

## СОДЕРЖАНИЕ:

## CONTENTS:

**Механика грунтов**

- ГОТМАН Н.З., ДАВЛЕТЯРОВ Д.А. Исследование работы свайного ленточного фундамента при образовании карстового провала 2
- РАШИДОВ Т.Р., АН Е.В. Исследование устойчивости подземного трубопровода с учетом геометрической нелинейности при продольном нагружении 7
- НОВИКОВ Е.А., ШКУРАТНИК В.Л., ОШКИН Р.О., ЗАЙЦЕВ М.Г. Влияние напряженно-деформированного состояния песчано-глинистых грунтов на их термостимулированную акустическую эмиссию 12
- ШЕН Я., ХУ С., ТАО М., ВАН Б., СОНГ Ш. Осадка оснований, сложенных слабыми глинистыми грунтами, от динамических нагрузок, вызванных движением высокоскоростных поездов 17

**Экспериментальные исследования**

- БАХОЛДИН Б.В., БЕССМЕРТНЫЙ А.В., ЯСТРЕБОВ П.И. Исследование природы увеличения несущей способности свай, погруженных в глинистые грунты 18
- ХУ К., ЧЭНЬ С., ЧЭНЬ Й. Лабораторные исследования деформационных и прочностных характеристик засоленных мерзлых пылевато-песчаных грунтов 22
- ЛВ Я., ЧЖАН Д., РОН С., ВАН Ю. Механизм воздействия дополнительных нагрузок от сил негативного трения на висячую сваю двутаврового профиля 28
- ИБРАГИМ А.Н., ШАНЦ Т. Улучшение свойств загипсованных грунтов силиконовым маслом 28

**Проектирование**

- БЕЗУГЛОВА Е.В., МАЦИЙ С.И. Экспресс-оценка устойчивости оползневых склонов при предпроектной проработке инженерной защиты трассы газопровода и линий электропередач 29

**Экология в строительстве**

- ЧЖАН Ч.-Х., ФАНГ Ю.-Ф., ДЮ С.-Л. Трехмерное движение растворов в деформируемом грунте с учетом адсорбции 34

**Геотехнический мониторинг**

- ИЛЬИЧЕВ В.А., НИКИФОРОВА Н.С., ГОТМАН Ю.А. Обеспечение конструктивной безопасности объектов с подземной частью путем преобразования свойств грунтов (на примере Алабяно-Балтийского тоннеля в Москве) 35

**Юбилейные и памятные даты**

- Памяти КАЗАРНОВСКОГО В.Д. 39

**Критика и библиография**

- Рецензия на учебное пособие "Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений" 40

**Soil Mechanics**

- GOTMAN N.Z., DAVLETYAROV D.A. Investigation of pile-strip foundation with the formation of karst cavity 2
- RASHIDOV T.R., AN E.V. Investigation of stability of underground pipe-line with account of geometric non-linearity while longitudinal loading 7
- NOVIKOV E.A., SHKURATNIK V.L., OSHKIN R.O., ZAYTSEV M.G. Influence of the stressed-strained state of sandy-clay soils on their thermostimulated acoustic emission 12
- SHEN Y., XU H., TAO M., WANG B., SONG SH. Settlement of soft clay subgrade under coupled effects of vibration frequency and dynamic stress ratio caused by high-speed train loads 17

**Experimental Investigations**

- BAKHOLDIN B.V., BESSMERTNYI A.V., YASTREBOV P.I. Investigation of nature of increase of bearing capacity of the piles submerged into the clay soils 18
- HU K., CHEN X., CHEN J. Laboratory investigation of deformation and strength characteristics of saline frozen silty sand 22
- LV Y., ZHANG D., RONG X., WANG YU. Mechanism of downdrag for floating H-pile subjected to surcharge 28
- IBRAHIM A.N., SCHANZ T. Improvement of gypsiferous soil strength by silicone oil 28

**Design**

- BEZUGLOVA E.V., MATSIY S.I. Express estimate of stability of landslide slopes with pre-design study of engineering protection of pipeline routing and power transmission lines 29

**Ecology in Construction**

- ZHANG Z.-H., FANG Y.-F., DU X.-L. Transport of Solute in Deformable Soils with Different Adsorption Modes 34

**Geotechnical Monitoring**

- ILYICHEV V.A., NIKIFOROVA N.S., GOTMAN Yu.A. Providing with constructive safety of underground part of objects by transformation of soils properties (for the example of Alabyano-Baltic tunnel in Moscow) 35

**Jubilee and memorable dates**

- In memory of KAZARNOVSKII V.D. 39

**Critics and Bibliography**

- Review on the text-book "Design of buildings and structures bases and foundations" 40

УДК 55.144:624.131.522.34

## ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ СВАЙНОГО ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА ПРИ ОБРАЗОВАНИИ КАРСТОВОГО ПРОВАЛА

*Представлены результаты исследований работы свайного ленточного фундамента при образовании карстового провала. Получены закономерности изменения условий работы свай вокруг карстового провала и разработаны аналитические решения для определения коэффициента жесткости свай и максимальных нагрузок, передаваемых на сваи.*



**ГОТМАН  
НАТАЛЬЯ ЗАЛМАНОВНА**

Доктор технических наук, профессор кафедры "Строительное производство и геотехника" ФГБОУ ВО "Пермский государственный национальный исследовательский университет", главный специалист экспертно-аналитического отдела НИИОСП им. Н.М. Герсеевича (Москва, Россия).

### Основные направления деятельности:

- экспериментально-теоретические исследования и разработка методов расчета фундаментов в слабых грунтах и на закарстованных территориях, проектирование зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях. Автор 103 опубликованных работ.



**ДАВЛЕТЯРОВ  
ДИНАР АНФИСОВИЧ**

Кандидат технических наук, главный конструктор ООО "Подземпроект", член РОМГГиФ (Москва, Россия).

- исследование работы оснований и фундаментов на закарстованных территориях. Автор 12 опубликованных работ.

### Введение

При проектировании зданий и сооружений на закарстованных территориях конструктивная защита зданий преимущественно выполняется в фундаментной части. Фундаменты, обеспечивающие защиту зданий против карстовых деформаций, получили название "карстозащитные фундаменты". Наиболее распространенным типом карстозащитного фундамента является свайный ленточный фундамент.

Расчет свайного ленточного фундамента при образовании карстового провала, как правило, выполняют путем математического моделирования фундамента на неравномерно деформируемом основании. При моделировании процессов совместного деформирования основания и фундамента исходные данные о прочностных и деформационных характеристиках грунтов являются приближенными. Поэтому целесообразно применять упрощенные расчетные модели. Такой моделью основания свайного ленточного фундамента в условиях образования карстового провала является контактная модель, в соответствии с которой сваи моделируются связями конечной жесткости, определяемыми по аналогии с коэффициентом жесткости свай.

На основании исследований [1] установлено, что условия работы свай у границ провала отличаются от таковых в свайном фундаменте, когда карстовый провал не образуется, что влияет на коэффициент жесткости свай.

Для разработки метода определения коэффициента жесткости свай, учитывающего указанное изменение условий работы, выполнены экспериментально-теоретические исследования взаимодействия "свайный ленточный фундамент – основание". В результате получены закономерности изменения условий работы свай вокруг карстового провала, на основе которых разработаны аналитические решения для определения коэффициента жесткости свай.

### Исследование закономерностей изменения условий работы свай вокруг карстового провала

Для выявления закономерностей изменения условий работы свай выполнена серия численных расчетов работы свай ленточного свайного фундамента вокруг карстового провала при нагружении их осевой силой. Карстовый провал моделировался воронкой ступенчатой формы (рис. 1).

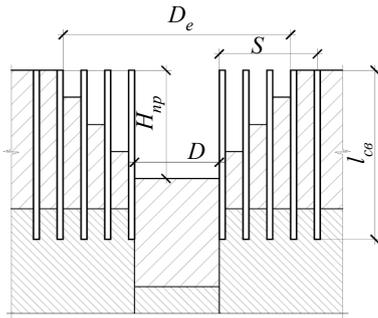


Рис. 1. Расчетная схема основания свайного фундамента при образовании карстового провала

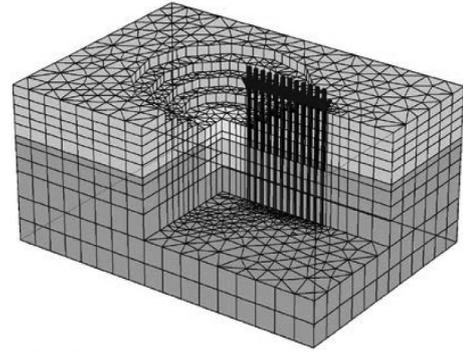


Рис. 2. Схема расчетной модели в программе "PLAXIS 3D Foundation"

Расчеты выполнены с использованием программного комплекса "PLAXIS 3D Foundation". Расчетная модель представляет собой массив грунта с погруженными в него сваями, разбитый на конечные элементы. Для расчетов использована упругопластическая модель грунта с упрочнением (Hardening Soil model). Сваи моделировались объемными элементами, а взаимодействие свай с грунтом – с помощью контактных элементов вокруг сваи (интерфейсов) (рис. 2).

Расчеты фундамента выполнялись без учета и с учетом образования карстового провала. По результатам расчетов строились графики "нагрузка – осадка" в зависимости от изменения длины и шага свай, глубины провала, характеристик грунтов основания и удаленности сваи от карстового провала. По графикам "нагрузка-осадка" определялся коэффициент жесткости свай как отношение нагрузки на сваю к осадке при этой нагрузке на границе "условно линейного" участка графика. Так как изменение формы кривой "нагрузка – осадка" отражает изменение условий работы свай вокруг провала, в качестве количественной характеристики этого изменения принят коэффициент  $\alpha = K/K_1$ , где  $K$  и  $K_1$  – коэффициенты жесткости до и после образования провала.

Основными изменяемыми параметрами в численном эксперименте являются: отношение длины сваи ( $l_{cb}$ ) к глубине карстового провала ( $H_{np}$ ), расстояние от границы провала до сваи ( $S$ ) и характеристики грунтового основания.

Расчеты выполнялись для 40 вариантов исходных данных при варьировании  $l_{cb}$  в диапазоне 6...16 м,  $S$  – 0,5...8 м,  $H_{np}$  – 6...10 м. Грунтовое основание принято 2-х типов: 1 – двухслойное основание, сложенное суглинками мягкопластичными (с поверхности) и глинами полутвердыми (под нижним концом сваи); 2 – двухслойное основание, сложенное суглинками мягкопластичными (с поверхности) и гравийным грунтом (под нижним концом сваи).

На рис. 3 представлены графики "нагрузка – осадка" для первого типа грунтового основания при  $l_{cb}/H_{np} = 0,553$  и  $1,515$  на расстоянии сваи от границы провала соответственно  $S = 0,5$  и  $3,5$  м. В табл. 1 приведены результаты расчета коэффициента  $\alpha$  в зависимости от  $l_{cb}/H_{np}$  и  $S/H_{np}$ , а на рис. 4,а их графическая интерпретация. Аппроксимация кривых (см. рис. 4,а) позволила получить

$$\alpha = 1 + \frac{m}{(l_{cb}/H_{np})^2}, \quad (1)$$

где  $m$  определяется в зависимости от  $S/H_{np}$  (см. рис. 4,б)

$$m = \frac{0,041}{(S/H_{np})^2 + 0,04}. \quad (2)$$

Путем подстановки  $m$  из (2) в (1) и математических преобразований определим коэффициент  $\alpha$ , снижающий коэффициент жесткости свай до образования провала

$$\alpha = 1 + \frac{0,041H_{np}^4}{l_{cb}^2(S^2 + 0,04H_{np}^2)}. \quad (3)$$

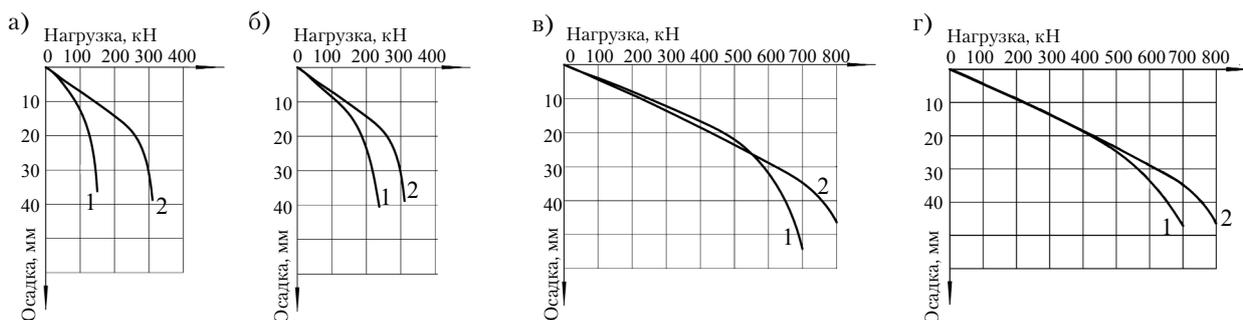


Рис. 3. Зависимость нагрузка-осадка для первого типа грунтового основания:

а -  $l_{sv}/H_{np} = 0,553$ ;  $S = 0,5$  м; б -  $l_{sv}/H_{np} = 0,553$ ;  $S = 3,5$  м; в -  $l_{sv}/H_{np} = 1,515$ ;  $S = 0,5$  м; г -  $l_{sv}/H_{np} = 1,515$ ;  $S = 3,5$  м; 1 - с учетом провала; 2 - без учета

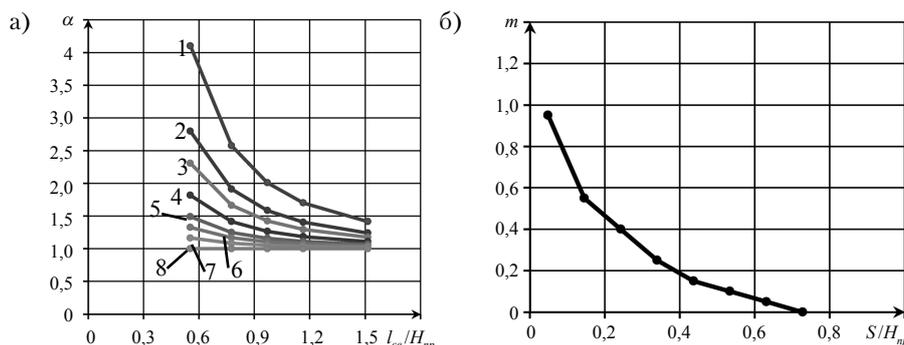


Рис. 4. Графики зависимостей:  $\alpha$  от  $l_{sv}/H_{np}$  (а) и  $m$  от  $S/H_{np}$  (б):

$S/H_{np} = 0,049$  (1);  $0,146$  (2);  $0,243$  (3);  $0,340$  (4);  $0,437$  (5);  $0,534$  (6);  $0,631$  (7);  $0,728$  (8)

Таблица 1

$l_{sv}/H_{np}$	Коэффициент $\alpha$ при $S/H_{np}$ равном							
	0,049	0,146	0,243	0,340	0,437	0,534	0,631	0,728
0,553	4,103	2,487	2,205	1,590	1,385	1,128	1,077	1
0,777	2,583	1,917	1,792	1,542	1,458	1,250	1,167	1
0,971	2,000	1,824	1,735	1,412	1,294	1,059	1,059	1
1,165	1,500	1,417	1,417	1,292	1,250	1,125	1,042	1
1,515	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125	1,063	1,063	1

Для учета грунтовых условий в (3) введен коэффициент  $\beta$ , который определен путем сравнения расчетного  $\alpha$  с  $\alpha$  для условий, заданных в численных исследованиях (см. рис. 3)

$$\alpha = 1 + \beta \frac{0,041H_{np}^4}{l_{sv}^2(S^2 + 0,04H_{np}^2)}. \quad (4)$$

После серии расчетов были определены  $\beta$  в песчаных и глинистых грунтах (табл. 2) с различными физико-механическими характеристиками.

Результаты определения  $\alpha$  по (4) были сопоставлены с данными испытаний фрагментов свайных фундаментов в полевых условиях.

В качестве модельных были использованы железобетонные сваи размером  $150 \times 150 \times 3000$  мм. Грунтовые условия на площадке испытаний представлены суглинками полутвердой консистенции. Имитация провала осуществлялась устройством выемки. Испытания фундаментов состояли из двух последовательных статических испытаний вертикальной нагрузкой, одно из которых проводилось до образования выемки и второе – после ее устройства. По данным натурного эксперимента строились графики "нагрузка – осадка" свай и определялось снижение коэффициентов жесткости свай ( $\alpha = K/K_1$ ) при образовании провала в зависимости от удаленности сваи от него. На рис. 5 представлены графики изменения  $\alpha$  в зависимости от  $S$ . Оба графика показывают удовлетворительную сходимость расчетных и опытных данных.

В результате, коэффициент жесткости свай ( $K_1$ ) вокруг провала предложено снижать по сравнению с коэффициентом жесткости, определенным для нормальных условий эксплуатации, т.е. когда провал под подошвой фундамента не образуется ( $K$ ), и определять  $K_1$  в зависимости от  $l_{sv}$ ,  $H_{np}$ ,  $S$ , а также характеристик грунтов покровной толщи

$$K_1 = K / \left( 1 + \beta \frac{0,041H_{np}^4}{l_{sv}^2(S^2 + 0,04H_{np}^2)} \right). \quad (5)$$

Таблица 2

Пески		Коэффициент $\beta$ при коэффициенте пористости $e$ равном						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Гравелистые и крупные		0,25	0,39	0,54	–	–	–	–
Средней крупности		0,27	0,42	0,56	–	–	–	–
Мелкие		0,27	0,53	0,79	1,05	–	–	–
Пылеватые		0,35	0,69	1,03	1,37	–	–	–
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	0,73	0,96	1,21	1,46	–	–	–
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	0,77	0,98	1,18	1,47	1,84	–	–
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	0,56	0,79	0,91	1,08	1,21	1,44	–
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	0,68	0,84	1,00	1,21	1,46	1,69	–
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	–	–	1,11	1,37	1,64	1,85	2,06
Глины	$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	0,71	0,83	0,93	1,04	1,19	1,34
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	–	–	0,88	1,00	1,17	1,36	1,61
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	–	–	1,05	1,19	1,40	1,60	1,78

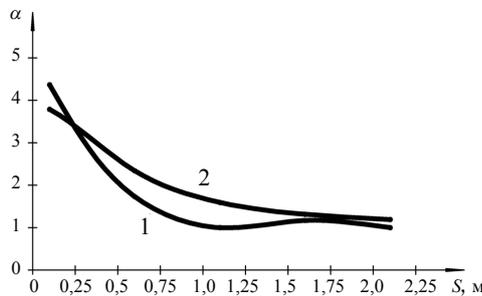


Рис. 5. Изменение коэффициента  $\alpha$  в зависимости от  $S$ :  
1 - по результатам натурального эксперимента; 2 - по результатам расчета по (4)

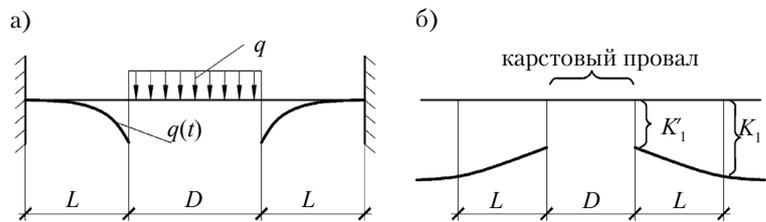


Рис. 6. Схема распределения нагрузок на основание (а) и коэффициента жесткости свай (б) над карстовым провалом

**Определение максимальных нагрузок на сваи с учетом образования карстового провала**

При образовании карстового провала под ростверком ленточного свайного фундамента нагрузка от вышележащих конструкций перераспределяется на сваи вокруг провала в соответствии со схемой на рис. 6, а, а коэффициент жесткости свай снижается в соответствии со схемой на рис. 6, б. Дополнительная распределенная нагрузка, передаваемая на сваи вокруг провала ( $q_t$ ), распределяется на сваи на расстоянии  $L$ . Длина этого участка зависит от жесткости ростверка, диаметра карстового провала и коэффициента жесткости свай и может быть определена по [2]:

$$L^3 = \frac{36B(t)}{DK(t)}, \tag{6}$$

где  $B(t)$  – жесткость ростверка;  $K(t)$  – коэффициент жесткости свай на краю карстового провала.

Для ленточного свайного фундамента с ростверком прямоугольного сечения высотой  $h$

$$L = \sqrt[3]{\frac{3E_6 abh^3}{K_1^1 D}}, \tag{7}$$

где  $K_1^1$  – минимальный коэффициент жесткости свай вокруг карстового провала (см. рис. 6, б);  $E_6$  – модуль деформации бетона ростверка;  $b$  – ширина ростверка;  $a$  – шаг свай.

Дополнительная нагрузка на ростверк на участке длиной  $L$  вокруг провала распределяется по треугольной эпюре (см. рис. 6, а), уменьшаясь от максимальной у границ карстового провала до нуля на границе рассматриваемого участка. Коэффициент жесткости  $K_1^1$  у границы провала определим по (5) при  $S = 0$  и  $H_{np}^2 / l_{cs}^2 = \gamma$

$$K_1^1 = K / (1 + \beta\gamma). \tag{8}$$

Дополнительная нагрузка

$$\Delta N = (3qD_a)/(2L) . \quad (9)$$

Рассмотрев совместно (7), (8) и (9), получим формулу для определения максимальной дополнительной нагрузки на сваю при образовании карстового провала в зависимости от  $D$ ,  $H_{np}$ ,  $l_{св}$ , распределенной нагрузки над провалом, размеров ростверка  $b$  и  $h$ , шага свай и коэффициента жесткости свай  $K$

$$\Delta N = \frac{3qD_a}{2h} \sqrt[3]{\frac{KD}{3E_{\sigma}ab(1+\beta\gamma)}} . \quad (10)$$

Максимальные нагрузки на сваи с учетом образования карстового провала

$$P_{\max} = P + \Delta N , \quad (11)$$

где  $P$  – нагрузка на сваю, определенная расчетом для условий нормальной эксплуатации, т.е. без учета образования карстового провала.

Использование предложенных аналитических зависимостей позволило без выполнения трудоемких расчетов при образовании карстового провала оценить максимальные нагрузки, передаваемые на сваи вокруг провала, и определить предварительно шаг и длину свай ленточного фундамента, что наиболее ценно при вариантном проектировании.

Аналитические решения для  $K$  и  $P_{\max}$  при образовании карстового провала были использованы при проектировании свайных фундаментов торгового центра в г. Уфе. Учет снижения коэффициента жесткости свай у границ провала позволил уменьшить максимальные нагрузки, передаваемые на сваи вокруг провала, и на 30% сократить число свай по сравнению с традиционными расчетами.

### Выводы

1. В результате исследований получены закономерности изменения условий работы свай вокруг карстового провала, на основе которых разработаны аналитические решения для определения коэффициента жесткости свай в зависимости от длины сваи, глубины провала, расстояния от сваи до границы провала, а также характеристик грунтов покровной толщи.

2. Предложен аналитический метод определения максимальных нагрузок на сваи вокруг карстового провала, что позволяет избежать выполнения трудоемких расчетов при определении предварительно шага и длины свай ленточного фундамента, что наиболее ценно при вариантном проектировании.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1 Готман Н.З. Расчет противокарстовых фундаментов зданий и сооружений // "ОФМГ". - 2008. - № 1.- С. 20-24.
- 2 Метелюк И.С. Инженерный метод расчета фундаментов жилых бескаркасных зданий на воздействие карстового провала // Строительные конструкции. - Киев, 1989. - № 42. - С. 6-11.

.....  
 .....  
 .....

УДК 539.3

## ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ПОДЗЕМНОГО ТРУБОПРОВОДА С УЧЕТОМ ГЕОМЕТРИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ ПРИ ПРОДОЛЬНОМ НАГРУЖЕНИИ

*Исследуется динамическая устойчивость подземных систем жизнеобеспечения, расположенных в водонасыщенных грунтах. Задача решена как аналитически, так и численно на основе метода конечных элементов (МКЭ). Показано хорошее совпадение численных результатов с аналитическими решениями. Проведен анализ, который позволил выявить влияние различных факторов, включая реологические параметры грунта, геометрические и механические характеристики трубопровода на динамическую устойчивость системы.*



**РАШИДОВ  
ТУРСУНБАЙ РАШИДОВИЧ**

Доктор техн. наук, проф., заслуженный деятель науки, академик АН Республики Узбекистан, лауреат Государственной премии им. Абу Райхона Беруни, главный научный сотрудник Института сейсмостойкости сооружений АН РУз (Ташкент, Узбекистан).

### Основные направления деятельности:

- строительная механика, теория волн и колебаний, механика деформируемого твердого тела, сейсмостойкость подземных и наземных сооружений, динамика оснований и фундаментов. Автор 17 монографий, более 500 научных статей и авторских свидетельств.



**АН  
ЕКАТЕРИНА ВЛАДИМИРОВНА**

Младший научный сотрудник Института сейсмостойкости сооружений АН РУз (Ташкент, Узбекистан).

- механика деформируемого твердого тела, теоретическое исследование устойчивости подземных трубопроводов, расположенных в водонасыщенных грунтах. Автор 35 научных работ.

### Введение

Подземные системы жизнеобеспечения используются для водо-, газо-, нефтеснабжения и сброса сточных вод. Основы сейсмодинамической теории ортогонально расположенных подземных трубопроводных систем изложены в [1], где разработана схема исследования НДС этих систем в условиях сейсмоопасности.

Условия современного строительства в сейсмических районах осложняются наличием опасных геологических процессов (оползни, обвалы, сели, просадочные грунты, подтопление территорий, высокий уровень грунтовых вод и др.). Проблема оценки устойчивости подземных трубопроводов, взаимодействующих с водонасыщенным грунтом, является актуальной для всех регионов, расположенных в сейсмически опасных районах. В работах [2, 3] установлено, что разжижение вмещающих грунтов является главной причиной "всплытия" трубопровода. В [4] отмечено, что в водонасыщенных грунтах обнаружены случаи выпучивания из-под земли участков трубопровода, которые проявляются при больших деформациях в толще грунтового массива и значительных сжимающих усилиях вдоль продольной оси трубопровода. Это явление наблюдается на подземных трубопроводах всех видов [2, 3, 14]. На рис. 1 показаны характерные повреждения подземных трубопроводов в результате землетрясений.

Проблема устойчивости стержней (трубопроводов) рассматривалась А.С. Вольмиром, Г. Каудерером, Д.В. Капитановым, В.Ф. Овчинниковым, Л.В. Смирновым, В.И. Малым, Uno H., Oka F., Tanizaki S., Tateishi A., Yasuda S., Mayuzumi S., Onose H. и др. [2, 4...7, 9...12, 14].

### Постановка задачи

В процессе эксплуатации подземный трубопровод подвергается различным по характеру и величине нагрузкам, приводящим к сложному напряженно-деформированному состоянию и большим поперечным деформациям. Подземный трубопровод моделируется как однородный стержень, шарнирно закреплённый на концах. Разделим трубопровод длиной  $l$  на конечные элементы, их размеры полагаем одинаковыми и равными  $a$ . Концы элементов, которыми они соединяются между собой, назовем узловыми точками. Перемещения узловых точек примем за обоб-

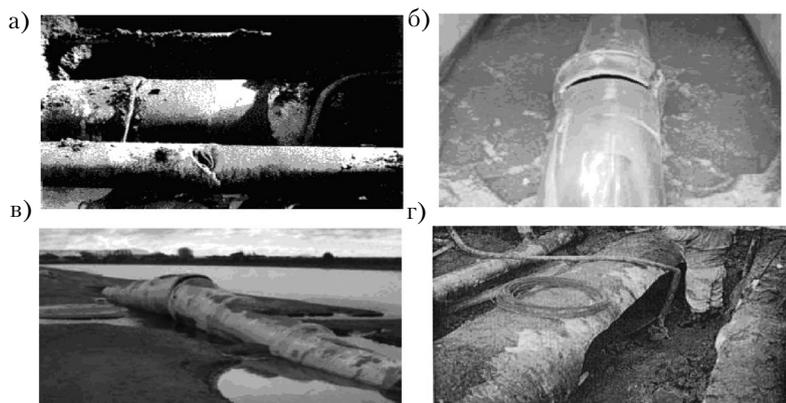


Рис. 1. Типы повреждений трубопроводов:

а - трещины растяжения/сжатия; б - выпучивание трубопровода; в - разрушение раструбных соединений; г - трещины вдоль тела трубопровода

ценные координаты трубопровода. Полагаем, что в сечении  $x = 0$  первого элемента действует сила сжатия  $P$ . Согласно [5], такая же сила в каждый момент времени действует во всех сечениях трубопровода.

Составим выражение полной работы деформации для  $i$ -ого элемента (учитывая геометрическую нелинейность и используя гипотезу Кирхгофа [5, 6])

$$A_u^i = \frac{EF}{8} \int_0^a \left( \frac{\partial W_1^i}{\partial x} \right)^4 dx + \frac{EJ}{2} \int_0^a \left( \frac{\partial^2 (W_1^i - W_0^i)}{\partial x^2} \right)^2 dx \quad (1)$$

и кинетической энергии трубы

$$E_k^i = \frac{\mu}{2} \int_0^a \left( \frac{\partial W_1^i}{\partial t} \right)^2 dx, \quad (2)$$

где  $W_0^i = W_0^i(x)$ ,  $W_1^i = W_1^i(x, t)$  – начальный и полный прогибы  $i$ -ого элемента;  $E$  – модуль упругости материала трубы;  $J$  – осевой момент инерции сечения трубы;  $F$  – поперечное сечение трубы;  $\mu$  – погонная масса.

Потенциал силы сжатия

$$V_p^i = -\frac{P}{2} \int_0^a \left( \frac{\partial W_1^i}{\partial x} \right)^2 dx. \quad (3)$$

Работа сил взаимодействия элемента трубопровода с грунтом

$$A_{D1}^i = \frac{1}{2} \int_0^a K (W_1^i - W_0^i)^2 dx; \quad A_{D2}^i = \frac{1}{2} \int_0^a B \frac{\partial}{\partial t} (W_1^i)^2 dx, \quad (4)$$

где  $K$  и  $B$  – коэффициенты упругого и вязкого взаимодействия трубопровода с грунтом.

Граничные условия (трубопровод на концах шарнирно закреплен):

$$W_1 = 0, \quad \frac{\partial^2 W_1}{\partial x^2} = 0 \quad \text{при } x = 0; l. \quad (5)$$

Форму трубопровода в поперечном направлении представим через полиномы Эрмита кубической степени  $\Theta_1 \dots \Theta_4$ . Обозначим через  $W_1^{i,i+1}$  прогибы балки в элементе, расположенном между  $i$  и  $i + 1$  узлами. Учитывая граничные условия (5)

$$W_1^{1,2} = \Theta_3 q_3 + \Theta_4 q_4;$$

$$W_1^{2,3} = \Theta_1 q_3 + \Theta_2 q_4 + \Theta_3 q_5 + \Theta_4 q_6;$$

$$W_1^{3,4} = \Theta_1 q_5 + \Theta_2 q_6 + \Theta_3 q_7 + \Theta_4 q_8;$$

$$W_1^{i,i+1} = \Theta_1 q_{2i-1} + \Theta_2 q_{2i} + \Theta_3 q_{2i+1} + \Theta_4 q_{2i+2}, \quad (i = 2 \dots n-1);$$

$$W_1^{n,n+1} = \Theta_1 q_{2n-1} + \Theta_2 q_{2n},$$

где  $\Theta_1 = 1 - \frac{3}{2}\xi^2 + \frac{1}{2}\xi^3$ ,  $\Theta_2 = a(\xi - \frac{3}{2}\xi^2 + \frac{1}{2}\xi^3)$ ,  $\Theta_3 = \frac{3}{2}\xi - \frac{1}{2}\xi^3$ ,  $\Theta_4 = a\left(-\frac{\xi}{2} + \frac{\xi^3}{2}\right)$ ;  $\xi = \frac{x}{a}$ ;  $q_3, q_5, q_7, \dots, q_{2i-1}, n$  –

прогибы;  $q_4, q_6, q_8, \dots, q_{2n-1}$  – углы поворота в узлах элементов [7].

Общая потенциальная  $\Pi$  и кинетическая  $E_k$  энергии

$$\Pi = \sum_{i=1}^n A_u^i + \sum_{i=1}^n V_p^i, \quad E_k = \sum_{i=1}^n E_k^i.$$

Определим функцию Лагранжа  $L = E_k - \Pi$ ,  $q_i = q_i(t)$  – обобщенные координаты.

Например, для трубопровода, разделенного на два элемента ( $n=2$ ) с тремя узлами

$$W_1^{1,2} = \Theta_3 q_3 + \Theta_4 q_4, \quad W_1^{2,3} = \Theta_1 q_3 + \Theta_2 q_4,$$

С использованием (1)...(4) после несложных вычислений и подстановки результатов в уравнение Лагранжа – II рода:

$$\frac{d}{dt} \left( \frac{\partial L}{\partial \dot{\bar{q}}_3} \right) - \frac{\partial L}{\partial \bar{q}_3} = -\frac{\partial A_{D1}}{\partial \bar{q}_3} - \frac{\partial A_{D2}}{\partial \bar{q}_3}, \quad \frac{d}{dt} \left( \frac{\partial L}{\partial \dot{q}_4} \right) - \frac{\partial L}{\partial q_4} = -\frac{\partial A_{D1}}{\partial q_4} - \frac{\partial A_{D2}}{\partial q_4},$$

где  $L = E_k - A_u - V_p$ ,  $\bar{q}_3 = q_3/a$ ,  
получим

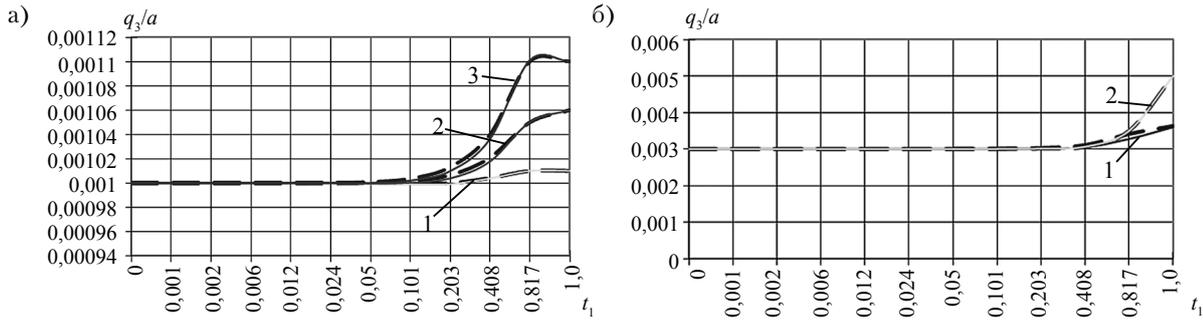
$$\begin{cases} 0,9714\mu a \ddot{\bar{q}}_3 + \frac{EF}{a^3} [1,44\bar{q}_3^3 + 0,32\bar{q}_3 q_4^2] + \frac{6EJ}{a^3} (\bar{q}_3 - \bar{q}_3^0) - 2,4\frac{P}{a} \bar{q}_3 = \\ = -Ka \left( 0,9714 \bar{q}_3 - \frac{96}{\pi^4} \bar{q}_3^0 \right) - 0,9714Ba \dot{\bar{q}}_3; \\ 0,038\mu a \ddot{q}_4 + \frac{EF}{a^3} [0,32\bar{q}_3^2 q_4 + 0,04q_4^3] + \frac{6EJ}{a^3} q_4 - 0,4\frac{P}{a} q_4 = \\ = -0,038Ka q_4 - 0,038Ba \dot{q}_4, \end{cases}$$

Сведем эти уравнения к системе уравнений в безразмерных переменных первого порядка,  $t_1 = t/T_0$ , где  $t_1$  и  $T_0$  – безразмерное и характерное время.

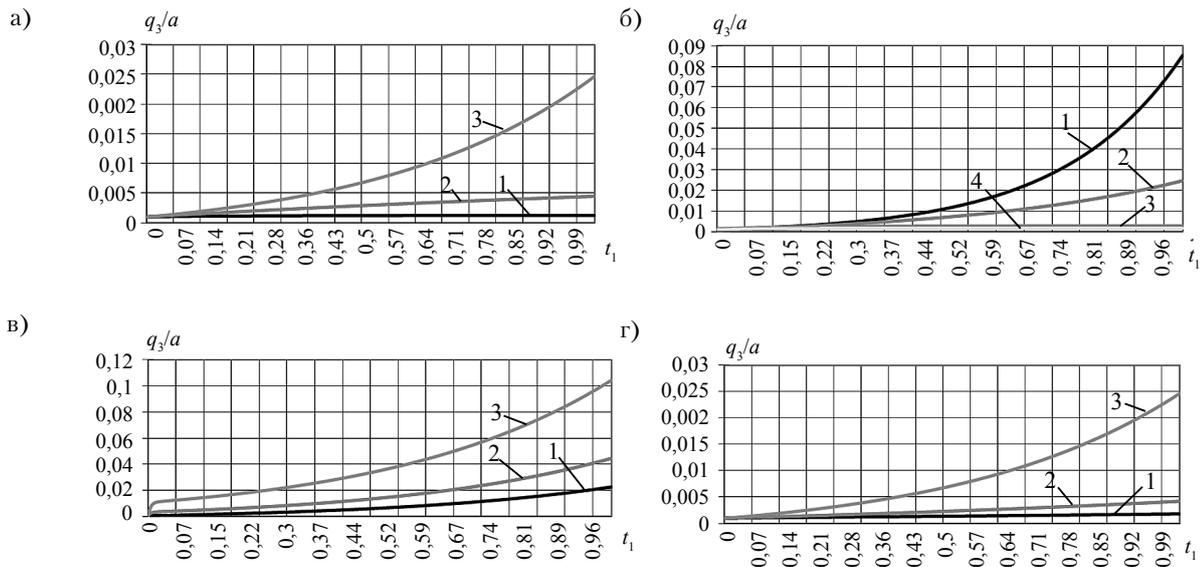
$$\begin{cases} \frac{d\bar{q}_3}{dt_1} = y; \\ \frac{dy}{dt_1} = \frac{-EFT_0^2}{0,9714\mu a^4} [1,44\bar{q}_3^3 + 0,32\bar{q}_3 q_4^2] - \frac{6EJT_0^2}{0,9714\mu a^4} (\bar{q}_3 - \bar{q}_3^0) + \frac{2,4PT_0^2}{0,9714\mu a^2} \bar{q}_3 - \\ - \frac{KT_0^2}{0,9714\mu} \left( 0,9714\bar{q}_3 - \frac{96}{\pi^4} \bar{q}_3^0 \right) - \frac{BT_0}{\mu} y; \\ \frac{dq_4}{dt_1} = z; \\ \frac{dz}{dt_1} = \frac{-EFT_0^2}{0,038\mu a^4} [0,32\bar{q}_3^2 q_4 + 0,04q_4^3] - \frac{6EJT_0^2}{0,038\mu a^4} q_4 + \frac{0,4PT_0^2}{0,038\mu a^4} q_4 - \frac{KT_0^2}{\mu} q_4 - \frac{BT_0}{\mu} z, \end{cases}$$

### Результаты и их анализ

Полученная система дифференциальных уравнений решается методом Рунге-Кутты. На рис. 1 и 2 представлены кривые зависимостей максимальных амплитуд поперечных движений подземного трубопровода от безразмерного времени  $t_1 = t/T_0$  при действии на подземный трубопровод



**Рис. 2.** Зависимость максимальной амплитуды поперечных движений трубопровода в зависимости от  $t_1$ : — аналитическое; - - - МКЭ; а -  $c = 10^3$  (1);  $c = 5 \cdot 10^3$  (2);  $c = 10^4$  (3); б -  $T_0 = 0,35$  (1);  $T_0 = 0,4$  (2)



**Рис. 3.** Зависимости поперечных движений подземного трубопровода от времени при: а -  $P = 0,1F_{кр}$  (1);  $P = 0,5F_{кр}$  (2);  $P = 0,8F_{кр}$  (3); б -  $K = 0,5$  (1); 1 (2); 3 (3); 5 (4); в -  $\mu = 0,05$  (1); 0,5 (2); 2 (3); г -  $\mu = 1$  (1); 10 (2); 100 (3)

осевой силы  $P(t) = cFt$  и  $P = mF_{кр}$ , где  $c$  – скорость изменения сжимающего напряжения;  $m$  – коэффициент;  $F_{кр} = 4\pi^2 EJ/l^2$  – эйлерова критическая сила. Если считать, что трубопровод является балкой на упругом основании, то полагая  $K = k_1 b$ , где  $b$  – ширина балки,  $k_1$  можно рассматривать как коэффициент податливости основания или коэффициент постели [1]. Принимаем, что трубопровод совершает поперечные движения в водонасыщенном грунте (который предположительно обладает свойствами вязкой жидкости) с частотой  $\omega$ , тогда коэффициент  $B = \alpha'(2\sqrt{2}\sqrt{\rho_2 \mu \omega F})/R$  [8], где  $\alpha'$  – поправочный коэффициент;  $\rho_2$  – плотность грунта;  $\mu_2$  – динамический коэффициент вязкости. Расчеты проводились для различных значений  $c$ ,  $T_0$ ,  $K$ ,  $B$ , геометрических характеристик трубопровода. Отметим, что аналитические исследования динамической устойчивости подземного трубопровода выполнены в [9], где результаты решения представлены в виде расчетных формул, пригодных для их практического применения.

По результатам численных и аналитических решений построены графики изменения максимальной амплитуды поперечных движений трубопровода в зависимости от безразмерного и характерного времени  $T_0$  (см. рис. 2).

Сравнение результатов, полученных численным методом (МКЭ) и аналитическим расчетом по [9] (см. рис. 2) показывает, что результаты достаточно близки, погрешность незначительна. Чтобы выявить влияние других параметров на величину прогиба трубы, были выполнены численные расчеты зависимостей  $q_3/a$  от времени для различных  $P$ ,  $K$ ,  $\mu$  и  $\gamma$  (рис. 3).

Из анализа полученных кривых следует, что чем больше продольная сила, тем прогиб трубопровода больше. Коэффициент упругого взаимодействия трубопровода с грунтом  $K$  значительно влияет на устойчивость трубопровода, чем он больше, тем трубопровод более устойчивый. Вы-

явлено, что чем больше скорость воздействия, тем быстрее трубопровод оказывается в состоянии динамической неустойчивости при действии продольной нагрузки. Чем больше коэффициент вязкого взаимодействия трубопровода с грунтом  $B$ , тем он менее устойчивый. Чем больше начальный прогиб, тем больше выпучивание трубопровода.

Выбирая различные геометрические характеристики трубопровода, грунтовые условия (определяемые через коэффициенты взаимодействия) и действующую нагрузку, можно провести анализ полученных решений.

В настоящее время накопилось достаточно данных, связанных с устойчивостью подземных систем жизнеобеспечения, расположенных в грунтах с разными свойствами, в частности, японских ученых [10], которые проводили лабораторные эксперименты на центрифуге, изучая подъем подземных трубопроводов. Полученные авторами настоящей статьи результаты согласуются с некоторыми выводами [10]: "В динамических экспериментах на центрифуге, скорость подъема модели подземного сооружения зависит от начальной амплитуды и частоты начального ускорения; скорость подъема зависит от жесткости и коэффициента затухания; разжижение грунта и остаточные деформации, часто приводят к значительному ущербу".

### Выводы

Исследование устойчивости подземного трубопровода, расположенного в водонасыщенном грунте, является одной из сложных задач механики деформируемого твердого тела. В работе приведены сравнения результатов аналитического и численного решений.

Достоверность полученных результатов обоснована конкретными примерами, в которых показано хорошее совпадение численных результатов (МКЭ) с аналитическими решениями. Полученные результаты хорошо согласуются с отечественными и зарубежными экспериментальными исследованиями воздействия землетрясений на подземные трубопроводы [2, 3, 10, 13, 14] и способствуют дальнейшему развитию сейсמודинамической теории подземных сооружений.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Рашидов Т.Р. Динамическая теория сейсмостойкости сложных систем подземных сооружений. - Ташкент: Фан, 1973. - 180 с.
2. Yasuda S., Mayuzumi S., Onose H. Appropriate countermeasures against liquefaction-induced uplift of existing manholes and pipes // Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering. Japan. - 2009. - Pp. 1127-1132.
3. Lanzano G., Santucci de Magistris F., Fabbrocino G., Salzano E. Multidisciplinary approach for the seismic vulnerability evaluation of lifelines and structural components of industrial plants // 15th World Conference on earthquake engineering. Lisbon. - 2012.
4. Friedmann I. Debouvry B. Analytical design method helps prevent buried pipe upheaval // Pipe Line Industry. - 1992, IX. - Vol. 76. - № 11. - Pp. 63 - 69.
5. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. - М.: Наука, 1967. - 984 с.
6. Каудерер Г. Нелинейная механика. - М.: ИЛ, 1961. - 778 с.
7. Сборник задач по сопротивлению материалов / под ред. А.С.Вольмира. М.: Наука, 1984. - 408с.
8. Ландау Л.Д., Лифшиц Е.М. Гидродинамика. - М.: Наука, 1988. - 736 с.
9. Ан Е.В., Рашидов Т.Р. Сейсמודинамика подземных трубопроводов, взаимодействующих с водонасыщенным мелкодисперсным грунтом // Механика твердого тела. - 2015. - № 3. - С. 89-104.
10. Uno H., Oka F., Tanizaki S., Tateishi A. Centrifuge model tests on the uplift behavior of an underground structure during liquefaction and its numerical modeling // Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering. Japan. - 2009. - Pp. 1127-1132.
11. Малый В.И. Качественный анализ процесса выпучивания стержня при продольном ударе // Матер. межд. науч. симпозиума по проблемам механики деформируемых тел, посвященного 95-летию со дня рождения А.А.Ильюшина. - М., 2006. - С. 351-358.
12. Капитанов Д.В., Овчинников В.Ф., Смирнов Л.В. Динамика упругого продольно нагруженного стержня при потере устойчивости // Проблемы прочности и пластичности. - 2014. - Вып. 76(3). - С. 205 - 2016.
13. Ташкентское землетрясение 26 апреля 1966 года. Издательство "Фан" Уз ССР. Ташкент. - 1971. - 672 с.
14. Yasuko Kuwata, Daisuke Ikejiri. Liquefaction hot-spot based on pipeline damage and topographical history in the Kashima region during the 2011 off the pacific coast of Tohoku earthquake. 15th World Conference on earthquake engineering. Lisbon. - 2012.

УДК 534.6:624.139.2/3

## ВЛИЯНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ПЕСЧАНО-ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ НА ИХ ТЕРМОСТИМУЛИРОВАННУЮ АКУСТИЧЕСКУЮ ЭМИССИЮ

*Проведены экспериментальные исследования термостимулированной акустической эмиссии образцов песчано-глинистых грунтов, подвергаемых механическому нагружению. Установлены особенности акустической эмиссии при замораживании и оттаивании грунтов в зависимости от относительного содержания в них глинистых и песчаных частиц, а также величины действующей нагрузки. Показана возможность выделения по параметрам термостимулированной акустической эмиссии различных стадий напряженно-деформированного состояния грунтов. Разработан численный термоакустоэмиссионный критерий, позволяющий оценивать скорость разрушения структурных связей в мерзлых грунтах при их растеплении и изменении напряженного состояния.*

### **НОВИКОВ ЕВГЕНИЙ АЛЕКСАНДРОВИЧ**

Кандидат технических наук, доцент кафедры физических процессов горного производства и геоконтроля НИТУ "МИСиС" (Москва, Россия).

### **ШКУРАТНИК ВЛАДИМИР ЛАЗАРЕВИЧ**

Доктор технических наук, профессор кафедры физических процессов горного производства и геоконтроля НИТУ "МИСиС" (Москва, Россия).

### **ОШКИН РОМАН ОЛЕГОВИЧ**

Аспирант кафедры физических процессов горного производства и геоконтроля НИТУ "МИСиС" (Москва, Россия).

### **ЗАЙЦЕВ МИХАИЛ ГЕННАДЬЕВИЧ**

Студент III курса, кафедра физических процессов горного производства и геоконтроля НИТУ "МИСиС" (Москва, Россия).

### **Основные направления деятельности:**

- геомеханика, геофизика, геоакустика, неразрушающий контроль, геокриология, механические свойства и разрушение геоматериалов и горных массивов. Автор около 50 опубликованных работ.

- геомеханика, геофизика, геоакустика, неразрушающий контроль, геокриология, механические свойства и разрушение геоматериалов и горных массивов. Автор 397 опубликованных работ.

- геомеханика, геофизика, геоакустика, геокриология, механические свойства и разрушение геоматериалов и горных массивов. Автор 10 опубликованных работ.

- геофизика, геоакустика, неразрушающий контроль, механические свойства и разрушение геоматериалов и горных массивов.

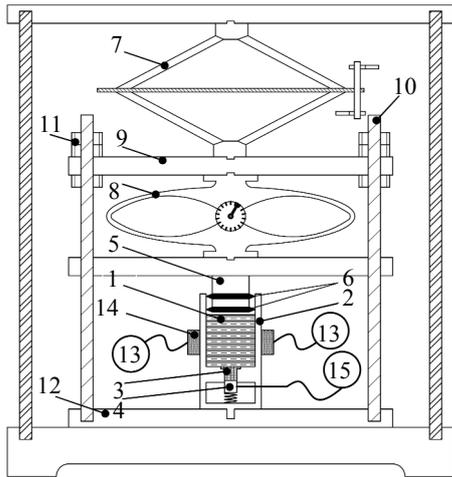
## **Введение**

Грунты, залегающие в основании зданий и сооружений, могут испытывать механические и температурные воздействия, первые из которых носят, как правило, квазистатический характер, а вторые – нестационарный. Особенно это характерно для северных регионов, где грунтовые основания периодически подвергаются природному замораживанию и оттаиванию, а также для подземного строительства с использованием технологии искусственного замораживания массива [1, 2].

Влияние указанных внешних воздействий сопровождается процессами дезинтеграции или консолидации грунтов. Оценка этих процессов, необходимая для прогноза несущей способности и устойчивости оснований и фундаментов, осуществляется в настоящее время на основе прямых или геофизических измерений [3...6]. Такие измерения характеризуются высокой трудоемкостью и сложностью интерпретации их результатов. Поэтому совершенствование традиционных и создание новых методов изучения состояния грунтов в условиях их механического и температурного нагружения остается актуальной задачей.

Метод акустической эмиссии (АЭ) зарекомендовал себя как эффективный инструмент изучения структурных изменений, роста поврежденности и потери прочности геоматериалов [7]. Образцы подвергаются либо механическому, либо термическому нагружению, порождающему внутренние деформации и напряжения (как следствие, возникают и увеличиваются дефекты), а значит и генерацию сигналов АЭ [8...10].

Учитывая специфику рассматриваемой задачи, для ее решения целесообразно использовать частный случай АЭ – метод термостимулированной акустической эмиссии (ТАЭ), при котором акустоэмиссионный отклик, возбуждающийся в объекте контроля при термическом нагружении, рассматривается в качестве основного носителя информации о процессах термической дезинтеграции геосреды, находящейся в условиях напряженно-деформированного состояния. Реализация такого подхода к скальным горным породам показала, что возникающая в них ТАЭ



**Рис. 1.** Структурная схема лабораторной установки для термоакустоэмиссионных испытаний образцов мерзлых грунтов, находящихся под действием механической нагрузки

зависит не только от структурных особенностей, упругих, прочностных и теплофизических свойств, а также режимов температурного воздействия, но и от испытываемых ими квазистатических напряжений [11...15]. Более того, по параметрам ТАЭ представляется возможным оценить эти напряжения и определить на какой стадии деформирования находится горная порода.

До настоящего времени исследования ТАЭ в песчано-глинистых грунтах носили единственный характер. В [16] было показано, что замораживание и оттаивание грунтов сопровождается изменениями ТАЭ, связанными со степенью их водонасыщения. Настоящая работа посвящена исследованиям параметров ТАЭ песчано-глинистых грунтов в функции от испытываемых ими механических нагрузок, которые ранее не предпринимались.

#### Характеристика объектов, аппаратного и методического обеспечения термоакустоэмиссионных измерений

Исследовались образцы (навески) глины и кварцевого песка (средний размер зерна песчаных частиц 0,1...0,25 мм). Все образцы смачивались водой в количестве 30% сухой массы. Изготавливались четыре типа образцов, отличавшихся между собой содержанием глинистых частиц: 0, 30, 70 или 100% соответственно. Каждый тип был представлен 30 образцами.

С помощью лабораторной установки (рис. 1), каждому образцу сообщалась и поддерживалась в ходе эксперимента определенная одноосная нагрузка.

Образец 1 влажного грунта помещался в металлическую оболочку 2, содержащую в донной части волновод 3 во фторопластовой опалубке (защита от фоновых шумов), соединенный с приемным преобразователем 4 акустической эмиссии. Оболочка 2 закупоривалась металлическим цилиндром 5, по периметру которого были установлены два уплотнительных кольца 6. Они исключали выдавливание грунта из оболочки при сообщении цилиндру механической нагрузки с помощью ромбовидного домкрата 7. Процесс нагружения контролировался динамометром 8. После достижения заданной нагрузки положение прижимной плиты 9 фиксировалось по высоте направляющих стержней 10 гайками 11, что позволяет сохранить действующую нагрузку после ее снятия с домкрата. Ограниченная плитами 9 и 12, конструкция вынималась из-под домкрата и помещалась в морозильную камеру типа SE 10-45, где охлаждалась до минус 40°C и выдерживалась при этой температуре в течение не менее 90 мин, что гарантировало смерзание влажного образца в единую ледопородную матрицу. Затем производилось отключение морозильника и с помощью трансформатора 13 подавалось регулируемое электрическое питание на нагревательные элементы 14, сообщавшие центральной части образца температуру 180°C в течение не менее 60 мин, что гарантировало разрушение ледопородной матрицы.

Измерение и регистрация параметров акустоэмиссионного отклика осуществлялись на стадиях заморозки и оттаивания с помощью акустико-эмиссионной системы A-Line 32D 15.

Описанный режим комплексного термического и механического нагружений воспроизводит условия, которые будут справедливы для термоакустоэмиссионного контроля массива мерзлых грунтов, находящегося в одноосном напряженно-деформированном состоянии. Для оценки последнего использовались активность акустической эмиссии и средняя за единицу времени длительность импульса.

Активность  $\dot{N}_\Sigma$  ТАЭ отражает число событий деструкции в объекте за единицу времени. При оттаивании  $\dot{N}_\Sigma$  показывает интенсивность процесса разрушения ледопородной матрицы, а в ходе замораживания – характеризует деформации грунта, возникающие под воздействием механической нагрузки и увеличение объема содержащейся в нем жидкости при ее переходе в твердое состояние. Следовательно, средняя активность  $[M(\dot{N}_\Sigma)^3]$  ТАЭ, рассчитанная относительно временной области, когда уже полностью сформировалась ледопородная матрица, характеризу-

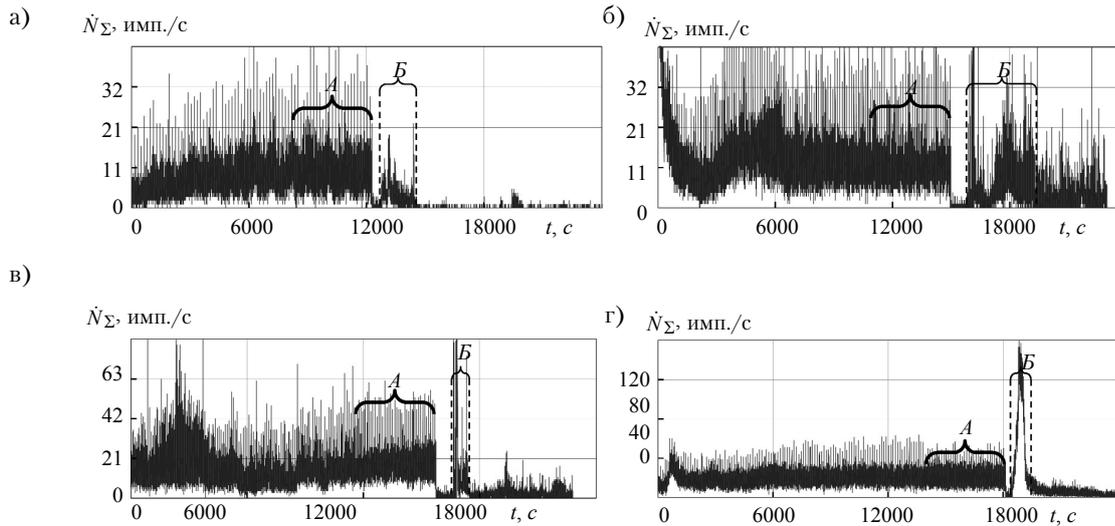


Рис. 2. Характерный вид акустограмм мерзлого грунта, находящегося в напряженном состоянии с процентным соотношением глина/песок: 100/0 (а), 70/30 (б), 30/70 (в) и 0/100 (г)

ет способность последней выдерживать действующие напряжения. В свою очередь величина  $[M(\dot{N}_\Sigma)^n]$ , определенная для области оттаивания, показывает интенсивность дефектообразования в породе, лишенной ледового каркаса (матрицы). Однако использовать абсолютные значения  $M(\dot{N}_\Sigma)^n$  и  $M(\dot{N}_\Sigma)^3$  для оценки прочностных свойств геоматериала некорректно, так как на них оказывает влияние ряд случайных факторов: неравномерность размера и распределения жидких включений по объему, неоднородность вещественного состава твердой фазы, зернистость и т.п. В то же время, как следует из результатов экспериментов, эти случайные факторы пропорционально влияют на уровень  $\dot{N}_\Sigma$  как при нагреве, так и при замораживании. Вследствие этого, рассчитав отношение  $[M(\dot{N}_\Sigma)^n]/[M(\dot{N}_\Sigma)^3]$  можно получить свободный от влияния случайных факторов безразмерный коэффициент структурной стабильности (связанности частиц грунта после его размораживания)  $k_s$ , показывающий изменение интенсивности дефектообразования в грунте после разрушения ледовой матрицы.

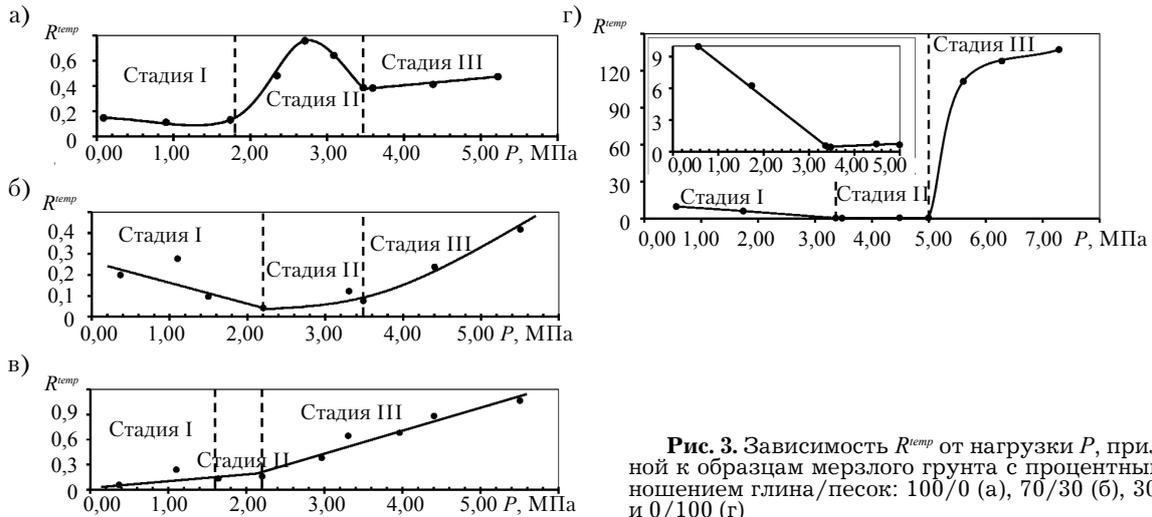
В свою очередь такой параметр как средняя длительность импульса ТАЭ ( $D_{imp}$ ) показывает время, которое требуется напряжениям, чтобы разрушить средний структурный элемент объекта (структурную связь). На  $D_{imp}$ , как и на  $M(\dot{N}_\Sigma)$ , оказывают влияние такие факторы как: солесодержание, аномальные по вещественному составу включения, зернистость и т.п. Поэтому абсолютные значения  $D_{imp}$  также следует нормировать к безразмерному коэффициенту  $K^{imp} = D_{imp}^n / D_{imp}^3$ , показывающему отношению  $D_{imp}$ , усредненных относительно временных областей нагрева и заморозки соответственно.

Таким образом, коэффициент  $K^{imp}$  показывает отношение отрезков времени, в течение которых структурные связи грунта способны выдержать действующую на них нагрузку на стадиях разрушения ледовой матрицы и заморозки (когда ледовая матрица уже полностью сформирована), а коэффициент  $k_s$  – изменение количества структурных связей, разрушенных при заморозке и оттаивании. Отношение  $k_s / K^{imp} = R^{temp}$  является критерием изменения скорости дефектообразования при различной интенсивности криологических процессов, протекающих в грунте, от воздействующей на него внешней механической нагрузки.

### Обработка и интерпретация результатов экспериментов

Характерный вид акустограмм различных по вещественному составу образцов представлен на рис. 2. Нетрудно заметить тенденцию к уменьшению уровня активности ТАЭ во время отогрева образца (область Б) при возрастании содержания в нем связующего глинистого материала.

На рисунке отмечена часть временного интервала, соответствующего полной заморозке образца (область А). Правая граница этой части соответствует началу оттаивания образца, а левая во всех случаях отстоит от правой на 4000 сек. Выбранная протяженность области А установлена с целью нормирования процедуры расчета, ее изменение в любую сторону практически не сказывается на  $M(\dot{N}_\Sigma)^3$  и  $D_{imp}^3$ , рассчитываемых относительно этой области. Единственным критическим граничным условием служит окончание формирования ледопородной матрицы, что занимает не



**Рис. 3.** Зависимость  $R^{temp}$  от нагрузки  $P$ , приложенной к образцам мерзлого грунта с процентным соотношением глина/песок: 100/0 (а), 70/30 (б), 30/70 (в) и 0/100 (г)

более первых 6000 сек. каждого эксперимента. Другими словами,  $M(\dot{N}_\Sigma)^3$  и  $D_{imp}^3$ , рассчитанные относительно любого значимого временного интервала, лежащего в промежутке от окончания промерзания образца и до начала его оттаивания, будут примерно одинаковы.

Область *Б* соответствует разрушению единой ледовой матрицы, воспринимающей часть приложенной к образцу нагрузки. О факте такого разрушения судили по более чем двукратному возрастанию активности ТАЭ относительно уровня фоновых шумов. Дотаивание отдельных частей ледовой матрицы (например, расположенных в сердцевине образца) разумеется происходило и позже, но их наличие практически не сказывалось на способности образца выдерживать приложенную нагрузку. Соответственно, рассчитанные относительно области *Б* значения  $M(\dot{N}_\Sigma)^u$  и  $D_{imp}^u$  характеризуют изменение связанности частиц грунта в ходе перераспределения действующих в нем напряжений при постепенном удалении цементирующей их ледовой матрицы. После разрушения единой ледовой матрицы формируется новое равновесное состояние, а интенсивность дефектообразования и уровень активности ТАЭ возвращаются к фоновым значениям.

Изменение критерия  $R^{temp} = k_s / K^{imp} = ([M(\dot{N}_\Sigma)^u] D_{imp}^3) / ([M(\dot{N}_\Sigma)^3] D_{imp}^u)$  в зависимости от приложенной к образцу одноосной нагрузки показано на рис. 3. Точки, описывающие участки, где происходит изменение тренда зависимостей (экстремальные области), являются осредненным результатом испытаний не менее трех образцов.

На графиках можно выделить три области, соответствующие предложенной проф. Н.М. Герсвановым в 1930 г. классификации напряженного состояния грунтов под штампом:

*I (стадия упругих деформаций – нормального уплотнения).* На стадии упругих деформаций и даже в начале стадии сдвигов зависимость деформаций от напряжений близка к линейной, также, как и соответствующие области зависимостей  $R^{temp} - P$  (см. рис. 3). Характерные для данной стадии деформации достаточно малы, так как напряжения не превышают структурной прочности, которая обусловлена кристаллизационными связями. Происходит миграция воды в поровом пространстве, идет процесс уплотнения грунта и удаление содержащихся в нем воздушных включений. Перемещения частиц грунта направлены преимущественно по вертикали, под подошвой формируется область (ядро) уплотненного грунта.

*II (стадия сдвиговых деформаций).* Продолжается уплотнение грунта за счет обжатия его скелета, возникают сдвиговые деформации, формируются концентраторы напряжений и, как следствие, области, в которых прочность грунта исчерпана. Следует заметить, что при нагружении песчаного грунта преобладающим является процесс уплотнения его частиц, носящий практически линейный характер, а в случае песчано-глинистых грунтов, вместе с процессом уплотнения проявляется ползучесть, характер которой существенно нелинейный. С возрастанием содержания глинистых частиц роль ползучести повышается, и кривая зависимости  $R^{temp} - P$  все больше отклоняется от линейной.

*III (стадия разрушения – вытирания).* В натуральных условиях у рыхлых геоматериалов на данной стадии область сдвига выходит на внешнюю поверхность, после чего происходит разрушение основания источника механического нагружения с провальной осадкой. Что касается рас-

смаатриваемой серии экспериментов, в которых испытуемый грунт размещался в жесткой металлической опалубке, полученные в стадии III значения  $R^{temp}$  отражают изменение скорости разрушения агрегатов частиц грунта и консолидирующих их структурных связей при возрастании механической нагрузки.

Таким образом, характер полученных зависимостей  $R^{temp} - P$  согласуется с существующими теоретическими представлениями о стадийности напряженно-деформированного состояния грунтов. Помимо этого, из рис. 3 следует сходимость характера зависимостей  $R^{temp} - P$  для грунтов различного состава. Единственное отличие заключается в изменении степени линейности зависимостей на стадии сдвигов (область II), что, как уже говорилось выше, обусловлено отличиями в реализации процессов консолидации и ползучести у песчаных и глинистых частиц.

Резкое изменение зависимости  $R^{temp} - P$  при переходе из стадии сдвигов в стадию разрушения песчаных образцов связано с достижением действующими напряжениями уровня, сопоставимого с пределом прочности отдельных частиц (условно "песчинок"). Каждая из них значительно деформируется и становится источником ТАЭ, так как воспринимает давление на сравнительно малой контактной площади поверхности. В свою очередь, у образцов, имеющих в своем составе глинистый цемент, источниками ТАЭ являются глинистые конгломерации, в которых происходит перераспределение приложенных к грунту напряжений и, как следствие, интенсивного дефектообразования не наблюдается.

Во всех случаях (кроме испытаний полностью песчаных образцов),  $R^{temp} < 1$ . Это связано с тем, что ледовая матрица по сравнению с немерзлым грунтом гораздо менее пластична и поэтому при той же нагрузке испытывает большие деформации и, соответственно, генерирует большее число событий акустической эмиссии. Однако деформации ледового каркаса частично (в функции от механической нагрузки) обратимы, т.е. могут быть залечены при сохранении морозного воздействия. Из этого следует, что хотя в общем случае на стадии заморозки грунта в нем образуется больше дефектов, они не так опасны как те, которые формируются в ходе его растепления. Также из этого следует, что для оценки состояния грунта важен не численный критерий  $R^{temp}$ , а его относительное изменение в зависимости от времени или действующей нагрузки.

При размещении каких-либо объектов в грунтовом массиве, действующие в нем напряжения должны быть достаточно далеки от разрушающих, т.е. грунт должен работать в стадии уплотнения (упругих деформаций) / начале стадии сдвигов. Полученный результат открывает возможность использования метода термостимулированной акустической эмиссии для оценки изменения напряженно-деформированного состояния грунта и, в том числе, для определения предельного давления, которое этот грунт сможет выдержать без серьезных просадок. Ясно, что для использования полученных результатов при термоакустоэмиссионных измерениях в природных условиях необходимы дальнейшие исследования. В частности, при переходе от измерений на образцах к контролю массива следует определить и учесть влияние масштабного фактора на результаты контроля, а также сформулировать требования к соответствующему аппаратурно-методическому комплексу.

### Выводы

Показана возможность использования метода термостимулированной акустической эмиссии для оценки скорости дефектообразования у находящихся в напряженном состоянии образцов мерзлых грунтов при их локальном оттаивании. На основе результатов экспериментов создано и обосновано методическое обеспечение, позволяющее исследовать напряженно-деформированное состояние грунтов различного гранулометрического состава и интенсивности протекающих в них криологических процессов. Получаемый при реализации предлагаемой методики численный критерий свободен от влияния таких случайных факторов как, – наличие аномальных по вещественному составу включений, зернистость, влагосодержание и т.п. Открывается принципиальная возможность использования метода термостимулированной акустической эмиссии для контроля состояния массива мерзлых грунтов в природных условиях, когда количественная оценка указанных выше случайных параметров невозможна.

*Работа выполнена при финансовой поддержке Российского фонда фундаментальных исследований, грант № 16-35-00105 мол\_а.*

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Озган Э., Серин С., Эртюрк С., Вурал И. Влияние циклов замораживания и оттаивания на инженерные свойства грунтов // "ОФМГ". - 2015. - № 2. - С. 21.
2. Аржанов М.М., Демченко П.Ф., Елисеев А.В., Мохов И.И. Моделирование осадки оттаивания многолетнемерзлых грунтов северного полушария в XXI веке // Криосфера Земли. - 2010. - Т. XIV. - № 3. - С. 37-42.
3. Котов П.И., Роман Л.Т., Сахаров И.И., Парамонов В.Н., Парамонов М.В. Влияние условий оттаивания и вида испытаний на деформационные характеристики оттаивающих грунтов // "ОФМГ". - 2015. - № 5. - С. 8-13.
4. Иванов И.А., Мосягин М.Н., Хабибуллин Ф.Х., Гостев В.В. Результаты исследования несущей способности и динамической вязкости глинистых грунтов с учетом температурного фактора // Известия высших учебных заведений. Нефть и газ. - 2001. - № 4. - С. 62-65.
5. Зыков Ю.Д. Геофизические методы исследования криолитозоны. - М., 2007. - 272 с.
6. Скворцов А.Г., Садуртдинов М.Р., Царев А.М. Сейсмические критерии идентификации мерзлого состояния горных пород // Криосфера Земли. - 2014. - Т. XVIII. - № 2. - С. 83-90.
7. Лавров В.В., Шкуратник В.Л. Акустическая эмиссия при деформировании и разрушении горных пород (обзор) // Акустический журнал (в приложении). - 2005. - Т. 51. - С. 6-18.
8. Шкуратник В.Л., Новиков Е.А., Вознесенский А.С., Винников В.А. Термостимулированная акустическая эмиссия в геоматериалах (монография). - М.: Издательство "Горная книга", 2015. - 241 с.
9. Song-Tao Zhai, Gang Wu, Yuan Zhang. Research on Characteristics of Microstructure and Acoustic Emission of Marble in the Heating Process // International Society for Rock Mechanics, SINOROCK. - Shanghai, 2013. - Pp. 245-250.
10. Zhang Z.Z., Xu X.L., Sun Q.P. and Dong Y. Effect of Thermal Treatment on Fractals in Acoustic Emission of Rock Material // Advances in Materials Science and Engineering. - 2016. - Pp. 1-9.
11. Shkuratnik V.L., Novikov E.A. Correlation of thermally induced acoustic emission and ultimate compression strength in hard rocks // Journal of Mining Science. - 2012. - Vol. 48. - № 4. - Pp. 629-635.
12. Shkuratnik V.L., Novikov E.A. Physical modeling of the grain size influence on acoustic emission in the heated geomaterials // Journal of Mining Science. - 2012. - Vol. 48. - № 1. - Pp. 9-14.
13. Jin-wen, Zhao Yang-sheng, Wan Zhi-jun, Dong Fu-ke, Feng Zi-jun, LI Yi. Experimental study of acoustic emission characteristics of granite thermal cracking under middle-high temperature and triaxial stress // Rock and Soil Mechanics. - 2009. - № 30 (11). - Pp. 3331-3336.
14. Jiang Hai Kun, Zhang Liu, Zhou Yong Sheng. Characteristics of AE temporal sequences in the process of deformation and failure of granite at high pressure and different temperatures // Earthquake. - 2000. - № 3.
15. Shkuratnik V.L., Novikov E.A. and Oshkin R.O. Experimental analysis of thermally stimulated acoustic emission in various-genotype rock specimens under uniaxial compression // Journal of Mining Science. - 2014. - Vol. 50. - № 2. - Pp 249-255.
16. Novikov E.A., Shkuratnik V.L., Oshkin R.O. Acoustic emission patterns as guides to unfrozen water in frozen soils // Kriosfera Zemli. - 2016. - Vol. XX. - № 1. - Pp. 91-94.

УДК 624.131.55

**ОСАДКА ОСНОВАНИЙ, СЛОЖЕННЫХ СЛАБЫМИ ГЛИНИСТЫМИ ГРУНТАМИ, ОТ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК, ВЫЗВАННЫХ ДВИЖЕНИЕМ ВЫСОКОСКОРОСТНЫХ ПОЕЗДОВ**

*Полный текст статьи будет опубликован в английской версии журнала "Soil Mechanics and Foundation Engineering".*

**ШЕН ЯН, СЮЙ ХАЙДУН, ВАН БАОГУАН, СОНГ ШУНКСИН**

Лаборатория Геомеханики и проектирования набережных Хохайского технического университета (Нанкин, Китай).

**ТАО МИНГАН**

Третий проектный железнодорожный институт (Тяньцзинь, Китай).

Исследуются закономерности деформирования оснований, сложенных слабыми глинистыми грунтами при воздействии циклических нагрузок, вызываемых движением высокоскоростных поездов. На основании лабораторных экспериментов получены зависимости, описывающие развитие пластических деформаций и изменение порового давления в водонасыщенных грунтах в зависимости от параметров динамического нагружения: частоты  $f$  и соотношения  $\eta = q/p_0$ , где  $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ ;  $p_0$  - начальное среднее эффективное напряжение. На основании полученных результатов и положений стандартов Германии предложен метод расчета осадок, учитывающий резонансные возможности.

УДК 624.131.531.6

## ИССЛЕДОВАНИЕ ПРИРОДЫ УВЕЛИЧЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ, ПОГРУЖЕННЫХ В ГЛИНИСТЫЕ ГРУНТЫ

*Выполнен анализ причин увеличения несущей способности свай после погружения их забивкой. Показано, что главной причиной роста их сопротивления в неводонасыщенных грунтах является капиллярная усадка, возникающая в результате их уплотнения при забивке и последующего набухания в условиях открытой для атмосферной влаги грунтовой системы. В водонасыщенных грунтах причиной увеличения несущей способности свай является воздушно-газовая составляющая, возникающая при мгновенном уплотнении из-за высокой вязкости газированной воды при ее фильтрации в условиях закрытой системы. Учет установленных закономерностей позволяет разработать надежные методы расчета несущей способности свай во времени.*

### **БАХОЛДИН БОРИС ВАСИЛЬЕВИЧ**

Доктор техн. наук, профессор, главный научный сотрудник лаборатории свайных фундаментов НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО "НИЦ "Строительство" (Москва, Россия).

### **БЕССМЕРТНЫЙ АРКАДИЙ ВЛАДИМИРОВИЧ**

Инженер лаборатории свайных фундаментов НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО "НИЦ "Строительство" (Москва, Россия).

### **ЯСТРЕБОВ ПЕТР ИВАНОВИЧ**

Кандидат технических наук, ведущий научный сотрудник лаборатории свайных фундаментов НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО "НИЦ "Строительство" (Москва, Россия).

### **Основные направления деятельности:**

- экспериментальные исследования, проектирование и экспертиза фундаментов в сложных инженерно-геологических и производственных условиях, в том числе при реконструкции и реставрации зданий; разработка строительных норм и государственных стандартов. Автор более 230 опубликованных работ.

- исследование работы свайных фундаментов.

- проектирование и устройство оснований, фундаментов и конструкций в грунтах, научно-техническое и нормативное обеспечение. Автор около 30 опубликованных работ.

## **Введение**

Известно, что несущая способность свай с течением времени после их забивки возрастает. Однако, имеющиеся методы прогнозирования увеличения несущей способности свай после забивки не обладают достаточной надежностью.

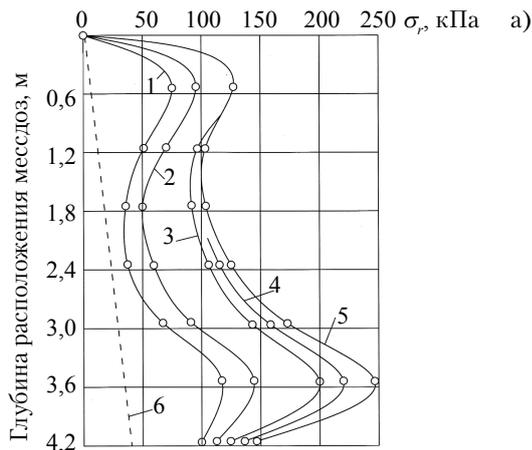
Существует несколько объяснений увеличения несущей способности свай с течением времени.

1. Попытка объяснить это явление тиксотропными свойствами грунтов. Физической причиной процесса разупрочнения тиксотропных грунтов при механическом воздействии и упрочнении после его снятия принято считать реверсивный переход геля грунта в золь и обратно. Однако, процесс перехода геля в золь, как известно, является кратковременным, измеряемым минутами и гораздо реже часами. Поэтому тиксотропией нельзя объяснить наблюдаемое на практике увеличение несущей способности свай в течение длительного времени.

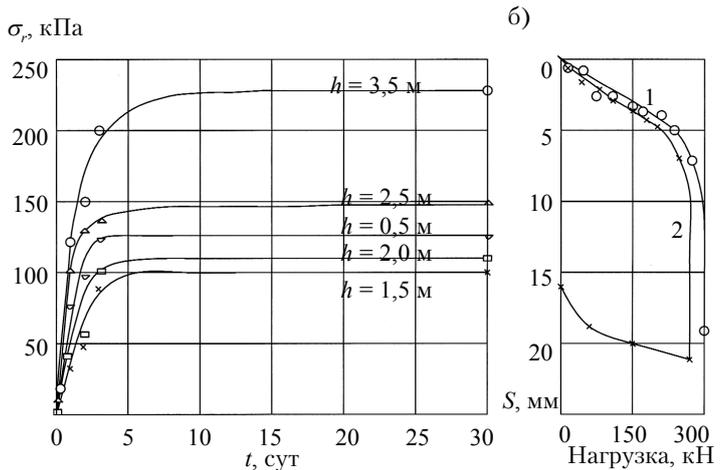
2. Предложение Сиды и Ризы [2] о возможности непосредственного применения теории консолидации для объяснения увеличения несущей способности свай во времени. Они обратили внимание при экспериментах на возникновение избыточного порового давления в грунте после погружения в него свай. Их опыты имеют важное значение для понимания причин увеличения несущей способности свай в процессе их "отдыха" после забивки. Однако разработанные ими предложения содержат существенный недостаток, так как было принято, что часть нагрузки воспринимается водой, а часть - скелетом грунта, сжимающимся под действием нагрузки. Это недостаточно четко отражает физический смысл явления, так как скелет грунта сразу после погружения свай оказывается практически полностью и окончательно обжатым внедренной в него сваей.

## **Экспериментальные исследования**

В связи с этим, лаборатория свайных фундаментов НИИОСП им. Н.М. Герсеванова продолжает выполнять исследования [1, 2], которые позволяют более четко сформулировать причины,



**Рис. 1.** Распределение нормальных напряжений на боковой поверхности сваи по глубине после ее погружения в неводонасыщенные глинистые грунты:  
 1 - через 1 сут; 2...5 - соответственно через 2, 3, 5 и 10 сут; 6 - бытовое давление грунта



**Рис. 2.** Зависимости:  
 а - нормальных напряжений  $\sigma_r$  на боковой поверхности сваи с течением времени  $t$  на разных глубинах  $h$ ; б - осадка сваи от вертикальных нагрузок  $P$

вызывающие увеличение несущей способности свай в течение их "отдыха" после забивки, в дополнение к опубликованным в [4] подробным материалам о сопротивлении свай в водонасыщенных глинистых грунтах.

Экспериментальные исследования причин увеличения несущей способности свай, забитых в глинистые неводонасыщенные грунты, проводились на экспериментальной площадке в Рязани; характеристики грунтов: удельный вес – 18...21 кН/м<sup>3</sup>, естественная влажность – 12,1...23,8%, степень влажности – 0,58...0,72, коэффициент пористости – 0,5...0,65, верхний предел пластичности – 18,6...25,0, нижний предел пластичности – 17...18,6, показатель текучести – 0,25...0,30. Было погружено две тензометрические сваи и две сваи-штампа. Длина всех свай была равна 5 м, сечение – 30×30 см.

В процессе забивки и в течение двух месяцев после забивки с месдоз тензометрических свай снимались показания нормальных напряжений на боковой поверхности сваи.

Неожиданной на первый взгляд особенностью процесса погружения тензометрических свай в неводонасыщенные грунты явилось почти полное отсутствие каких-либо нормальных напряжений на их боковой поверхности в первый момент после прекращения забивки. С течением времени, при отдыхе свай, указанные нормальные напряжения стали появляться и возрастать.

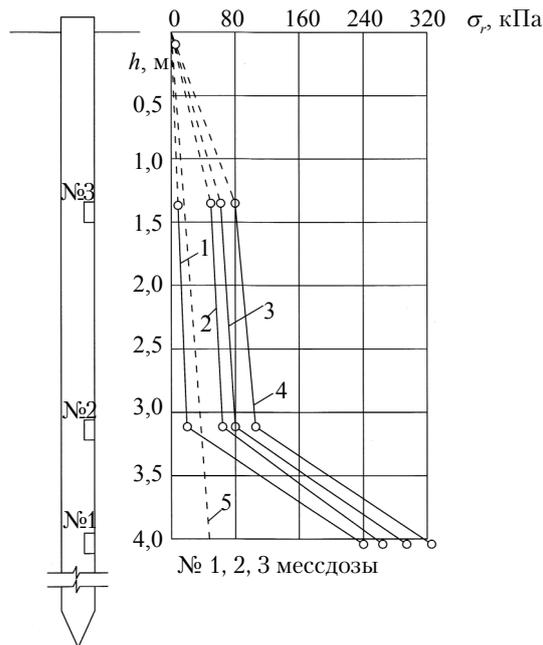
На рис. 1 показано распределение нормальных напряжений на боковой поверхности одной из тензометрических свай в разные моменты времени, прошедшего с момента ее погружения.

Изменение нормальных напряжений на боковой поверхности сваи  $\sigma_r$  во времени для различных ее точек (рис. 2,а) показывает, что интенсивный рост этих напряжений наблюдался преимущественно в первые трое суток после погружения сваи. На десятые сутки напряжения практически полностью стабилизировались и оставались неизменными в течение двух месяцев наблюдений.

Это подтверждено также результатами статических испытаний свай-штампов, забитых рядом с тензометрическими сваями, о чем свидетельствуют кривые зависимости осадки боковой поверхности свай-штампов, испытанных на третьи (кривая 1) и десятые сутки (кривая 2) после забивки свай (рис. 2,б).

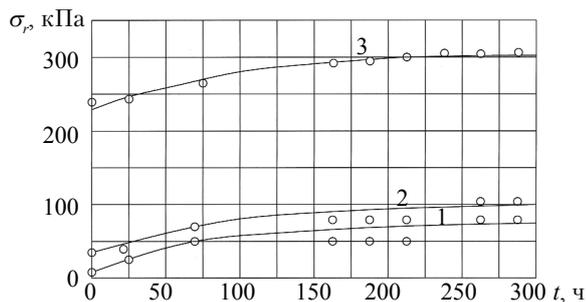
Для более четкого выявления физических причин, определяющих изменение несущей способности свай в процессе их "отдыха", были проведены дополнительные опыты по исследованию процесса изменения напряженного состояния грунта на боковой поверхности сваи в случае полного и неполного водонасыщения.

На экспериментальной площадке залегали суглинки (удельный вес – 19 кН/м<sup>3</sup>, естественная влажность – 20...23%, предел текучести – 27%, предел раскатывания – 15%, степень влажности до глубины 3,5 м – менее 0,75, ниже – 0,9, коэффициент пористости – 0,41...0,42, показатель текучести – 0,4...0,7). Были погружены четыре опытные сплошные железобетонные сваи с поперечным сечением 30×30 см, в том числе одна тензометрическая длиной 6 м.



**Рис. 3.** Напряжения вдоль боковой поверхности сваи, забитой в грунты с изменяющейся по глубине степенью водонасыщения:

1 - сразу после забивки; 2...4 - через 72; 168; 268 ч соответственно; 5 - бытовое давление грунта



**Рис. 4.** Эпюры зависимости бокового давления грунта на поверхности сваи от времени:

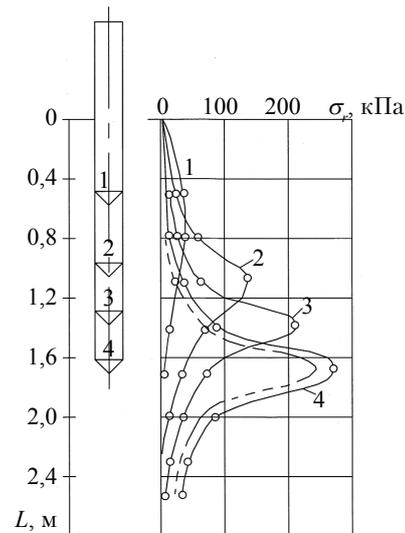
1...3 - на глубине 1,5; 3,25; 4,15 м соответственно

быть незначительными, даже существенно меньшими бытового давления на рассматриваемой глубине.

Это явление своеобразного временного исчезновения давления в грунте на глубине, где в процессе погружения сваи за счет бокового выпора наблюдалось развитие чрезвычайно высоких давлений, может быть легко объяснимо, если учесть особенности набухания грунтов после снятия с них нагрузок.

При снятии давления с глинистого грунта, например, в компрессионном приборе, в первый момент времени либо никаких перемещений поверхности грунта не наблюдается, либо величины этих перемещений оказываются незначительными, что свидетельствует о том, что после снятия внешнего воздействия давление на поверхности грунта в первый момент времени отсутствует или оказывается сравнительно малым. При погружении сваи происходит аналогичное явление. Свая внедряется в грунт, уплотненный ранее острием сваи, и ее боковая поверхность остается неподвижной. В дальнейшем за счет набухания грунта давление на поверхность, ограничивающую грунт от перемещения, возрастает [3]. Эту особенность хорошо иллюстрирует рис. 5, согласно которому напряжения на боковой поверхности сваи в процессе погружения формируются последовательно только в уровне прохождения остря.

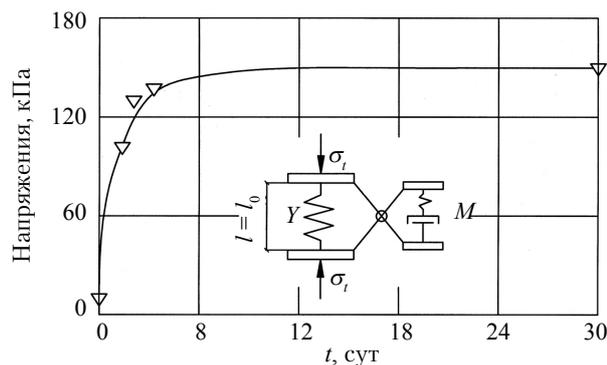
На рис. 6 приведена зависимость сил набухания на боковой поверхности сваи от времени, построенная применительно к условиям опытов. В расчете принято  $\sigma = 150$  кПа,  $\sigma_{\text{экс.}} = 140$  кПа и



**Рис. 5.** Изменение нормальных напряжений на боковой поверхности сваи в процессе ее погружения в неводонасыщенные грунты на глубине 0,55 (1); 1,0 (2); 1,3 (3) и 1,65(4) м соответственно

Распределение напряжений на боковой поверхности сваи по глубине (рис. 3) для грунтов с различным водонасыщением свидетельствует о том, что физические причины, определяющие напряжения на боковой поверхности сваи в глинистых грунтах при частичном заполнении его пор водой и в водонасыщенных глинистых грунтах, различны. Графики изменения этих напряжений в зависимости от времени, прошедшего с момента забивки сваи показаны на рис. 4.

Результаты исследования напряженного состояния грунта на участках боковой поверхности свай, погруженных в неводонасыщенные глинистые грунты, расположенные выше уровня грунтовых вод, свидетельствуют о том, что нормальные давления такого грунта на боковую поверхность свай при ее погружении могут



**Рис. 6.** Механическая модель, показывающая процесс изменения давления грунта по боковой поверхности сваи:

$\Delta$  - экспериментальные точки

$\tau = 1,5$  сут. Сопоставление расчетного графика с экспериментальными данными свидетельствует о достаточно хорошем их совпадении.

Набухание грунта при разгрузке по Б.В. Дерягину [5] происходит за счет явления "расклинивания" твердых частиц грунта водой их диффузных слоев, а также воздействия капиллярных сил.

Выбор расчетных параметров при использовании предложенной модели рекомендуется производить в соответствии с положениями, разработанными Ю.К. Зарецким [6].

### Выводы

В результате проведенных исследований установлено, что в процессе забивки сваи водонасыщенный глинистый грунт вытесняется в стороны под воздействием больших, но кратковременных усилий. За весьма короткий промежуток времени грунт уплотняется. В результате пористость его уменьшается, но заключенная в порах вода, в том числе газонасыщенная, отфильтровываться не успевает. Это приводит к объемному сжатию скелета грунта, а также защемленных в нем пузырьков воздуха или газа и, как следствие, к повышению давления в поровой воде. Возникшая разность в напорах поровой воды вблизи сваи и на некотором расстоянии от нее вызывает фильтрацию грунтовой воды, а следовательно, и объемные фильтрационные силы гидродинамического давления. Гидродинамическое давление прямо противоположно давлению, передаваемому скелетом грунта на боковую поверхность сваи. Поэтому сопротивление сил трения на боковой поверхности сваи оказывается пониженным вплоть до окончания процесса релаксации избыточного порового давления.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Seed H. V. and Reese L.C. Pressure distribution along friction piles // Proc. Amer. Soc. civ Eng. - 1955. - Vol. 55.
2. Бахолдин Б.В., Труфанова Е.В. Сопротивление свай горизонтальным нагрузкам // "ОФМГ". - 2010. - № 6. - С. 8-13.
3. Труфанова Е.В., Ястребов П.И. Экспериментальные исследования пластичности грунта // Вестник "НИЦ "Строительство". - 2014. - С. 143-153.
4. Бахолдин Б.В., Большаков Н.М. Исследование напряженного состояния глинистых грунтов при погружении свай // "ОФМГ". - 1973. - № 5.
5. Дерягин Б.В., Кроткова Н.А. Адгезия. Исследования в области клеящего действия. - М.: АН СССР, 1949.
6. Зарецкий Ю.К. Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений. - М.: Стройиздат, 1988. - 349 с.

УДК 624.139

## ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ И ПРОЧНОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ЗАСОЛЕННЫХ МЕРЗЛЫХ ПЫЛЕВАТО-ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ

*Проведены экспериментальные исследования по изучению влияния засоленности  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  и всестороннего давления на деформационные и прочностные характеристики мерзлых пылевато-песчаных грунтов при  $-6^\circ\text{C}$ . Показано, что начальный модуль упругости слабо зависит от всестороннего давления и возрастает с увеличением содержания соли. Увеличение всестороннего давления приводит к росту прочности. С ростом засоленности сцепление мерзлого грунта сначала увеличивается, а затем уменьшается, в то время как угол внутреннего трения и общая прочность сначала уменьшается, а затем увеличивается.*

### **ХУ КАЙ**

Университет Китайской Академии наук (Пекин, Китай).

### **ЧЭНЬ СЯОЦИН**

Лаборатория горных опасностей и поверхностных процессов Института горных опасностей и окружающей среды Китайской Академии наук (Чэнду, Китай).

### **ЧЭНЬ ЯАНГАН**

Лаборатория горных опасностей и поверхностных процессов Института горных опасностей и окружающей среды Китайской Академии наук (Чэнду, Китай).

## **Введение**

Многочисленные эксперименты [1...12] показали, что деформационные и прочностные характеристики мерзлого грунта зависят от влажности, размера частиц и содержания соли, а также температуры, скорости деформирования и гидростатического давления.

Одним из важнейших факторов является засоленность. При строительстве в холодных регионах засоленные грунты чаще подвержены пучению, просадке и другим неблагоприятным процессам [12...16]. Никсон и Лем [17] показали, что повышение концентрации солей в грунте приводит к увеличению скорости ползучести при одноосном сжатии и значительному снижению прочности и несущей способности. Согласно Хивон и Сего [18], которые исследовали влияние типов грунта, температуры и солености на прочность мерзлых грунтов при одноосном сжатии, при увеличении температуры и солености происходит резкое уменьшение прочности. Бинг и Ма [19] показали, что температура замерзания грунта уменьшается с увеличением содержания соли. В [20] показано, что тип грунта и содержание солей являются главными факторами, влияющими на деформирование грунта. В [21] отмечено, что зависимость между прочностью на сжатие и температурой носит линейный характер. В [22] показано, что начальный модуль упругости и прочность мерзлого грунта растут с уменьшением содержания соли и температуры. При исследовании влияния  $\text{NaCl}$  и  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  на прочность при одноосном сжатии мерзлого грунта в [23] показано, что прочность уменьшается экспоненциально с увеличением содержания хлорида натрия. В то же время, с увеличением содержания  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  в диапазоне 0,0...0,5% она уменьшается, а в диапазоне 1...3% – увеличивается.

В последние годы проводились эксперименты по исследованию механических свойств грунтов, подвергнутых глубокой искусственной заморозке [5, 7, 9].

Исследования механических свойств искусственно замороженных грунтов показали, что с увеличением обжимающего давления его прочность сначала увеличивается, а затем уменьшается [24...29]. Давление, при котором проводились эти исследования, как правило, превышали 2 МПа.

В настоящем исследовании была проведена серия испытаний на трехосное сжатие засоленных мерзлых пылевато-песчаных грунтов с разным содержанием  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  при  $-6^\circ\text{C}$ . Проанализированы результаты применения улучшенной гиперболической модели Дункан-Чанга [28], а также исследовано влияние всестороннего давления и содержания  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  на прочность. Зависимость параметров прочности от содержания соли была проанализирована с учетом линейного критерия Кулона-Мора.

Таблица 1

Пылеватый песок	Процентное содержание фракций, мм				
	< 0,075	0,075-0,1	0,1-0,25	0,25-0,5	0,5
Засоленный	46,74	8,50	33,31	10,40	1,04
Обессоленный	29,71	10,29	44,89	13,24	1,84

Таблица 2

Ионы	F <sup>-</sup>	Cl <sup>-</sup>	NO <sub>2</sub> <sup>-</sup>	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Mg <sup>2+</sup>	Ca <sup>2+</sup>
Процентное содержание ионов	0,004	0,514	0,001	0,011	0,121	0,553	0,012	0,005	0,029

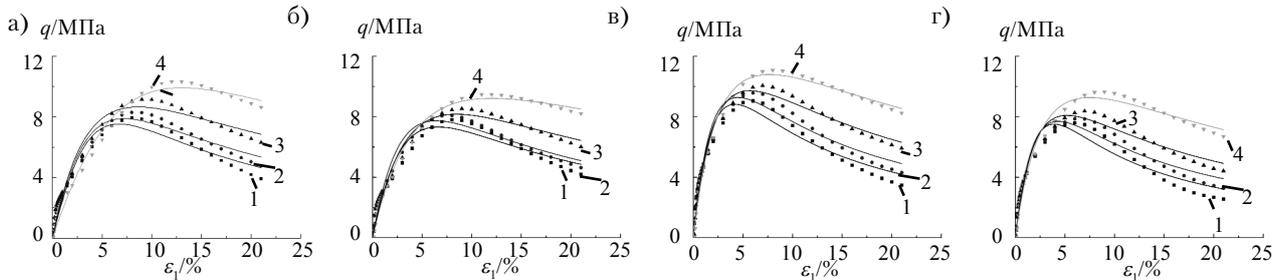


Рис. 1. Расчетные и экспериментальные кривые напряжение-деформация мерзлых пылеватых песков при содержании Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>: 0 (а); 0,5 (б); 1,5 (в) и 2,5% (г) и обжимающих давлениях 0,3 (1); 0,5 (2); 1,0 (3) и 2,0 МПа (4)

**Материал и методы испытаний**

Образцы грунта, отобранные в провинции Цинхай, Китай, высушивались, измельчались и просеивались до фракции менее 2 мм (табл. 1). Содержание соли определялось ионным хроматографом ICS3000 (табл. 2), а распределение размера зерен – лазерным анализатором MS2000.

Чтобы оценить влияние содержания Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> и всестороннего давления на деформационные и прочностные характеристики грунта, проводились трехосные испытания на сжатие замороженных пылеватых песков с различным содержанием Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> (0; 0,5; 1,5 и 2,5% массы песков) под давлениями: 0,3; 0,5; 1 и 2 МПа.

Из смеси природного засоленного грунта и дистиллированной воды готовили тестовую смесь. После отстаивания в течение 24 ч. верхний слой воды удалялся, затем снова добавляли дистиллированную воду. Процесс повторялся до тех пор, пока электропроводность верхнего раствора не становилась стабильной, а содержание соли достигало значений менее 0,1%. Затем готовились образцы с разным содержанием Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>.

Подготовленную грунтовую смесь заливали в цилиндрическую форму диаметром 6,18 см, высотой 18,0 см, тремя равными слоями, которые уплотнялись до заданной плотности (высота 12,5 см). Образцы были заморожены при температуре -30°С в течение 24 ч. Затем образцы без цилиндров были помещены в инкубатор более чем на 12 ч при температуре -6°С.

После стабилизации температуры (-6°С) образец помещался в барокамеру. Осевая нагрузка прикладывалась после пятиминутного воздействия всестороннего давления (0,3; 0,5; 1 и 2 МПа). Осевая скорость перемещения составила 1,25 мм/мин. Осевые перемещения во времени, осевые усилия, боковые перемещения и гидростатическое давление фиксировались автоматически. Осевая нагрузка прекращалась, когда осевая деформация достигала примерно 20%.

**Результаты и обсуждение**

В трехосных испытаниях на сжатие осевая и объемная деформации при различных всесторонних давлениях определялись опытным путем. Эквивалентное напряжение

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}, \tag{1}$$

где  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  и  $\sigma_3$  – главные напряжения. В этой статье  $q = \sigma_1 - \sigma_3$ .

Экспериментальные кривые зависимости эквивалентного напряжения от осевой деформации засоленных мерзлых пылевато-песчаных грунтов с различным содержанием Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> представлены на рис. 1.

Таблица 3

Содержание соли, %	Параметры мерзлых пылеватых песков				
	$\sigma_3$ , МПа	$l$ , МПа	$m$ , МПа	$n$ , МПа	коэффициент корреляции $R^2$
0	0,3	0,00847	0,01889	0,38351	0,96543
	0,5	0,00662	0,03119	0,34485	0,97554
	1	0,00417	0,04356	0,40597	0,97541
	2	0,00307	0,02079	0,52137	0,98774
0,5	0,3	0,00708	0,04247	0,31272	0,94004
	0,5	0,0066	0,04452	0,27266	0,96506
	1	0,00439	0,04824	0,31379	0,98092
	2	0,00236	0,05172	0,3419	0,99207
1,5	0,3	0,00931	0,03545	0,16315	0,94325
	0,5	0,00741	0,04123	0,15015	0,95258
	1	0,00498	0,04614	0,16185	0,98194
	2	0,00289	0,04831	0,17058	0,99293
2,5	0,3	0,01023	0,02648	0,15668	0,92236
	0,5	0,00766	0,0377	0,14337	0,94276
	1	0,00539	0,0427	0,14684	0,96778
	2	0,00296	0,0419	0,16699	0,98632

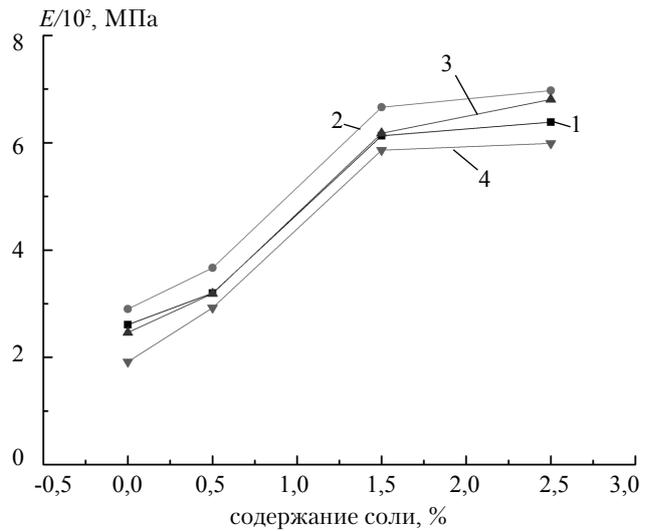


Рис. 2. Зависимость начального модуля упругости от содержания соли: при  $q = 0,3$  (1);  $0,5$  (2);  $1,0$  (3) и  $2,0$  (4) МПа

На кривых выделяются три этапа: линейная упругая стадия, нелинейная (упрочнения) и стадия разупрочнения. В начальной линейной стадии осевая деформация – менее 1%. В нелинейной стадии увеличение эквивалентных напряжений приводит к постепенному замедлению роста напряжения. Однако напряжение продолжает возрастать до тех пор, пока не достигнет максимума, при котором начинают разрушаться кристаллы льда и цементационные связи между частицами. В стадии разрушения напряжение уменьшается с увеличением осевой деформации до полного разрушения.

Для моделирования начальной стадии напряженно-деформированного состояния мерзлых пылеватых песков применялась модифицированная гиперболическая модель Дункан-Чанга [28, 29]

$$q = \frac{\varepsilon_1}{l\varepsilon_1^2 + m\varepsilon_1 + n}, \quad (2)$$

где  $l$ ,  $m$  и  $n$  – параметры грунта (табл. 3).

Дифференцируя (2), получим

$$\frac{dq}{d\varepsilon_a} = \frac{-l\varepsilon_a^2 + n}{(l\varepsilon_a^2 + m\varepsilon_a + n)^2}. \quad (3)$$

Согласно определению начального модуля упругости  $E_0$

$$E_0 = 100 \left. \frac{dq}{d\varepsilon_a} \right|_{\varepsilon_a=0} = \frac{100}{n}. \quad (4)$$

Коэффициент 100 введен для получения осевой деформации в процентах. Точный начальный модуль упругости может быть получен из (4) и табл. 3. Связь между начальным модулем упругости и гидростатическим давлением представлена на рис. 2.

Как видно из рисунка, начальный модуль упругости возрастает с увеличением содержания  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ . Кривые "напряжение-деформация" мерзлых пылеватых песков с одинаковым содержанием соли практически совпадают в начальной упругой стадии, что свидетельствует о том, что давление оказывает лишь незначительное влияние на начальный модуль упругости. В [30] отме-

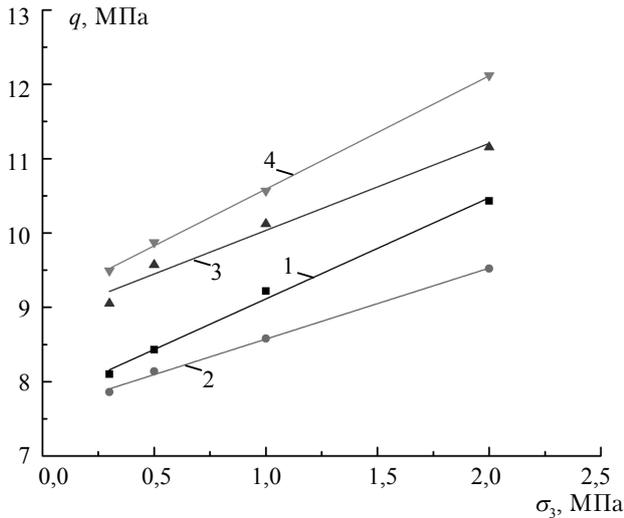


Рис. 3. Расчетные и экспериментальные прочности мерзлых песков от  $\sigma_3$  при содержании  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  0,0 (1); 0,5 (2); 1,5 (3) и 2,5% (4)

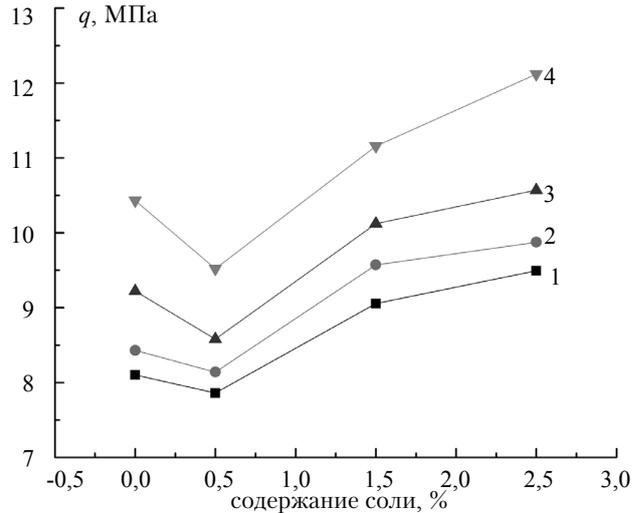


Рис. 4. Зависимость прочности мерзлых песков от содержания соли при  $\sigma_3 = 0,3$  (1); 0,5 (2); 1,0 (3) и 2,0 МПа (4)

чено, что на начальный модуль упругости влияет температура и скорость деформации, но нет значимой корреляции с гидростатическим давлением.

На рис. 3 показано, что прочность замороженных пылеватых песков с различным содержанием соли возрастает приблизительно линейно с увеличением гидростатического давления, что аналогично поведению немерзлого грунта [31...35]. При относительно низких давлениях не происходит плавления и дробления частиц, т.е. уменьшения прочности [25...27].

Образцы замороженного пылеватого песка перед трехосными испытаниями включали в себя пустоты, разломы и трещины [5]. В начальной стадии испытаний происходит сжатие образца, что увеличивает силу трения и число контактов между частицами грунта. Всестороннее давление ограничивает радиальное расширение и сдерживает рост трещин в образце.

Для описания соотношения между напряжением и всесторонним давлением используется

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = M + N\sigma_3, \tag{5}$$

где  $M$  и  $N$  (МПа) параметры грунта, связанные с содержанием соли (табл. 4).

Связь между прочностью на трехосное сжатие и содержанием  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  представлена на рис. 4. Прочность засоленного мерзлого пылеватого песка уменьшается с увеличением содержания  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  до 0,5%. При большей концентрации  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  прочность возрастает.

Критерий прочности Мора-Кулона

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi. \tag{6}$$

Уравнение (6) может быть выражено через главные напряжения

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi - 2c\sqrt{N_\varphi} = 0, \tag{7}$$

где  $\tau$  и  $\sigma$  – касательное и нормальное напряжения в плоскости сдвига;  $N_\varphi$  – коэффициент, связанный с углом внутреннего трения

$$N_\varphi = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \tag{8}$$

Сопоставляя (5) и (7), получим

$$M = 2c\sqrt{N_\varphi} = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}; \tag{9}$$

$$N = (N\varphi - 1) = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) - 1. \quad (10)$$

Таблица 4

Процентное содержание солей	$M$ , МПа	$N$ , МПа	$\varphi$ , град.	$c$ , МПа
0	7,75234	1,36069	23,88387	2,5228
0,5	7,61728	0,95549	18,8622	2,72359
1,5	8,86283	1,17157	21,67846	3,00715
2,5	9,06488	1,52518	25,63605	2,85224

Сцепление и угол трения могут быть получены из (9) и (10). Результаты представлены в табл. 4.

Связь между сцеплением, углом внутреннего трения и содержанием соли представлена на рис. 5, из которого следует, что сцепление возрастает с увеличением содержания соли до 1,5% и уменьшается с дальнейшим ростом концентрации соли;  $\varphi$  уменьшается с ростом содержания соли до 0,5% и увеличивается при его дальнейшем росте.

В процессе охлаждения часть воды в образце начинает замерзать. При этом увеличивается концентрация солей в поровом растворе, и начинается их кристаллизация, когда раствор становится перенасыщенным. В таком растворе кристаллизация соли может происходить и при положительной температуре [36]. Если же в мерзлом грунте содержание  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  в растворе находится в диапазоне 0...0,5%, кристаллизации не происходит, присутствуют только кристаллы льда. По мере понижения температуры концентрация соли в незамерзшей воде постепенно возрастает, вызывая увеличение содержания незамерзшей воды в грунте. Сцепление грунта при этом возрастает примерно на 0,2 МПа, а угол внутреннего трения уменьшается примерно на  $5^\circ$ , т.е. прочность исследуемого замороженного пылевато-песчаного грунта снижается с увеличением содержания соли в диапазоне 0...0,5%.

При содержании сульфата натрия в растворе более 0,5% температура замерзания исследуемых песков довольно постоянна [19, 36], поскольку раствор достигает перенасыщенного состояния, и кристаллы соли появляются раньше, чем кристаллы льда. При выпадении кристаллов молекула сульфата натрия поглощает десять молекул воды в виде  $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ , снижая содержание незамерзшей воды. Зарождающиеся кристаллы льда постепенно заполняют поры, увеличивая плотность и играя роль скелета в мерзлом грунте [37]. В результате, прочность возрастает. При содержании соли от 0,5 до 2,5% связность грунта возрастает и затем уменьшается с увеличением содержания соли. Угол внутреннего трения увеличивается примерно на  $7^\circ$ . Прочность увеличивается медленнее, если содержание соли составляет 1,5...2,5%. В исследованиях содержание воды составило 13%. В связи с ограниченным количеством свободной воды, рост содержания соли приводит к увеличению концентрации порового раствора.

### Выводы

Результаты трехосных испытаний засоленных мерзлых пылевато-песчаных грунтов показали:

1. Деформации засоленных мерзлых пылевато-песчаных грунтов при любом всестороннем давлении проходят три этапа: линейно-упругую стадию, упрочнение и разупрочнение. Модифицированная гиперболическая модель Дункан-Чанга может достаточно точно описывать напряженно-деформированное поведение засоленных мерзлых пылевато-песчаных грунтов.
2. На начальной стадии модуль упругости нелинейно увеличивается с ростом концентрации соли. Гидростатическое давление оказывает незначительное влияние на начальный модуль упругости.
3. Уплотнение и ограничение радиальных деформаций грунта при гидростатическом сжатии вызывают увеличение прочности, которая линейно возрастает с повышением всестороннего давления.
4. С увеличением содержания  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , прочность засоленных мерзлых грунтов вначале уменьшается, а затем возрастает, достигая минимума при содержании сульфата натрия 0,5%.

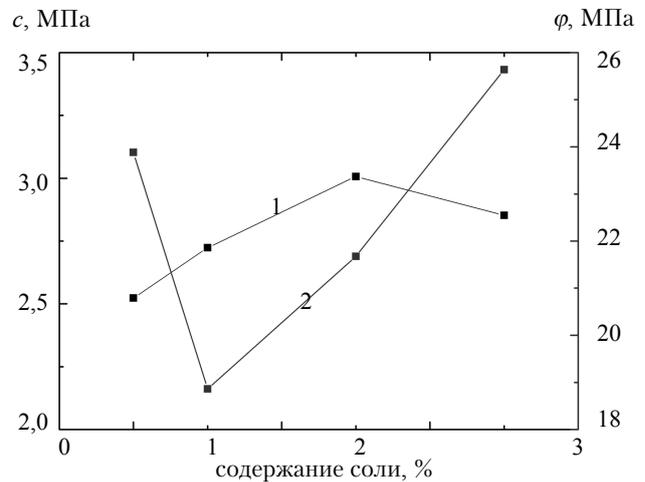


Рис. 5. Взаимосвязь между параметрами прочности и содержанием соли:  
1 - сцепление; 2 - угол внутреннего трения

5. Содержание сульфата натрия оказывает существенное влияние как на сцепление, так и на угол внутреннего трения. Сцепление сначала возрастает, а затем уменьшается, достигая максимального значения при концентрации соли 1,5%. Максимальный диапазон изменения составляет 0,25 МПа. Напротив, угол внутреннего трения, также, как и прочность в целом, сначала уменьшается, а затем возрастает с увеличением содержания сульфата натрия, достигая минимума при содержании соли 0,5%. Максимальный диапазон изменения  $\phi$  составляет 7°.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Bragg R.A. and Andersland O.B. Strain rate, temperature, and sample size effects on compression and tensile properties of frozen sand, *Eng. Geol.* - 1981. - № 18. - Pp. 35-46.
2. Goughnour R.R. and Andersland O.B. Mechanical properties of a sand-ice system // *Am. Soc. Civil Eng. J. Soil. Mech.* - 1968.
3. Andersland O.B. and Ainouri I. Time-dependent strength behavior of frozen soils // *Journal of the Soil mechanics and Foundation Division.* - 1970/ - № 96(SM4. - Pp. 1249-1265.
4. Zhu Y.L., Zhang J.Y. and Peng W.W. Constitutive relations of frozen soil in uniaxial compression // *J. Glaciol. Geocryol.* - 1992. - № 34. - Pp. 657-663.
5. Ma W., Wu Z.W., Chang X.X. and Wang J. Analysis of microstructural changes in frozen sandy soil under confining pressures using scanning electronic microscope // *J. Glaciol. Geocryol.* - 1995. - № 17. - Pp. 152-158.
6. Li H.P., Zhu Y.L., Zhang J.B. and Lin C. Effects of temperature, strain rate and dry density on compressive strength of saturated frozen clay // *Cold Regions Sci. Technol.* - 2004. - № 39. - Pp. 39-45.
7. Wang D.Y., Ma W., Chang X.X. and Wang A. Study on the resistance to deformation of artificially frozen soil in deep alluvium // *Cold Regions Sci. Technol.* - 2005. - № 42. - Pp. 194-200.
8. Tang G.Z. and Wang X.H. Effect of temperature control on a tunnel in permafrost // *Tunnelling Undergr. Space Technol.* - № 22. - Pp. 483-488.
9. Qi J.L. and Ma W. A new criterion for strength of frozen sand under quick triaxial compression considering effect of confining pressure // *Acta Geotechnica.* - 2007. - № 2. - Pp. 221-226.
10. Lai Y.M., Li S.Y., Qi J.L., Gao Z.H. and Chang X. Strength distributions of warm frozen clay and its stochastic damage constitutive model // *Cold Regions Sci. Technol.* - 2008. - № 53. - Pp. 200-215.
11. Shoop S., Affleck R., Haehnel R. and Janoo V. Mechanical behavior modeling of thaw-weakened soil // *Cold Regions Sci. Technol.* - 2008. - № 52. - Pp. 191-206.
12. Ogata N., Yasuda M. and Kataoka T. Effects of salt concentration on strength and creep behavior of artificially frozen soils // *Cold Regions Sci. Technol.* - 1983. - № 8. - Pp. 139-153.
13. Pharr G.M. and Godavarti P.S. A comparison of the creep behavior of saline ice and frozen saline Ottawa sand at -8°C // *Cold Regions Sci. Technol.* - № 14. - Pp. 273-279.
14. Brouchkov A. Frozen saline soil of the Arctic coast: their distribution and engineering properties // *Proceedings of the Eighth International Conference on Permafrost, Zurich, Switzerland, 7.* - 2003. - Pp. 95-100.
15. Bing H. and He P. Influence of free-thaw cycles on physical and mechanical properties of salty soil // *J. Geotech. Eng.* - 1958-1962 (2009). - № 31.
16. Wang C.L., Xie Q., Jiang C.X. and Hu Q. Analysis of thermal characteristics and mechanical properties of salty soil in frozen area of Qinghai-Tibet railway // *Rock and Soil Mechanics.* - 2009. - № 30. - Pp. 836-839.
17. Nixon J.F. and Lem G. Creep and strength testing of frozen saline fine-grained soils // *Can. Geotech. J.*, 21. - 1984. - Pp. 518-529.
18. Hivon E.G. and Sego D.C. Strength of frozen saline soils // *Can. Geotech. J.* - 1995. № 32. - Pp. 336-354.
19. Bing H. and Ma W. Experimental study of freezing point of saline soil // *J. Glaciol. Geocryol.* - 2011. - № 33. - Pp. 1106-1113.
20. Deng Y.S., Pu Y.B. and Zhou C.L. Experimental study of structure change of saline soils due to freezing // *J. Glaciol. Geocryol.* - 2008. - № 30. - Pp. 632-640.
21. Yang C.S., He P., Cheng G.D. and Bing H. Uniaxial compressive strength of frozen saline silty clay // *Eng. Mech.* - 2006. - № 23. - Pp. 144-148.
22. Yang C.S., He P., Cheng G.D., Zhao S. and Deng Y.S. Study of stress-strain relationships and strength characteristics of saturated saline frozen silty clay // *Rock and Soil Mechanics.* 2008. - № 29. - Pp. 3282-3286.
23. Chen J., Li D.Q., Bing H. et al. The experimental study on the uniaxial compressive strength of frozen silt with different salt content // *Engineering Mechanics.* - 2013. - № 30. - Pp. 18-23.
24. Chamberlain E., Groves C. and Perham R. The mechanical behavior of frozen earth materials under high pressure triaxial test conditions // *Geotechnique.* - 1972. - № 22. - Pp. 469-483.
25. Fish A.M. Strength of frozen soil under a combined stress state // *Proceedings of the Sixth International Symposium on Ground Freezing, Beijing, China.* - 1991. - № 1. - Pp. 135-145.
26. Ma W., Wu Z.W., Zhang L.X. and Chang X. Analyses of process on the strength decrease in frozen soils under high confining pressures // *Cold Regions Sci. Technol.* - 1999. - № 29. - Pp. 1-7.
27. Parameswaran V.R. and Jones S.J. Triaxial testing of frozen sand // *J. Glaciology.* - 1981. - № 27. - Pp. 147-155.
28. Lai Y.M., Cheng H.B., Gao Z.H., Zhang S. and Chang X. Stress-strain relationships and nonlinear Mohr strength criterion of frozen sand clay // *Rock Mech. Rock Eng.* - 2007. - № 26. - Pp. 1612-1617.
29. Xu X.T., Lai Y.M., Dong Y.H. and Qi J. Laboratory investigation on strength and deformation characteristics of ice-saturated frozen sandy soil // *Cold Regions Sci. Technol.* - 2011. - № 69. - Pp. 98-104.
30. Sun X.L., Wang R., Hu M.J. and Hu J.H. Triaxial strength and deformation properties of frozen silty clay under confining pressure // *Rock and Soil Mechanics.* - 2005. - № 26. - Pp. 1623-1627.
31. Asghari E., Toll D.G. and Haeri S.M. Triaxial behavior of a cemented gravely sand, Tehran alluvium // *Geotech. Geol. Eng.* № 21. - Pp. 1-28 (2003).
32. Mohamedzein E.A. and Aboud M.H. "Compressibility and shear strength of a residual soil," *Geotech. Geol. Eng.* - 2006. - № 24. - Pp. 1385-1401.33. Estabragh A.R. and Javadi A.A. Shear strength behavior of unsatu-

- rated silty soil // In Experimental unsaturated soil mechanics / Springer Berlin Heidelberg. - 2007. - Pp. 153-159.
33. Estabragh A.R. and Javadi A.A. Shear strength behavior of unsaturated silty soil // In Experimental unsaturated soil mechanics / Springer Berlin Heidelberg. - 2007. - Pp. 153-159.
34. De S. and Basudhar P.K. Steady state strength behavior of Yamuna sand // Geotech. Geol. Eng. - 2008. - № 26. - Pp. 237-250.
35. Erzin Y. and Yilmaz I. A case study of crushing resistance of Anatolian sands at lower and higher density // Bull. Eng. Geol. Environ. - 2008. - № 67. - Pp. 71-77.
36. Wan X.S., Lai Y.M. and Wang C. Experimental study on the freezing temperatures of saline silty soils // Permafrost Periglac. Process. - 2015. - № 26. - Pp. 175-187.
37. Liu Z.L., Li H.S. and Zhu Y.L. Damage characteristics and micro-crack damage of frozen soil under uniaxial compression // Journal of Dalian. - 2002. - № 42. - Pp. 223-227.

**УДК 624.131.524.4.:624.151.6**

### **МЕХАНИЗМ ВОЗДЕЙСТВИЯ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ НАГРУЗОК ОТ СИЛ НЕГАТИВНОГО ТРЕНИЯ НА ВИСЯЧЮЮ СВАЮ ДВУТАВРОВОГО ПРОФИЛЯ**

*Полный текст статьи будет опубликован в английской версии журнала "Soil Mechanics and Foundation Engineering".*

**ЛВ ЯРУ, ЧЖАН ДОНДОНГ, РОН СЯОЛИ, ВАН Ю.**

Университет науки и технологии (Нанкин, Китай).

Рассматривается проблема выбора наиболее эффективного поперечного сечения свай опираемых на слабые глинистые грунты. Авторами производится сравнение свай двутаврового, квадратного и прямоугольного сечений. Критерием оценки выступает дополнительная осадка сваи, вызванная действием сил негативного трения по боковой поверхности, возникающих при дополнительной нагрузке на окружающий грунт. Применяемые грунтовые модели были откалиброваны в центрифуге. В результате численного моделирования установлено, что при одинаковой площади поперечного сечения применение квадратных свай эффективнее применения двутавровых, которые в свою очередь эффективней прямоугольных свай. Также для свай двутаврового поперечного сечения снижение осадок наиболее эффективно увеличением высоты стенки, а изменение ширины полок практически не влияет на уменьшение осадок.

**УДК 624.138.41**

### **УЛУЧШЕНИЕ СВОЙСТВ ЗАГИПСОВАННЫХ ГРУНТОВ СИЛИКОНЫМ МАСЛОМ**

*Полный текст статьи будет опубликован в английской версии журнала "Soil Mechanics and Foundation Engineering".*

**ИБРАГИМ АЛИ НАСИР**

Университет Аль-Иракиа, Инженерный колледж, (Багдад, Ирак).

**ШАНЦ ТОМ**

Департамент гражданской и экологической инженерии Рурского Университета (Бохум, Германия).

Настоящее исследование изучает использование силиконового масла для улучшения характеристик гипсосодержащих грунтов. Использовался искусственный гипсосодержащий грунт, обработанный силиконовым маслом в различных пропорциях. Силиконовое масло было выбрано в качестве добавки благодаря утечкам на нефтеперерабатывающем заводе к северу от Ирака, построенном на гипсосодержащем грунте. Для данного исследования был взят аналог нефтепродуктов, которые просочились в грунт фундамента зданий завода. Результаты показывают, что силиконовое масло является подходящим материалом для улучшения основных свойств гипсосодержащего грунта, таких как просадочность и сдвиговая прочность.

УДК 624.131.543

## ЭКСПРЕСС-ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ОПОЛЗНЕВЫХ СКЛОНОВ ПРИ ПЕРЕДПРОЕКТНОЙ ПРОРАБОТКЕ ИНЖЕНЕРНОЙ ЗАЩИТЫ ТРАССЫ ГАЗОПРОВОДА И ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧ

Объектом исследований является оползневой склон вдоль трассовой линии электропередачи газопровода "Россия - Турция". Проанализированы основные сочетания техногенных и природных факторов, приведших к смещению грунта с вовлечением опор линии электропередачи и угрозой газопроводу, а также варианты взаимодействия трубы и опор с оползнем. Приведены исследования по определению расчетных прочностных показателей грунтов смещающегося оползневого склона, взаимодействующих с трубопроводом. Разработана экспресс-методика оценки устойчивости склона, использование которой позволило предложить варианты инженерной защиты газопровода и линий электропередач.



**БЕЗУТЛОВА  
ЕКАТЕРИНА ВЯЧЕСЛАВОВНА**

Доктор геолого-минералогических наук, доцент кафедры строительных материалов и конструкций Кубанского государственного аграрного университета; главный специалист ООО "НТЦ ГеоПроект" (Кубань, Россия).

### Основные направления деятельности:

- расчеты устойчивости оползнеопасных склонов, оценка и управление оползневой опасностью, проектирование инженерной защиты. Автор более 60 научных работ, в том числе 3 монографий.



**МАЦИЙ  
СЕРГЕЙ ИОСИФОВИЧ**

Доктор технических наук, профессор кафедры строительных материалов и конструкций Кубанского государственного аграрного университета; директор ООО "НТЦ ГеоПроект"; член президиума РОМГГиФ (Кубань, Россия).

- проектирование инженерной защиты объектов от оползневых процессов, геотехнический мониторинг, оценка и управление оползневой опасностью. Автор более 230 научных работ, в том числе 4 монографий.

### Введение

Многие транспортные и коммуникационные линейные сооружения (автомобильные и железные дороги, трубопроводы, линии электропередачи), проложенные в горах, взаимодействуют с геологической средой в относительно узкой полосе, образуя региональные транспортно-коммуникационные природно-технические системы (ПТС) [1]. Наличие в их границах отдельных оползневых участков вызывает необходимость создания локальных транспортных природно-технических систем (ТПТС), включающих в себя объекты инженерной защиты. ТПТС обладают новыми свойствами, по сравнению с входящими в них компонентами [2]. Объектами настоящих исследований являются ТПТС, расположенные на трассе газопровода "Россия – Турция".

### Инженерно-геологические условия

Линия электропередачи (ЛЭП), проходящая вдоль трассы, и участок газопровода устроены на водоразделе, склон имеет крутизну 35...40°. При плановом осмотре были выявлены деформации нескольких опор ЛЭП, и обнаружена стенка срыва грунта, высотой около 3 м.

Потенциально опасным оказался массив просеки, ограниченной лесом, шириной 40...50 м, протяженностью порядка 500 м, с перепадом высот 120 м. Активный оползень имел размеры в плане 100×30 м. Смещению был подвержен рыхлый глинистый грунт глубиной 0,5...1,0 м с включениями дресвы и щебня полускальных пород – аргиллитов и песчаников (рис. 1).

При визуальном обследовании выявлены деформации шести опор ЛЭП. Одна из опор была смещена оползнем с оси трассы вниз на 3...4 м и влево на 2...3 м, отклонившись от вертикали на 10...15°. Трещинами, шириной раскрытия до 1 см, была нарушена целостность железобетонной конструкции другой опоры. Подвижки грунта обнажили и вызвали изгиб противоэрозийных перемычек, устроенных на склоне. Левым бортом оползень задел газопровод. Таким образом, из-за



**Рис. 1.** Общий вид на оползневой участок трассы газопровода "Россия - Турция" и вдольтрассовую линию электропередачи

отсутствия комплексной защиты, линейные сооружения оказались в зоне влияния экзогенных геологических процессов.

Отметим, что создание и последующее функционирование ПТС изменяет устойчивость склонов. При этом, как поясняет Г.М. Шахунянц [3], чем ближе к дневной поверхности расположен слой, тем чаще, при прочих равных условиях, в нем возможны изменения.

Техногенные воздействия способствуют появлению природно-техногенных (инженерно-геологических) опасностей [4, 5] и неблагоприятных последствий, связанных с неправильной оценкой рисков [6].

### Оценка сложившейся ситуации

В связи с опасностью активизации оползневой процесса, первостепенными задачами являются: оценка ситуации, расчеты устойчи-

вости склона, разработка мероприятий инженерной защиты. Анализ возможного сочетания воздействующих техногенно-природных факторов, а также вариантов устройства взаимодействия трубы и опор ЛЭП с оползнем показал [7]:

1. Полка газопровода и вдольтрассовой ЛЭП нарезана по водоразделу; направление движения оползня совпадает с осью ЛЭП и трассы газопровода.

2. Так как газопровод расположен вдоль оползня, он подвергается воздействию касательных напряжений с возможностью развития вертикальных деформаций (провисание трубы).

3. Деформируемые опоры ЛЭП расположены в головной и средней частях оползня, поэтому происходит смещение фундаментов опор вместе с грунтом, а при регрессивном развитии оползня (выше по склону от стенки срыва) возможно вовлечение в смещение и других опор, потеря их устойчивости и опрокидывание.

4. Основными техногенно-природными факторами являются: прорубка просеки под ЛЭП, устройство широкой срезки для землеройных машин и трубоукладчиков, набухание пород после разгрузки, уменьшение их плотности, а также активное развитие эрозионных процессов, разупрочняющих массив.

Для предотвращения дальнейшего развития оползневой процесса необходимы дополнительные мероприятия. Целесообразно предусмотреть вертикальную планировку полки газопровода, возведение удерживающих сооружений для защиты газопровода, установку опор ЛЭП на буронабивные сваи, организацию стока поверхностных вод.

### Постановка и пути решения проблемы

Конструктивные решения инженерной защиты, местоположение сооружений на склоне и, в целом, безопасность функционирования ТПТС зависят от достоверности исходных данных. Основные проблемы связаны с определением прочностных показателей грунтов, оценкой устойчивости склона и расчетом оползневой нагрузки.

Определяя прочностные показатели, можно получить характеристики, в зависимости от плотности, влажности грунта, особенностей текстуры и структуры, метода испытания, оценки результата [8]. Лабораторными и полевыми исследованиями оценивается состав и состояние грунтов в месте отбора проб, что не гарантирует такие же показатели в зоне разрыва сплошности массива.

Исследованиями А. Я. Туровской [9] показано, что образцам, отобраным из области скольжения, главного уступа и языка оползня соответствует различная структура.

В.Ф. Безруков [10], изучив оползни Черноморского побережья Кавказа, рекомендует использовать в расчетах результаты испытаний монолитов, отобранных из области скольжения, как наиболее отвечающие предельному состоянию склона. А.А. Каган [11] рекомендовал при принятии решений учитывать результаты обобщения исследований состава и свойств грунтов в изучаемом районе.

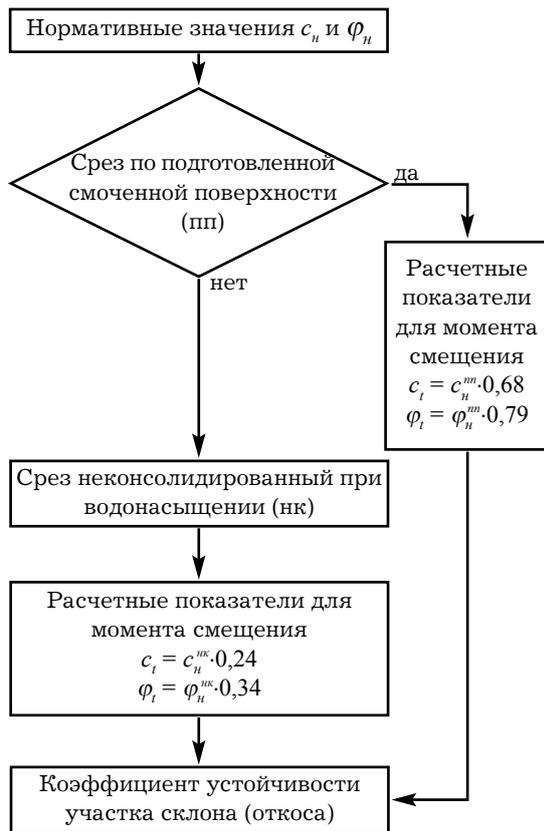


Рис. 2. Блок-схема предлагаемой методики детерминированного расчета устойчивости оползнеопасных участков

### Исследование прочностных свойств делювиально-оползневых грунтов

При разработке противооползневой защиты сооружений на Черноморском побережье Кавказа авторами проведены исследования прочностных свойств делювиально-оползневых отложений, представленных глинами и суглинками [12].

По механизму смещения оползни, в основном, классифицируются как оползни скольжения (консеквентные), течения (пластические, оплывины), сложные [12]. Для данных типов оползней, согласно региональным рекомендациям [12, 13], целесообразно выполнять лабораторные испытания грунтов по схемам:

- срез ускоренный по искусственно подготовленной, смоченной поверхности;
- срез в сдвиговых приборах после водонасыщения.

Авторами статьи выполнена статистическая обработка результатов испытаний грунтов, приведенных в отчетах по инженерно-геологическим изысканиям на десятках объектов [14...17]. Данные о механических свойствах грунтов различных участков, учитывая сходное происхождение, состав, возраст и условия, объединили для получения значительной выборки. Проведены также "обратные расчеты устойчивости" участков активных оползней, согласно региональным рекомендациям, "с целью определения показателей сопротивления пород сдвигу" [12, 13].

Полученные данные сопоставлены между собой для выявления количественных различий

"расчетных значений" (вычисленных согласно ГОСТ 20522) и величин, полученных "обратными расчетами" на момент смещения. Определены соотношения между нормативными значениями сцепления  $c_n$ , угла внутреннего трения  $\varphi_n$  и прочностными показателями, полученными "обратными расчетами" на момент смещения оползня ( $c_t, \varphi_t$ ):

1. При неконсолидированном срезе образцов  $c_t/c_n \approx 0,24$  (от 0,19 до 0,32);  $\varphi_t/\varphi_n \approx 0,34$  (от 0,24 до 0,53).
2. При срезе по подготовленной, смоченной поверхности  $c_t/c_n \approx 0,68$  (от 0,57 до 0,83);  $\varphi_t/\varphi_n \approx 0,79$  (от 0,64 до 0,86).

Разработана блок-схема методики детерминированной оценки устойчивости оползнеопасных участков (рис. 2). Для выполнения вероятностного расчета выявлены диапазоны изменения нормативных показателей исследуемых грунтов и параметры отклонения отдельных величин от выборочного среднего [18]:

1. Срез неконсолидированный после водонасыщения:  $c_n = 34,00...48,38$  кПа;  $\varphi_n = 9,68...22,11^\circ$ ; стандартное отклонение  $SD$  нормативного сцепления  $c_n - 4,52...6,80$ ; нормативного угла трения  $- 1,34...2,45$ ;  $c_n/SD = 5,98...8,62$ ;  $\varphi_n/SD = 6,41...11,36$ .
2. Срез по подготовленной и смоченной поверхности:  $c_n = 12,96...23,47$  кПа;  $\varphi_n = 5,15...13,00^\circ$ ;  $SD$  нормативного сцепления  $c_n - 2,07...3,65$ ;  $SD$  угла  $\varphi_n - 0,75...1,95$ ;  $c_n/SD = 5,00...7,19$ , в среднем,  $5,62$ ;  $\varphi_n/SD = 6,25...10,64$ , в среднем,  $7,14$ .

Учитывая меньшую изменчивость показателей в области подготовленной поверхности скольжения [18] и полученные соотношения, предложена блок-схема вычисления вероятностных параметров (рис. 3). Приведенные блок-схемы целесообразны как экспресс-методики вычисления (уточнения) прочностных показателей делювиально-оползневых грунтов (наряду с "обратными расчетами") для предварительной оценки устойчивости склонов и откосов на этапе пред-

Таблица

Вероятностные параметры устойчивости склона	Количественный показатель
Коэффициент устойчивости $K_y$ на основное сочетание нагрузок	1,05
Расчетный диапазон изменения коэффициента устойчивости	0,34-1,63
Стандартное отклонение $SD$ значений коэффициента устойчивости	0,15
Показатель надежности $\beta$	0,47
Вероятность повторного оползневого смещения $P$	32,24%

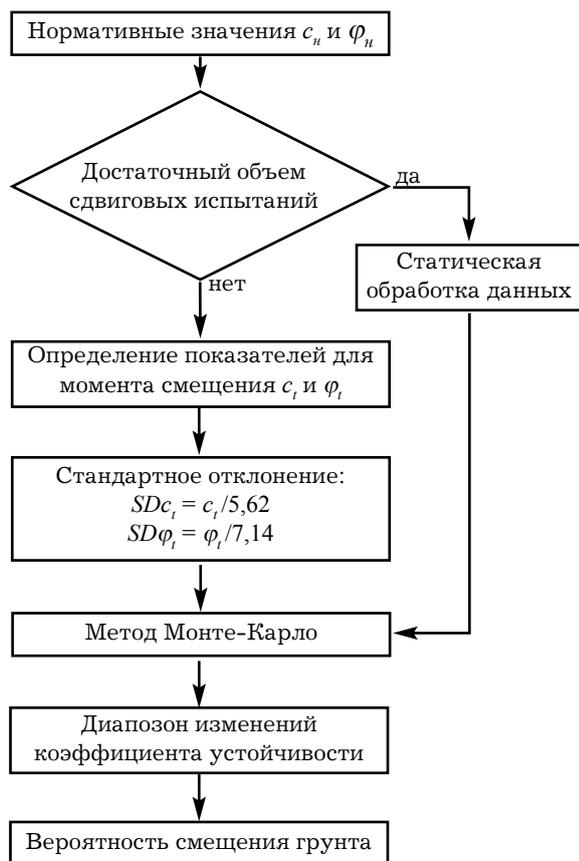


Рис. 3. Блок-схема предлагаемой методики вероятностного расчета устойчивости оползнеопасных участков

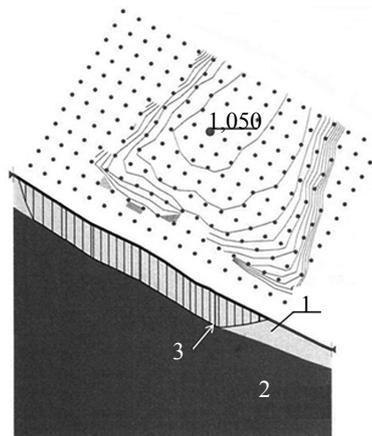


Рис. 4. Фрагмент расчетного сечения склона в плоскости (программный комплекс GeoStudio): средний коэффициент устойчивости  $K_y = 1,05$ ; 1 - суглинок; 2 - аргиллит; 3 - плоскость скольжения

проектных проработок. Результаты исследований апробированы и отражены в двух отраслевых дорожных методических документах [19, 20].

### Применение экспресс-методики расчета устойчивости склона для принятия решений инженерной защиты ТПТС

Для предварительного определения параметров и стоимости защитных сооружений на стадии предпроектных проработок авторами выполнены расчеты устойчивости с применением программного комплекса GeoStudio [22]. Ввиду отсутствия конкретных данных, использована усредненная информация о свойствах делювиально-оползневых глинистых отложений на других участках трассы газопровода "Россия – Турция" [14, 15, 17 и др.]. На основе экспресс-методик вычислены сцепление и угол внутреннего трения, а также их стандартные отклонения  $c_t = 12,4$  кПа ( $SD c_t = 2,28$ );  $\varphi_t = 7,17^\circ$  ( $SD \varphi_t = 1,01$ ).

Оценка устойчивости склона проведена по плоскому сечению методом общего предельного равновесия (GLE), позволяющим определять коэффициент устойчивости из условия равновесия моментов и сил. Основные положения, расчетные схемы и формулы метода приведены в [19, 22]. На рис. 4 приведен фрагмент расчетного сечения. Результаты вероятностного расчета показывают, что с определенной вероятностью коэффициент устойчивости изменяется от 0,34 до 1,63 (таблица).

По результатам расчета рассмотрены варианты инженерной защиты. Основные мероприятия включают в себя: устройство бетонного быстротока с георешеткой "Прудон-494"; противозерозионной защиты (материал фирмы "Ромекс", георешетка "Прудон"); противооползневых сооружений (буронабивные сваи); вертикальную планировку рельефа. При разработке рабочей документа-

ции, желателен (с целью оптимизации затрат на инженерную защиту) пространственный расчет устойчивости, учитывающий влияние бортов оползня, пространственные особенности топографии и геологии, нагружения, распределения поровых давлений и другие параметры. Предварительная стоимость инженерной защиты исследуемых ТПТС на предпроектных проработках составляет:

- защита только ЛЭП: 10,8...16,2 млн руб;
- защита газопровода и ЛЭП: 24,9...34,5 млн руб.

### Выводы

1. Рассматриваемые локальные транспортно-коммуникационные природно-технические системы подвержены без комплексной инженерной защиты влиянию экзогенных геологических процессов, вызванных устройством широкой срезки при прокладке трубопровода и прорубкой просеки под вдольтрассовой линией электропередачи.

2. Продольное расположение газопровода относительно оползня потенциально способствует вертикальным деформациям трубы; одновременно происходит смещение фундаментов опор ЛЭП, расположенных в верхней и средней частях оползневого массива.

3. Для предотвращения деформаций сооружений целесообразно выполнить дополнительные мероприятия, включающие в себя вертикальную планировку полки газопровода и устройство удерживающих сооружений, установку опор ЛЭП на свайный фундамент, организацию поверхностного водоотвода.

4. При выполнении расчетов устойчивости участков возможного вторичного развития смещений, целесообразно уточнять сцепление и углы внутреннего трения делювиально-оползневых грунтов, а также их стандартные отклонения, по предлагаемым методикам.

5. Выполненные на основе разработанной экспресс-методики расчеты позволили на стадии предпроектных проработок ориентировочно оценить устойчивость склона и стоимость противооползневых сооружений для защиты газопровода и опор ЛЭП.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Галкин А. Н. Особенности формирования природно-технических систем на территории Беларуси и их типизация // Литасфера. - 2008. - № 1(28). - С. 126-140.
2. Соколов А. Д. Армогрунтовые системы автодорожных мостов // Наука и техника в дорожной отрасли. - 2014. - № 3. - С. 9-12.
3. Шахунянц Г. М. Принципы проектирования мероприятий по стабилизации земляного полотна // Борьба с оползнями, обвалами и размывами на железных дорогах Кавказа: Тр. совещания. - Днепропетровск: ДИИТ, 1961. - С. 5-14.
4. Теоретические основы инженерной геологии. Геологические основы (под ред. Е. М. Сергеева). - М.: Недра, 1985. - 332 с.
5. Осипов В. И. Мегалополисы под угрозой природных катастроф // Вестник Российской Академии наук. - 1996. - Т. 66. - № 9. - С. 771-782.
6. Измайлов Я. А., Абрамов С. Е., Гревцева Л. М. Проблемы рационального освоения и прогноза изменений геологической среды Черноморского побережья Кавказа // Проблемы гидрогеологического, инженерно-геологического и геоэкологического изучения морских побережий Северного Кавказа: материалы Всеоюз. науч.-техн. семинара. - Сочи, 1990. - С. 73-75.
7. Безуглова Е. В., Маций С. И., Подтелков В. В. Оползневой риск транспортных природно-технических систем. - Краснодар: КубГАУ, 2015. - 239 с.
8. Казарновский В. Д. Пути совершенствования оценки прочности грунтов в дорожном строительстве // Вопросы инженерной геологии и механики грунтов в практике строительства (сб. науч. тр.). - М.: МАДИ, 1988. - С. 4-11.
9. Туровская А. Я., Костыгова А. В. Экспериментальное исследование процесса формирования профиля предельного уположения оползневого склона и влияния отдыха на прочность грунта в зоне смещения // Вопросы геотехники. - Днепропетровск, 1972. - № 21. - С. 107-120.
10. Безруков В. Ф. Физико-механические свойства горных пород Сочинского района // Проблемы инженерной геологии Северного Кавказа. - Сочи, 1971. - Вып. 3. - С. 39-55.
11. Каган А. А. Расчетные показатели физико-механических свойств грунтов. - Л.: Стройиздат, 1973. - 144 с.
12. Рекомендации по инженерно-геологическим изысканиям на оползневых склонах Северного Кавказа с целью их хозяйственного освоения. - М.: Стройиздат, 1983. - 68 с.
13. Рекомендации по количественной оценке устойчивости оползневых склонов. - М.: Стройиздат, 1984. - 80 с.
14. Технический отчет по инженерно-геологическим изысканиям на объекте: "Инженерно-геологические изыскания по трассе газопровода "Россия - Турция" (км 340 - км 350). Оползнеоопасный участок № 19 а". - Книга 1. - Ставрополь, 1999.
15. Отчет по теме: "Инженерные изыскания на оползнеоопасных участках для обоснования рабочего проекта инженерной защиты газопровода Россия - Турция (км 320 - км 330)". - Т. 5. Оползнеоопасный участок № 7. - М.: ПНИИИС, 1999.
16. Отчет об инженерно-геологических изысканиях на оползневых участках по трассе газопровода высокого давления Адлер - Красная Поляна участок ПК309. - Сочи: ООО "Инжзащита", 2002.
17. Инженерная защита газопровода Россия - Турция (участок км 320 - км 370). Оползневые массивы на участке км 360 - км 370. Оползнеоопасный участок 29. Технический отчет по геолого-геофизическим изысканиям. - Краснодар: ДОО "Термнефтепроект", 2000.

18. Маций С. И., Безуглова Е. В. Оползневая опасность и риск смещений грунтов на склонах // Геоэкология, инженерная геология, гидрогеология, геокриология. - 2007. - № 6. - С. 537-546.
19. Отраслевой дорожный методический документ ОДМ 218.2.006-2010. Рекомендации по расчету устойчивости оползнеопасных склонов (откосов) и определению оползневых давлений на инженерные сооружения автомобильных дорог. - М.: РОСАВТОДОР, 2011. - 115 с.
20. Отраслевой дорожный методический документ ОДМ 218.2.033-2013. Методические рекомендации по выполнению инженерно-геологических изысканий на оползнеопасных склонах и откосах автомобильных дорог. - М.: ФГУП Информавтодор, 2013. - 82 с.
21. Geo-Slope International Ltd. 1996. Slope/W for slope stability analysis, user's guide, version 3. Geo-Slope International Ltd., Calgary, Alta.
22. Маций С. И. Противооползневая защита. - Краснодар: АлВи-дизайн, 2010.- 288 с.

**УДК 624.131.524.4.:624.151.6**

### **ТРЕХМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ РАСТВОРОВ В ДЕФОРМИРУЕМОМ ГРУНТЕ С УЧЕТОМ АДСОРБЦИИ**

*Полный текст статьи будет опубликован в английской версии журнала "Soil Mechanics and Foundation Engineering".*

**ЧЖАН ЧЖИ-ХУН, ФАНГ ЮАНЬ-ФАН, ДЮ СЮ-ЛИ**

Главная лаборатория по обеспечению безопасности Пекинского технологического университета (Пекин, Китай).

Дополнительная нагрузка из-за веса мусора на мусорных свалках вызывает консолидацию и деформацию подстилающих глинистых слоев, что приводит к изменениям их внутренней структуры и проницаемости. На основе объединения теории консолидации Био и теории переноса растворенных солей, была предложена трехмерная связанная модель, описывающая транспорт растворов в деформируемом грунте с учетом влияния эффектов консолидации. Уравнения переноса и консолидации связаны через изменяющийся коэффициент проницаемости. Изучается влияние разных механизмов адсорбции на процессы переноса при двух различных условиях: концентрация источника раствора остается постоянной или уменьшается со временем. Результаты показывают, что скорости переноса значительно разнятся. Кроме того, кривая пространственного распределения концентрации раствора для случая источника с убывающей концентрацией показывает, что концентрация постепенно увеличивается и достигает пика на определенной глубине в вертикальном сечении или в определенной позиции горизонтального сечения, и затем уменьшается, что значительно отличается от соответствующего распределения для случая источника с постоянной концентрацией.

УДК 624.138.26:624.131.6

## ОБЕСПЕЧЕНИЕ КОНСТРУКТИВНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ОБЪЕКТОВ С ПОДЗЕМНОЙ ЧАСТЬЮ ПУТЕМ ПРЕОБРАЗОВАНИЯ СВОЙСТВ ГРУНТОВ (НА ПРИМЕРЕ АЛАБЯНО-БАЛТИЙСКОГО ТОННЕЛЯ В МОСКВЕ)

*Рассматриваются проектные и технологические решения, направленные на обеспечение конструктивной устойчивости тоннеля, возведенного в сложных инженерно-геологических условиях, после длительного перерыва в строительстве. Анализируются мероприятия по восстановлению несущей способности железобетонных конструкций и ликвидации водопроявлений в тоннеле, а также результаты геотехнического мониторинга.*

### **ИЛЬИЧЕВ ВЯЧЕСЛАВ АЛЕКСАНДРОВИЧ**

Доктор техн. наук, профессор, академик РААСН и Международной инженерной академии, заслуженный деятель науки, лауреат Государственной премии РФ в области науки и техники, вице-президент по направлению "Инновации" РААСН, президент РОМГГиФ (Москва, Россия).

### **НИКИФОРОВА НАДЕЖДА СЕРГЕЕВНА**

Доктор технических наук, старший научный сотрудник, почетный строитель РФ и Москвы, профессор МГСУ, ведущий научный сотрудник НИИСФ РААСН (Москва, Россия).

### **ГОТМАН ЮРИЙ АЛЬФРЕДОВИЧ**

Кандидат технических наук, генеральный директор ООО "Подземпроект" (Москва, Россия).

### **Основные направления деятельности:**

- основания, фундаменты и подземные сооружения, в том числе сейсмостойкое строительство, подземное строительство в условиях городской застройки. Автор более 200 опубликованных работ.

- основания, фундаменты и подземные сооружения, в том числе на слабых грунтах, реконструкция фундаментов, геотехнический мониторинг. Автор 120 опубликованных работ.

- проектирование фундаментов, подземных сооружений, противокарстовых мероприятий, усиление фундаментов существующих зданий, реконструкция. Автор 15 опубликованных работ.

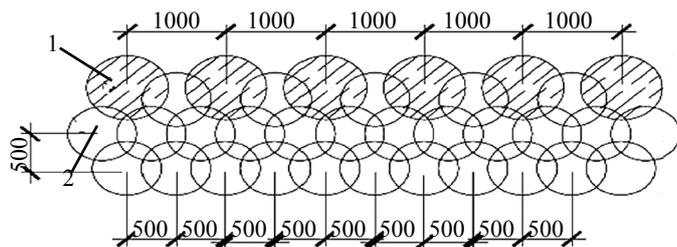
Вопросы строительства подземных сооружений, в том числе транспортных тоннелей, в грунтах, преобразованных струйной цементацией, отражены в работах [1...4] и др.

Реализация проекта "Большая Ленинградка", включавшего строительство уникального сооружения автомобильного Алабяно-Балтийского тоннеля, являющегося составной частью развязки на Соколе и Северо-Западной хорде, стартовала в 2006 г. С 2008 г. приступили к строительству Алабяно-Балтийского тоннеля, которое было приостановлено в 2012 г. Работы по консервации объекта не проводились.

Общая длина тоннеля составляет 1935 м, длина его закрытой части – 1565 м, максимальная глубина – 22,5 м. Строительство выполнялось в условиях плотной городской застройки преимущественно открытым способом, где на расстоянии 10...20 м от краев котлована располагаются жилые и общественные пяти-восьми-этажные здания, имеющие третью категорию состояния конструкций, соответствующую ограниченно работоспособному состоянию. Технические решения по строительству котлована должны были обеспечивать не только устойчивость ограждения при откопке, но и сохранность окружающей застройки путем снижения дополнительных осадков зданий до 1 см для большинства из них.

В зоне пересечения с Ленинградским проспектом на глубине 26 м тоннель проходит под автодорожным Ленинградским тоннелем и действующими тоннелями метро. Допустимое смещение тоннелей метро при проходке, установленное проектом, составляло  $\pm 4$  мм. Строительство выполнялось без прекращения движения поездов метро при постоянном контроле перемещений тоннелей в "on-line" режиме.

Для обеспечения возможности выполнения проходки в таких условиях вмещающие тоннель грунты, представленные водонасыщенными песками, в том числе рыхлыми, предварительно закреплялись методами струйной цементации. Это позволило сформировать грунтоцементный (полускальный) массив, в котором штольневим методом осуществлялась поэтапная проходка без негативного влияния на работу тоннелей метро.



**Рис. 1.** Типовые решения ограждения котлована:

1 - буронабивные сваи  $\varnothing 830$  мм; 2 - грунтоцементные сваи  $\varnothing 700$  мм

На участке открытого способа ведения работ в тоннеле ограждающими конструкциями котлована до глубины 22,5 м являются буронабивные сваи (БНС)  $\varnothing 830$  мм, с шагом 1000 мм, с забиркой из грунтоцементных свай (ГЦС)  $\varnothing 700$  мм в два ряда с шагом 500 мм и одним замковым с шагом 1000 мм (рис. 1) и укреплением грунта под лотком тоннеля при помощи массива из грунтоцементных свай  $\varnothing 800$  мм для исключения попадания грунтовой воды в котлован. Данная конструкция ограждения позволяет создать замкнутый контур противодиффузионной завесы, которая дополнительно играет роль распорки, поставленной заранее, что существенно снижает перемещения ограждения котлована при откопке и осадки окружающих зданий и сооружений. На стадии эксплуатации стены из буронабивных свай служат элементами основных несущих конструкций и объединяются с перекрытием, не имея жесткого объединения с лотком. К ограждающим стенам изнутри тоннеля пристраивается прижимная ж/б стена, толщиной 385...600 мм, жестко объединенная с лотком и перекрытием тоннеля.

На основании комплекса выполненных ООО "Подземпроект" расчетов для различных участков и назначений грунтоцементных массивов установлены минимальные прочностные и деформационные характеристики массивов, обеспечивающие требуемый уровень надежности работы сооружения в целом.

Принятые в проекте конструктивные и технологические параметры свай гарантированно обеспечивали достижение необходимых физико-механических характеристик закрепленного грунта для инженерно-геологических условий строительства Алабяно-Балтийского тоннеля.

Выполненные ранее специалистами АО "Мосинжпроект" совместно с учеными МГСУ (д.т.н. И.Я. Харченко) исследования влияния расхода цемента на прочность грунтов, закрепляемых цементацией, показали, что для конструкционного закрепления слабообводненных песков средней крупности с расчетной прочностью при сжатии не менее 5 МПа, обоснованным нормативом расхода цемента является  $600 \text{ кг/м}^3$ .

В мае 2014 г. в период сильного ливня произошло частичное подтопление Алабяно-Балтийского тоннеля, что привело к необходимости временного закрытия движения автотранспорта. В связи с этим, по инициативе АО "Мосинжпроект" проф. В.А. Ильичевым была создана группа научного сопровождения из представителей организаций: НИИСФ РААСН, ГУП "Мосгоргеотрест", ООО "Горгеострой", АО "НИЦ "Строительство" (НИИОСП им. Н.М. Герсманова), ООО "Подземпроект", ЗАО "Геоспецпроект", ЗАО "ФРОМ".

В составе работ научного сопровождения были изучены гидрогеологический режим и дана оценка суффозионной опасности; проведены дополнительные инженерно-геологические изыскания в районе существующей застройки, выполнена корректировка проектов усиления фундаментов окружающей застройки, геотехнический мониторинг и обследование тоннеля; составлены экспертные заключения по ликвидации водопроявлений в тоннеле.

Также был проведен комплекс исследований по влиянию строительства на изменение гидрогеологических условий в районе станции метро Сокол, установлению причин водопроявлений в тоннелях и разработке мероприятий по ликвидации водопроявлений и их эффективности. По заданию группы научного сопровождения ГУП "Мосгоргеотрест" пробурил 15 гидрогеологических скважин, по которым проводился гидрогеологический мониторинг.

Практически вся подземная часть Алабяно-Балтийского тоннеля проходит в несвязных песчаных грунтах, представленных песками от пылеватых до крупнозернистых, крайне неоднородных (коэффициент неоднородности на некоторых участках более 10), переслаивающихся между собой. До начала строительства тоннеля и реконструкции Ленинградского проспекта (2007 г.) уровень подземных вод составлял 2...7 м (абсолютная отметка 150...158 м). К середине 2011 г. уровни в пьезометрах в районе строительства за счет водопонижения были снижены до отметок 144,0...145,0 м. В 2012 г. при завершении строительства и откачке воды наблюдался подъем УПВ

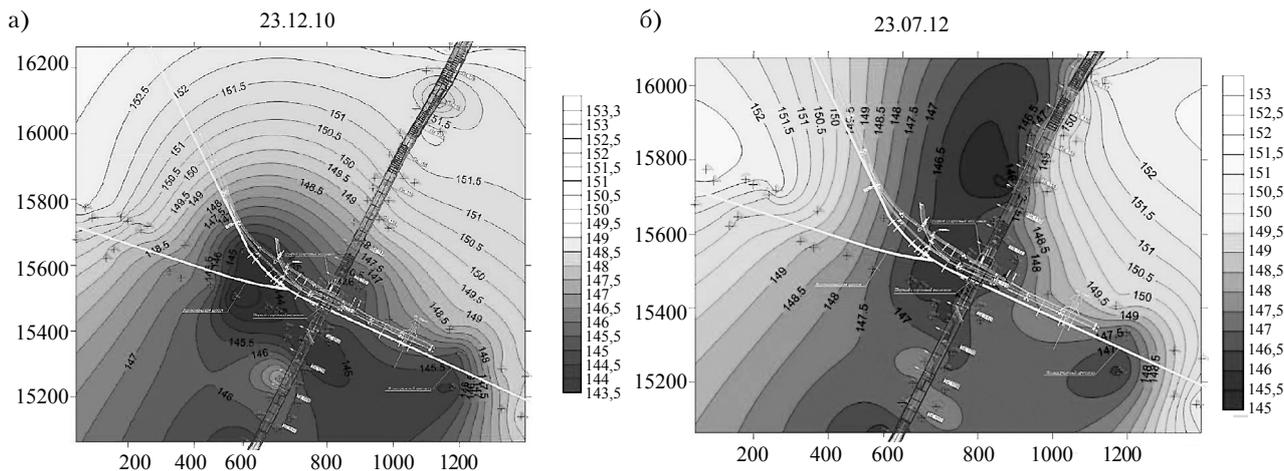


Рис. 2. Карты уровней подземных вод (гидроизогипсы) - в период строительства тоннеля (НПО "КОСМОС"): а - в 2010 г.; б - в 2012 г.

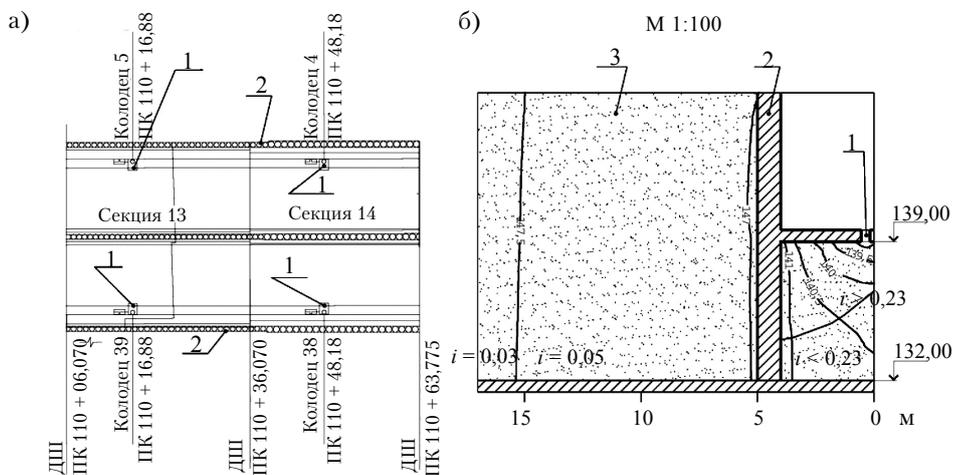


Рис. 3. Схема разгрузочных отверстий и фильтрационный профиль: а - исполнительная схема расположения разгрузочных отверстий в секциях 13 и 14; б - фильтрационный профиль через разгрузочные отверстия; 1 - разгрузочные отверстия; 2 - БНС; 3 - пески разнозернистые  $K_{cp} = 5$  м/сут

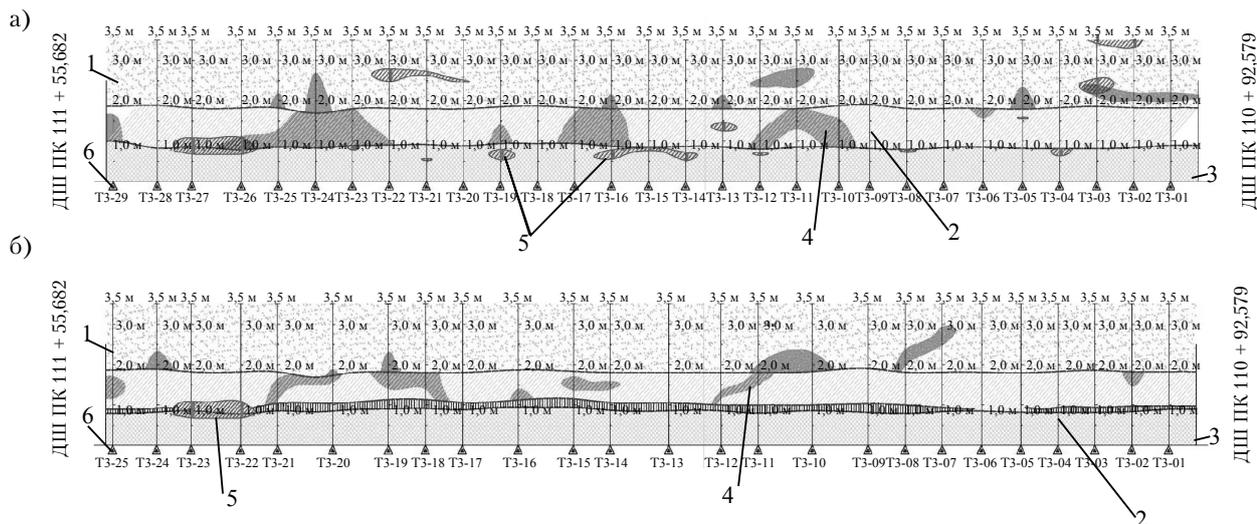
до 4...7 м (147...150 м). Размеры депрессионной воронки в плане достигали 2 км. По мере продвижения строительства тоннеля на участке ул. Алабяна и, соответственно, откачек воды по Балтийской улице – форма депрессионной воронки изменялась (рис. 2).

В период строительства и на начальных этапах эксплуатации для ликвидации активных протечек и снятия напора подземных вод на отдельных участках тоннеля через его основание было пробурено 10 отверстий диаметром 100 мм, через которые происходил излив большого количества воды.

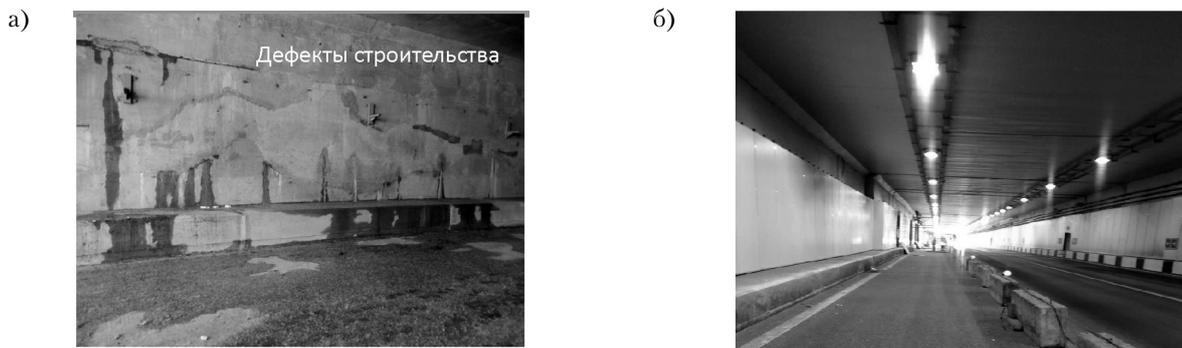
Гидрогеологические расчеты, выполненные ЗАО "Геоспецпроект", показали, что фильтрационный поток, проходя через БНС, теряет до 6 м напора. С внешней стороны буронабивных свай градиент напора  $i$  был равен 0,03...0,05. На участке между буронабивными сваями и разгрузочным отверстием выделено две зоны градиентов –  $i > 0,23$  и  $i < 0,23$ . Значение  $i = 0,23$  соответствовало казуальной (случайной) прочности грунта, представленного мелким песком, который чаще всего встречается вдоль трассы тоннеля.

Гидрогеологическое моделирование, выполненное для оценки возможности развития суффозионных процессов в результате применения водопонижения, показало, что радиус опасной зоны развития суффозии равен 4 м от разгрузочного отверстия (рис. 3).

Для выявления разуплотнений в грунтовом массиве проводились дополнительные геофизические исследования грунтового массива: под дном тоннеля (ЗАО "ФРОМ"), у окружающей застройки (ООО "Геологоразведка"), за обделкой тоннеля и БНС (ЗАО "НПФ "Геодизонд"). Вблизи зданий, требующих усиления фундаментов, проводились испытания образцов грунта из скважин, а также статическое зондирование (ГУП "Мосгоргеотрест").



**Рис. 4.** Разрезы, выполненные на правой стенке Алабяно-Балтийского тоннеля (по данным ООО "ГорГеоСтрой"): а - до закрепления цементным раствором; б - после закрепления; 1 - вмещающие грунты; 2 - БНС противодиффузионной защиты; 3 - монолитный железобетон; 4 - участки обводненных грунтов; 5 - зоны разуплотнения; 6 - точки зондирования, номер и глубина



**Рис. 5.** Алабяно-Балтийский тоннель: а) водопроявления в стенах и примыканиях; б) на этапе завершения работ после перерыва в строительстве

Результаты исследований подтвердили наличие локальных зон суффозионных разуплотнений под днищем тоннеля до 3 м за его обделкой, под улично-дорожной сетью и в основании окружающей застройки.

Разуплотнению грунтов под днищем тоннеля способствовало наличие утолщений (так называемых "зубов") в плите проезжей части, которые блокировали ток воды, создавая локальные напорные градиенты.

Результаты геофизических исследований ЗАО "НПФ "Геодизонд" до начала работ по ликвидации водопроявления показали наличие зон разуплотнения грунта в заобделочном пространстве тоннеля, а после выполнения ООО "ГорГеоСтрой" инъекции цементного раствора за обделку тоннеля подтвердили, что закрепление на обследованном участке выполнено относительно равномерно. При этом толщина слоя грунта, упрочненного инъекционными растворами, варьировалось в пределах 8...23 см (рис. 4).

Подъем уровня подземных вод с июня по октябрь 2014 г. составил 0,2...0,4 м, что можно объяснить существенным сокращением откачки воды через отверстия в днище тоннеля и реализацией мероприятий по ликвидации водопроявлений. На рис. 5 показан вид тоннеля до (а) и после (б) ликвидации водопроявлений.

По результатам исследований была произведена корректировка проектов усиления фундаментов и надфундаментных конструкций, а также укрепления грунтов основания. Ее реализация позволила обеспечить стабилизацию осадок зданий по Балтийской ул. в зоне влияния тоннеля, что подтверждается данными геотехнического мониторинга, осуществляемого НИИОСП им. Н.М. Герсеванова.

Научно-Технический совет по строительству объектов метро и транспортной инфраструктуры Департамента строительства города Москвы одобрил комплексный подход НИЦ "ОПП" ("Освоение подземного пространства") и ОАО "Мосинжпроект", по ликвидации водопроявлений на Алабяно-Балтийском тоннеле.

### Выводы

1. Основная причина, вызвавшая необходимость проведения работ по ликвидации водопроявлений в Алабяно - Балтийском тоннеле и восстановлению несущей способности железобетонных конструкций заключалась в отсутствии мероприятий по консервации объекта при длительном перерыве в строительстве.

2. Высокая степень фильтрационной неоднородности водонасыщенных грунтов водоносного комплекса является не только следствием природных факторов, но и техногенного влияния инъекций быстросхватывающегося раствора и кольматации водонасыщенных грунтов.

3. Сложные инженерно- и гидрогеологические условия способствовали развитию неблагоприятных природных и техногенных процессов: развитию суффозии, кольматации дренажа, разрушению герметичности швов и мест стыка конструкций Алабяно-Балтийского тоннеля. Это в свою очередь вызвало водопроявление в тоннеле, а также возникновение зон разуплотненного грунта за обделкой тоннеля (по боку и под днищем).

4. Осадки окружающей застройки были вызваны тем, что разработанные ранее защитные мероприятия не были в полной мере реализованы. Проведение работ по укреплению грунтов основания фундаментов зданий и отдельных надземных конструкций по откорректированным проектам стабилизировало осадки зданий.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ильичев В.А., Готман Ю.А. Расчет размеров грунтоцементного массива по контуру котлована для снижения перемещений ограждения котлована до требуемой величины методом оптимального проектирования // "ОФМГ". - 2011. - № 4. - С. 24-31.
2. Мангушев Р.А., Ланько С.В. Влияние грунтоцементных конструкций на горизонтальные перемещения ограждения глубоких котлованов // Вестник ВолгГАСУ. - Волгоград, 2012. - № 27 (46) . - С. 24-31.
3. Никифорова Н.С. Обеспечение сохранности зданий в зоне влияния подземного строительства. - МИСИ-МГСУ, 2016. - 2-е издание. - 154 с.
4. Черняков А.В. Применение инновационных разработок при строительстве тоннелей в сложных градостроительных и инженерно-геологических условиях. // Метро и тоннели. - М., 2011. - № 3. - С. 8-12.

### КАЗАРНОВСКИЙ ВЛАДИМИР ДАВИДОВИЧ (1933-2017)

В апреле 2017 г. на 84 году ушел из жизни профессор, доктор технических наук, заслуженный деятель науки и техники РФ, академик Международной академии транспорта РФ, почетный строитель России, почетный дорожник России, член РОМГГиФ, председатель экспертно-научного совета Межправительственного совета дорожников, Казарновский Владимир Давидович.

Владимир Давидович был ученым с мировым именем в области проектирования и строительства дорожных конструкций, создал теорию индивидуального проектирования земляного полотна автомобильных дорог на слабых грунтах. Он усовершенствовал теорию расчета нежестких дорожных одежд и активно участвовал в разработке отраслевых нормативных документов. Казарновский В.Д. возглавлял направление научно-технического сопровождения проектов строительства автомобильных дорог в сложных инженерно-геологических условиях.

Владимир Давидович обладал всесторонней эрудицией, был отзывчив, внимателен ко всем, с кем общался.

Многочисленные последователи научной школы д.т.н. Казарновского В.Д. продолжают развивать его идеи и разработки, основываясь на научных трудах Владимира Давидовича, число которых составляет более 300.

*Казарновский Владимир Давидович навсегда останется в памяти друзей, коллег и учеников.*

Вышло в свет очередное издание учебного пособия  
**"Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений"**  
(Издательство АСВ), подготовленное докт. техн. наук, профессором А.В. Пилягиным

Учебное пособие для студентов и аспирантов, обучающихся по направлению "Строительство" содержит 398 страниц, включая 78 рисунков, 147 таблиц и списки литературы.

**В первом разделе** изложены основные положения проектирования оснований и фундаментов по двум группам предельных состояний. Указывается на необходимость проведения вариантного проектирования фундаментов для поиска рациональных решений.

**Второй раздел** посвящен вопросам распределения напряжений в основании зданий, сооружений и совершенствованию методов их определения при действии различных видов нагрузок. Рассмотрены различные случаи определения напряжений в грунте от его собственного веса (при действии внешних горизонтальных нагрузок на основание, наличии подвалов в здании, наличии грунтов плотного сложения и уплотненных). Для оценки напряженно-деформированного состояния оснований рассмотрены случаи проектирования фундаментов различной геометрической формы в плане (лента, прямоугольник, квадрат, кольцо, круг) при различных схемах их загрузки (нагрузка центральная, внецентренная, горизонтальная). На основании решения Р.Миндлина о сосредоточенной силе, приложенной внутри полупространства, автором получены формулы для определения вертикальных напряжений и перемещений в основании для различных видов фундаментов (круг, лента, прямоугольник).

**Третий раздел** содержит материалы, посвященные определению расчетного сопротивления грунта основания. Автором разработан общий метод определения расчетного сопротивления грунта основания фундаментов с различной формой в плане и при разных схемах приложения нагрузки. Рассмотрены различные случаи определения расчетного сопротивления грунта основания для зданий с подвалами, а также случаи его определения при наличии слабого подстилающего слоя. В разделе рассмотрены случаи определения этой характеристики для гибких и жестких фундаментов, а также фундаментов больших размеров в плане.

**В четвертом разделе** рассматриваются вопросы определения глубины заложения и размеров подошвы фундаментов зданий. Дается оценка влияния климатических условий строительства, конструктивных особенностей зданий, направления действия нагрузки, способа производства работ на выбор рассматриваемых параметров.

**Пятый раздел** учебного пособия посвящен расчету оснований зданий по деформациям. Автором показано, что характеристика модуля общей деформации грунтов является параметром связи напряжений и деформаций (закон Гука), а не их физической характеристикой. В разделе рассмотрены также вопросы соответствия компрессионных и штамповых испытаний грунтов. Приведены методы определения осадок фундаментов и практические примеры расчета.

**Шестой раздел** посвящен расчету оснований фундаментов зданий, сооружений по несущей способности (первая группа предельных состояний). Рассмотрены общие положения и приведен практический пример определения размеров подошвы фундамента здания и несущей способности основания.

**Седьмой раздел** содержит сведения о проектировании свайных фундаментов зданий. Рассмотрены вопросы определения несущей способности различных видов свай.

**В восьмом разделе** учебного пособия рассмотрены особенности проектирования фундаментов зданий с подвалами, а также ленточных прерывистых фундаментов; фундаментов, имеющих кольцевую форму в плане; отдельных фундаментов с угловыми вырезами и фундаментов треугольной формы в плане.

Автору удалось создать учебное пособие, учитывающее последние достижения науки в механике грунтов и фундаментостроении. Подготовлен нужный материал, который требуется в учебном процессе для студентов-бакалавров, студентов-специалистов, студентов-магистрантов и аспирантов, обучающихся по направлению "Строительство". Учебное пособие может быть полезно для работников проектных и строительных организаций.

*д-р техн. наук, проф. А.И. Полищук  
(КубГАУ)*

**Учредитель:** Издательский Дом «Экономика, Строительство, Транспорт»

**Регистрационный номер** ПИ № ФС77-39596

**Адрес редакции:** 109428, Москва, Рязанский просп., д. 59, тел. 8(903)208-5033

Оригинал-макет подготовлен в редакции.

Подписано в печать 21.04.17 Формат 60x88x1/8. Бумага офсетная. Уч.-изд.л. 4,9. Усл.печ.л. 4., Заказ №

Тираж 310 экз

Отпечатано в ООО "Подольская Периодика", 142100, Московская обл., г.Подольск, ул.Кирова, д.15

Цена свободная