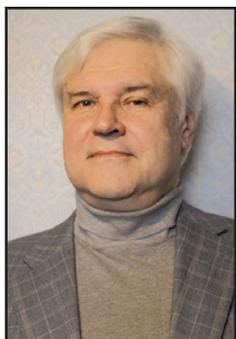




Взаимодействие столбчатых фундаментов с мёрзлым грунтом



Александр МАРАСАНОВ



Александр ШЕЙКИН



Иван АЛФЕРОВ

Марасанов Александр Игоревич – Российский университет транспорта, Москва, Россия.

Шейкин Александр Александрович – Российский университет транспорта, Москва, Россия.

Алферов Иван Валерьевич – Российский университет транспорта, Москва, Россия.*

Известно, что напряжённо-деформированное состояние мёрзлых грунтов изменяется во времени вследствие протекающих в них реологических процессов [1; 2]. Указанные процессы активизируются в период оттаивания деятельного слоя грунта, что приводит к увеличению осадки фундаментов искусственных сооружений. Вследствие этого учёт процессов ползучести и оттаивания мёрзлых грунтов является важной задачей при проектировании транспортных конструкций в районах Крайнего Севера и Сибири.

Целью исследования является развитие методики оценки изменения во времени напряжённо-деформированного состояния в мёрзлом грунте под подошвой столба фундамента мостовой опоры с учётом ползучести и оттаивания мёрзлого грунта.

Моделируется и исследуется взаимодействие столбчатых фундаментов мостовых опор с пылеватым глинистым мёрзлым грунтом. Исследование проводится на примере реально существующего путепровода через автодорогу М-56 «Лена», находящегося на перегоне Амга–Самырдан железнодорожного участка Томмот–Якутск железнодорожной линии Беркажит–Томмот–Якутск и имеющего опоры с фундаментами

столбчатого типа. Указанная железнодорожная линия расположена в районе твердомёрзлых грунтов.

Исследуется изменение с течением времени главных сжимающих нормальных напряжений, а также перемещений в мёрзлом грунте под подошвой столба. Отрезок времени, в течение которого исследуется поведение вышеописанной системы, ограничен пятью месяцами. Рассматриваются два расчётных варианта: а) с учётом оттаивания мёрзлого грунта на различные величины (от 1,5 м до 4 м); б) без учёта оттаивания мёрзлого грунта.

Показано, что оттаивание мёрзлого грунта даже на сравнительно небольшую величину от уровня природного рельефа приводит к существенному увеличению значений осадки столбчатого фундамента по сравнению с расчётным вариантом, когда оттаивание отсутствует (в 2÷2,5 раза). Вместе с тем установлено, что небольшие величины оттаивания оказывают малозаметное влияние на напряжённое состояние в мёрзлом грунте под подошвой столба. Кроме того, во всех рассмотренных расчётных вариантах (с учётом и без учёта оттаивания) зафиксировано снижение напряжений в мёрзлом грунте под подошвой столба с течением времени (релаксация напряжений).

Ключевые слова: транспортное строительство, напряжённо-деформированное состояние мёрзлого грунта, реологические процессы, ползучесть, оттаивание, мостовая опора, осадка фундамента столбчатого типа, модель грунтовой толщ, модуль деформации.

*Информация об авторах:

Марасанов Александр Игоревич – кандидат технических наук, доцент кафедры строительной механики Российского университета транспорта, Москва, Россия, marasanovai@yandex.ru.

Шейкин Александр Александрович – кандидат технических наук, доцент кафедры мостов и тоннелей Российского университета транспорта, Москва, Россия. a.sheikin@yandex.ru

Алферов Иван Валерьевич – кандидат технических наук, доцент кафедры строительной механики Российского университета транспорта, Москва, Россия, ialferov@bk.ru.

Статья поступила в редакцию 07.02.2019, принята к публикации 17.09.2019.

For the English text of the article please see p. 105.

ВВЕДЕНИЕ

Известно, что напряжённо-деформированное состояние мёрзлых грунтов изменяется во времени вследствие протекающих в них реологических процессов [1; 2]. Указанные процессы активизируются в период оттаивания деятельного слоя грунта, что приводит к увеличению осадки фундаментов искусственных сооружений. Вследствие этого учёт процессов ползучести и оттаивания мёрзлых грунтов является важной задачей при проектировании транспортных конструкций в районах Крайнего Севера и Сибири.

Отметим, что исследование особенностей поведения мёрзлых грунтов при их ползучести проводится в работах [3–5].

Так, в работе [3] исследуется линейная корреляция между логарифмом скорости ползучести и логарифмом времени, проходящего до достижения минимума скорости ползучести в грунте, льде и мёрзлом грунте.

В [4] рассматриваются повреждения в мёрзлом грунте в процессе ползучести и выводится соотношение для оценки степени повреждённости грунта при различном содержании в нём льда.

В [5] предлагается реологическая модель мёрзлого грунта, объединяющая модели Максвелла, Кельвина и Бингама.

Исследованию поведения мёрзлых грунтов при их оттаивании посвящены работы [6–8]. В статье [6] экспериментальным путём выявлены основные факторы, определяющие протекание осадок оттаивающих грунтов заданного района. В [7] проведено экспериментальное исследование влияния циклов заморозания и оттаивания на основные механические характеристики грунтов различных типов. В [8] на основе аналитического решения задачи о нестационарной теплопроводности в многослойной среде предлагается метод расчёта глубины оттаивания многолетне-мёрзлых грунтов в основании многослойных покрытий.

Различные аспекты использования метода конечных элементов для анализа мёрзлых грунтов рассмотрены в работах [9; 10].

Данная работа ставит своей целью оценку изменения на протяжении заданного отрезка времени напряжений и деформаций в мёрзлом грунте, находящимся под

фундаментом мостовой опоры, с учётом его вязкоупругих свойств и изменения температуры.

ОПИСАНИЕ МОДЕЛИ И ОБОСНОВАНИЕ ЕЁ ПАРАМЕТРОВ

Для исследования взаимодействия столбчатых фундаментов мостовых опор и грунта были приняты за основу данные по промежуточной опоре № 2 путепровода через автодорогу М-56 «Лена» на ПК4819+25, находящегося на перегоне Амга–Самырдах железнодорожного участка Томмот–Якутск железнодорожной линии Беркоkit–Томмот–Якутск. Вместе с тем не ставилась цель скрупулёзного следования исходным данным, привязанным к конкретному объекту, поскольку эти данные (в особенности данные геологии) могут существенно меняться при переходе от одного объекта к другому.

Рассматриваемая железобетонная опора имеет фундамент столбчатого типа. Шесть железобетонных сборных столбов ($\varnothing 0,8$ м, $l \approx 15$ м) объединены высоким монолитным ростверком (толщина железобетонной плиты – 1,65 м). Расстояние от подошвы ростверка до поверхности насыпного щебенистого грунта – 26 см. Расположение столбов в плане показано на рис. 1 (размеры – в метрах).

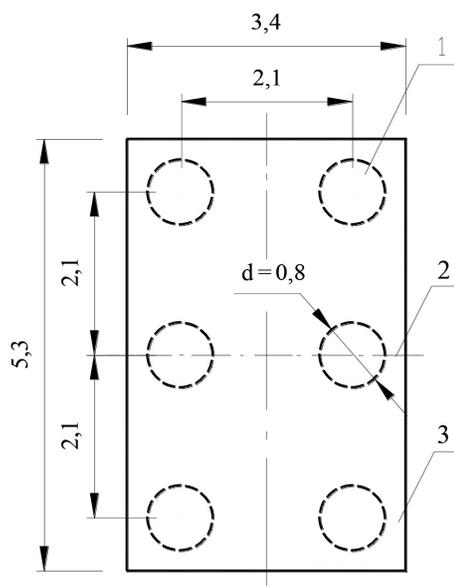


Рис. 1. Расположение ростверка и столбов опоры № 2: 1 – столб, 2 – ось моста, 3 – ростверк.



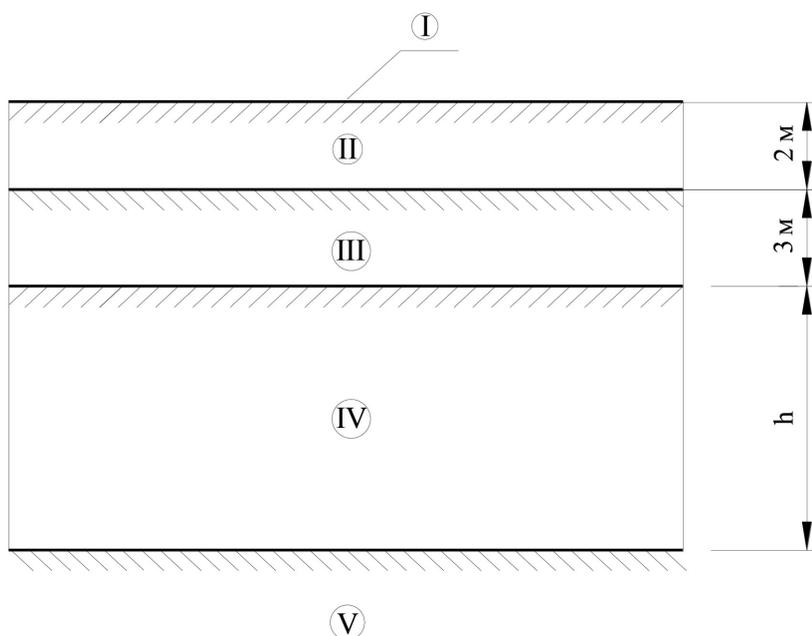


Рис. 2. Модель грунтовой толщи (I – рельеф, II – насыпной щебёнистый твердомёрзлый грунт с супесью до 30 %, при оттаивании супесь текучая, III – твердомёрзлый песок средней плотности и средней крупности, при оттаивании насыщенный водой, IV – слои твердомёрзлых супесей и суглинков, при оттаивании текучих, V – несжимаемый слой).

На основе имеющихся данных примем модель грунтовой толщи, представленную на рис. 2.

Будем предполагать, что слои твердомёрзлых пылеватых глинистых грунтов (супесей и суглинков) распространяются на достаточно большую глубину – от нескольких десятков до нескольких сотен метров. Указанное предположение обосновано тем, что рассматриваемый объект находится в районе между Томмотом и Якутском, где мощность вечномерзлых толщ составляет от 120 м до 250 м [1].

Будем считать, что ниже слоёв пылеватых глинистых грунтов расположен несжимаемый слой грунта.

Поскольку твердомёрзлые грунты являются малосжимаемыми с модулем деформации E , изменяющимся в диапазоне от 300 МПа до 30000 МПа [1], что в десятки и сотни раз больше модулей деформации грунтов в немёрзлом состоянии, то при анализе напряжённо-деформированного состояния столбчатого фундамента при взаимодействии его с грунтом целесообразно ограничиться рассмотрением поведения одного столба.

Тогда можно использовать следующую расчётную схему (рис. 3). Здесь римскими цифрами обозначены слои грунта, указанные на рис. 2.

Будем базироваться на предположении, применяемом при расчёте висячих свай [11], согласно которому считается, что при нагружении столба вокруг него образуется напряжённый массив грунта, ограниченный с боков усечённым конусом или пирамидой, а снизу – выпуклой криволинейной поверхностью (рис. 4).

В расчётах давление в плоскости подошвы столба принимают равномерно распределённым (F_0), а площадь эпюры реактивных давлений определяют в предположении, что силы трения передаются на плоскость подошвы столба под углом:

$$\alpha = \varphi_0/4, \quad (1)$$

где φ_0 – осреднённое значение угла внутреннего трения.

Следовательно, можно считать, что толщина грунтового массива в расчётной схеме на рис. 3 (горизонтальный размер, перпендикулярный плоскости модели) на участке между поверхностью рельефа и подошвой столба меняется по закону:

$$\delta(z) = d + 2 \cdot z \cdot \operatorname{tg} \alpha, \quad (2)$$

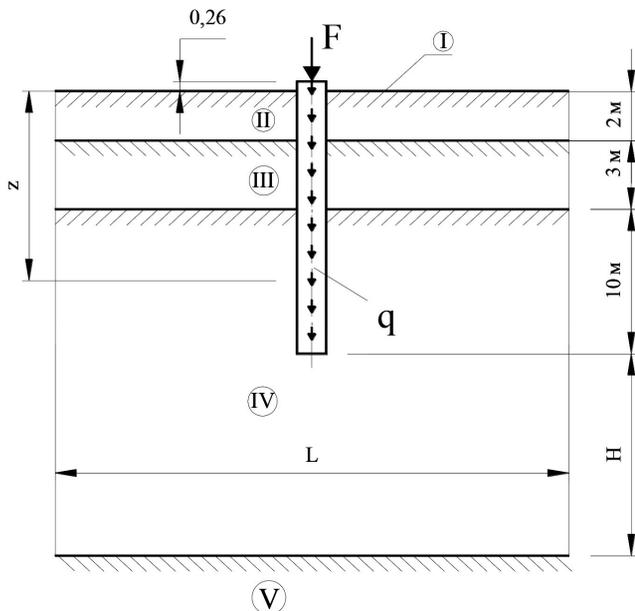


Рис. 3. Расчётная модель взаимодействия столба с грунтовой толщей: H – мощность слоя IV под подошвой столба ($H = h - 10$ м); L – ширина грунтового массива, учитываемая в модели; t – погонный нормативный собственный вес столба; F – усилие от собственного веса вышележащих конструкций путепровода, передаваемое на столб.

где z – расстояние от поверхности земли до слоя грунта, толщина которого определяется;

d – диаметр столба.

Ниже подошвы столба толщина грунтового массива принимается равной:

$$\delta = d + 2 \cdot l \cdot \operatorname{tg} \alpha. \quad (3)$$

Здесь $l \approx 15$ м – глубина погружения столба.

Важным при расчёте оснований и фундаментов на мёрзлых грунтах является правильная оценка температуры мёрзлых грунтов. В паспорте путепровода приведено нормативное значение среднегодовой температуры многолетне-мёрзлых грунтов $t^{\circ}\text{C} = -1,7^{\circ}\text{C}$ (среднегодовая температура на глубине 10 м). Вместе с тем, с увеличением глубины, в соответствии с данными исследований, наблюдается постепенное повышение температуры мёрзлой толщи до значений, близких к 0°C [1]. В предложенной расчётной схеме наиболее важной является температура слоёв грунта, расположенных ниже подошвы столба. В соответствии с этим примем температуру мёрзлых грунтов $\theta^{\circ}\text{C} = -0,2^{\circ}\text{C}$ (отметим, что согласно таблице 2 приложения 1 [12] температура начала замерзания грунта для неза-

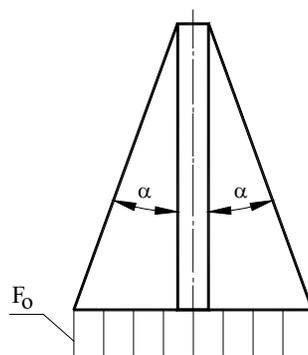


Рис. 4. Схема передачи нагрузки на плоскость нижнего конца столба.

солённых супесей равна $T_{\text{bf}} = -0,1^{\circ}\text{C}$, для незасоленных суглинков $T_{\text{bf}} = -0,2^{\circ}\text{C}$).

Другим важным вопросом является правильное определение величины φ_0 . В работе [1] отмечается, что при температуре, близкой к 0°C , угол внутреннего трения мёрзлых грунтов практически равен углу внутреннего трения грунтов немерзлых. Приблизённо можно принять значение φ_0 равным углу внутреннего трения φ для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $J_L = 0$ (отметим, что для твердомёрзлых пылевато-глинистых грун-



Характеристики путепровода

Название	Объёмный вес, кН/м ³	Погонный вес, кН/м	Вес одной штуки, кН	Объём, м ³	Длина, м	Общее число	Вес, кН
Рельсы	—	1,275	—	—	22,09	—	28,2
Шпалы деревянные	—	—	0,69	—	—	67	46,2
Балласт	17,66	—	—	30,41	—	—	537,0
Металл пр. строения	—	24,45	—	—	13,8	—	337,4
Ж.б. пр. строение	24,525	—	—	18,1	—	—	443,9
Тротуарные плиты, блоки перекрытия и блоки убежищ	24,525	—	—	1,47	—	—	36,0
Тротуарные консоли, перила и желоба (металл)	—	—	—	—	—	—	35,5
Монолитный ростверк	24,525	—	—	30	—	—	735,8
Сборные блоки тела опоры	24,525	—	—	17,415	—	—	427,1
Монолитный бетон заполнения	24,525	—	—	10,1	—	—	247,7
Монолитная насадка	24,525	—	—	12,2	—	—	299,2

тов $J_L < 0$). По данным паспорта на путепровод, коэффициент пористости для твердомёрзлых супесей и суглинков меняется в диапазоне $0,47 \div 2,78$. Примем его равным 1,0. Тогда на основании данных таблицы 2 приложения 1 [13] примем $\varphi_0 \approx 20^\circ$. Следует отметить, что при увеличении коэффициента пористости угол внутреннего трения φ_0 убывает, что ведёт к снижению несущей способности столба.

Будем также считать значения модуля деформации E и коэффициента Пуассона μ одинаковыми для всех слоёв грунта. Определим E по формуле [1], применяемой для мёрзлых пылеватых глинистых грунтов:

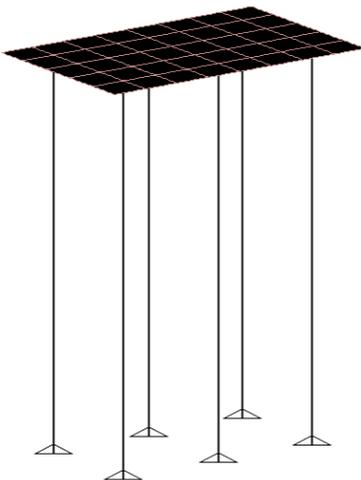


Рис. 5. Пространственная модель столбчатого фундамента.

$$E = \gamma + \beta \cdot |\theta|, \quad (4)$$

где $\theta = -0,2^\circ\text{C}$; $\gamma = 392,4 \text{ МПа}$; $\beta = 1373,4 \text{ МПа}$ (при величине сжимающего напряжения $\sigma \approx 0,2 \text{ МПа}$). Тогда $E = 667,08 \text{ МПа}$.

Согласно опытным данным [1], значение коэффициента Пуассона μ для мёрзлых пылеватых глинистых грунтов изменяется в диапазоне $0,13 \div 0,35$. Примем $\mu = 0,3$.

Для того чтобы учесть процессы ползучести, протекающие в мёрзлых пылеватых глинистых грунтах, используем соотношение, связывающее относительную осевую деформацию ε и нормальное напряжение σ , представленную в [14]:

$$\varepsilon(t) = [(\sigma \cdot t^k) / \xi]^m, \quad (5)$$

где

$$\xi = \omega \cdot (|\theta| + 1)^k. \quad (6)$$

Здесь t – время. Для мёрзлой супеси согласно [14] можно принять:

$$\lambda = 0,1; m = 3,704; \omega = 9; k = 0,89.$$

Тогда при $\theta = -0,2^\circ\text{C}$ имеем $\xi = 10,59 \text{ (кг/см}^2) \cdot \text{час}^{0,1} = 0,7557 \text{ МПа} \cdot \text{сутки}^{0,1}$.

Сбор нормативной нагрузки, передаваемой от собственного веса путепровода, представлен в таблице 1.

Если суммировать значения, представленные в последнем столбце таблицы 1, то получим $Q = 3174 \text{ кН}$ (нормативный вес, передаваемый на ростверк опоры № 2 с учётом веса ростверка).

Найдём силу F (рис. 3), передаваемую на один столб. Для этого решим следующую пространственную задачу. На рис. 5 показана конечно-элементная простран-

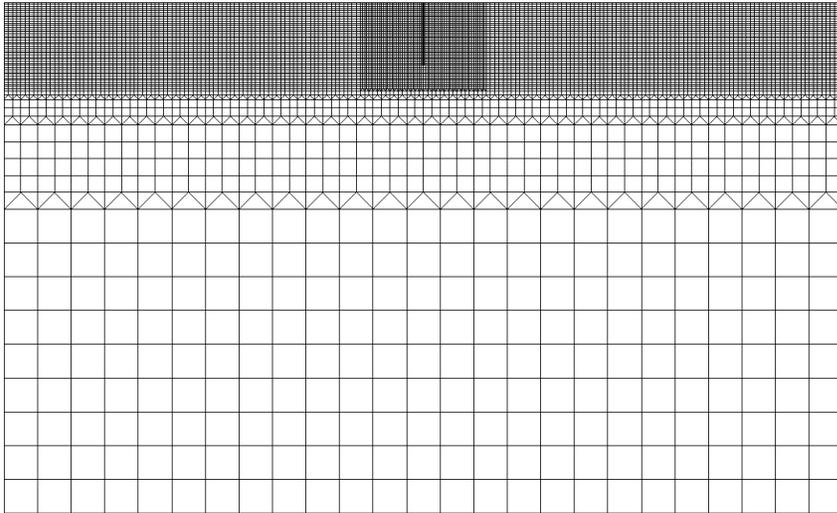


Рис. 6. Модель МКЭ взаимодействия столба и грунтовой толщи.

ственная модель столбчатого фундамента (в работе использовался программный комплекс MSC NASTRAN). Столбы по подошвам имеют жёсткие заделки. Поверх столбы жёстко объединены плитой ростверка. Плита ростверка загружена равномерно распределённой нагрузкой $q_0 = Q/A = 3174 \text{ кН}/18,02 \text{ м}^2 = 176,1 \text{ кН/м}^2$. Здесь $A = 5,3 \text{ м} \cdot 3,4 \text{ м} = 18,02 \text{ м}^2$ – площадь горизонтальной поверхности плиты ростверка. В результате расчёта получено, что наиболее нагруженными являются столбы, находящиеся в среднем ряду. На каждый из них передаётся усилие 546,4 кН, в то время как усилие, воспринимаемое каждым из крайних столбов, равно 520,1 кН. Таким образом, $F = 546,4 \text{ кН}$.

Определим нагрузку q (погонный собственный вес одного столба $\varnothing 0,8 \text{ м}$):
 $q = \rho \cdot V/L = 24,525 \text{ кН/м}^3 \cdot 7,5417 \text{ м}^3/15 \text{ м} = 12,33 \text{ кН/м}$.

Здесь ρ – объёмный вес, V – объём; L – длина столба.

Исследуем, как влияют на оценку напряжённо-деформированного состояния под подошвой столба параметры расчётной схемы (рис. 3): L (ширина грунтовой толщи) и H (мощность грунтовой толщи под подошвой столба). Выполним указанное исследование с помощью модели метода конечных элементов (рис. 6).

Модель состоит из 11071 конечных элементов и 10923 узлов. В окрестности стол-

ба имеет место сгущение конечно-элементной сетки (в направлении влево и вправо от оси столба на 15 м, а также от поверхности рельефа на 20 м вглубь). За границами указанной области конечно-элементная сетка становится более редкой. Столб моделировался с помощью стержневых элементов, а грунт – с помощью плоских треугольных и четырёхугольных элементов, толщина которых на участке от поверхности рельефа до подошвы столба определялась на основе соотношения (2), а ниже подошвы столба – на основе соотношения (3). Нижний край модели имеет жёсткое защемление.

Сосредоточенная сила F и распределённая нагрузка q (рис. 3) условно не показаны. Данная модель использовалась как для расчётов в упругой стадии, так и для расчётов с учётом ползучести и оттаивания грунта. Отметим, что при расчётах с учётом оттаивания число конечных элементов и узлов уменьшалось за счёт удаления оттаявших слоёв из модели.

В таблице 2 приведены значения вертикального перемещения подошвы столба Δ и главного сжимающего нормального напряжения σ_2 в грунте под подошвой столба, полученные при $L = 200 \text{ м}$ и различных значениях H (здесь и далее σ_2 приводится по абсолютной величине). Можно видеть, что при возрастании H параметр Δ также возрастает. В то же время напряжённое



Зависимость показателей напряжённо-деформированного состояния грунта под подошвой столба от параметров H и L (см. рис. 3, б).

Параметр L , м	Параметр H , м	Вертикальное перемещение подошвы столба Δ , мм	Главное сжимающее напряжение σ_2 в грунте под подошвой столба, МПа
200	106	0,6142	0,03510
200	170	0,7320	0,03505
200	226	0,8250	0,03505
312	106	0,6061	0,03508
408	106	0,6050	0,03508

Таблица 3

Изменение во времени параметров Δ и σ_2

Время, сутки	Вертикальное перемещение подошвы столба Δ , мм, (главное сжимающее напряжение в грунте под подошвой столба σ_2 , МПа) при различных значениях глубины оттаивания S			
	а) $S = 0$	б) $S = 1,5$ м	в) $S = 3$ м	г) $S = 4$ м
0	0,6142 (0,0351)	0,9942 (0,0630)	1,3341 (0,0900)	1,5749 (0,1109)
30	0,6487 (0,0302)	1,2196 (0,0497)	2,0239 (0,0674)	2,8895 (0,0795)
60	0,6572 (0,0297)	1,2774 (0,0491)	2,1969 (0,0668)	3,2136 (0,0784)
90	0,6631 (0,0294)	1,3179 (0,0488)	2,3187 (0,0659)	3,4401 (0,0776)
120	0,6679 (0,0292)	1,3502 (0,0486)	2,4151 (0,0655)	3,6187 (0,0770)
150	0,6718 (0,0291)	1,3774 (0,0484)	2,4961 (0,0654)	3,7683 (0,0765)

состояние в грунте под подошвой столба меняется слабо.

В таблице 2, кроме того, представлены значения Δ и σ_2 , полученные при $H = 106$ м и различных значениях L . Из приведённых данных следует, что увеличение L слабо влияет на напряжённо-деформированное состояние под подошвой столба. Примем $L = 200$ м; $H = 106$ м. Принятое значение параметра H можно обосновать упоминаемой выше мощностью вечномёрзлых толщ данного района (120÷250 м).

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЁТА НА ПОЛЗУЧЕСТЬ И ОТТАИВАНИЕ

Исследование изменения во времени напряжённо-деформированного состояния модели, представленной на рис. 3 и б, было проведено на интервале времени [0; 150 суток] для следующих видов нагружения:

а) действие нормативного собственного веса части сооружения, передаваемого на столб;

б) действие нормативного собственного веса части сооружения, передаваемого на столб, плюс действие отрицательной (негативной) силы трения оттаивающего грунта по боковой поверхности столба.

При выполнении расчётов, соответствующих пункту б, значение погонной отрицательной (негативной) силы трения i -го слоя оттаивающего грунта, действующей по боковой поверхности столба, определялось в соответствии с п. 4.38 [12] по формуле:

$$f_{\text{neg}, i} = u_p \cdot f_{n, i} \quad (7)$$

где u_p – периметр поперечного сечения столба, м;

$f_{n, i}$ – отрицательное трение i -го слоя оттаивающего грунта по боковой поверхности столба, кПа, которое допускается принимать по таблице 2 [15].

Было принято, что $u_p = \pi \cdot d = 3,14$ м, где $d = 1$ м – диаметр скважины, заполняемой цементно-песчаным раствором, в которую погружается столб.

При расчётах на оттаивание негативная сила, передаваемая на боковую поверхность столба со стороны слоя насыпного щебёнистого грунта (слой II на рис. 3) не учитывалась, а глубина оттаивания S отмерялась от уровня природного рельефа. При этом расчётная модель уточнялась следующим образом: оттаявший слой грунта заменялся соответствующей негативной силой трения $f_{\text{neg}, i}$. Удаление оттаявшего слоя влекло за собой внесение изменений в напряжённый массив грунта, образующийся вокруг столба при

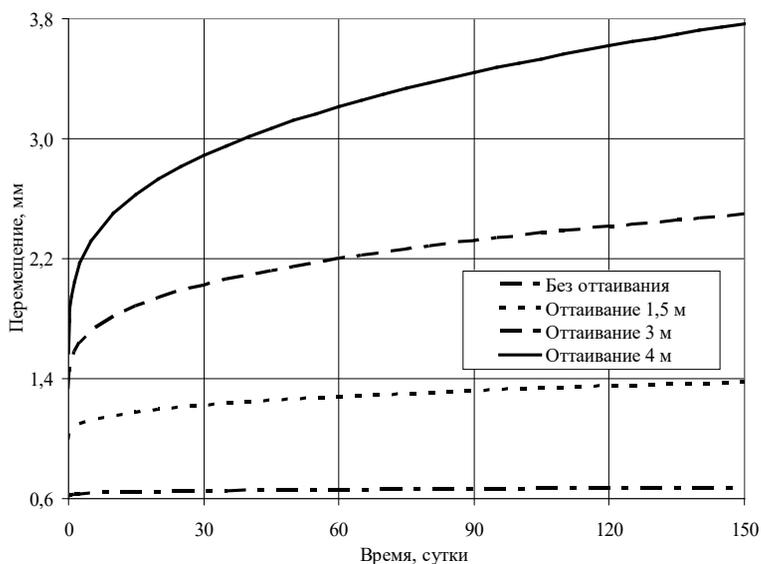


Рис. 7. Графики зависимости осадки столба от времени.

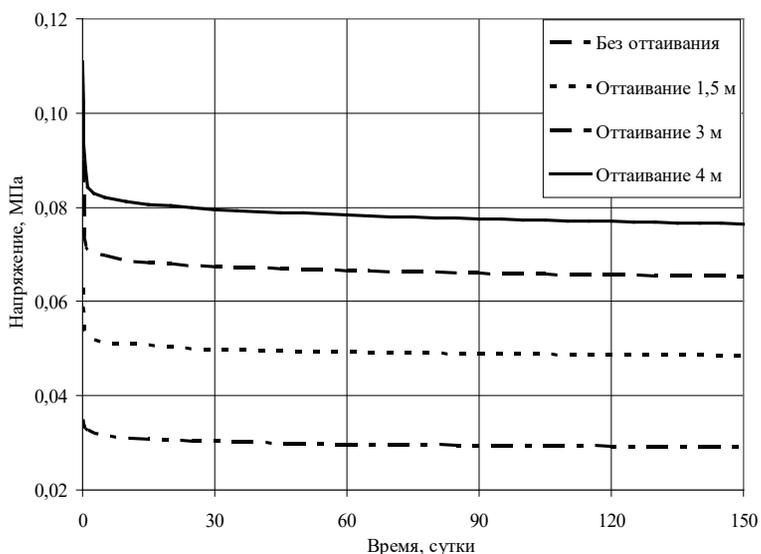


Рис. 8. Графики зависимости главного сжимающего напряжения в грунте под подошвой столба от времени.

нагрузении, а именно, указанный массив ограничивался горизонтальной плоскостью, отделяющей оттаявший грунт от мёрзлого грунта, а также горизонтальной плоскостью, проходящей через подошву столба. Расстояние z (рис. 3) при определении толщин слоёв грунта (см. (2)) также отсчитывалось от границы оттаявшего и неоттаявшего слоёв, а параметр l в соотношении (3) принимался равным $l = 15 - 2 - S$.

Были рассмотрены три варианта оттаивания:

- 1) $S = 1,5$ м;
- 2) $S = 3$ м;
- 3) $S = 4$ м.

Ниже приводится определение негативных сил трения для указанных вариантов:

1) Оттаивание слоя III (рис. 3) на $S = 1,5$ м. Для песка средней крупности и средней плотности при средней глубине оттаивания $0,75$ м по таблице 2 [15] находим $f_{n,2} \approx 35$ кПа; $f_{neg,2} = 35 \text{ кПа} \cdot 3,14 \text{ м} = 109,9 \text{ кН/м}$.

2) Оттаивание слоя III на $S = 3$ м. Средняя глубина оттаявшего слоя равна $1,5$ м.





$f_{n,2} \approx 38,5 \text{ кПа}$; $f_{\text{neg},2} = 38,5 \text{ кПа} \cdot 3,14 \text{ м} = 120,89 \text{ кН/м}$.

3) Оттаивание слоя III на 3 м плюс оттаивание слоя IV на 1 м ($S = 4 \text{ м}$). Средняя глубина оттаявшего слоя III – 2 м. $f_{n,2} \approx 42 \text{ кПа}$; $f_{\text{neg},2} = 42 \text{ кПа} \cdot 3,14 \text{ м} = 131,88 \text{ кН/м}$. Средняя глубина оттаявшего слоя IV (пылеватый глинистый грунт) – 3,5 м. $f_{n,3} \approx 5 \text{ кПа}$; $f_{\text{neg},3} = 5 \text{ кПа} \cdot 3,14 \text{ м} = 15,70 \text{ кН/м}$.

Изменение во времени напряжённо-деформированного состояния под подошвой столба, вызванное ползучестью грунта, исследовалось для четырёх расчётных случаев:

а) оттаивание отсутствует ($S = 0$);

б) вариант оттаивания 1) (см.п. 1) при глубине оттаивания $S = 1,5 \text{ м}$;

в) вариант оттаивания 2) при глубине оттаивания $S = 3 \text{ м}$;

г) вариант оттаивания 3) при глубине оттаивания $S = 4 \text{ м}$.

В таблице 3 приведены значения вертикального перемещения подошвы столба Δ (осадки столба) и главного сжимающего нормального напряжения в грунте под подошвой столба σ_2 соответственно, полученные для всех расчётных случаев, сформулированных выше, в различные моменты времени, прошедшего после нагружения. Графики изменения осадки столба Δ , а также параметра σ_2 во времени представлены на рис. 7, 8.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Из представленных результатов следует, что при отсутствии оттаивания, а также при относительно небольшой его глубине осадка столбчатого фундамента, вызванная действием нагрузки, возникающей от собственного веса путепровода, является незначительной ($\leq 1 \text{ мм}$). Кроме того, рост осадки фундамента, связанный с ползучестью грунта, на рассматриваемом интервале времени также невелик. Вместе с тем, увеличение глубины оттаивания до 3÷4 метров от уровня природного рельефа приводит к более существенной осадке (1,3÷1,6 мм). С учётом развивающейся ползучести мёрзлого грунта эта осадка может достичь через 120÷150 суток после оттаивания 2,5÷3,8 мм, т.е. возрасти примерно в 2÷2,5 раза. В то же время изменение напряжённого состояния в мёрзлом грунте при нагружении столба нагрузками F и q , не является заметным

даже при существенных значениях глубины оттаивания S ($\sigma_2 \leq 0,111 \text{ МПа}$). С течением времени главное сжимающее напряжение σ_2 убывает для всех рассмотренных расчётных случаев, то есть имеет место релаксация напряжений.

Таким образом, на основании проведённого исследования можно сделать вывод о том, что на сравнительно небольших отрезках времени (несколько месяцев), процесс оттаивания весьма значительно влияет на деформированное состояние мёрзлого грунта под подошвой фундамента и слабо влияет на его напряжённое состояние.

ЛИТЕРАТУРА

1. Цытович Н. А. Механика мёрзлых грунтов: Учеб. пособие. – М.: Высшая школа, 1973. – 448 с.
2. Вялов С. С. Реологические основы механики грунтов: Учеб. пособие. – М.: Высшая школа, 1978. – 447 с.
3. Ting, J. M. On the nature of the minimum creep rate-time correlation for soil, ice, and frozen soil. Canadian Geotechnical Journal, 1983, Vol. 20, Iss. 1, pp. 176–182. DOI: 10.1139/t83-017.
4. Tiande Miao, Xuexia Wei, Changqing Zhang. Creep of frozen soil by damage mechanics. Science in China (Scientia Sinica) Series B, Vol. 38, Iss. 8, pp. 996–1002.
5. Songhe Wang, Jilin Qi, Zhenyu Yin, Jianming Zhang, Wei Ma. A simple rheological element based creep model for frozen soils. Cold Regions Science and Technology, 2014, Vol. 106–107, pp. 47–54. DOI: 10.1016/j.coldregions.2014.06.007.
6. Царапов М. Н., Котов П. И. Свойства мёрзлых грунтов при оттаивании // Путь и путевое хозяйство. – 2013. – № 9. – С. 31–34.
7. Özgan, E., Serin, S., Ertürk, S., Vural, I. Effects of freezing and thawing cycles on the engineering properties of soil. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2015, Vol. 52, Iss. 2, pp. 95–99. DOI: 10.1007/s11204-015-9312-1.
8. Иванов В. Н., Мерзляков В. П., Плотников А. А. Расчёт глубины протаивания многолетнемёрзлых грунтов в основании многослойных покрытий // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2018. – № 5. – С. 25–30.
9. Gioda, G., Gallavresi, F., Locatelli, L. A numerical and experimental study of the artificial freezing of sand. Canadian Geotechnical Journal, 1994, Vol. 31, Iss. 1, pp. 1–11. DOI: 10.1139/t94-001.
10. Nishimura, S., Gens, A., Olivella, S., Jardine, R. J. THM-coupled finite element analysis of frozen soil: formulation and application. Géotechnique, 2009, Vol. 59, Iss. 3, pp. 159–171. DOI: 10.1680/geot.2009.59.3.159.
11. Веселов В. А. Проектирование оснований и фундаментов (Основы теории и примеры расчёта): Учеб. пособие. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1990. – 304 с.
12. СП 25.13330.2012. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах.
13. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений.
14. Вялов С. С. Прочность и ползучесть мёрзлых грунтов и расчёты ледогрунтовых ограждений. – М.: Изд-во АН СССР, 1962. – 253 с.
15. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. ●