www.engstroy.spb.ru

# Инженерно-строительный журнал

научно-прикладное издание

ISSN

2071-4726

## №4(30) май-июнь 2012



РАСЧЕТЫ

ГИДРАВЛИКА

## ТЕПЛОТЕХНИКА

ТЕМА НОМЕРА: ИНЖЕНЕРНАЯ ПОДГОТОВКА ТЕРРИТОРИЙ. ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования Санкт-Петербургский государственный политехнический университет



Инженерно-строительный факультет Россия, 195251, г. Санкт-Петербург, Политехническая ул., 29, тел/факс: 552-94-60, <u>www.stroikursi.spb.ru</u>. <u>stroikursi@mail.ru</u>

## Приглашает специалистов организаций, вступающих в СРО, на курсы повышения квалификации (72 часа)

Код	Наименование программы	Виды работ*					
Курсы по строительству							
5C-01	«Безопасность и качество выполнения геодезических, подготовительных и	1235					
00-01	земляных работ, устройства оснований и фундаментов»	1,2,3,5					
БС-02	«Безопасность и качество возведения бетонных и железобетонных	6.7					
	конструкций»	•,.					
БС-03	«Безопасность и качество возведения металлических, каменных и	9,10,11					
	деревянных конструкции» «Бозоваецость и каноство выполния фасалии у работ, устройства кровол						
БС-04	« Везонасность и качество выполнения фасадных расот, устроиства кровель, защиты строительных конструкций, трубопроводов и оборудования»	12,13,14					
<b>5</b> C-05	«Безопасность и качество устройства инженерных сетей и систем»	15 16 17 18 19					
50-00	«Безопасность и качество устройства ипженерных сетей и систем»	20.21					
		20,21					
	«Безопасность и качество выполнения монтажных и пусконаладочных расот»	23,24					
BC-11 EC 12	«Безопасность и качество устроиства подземных сооружении»	27,28					
BC-12 EC 12	«Везопасность и качество устроиства мостов, эстакад и путепроводов»	29					
BC-13 EC 14	«Везопасность и качество выполнения тидротехнических, водолазных расот»	30					
BC-14 EC 15	«Везопасность и качество устроиства промышленных печеи и дымовых труо»	31					
BC-15		JZ					
БС-16	«Организация строительства, реконструкции и капитального ремонта. Выполнение функций заказчика-застройшика и генерального подрядчика»	33					
	Курсы по проектированию						
	«Разработка схемы планировочной организации земельного участка						
БП-01	архитектурных решений, мероприятий по обеспечению доступа	1.2.11					
BII-01	маломобильных групп населения»	-,_,					
	«Разработка конструктивных и объемно-планировочных решений зданий и	2					
<b>БП-02</b>	сооружений»	3					
БП-03	«Проектирование внутренних сетей инженерно-технического обеспечения»	4					
БП-04	«Проектирование наружных сетей инженерно-технического обеспечения»	5					
БП-05	«Разработка технологических решений при проектировании зданий и	6					
	сооружений»	-					
БП-06	«Разработка специальных разделов проектной документации»	7					
ЫІ-07	«Разработка проектов организации строительства»	8					
БП-08	«Проектные решения по охране окружающей среды»	9					
ЫІ-09	«Проектные решения по обеспечению пожарной безопасности»	10					
БП-10	«Ооследование строительных конструкции и трунтов основания здании и	12					
	«Организация проектных работ Выполнение функций генерального						
БП-11	«Организация проектных работ. Выполнение функции теперального проектировшика»	13					
	Курсы по инженерным изысканиям						
И-01	«Инженерно-геодезические изыскания в строительстве»	1					
И-02	«Инженерно-геологические изыскания в строительстве»	2.5					
И-03	«Инженерно-гидрометеорологические изыскания в строительстве»	3					
И-04	«Инженерно-экологические изыскания в строительстве»	4					
	«Обследование строительных конструкций и грунтов основания зданий и	<u>^</u>					
112-09	сооружений»	6					
И-05	«Организация работ по инженерным изысканиям»	7					

\*(согласно приказам Минрегионразвития РФ N 624 от 30 декабря 2009 г.)

## По окончании курса слушателю выдается удостоверение о краткосрочном повышении квалификации государственного образца (72 ак. часа)

Для регистрации на курс необходимо выслать заявку на участие, и копию диплома об образовании по телефону/факсу: 8(812) 552-94-60, 535-79-92, , e-mail: <u>stroikursi@mail.ru.</u>

<u>Http://www.engstroy.spb.ru</u> – полнотекстовая версия журнала в сети Интернет. Бесплатный доступ, обновление с каждым новым выпуском.

## Инженерно-строительный журнал

научно-прикладное издание

ISSN 2071-4726

Свидетельство о государственной регистрации: ПИ №ФС77-38070, выдано Роскомнадзором

Специализированный научный журнал. Выходит с 09.2008.

Включен в Перечень ведущих периодических изданий ВАК РФ

Периодичность: 8 раз в год

### Учредитель и издатель:

ФГБОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный политехнический университет»

### Адрес редакции:

195251, СПб, ул. Политехническая, д. 29, Гидрокорпус-2, ауд. 227А

## Главный редактор:

Вера Михайловна Якубсон

Научный редактор:

Николай Иванович Ватин

### Литературный редактор:

Александра Дмитриевна Федорак

### Редакционная коллегия:

д.т.н., проф., зав. каф. ФГБОУ ВПО
СПбГПУ Н.В. Арефьев;
д.т.н., проф., ректор ГОУ СГАСУ
М.И. Бальзанников;
к.т.н., проф., проректор по
перспективным проектам ФГБОУ
ВПО СПбГПУ А.И. Боровков;
д.т.н., проф., Вильнюсский
технический университет
им. Гедиминаса, Э.К. Завадскас;
д.т.н., проф., зав. каф. ФГБОУ
ВПО СПбГПУ В.В. Лалин;
к.т.н., директор РУП «Институт
БелНИИС» М.Ф. Марковский;

### и другие.

Полный список редсовета и редколлегии – на веб-сайте журнала.

Установочный тираж 1000 экз.

Подписано в печать 25.06.12 Формат 60х84/8, усл. печ. л. 7. Заказ № Отпечатано в типографии СПбГПУ. СПб, ул. Политехническая, д. 29

## Содержание

МЕТОДЫ	
Булатов Г.Я., Гатанов Д.С. Надежность грунтовых плотин на сложных основаниях	2
Балашов Б.В., Беляев Н.Д., Михаленко Е.Б., Тазеев Т.А. Мониторинг насыпной дамбы, возводимой в МТП Усть- Луга на слабом грунтовом основании	10
РАСЧЕТЫ	
Сеницкий Ю.Э., Кузьмин Н.Ю. Колебания днища судоходного шлюза	17
Баданин А.Н., Колосов Е.С. Определение несущей способности армированного георешеткой грунтового основания	25

## ТЕПЛОТЕХНИКА

Кудрявцев С.А., Кажарский А.В. Численное моделирование	
процесса миграции влаги в зависимости от скорости	
промерзания грунтов	33
Штыков В.И., Пономарев А.Б. О дополнительных	

требованиях, предъявляемых к защитно-фильтрующим материалам закрытых дренажей при заложении их в зоне сезонного промерзания грунтов 39

## ОРГАНИЗАЦИЯ

Канцибер Ю.А., Штыков В.И. Оценка характеристик пренажного стока с селитебных и произволственных	
территорий Северо-Запада России	46
Гиргидов А.Д. Время понижения уровня грунтовой воды	
при строительстве котлована	52

## © ФГБОУ ВПО СПбГПУ, 2012.

Права на статьи, опубликованные в журнале, принадлежат их авторам и редакции журнала. Перепечатка статей без письменного согласия редакции запрещена.

## Контакты:

Тел. +7(812)535-52-47 E-mail: engstroy@inbox.ru Web: <u>Http://www.engstroy.spb.ru</u>

## Надежность грунтовых плотин на сложных основаниях

#### К.т.н., доцент Г.Я. Булатов; инженер Д.С. Гатанов\*, ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

**Ключевые слова**: надежность гидротехнических сооружений; трещинообразование; трещиностойкость; подработка территории; грунтовая плотина; деформации основания

Вопросом надежности грунтовых плотин, в том числе и на сложном основании, занимались многие исследователи. Тем не менее, проблема защиты грунтовых плотин от опасного воздействия подземных горных работ остается достаточно сложной и малоизученной и по настоящее время. Это положение объяснятся как ее новизной, так и особенностями конструкций и условий работы данного типа сооружений: возможно возникновение трещин при наличии растягивающих напряжений в грунтах. Допущение же трещин ограниченных размеров, хотя принципиально и применимо в расчетах прочности грунтовых плотин, но до настоящего времени не имеет достаточно надежных решений.

Вопрос прочности, устойчивости и надежности проектируемых гидротехнических сооружений на подрабатываемых территориях не в полной мере описывается в нормативных документах [1], [2]. В рассматриваемой проблеме на обычные задачи проектирования грунтовых плотин (изучение геомеханических свойств, сжимаемости и проницаемости грунтов, исследование напряженнодеформированного состояния, оценка фильтрационной прочности, статической и динамической устойчивости и др.) авторами накладываются принципиально новые, ранее не встречавшиеся, обеспечения надежности грунтовых плотин экстремальных задачи в условиях. Под экстремальными условиями понимается воздействие новых дополнительных нагрузок в виде интенсивных деформаций удлинения и искривления основания. Эти нагрузки по степени воздействия на сооружение могут в несколько раз превосходить основную нагрузку, на которую обычно рассчитывают грунтовые плотины. Известны факты, когда плотины разрушались и без подработки их основания, т.е. при отсутствии деформации земной поверхности [3].

Объектом исследования являются деформации грунта плотины, расположенной на сложном основании. В расположенной над горной выработкой земляной плотине возможно возникновение растягивающих напряжений, которые могут привести к трещинообразованию в теле гидротехнического сооружения. При образовании трещин в плотине может происходить нежелательный режим сосредоточенной фильтрации, разрушительный для тела плотины.

Цель работы – определение количественных параметров допустимых деформаций грунтовых плотин на подрабатываемых территориях, а именно:

- допустимой для плотины горизонтальной деформации удлинения расчетной земной поверхности (РЗП) от воздействия подработки до возникновения разрывных нарушений;
- допустимого раскрытия трещины от воздействия подработки для наиболее опасной точки плотины;
- допустимой для грунтовых плотин деформации удлинения РЗП от воздействия подработки от момента образования трещин до момента их распространения на предельную глубину;
- критической деформации от подработки.

Для территорий, на которых находится грунтовая плотина: разработаны методы прогнозирования ожидаемых деформаций земной поверхности, позволяющие определить максимальные значения ее кривизны и деформаций растяжения; известны грунты, из которых создана или создается плотина и их физические, прочностные и деформационные свойства (зерновой состав, плотность частиц грунта, плотность скелета грунта, степень водонасыщения, коэффициент фильтрации, модуль деформации при растяжении, сжатии и разгрузке от сжатия, прочность на разрыв, удлинение при разрыве, пределы пластичности, угол внутреннего трения и сцепление при сдвиге). Также должны быть известны: гидрогеологические условия, график наполнения хранилища и ход уровней в нем на весь период эксплуатации, свойства хранимого материала и их изменение в течение эксплуатационного периода. Основоположники отечественной механики грунтов Герсеванов Н.М. [4], Флорин В.А. [5], Соколовский В.В. [6], Цытович Н.А. [7]. Истомина В.С., Буренкова В.В. [8], Тейтельбаум А.И., Мельник В.Г. [9], Радченко В.Г. [10] внесли весомый вклад в изучение проблемы образования трещин в земляных плотинах. Неоценимые экспериментальные и теоретические исследования приводил в своих трудах Жиленков В.Н. [11] – [13]. Ранее многими исследователями были предложены отдельные методики определения допустимых деформаций земной поверхности грунтовых плотин на сложных основаниях [8] – [22]. Методика, приведенная авторами ниже, основана на анализе отечественного и мирового опыта плотиностроения, новейших экспериментальных и теоретических исследованиях и учете основных особенностей поведения плотин при их подработке [8] – [30].

В основу методики авторами положен всесторонний системный комплексный подход, учитывающий все главные существенные факторы, определяющие надежность и безаварийность грунтовых плотин. Будем рассматривать подрабатываемую плотину как грунтовую ленту, деформирующуюся синхронно с основанием. Расчет деформаций плотины до момента образования в ней трещин будем проводить на основе гипотезы плоских сечений. Прогноз надежности будем проводить как в предположении недопущения трещин, так и на основе принципа их допущения, но с безопасными для сооружения размерами. В последнем случае полную деформацию удлинения плотины принимаем равной сумме раскрытия трещин и деформации массива между трещинами.

Составляющие деформации удлинения по осям координат определяются по известным соотношениям:

$$\varepsilon_x^*(T) = \varepsilon^*(T) \cdot \cos^2 \theta(T), \tag{1}$$

$$\varepsilon_{y}^{*}(T) = \varepsilon^{*}(T) \cdot \cos^{2} \theta(\frac{\pi}{2} - T), \qquad (2)$$

где  $\varepsilon^*(T)$  – наибольшая ожидаемая горизонтальная относительная деформация удлинения расчетной земной поверхности;  $\theta(T)$  – угол отклонения вектора наибольшего удлинения от оси плотин (см. рис. 1); *T* – координата времени.





Условия нормального функционирования плотины принимаются в виде:

$$\varepsilon^*(T) \le [\varepsilon^*(T)],\tag{2A}$$

$$\varepsilon_x^*(T) \le [\varepsilon_x^*(T)],$$
 (2Б)

$$\varepsilon_{y}^{*}(T) \leq [\varepsilon_{y}^{*}(T)], \tag{2B}$$

$$\eta^*(T) \leq [\eta^*(T)], \tag{2}$$

где  $\eta^*(T)$  – любая другая, кроме удлинения  $\varepsilon^*$ , деформация земной поверхности, например, величина оседания, уступа, скашивания, угол сдвига, закручивание и т.д., которая может оказать существенное влияние на функционирование сооружения.

Выражения в левых частях формул (2A) – (2Г) представляют собой, соответственно, максимальные расчетные горизонтальные деформации; горизонтальные деформации, направленные вдоль оси плотины и поперек этой оси, и оседания земной поверхности в заданный момент времени (Т). Выражение в правых частях формул (2A) – (2Г) представляют собой значения соответствующих допустимых горизонтальных деформаций и оседаний плотины. Нарушение неравенств (2A) – (2Г) является условием, при котором в грунтовой плотине должно быть реализовано специальное защитное мероприятие, направленное на увеличение ее допустимых деформаций до значений, превышающих расчетные. Расчет конкретной плотины производится на момент времени, в который ожидается наиболее опасное сочетание воздействующих на нее факторов.

Деформирование плотины разделяется на три стадии: І – удлинение до возникновения разрывных нарушений (связное деформирование); ІІ – удлинение от момента образования трещин до момента их распространения на предельную глубину (трещинообразование); ІІ – удлинение плотины за счет раскрытия трещин без существенного увеличения глубины их распространения (уступообразование). Принимается, что надежность однородных плотин может быть обеспечена только на первых двух стадиях, а слоистых – на всех трех.

Допустимая для плотины горизонтальная деформация удлинения РЗП от воздействия подработки на I стадии определяется по формуле:

$$[\varepsilon^*]_I = (\varepsilon_{\kappa p.n} - \Delta R / [R^*]_I) / [K_{3.p.}] = \varepsilon_{\kappa p.n.} \cdot C_R^* / ([K_{3.p.}] \cdot C_R^* + \Delta R),$$
(3)

где  $\varepsilon_{_{\kappa p,n}}$  – критическая деформация удлинения грунта, соответствующая моменту появления трещин;  $\Delta R$  – превышение рассматриваемой точки плотины над РЗП;  $[R^*]_I$  – радиус кривизны РЗП, соответствующий допустимой деформации;  $[K_{_{3.p.}}]$  – коэффициент запаса;  $C_R^*$  – постоянная деформирования РЗП от воздействия подработки.

$$\Delta R = \Delta h - z \,, \tag{4}$$

где  $\Delta h$  превышение поверхности грунта (плотины) над РЗП; *z* - глубина рассматриваемой точки под поверхностью грунта (плотины). Схема деформации плотины представлена на рис. 2.

Радиус *R*<sup>\*</sup> кривизны выпуклости измеряется до расчетной земной поверхности (РЗП), для которой прогнозируются деформации оседания от воздействия подработки.

РЗП – это расчетная (условная) гладкая поверхность, в отличие от реальной поверхности, характеризующейся рельефностью (шероховатостью). Для плотин, расположенных в долинах овражного (каньонного) типа, за РЗП принимается осредненная поверхность рельефа в пределах зоны деформаций удлинения земной поверхности.



Рисунок 2. Схема деформации плотины при подработке (продольный вертикальный разрез): 1 – реальная поверхность земли; 2 – расчетная (условная) поверхность земли (РЗП); 3 – гребень плотины; 4 – наибольшее понижение поверхности земли в пределах основания плотины;  $a_m$  – шаг трещин;  $h_m$  – глубина распространения трещины от поверхности грунта;  $\Delta h$  – превышение гребня плотины над РЗП;  $z_{-}$  заглубление рассматриваемой точки «А» под гребнем плотины;  $\Delta R$  - превышение рассматриваемой точки «А» под гребнем плотины;  $\varepsilon^*$  – наибольшая ожидаемая горизонтальная относительная деформация удлинения расчетной земной поверхности;  $\varepsilon$  – деформация удлинения

В целях упрощения расчетов в первом приближении можно в качестве РЗП принять поверхность, проходящую через точку 4 наибольшего понижения основания плотины, что пойдет одновременно в запас прочности.

$$[K_{3.p.}] = \frac{n_c \cdot K_n}{m \cdot \Delta m_n},\tag{5}$$

где  $n_c$  – коэффициент сочетания нагрузок;  $K_{_{H}}$  – коэффициент надежности; m – коэффициент условий работы (принимается по СНиП);  $\Delta m_n$  – дополнительный коэффициент условий работы подрабатываемых плотин.

Для определения  $[R^*]$  можно использовать также следующее приближенное соотношение (рис. 3):

$$C^*_{\mathbf{R}} = \mathbf{R}^* \cdot \boldsymbol{\varepsilon}^* = [\mathbf{R}^*]_{\mathbf{I}} \cdot [\boldsymbol{\varepsilon}^*]_{\mathbf{I}}, \qquad (6)$$

где  $R^*$  и  $\varepsilon^*$  – радиус кривизны и соответствующая ей деформация по данным расчета ожидаемых деформаций РЗП.



#### Рисунок 3. Зависимость деформации удлинения земной поверхности от радиуса кривизны (для ПО «Уралкалий»)

Булатов Г.Я., Гатанов Д.С. Надежность грунтовых плотин на сложных основаниях

Критическая деформация от подработки:

$$\mathcal{E}_{\kappa p.n} = \mathcal{E}_{\kappa p} - \mathcal{E}_{\Delta p} - \mathcal{E}_{yn}, \qquad (7)$$

где  $\mathcal{E}_{\kappa n}$  – критическая деформация удлинения грунта в рассматриваемой точке;  $\mathcal{E}_{A n}$ 

деформация от других (кроме рассматриваемой подработки) воздействий, т.е., как правило, остаточная деформация, обусловленная предысторией сооружения и не связанная непосредственно с воздействием от подработки ее основания (оценивается специальными расчетами, в первом первой приближении, равная нулю);  $\mathcal{E}_{yn}$  – деформация от управляющих воздействий [14], вызванных введением специальных защитных мероприятий (деформация сжатия принимается со знаком «минус»). В другие деформации может входить и деформация от изменения поля фильтрационных сил, вызванного неравномерной растяжимостью плотины от деформации подработки.

Критическая деформация в условиях плоской задачи:

$$\varepsilon_{\kappa p} = (\varepsilon_{\partial n} + \varepsilon_{pz}) \cdot (1 - \mu^2), \tag{8}$$

где  $\varepsilon_{\partial \tau}$  – длительная предельная растяжимость грунта;  $\varepsilon_{pr}$  – длительная деформация разгрузки от сжимающих напряжений, создаваемых собственным весом грунта;  $\mu$  – коэфф. Пуассона, принимаемый по [5] равным 0,37.

$$\varepsilon_{pr} = \frac{\sigma_{o.c.}}{E_{pr}(T)},\tag{9}$$

где  $\sigma_{o.c.}$  – остаточное сжимающее напряжение в грунте на момент подработки;  $E_{pr.c.}(T)$  – модуль длительной деформации при разгрузке от сжатия.

$$\sigma_{o.c} = \xi \cdot \gamma_{zp} \cdot z \cdot K_a, \tag{10}$$

где  $\xi$  – коэффициент бокового давления грунта;  $\gamma_{ep}$  – удельный вес грунта;  $K_a$  – коэффициент аномальности сжимающих напряжений, обусловленный предысторией плотины и ее основания. Здесь существенное влияние могут оказать также особенности технологии возведения сооружения. В приближенных расчетах характеристики длительной деформации можно принять равными характеристикам мгновенной деформации грунтов.

Допустимая для грунтовых плотин деформация удлинения РЗП от воздействия подработки на II стадии [15]:

$$[\varepsilon^*]_{II} = [\varepsilon^*]_I + \frac{[\delta_n]}{a_m}, \tag{11}$$

где [ $\delta_n$ ] – допустимое раскрытие трещины от воздействия подработки для наиболее опасной точки плотины;  $a_m$  – шаг трещин.

$$[\delta_n] = [\delta] - \Delta \delta - \delta_{yn} - \delta_{\partial p}, \qquad (12)$$

где  $[\delta]$  – полное допустимое раскрытие трещины;  $\Delta \delta$  – составляющая раскрытия от размыва стенок трещины, определяемая из графика функции  $v = f(\delta)$  при  $v \ge v_p$ , где  $v_-$  скорость потока воды в трещине;  $v_p$  – размывающая скорость (рис. 4);  $\delta_{yn}$  – составляющая раскрытия трещины в результате управляющих воздействий при осуществлении специальных защитных мероприятий (деформация закрытия трещины принимается со знаком «минус»);  $\delta_{op}$  – раскрытие трещины от других воздействий [16].



Рисунок 4. Зависимости скорости v и расхода q сосредоточенного потока воды от раскрытия  $\delta$  трещины в ядре плотины: v – скорость потока воды в трещине; q – расход сосредоточенного потока;  $\delta$  – раскрытие трещины;  $\delta_{np.}$  – начальное раскрытие трещины;  $\delta_{\kappa.p.}$  – конечное раскрытие трещины;  $\Delta\delta$  \_ составляющая раскрытия от размыва стенок трещины;  $v_p$  – размывающая скорость;  $q_{\kappa.p.}$  – расход, соответствующий конечному раскрытию трещины

$$\delta_{\partial p} = \delta_{\mu} + \delta_{o\delta} + \delta_{\phi} + \delta_{yc} + \delta_{x} + \delta_{nons} + \delta_{ecm} + \delta_{ynp} + \dots,$$
(13)

где  $\delta_{_{H}}$  – начальное раскрытие трещины, обусловливаемое как природными, так и искусственными (например, технологическими) факторами, или проявляющееся в виде квазитрещины, т.е. зоны повышенной проницаемости;  $\delta_{o\delta}$  – дополнительное раскрытие вследствие проявления общих деформаций плотины в процессе ее возведения и эксплуатации [15], [16], [17];  $\delta_{\phi}$ ,  $\delta_{yc}$ ,  $\delta_x$  – составляющие раскрытия трещины, вызванные местной деформацией: соответственно фильтрационными силами (гидравлический разрыв), температурно-усадочными явлениями (в т.ч. набуханием), химическим выщелачиванием и вытаиванием;  $\delta_{nons}$ ,  $\delta_{ecm}$  – составляющие ползучей и пластической деформации, а также естественной кольматации (самозалечивания) и самоуплотнения (старения) трещины в результате внешнего засорения;  $\delta_{ynp}$  – составляющая раскрытия трещины от упругого восстановления деформации при разгрузке напряжений растяжения.

$$\delta_{ynp} = \varepsilon_{ynp} \cdot a_m \,, \tag{14}$$

где *Е*<sub>упр</sub> – деформация упругого восстановления.

Таким образом, раскрытие трещины представляется весьма сложной функцией времени. В первом приближении  $\delta_{AP} = 0$ .

Для грунтовых плотин и их участков, располагающихся на подрабатываемых территориях, настоящая методика применяется в случаях, когда расчетные деформации земной поверхности превышают допустимые значения, принимаемые в соответствии с [1] равными 1 мм/м – 0,001.

## METHODS

Не исключается случай, когда полученная в результате расчетов допустимая для плотины деформация земной поверхности оказывается отрицательной. Этот результат будет свидетельствовать о том, что рассматриваемая плотина и без дополнительной нагрузки от подработки, т.е. в обычных условиях эксплуатации гидротехнического сооружения, уже находится в критическом состоянии и требует немедленного восстановления ее надежности до необходимого уровня. Для прогнозирования надежности плотин без подработки достаточно деформацию земной поверхности от подработки положить равной нулю.

## Выводы

- 1. Приведены зависимости, с помощью которых можно определить допустимые значения деформаций грунтовых плотин на подрабатываемых территориях и других сложных основаниях.
- 2. Получены допустимые для плотины горизонтальные деформации удлинения РЗП от воздействия подработки до возникновения разрывных нарушений.
- 3. Получены: допустимое раскрытие трещины от воздействия подработки для наиболее опасной точки плотины; допустимая для грунтовых плотин деформация удлинения РЗП от воздействия подработки от момента образования трещин до момента их распространения на предельную глубину; критическая деформация от подработки.
- 4. Показано, что с помощью этих же методик может быть выполнено прогнозирование надежности плотин без подработки.

Таким образом, авторами предложена систематизированная обобщенная методика определения количественных параметров допустимых деформаций грунтовых плотин на сложных основаниях, включая подрабатываемые территории.

Предложенная методика предназначается для инженерно-технических работников горнодобывающих предприятий, осуществляющих подработку грунтовых плотин, для инженернотехнических работников, осуществляющих эксплуатацию подрабатываемых водо-золошламохранилищ, имеющих в своем составе грунтовые плотины, а также для проектировщиков, разрабатывающих меры охраны таких плотин от вредного воздействия горных разработок. Настоящая методика позволяет рассчитывать параметры требуемых защитных конструктивнотехнологических мероприятий, а также решать обратные задачи, а именно: прогнозировать поведение плотины и степень ее надежности при заданных ожидаемых деформациях от внешнего воздействия произвольного генезиса. С помощью приведенной методики может быть выполнено прогнозирование надежности обычных грунтовых плотин без подработки.

Приведенные авторами методы расчета применялись при оценке надежности как аварийных, так и нормально эксплуатируемых плотин, и показали удовлетворительную сходимость результатов расчета с натурными данными, характеризующими поведение плотин различных конструктивных решений в различных условиях их эксплуатации.

### Литература

- 1. СН 522-79 Инструкция по проектированию, строительству и эксплуатации гидротехнических сооружений на подрабатываемых горными работами территориях.
- 2. СНиП 2.01.09-91 Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах.
- Watts R., Burk K., McLaren M., Wolfe J., Zender K. Failure of the Teton dam: geotechnical aspects. (Dam safety) // International Water Power & Dam Construction. No. 7. 2002. Pp. 30-31.
- 4. Герсеванов Н. М., Польшин Д. Е. Теоретические основы механики грунтов и их практические применения. М.: Стройиздат, 1948. 248 с.
- 5. Флорин В. А. Основы механики грунтов. Т.1. Л., М.: Стройиздат, 1959. 356 с.
- 6. Соколовский В. В. Статика сыпучей среды. М.: Наука, 1990. 272 с.
- 7. Цытович Н. А. Механика грунтов (краткий курс): учебник для вузов. М.: Высш. шк., 1983. 288 с.
- 8. Истомина В. С., Буренкова В. В., Мишурова Г. В. Фильтрационная прочность глинистых грунтов. М.: Стройиздат, 1975. 220 с.
- 9. Тейтельбаум А. И., Мельник В. Г., Саввина В. А. Трещинообразование в ядрах и экранах каменноземляных плотин. М.: Стройиздат, 1975. 166 с.

Булатов Г.Я., Гатанов Д.С. Надежность грунтовых плотин на сложных основаниях

- 10. Радченко В. Г., Петров Г. Н., Рейфман Л. С. Образование трещин в земляных плотинах // Энергетическое строительство за рубежом. 1970. № 1. С. 26-29.
- Жиленков В. Н., Корнев Ю. П., Касаткин Н. В. Методика фильтрационных испытаний опытного фрагмента водоупорного элемента насыпной грунтовой плотины // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2010. Т. 257. С. 106-112.
- 12. Жиленков В. Н. Водоупорные свойства грунтов ядер и экранов высоких плотин. Л.: Энергия, 1968. 114 с.
- Жиленков В. Н. О водопроницаемости и критериях суффозионной устойчивости глинистых грунтов и материалов // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2011. Т. 263. С. 18-36.
- 14. Булатов Г. Я., Телешев В. И., Леонов В. А. Меры борьбы с трещинообразованием в грунтовых плотинах // Матер. конф. и совещаний по гидротехнике. Фильтрационные исследования и расчеты. Л., 1983. С. 111-115.
- 15. Булатов Г. Я., Телешев В. И., Маркевич В. Ф. К прогнозу надежности грунтовых плотин на сложных основаниях, включая подрабатываемые территории // Матер. конф. и совещаний по гидротехнике. Оценка и обеспечение надежности гидротехнических сооружений. Л., 1982. С. 59 – 65.
- 16. Булатов Г. Я. Моделирование фильтрационных трещин // Труды ЛПИ. 1981. № 375. С. 91-94.
- 17. Булатов Г. Я. Исследование фильтрационной прочности экранов земляных плотин: Автореф. Дисс. к.т.н. / ЛПИ. Л., 1963. 20 с.
- 18. Телешев В. И., Маркевич В. Ф., Булатов Г. Я. Условия работы грунтовых плотин на подрабатываемых территориях // Гидротехническое строительство. 1982. № 3. С. 23-26.
- 19. Бугров А. К., Маркевич В. Ф. О расчетах подрабатываемых плотин из грунтовых материалов // Гидротехническое строительство. 1980. № 4. С. 24 26.
- 20. Булатов Г. Я. Общая фильтрационная прочность глинистых экранов // Гидротехника: Научно-техн. информ. бюлл. 1961. № 6. С. 48 57.
- 21. Булатов Г. Я. К оценке надежности грунтовых плотин по второй группе предельных состояний (Методики прогноза поведения плотин) // Гидротехническое строительство. 1981. № 10. С. 26 28.
- 22. Булатов Г. Я. Общая теория строит. технологий: учеб. пособие. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2011. 207 с.
- 23. Бугров А. К. Механика грунтов. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2007. 285 с.
- 24. Телешев В. И., Ватин Н. И., Марчук А. Н., Комаринский М. В. Производство гидротехнических работ. Часть 1. М.: АСВ, 2010. 432 с.
- 25. Нестеров М. П., Метелюк Н. С., Петраков А. А., Мавроди Ф. И. Особенности нормирования строительства на подрабатываемых территориях в условиях калийных месторождений // Строительные конструкции. 1977. Вып. 30. С. 22-28.
- 26. Vladimirov V. B., Zaretskii Yu. K., Orekhov V. B. A mathematical model for monitoring the rock-earthen dam of the Hoa Binh hydraulic power system // Power Technology and Engineering. 2003. № 3. Pp. 161-166.
- 27. Bortkevich S. V. Role of engineering investigations in the scientific substantiation of earthen dams // Power Technology and Engineering. 2009. No. 5. Pp. 287-292.
- Shkol'nikov S. Ya., Sekisova I. A. Mathematical modeling of hydrodynamic failures and evaluation of losses sustained // Power Technology and Engineering. 2008. No. 5. Pp. 331-339.
- Krasil'nihov N. A., Aripov N. F., Korbashov V. F. Comprassion of methods for assessing slope stability and safety of earthen dams under service conditions // Power Technology and Engineering. 2004. No. 3. Pp. 131-135.
- 30. Hilyard D. The dam safety minefield // International Water Power & Dam Construction. 2010. No. 5. Pp. 20-22.

\* Дмитрий Сергеевич Гатанов, Санкт-Петербург, Россия Тел. моб.: +7(921)384-56-93; эл. почта: dmi2240@gmail.com

© Булатов Г.Я, Гатанов Д.С., 2012

## Мониторинг насыпной дамбы, возводимой в МТП Усть-Луга на слабом грунтовом основании

Д.т.н., профессор Б.В. Балашов; к.т.н., доцент Н.Д. Беляев\*; к.т.н., доцент Е.Б. Михаленко, ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет; главный инженер проекта Т.А. Тазеев, ЗАО «ГТ Морстрой»

Ключевые слова: мониторинг; безопасность; дамба; слабые грунты; осадки

Грунтовые сооружения являются одним из наиболее распространенных типов гидротехнических сооружений (ГТС), весьма ответственным с экономической и экологической точек зрения. Обеспечению надежности и безопасности таких сооружений следует уделять значительное внимание.

Одним из наиболее важных факторов, влияющих на надежность и безопасность насыпных и намывных сооружений, являются процессы, происходящие при уплотнении их тела в течение строительства и при эксплуатации. Особенно это значимо при наличии в основании сооружений слабых сильносжимаемых грунтов.

Получить данные о состоянии грунтовых сооружений и о происходящих в них процессах можно путем мониторинга в натурных условиях. Такие работы проводились на ряде зарубежных объектов строительства, сооружение которых велось на слабых грунтах [1-6]. Статьи [1, 2] посвящены исследованиям земляной дамбы Карамех общей высотой 45 м, прилегающей к реке Иордан на восточном берегу рифтовой долины. Строительство дамбы вызвало избыток порового давления воды в слабых грунтах, подстилающих основание сооружения. Дамба возводилась в несколько этапов для достижения требуемого уровня безопасности и для возможности контроля развития осадков.

Материалы диссертации [5] основаны на измерениях осадок земляной дамбы на реке Таасяньеки в течение 15 лет.

Книга [6] посвящена вопросам проектирования, мониторинга и поведения крупных насыпей и дамб под водой, в ней приведено подробное описание реального случая из практики поэтапного возведения насыпи, при котором развивалась консолидация, вызывающая увеличение недренированной прочности грунтов основания. В основание изучаемой насыпи были внедрены датчики порового давления и датчики вертикальных и горизонтальных перемещений грунта.

Анализ литературы показал, что, несмотря на большой накопленный опыт строительства и эксплуатации насыпных гидротехнических сооружений, и немалое число исследовательских работ, посвященных сооружениям этого типа, нередки еще случаи ненормативных деформаций как самих дамб, так и объектов, находящихся на их поверхности, в процессе или по завершению строительства.

Поэтому совершенствование методики измерения осадок насыпных ГТС и получение результатов долговременных натурных измерений с их анализом являются актуальными и имеют большое практическое значение для прогнозирования возможных осадок и, следовательно, для повышения безопасности объектов на слабом основании.

Объектом настоящего исследования являются ГТС в составе 1-й очереди строительства причального фронта Комплекса по перегрузке сжиженных углеводородных газов в Морском торговом порту (МТП) Усть-Луга, возводимые на открытой прибрежной части акватории южной стороны Усть-Лужской губы.

В соответствии с требованиями СНиП 33-01-2003 класс проектируемых причалов – II, срок службы – 50 лет. Класс сооружений, входящих в комплекс, от которых зависит его бесперебойная работа, также принят II.

Цель мониторинга состояла в контроле состояния безопасности строящихся ГТС и оценке их воздействия на окружающую среду [7-9]. Мониторинг проводился с октября 2010 г., при этом основное внимание в период 2010 – 2011 г.г. уделялось контролю осадок насыпной подходной дамбы, возводимой пионерным способом.

Инженерно-геологические условия в месте строительства ГТС характеризуются преобладанием в разрезе плотных, реже средней плотности песков, переслаивающихся с суглинками от мягкопластичной до твердой консистенции водно-ледникового происхождения. Ледниковые супеси пластичной консистенции распространены не повсеместно в виде линз различной мощности. Наиболее слабые грунты, представленные текучими суглинистыми и глинистыми илами мощностью до 20... 25 м выявлены в районе размещения берегового участка подходной дамбы, илы находятся в нестабилизированном состоянии.

Подходная дамба включает береговую часть от места сопряжения с береговой подъездной автодорогой до нулевой изобаты, совпадающей с границей выемки торфа, имеющую длину около 846 м, и морскую часть, имеющую длину по верху сооружения около 612 м.

Береговая часть подходной дамбы, в соответствии с проектными решениями, представляет собой откосное сооружение из насыпного песка с креплением откосов камнем массой 20...40 кг, уложенным по геотекстилю, с наружным откосом 1:2 и имеющее в основании упорную призму высотой 1,00 м из камня той же крупности и того же уклона.

Морская часть подходной дамбы запроектирована откосного типа с креплением сортированным камнем различной крупности по длине дамбы, а также тетраподами массой 1,5 т в головной части дамбы. В головной части дамбы для уменьшения проницаемости откосов при креплении тетраподами предусмотрена установка подпорных стенок из сборного железобетона. Крепление откосов предусмотрено с использованием геотекстиля «Геотекс» С500 в качестве обратного фильтра. Для защиты от размывов дна перед сооружением предусмотрено крепление дна отсыпкой камня массой 15...20 кг и габионами тюфячного типа.

В голове подходной дамбы устраивается береговой устой из монолитного железобетона на свайном основании из стальных труб диаметром 1020 мм с толщиной стенки 12 мм. Береговой устой является фундаментом для металлических пролетных строений эстакад.

Отметка верха тела подходной дамбы, с учётом верхнего покрытия автодороги дорожными плитами, составляет +3,00 БС. Отметка верха защитного крепления береговой части дамбы определена с учетом подъёма уровня воды до отметки +1,56 м (5% обеспеченность 1 раз в 20 лет), а также наката прибойных волн на откос и составляет +4,5 м БС.

С учётом консолидации илистых грунтов в основании береговой части подходной дамбы, проектом предусматриваются длительные осадки (до 0,70 м) верха дамбы.

Настоящий мониторинг проводился с учётом требований действующих нормативнотехнических документов, согласно приказу [10], использовалась также документация, предусмотренная проектными материалами.

В состав работ по мониторингу входили:

- разработка и согласование годовой рабочей программы проведения мониторинга;
- наблюдения за деформациями подходной дамбы геодезическими методами [11-13];
- анализ соответствия строящихся сооружений проектной и рабочей документации;
- прогнозирование соответствия фактических условий эксплуатации ГТС и состояния прилегающей акватории выводам и рекомендациям, содержащимся в Декларации безопасности запроектированных ГТС Комплекса;
- наблюдения за обеспечением природоохранных мер при строительстве ГТС.



Рисунок 1. План подходной дамбы с местами расположения БИТ и МИТ

## METHODS

## Magazine of Civil Engineering, №4, 2012

Для обеспечения мониторинга деформаций подходной дамбы были разработаны чертежи измерительных геодезических марок, которые позволяли проводить измерения осадок верха дамбы (поверхностные марки) и осадок грунтового основания (глубинные марки), устанавливаемых совместно в измерительных точках. Места размещения береговых (БИТ) и морских (МИТ) измерительных точек на подходной дамбе были назначены вблизи опор под технологические трубопроводы, поскольку места размещения этих трубопроводов являются наиболее ответственными участками подходной дамбы, влияющими на безопасность функционирования технологического оборудования Комплекса. Расстояния между измерительными точками выбраны с учётом изменения мощности слабых грунтов в основании по длине подходной дамбы (рис. 1). По мере отсыпки тела подходной дамбы в ноябре 2010 года были установлены глубинные и поверхностные марки в измерительных точках БИТ №№ 1...9 (рис. 2, 3).



Рисунок 2. Глубинная и поверхностная марки до установки

В апреле 2011 года были установлены измерительные точки второй очереди БИТ №№ 10...13, МИТ №№ 14...19, в июле 2011 года были установлены две марки выпора БИТ №№ 9.1, 9.2 (рис. 4).

Для защиты глубинных и поверхностных марок от негативных внешних воздействий (наезда строительной техники, засыпки песком и камнем и т.п.) установлены бетонные кольца с металлическими люками и дополнительно временные ограждения из деревянных стоек и бетонных элементов.

Методика проведения измерений осадок заключалась нивелировании дамбы в последующем контрольных марок И сопоставлении результатов измерений для выявления деформаций сооружения и подстилающего грунтового основания [14]. Измерения деформаций дамбы проводились с точностью до 2 мм, что соответствовало требованиям СНиП 3.01.03-84 [12]. Измерения перемещений мерных элементов поверхностной и глубинной марок выполнялись в соответствии с ГОСТ 24846-81 [15].



Рисунок 3. Первоначальный вид БИТ после установки



Рисунок 4. БИТ № 9.1

По измерительным створам был разбит нивелирный ход от одного опорного репера к другому. Первое по времени измерение отметок поверхностных и глубинных марок было взято за основу, относительно которой определялись изменения отметок марок при последующих геодезических измерениях. Осадка каждой марки определялась как разность между измеренным высотным положением марки и её первоначальным высотным положением. Согласно табл. 2 [15] принимается II-й класс точности проведения измерений методом геометрического нивелирования с обустройством временных репера и станций нивелирования. Для проведения измерений были использованы следующие поверенные приборы (рис. 4, 5):

- цифровой нивелир Leica Sprinter 100m со штрихкодовой рейкой GSS 111;
- электронный тахеометр Pentax R 325NX с комплектующими.





#### Рисунок 4. Снятие отсчета с помощью штрихкодовой рейки GSS 111. Вид на БИТ после установки

Рисунок 5. Электронный тахеометр Pentax R 325NX. Общий вид морского участка дамбы

В результате проведения геодезических работ на подходной дамбе в период с ноября 2010 г. по декабрь 2011 г. выявились некоторые особенности применения указанных приборов [16, 17]. Можно отметить, что, несмотря на выявленные неудобства работы с приборами и зависимость измерений от внешних факторов, данное геодезическое оборудование позволяет производить измерения на требуемом уровне.

На береговом участке дамбы в период первых двух месяцев измерения проводились с периодичностью в среднем 1 раз в 10 дней, в последующие месяцы по согласованию с Заказчиком строительства периодичность измерений была увеличена до 1 раза в месяц, в связи со стабилизацией скорости осадок дамбы. Обобщенные результаты измерений осадок глубинных и поверхностных марок по всем измерительным точкам подходной дамбы приведены на рис. 6, 7.

Расчетный прогноз осадок дамбы производился по рекомендациям, позволяющим оценивать временный характер стабилизации грунтового основания.

Согласно главе 11 «Проектирование оснований на сильносжимаемых и насыпных грунтах» справочника проектировщика [18], стабилизировавшаяся осадка S слоя водонасыщенного сильносжимаемого грунта, пригруженного фильтрующим слоем, определяется по формуле:

$$S = \frac{3PH}{3E + 4P}$$

где *P* – среднее давление на грунт от песчаной насыпи; *H* – мощность слоя сильносжимаемого грунта, м; *E* – модуль деформации грунта естественного сложения, МПа.

## Осадка глубинных марок



Время, дни

Рисунок 6. График изменения во времени осадок первого слоя отсыпки тела подходной дамбы СУГ по данным измерений положения глубинных марок

Осадка поверхностных марок



#### Время, дни

Рисунок 7. График изменения во времени осадок первого слоя отсыпки тела подходной дамбы СУГ по данным измерений положения поверхностных марок

Осадка S<sub>t</sub> недренированного слоя сильносжимаемого грунта в заданный момент времени вычисляется по выражению:

$$S_t = Q_V S$$
,

где Q<sub>V</sub> – степень консолидации сильносжимаемого грунта, определяется по графику зависимости от фактора времени *T<sub>V</sub>* (см. рис. 2.2 [18]), который может быть найден по формуле:

$$T_V = c_V t / h^2$$

где *с*<sub>V</sub> – коэффициент консолидации грунта при вертикальном фильтрационном потоке, м<sup>2</sup>/год, который необходимо определять при инженерно-геологических изысканиях; для учёта неоднородности подстилающих слоёв грунта в расчетах использовалось средневзвешенное значение коэффициентов консолидации; *t* – продолжительность приложения нагрузки *P*; *h* – длина пути фильтрации, принимаемая равной половине толщины сильносжимаемого слоя грунта с учётом двусторонней фильтрации относительно продольной оси дамбы.

Производился расчет деформации каждого подстилающего слоя грунтового основания с использованием установленной степени консолидации, и определялась текущая осадка сооружения  $S_t$ . Поскольку зафиксированная текущая осадка дамбы оказалась существенно больше расчетной величины, можно сделать вывод о значительном влиянии характера ведения строительных работ, прежде всего движения по дамбе тяжелой строительной техники, на степень консолидации грунта  $Q_V$ . Рекомендации по учёту динамического характера нагрузок от автомобильного транспорта даны в Пособии [19]. Согласно этому документу, когда отсутствуют данные компрессионных испытаний грунтов, для прогнозов осадок можно воспользоваться представленными в приложении характерными (табличными) значениями модуля деформации для той или иной разновидности слоя слабого грунта. Осадка слабой толщи в пределах активной зоны при использовании модуля деформации рассчитывается по формуле:

$$S = \frac{PH}{E_{\rm cp}},$$

где *E*<sub>cp</sub> – средневзвешенный штамповый модуль деформации сжимаемой толщи, с последующей корректировкой значения *E*<sub>cp</sub> по данным мониторинга фактических осадок в период интенсивного воздействия динамических нагрузок.

После получения данных натурных измерений осадок дамбы за весь период строительства комплекса в целом предполагается построить уточнённую зависимость степени консолидации грунта  $Q_V$  от фактора времени  $T_V$ , и с её помощью дать уточнённую оценку характера осадок сооружения в период эксплуатации.

На основании проведенных работ по мониторингу и при анализе его результатов можно сделать следующие выводы.

- Измеренные осадки дамбы значительно превосходят расчетные величины. Годовая осадка участка дамбы на слабом грунтовом основании составила в среднем 20...25 см, при изменении скорости осадок от 30... 50 мм/месяц в конце 2010 г. до 20...30 мм/месяц в конце 2011 г. [16].
- 2. Выявлено существенное влияние работы строительной техники на осадку берегового участка дамбы, в связи с относительно небольшой высотой тела дамбы (не более 2,0...2,5 м) [19]. В период снижения интенсивности работы техники скорость осадок на береговом участке дамбы уменьшалась. Такие характерные периоды отмечены в начале января и в декабре 2011 г.
- Сопоставление данных измерений по глубинным и поверхностным маркам показывает, что осадки в основном происходили за счет консолидации подстилающего грунта основания.
- 4. Возведение тела дамбы в два слоя, с высотой первого слоя около 2,0 м, при высоких темпах отсыпки песчаного грунта и при строительных нагрузках, соответствующих расчётным статическим эксплуатационным нагрузкам и имеющим увеличенную динамическую составляющую, в целом обеспечило безопасные условия консолидации слабых грунтов основания в самый ответственный период его нагруженного состояния, когда наиболее высок риск превышения допустимой фильтрационной скорости движения воды при консолидации илов.
- 5. Значительные осадки на береговом участке подходной дамбы могут повлиять на безопасность размещаемого технологического оборудования, прежде всего продуктопроводов, в связи с чем необходим дальнейший мониторинг ГТС.

#### Литература

- 1. Al-Homoud A. S., Tanash N. Monitoring and analysis of settlement and stability of an embankment dam constructed in stages on soft ground // Bulletin of Engineering Geology and the Environment. 2001. Vol. 59. № 4. Pp. 0259-0284.
- 2. Al-Homoud A.S., Tanash N. Modeling uncertainty in stability analysis for design of embankment dams on difficult foundations // Engineering Geology. 2004. T. 71. № 3-4. Pp. 323-342.
- 3. Bo Myint Win. Compressibility of ultra-soft soil. NJ: World Scientific, 2008. 287 p.
- Soft soil engineering: proceedings of the Fourth International Conference on Soft Soil Engineering. Vancouver, 2007. 786 p.
- Loukola E. J. Simulation of a test embankment on a clay foundation according to critical state models. 1998. Degree: Dr.Tech. DegreeYear: 1996. Institute: Teknillinen Korkeakoulu (Helsinki) (Finland). Publisher: Finnish Environment Institute, P.O.B. 140, 00251 Helsinki, Finland.
- Van Impe W. F., Verastegui Flores R. D. Underwater Embankments on Soft Soil: a case history. UK: Taylor & Francis, 2011. 151 p.
- 7. Альхименко А. И., Беляев Н. Д., Фомин Ю. Н. Безопасность морских гидротехнических сооружений. СПб.: Лань, 2003. 288 с.
- Декларация безопасности проектируемых гидротехнических сооружений Комплекса по перегрузке сжиженных углеводородных газов (СУГ). Корректировка. Шифр 47.01.3.626.08-884-ДБГ. Том 12.4, ЦБВО АЦИА. СПб., 2011.
- Пособие по производству и приёмке работ при строительстве новых, реконструкции и расширении действующих гидротехнических морских и речных транспортных сооружений (к СНиП 3.07.02-87) / Минтрансстрой СССР: М., 1991.
- 10. Об утверждении раздела I «Технологический, строительный, энергетический надзор» Перечня нормативных правовых актов и нормативных документов, относящихся к сфере деятельности Федеральной службы по экологическому, технологическому и атомному надзору по состоянию на 1 июля 2011 года. Приказ Ростехнадзора от 28 июля 2011 г. № 435.
- 11. Беляев Н. Д., Вилькевич В. В. Экспертиза технического состояния морских гидротехнических сооружений // Гидротехническое строительство. 2007. № 5. С. 37-45.
- 12. СНиП 3.01.03-84. Геодезические работы в строительстве. Госстрой СССР, 1985.
- 13. СНиП 3.07.02-87. Гидротехнические морские и речные транспортные сооружения. М.: Госстрой СССР, 1987.
- 14. Фахрутдинов М. Р., Ялышев А. И., Беляев Н. Д., Михаленко Е. Б. Методика проведения измерений на подходной дамбе Комплекса СУГ в Усть-Луге // ХL Неделя науки СПбГПУ : материалы международной научно-практической конференции. Ч. І. СПб. : Изд-во Политехн. ун-та, 2011. С. 50-52.
- 15. ГОСТ 24846-81. Грунты. Методы измерений деформаций зданий и сооружений. Москва, 1986.
- 16. Фахрутдинов М. Р., Ялышев А. И., Беляев Н. Д., Балашов Б. В. Анализ осадок подходной дамбы Комплекса СУГ в Усть-Луге // XL Неделя науки СПбГПУ : материалы международной научнопрактической конференции. Ч. І. СПб. : Изд-во Политехн. ун-та, 2011. С. 52-53.
- 17. Фахрутдинов М. Р., Ялышев А. И., Беляев Н. Д., Михаленко Е. Б. Использование современного геодезического оборудования при измерении осадок на подходной дамбе Комплекса СУГ в Усть-Луге // XL Неделя науки СПбГПУ : материалы международной научно-практической конференции. Ч. І. СПб. : Изд-во Политехн. ун-та, 2011. С. 335-336.
- Горбунов-Посадов М. И. [и др.] Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под общ. ред.
   Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова. М.: Стройиздат, 1985. 480 с. (справочник проектировщика)
- 19. Пособие к СНиП 2.05.02-85 по проектированию земляного полотна автомобильных дорог на слабых грунтах. Введено в действие распоряжением Минтранса России № ОС-1067-р от 03.12.2003. Москва. 1991.

\*Николай Дмитриевич Беляев, Санкт-Петербург, Россия Тел. раб.: +7(812)297-59-54; эл. почта: dnd@mail.ru

© Балашов Б.В., Беляев Н.Д., Михаленко Е.Б., Тазеев Т.А., 2012

## Колебания днища судоходного шлюза

#### Д.т.н., профессор Ю.Э. Сеницкий\*; аспирант Н.Ю. Кузьмин,

ФГБОУ ВПО Самарский государственный архитектурно-строительный университет

Ключевые слова: судоходный шлюз; днище шлюза; колебания днища; частоты; присоединенная масса жидкости; конечные интегральные преобразования

При проектировании и строительстве гидротехнических узлов в сейсмически активных районах необходимо знать динамические характеристики всех конструкций гидроузла, и, в частности, днищ судоходных шлюзов. Эта достаточно сложная задача гидроупругости состоит в определении гидродинамических сил, возникающих на поверхностях взаимодействия конструкции с жидкостью [1, 2, 3, 4, 5], а также исследовании динамических характеристик (частот, форм колебаний) днища при различной степени наполнения шлюза [6, 7, 8, 9, 10, 11]. Однако следует отметить, что в указанных выше работах не учитывалось упругое основание. Определению частот колебаний прямоугольных пластин, расположенных на винклеровском основании, специально посвящены статьи [12, 13]. При этом, как правило, авторы [7, 9, 10, 11, 14, 15] пользовались приближенными методами, что позволило им исследовать лишь низкочастотную часть частотного спектра. В настоящем исследовании рассматриваются собственные и вынужденные колебания днища (пластины) при наличии упругого основания и жидкости. Существенным представляется то, что в расчетной схеме учитываются упругие (реальные) условия сопряжения днища и стенок шлюза. При этом, используя метод конечных интегральных преобразований [16, 17, 18], получено точное решение задачи.

Рассматриваются установившиеся колебания днища судоходного шлюза – прямоугольного в плане размером  $L \times l$  вытянутого  $(L/l \ge 4 \div 5)$  железобетонного бассейна, расположенного на безинерционном упругом основании и заполненного на высоту h несжимаемой идеальной жидкостью (рисунок 1,а). В отличие от известных исследований колебаний призматических резервуаров [6, 7, 8] в настоящей статье учитывается винклеровское основание, а также реальные (упругие относительно углов поворота) условия сопряжения днища и стенок рассматриваемой конструкции. В частных случаях для определенных значений коэффициентов жесткости из приведенного нового решения после исключения упругого основания следуют расчетные соотношения, справедливые для идеализированных схем закрепления днища [8]. Точное интегрирование краевой задачи в рамках принятых допущений осуществляется структурным методом конечных интегральных преобразований (КИП) [16, 17]. Анализируются частоты колебаний и присоединенная масса жидкости при различных условиях закрепления, соотношениях  $h_1/l$  днища резервуара.

## Постановка задачи

Как известно [19], для указанных геометрических соотношений L/l и  $h_1/l \le 1/5...1/6$  в качестве расчетной модели днища может быть принята балка пролетом l, по короткой стороне напряженно-деформируемое состояние которой описывается технической теорией. Ниже рассматривается плоская задача гидроупругости в соответствии с расчетной схемой, приведенной на рис. 1,6. Если совместить начало декартовой системы координат (x, z) с левым кондом балки, ввести соответствующие обозначения для динамических прогибов днища y(x, t) и потенциала скоростей жидкости  $\varphi(x, z, t)$ , то расчетные соотношения исследуемой краевой задачи составляют:

• дифференциальное уравнение поперечных колебаний балки на упругом винклеровском основании, расположенной под слоем жидкости

$$\frac{\partial^4 y(x,t)}{\partial x^4} + b^2 \frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial t^2} + c^4 y(x,t) = \frac{l}{EI} q(x,t) - \frac{\gamma}{EI} \frac{\partial \varphi(x,0,t)}{\partial t};$$
(1)

 дифференциальное уравнение неразрывности движения идеальной несжимаемой жидкости, заполняющей объем шлюза

$$\frac{\partial^2 \varphi(x,z,t)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi(x,z,t)}{\partial z^2} = 0;$$
<sup>(2)</sup>

• соответствующие граничные условия -

при 
$$x = 0$$
  
 $\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + \alpha \frac{\partial y}{\partial x} = 0; \quad y(0,t) = 0;$   
при  $x = l$   
 $\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} - \alpha \frac{\partial y}{\partial x} = 0; \quad y(l,t) = 0;$ 
(3)

при 
$$z = h$$
  $\frac{\partial \varphi}{\partial t} = 0;$  (4)

при 
$$x = 0, l$$
  $\frac{\partial \varphi}{\partial x} = 0;$  (5)

• условие сопряжения на поверхности днища -

при 
$$z = 0$$
  $\frac{\partial y}{\partial t} = -\frac{\partial \varphi}{\partial z}.$  (6)

Здесь приняты обозначения:  $b^2 = \rho F/(EI)$ ;  $c^4 = k/(EI)$ ;  $\alpha = \alpha^*/(EI)$ ; t -время;  $\gamma, \rho -$ соответственно плотность жидкости и материала шлюза; F, I -площадь и момент инерции поперечного сечения балки (днища); k -коэффициент жесткости упругого винклеровского основания;  $\alpha^* -$ коэффициент жесткости упругого закрепления днища (реактивный момент, возникающий при единичном угле поворота опорных сечений балки).



Рисунок 1. Схема судоходного шлюза и расчетная схема его днища

Соотношения (3) являются условиями упругого относительно углов поворота соединения днища и стенок конструкции. Равенства (4) – (6) представляют собой соответственно условия отсутствия давления на поверхности жидкости (поверхностными волнами пренебрегаем), непроницаемости недеформируемых вертикальных стенок шлюза и отсутствия отрыва жидкости от поверхности днища.

Для свободных установившихся колебаний днища (q(x,t)=0) выражения y(x, t) и  $\varphi(x,z,t)$  следует принять в виде:

$$y(x, t) = Y(x)\sin(\omega t) \quad \varphi(x, z, t) = \Phi(x, z)\cos(\omega t), \tag{7}$$

где *Ф* – круговые частоты поперечных колебаний балки.

После подстановки выражений (7) в равенства (1) – (6) и введения безразмерных переменных  $\xi,\zeta$  по формулам:

$$\xi = x/l; \quad \zeta = z/H, \tag{8}$$

получаем соответственно такие соотношения:

$$\frac{d^4Y(\xi)}{d\xi^4} - \frac{ml^4\omega^2}{EI}Y(\xi) + \frac{kl^4}{EI}Y(\xi) = \frac{\gamma\omega l^4}{EI}\Phi(\xi,0);$$
(9)

$$\frac{\partial^2 \Phi(\xi,\zeta)}{\partial \xi^2} + \left(\frac{l}{h}\right)^2 \frac{\partial^2 \Phi(\xi,\zeta)}{\partial \zeta^2} = 0;$$
(10)

при 
$$\xi = 0,1$$
  $Y = 0;$   $\frac{d^2 Y(\xi)}{d\xi^2} \pm \alpha \frac{dY(\xi)}{d\xi} = 0;$  (11)

при 
$$\zeta = 1$$
  $\Phi(\xi, 1) = 0;$  (12)

при 
$$\zeta = 0$$
  $\omega hY(\xi) = -\frac{\partial \Phi(\xi, \zeta)}{\partial \zeta};$  (13)

при 
$$\xi = 0,1$$
  $\frac{\partial \Phi(\xi,\zeta)}{\partial \xi} = 0.$  (14)

Равенства (9) – (14) и представляют математическую формулировку рассматриваемой задачи.

## Построение общего решения

Решение осуществляем путем последовательного применения КИП. Для этой цели вводим сначала косинус-преобразование Фурье  $\Phi^*(n,\zeta)$  по переменной  $\xi$  для функции  $\Phi(\xi,\zeta)$  [20]:

$$\Phi^*(n,\zeta) = \int_0^1 \Phi(\xi,\zeta) \cos(n\pi\xi) d\xi;$$
(15)

$$\Phi(\xi,\zeta) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{\Omega_n} \Phi(n,\zeta) \cos(n\pi\xi).$$
(16)

Подвергая дифференциальное уравнение (9) и граничные условия (12), (13) преобразованию (15) с учетом (14), находим:

$$\frac{d^2\Phi^*(n,\zeta)}{d\zeta^2} - \left(\frac{n\pi h}{l}\right)^2 \Phi^*(n,\zeta) = 0; \qquad (17)$$

при 
$$\zeta = 1$$
  $\Phi^*(n,1) = 0$ , при  $\zeta = 0$   $\omega h Y^*(n) = -\frac{d\Phi^*(0,n)}{d\zeta}$ , (18)

где

$$Y^*(n) = \int_0^1 Y(\xi) \cos(n\pi\xi) d\xi.$$
<sup>(19)</sup>

Сеницкий Ю.Э., Кузьмин Н.Ю. Колебания днища судоходного шлюза

. . . .

Решение дифференциального уравнения (17) записывается в виде:

$$Φ^{*}(n,\zeta) = C_{1n}e^{k\zeta} + C_{2n}e^{-k\zeta}, \text{ где } k = n\pi h/l.$$
(20)

Постоянные интегрирования  $C_{1n}, C_{2n}$  определяем из граничных условий (18). В результате имеем:

$$\Phi^*(n,\zeta) = \frac{l\omega}{n\pi} \frac{Y^*(n)}{ch\frac{n\pi h}{l}} sh\left[\frac{n\pi h}{l}(1-\zeta)\right].$$
(21)

Если применить к (21) формулу обращения (16), то получаем выражение для потенциала скоростей  $\Phi(\xi,\zeta)$ :

$$\Phi(\xi,\zeta) = \frac{l\omega}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ \frac{1}{\Omega_n} \frac{Y^*(n)}{ch \frac{n\pi h}{l}} sh\left[\frac{n\pi h}{l}(1-\zeta)\right] \cos(n\pi\xi) \right\},\tag{22}$$

причем  $\Omega_n = \begin{cases} 1 & \text{при} \\ 0,5 & n \neq 0. \end{cases}$ 

Вводим теперь для функции прогибов  $Y(\xi)$  КИП с неизвестным пока ядром  $K(\lambda_i\xi)$  [16]:

$$Y^{*}(\lambda_{i}) = \int_{0}^{1} Y(\xi) K(\lambda_{i},\xi) d\xi;$$
(23)

$$Y^{*}(\xi) = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{Y^{*}(\lambda_{i})K(\lambda_{i},\xi)}{\left\|K_{i}\right\|^{2}}.$$
(24)

где 
$$\|K_i\|^2 = \int_0^1 K^2(\lambda_i, \xi) d\xi$$
 – квадрат нормы. (25)

После подстановки формулы обращения (24) в равенство (19) устанавливаем связь между трансформантами  $Y^*(n_i)$  и  $Y^*(\lambda_i)$  для каждого значения n и i:

$$Y^{*}(n_{i}) = \int_{0}^{1} \left[ Y^{*}(\lambda_{i}) K(\lambda_{i},\xi) \|K_{i}\|^{-2} \right] \cos(n\pi\xi) d\xi.$$
(26)

После применения КИП (23) к дифференциальному уравнению (9) в соответствии со структурным алгоритмом [16] и учетом граничных условий (11) последнее преобразуется к следующему виду:

$$\lambda_i^4 Y^*(\lambda_i) + \frac{l^4}{EI} \left(k - m\omega^2\right) Y^*(\lambda_i) = \frac{\gamma l^4 \omega^2}{EI} \int_0^1 \Phi(\xi, 0) K(\lambda_i, \xi) d\xi \cdot$$
(27)

Одновременно получаем такую краевую задачу для ядра КИП:

$$K^{IV}(\lambda_i,\xi) - \lambda_i^4 K(\lambda_i,\xi) = 0;$$
<sup>(28)</sup>

При 
$$\xi = 0,1 \ K = 0, \qquad K'' \mp \alpha K' = 0.$$
 (29)

В процессе приведения (9), (11) к (27) – (29) использовалось интегрирование по частям, а также операционное свойство и равенство нулю внеинтегральных членов на концах интервала [16]. Если теперь принять в (22)  $\xi = 0$  и подставить полученное выражение с учетом (26) в равенство (27), то после сокращения на  $Y^*(\lambda_i) (Y^*(\lambda_i) \neq 0)$  окончательно получаем соотношение:

Сеницкий Ю.Э., Кузьмин Н.Ю. Колебания днища судоходного шлюза

$$\lambda_{i}^{4} + \frac{l^{4}}{EI} \Big( k - m\omega_{i}^{2} \Big) = \frac{\gamma l^{5} \omega_{i}^{2}}{\pi EI} \|K_{i}\|^{-2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\Omega_{n} n} th \frac{n\pi h}{l} \left[ \int_{0}^{1} K(\lambda_{i},\xi) \cos(n\pi\xi) d\xi \right]^{2},$$

$$(30)$$

$$\mu_{\Pi} \lambda_{i}^{4} + \frac{kl^{4}}{EI} = \frac{l^{4} \omega_{i}^{2}}{EI} \Big( m_{i} + m \Big),$$

где *m<sub>i</sub>* – присоединенная масса жидкости для *i*-й моды колебаний:

$$m_{i} = \frac{\gamma l}{\pi} \left\| K_{i} \right\|^{-2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\Omega_{n} n} t h \frac{n \pi h}{l} \left[ \int_{0}^{1} K(\lambda_{i},\xi) \cos(n \pi \xi) d\xi \right]^{2}$$
(31)

Из уравнения (30) следует формула для определения частот колебаний днища шлюза, расположенного на упругом основании и заполненного жидкостью:

$$\omega_i = \sqrt{\frac{EI\lambda_i^4}{l^4} + k}{m + m_i}; \qquad i = \overline{1, \infty}.$$
(32)

Из (32) следуют частные случаи:

• если бассейн не покоится на упругом основании (*k* = 0):

$$\omega_i = \sqrt{\frac{EI\lambda_i^4}{(m+m_i)l^4}}; \qquad (32^1)$$

 при отсутствии жидкости ( *γ* = 0 ) получаем известную формулу для частот колебаний балки в воздухе:

$$\omega_i^* = \frac{\lambda_i^2}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad . \tag{32}^2$$

В приведенном решении осталось неизвестным ядро КИП  $K(\lambda_i, \xi)$ и параметры  $\lambda_i (i = \overline{1, \infty})$ ,

являющиеся соответственно собственными функциями и собственными значениями краевой задачи (28), (29). Как известно, общее решение уравнения (28) может быть представлено в функциях А.Н. Крылова. Однако для проведения численного анализа удобнее представить его в таком виде:

$$K(\lambda_i,\xi) = C_{1i}e^{\lambda_i(\xi-1)} + C_{2i}e^{-\lambda_i\xi} + C_{3i}\cos(\lambda_i\xi) + C_{4i}\sin(\lambda_i\xi).$$
(33)

После подстановки (33) в граничные условия (29) получаем однородную систему алгебраических уравнений относительно постоянных  $C_{ki}$  (k = 1, 2, 3, 4). Из условия нетривиальности ее решения составляем такое трансцендентное уравнение для определения  $\lambda_i$ , и выражения для постоянных  $C_{ki}$ :

$$4\lambda_{i}^{3}(1-e^{-2\lambda_{i}})(\lambda_{i}\sin\lambda_{i}-\alpha\cos\lambda_{i})+4\alpha^{2}\lambda_{i}^{2}e^{-\lambda_{i}}+2\alpha\lambda_{i}^{2}(1+e^{-2\lambda_{i}})(2\lambda_{i}\sin\lambda_{i}-\alpha\lambda_{i})=0;$$

$$C_{1i}=-\alpha\lambda_{i}\cos\lambda_{i}+\alpha\lambda_{i}e^{-\lambda_{i}}+2\lambda_{i}^{2}\sin\lambda_{i}+\alpha\lambda_{i}\sin\lambda_{i};$$

$$C_{2i}=\alpha\lambda_{i}e^{-\lambda_{i}}\cos\lambda_{i}-2\lambda_{i}^{2}e^{-\lambda_{i}}\sin\lambda_{i}+\alpha\lambda_{i}e^{-\lambda_{i}}\sin\lambda_{i}-\alpha\lambda_{i};$$

$$C_{3i}=-2\alpha\lambda_{i}e^{-\lambda_{i}}\sin\lambda_{i}-\alpha\lambda_{i}e^{-2\lambda_{i}}+\alpha\lambda_{i};$$

$$C_{4i}=\alpha\lambda_{i}e^{-\lambda_{i}}\cos\lambda_{i}+2\lambda_{i}^{2}e^{-2\lambda_{i}}-2\lambda_{i}^{2}-\alpha\lambda_{i}e^{-2\lambda_{i}}-\alpha\lambda_{i}.$$
(34)

Сеницкий Ю.Э., Кузьмин Н.Ю. Колебания днища судоходного шлюза

Полученные результаты справедливы для упругого сочленения днища и стенок шлюза. Рассмотрим частные случаи, соответствующие идеализированным схемам закрепления балки (днища).

Если принять  $\alpha^* = 0$  ( $\alpha = 0$ ), то из (34), (35) следуют результаты для шарнирного опирания:

$$\sin \lambda_i = 0; \qquad (34^1)$$

$$C_{1i} = 2\lambda_i^2 \sin \lambda_i; \ C_{2i} = -2\lambda_i^2 e^{-\lambda_i} \sin \lambda_i; \ C_{3i} = 0; \ C_{4i} = 2\lambda_i^2 \left(e^{-2\lambda_i} - 1\right).$$
(35<sup>1</sup>)

После деления соотношений (34), (35) на  $\alpha^2$  и предельного перехода  $\alpha \to \infty$  приходим к аналогичным результатам для жесткого защемления:

$$\cos \lambda_{i} ch\lambda_{i} = 1; \qquad (34^{2})$$

$$C_{1i} = \lambda_{i} \cos \lambda_{i} - \lambda_{i} e^{-\lambda_{i}} - \lambda_{i} \sin \lambda_{i}; \qquad (34^{2})$$

$$C_{2i} = -\lambda_{i} e^{-\lambda_{i}} \cos \lambda_{i} - \lambda_{i}^{2} e^{-\lambda_{i}} \sin \lambda_{i} + \lambda_{i}; \qquad (35^{2})$$

$$C_{3i} = 2\lambda_{i} e^{-\lambda_{i}} \sin \lambda_{i} + \lambda_{i} e^{-2\lambda_{i}} - \lambda_{i}; \qquad (35^{2})$$

$$C_{4i} = -2\lambda_{i} e^{-\lambda_{i}} \cos \lambda_{i} + \lambda_{i} e^{-2\lambda_{i}} + \lambda_{i}.$$

## Численный анализ результатов

В качестве примера рассматривается железобетонный шлюз ( $E = 4,1\cdot10^{10}$  H/м<sup>2</sup>;  $\rho = 2,85\cdot10^3$  Hc<sup>2</sup>/м<sup>4</sup>) пролетом l = 21 м, покоящийся на упругом основании с коэффициентом постели k = 0,1 H/м<sup>3</sup>. Расчеты проводились для  $\gamma = 10$  Hc<sup>2</sup>/м<sup>4</sup> при k = 0,1 H/м<sup>3</sup> различных соотношениях h/l = 0,05; 0,1; 0,5; для днища толщиной  $h_1 = 1$  м и 2 м. Варьировались также коэффициенты жесткости упругого соединения днища и стенок резервуара  $\alpha = 0; 1; 1000$  и  $\alpha \rightarrow \infty$ .

На графиках, изображенных на рисунках 2а и 2б, приведены кривые, характеризующие изменение присоединенной массы жидкости  $m_i/(\gamma h)$  в зависимости от отношения h/l для  $h_1 = 1 M$ . Наблюдается тенденция снижения  $m_i/(\gamma h)$  с увеличением высоты слоя жидкости.



Рисунок 2. Зависимость присоединенной массы воды от степени наполнения шлюза для первых пяти тонов колебаний днища (i = 1, 2, 3, 4, 5)

При этом наибольшее влияние оказывает жидкость на первый обертон спектра частот собственных колебаний днища, значения которого  $\omega_i$  для первых пяти тонов при различных h/l = 0.05; 0.5 приведены в таблице 1. Здесь же содержатся величины  $\omega_i^* (i = \overline{1,5})$ . При этом следует отметить, что присоединенная масса жидкости оказывает существенное влияние на плотность спектра частот. Влияние  $m_i/(\gamma h)$  возрастает с номером *i* определяемой частоты.

		$\alpha = 0$			$\alpha = 1$		α	=100	0		$\alpha \Rightarrow \infty$	$\infty$		
№ тона	6	Ð		6	D		a	)		l	Ð			
коле- баний <i>і</i>	$\frac{h}{l}$	$\frac{h}{l}$	ω*	h/l =	$\frac{h}{l}$	ω*	$\frac{h}{l}$	$\frac{h}{l}$	ω*	$\frac{h}{l}$	$\frac{h}{l}$	ω*		
•	0,05	0,5		0,05	0,5		0,05	0,5		0,05	0,5			
1	0,94	1,13	1,26	1,10	1,32	1,44	1,45	1,86	2,23	1,48	1,92	2,33		
2	2,04	2,65	4,93	2,16	2,65	5,15	2,59	3,50	6,18	2,65	3,60	6,40		
3	4,84	7,42	11,09	4,96	7,64	11,32	5,45	8,57	12,14	5,61	8,83	12,58		
4	8,37	13,4	19,72	8,51	13,55	19,94	8,68	13,75	20,06	8,85	14,13	20,78		
5	13,55	23,12	30,82	13,69	23,35	31,03	13,53	23,02	30,02	13,87	23,71	31,03		

Таблица 1. Частоты колебаний днища шлюза, Гц

Замечаем также, что для  $\alpha \le 0,1$  и  $\alpha \ge 1000$  вычисления  $\omega$  можно производить по более простым соотношениям (34<sup>1</sup>, 34<sup>2</sup>), соответствующим шарнирному опиранию или жесткому защемлению днища шлюза.

## Вынужденные колебания

Рассмотрим теперь вынужденные колебания днища под слоем жидкости при действии распределенной, гармонической, возмущающей нагрузки  $q(\xi,t) = Q(\xi)\sin(\theta t)$ . При наполнении шлюза, принимая, как и в случае свободных колебаний,  $\omega(\xi,t) = W(\xi)\sin(\theta t), \varphi(\xi,t) = \Phi(\xi)\cos(\theta t)$ , подставляем их, а также соотношения (8), в (1). В результате получаем неоднородное дифференциальное уравнение:

$$\frac{d^4Y(\xi)}{d\xi^4} - \frac{ml^4\theta^2}{EI}Y(\xi) + \frac{kl^4}{EI}Y(\xi) = \frac{l^4Q(\xi)}{EI} + \frac{\gamma\theta l^4}{EI}\Phi(\xi,0).$$
(36)

После применения к (36) конечного преобразования (23) приходим к алгебраическому равенству, разрешаемому относительно трансформанты прогибов  $Y^*(\lambda_i)$  в следующем виде:

$$Y^*(\lambda_i) = \frac{Q(\lambda_i)}{k + (m + m_i)(\omega_i^2 - \theta^2)},$$

где  $Q(\lambda_i) = \int_0^1 q(\xi) K(\lambda_i,\xi) d\xi$ .

По формуле обращения (24) определяем функцию прогибов днища:

$$Y(\xi) = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{Q(\lambda_i) K(\lambda_i, \xi)}{k + (m + m_i) (\omega_i^2 - \theta^2)} \|K_i\|^{-2}$$
(37)

Располагая выражением (37), по известным формулам [5] определяем изгибающие моменты и поперечные силы:  $M = -\frac{EI}{l^2} Y''(\xi), \ Q = \frac{IdM}{ld\xi}.$ 

Сеницкий Ю.Э., Кузьмин Н.Ю. Колебания днища судоходного шлюза

## Выводы

- 1. Получено точное, в рамках принятой расчетной схемы, решение задачи о собственных и вынужденных колебаниях днища судоходного шлюза.
- Проанализированы частоты первых пяти тонов колебаний и присоединенная масса жидкости в зависимости от толщины конструкции и условий сопряжения днища и стенок шлюза.
- 3. Установлено существенное влияние жидкости на низкочастотную часть спектра и динамическую реакцию днища.

#### Литература

- 1. Zhu Yong-yi, Weng Zhi-yuan, Wu Jialong. Vibration characteristics of offshore cylindrical tanks // Appl. Math and Mech. (Engl.Ed.). 1992. Vol. 13, №1. Pp. 17-27.
- 2. Goncalves P. B., Ramos N. R. S. Free vibration analysis of cylindrical tanks partially fild with liquid // J. Sound and Vibr. 1996. Vol. 195, № 3. Pp. 429-444.
- 3. Сеницкий Ю. Э., Еленицкий Э. Я., Дидковский О. В. Определение импульсивной и конвективной составляющих гидродинамического давления жидкости в цилиндрических резервуарах при сейсмических воздействиях // Известия вузов. Строительство. 2005. № 5. С. 18-26.
- 4. Сеницкий Ю. Э., Еленицкий Э. Я., Дидковский О. В. К вопросу о нормативных требованиях по расчету стальных цилиндрических резервуаров в условиях сейсмического воздействия // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2006. № 4. С. 65-70.
- 5. Сеницкий Ю. Э. К вопросу определения гидродинамического давления в цилиндрических резервуарах при сейсмических воздействиях // Строительная механика и расчет сооружений. 2009. № 6. С. 63-67.
- 6. Гершунов Е. М. Определение присоединенной массы жидкости при расчете днищ резервуаров // Прикладная механика. 1968. Т. 4. Вып. 6. С. 124-128.
- 7. Шульман С. Г. О колебаниях упругих днищ под слоем жидкости // Тр. коорд. совещания по гидротехнике. Л.: Энергия. 1966. Вып. 28. С. 30-36.
- 8. Гершунов Е. М. Присоединенная масса жидкости при колебаниях балки, лежащей под слоем жидкости // Прикладная механика. 1974. Т. Х, Вып. 3. С. 109-116.
- 9. Шульман С. Г. Расчеты сейсмостойкости гидросооружений с учетом влияния водной среды. М.: Энергия, 1976. 207 с.
- 10. Hagedorn P. A note on the vibrations of infinite elastic plates in contact with water // J. Sound and Vibr. 1994. Vol. 175, № 2. Pp. 233-240.
- 11. Kwak Moon K. Hydroelastic vibration of rectangular plates // Trans. ASME. J. Appl. Mech. 1996. Vol. 63, № 1. Pp. 110-115.
- 12. Gutierrez R., Laura P. A. A., Sanzi H. C., Elvira G. Vibrations of a rectangular plate of non-uniform thickness partially embedded in a Winkler medium // J. Sound and Vibr. 1995. Vol. 185, № 5. Pp. 910-914.
- 13. Zhand Yingshi, Wang Xieshan. Vibrations of one-way rectangular stepped thin plates on Winkler foundation // Appl. Math and Mech. (Engl. Ed.) 1998. Vol. 19, № 2. Pp. 169-177.
- 14. Zhu F. Rayleigh quotients for coupled free vibrations // J. Sound and Vibr. 1994. Vol. 171, № 5. Pp. 641-649.
- 15. Gavrilova E. L. Across-strip scheme of Bubnov-Galerkin method to determine the frequencies of rectangular plates // J. Theor and Appl. Mech. 1996. Vol. 26, № 2. Pp. 66-79.
- Сеницкий Ю. Э. Исследование упругого деформирования элементов конструкций при динамических воздействиях методом конечных интегральных преобразований. Саратов.: Изд-во Саратов. ун-та, 1985. 176 с.
- Сеницкий Ю. Э. Метод конечных интегральных преобразований обобщение классической процедуры разложения по собственным вектор-функциям // Известия Саратовского университета. Новая серия. 2011. Т. 11. Математика, Механика, Информатика. Саратов. Вып. 3. Ч. 1. 2011. С. 61-89.
- 18. Сеницкий Ю. Э. Функция влияния в задачах прочности и колебаний упруго защемленных прямоугольных пластин // Изв. вузов. Строительство. 1999. № 2-3. С. 19-25.
- 19. Тимошенко С. П., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки. М.: Физматгиз, 1963. 635 с.
- 20. Снеддон И. Н. Преобразование Фурье. М.: ИЛ, 1995. 668 с.

\*Юрий Эдуардович Сеницкий, г. Самара, Россия Тел. раб.: (846)242-37-01; эл. почта: Senitskiy@mail.ru

© Сеницкий Ю.Э., Кузьмин Н.Ю., 2012

# Определение несущей способности армированного георешеткой грунтового основания

#### К.т.н., доцент, и.о. заведующего кафедрой А.Н. Баданин\*; старший преподаватель Е.С. Колосов, ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Ключевые слова: геосинтетические материалы; георешетка; армогрунт

Армирование грунта сегодня широко применяется в строительстве. Это один из самых перспективных методов улучшения строительных свойств грунтов. Метод является относительно новым, хотя известно, что армированный грунт применялся на протяжении всей истории строительной деятельности человечества. Саманные постройки и Великая Китайская стена тому примеры, а в России с ее болотами издревле использовались гати и слани, т. е. армирование заболоченных грунтов.

В современной истории отсчет применения армированных грунтов в качестве оснований различных сооружений начинается с 1965 г., когда французский инженер Видаль обосновал и запатентовал метод армирования грунта (патент E02 d 27/28 199790 1964г.). Им введено понятие нового материала – армированный грунт (армогрунт), признанное во всем мире [1, 2].

Основу армогрунта составляют армирующие материалы. В 60-70-х годах прошлого века в качестве армирующих элементов в основном применялись металлические полосы и сетки [3]. Начиная с 80-х годов все шире стали применять различные геосинтетические материалы [4, 5]. Они обладают необходимыми прочностными характеристиками, легко транспортируются и укладываются, дешевы в производстве и достаточно долговечны. Производство этих материалов освоено отечественной промышленностью [6].

В основном геосинтетики используются для устройства протяженных объектов, где отношение ширины сооружения намного меньше его длины. Широкое применение армированный грунт нашел при строительстве насыпей, подпорных стен и плотин [7, 8, 9].

Назначение геосинтетиков в грунтовых сооружениях весьма разнообразно. В плотинах их часто используют как противофильтрационные экраны [10, 11]. С их помощью обеспечивают противоэрозионную защиту склонов [12], решают задачи экологической безопасности [13]. Эффективно себя зарекомендовало применение геосинтетических материалов для усиления слабых грунтовых оснований автомобильных и железных дорог [14, 15, 16]. Применение геосинтетических материалов постоянно расширяется, непрерывно ведутся работы по улучшению их функциональных характеристик [17].

Характер разрушения грунтовых оснований, армированных геосинтетическими материалами, имеет свои особенности. На основании исследований выявлено, что разрушение армированного основания наступает в трех случаях [18]:

- 1) разрушение от растяжения арматуры (рисунок 1, а);
- 2) разрушение от проскальзывания арматуры (адгезионное разрушение) (рисунок 1, б);
- 3) разрушение грунта выше армирующего слоя (рисунок 1, в).

При этом отмечено, что при применении ячеистой арматуры (георешеток) адгезионного разрушения не происходит, так как георешетка при укладке самозаанкеривается [3]. Именно поэтому георешетки нашли широкое применение в улучшении строительных свойств грунтов.

Кроме того, в работе Матвеева А.В. доказано, что прочность материала георешетки больше прочности грунта, поэтому разрушения георешетки от предельного давления *q*<sub>пр</sub> не происходит [3].



## Рисунок 1. Виды разрушения армированного основания. *h* – глубина заложения фундамента; *h*<sub>c</sub> – глубина заложения арматуры; *H* – глубина активной зоны основания

Исходя из вышеперечисленного, при армировании основания необходимо избежать разрушения грунта выше георешетки. В предложенной Матвеевым А.В. расчетной схеме георешетка располагается на глубине  $h_c$  в пределах активной зоны основания H ( $h_c \le H$ ) [14]. В этом случае георешетка с грунтом создает композитный слой грунта, в котором отсутствует горизонтальное перемещение частиц грунта от внешней нагрузки, т.к. грунт ограничен размерами ячейки георешетки. Принято называть такой слой армогрунтовой плитой [18]. При этом сдвиг грунта будет происходить по поверхности георешетки, отчего возникают силы трения сдвигаемого массива грунта о грунт засыпки и ребра ячеек самой георешетки. Но суммарная площадь поверхности ребер ячеек георешетки значительно меньше поверхности грунта заполнения ячеек. При георешетке с размерами ячеек 0,3х0,3 м площадь ребер георешетки на 1  $M^2$  площади грунта заполнения составит всего 0,05  $M^2$ , что составляет 5% от площади грунта заполнения георешетки и грунта заполнения примерно одинаково (меньше размер ячейки – тоньше материал ленты изготовления, и наоборот). Это дает основание принять условия:

- 1) силы трения сдвигаемого грунта о ребра ячеек георешетки ничтожно малы;
- 2) геометрические размеры ячеек георешетки не оказывают какого-либо серьезного влияния на величину несущей способности армированного грунта.

Следовательно, данными параметрами в расчетах можно пренебречь.

Необходимо также учесть разный характер разрушения основания в случаях плоской и пространственной задач. В случае плоской задачи под подошвой фундамента формируется жесткое грунтовое ядро в виде треугольника. Это ядро сдвигает частицы грунта только вдоль меньшей стороны фундамента. В случае пространственной задачи под подошвой фундамента формируется жесткое грунтовое ядро в виде конуса. Ядро такой формы будет сдвигать частицы грунта во все стороны, но в первую очередь по меньшей стороне фундамента. Расчетные схемы и зависимости для определения предельной несущей способности остаются такими же, как и для плоской задачи. Разница только в коэффициентах несущей способности [19]. Следовательно, для перехода к решению пространственной задачи определения предельной несущей способности основания, армированного георешетками, по теории предельного равновесия активного и пассивного давлений грунта необходимо ввести коэффициент условий пространственной работы георешетки *k*<sub>y</sub>. Такой коэффициент будет учитывать:

- характер разрушения основания в случае пространственной задачи;
- перемещение сдвигаемых частиц во все стороны;
- соотношение сторон фундамента  $\alpha = l/b$ ;
- глубину заложения георешетки *h<sub>c</sub>*.

Учитывая вышеизложенное, можно применить для решения пространственной задачи плоскую расчетную схему, введя соответствующие ограничения.

За основу расчетной схемы принята предложенная Харром М.Е. схема для решения плоской задачи [20]. Так как рассматривается фундамент поверхностного опирания, глубина заложения фундамента *D* отсутствует. При решении пространственной задачи составленная расчетная схема представлена в проекции вдоль меньшей стороны фундамента. Усиливающая основание георешетка обозначена на схеме по линии *FEL* (рисунок 2).

При составлении расчетной схемы учтены следующие ограничения:

- 1) прочность материала георешетки намного превосходит прочность грунта;
- 2) георешетка располагается в пределах активной зоны основания в один слой;
- 3) адгезионного разрушения (проскальзывания георешетки) не происходит, т.к. георешетка самозаанкеривается при укладке;
- 4) сдвиг грунта при разрушении основания происходит по верхней поверхности георешетки;
- 5) силы трения сдвигаемого грунта о ребра ячеек георешетки не учитываются, учитывается только трение сдвигаемого грунта о грунт заполнения ячеек георешетки.



#### Рисунок 2. Расчетная схема по определению предельной несущей способности основания: $H_{np}$ – глубина активной зоны основания; $h_c$ – глубина расположения георешетки; N – внешняя нагрузка; $q_0$ – равномернораспределенная нагрузка на основание; *b*, *I* – ширина и длина подошвы фундамента; $\varphi$ – угол внутреннего трения грунта основания

Условие предельного равновесия, выведенное из равенства сил активного  $F_A$  и пассивного  $F_{\Pi}$  давлений грунта при  $q_{\phi} = q_{np}$  ( $q_{np}$  – предельная несущая способность) в соответствии с расчетной схемой (рисунок 2.2), составит:

$$F_{\Pi} = k_{y} F_{A}, \qquad (1)$$

где  $k_y = f\left(\frac{l}{b}; h_c\right)$  – коэффициент условий работы, учитывающий пространственную работу

георешетки.

Величина активного давления грунта *F*<sub>A</sub> на вертикальную плоскость *BO* (рассматривается треугольник *BAO*) от действия нагрузки *q* определяется по зависимости:

$$F_{A} = \left(\frac{\gamma H_{np}^{2}}{2} + q_{np}H_{np}\right) tg^{2} \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c_{0}H_{np}tg\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right),$$
(2)

где *ү* – удельный вес грунта, кН/м<sup>3</sup> (тс/м<sup>3</sup>);

*Н*<sub>пр</sub> – глубина активной зоны основания при его пространственной работе, м;

- $q_{np}$  предельная несущая способность, кПа (тс/м<sup>2</sup>);
- *ф* угол внутреннего трения грунта основания;

 $c_0$  – удельное сцепление, кПа (тс/м<sup>2</sup>).

Величина пассивного давления грунта *F*<sub>п</sub> на вертикальную плоскость *BO* (рассматривается треугольник *GBO*) без укладки георешетки определяется по зависимости:

$$F_{\Pi}^{GBO} = \frac{\gamma H_{np}^2}{2} tg^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c_0 H_{np} tg \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right).$$
(3)

При укладке георешетки на глубине *h<sub>c</sub>* из работы пассивного давления исключается грунт, находящийся ниже георешетки (треугольник *FEO*), и пассивное давление грунта есть разность пассивных давлений грунта в треугольниках *GBO* и *FEO*:

$$F_{\Pi} = F_{\Pi}^{GBO} - F_{\Pi}^{FEO} \,. \tag{4}$$

При этом пассивное давление в треугольнике FEO составит:

$$F_{\Pi}^{FEO} = \frac{\gamma \hbar^2}{2} t g^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c_0 h t g \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right),$$
(5)

где  $h = H_{np} - h_c$  (рисунок 2).

Подставив зависимости (3) и (5) в (4), получим величину пассивного давления Fn:

$$F_{II} = \frac{\gamma H_{np}^2}{2} tg^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c_0 H_{np} tg \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{\gamma h^2}{2} tg^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) - 2c_0 htg \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right).$$
(6)

Условие равновесия (1) после подстановки зависимостей (2) и (6) примет следующий вид:

$$\frac{\gamma H_{np}^{2}}{2} tg^{2} \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c_{0}H_{np}tg\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{\gamma h^{2}}{2} tg^{2} \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) - 2c_{0}htg\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = k_{y} \left[ \left(\frac{\gamma H_{np}^{2}}{2} + q_{np}H_{np}\right) tg^{2} \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c_{0}H_{np}tg\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \right].$$

$$(7)$$

В результате преобразования левой части выражения (7) получим:

$$\frac{\gamma}{2}tg^{2}\left(45+\frac{\varphi}{2}\right)\left(H_{np}^{2}-h^{2}\right)+2c_{0}tg\left(45+\frac{\varphi}{2}\right)\left(H_{np}-h\right)=$$

$$=k_{y}\left[\left(\frac{\gamma H_{np}^{2}}{2}+q_{np}H_{np}\right)tg^{2}\left(45-\frac{\varphi}{2}\right)-2c_{0}H_{np}tg\left(45-\frac{\varphi}{2}\right)\right].$$
(8)

Учитывая, что  $H_{np} - h = h_c$ , выражение (8) преобразуется в:

$$\frac{\gamma}{2} \left(H_{np}^{2} - h^{2}\right) tg^{2} \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c_{0} tg \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) h_{c} = k_{y} \left[\left(\frac{\gamma H_{np}^{2}}{2} + q_{np} H_{np}\right) tg^{2} \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c_{0} H_{np} tg \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)\right].$$
(9)

Тогда величина предельной несущей способности  $q_{np}$  будет равна:

$$q_{np} = \frac{\frac{\gamma}{2} \left(H_{np}^{2} - h^{2}\right) g^{2} \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c_{0}h_{c}tg\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)}{k_{y}H_{np}tg^{2} \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)} + \frac{k_{y}H_{np}tg^{2} \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}{H_{np}tg^{2} \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)} - \frac{\gamma H_{np}^{2}}{2H_{np}}.$$
(10)

Учитывая, что  $h = H_{np} - h_c$ , после выполнения преобразований зависимость (10) окончательно примет вид:

$$q_{np} = \frac{1}{k_{y}} \frac{0.5\gamma \left(2H_{np}h_{c} - h_{c}^{2}\right) \times tg^{2} \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c_{0}h_{c}tg\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)}{H_{np}tg^{2} \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)} + \frac{2c_{0}}{tg\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)} - \frac{\gamma H_{np}}{2} \cdot \tag{11}$$

Необоснованными в зависимости (11) являются величины глубины активной зоны основания при его пространственной работе *H*<sub>пр</sub> и коэффициент условий работы *k*<sub>v</sub>.

Глубина активной зоны *Н*<sub>лл</sub> при решении плоской задачи (*I/b*≥10) определяется по зависимости (12) и зависит от угла внутреннего трения *φ* и ширины подошвы фундамента *b*:

$$H_{n\pi} = btg\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right). \tag{12}$$

В условиях решения пространственной задачи (*I/b*<10) несомненно, что величина активной зоны *H*<sub>пp</sub> будет иной. Это обусловлено тем, что при *I/b*≥10 грунт под нагрузкой будет смещаться только по плоскости меньшей стороны, а при *I/b*<10 дополнительно происходит смещение частиц грунта и по большей стороне фундамента. Следовательно, для определения глубины активной зоны *H*<sub>пp</sub> при решении пространственной задачи необходимо ввести коэффициент, учитывающий отношение сторон фундамента *I/b*.

При этом активная зона основания сложена из трех прослоек: грунт, армогрунтовая плита из георешетки и грунта заполнения ячеек и далее опять грунт. В работе Цытовича Н.А. для слоистых напластований существует понятие эквивалентного слоя грунта *h*<sub>э</sub> [19], определяемого по формуле:

$$h_{\mathfrak{I}} = A_{\mathfrak{o}const} b \,, \tag{13}$$

где *А<sub>wconst</sub>* – коэффициент эквивалентного слоя, зависящий от отношения сторон фундамента *I/b*, для жестких фундаментов;

*b* – ширина подошвы фундамента.

Напряжения в грунте при расчетах на прочность и расчетах по деформациям при всех равных условиях одинаковы. Следует предположить, что характер изменения зависимостей

$$H_{np} = btg \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) f(l/b)$$
 и  $h_{g} = bf(A_{\alpha const})$  также одинаков и будет выполняться условие:

$$\frac{H_{np}}{H_{nq}} = \frac{h_{\alpha}}{h_{\alpha}} = A_{\alpha} k_{np}, \qquad (14)$$

где *H*<sub>пр</sub> – глубина активной зоны основания при решении пространственной задачи (*α*=*l/b*<10);

*H*<sub>лл</sub> – глубина активной зоны основания при решении плоской задачи (α=l/b≥10);

 $h_{3\alpha}$  – толщина эквивалентного слоя при решении пространственной задачи ( $\alpha$ =l/b<10);

*h*<sub>э10</sub> – толщина эквивалентного слоя при решении плоской задачи (*α*=*l/b*≥10);

*k<sub>пр</sub>* – переводной коэффициент перерасчета коэффициента эквивалентного слоя для его использования в решении пространственной задачи.

Значения коэффициента эквивалентного слоя  $A_{\omega const}$  для любых прямоугольных площадей загрузки с отношением длины к ширине фундамента  $\alpha = \frac{l}{b}$  приведены Цытовичем Н.А. в таблице V.6 [19]. Также там представлен  $A_{\omega const}$  для плоской задачи, для которого согласно зависимости  $(14) = \frac{h_{s10}}{b} = 4$  ,  $k_{s20} = 1$ . Это простоски пости

(14) 
$$\frac{h_{310}}{h_{310}} = A_{oconst}k_{np} = 1$$
. Это дает возможность получить переводной коэффициент

пространственной работы *k*<sub>пр</sub>:

$$k_{np} = \frac{1}{A_{\alpha const10}},$$
(15)

где  $A_{\omega const10}$  – коэффициент эквивалентного слоя при  $\alpha = \frac{l}{b} \ge 10$  .

Полученные коэффициенты пространственной работы для мелких и пылеватых песков при коэффициенте бокового расширения  $\mu_0$ =0,25 (он же коэффициент Пуассона) [19], учитывая, что

$$k_{np} = \frac{1}{A_{axonst10}} = \frac{1}{2,38} = 0,42$$
, приведены в таблице 1.

α=l/b	коэффициент эквивалентного слоя	коэффициент пространственной работы
	A <sub>wconst</sub>	A <sub>ωconst</sub> k <sub>πp</sub>
1,0	0,99	0,42
1,5	1,21	0,51
2,0	1,37	0,58
3,0	1,62	0,68
4,0	1,81	0,76
5,0	1,94	0,82
6,0	-	
7,0	-	
8,0	-	
9,0	-	

		•							~
Таблин	1a 1	סוועסטבעצ	<b>KUJUU</b>	111110	umno i	ппост	naurma		nahomli
raomuq	u	Shuachun	ποσφφ	iyuc		ipocini	paneme	schilou	pacombi

Примечание: А<sub>wconst</sub> – значение для абсолютно жесткого фундамента.

≥10

Из зависимости (14) глубина активной зоны основания при решении пространственной задачи составит:

2,38

$$H_{np} = A_{\omega const} k_{np} H_{n\pi} \,. \tag{16}$$

1

Подставив в (16) зависимость (12), получим:

$$H_{np} = A_{\omega const} k_{np} btg(45 + \frac{\varphi}{2}).$$
<sup>(17)</sup>

При пространственной работе георешетки в коэффициенте условий работы  $k_y$ , помимо коэффициента пространственной работы  $A_{\omega const}k_{np}$ , необходимо также учесть коэффициент условий работы георешетки:

$$k_{v} = A_{\omega const} k_{np} \times k_{peuv} , \qquad (18)$$

где k<sub>pew</sub> – коэффициент условий работы георешетки, зависящий от глубины расположения h<sub>c</sub>.

Таким образом, получено теоретическое значение предельной равномерно распределенной нагрузки *q*<sub>пр</sub>.

Значение коэффициента условий работы георешетки  $k_{pew}$  для пылеватых и мелких водонасыщенных песков обосновано по результатам экспериментальных исследований [21]. Для других видов слабых грунтов необходимы дополнительные исследования.

Оптимальная глубина заложения георешетки составляет  $0,3b \le h_c < 1,0b$  [15]. На основе анализа зависимости (11) можно утверждать, что глубина заложения георешетки будет находиться в пределах  $0 < h_c < H_{np}$ . Но при  $h_c = 0 - 0,3b$  возможно смятие и разрушение ячеистой структуры георешетки [22]. При  $h_c = H_{np}$  зависимость (11) примет вид:

$$q_{np} = \frac{1}{k_{y}} \frac{0.5\gamma H_{np}^{2} tg^{2} \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c_{0} H_{np} tg \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)}{H_{np} tg^{2} \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)} + \frac{2c_{0}}{tg \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)} - \frac{\gamma H_{np}}{2}.$$
 (19)

Зависимость (19) показывает, что при  $h_c=H_{np}$  георешетка исключена из работы, и решение такой задачи сводится к известному решению Харра [20]. В соответствии с предложенным Матвеевым А.В. решением плоской задачи георешетка располагается в пределах глубины активной зоны основания, и вводится коэффициент условий работы  $k_y=h_c/H_{nn}=1$  [14]. В случае решения пространственной задачи коэффициент условий пространственной работы георешетки  $\kappa_y=A_{wconst}\kappa_{np}$ , и глубина активной зоны основания будет иной.

Таким образом, глубина заложения георешетки рассчитывается исходя из условия, что 0,3b<h\_c<H\_np.

Следует учитывать, что с увеличением *h<sub>c</sub>* существенно возрастают объемы земляных работ, что может свести выгоды от применения георешеток к минимуму. Необходимо также отметить, что при увеличении *h<sub>c</sub>* неизбежно увеличивается величина возможной осадки, что может вызвать трудности в процессе эксплуатации. Учитывая эти условия, глубина заложения георешетки *h<sub>c</sub>* 

должна быть такой, чтобы выполнялось условие  $q_{\phi} \ge \frac{q_{np}}{\gamma_n}$  ( $\gamma_n$ =1,4 – коэффициент надежности).

Выполнение этого условия обеспечит минимизацию объемов земляных работ при укладке георешетки и необходимую несущую способность.

Зная оптимальную величину *h<sub>c</sub>* и учитывая, что георешетка для обеспечения самозаанкеривания должна пересечь линию *GO* (рисунок 2), получим необходимую минимальную ширину георешетки *b<sub>c</sub>*:

$$b_c = 2\left[\left(H_{np} - h_c\right)tg\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)\right] + b.$$
<sup>(20)</sup>

Подставив значение *Н*<sub>пр</sub> (зависимость 17), получим:

$$b_c = 2tg\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)\left(A_{\omega const}k_{np}btg\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) - h_c\right) + b.$$
(21)

Длина георешетки определяется из отношения сторон фундамента *I/b*:

$$\frac{l}{b} = \frac{l_c}{b_c}, \text{ а именно } l_c = \frac{lb_c}{b}.$$
(22)

Заданные таким образом оптимальные параметры заглубления и размеров георешетки позволят минимизировать объемы земляных работ при сохранении достаточной несущей способности основания.

## Выводы

- Показано, что возможно решение пространственной задачи определения несущей способности армированного георешеткой грунта методами решения плоской задачи за счет введения коэффициентов пространственной работы.
- Предложен способ определения оптимальных параметров заглубления и площади георешетки, что позволит минимизировать объемы земляных работ при сохранении достаточной несущей способности основания.

#### Литература

- 1. Vidal H. The Principal of Reinforced Earth // Highway Research. 1969. №282. Pp. 1-16.
- Vidal H. Reinforced Earth 1972 // Annales de L'Institut du Bâtiment et de Travaux Publics. Supplement.1972. No. 299, November. Pp. 18-28.
- 3. Джоунс К. Д. Сооружения из армированного грунта. М.: Стройиздат, 1989. 281с.
- 4. Львовович Ю. М. Геосинтетические и геопластиковые материалы в дорожном строительстве. М.: Информавтодор, 2002. 74 с.
- 5. Устян Н. А. Геоконтейнеры в дорожном и гидротехническом строительстве // Инженерностроительный журнал. 2011. №4. С. 22-25.
- 6. Овчаров А. С., Золотозубов Д. Г. Определение прочностных характеристик геосинтетических материалов // Вестник Пермского государственного технического университета. Строительство и архитектура. 2011. №1. С. 54-58.
- 7. Тяпочкин А. В. Совершенствование конструктивно-технологических решений армогрунтовых насыпей с подпорными стенами. Дис. к.т.н. М.: ЦНИИС, 2011. 163 с.
- 8. Haza E., Gotteland Ph., Gourc J. P. Design method for local load on a Geosynthetic reinforced soil structure. Geotechnical and Geological Engineering. 2000. T. 18. № 4. Pp. 243-267.
- 9. Цибельман Н. Надежда и опора // Наука и жизнь. 2009. №8. С. 60-65.
- Лупачев О. Ю., Телешев В. И. Противофильтрационные элементы из геомембран. Опыт применения в гидротехническом строительстве // Инженерно-строительный журнал. 2009. №6. С. 35-43.
- 11. Шакиров Р., Юрьев С. Водохранилище Сахаби. Ликвидация фильтрации // Гидросооружения. 2007. №1. С. 16-23.
- Слепнев П. А., Щербина Е. В. Роль длительной прочности геосинтетического материала в расчетах и проектировании противоэрозионной защиты склонов // Academia. Архитектура и строительство. 2010. №3. С. 578-581.
- 13. Голубева О. С. Эффективность применения армогрунтовых конструкций в целях обеспечения геоэкологической безопасности транспортных сооружений. Дис. к.т.н. М.: Московский государственный строительный университет, 2002. 172 с.
- 14. Матвеев А. В., Великотный В. П., Комаров А. А. Теоретическое обоснование предельной несущей способности нестабилизированного земляного полотна, усиленного георешетками // Материалы II международной НТК. СПб.: ПГУПС, 2002. С. 57 – 59.
- 15. Конструкция дорожных одежд временных автомобильных дорог на слабых грунтовых основаниях. Отчет о научно-исследовательской работе. СПб.: ВИТУ, 2001. 238 с.
- 16. Бурмистрова О. Н., Пластинина Е. В., Воронина М. А. Математическая модель проектирования лесовозных автомобильных дорог с учетом климатических условий северо-западного региона // Известия Коми научного центра УрО РАН. 2011. №4. С. 79-84.
- 17. Jay T. Improving the performance of Geosynthetic materials // International Railway Journal. 2002. № 3. Pp. 34 35.
- Binquet J., Lee K. L. Bearing capacity tests on Reinforced Earth Slabs // J. Geot. Engng. Proc. ASCE. 1975. №101. Pp. 55-76.
- 19. Цытович Н. А. Механика грунтов (краткий курс). Учебник для вузов. 6-е изд. М.: Высш. школа, 2011. 272 с.
- 20. Yarr M. E. Mechanics ob particulate media: a problemisting approach. New York: 1976. 543 p.
- 21. Баданин А. Н. Методика расчета на прочность усиленных георешетками грунтовых оснований фундаментов поверхностного опирания опор военных железнодорожных мостов. Дис. к.т.н. СПб.: ВТУ ЖДВ, 2007. 124 с.
- 22. Тимофеева Л. М. Армирование грунтов (теория и практика применения). Пермь: ППИ, 1991. 478 с.

\*Андрей Николаевич Баданин, Санкт-Петербург, Россия

Тел. моб.: +7(921)659-98-76; эл. почта: chinnab@mail.ru

© Баданин А.Н., Колосов Е.С., 2012

# Численное моделирование процесса миграции влаги в зависимости от скорости промерзания грунтов

## Д.т.н., профессор С.А. Кудрявцев;

аспирант А.В. Кажарский\*,

ФГБОУ ВПО Дальневосточный государственный университет путей сообщения

Ключевые слова: численное моделирование; влажность; вечномерзлый грунт; оттаивание

Промерзание, морозное пучение и оттаивание влажного грунта являются сложными термодинамическими процессами в промерзающих основаниях. Количественная оценка деформаций грунтов, связанных с морозным пучением и оттаиванием, является одной из сложных задач геомеханики. Основной трудностью решения указанной задачи является необходимость учета изменения состояния грунтов промерзающего и оттаивающего основания и теплофизических характеристик среды в условиях нестационарного состояния. В процессе промерзания и оттаивания одновременно с изменением температурного поля имеет место миграция влаги к фронту промерзания.

При исследовании процессов промерзания, морозного пучения и оттаивания целесообразно учитывать зависимость относительной деформации морозного пучения от скорости промерзания грунтов основания, так как процесс морозного пучения в значительной степени обусловлен миграционным подсосом влаги от уровня подземных вод к фронту промерзания. Чем ниже скорость перемещения фронта промерзания, тем больше влаги переносится к фронту промерзающего основания, что вызывает значительные деформации морозного пучения промерзающего основания.

Исследования отечественных ученых (Н.А. Цытович, Я.А. Кроник, В.Ф. Киселев, Б.И. Далматов, Н.Н. Морарескул и др.) показывают, что основным процессом в промерзающих грунтах является перераспределение в них влажности вследствие миграции воды при промерзании [1, 2]. При замерзании воды в грунте изменяются характеристики грунта и его физико-механические свойства. Для анализа изменения характеристик грунта при миграции влаги во время процесса промерзания-оттаивания авторами были проведены исследования и составлены уравнения зависимости сопротивления сдвигу от влажности и от скорости промерзания.

Численное моделирование производилось в программном комплексе «FEM-models», разработанном геотехниками Санкт-Петербурга под руководством профессора В.М. Улицкого [3, 4, 5]. Составной частью «FEM-models» является программа «Termoground», которая позволяет с помощью численного моделирования в пространственной постановке исследовать процессы промерзания, морозного пучения и оттаивания в годичном цикле методом конечных элементов. Решение задачи численного моделирования процессов промерзания, морозного пучения и оттаивания проводится в два этапа. Первоначально решается теплотехническая задача, в результате которой определяются температурные и влажностные поля на каждый период времени. Вторым этапом решается задача определения напряженно-деформационного состояния грунтов основания в процессе морозного пучения и оттаивания [6].

В основу математической модели теплофизических процессов в программе «Termoground» положена модель промерзающего, оттаивающего и мерзлого грунта, предложенная Н.А. Цытовичем и Я.А. Кроником, В.Ф. Киселевым [7 – 13].

Общее уравнение, описывающее процесс промерзания-оттаивания для нестационарного теплового режима в трехмерном грунтовом пространстве, можно представить в виде следующего выражения [14-15]:

$$C_{th(f)}\rho \frac{\partial T}{\partial t} = \lambda_{th(f)} \left( \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + q_V, \qquad (1)$$

где *C*<sub>*th*(*f*)</sub> – удельная теплоемкость грунтов (мерзлого или талого), Дж/кг·К; ρ – плотность грунта, кг/м<sup>3</sup>; T – температура, K; t – время, c;  $\lambda_{th(f)}$  – теплопроводность грунтов (мерзлого или талого), Вт/м·К; x, y, z – координаты, м; q<sub>v</sub> – мощность внутренних источников тепла, Вт/м<sup>3</sup>.

При установившихся условиях поток, входящий и выходящий из элементарного объема грунта, одинаков в любое время. Левая сторона уравнения исчезает, и уравнение уменьшается до следующего выражения:

$$\lambda \left( \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + q_V = 0.$$
<sup>(2)</sup>

Функция теплоемкости состоит из двух частей. Первая часть – объемная теплоемкость грунта (талая или мерзлая), вторая часть - скрытая теплота фазовых переходов в спектре отрицательных температур, поглощенная или отданная грунтом из-за изменений фазы грунтовой воды, представленная в форме уравнения:

$$C_{th(f)} = C_{th(f)} + L_0 \frac{\partial W_W}{\partial T}, \qquad (3)$$

где С<sub>th(f)</sub> – объемная теплоемкость талого или мерзлого грунта; L<sub>0</sub>=335x10<sup>6</sup> Дж/м<sup>3</sup>=335x10<sup>3</sup> кДж/м<sup>3</sup>=8975 Btu/ft<sup>3</sup>=79760 ккал/м<sup>3</sup> – теплота фазовых превращений вода-лед:

W<sub>w</sub> – влажность незамерзшей воды.

Объемная теплоемкость C<sub>th(f)</sub> – это наклон кривой теплооборотов в талых и мерзлых зонах, как показано на рис. 1.



Рисунок 1. Функция теплооборотов грунта в процессе промерзания-оттаивания

Термин  $L_0 \frac{\partial W_w}{\partial T}$  представляет показатель изменения компоненты скрытой теплоты фазовых

переходов в спектре отрицательных температур, поглощенной или отданной грунтом из-за изменений фазы грунтовой воды (рис. 1).

Средняя влажность грунта в пределах слоя миграции в зависимости от количества миграционной влаги в зоне определяется по формуле:

$$w_{wf} = \frac{Q_{wf}}{\gamma_d},$$
(5)

где Q<sub>wf</sub> – количество миграционной влаги; ү<sub>d</sub> – удельный вес сухого грунта.

Масса миграционной влаги Q<sub>wf</sub> определяется по формуле:

$$Q_{wf} = q_{wf} \cdot A \cdot t , \qquad (6)$$

где q<sub>wf</sub> – величина интенсивности миграционного потока влаги; А – площадь сечения миграционного потока; t – время действия миграционного потока.

Ввиду того, что миграционный поток определяется в единичном объеме, удельный вес сухого грунта  $\gamma_d$  равен массе сухого грунта  $Q_d$ . Тогда приращение средней миграционной влажности за интервал времени равно:

$$\Delta W_{wf} = \frac{Q_{wf}}{Q_d}.$$
(7)

Проанализировав существующие зависимости приращения влажности  $\Delta w_1$  (д.е.) от скорости промерзания V<sub>f</sub> (м/время) в различных грунтах, С.А. Кудрявцев [16] подобрал аппроксимирующие функции разных типов грунтов на основе исследований Г.М. Фельдмана, Л.В. Чистотинова [17, 18, 19]. Средние значения аппроксимирующих функций зависимости приращения влажности  $\Delta w_1$  от скорости промерзания V<sub>f</sub> на границе фронта промерзания для различных грунтов описываются общим уравнением следующего вида:

$$\Delta W_{wf} = b \cdot \exp^{c \cdot v},\tag{8}$$

где V – скорость промерзания грунта; b, с – эмпирические коэффициенты.

По многочисленным наблюдениям за колебанием грунтовых вод на территории России с сезонным промерзанием грунтов, в годовом цикле колебания уровня грунтовых вод наблюдаются два максимума: весенний и осенний. Весенний максимум в большинстве случаев характеризует наивысшее положение уровня в годовом цикле.

При решении теплофизической задачи промерзания грунта методами численного моделирования рассматривались варианты с разным уровнем грунтовых вод и различной скоростью промерзания. Исследования выполнялись для пылеватого суглинка тугопластичной консистенции как наиболее распространенного для южных районов Дальнего Востока.

В задачах численного моделирования рассматривалась различная скорость промерзания грунта со среднемесячной температурой воздуха от -2 до -9°С, соответствующая интервалу перехода промерзающего грунта в мерзлое состояние.

Уровень грунтовых вод варьировался в интервале от 1 до 2,5 м от дневной поверхности.

При решении теплофизической задачи в один день интервал изменения был разбит на 4 части (по 6 часов). Для каждых 6 часов была задана различная температура воздуха в интервале как положительных, так и отрицательных температур. Было проведено 5 серий численного моделирования процесса промерзания с миграционным изменением влажности со среднесуточной температурой воздуха, равной:  $T_1$ =-2,08°C;  $T_2$ =-4,16°C;  $T_3$ =-4,33°C;  $T_4$ =-6,08°C;  $T_5$ =-8,75°C.

На рис. 2 представлено распределение температуры грунта в течение одного месяца на различных глубинах при различной скорости промерзания.



Рисунок 2 Распределение температуры по дням на глубине со среднесуточной температурой воздуха Т₁=−2,08°С; Т₂=−4,16°С; Т₃=−4,33°С; Т₄=−6,08°С; Т₅=−8,75°С: а) при глубине промерзания 0,6 м; б) при глубине промерзания 1.0 м

Эпюры изменения влажности грунта в зависимости от скорости промерзания представлены на рис. 3.



Рисунок 3. Эпюры изменения влажности грунта в зависимости от скорости промерзания со среднесуточной температурой воздуха:

а) Т<sub>1</sub>=-2,08°С; б) Т<sub>2</sub>=-4,16°С; в) Т<sub>3</sub>=-4,33°С; г) Т<sub>4</sub>=-6,08°С; д) Т<sub>5</sub>=-8,75°С

Зависимость изменения влажности грунта от скорости промерзания определялась по максимальной глубине промерзания за первые 30 дней с отрицательной температурой, представлена на рис. 4.





Из результатов численного моделирования изменения влажности в промерзающих грунтах в зависимости от скорости промерзания основания получена следующая зависимость:

$$W = 0.1204\ln(v) + 0.6459, \tag{9}$$

где w – влажность грунта; v – скорость промерзания, м/сутки.

Параметры прочности промерзающих грунтов определялись по результатам стабилометрических испытаний цилиндрических образцов глинистых грунтов в камере трехосного сжатия автоматизированного измерительно-вычислительного комплекса АСИС, разработанного в ООО «НПП «Геотек» [20].

Было проведено более 30 испытаний пылеватых суглинков различной консистенции из южной части Дальнего Востока. На основе результатов испытаний на сопротивление сдвигу глинистых грунтов в зависимости от влажности в значительном диапазоне ее изменения был составлен обобщенный график рассеивания. Данная зависимость позволяет количественно и качественно оценивать влияние влажности на сопротивление сдвигу и изменение напряженнодеформированного состояния оснований фундаментов зданий и сооружений [21].

На рис. 5 представлен график рассеивания изменения сопротивления сдвигу грунта от влажности.



Рисунок 5. Зависимость изменения сопротивления сдвигу грунта от влажности

Выполненные исследования позволили составить параболическое уравнение зависимости сопротивления сдвигу от влажности грунта:

$$C_{\mu} = 2,0833 \cdot e^{-0.137 \cdot w} , \qquad (10)$$

где C<sub>и</sub> – удельное сцепление грунта; w – влажность грунта.

## Выводы

1. В результате численного исследования изменения влажности в промерзающих грунтах в зависимости от скорости промерзания основания за годичный цикл установлено, что влажность увеличивается на 68%, а сопротивление сдвигу глинистого грунта снижается в 5 раз.

2. При увеличении скорости промерзания с 0.03 до 0.07 м/сутки влажность у фронта промерзания увеличивается почти на 50%.

3. На основе проведенных испытаний сопротивления сдвигу глинистых грунтов в зависимости от влажности в значительном диапазоне ее изменения был составлен обобщенный график рассеивания.

4. Разработанная методика численного моделирования процесса промерзания и оттаивания позволяет на этапе проектирования оценить воздействия сил морозного пучения, снижение прочности оснований фундаментов зданий и сооружений при промерзании и оттаивании. Это позволяет эффективно внедрять современные конструкции усиления грунтовых сооружений и их оснований с использованием современных геосинтетических материалов для снижения или исключения процессов морозного пучения и оттаивания.

#### Литература

- 1. Далматов Б. И. Воздействие морозного пучения грунтов на фундаменты сооружений. Л.: Госстройиздат, 1957. 60 с.
- Морарескул Н. Н. Исследование нормальных сил морозного пучения. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Л., 1949. 257 с.
- Ulitsky V. M., Paramonov V. N. Kudryavtsev S. A., Shashkin A. G., Shashkin K. G. Frost Heave Soil // 2nd Canadian Specialty Conference on Computer Applications in Geotechnique. April 28-30, 2002. Winnipeg, Canada. Pp. 167-171.
- Ulitsky V. M., Paramonov V. N., Kudryavtsev S. A., Shashkin K. G., Lisyuk M. B. Contemporary geotechnologies providing safe operation of railway embankments in permafrost conditions // 8th International Conference on Permafrost. Extended Abstracts, Reporting Current Research and New Informational Zurich, Switzerland, 20-25 July, 2003. Pp. 167-168.
- Ulitsky V. M., Paramonov V. N., Sakharov I. I., Kudryavtsev S. A., Shashkin K. G. Numerical modelling of migrant moisture component in ground frost heave forecast // 9th International Conference on Numerical Methods in Continuum Mechanics. University of Žilina, Slovak Republic. 9-12 th September 2003. Pp. 167-168.
- Кудрявцев С. А. Влияние миграционной влаги на процесс морозного пучения сезонно промерзающих грунтов // Реконструкция городов и геотехническое строительство. Юбилейное издание, посвященное 65-летию профессора В.М.Улицкого. Санкт-Петербург. 2003-2004. С. 233-240.
- 7. Цытович Н. А. Механика мерзлых грунтов. М.: Высш. школа, 1973. 448 с.
- 8. Кроник Я. А., Демин И. И. Расчеты температурных полей и напряженно-деформированного состояния грунтовых сооружений методом конечных элементов / МИСИ. М.: 1982. 102 с.
- 9. Цытович Н. А., Кроник Я. А., Лосева С. Г. Теплофизические свойства грунтовых смесей, используемых при строительстве плотин в условиях Крайнего Севера // Энерг. стр-во. 1979. № 4. С. 60-63.
- 10. Tsytovich N. A., Kronik J. A. Interrelationship of the principal phisicomechanical and thermophysical properties of coarse-grained frozen soil. Bochum, 1978 // Eng. Geol. 1979. № 13. Pp. 163-167.
- 11. Киселев М. Ф. Теория сжимаемости оттаивающих грунтов под давлением. Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1978. 176 с.
- 12. Comini G., Guidice Del S., Lewis R. W., Zienkiewicz O. C. Finite element solution of non-liner heat conduction problems with special reference to phase change // Int. J. Num. Meth. Engn. 1974. №8. Pp. 613-624.
- 13. Guidice Del S., Comini G., Lewis R. W. Finite element simulation of freezing process in soil // Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech. 1978. № 2. Pp. 223-235.
- 14. Фадеев А. Б. Метод конечных элементов в геомеханике. М.: Недра, 1987. 221 с.
- 15. Фадеев А. Б., Сахаров И. И., Репина П. И. Численное моделирование процессов промерзания и пучения в системе «фундамент основание» // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1994. №5. С. 6-9.
- 16. Кудрявцев С. А. Расчетно-теоретическое обоснование проектирования и строительства сооружений в условиях промерзающих пучинистых грунтов / ГОУ ВПО ПГУПС. СПб., 2004. 344 с.
- 17. Фельдман Г. М. Прогноз температурного режима грунтов и развития криогенных процессов. Новосибирск: Наука, Сиб. отд-ние, 1977. 190 с.
- 18. Чистотинов Л. В. Миграция влаги в промерзающих неводонасыщенных грунтах. М.: Наука, 1973. 144 с.
- 19. Гречищев С. Е., Чистотинов Л. В., Шур Ю. Л. Криогенные физико-геологические процессы и их прогноз. М.: Недра, 1980. 384 с.
- 20. Болдырев Г. Г. Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса: монография / ПГУАС. Пенза, 2008. 696 с.
- 21. Кудрявцев С. А., Кажарский А. В., Шишкина К. М., Бахарев В. И. Исследование изменения прочностных грунтов свойств грунтов от влажности в стабилометре при оттаивании // Научнотехнические проблемы транспорта, промышленности и образования. Труды Всероссийской научнопрактической конференции. 21-23 апреля 2010. В 6 т.;. под ред. О.Л. Рудых. . Т. 2. Хабаровск: Издво ДВГУПС, 2010. С. 62-65.
- 22. ГОСТ 12248-96 Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости / Минстрой РФ. 1996. 126 с.
- 23. ГОСТ 5180-84. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик / Госстрой СССР. 1984 г. 38 с.

Сергей Анатольевич Кудрявцев, г. Хабаровск, Россия Тел. моб.: +7(924)208-28-29; эл. почта: kudr@festu.khv.ru

© Кудрявцев С.А., Кажарский А.В., 2012

## О дополнительных требованиях, предъявляемых к защитнофильтрующим материалам закрытых дренажей при заложении их в зоне сезонного промерзания грунтов

Д.т.н., профессор В. И. Штыков; к.т.н., доцент А. Б. Пономарев\*,

ФГБОУ ВПО Петербургский государственный университет путей сообщения

#### Ключевые слова: геотекстиль; дренаж; сезонное промерзание; фильтрация

Исследования, выполненные в разные годы [1, 2, 3, 4, 6], показали, что при соблюдении определённых условий дренаж может закладываться в зону сезонного промерзания и при этом эффективно действовать и в весенний период. Для этого, прежде всего, необходимо, чтобы материал засыпки закрытых дренажей сохранял фильтрационную способность в мёрзлом состоянии.

Это достигается только в том случае, если роль защитно-фильтрующего материала выполняет хорошо фильтрующая засыпка в виде объёмного фильтра. При этом дренаж начинает эффективно действовать, как только глубина оттаивания достигает верха объёмного фильтра. В статье [7] представлены результаты определений льдистости и влажности минеральных прослоев и агрегатов для многолетнемерзлых грунтов, характеризующихся микро-, тонкошлировыми и микро-, частослоистыми или микро-, мелкосетчатыми криогенными текстурами. Если же в качестве засыпки закрытого дренажа применяются суффозионные пески или песчано-гравийные смеси, то для предотвращения заиления дренажа применяются рулонные защитно-фильтрующие материалы из геотекстилей. В настоящее время известно огромное количество геотекстилей и разрабатываются всё новые марки [8, 9]. При этом фильтрующие свойства геотекстилей даже без промерзания зависят от ряда факторов. Например, от давления грунта, растягивающих напряжений в геотекстили в плане фильтрации также препятствуют капиллярному поднятию влаги [15]. Хорошо изучено внутреннее строение геотекстиля, характеристики его пористости [16].

В настоящее время накоплен уже большой опыт эксплуатации геотекстиля в конструкции железнодорожных путей. Эксплуатационные наблюдения за геотекстилями на железной дороге показали, что недостаточная фильтрация может приводить к деформациям земляного полотна, которые вызываются его переувлажнением [17, 18]. Некоторые подходы к оценке фильтрационных свойств геотекстилей, применяемых в конструкции железнодорожного пути, приводятся в статье [5].

Однако вопрос фильтрации геотекстиля в мёрзлом состоянии, когда внутри этого материала замерзает вода, удерживаемая волокнами и не имеющая возможности стечь под действием гравитации, в литературе освещён недостаточно. Между тем, разработка требований к водопроницаемости геотекстильного материала в мёрзлом состоянии необходима.

В осеннее-зимний период оттепели сменяются морозами, и после свободного стекания воды из геотекстиля часть ее под действием силы тяжести всё ещё остаётся в порах материала, и в случае промерзания она превращается в лёд.

Способность геотекстиля, насыщенного до полной влагоёмкости, отдавать часть воды путём свободного стекания её под действием силы тяжести, называется водоотдачей. Водоотдача характеризуется коэффициентом гравитационной водоотдачи, выражаемым в долях от единицы. Водоотдача определяется лабораторными методами.

Зная влажность геотекстиля, можно определить объёмную льдистость после замерзания внутрипоровой влаги по следующей формуле:

$$i_0 = \frac{\rho_{\Gamma} \cdot W}{\rho_{\pi}},\tag{1}$$

где  $\rho_{\rm r}$  – плотность геотекстиля, г/см<sup>3</sup>;

W-влажность геотекстиля по массе, в долях;

ρ<sub>л</sub> – плотность льда, равная 0,917 г/см<sup>3</sup>.

Объёмную льдистость  $i_0$  можно вычислить также и по формуле, в которую входит коэффициент водоотдачи:

$$\dot{i}_0 = \frac{(n-\mu) \cdot \rho_{\rm B}}{\rho_{\rm A}},\tag{2}$$

где *n* – пористость геотекстиля; *µ* – коэффициент водоотдачи;

 $\rho_{_{\rm B}}$  - плотность воды, г/см $^3$ .

Однако геотекстиль станет водонепроницаемым при величине льдистости, меньшей пористости. Это обусловлено следующими обстоятельствами. Примем, что геотекстиль состоит из нескольких слоёв, волокна в каждом из которых располагаются по отношению к волокнам смежных слоёв под углом 90°. Расчётная схема представлена на рис. 1.

Коэффициент фильтрации и расчётная величина диаметра фильтрационного хода геотекстильного материала в талом состоянии определяется по формулам (3), (4) [5]:



Рисунок 1. Расчётная схема геотекстиля. Вид сверху

$$K = \frac{n \cdot g \cdot d_p^2}{2 \cdot \pi^2 \cdot \nu} \left( \frac{1}{\sqrt{1 - n}} - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \right)^2, \tag{3}$$
$$d_u = 2 \cdot d_p \left( \frac{1}{\sqrt{1 - n}} - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \right), \tag{4}$$

где *g* – ускорение свободного падения; *d*<sub>p</sub> – диаметр волокна; v – кинематический коэффициент вязкости воды.

Как следует из экспериментальных данных по определению коэффициента водоотдачи геотекстильных материалов, последние обладают смачиваемостью. Следовательно, влага распределяется равномерно по поверхности волокон, и после её замерзания произойдёт увеличение диаметров волокон. Как это следует из рисунка 2, с увеличением диаметра промороженного волокна, геотекстильный материал становится водонепроницаемым, несмотря на то, что эффективная пористость не равна нулю. Определим величину этой пористости. Допустим, что рассматриваемый образец геоматериала имеет N волокон в слоях, идущих в одном направлении, и столько же в направлении, перпендикулярном слою, расположенному выше или ниже рассматриваемого, и имеет A слоёв.



Рисунок 2. Фильтрационная схема геотекстиля в промороженном состоянии (в момент прекращения фильтрации из-за обрастания волокон льдом): 1 – волокна геотекстиля; 2 – лёд

$$F_{\text{obp}} = N \cdot d_p^{\prime} \cdot N \cdot d_p^{\prime} = N^2 \cdot \left(d_p^{\prime}\right)^2.$$
(5)

Соответственно, объём образца составит:

$$W_{\text{obp}} = F_{\text{obp}} \cdot A \cdot d_p^{\prime} = N^2 \cdot A \cdot \left(d_p^{\prime}\right)^3.$$
(6)

Объём нефильтрующих пор в образце определяется зависимостью (7):

$$W_{\rm nop} = N^2 \cdot A \cdot \left( d_p^{\prime} \right)^3 \cdot \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right). \tag{7}$$

Отнеся объём пор к объёму образца, получим значение пористости, при которой образец становится водонепроницаемым в мёрзлом состоянии, так как в направлении, перпендикулярном фильтрационному потоку, в каждом из слоёв, как это следует из рис. 2, утолщённые из-за намерзания на них льда волокна будут плотно примыкать друг к другу.

$$n' = \frac{W_{\text{nop}}}{W_{\text{obp}}} = \frac{N^2 \cdot A \cdot \left(d_p^{\prime}\right)^3 \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)}{N^2 \cdot A \cdot \left(d_p^{\prime}\right)^3} = 1 - \frac{\pi}{4} = 0,215.$$
(8)

Определим влажность образца по массе, при которой ледяные оболочки сомкнутся и образец станет водонепроницаемым в направлении, перпендикулярном плоскостям расположения волокон, а также величину диаметра волокна, покрытого льдом  $d'_p$ . В одном ряду у нас находится N волокон, а длина каждого из волокон, покрытых льдом,  $N \cdot d'_p$ . По принятому нами условию геотекстильный материал состоит из A рядов. Масса рассматриваемого образца в сухом состоянии будет равна:

$$M_{o\delta p} = W_{o\delta p} \cdot \rho_{z} = N^{2} \cdot A \cdot \left(d_{p}^{\prime}\right)^{3} \cdot \rho_{z}, \qquad (9)$$

где  $\rho_{_{2}}$  – плотность геотекстильного материала в сухом состоянии, г/см<sup>3</sup>.

Масса воды в виде льда в образце определяется по следующей зависимости:

$$M_{\rm воды} = W_{\rm m} \cdot \rho_{\rm m} = \frac{\pi}{4} \left[ \left( d_{\rm p}^{\,\prime} \right)^2 - d_{\rm p}^2 \right] N^2 d_{\rm p}^{\,\prime} K \rho_{\rm m}, \qquad (10)$$

где  $W_{\pi}$  – объём льда в образце, см<sup>3</sup>;

 $\rho_{\pi}$  – плотность льда, равная 0,917 г/см<sup>3</sup>.

Влажность образца по массе, отнесённая к массе образца в сухом состоянии Wм, определится зависимостью (11):

$$W_{\rm M} = \frac{M_{\rm BO,HI}}{M_{o \delta p}} = \frac{\frac{\pi}{4} \left[ \left( d_{p}^{\prime} \right)^{2} - d_{p}^{2} \right] \rho_{\pi}}{\left( d_{p}^{\prime} \right)^{2} \cdot \rho_{z}}.$$
 (11)

Зная влажность геотекстильного материала, можно определить объёмную льдистость *i*<sub>0</sub>, соответствующую этой влажности:

$$i_{0} = W_{\rm M} \cdot \frac{\rho_{\rm c}}{\rho_{\rm d}} = \frac{\frac{\pi}{4} \left[ \left( d_{p}^{\,\prime} \right)^{2} \cdot d_{p}^{\,2} \right] \rho_{\rm d}}{\left( d_{p}^{\,\prime} \right)^{2} \cdot \rho_{\rm c}} \cdot \frac{\rho_{\rm c}}{\rho_{\rm d}} = \frac{\frac{\pi}{4} \left[ \left( d_{p}^{\,\prime} \right)^{2} - d_{p}^{\,2} \right]}{\left( d_{p}^{\,\prime} \right)^{2}}.$$
(12)

Так как водопроницаемость в рассматриваемом случае равна нулю, то и эффективная пористость *n*<sub>э</sub> также равна нулю, то есть:

$$n_{\rm p} = n - i_0 - 0.215 = 0. \tag{13}$$

Откуда *i*<sub>0</sub> = *n* – 0,215 = 0, или:

$$\frac{\frac{\pi}{4}\left[\left(d_{p}^{\prime}\right)^{2}-d_{p}^{2}\right]}{\left(d_{p}^{\prime}\right)^{2}}=n-0,215.$$
(14)

Из соотношения (14) получаем, что

$$d_{p}^{\prime} = \frac{d_{p}}{\sqrt{1 - \frac{4(n - 0, 215)}{\pi}}}.$$
(15)

Таким образом, если

$$W_{\rm M} \geq \frac{\frac{\pi}{4} \left[ \left( d_p^{\prime} \right)^2 - d_p^2 \right] \rho_{\pi}}{\left( d_p^{\prime} \right)^2 \cdot \rho_{\epsilon}}, \qquad (16)$$

то геотекстильный материал становится водонепроницаемым.

При  $0 < W_{_{\rm M}} < \frac{\frac{\pi}{4} \left[ \left( d_{_p}^{\,\prime} \right)^2 - d_{_p}^2 \right] \rho_{_{\pi}}}{\left( d_{_p}^{\,\prime} \right)^2 \cdot \rho_{_e}}$  геотекстильный материал способен пропускать воду,

находясь в мёрзлом состоянии. Причём эффективная пористость с увеличением влажности (льдистости) уменьшается, а диаметр волокон, покрытых слоем льда, увеличивается. Учитывая, что геотекстильные материалы имеют различную пористость и диаметр волокон, а также то, что результаты вычисления по формуле (3) согласуются с экспериментальными данными, принимаем, что формула действительна и для геотекстильных материалов в мёрзлом состоянии. В этом случае она будет иметь следующий вид:

$$K = \frac{n_{\circ} \cdot g \cdot \left(d_{p}^{\prime}\right)^{2}}{2 \cdot \pi^{2} \cdot \nu} \left(\frac{1}{\sqrt{1 - n_{\circ}}} - \frac{1}{\sqrt{\pi}}\right)^{2}.$$
(17)

Формула действительна при льдистости, соответствующей влажности, находящейся в

пределах  $0 < W_{_{\rm M}} < \frac{\frac{\pi}{4} \left[ \left( d_{_p}^{/} \right)^2 - d_{_p}^2 \right] \rho_{_{\pi}}}{\left( d_{_p}^{/} \right)^2 \cdot \rho_{_{\mathcal{C}}}}.$ 

Величина n<sub>э</sub> определяется по зависимости (18):

$$n_{\mathfrak{g}} = n - \frac{W_{\mathfrak{g}} \cdot \rho_{\mathfrak{g}}}{\rho_{\mathfrak{g}}} = n - i_0.$$
<sup>(18)</sup>

Как уже говорилось выше, при промерзании изменяется и диаметр волокон из-за намерзания вокруг волокон геотекстиля льда. Однако ледяные оболочки уже не будут соприкасаться между собой по всей длине волокон. Определим, чему будет равен диаметр волокон, покрытых льдом,  $d'_p$  при известной влажности  $W_{\rm M}$ . Для этого воспользуемся зависимостью (11) и получим из неё формулу для определения  $d'_p$  при заданной исходной влажности. После небольших преобразований получим:

$$d'_{p} = \frac{d_{p}}{\sqrt{1 - \frac{4 \cdot W_{M} \cdot \rho_{e}}{\pi \cdot \rho_{a}}}}.$$
(19)

Представляет также интерес зависимость для определения коэффициента фильтрации геотекстильного материала в мёрзлом состоянии, выраженная через коэффициент фильтрации этого же геотекстильного материала в талом состоянии.

Составим отношение  $K_{\rm M}/K_{\rm T}$ , воспользовавшись формулами (3) и (17):

$$\frac{K_{M}}{K_{T}} = \frac{\frac{n \cdot g \cdot d_{p}^{2}}{2 \cdot \pi^{2} \cdot \nu} \left(\frac{1}{\sqrt{1 - n}} - \frac{1}{\sqrt{\pi}}\right)^{2}}{\frac{n_{s} \cdot g \cdot \left(d_{p}^{\prime}\right)^{2}}{2 \cdot \pi^{2} \cdot \nu} \left(\frac{1}{\sqrt{1 - n_{s}}} - \frac{1}{\sqrt{\pi}}\right)^{2}}.$$
(20)

После незначительных преобразований получим следующую зависимость:

$$K_{_{M}} = K_{_{T}} \cdot \frac{n_{_{9}} \left(\sqrt{\pi} - \sqrt{1 - n_{_{9}}}\right)^{2} (1 - n)}{n \left(\sqrt{\pi} - \sqrt{1 - n}\right)^{2} (1 - n_{_{9}})} \cdot \frac{\left(d_{_{p}}^{\vee}\right)^{2}}{d_{_{p}}^{2}},$$
(21)

где  $n_{\mathfrak{g}} = n - \frac{W_{\mathfrak{g}} \cdot \rho_{\mathfrak{g}}}{\rho_{\mathfrak{g}}}; d_{\mathfrak{g}}^{\dagger} = \frac{d_{\mathfrak{g}}}{\sqrt{1 - \frac{4 \cdot W_{\mathfrak{g}} \cdot \rho_{\mathfrak{g}}}{\pi \cdot \rho_{\mathfrak{g}}}}}.$ 

Влажность геотекстильного материала, а следовательно, и льдистость, зависят от коэффициента водоотдачи.

Влияние коэффициента водоотдачи на изменение фильтрационных свойств геотекстилей в мёрзлом состоянии представлено в таблице, из которой следует: чем больше коэффициент водоотдачи материала, тем больше и его коэффициент фильтрации в мёрзлом состоянии.

Таблица 1. Зависимость коэффициента фильтрации геотекстильных материалов в мёрзлом состоянии от коэффициента водоотдачи

№ п/п	Марка геотекстиля	Коэффициент водоотдачи µ,	Эффективная пористость <i>п</i> ₃,	Коэффициент фильтрации в зависим от состояния геотекстиля, м/сут	
		в долях	в долях	в талом ( <i>К</i> т)	в мёрзлом ( <i>К</i> <sub>м</sub> )
1	Polyfelt TS-10	0,01	0,00	227	0,00
2	Polyfelt TS-20	0,35	0,30	253	79
3	Polyfelt TS-30	0,68	0,67	283	121
4	Polyfelt TS-60	0,37	0,33	193	27
5	Typar SF-27	0,63	0,53	123	45
6	Typar SF-40	0,49	0,49	44	20
7	Пинема	0,78	0,77	210	84

В Петербургском государственном университете путей сообщения для укладки в путь в качестве разделительного слоя рекомендуют применять геотекстильные материалы с коэффициентом водоотдачи, определённым в лабораторных условиях (при температуре 20°С), равным не менее 0,65. При этом в период снеготаяния геотекстиль, находясь в мёрзлом состоянии, будет способствовать отведению влаги из зоны основной площадки земляного полотна.

Когда геотекстиль, уложенный на основную площадку в мёрзлом состоянии, теряет способность фильтровать, при высоком уровне грунтовых вод в зимний период происходит миграция влаги к фронту промерзания, которую прервёт геотекстиль. В этом случае под последним возможно образование значительных по объёму прослоек льда. Места льдообразования могут стать опасными с точки зрения нарушения геометрии рельсовой колеи.

В случае дренажа требование к коэффициенту водоотдачи должно соответствовать требованиям к коэффициенту фильтрации геотекстильных материалов, исходя из максимально возможной приточности по оттаявшему пахотному слою к дренажу в ранневесенний период. При этом притекающий расход будет зависеть от мощности пахотного слоя *h*<sub>п</sub> и его коэффициента фильтрации в талом состоянии *K*<sub>п</sub>, который может быть определён по формуле Слихтера [6]:

$$q = 1,48 \cdot K_{\Pi} \cdot h_{\Pi}. \tag{22}$$

Этот же расход должен беспрепятственно пройти в дрену через защитно-фильтрующий материал из геотекстиля, находящийся в мёрзлом состоянии.

Принимая, что при полностью насыщенном водой пахотном слое поступающий через слой защитно-фильтрующего материала расход *q* пропускается с градиентом напора, равным единице, получаем зависимость, по которой можно определить коэффициент фильтрации геотекстильного материала в мёрзлом состоянии:

$$K_{\rm M} \ge \frac{1.48K_{\rm m} \cdot h_{\rm m}}{\pi \cdot d} \,, \tag{23}$$

где *К*<sub>м</sub> – коэффициент фильтрации геотекстильного материала;

*d* – внешний диаметр дренажной трубы с учётом толщины и количества слоёв защитнофильтрующего материала из геотекстиля.

Зная величину *K*<sub>м</sub>, используя зависимости (2), (17), (18) и (19), мы можем определить коэффициент водоотдачи µ, которым должен обладать геотекстильный материал. Величина коэффициента водоотдачи определяется в лабораторных условиях по методике, разработанной в Петербургском государственном университете путей сообщения.

## Выводы

1. Исходя из принятой фильтрационной расчётной схемы геотекстильных материалов получены зависимости для определения величин влажности *W*<sub>м</sub> (льдистости *i*<sub>0</sub>) и диаметра волокон, покрытых льдом *d*<sub>p</sub>', при которых геотекстиль становится водонепроницаемым в направлении, совпадающем с фильтрационным потоком.

2. Получены расчётные зависимости, позволяющие определять коэффициент фильтрации геотекстиля в мёрзлом состоянии в функции от его льдистости (влажности перед промерзанием), диаметра волокна и пористости, а также через коэффициент фильтрации этого же геотекстильного материала в талом состоянии.

3. Получена зависимость для определения допустимой величины коэффициента фильтрации геотекстильного материала в мёрзлом состоянии в зависимости от фильтрационных свойств и мощности пахотного слоя, а также диаметра дрен, зная которую, можно установить величину коэффициента водоотдачи, которой должен обладать требуемый геотекстильный материал.

#### Литература

- 1. Штыков В. И. Методические указания по проектированию засыпок закрытых дренажей в зоне сезонного промерзания. Л.: СевНИИГиМ, 1980. 35 с.
- 2. Штыков В. И. О минимальных величинах слоя фильтрующей засыпки дрен // Доклады РАСХН. 1996. № 3. С. 37-41.
- 3. Штыков В. И. Закрытый дренаж в условиях глубокого промерзания почв. // Мелиорация и водное хозяйство. 1995. № 3. С. 28-30.
- 4. Штыков В. И. Дренажная фильтрующая засыпка. Мелиоративная энциклопедия, т. 1. М.: Росинформагротех, 2003. 464 с.
- 5. Блажко Л. С., Штыков В. И., Пономарёв А. Б., Бушуев М. В. Геотекстильные материалы в зоне промерзания // Путь и путевое хозяйство. 2006. № 9. С. 32-34.
- Писарьков Х. А. Анализ действия осушительных систем на минеральных почвах // Сборник научных трудов СевНИИГиМ. Вып. ХХ. Л.: 1963. С. 28-71.
- 7. Конченко Л. А. Аппроксимация показателей льдистости и влажности многолетнемерзлых пород с использованием модели регрессии // Криосфера Земли. 2007. Том XI. С. 40-48.
- 8. Олевский В. А. Новые отечественные гидроизоляционные и геотекстильные материалы // Строительные материалы. 2004. №5. С. 40-41.
- 9. Jay T. Геосинтетические материалы с улучшенными функциональными характеристиками // Железные дороги мира. 2003. №2. С. 65-66.
- Назарова Ю. В., Тюменев Ю. Я., Мухамеджанов Г. К. Влияние давления на характеристики строения нетканых материалов для дорожного строительства // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2008. №6. С. 55-57.
- 11. Palmeira Ennio M., Tatto Janaina, Araujo Gregorio L.S. Sagging and filtration behaviour of nonwoven geotextiles overlying different bedding materials // Geotextiles & Geomembranes. 2012. Vol. 31. Pp. 1-14.
- 12. Hong Yung-Shan, Wu Cho-Sen. Filtration behaviour of soil-nonwoven geotextile combinations subjected to various loads // Geotextiles & Geomembranes. 2011. Vol. 29, Issue 2. Pp. 102-115.
- Raisinghani D. V., Viswanadham B. V. S. Evaluation of permeability characteristics of a geosyntheticreinforced soil through laboratory tests // Geotextiles & Geomembranes. 2010. Vol. 28, Issue 6. Pp. 579-588.
- 14. Dedov A. Compression characteristics of needlepunch materials // Fibre Chemistry. 2006. Vol. 38, Issue 2. Pp. 147-150.
- McInnes Kevin J., Thomas James C. Passive Control of Downslope Capillary Wicking of Water in Sandbased Root Zones // HortScience. 2012. Vol. 47, Issue 2. Pp. 275-279.
- Rawal Amit, Saraswat Harshvardhan. Pore size distribution of hybrid nonwoven geotextiles // Geotextiles & Geomembranes. 2011. Vol. 29, Issue 3. Pp. 363-367.
- 17. Крисмер С., Ричардсон Г. Эксплуатационные испытания геотекстиля в США // Железные дороги мира. 1988. № 4. С. 56-60.
- 18. Giraud J. P. Применение геотекстиля в конструкции железнодорожного пути // Железные дороги мира. 1980. № 3. С. 31-35.

\* Андрей Борисович Пономарёв, Санкт-Петербург, Россия

Тел. раб.: +7(812)310-50-55; эл. почта: pol1nom@yandex.ru

© Штыков В.И., Пономарев А.Б., 2012

# Оценка характеристик дренажного стока с селитебных и производственных территорий Северо-Запада России

#### К.т.н., доцент, старший научный сотрудник Ю.А. Канцибер\*; д.т.н., профессор В.И. Штыков, ФГБОУ ВПО Петербургский государственный университет путей сообщения

**Ключевые слова**: селитебные и производственные территории; дренажный сток; гидрологические характеристики; водный баланс; аналитический метод

К основным гидрологическим характеристикам систем водоотведения, предназначенным для сбора, отведения и очистки поверхностных, дренажных, бытовых и производственных сточных вод, относят расчетные расходы и объемы стока воды с застраиваемых или застроенных селитебных и производственных территорий (3T), в том числе с объектов железных и автомобильных дорог. Они необходимы:

- для обоснования конструкций и параметров ливневой, бытовой и производственной канализации, дренажной сети, очистных сооружений при новом строительстве и реконструкции;
- при проведении водохозяйственных балансовых расчетов по учету объемов сбросных вод;
- для оценки предельно допустимых сбросов воды в реки-водоприемники и необходимой степени очистки стока воды с 3Т;
- при разработке проектов нормативов допустимых сбросов сточных вод и платы за них различными водопользователями.

Методы и способы расчетов гидрологических характеристик систем водоотведения основаны на действующих нормативно-методических документах [1-6], в которых при расчетах дренажного стока недостаточно учитываются особенности климата, грунтов ЗТ, конструкций и параметров систем водоотвеления, данные гидрологических и гидрогеологических наблюдений и др. [7-12 и др.]. Необходимость их уточнения не вызывает сомнения, что требует проведения дополнительных исследований, основанных, прежде всего, на обобщении имеющихся материалов, использовании простых и адекватных расчетных зависимостей характеристик дренажного стока от определяющих факторов. В этом заключалась постановка задачи данной работы.

Как известно, дренаж на селитебных и производственных застраиваемых или застроенных территориях должен обеспечивать благоприятный (оптимальный) водный режим в верхнем слое грунтов с понижением уровня грунтовых вод (УГВ) до нормы осушения, которая зависит от типа грунтов и величины заглубления оснований сооружений [5]. Продолжительность достижения нормы осушения от естественных отметок УГВ, наблюдаемых до строительства, т.е. так называемое «время стабилизации УГВ», составляет в среднем 50...200 сут. После этого наибольший приток воды к дренам будет наблюдаться при подъеме УГВ выше глубины заложения дренажа (как правило, не более чем на 0.1...0.5 м), что имеет место исключительно во влажные периоды года (весна, поздняя осень) в основном в течение непродолжительного времени (до 20...40 сут). Причем выше нормы осушения грунтовые воды могут подниматься только в очень влажные годы, которые повторяются реже принятой расчетной повторяемости. Модуль дренажного стока в среднем не превышает 0,2 л/(с\*га). При интенсивном подпитывании дренажа напорными водами из нижележащих водоносных пластов дренажный сток может возрасти в 1,5...2 раза и более [6, 13].

При удовлетворительном качестве дренажных вод, стекающих с 3T, они отводятся, в основном, по собственному коллектору в водный объект. При необходимости очистки они могут быть отведены в главный коллектор для всех видов сточных вод или же отведены самостоятельно по собственному коллектору на очистные сооружения.

Канцибер Ю.А., Штыков В.И. Оценка характеристик дренажного стока с селитебных и производственных территорий Северо-Запада России

Процессы формирования дренажного стока, поступающего из грунтов ЗТ в дрены, зависят от различных природных и техногенных факторов: осадков, температуры и влажности воздуха, типа водного питания, свойств грунтов, конструкций и параметров дренажа, сооружений и др.

Для изучения этих процессов должны проводиться многолетние систематические наблюдения за дренажным стоком и уровнем грунтовых вод (мониторинг) на дренируемых территориях. Данные таких наблюдений позволяют оценить эффективность действия дренажа с целью установления необходимости его ремонта или реконструкции, а также определить расчетные характеристики расходов и объемов дренажного стока с 3T, которые могут быть использованы при проектировании дренажа и очистных сооружений на аналогичных территориях.

В настоящее время систематические наблюдения за дренажным стоком на селитебных и производственных территориях РФ практически не проводятся. Поэтому, при отсутствии или при наличии результатов только кратковременных наблюдений на отдельных дренажных системах, для определения расчетных характеристик дренажного стока с ЗТ могут быть использованы воднобалансовый или аналитический расчетные методы, а также метод аналогий и обобщений.

Воднобалансовый метод основан на решении уравнения водного баланса грунтов ЗТ относительно объемов дренажного стока за сутки, месяц, сезон или год [13-19]. Большие погрешности определения (свыше 20...30 %) его составляющих: испарения, впитывания и инфильтрации осадков, а также уровня подземных вод, – ограничивают возможности применения этого метода в настоящее время.

Аналитический метод предполагает использование закономерностей фильтрации воды в грунтах, многолетних данных наблюдений за уровнем подземных вод на застроенной территории, параметрами водоносного пласта и его водопроводимостью [13,18]. При наличии этой информации он дает достаточно точные результаты расчетов дренажного стока. Однако неоднородность гидрогеологических условий ЗТ также ограничивает возможность применения аналитического метода для определения характеристик дренажного стока.

Метод аналогий и обобщений основан на использовании фактических данных наблюдений за дренажным стоком. Они показывают, что на 3T атмосферного типа водного питания (инфильтрационными водами атмосферных осадков) дренажный сток наблюдается в основном из дренажных систем, заложенных на «открытых» территориях с водопроницаемой поверхностью: парки, сады, скверы, газоны, спортивные площадки, кладбища и пр. Как известно, протяженность дренажа (закрытый дренаж, каналы) на этих территориях составляет в среднем 100...300 м на 1 га (м/га), а с учетом дренирующих коммуникаций, проходящих по ним, она достигают 200...350 м/га [6].

На «закрытых» площадях ЗТ инфильтрационные воды от выпадающих осадков только в небольших объемах поступают в закрытый дренаж. Поэтому он является наиболее эффективным для защиты от подтопления жилых и производственных зданий и сооружений, располагающихся преимущественно в грунтах, переувлажняемых грунтовыми и грунтово-напорными водами, поступающими как с прилегающей территории, так и снизу из напорного водоносного слоя.

Кроме инфильтрационных, грунтовых и грунтово-напорных вод в дренаж, как известно, поступает дополнительный приток, обусловленный неизбежными потерями воды из водонесущих коммуникаций, проложенных на ЗТ.

Выбор конструкции системы водоотведения и определение её параметров в каждом конкретном случае зависит от принятой величины *расчетной интенсивности притока* (приточности) воды к укладываемым в грунт дренам. Под ней в фильтрационных расчетах дренажа [3, 6, 13, 14] понимается средняя за период осушения интенсивность питания грунтовых вод или верховодки при понижении их уровня до нормы осушения.

В соответствии с воднобалансовым методом [13, 14] интенсивность притока воды к дренажу на ЗТ (м/сут) в общем виде можно представить в виде суммы интенсивностей инфильтрационного (ω<sub>φ</sub>), бокового (ω<sub>б</sub>), восходящего (ω<sub>в</sub>) и дополнительного (ω<sub>д</sub>) притоков воды, т.е.:

$$\omega = \omega_{d} + \omega_{\delta} + \omega_{e} + \omega_{d}. \tag{1}$$

инфильтрационного Среднесуточная интенсивность притока воды зависит от продолжительности периода осушения, интенсивности выпадения осадков (Х) и испарения (Е) в этот период, а также водоаккумулирующей емкости грунтов зоны аэрации [13, 14, 19]. При этом в соответствии с методом предельных состояний [20] с определенным запасом в расчетах можно принять, что перед выпадением осадков УГВ находился на отметке нормы осушения, а водоаккумулирующая емкость была равна нулю. Таким образом, разность интенсивности осадков и испарения за период осушения, т.е. (Х-Е), характеризует максимальную интенсивность инфильтрационного притока воды к дренажу. В табл. 1 приведены обобщенные для Северо-Западной зоны Российской Федерации (СЗ РФ) величины (Х-Е), рассчитанные по данным [21, 22]. Если допустить более близкую к реальным условиям ситуацию, когда перед выпадением интенсивных осадков расчетной обеспеченности УГВ располагался на отметке глубины заложения дренажа, то приведенные в табл. 1 величины следует уменьшить примерно на 20...30%.

Период осушения (t), в течение которого при выпадении интенсивных осадков расчетной обеспеченности на 3T должен быть вновь сформирован благоприятный (оптимальный) водный режим верхнего слоя грунтов с понижением УГВ до нормы осушения, изменяется в зависимости от характера использования территории от 1 до 10 сут [14].

Как известно, гидрологические характеристики (ГХ) стока воды, используемые при проектировании гидротехнических сооружений, включая системы водоотведения, определяются с заданной расчетной обеспеченностью или ежегодной вероятностью превышения. Согласно СП [2] под обеспеченностью ГХ понимают вероятность превышения рассматриваемого значения ГХ среди совокупности (статистического ряда) всех возможных или наблюденных значений ГХ. Расчетная обеспеченность ГХ (р%) принимается по отраслевым нормативам в зависимости от задачи расчетов, типа ГХ, характера использования территории, класса капитальности гидротехнических сооружений (категории дороги) или устанавливается на основании результатов технико-экономических расчетов. Она изменяется от 0,01 до 99,9%.

При расчетах ливневой канализации и очистных сооружений на 3Т вместо расчетной обеспеченности ГХ принимается *период однократного превышения* (повторяемость) расчетной интенсивности дождя (Р, год), что обусловлено многократностью выпадения осадков в теплый период года. Так, период Р (год) в расчетах ливневой канализации назначается согласно СНиП [1] в пределах от 0,33 до 5 лет (для СЗ РФ). При определении расчетного расхода дождевого стока, подлежащего очистке, период однократного превышения предельного (расчетного) дождя принимается в пределах Р = 0,05...0,1 года, что обеспечивает отведение на очистку не менее 70% объема сточных вод [23].

На «закрытых» площадях ЗТ с существенно ограниченной инфильтрацией осадков можно приближенно принять  $\omega_{\phi(3)} = \beta^* . \omega_{\phi(0)}$  где  $\beta - доля$  «водопроницаемой» (открытой) поверхности, всегда имеющейся на «закрытой» площади ЗТ; принимается по исполнительной документации, планам застройки и др. Для «старых» городских районов и производственных площадок ориентировочно  $\beta = 0, 1...0, 2$ , для жилых районов (новостроек) – 0, 4...0.6.

Интенсивность бокового притока грунтовых вод с прилегающей к ЗТ площади приближенно вычисляется по формуле [13,14]:

$$\omega_{\tilde{o}} = K * I \,, \tag{2}$$

где К – коэффициент фильтрации грунтов водоносного пласта на прилегающей территории, м/сут; I – средний уклон грунтовых вод в водоносном пласте на территории, прилегающей к ЗТ.

	Таблица	1. Максималы	ная интенсивност	ь инфильт	рационного	притока	воды	К
дрен	ажу (Х-Е) н	а 3Т в Северо-	Западной зоне Росс	сии (*10 <sup>-3</sup> , м/с	ym)			

Расчетная обеспеченность	Характер использования ЗТ					
(повторяемость)	Стадионы, производственные, спортивные и детские площадки, сады, древесные и кустарниковые насаждения, неустойчивые к избыточному увлажнению (t = 35 сут)	Парки, лесопарки, скверы и газоны (травяной покров, t= 10 сут)				
10% (1 раз в 10 лет)	1014	46				
20% (1 раз в 5 лет)	710	2,54				
63% (1 раз в 2 года)	47	23				
86% (1 раз в год)	34	12				

Примечание. Большие значения принимаются для районов с повышенной нормой годовых осадков (возвышенности), меньшие – для прибрежных районов у крупных водоемов.

Канцибер Ю.А., Штыков В.И. Оценка характеристик дренажного стока с селитебных и производственных территорий Северо-Запада России

Боковой приток грунтовых вод в основном перехватывается на границе 3T нагорными (отсечными) каналами, ловчими дренами и 1...3 ближайшими к границе дренами, располагающимися на 3T. Таким образом, его необходимо учитывать в основном для периферийной части осушаемой площади 3T. Для остальной площади им можно пренебречь, т.е. принять  $\omega_6 = 0$ .

Интенсивность *восходящего притока* грунтово-напорных вод в дренаж, который наблюдается в определенных гидрогеологических условиях, можно приближенно определить согласно [13].

Интенсивность дополнительного притока воды в дренаж, обусловленного неизбежными потерями воды из водонесущих коммуникаций, проложенных на «открытых» или «закрытых» площадях ЗТ, зависит от протяженности или плотности водонесущих коммуникаций и утечек воды из них [6]. Отметим, что данные Пособия [6] основаны на обобщении многолетнего фактического материала наблюдений за стоком воды и УГВ.

В подавляющем большинстве случаев на 3Т применяется горизонтальный дренаж (систематический, линейный, кольцевой), который считается наиболее удобным и экономичным при эксплуатации. Аналитический метод его расчета предполагает использование различных формул установившегося режима грунтовых вод, который будет наблюдаться в эксплуатационный период после «стабилизации УГВ» (Абрамов С.К., Шестаков В.М., Олейник А.Я., Аверьянов С.Ф. и др.). Достаточно простой и точной формулой расчета параметров дренажа является, например, формула С.Ф. Аверьянова [13, 14], по которой можно вычислить *расчетную интенсивность притока воды* к горизонтальному несовершенному дренажу на «закрытой» ( $\omega_3$ ) или «открытой» ( $\omega_0$ ) площадях.

Максимальную интенсивность притока воды в дренаж (ω<sub>м</sub>), которая наблюдается сразу после его строительства, т.е. в начале периода «стабилизации УГВ», можно также определить, например, по формуле С.Ф. Аверьянова для максимальной отметки УГВ, определенной до строительства дренажа во влажные периоды года.

Расчетный расход дренажных вод с 3Т (Q<sub>дс</sub>), используемый в гидравлических расчетах параметров дренажной сети и очистных сооружений, рекомендуется определять в зависимости от величины расчетной интенсивности притока воды к дренажу.

Так, для дренажа, заложенного на «открытой» территории:

$$Q_{\partial c} = 10^4 * \omega_0 * F_0$$
, м<sup>3</sup>/сут, (3)

где  $\omega_0$  – расчетная интенсивность притока воды к дренажу на «открытой» территории ЗТ площадью F<sub>o</sub> (га), м/сут.

Расчетный модуль дренажного стока с этой территории равен:

$$q_{\partial c} = 10' * \omega_0 / 86400 = 116 * \omega_0$$
,  $\pi/(c^ra)$ . (4)

Для «закрытой» территории расчетный расход дренажных вод равен:

$$Q_{\partial c} = 10^4 * \omega_3 * F_3$$
, м<sup>3</sup>/сут, (5)

где  $\omega_{\scriptscriptstyle 3}-$  расчетная интенсивность притока воды к дренажу на «закрытой» территории площадью  $F_{\scriptscriptstyle 3}$  (га), м/сут.

Расчетный модуль дренажного стока:

$$q_{\partial c} = 116 * \omega_3$$
, л/(с\*га). (6)

Расчетный среднечасовой  $Q_{\text{дc}}$  (час) и секундный  $Q_{\text{дc}(c)}$  расходы дренажных вод будут соответственно равны:

$$Q_{\partial c(yac)} = Q_{\partial c} / 24, \text{ m}^3/\text{vac}, \tag{7}$$

$$Q_{\partial c(c)} = Q_{\partial c} / 86400$$
, m<sup>3</sup>/c. (8)

Удельный суточный и секундный приток воды на 1 погонный метр (п.м.) дренажа составит:

$$Q_{y\partial c} = Q_{\partial c} / (L * F_3)$$
, м<sup>3</sup>/сут на 1 п.м., (9)

$$Q_{y\partial c(c)} = 10^3 * Q_{y\partial c} / 86400$$
, л/с на 1 п.м., (10)

где L – удельная протяженность дренажа, м/га.

Расчетный приток дренажных вод к канализационной (бытовой или производственной) сети протяженностью L<sub>кан</sub> (м/га):

$$Q_{\kappa \partial} = Q_{\nu \partial c} * L_{\kappa a \mu}, \text{ M}^3/\text{Cyt}, \tag{11}$$

$$Q_{\kappa\partial(c)} = Q_{\nu\partial c(c)} * L_{\kappa a \mu}, \, \text{n/c.}$$
(12)

Расчетный объем дренажного стока с 3Т за сезон и год в соответствии с методом аналогий и обобщений можно определить в виде суммы объемов стока с «открытой» и «закрытой» площадей, а также дополнительного водного питания дренажа,

Средний за год слой дренажного стока с суглинистых и супесчаных грунтов, осушаемых дренажем протяженностью 500-700 м/га, в Северо-Западной зоне РФ составляет 70...100 мм. Для более разреженной сети на ЗТ (300...400 м/га) он уменьшается до 60...80 мм. На территориях с атмосферно-грунтовым типом водного питания дренажный сток примерно в 1,5 раза больше. Приближенные значения годового и сезонного дренажного стока с ЗТ, полученные на основании обобщения материалов наблюдений за дренажным стоком в различных регионах СЗ РФ [24] (с учетом коррекции на протяженность дренажа и его глубину), приведены в табл. 2. Из неё следует, что наибольший дренажный сток наблюдается весной и осенью (до 40...50%), наименьший – зимой (5...10%).

Тип водного		Сез	он		_
питания	зима	весна	лето	осень	Год
Атмосферный	<u>510</u> 510	<u>3040</u> 4050	<u>1015</u> 1015	<u>2030</u> 2535	<u>70100</u> 100
Атмосферно- намывной, грунтовый	<u>1020</u> 510	<u>5060</u> 3540	<u>2030</u> 1020	<u>5060</u> 3540	<u>130170</u> 100

Таблица 2. Средний слой дренажного стока с 3Т в Северо-Западной зоне РФ [24]

Примечание. 1. Большие значения стока принимаются для южных и юго-западных районов зоны. 2. В числителе – в мм, в знаменателе – в %.

## Выводы

1. Разработан способ оценки расчетных характеристик дренажного стока с селитебных и производственных территорий Северо-Запада РФ, предназначенный для обоснования конструкций и параметров систем водоотведения, учета объемов сбросных вод и определения предельно допустимых сбросов воды в водоприемник. Он учитывает влияние различных факторов гидрологического режима грунтов (климата, типа водного питания, конструкций и параметров дренажной сети).

2. Приведены обобщенные данные по расчетному инфильтрационному притоку и дренажному стоку. Установлено, что средний за год слой дренажного стока с суглинистых и супесчаных грунтов, осушаемых дренажем протяженностью 500-700 м/га, в Северо-Западной зоне РФ составляет 70...100 мм. Для более разреженной сети на ЗТ (300...400 м/га) он уменьшается до 60...80 мм. На территориях с атмосферно-грунтовым типом водного питания дренажный сток примерно в 1,5 раза больше. Наибольший дренажный сток наблюдается весной и осенью (до 40...50 %), наименьший – зимой (5...10%).

#### Литература

- 1. СНиП 2.04.03-85. Канализация. Наружные сети и сооружения. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. 72 с.
- 2. СП 33-101-2003. Определение основных расчетных гидрологических характеристик. М.: Госстрой России, 2004. 88 с.
- 3. СНиП 2.06.03-85 Мелиоративные системы и сооружения. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. 80 с.
- 4. СНиП 2.06.15-85\*. Инженерная защита территорий от затопления и подтопления. М.: ГУП ЦПП Госстроя России, 2000. 27 с.
- Рекомендации по расчету систем сбора, отведения и очистки поверхностного стока с селитебных территорий, площадок предприятий и определению условий выпуска его в водные объекты / ФГУП «НИИ ВОДГЕО». М., 2006. 56 с.
- 6. Прогнозы подтопления и расчет дренажных систем на застраиваемых и застроенных территориях / ВНИИ «ВОДГЕО» (спр. Пособие к СНиП). М.: Стройиздат, 1991. 272 с.
- 7. Miglio E., Quarteroni A., Salori F. Coupling of free surface and groundwater flows / Univ. degli studi di Milano. Dip. di matematice. Milano, 2001. 13 p.
- 8. Groundwater recharge in the arid and semiarid south-western United States. Professional Paper 1703. California, 2007. 414 p.
- Merser M., Morgan C. Storage and Retrieval of Ground-Water Data at the U. S. Geological Survey // Ground Water. 1982. Volume 20, Issue 5. Pp. 543–551.
- 10. Bernd H. Digitale Datenerfassung zur Flachenverwaltung von Mooren mit Georadar und Photogrammetrie // Telma : Berichte der Deutschen Gesellschaft für Moor- und Torfkunde. 2007. Vol. 37. Pp. 77-83.
- Canasyk D. S., Mapfumo E., Chaikowsky C. Estimating actual evapotranspiration using water budget and soil water reduction methods // Can. J. Soil Sei. 2006. Vol. 86. No. 4. Pp. 757-766.
- Kreye P., Gocht M., Forster Kr. Entwicklung Prozessgleichungen der Infiltration und des oberflachennahen Abflusses fur die Wasserhaushaltsmodellierung // Hydrologie und Wasserbewirtschaft. 2010. Vol. 54, №5. Pp. 268-278.
- 13. Аверьянов С. Ф. Борьба с засолением орошаемых земель. М.: Колос, 1978. 288 с.
- 14. Канцибер Ю. А., Климко А. И., Харченко С. И. Методы проектирования водного режима осушаемых земель в Нечерноземной зоне РСФСР. Л.: Гидрометеоиздат, 1983. 82 с.
- 15. Шебеко В. Ф. Гидрологические расчеты при проектировании осушительных и осушительноувлажнительных систем. Л.: Гидрометеоиздат, 1980. 311 с.
- 16. Харченко С. И. Гидрология орошаемых земель. Л.: Гидрометеоиздат, 1975. 375 с.
- 17. Лебедев А. В. Методы изучения баланса грунтовых вод. М.: Недра, 1976. 223 с.
- 18. Вольфцун И. Б. Расчеты элементов баланса грунтовых вод. Л.: Гидрометеоиздат, 1971. 272 с.
- 19. Парамонова Н. К. Расчет интенсивности инфильтрационного питания и емкостных свойств грунтов по данным изменения уровня грунтовых вод с использованием зависимости van Genuchten // Геологічний журнал. 2011. №2. С. 90-96.
- 20. СНиП 33-01-2003. Гидротехнические сооружения. М.: ЦИТП Госстроя России, 2004. 27 с.
- 21. Константинов А. Р. Испарение в природе. Л.: Гидрометеоиздат, 1968. 532 с.
- 22. Ресурсы поверхностных вод СССР. Том 2, ч.1, ч. 2. Л.: Гидрометеоиздат, 1972. 527 с.
- 23. Дикаревский В. С., Курганов А. М., Нечаев А. П., Алексеев М. И. Отведение и очистка поверхностных сточных вод. Л.: Стройиздат, 1990. 224 с.
- 24. Канцибер Ю. А. Режим стока с осушаемых земель в Северо-Западной зоне РСФСР // Труды СевНИИГиМ (Использование и охрана вод в сельском хозяйстве). СПб.: СевНИИГиМ, 1985. С. 116-124.

\* Юрий Алексеевич Канцибер, Санкт-Петербург, Россия

Тел. раб.: +7(812)457-50-55; эл. почта: kanziber3@yandex.ru

© Канцибер Ю.А., Штыков В.И., 2012

# Время понижения уровня грунтовой воды при строительстве котлована

Д.т.н., профессор А.Д. Гиргидов\*,

ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

**Ключевые слова**: грунтовая вода; водопонижение; котлован; скважина; время осушения строительной площадки; плавно изменяющийся фильтрационный поток; уравнение Дюпюи

При строительстве котлованов, дно которых расположено ниже естественного уровня свободной поверхности грунтовой воды, необходимо предварительно понизить этот уровень так, чтобы дно котлована было сухим, а на стенах котлована исключалось высачивание грунтовой воды. Наиболее простая технологическая схема водопонижения заключается в устройстве по периметру котлована ряда скважин, из которых откачивается вода (рис.1).



Уровень свободной поверхности воды во всех скважинах поддерживается постоянным ниже проектной отметки дна котлована ( $h_2 < T$ ); скважины расположены настолько близко друг к другу, что их совокупность при отведении воды равносильна [1,2] вертикальной щели малой толщины d, проходящей по периметру котлована. Для больших плановых размеров котлована по сравнению с его глубиной и для длины l котлована, значительно большей его ширины b, при оценке времени водопонижения допустимо использовать решение задачи о плавноизменяющейся фильтрации [3,4] в плоскости, перпендикулярной длинной стороне котлована.

Введем следующие допущения.

- 1. Грунт внутри и вне котлована однородный с коэффициентом фильтрации k.
- 2. Притоком воды через дно щели пренебрегаем, и плоскость сравнения 0-0 на уровне дна щели рассматриваем как водоупор [5-7].
- 3. После окончания водопонижения промежуток высачивания в щели со стороны котлована пренебрежимо мал по сравнению с  $h_2$ .
- 4. К фильтрационному потоку при решении нестационарной задачи возможно применить условие квазистационарности в том смысле, что кривая депрессии описывается интегралом уравнения Дюпюи [8,9], а на большом удалении от щели справедливо дифференциальное уравнение Дюпюи. Сходный с принятым в статье метод смены стационарных состояний был предложен в [10].

Рассмотрим вначале водопонижение вне котлована. Будем считать, что на расстоянии большем длины влияния галереи  $l_{r}$  (в рассматриваемой задаче роль галереи играет щель) уровень грунтовой воды остается постоянным ( $h_1 = \text{const}$ ). Как показано в [11-15], удельный расход q, поступающий в щель, не зависит от высоты промежутка высачивания и равен

$$q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2l_r} \,. \tag{1}$$

В начальный момент времени при t = 0, когда из построенной щели вода откачана до уровня  $h_2$ , а уровень грунтовой воды ещё не изменился, т.е. кривая депрессии горизонтальна, вода начинает высачиваться через вертикальную стенку щели. Фильтрационный расход  $q_1$ , поступающий из области фильтрации, расположенной от щели далее чем  $l_r$ , равен нулю, так как на расстоянии  $l_r$  кривая депрессии при t = 0 горизонтальна:

$$q_{1} = -kh_{1}\frac{dh}{dx}\Big|_{x=0} = 0.$$
 (2)

В результате высачивания объем грунтовой воды в расчетной области фильтрации уменьшается, уровень свободной поверхности понижается. Согласно допущению 4, через время *t* кривая депрессии будет описываться уравнением:

$$h(x,t) = \sqrt{h_{2t}^2 + \frac{h_1^2 - h_{2t}^2}{l_r}(l_r - x)}, \qquad (3)$$

где h(x,t) – отметка кривой депрессии в момент времени t в вертикальном сечении с коордиатой x;  $h_{2t} = h_{2t}(t)$  – отметка кривой депрессии на вертикальной стенке щели;  $(h_{2t} - h_2)$  – высота промежутка высачивания при нестационарном режиме в момент t.

Объём воды V, который за время t выдавится из области фильтрации, равен:

$$V = \int_{0}^{\ell_{r}} [h_{1} - h(x,t)] dx = \frac{2l_{r}}{3} \frac{h_{1}^{2} + h_{1}h_{2t} + h_{2t}^{2}}{h_{1} + h_{2t}}.$$
(4)

Расход  $q_2$ , поступающий в щель за счет понижения кривой депрессии, в момент времени t равен:

$$q_{2} = \frac{dV}{dt} = -\frac{2l_{r}}{3} \frac{h_{2t} + 2h_{2t}h_{1}}{(h_{1} + h_{2t})} \frac{dh_{2t}}{dt}.$$
(5)

После понижения кривой свободной поверхности на интервале длины  $(0, l_r)$ , при x = 0 образуется положительный уклон кривой депрессии, благодаря которому при t > 0 вода начнет поступать в область фильтрации, а следовательно, и в щель, из областей, расположенных от щели далее, чем длина влияния  $l_r$ . Расход  $q_1$  этой воды равен:

$$q_{1} = -kh_{1} \frac{dh}{dx}\Big|_{x=0} = k \frac{h_{1}^{2} - h_{2t}^{2}}{2l_{r}}.$$
(6)

Как отмечено выше, сумма расходов  $q_1 + q_2$  должна быть равна расходу q, который не зависит от высоты промежутка высачивания  $h_{2t}$ :

$$q_1 + q_2 = q$$
. (7)

Подставив в (7) выражения (1), (5) и (6), получим дифференциальное уравнение:

$$k\frac{h_1^2 - h_{2t}^2}{2l_r} - \frac{2l_r}{3}\frac{h_{2t}^2 + 2h_{2t}h_1}{(h_1 + h_{2t})^2}\frac{dh_{2t}}{dt} = k\frac{h_1^2 - h_2^2}{2l_r}.$$
(8)

Интегрируя это уравнение, вычислим необходимое время  $t_{\rm \scriptscriptstyle H}$ , за которое кривая депрессии примет установившийся вид, а промежуток высачивания окажется ниже дна котлована:

$$t_{\rm H} = -\int_{h_1}^{T} \frac{4l_{\rm r}^2}{3k} \frac{(h_{2t}^2 + 2h_{2t}h_1)}{(h_{2t}^2 - h_2^2)(h_1 + h_{2t})^2} dh_{2t} \,. \tag{9}$$

Зависимость (9) допускает представление интеграла в виде формулы:

$$t_{\rm H} = \frac{4l_{\rm F}}{3k} \left[ \frac{1}{2h_2} \ln \frac{h_1 - h_2}{h_1 + h_2} \frac{T + h_2}{T - h_2} - A \ln \frac{h_1 + h_2}{T + h_2} + B \ln \frac{h_1 - h_2}{T - h_2} - \frac{C}{2h_1} + \frac{C}{T + h_1} + D \ln \frac{2h_1}{T + h_1} \right], \tag{10}$$

 $A = \frac{h_1(h_1 + T)^2}{4(h_1 - T)TE}; \qquad B = -\frac{h_1(h_1 - T)}{4TE}; \qquad C = -\frac{h_1(h_1 + T)}{2E}; \qquad D = -\frac{h_1^2}{(h_1 - T)E};$  $E = \frac{T^3}{2h_1} + \frac{T^2}{2} - \frac{Th_1}{2} - \frac{h_1^2}{2}.$ 

Обратимся к вычислению времени, необходимого для понижения уровня свободной поверхности грунтовой воды внутри котлована шириной b. Этот процесс разделим на две части [16,17]:

Понижение уровня воды за счет высачивания через вертикальную грань щели при 1. сохранении в середине котлована глубины  $h_1$ . Эта задача решается при тех же допущениях, что и предыдущая задача, но здесь  $q_1 = 0$ , так как срединное сечение потока в котловане является плоскостью симметрии. Из (7) и (8) при  $q_1 = 0$  и  $l_r = \frac{b}{2}$  найдем время  $t_1$  этой части процесса:

$$t_1 = -\int_{h_1}^{T} \frac{b^2}{3k} \frac{h_{2t}^2 + 2h_{2t}h_1}{(h_1^2 - h_2^2)(h_1 + h_{2t})^2} dh_{2t} = \frac{b^2}{3k} \frac{h_1 + 2h_2}{(h_1 + h_2)^2}.$$
 (11)

После завершения первой части водопонижения внутри котлована формируется кривая депрессии, представленная на рис. 1 пунктиром, и начинается вторая часть. Для упрощения считаем, что промежуток высачивания ( $T = h_2$ ), который образовался в конце первой части, пренебрежимо мало влияет на водопонижение во второй части (в течение которой он уменьшается до нуля).

Понижение уровня воды при истечении в щель за счет понижения уровня воды в середине котлована. Объем воды в момент времени t (для одной из симметричных частей):

$$V(t) = \int_{0}^{\frac{b}{2}} h(x,t) dx = \int_{0}^{2} \sqrt{h_{2}^{2} + \frac{h_{1t}^{2} - h_{2}^{2}}{\frac{b}{2}}(\frac{b}{2} - x)} dx = \frac{b}{2} \frac{h_{1t}^{2} + h_{1t}h_{2} + h_{2}^{2}}{h_{1t} + h_{2}},$$

где  $h_{1t} = h\left(\frac{b}{2}, t\right)$  – глубина фильтрационного потока в средине котлована.

Расход, обусловленный понижением кривой депрессии, найдем, дифференцируя по *t* объем:

$$q = \frac{dV}{dt} = -\frac{b}{3} \frac{h_{1t}^2 + 2h_{1t}h_2}{(h_{1t} + h_2)^2} h_{1t}^2.$$
 (12)

Этот расход, используя допущение 4, приравняем к расходу, вычисленному по интегральной формуле Дюпюи; получим:

$$-\frac{b}{3}\frac{h_{1t}^2 + 2h_{1t}h_2}{(h_{1t} + h_2)^2}\frac{dh_{1t}}{dt} = k\frac{h_{1t}^2 - h_2^2}{b}.$$
(13)

Из (12) можно вычислить время  $t_2$  второй части процесса понижения уровня:

$$t_2 = \int_{h_1}^{T} \frac{b^2}{3k} \frac{h_{1t}^2 + 2h_{1t}h_2}{(h_{1t} + h_2)^2 (h_{1t}^2 - h_2^2)} dh_{1t} .$$
(14)

Этот интеграл также можно представить в виде формулы:

$$t_{2=} \frac{b^2}{3k} \left[ \frac{1}{2h_1} \ln \frac{h_1 - h_2}{h_1 + h_2} \frac{T + h_2}{T - h_2} + \frac{h_2}{4} \left( \frac{1}{(T + h_2)^2} - \frac{1}{(h_1 + h_2)^2} \right) + \frac{1}{4} \left( \frac{1}{(T + h_2)} - \frac{1}{h_1 + h_2} \right) + \frac{1}{4h_2} \ln \frac{(T + h_2)}{(T - h_2)} \right].$$
(15)

Разделение водопонижения внутри котлована на две части условно; оно вызвано необходимостью упрощения расчетной схемы и не всегда реализуется последовательно и независимо друг от друга. Можно представить, что понижение уровня свободной поверхности в середине котлована начнется прежде, чем высота промежутка высачивания  $h_{24}$  станет меньше T

. Учитывая это обстоятельство, следует считать, что суммарное время первой и второй частей процесса понижения уровня грунтовой воды внутри котлована несколько превышает реальное время процесса.

Отметим также, что полученные формулы справедливы для вычисления времени притока воды к длинной стороне котлована длиной l >> b. С учетом притока к короткой стороне котлована длиной l и неплоских условий притока вблизи углов следует ожидать, что время водопонижения внутри строительной площадки будет меньше расчетного по формулам (11) и (15), и время водопонижения в области вне котлована будет больше расчетного по формуле (10).

## Пример расчета

Котлован (см. рис. 1) шириной b = 20 м и глубиной 7 м должен быть построен в среднезернистом грунте с коэффициентом фильтрации  $k = 10^{-4}$  м/с.

Уровень грунтовой воды в естественных условиях ниже поверхности земли на 1 м. Зададим глубину скважин по периметру котлована равной 9м, а уровень воды в них в процессе откачки на 1,5 м выше дна скважины. Имеем:

$$h_1 = 8 \text{ m}; h_2 = 1,5 \text{ m}; T = 20 \text{ m}.$$

Длина влияния галереи [18] l = 200 м. По формуле (10) вычислим время понижения уровня воды вне котлована:

$$t_{\rm H} = 1,88 \cdot 10^8 c = 2170$$
 суток.

По формуле (11) найдем время первой части понижения уровня воды внутри периметра площадки котлована:

$$t_1 = 16,75 \cdot 10^4 = 1,88$$
 суток.

Время второй части понижения уровня внутри котлована:

 $t_2 = 6,58 \cdot 10^5 = 7,62$  суток.

Результаты расчетов показывают, что понижение уровня грунтовых вод следует начинать за 10 суток до начала строительства котлована. Водопонижение должно продолжаться весь период строительства; время понижения уровня воды вне котлована (более 6 лет) свидетельствует о том, что в процессе строительства высачивание воды, поступающей извне, по периметру котлована будет иметь место на значительной высоте, и, если скважины расположены недостаточно близко [1,2], то возможно попадание просачивающейся между ними воды на строительную площадку котлована.

#### Литература

- 1. Полубаринова-Кочина П. Я. О радиусе влияния скважины // Изв. СО АНСССР, Механика жидкости и газа. 1960. №5. С. 20-29.
- 2. Полубаринова-Кочина П. Я. Теория движения грунтовых вод. М.: Наука, 1977. 664 с.
- 3. Бэр Я., Заславски Д., Ирмей С. Физико-математические основы фильтрации воды. М.: Мир, 1971. 452 с.
- 4. Арье А. Г. Физические основы фильтрации подземных вод. М.: Недра, 1984. 101 с.
- 5. Толпаев В. А. Математическая модель для фильтрации расчета гидротехнических сооружений // Изв. ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. СПб.: 2001. Т. 293. С. 98-109.
- Maas C. Groundwater flow to a well in a layered porous medium // Water resources reseach. 1987. V. 23, No. 8. Pp. 1675-1681.
- Petersen J. S., Rochwer C., Albertson M. L. Effect of well screen on flow into wells // Proc. ASCE. 1953. Vol. 79. Paper No. 365.
- Бухарцев В. Н., Петриченко М. Р., Головкова Н. В. Средняя квадратичная аппроксимация кривой депрессии для случая плоской совершенной траншеи с вертикальными стенками // Инженерно-строительный журнал. 2009. №1. С. 22-25.
- 9. Прусов И. А. Двумерные краевые задачи фильтрации. Минск.: Изд. Университетское, 1987. 182 с.
- 10. Чарный И. А. Основы подземной гидравлики. М.: Гостоптехиздат. 1956. 260 с.
- 11. Чарный И. А. Строгое доказательство формул Дюпюи для безнапорной фильтрации с промежутком высачивания // Докл. АН СССР. 1951. Т. 79, №6. С. 937-940.
- 12. Чарный И. А. О величине промежутка высачивания при безнапорной фильтрации // Докл. АН СССР, 1951. Т. 80, №1. С. 29-33.
- Девисон Б. Б. Об установившемся движении грунтовых вод через земляные плотины // Уч. зап. Гос. гидрологического ин-та. 1932. №6. С. 11-19.
- 14. Hamel G. Ueber Grundwasserströmung // Z. angew. Math. and Mech. 1934. V. 14, No. 3. Pp. 129-157.
- Бухарцев В. Н., Петриченко М. Р. Решение задачи о фильтрации в однородном грунте с применением вариационных методов // Гидротехническое строительство. 2012. № 3. С. 29-35.
- 16. Аравин В. И., Нумеров С. Н. Теория движения жидкости и газов в недеформируемой пористой среде. М.: Гостехиздат, 1953. 616 с.
- 17. Зайцев О. И., Орлов В. Т. Гидравлика: методическое указание по разделу «Фильтрация». СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2009. 48 с.
- 18. Гиргидов А. Д. Механика жидкости и газа. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2007. 545 с.

\*Артур Давидович Гиргидов, Санкт-Петербург, Россия Тел. paб.: +7(812)297-84-15; эл. почта: ardgir@mail.ru

© Гиргидов А.Д., 2012

Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования Санкт-Петербургский государственный политехнический университет



Инженерно-строительный факультет Россия, 195251, г. Санкт-Петербург, Политехническая ул., 29, тел/факс: 552-94-60, <u>www.stroikursi.spb.ru</u>. <u>stroikursi@mail.ru</u>

Приглашает специалистов проектных и строительных организаций, <u>не имеющих базового профильного высшего образования</u> на курсы профессиональной переподготовки (от 500 часов) по направлению «Строительство» по программам:

П-01 «Строительство зданий и сооружений»

Программа включает учебные разделы:

- Основы строительного дела
- Инженерное оборудование зданий и сооружений
- Технология и контроль качества строительства
- Основы проектирования зданий и сооружений
- Автоматизация проектных работ с использованием AutoCAD
- Автоматизация сметного дела в строительстве
- Управление строительной организацией
- Управление инвестиционно-строительными проектами. Выполнение функций заказчика-застройщика

П-02 «Экономика и управление в строительстве»

#### Программа включает учебные разделы:

- Основы строительного дела
- Инженерное оборудование зданий и сооружений
- Технология и контроль качества строительства
- Управление инвестиционно-строительными проектами. Выполнение функций заказчика-застройщика и генерального подрядчика
- Управление строительной организацией
- Экономика и ценообразование в строительстве
- Управление строительной организацией
- Организация, управление и планирование в строительстве
- Автоматизация сметного дела в строительстве

П-03 «Инженерные системы зданий и сооружений»

## Программа включает учебные разделы:

- Основы механики жидкости и газа
- Инженерное оборудование зданий и сооружений
- Проектирование, монтаж и эксплуатация систем вентиляции и кондиционирования
- Проектирование, монтаж и эксплуатация систем отопления и теплоснабжения
- Проектирование, монтаж и эксплуатация систем водоснабжения и водоотведения
- Автоматизация проектных работ с использованием AutoCAD
- Электроснабжение и электрооборудование объектов

П-04 «Проектирование и конструирование зданий и сооружений»

Программа включает учебные разделы:

- Основы сопротивления материалов и механики стержневых систем
- Проектирование и расчет оснований и фундаментов зданий и сооружений
- Проектирование и расчет железобетонных конструкций
- Проектирование и расчет металлических конструкций
- Проектирование зданий и сооружений с использованием AutoCAD
- Расчет строительных конструкций с использованием SCAD Office

#### П-05 «Контроль качества строительства»

Программа включает учебные разделы:

- Основы строительного дела
- Инженерное оборудование зданий и сооружений
- Технология и контроль качества строительства
- Проектирование и расчет железобетонных конструкций
- Проектирование и расчет металлических конструкций
- Обследование строительных конструкций зданий и сооружений
- Выполнение функций заказчика-застройщика и генерального подрядчика

По окончании курса слушателю выдается диплом о профессиональной переподготовке государственного образца, дающий право на ведение профессиональной деятельности

