n (1,2,3);
- время окончания решения задачи - $t_{кон}$;
- интервалы времени, через которые производится печать результатов - $t_1 - t_2 \dots - t_{кон}$;
- координаты линий разрезов i, j, k , по которым выдаются температурные поля.

Выходные данные расчётов содержат значения температур в центрах элементов исследуемого массива грунта на каждый заданный в исходных данных момент времени. Если в некотором элементе происходят фазовые переходы, т.е. температура грунта равна температуре начала фазовых переходов T_{bf} , то для этого элемента печатается число, показывающее, какая его часть находится в талом состоянии, по формату $7XX.XX$, где 7 – условная цифра, а $XX.XX$ – процентное содержание талого грунта в элементе. Пример печати выходных данных приведён на рис. 4.6.

Помимо выдачи температурного поля в табличной форме, оно выдается графически в виде изотерм и цветовых интервалов температур (рис. 4.7).

| <i>Номер элемента по K</i> | | <i>Положение центра элемента</i> | | | | | | | | | | <i>Номер элемента по J</i> | | <i>Положение центра элемента</i> | |
|------------------------------------|------|--|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|------------------------------------|----------|--|-----------|
| K= 12 | | 13.60m | time T=33220.00 hour (3 period 9 interval 370.00 hour) | | | | | | | | | | 8 | 9 | 10 |
| Blok | by J | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | | |
| by I / | metr | 1.50 | 4.50 | 7.00 | 9.00 | 10.50 | 11.20 | 11.60 | 12.00 | 12.40 | 12.80 | 13.20 | 13.60 | | |
| 1 | 0.25 | 0.47 | 0.47 | 0.47 | 0.47 | 0.44 | 0.29 | 0.22 | 0.08 | 0.04 | 0.03 | 0.02 | 0.01 | | |
| 2 | 0.75 | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.79 | 0.78 | 0.72 | 0.68 | 0.64 | 0.62 | 0.61 | 0.60 | 0.59 | | |
| 3 | 1.25 | 0.53 | 0.53 | 0.53 | 0.53 | 0.52 | 0.50 | 0.49 | 0.48 | 0.47 | 0.47 | 0.46 | 0.45 | | |
| 4 | 1.75 | 739.81 | 739.75 | 738.99 | 728.18 | 721.13 | 719.69 | 719.10 | 718.66 | 718.31 | 717.96 | 717.61 | 717.26 | | |
| 5 | 2.25 | 739.95 | 738.95 | 726.42 | -0.15 | -0.25 | -0.28 | -0.30 | -0.32 | -0.33 | -0.34 | -0.35 | -0.36 | | |
| 6 | 2.75 | 703.75 | 703.72 | 700.43 | -0.25 | -0.43 | -0.49 | -0.52 | -0.55 | -0.57 | -0.59 | -0.61 | -0.63 | | |
| 7 | 3.25 | -0.09 | -0.09 | -0.10 | -0.32 | -0.55 | -0.63 | -0.67 | -0.71 | -0.74 | -0.76 | -0.78 | -0.80 | | |
| 8 | 3.75 | -0.17 | -0.17 | -0.19 | -0.37 | -0.63 | -0.72 | -0.77 | -0.81 | -0.84 | -0.87 | -0.89 | -0.91 | | |
| 9 | 4.25 | -0.25 | -0.25 | -0.26 | -0.40 | -0.66 | -0.75 | -0.80 | -0.84 | -0.88 | -0.91 | -0.93 | -0.95 | | |
| 10 | 4.75 | -0.32 | -0.32 | -0.33 | -0.43 | -0.66 | -0.75 | -0.80 | -0.84 | -0.88 | -0.91 | -0.93 | -0.95 | | |
| 11 | 5.25 | -0.39 | -0.39 | -0.40 | -0.47 | -0.66 | -0.74 | -0.78 | -0.82 | -0.86 | -0.89 | -0.91 | -0.93 | | |
| 12 | 5.75 | -0.45 | -0.45 | -0.46 | -0.52 | -0.66 | -0.73 | -0.77 | -0.80 | -0.83 | -0.85 | -0.87 | -0.89 | | |
| 13 | 6.25 | -0.52 | -0.52 | -0.53 | -0.57 | -0.67 | -0.72 | -0.75 | -0.78 | -0.80 | -0.83 | -0.85 | -0.87 | | |
| 14 | 6.75 | -0.58 | -0.58 | -0.59 | -0.62 | -0.69 | -0.73 | -0.75 | -0.77 | -0.79 | -0.81 | -0.83 | -0.85 | | |
| 15 | 7.25 | -0.64 | -0.64 | -0.65 | -0.67 | -0.72 | -0.75 | -0.76 | -0.78 | -0.79 | -0.81 | -0.83 | -0.85 | | |

| <i>Номер элемента по I</i> | <i>Положение центра элемента</i> | <i>В элементе U(5,3,12) происходит фазовый переход</i> | <i>Значение температуры в элементе U(8,7,12)</i> |
|------------------------------------|--|--|--|
| 1 | 0.25 | 0.47 | 0.03 |
| 2 | 0.75 | 0.80 | 0.61 |
| 3 | 1.25 | 0.53 | 0.47 |
| 4 | 1.75 | 739.81 | 717.96 |
| 5 | 2.25 | 739.95 | -0.34 |
| 6 | 2.75 | 703.75 | -0.59 |
| 7 | 3.25 | -0.09 | -0.76 |
| 8 | 3.75 | -0.17 | -0.87 |
| 9 | 4.25 | -0.25 | -0.91 |
| 10 | 4.75 | -0.32 | -0.91 |
| 11 | 5.25 | -0.39 | -0.89 |
| 12 | 5.75 | -0.45 | -0.85 |
| 13 | 6.25 | -0.52 | -0.83 |
| 14 | 6.75 | -0.58 | -0.81 |
| 15 | 7.25 | -0.64 | -0.81 |

Рис. 4.6. Пример печати выходных данных

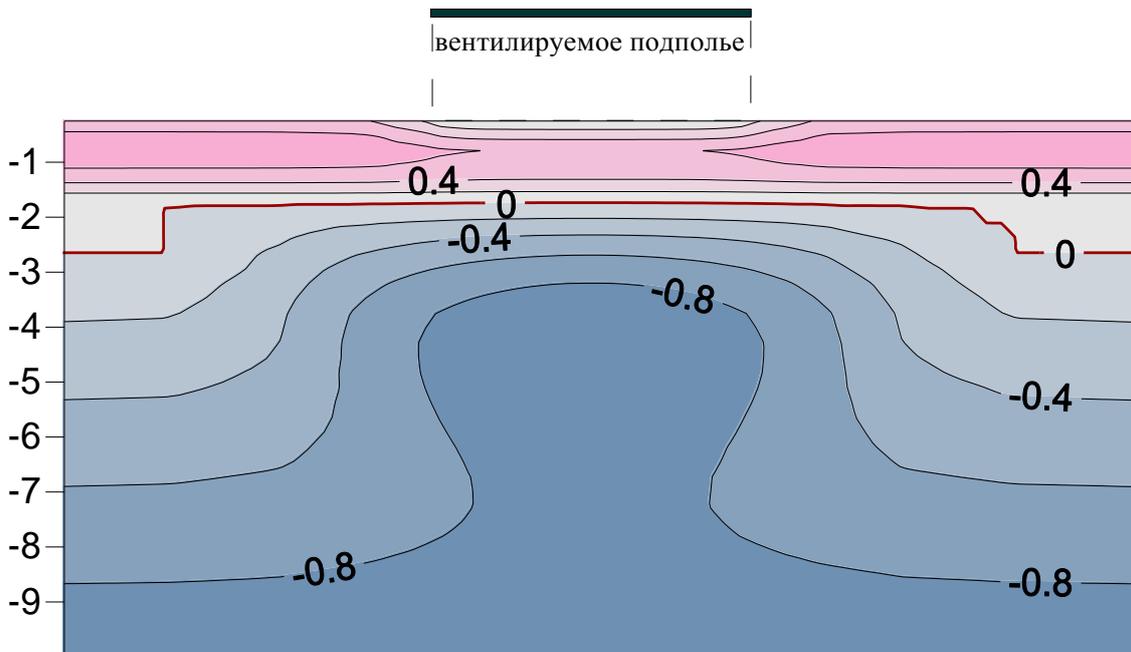


Рис. 4.7. Фрагмент температурного поля

Б. Стохастическая модель

При использовании стохастической (детерминировано-стохастической) модели **расчетная область** является одномерной. Существует также многомерный вариант стохастической модели, реализуемый программой STAT3M, на основе программы PROGNOZ (РСН 67-87) с наложением алгоритма статистического задания исходных данных из программы STATEM. В зависимости от типа задачи (плоский, цилиндрический или сферический случай) начало координат по оси r совпадает с r_0 (плоский случай), с центром круга (цилиндрический случай) или сферы (сферический случай). Пространственная сетка по r неравномерна, разделяется на зоны, число которых задаётся в исходных данных. Шаг пространственной сетки $h^{(r)}$ является постоянным внутри зоны. Размер шага выбирается произвольно, но так, чтобы зона содержала целое число шагов.

Расчётная область разделяется на слои, различающиеся физическими и теплофизическими свойствами. Число таких слоёв практически неограниченно. Для каждого слоя в исходных данных задаются статистические оценки математических ожиданий и средних квадратичных отклонений показателей влажности, плотности, удельной теплоёмкости сухого грунта, коэффициентов теплопроводности в талом и мёрзлом состоянии.

Конкретное (единичное) значение характеристики γ , используемое в расчёте одной реализации, вычисляется по формуле:

$$\gamma = M(\gamma) + \eta \times \sigma(\gamma) \quad (4.24)$$

где $M(\gamma)$ – математическое ожидание;

$\sigma(\gamma)$ – среднее квадратическое отклонение;

η – единичное значение нормированной случайной величины, вычисляемое датчиком случайных чисел.

Глубины нижней границы каждого слоя, кроме последнего, могут также задаваться как случайные величины в тех случаях, когда требуется учесть незакономерную изменчивость толщины литологических, либо геокриологических слоёв по площади исследуемой территории.

Для перечисленных случайных характеристик в исходных данных могут указываться границы допустимых значений, что приводит к моделированию случайных величин с усечённым нормальным распределением.

Начальные условия задаются в исходных данных табличной функцией распределения температур.

Граничные условия на верхней и нижней границах расчётной области могут быть заданы I, II и III родов. Незакономерно изменяющиеся условия теплообмена принимаются в качестве независимых случайных величин, распределённых по нормальному закону. Годовые периодические колебания температуры воздуха описываются уравнением:

$$T_B = \bar{T}_B + A \times \sin\left(\frac{2\pi}{8760} \times t\right) \quad (4.25)$$

где T_B – температура воздуха в момент t , °C;

\bar{T}_B – средняя годовая температура воздуха, °C;

A – физическая амплитуда колебаний температуры воздуха, °C;

t – время, ч.

Для моделирования несистематических флуктуаций, накладывающихся на синусоиду годовых колебаний температур, средняя годовая температура \bar{T}_B и амплитуда A задаются как случайные независимые величины, причём A

определяется для каждого месяца по значениям среднемесячных температур воздуха по формуле:

$$A_{ij} = \frac{T_{ij}^M - \bar{T}_{Bj}}{\sin\left(\frac{2\pi}{8760} \times t_i^M\right)} \quad (4.26)$$

где \bar{T}_{Bj} – средняя годовая температура воздуха в j -ом году ($j=1,2,\dots,k$), k – число лет наблюдений;

T_{ij}^M – средняя месячная температура в i -ом месяце j -го года ($=1,2,\dots,12$);

t_i^M – время, соответствующее середине i -го месяца.

Полученные для i -го месяца k значений амплитуд A_{ij} обрабатываются

статистически и в исходных данных задаются оценки математического ожидания и среднего квадратического отклонения амплитуды A_i . Для \bar{T}_B задаются оценки математического ожидания среднего квадратического отклонения.

Снежный покров учитывается в расчётах как термическое сопротивление и в исходных данных задаются статистические оценки математических ожиданий и средних квадратических отклонений толщины $H_{сн}$ и плотности $\rho_{сн}$ снега. По значениям $H_{сн}$ и $\rho_{сн}$ вычисляется термическое сопротивление

$R_{сн} = \frac{H_{сн}}{\lambda_{сн}}$, где $\lambda_{сн} = f(\rho_{сн})$ – коэффициент теплопроводности снега.

Коэффициент теплообмена при граничных условиях III рода задаётся как приведённая величина α' с учётом термического сопротивления на поверхности грунта R (снег, растительный покров, теплоизоляция и т.д.):

$$\alpha' = \frac{1}{\frac{1}{\alpha} + R} \quad (4.27)$$

где α – коэффициент турбулентного теплообмена на границе расчётной области.

Расчёт каждой реализации осуществляется следующим образом.

Методом Монте-Карло определяется толщина слоёв грунта, значения физических и теплофизических характеристик в каждом узле пространственной

сетки. Полученные значения являются постоянными в течение данной реализации.

Таким же образом определяются значения граничных условий, которые используются в течение одного года данной реализации, а затем путём повторного обращения к датчику случайных чисел заменяются новыми величинами.

После определения всех исходных данных производится конечно-разностное решение задачи. Число реализаций и количество расчётных лет в каждой реализации задаётся в исходных данных.

В результате работы программы STATEM в качестве **выходных данных** для каждой реализации выдаются значения физических и теплофизических свойств грунтов исследуемого массива и подошвы залегания слоёв.

Для каждого расчётного года внутри реализации выдаются: средняя годовая и амплитуда колебаний температуры воздуха, толщина и плотность снега, коэффициенты теплообмена, термическое сопротивление покровов.

Через каждый год печатаются значения средних, минимальных и максимальных за этот период температур грунтов для заданных глубин узлов пространственной сетки.

После окончания расчёта одной реализации печатается температура грунтов, а также значения случайных чисел, полученные при последнем обращении к датчику случайных чисел.

После расчёта заданного в исходных данных необходимого числа реализаций для всех расчётных лет выдаются вычисленные по результатам всех реализаций статистические оценки математических ожиданий и средних квадратических отклонений средних, минимальных и максимальных за каждый год температур грунтов по глубинам.

Для заданных глубин после статистической обработки результатов всех реализаций по всем расчётным годам выдаются: «размах» (нижний и верхний пределы значений) средней, минимальной и максимальной за год температуры грунтов, а также распределение частностей каждой из этих характеристик и число их «попаданий» по 10 равным интервалам, на которые разбивается «размах».

4.5. Особенности компьютерного прогнозирования несущей способности и деформаций оснований и фундаментов

Прогнозирование несущей способности и деформаций оснований и фундаментов производится на основе прогноза температурного режима грунтов согласно СНиП 2.02.04-88 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах», СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты» и СНиП 2.02.01-83* «Основания зданий и сооружений» с использованием дополнительного модуля к рассмотренному выше программному комплексу.

При компьютерном моделировании для каждого варианта расчёта (детерминированная модель) или для каждой реализации (стохастическая или детерминировано-стохастическая модель) рассчитывается несущая способность основания $F_{u,j}$; касательная сила пучения $F_{fh,j}$; сила, удерживающая от выпучивания $F_{r,j}$, а также осадка оттаивающего основания S_j и относительная неравномерность осадок фундаментов $\Delta S_j/L_0$.

Применительно к свайным фундаментам указанные характеристики определяются соотношениями 4.28-4.36.

$$F_{u,j} = \gamma_t \times \gamma_c \times (R_j \times A + \sum_{i=1}^{n_j} R_{af,ij} \times A_{af,ij} + \sum_{i=1}^{m_j} f_{ij} \times B_{ij}) \quad (4.28)$$

где γ_t – температурный коэффициент, принимаемый равным 1;

γ_c – коэффициент условий работы;

R_j – расчётное давление на мерзлый грунт под нижним концом сваи;

$R_{af,ij}$ – расчётное сопротивление мерзлого грунта по боковой поверхности смерзания в пределах i -го слоя грунта;

A – площадь опирания сваи;

$A_{af,ij}$ – площадь поверхности смерзания i -го слоя грунта с боковой поверхностью сваи;

n_j – число слоёв мёрзлого грунта в разрезе при j -ой реализации;

f_{ij} – расчётное сопротивление i -го слоя талого грунта по боковой

поверхности сваи;

B_{ij} – площадь поверхности i -го слоя талого грунта, контактирующе-

го с боковой поверхностью сваи;

m_j – число слоёв талого грунта в разрезе при j -ой реализации;

j – номер реализации (при детерминированной модели $j=1$).

$$F_{fh,j} = \tau_{fh,j} \times A_{fh,j} \quad (4.29)$$

где $\tau_{fh,j}$ – расчётная касательная сила пучения;

$A_{fh,j}$ – площадь боковой поверхности смерзания фундамента в пределах расчётной глубины сезонного промерзания-оттаивания (СМС-СТС).

$$F_{r,j} = U \sum_{i=1}^{n_j} R_{af,ij} \times h_{ij} \quad (4.30)$$

или

$$F_{r,j} = U \sum_{i=1}^{m_j} f_{ij} \times h_{ij} \quad (4.31)$$

где U – периметр сечения сваи;

h_{ij} – толщина i -го слоя грунта, расположенного ниже СМС-СТС.

Значения R_j и $R_{af,ij}$ определяются по приложению 2 СНиП 2.02.04-88 при расчётных температурах соответственно $T_{m,j}$ и $T_{z,ij}$, полученных путём математического моделирования температурного режима грунтов в j -ой реализации. Значения τ_{fh} определяются по таблице 9 СНиП 2.02.04-88 по значениям параметров грунтов (тип, вид, показатель текучести, степень влажности, глубина СТС-СМС), полученным при моделировании в j -ой реализации. Зна-

чения f_{ij} устанавливаются по таблице 2 СНиП 2.02.03-85 в зависимости от типа грунта и показателя текучести глинистых грунтов.

Осадка оттаивающего основания в соответствии со СНиП 2.02.04-88 определяется под серединой S_c и краем S_e сооружения:

– без предварительного оттаивания по формуле:

$$S_j = S_{th,j} + S_{p,j} \quad (4.32)$$

– с предварительным оттаиванием по формуле:

$$S_j = S_{p,th,j} + S_{th,j} \quad (4.33)$$

где $S_{th,j}$ – осадка основания, обусловленная действием собственного веса грунта;

$S_{p,j}$ – осадка основания, обусловленная дополнительным давлением на грунт от действия веса сооружения;

$S_{p,th,j}$ – осадка уплотнения предварительно оттаянного или талого грунта толщиной $h_{e,th,j}$ под воздействием веса сооружения.

При расчётах с предварительным оттаиванием грунтов $S_{th,j}$ определяется для интервала глубин $d_j - h_{e,th,j}$, где d_j – расчётная глубина оттаивания грунта в j -ой реализации.

Осадка S_p определяется по расчётной схеме в виде линейно-деформируемого слоя конечной толщины по формуле:

$$S_{p,j} = P_{o,j} \times \nu \times K_{h,j} \times \sum_{i=1}^{n_j} \delta_{ij} \times K_{\mu,i,j} \times (K_{ij} - K_{i-1,j}) \quad (4.34)$$

где P_o – дополнительное (к природному) вертикальное давление на основание под подошвой фундамента;

ν – ширина фундамента;

$K_{h,j}; K_{ij}; K_{i-1,j}$ – безразмерные коэффициенты, определяемые по таблицам 7 и 8 СНиП 2.02.04-88.

Осадка $S_{p,th}$ определяется согласно СНиП 2.02.01-83* по формуле:

$$S_{p,th,j} = \frac{P_{o,j} \times \epsilon \times K_{c,j}}{K_{m,j}} \times \sum_{i=1}^{m_j} \frac{K_{ij} - K_{i-1,j}}{E_{ij}} \quad (4.35)$$

где $K_{c,j}; K_{m,j}$ – коэффициенты, принимаемые по таблицам 2 и 3 приложения 2 СНиП 2.02.01-83*;

$E_{i,j}$ – модуль деформации i -го слоя талых грунтов j -ой реализации.

Относительная неравномерность осадок $\frac{\Delta S_j}{L}$ определяется между фундаментами, расположенными под серединой и краем сооружения по формуле:

$$\frac{\Delta S_j}{L} = \frac{\Delta S_j}{0,5B} \quad (4.36)$$

где ΔS_j – разность осадок в j -ой реализации;

B – ширина сооружения.

4.6. Особенности компьютерного прогнозирования криогенных процессов

Для прогноза развития криогенных процессов используются информационные модели этих процессов и расчётные методы, разработанные С.Е. Гречищевым (1978), С.Е. Гречищевым и другими (1980), В.К. Данько (1982), Э.Д. Ершовым и другими (1982), Л.А. Жигаревым (1975), Д.В. Малиновским (1980), В.О. Орловым (1985), Ф.М. Ривкиным (1990), Г.М. Фельдманом (1984), Ю.Л. Шуром (1985) и другими.

Особенности компьютерного прогнозирования рассмотрим на примере моделирования процессов пучения и термокарста в природной геокриологической подсистеме, расположенной в центральной части Уренгойского место-

рождения газа, характеристики инженерно-геокриологических условий которой приведены в таблице 4.2.

Таблица 4.2.

Характеристика инженерно-геокриологических условий различных ПТК

(Ландшафт 1У, м, 1а ЛТ²)

| Индекс ПТК* | Грунты, преобладающие в разрезе | Площадь, занимаемая ВМГ, % | Глубина СТС-СМС, м | Глубина залегания кровли ВМГ, м | Среднегодовая температура грунтов, °С |
|-------------|--|----------------------------|--------------------|---------------------------------|---------------------------------------|
| 1а | Пески мелкие и средней крупности | 50 | 2,0-3,5 | 2,0-15,0 | +0,5 ÷ -1,4 |
| 1б,д | Пески мелкие и средней крупности с прослоями суглинков толщиной 0,5-1,5 м | 60 | 2,4-4,0 | 2,4-15,0 | +0,2 ÷ -2,0 |
| 3в,г | Переслаивание суглинков, супесей, песков пылеватых, льдистость отложений до 0,3-0,5 | 100 | 0,4-2,9 | 0,4-2,9 | -0,3 ÷ -2,5 |
| 4г,д | В верхней части торфы, заторфованные суглинки, с 4,0 м переслаивание песков средней крупности и суглинков с льдистостью до 0,2 | 100 | 0,4-1,0 | 0,4-1,0 | -2,8 ÷ -5,2 |
| 5а,б | Суглинки, глины, льдистость 0,3-0,6 | 100 | 1,0-2,1 | 1,0-2,1 | -2,5 ÷ -4,1 |
| 6в,д | Переслаивание песков мелких и средней крупности с суглинками и супесями, льдистость 0,05-0,40 | 100 | 0,7-2,2 | 0,7-2,2 | -1,3 ÷ -2,8 |

*) Индексы природно-территориальных комплексов (ПТК) даны по работе «Ландшафты», Е.С. Мельников и другие, 1983 г.

Для прогноза использовались стохастические модели. При моделировании в каждой реализации (испытании) прогнозировалось развитие указанных криогенных процессов в течение 10 лет с момента техногенного нарушения, вызванного уничтожением древесной и кустарниковой растительности. Такой вид техногенных нарушений является наиболее типичным при проведении строительных работ на объектах гражданского, промышленного и линейного строительства и на прилегающих к ним территориях освоения.

Параметры геокриологического разреза (глубина залегания литологических слоёв, физико-механические и теплофизические свойства грунтов) разыг-

рывались для каждой реализации; верхние граничные условия («приведённая» температура воздуха, толщина и плотность снежного покрова) – для каждого года расчёта.

В j -ой реализации для каждого расчётного года t на основе результатов моделирования температурного режима грунтов вычислялись последовательно:

1. Осадка оттаивания $S_{th,j}$ на глубину оттаивания $d_{th,j}$ максимальную в данном году:

$$S_{th,j} = \sum_{i=1}^{n_j} (A_{th,ij} + m_{ij} \times \sigma_{zq,ij}) \times h_{ij} \quad (4.37)$$

где n_{ij} – число слоёв оттаивающего грунта в j -ой реализации;

$A_{th,ij}, m_{ij}$ – коэффициенты оттаивания и сжимаемости i -го слоя оттаивающего грунта;

$\sigma_{zq,ij}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта в середине i -го слоя с учётом взвешивающего действия воды;

h_{ij} – толщина i -го слоя оттаивающего грунта.

2. Толщина снежного покрова $h_{сн,j}$:

$$\text{а) при } h_{сн}^{\Gamma Y} \leq S_{th,j}^t - \Delta_j^{t-1} \quad h_{сн,j} = h_{сн,j}^{\Gamma Y} \quad (4.38)$$

$$\text{б) при } h_{сн}^{\Gamma Y} > S_{th,j}^t - \Delta_j^{t-1} \quad h_{сн,j} = h_{th,j}^t - \Delta_j^{t-1} \quad (4.39)$$

где $h_{сн}^{\Gamma Y}$ – толщина снежного покрова, полученная из граничных условий для t года в j -ой реализации;

$$\Delta_j^{t-1} = \sum_{k=1}^{k=10} (d_{fh,j}^{t-1} - S_{th,j}^{t-1}) \quad (4.40)$$

где $\Delta_j^{t-1}; d_{fh,j}^{t-1}; S_{th,j}^{t-1}$ – соответственно, величина деформации поверхности, пучения и осадки на год, предшествующий расчётному.

3. Критическая толщина снежного покрова $h_{сн,j}^{кр}$ по формуле Ю.Л. Шура

(1985):

$$h_{сн}^{кр} = \frac{\lambda_{сн} (d_{fp}^2 - 0,7d_{th}^2)}{1,6\lambda_f \times d_{th}} \quad (4.41)$$

где $\lambda_{сн}, \lambda_f$ – теплопроводность соответственно снега и мёрзлого грунта;

d_{fp} – потенциальная глубина сезонного промерзания грунтов;

d_{th} – глубина сезонного оттаивания грунтов.

4. Величина деформации пучения $d_{fh,j}$ согласно методике В.О. Орлова

(1985) на глубину сезонного промерзания $d_{f,j}$, определённую при толщине

снежного покрова $h_{сн,j}$:

$$d_{fh,j} = \sum_{i=1}^{n_i} \left[\frac{\rho_{d,ij}}{\rho_w} \times W_{узб,ij} - S_{sh,ij}(\sigma_{zq,i}) \right] \times h_{ij} \quad (4.42)$$

где при $W_{o,ij} > W_{pz,ij}$

$$W_{узб,ij} = 0,09 \times [W_{o,ij} - W_{w,ij} \times (0,5T_{k,ij})] + 1,09 \times W_{MG,ij} \quad (4.43)$$

при $W_{o,ij} \leq W_{pz,ij}$

$$W_{узб,ij} = 1,09 \times W_{MG,ij} - (W_{pz,ij} - W_{o,ij}) \quad (4.44)$$

$$W_{pz,ij} = 0,92 \frac{\rho_{s,ij} - \rho_{d,ij}}{\rho_{s,ij} \times \rho_{d,ij}} + 0,8 \times W_{w,ij} (T_{k,ij}) \quad (4.45)$$

$\rho_{d,ij}$ – плотность сухого грунта в i -ом слое j -ой реализации;

$\rho_{s,ij}$ – плотность частиц грунта в i -ом слое j -ой реализации;

ρ_w – плотность воды;

$W_{o,ij}$ – расчётная предзимняя влажность i -го слоя грунта в j -ой реализации;

$S_{sh,ij}(\sigma_{zq,ij})$ – величина усадки i -го слоя грунта в j -ой реализации под действием веса мёрзлого грунта σ_{zq} , определяемая по формуле:

$$S_{sh,ij}(\sigma_{zq,ij}) = 0,5 \times 10^{-3} \times m_{ij} \times \rho_{d,ij} \times (1 + W_{o,ij}) \times h_{ij} \quad (4.46)$$

где h_{ij} – толщина i -го слоя в j -ой реализации, причём

$$\sum_{i=1}^{n_j} h_{ij} = d_{f,j};$$

$T_{k,ij}$ – температура i -го слоя грунта, при которой прекращается перемещение влаги, вызывающей пучение (см. таблицу 4.3);

$$W_{Mf,ij} = \frac{\eta \times B \times C}{1,09} \sqrt{\frac{A(T_{n,ij}) + \frac{\eta \times B \times C}{1,09}}{A(T_{n,ij}) + \eta \times C}} \quad (4.47)$$

$$A(T_{n,ij}; T_{k,ij}) = W_{o,ij} - W_{w,ij}(0,5T_{n,ij}; 0,5T_{k,ij}) \quad (4.48)$$

$$B = 1,09 \sqrt{\frac{T_{k,ij}}{T_{n,ij}}} \quad (4.49)$$

Таблица 4.3.

Значения параметров T_k и η для расчёта деформации пучения

| Тип грунта Параметр | Пески и супеси $J_p \leq 0,02$ | Супеси $0,02 < J_p \leq 0,07$ | Суглинки $0,07 < J_p \leq 0,13$ | Суглинки $0,13 < J_p \leq 0,17$ | Глины $J_p > 0,17$ | Крупно- обломочные грунты |
|------------------------|--------------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|-----------------------|---------------------------------|
| $T_k, ^\circ\text{C}$ | 0,0 | -1,5 | -2,0 | -2,5 | -4,0 | Для за- полнителя |
| η | 0,0 | 3,55 | 4,25 | 3,8 | 2,5 | По виду грунта |

$$C = \frac{(W_{o,ij} - W_{p,ij})^2}{W_{p,ij}} \quad (4.50)$$

$T_{n,ij}$ – температура поверхности промерзающего i -го слоя грунта в j -ой реализации;

η – параметр, выражающий связь между температурой и содержанием незамёрзшей воды (таблица 4.3);

m_{ij} – коэффициент сжимаемости i -го слоя талого грунта в j -ой реализации.

5. Деформация поверхности Δ_j^t на данный t год:

$$\Delta_j^t = \Delta_j^{t-1} + (d_{fh,j}^t - S_{th,j}^t) \quad (4.51)$$

Полученные в результате моделирования значения $d_{th,f}^t$, S_{th}^t , $h_{сн}$, $h_{сн}^{kp}$, d_{fh} и Δ по 5 реализациям для природно-территориального комплекса (ПТК) 5 а,б (см. таблицу 4.2) приведены в таблице 4.4 и на рис. 4.8.

Анализ результатов моделирования позволяет судить о вероятности проявления и направленности процессов, величине деформации поверхности, устойчивости территории к термокарсту и пучению. Так во всех пяти рассматриваемых реализациях в подавляющем числе лет осадка грунта S_{th} преоблада-

ет над пучением поверхности d_{fh} . Лишь в 2-х случаях из 50-ти (3-ий и 10-ый годы в 5-ой реализации) величина пучения незначительно (на 1 см) больше, чем осадка, а в десяти случаях эти величины равны между собой. За все годы прогноза во всех реализациях отмечается опускание поверхности, составляющее на 10-й год от 5 см (5-ая реализация) до 37 см (2-ая реализация).

Таблица 4.4.

Результаты компьютерного моделирования процессов термокарста и пучения грунтов. Для ПТК 5а,б (Ландшафт 1У, м, 1а, ЛТ²)

| Параметры | Год расчёта | | | | | | | | | |
|------------------------|-------------|-------|-------|-------|---|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 1-ая реализация | | | | | Геологический разрез СТС-СМС: 0,0-0,6 м – суглинок с 0,6 м – песок мелкий | | | | | |
| d_{th-fs} , м | 1,55 | 1,40 | 1,35 | 1,30 | 1,35 | 1,35 | 1,30 | 1,45 | 1,35 | 1,15 |
| S_{th} , м | 0,16 | 0,12 | 0,09 | 0,10 | 0,09 | 0,09 | 0,10 | 0,13 | 0,09 | 0,07 |
| h_{ch}^{IY} , м | 0,41 | 0,44 | 0,48 | 0,50 | 0,44 | 0,45 | 0,45 | 0,45 | 0,49 | 0,41 |
| h_{ch} , м | 0,57 | 0,51 | 0,64 | 0,67 | 0,62 | 0,63 | 0,64 | 0,69 | 0,72 | 0,62 |
| h_{ch}^{KP} , м | 0,62 | 0,71 | 0,74 | 0,78 | 0,74 | 0,74 | 0,78 | 0,68 | 0,74 | 0,91 |
| d_{fh} , м | 0,11 | 0,10 | 0,09 | 0,08 | 0,09 | 0,09 | 0,08 | 0,10 | 0,09 | 0,08 |
| Δ , м | -0,05 | -0,07 | -0,07 | -0,09 | -0,09 | -0,09 | -0,11 | -0,14 | -0,14 | -0,14 |
| 2-ая реализация | | | | | Геологический разрез СТС-СМС: 0,0-0,4 м – суглинок с 0,4 м – песок мелкий | | | | | |
| d_{th-fs} , м | 1,80 | 1,60 | 1,70 | 1,60 | 1,60 | 1,55 | 1,60 | 1,90 | 1,80 | 1,65 |
| S_{th} , м | 0,15 | 0,10 | 0,12 | 0,10 | 0,10 | 0,10 | 0,10 | 0,15 | 0,15 | 0,11 |
| h_{ch}^{IY} , м | 0,41 | 0,44 | 0,41 | 0,46 | 0,45 | 0,43 | 0,44 | 0,42 | 0,45 | 0,41 |
| h_{ch} , м | 0,56 | 0,59 | 0,61 | 0,68 | 0,69 | 0,73 | 0,75 | 0,81 | 0,89 | 0,86 |
| h_{ch}^{KP} , м | 0,53 | 0,63 | 0,58 | 0,63 | 0,63 | 0,64 | 0,63 | 0,53 | 0,53 | 0,60 |
| d_{fh} , м | 0,10 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,10 | 0,10 | 0,08 |
| Δ , м | -0,05 | -0,08 | -0,12 | -0,15 | -0,18 | -0,21 | -0,24 | -0,29 | -0,34 | -0,37 |

| Параметры | Год расчёта | | | | | | | | | |
|---|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 3-ая реализация | | | | | | | | | | |
| Геологический разрез СТС-СМС: 0,0-0,7 м – суглинок с 0,7 м – песок мелкий | | | | | | | | | | |
| d_{th-fs} , м | 1,55 | 1,35 | 1,35 | 1,45 | 1,35 | 1,45 | 1,35 | 1,20 | 1,20 | 1,30 |
| S_{th} , м | 0,18 | 0,14 | 0,14 | 0,16 | 0,14 | 0,16 | 0,14 | 0,11 | 0,11 | 0,13 |
| $h_{CH}^{ГУ}$, м | 0,48 | 0,50 | 0,41 | 0,43 | 0,48 | 0,45 | 0,44 | 0,43 | 0,43 | 0,44 |
| h_{CH} , м | 0,66 | 0,67 | 0,59 | 0,64 | 0,69 | 0,69 | 0,68 | 0,65 | 0,65 | 0,68 |
| $h_{CH}^{КР}$, м | 0,59 | 0,71 | 0,72 | 0,65 | 0,71 | 0,65 | 0,71 | 0,83 | 0,83 | 0,76 |
| d_{fh} , м | 0,15 | 0,13 | 0,13 | 0,14 | 0,13 | 0,14 | 0,13 | 0,11 | 0,11 | 0,12 |
| Δ , м | -0,03 | -0,04 | -0,05 | -0,07 | -0,08 | -0,10 | -0,11 | -0,11 | -0,11 | -0,12 |
| 4-ая реализация | | | | | | | | | | |
| Геологический разрез СТС-СМС: 0,0-1,0 м – суглинок с 1,0 м – песок мелкий | | | | | | | | | | |
| d_{th-fs} , м | 1,40 | 1,60 | 1,25 | 1,00 | 1,05 | 1,10 | 1,15 | 1,05 | 1,00 | 1,00 |
| S_{th} , м | 0,21 | 0,25 | 0,18 | 0,13 | 0,13 | 0,15 | 0,16 | 0,14 | 0,50 | 0,45 |
| $h_{CH}^{ГУ}$, м | 0,48 | 0,46 | 0,52 | 0,49 | 0,48 | 0,45 | 0,44 | 0,43 | 0,43 | 0,44 |
| h_{CH} , м | 0,61 | 0,77 | 0,70 | 0,75 | 0,69 | 0,75 | 0,74 | 0,74 | 0,83 | 0,79 |
| $h_{CH}^{КР}$, м | 0,70 | 0,56 | 0,78 | 1,02 | 1,02 | 0,92 | 0,87 | 0,97 | 1,02 | 1,02 |
| d_{fh} , м | 0,17 | 0,19 | 0,15 | 0,12 | 0,12 | 0,13 | 0,14 | 0,13 | 0,12 | 0,12 |
| Δ , м | -0,04 | -0,10 | -0,13 | -0,14 | -0,15 | -0,17 | -0,19 | -0,20 | -0,21 | -0,22 |
| Параметры | Год расчёта | | | | | | | | | |
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 5-ая реализация | | | | | | | | | | |
| Геологический разрез СТС-СМС: 0,0-1,0 м – суглинок с 1,0 м – песок мелкий | | | | | | | | | | |
| d_{th-fs} , м | 1,15 | 1,45 | 1,00 | 1,10 | 1,20 | 1,15 | 1,20 | 1,25 | 1,20 | 1,00 |
| S_{th} , м | 0,14 | 0,21 | 0,11 | 0,13 | 0,15 | 0,14 | 0,15 | 0,16 | 0,15 | 0,11 |
| $h_{CH}^{ГУ}$, м | 0,45 | 0,45 | 0,43 | 0,47 | 0,42 | 0,47 | 0,44 | 0,43 | 0,44 | 0,45 |
| h_{CH} , м | 0,59 | 0,65 | 0,58 | 0,63 | 0,60 | 0,65 | 0,63 | 0,64 | 0,65 | 0,63 |
| $h_{CH}^{КР}$, м | 0,85 | 0,65 | 1,02 | 0,92 | 0,83 | 0,87 | 0,83 | 0,78 | 0,83 | 1,02 |
| d_{fh} , м | 0,14 | 0,17 | 0,12 | 0,13 | 0,14 | 0,14 | 0,14 | 0,15 | 0,14 | 0,12 |
| Δ , м | 0,0 | -0,04 | -0,03 | -0,03 | -0,04 | -0,04 | -0,05 | -0,06 | -0,07 | -0,06 |

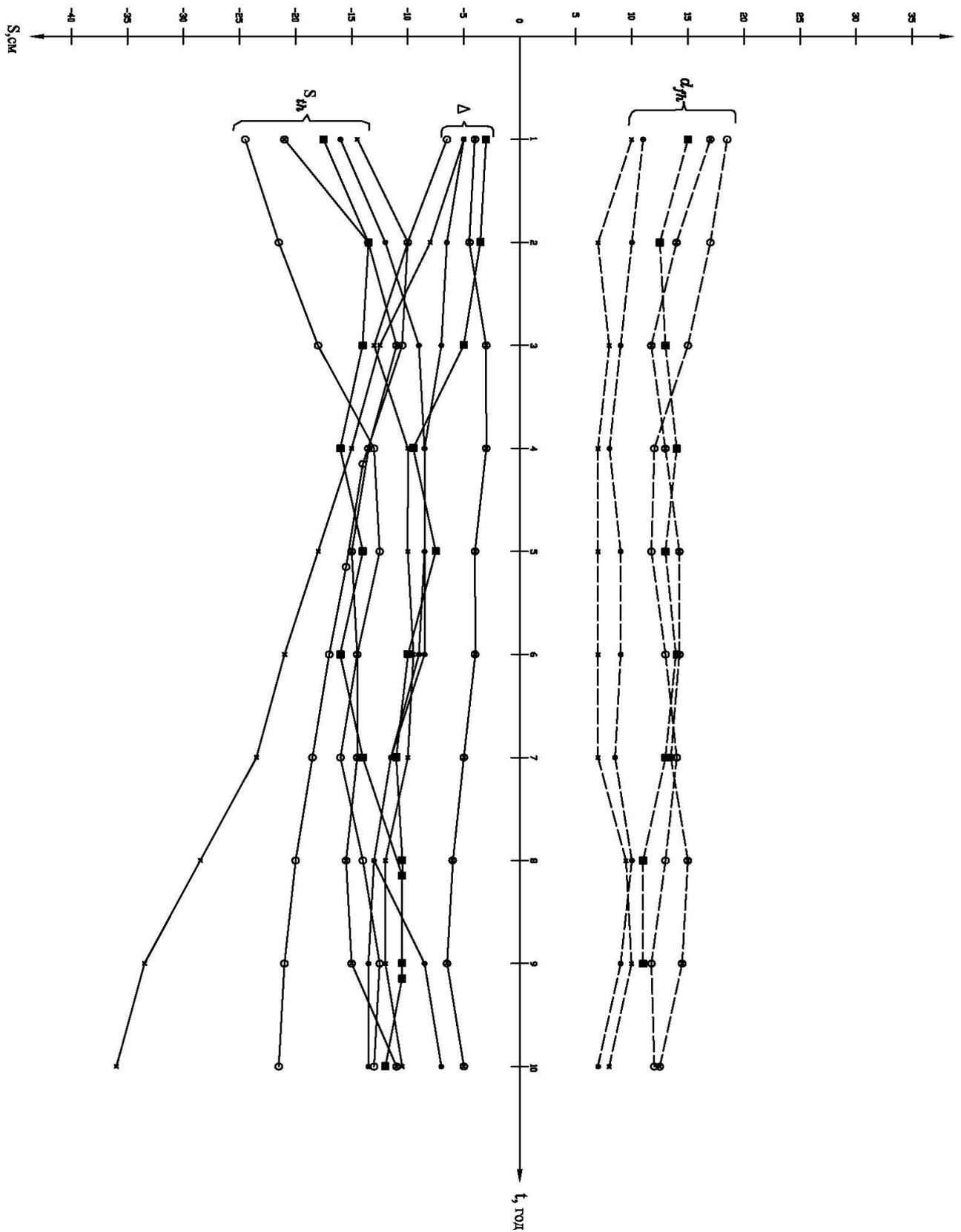


Рис. 4.8. Результаты компьютерного моделирования процессов пучения и термокарста

• -1 × -2 ■ -3 ◻ -4 ○ -5 – реализации при моделировании:

d_{fh} – пучение грунта; S_{th} – осадка грунта; Δ – положение поверхности грунта

4.7. Комплексный компьютерный геокриологический прогноз

В качестве примера комплексного компьютерного геокриологического прогноза приведём прогноз, выполненный для объектов обустройства Заполярного газоконденсатного месторождения (М.А. Минкин и другие, 1996).

Заполярное газоконденсатное месторождение (ЗГНКМ) расположено на севере Западно-Сибирской низменности в пределах Пур-Тазовского междуречья. Инженерно-геокриологические условия месторождения отличаются значительной сложностью, неоднородностью и динамичностью. Это, в первую очередь, относится к условиям залегания и температурам мёрзлых грунтов: встречаются участки сливающихся и несливающихся вечномерзлых грунтов (ВМГ), кровля ВМГ колеблется от 1-3м до 5-10 и более метров, среднегодовые температуры грунтов изменяются от +0,3 до -2,5 °С.

Кроме того, как показывают результаты изысканий, для верхних 6-10м разреза характерна значительная льдистость отложений (i_i до 0,4-0,6), что может вызвать большие осадки при их оттаивании. Отмечается интенсивное проявление криогенных процессов: пучения, термокарста, термоэрозии и других.

На территории ЗГНКМ были выделены следующие типы ПТК:

Тундровые урочища: ПТК 6б – 19% исследуемой территории месторождения; ПТК 6д – 4%.

Лесные урочища: ПТК 1д – 34%; ПТК 1ж – 24%; ПТК 1б – 5%, ПТК 1в – 9%.

Урочища торфяных равнин: ПТК 4б – 5%.

При прогнозе для каждого типа ПТК определялись возможные изменения инженерно-геокриологических условий в результате естественной изменчивости природных факторов и техногенных воздействий, связанных со строительством и эксплуатацией сооружений.

Исходная информационная модель каждого ПТК включала:

- среднегодовую температуру грунта на глубине 10м;
- глубину залегания кровли ВМГ;
- среднегодовую максимальную мощность снега;

– термическое сопротивление растительного покрова в летний и зимний периоды;

– параметры геокриологического разреза.

С учётом сочетания вышеуказанных факторов было определено 9 объектов геокриологического прогноза.

Прогноз изменений температурного режима грунтов проводился как с учётом закономерной изменчивости климатических параметров (исходя из общих закономерностей потепления климата Западной Сибири), так и с учётом случайных колебаний метеорологических характеристик (температуры воздуха, скорости ветра, составляющих радиационного баланса).

Компьютерное моделирование осуществлялось по программе STATEM (см. раздел 4.2).

В качестве математического аппарата для расчёта динамики температурных полей в программе STATEM использован разностный метод решения многофронтных задач типа Стефана по неявной разностной схеме со сглаживанием коэффициентов. Статистическая выборка параметров для расчёта осуществляется по методу Монте-Карло.

Для каждого рассматриваемого объекта инженерно-геокриологического прогноза были получены статистические оценки каждой искомой характеристики температурного режима грунта (температуры, глубины кровли ВМГ, глубины сезонного промерзания-оттаивания).

В результате проведённого прогноза выявлено, что **при естественной динамике природных факторов**, термодинамическое состояние верхней толщи грунтов (10-12м) подвижно и активно изменяется в результате как закономерных изменений климата, так и случайных колебаний метеорологических характеристик.

По данным прогноза в ближайшем будущем (до 2020 года) следует ожидать (*в связи с повышением температур воздуха на 0,03-0,04 °C/год*) повышение среднегодовых температур грунтов на 0,15-0,20 °C и погружение кровли ВМГ со скоростью 0,35-1,10м за десятилетие.

При случайных колебаниях метеорологических характеристик и других природных факторов в пределах **ПТК 6д, ПТК 1б и ПТК 1ж** вероятность формирования ВМГ сливающегося типа практически равна нулю. Расчётные значения геокриологических характеристик для этих ПТК изменяются в пределах: глубина СМС-СТС от 1,1 до 1,9 м, глубина кровли ВМГ от 4,9 до 8,3 м, температура на глубине 10 м от -0,1 до -0,4 °С.

Результаты прогноза изменения температурного режима грунтов на примере ПТК 1ж показаны на рис. 4.9.

Для ПТК 1д и 1в вероятность формирования ВМГ сливающегося типа изменяется от 20 до 50%. Расчётные значения геокриологических характеристик для этих ПТК: глубина СМС-СТС от 0,4 до 2,2 м, глубина кровли ВМГ от 2,1 до 4,5 м, температура на глубине 10 м от -1,0 до -1,3 °С.

Для ПТК 6б и ПТК 4б вероятность формирования ВМГ сливающегося типа от 80 до 100%. Расчётные значения геокриологических характеристик изменяются для них следующим образом: глубины СМС и СТС от 0,1 до 1,7 м, глубины кровли ВМГ от 0,2 до 2,4 м, температура на глубине 10 м от -1,0 до -1,3 °С.

Результаты прогноза изменения температурного режима грунтов на примере ПТК 6б показаны на рис. 4.9.

Таким образом, выполненный прогноз показал, что ожидаемое потепление климата и случайные колебания метеорологических характеристик способствуют повышению температур и погружению кровли ВМГ. В связи с этим, сохранение мёрзлого состояния и обеспечение необходимой несущей способности грунтов возможны только с применением мероприятий по понижению температуры грунтов. К числу таких мероприятий относятся: пионерная отсыпка территории строительства, очистка снега в зимний период, предпостроечное охлаждение грунтов сезоннодействующими охлаждающими устройствами (СОУ), применение теплоизоляции и т.д.

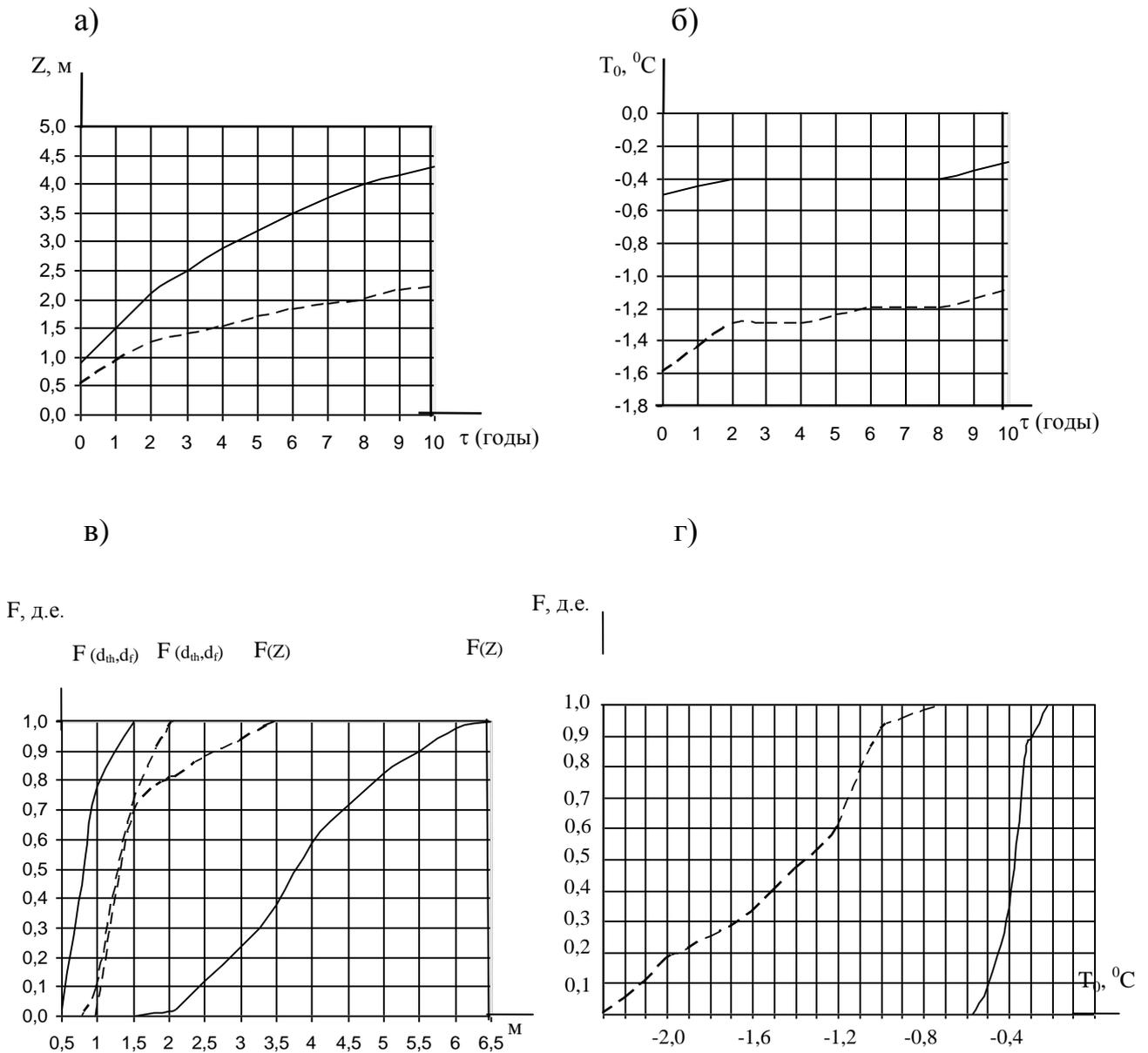


Рис. 4.9. Пример результатов прогноза изменения температурного режима грунтов при естественной динамике природных факторов на примере ПТК 1ж (—) и 6б (- - - - -).

- а) изменение глубины погружения кровли ВМГ во времени;
- б) изменение температуры грунта на глубине 10,0 м во времени;
- в) статистическая функция распределения кровли ВМГ (Z , м), глубины сезонного промерзания и протаивания (d_f , d_{th});
- г) статистическая функция распределения среднегодовой температуры на глубине 10,0 м

Для определения эффективности указанных мероприятий был выполнен **прогноз изменений инженерно-геокриологических условий** объектов Заполлярного ГНКМ, **учитывающий техногенные воздействия** в строительный и эксплуатационный периоды.

При составлении прогноза компьютерное моделирование проводилось по программам STATEM, PROGNOZ и модификациям последней PROGISTO и PODPOL (см. раздел 4.2).

Математическое моделирование в программах PROGNOZ, PROGISTO, PODPOL осуществляется энтальпийным конечно-разностным методом на явной двухслойной сетке. Расчётная схема детерминированная. В зависимости от конкретной задачи проводился расчёт одномерного, двухмерного и трёхмерного температурного поля. Прогноз давался на срок от 1 года до 10 лет.

Как показал анализ результатов расчётов, **площадную пионерную отсыпку** следует проводить в строительный период сухим песчаным грунтом ($W < 10\%$) в зимнее-весеннее время на ненарушенный почвенно-растительный покров и мёрзлые грунты основания.

Для ПТК 6б и ПТК 4б рекомендуемая толщина отсыпки составляет 0,8м. При этом температура мёрзлых грунтов понижается до $-1,2$ °С.

Увеличивается вероятность формирования ВМГ сливающегося типа, например, для ПТК 6б с 80 до 90% (рис. 4.10).

В пределах ПТК 6д, ПТК 1б и ПТК 1ж площадная отсыпка толщиной до 2.0м не даёт существенных изменений геокриологических условий, но является фактором, сокращающим диапазон колебаний глубин кровли ВМГ на всей площади ПТК (рис. 4.10).

Для ПТК 1д и ПТК 1в рекомендуемая толщина отсыпки составляет 1,4м. При этом практически не изменяются температуры грунтов, но существенно увеличивается вероятность формирования ВМГ сливающегося типа, например, для ПТК 1д с 38% до 62%.

Результаты расчётов показали, что **регулярная очистка от снега** площадки строительства и прилегающей территории в течение зимнего периода

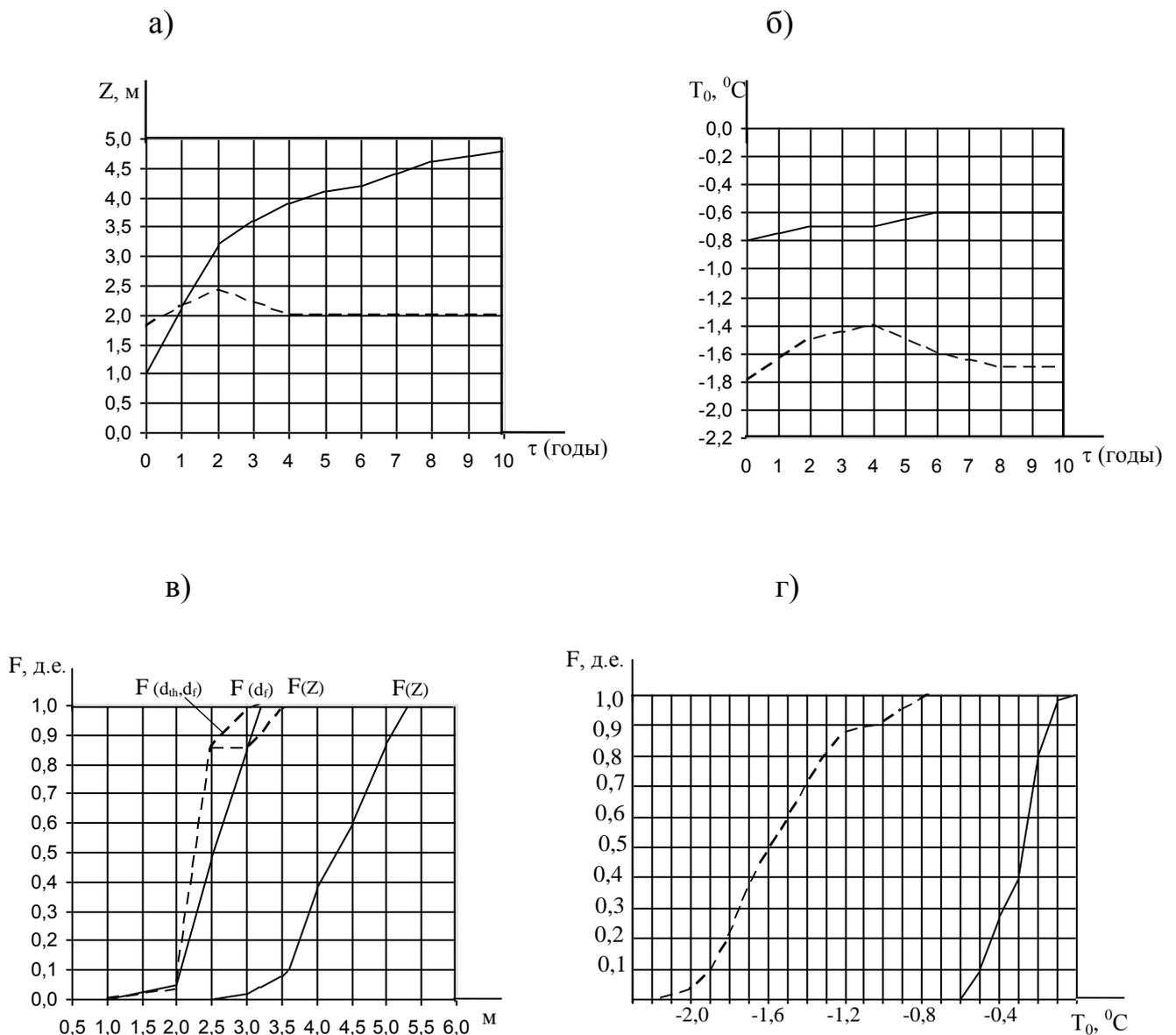


Рис. 4.10. Пример результатов прогноза изменения температурного режима грунтов при площадной отсыпке территории на примере ПТК 6б ($h_{\text{насыпи}}=0,8$ м) ----- и 1ж ($h_{\text{насыпи}}=2,0$ м) ——— .

- а) изменение глубины погружения кровли ВМГ во времени;
- б) изменение температуры грунта на глубине 10,0 м во времени;
- в) статистическая функция распределения кровли ВМГ (Z , м), глубины сезонного промерзания и протаивания (d_{f} , d_{th});
- г) статистическая функция распределения среднегодовой температуры на глубине 10,0 м.

Значения всех параметров даются по поверхности отсыпки.

понижает температуру грунтов в интервале 2,0-7,5 м на 0,5 °С. Однако, в тёплый период происходит **растепление** до температуры грунта в естественных условиях.

Таким образом, очистка территории строительства от снега без дополнительных мероприятий не даёт нужного эффекта.

Для оценки максимально возможного охлаждения мёрзлых грунтов проветриваемым подпольем был рассчитан температурный режим грунтов под центром неограниченного по площади здания, построенного без предварительного охлаждения грунтов основания, при его идеальной эксплуатации (т.е. без аварийных стоков тепла и т.п.) с температурой воздуха в подполье равной температуре наружного воздуха.

Результаты показывают, что в первые три года эксплуатации расчётные температуры понижаются незначительно (с -0,04 до -0,2 °С) и только на четвёртый год эксплуатации сказывается влияние проветриваемого подполья ($T_e = -0,9$ °С).

Влияние предпостроечного охлаждения грунтов оснований СОУ рассчитывалось для одного цикла охлаждения с фиксированием температур на начало активного периода СОУ (ноябрь), конец активного периода (июнь следующего года) и конец пассивного периода (ноябрь следующего года).

Рассматривались различные сочетания шага СОУ и эффективного коэффициента теплоотдачи $\alpha_{эф}$.

Результат охлаждения грунта СОУ при одинаковых коэффициентах $\alpha_{эф}$ зависит от расстояния между СОУ (таблица 4.5), причём уменьшение шага СОУ с 5,0 до 3,0 м ведёт к резкому понижению средних значений температур в интервале глубин 2,0-7,5 м и температур на глубине 7,5 м.

Аналогичные результаты получены и для $\alpha_{эф} = 30$ ккал/(м²×час×°С) при шаге СОУ 4,0 м и 5,0 м.

Применение СОУ с $\alpha_{эф} = 12$ ккал/(м²×час×°С) при расстоянии между СОУ 3,0 м даёт примерно те же значения расчётных температур, что и СОУ с $\alpha_{эф} = 30$ ккал/(м²×час×°С) при расстоянии между СОУ 4,0 м.

При эксплуатации инженерных коммуникаций (трубопроводов) в случае их надземной прокладки на эстакадах в результате образования снежных надувов формируются высокие (близкие к 0 °С) температуры грунтов на всех типах ПТК. В связи с этим, моделировался температурный режим грунтов при различной высоте снега.

Таблица 4.5

Результаты одного цикла работы поля СОУ при $\alpha_{эф} = 23$ ккал/(м²×час×°С) и расстоянии между СОУ 3,0, 4,0 и 5,0 м.

| Месяцы | Расстояние между СОУ | 3,0 м | | 4,0 м | | 5,0 м | | |
|--------|---|-------|-----------|-------|-----------|-------|-------------|-----------|
| | Расстояние от СОУ | у СОУ | между СОУ | у СОУ | между СОУ | у СОУ | 1,0м от СОУ | между СОУ |
| Июнь | Средняя температура в интервале 2,0-7,5 м | -7,4 | -6,8 | -3,4 | -2,0 | -2,9 | -1,9 | -1,0 |
| | Температура на глубине 7,5 м | -6,3 | -5,6 | -3,2 | -2,3 | -2,8 | -2,0 | -1,4 |
| Ноябрь | Средняя температура в интервале 2,0-7,5 м | -3,5 | -3,5 | -0,7 | -0,7 | -0,5 | -0,5 | -0,4 |
| | Температура на глубине 7,5 м | -3,7 | -3,7 | -1,3 | -1,3 | -0,9 | -0,9 | -0,9 |

Увеличение мощности снежных надувов до 2,0 м повышает расчётные температуры до +1,6 °С, кровля ВМГ опускается до 6,0 м, глубина СМС составляет 0,9-1,2 м.

Использование у опор эстакад СОУ с эффективностью $\alpha_{эф} = 30 \text{ ккал}/(\text{м}^2 \times \text{час} \times ^\circ\text{C})$ ведёт к формированию в их основании сливающейся мерзлоты по всей осевой линии между СОУ. При максимальной мощности снежного надува 1,0 м, расчётная температура грунта за 5 лет понижается до -1,3 °С.

Увеличение мощности надува до 2,0 м снижает эффективность работы СОУ, расчётная температура грунтов повышается до -0,8 °С.

Результаты расчёта температурного режима грунтов **в основании насыпи автодорог** показывают, что в процессе эксплуатации под центром земляного полотна происходит охлаждение грунтов, в результате чего глубины сезонного оттаивания несколько уменьшаются, составляя на 5-й год 1,8 м, а талые грунты основания либо уменьшают свою мощность до 0,45 м (ПТК 1ж), либо полностью промерзают (ПТК 6б).

Под откосами и прилегающей к ним территории происходит интенсивное оттаивание грунтов, выходящее за слой насыпного грунта через 5 лет на 3,5 м.

При применении теплоизоляции из пенополиуретана толщиной 12 см на откосах происходит уменьшение глубин оттаивания грунтов до 2,0 м, причём нулевая изотерма под откосами не выходит из тела насыпи.

Прогнозная оценка несущей способности оснований свайных фундаментов и оценка возможной осадки оснований сооружений выполнялись с учётом мероприятий по понижению температур мёрзлых грунтов оснований сооружений и уменьшению теплового воздействия последних.

Расчёт несущей способности свай (F_u) проводился в соответствии с п.п. 4.7-4.9 СНиП 2.02.04-88 для металлических свай диаметром 219 мм, 325 мм, 426 мм и железобетонных свай сечением 30х30 см, погруженных на глубину 7,5 м буроопускным способом в скважины, заполненные песчано-цементным раствором.

Несущая способность оснований свай без проведения предпостроечного охлаждения мёрзлых грунтов на большинстве ПТК крайне низка и составляет

от 15-25 кН (сваи диаметром 219 мм) до 32-69 кН (сваи диаметром 426 мм и сечением 30х30 см).

Применение предпостроечного охлаждения грунтов на участках несливающейся мерзлоты позволяет после одного зимнего периода работы СОУ значительно (в 6-30 раз) повысить несущую способность свай.

Анализ полученных результатов показывает, что уже при расположении СОУ с шагом 5,0м достигаются достаточно высокие значения несущей способности свай: от 172-236 кН (сваи диаметром 219 мм) до 425-578 кН (сваи сечением 30х30 см). Применение СОУ *в процессе эксплуатации инженерных коммуникаций* (надземный вариант, на эстакадах) на всех типах ПТК обеспечивает существенное увеличение несущей способности оснований свайных опор. В этом случае несущая способность свай уже в первый год эксплуатации составит: для свай диаметром 219 мм – 225 кН, диаметром 325 мм – 350 кН, диаметром 426 мм – 480 кН.

При дальнейшей эксплуатации несущая способность свай увеличивается.

В процессе *эксплуатации автодорог* осадка земляного полотна в пределах всех типов ПТК связана, в основном, с уплотнением насыпных грунтов и не превышает за 5 лет эксплуатации 1-4 см.

В тоже время, откосы насыпей могут деформироваться, т.к. под ними оттаивание захватывает мёрзлые льдистые грунты основания. В этом случае за 5 лет эксплуатации осадка грунтов может достигнуть 20-25 см (ПТК 6б) и 50-75 см (ПТК 1ж).

При укладке на откосах насыпи теплоизоляционных покрытий из пенополиуретана толщиной 12 см, глубины оттаивания не превышают мощности насыпных песчаных грунтов и величина их осадки за 5 лет эксплуатации уменьшается до 1-3 см.

Для прогноза развития криогенных процессов использовались, в основном, методы, включавшие моделирование процессов в природных геокриологических условиях и при их нарушениях, вызванных строительным освоением территории.

В первом случае оценивалась вероятность проявления и динамики криогенных процессов при изменениях температурного режима грунтов в результате случайных колебаний метеорологических характеристик и незакономерной пространственной изменчивости свойств грунтов.

Во втором случае давался прогноз развития криогенных процессов при изменениях температурного режима грунтов в результате проведения инженерной подготовки территории (отсыпка насыпным грунтом) на фоне случайных колебаний метеорологических характеристик.

Полученные в результате прогноза данные свидетельствуют, что в *естественных условиях* на всех типах ПТК проявляются процессы **термокарста и пучения**, однако вероятность проявления этих процессов различна. Например, для **ПТК 1д**, характеризующегося на момент изысканий, в основном, сливающимся типом мёрзлых грунтов с температурами, в среднем, $-0,8\text{ }^{\circ}\text{C}$, за счёт случайных изменений температурного режима грунтов в отдельные годы вероятность P того, что результирующая деформация поверхности будет отрицательной $P(-\Delta) = 0,91$, положительной $P(+\Delta) = 0,09$.

Для **ПТК 1ж**, сложенного, в основном, мёрзлыми грунтами несливающегося типа с температурой $-0,2 \div -0,6\text{ }^{\circ}\text{C}$, вероятность осадки поверхности грунта $P(-\Delta) = 0,6$, поднятия $P(+\Delta) = 0,4$, т.е. эти процессы практически равновероятны.

В результате изменений естественных условий (уничтожений древесной и кустарничковой растительности, площадная отсыпка), как показывают данные моделирования меняются направленность и скорость развития криогенных процессов, а так же величины деформаций пучения и осадки.

На всех ПТК выявляется существенное преобладание осадки поверхности $(-\Delta)$ над её поднятием $(+\Delta)$. Вероятность осадки поверхности $P(-\Delta)$ составляет для **ПТК 1ж** – 0,75-1,0; для **ПТК 1д** – 0,95-1,0; для **ПТК 6б** – 1,0.

Как показывают результаты прогноза, пионерная отсыпка территории при высоте насыпи от 1,4 до 3,0м не исключает проявления пучения и термокарста.

Существенный эффект достигается только при использовании теплоизоляционных материалов, в результате чего сезонное промерзание-оттаивание ограничивается песчаными грунтами отсыпки и деструктивные криогенные процессы не развиваются.

Процессы солифлюкции в естественных условиях проявляются слабо. Как показали расчёты на склонах крутизной 5-6 град при глубине оттаивания грунтов $\geq 2,5$ м возможно медленное течение переувлажнённых глинистых грунтов СТС под почвенно-растительной дерниной, т.е. медленная солифлюкция. В результате этого формируются солифлюкционные языки высотой в несколько десятков сантиметров и шириной 1-3 м (по данным мерзлотной съёмки).

При нарушении естественных условий возможна активизация солифлюкционных процессов, причём наряду с медленной солифлюкцией может происходить быстрое (со скоростью до 0,8-1,0 м/мин) оползание-сплывание грунтов.

Процессы термоэрозии в естественных условиях проявляются в верхних частях склонов водоразделов в виде отдельных промоин, имеющих протяжённость 5-10 м и глубину 20-50 см. Существующие овражные формы находятся в стабильном состоянии.

Как показывают расчёты, в естественных условиях для территории исследований, в основном, характерна слабая механическая интенсивность размыва мёрзлых грунтов. В то же время, при углах наклона склона более 5 град возможен термоэрозионный размыв мёрзлых грунтов после их оттаивания. При нарушении естественных условий в результате сброса промышленно-хозяйственных вод с температурой выше 2,5-3,0 °С термоэрозионные процессы будут развиваться на участках, сложенных льдистыми мёрзлыми грунтами, а при температуре воды выше 11 °С и в малольдистых мёрзлых грунтах.

Оценка устойчивости инженерно-геокриологических условий (ИГУ) к техногенным воздействиям определялась по критериям эксплуатационной пригодности сооружений и по критериям устойчивости к развитию деструктивных криогенных процессов, приведённых в разделе 1.3 настоящей книги.

Устойчивость ИГУ характеризовалась по величине надёжности $P=1-n/N$, где N – число расчётных вариантов, n – число отказов.

Отказ фиксировался, когда для какого-либо варианта расчёта не удовлетворялся хотя бы один критерий устойчивости.

Полученные оценки (таблица 4.6) свидетельствуют о том, что практически все основные типы ПТК неустойчивы к техногенным нагрузкам без понижения температур мёрзлых грунтов. При этом, если для **ПТК 6б** устойчивость мёрзлых грунтов оснований может быть обеспечена путём устройства проветриваемого подполья, то для **остальных ПТК** необходимо дополнительно предусмотреть охлаждение мёрзлых и промораживание талых грунтов.

При прокладке инженерных коммуникаций устойчивость мёрзлых грунтов может быть достигнута только при их охлаждении (например, СОУ) в течение всего периода эксплуатации.

Все рассмотренные типы ПТК характеризуются низкой устойчивостью к развитию процессов термокарста и пучения как в естественных условиях ($P=0,20-0,60$), так и в зоне воздействия сооружений ($P=0,00-0,20$). К солюфлюкционному течению и термоэрозии ПТК в естественных условиях, в основном, устойчивы ($P=0,80-0,95$), а при техногенных нарушениях неустойчивы.

Таблица 4.6.

Оценка устойчивости ИГУ к техногенным нагрузкам

| | В контуре сооружений | | | | | В зоне воздействия сооружений | | В естественных условиях | | | |
|------------|---|------------------------------------|--|--------------------------------------|-------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------|----------------------|-----------------------------|----------|
| | Производственные и жилые здания каркасного типа | | | Инженерные коммуникации на эстакадах | | Устойчивость к образованию | | | | | |
| Индекс ПТК | Без дополнительных мероприятий | С проветриваемым подпольем без СОУ | С предварительным охлаждением СОУ и проветриваемым подпольем | Без СОУ | С СОУ | Термокарста, пучения | Криогенного расстрескивания | Суммарно | Термокарста, пучения | Криогенного расстрескивания | Суммарно |
| 1ж | 0,0 | 0,30 | 1,0 | 0,0 | 1,0 | 0,10 | 1,0 | 0,10 | 0,20 | 1,0 | 0,20 |
| 1д | 0,0 | 0,40 | 1,0 | 0,0 | 1,0 | 0,20 | 1,0 | 0,20 | 0,40 | 1,0 | 0,40 |
| 6б | 0,0 | 0,92 | 1,0 | 0,0 | 1,0 | 0,0 | 1,0 | 0,0 | 0,60 | 0,95 | 0,57 |

Глава 5. Примеры практической реализации разработанной методики инженерно-геокриологических изысканий

Практическую реализацию разработанной методики инженерно-геокриологических изысканий рассмотрим на примере работ на объектах Уренгойского месторождения газа.

Это крупнейшее в мире нефтегазоконденсатное месторождение расположено в северной части Западной Сибири в пределах Пур-Надымского междуречья и южной части Тазовского полуострова.

Протяжённость месторождения с юга на север составляет 110 км.

Интенсивное освоение и создание градопромышленных природно-технических геосистем, включая газопромысловые, газотранспортные, градостроительные и другие ПТГ происходило в 70-90 годах прошлого столетия, а их эксплуатация продолжается в настоящее время.

На Уренгойском месторождении построены и эксплуатируются 15 установок комплексной подготовки газа (УКПГ) с производительностью каждой от 12 до 30 млрд м³ газа в год, головные и дожимные компрессорные станции (ГКС и ДКС), конденсатоперерабатывающий завод (КПЗ) и ряд других крупных промышленных объектов, проложены сотни километров газопроводов-шлейфов, автодорог, межпромысловых коллекторов, пробурено более 5 тыс. газовых, газоконденсатных и нефтяных скважин.

Созданный в южной части месторождения г. Новый Уренгой по числу жителей превысил 100 тыс. человек.

В настоящее время идёт интенсивное освоение и эксплуатация газовых и нефтяных месторождений, примыкающих к Уренгойскому НГКМ: Песцового, Северо-Уренгойского, Юбилейного, Ен-Яхинского, Самбургского и других.

5.1. Краткая характеристика природно-технических геосистем (ПТГ)

Уренгойского НГКМ

В состав газопромысловых ПТГ Уренгойского НГКМ входят (рис. 5.1) установки комплексной подготовки газа (УКПГ), дожимные компрессорные станции (ДКС) при УКПГ, вахтовые комплексы (ВК), кустовые площадки газовых скважин (КП), газопроводы-шлейфы от газовых скважин к УКПГ (ГШ), межпромысловый газовый коллектор (ГК) и другие объекты.

На площадках УКПГ и ДКС размером 600×400 метров размещаются технологические здания, в основном, каркасного типа, выполненные в металле, одно- двухэтажные с пролётами L 6, 12, 18, 24 м, с расчётными температурами внутри зданий +20 °С. Фундаменты сооружений – свайные, передаваемая нагрузка на металлические сваи диаметром 325 мм – 350 кН, диаметром 219 мм – 200 кН; на железобетонные сваи 30×30 см – 400 кН. Предельные деформации основания: максимальная осадка $S_{\max,u}$ равна 12 см, относительная осадка $\frac{\Delta S}{L}=0,004$.

ВК размещаются на площадках размером 260×200 метров, в их составе здания модульного типа размером в плане, в основном, 12×24 м, с расчётными температурами внутри зданий +20 °С. Фундаменты – свайные, передаваемая нагрузка на железобетонные сваи 30×30 см – 200 кН. Предельные деформации основания: $S_{\max,u}$ равна 15 см, относительная осадка $\frac{\Delta S}{L}=0,006$.

КП размером 350×150 метров предназначены для размещения эксплуатационных газовых скважин и блок-боксов с оборудованием. Фундаменты под блок-боксы – свайные, передаваемая нагрузка 150 кН на железобетонные сваи 30×30 см. Предельные деформации основания: $S_{\max,u}$ равна 20 см, относительная осадка $\frac{\Delta S}{L}$ не нормируется.

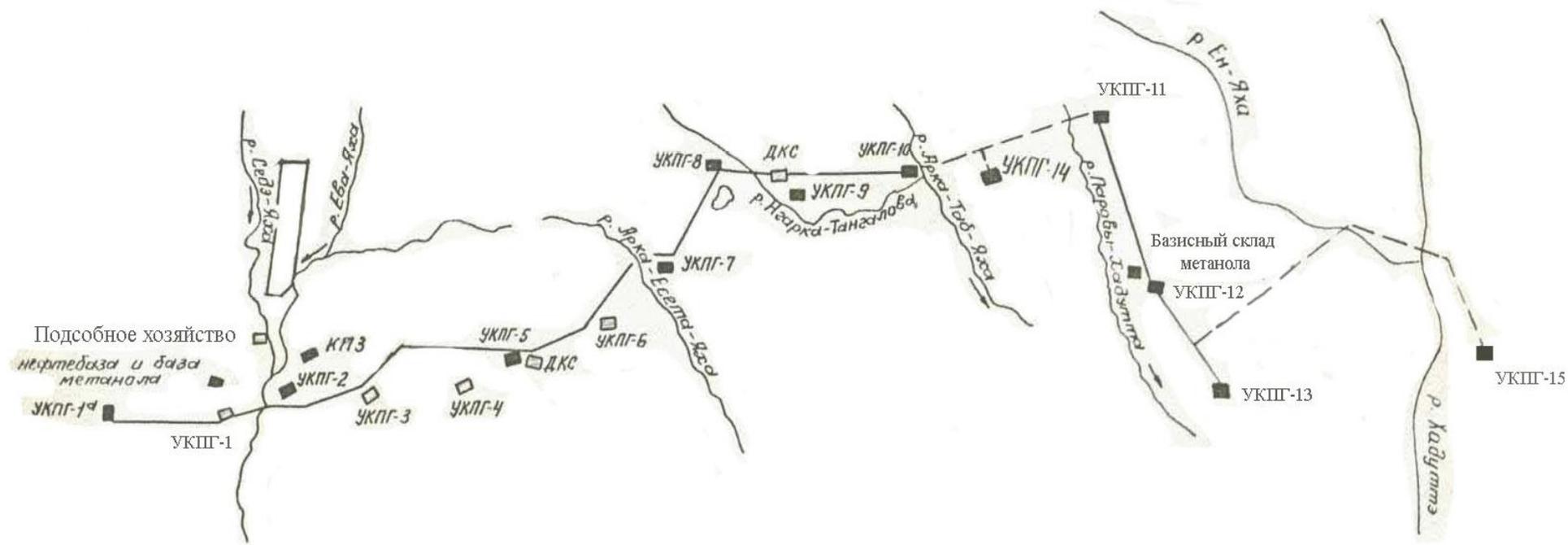


Рис. 5.1. Обзорная схема размещения газопромысловых ПТГ Уренгойского НГКМ

ГШ от кустов газовых скважин диаметром 327-530 мм с давлением газа в трубе $P=5,5$ МПа, способ прокладки – надземный на опорах с шагом 30 м, толщина стенки трубы 15 мм. Передаваемая вертикальная нагрузка на одну опору 70кН, допустимая разница деформаций двух соседних опор 18 см.

Межпромысловый ГК, предназначенный для транспортировки газа от УКПГ до головной компрессорной станции (ГКС), имеет диаметр 1220 мм, толщину стенки трубы 20 мм, давление газа в трубе 5,5 МПа, способ прокладки подземный, без охлаждения газа на УКПГ.

Газотранспортные ПТГ включают многониточные магистральные газопроводы с диаметром 1420 мм и $P=7,5$ МПа, прокладываемые, в основном, подземно в одном технологическом коридоре шириной 250-300 м, а также ГКС и КС, расположенные через 100-150 км по длине газопровода.

Градостроительные ПТГ состоят из объектов жилищного, общественного и вспомогательного назначения в южной и северной частях г. Новый Уренгой.

Застройка г. Н. Уренгой осуществлялась, главным образом, жилыми многосекционными 5-ти и 9-ти этажными домами серий 112, И-164, 1ЛГ-600А. Конструкции домов бескаркасные с несущими стенами из крупных панелей или блоков, способ опирания на грунт с помощью перекрёстных, поперечных или продольных фундаментов. Фундаменты – свайные или ленточные на естественном основании. Передаваемая нагрузка на железобетонные сваи сечением 30×30 см не превышает 450 кН. Предельные деформации основания: средняя осадка $S_u = 10$ см, относительная $\frac{\Delta S}{L} = 0,0016 - 0,0020$.

Инженерно-геокриологические условия территории Уренгойского месторождения газа подробно рассмотрены в работах: Геокриологические условия Западно-Сибирской газоносной провинции (под ред. Е.С. Мельникова), 1983; Геокриология СССР. Западная Сибирь (под редакцией Э.В. Ершова), 1989; Инженерная геология СССР. Западно-Сибирская и Туранская плиты (под

редакцией В.Т. Трофимова и др.), 1990; Вечная мерзлота и освоение нефтегазоносных районов. (Под ред. С.Е.Гречищева и Е.С.Мельникова), 2002.

В связи с этим, в настоящем разделе кратко рассматриваются только те особенности инженерно-геокриологических условий, которые в значительной мере сказываются на методике изысканий.

Исследуемая территория с поверхности сложена четвертичными отложениями различного возраста и генезиса, залегающими на размытой поверхности палеогеновых образований. Мощность четвертичных осадков колеблется от нескольких метров до 100 м и более, что обусловлено древним рельефом палеогенового ложа, а также новейшими тектоническими движениями. Непосредственно на территории обустройства объектов месторождения мощность четвертичных отложений составляет несколько десятков метров.

Прослеживается несколько геоморфологических уровней, связанных с определённой трансгрессивной стадией стояния вод Полярного бассейна. С геоморфологическими уровнями связано распределение геолого-генетических комплексов пород. Площадь исследований охватывает IV геоморфологический уровень прибрежно-морской и озёрно-аллювиальной террасы (абс. отметки 40-70 м) и III уровень озёрно-аллювиальной равнины (абс. отметки 25-40 м), образующих водораздельные пространства, а также более низкие уровни (II, I, пойма), связанные с аккумуляцией речных осадков.

В пределах 20-30 м разреза четвертичных отложений, являющихся объектом инженерно-геокриологических изысканий, залегают снизу вверх морские и озёрно-аллювиальные осадки салехардской ($m, gm \text{ II}^{2-4}$), казанцевской ($pm, la \text{ III}^1$) и зырянской ($la \text{ III}^2$) свит, а также аллювиальные отложения каргинского и сартанского времени ($a \text{ III}^{3-4}-IV$).

Отложения салехардской свиты представлены преимущественно суглинками, реже глинами тёмно-серого цвета, иногда с сизым или зеленоватым оттенком. Нерасчленённые прибрежно-морские и озёрно-аллювиальные отложения казанцевской свиты представлены в центральной части водораздельных пространств переслаиванием суглинков, супесей и песков, слои которых невы-

держаны по мощности и простираению. На хорошо дренируемых участках, примыкающих к речным долинам, переслаивание сменяется песчаными отложениями, представленными песками средней крупности и мелкими, реже пылеватыми.

Озёрно-аллювиальные отложения зырянского возраста, как правило, представлены песками различной крупности с включениями плохоразложившихся растительных остатков.

Аллювиальные отложения I и II надпойменных террас – преимущественно пески мелкие и средней крупности. В аллювии II террасы встречаются супеси и суглинки в виде линз и прослоев, в аллювии I террасы – линзы гравийно-галечникового материала и слаборазложившегося торфа.

Пойменные отложения представлены, в основном, песками с гравием (русовая фация), или песчано-суглинистыми илистыми осадками (пойменная и старичная фация).

На поверхности всех геоморфологических уровней, преимущественно на плоходренируемых пространствах, встречаются озёрно-болотные отложения (Ib IV), представленные торфом разной степени разложения и заторфованными минеральными грунтами.

Исследуемая территория характеризуется практически сплошным распространением **вечномерзлых грунтов**. На отдельных участках, приуроченных к долинам рек и хорошо дренируемым поверхностям, к ним примыкающим, кровля мерзлых грунтов опускается до глубины 5-15 и более метров. Сквозные талики существуют, главным образом, под долинами рек и глубоких (более 10 м) озёр.

В связи со значительной протяжённостью района в меридиональном направлении, наблюдается хорошо выраженная широтная зональность основных геокриологических характеристик: с юга на север возрастает площадь развития мерзлых грунтов, понижается их температура (0,5-1,0 °С на 100 км) в одинаковых условиях теплообмена. В то же время, площадное распространение мерзлых грунтов и их температуры тесно связаны с характером неотектониче-

ских движений, определяющих степень эрозионного расчленения территории и её дренированность. В пределах воздымающихся блоков (эрозионные придолинные типы местности) мёрзлые грунты либо отсутствуют, (в южной части месторождения), либо имеют высокие температуры (в северной части). В опускающихся блоках (центральные и тыловые части террас и равнин) распространены мёрзлые грунты с наиболее низкими температурами (до $-3 \div -5$ °С). В пределах района исследований широко развиты криогенные явления, связанные с процессами пучения, термокарста, морозобойного растрескивания.

По характеру инженерно-геокриологических условий территорию Уренгойского месторождения можно условно разделить на две крупные части: южную и северную.

В пределах южной части, ограниченной на севере р. Арка-Есета-Яха, в геологическом разрезе преобладают песчаные отложения аллювиального, озёрно-аллювиального и прибрежно-морского генезиса, представленные, в основном, песками средней крупности и мелкими. Глинистые грунты имеют локальное распространение в виде линз и прослоев.

В формировании геокриологических условий ведущая роль в этой части месторождения принадлежит геологическим и гидрогеологическим факторам.

Как правило, песчаные грунты либо талые, либо мёрзлые высокотемпературные ($0 \div -0,3$ °С), наличие суглинков и глин приводит к образованию вечно-мёрзлых грунтов с температурами $-0,3 \div -0,8$ °С и лишь на отдельных участках (плоские заболоченные берега озёр, грядово-мочажинные болота) температуры понижаются до $-1,0 \div -3,0$ °С. Мёрзлые грунты, как песчаные, так и глинистые имеют, как правило, массивную криогенную текстуру.

Преимущественное распространение в этой части месторождения песчаных водопроницаемых грунтов, близость водных артерий создают благоприятные условия для циркуляции подземных вод и инфильтрации атмосферных осадков. Их тепловое влияние способствует образованию многолетних таликов глубиной до 15 и более метров и участков несливающихся вечно-мёрзлых грунтов с глубинами залегания кровли от 5 до 15 м. Как показывают полевые иссле-

дования и результаты компьютерного моделирования талые пески характеризуются более устойчивым тепловым состоянием, чем мёрзлые высокотемпературные.

Для северной части месторождения характерно сплошное распространение вечномёрзлых грунтов, как правило, сливающегося типа, с температурами от -0,5 до -5,0 °С. В геологическом разрезе здесь преобладают морские и озёрно-аллювиальные отложения, представленные глинами, суглинками, супесями, а также пылеватыми песками. Вечномёрзлые грунты, в основном, льдистые, сетчатой и слоистой криогенной текстуры. Льдистость за счёт ледяных включений достигает 0,2-0,4.

В соответствии с указанными особенностями инженерно-геокриологических условий для объектов в южной части месторождения наиболее целесообразен II принцип использования грунтов в качестве оснований, хотя возможно применение и I принципа; для объектов в северной части, в основном, применим I принцип строительства.

5.2. Оценка инженерно-геокриологических условий территории для целей размещения объектов ПТГ

В предпроектный период в пределах Уренгойского месторождения газа была выполнена съёмка масштаба 1:25000 (ВСЕГИНГЕО и «Фундаментпроект»). На основе материалов этой съёмки были созданы информационные модели инженерно-геокриологических условий (ИГУ) различных типов природно-территориальных комплексов (ПТК), выделенных на основе ландшафтного метода (Методическое руководство по инженерно-геологической съёмке ..., 1978; Методика мерзлотной съёмки, 1979).

Учитывая вероятностный характер связи ИГУ с типами ПТК и отдельными компонентами облика последних (Д.С. Дроздов, 1983; М.А. Минкин, 1983; Е.С. Мельников, 1985; В.В. Кюнтцель, 1986), была оценена путём компьютерного моделирования надёжность параметров ИГУ на составленной специальной инженерно-геокриологической карте масштаба 1:25000, фрагмент которой при-

ведён на рис. 5.2. Под надёжностью в данном случае понимается вероятность того, что значение параметра ИГУ X_i будет находиться в пределах заданного интервала картирования, т.е. $\underline{X}_i \leq X_i \leq \bar{X}_i$

Так, например, для ПТК бд глубины сезонного промерзания-оттаивания (СМС-СТС), приведённые на карте, с вероятностью $P=0,95$ находятся в интервале 1,0-2,0 м, а значения среднегодовых температур грунтов с вероятностью $P=0,95-1,0$ находятся в интервале $-1,5 \div -3,0$ °С.

Оценка ИГУ для целей размещения объектов газопромысловых ПТГ проводилась по методике, приведённой в разделе 1.3.

При построении математических моделей ПТГ и проведении компьютерного моделирования конструктивные и технологические особенности сооружений учитывались заданием значений управляющих проектных параметров (нагрузки, допустимые деформации, глубина заложения фундаментов) и использованием различных критериев качества (таблица 1.3) для геотехнической подсистемы (см. таблицу 5.1): промздания, шлейфы – критерии 1-3, газовый коллектор – критерии 4-6.

Качество инженерно-геокриологических условий определялось применительно к I и II принципам строительства на вечномёрзлых грунтах. Для сооружений на площадках УКПГ, ВК, КП, оценка производилась с использованием условного фундамента (до глубины 4,0 м – квадратного столбчатого, ниже – свайного из железобетонных опор сечением 30×30 см); для ГШ с использованием свайных опор сечением 30×30 см или в виде поверхностных плит площадью 1 м²; для ГК рассматривалась подземная прокладка с транспортировкой газа при отрицательной среднегодовой температуре.

В результате компьютерного моделирования были получены величины надёжности ИГУ, характеризующие их качество (см. раздел 1.3), для основных типов ПТК, выделенных при районировании (таблица 5.2).

Значения надёжности инженерно-геокриологических условий ПТГ

| Индекс ПТК | Вне зоны воздействия сооружений (геокриологическая подсистема) | | | | В зоне воздействия сооружений (геотехническая подсистема) | | | | | | | | | |
|------------|--|-------------|----------------------------|----------|---|------|---|------|--|------|--|----------|---|--|
| | Устойчивость к образованию | | | | УКПГ | | Вахтовый поселок (ВК) | | Кустовые площадки скважин (КП) | | Межпромысловый газовый коллектор (ГК) | | Сборные коллекторы (ГШ) | |
| | термокарста | формпучения | криогенного растрескивания | суммарно | N=400 кН, S _{max} =12 см, ΔS/L=0,004 | | N=200 кН, S _{max} =15 см, ΔS/L=0,006 | | N=150 кН, S _{max} =20 см, ΔS/L не нормир. | | Д=1220 мм, Р=5,5 МПа, прокладка подземная | | Д=530 мм, прокладка надземная, N=70 кН, Δ=18 см | |
| | | | | | Принцип | | Принцип | | Принцип | | T ^з _{газа} = -50 °С T ^л _{газа} = +34 °С | На сваях | На поверхностных опорах | |
| I | II | I | II | I | II | I | II | | | | | | | |
| 1а | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 0,11 | 0,75 | 0,25 | 0,97 | 0,25 | 1,0 | 0,60 | 0,75 | 0,40 | |
| 1б,д | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 0,16 | 0,38 | 0,44 | 0,50 | 0,41 | 0,69 | 0,40 | 0,72 | 0,40 | |
| 3в,г | 0,37 | 1,0 | 1,0 | 0,37 | 0,62 | 0,0 | 0,75 | 0,0 | 0,78 | 0,0 | 0,80 | 0,85 | 0,80 | |
| 4г,д | 0,36 | 1,0 | 1,0 | 0,36 | 0,93 | 0,0 | 1,0 | 0,0 | 1,0 | 0,0 | 0,0 | 1,0 | 0,0 | |
| 5а,б | 0,88 | 1,0 | 0,54 | 0,48 | 0,88 | 0,0 | 0,96 | 0,0 | 0,96 | 0,0 | 0,50 | 0,92 | 0,50 | |
| 6в,д | 0,96 | 1,0 | 1,0 | 0,96 | 0,82 | 0,0 | 1,0 | 0,0 | 1,0 | 0,0 | 0,60 | 0,98 | 0,60 | |

Условные обозначения: N – передаваемая нагрузка от сооружения,
S_{max} – максимальная осадка основания,
ΔS/L – относительная разность осадок,
Δ - разность осадок двух соседних опор,
Д – диаметр трубы,
Р - давление газа в трубе

Примечание: Индексы природно-территориальных комплексов (ПТК) даны по работе «Ландшафты ...», Е.С. Мельников и другие, 1983 г.

Таблица 5.2

Значения надёжности оснований при различных вариантах размещения УКПГ

| Номер варианта размещения объекта | Природно-территориальный комплекс (ПТК) | | Инженерно-геокриологические условия | | | | Значение надёжности | | | | | |
|-----------------------------------|---|-----------------------|-------------------------------------|---|-----------------------|-------------------------------|---------------------------|------|------------------|------|--|------------------|
| | Индекс | Занимаемая площадь, % | Площадь, занимаемая ВМГ, % | Грунты | Глубина кровли ВМГ, м | Среднегодовая температура, °С | Геотехническая подсистема | | | | Природная геокриологическая подсистема | |
| | | | | | | | I принцип | | II принцип | | Устойчивость к криогенным процессам | |
| | | | | | | | Среднее значение | | Среднее значение | | | Среднее значение |
| 1 | m,laЛТ ² , 1a | 80 | 50 | Пески мелкие и средней крупности, массивной криотекстуры | 2,0 ÷ >15,0 | +0,5 ÷ -1,4 | 0,11 | 0,21 | 0,75 | 0,60 | 1,0 | 0,87 |
| | m,laЛТ ² , 3в, г | 20 | 100 | Переслаивание суглинков, супесей, песков, i _i до 0,3-0,5 | 2,0 ÷ 2,9 | -0,3 ÷ -2,5 | 0,62 | | 0,0 | | 0,37 | |
| 2 | m,laЛТ ² , 3 в, г | 75 | 100 | Переслаивание суглинков, супесей, песков, i _i до 0,3-0,5 | 2,0 ÷ 2,9 | -0,3 ÷ -2,5 | 0,62 | 0,69 | 0,0 | 0,0 | 0,37 | 0,37 |
| | m,laЛТ ² , 4 г, д | 25 | 100 | Торфы, заторфованные суглинки, подстилаемые песками и суглинками, i _i до 0,3-0,5 | 0,4 ÷ 1,0 | -2,8 ÷ -5,2 | 0,93 | | 0,0 | | 0,36 | |
| 3 | m,laЛТ ² , 1a | 100 | 50 | Пески мелкие и средней крупности, массивной криотекстуры | 2,0 ÷ >15,0 | +0,5 ÷ -1,4 | 0,11 | | 0,75 | | 1,0 | |

Анализ результатов показал, что наибольшей надёжностью ИГУ в зоне непосредственного техногенного воздействия сооружений при использовании грунтов оснований в мёрзлом состоянии (I принцип) обладают участки плоских торфяников с остаточно-мочажинным микрорельефом (ПТК 4г,д) и тундровые плоские и мелкобугристые поверхности (ПТК 6в,д), для которых, соответственно, $P=0,93-1,0$ и $P=0,82-1,0$. В то же время для первого типа ПТК характерна слабая устойчивость ($P=0,36$) к развитию термокарста.

При использовании грунтов в оттаивающем и оттаявшем состоянии (II принцип) наибольшей надёжностью ИГУ ($P=0,75-1,0$) геотехнической и природной подсистем характеризуются залесённые пологоволнистые дренируемые поверхности с бугристо-западинным микрорельефом (ПТК 1а).

Для прокладки ГК наиболее надёжны ($P=0,80$) плоские кочковатые поверхности с грядово-мочажинными участками (ПТК 3в,г).

С учётом полученных оценок ИГУ рассмотрены варианты размещения объектов обустройства Уренгойского месторождения и проведено планирование дальнейших изыскательских работ.

5.3. Выбор местоположения площадок строительства и планирование на них инженерно-геокриологических изысканий

Площадка установки комплексной подготовки газа (УКПГ)

В качестве альтернативных рассматриваются три варианта размещения площадки УКПГ (рис. 5.2).

При первом варианте УКПГ расположена в пределах двух типов ПТК: 1а (80 % площади) и 3в,г (20 %). В случае использования грунтов по принципу I СНиП 2.02.04-88 значение надёжности P составляет для ПТК 1а – 0,11; для ПТК 3в,г – 0,62 (таблица 5.2) и среднее значение $P=0,11 \times 0,80 + 0,82 \times 0,20 = 0,21$. При II принципе с предпостроечным оттаиванием мёрзлых грунтов среднее значение $P=0,75 \times 0,80 + 0,0 \times 0,20 = 0,60$.

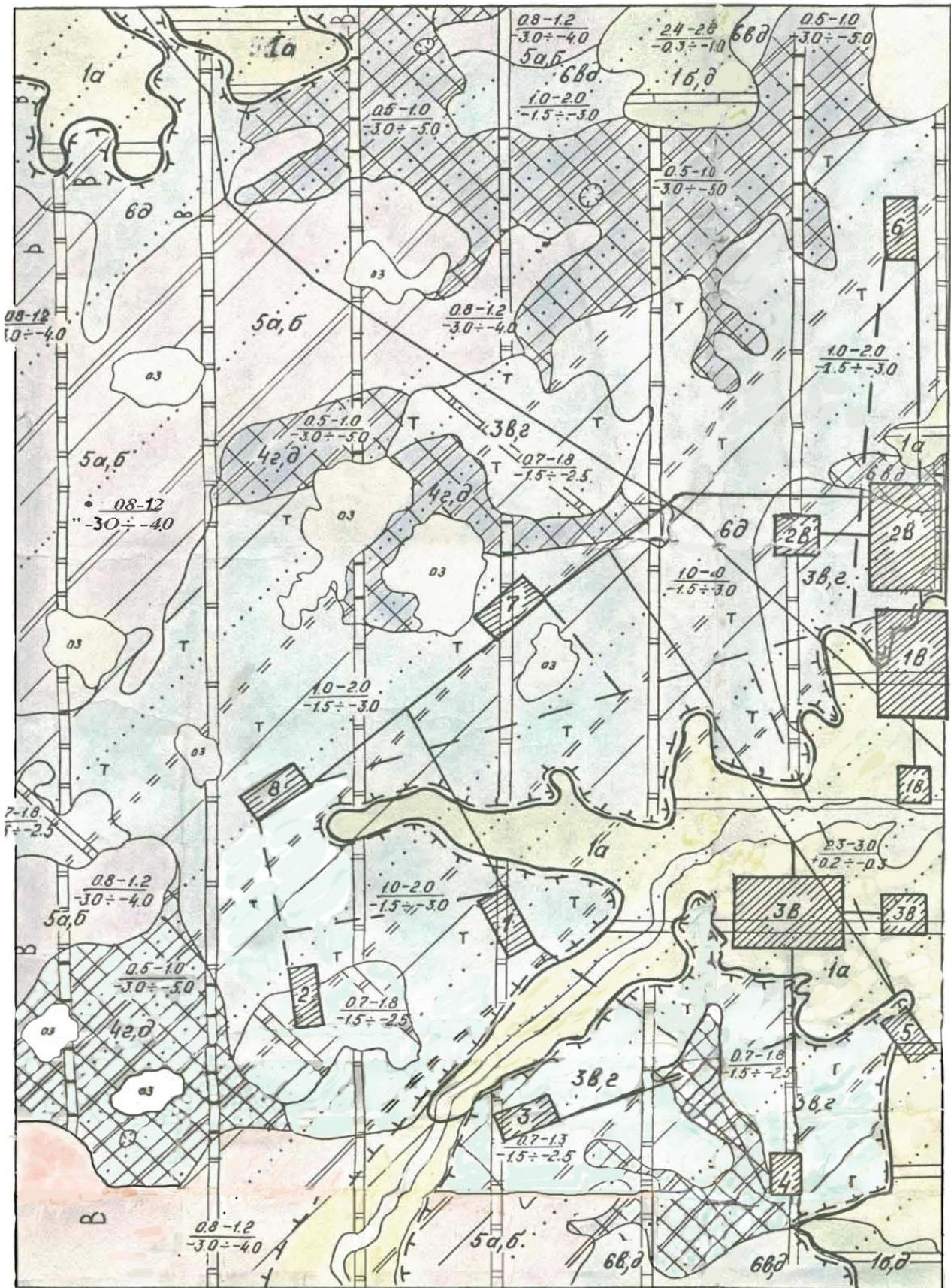
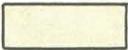
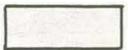


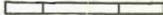
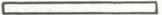
Рис. 5.2. Фрагмент инженерно-геокриологической карты масштаба 1:25000

Условные обозначения

I Среднегодовые температуры грунтов на глубине нулевых годовых амплитуд в естественных условиях

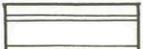
| | | | |
|---|-------------|---|-------------|
|  | 0.2 ÷ -0.3 |  | -3.0 ÷ -4.0 |
|  | -0.3 ÷ -1.0 |  | -3.0 ÷ -5.0 |
|  | -1.5 ÷ -3.0 | | |

II Льдистость грунтов за счет ледяных включений

| | | | | | | | | | |
|---|------|---|---------|---|---------|---|----------|--|----------|
|  | >0.4 |  | 0.2-0.4 |  | 0.1-0.2 |  | 0.03-0.1 |  | 0.0-0.03 |
|---|------|---|---------|---|---------|---|----------|--|----------|

III Литологический состав отложений

а) сезонного слоя (СТС, СМС)

| | | | |
|---|--------|---|----------|
|  | песок |  | суглинок |
|  | супесь |  | торф |

б) обобщенного разреза по участку ниже СТС или СМС

| | | | |
|---|---|---|-----------------------|
|  | песок с прослоями суглинка, реже супеси |  | торф, суглинок, песок |
|  | суглинок, супесь |  | суглинок, глина |

IV Криогенные явления

 площади развития многолетних бугров пучения

 единичные многолетние бугры пучения

 термокарст

 полигональные системы жильных льдов

V Границы и прочие знаки

 граница инженерно-геологических подрайонов

 линии трасс

 граница инженерно-геологических участков

 площадки кустов скважин

 граница сливающихся и несливающихся ММГ

 площадки УКПГ, ВК и номер вариантов

 граница литологическая (в сезонном слое)

5а,б индекс ПТК

$\frac{0.5-1.0}{-3.0 - -5.0}$ В числителе - интервал глубин СТС(СМС)

В знаменателе - интервал среднегодовых температур

Продолжение рис. 5.2. Легенда к инженерно-геокриологической карте масштаба 1:25000

Второй вариант предусматривает размещение площадки в пределах ПТК 3в,г (75 % площади) и ПТК 4г,д (25 %), сложенных мёрзлыми преимущественно глинистыми грунтами. В этом случае использование грунтов по I принципу обеспечивает среднее значение надёжности $P=0,62 \times 0,75 + 0,93 \times 0,25 = 0,69$. Использование грунтов по II принципу в данном случае нецелесообразно, т.к. $P=0$.

Третий вариант предусматривает привязку УКПГ на участке развития, в основном, песчаных талых (50 %) и мёрзлых грунтов в пределах ПТК 1а. В этом случае $P=0,75$ (II принцип) и $P=0,11$ (I принцип).

По устойчивости геокриологической подсистемы ПТК к развитию неблагоприятных криогенных процессов более предпочтительны первый ($P=0,87$) и третий ($P=1,0$) варианты, чем второй ($P=0,37$).

В целом по инженерно-геокриологическим условиям для размещения площадки УКПГ наиболее благоприятен третий вариант с использованием грунтов по II принципу ($P=0,75$).

Так как величина надёжности третьего варианта ниже расчётного уровня ($P=0,95$), то следует оценить целесообразность проведения дополнительных инженерно-геокриологических изысканий на этом варианте размещения УКПГ для увеличения величины P .

Для этого, в первую очередь, следует определить управляющие инженерно-геокриологические параметры и диапазон их значений, обеспечивающих заданную надёжность P_p .

Выполненные исследования показали (см. раздел 1.4), что управляющими параметрами ИГУ при II принципе использования грунтов оснований являются глубина кровли вечномёрзлых грунтов $H_{ВМГ}$ и коэффициенты их оттаивания A_{th} и сжимаемости m . При этом необходимый уровень надёжности по допустимым деформациям в данном примере может быть достигнут при размещении УКПГ либо на участке многолетних таликов с $H_{ВМГ} \geq 10$ м, либо мёрзлых грунтов при $A_{th} \leq 0,0023$ и $m \leq 0,045$ МПа⁻¹ и их предварительном оттаивании до глубины не менее 10 м (рис. 5.3).

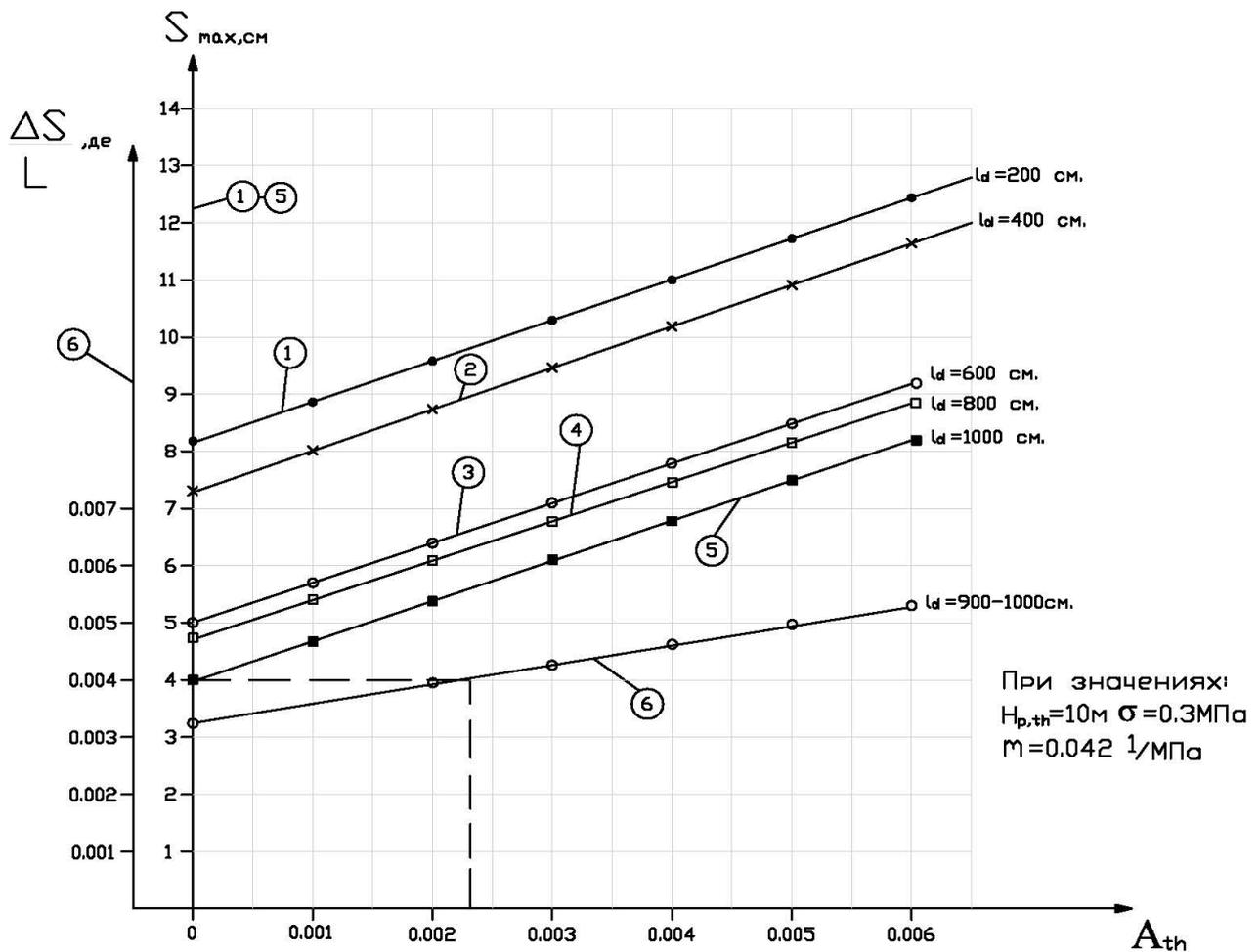


Рис. 5.3. Графики зависимости максимальной осадки S_{max} и относительной разности осадок $\left(\frac{\Delta S}{L}\right)$ от величины коэффициента оттаивания мерзлых грунтов A_{th}

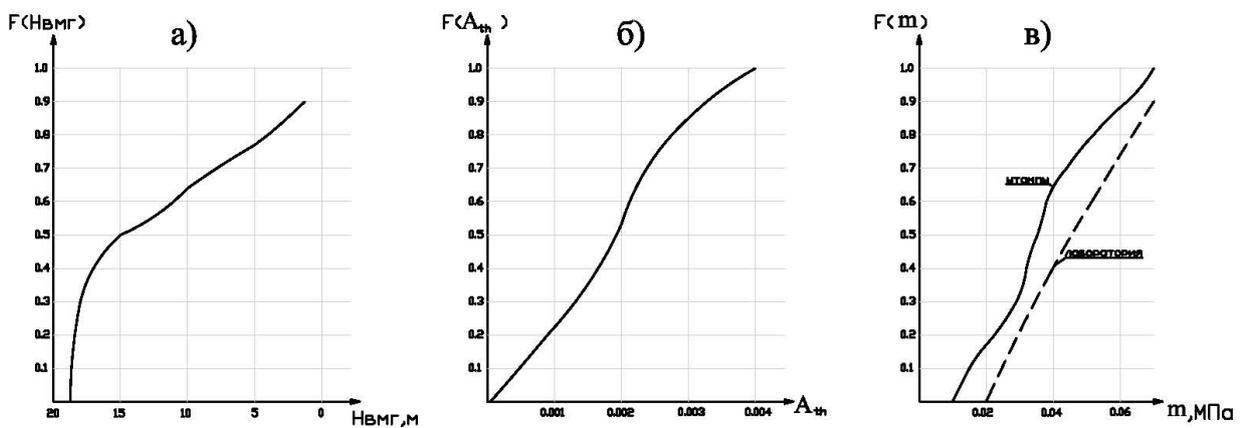


Рис. 5.4. Статистические функции распределения глубины залегания кровли мерзлых грунтов $N_{вмг}$ и значений коэффициентов оттаивания A_{th} и сжимаемости m

Вероятность нахождения таликов ≥ 10 м при дополнительных изысканиях на площадке УКПГ (3 вариант) равна 0,50 (для ПТК 1а характерно равное соотношение мёрзлых и талых грунтов); вероятность определения указанных значений A_{th} и m при проведении испытаний штампом равна 0,65; при лабораторных исследованиях $P(A_{th})=0$, $P(m)=0,60$ (рис. 5.4).

Таким образом, на стадии проект (техно-рабочий проект), в первую очередь, целесообразно выполнить бурение скважин для уточнения распространения мёрзлых и талых грунтов в пределах площадки. Необходимый объём работ, определённый на графике энтропии (рис. 5.5), составляет 15 скважин. Стоимость этих работ в ценах 1991 г. составляет 38 тыс. рублей. Изыскания могут дать экономический эффект (формула 1.7) за счёт исключения предварительного оттаивания мёрзлых грунтов (стоимость 235 000 рублей), если сооружения будут размещены на таликах:

$$\mathcal{E}=235\,000 \times 0,5 - 38\,000=79\,500 \text{ руб.}$$

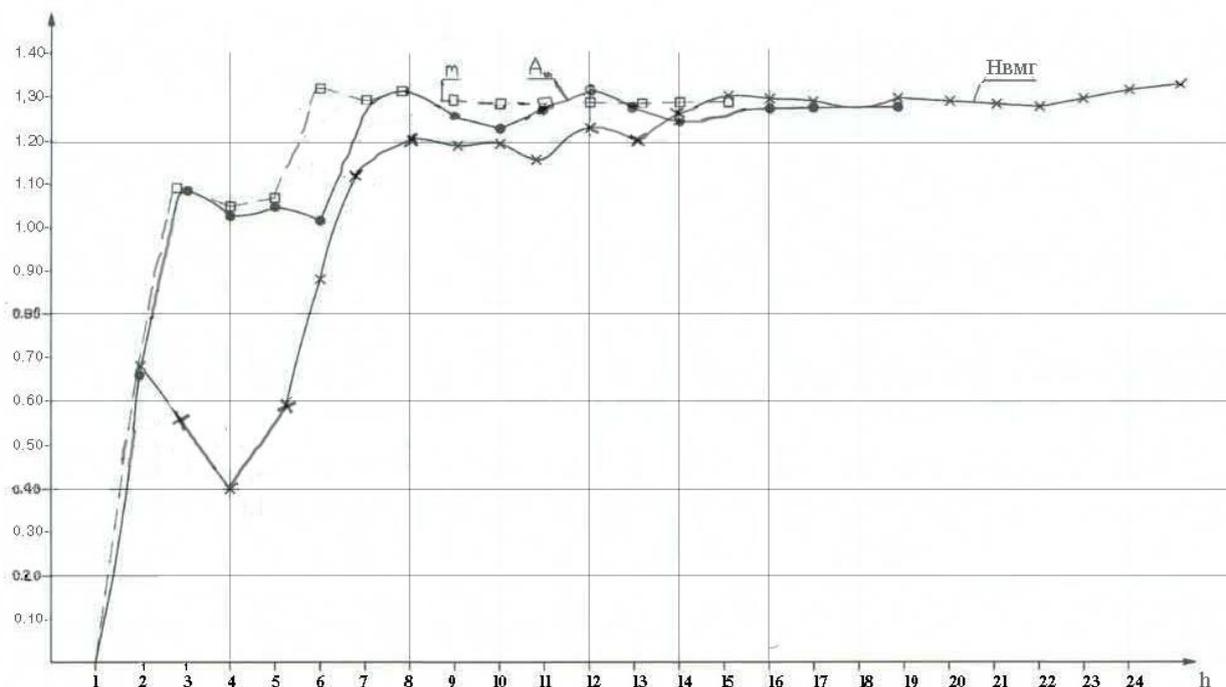


Рис 5.5 Зависимость величины энтропии H от числа измерений глубины залегающих кровли мерзлых грунтов $H_{вмг}$, коэффициентов оттаивания и сжимаемости m

В результате проведения изысканий на площадке УКПГ установлено (рис. 5.6), что 55 % площади занимают участки талых ($H_{\text{ВМГ}} > 15$ м) грунтов, 10% – мёрзлых с $H_{\text{ВМГ}}$ от 10 до 15 м и 35 % – участки мёрзлых грунтов сливающегося типа и несливающегося с $H_{\text{ВМГ}}$ менее 10 м.

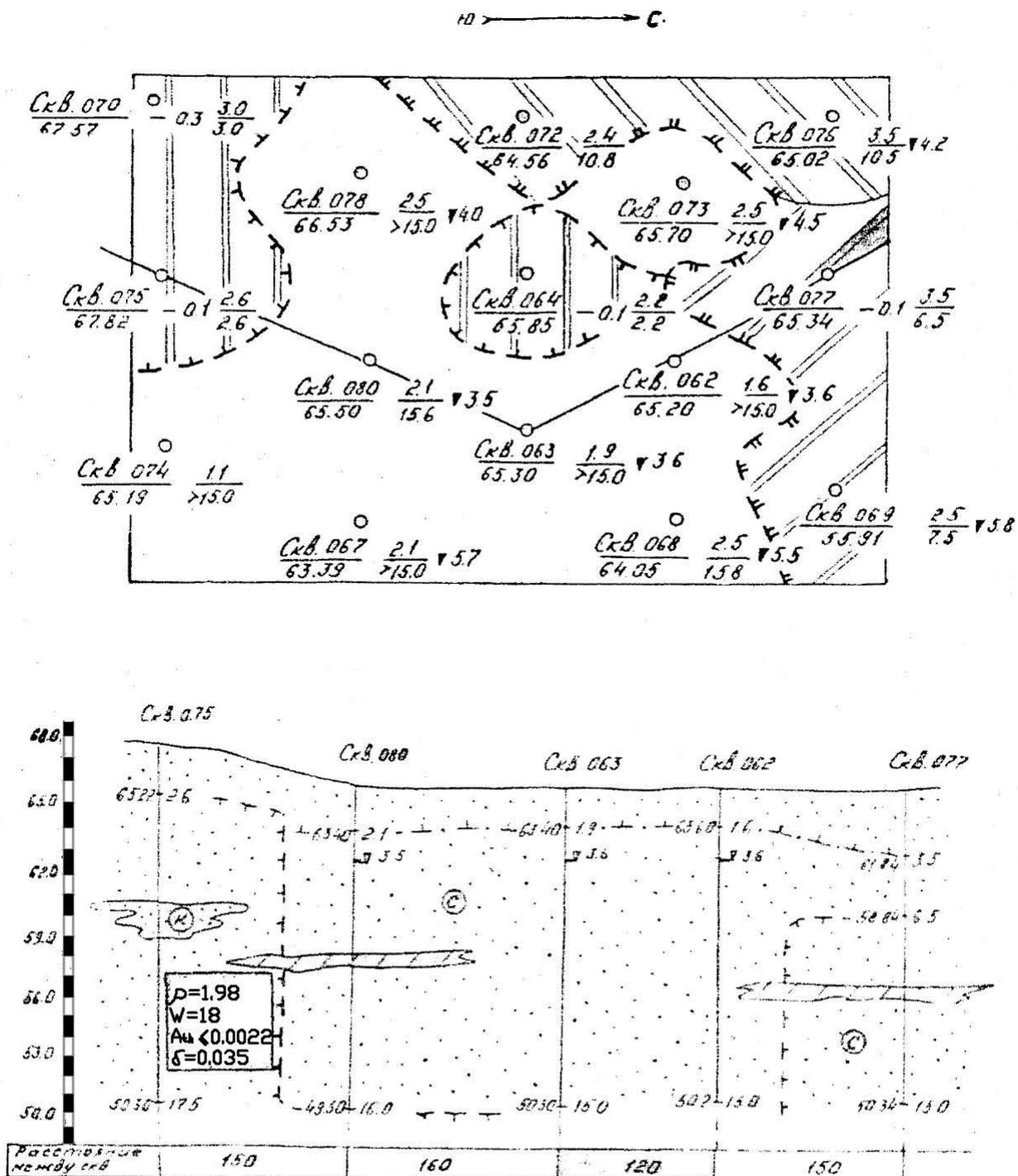


Рис. 5.6. Схематическая инженерно-геокриологическая карта и разрез площадки УКПГ.

При размещении сооружений на участках с залеганием кровли ВМГ более 10 м (65 % площади) обеспечивается требуемый уровень надёжности ($P \approx 1,0$) и дальнейших изысканий для целей повышения P не требуется. В то же время, для сооружений, которые размещаются на участках с кровлей ВМГ менее 10 м, необходимо на стадии рабочей документации выполнить испытания штампом для определения величин A_{th} и m .

Площадка вахтового комплекса (ВК)

Рассмотрим варианты размещения ВК. Так как площадка ВК должна располагаться вблизи (250-300 м) от УКПГ, то исследуются три варианта её размещения (см. рис. 5.2).

При первом варианте ВК располагается в пределах ПТК 1а и надёжность ИГУ: при I принципе использования грунтов составляет 0,25, при II принципе – 0,97.

При втором варианте ВК находится в пределах ПТК 3в,г и $P=1,0$ (I принцип) или $P=0$ (II принцип).

При третьем варианте размещения ВК располагается, как в первом случае, в пределах ПТК 1а и $P=0,25$ (I принцип) и $P=0,97$ (II принцип).

В целом, если рассматривать совместно размещение площадок УКПГ и ВК, то наиболее предпочтительным является третий вариант с использованием грунтов оснований по II принципу. Учитывая, что для площадок ВК в этом случае $P > P_p$, дополнительных изысканий не требуется.

Кустовые площадки газовых скважин (КП)

На размещение кустовых площадок накладывается ограничение по их приуроченности к местоположению газовых скважин, в связи с чем подвижки площадок допускаются в ограниченных пределах (50-100 м). Первоначальный вариант размещения восьми кустовых площадок приведён на рис. 5.2. Он обеспечивает следующие значения надёжности ИГУ:

При использовании грунтов по I принципу для площадок №№ 1, 6-8, расположенных в пределах ПТК бв,д, $R=1,0$; для площадки № 2 (30 % площади – ПТК бв,д, 70 % – ПТК 3в,г) – $R=1,0 \times 0,30 + 0,78 \times 0,70 = 0,85$; для площадки № 3 (ПТК 3в,г) – $R=0,78$; для площадки № 4 (50 % площади – ПТК 4г,д, 50 % – ПТК 3в,г) – $R=1,0 \times 0,50 + 0,78 \times 0,50 = 0,89$; для площадки № 5 (25 % площади – ПТК 3в,г, 75 % – ПТК 1а) – $R=0,78 \times 0,25 + 0,25 \times 0,75 = 0,38$.

При использовании грунтов по II принципу надёжность ИГУ по всем КП, кроме № 5, равна нулю, для площадки № 5 – $R=0,75$.

Повысить надёжность ИГУ для площадок №№ 2, 4, 5 возможно путём частичного их смещения. В этом случае величина надёжности может быть увеличена до $R=1,0$ при размещении КП № 2 в пределах ПТК бв,д (I принцип), КП № 4 в пределах ПТК 4г,д (I принцип) и КП № 5 в пределах ПТК 1а (II принцип).

Повышение надёжности для КП № 3 может быть достигнуто либо при уточнении инженерно-геокриологических условий площадки в результате дополнительных изысканий, либо при изменении конструктивных или технологических параметров сооружения (увеличение глубины заложения фундаментов, применение термостабилизации грунтов и т.д.). Как видно из рис. 5.7 при глубине заложения фундаментов $l_d=800$ см $R=1,0$.

Как показывают расчёты по формуле 1.7, дополнительные изыскания не дают экономического эффекта за счёт уменьшения длины свай с 8 до 6 м:

$$\Delta = 312 \text{руб.} \times 0,66 \times 60 \text{свай} - 2500 \text{руб.} \times 8 \text{скв} = -7645 \text{руб.}$$

Таким образом, для всех площадок газовых скважин надёжность ИГУ геотехнических подсистем обеспечивается без проведения дополнительных инженерных изысканий. В то же время, так как ПТК 3в,г и 4г,д характеризуются недостаточной устойчивостью к развитию термокарста ($R=0,36$ и $R=0,37$ соответственно), то для площадок №№ 3 и 4 необходимо более детальное изучение этого процесса и разработка инженерных мероприятий для его предотвращения или стабилизации.

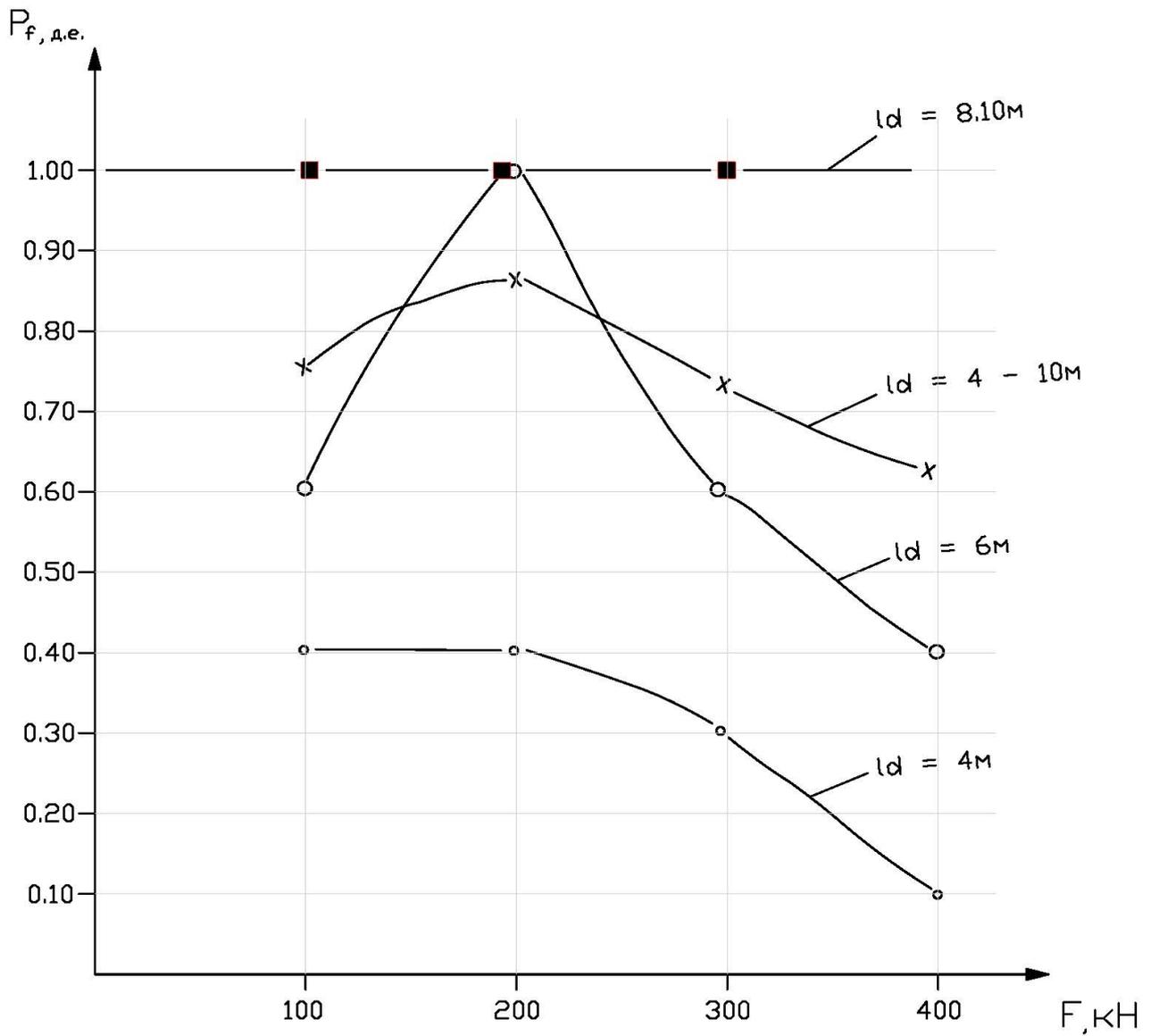


Рис. 5.7. Зависимость величины надёжности основания P_F от значения расчетной нагрузки F при различной глубине заделки свай l_d

5.4. Выбор трасс газопроводов и планирование на них инженерно-геокриологических изысканий

Газопроводы-шлейфы(ГШ)

Рассмотрим два варианта проложения трасс ГШ (рис. 5.2.). Первый вариант предусматривается к площадке УКПГ 2-го варианта (показан пунктиром) и имеет общую протяжённость 14050 м. Второй предусматривается к УКПГ 3-го варианта (показан сплошной линией) и имеет протяжённость 12425 м.

Оценку надёжности ИГУ обоих вариантов будем проводить применительно к надземной прокладке газопроводов (т.к. они обладают значительным тепловыделением) на свайных или поверхностных опорах.

Параметрами, входящими в критерии качества (см. табл. 5.1) являются: для свайных опор – их несущая способность F , касательные силы пучения $F_{\text{пн}}$, силы, удерживающие от выпучивания F_r , деформации S , разность деформаций двух соседних опор ΔS ; для поверхностных опор – F, S , величина пучения $d_{\text{пн}}$ и ΔS . Значения этих параметров для различных ПТК определяем в соответствии со СНиП 2.02.04-88, СНиП 2.02.03-85, СНиП 2.05.06-85* (см. раздел 4.5). Полученные значения надёжности приведены в таблице 5.2.

Анализируя представленные в таблице данные можно сделать следующие выводы:

1. В случае применения свайных опор значения R достигают 0,72 (ПТК 1 б,д) ÷ 0,98-1,0 (ПТК 6в,д и 4г,д). все отказы возникают по пучению опор, по несущей способности отказов нет.
2. Использование поверхностных опор снижает надёжность оснований для большинства ПТК до 0,0-0,6 (ПТК 6в,д; 1а; 1б,д; 5а,б; 4г,д). Только для ПТК 3 в,г величина R достигает 0,80. Большинство отказов поверхностных опор происходит по несущей способности.

Таким образом, в данных инженерно-геокриологических условиях наиболее эффективно применение свайных опор, за исключением ПТК 3в,г, где свайные и поверхностные опоры обеспечивают примерно равную надёжность.

В целом, надёжность двух рассматриваемых вариантов, пересекающих i участков различных ПТК, может оцениваться по среднему значению надёжности P_{cp} , которая определяется по формуле:

$$P_{cp} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \times L_i}{\sum_{i=1}^n L_i} \quad (5.1)$$

где P_{cp} – значение надёжности для i -го участка трассы;

L_i – протяжённость i -го участка трассы.

Величина P_{cp} для первого варианта трасс ГШ при применении свайных и поверхностных опор составляет 0,73, для второго – 0,75. в случае применения только свайных опор P_{cp} равна 0,91 и 0,93, соответственно.

Учитывая, что длина трассы по второму варианту короче на 1625 м ($\approx 12\%$), а P_{cp} выше, предпочтение следует отдать второму варианту.

Дополнительные изыскания по трассам шлейфов при применении свайных опор могут не производиться, так как необходимый уровень надёжности может быть достигнут конструктивным путём, например, при глубине погружения свай $l_d=6$ м $P_{cp}=0,98$, при $l_d=8$ м $P_{cp}=1,0$.

Межпромысловый газовый коллектор (ГК)

Рассмотрим два варианта трассы газового коллектора: первый – по прямой, соединяющий УКПГ, длиной 6000 м; второй – с учётом инженерно-геокриологических условий, длиной 6100 м.

Примем, что подача газа осуществляется без его охлаждения на УКПГ, а газопроводы-шлейфы прокладываются надземно. Тогда в расчётах прочности и деформативности по СНиП 2.05.06-85 температура газа в холодный период года $T_{газа}^{зим}$ может быть принята равной средней температуре воздуха за наиболее холодные сутки (-50 °С), а в тёплый период $T_{газа}^{летн}$ равной абсолютной максимальной температуре воздуха ($+34$ °С).

При теплофизических расчётах глубин оттаивания и промерзания грунтов под газопроводом температура газа $T_{газа}$ принимается в холодный период равной среднезимней температуре воздуха ($-16,6$ °C), в тёплый период – средне-летней температуре воздуха ($+10$ °C), среднегодовая температура газа отрицательна ($-7,7$ °C).

Оценка по прочности газопровода производится по уравнению:

$$|\sigma_{np}| \leq \psi_2 \times R_1 \quad (5.2)$$

где ψ_2 – коэффициент при растягивающих напряжениях ($\sigma_{np} \geq 0$) принимается равным 1, при сжимающих ($\sigma_{np} < 0$) – определяется по формуле 16 СНиП 2.05.06-85*.

$$R_1 = \frac{R_1^H \times m}{K_1 \times K_H} \quad (5.3)$$

где R_1^H – нормативное сопротивление растяжению (сжатию) металла труб и сварных соединений, равное минимальным значениям временного сопротивления на разрыв – 600 МПа;

m – коэффициент условий работы трубопровода, равный 0,75;

K_1 – коэффициент надёжности по материалу, равный 1,34;

K_i – коэффициент надёжности по назначению трубопровода, равный 1,05.

$$R_1 = \frac{600 \times 0,75}{1,34 \times 1,05} = 320,0 \text{ МПа}$$

Оценка по условиям недопущения развития чрезмерных деформаций производится по уравнению:

$$|\sigma_{np}| \leq \psi_3 \times R_2^H \quad (5.4)$$

где ψ_3 – коэффициент при растягивающих напряжениях ($\sigma \geq 0$) равный 1, при сжимающих ($\sigma < 0$) – определяется по формуле 31 СНиП 2.05.06-85*;

R_2^H – нормативное сопротивление растяжению (сжатию) металла труб и сварных соединений, равное минимальному значению предела текучести – 420 МПа.

Максимальные продольные растягивающие напряжения σ_1 (воздействующие, как правило, в зимний период) равны:

$$\sigma_1 = \sigma_T + 0,5\sigma_{кц} + \sigma_\rho + \sigma_{hf} + \sigma_{тр} \quad (5.5)$$

где σ_T – напряжения, связанные с изменениями температуры;

$\sigma_{кц}$ – кольцевые напряжения от давления;

σ_ρ – напряжения от радиуса кривизны;

σ_{hf} – напряжения от пучения грунта;

$\sigma_{тр}$ – напряжения от морозного трещинообразования.

Максимальные продольные сжимающие напряжения σ_2 (возникающие обычно в летний период) равны:

$$\sigma_2 = \sigma_{T,P} - 0,5\sigma_{кц} + \sigma_\rho + \sigma_s \quad (5.6)$$

где $\sigma_{T,P}$ – напряжения, связанные с увеличением длины газопровода при изменении температуры и давления;

σ_s – напряжения от осадки грунта.

Напряжения, связанные с изменением температуры σ_T определяются по формуле:

$$\sigma_T = \alpha \times E (|T_{зим}| + 20 \times b) \quad (5.7)$$

где α – коэффициент линейного расширения металла трубы, равный $1,20 \cdot 10^{-5}$ 1/град;

E – модуль упругости металла, равный $2,1 \cdot 10^5$ МПа;

$T_{зим}$ – наименьшая температура газопровода на данном участке, равная минус 50°C;

b – коэффициент при подземной прокладке, равный 1,0;

$$\sigma_T = 1,2 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 (50 + 20) = 176 \text{ МПа}$$

Кольцевые напряжения от давления $\sigma_{кц}$ для газопровода диаметром 1220 мм с толщиной стенки δ , равной 20 мм, при давлении газа $P=5,5$ МПа определяются по формуле:

$$\sigma_{кц} = \frac{n \times P \times D_e}{2\delta} \quad (5.8)$$

где n – коэффициент перегрузки по давлению, равный 1,1;

D_e – внутренний диаметр газопровода, см;

$$\sigma_{кц} = \frac{1,1 \times 5,5 \times 118}{2 \times 2} = 178,0 \text{ МПа}$$

Напряжения от радиуса кривизны σ_ρ определяются по формуле:

$$\sigma_\rho = \frac{E \times D}{2 \times \rho_y} \quad (5.9)$$

где ρ_y – радиус кривизны газопровода от упругого изгиба, равный 3000 м;

D – внешний диаметр газопровода, см.

$$\sigma_\rho = \frac{2,1 \times 10^5 \times 122}{2 \times 3 \times 10^5} = 42,7 \text{ МПа}$$

Напряжения, связанные с увеличением длины газопровода $\sigma_{T,P}$, определяются по формуле:

$$\sigma_{T,P} = \alpha \times E \times (T_\Delta + 0,008 \times \sigma_{кц}) \quad (5.10)$$

где T_Δ – расчётный перепад температуры, равный сумме наибольшей возможной в процессе эксплуатации газопровода температуре +10 °С, т.е.:

$$T_\Delta = 34 + 10 = 44 \text{ °С.}$$

$$\sigma_{T,P} = 1,2 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times (44 + 0,008 \times 178,0) = 114,5 \text{ МПа}$$

Подставляя в формулы 5.5 и 5.6 для определения σ_1 и σ_2 значения σ_T , $\sigma_{кц}$, σ_ρ , $\sigma_{T,P}$ и используя критериальные соотношения 5.2 и 5.4, получаем следующие критерии надёжности для геокриологических параметров:

По прочности:

а) в холодный период года

$$\sigma_{hf} + \sigma_{mp} \leq 12,3 \text{ МПа}$$

б) в тёплый период года (при $\psi_2=0,60$)

$$\sigma_s \leq 123,8 \text{ МПа}$$

По деформативности:

а) в холодный период года

$$\sigma_{hf} + \sigma_{mp} \leq 25,3 \text{ МПа}$$

б) в тёплый период года (при $\psi_3=0,62$)

$$\sigma_s = 138,8 \text{ МПа}$$

Из полученных критериальных уравнений следует, что по всей трассе прохождения газового коллектора напряжения в трубе, связанные с процессами пучения и морозобойного трещинообразования, не должны превышать 12,3 МПа (по прочности) и 25,3 МПа (по деформативности). В противном случае газопровод будет работать при недопустимых продольных напряжениях, что приведёт к отказу геотехнической подсистемы ПТГ.

В то же время напряжения от осадки грунта допускаются в значительно больших пределах: 123,8 МПа (по прочности) и 138,8 МПа (по деформативности).

Для расчёта величины напряжения от пучения грунтов σ_{hf} может быть использована формула из ВСН 2-26-71:

$$\sigma_{hf} = \frac{W \times h_f \times \sqrt[3]{100E^2}}{D^2} \cdot (70D - 1000) \quad (5.11)$$

где W – коэффициент, учитывающий способ прокладки газопровода, в случае подземной прокладки $W = 1$;

h_f – величина пучения грунта, см, определяется экспериментально;

E – модуль деформации талого грунта, МПа.

Для оценочных расчётов величины пучения h_f может использоваться эмпирическая формула 5.12 (см. Геокриологический прогноз..., 1983):

$$h_f = 0,1d_f - 30 \quad (5.12)$$

где d_f – глубина сезонного промерзания (оттаивания), мм.

Эта же формула может быть использована и для расчёта напряжения от осадки грунта σ_s при подставлении в неё вместо h_f величины осадки S .

Величина осадки мёрзлых грунтов S в данном случае при сезонном их оттаивании под трубой газопровода может быть определена из выражения:

$$S = (A_{th} + m \times p + K_i \times i_i) \times d_{th} \quad (5.13)$$

где A_{th} – коэффициент оттаивания мёрзлого грунта без ледяных включений;

m – коэффициент сжимаемости оттаявших грунтов, МПа⁻¹;

d_{th} – глубина сезонного оттаивания мёрзлых грунтов, см;

p – давление от веса грунта в середине сезонно-талого слоя, МПа;

K_i – коэффициент неполного смыкания макропор;

i_i – льдистость мёрзлого грунта за счёт ледяных включений.

Давление от веса трубы может не учитываться ввиду его малой величины ($\approx 0,003$ МПа).

Напряжения от морозобойного трещинообразования σ_{mp} ориентировочно могут определяться по данным таблицы IV-16 (Геокриологический прогноз..., 1983).

Таблица 5.3.

Результаты оценки ИГУ трассы ГК для ПТК 5а,б

| Характеристика ИГУ | Напряжения от морозобойного трещинообразования $\sigma_{тр}$, МПа | Напряжения от пучения грунтов σ_{hf} , МПа | Напряжения от осадки мёрзлых грунтов при сезонном оттаивании σ_s , МПа | Оценка надёжности Р, д.е. | |
|--|--|---|---|---------------------------|--------------------|
| | | | | по прочности | по деформативности |
| Вечномерзлые грунты сливающегося типа со среднегодовыми температурами $-2,5 \div -4,1^\circ\text{C}$, представленные суглинками, глинами, льдистыми с $i_i=0,3-0,6$. Глубина СТС 1,0-2,1м, грунты СТС суглинки и пески мелкие, пылеватые, водонасыщенные | 10,0 | 13,0 ÷ 32,1 | 15,0 ÷ 44,9 | 0,0 | 0,2 |

В качестве примера в таблице 5.3 приведены результаты проведённых расчётов напряжений от пучения грунтов, морозобойного трещинообразования и осадки сезонно-талых грунтов для ПТК 5а,б. По этим результатам произведена оценка надёжности инженерно-геокриологических условий для прокладки газового коллектора в пределах этого природно-территориального комплекса.

Оценка по устойчивости против всплытия

Устойчивость положения против всплытия определяется по условию:

$$F_{акт} \leq F_{нас} \quad (5.14)$$

где $F_{акт}$ – суммарная расчётная нагрузка, действующая вверх;

$F_{нас}$ – суммарная расчётная нагрузка, действующая вниз.

Учитывая, что для теплового режима газового коллектора на рассматриваемом участке характерна отрицательная среднегодовая температура, в обводнённом состоянии на участках мёрзлых грунтов могут быть только грунты обратной засыпки и сезоннооттаивающие мёрзлые грунты под трубой. При этом

близость мёрзлого водоупора будет приводить к тому, что труба будет вся находиться в водонасыщенном грунте.

На участках обводнённых талых грунтов (выше нижней образующей) труба также будет находиться в водонасыщенном грунте, т.к. наблюдения за газопроводами показывают, что траншея газопровода является дренажной (М.А. Минкин, 2002; Н.Н. Хренов, 2004).

При таких условиях суммарная расчётная нагрузка, действующая вверх $F_{акт}$, определяется по формуле 10 СНиП 2.05.06-85:

$$F_{акт} = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \rho_w \times g \quad (5.15)$$

где D – наружный диаметр газопровода, см;

ρ_w – плотность воды или разжиженного грунта, кг/см³;

g – ускорение свободного падения, равное 981 см/с².

Суммарная расчётная нагрузка, действующая вниз $F_{нас}$, может быть определена по формуле 5.16, приведённой в работе С.Г. Степановой (1988):

$$F_{нас} = P_{тр} + P_{гр.1} + P_{гр.2} - \frac{2c \times (d_3 + \frac{D}{2})}{\cos \varphi} \quad (5.16)$$

где $P_{тр}$ – вес участка трубы длиной 1 м, определяемый по формуле:

$$P_{тр} = \frac{\pi}{4} \times (D^2 - D_в^2) \times \rho_{ст} \quad (5.17)$$

где $\rho_{ст}$ – плотность стали, равная $7,85 \cdot 10^{-3}$ кг/см³;

$P_{гр.1}$ – сила веса грунта призмы выпирания, расположенной в вертикальной проекции трубы, определяемая по формуле 5.18;

$P_{гр.2}$ – сила веса грунта по бокам призмы выпирания за пределами вертикальной проекции трубы, определяемая по формуле 5.19;

$$P_{zp.1} = g \times \left\{ \rho_{sw} \times \left[\left(d_3 - d_w + \frac{D}{2} \right) \times D - \frac{\pi \times D^2}{8} \right] + \rho \times D \times d_w \right\} \quad (5.18)$$

$$P_{zp.2} = g \times \left\{ \rho_{sw} \times \left(d_3 - d_w + \frac{D}{2} \right)^2 + \rho \times \left[\left(d_3 + \frac{D}{2} \right)^2 - \left(d_3 - d_w + \frac{D}{2} \right)^2 \right] \right\} \times tg\varphi \quad (5.19)$$

где ρ_{sw} – плотность грунта с учётом взвешивающего действия воды:

$$\rho_{sw} = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e}, \text{ кг/см}^3;$$

ρ_s – плотность частиц грунта, кг/ см³;

ρ – плотность грунта, кг/ см³;

ρ_w – плотность воды, кг/ см³;

e – коэффициент пористости грунта, кг/ см³;

d_w – глубина уровня грунтовых вод, см;

d_3 – глубина заложения трубы в грунт, см;

c – удельное сцепление грунта, МПа;

φ – угол выпора грунта, соответствующий углу внутреннего трения, град.

Выталкивающая сила $F_{акт}$ на 1 см длины трубопровода составит:

– в песчаных грунтах при наличии водоносного горизонта:

$$F_{акт} = \frac{3,14}{4} \times 122^2 \times 0,001 \times 981 = 114,6 \text{ н/см}$$

– в супесчано-глинистых грунтах с $W > W_L$ для различных ПТК:

$$F_{акт} = \frac{3,14}{4} \times 122^2 \times \rho \times 981 = 114,6 - 160,4 \text{ н/см}$$

где ρ – плотность разжиженного грунта, изменяется от 0,001 до 0,0014 кг/см³.

Вес 1 см трубы (P_{mp}) принимаем равным:

$$P_{mp} = \frac{3,14}{4} \times (122^2 - 118^2) \times 7,85 \times 10^{-3} = 59 \text{ н/см}$$

Характеристики грунтов обратной засыпки траншеи газопровода при расчётах $P_{zp.1}$, $P_{zp.2}$ и $2c \times \left(d_3 + \frac{D}{2} \right)$ примем (см. таблицу 5.4) в соответствии с работой И.Г. Карabanовой и Т.В. Нефёдовой (1985).

Характеристики плотности ρ и прочности c и ϕ в таблице 5.4 определены по формуле:

$$P_t = P - P \times \left(1 - \frac{1}{K_n} \right) \times e^{-nt}$$

где P_t, P – показатели плотности или прочности грунта, соответственно, на момент времени t и в природном залегании, г/см³ или МПа;

K_n – коэффициент, характеризующий изменение плотности или прочности грунта на первоначальный момент после экскавации, равный $\frac{P}{P_0}$;

P_0 – показатель плотности или прочности на момент времени $t=0$, т.е. сразу после экскавации;

n – коэффициент «интенсивности» процессов самоуплотнения или самоупрочнения, 1/год;

t – время от момента экскавации, принимаемое равным 1 году.

Таблица 5.4.

Физико-механические свойства грунтов обратной засыпки
траншеи газового коллектора

| №№ пп | Индекс ПТК | Наименование грунта | Плотность грунта ρ , г/см ³ | Удельное сцепление грунта C , МПа | Угол внутреннего трения грунта φ , град | Примечание | |
|----------|---------------|---|---|--|--|--------------------------|--------------------------|
| | | | | | | K_p | n_p |
| 1 | 1а | Песок мелкий и средней крупно- сти | $\frac{1,75}{1,38}$ | — | $\frac{34}{5}$ | $K_p=1,27$ $K_p=17,2$ | $n_p=0,30$ $n_p=0,80$ |
| 2 | 1б,д | Песок средней крупности | $\frac{1,85}{1,44}$ | — | $\frac{34}{5}$ | — « — | |
| 3 | 3в,г | Суглинок, супесь с включениями органики | $\frac{1,0}{0,89}$ | $\frac{0,009}{0,0014}$ | $\frac{30}{4,5}$ | $K_p=1,23$ $K_p=8,6$ | $n_p=0,15$ $n_p=0,04$ |
| 4 | 4г,д | Суглинок затор- фованный | $\frac{0,80}{0,70}$ | $\frac{0,003}{0,0006}$ | $\frac{24}{3}$ | $K_p=1,26$ $K_p=11,3$ | $n_p=0,11$ $n_p=0,13$ |
| | | Песок мелкий | $\frac{1,65}{1,40}$ | — | $\frac{34}{5}$ | $K_p=1,27$ $K_p=17,2$ | $n_p=0,32$ $n_p=0,08$ |
| 5 | 5а,б | Суглинок | $\frac{1,30}{1,10}$ | $\frac{0,006}{0,0012}$ | $\frac{16}{4}$ | $K_p=1,26$ $K_p=11,3$ | $n_p=0,11$ $n_p=0,13$ |
| 6 | 6в,д | Супесь | $\frac{1,2}{1,07}$ | $\frac{0,008}{0,0012}$ | $\frac{30}{4,5}$ | $K_p=1,13$ $K_p=8,6$ | $n_p=0,15$ $n_p=0,04$ |

Примечания: 1. В числителе характеристики грунтов в естественном залегании, в знаменателе на 1 год после экскавации.

2. K_p и K_p – коэффициенты, характеризующие изменение, соответственно, плотности и прочности грунта после экскавации,

3. n_p и n_p – коэффициенты интенсивности, соответственно, процессов уплотнения или упрочнения во времени после экскавации.

Полученные результаты определения надёжности ИГУ по прочности, деформируемости и устойчивости против всплытия для различных типов ПТК приведены в таблице 5.5.

Как видно из этой таблицы, высокой надёжностью ($P=1,0$) геотехнической подсистемы ГК по прочности и деформативности обладают только ПТК 1а и 1 б,д. Для всех остальных ПТК величина надёжности либо нулевая (по прочности), либо низкая – $0,2\div 0,6$ (по деформативности). Анализ показывает, что низкие величины надёжности связаны с большим напряжением в трубе, обусловленным морозобойным трещинообразованием ($\sigma_{tr}=10-20$ МПа) и пучением грунтов ($\sigma_{hf}=5-50$ МПа).

Таблица 5.5

Значения надёжности инженерно-геокриологических условий
трассы межпромыслового газового коллектора

| Индекс ПТК | Величина надёжности | | |
|------------|---------------------|--------------------|---------------------------------|
| | По прочности | По деформативности | По устойчивости против всплытия |
| 1а | 1,0 | 1,0 | 0,6 |
| 1б,д | 1,0 | 1,0 | 0,4 |
| 3в,г | 0,0 | 0,5 | 1,0 |
| 4г,д | 0,0 | 0,6 | 0,0 |
| 5а,б | 0,0 | 0,2 | 0,6 |
| 6в,д | 0,0 | 0,3 | 1,0 |

По устойчивости против всплытия наибольшая надёжность ($P=1,0$) обеспечивается на ПТК 3в,г и 6 в,д, что связано с преобладанием в геологическом разрезе этих ПТК глинистых грунтов, обеспечивающих лучшую анкерровку грунтов обратной засыпки ($\rho_{зас}=0,8-1,1$ г/см³, $c_{зас}=1,2-1,4\cdot 10^{-3}$ МПа, $\varphi_{зас}=5^0$). Нулевая надёжность характерна для ПТК 4г,д, в разрезе которого преобладают заторфованные суглинки с низкими прочностными свойствами ($\rho_{зас}=0,7$ г/см³, $c_{зас}=0,6\cdot 10^{-3}$ МПа, $\varphi_{зас}=3^0$). Для ПТК, сложенных, в основном, песчаными грунтами (ПТК 1а; 1б,д) значения надёжности составляют 0,40-0,60, при этом на участках мёрзлых грунтов значения $F_{акт}$ превышают $F_{нас}$ ($P=0$), а на талых дренированных участках $F_{акт}=0$ ($P=1,0$).

Оценивая в целом рассмотренные два варианта трассы газового коллектора по средним значениям их надёжности, определённым аналогично трассам шлейфов, можно констатировать, что при заданных технических параметрах газопровода эти значения крайне низки ($P_{cp} \leq 0,1$). Это не позволяет выбрать трассу ГК и проводить его дальнейшее проектирование без дополнительных изысканий, уточняющих ИГУ и, в первую очередь, значения величин пучения грунтов, напряжений от морозобойного трещинообразования (для ПТК 3в,г; 4г,д; 5а,б; и 6в,д) и показателей прочности грунтов обратной засыпки (для ПТК 1а; 1б,д; 4г,д; 5а,б). По результатам этих изысканий должны быть разработаны мероприятия и технические решения по инженерной защите газового коллектора от указанных негативных криогенных процессов и по повышению прочностных характеристик грунтов.

Библиографический список

Глава 1

1. Анисимов А.О., Поляков В.Д., Нельсон Ф.Э. Геокриологическая информационная система Северного полушария и её применение для оценки последствий изменений климата в области вечной мерзлоты. Тезисы международной конференции «Проблемы криологии Земли», Пущино, 1997, с. 299.
2. Бондарик Г.К. Общая теория инженерной (физической) геологии. М., Недра, 1981, 256 с.
3. Бондарик Г.К. Количественные методы инженерно-геологического районирования и типизации территории. В кн.: Теоретические основы инженерной геологии. Механико-математические основы. М., Недра, 1986, с. 234-249.
4. Гарагуля Л.С. Методика прогнозной оценки антропогенных изменений мерзлотных условий. М., МГУ, 1985, 224 с.
5. Гарагуля Л.С., Гордеева Г.И., Шаталова Т.Ю. О допустимых техногенных воздействиях на мерзлотную обстановку. Тезисы докладов: «Инженерно-геологические изыскания в области вечной мерзлоты», Благовещенск, 1986, с. 212-214.
6. Гиличинский Д.А., Барри Р.Г. и другие. Вековая история почвенного климата в России: состояние и перспективы базы данных о температурном режиме почв. В сборнике тезисов докладов конференции «Проблемы криологии Земли», Пущино, 1998, с. 138-139.
7. Гнеденко Б.В., Хинчин А.Я. Элементарное введение в теорию вероятностей. М., Наука, 1976, 168 с.
8. Гречищев С.Е. Оценка экономической полезности и некоторые проблемы использования инженерно-геологической съёмки. ОНТИ-ВИЭМС, М., 1970, 44 с.
9. Гречищев С.Е., Мельников Е.С. Прогноз геокриологических условий в районах Крайнего Севера. Ж-л «Сов. Геология», № 9, 1984, с. 112-116.

10. Дроздов Д.С. Информационно-картографическое моделирование природно-техногенных сред в геокриологии. Автореферат диссертации, Тюмень, 2004, 49 с.
11. Епишин В.К., Трофимов В.Т. Геологическая среда и инженерные сооружения – сложные природно-технические системы. В кн.: Теоретические основы инженерной геологии. Социально-экономические аспекты. Глава 4. М., Недра, 1985, с. 32-45.
12. Ершов Э.Д., Гарагуля Л.С. Основные направления геокриологических исследований на современном этапе. Сб.: «Геокриологические исследования», М., МГУ, 1987, с. 3-17.
13. Загиров Ш.Ш. Основы теории оптимизации инженерно-геологических изысканий. Автореферат диссертации, Лениздат, 1982, 41 с.
14. Инженерная геокриология. Справочное пособие. М., Недра, 1991, 439 с.
15. Коростелев Ю.В., Александров А.А. Атрибутивная база геокриологических данных по природоохраным районам полуострова Ямал. Тезисы докладов международной конференции «Проблемы криологии Земли», Пущино, 1997, с. 288-289.
16. Комаров И.С. Накопление и обработка информации при инженерно-геологических исследованиях. М., Наука, 1972, 296 с.
17. Котлов Ф.В. Изменение геологической среды под влиянием деятельности человека. М., Недра, 1978, 261 с.
18. Кудрявцев В.А., Ершов Э.Д. Классификационная схема приёмов по направленному изменению мерзлотных условий. В кн.: «Мерзлотные исследования», вып. IX, М., МГУ, 1969, с. 155-157.
19. Кульчицкий Г.Б. Надёжность свайных фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях Западной Сибири. ВНИИТАГ, Обзорная информация, вып.1, М 1989, 36 с.
20. Литвин В.М. К принципам инженерно-геологической оценки экзогенных геологических процессов. В сб.: «Инженерная геодинамика и геологическая среда». Новосибирск, 1989, с. 14-24.

21. Мельников Е.С. Научные основы и методы региональных инженерно-геологических исследований равнин криолитозоны (на примере Западной Сибири). Автореферат диссертации, М., 1985, 44 с.
22. Мельников Е.С. Методологические основы эколого-геологического картографирования. Сб. научных трудов: «Методы инженерно-геологической съёмки», М. ВСЕГИНГЕО, 1990, с. 6-11.
23. Мельников Е.С., Гравис Г.Ф., Конченко Л.А., Молчанов Л.С. Карта криогенных физико-геологических процессов России масштаба 1:7500000. В сб. тезисов докладов: «Фундаментальные исследования Криосферы Земли в Арктике и Субарктике», Пушино, 1996, с. 131-133.
24. Мельников Е.С. Минкин М.А. О стратегии разработки электронных геоинформационных систем (ГИС) и баз данных в геокриологии. Ж-л «Криосфера Земли», том 2, № 3, 1998, с. 70-76.
25. Мельников Е.С., Гречищев и другие. Вечная мерзлота и освоение нефтегазоносных районов. М., Геос, 2002, 402 с.
26. Минкин М.А., Пырченко В.А. Планирование исследований свойств мёрзлых грунтов с учетом их влияния на результаты проектных расчётов: Сб. «Современные методы получения и обработки информации при инженерных изысканиях для строительства». М., Наука, 1990, с. 103-118.
27. Минкин М.А. Научные основы инженерно-геокриологических изысканий. Автореферат диссертации. М., 1992, 58 с.
28. Минкин М.А. Инженерно-геокриологический мониторинг как механизм превентивной защиты сооружений от опасных геокриологических процессов. В кн.: «Природные опасности России. Геокриологические опасности». М., изд. «Крук», 2000, с. 295-306.
29. Леухина Л.И., Толстихин О.Н. Природа и научно-техническая революция. М., Недра, 1985, 58 с.
30. Огоноченко В.П. Эффективность инженерно-геологических изысканий в строительстве. Киев, «Знание» УССР, 1980, 20 с.

31. Основы геокриологии. Часть 5. Инженерная геокриология. М., МГУ, 1999, 526 с.
32. Пырченко В.А. Исследование влияния инженерно-геологической информации на результаты проектирования типовых промышленных сооружений. Автореферат диссертации, М., 1987, 21 с.
33. Рац М.В. Оптимизация инженерно-геологических изысканий. В кн.: «Теоретические основы инженерной геологии», глава 8, М., «Недра», 1985, с. 101-111.
34. Ревзон А.Л. Картографирование состояний геотехнических систем. М., Недра, 1992, 223 с.
35. СНиП 2.02.01-83* «Основания зданий и сооружений».
36. СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты».
37. СНиП 2.02.07-85 «Нагрузки и воздействия».
38. СНиП 2.02.04-88 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах».
39. СНиП 11-02-96 «Инженерные изыскания для строительства. Основные положения».
40. СП 11-102-97 «Инженерно-экологические изыскания для строительства».
41. СП 11-105-97 «Инженерно-геологические изыскания для строительства». Части I и IV.
42. СП 50-101-2004 «Основания зданий и сооружений».
43. Соболев И.М. Численные методы Монте-Карло. М., Наука, 1973, 41 с.
44. Трофимов В.Т., Баулин В.В., Зекцер И.С. и другие. Закономерности изменения инженерно-геологических, гидрогеологических и геокриологических условий при интенсивном техногенном воздействии. Сб. научных трудов: «Проблемы рационального использования геологической среды». М., Наука, 1988, с. 37-61.
45. Федеральный закон ФЗ 27.12.2002 № 184 «О техническом регулировании».
46. Хрусталева Л.Н. Об определении объема инженерно-геологических изысканий в районах распространения вечномерзлых грунтов. В сб.: «Геокриологические исследования», М., МГУ, 1986, с. 27-38.

- 47.Хрусталеv Л.Н., Пустовойт Г.П. Вероятностно-статистические расчеты оснований зданий в криолитозоне. Новосибирск, Наука, 1988, 253 с.
- 48.Heginbotton J.A., Brown J., Melnikov E.S., Ferrian O.J. Circumarctic map of permafrost and ground ice conditions, In: Proceedings of 6th Inter. Conf. Permafrost South China University of Technology Press, 2, 1993, 1132-1136.

Глава 2

- 49.Авторское свидетельство SV № 1486589. Способ зондирования грунта. Б.Н.О. № 22, 1989 г. (М.А. Минкин, О.Н. Исаев, Н.А. Шилин).
- 50.Авторское свидетельство SV № 1520184. Устройство для определения несущей способности мерзлого грунта. Б.Н.О. № 41, 1989 г. (М.А. Минкин, А.А. Колесов).
- 51.Авторское свидетельство SV № 1574725. Способ испытания грунта зондированием. Б.Н.О. № 24, 1990 г. (М.А. Минкин, Н.А. Шилин, О.Н. Исаев).
- 52.Алексеева И.П., Торгашев В.В. Натурное определение сил негативного трения. Материалы 2ой конференции геокриологов России, том 4, М., МГУ, 2001, с. 3-99.
- 53.Васильев А.В., Кальбергенов Р.Г. и другие. Лабораторные и полевые нестандартные методы определения деформационных свойств оттаивающих грунтов. Тезисы докладов: «Инж.-геол. изыскания в области вечной мерзлоты», Благовещенск, 1986, с. 97-99.
- 54.Власов В.П. Нагружающее трение оттаивающих грунтов и совершенствование методики его учета при определении несущей способности свай. Автореферат диссертации, М., 1987, 23 с.
- 55.Вялов С.С. Реологические свойства и несущая способность мёрзлых грунтов. М., АН СССР, 1959, 190 стр.
- 56.Вялов С.С. и другие. Прочность и ползучесть мёрзлых грунтов и расчёты лёдогрунтовых ограждений. М., АН СССР, 1962, 215 с.
- 57.Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. М., Высшая школа, 1978, 448 с.

58. Вялов С.С., Миренбург Ю.С. Динамометрический способ испытания свай в грунтах, обладающих свойствами ползучести. Труды НИИоснований, 1982, вып. 7, с. 59-69.
59. Гольдфельд И.З. Интерпретация графика «осадка-нагрузка» по фазам сопротивления грунта основания. Транспортное строительство, 1973, № 7, с. 11-12.
60. ГОСТ 24847-81. «Грунты. Методы полевого определения глубины сезонного промерзания».
61. ГОСТ 25358-82. «Грунты. Методы полевого определения температуры».
62. ГОСТ 5180-84. «Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик».
63. ГОСТ 26262-84 «Грунты. Методы полевого определения глубины сезонного оттаивания».
64. ГОСТ 5686-94 «Грунты. Методы полевых испытаний сваями».
65. ГОСТ 25100-95 «Грунты. Классификация».
66. ГОСТ 12248-96 «Грунты. Методы лабораторного определения прочности и деформируемости».
67. ГОСТ 20276-99 «Грунты. Метод полевого определения характеристик прочности и деформируемости».
68. ГОСТ 19912-2001 «Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием».
69. Гречищев С.Е., Жигульская А.А., Шарбатян А.А. Теоретические и экспериментальные исследования поля температур и напряжений под коническим пенетрометром в мёрзлом грунте. «Тезисы докладов Всесоюзного совещания по мерзлотоведению», М., МГУ, 1970, с. 31-32.
70. Девяткин В.Н., Мельников В.П., Павлов А.В. Экспериментальное изучение погрешностей измерений температур горных пород в неглубоких скважинах. В сб.: «Методика и техника геокриологических исследований». Новосибирск, Наука, 1988, с. 101-109.

71. Дроздов Д.С. Выделение и разграничение геологических тел при среднемасштабном инженерно-геологическом картировании с помощью математических методов. Автореферат диссертации, 1983, 18 с.
72. Ерошенко В.Н., Карлинский М.И. Испытания свай в вечномерзлых грунтах при оттаивании. Ж-л «Транспортное строительство», 1989, № 3, с. 29-31.
73. Золотарь А.И. Определение деформативных характеристик оттаивающих песчаных грунтов. Сб. трудов: «Исследование и расчёт сейсмостойких зданий и их фундаментов на вечномерзлых грунтах». Ленинград, ЛенЗНИИЭП, 1982, с. 125-135.
74. Золотарь А.И. Совершенствование методики определения деформаций оттаивающих оснований. Автореферат диссертации, Л., 1988, 23 с.
75. Исаев О.Н., Волков Ф.Е., Минкин М.А. Определение несущей способности свай в пластично-мерзлых грунтах статическим зондированием. Ж-л «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1987, № 5, с. 17-19.
76. Исаев О.Н. Развитие метода статического зондирования для целей проектирования свайных фундаментов в пластично-мерзлых грунтах. Автореферат диссертации, М., 1989, 24 с.
77. Козлов А.Н. Исследование вопросов инженерно-геологического опробования мерзлых песчано-глинистых пород. Автореферат диссертации, М., 1973, 21 с.
78. Колесов А.А., Лейст В.О., Минкин М.А., Шилин Н.А. Результаты определения осадок оттаивающих вечномерзлых грунтов. Экспресс-информация, серия: Специальные строительные работы, вып.8, 1985, М., ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, с. 24-29.
79. Колесов А.А., Минкин М.А. и др. Исследование несущей способности свай в вечномерзлых грунтах. Экспресс-информация, серия: Специальные строительные работы, М., ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, 1987, вып. 5, с. 12-16.
80. Лапкин Г.И. Испытания вечномерзлых грунтов нагружением горячими штампами. Ж-л «Строительная промышленность», 1936 № 9.

- 81.Лапкин Г.И. Определение осадок вечномёрзлых грунтов при оттаивании их под сооружением. Бюллетень Союзтранспроект, 1939, № 12.
- 82.Лушников В.В., Маренинов И.А. и другие. Исследования деформационных и прочностных характеристик мёрзлых грунтов при оттаивании их в скважинах на объектах Забайкальской ж/д. Отчёт № 02080, УПИ им. Кирова, Свердловск, 1981, 111 с.
- 83.Маренинов И.А. Полевой метод исследования деформационных характеристик оттаивающих грунтов оснований зданий и сооружений. Автореферат диссертации, Свердловск, 1981, 24 с.
- 84.Маренинов И.А., Дерябин Г.Н. Развитие прессиометрического метода испытания оттаивающих грунтов. Тезисы докладов: «Проблемы инженерно-геологических изысканий в криолитозоне». Магадан, 1989, с. 201.
- 85.Минкин М.А. Определение оптимальных размеров образцов при опробовании мёрзлых грунтов слоистой криогенной текстуры. В сб.: «Материалы по проектированию сложных фундаментов и по производству изысканий», вып. 15, М., ЦБНТИ, 1975, с. 3-6.
- 86.Минкин М.А. Особенности опробования мёрзлых грунтов слоистой криогенной текстуры. Сб. тезисов докладов: «Исследование состава, строения и свойств мёрзлых, промерзающих и оттаивающих пород с целью наиболее рационального проектирования и строительства». М., МГУ, 1981, с.7-8.
- 87.Минкин М.А. Опыт статического зондирования мёрзлых грунтов. Сб. тезисов докладов: ««Инженерно-геологические изыскания в области вечной мерзлоты», Благовещенск, 1986, с. 163-164.
- 88.Минкин М.А., Шварев В.В., Исаев О.Н. Оценка длительной прочности мёрзлых грунтов по данным статического зондирования. Экспресс-информация ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, вып. 7, М., 1988, с. 20-25.
- 89.Минкин М.А., Кузнецкин А.И., Шилин Н.А. Полевые методы исследования физико-механических свойств вечномёрзлых грунтов. Ж-л «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1989, № 2, с. 11-14.

90. Минкин М.А., Шейнкман Д.Р. Поведение свай, погружаемых в локально оттаянные грунты, в эксплуатационный период. Сб. научных трудов: Проблемы механики грунтов и инженерного мерзлотоведения. М., Стройиздат, 1990, с. 165-172.
91. Минкин М.А. Статическое зондирование мерзлых засоленных грунтов. Сб. научных трудов ЛенЗНИИЭПа, Лениздат, 1991, с. 35-41.
92. Минкин М.А., Никонов А.И. и другие. Оценка несущей способности свай в засоленных грунтах по результатам испытаний эталонными сваями. Экспресс-информация ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, М., 1991, вып. 7, с. 11-19.
93. Минкин М.А., Шилин Н.А. Способ определения несущей способности свай в мерзлых грунтах. А.С. № 167754844. Бюллетень И.О. № 33, 1991.
94. Минкин М.А., Осадчая Г.Г. Особенности определения температуры и глубины сезонного промерзания и оттаивания грунтов при инженерных изысканиях. Материалы 2-ой конференции геокриологов России, том 4, М., МГУ, 2001, с. 194-201.
95. Миренбург Ю.С. Исследование работы свай и разработка ускоренного метода их испытаний в пластичномёрзлых грунтах. Автореферат диссертации, М., 1980, 25 с.
96. Никонова А.А. Статистическое моделирование на ЭВМ температурного режима промерзающих и оттаивающих горных пород. М., МГУ, 1981, 102 с.
97. Павлов А.В. Теплообмен почвы с атмосферой в северных и умеренных широтах территории СССР. Якутск, Якутское книжное изд-во, 1975.
98. Пономарёв В.Д. Оценка точности лабораторных компрессионных испытаний оттаивающих грунтов. Ж-л «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1984, № 5, с. 24-25.
99. Рац М.В. Исследование неоднородности при инженерно-геологических изысканиях. Автореферат диссертации, М., МГУ, 1971.

100. Сальников П.И., Торгашев В.В. Несущая способность оснований свай на оттаивающих пластично-мерзлых грунтах. Сб.: «Инженерно-геокриологические исследования». Якутск, ИМ СО АН СССР, 1984, с. 42-48.
101. Сорокин В.А., Федосеев Ю.Г. О корреляции результатов штамповых и компрессионных испытаний мерзлых грунтов при оттаивании. Ж-л «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1989, № 4, с. 19.
102. Трофименков Ю.Г., Воробков Л.Н. Полевые методы исследований строительных свойств грунтов. М., Стройиздат, 1981.
103. Трофименков Ю.Г., Минкин М.А., Гвоздик В.И. Определение несущей способности свай в вечномерзлых грунтах статическим зондированием. Ж-л «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1986, № 2, с. 18-20.
104. Трофименков Ю.Г. Статическое зондирование в строительстве. М., ВНИИ-ИНТПИ, 1995, 127 с.
105. Федосов А.Е. Физико-механические процессы в грунтах при их замерзании и оттаивании. Трансжелдориздат, М., 1935.
106. Хрусталева Л.Н., Водолазкин В.М. О достоверности существующих оценок сжимаемости многолетнемерзлых грунтов при оттаивании. Ж-л «Инженерная геология», 1987, № 4, с.86-90.
107. Цеева А.Н. Осадки и несущая способность неоднородных оснований, сложенных оттаявшими полускальными грунтами. Автореферат диссертации, М., 1986, 24 с.
108. Цытович Н.А., Сумгин М.И. Основы механики мерзлых грунтов. М.-Л., АН СССР, 1937.
109. Цытович Н.А. Механика мерзлых грунтов. М., «Высшая школа», 1973, 446 с.
110. Чернядьев В.П. Методика прогноза теплового состояния грунтов. Сб.: «Геокриологический прогноз при строительном освоении территорий». М., Наука, 1987, с. 37-46.
111. Шейнкман Д.Р. О несущей способности свай, погруженных в локально оттаянный грунт, в период эксплуатационного оттаивания. Сборник научных трудов: «Основания и фундаменты жилых и общественных зданий в Северных районах». ЛЕНЗНИИЭП, Ленинград, 1990, с. 46-59.

112. Шушерина Е.П., Жаров А.А. и другие. Зависимость прочности смерзания грунтов при сдвиге от шероховатости поверхности материала. В сборнике: «Инженерное мерзлотоведение», М., Наука, 1979.
113. Fich A.M. The comparison of USSR SNIP and USA Building Codes for design of the foundation on permafrost. Cold Region Science and Technology, 1983, vol/ 8, № 1, p.p. 3-24.
114. Ladanyi B. Use of the static penetration test in frozen soil. // "Canadian geotechnical journal", 1976, Vol. 13 № 2, p.p. 95-100.
115. Ladanyi B. Determination of geotechnical parameters of frozen soil by means of the cone penetration test. // Proceeding of the second European Symposium on penetration testing, Amsterdam, 1982, Vol. 1, p.p. 671-678.
116. Ladanyi B. Use of the cone penetration test for the design of piles in permafrost. // "Journal of Energy Resources Technology", June 1985, Vol. 107, p.p. 183-187.

Глава 3

117. Айдагулов Р.Р., Курочкин С.В., Хорев В.С. О возможности использования компьютерных банков для накопления опыта проектно-изыскательских работ. Сборник тезисов докладов: «Современные проблемы инженерно-геологических и гидрогеологических исследований городов и городов-агломератов». М., Наука, 1987, с. 307-308.
118. Борейко Л.Г., Белявский Г.А., Смирнов Р.А. Автоматизация инженерных изысканий в строительстве. Киев, Будівельник, 1983, 74 с.
119. Геокриология СССР. Западная Сибирь. М., Недра, 454 с.
120. Геохронологические подразделения. Мингео СССР, М., ВИЭМС, 1981.
121. Горбатов В.А., Павлов В.Г., Четвериков В.Н. Логическое управление информационными процессами. М., Энергоатомиздат, 1984, 212 с.
122. ГОСТ 20522-96. «Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний».
123. ГОСТ 21.302-96. «Условные графические обозначения в документах по инженерно-геологическим изысканиям».

124. Гудзенчук Е.В. Диалоговая система накопления и обработки материалов инженерно-геологических исследований. Бюллетень МОИП, отд. геол. М., 1982.
125. Инженерная геология СССР, том I, М., МГУ, 1978.
126. Инженерная геология СССР. Западно-Сибирская и Туранская плиты. М., Недра, 1990, 330 с. (книга 1) и 334 с. (книга 2).
127. Курочкин С.В., Минкин М.А. Об одном подходе к разработке баз инженерно-геологических данных. Сб.: «Проблемы и перспективы математизации и компьютеризации геологии». М., Наука, 1989, с. 56-65.
128. Ландшафты криолитозоны Западно-Сибирской нефтегазоносной провинции. М., Новосибирск, Наука, 1983, 165 с.
129. Минкин М.А. Основные принципы создания подсистемы САПР «Банк инженерно-геологических данных». // Экспресс-информация Минмонтажспецстроя СССР, вып. 12, 1985, с. 24-28.
130. Минкин М.А., Суворин А.В. Опыт создания и использования автоматизированных банков инженерно-геокриологических данных. Тезисы докладов: «Проблемы инженерно-геологических изысканий в криолитозоне». Магадан, 1989, с. 205-207.
131. Минкин М.А., Александров А.А. и другие. Опыт разработки и использования баз геокриологических данных в системах автоматизированного проектирования. Ж-л «Криосфера Земли», 1998, т. II, № 3, с.77-82.
132. Рац М.В. Автоматизация проектно-изыскательских работ: состояние и перспективы. Ж-л «Проектирование и инженерные изыскания», 1988, № 1, с. 30-33.
133. СНиП 10-01-94. «Система нормативных документов в строительстве».
134. Экзарян В.И. Особенность разработки и структура автоматизированных информационно-поисковых систем в инженерной геологии. Ж-л «Известия высших учебных заведений», серия геол. и разведка, 1983, № 3, с. 65-69.

Глава 4

135. Бакстер Д. Продолжительность растопления плит и цилиндров. Ж-л «Теплопередача», 1962, № 2, с. 55-65.
136. Бронфенбрер Л.Е. Прогнозирование температурных полей в грунте методом стохастического моделирования. В сб. тезисов докладов: «Геокриологический прогноз при строительном освоении территории». М., 1985, с. 8-10.
137. Будаков Б.М., Васильев Ф.Н. и другие. Разностные методы решения некоторых краевых задач типа Стефана. Сб.: «Численные методы в газовой динамике». Тр. ВЦ МГУ, МГУ, 1965.
138. Будаков Б.М., Успенский А.Б. Решение задач типа Стефана. М., МГУ, 1972, 186 с.
139. Бучко Н.А. Алгоритм численного решения двумерной задачи Стефана энтальпийным методом по трёхслойной схеме. Ж-л «Холодильная и криогенная техника и технология», Лениздат, ЛИХП, 1975, с. 142-154.
140. Бучко Н.А. Исследование нестационарного теплообмена при использовании холода в строительстве. Автореферат диссертации, Ленинград, 1977, 53 с.
141. Ваничев А.П. Приближённый метод решения задач теплопроводности при переменных касательных. Ж-л «Известия АН СССР, отд. технических наук», № 12, 1946.
142. Горбачёва В.М. Влияние застройки на радиационный и метеорологический режим территорий в условиях Крайнего Севера (на примере Воркутинского района). Автореферат диссертации, Воркута, 1972.
143. Гречищев С.Е. К методике расчёта параметров криогенного растрескивания в грунтах. Сб.: «Криогенные процессы», М., Наука, 1978, с. 74-100.
144. Гречищев С.Е., Чистотин Л.В., Шур Ю.Л. Криогенные физико-геологические процессы и их прогноз. М., Недра, 1980. 383 с.
145. Григорян С.С., Красс М.С. и другие. Количественная теория геокриологического прогноза. М., МГУ, 1987, 266 с.

146. Даниэлян Ю.С., Яницкий П.А. Численное исследование процесса намораживания льда на поверхности термосваи. Сб.: «Геокриологический прогноз при строительном освоении территории». М., Изд. «Наука», 1987, с. 95-100.
147. Данько В.К. Закономерности развития термоэрозионных процессов севера Западной Сибири. Автореферат диссертации, М., 1982, 28 с.
148. Демин И.И. Комплекс программ для решения задач инженерной геокриологии при проектировании грунтовых плотин на вечномёрзлых основаниях. Мат-лы конференции: «Инженерное мерзлотоведение в гидротехническом строительстве», Ленинград, Энергоатомиздат, 1984, с. 34-38.
149. Демченко Р.Я. Расчёты оттаивания и промерзания в основаниях зданий на вечномёрзлых грунтах. Якутск, Ин-т мерзлотоведения СО АН СССР, 1986, 88 с.
150. Дубина М.М., Коновалов В.В. и другие. Моделирование термомеханического взаимодействия инженерных сооружений с грунтами. Новосибирск, Наука, 1996, 136 с.
151. Емельянов Н.В., Пустовойт Г.П. и другие. Программа расчёта теплового взаимодействия инженерных сооружений с вечномёрзлыми грунтами WARM. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ № 940281, 1994.
152. Ершов Э.Д., Малиновский Д.В. и др. Термоэрозия дисперсных пород. М., МГУ, 1982, 193 с.
153. Жигарев Л.А. Термоденудационные процессы и деформационное поведение протаивающих грунтов. М., Наука, 1975, 109 с.
154. Каменомостская С.Л. О задаче Стефана. Математический сборник, т. 53/95, №4, 1961.
155. Кроник Я.А. Термомеханическая энтальпийная модель промерзающих, оттаивающих и мёрзлых грунтов. Тезисы докладов: «Исследование состава, строения и свойств мёрзлых, промерзающих и оттаивающих пород». М., МГУ, 1981, с.161-163.

156. Кроник Я.А. Термомеханическая модель мёрзлых грунтов и криогенных процессов. В кн.: «Реология грунтов и инженерное мерзлотоведение», М., 1982, с. 200-212.
157. Кроник Я.А., Демин И.И. Расчёты температурных полей и напряжённо-деформированного состояния грунтовых сооружений методом конечных элементов. Учебное пособие, МИСИ им. В.В. Куйбышева, М., 1982, 102 с.
158. Лукьянов В.С., Головкин М.Д. Расчёт глубины промерзания грунтов. М., Трансжелдориздат, 1957.
159. Малиновский Д.В. Размываемость мерзлых пород и методика её изучения при мерзлотно-инженерно-геологических исследованиях. Автореферат диссертации. М., 1980, 22 с.
160. Марчук Г.И. Методы вычислительной математики. М., Наука, 1972, с. 352-462.
161. Меламед В.Г. Тепло- и массообмен в горных породах при фазовых переходах. М., Наука, 1980, 228 с.
162. Минкин М.А. Прогнозирование температурного режима грунтов основания Вилуйского сажевого завода с помощью ЭВМ. Сб.: «Мерзлотные исследования», вып. IX, МГУ, 1969.
163. Минкин М.А., Леонов П.В., Суворин А.В. Прогнозирование изменений мерзлотных условий при строительстве с применением ЭВМ. Тезисы докладов Всесоюзного совещания по мерзлотоведению. М., МГУ, 1970.
164. Минкин М.А. Методика прогнозирования изменений мерзлотных условий при изысканиях трасс магистральных газопроводов. В сб. «Материалы по проектированию оснований и по производству изысканий», вып. 12, М., ЦБНТИ, 1972.
165. Детальные мерзлотно-геологические исследования трасс газопроводов (методика съёмки, обработки полевой информации и прогноза с использованием ЭВМ). Автореферат диссертации, М., 1975.
166. Минкин М.А. Математическое моделирование тепловых процессов при геокриологическом прогнозе. В кн.: «Геокриологический прогноз при строительном освоении территории». М., Наука, 1987, с. 46-57.

167. Минкин М.А., Дмитриева С.П. и другие. Геокриологический прогноз для объектов обустройства Заполярного газоконденсатного месторождения. Сб. «Материалы первой конференции геокриологов России», М., МГУ, 1996, с. 89-101.
168. Никонова А.А. Статистическое моделирование на ЭВМ температурного режима промерзающих и оттаивающих горных пород. М., МГУ, 1981, 102 с.
169. Орел О.П., Шугаева Р.Т. Учёт фазового превращения влаги при исследовании нестационарных полей с помощью ЭЦВМ. Труды V совещания по обмену опытом в строительстве в суровых климатических условиях, т. VIII, вып. 1, Красноярск, 1968.
170. Орлов В.О. Оценка общей величины деформаций пучения. В кн.: «Деформации и напряжения в промерзающих и оттаивающих грунтах», М., МГУ, 1985, с. 91-101.
171. Основы геокриологии. Ч. 5. Инженерная геокриология. М., МГУ, 1999, 526 с.
172. Павлов А.В. Теплообмен почвы с атмосферой в северных и умеренных широтах территории СССР. Якутск, Якутское книжное изд-во, 1975.
173. Палькин Ю.С. Численное решение задач типа Стефана для систем «атмосфера – грунт – сооружение». Доклады и сообщения ко II Международной конференции по мерзлотоведению, вып. 7, Якутск, 1973, с. 255-258.
174. Пассек В.В. Теория и опыт управления тепловым состоянием вечномёрзлых грунтов в основании мостов на железных и автомобильных дорогах. В сб. «Материалы первой конференции геокриологов России», М., МГУ, 1996, с. 151-158.
175. Плотников А.А. Расчёт температурного режима оснований. Ж-л «Энергетическое строительство», М., 1978, № 8, с. 70-73.
176. Ривкин Ф.М. Наледообразование и его прогноз при строительстве и эксплуатации трубопроводов (на примере северо-восточной части Западной Сибири и Енисейского Севера). Автореферат диссертации, М., 1990, 23 с.;

177. РСН 67-87 «Инженерные изыскания для строительства. Составление прогноза изменений температурного режима вечномерзлых грунтов численными методами».
178. Рудых О.Л. Расчёт температурного поля в транспортных сооружениях методом конечных элементов. Уч. пособие. Хабаровск, ХаБИИЖТ, 1986, 94с.
179. Самарский А.А. Введение в теорию разностных схем. М., Наука, 1971, с. 185-219, 356-443.
180. Самарский А.А., Николаев Е.С. Методы решения сеточных уравнений. М., Наука, 1978, 589 с.
181. Самарский А.А. Теория разностных схем. М., Наука, 1989, 616 с.
182. Соболев И.М. Численные методы Монте-Карло. М., Наука, 1973.
183. Тихонов А.Н., Самарский А.А. Уравнения математической физики. М., Наука, 1966.
184. Фельдман Г.М. Термокарст и вечная мерзлота. Новосибирск, «Наука». 1984, 261 с.
185. Хрусталёв Л.Н. Численные методы решения задачи промерзания-протаивания грунта. Ж-л «Известия Сибирского отд. АН СССР, серия техн. наук, вып. 2, № 6, 1966, с. 148-154.
186. Хрусталева Л.Н., Пустовойт Г.П. Вероятностно-статистические расчеты оснований зданий в криолитозоне. Новосибирск, Изд. «Наука», 1988, 253 с.
187. Чернядьев В.П. Исследование динамики сезонного и многолетнего промерзания-протаивания в условиях Западной Сибири. М., Стройиздат, 1970, тр. ПНИИИС, т. 1, с. 6-81.
188. Чижов Г.Б. Вопросы теории замораживания пищевых продуктов. Пищепромиздат, М., 1956.
189. Шамсупдар Н., Спэрроу Е. Применение метода энтальпии к анализу многомерной задачи теплопроводности при наличии фазового перехода. Ж-л «Теплопередача», 1975, № 3, с. 14-23.

190. Школьникова Е.Ф. Процессы теплообмена в пищевых продуктах при их замораживании. Тр. Ленинградского ин-та холодильной промышленности, т. IV, М., 1953.
191. Шур Ю.Л. Термокарст. М. Недра, 1977.
192. Яненко Н.Н. Метод дробных шагов для решения задач математической физики. Новосибирск, Наука, 1967, 283 с.

Глава 5

193. Вечная мерзлота и освоение нефтегазоносных районов. Коллектив авторов, М., Геос, 2002, 402 с.
194. ВСН 2-26-71 «Инструкция по проектированию трубопроводов с компенсацией продольной деформации». М., Мингазпром СССР, 1971.
195. Геокриологический прогноз для Западно-Сибирской газоносной провинции (под ред. С.Е. Гречищева). Новосибирск, Наука, 1983, 198 с.
196. Геокриология СССР. Западная Сибирь. Под ред. Э.Д. Ершова. М., Недра, 1989, 454 с.
197. Геокриологические условия Западно-Сибирской газоносной провинции (Отв. Редактор Е.С. Мельников). Новосибирск, Наука, 1983, 198 с.
198. Дроздов Д.С. Выделение и разграничение геологических тел при среднемасштабном инженерно-геологическом картировании с помощью математических методов (на примере Севера Западной Сибири). Автореферат диссертации, М., ВСЕГИНГЕО, 1983, 18 с.
199. Инженерная геология СССР. Западно-Сибирская и Туранская плиты. М., Недра, 1990, 330 с. (книга 1) и 334 с. (книга 2).
200. Коробанова И.Г., Нефёдова Т.В. Научно-технический отчёт: «Провести исследования инженерно-геологических особенностей дисперсных грунтов нефтегазоносных районов Западной Сибири и разработать рекомендации по рациональному использованию геологической среды». М., ПНИИИС, 1985.

201. Кюнтцель В.В. Анализ связи ландшафтных индикаторов с компонентами инженерно-геологических условий. Ж-л «Инженерная геология», 1986, № 5, с. 118-121.
202. Мельников Е.С. Научные основы и методы региональных инженерно-геологических исследований равнин криолитозоны (на примере Западной Сибири). Автореферат диссертации, М., 1985, 44с.
203. Методическое руководство по инженерно-геологической съёмке в масштабе 1:200 000 (1:100 000 – 1:500 000). М., Недра, 1978, 392 с.
204. Методика мерзлотной съёмки. Под ред. В.А. Кудрявцева, М., МГУ, 1979, 358 с.
205. Минкин М.А. Особенности крупномасштабного мерзлотно-инженерно-геологического картирования. Тезисы докладов: «Состояние и перспективы инженерно-геологического картирования и съёмки», ВСЕГИНГЕО, М., 1983, с. 54-55.
206. Минкин М.А. Трубопроводы. В кн: «Вечная мерзлота и освоение нефтегазоносных районов», М., изд. «Геос», 2002, с. 228-268.
207. СНиП 2.05.06-85* «Магистральные трубопроводы».
208. Степанова С.Г. Влияние изменения инженерно-геокриологических условий на устойчивость трубопроводов (на примере Севера Западной Сибири). Автореферат диссертации, М., 1988, 16 с.
209. Хренов Н.Н. Основы комплексной диагностики северных трубопроводов. Наземные исследования. М., Газоилпресс, 2005, 608 с.