

ФИЗИКО-ХИМИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ ВО ЛЬДУ И МЕРЗЛЫХ ПОРОДАХ

УДК 551.328.2

МЕТОДЫ РАСЧЕТА ДЕФОРМАЦИЙ ИНЖЕНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ,
ВЫЗВАННЫХ ПУЧЕНИЕМ ПОРОД ПРОМЕРЗАЮЩЕГО СЛОЯ

Я.Б. Горелик

Институт криосферы Земли СО РАН, 625000, Тюмень, а/я 1230, Россия, gorelik@ikz.ru

Предложен метод расчета совместных деформаций промерзающего слоя и взаимодействующих с ним элементов конструкций. Основу метода составляют уравнения баланса тепла, массы воды и массы скелета на фронте промерзания, а также связь между глубиной промерзания и положением границ промерзающего слоя. Система уравнений является замкнутой, если известен поток влаги к фронту промерзания как функция действующих нагрузок и условий промерзания. Показано, что для определения функции потока влаги могут быть использованы известные теоретические схемы влагонакопления в промерзающих грунтах. Приведены результаты расчета деформаций поверхностного фундамента предлагаемым способом и показано, что они согласуются с известными данными натурных испытаний таких конструкций. Охарактеризованы основные элементы расчета деформаций охлаждаемого трубопровода данным методом.

Промерзающий слой, фронт промерзания, нагрузки, поток влаги, льдонакопление, деформации

ON THE CALCULATION METHODS OF THE ENGINEERING CONSTRUCTION DISPLACEMENTS
CAUSED BY FREEZING LAYER FROST HEAVE PROCESS

J.B. Gorelik

Earth Cryosphere Institute, SB RAS, 625000, Tyumen, P/O box 1230, Russia, gorelik@ikz.ru

The calculation method of joint deformations of freezing layer and interacting construction elements is proposed. The balance equations of heat, mass of the water, mass of the skeleton at the freezing front as well as the relationship between the freezing depth and the boundary positions of the freezing layer make up the basis of the method. The system of equations is closed if water flow to the freezing front is known as a function of acting loadings and other conditions of the freezing process. It is shown that for the definition of water flow function the known theoretical schemes of ice accumulation may be used. The calculation results of the deformations of the surface foundations are presented and it is demonstrated that they correspond to the known experimental data on full-scale tests. The main elements of the calculation scheme of the chilled pipeline deformations are characterized in this paper.

Freezing layer, freezing front, loading, water flow, ice accumulation, deformations

ВВЕДЕНИЕ

На сегодняшний день в понимании природы явления морозного пучения грунтов достигнуты значительные успехи. На уровне лабораторного образца вполне удовлетворительно описываются важнейшие характеристики этого процесса: потоки влаги, параметры льдонакопления, деформации образца и изменение сил пучения с глубиной промерзания. Однако попытки применить эти знания для описания поведения элементов конструкций в промерзающих грунтах встречают серьезные трудности. Например, фактические данные показывают, что силы пучения для свай [Орлов, 1962] и поверхностных фундаментов [Сажин и др., 1984] растут с глубиной промерзания, а для образца –

падают [Radd, Oertle, 1973]. Этот и другие примеры показывают, что в натуральных условиях действуют важные дополнительные факторы (или фактор), без внимательного рассмотрения которых невозможно создать адекватные методы и методики расчета поведения элементов конструкций в пучинистых грунтах. Такая методика отсутствует, например, в части расчета нормальных сил пучения фундаментов [СНУП 2.02.04-88, 1990] и в части воздействия промерзающего грунта на трубопроводные системы [СНУП 2.05.06-85, 1997]. Их отсутствие в важнейших нормативных документах по строительству в мерзлых и промерзающих грунтах снижает качество проектирования и уве-

личивает риски негативных экологических и технических последствий при строительстве и эксплуатации сооружений.

Вопрос о расчете силового воздействия промерзающего грунта на элементы сооружений и связанных с этим деформаций является одним из самых сложных в инженерном мерзлотоведении. Это обусловлено сопряженным характером процесса деформирования с процессами теплопереноса и льдонакопления. Существующие методики можно условно разделить на эмпирические (в достаточно высокой степени) и модельно-теоретические. К первым, в частности, можно отнести “Рекомендации по проектированию и расчету...” [1985]. Основным недостатком эмпирических методов является неопределенность границ их применимости.

Обзор существующих модельно-теоретических методов приводится в ряде работ [Гречищев и др., 1980; Горелик, Колунин, 2002; Комаров, 2003]. К несомненным достоинствам этих методов относится вносимое каждым из них определенное понимание природы процесса. Общий их недостаток – описание процесса влагопереноса и деформирования только для лабораторного образца. Основной проблемой этих методов является установление адекватности модельных представлений реальному процессу. Вместе с тем среди модельно-теоретических методов должны быть отобраны лишь те, которые способны учитывать действие внешней нагрузки как одного из важнейших факторов, влияющих на характер льдовыделения в промерзающем грунте и на деформирование последнего. Теоретическая модель О’Нейлла–Миллера

ра [O’Neill, Miller, 1985] является, по-видимому, наиболее обоснованной среди таких моделей. Ее подробное описание приведено в работе [Горелик, Колунин, 2002]. Наиболее приспособленным для расчетов является квазистационарный вариант схемы О’Нейлла–Миллера, разработанный авторами этой монографии. Попытка ее применения для расчета деформаций поверхностного фундамента предпринята в [Gorelik et al., 1997], однако ее использование в исходном виде вызывает серьезные трудности в связи с параллельным расчетом большого количества шпиров. В настоящей работе рассматривается модифицированный способ расчета, который свободен от этого недостатка.

ОСНОВНАЯ СИСТЕМА УРАВНЕНИЙ

Вначале обсудим основные положения расчетной схемы О’Нейлла–Миллера для ограниченного образца (рис. 1, а). Рассматривается рост отдельного горизонтального шпиря на заданной глубине H , а также условия окончания его роста и начала образования нового шпиря. Рост шпиря обусловлен притоком влаги к его нижней границе и последующим ее замерзанием на этой границе. Поток влаги вызывается действием поверхностных сил на контакте льда и минеральных частиц. Образец промерзает сверху при постоянной температуре на верхней поверхности $t_3 < 0^\circ\text{C}$, на его нижней поверхности задана положительная температура $t_0 > 0^\circ\text{C}$. Нижняя поверхность образца контактирует с источником влаги (водоемом), находящемся при атмосферном давлении. К верхней поверхности может быть приложена внешняя нагрузка, которая вместе с давлением веса грунта,

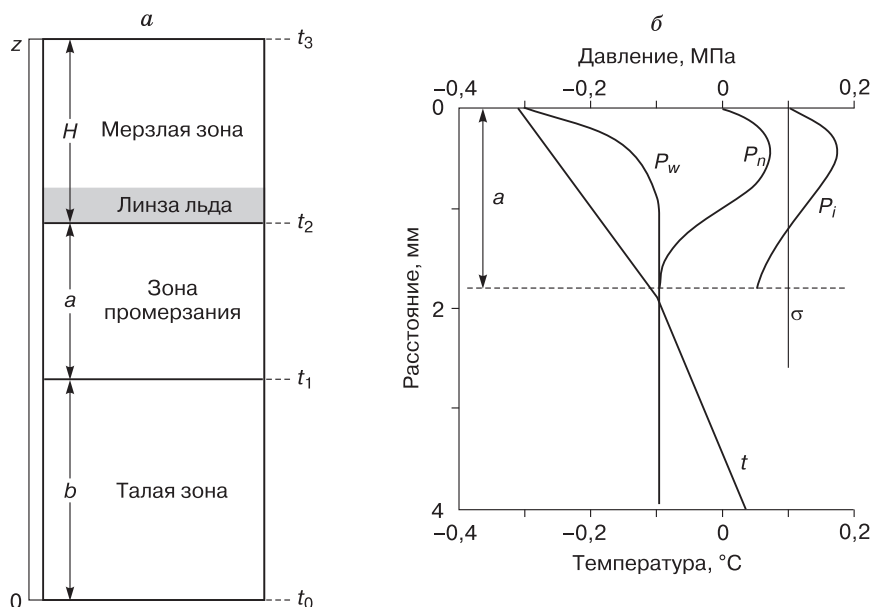


Рис. 1. Схема промерзания лабораторного образца:

а – внутренняя макроструктура; б – распределение давлений в компонентах грунта вдоль зоны промерзания.

перекрывающего растущий шпир, полностью передается на его основание. Внутри образца выделяются три зоны: мерзлая зона (включающая растущий на нижней границе шпир); зона промерзания; талая зона. Протяженность каждой зоны и значения температур на их границах приведены на рис. 1, а. Предполагается, что в любой из этих зон скелет грунта является недеформируемым при сжимающих нагрузках, но не обладает прочностью на разрыв. Талая зона включает минеральные частицы и воду, которая мигрирует, преодолевая гидравлическое сопротивление среды. В этой зоне скелет неподвижен относительно стенок кассеты, содержащей образец грунта. Отметим также, что вместо температуры t_0 со стороны талой зоны на границе с зоной промерзания может быть задан градиент температуры $G(H)$, который, вообще говоря, является функцией глубины промерзания.

Мерзлая зона представляет собой последовательность горизонтальных прослоек двух типов: грунта массивной текстуры и шпиров льда, образовавшихся в предшествующие периоды времени. Хотя в каждом участке этой зоны содержится определенное количество незамерзшей воды, соответствующее локальной отрицательной температуре грунта, перераспределения компонентов внутри нее не происходит. Эта зона как целое поднимается с определенной скоростью относительно стенок кассеты (и относительно скелета грунта в талой зоне) вместе с растущим ледяным шпиром, который перекрывает все поперечное сечение образца и непроницаем для жидкой влаги.

Зона промерзания включает частицы скелета, воду и внутриспоровый лед, который представляет собой связное недеформируемое тело сложной конфигурации, соединенное в верхней части с растущим шпиром. В квазистационарном варианте рассматриваемой схемы мигрирующая из талой зоны влага замерзает только на границах зоны промерзания (см. рис. 1, а): одна часть на фронте промерзания (изотерма t_1), другая – на фронте льдовыделения (изотерма t_2). По этой причине поток влаги в зоне промерзания имеет постоянное значение, которое отличается от потока в талой зоне (за счет частичного его замерзания на фронте промерзания). Температура вдоль зоны промерзания изменяется линейно (см. рис. 1, б).

В нестационарном процессе роста шпира происходит движение жидкости по незамерзающим коммуникациям к его нижней поверхности, увеличивается длина зоны промерзания a и понижается температура на фронте льдовыделения t_2 . Давление в жидкости на фронте льдовыделения всегда ниже, чем в питающем резервуаре (т. е. ниже атмосферного). Полное напряжение σ (вызванное внешней нагрузкой и весом грунта) в произвольном поперечном сечении зоны промерзания равно сумме напряжений в скелете грунта (эффек-

тивное напряжение) и суммарному внутриспоровому напряжению P_n , которое складывается из давления в воде P_w и давления во льду P_i с учетом содержания долей фаз в порах. Распределение указанных величин вдоль зоны промерзания приведено на рис. 1, б. Внутриспоровое давление P_n имеет максимум, величина и положение которого меняются при росте шпира. В определенный момент этот максимум достигает величины внешней нагрузки σ , при этом эффективное взаимодействие между частицами скелета в данной точке обращается в нуль [O'Neill, Miller, 1985]. Здесь возникают растягивающие силы между частицами грунта, и они начинают расходиться в пространстве. Образующийся зазор заполняется льдом, который формирует новую линзу льда. С этого момента начинается рост нового шпира, и далее описанный процесс повторяется. Появление нового шпира перекрывает коммуникации, питающие водой предыдущий шпир, который прекращает свой рост и становится элементом мерзлой зоны. В мерзлую зону переходит также часть зоны промерзания между предыдущим шпиром и вновь образующимся.

Описанный процесс качественно характеризует последовательность образования слоистых текстур в схеме О'Нейлла–Миллера. В количественном отношении важно, что система уравнений этой схемы позволяет при росте каждого отдельного шпира на заданной глубине H определить для каждого момента времени значения всей совокупности неизвестных величин t_2 , a , P_w , P_i , P_n , а также потоков влаги в талой (j_u) и мерзлой (j_f) зонах. Наиболее существенным для дальнейшего является то, что с помощью процедуры усреднения по времени роста отдельного шпира все эти величины могут быть выражены как однозначные функции глубины H . В частности, таким путем автором разработана специальная вычислительная программа в среде MathCad (Программа – 1) для расчета потоков влаги $j_u(H)$ в некоторых практически важных случаях. Помимо глубины промерзания вычисленный таким образом поток зависит от внешних нагрузок, свойств конкретного грунта и температурных условий промерзания. Все эти характеристики параметрически входят в исходную систему уравнений. Тем самым определенная зависимость $j_u(H)$ позволяет изменить схему расчета деформаций и льдонакопления в промерзающем слое грунта, не прибегая к расчету большого количества шпиров.

Если обозначить через j_h функцию потока тепла при заданном градиенте температуры в талой зоне $G(H)$:

$$j_h = \lambda_f \frac{t_2 - t_3}{H} - \lambda_u G(H), \quad (1)$$

то из основной системы уравнений рассматриваемой модели следует, что при заданном значении j_h

поток влаги является максимальным в стационарном процессе, и в этом случае имеет место связь

$$\dot{j}_h = \kappa \rho_w \dot{j}_u. \quad (2)$$

В соотношениях (1), (2) λ_f, λ_u – коэффициенты теплопроводности мерзлого и талого грунта соответственно; ρ_w – плотность воды; κ – теплота фазового перехода лед–вода.

В [Gorelik, 2008] предложена компактная система уравнений для решения задачи льдонакопления в закрытой системе при возможности неравномерного деформирования промерзающего слоя. В настоящей работе предлагается распространить применение совокупности этих уравнений на достаточно произвольные случаи льдонакопления и деформирования образующих промерзающую систему элементов. Главным из этих элементов является промерзающий слой грунта, который активно воздействует на элементы конструкций. Основу предлагаемого способа описания составляют четыре уравнения:

$$\lambda_f \frac{t_2 - t_3}{H} - \lambda_u G(H) = \kappa \rho_i n_f \dot{H}; \quad (3)$$

$$(n_f - n_u) \dot{z}_f = -(1 - n_f) \dot{z}_s; \quad (4)$$

$$\rho_w \dot{j}_u(H) = \rho_i n_f \dot{z}_s + (\rho_w n_u - \rho_i n_f) \dot{z}_f; \quad (5)$$

$$\dot{z}_s - \dot{z}_f = \dot{H}, \quad (6)$$

где ρ_i – плотность льда; n_u, n_f – пористость грунта на фронте промерзания в талом и мерзлом состояниях; z_s, z_f – положение поверхности грунта и фронта промерзания в текущий момент времени. Здесь и далее точка над буквой обозначает производную по времени.

В отличие от схемы О'Нейлла–Миллера в предлагаемом подходе реализуется однофронтная постановка задачи – зона промерзания отсутствует, а влагонакопление осуществляется на фронте промерзания. В представленной системе уравнений первые три – балансовые соотношения на фронте промерзания тепла (3), массы скелета (4) и массы воды (5). Уравнение (6) выражает связь между скоростью изменения толщины мерзлого слоя \dot{H} (или, что то же самое, глубины промерзания) и скоростями движения фронта промерзания \dot{z}_f и верхней поверхности грунта \dot{z}_s относительно скелета талого грунта (ось Oz направлена вверх).

Главной проблемой здесь является задание функции потока влаги $\dot{j}_u(H)$ в уравнении (5) как функции глубины промерзания с учетом действующих нагрузок на шпировой лед, температурных условий промерзания и свойств конкретного грунта. Если эта функция задана, то система уравнений является замкнутой для определения четырех неизвестных величин H, z_f, z_s, n_f как функций времени. Пористость грунта в мерзлом состоянии n_f

(параметрически зависящая от H) характеризует льдонакопление в промерзающем слое, через эту величину могут быть вычислены деформации пучения и другие характеристики процесса.

Функция $\dot{j}_u(H)$ может быть получена из эмпирических данных либо выведена теоретически из модельно-теоретических схем явления. При определении потока мы будем ориентироваться на представленную выше схему О'Нейлла–Миллера и использование вычислительной Программы – 1 в среде MathCad.

Прежде чем продемонстрировать предлагаемый подход на конкретных задачах, остановимся на некоторых общих свойствах системы уравнений (3)–(6).

Последовательно исключая из этих уравнений величины $\dot{z}_s, \dot{z}_f, \dot{H}$, получим формулу для пористости грунта в мерзлом состоянии $n_f(H)$ как функцию потоков тепла $\dot{j}_h(H)$ и влаги $\dot{j}_u(H)$. Через зависимость потоков от глубины промерзания определяется и зависимость $n_f(H)$:

$$n_f(H) = n_u \frac{\rho_w \dot{j}_h(H)}{(\rho_w n_u + \rho_i (1 - n_u)) \dot{j}_h(H) - \kappa \rho_w \rho_i (1 - n_u) \dot{j}_u(H)}. \quad (7)$$

Если поток влаги отсутствует ($\dot{j}_u(H) = 0$), то пористость n_f постоянна по глубине и совпадает с пористостью мерзлого грунта, промерзшего в условиях закрытой системы [Горелик, 2007]:

$$n_f(H) = \frac{\rho_w n_u}{\rho_w n_u + \rho_i (1 - n_u)} = \text{const}. \quad (8)$$

Как отмечено выше, поток влаги достигает максимального значения в стационарном процессе, при этом выполняется соотношение (2). В этом случае из (7) следует $n_f = 1$, т. е. образуется чистый лед, что является аналогом образования шпиря в модели О'Нейлла–Миллера. Из уравнения (4) для данного случая, кроме того, следует $\dot{z}_f = 0$, т. е. фронт промерзания остается неподвижным относительно подстилающего талого грунта, а льдообразование внутри промерзающего слоя целиком трансформируется в вертикальные перемещения (пучение) его верхней поверхности z_s . Поскольку значение $n_f = 1$ является предельным для пористости и достигается при максимуме потока влаги, это означает, что знаменатель выражения (7) всегда положителен и не обращается в нуль ни при каких промежуточных значениях этого потока. Отметим также, что если пучение верхней поверхности промерзающего слоя отсутствует ($\dot{z}_s = 0$), то уравнение (4) дает $n_f = n_u$, что означает полное отеснение избытка объема жидкости, образующегося при льдообразовании, от фронта промерзания [Gorelik, 2008]. Из уравнения (5) (с учетом $\dot{z}_f < 0$) в этом случае следует, что поток влаги имеет отрицательный знак (направлен в глубь талого масси-

ва). Описание потоков такого направления затруднительно в рамках схемы О'Нейлла–Миллера, и они должны быть заданы из дополнительных соображений.

Ниже рассмотрим некоторые применения предлагаемого подхода, проясняющие важные элементы процедуры расчета.

ЛЬДОНАКОПЛЕНИЕ В ПРОМЕРЗАЮЩЕМ МАССИВЕ ГРУНТА

Простейшим примером является одномерное промерзание массива грунта, свойства которого в талом состоянии однородны по разрезу. Начальная влажность w_0 , удельная поверхность s , коэффициент фильтрации k , а также теплофизические характеристики грунта в талом состоянии предполагаются заданными. Начальная температура массива t_0 положительна и постоянна по глубине. В начальный момент времени температура на его верхней поверхности скачком понижается до значения $t_3 < 0$. Требуется найти распределение льдистости (или пористости в мерзлом состоянии) по глубине при промерзании массива до заданной глубины H . При охарактеризованных здесь температурных условиях промерзания градиент температуры со стороны талой зоны $G(H)$ проще выразить с помощью решения Лейбензона задачи Стефана [Общее мерзлотоведение, 1978]:

$$G(H) = \frac{t_0}{H} \sqrt{\frac{-2\lambda_f t_3}{\pi a_t n_u k \rho_i}}, \quad (9)$$

где a_t – температуропроводность талого грунта.

Решение сформулированной выше задачи (как и любых других в предлагаемом подходе) начинается с задания нагрузок на растущий (шпировой) лед, которые входят в программу для расчета потока влаги. Хотя при данном способе описания понятие “шпировой лед” утрачивает свой непосредственный смысл (поскольку льдонакопление

определяется только через пористость мерзлого грунта), однако понимание того, что в реальности нагрузка передается именно на растущие шпирь, целесообразно оставить. Это исходное понимание отражено в процедуре расчета потоков влаги предлагаемым способом. Расчеты слоистых текстур в модели О'Нейлла–Миллера, как и лабораторные наблюдения за ростом шпирового льда [Гречищев и др., 1980], показывают, что длина зоны промерзания под растущим шпиром составляет сотые и тысячные доли от всей толщины мерзлого слоя. Фактически это означает, что из внешних условий задачи необходимо найти распределение нагрузок на границе талой и мерзлой зон (на фронте промерзания) при каждой мощности мерзлого слоя H . В рассматриваемой задаче эта нагрузка $\sigma(H)$ определяется давлением веса перекрывающей толщи пород мощностью H , а давление в жидкой фазе $P_0(H)$ на уровне фронта промерзания есть гидростатическое давление столба жидкости высотой H :

$$\sigma(H) = \rho_s g H, \quad P_0(H) = \rho_w g H, \quad (10)$$

где ρ_s – плотность мерзлого грунта; g – ускорение свободного падения.

Нагрузки и другие начальные данные подставляются в блок исходных данных Программы – 1 по расчету зависимости температуры t_2 на фронте льдовыделения и потока влаги j_u от глубины промерзания H . Эти промежуточные результаты представлены на рис. 2, а, б. Окончательное распределение пористости промерзшего грунта n_f по глубине определяется по формуле (7) с помощью дополнительной программы (Программа – 2 в среде MathCad) и представлено на рис. 2, в. Здесь для сравнения показаны пористость грунта в талом состоянии n_u и пористость мерзлого грунта при промерзании в условиях закрытой системы. Вычисления выполнены до глубины 50 м при сле-

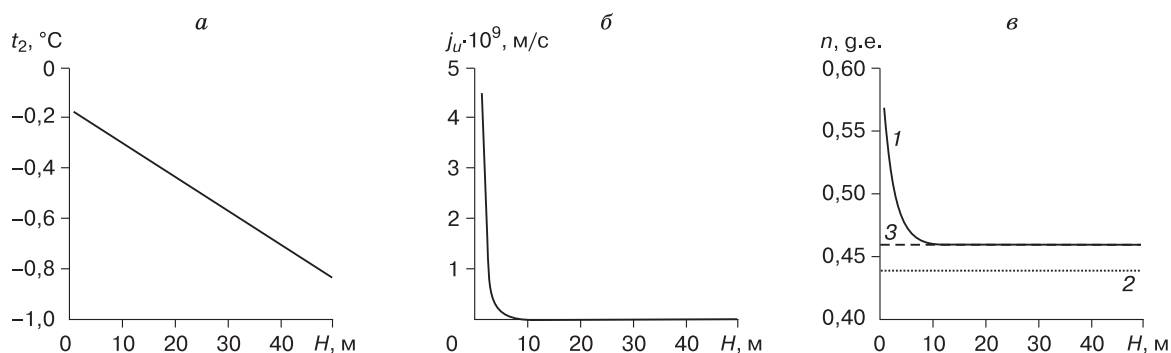


Рис. 2. Параметры льдонакопления при промерзании массива грунта:

а – изменение температуры t_2 на фронте льдовыделения с глубиной промерзания H ; б – зависимость потока влаги j_u от глубины промерзания H ; в – зависимости пористости мерзлого грунта n_f (1), пористости талого грунта до промерзания n_u (2), пористости мерзлого грунта, промерзавшего без подтока влаги (3), от глубины залегания H .

дующих исходных данных: $t_3 = -5^\circ\text{C}$, $t_0 = +3^\circ\text{C}$, $\lambda_f = 1,8 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot^\circ\text{C})$, $\lambda_u = 1,4 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot^\circ\text{C})$, $a_i = 6\cdot 10^{-7} \text{ м}^2/\text{с}$, $s = 11 \text{ м}^2/\text{г}$, $\omega_0 = 0,39$, $\rho_s = 2000 \text{ кг}/\text{м}^3$, $k = 10^{-9} \text{ м}/\text{с}$.

Основное льдонакопление при промерзании массива осуществляется в верхних 10 метрах. Ниже этого уровня вес грунта “задавливает” миграционный поток, однако пористость промерзшего грунта всюду выше, чем талого. Это обусловлено его разуплотнением при фазовом переходе.

ДЕФОРМИРОВАНИЕ ПОВЕРХНОСТНОГО ФУНДАМЕНТА

При работе свайных фундаментов основными дестабилизирующими силами являются силы сцепления мерзлого грунта промерзающего слоя с боковой поверхностью сваи в ее верхней части. В существующих методиках расчета оснований по деформациям учет деформаций пучения рекомендуется, но методика такого учета отсутствует [СНУП 2.02.01-83, 1995]. Методически решена задача об обеспечении устойчивости свайных фундаментов против действия сил пучения [СНУП 2.02.04-88, 1990], чего, как правило, вполне достаточно для обеспечения надежности сооружений на свайных фундаментах. Однако для поверхностных фундаментов основными дестабилизирующими нагрузками являются те, что действуют по подошве фундамента нормально к ней. В этом случае обеспечение устойчивости фундамента (т. е. того состояния, когда деформации не превышают предельно допустимых значений) существенно усложняется и расчет по деформациям становится необходимым элементом проектирования. Рассмотрим последовательность такого расчета предлагаемым способом для фундамента, схематически представленного на рис. 3.

Нагрузка передается на основание через круглую (в плане) гибкую пластину радиуса R . В пределах пластины нагрузка распределена равномерно. Необходимо найти деформации поверхности грунта под пластиной при различной толщине промерзающего слоя H . При решении данной задачи талая часть грунтового массива рассматривается как упругое полупространство. Слой мерзлого грунта, покрывающего талую часть массива, представляется как бесконечная в плане упругая плита толщиной H . Упругое поведение мерзлого слоя рассматривается как необходимое начальное приближение данной задачи, сложнореологический характер поведения мерзлого грунта может быть исследован на основе упругого решения методом, предложенным в работе [Gorelik, 2008]. Как и при расчете льдонакопления при промерзании массива первым этапом в решении данной задачи является определение нагрузок на штировой лед в основании промерзающего слоя. В данной схеме

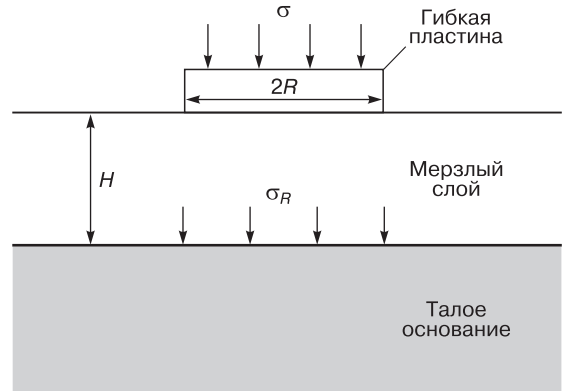


Рис. 3. Схема поверхностного фундамента.

нагрузка σ_R равна (по абсолютной величине) силам реакции упругого (талого) полупространства в основании мерзлой плиты. Для ее расчета необходимо вначале рассмотреть задачу о действии сосредоточенной силы P на поверхность мерзлого слоя. Известное решение О.Я. Шехтер этой задачи для осесимметричных функций деформаций осадок плиты ζ_0 и реакции упругого основания σ_0 имеет следующий вид [Горбунов-Посадов и др., 1984]:

$$\zeta_0(H, \rho) = -\frac{1-\mu_0^2}{\pi E_0} \frac{P}{L} \int_0^\infty \frac{J_0(\rho t) dt}{1+t^3}; \quad (11)$$

$$\sigma_0(H, \rho) = \frac{1}{2\pi} \frac{P}{L^2} \int_0^\infty \frac{J_0(\rho t) t dt}{1+t^3}, \quad (12)$$

где $\rho = r/L$; E_0, μ_0 – модуль упругости и коэффициент Пуассона талого основания; E_1, μ_1 – то же для мерзлой плиты; r – радиальное расстояние от точки приложения нагрузки до рассматриваемой точки; J_0 – функция Бесселя. Упругая характеристика системы L определяется выражением

$$L = H \sqrt[3]{\frac{E_1(1-\mu_0^2)}{6E_0(1-\mu_1^2)}}. \quad (13)$$

Решение исходной задачи для деформаций осадки и реакции основания при нагрузке, равномерно распределенной по кругу радиуса R , получается из решения (11), (12) методом суперпозиции. Обозначим интегралы в соотношениях (11), (12) через $I_1(r/L)$ и $I_2(r/L)$ соответственно. Тогда осадки $\zeta_R(H, r)$ и реакции $\sigma_R(H, r)$ от равномерно распределенной по кругу радиуса R нагрузки σ выражаются следующим образом:

$$\zeta_R(H, r) = -\frac{1-\mu_0^2}{\pi E_0} \frac{\sigma}{L} F_1(H, r); \quad (14)$$

$$F_1(H, r) = \int_0^R \phi_1(r, r_0) r_0 dr_0; \quad (15)$$

$$\phi_1(r, r_0) = \int_0^{2\pi} I_1 \left(\frac{\sqrt{r^2 + r_0^2 - 2rr_0 \cos \omega}}{L} \right) d\omega; \quad (16)$$

$$\sigma_R(H, r) = \frac{1}{2\pi} \frac{\sigma}{L^2} F_2(H, r); \quad (17)$$

$$F_2(H, r) = \int_0^R \phi_2(r, r_0) r_0 dr_0; \quad (18)$$

$$\phi_2(r, r_0) = \int_0^{2\pi} I_2 \left(\frac{\sqrt{r^2 + r_0^2 - 2rr_0 \cos \omega}}{L} \right) d\omega. \quad (19)$$

В формулах (14)–(19) координата r отсчитывается от центра круга приложения нагрузки и может принимать значения от 0 до ∞ . Зависимость от H в приведенных выражениях определяется зависимостью (13) для упругой характеристики L от этой величины. Для расчета осадок и реакций основания (давления на шпильки) при произвольных значениях r и H по формулам (14)–(19) разработана специальная вычислительная программа в среде MathCad (Программа–3). Отметим, что с возрастанием мощности мерзлого слоя H (с увеличением его жесткости) абсолютные значения осадок и реакция талого основания (давление на растущие шпильки льда) падают при неизменной нагрузке σ и прочих фиксированных параметрах. Рисунок 4, а, б иллюстрирует это для двух значений $H = 0,3$ и $0,7$ м. Естественно, что максимума эти величины достигают в центре круга приложения нагрузки. При различных r величина осадки и сила давления на шпильки изменяются с увеличением H тем более значительно, чем ближе точка r расположена к центру круга. Деформации осадки и давление на шпильки довольно быстро уменьшаются с удалением от центра приложения нагрузки.

Эти и последующие примеры расчетов выполнены при следующих характеристиках грунтов: $E_0 = 1,5 \cdot 10^7$ Па, $\mu_0 = 0,36$, $E_1 = 10^8$ Па, $\mu_1 = 0,5$. Величина внешней нагрузки в этом примере $\sigma = 8 \cdot 10^5$ Па, радиус круга приложения нагрузки $R = 0,4$ м.

Общая деформация поверхности грунта $\Delta_s(H, r)$ при заданной нагрузке на его поверхности и при его промерзании до глубины H является суммой деформаций осадки ($\zeta_R(H, r) < 0$) и деформаций пучения ($\Delta_f(H, r) > 0$):

$$\Delta_s(H, r) = \zeta_R(H, r) + \Delta_f(H, r). \quad (20)$$

Деформации пучения, как и осадки, являются функциями координат H и r , поскольку силы давления на шпильки (а следовательно, и потоки к фронту промерзания) изменяются как вдоль промерзающего слоя, так и по его толщине. Прибли-

жение, которое мы используем в дальнейшем, состоит в следующем: деформации пучения при каждом конкретном значении r не зависят от деформаций соседних точек, т. е. процесс льдонакопления при фиксированном r происходит только под действием соответствующего давления на шпильки в данной точке промерзающего слоя и не зависит от этого процесса в соседних его точках (в плане). Это предположение в определенном смысле аналогично гипотезе Винклера при деформировании упругой постели (в противовес деформированию упругого полупространства). При таком предположении процесс льдонакопления является одномерным по вертикали при каждом фиксированном значении r , а величина пучения и общие деформации могут быть вычислены по изложенной выше схеме для каждой пары значений H и r . Полные расчеты по всей возможной области изменения этих переменных являются довольно объемными и могут быть предметом отдельной публикации. Ниже мы ограничимся результатами таких вычислений только для точки центра приложения нагрузки ($r = 0$) при различных значениях H .

Деформации пучения определяются из уравнений (4), (6) (как высота подъема верхней поверхности грунта z_s с горизонтальной координатой r при его промерзании до глубины H):

$$\Delta_f(H, r) = \frac{1}{1 - n_u} \int_0^H (n_f(H, r) - n_u) dH. \quad (21)$$

Зависимость величины n_f от радиальной координаты в данном случае определяется соответствующей зависимостью давления на шпильковой лед вдоль горизонтального простирающегося промерзающего слоя (по формуле (17)). Все вычисления проводятся с помощью Программ–1, 2, 3. На рис. 4, в представлена зависимость потока влаги к фронту промерзания от мощности мерзлого слоя H до значения $H = 1$ м. Поскольку давление на шпильки падает с глубиной, потоки влаги, наоборот, возрастают (грунт принимается невесомым в силу незначительности влияния этого фактора для малых глубин). Льдистость грунта также возрастает с глубиной (см. рис. 4, з).

Изменение суммарной деформации основания и ее составляющих (осадки и пучения) приведено на рис. 4, д. Видно, что деформации осадки преобладают только при малых глубинах промерзания. С глубины примерно 30 см основной вклад в общую величину дают деформации пучения.

При постоянной распределенной нагрузке σ суммарная деформация убывает с ростом площади круга приложения нагрузки, т. е. с увеличением его радиуса R . Напротив, при постоянной полной нагрузке $P = \sigma \pi R^2$ эти деформации возрастают с

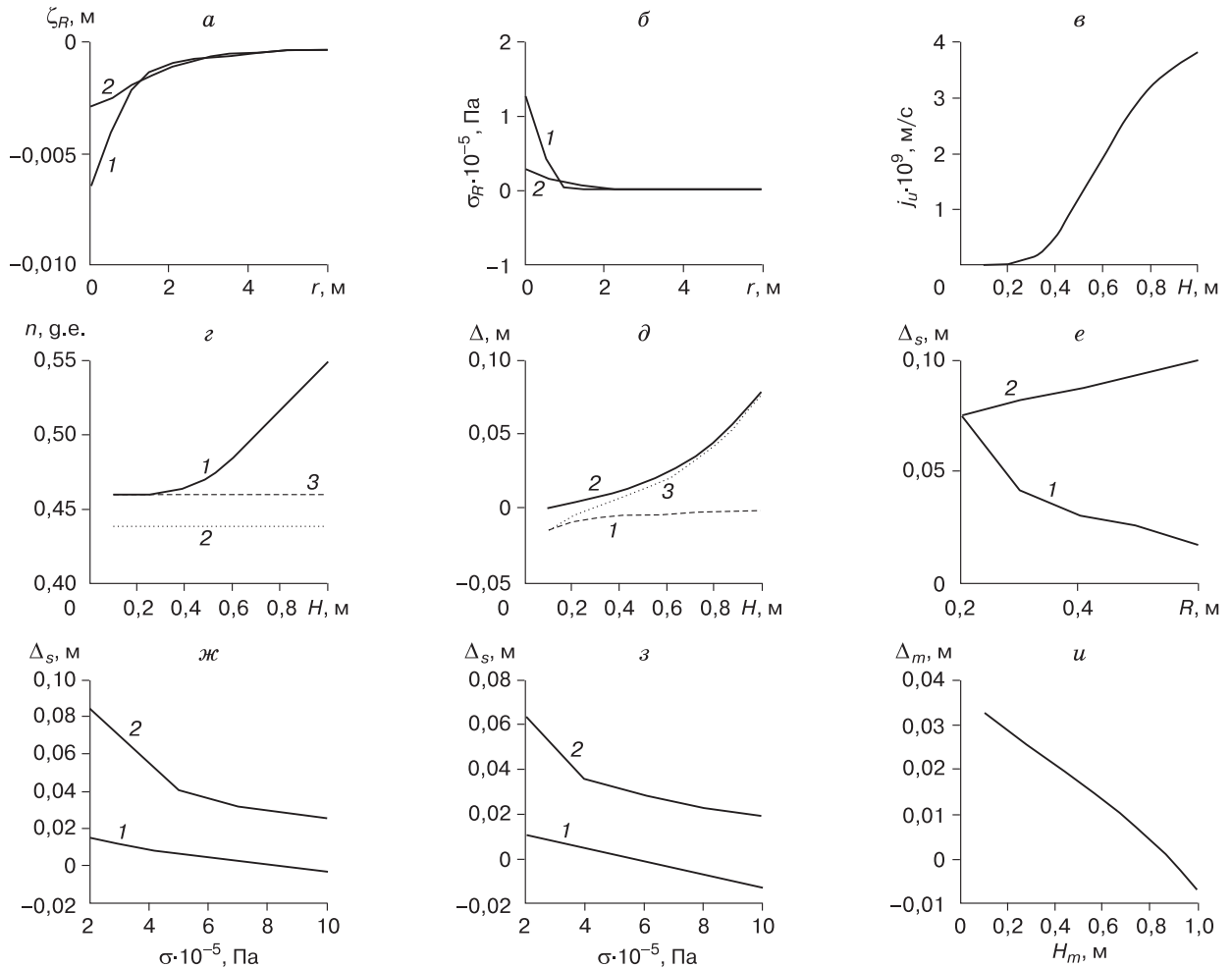


Рис. 4. Параметры льдонакопления и деформирования основания поверхностного фундамента:

a – зависимость осадок поверхности грунта ζ_R от расстояния до центра приложения нагрузки r ($1 - H = 0,3$ м; $2 - H = 0,7$ м); *б* – зависимость давления на шпильковой лед σ_R в основании мерзлого слоя от расстояния r ($1 - H = 0,3$ м; $2 - H = 0,7$ м); *в* – зависимость потока влаги j_u от глубины промерзания H под фундаментом; *г* – зависимости от глубины залегания H : 1 – пористости мерзлого грунта η_f , 2 – талого грунта до промерзания n_u , 3 – мерзлого грунта, промерзавшего без подтока влаги; *д* – зависимости деформаций под центром фундамента от глубины промерзания H : 1 – осадки ζ_R , 2 – пучения Δ_f , 3 – суммарные Δ_s ; *е* – зависимость суммарных деформаций Δ_s от радиуса фундаментной плиты R : 1 – при постоянной распределенной нагрузке σ , 2 – при постоянной полной нагрузке P ; *ж* – зависимость суммарных деформаций Δ_s от величины распределенной нагрузки σ при $R = 0,4$ м ($1 - H = 0,5$ м; $2 - H = 1,0$ м); *з* – зависимость суммарных деформаций Δ_s от σ при $R = 0,5$ м ($1 - H = 0,5$ м; $2 - H = 1,0$ м); *и* – зависимость послойной деформации промерзшего слоя Δ_m от глубины залегания слоев H_m .

увеличением радиуса (см. рис. 4, *е*). Это означает, что если полная нагрузка на фундамент задана, то для обеспечения минимальных деформаций необходимо использовать минимальную площадь передачи нагрузки.

При фиксированной площади круга суммарные деформации уменьшаются с увеличением распределенной нагрузки и зависят от глубины промерзания. Деформации тем значительнее, чем больше площадь круга и меньше глубина промерзания (см. рис. 4, *ж*, *з*).

Представленные на рис. 4, *а–з* результаты расчета деформаций качественно и по порядку величин хорошо согласуются с данными натурных испытаний поверхностных фундаментов, приведенными в [Сажин и др., 1984; Сажин, Борщев, 1987]. Кроме того, в этих работах представлены данные о послойных деформациях промерзшего слоя грунта, которые были замерены с помощью специальных марок, размещенных до начала промерзания дискретно на заранее заданных глубинах $H_m \leq H$. Суммарная деформация марки $\Delta_m(H_m)$,

расположенной под центром круга приложения нагрузки на глубине H_m , может быть вычислена по формулам

$$\Delta_m(H_m) = \zeta_R(H) + \Delta_f(H_m); \quad (22)$$

$$\Delta_f(H_m) = \frac{1}{1 - n_u} \int_0^H (n_f(H) - n_u) dH. \quad (23)$$

Приведенные соотношения позволяют вычислить послойные деформации промерзшего слоя так, как будто марки расположены не дискретно, а непрерывно по его глубине. На рис. 4, u представлены результаты этого вычисления при $R = 0,4$ м, $\sigma = 7 \cdot 10^5$ Па, $H = 1$ м. Эти результаты также находятся в хорошем соответствии с данными указанных экспериментальных работ, в том числе в части деформаций осадки в слоях, прилегающих к границе промерзания. Максимальные деформации испытывают ближайшие к поверхности слои грунта.

О РАСЧЕТЕ НОРМАЛЬНЫХ СИЛ ПУЧЕНИЯ

На основе представленных выше методов могут быть вычислены нормальные силы пучения, действующие перпендикулярно горизонтальной поверхности пластины (нижней границе фундамента), которые вызывают вертикальные деформации промерзающего грунта и находящегося на его верхней поверхности сооружения. Однако само понятие этих сил в литературе формулируется недостаточно четко и нуждается в пояснениях и корректировке. Так, оказывается, что вертикальные деформации возникают только тогда, когда величина сил превышает действие внешней нагрузки с нарушением баланса сил на горизонтальных поверхностях внутри грунта (см., например, [Геотехнические вопросы..., 1983] и сноску редактора на с. 340).

Для корректного определения нормальных сил пучения целесообразно начать их рассмотрение с ограниченного лабораторного образца, представленного на рис. 1, a . В рассматриваемом в настоящей статье классе моделей, описывающих процессы миграции, пучения и льдонакопления (см. [Гречищев, 1979; Дерягин, Чураев, 1980; Горелик, 1981; Miller, 1978; Gilpin, 1980], достаточно подробный обзор приведен также в [Горелик, Колунин, 2002]), считается, что их движущим механизмом являются капиллярные и поверхностные силы, сосредоточенные на фронте льдовыделения (на контакте нижней поверхности растущего шлира и подстилающего грунта зоны промерзания, в некоторых случаях на контакте с талой зоной). Этот силовой механизм имеет молекулярную природу и не может быть выражен через какие-либо макроскопические характеристики грунта или его отдельных компонентов. Для изучения сути воп-

роса можно обойтись без привлечения капиллярной составляющей. Характеристикой поверхностных сил является расклинивающее давление $\Pi(h)$ [Дерягин и др., 1985]. Баланс напряжений на фронте льдовыделения записывается через функцию расклинивающего давления $\Pi(h)$ в виде

$$\sigma = P_w + \Pi(h), \quad (24)$$

где h – толщина пленки незамерзшей воды на фронте льдовыделения; σ – избыточная над давлением атмосферы полная распределенная нагрузка на шлировой лед, действующая перпендикулярно фронту промерзания; P_w – избыточное над атмосферным давлением в жидкой фазе на фронте льдовыделения. По смыслу второе слагаемое в равенстве (24) и есть то давление, которое преодолевает действие внешней нагрузки и приводит к подъему фундаментов вместе со слоем промерзшего грунта, т. е. является нормальной силой пучения. (Отметим, что по укоренившемуся определению нормальные силы пучения являются давлением [Орлов, 1962, с. 27].) По удачно введенной С.Е. Гречищевым [1979] аналогии действие расклинивающего давления подобно пружине, которая расталкивает растущий шлир и минеральные частицы подстилающего грунта. Это “расталкивание” (при пренебрежимо малой сжимаемости скелета грунта) в основном приводит к подъему шлира вверх при одновременном его росте за счет подтекающей влаги. При этом миграция влаги к фронту льдовыделения происходит при более низком давлении на фронте (P_w), чем в питающем резервуаре (P_0). В лабораторных экспериментах давление P_0 , как правило, равно атмосферному. Это означает, что избыток $P_w < 0$. С учетом этого из соотношения (24) следует, что при росте шлира силы пучения действительно превышают по величине значение приложенной внешней нагрузки σ , однако при таком определении этих сил противоречий не возникает. Отметим также, что величина σ относится к внешним условиям задачи, а величина P_w является одной из неизвестных и зависит от σ : $P_w = P_w(\sigma)$.

Система уравнений расчетной схемы О’Нейлла–Миллера является замкнутой, и для каждой глубины H , на которой происходит рост очередного шлира, может быть определена величина P_w , входящая в уравнение (24). Из него в свою очередь может быть найдена удельная (приходящаяся на единицу площади поверхности) нормальная сила пучения $\Pi(h)$, действующая на данной глубине и при заданных условиях промерзания. Однако особого смысла в численном нахождении этой силы нет, так как деформации и напряжения в системе могут быть рассчитаны при ее исключении из вычислительной процедуры. Разбиение же полной нагрузки на составляющие в формуле (24) необходимо для расчета потоков и льдонакопления в системе. В то же время следует отметить

один случай, когда вычисление нормальных сил пучения имеет определенное практическое значение. Он характеризуется отсутствием деформаций пучения в системе. С точки зрения проектирования сооружений важен вопрос: при какой внешней нагрузке деформации пучения обращаются в нуль (при заданных внешних условиях промерзания)? Обращение в нуль деформаций пучения означает отсутствие роста шлирового льда и отсутствие потоков влаги к фронту льдовыделения. Последнее в свою очередь означает, что давления в жидкости как в талой, так и в промерзающей зонах постоянные и равны давлению в питающем резервуаре (примерно равному атмосферному). Поскольку величина P_w является избытком давления над атмосферным, в рассматриваемом случае выполняется равенство $P_w = 0$. С учетом этого из (24) следует $\sigma = \Pi(h)$. То есть нормальные силы пучения в точности равны внешней нагрузке. Отсюда вытекает способ экспериментального определения нормальных сил пучения как минимально возможной внешней нагрузки, устраняющей деформации пучения. Однако в данном случае речь идет о предельно возможных силах пучения, развивающихся на заданной глубине и при заданных условиях промерзания. Если обозначить через σ^* именно эту предельную нагрузку, устраняющую (полностью гасящую) деформации пучения, то можно строго показать на основе исходной системы уравнений модели О'Нейлла–Миллера, что при всех $\sigma \leq \sigma^*$ нормальные силы пучения на заданной глубине всегда меньше своего предельного значения, соответствующего σ^* . Это предельное значение нормальных сил пучения (определяемое авторами просто как нормальные силы пучения) устанавливается экспериментально фиксированными в промерзающем слое грунта мессдозами в работах В.О. Орлова с соавт. [Орлов, 1962; Орлов и др., 1977]. В лабораторных опытах Ф. Радда и Д. Ортле [Radd, Oertle, 1973] эти силы определяются по нагрузке, останавливающей рост ледяного штира. В книге [Горелик, Колунин, 2002] показано, что для образца эти силы падают с глубиной промерзания. В работах В.С. Сажина с соавт. [Сажин и др., 1984; Сажин, Борщев, 1987] нормальные силы пучения определяются по предельной нагрузке, обращающей в нуль суммарную деформацию фундамента. С практической точки зрения последнее определение, видимо, наиболее приемлемо, поскольку в натуральных условиях бывает очень сложно разделить общие деформации на отдельные составляющие. Однако этот последний способ должен занижать значение нормальных сил пучения (по сравнению с методом мессдоз), причем тем сильнее, чем большее значение в общих деформациях имеют деформации осадок. Если же роль последних невелика, то этот метод должен давать приемлемую точность. В.С. Сажин с соавторами установлено,

что нормальные силы пучения растут с глубиной промерзания (в противоположность лабораторному образцу) и уменьшаются с увеличением площади фундамента. Те же тенденции получаются расчетным путем. Так, для $H = 0,5$ м (см. рис. 4, ж, з) обращение деформаций в нуль дает значение $\sigma^* = 0,8$ МПа для $R = 0,4$ м и $\sigma^* = 0,55$ МПа для $R = 0,5$ м. На этих же рисунках видно, что соответствующие значения σ^* для $H = 1,0$ м лежат существенно правее вышеприведенных значений для $H = 0,5$ м, т. е. увеличиваются с глубиной промерзания. Различный вид зависимости сил пучения от глубины промерзания для лабораторного образца и натуральных условий объясняется влиянием перераспределения внешней нагрузки промерзающим слоем для реальных фундаментов (см. также [Горелик, 2007]). Отметим, что экспериментальное определение нормальных сил пучения (в том числе предельных) имеет скорее методическое и историческое значение. Главную роль в расчетах деформаций и напряжений в основаниях сооружений играет внешняя нагрузка и характер ее перераспределения промерзающим слоем, через которую и определяются все расчетные величины.

ОСНОВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТОВ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ХОЛОДНОГО ТРУБОПРОВОДА

Для районов распространения многолетнемерзлых грунтов охлаждение газа, транспортируемого трубопроводом, было предложено и частично введено в практику с целью снижения теплового воздействия на мерзлые грунты и повышения устойчивости трубопровода. Однако такое решение оказалось не столь однозначным. Имеются достоверные сведения, что даже при отрицательной плавучести трубопровода по его трассе наблюдаются «всплывшие» участки трубы. Это явление может быть объяснено действием сил пучения промерзающего грунта на заглубленную конструкцию. Отсутствие методик расчета взаимодействия холодного трубопровода с промерзающим грунтом существенно затрудняет проектирование, снижает надежность трубопровода, повышает затраты на ремонт при его эксплуатации.

При создании таких методик необходимо иметь в виду четыре существенно различных варианта, представленные на рис. 5. Ниже мы охарактеризуем только основные особенности и этапы расчета, которые могут быть приняты во внимание в каждом из этих вариантов при применении изложенных выше методов.

Ситуация, изображенная на рис. 5, а, может существовать при прокладке холодного трубопровода в районах островного распространения мерзлых грунтов на участке талика в теплый период года (слоем сезонного промерзания отсутствует).

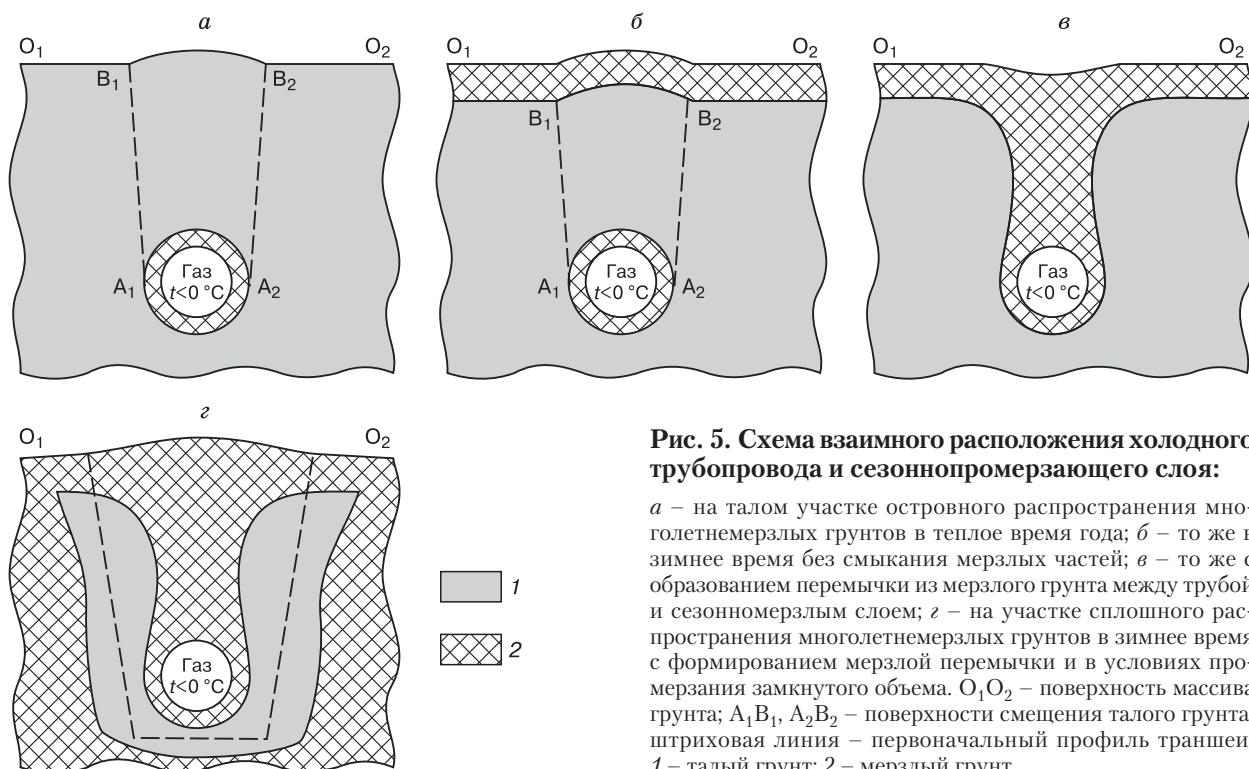


Рис. 5. Схема взаимного расположения холодного трубопровода и сезоннопромерзающего слоя:

а – на талом участке островного распространения многолетнемерзлых грунтов в теплое время года; *б* – то же в зимнее время без смыкания мерзлых частей; *в* – то же с образованием перемычки из мерзлого грунта между трубой и сезонномерзлым слоем; *г* – на участке сплошного распространения многолетнемерзлых грунтов в зимнее время с формированием мерзлой перемычки и в условиях промерзания замкнутого объема. O_1O_2 – поверхность массива грунта; A_1B_1, A_2B_2 – поверхности смещения талого грунта; штриховая линия – первоначальный профиль траншеи; 1 – талый грунт; 2 – мерзлый грунт.

Естественным приближением при расчете деформаций трубы в данном случае (как и во всех остальных) является решение плоской задачи в выделенном сечении трубопровода. Уравнения (3)–(6) должны быть записаны в осесимметричной постановке задачи с осью симметрии в центре трубы. Основная проблема при решении задачи состоит в определении нагрузки на шпировой лед, формирующийся при образовании вокруг трубы кольца из мерзлого грунта. Если считать талый грунт слабосжимаемым, то при росте шпиров в мерзлом грунте **над верхней половиной** стенки трубы произойдет сдвиг талого грунта по некоторым плоскостям A_1B_1 и A_2B_2 и подъем всей его массы, лежащей в пределах криволинейного четырехугольника $A_1B_1B_2A_2$, на некоторую высоту над трубой (при этом **сама труба останется в исходном положении**). Сила сопротивления такому перемещению грунта равна нагрузке на шпир и складывается из веса грунта над трубой и суммарных сил сцепления и трения вдоль плоскостей A_1B_1 и A_2B_2 (в соответствующих проекциях на нормаль к внешней границе кольца мерзлого грунта), причем направления (а, возможно, и форма) плоскостей скольжения, вообще говоря, должны быть вычислены методами, например, теории предельного равновесия [Березанцев, 1960; Соколовский, 1960]. Для оценок, однако, можно принять, что плоскости скольжения направлены вертикально вверх.

Перемещения трубы вверх вызывает только рост шпиров в мерзлом грунте под нижней половиной стенки трубы. Нагрузка на них равна нагрузке на шпир над верхней половиной стенки с добавлением веса самой трубы (влиянием которой зачастую можно пренебречь). После того как нагрузки на шпировой лед будут определены, процедура расчета вертикальных смещений трубы будет аналогична той, что изложена для поверхностного фундамента в предыдущем разделе. Отметим также, что смещение верхней поверхности грунта над трубой в рассмотренном случае будет равно сумме смещений трубы и слоя грунта над ней.

Ситуация, изображенная на рис. 5, б, может быть реализована при прокладке трубопровода на участке талика в районах островного распространения мерзлых грунтов для зимнего периода. Схема расчета аналогична рассмотренной выше для рис. 5, а. Однако основная трудность будет состоять в учете дополнительных нагрузок на шпировой лед, возникающих вследствие деформаций изгиба сезонномерзлого слоя на участке B_1B_2 .

Рисунок 5, в демонстрирует возможность образования мерзлой перемычки между кольцом из мерзлого грунта вокруг трубопровода и сезонномерзлым слоем. Такая ситуация может возникнуть в вышеописанных геокриологических условиях (см. рис. 5, б) и является опасной для сохранения устойчивости трубопровода. Причина состоит в

том, что с момента образования такой перемычки вертикальные перемещения трубопровода и сезоннопромерзающего слоя становятся совместными. В ряде случаев (например, при недостаточно низкой температуре газа в трубе либо при большой толщине промерзающего слоя) ведущая роль в таком деформировании принадлежит процессу пучения сезоннопромерзающего слоя, который фактически “вытягивает” трубопровод вверх, передавая на него направленные вверх усилия через мерзлую перемычку. Здесь важное значение имеет распределение нагрузок на растущие шпильки на подошве сезоннопромерзающего слоя. От мерзлой перемычки на этот слой действует направленная вниз полосовая нагрузка, которая складывается из веса перемычки и трубопровода и сил трения по боковой поверхности контакта перемычки и трубы с вмещающими талыми грунтами (направление нагрузки приводит к прогибу изображенного на рис. 5, в сезонномерзлого слоя вниз, в отличие от случая, представленного на рис. 5, б, где характер приложенной нагрузки приводит к прогибу вверх). После конкретного определения этой нагрузки общие деформации сезонномерзлого слоя и трубы могут быть вычислены способом, описанном в предыдущих разделах.

Рисунок 5, г демонстрирует возможную ситуацию при прокладке трубопровода на участке сплошного распространения многолетнемерзлых грунтов сливального типа. Строительство трубопроводов в таких условиях предполагает устройство траншеи, укладку трубы и обратную засыпку мерзлым комковатым грунтом в зимнее время года. Нередко отдельные участки таким образом уложенных трубопроводов в теплое время года превращаются в водосборный и водопроницающий канал. Поток талой воды, дренируемый через мерзлый комковатый грунт засыпки, за летний период успевает достигнуть стенок и дна траншеи и вызвать частичное оттаивание слагающего их мерзлого грунта. Промерзание образующегося талика после пуска трубопровода в эксплуатацию может происходить с образованием перемычки из мерзлого грунта между трубой и слоем сезонного промерзания **в условиях закрытой системы**. Возникающие при этом внутри талика внутренние давления (криогенный напор) достигают весьма высоких значений и способны вызвать максимальные деформации промерзающего слоя (а с учетом достаточно прочной связи с трубой посредством мерзлой перемычки – и самой трубы). Промерзание сезонного слоя в данном случае сопровождается перераспределением массы воды внутри талика с ее оттеснением от сезоннопромерзающего слоя на участках, прилегающих к точкам его сращения с многолетнемерзлыми грунтами по пери-

ферии талика и ее стоку к центральной части талика в зону деформаций (и льдонакопления) промерзающего сезонного слоя. Как отмечено выше, определение потоков влаги при оттеснении жидкости от фронта промерзания вызывает затруднение в случае использования схемы О’Нейлла–Миллера. Для вычисления функции потока влаги j_u в уравнении (5) для закрытой системы может быть использована расчетная схема, изложенная в работе Я.Б. Горелика [Gorelik, 2008]. Эта расчетная схема опирается на систему уравнений (3)–(6) с привлечением дополнительных соотношений и позволяет вычислить деформации промерзающего слоя, величину криогенного напора и другие характеристики системы на каждый момент промерзания. Применительно к рассматриваемому здесь случаю необходимо только заменить при анализе центральное глинистое тело, которое приводится в работе [Gorelik, 2008] на мерзлую перемычку, соединяющую трубу с промерзающим слоем.

Отметим, что деформации трубы во всех четырех представленных на рис. 5 ситуациях являются необратимыми. То есть при летнем оттаивании сезонного слоя труба не возвращается в исходное положение. Однако, в вариантах, приведенных на рис. 5, а, б, для средних многолетних температур поверхности грунта существует стационарное тепловое состояние вокруг трубы [Порхаев, 1970]. Это подразумевает затухание массообменных процессов вблизи кольцевой зоны спустя определенный промежуток времени. Таким образом, для этих случаев наиболее вероятным будет достижение некоторого устойчивого положения трубы **внутри** грунта. В противоположность этому в вариантах, приведенных на рис. 5, в, г, труба спустя определенное число сезонных циклов будет вытолкнута на поверхность грунта.

Из проведенного анализа и выполненных расчетов можно сделать следующий вывод: система уравнений (3)–(6), а также разработанные вычислительные программы для расчета функций потоков влаги, пористости грунта в мерзлом состоянии и напряженно-деформированного состояния сезоннопромерзающего слоя грунта могут служить основой для разработки методики расчета деформаций пучения элементов конструкций инженерных сооружений. При этом следует обратить внимание на то, что для выполнения таких расчетов при инженерных изысканиях необходимо проводить весь комплекс определений свойств грунтов (физических, теплофизических, механических, прочностных, фильтрационных) в талом и мерзлом состояниях.

Работа выполнена при поддержке программы фундаментальных исследований ОНЗ РАН № 13.

Литература

- Березанцев В.Г.** Расчет прочности оснований сооружений. М.: Л., Госстройиздат, 1960, 138 с.
- Геотехнические вопросы освоения Севера** / Ред. О. Андерсен, Д. Андерсен. М., Недра, 1983, 552 с.
- Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И.** Расчет конструкций на упругом основании. М., Стройиздат, 1984, 680 с.
- Горелик Я.Б.** К теории сил морозного пучения грунтов // Опыт и проблемы проектирования обустройства нефтяных месторождений Западной Сибири. Тюмень, СибНИИИП, 1981, с. 112–123.
- Горелик Я.Б.** О режимах льдообразования при промерзании грунтов // Криосфера Земли, 2007, т. XI, № 4, с. 42–49.
- Горелик Я.Б., Колунин В.С.** Физика и моделирование криогенных процессов в литосфере. Новосибирск, Изд-во СО РАН, фил. "Гео", 2002, 318 с.
- Гречищев С.Е.** Межфазное взаимодействие в поровой влаге и термореологическая модель мерзлых грунтов // Инж. геология, 1979, № 4, с. 72–85.
- Гречищев С.Е., Чистотинов Л.В., Шур Ю.Л.** Криогенные физико-геологические процессы и их прогноз. М., Недра, 1980, 384 с.
- Дерягин Б.В., Чураев Н.В.** Течение незамерзающих прослоек воды и морозное разрушение пористых тел // Коллоид. журн., 1980, т. 42, № 5, с. 842–852.
- Дерягин Б.В., Чураев Н.В., Муллер В.М.** Поверхностные силы. М., Наука, 1985, 398 с.
- Комаров И.А.** Термодинамика и теплообмен в дисперсных мерзлых породах. М., Науч. мир, 2003, 608 с.
- Общее мерзлотоведение** / Под ред. В.А. Кудрявцева. М., Изд-во Моск. ун-та, 1978, 464 с.
- Орлов В.О.** Криогенное пучение тонкодисперсных грунтов. М., Изд-во АН СССР, 1962, 188 с.
- Орлов В.О., Дубнов Ю.Д., Меренков Н.Д.** Пучение промерзающих грунтов и его влияние на фундаменты сооружений. Л., Стройиздат, 1977, 182 с.
- Порхаев В.Г.** Тепловое взаимодействие зданий и сооружений с мерзлыми грунтами. М., Наука, 1970, 208 с.
- Рекомендации** по проектированию и расчету малоуглубленных фундаментов на пучинистых грунтах. М., НИИОСП, 1985, 60 с.
- Сажин В.С., Борщев В.В., Сажин А.В.** Исследование взаимодействия малоуглубленных фундаментов со слабопучинистым грунтом основания // Основания, фундаменты и механика грунтов. М., Госстрой СССР, 1984, с. 21–23.
- Сажин В.С., Борщев В.В.** Взаимодействие мелкозаглубленных ленточных фундаментов с пучинистыми грунтами // Основания, фундаменты и механика грунтов. М., Госстрой СССР, 1987, с. 5–7.
- СНиП 2.02.04-88.** Основания и фундаменты на вечномёрзлых грунтах. М., Госстрой СССР, 1990, 54 с.
- СНиП 2.02.01-83.** Основания зданий и сооружений. М., НИИОСП, 1995, 50 с.
- СНиП 2.05.06-85.** Магистральные трубопроводы. М., ВНИИСТ, 1997, 26 с.
- Соколовский В.В.** Статика сыпучей среды. М., Физматгиз, 1960, 243 с.
- Gilpin R.R.** A model for the prediction of ice lensing and frost heave in soils // Water Resour. Res., 1980, vol. 16, No. 5, p. 918–930.
- Gorelik J.B.** The mechanism of ice formation in connection with deformation of freezing layer // Proc. of the 9th Intern. Conf. on Permafrost, Fairbanks, Alaska, 2008, p. 535–540.
- Gorelik J.B., Kolunin V.S., Reshetnikov A.K.** Applied aspects of the rigid – ice model // Proc. of the Intern. Symp. on Ground Freezing and Frost Action in Soils, Lulea, Sweden, 1997, p. 93–99.
- Miller R.D.** Frost heaving in non-colloidal soils // Permafrost: Proc. 3rd Intern. Conf. (Edmonton, Alberta, Canada, 10–13 July, 1978). Ottawa, Nat. Res. Coun. Canada, 1978, vol. 1, p. 708–713.
- O'Neill K., Miller R.D.** Exploration of a rigid ice model of frost heave // Water Resour. Res., 1985, vol. 21, No. 3, p. 281–296.
- Radd F.J., Oertle D.H.** Experimental pressure studies of frost heave mechanisms and the growth-fusion behavior of ice // Permafrost: Proc. 2nd Intern. Conf. (Yakutsk, USSR, July 13–28, 1973). Wash., D.C., Nat. Acad. Sci., 1973, p. 377–384.

*Поступила в редакцию
20 апреля 2009 г.*