

ГЕОФИЗИЧЕСКАЯ ДИАГНОСТИКА СОСТОЯНИЯ И СВОЙСТВ ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЫ И ОСНОВАНИЯ, СЛОЖЕННЫХ ГЛИНИСТЫМИ ГРУНТАМИ

К минеральным глинистым грунтам относятся глины, суглинки, супеси. Такими грунтами могут быть сложены как плотина, так и основание. Глинистый разрез плотины и основания обуславливает своеобразие объекта исследований:

отсутствие неоднородной и интенсивной фильтрации (если в разрезе основания нет водопроницаемых неглинистых прослоев);

наличие, как правило, в разрезе плотины и основания элементов неоднородности (прослоев) по показателю пластичности связных грунтов (отличающихся по прочностным и деформационным характеристикам);

пониженные (по сравнению с песчаными, крупнообломочными и скальными породами) характеристики прочности глинистых грунтов на сдвиг;

необходимость оценки устойчивости системы плотина – основание на многих объектах с учетом сейсмических нагрузок в связи с повышением на 1 – 2 балла расчетной сейсмической активности большинства регионов России согласно СНиП II-7-81* (2000);

сравнительно ограниченные возможности геофизической диагностики состояния плотины в условиях глинистого разреза, что обусловлено узким диапазоном изменения основной геоэлектрической характеристики разреза – удельного электрического сопротивления (УЭС).

В связи с этим может представлять интерес опыт геофизических исследований ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, проведенных для Новотроицкой плотины в Ставропольском крае.

Объект и задачи исследований

Новотроицкий гидротехнический узел является головным подпорным сооружением Право-Егорлыкского ирригационного канала Кубань-Егорлыкской системы, деривационного канала Новотроицкой ГЭС, а водохранилище – источником технического водоснабжения Ставропольской ГРЭС. Плотина – сооружение I класса. Ее длина по гребню около 1200 м, максимальная высота 24 м. Уровень воды в водохранилище поддерживается постоянным (около отметки 153,3 м). Район сейсмоопасный с расчетной интенсивностью 8 баллов.

В соответствии с классификацией СНиП 2.06.05-84 плотина характеризуется как земляная насыпная, однородная, материал – преимущественно лессовидный суглинок. В разрезе плотины бурением выявлены интервалы мягкопластичных суглинков, а также их переслаивание с твердыми и тугопластичными грунтами.

Верхняя часть основания представлена аллювиальными глинами и суглинками (мощностью до 16 м), подстилаемыми аллювиальными гравийно-галечниковыми грунтами с глинистым и песчаным заполнителем (мощностью до 11,5 м). Аллювий залегает на морских неогеновых алевролитах и глинах. Поровые воды грунтов сильно минерализованы: сухой остаток составляет 17 – 19 г/л (нижний бьеф), в скважинах, пройденных с гребня плотины, он заметно ниже. На плотине ведутся стационарные наблюдения в 11 пьезометрических скважинах. До описанных ниже работ плотина методами геофизики не изучалась. Задачи исследований:

1) определить пространственное расположение ослабленных зон в плотине и основании;

2) определить по данным геофизических наблюдений динамические и статические деформационные характеристики грунтов в естественном залегании для использования в расчетах устойчивости плотины с учетом сейсмических нагрузок. Для решения поставленных задач был применен комплекс методов, состоящий из электрометрии, сейсморазведки и термометрии.

Электрометрические исследования

Применены методы электроразведки и резистивиметрии. Вертикальные электрические зондирования (ВЭЗ) выполнены с использованием трехэлектродной установки AMN, при разносах АО = 100 м и более. Расстояние между точками ВЭЗ равнялось 25 м. Расположение пунктов измерений показано на рис. 1. Зондирования выполнены на 5 продольных профилях (№№ 1...5) с детализацией на трех поперечниках, проходящих вблизи створов наблюдательных пьезометрических скважин (НС). Обработка и интерпретация данных электроразведки проводилась с помощью программ IPI2WIN (МГУ им. М.В. Ломоносова) [1] и RES2DINV [2].

Как известно, электроразведка позволяет определить строение разреза на основе различий в удельных электрических сопротивлениях (УЭС) грунтов. На величины УЭС также влияют влажность грунта и минерализация грунтовых вод. Разрезы кажущихся сопротивлений по профилям отражали следующие особенности строения разреза, выражаемые в дифференциации по УЭС:

1. УЭС с глубиной уменьшалось, что связано с ростом степени водонасыщения грунтов и увеличением минерализации поровых вод;

2. Изменение УЭС в горизонтальном направлении вдоль плотины позволило выделить три интервала разреза с различным составом грунтов: а) ПК 3+50 – 5+00, б) ПК 5+00 – 11+50, в) ПК 11+50 – 13+00. Интервалы а) и в), соответствующие примыканиям, характеризовались повышенным УЭС грунтов, что объяснялось большим содержанием песчаного материала по сравнению с грунтами центральной части плотины;

3. В нижней (на профиле 2), средней (на профилях 3 и 4) и верхней (на профиле 5) частях разреза кажущихся сопротивлений ρ_k , то есть по мере потери высоты и приближения к грунтам основания прослеживались две зоны минимальных значений ρ_k , оси зон проходили через пикеты 6+25 и 10+00; эти зоны приурочены к засыпанным при строительстве руслам р. Егорлык и правобережной протоки.

С помощью параметрических ВЭЗ, проведенных около скважин, определялись геоэлектрические характеристики – значения УЭС квазиоднородных элементов разреза. При подборе геоэлектрического разреза, соответствующего описанию скважин БС-7, БС-8, БС-9 и др., наиболее

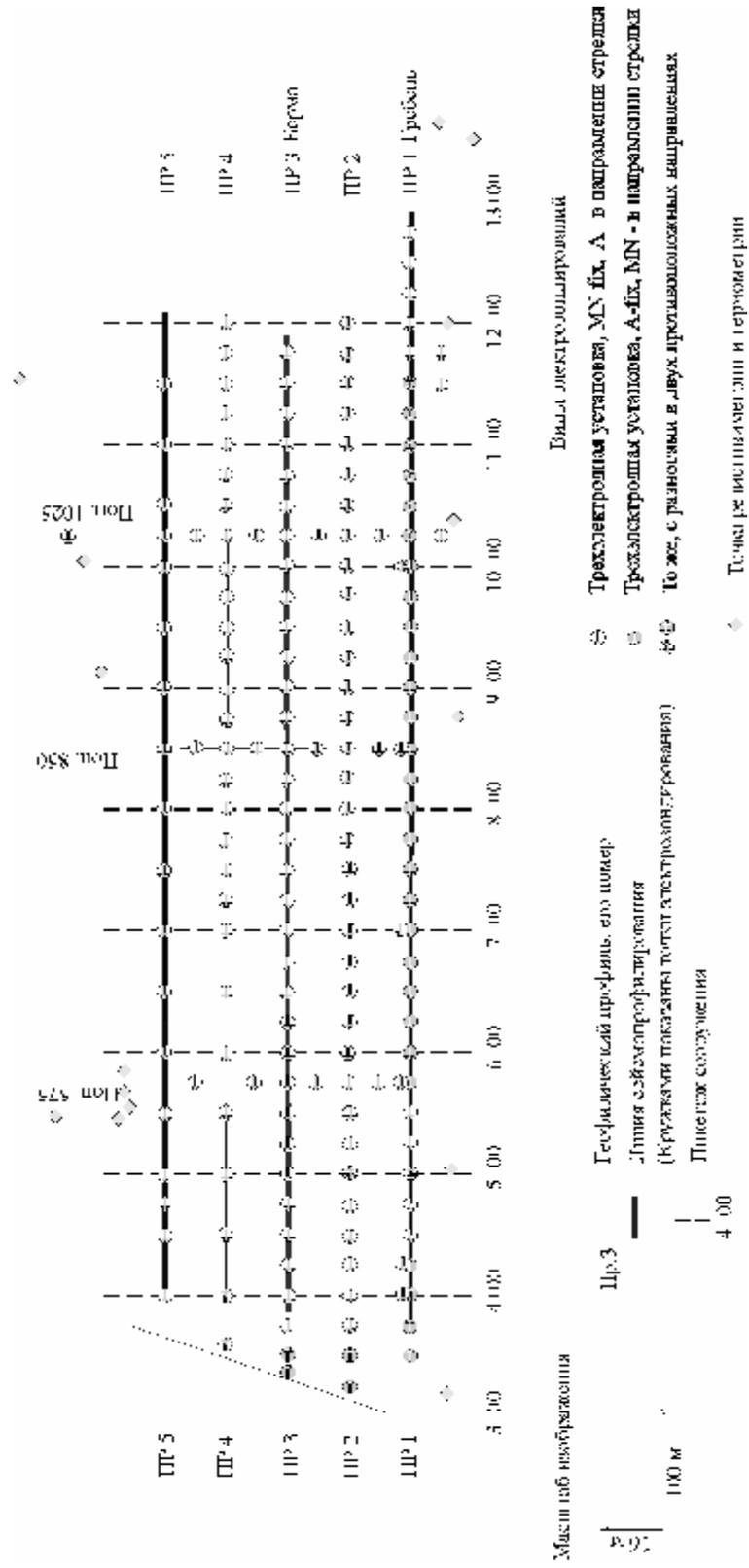


Рис. 1. Схема расположения геофизических профилей на участке плотины и нижнего бьефа Новоитроцкого водохранилища

вероятным оказался вариант, при котором горизонту с преобладанием слабых (мягкопластичных) суглинков соответствовал геоэлектрический слой с повышенным значением УЭС, а суглинки твердой консистенции обладали пониженным УЭС. Такое соотношение устанавливалось для интервала плотины с общим фоном пониженных значений УЭС. Для скважины БС-7 (ПК 4+00) интервал слабых грунтов характеризовался понижением УЭС, что связано с иным характером геоэлектрического разреза левобережной части (до ПК 5+00), обусловленного наличием песков. Определенные по параметрическим ВЭЗ значения УЭС приведены в табл. 1.

Данные резистивиметрии и термометрии (табл. 2) приповерхностных вод водоемов свидетельствовали о следующем:

наиболее однородной минерализацией (по данным резистивиметрии концентрация $C \approx 0,5$ г/л) и температурой характеризуется вода водохранилища;

водоемы в нижнем бьефе очень неоднородны по минерализации и температуре, например, между ПК 5+00...6+00 значения $C \approx 0,8 - 6,0$ г/л и здесь же наибольший разброс температуры ($5,5 - 11$ °С).

Сейсморазведочные исследования

Сейсморазведка проведена по методу преломленных волн с регистрацией продольных и поверхностных (релеевских) волн. Сейсмопрофили расположены на гребне плотины, на берме низового откоса и у подножия низового откоса. Общая длина сейсмопрофилей составила 2530 м. В ходе работ получена полная система встречных и нагоняющих годографов. Наблюдения велись с использованием переносной 24-канальной сейсмостанции с накоплением СП-002 М, в комплект которой входят сейсмоприемники ДХ-20 с собственной частотой 20 Гц.

Волны, зарегистрированные на гребне плотины, обозначены: t_n, t_1, t_R .

Волна t_n регистрировалась в первых вступлениях на расстоянии 2,5–30 м от пункта удара (ПУ), характеризовалась диапазоном скорости $V_p = 250 - 500$ м/с и была отнесена к слаборефрагированной продольной волне (P_1), распространяющейся в аэрированной части разреза техногенных суглинков.

Волна t_1 сменяла волну t_n в первых вступлениях; наиболее четко она регистрировалась в левобережной ($V_p = 1300$ м/с) и правобережной частях плотины; для центральной части плотины $V_p = 550 - 850$ м/с. Волна t_1 отнесена к продольной преломленной на границе раздела аэрированных и водонасыщенных грунтов.

Волна t_R – низкочастотная, низкоскоростная и относительно интенсивная волна, регистрируемая в последующих частях записей; отнесение ее к релеевской волне не вызывает сомнения; среднее значение скорости $V_R = 226$ м/с, средняя длина волны $\lambda_R \approx 7$ м.

Волны, зарегистрированные на берме, обозначены t_n, t'_1, t_1, t_2, t_R .

Волна t_n регистрировалась в первых вступлениях вблизи ПУ и характеризовалась прямолинейным отрезком годографа с низкой скоростью (150 – 250 м/с); это прямая продольная волна в неплотных приповерхностных техногенных аэрированных грунтах.

Волна t'_1 сменяла волну t_n в первых вступлениях на удалении в 5 – 10 м от ПУ; скорость волны 400 – 500 м/с; это волна, преломленная на поверхности уплотненных техногенных аэрированных грунтов, залегающих на глубине более 1 – 2 м от поверхности бермы.

Таблица 1

Значения удельного электрического сопротивления (УЭС, Ом·м) грунтов на участках проходки буровых скважин (БС)

Грунты	БС-7 (ПК 4+00)	БС-8 (ПК 7+00)	БС-9 (ПК 10+00)	БС-1	БС-2	БС-3	БС-4
Крупнообломочные (подсыпка гребня)	142 (0,0–1,1)	34 (0,0–1,1)	48 (0,0–1,0)	213 (0–0,7)	162 (0–1,1)		
Твердые и тугопластичные суглинки	11,6 (1,1–6,2)	3,5 (1,1–2,2)	4,2 (10,1–16) 12,1 (1,0–2,9) 2,2 (3,4–4,5)				
Слабые (мягкопластичные) суглинки	7,4 (6,2–8,0)	13,7 (2,2–4,2) 13,4 (5,6–17,5)	17,4 (4,5–10)	12,2 (4,8–8,5)	13,4 (3,0–9,8)	24,7 (1,1–3,0) 13,4 (5,0–7,5)	13,8 (4,5–8,5)
Преобладание твердых суглинков		10,1 (4,2–4,7)	31 (2,9–3,3)	17,6 (0,8–4,8)	7,1 (1,8–3,0)	3,2 (3,0–5,0)	8,3 (1,6–4,5)
Слабые (мягкопластичные) суглинки ниже УГВ		3,3 (16,9–30,2)		–	–	–	–
Глинистые грунты основания плотины	6,7 (> 19)	9,18 (> 30,2)	7,5 (>24)	8,0	8,4	9,4	7,2

Примечание: средние значения УЭС (Ом·м) выделены полужирным шрифтом; в скобках указаны интервалы глубин (м)

**Удельное электрическое сопротивление (УЭС) и температура воды
в водоемах на участке работ**

Место измерения (07 – 08.03.2004 г.)	УЭС воды, Ом·м	Температура воды, °С
Верхний бьеф (водохранилище, правый канал, приповерхностные воды)	$17,5 \pm 1,1$	$9,25 \pm 0,25$
Нижний бьеф (водоемы между ПК 5+00...6+00)	$23,2 \pm 2,7$	$7,5 \pm 0,7$
Нижний бьеф (водоемы между ПК 9+00...10+00)	$4,4 \pm 3,1$	$8,4 \pm 2,3$

Волна t_1 сменяла волну t'_1 в первых вступлениях и характеризовалась граничной скоростью 600 – 700 м/с; это преломленная волна, отвечающая поверхности депрессии, залегающей на глубине от 2,6 м (ПК 4+30) до 8,0 – 8,5 м от поверхности бермы (ПК 7+20 – 8+60).

Волна t_2 – относительно высокоскоростная (1600 – 1800 м/с), отнесена к преломленной на “опорной” границе – глинистых грунтах плотины (ненарушенного сложения), находящихся в водонасыщенном состоянии.

Волна t_R со скоростью $V_R = 171 – 355$ м/с, длиной $\lambda_R = 6,1 – 11,4$ м, то есть в большинстве случаев она характеризовала техногенные суглинки верхней части разреза и только в левобережной части (ПК 3+75 – 4+90), где мощность техногенных грунтов под бермой составляла лишь (0,58 – 0,73) λ_R , эта волна была использована для оценки V_{R2} (скорости релеевской волны основания).

Волны, зарегистрированные у подножия низового откоса, обозначены t_n, t_1, t_2, t_3, t_R .

Волна t_n характеризовалась скоростью 160 – 180 м/с; это продольная волна в неуплотненных аэрированных техногенных отложениях.

Волна t'_1 сменяла волну t_n в первых вступлениях и характеризовалась также невысокими значениями скорости (500 м/с). Это продольная преломленная волна в техногенных глинистых грунтах, находящихся в состоянии неполного водонасыщения ($S_r < 100\%$).

Волна t_2 аналогична зарегистрированной на берме волне t_2 и характеризовалась значениями $V_p = 1500 – 1800$ м/с; это преломленная волна, отвечающая водонасыщенным глинистым грунтам с нарушенной структурой.

Волна t_3 выходила в первые вступления на расстояниях свыше 60 – 80 м; характеризовалась скоростью 2200 – 3400 м/с; это преломленная волна на поверхности коренных глин неогена ($N^3_1S_2$ км).

Волна t_R – релеевская, регистрировалась в последующих частях сейсмических записей, характеризовалась скоростью $V_R = 120 – 280$ м/с и длиной волны $\lambda_R = 5,1 – 17,4$ м.

По полученным данным строились годографы. Обработка годографов преломленных волн велась способом “ t_0 ”. Значения скорости релеевской волны в основании плотины (V_{R2}) определялись для модели *слой на полупространстве* с использованием дисперсионной кривой $V_R/V_{R2} = f(H_1/\lambda_R)$.

Изучение неоднородного строения грунтовой плотины и выявление в ней ослабленных элементов

Предыдущими изыскательскими работами (бурением, статическим и динамическим зондированием) выявлено наличие в разрезе плотины и основания мягкопластичных грунтов. Зондирование выполнено установкой РЗГ-2 в 12 точках плотины и основания между ПК 6+00 – 8+50. Каждый из полученных графиков зондирования представлял собой пилообразную кривую с очень большим разбросом удельного сопротивления грунта внедрению конуса зонда. Уверенная корреляция аномальных участков таких пилообразных кривых между точками зондирования не представлялась возможной. С целью обобщения этих материалов выполнена их статистическая обработка – отдельно для зондирований на гребне плотины, низовом откосе, берме и в нижнем бьефе. Осредняющий график в каждой группе был подвергнут одноразовой высокочастотной фильтрации (последовательному скользящему осреднению по трем точкам) в соответствии с методом *скользящего среднего* [3]. При интерпретации (например, рис. 2) участки графика левее линии тренда рассматривались как элементы разреза с наличием более пластичных грунтов; при этом на всех графиках выделен интервал глубин 3,5 – 5,0 м, который можно интерпретировать как интервал пород с пониженной прочностью.

Выявление ослабленных элементов плотины по данным электрозондирований выполнено с использованием вероятной связи между слабыми и вмещающими их более прочными грунтами с их УЭС при одномерной интерпретации (см. табл. 1). Пространственное прослеживание ослабленных зон проведено по данным двумерной инверсии (по разрезам УЭС) поперечников (рис. 3). Разрезы построены от условной поверхности, соответствующей плоскости низового откоса, и следуют через 25 метров, образуя объемную картину распределения УЭС в верхней части разреза на глубину 9,1 м (то есть выше поверхности депрессии).

По результатам такой интерпретации зона ослабленных грунтов в теле плотины выше поверхности депрессии образует тело мощностью в среднем 5 – 6 м, простирающееся от пикета 12+00 до 5+50 непрерывно. Под профилем зона присутствует повсеместно, а простираение вниз по откосу различное. Аномалии имеют сложную форму. Как видно из рис. 3, слой может раздваиваться вниз по склону и вдоль оси плотины. Вместе с тем, возможно наличие локальных участков ослабленных грунтов.

Определение кривой депрессии в теле плотины и основании

Определение положения поверхности депрессии производилось на основании данных электро- и сейсморазведки. Следует отметить, что по сейсмическим методам поверхность грунтовых вод располагается глубже, чем по данным электроразведки. При этом сейсморазведочная поверхность УГВ находится на глубине, при которой степень водонасыщения грунта близка к 100%, а электроразведочная поверхность отражает обводненные грунты, в которых присутствует заземленный воздух. Обобщенные данные приведены на схеме гидроизогипс по участку плотины (рис. 4). В рельефе поверхности отмечаются незначительные отклонения, ее относительное переуглубление на пикетах 7+30 – 7+70 объясняется близостью засыпанного русла Егорлыка с более водопроницаемыми грунтами.

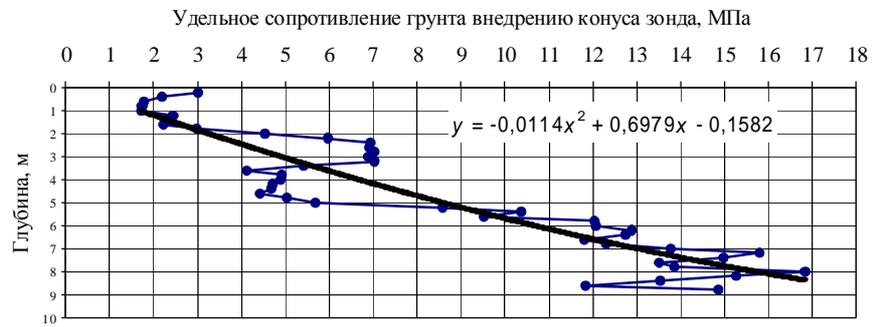


Рис. 2. Осредненный график динамического зондирования грунтов в трех точках низового откоса плотины (ТЗ- 7, ТЗ-8, ТЗ-10)

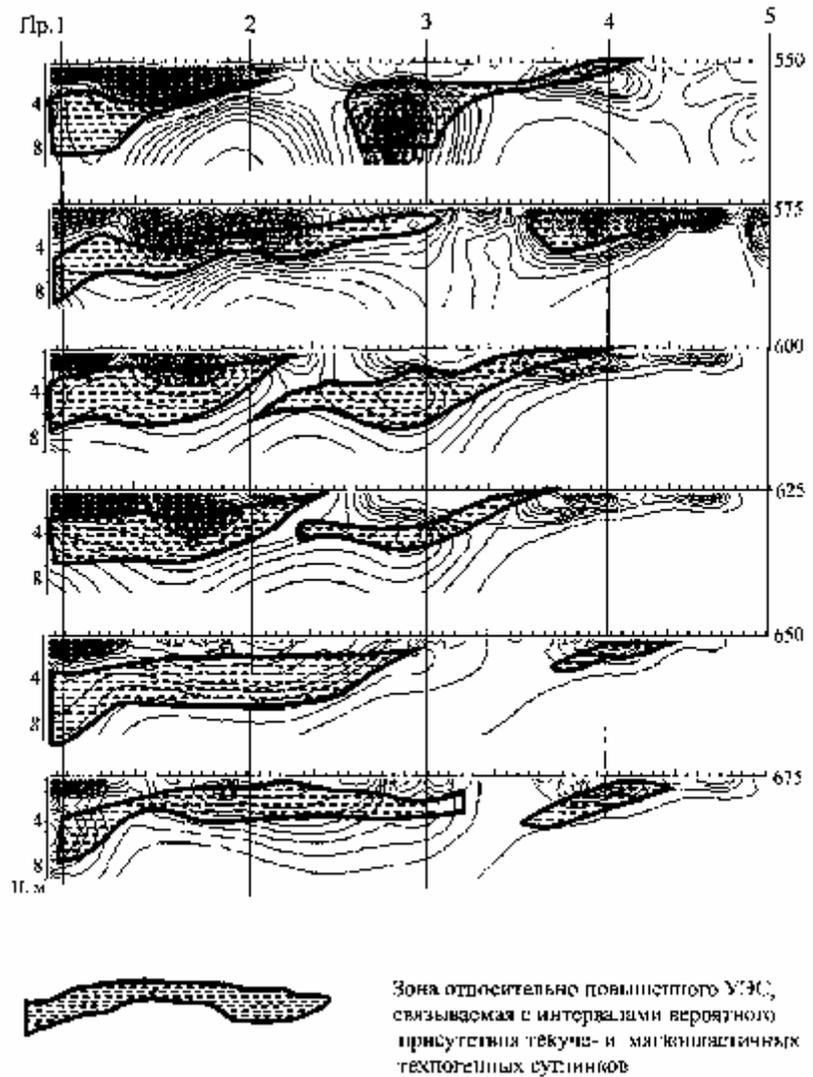


Рис.3. Модель геoeлектрического строения верхней части разреза низового откоса

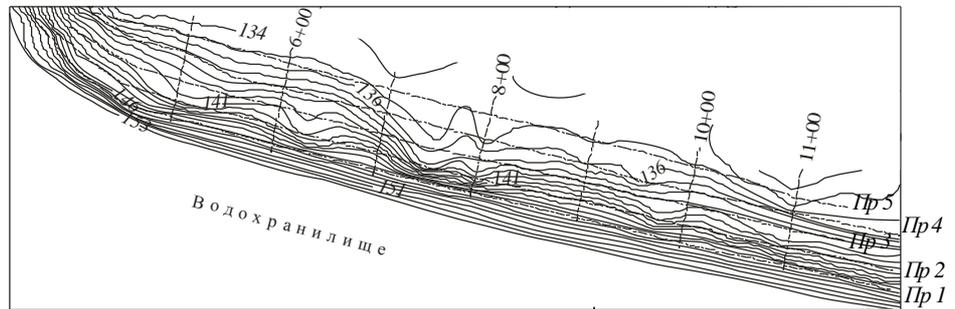


Рис. 4. Схема гидрозогипс поверхности депрессии в теле и основании плотины

Общая оценка неоднородного строения плотины и основания

Новотроицкая плотина неоднородна как в плане, так и в разрезе по ряду геофизических характеристик.

В плане выделены 3 крупных квазиоднородных элемента плотины :
 левобережная часть (от водосброса до ПК 5+00 по данным электрозондирований и от водосброса до ПК 6+00 по данным сейсморазведки), характеризующаяся более высокими фоновыми значениями УЭС (10 – 20 Ом·м) и скорости релеевских волн V_R (средние значения 231 – 233 м/с);

центральная часть (до ПК≈11+50 по электрозондированием и до 10+60 по сейсморазведке), имеющая наименьшие значения УЭС (6 – 10 Ом·м) и V_R (210 – 213 м/с);

правобережная часть с повышенными значениями УЭС (9 – 18 Ом·м) и V_R (230 – 268 м/с).

Поскольку значения V_R (и V_s) связаны с деформацией сдвига, то грунты левобережной и правобережной части плотины интерпретируются как более прочные по сравнению с грунтами центральной части.

Неоднородность плотины по УЭС в разрезе (рис. 5) связана, во-первых, с чередованием относительно слабых и более прочных грунтов, а во-вторых, с изменением минерализации поровой воды по глубине (наименьшая она в зоне аэрации – здесь сказывается влияние инфильтрационной воды, более высокая – ниже УГВ и очень высокая – в основании).

Неоднородность плотины в разрезе по скорости продольной упругой волны V_p обусловлена, во-первых, общей тенденцией (трендом) роста плотности техногенных грунтов с глубиной от поверхности, а во-вторых, увеличением степени водонасыщения S_r грунта.

На основе выполненных геофизических работ были составлены инженерно-геофизические разрезы по трем расчетным сечениям (один из разрезов показан на рис. 5).

Оценка динамических и статических характеристик деформируемости грунтов

Полученные по данным сейсморазведки скорости продольной V_p и поперечной V_s волн, а также известные значения плотности грунтов δ позволили определить значения динамического модуля упругости E_d и коэффициента Пуассона μ_d , оценить значения статического модуля деформации $E_{деф}$ по корреляционным связям его значений с E_d , V_p и V_s (табл. 3) [4,5].

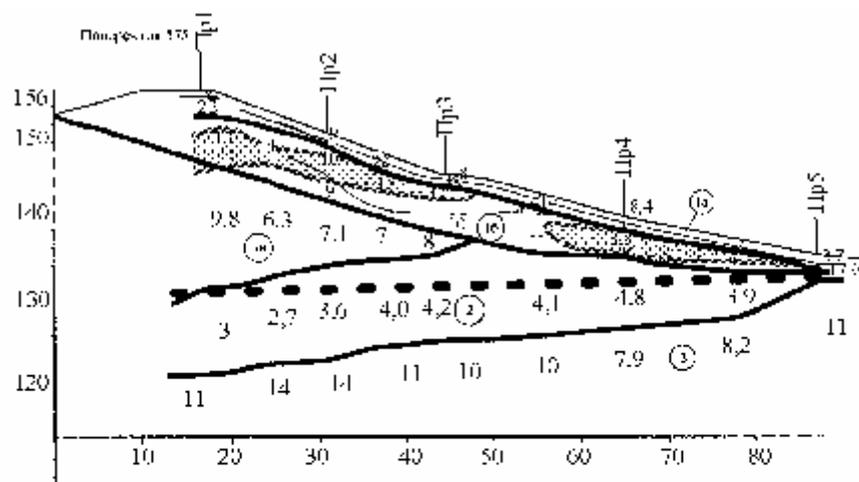


Рис. 5. Инженерно-геоэлектрический разрез на пункте 575:

- Геоэлектрические слои**
- 1а - техногенные грунты, облиты в зоне аэрации;
 - 1б - то же, водонасыщенные, электролитические условия грунтовых вод;
 - 1с - то же, выше уровня грунтовых вод. Местами слой включает суглинки песчаный;
 - 2 - в основном грунты осадочные, глины и суглинки, насыщенные грунтовыми водами повышенной минерализации;
 - 3 - группы осадочных, гранитоидно-гнейсовых и песчаных строменин.
- граница между телом и основанием плотины;
 - граница между геологическими слоями;
 - границы между грунтами с различным УЭС в пределах одного геологического слоя;
 - Зона наиболее быстрого распространения осевых токов в грунте, выделенная по 21 интерпретации электротомограмм;
 - ρ, Ω·м - значения удельного электрического сопротивления геологического слоя, Ω·м·м

Таблица 3

Средние значения динамических и статических характеристик деформируемости грунтов плотины и основания по данным сейсморазведки

Грунт	$d, 10^3$ кг/м ³	V_p , м/с	V_s , м/с	μ_d	E_d , МПа	E_{def} , МПа
Техногенные суглинки тела плотины в зоне аэрации	2,04	401	250	0,15	295	17,1
Техногенные суглинки тела плотины ниже зоны аэрации	2,04	485	257	0,30	350	17,7
Аллювиальные глины основания, водонасыщенные, в естественном залегании	2,0	1800	457	0,465	1224	25,0
Неогеновые глины основания в естественном залегании	2,0	2550	740	0,45	3180	39

При назначении расчетных характеристик учитывалось следующее [6]. Определяемые сейсморазведкой динамические параметры грунтов характеризуют несколько иные условия деформирования (частота $f = 20 \dots 100$ Гц, амплитуда деформаций $\epsilon = 10^{-4} \dots 10^{-3}\%$), чем при сильных землетрясениях ($f = 0,5 \dots 5$ Гц, $\epsilon = 10^{-2} \dots 1,0\%$), поэтому определяемые сейсморазведкой значения E_d нуждаются в корректировке. Для глинистых грунтов (суглинки, глины, лессы) при положительной температуре эта корректировка имеет вид $E_{d(расч)} \approx 0,6 E_d$, где E_d определено сейсморазведкой. Расчетное значение динамического коэффициента Пуассона допустимо полагать равным μ_d , определенному сейсморазведкой.

С учетом сказанного в расчетах предлагается использовать сейсмогеологическую модель, показанную на рис. 6.

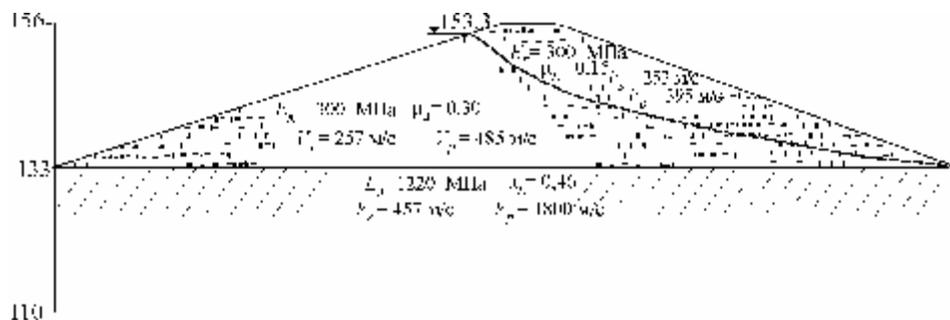


Рис. 6. Сейсмогеологическая схематизация системы плотина – основание

Выводы

1. Примененный комплекс геофизических методов, включавший электроразведку, резистивиметрию и термометрию, является рациональным при изучении грунтовых плотин и их оснований, сложенных глинистыми грунтами. Специфическая особенность изучаемого объекта при применении электроразведки заключалась в низкоомном (при относительно узком диапазоне изменения удельного электрического сопротивления) геоэлектрическом разрезе, что обусловлено, во-первых, преимущественным распространением глинистых грунтов, а во-вторых, повышенной минерализацией поровых вод. Основная трудность выполнения сейсмогеологических наблюдений была связана с очень сильным поглощением (затуханием) упругих волн при сейсмопрофилировании на гребне плотины.

2. Новотроицкая плотина, относящаяся в соответствии со СНиП 2.06.05-84* к однородному виду, неоднородна по ряду геофизических характеристик (как в плане, так и в разрезе).

В плане выделены 3 крупных квазиоднородных элемента плотины (левобережная, центральная и правобережная), отличающиеся по электрическим и упругим характеристикам. Грунты левобережной и правобережной частей плотины интерпретируются как более прочные по сравнению с центральной частью.

Неоднородность плотины по УЭС в разрезе связана с чередованием относительно слабых и более прочных грунтов и с изменением минерализации поровой воды в зависимости от глубины. Неоднородность плотины в разрезе по скорости продольной упругой волны V_p обусловлена ростом плотности техногенных грунтов с глубиной от поверхности и увеличением степени водонасыщения S_r грунта.

3. Параметрическими электроразведками вблизи скважин, вскрывших мягкопластичные грунты, установлены критерии для выделения на геоэлектрических разрезах интервалов, где преобладают менее прочные суглинки. Выполненная на этой основе интерпретация геофизических материалов верхней части разреза до глубины 9,1 м свидетельствует о том, что интервалы слабых грунтов встречаются в нижней части достаточно часто (практически повсеместно от ПК 5+50 до ПК 11+75 с наибольшим развитием от ПК 8+50 до ПК 10+00), причем во многих случаях такие элементы разреза характеризуются изогнутой (червеобразной) формой, имеют прерывистый характер, не прослеживаясь непрерывно по всей нижней призме от пригребневой зоны до подножия низового откоса. Вместе с тем, электроразведками не удалось выявить интервалы сла-

рых грунтов в нижней части разреза плотины из-за их слабой дифференциации по УЭС. Статистическая обработка данных статического и динамического зондирования между ПК 6+00 – 8+50 также свидетельствует о несомненном наличии прослоев слабых грунтов в разрезе, причем наиболее четко выделяется интервал глубин 3,5 – 5,0 м.

4. Геофизическими исследованиями установлено, что кривая депрессии в теле плотины имеет достаточно плавный вид, за исключением переуглубления между ПК 7+30 – 7+70, пространственно приуроченного к засыпанному при строительстве руслу р. Егорлык.

5. Составленные на базе выполненных геофизических работ инженерно-геофизические разрезы использованы при схематизации системы плотина – основание.

6. Уточнения в оценках динамических характеристик свойств грунтов плотины и основания оптимизируют их по сравнению с принятыми ранее и имеющими значительный запас (как для плотины, так и для основания ранее были приняты одинаковые значения динамического модуля упругости $E_d = 1500$ МПа и коэффициента Пуассона $\mu_d = 0,38$).

В результате выполненных натурных исследований рекомендуются следующие расчетные значения динамических характеристик системы плотина – основание, откорректированные применительно к землетрясениям интенсивностью 7 – 8 баллов:

техногенные суглинки плотины в зоне аэрации: $E_d = 180$ МПа, $\mu_d = 0,15$;

техногенные суглинки плотины ниже уровня грунтовых вод: $E_d = 210$ МПа, $\mu_d = 0,30$;

глинистые грунты основания в естественном залегании: $E_d = 730$ МПа, $\mu_d = 0,46$.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Электрическое** зондирование геологической среды / Под ред. В.К. Хмелевского, В.А. Шевнина. М.: Изд-во МГУ. Т.1 (1988). Т.2 (1992). Т.3 (1994).
2. **Loke M.H.** Electrical imaging survey for environmental and engineering studies. A practical guide to 2D and 3D surveys. 1997-2001.
3. **Миллер Р.Л., Канн Дж. С.** Статистический анализ в геологических науках. М.: Мир. 1965.
4. **Бондарев В.И.** Рекомендации по применению сейсмической разведки для изучения физико-механических свойств рыхлых грунтов в естественном залегании для строительных целей. М. 1974.
5. **Миндель И.Г.** Изучение физико-механических свойств лессовых пород сейсмоакустическими методами // Труды ПНИИИС. М.: ПНИИИС. 1970. Т. 4. С.278-298.
6. **Воронков О.К.** Оценка значений динамического модуля упругости мерзлых и талых грунтов применительно к условиям сильных землетрясений // Криосфера Земли. Изд-во Сиб. отд. РАН. 2002. Т. VI. №4. С.70-77.

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОКРИОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ УЧАСТКА ВОДОЗАБОРА ДЛЯ г. ПЕВЕК

Город Певек и близлежащие населенные пункты на побережье Чаунской губы Восточно-Сибирского моря имеют единственным источником водоснабжения водохранилище, образованное возведением гидроузла с грунтовой плотиной в 1,5 км от устья ручья Певек. Неоднократные аварии различных элементов водозаборного сооружения диктуют необходимость его реконструкции после почти 40-летней эксплуатации. Для обоснования проекта реконструкции при участии и под руководством авторов выполнена оценка инженерно-геокриологических условий участка размещения гидроузла.

Гидроузел водозабора г. Певек возведен в 1969 г. с грунтовой насыпной плотиной и бетонным водосбросом вблизи ее левобережного примыкания.

Плотина мерзлого типа с центральным противofильтрационным устройством, образованным с помощью мерзлотной завесы, созданной системой замораживающих устройств с естественной зимней циркуляцией воздуха. На левобережном участке со стороны водохранилища к плотине примыкает грунтовая призма водозабора; тепловыделяющие водозаборные трубы проложены через тело плотины на контакте с основанием [1].

Гидроузел расположен в районе с семерибальной сейсмичностью в области сплошного распространения многолетнемерзлых пород со среднегодовыми температурами минус 5 – 6°С.

Основание сооружений сложено в значительной части сильнольдистыми, распученными при промерзании грунтами, включающими мономинеральные скопления льда в виде линз и прослоев вскрытой мощностью до 2,5 м, расположенных крайне неравномерно в массиве основания.

Общая мощность четвертичных образований изменяется от 5 м в основании центральной части плотины до 30 м (возможно более) на участке переуглубления в меловых скальных породах на месте древнего русла ручья Певек.

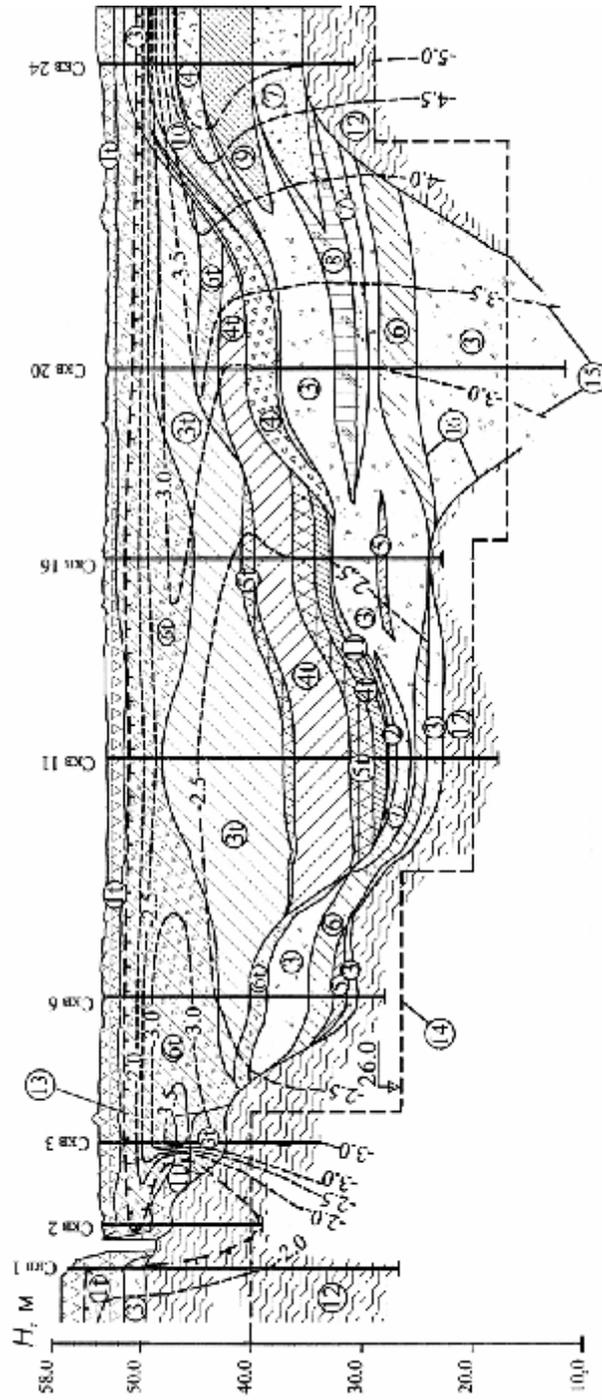
На основе анализа стратиграфических и генетических признаков грунтов с учетом показателей их состава и свойств проведена инженерно-геологическая схематизация основания сооружений гидроузла с выделением 12-ти инженерно-геологических элементов (ИГЭ) (рисунок, таблица).

ИГЭ-1 представлен *аллювиальными* галечниковыми и гравийными грунтами с супесчаным заполнителем до 40% и растительными остатками. Грунт твердомерзлый, слабльдистый, местами с прожилками и линзами льда мощностью до 5 мм. Криогенная текстура корковая, в заполнителе сетчатая. Высокая плотность скелета грунта (1,95 т/м³) соответствует равномерному гранулометрическому составу грунта.

**Характеристики механических и теплофизических свойств грунтов
основания плотины**

№ ИГЭ	Краткая характеристика грунтов	Коэффициент трения	Сцепление, МПа	Модуль деформации, МПа	Коэффициент теплопроводности, Вт/м °С	Объемная теплоемкость, МДж/(м ³ ·С)
1	Галечниковый и гравийный грунт с супесчаным заполнителем до 40 %	<u>0,57</u>	<u>0,037</u>	<u>40</u>	<u>2,70</u>	<u>2,26</u>
		0,55	0,030	25	2,50	2,68
2	Супесь гравийная, галечниковая; щебенистый, дресвяный грунт с супесчаным заполнителем до 40%	<u>0,12</u>	<u>0,10</u>	<u>5</u>	<u>2,0</u>	<u>2,17</u>
		0,1	0	1	1,7	3,15
3	Галечниковый, гравийный, щебенистый, дресвяный грунт с супесчаным заполнителем до 40%; суглинки, супеси дресвяные, щебенистые	<u>0,50</u>	<u>0,03</u>	<u>35</u>	<u>2,20</u>	<u>2,30</u>
		0,48	0,015	20	1,80	2,80
4	Щебенистый, дресвяный грунт с супесчаным заполнителем до 40%; суглинки и супеси с включением дресвы до 25%	<u>0,37</u>	<u>0,02</u>	<u>30</u>	<u>2,1</u>	<u>2,30</u>
		0,35	0,01	15	1,9	2,40
5	Суглинки и супеси с включением дресвы и щебня до 25%	<u>0,17</u>	<u>0,02</u>	<u>4,5</u>	<u>1,90</u>	<u>2,10</u>
		0,15	0,01	2	1,6	3,10
6	Галечниковый и гравийный грунт с супесчаным и суглинистым заполнителем до 40%	<u>0,62</u>	<u>0,04</u>	<u>50</u>	<u>2,2</u>	<u>2,26</u>
		0,60	0,02	35	1,90	2,70
7	Галечниковый и гравийный грунт с супесчаным и суглинистым заполнителем до 40%; суглинки, супеси дресвяные и щебенистые	<u>0,22</u>	<u>0,03</u>	<u>20</u>	<u>2,2</u>	<u>2,20</u>
		0,20	0,01	5	1,9	3,30
8	Суглинки, супеси дресвяные, щебенистые	<u>0,22</u>	<u>0,05</u>	<u>30</u>	<u>1,9</u>	<u>2,2</u>
		0,20	0,03	7	1,7	2,95
9	Суглинки, реже супеси	<u>0,10</u>	<u>0,10</u>	<u>7</u>	<u>2,0</u>	<u>2,15</u>
		–	–	0,5	–	3,50
10	Лед	0	<u>0,3</u>	<u>50</u>	<u>2,0 – 2,3</u>	<u>2,3</u>
		–	–	–	1,0	–
12	Ороговикованные глинистые сланцы, сильнотрещиноватые, сильновыветрелые	–	–	–	<u>2,50</u>	<u>1,9</u>
		–	–	–	2,30	2,0

Примечание: над чертой приведены значения характеристик свойств грунтов в мерзлом состоянии, под чертой – в оттаявшем состоянии.



Инженерно-геологический разрез по оси плотности:

Техногенные отложения: 11 – щебнистый и дресвяный грунт с суглинком до 40%; 2 т – щебнистый грунт с супесчано-суглинистым заполнителем до 40%; 3 т – суглинок со щебнем и дресвой до 25%; 4 т – суглинок со щебнем и дресвой до 25%; 5 т – суглинок со щебнем и дресвой до 25%; 6 т – суглинок дресвяный, щебнистый; аллювиальные отложения: 1 – галечниковый и гравийный грунт с супесчаным заполнителем до 40%; 2 – супесь гравийная, галечниковая; щебнистый дресвяный грунт с супесчаным заполнителем до 40%; делювиально-солифлюкционные, аллювиальные и элювиальные образования: 3 – галечниковый, гравийный, щебнистый, дресвяный грунт с супесчаным заполнителем до 40%; суглинок, супеси дресвяные, щебнистые; 4 – щебнистый, дресвяный грунт с супесчаным заполнителем до 40%; суглинок и супеси с включением дресвы и щебня до 25%; 5 – суглинок и супеси с включением дресвы и щебня до 25%; аллювиальные отложения: 6 – галечниковый, гравийный, щебнистый, дресвяный грунт с супесчаным заполнителем до 40%; суглинок и супеси дресвяные и щебнистые; 7 – галечниковый и гравийный грунт с супесчаным и суглинистым заполнителем до 40%; аллювиальные и делювиально-коллавиальные образования: 8 – суглинок и супеси дресвяные и щебнистые; 9 – озерно-болотные образования: суглинок, реже супеси, твердомерзлые; делювиально-солифлюкционные отложения: 10 – лед; 11 – почвенно-растительный слой; 12 – верхнеюрские-нижнемеловые сланцы оротогивованные темно-серые, сильнольдистые, с линзами и прослоями льда до 1,0 мм; 13 – зафиксированное на октябрь 2003 г. положение изотермы 0°C; 14 – нижняя граница проектируемой мерзлотной завесы; 15 – изотермы; 16 – границы инженерно-геологических элементов

ИГЭ-2 состоит из двух слоев:

аллювиальных супесей гравийных и галечниковых, с включениями растительных остатков и торфа; грунты твердомерзлые, льдистые, с прослоями и линзами льда мощностью до 5 мм; криогенные текстуры: массивная, сетчатая, атакситовая;

делювиально-солифлюкционных щебенистых и дресвяных грунтов с супесчаным и суглинистым заполнителем до 40%; грунты сильнольдистые, с линзами и прослоями льда; криогенные текстуры: массивно-поровая, атакситовая, корковая; суммарная влажность грунта (W_c) составляет 47%, плотность скелета (ρ_d) – 1,12 т/м³.

В ИГЭ-3 объединены:

делювиально-солифлюкционные щебенистые и дресвяные грунты с супесчаным и суглинистым заполнителем до 40%; грунты слабольдистые, массивной криогенной текстуры, реже корковой и атакситовой, в заполнителе на отдельных участках наблюдается линзовидная криотекстура, $W_c=12\%$, $\rho_d=1,88$ т/м³; суглинки, реже супеси щебенистые, грунты в среднем содержат 60% фракций размером менее 2 мм, среди которых преобладают пылеватые частицы; грунты слабольдистые, содержат прожилки льда мощностью до 1 мм, редко до 7 мм; криогенные текстуры грунтов: массивная, сетчатая, атакситовая, участками слоистая, $W_c=15\%$, $\rho_d=1,84$ т/м³;

аллювиальные отложения верхнего звена – супеси, реже суглинки, с включениями гравия и гальки; грунты на отдельных участках оторфованы, твердомерзлые, слабольдистые, с прожилками и линзами льда, криотекстуры грунтов: массивная, атакситовая, корковая; суммарная влажность невелика, а плотность довольно высокая;

аллювиальные отложения среднего звена – гравийные грунты с суглинистым заполнителем более 60%, твердомерзлые, слабольдистые, с массивной криогенной текстурой; влажность грунта невысока, а плотность значительна; супеси, реже суглинки с включениями гравия и гальки, грунты твердомерзлые, слабольдистые, криотекстуры грунтов: массивная, местами атакситовая, линзовидная и корковая; супеси с включениями гравия и гальки, твердомерзлые, слабольдистые с массивной криогенной текстурой, суммарная влажность грунта невысока, а плотность значительна;

элювиальные щебенистые и дресвяные грунты с супесчаным заполнителем, супеси с включениями дресвы и щебня, грунты от слабольдистых до льдистых, с корковой криогенной текстурой, которая в супесях переходит в массивную и атакситовую.

ИГЭ-4 сложен *делювиально-солифлюкционными* щебенистыми и дресвяными грунтами с супесчаным и суглинистым заполнителем до 40%, льдистыми, с прожилками льда мощностью до 5 мм, криотекстуры: массивно-поровая, атакситовая, корковая; $W_c=24\%$, $\rho_d=1,59$ т/м³; суглинками с дресвой и щебнем до 25% с включением растительных остатков, сильно пылеватыми (содержание частиц 0,05 – 0,005 мм в среднем составляет 50%), слабольдистыми, с прожилками льда мощностью до 1 мм, криогенная текстура сетчатая, $W_c=22\%$, $\rho_d=1,64$ т/м³.

ИГЭ-5 представлен:

делювиально-солифлюкционными суглинками с дресвой и щебнем до 25% с включением растительных остатков, сильно пылеватыми (содержание частиц 0,05 – 0,005 мм в среднем составляет 50%), сильнольдистыми, с прожилками льда мощностью до 5 мм, криотекстура сетчатая, величина суммарной влажности грунта почти в два раза превосходит таковую для суглинка предыдущего слоя, грунт значительно менее плотен, $\rho_d=1,24$ т/м³;

аллювиальными отложениями верхнего звена – супесями, участками оторфованными, твердомерзлыми, сильнольдистыми, с прослоями льда мощностью до 2 мм, с массивной и сетчатой криотекстурой.

ИГЭ-6 включает *аллювиальные отложения верхнего звена* – галечниковые и гравийные грунты с супесчаным и суглинистым заполнителем более 40%, слабольдистые, с прожилками льда, с преимущественно массивной и корковой криогенной текстурой. Небольшая влажность (11%) и равномерный гранулометрический состав обусловили высокую плотность грунта ($\rho_d = 2,03 \text{ т/м}^3$). Прочность на сжатие промороженных образцов нарушенного сложения изменяется в пределах 6,6 – 7,6 МПа при среднем значении из пяти опытов 7,1 МПа.

ИГЭ-7 представлен:

аллювиальными отложениями верхнего звена – галечниковыми и гравийными грунтами с супесчаным и суглинистым заполнителем, с прослойками льда мощностью до 5 мм; криотекстуры грунтов: массивная, сетчатая, корковая, атакситовая, реже слоистая; суммарная влажность грунтов вдвое выше, чем грунтов ИГЭ-6, а плотность значительно ниже;

делювиально-коллювиальными щебенистыми грунтами с супесчаным и суглинистым заполнителем, который содержит почти 40% пылеватых частиц, с единичными глыбами, грунты сильнольдистые, с корковой, местами атакситовой криогенной текстурой, которая в заполнителе переходит в линзовидную; $W_c = 42\%$, $\rho_d = 1,34 \text{ т/м}^3$;

аллювиальными отложениями верхнего звена – супесями, реже суглинками, с включениями гравия и гальки до 50%; грунты твердомерзлые, сильнольдистые, содержат прослойки и линзы льда мощностью до 2 мм, криогенные текстуры грунтов: сетчатая, корковая, атакситовая, слоистая; $W_c = 37\%$, $\rho_d = 1,28 \text{ т/м}^3$.

ИГЭ-8 включает *делювиально-солифлюкционные отложения* – суглинки, реже супеси щебенистые, грунты в среднем содержат 60% фракций размером менее 2 мм, среди которых преобладают пылеватые частицы; грунты льдистые, с частыми прожилками льда мощностью до 2 мм, криогенные текстуры: слоистая, сетчатая, на отдельных участках атакситовая; $W_c = 25\%$, $\rho_d = 1,50 \text{ т/м}^3$.

ИГЭ-9 представлен *озерно-болотными* суглинками с дресвой и щебнем, сильнольдистыми, встречаются прожилки льда мощностью до 5 мм, криогенные текстуры: сетчатая и слоистая. Как и для большинства связанных грунтов, слагающих основание плотины, для суглинка рассматриваемого слоя характерна высокая пылеватость, составляющая в среднем 50%; $W_c = 76\%$ и достигает 93%, соответственно, у грунта низкая плотность ($\rho_d = 0,84 \text{ т/м}^3$, коэффициент пористости 2,2).

В ИГЭ-10 выделены подземные льды, видимо, погребенная наледь.

ИГЭ-11 сложен торфом разной степени разложения с растительными остатками, с прожилками и линзами льда толщиной до 7 мм;

ИГЭ-12 представлен метаморфизованными ороговикованными глинистыми сланцами нижнего мела, сильнотрещиноватыми, участками сильно выветрелыми, сильно ожелезненными, слабольдистыми и морозными, трещины заполнены льдом и льдистой супесью.

После оттаивания все глинистые грунты, в том числе и заполнитель крупнообломочных образований, приобретают, как правило, текучую консистенцию.

При оттаивании щебенисто-дресвяных грунтов с супесями или суглинками, залегающими в основании плотины, коэффициент фильтрации

грунтов прогнозировался около 10 м/сут (ИГЭ-2, 3, 4), гравийно-галечниковых грунтов (ИГЭ-1, 3, 6, 7) – около 100 м/сут (с учетом крупных линз льда в четвертичных отложениях и прожилков льда в крупных трещинах коренных пород).

Наилучшими свойствами как в мерзлом состоянии, так и после оттаивания отличаются крупнообломочные грунты с супесчаным и суглинистым заполнителем (ИГЭ-3 и 6). Наиболее слабым, помимо элемента 10, является ИГЭ-9, сложенный преимущественно суглинками, которые после оттаивания полностью теряют несущую способность. Близок к нему ИГЭ-2. Остальные ИГЭ по физико-механическим свойствам грунтов занимают промежуточное положение, но после оттаивания прочность грунтов резко снижается, а деформируемость увеличивается.

Для каждого из перечисленных ИГЭ в таблице приведены характеристики механических и теплофизических свойств грунтов, рекомендуемые для расчетов.

В целом в основании плотины ИГЭ залегают в виде линз и слоев, мощность их варьируется в широких пределах в зависимости от истории развития долины ручья Певек [2].

Эксплуатация мерзлотной завесы в теле и основании плотины, образованной на основе воздушной системы замораживания грунтов, сопровождалась многочисленными отказами системы охлаждения, известными на ряде других плотин в криолитозоне [3] (непроектная интенсивность работы вентиляторов, образование конденсата льда в замораживающих трубах и т.д.). Это привело к изменению криогенного состояния основания – оттаиванию в локальных зонах, развитию фильтрационно-суффозионных процессов, вызвавших аварию сооружений 14 августа 1970 г., когда произошло разрушение плотины на участке проложения через нее труб водозабора, где мерзлотная завеса отсутствовала. В плотине сформировался эллипсоидного вида тоннель с площадью сечения около 40 м² с мерзлым основанием и мерзлым сводом. Водоохранилище опорожнилось на 80% своего объема. Восстановительные работы на плотине, включая монтаж системы замораживания, были закончены к лету 1971 г. Одновременно были начаты регулярные температурные наблюдения в теле и основании плотины.

Подъем уровня воды в водоохранилище летом 1976 г. до отметки 48,75 м (выше рекомендованной) привел к образованию таликовой зоны, возникновению по ней фильтрации из водоохранилища на участке примыкания тела плотины к бетонной стенке водосброса – 1 августа фильтрационный расход составил 0,08 л/с. По температурным замерам, в том числе в морозильных колонках, приблизительно была оценена ширина таликовой зоны, составившая по оси плотины 6 м. С целью ликвидации и предотвращения фильтрации проведена цементация оттаявшей зоны.

В 1978 г. летом в контрольных пунктах термонаблюдений отмечались повсеместно ледяные пробки, обрывы термогирлянд и другие повреждения.

По замерам 1982 – 1986 гг. сезонные колебания температур в теле плотины составили 1,8°C; в основании – 1,1°C, что говорит о незначительном эффекте зимнего охлаждения сооружения.

В 1985 – 1988 гг. проведена реконструкция гидроузла – наращивание плотины и перенос водосброса. При последующих обследованиях отмечалось, что откосы плотины значительно круче, чем предусмотрено проектом.

После 1986 г. нерегулярные температурные замеры и искусственное промораживание плотины из-за отсутствия средств практически прекратились. В апреле 1991 г. был произведен разовый замер температур, по которым зафиксированы после зимнего сезона четыре зоны аномально “мягких” отрицательных температур (от минус 0,8 до минус 1,2°C) под старым и новым водосбросами, вблизи “строительного” водосброса, а также на правобережном участке вблизи русла ручья Певек.

Основание существующего водосброса и его береговое примыкание не контролировались.

Анализ данных многолетнего геотемпературного мониторинга позволяет утверждать, что к 1993 г. отчетливо проявился процесс повышения температур грунтов тела и основания плотины. Если в естественных условиях среднегодовые температуры грунтов основания плотины составляли минус 5°C – 6°C, то в 1993 г. они равнялись минус 0,8°C – 4°C. В теле плотины наблюдалось постепенное повышение температур от правобережной части к левобережной от минус 3 – 4°C до минус 0,8 – 3°C.

На момент обследования плотины в 2002 г. термометрическая сеть в целом находилась в нерабочем состоянии. Замораживающие колонки были заполнены водой и льдом, оборудование утрачено.

В настоящее время продолжают процессы повышения температуры грунтов, особенно в левобережной и центральной частях плотины. В основании действующего водосброса выявлен талик шириной по оси плотины около 50 м, глубиной от гребня плотины 14 м (см. рисунок). В низовом клине плотины и в его основании температура грунтов по оси плотины в среднем ниже на 0,5 – 1,0°C по сравнению с центральной частью. Не обследована верховая упорная призма, границы талой зоны определены предварительным теплофизическим расчетом, при этом физико-механические и теплофизические характеристики определены экспертно по аналогам. Глубина таликовой зоны на сентябрь 2004 г. составила 17 – 20 м. Ее граница в теле плотины близка к оси мерзлотной завесы. Поскольку процесс протаивания здесь не контролируется, детальную количественную его оценку выполнить в настоящее время невозможно.

Следует отметить, что температура начала замерзания-протаивания грунтов основания плотины, представленных делювиально-солифлюкционными, верхнечетвертичными аллювиальными и четвертичными элювиальными образованиями, составляет минус 0,3°C – 0,6°C, среднечетвертичными отложениями – минус 1,2°C.

Температуры грунтов в 2003 – 2004 гг. на отдельных участках приближались к температурам фазовых переходов, поэтому даже незначительное дальнейшее повышение температуры может привести к возрастанию количества незамерзшей воды в грунтах и существенному ослаблению структурных связей, снижению прочностных свойств и повышению деформируемости и водопроницаемости грунтов.

В результате неоднократных осмотров плотины (в том числе водозлазных) на протяжении 1970 – 2002 гг. установлено, что на плотине происходит интенсивный подмыв и волновая переработка верхового откоса. Не исключено, что этому процессу способствует осадка основания верхового откоса, связанная с его протаиванием под утепляющим влиянием водохранилища.

Осенью 2005 г. на правобережном участке плотины по гребню на длине 80 м произошла просадка грунтов на глубину 0,8 м.

Анализ инженерно-геологических материалов и температурного режима плотины с начала ее эксплуатации, а также результаты обследования позволяют сделать следующие выводы.

1. Бесконтрольное протаивание правобережной части плотины, где обнаружены крупные (мощностью до 2,5 м) залежи подземного льда в льдистых и сильнольдистых четвертичных отложениях мощностью до 30 м, неизбежно приведет к значительным и неравномерным деформациям плотины вплоть до ее разрушения.

2. Наиболее целесообразным вариантом плотины в сложившихся инженерно-геологических условиях следует считать грунтовую плотину мерзлого типа с центральной мерзлотной завесой, образуемой с помощью парожидкостных замораживающих устройств. Такие устройства хорошо зарекомендовали себя на плотине Анадырской ТЭЦ [4], в то время как примененная на плотине водозабора для г. Певек система с воздушным охлаждением оказалась неэффективной в связи с климатическими особенностями региона и большой глубиной завесы.

3. На участках плотины вблизи водосброса следует предусмотреть комплексную мерзлотную завесу с предварительной цементацией фильтрующих грунтов в талых зонах основания.

Положения, изложенные выше, легли в основу проекта реконструкции плотины водозабора для г. Певек.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Биянов Г.Ф.** Плотины на вечной мерзлоте. М.: Энергоатомиздат. 1983.
2. **Каган А.А., Комаров Ю.С., Кривоногова Н.Ф.** Инженерно-геологическое обоснование проекта реконструкции водозабора г. Певек // Матер. III конф. геокриологов России. Изд. Московск. универ. 2005. Т.4. Часть 8. С. 125-131.
3. **Анализ работоспособности сезоннодействующих охлаждающих устройств по результатам эксплуатации гидротехнических сооружений** / Н.А. Бучко, И.А. Максимов, М.П. Паввич, В.А. Турчина // Гидротехническое строительство. 2004. №3. С. 23-29.
4. **Кривоногова Н.Ф.** Инженерно-геологическое обоснование декларации безопасности гидротехнических сооружений в криолитозоне // Матер. II конф. геокриологов России. Изд. Московск. универ. 2001. Т.4. С. 131-138.

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ВОДНОГО РЕЖИМА ПОЙМЫ НА ФИЛЬТРАЦИЮ В ОСНОВАНИИ ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЫ № 2 ВОТКИНСКОЙ ГЭС

На Воткинской ГЭС нарушения в работе трубчатого дренажа, уложенного вдоль подножия низового откоса грунтовой плотины №2, во многом обусловлены прогрессирующим осаждением гидроксидов марганца в полости дренажного коллектора и в его фильтровой обсыпке. Установлено, что растворенный в воде марганец поступает в дренаж из водоносного горизонта основания плотины [1].

В связи с этим в 2005 г. исследован режим фильтрации в основании плотины и его связи с уровенным режимом водных объектов, расположенных в пойме у плотины № 2. Цель исследований заключалась в выявлении факторов, определяющих условия фильтрации в основании, изменение которых позволило бы снизить или ликвидировать разгрузку в дренаж минерализованных вод основания.

Плотина № 2 и ее основание

Грунтовая плотина № 2 – правобережная пойменная, являясь продолжением русловой плотины № 1, сопрягает сооружения гидроузла с правым берегом. Ее протяженность 1832 м (рис.1). Наибольшая высота плотины составляет 26,5 м, ширина по гребню – 18 м. Плотина имеет распластанный однородный профиль. Тело плотины намыто из мелкозернистых песков крупностью 0,15 – 0,30 мм с коэффициентом фильтрации 8 – 11 м/сут.

Низовой клин плотины дренируется трубчатым дренажем с двухслойным обратным фильтром в сочетании с наклонным дренажем. Вдоль плотины проложена дренажная канава, выполненная в виде бетонного U-образного лотка глубиной 0,8 – 1,5 м, который собирает воду из 11 разгрузочных скважин, установленных вдоль канавы на участке от ПК 40 до ПК 44.

Основание плотины № 2 сложено четвертичными аллювиальными отложениями, залегающими на толще верхнепермских пестроцветов, практически водонепроницаемых. Разрез аллювия отражает типичный речной цикл смены осадков от покровных суглинков вверху до галечников внизу [2]. Для разреза характерна большая мощность гравийно-галечных грунтов (до 6 – 8 м), которые сопрягаются с галечниками современного русла р. Кама. По данным изысканий коэффициенты фильтрации составляют: гравийно-галечного слоя 44 – 95 м/сут., песков 24 – 9 м/сут. Эти данные подтверждаются результатами лабораторных испытаний проб, отобранных нами в шурфах и строительных скважинах: гравий 30 – 47 м/сут (4 пробы) и 76 м/сут, гравелистые и крупные пески 13 – 26 м/сут (4 пробы), мелкий песок 8 м/сут (среднее из 21 пробы). Образцы покровных суглинков, отобранные с ПК 41, ПК 39,5 и ПК 38, определены как глины с $k = 1,7 - 7,2 \cdot 10^{-5}$ м/сут.

Грунтовые воды аллювиальных отложений за пределами плотины имеют свободную поверхность, а в ее основании являются напорными. Местами они гидравлически связаны с трещинными водами верхнепермской толщи.

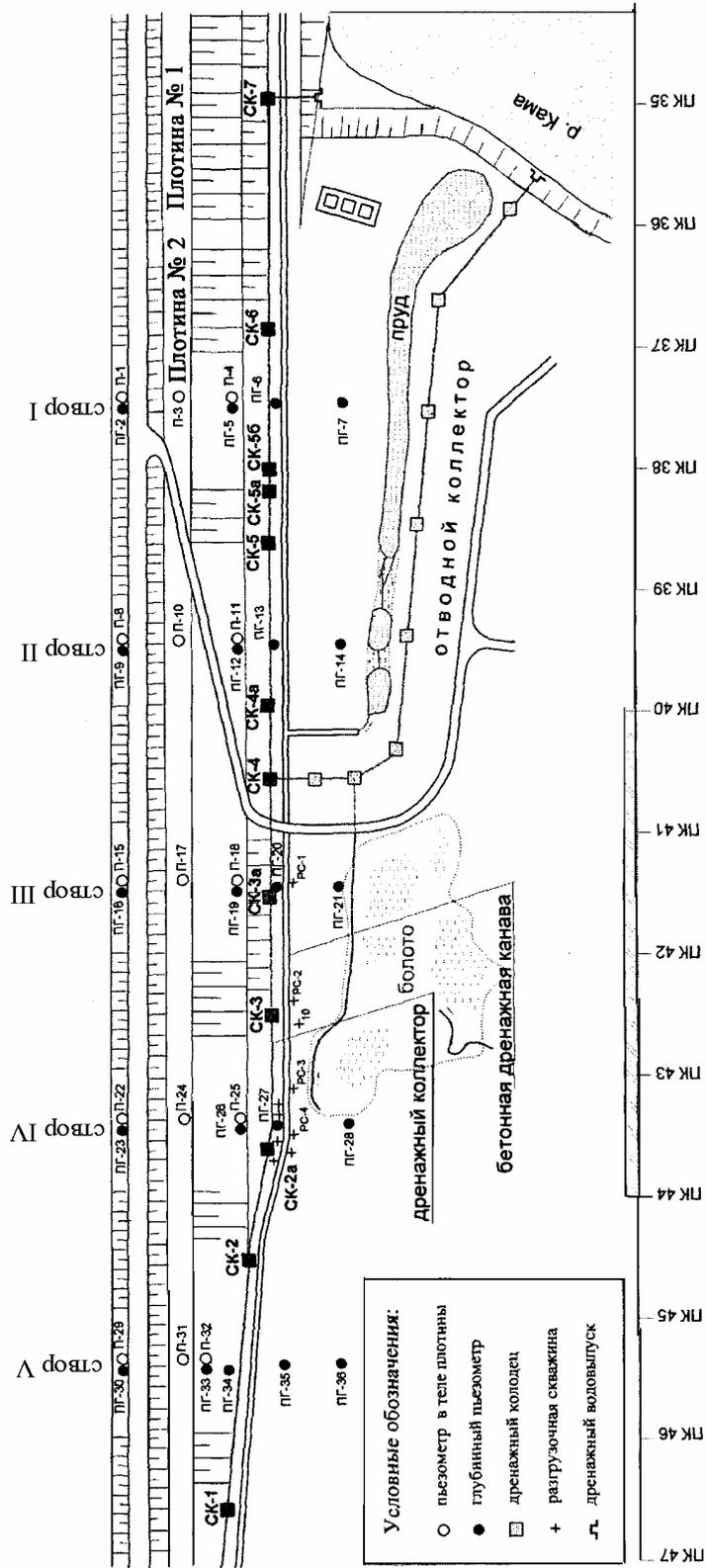


Рис. 1. Схема расположения дренажной и пьезометрической сети земляной правобережной плотины №2 от ПК35 до ПК47

Дренаживание основания осуществлено путем устройства в покровных суглинках траншеи-прорези, заполненной песком с коэффициентом фильтрации не менее 8 – 10 м/сут. Прорезь располагается под трубчатым дренажем плотины и имеет ширину по низу не менее 5 м и глубину от подошвы дренажной призмы в пределах 3 м (рис.2).

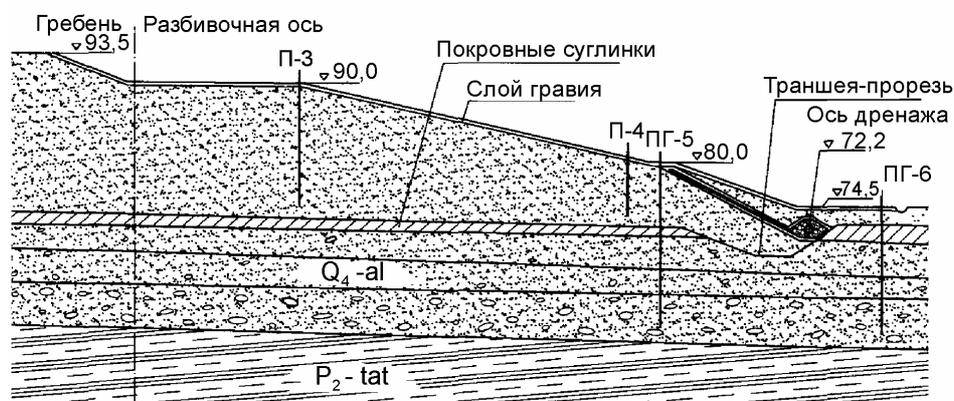


Рис. 2. Профиль низового клина плотины № 2 Воткинской ГЭС по пьезометрическому створу I

Болото

По многолетним наблюдениям в песчано-гравийно-галечном горизонте соединяются два потока: грунтовые воды, поступающие со стороны коренного берега, и напорный поток, поступающий со стороны водохранилища. Вследствие этого заболочен участок поймы (ПК 41-43), прилегающий к 1-й надпойменной террасе (см. рис.1), где покровные суглинки были вскрыты при строительстве плотины. На дне протекающего по болоту ручья и в закопушках наблюдаются грифоны. Вода с болота в настоящее время разгружается в отводящий коллектор.

Проведенные детальные обследования дренажа и анализ данных режимных наблюдений за уровнями в колодцах выявили прогрессирующее заиливание дренажа грунтовых плотин Воткинской ГЭС хемогенными марганцевородными отложениями. В 2002 г. накопление гидроксидов марганца в трубчатом дренаже плотины № 2 достигло таких размеров, что произошла закупорка дренажного коллектора между колодцами СК-3 и СКО-4 на участке ПК 40,7 – ПК 41,3. Уровень воды в колодце СК-3 поднялся практически до дневной поверхности.

В результате подтопления дренажа у подошвы плотины образовался купол грунтовых вод с высачиванием на поверхности грунтовой дороги и грифонами в придорожном кювете. Возросло грунтовое питание болота, заболотился новый участок поймы, ранее сухой. Увеличились расходы разгрузочных скважин, у ПК 43 начали изливаться две скважины ранее дебита не имеющие. Подъем УГВ в пойме (благодаря “окнам” в суглинках) в свою очередь увеличил напоры в гравийно-галечном горизонте основания, что привело к увеличению притока высокомарганцевых вод в дренаж и, как следствие, ускорению накопления гидроксидов марганца в нем. В низовом клине плотины произошло повышение депрессионной поверхности на участке с ПК 41 по ПК 43, соответствующем подтопленному участку дренажного коллектора.

Фильтрация в основании

В ходе проведенного анализа пьезометрических данных за весь 40-летний период эксплуатации было обнаружено скачкообразное повышение пьезометрических уровней в глубинных пьезометрах I, II и III створов, произошедшее в 1981 г. В результате анализа режимов эксплуатации Воткинской ГЭС с учетом мероприятий по реконструкции и ремонту элементов плотины № 2 установлено, что указанное изменение величин напоров в основании плотины совпадает по времени с реконструкцией дренажного водоотвода, произведенной, согласно архивным данным, именно в 1980 – 1981 гг. В ходе реконструкции был построен новый закрытый водоотводящий коллектор, а на месте бывшего открытого водоотвода в пойме у плотины № 2 появился пруд [3].

Пруд

Вытянутый вдоль плотины на 400 м пруд представляет в настоящее время бессточный водоем (см. рис.1), принимающий поверхностный и грунтовый стоки с прилегающей территории и имеющий питание подземными водами около 20 л/с (по результатам проведенного моделирования и откачек). В пруд опосредованно, через болото в его верховьях, разгружается современная дренажная канава (бетонный лоток) с расходом 2 – 6 л/с. Вода из пруда расходуется на испарение, полив садовых участков и фильтрацию через тело перемычки.

Уровни воды в пруду по данным группы наблюдений Воткинской ГЭС колеблются в интервале отметок 71,5 – 72,5 м, что на 1,5 – 5 м выше уреза ручья в бывшей (до 1981 г.) водоотводящей дренажной канаве и на 3-6 м выше УНБ (большую часть года).

В ходе исследований было обращено внимание на то, что по отметкам уровень воды в пруду практически соответствует уровню поверхности земли и урезу ручья в болоте. Таким образом, подпор высоким уровнем воды в пруду фильтрационного потока с коренного берега способствует поддержанию высокого уровня грунтовых вод в болоте на ПК 41-43.

Необходимо также отметить, что средний уровень воды в пруду (отм.72,0 м) выше низа трубы дренажного коллектора (отм. 70,9 – 71,9 м) на участке от ПК 35,8 до ПК 42,6.

Сравнение характера изменений уровня воды в пруду с динамикой бьефов за период 1995 – 2004 гг. показало зависимость его от УНБ (коэффициент корреляции $k_{УНБ} = 0,5$) и слабую корреляцию с УВБ ($k_{УВБ} = 0,3$). Выявлен систематический рост средних значений уровня воды в пруду и минимальных осенних отметок уровня, означающий, что в целом приток воды в пруд несколько превалирует над стоком.

Экспериментальная оценка связи между уровнем воды в пруду и пьезометрическими уровнями в основании плотины № 2

Для проверки гипотезы о прямой зависимости пьезометрических уровней в основании от уровня воды в пруду в 2005 г. был проведен полевой эксперимент. Уровень воды в пруду понизили на 1,1 м ниже среднего, сбросив сифоном воду в отводящий коллектор. Динамика уровней, зафиксированная во время эксперимента, представлена на диаграмме (рис.3).

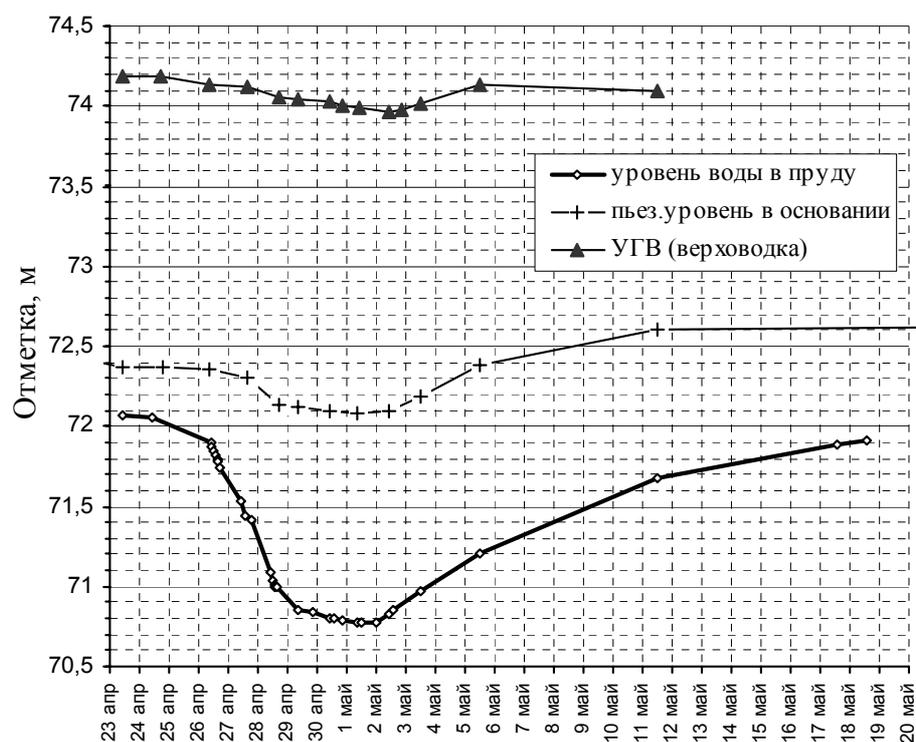


Рис.3. Динамика уровней, зафиксированная во время эксперимента в 2005 г.

Результаты наблюдений показали, что, несмотря на одновременный с экспериментом рост уровней верхнего и нижнего бьефов, понижение уровня воды в пруду вызвало снижение пьезометрических уровней в основании плотины. Таким образом, можно с уверенностью утверждать, что повышение уровней в пьезометрах основания в 1981 г. является следствием запруживания оврага, образовавшегося на месте размытого эрозией открытого дренажного водоотвода.

Необходимо отметить, что поскольку до 1981 г. объем притока подземных вод в дренаж был меньше, постольку меньше поступало в дренаж растворенного в воде марганца.

Выбор оптимального уровня воды в пруду

Произведенный расчет средних величин пьезометрических уровней в створе I до и после устройства пруда и их интерполяция (рис.4) показали, что до 1981 г. пьезометрические уровни в основании под дренажем колебались около отметки 72,3 м, приблизительно между уровнями оси и верха трубы дренажного коллектора, тогда как современные пьезометрические уровни в основании под дренажем располагаются около отм. 73,9 м, то есть на 1,6 м выше.

Следовательно, понизив уровень в пруду, можно вернуться к более благоприятным для дренажа условиям (с точки зрения минимального поступления вод, богатых марганцем, при снижении общей водной нагрузки на дренаж). При условии расчистки и углубления верховьев пруда, ликвидации болотистого участка между современным контуром зеркала пруда и

устьем бетонного лотка можно минимизировать поступление марганца в дренаж на промежутке от ПК 36,66 (СК-6) до ПК 40,55 (СКО-4), а на участке от СКО-4 до СК-3а (ПК 41,37) – уменьшить.

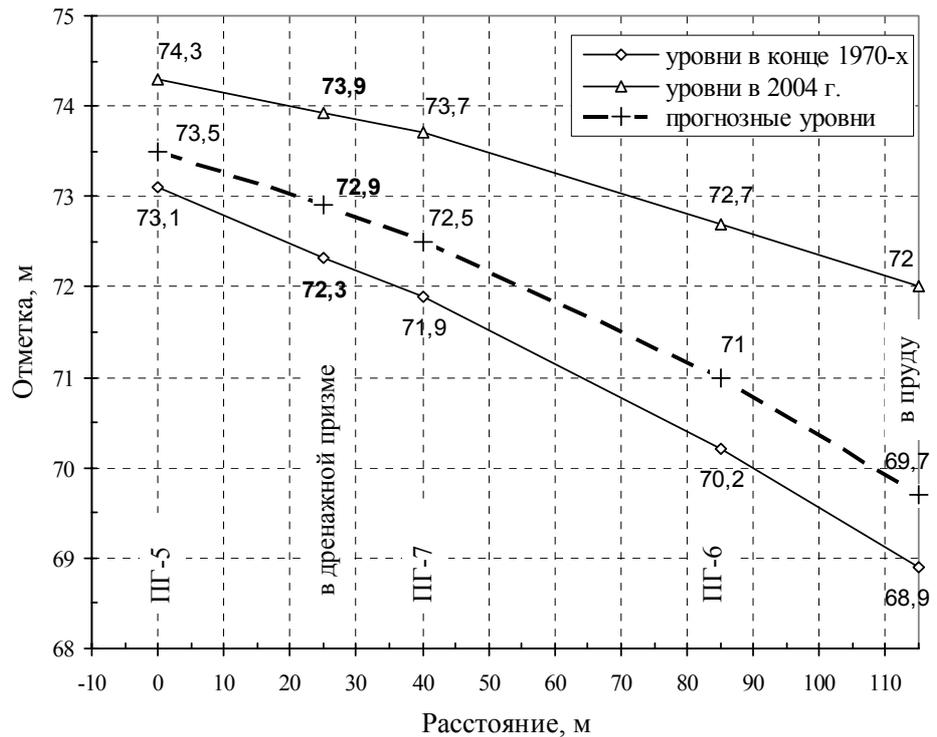


Рис. 4. Прогноз положения пьезометрических уровней в обогащенном марганцем водоносном горизонте основания плотины № 2 при уровне воды в пруду на отм. 69,7 м

На основе анализа многолетних пьезометрических данных и результатов эксперимента рекомендовано оптимальное значение уровня воды в пруду на отм. 69,7 м (см. рис.4), позволяющее перейти к уровенному режиму промежуточному между режимами, имевшими место до и после 1981 г., благоприятному в двух отношениях. Данный уровень обеспечивает неподтопление дренажа, существенное уменьшение поступления в дренаж обогащенных марганцем вод и в то же время исключает суточные колебания уровня пруда под влиянием изменений УНБ (не считая паводкового периода).

Были проработаны два варианта устройства постоянного водосброса из пруда: сифонный водосброс и самотечный, с выпуском в коллектор или в НБ. Рекомендовано устройство постоянного самотечного водосброса из пруда непосредственно в р. Кама при осуществлении расчистки верховьев пруда от наносов и растительности и углублении ложа до подошвы связанных грунтов.

Выводы

1. Уровенные режимы водных объектов, расположенных у плотины № 2 (болото с водотоками, пруд с заболоченным верховым участком), и условия фильтрации в ее основании взаимосвязаны. В настоящее время болото и пруд фиксируют промежуточные базисы разгрузки водоносного горизонта основания.

2. Высокие уровни воды в водных объектах поймы обусловили подтопление дренажа плотины, поступление дополнительных вод с повышенной концентрацией ионов марганца, ускорили заиливание коллекторов и кольматаж обратного фильтра.

3. Для предотвращения прогрессирующего накопления соединений марганца в дренаже, наряду с прочисткой коллекторов, необходимо выполнить работы по понижению уровня в водных объектах поймы путем устройства дополнительных дренажных канав в болоте и постоянного водосброса из пруда.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гинц А.В., Гольдина Т.М., Гусакова И.Н., Фисенко В.Ф. Хемогенные отложения в дренажной системе грунтовой правобережной плотины № 2 Воткинского гидроузла // Известия ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева. 2004. Т.243. С.139-149.

2. Гордиенко С.Г. Гусакова И.Н. Кветная И.А. Оценка фильтрационных утечек через основание грунтовых плотин Воткинской ГЭС// Известия ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева. 2004. Т.243. С.149-156.

3. Векслер А.Б., Фисенко В.Ф. Нарушения крепления нижнего бьефа Воткинской ГЭС, возникшие в процессе эксплуатации // Гидротехническое строительство. 1997. №2. С.33-36.

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ МАРГАНЦЕВОРУДНОГО ЗАГРЯЗНЕНИЯ НА ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВОГО МАТЕРИАЛА ТЕЛА И ОБРАТНОГО ФИЛЬТРА ПЛОТИНЫ № 2 ВОТКИНСКОЙ ГЭС

Необходимость оценки влияния марганцеворудного загрязнения на фильтрационные свойства грунтового материала вызвана проблемами отвода дренажных вод на грунтовых плотинах Воткинской ГЭС, где обнаружено прогрессирующее заиливание коллекторно-дренажной системы гидроксидами марганца. В ходе полевых исследований было выявлено наличие марганцеворудных отложений во всех без исключения элементах дренажной системы. Вскрытые отложения находятся в различном агрегатном состоянии: слоистые отложения в полости коллектора, плотные натеки в дренажных отверстиях и стыках труб, суспензия и гелеобразные отложения в обоих слоях обратного фильтра, гелеобразные отложения различной плотности в отстойниках смотровых колодцев. Слои марганцеворудных отложений имеют горизонтальное положение при их формировании в нижнем сечении дренажного коллектора при наличии дренажного стока. В застойных зонах слои отложений образуют концентрические кольца, нарастая по периметру дренажного коллектора. Натечные формы марганцеворудных отложений кольматируют дренажные отверстия и стыки труб коллектора в зоне разгрузки фильтрационного потока в дренаж.

Для оценки влияния марганцеворудных отложений на фильтрационные характеристики грунтов придренной зоны и материала обратного фильтра закрытого трубчатого дренажа плотины № 2 (ЗП № 2) Воткинской ГЭС определены физико-механические характеристики образцов грунта, отобранных как в безводных зонах, исключающих наличие загрязнения гидроксидами марганца, так и в обводненных загрязненных зонах. Получен ряд физико-механических, в том числе и фильтрационных, характеристик марганцеворудных отложений различного агрегатного состояния.

Исследования показали, что обратная засыпка дренажа в соответствии с проектом выполнена песками мелкой и средней крупности, в основном однородными по гранулометрическому составу. Пять из тринадцати образцов включают от 11 до 26% гравийно-галечниковых частиц. Естественная влажность песков, в зависимости от места и глубины отбора образцов, находится в пределах 0,041 – 0,124, пески мало- и средневодонасыщены. Плотность сухого грунта $\rho_d = 1,53 - 1,73 \text{ г/см}^3 [1 - 3]$. Пески в основном имеют среднюю плотность сложения, кроме трех образцов, являющихся плотными. Коэффициент фильтрации песков определялся в приборе КФ-001 при естественной влажности и единичном градиенте. Полученные значения коэффициента фильтрации песка $k = 6,0 - 22,5 \text{ м/сут}$ характеризуют его как сильноводопроницаемый [4].

Первый слой обратного фильтра дренажа выполнен из разнозернистого гравия и гравелистого песка, имеет неоднородный состав: $C_n = 11,2 - 26,0$, плотность сухого грунта $\rho_d = 1,68 - 1,77 \text{ г/см}^3$, коэффициент фильтрации $k = 9,7 - 22,5 \text{ м/сут}$.

Гравелистый песок испытывался на суффозионность с нагрузкой $0,5 \text{ кг/см}^2$ при переменных градиентах напора от 1 до 10. Коэффициент фильтрации был постоянным $1,12 \cdot 10^{-2} \text{ см/с}$ или $9,7 \text{ м/сут}$, выноса частиц грунта в нижний бьеф не наблюдалось. Результаты были получены при плотности сухого грунта $\rho_d = 1,68 \text{ г/см}^3$ и пористости $n = 0,37$.

Второй слой обратного фильтра выполнен из однородного галечника, $\rho_d = 1,66 \text{ г/см}^3$. При определении водопроницаемости в вертикальном фильтрационном приборе Дарси в образцах устанавливался переходный режим фильтрации, $v_m = 346 \text{ м/сут}$.

Отложения в элементах дренажной системы ЗП № 2 Воткинской ГЭС состоят из оксида марганца (MnO_2), в отложениях марганец входит в состав пиролюзита ($\text{MnO}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$).

Материал отложений из полости дренажного коллектора влажный, сажистый, с масляно-металлическим блеском на гладких поверхностях, аморфный, пористый, легкий, имеет землистую слоистую рыхлую структуру. На ощупь состоит из тонкодисперсных частиц без примеси песчаного материала. Потери при прокаливании составили 25%, они обусловлены разложением неорганических соединений, органические соединения отсутствуют.

Влажность образцов марганцеворудных отложений в естественном состоянии $W = 557 - 606 \%$, плотность $\rho = 1,12 - 1,20 \text{ г/см}^3$. В параллельном к напластованиям отложений направлению средний коэффициент фильтрации $k_{\parallel} = 6,0 \text{ м/сут}$, в перпендикулярном $k_{\perp} = 0,22 - 2,3 \text{ м/сут}$ [7]. В воздушно-сухом состоянии гигроскопическая влажность материала составляет $W_r = 8\%$. Плотность сухого образца $\rho_d = 0,148 - 0,19 \text{ г/см}^3$, плотность частиц $\rho_s = 3,57 \text{ г/см}^3$, пористость $n = 0,96$, коэффициент пористости $e = 23,12$. Нормативные значения прочностных характеристик марганцеворудных отложений: угол внутреннего трения $\phi = 31,5^\circ$; удельное сцепление $c = 0,016 \text{ МПа}$.

По результатам ситового отсева исследуемый материал практически на 90% состоит из пылеватых частиц размером менее 0,1 мм. Более крупные частицы представляют собой микрокристаллические сrostки. Сцепление между частицами в сrostках позволяет образцу марганцеворудных отложений в гелеобразном состоянии до определенных условий сохранять форму образца. Так, при помещении гелеобразных отложений из отстойника смотрового колодца на сито с ячейками $3 \times 3 \text{ мм}$ под действием силы тяжести марганцеворудные отложения через ячейки сита не проходят. При нарушении формы гелеобразных марганцеворудных отложений срез деформируется, края образца оплывают.

Определялась когезионная прочность (прочность грунта при одноосном растяжении) C_p марганцеворудных отложений по методике, разработанной В.Н. Жиленковым (авторское свидетельство № 302651 СССР): $C_p = 0,17 - 0,5 \text{ кПа}$ ($1,7 - 5 \text{ г/см}^2$) при $\rho = 1,18 - 1,20 \text{ г/см}^3$, $\rho_d = 0,15 - 0,19 \text{ г/см}^3$. По результатам определения когезионной прочности марганцеворудные отложения относятся к несвязным материалам, так как $C_p < 1 \text{ кПа}$.

Необходимость моделирования условий возникновения и развития кольматации грунтов придренной зоны и обратного фильтра гидроксидами марганца вызвана сложностью обследования этих элементов закрытого дренажа в натуральных условиях. В данной статье представлены результаты следующих фильтрационных опытов, поставленных для изучения механизма кольматации обратного фильтра и заилиения полости дренажного коллектора:

опыты по механической суффозии суспензии гидроксидов марганца в поры песчаного грунта обратной засыпки дренажа и материалов обоих слоев обратного фильтра ЗП № 2;

опыты по исследованию фильтрационных свойств песчаного грунта обратной засыпки дренажа и материалов обоих слоев обратного фильтра ЗП № 2 в условиях заполнения пор грунтового материала марганцевородными отложениями.

Ниже приведены результаты серии опытов по механической суффозии суспензии гидроксидов марганца в поры грунтового материала.

Материал для изготовления суспензии представлял собой наилок, состоящий из гидроксидов марганца, отобранный из отстойника смотрового колодца закрытого коллектора. В естественном состоянии он имеет гелеобразную, маслянистую структуру. В ходе подготовки к опыту отложения протирались вручную через сито с ячейками 3×3 мм. Протертые через сито марганцевородные отложения наощупь напоминали мелкий древесный уголь или торф. Принятая концентрация суспензии гидроксидов марганца составляла: 1 объем протертых марганцевородных отложений на 1 объем воды.

а) Опыты с *песчаным грунтом* проводились при верхней и нижней подаче на образцы суспензии гидроксидов марганца при напорах 6, 15, 29 и 41 см. Напор задавался длиной пластмассового патрубка. Полученный мелкодисперсный раствор заливался в пластиковые бутылки объемом 1 и 1,5 л, использовавшиеся как емкости с регулируемой подачей расхода. Через 2 часа после начала опыта наблюдалось расслоение суспензии гидроксидов марганца: почти весь марганцевородный материал осел в нижней части подающих емкостей. При демонтаже опытной установки через неделю было отмечено, что марганцевородные отложения отстоялись и снова приобрели гелеобразную форму. Общий вид образцов в конце опыта показан на рис. 1 (для наглядности с поверхности образцов предварительно была удалена часть образовавшегося наилка).



Рис. 1. Вид образца песчаного грунта по окончании опыта

При рассмотрении под микроскопом образцов в разрезных пробоотборниках марганцевородного загрязнения песков не обнаружено. Марганцевородные отложения занимали в песчаном образце только углубление, образовавшееся в результате уплотнения образца под действием воды.

Опыт показал, что суффозия частиц марганцеворудных отложений в поры песчаного грунта при напорах от 6 до 41 см не происходило.

б) Исследование суффозии суспензии гидроксидов марганца в поры *гравийного грунта первого слоя обратного фильтра* проводилось в делительной воронке емкостью 0,5 л. Плотность сухого грунта $\rho_d = 1,75 \text{ г/см}^3$. Суспензия гидроксидов марганца осела на поверхности образца, где марганцеворудные отложения образовали сметанообразный слой толщиной 1,5 – 2,0 см. Суффозии частиц марганцеворудных отложений в поры гравийного грунта первого слоя фильтра не происходило.

в) Возможность механической суффозии суспензии гидроксидов марганца в поры *галечникового грунта второго слоя обратного фильтра* в условиях переменного направления подачи воды определялась в вертикальном приборе Дарси с диаметром рабочей камеры 8,0 см. Плотность сухого грунта $\rho_d = 1,8 \text{ г/см}^3$. Суспензия заливалась сверху на предварительно замоченный грунтовый материал при понижении уровня воды до верха пробы. При этом большая часть марганцеворудных частиц осела на поверхности образца слоем около 1 см, часть марганцеворудных отложений прошла в крупные поры образца, незначительное количество выпало в песколовку. Опыт проводился при попеременном подъеме и снижении уровня воды в приборе. При повышении уровня воды из пор галечника продолжалось выпадение марганцеворудных отложений, слой марганцеворудных отложений на поверхности образца грунта взмучивался, вынос в нижний бьеф незначительный. При понижении уровня воды продолжалось осаждение марганцеворудных отложений в толщу галечникового образца с выносом части отложений в песколовку. После 4 – 5 циклов повышения – понижения уровня слой марганцеворудных отложений на поверхности образца уменьшился примерно до 0,5 – 0,7 см. Таким образом, в толще галечникового материала второго слоя фильтра происходил процесс перераспределения взвешенных частиц марганцеворудных отложений (осаждение), особенно при колебаниях уровня воды в придренной зоне. Следовательно, большая часть отложений в натуральных условиях должна концентрироваться в нижней части второго слоя фильтра.

Следующая серия опытов была направлена на исследование влияния марганцеворудного загрязнения на фильтрационные свойства грунтовых материалов тела и обратного фильтра ЗП № 2 Воткинской ГЭС. Влияние изучалось путем насыщения порового пространства исследуемых грунтов измельченными до порошкообразного состояния марганцеворудными отложениями, полученными из высушенных отложений, скопившихся в полостях дренажных труб. Масса 1 литра порошкообразных марганцеворудных отложений $m = 238,64 \text{ г}$, $\rho_d = 0,22 \text{ г/см}^3$.

Количество добавляемого к грунтам порошка марганцеворудных отложений $W_{\text{Мп}}$ приравнивалось по объему к пористости грунта n и составляло:

песок ($\rho_d = 1,46 \text{ г/см}^3$, $n = 0,45$): 1, 0,5 и 0,25 n ;

первый слой обратного фильтра ($\rho_d = 1,78 \text{ г/см}^3$, гравий, $n = 0,33$): 1 и 0,5 n ;

второй слой обратного фильтра ($\rho_d = 1,66 \text{ г/см}^3$, галька, $n = 0,38$): 1 n .

Опыты с песком и первым слоем обратного фильтра выполнялись в трубке Каменского, имеющей диаметр 5,4 см, в соответствии с [6] при среднем градиенте напора $J = 1,35$, опыт со вторым слоем обратного фильтра – в фильтрационном приборе Дарси по Рекомендациям [5] при единичном градиенте. Добавка порошкообразных марганцеворудных от-

ложений к грунтам ведет к заполнению пор и сопровождается снижением плотности сухого (скелета) грунта ρ_d .

Материал второго слоя обратного фильтра отличался от двух других исследуемых материалов тем, что при испытании исходного грунта в нем при единичном градиенте устанавливался переходный режим со скоростью фильтрации $v = 613$ м/сут. Опыты со вторым слоем обратного фильтра (рис. 2) проводились при верхней и нижней подаче воды, а также при отсутствии тока воды через образец. При верхней подаче воды выноса частиц марганцеворудных отложений из образца не происходит из-за забивки отложениями отверстий нижней решетки прибора, имитирующей поры грунта первого слоя фильтра. При этом диаметр отверстий решетки $d = 3$ мм превышает диаметр максимальных фильтрационных пор грунта первого слоя фильтра $d_0 = 0,40 - 0,62$ мм.



Рис. 2. Определение влияния марганцевого загрязнения на грунты ЗП № 2 (опыт со вторым слоем обратного фильтра):

а – зона взмучивания марганцевых частиц; *б* – верхняя решетка; *в* – исследуемый грунт; *г* – нижняя решетка

В начале опыта с нижней подачей воды при единичном градиенте наблюдался незначительный кратковременный вынос марганцеворудных отложений из пор материала обратного фильтра. В образце возникали сосредоточенные ходы фильтрации с частичным вымывом по ним марганцеворудных отложений. Затем над верхней решеткой прибора образовывалась

зона взмучивания частиц марганцеворудных отложений ($h = 1 - 1,5$ см), дальнейшего выноса частиц из этой зоны не наблюдалось.

Кратковременный вынос марганцеворудных отложений происходил при скорости $v = 613$ м/сут и градиентах напора близких к $J = 2$. Действующие градиенты напора в зоне дренажа ЗП № 2 значительно меньше 2, поэтому вынос из дренажной обсыпки марганцеворудных отложений под действием фильтрационных сил происходить не будет.

Для исследования изменения состояния марганцеворудных отложений в подпорных и слабопроточных зонах по трассе коллектора закрытого дренажа ЗП № 2 образец после проведения опытов с верхней и нижней подачей воды в прибор Дарси выдерживался в приборе в замоченном состоянии в течение нескольких дней. В данных условиях уже через несколько дней на нижней поверхности верхней решетки марганцеворудные отложения переходили в гелеобразное состояние.

Динамика изменения коэффициента фильтрации от степени загрязнения исходного грунта приведена в таблице.

Результаты определения коэффициента фильтрации грунта (м/сут), смешанного с порошкообразными марганцеворудными отложениями

Вид грунта	Исходный грунт	Грунт, смешанный с марганцеворудными отложениями W_{Mn} при пористости грунта n		
		1	0,5	0,25
Песок мелкий	23,3	0,52	7,01	10,56
Гравий (первый слой обратного фильтра)	26,8	2,32	14,22	-
Галька (второй слой обратного фильтра)	$v = 346$	10,38	-	-

Таким образом, исследования в вертикальном фильтрационном приборе Дарси показывают, что после насыщения порошком марганцеворудных отложений пор грунтов происходит значительное ухудшение их фильтрационных свойств. Коэффициент фильтрации песка уменьшается на 2 порядка, гравия – на порядок, гальки – до коэффициента фильтрации песка.

Опыт по исследованию влияния марганцеворудного загрязнения на фильтрационные свойства галечникового грунта второго слоя обратного фильтра был повторен в горизонтальном фильтрационном лотке. Испытывался галечниковый материал второго слоя обратного фильтра с порами, полностью заполненными порошком марганцеворудных отложений $W_{Mn} = 1n$. Плотность сухого грунта равнялась $1,72$ г/см³. Исходный объем порошка марганцеворудных отложений $W_{Mn} = 1075$ см³. Длина образца грунта 30 см, ширина – 10 см, высота – 12,7 см.

Испытания проводились по стандартной методике [5]. На входном и выходном сечениях установлены решетки с диаметром ячейки 6 мм. Чтобы избежать просыпания порошка марганцеворудных отложений из пор образца во время загрузки прибора на входном и выходном сечениях временно устанавливались тонкие пластиковые вертикальные перегородки, которые затем удалялись. Для предотвращения контактной фильтрации

стенки прибора смазывались вазелином, по дну и крышке прибора прокладывался слой глинистого грунта.

Целью опыта являлось не только определение коэффициента фильтрации загрязненного марганцеворудными отложениями грунта, но и определение градиента, при котором начинается устойчивый суффозионный вынос марганцеворудных отложений из пор материала второго слоя обратного фильтра. Образец грунта предварительно насыщали водой. При величине градиента $J \leq 0,3$ имела место безнапорная фильтрация, затем переходили к напорному режиму. Градиент повышали с шагом 0,05 в диапазоне от 0,2 до 1,2 и с шагом 0,1 в диапазоне от 1,2 до 2,5. Градиент увеличивали до значения 2,5, затем уменьшали до $J = 0,5$ и снова поднимали. Результаты опыта приведены на рис. 3.

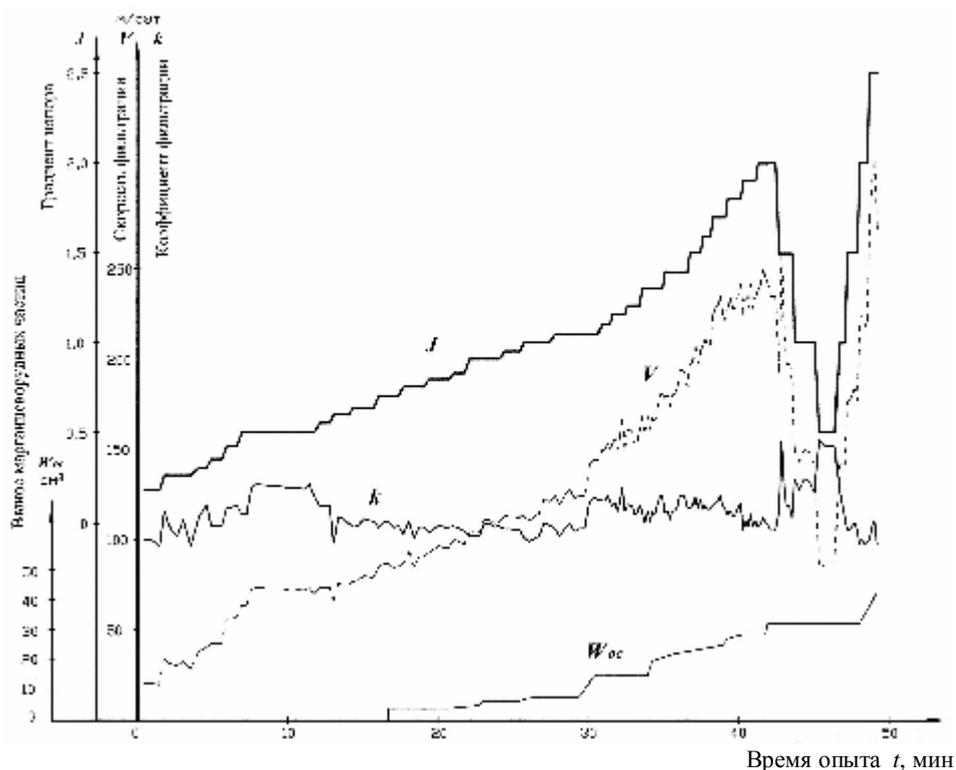


Рис. 3. Результаты исследований влияния марганцеворудного загрязнения на фильтрационные свойства второго слоя обратного фильтра

Начало выноса частиц марганцеворудных отложений отмечено при $J = 0,7$. После образования сосредоточенного фильтрационного хода (начальная ширина раскрытия 1 мм, конечная – 5 мм) вдоль правой вертикальной стенки прибора коэффициент фильтрации повышался до 125 м/сут, а затем колебался от 100 до 120 м/сут, сопровождаясь разной интенсивности выносами марганцеворудных отложений. При градиенте $J = 1,7$ наблюдалась полная очистка гальки по описанному выше сосредоточенному ходу. Опыт проводился более 10 сут. Суммарный объем вынесенных в песколовку марганцеворудных отложений составил $W_{\text{Мп}} = 42,3 \text{ см}^3$, или 4,0 % от первоначального объема. Коэффициент фильтрации загрязненного галечникового грунта, определенный в горизонтальном

лотке, превысил значение коэффициента фильтрации в опыте с вертикальным прибором в 10 раз. Возможно, десятикратное расхождение коэффициентов фильтрации загрязненного галечникового грунта вызвано заилением марганцеворудными отложениями нижней решетки вертикального фильтрационного прибора.

Опыт в горизонтальном фильтрационном лотке показал, что при градиенте $J \leq 2,5$ значимого выноса марганцеворудных отложений из толщи галечникового материала второго слоя фильтра, насыщенного порошком марганцеворудных отложений в объеме $W_{Mn} = 1n$, не происходит.

Выводы

1. Результаты опытов показали, что выпадение ионов марганца в осадок при доступе кислорода происходит достаточно быстро – на первые-вторые сутки. Вместе с тем, известно, что в толще несвязного материала процесс выпадения ионов марганца из воды в осадок протекает быстрее, чем на воздухе, благодаря явлениям адсорбции и катализа.

2. Суффозия частиц из суспензии гидроксидов марганца в поры песчаного грунта и гравийного материала первого слоя фильтра практически отсутствует. В толще галечникового материала второго слоя фильтра, наряду с процессом выделения из воды частиц марганцевых отложений под действием окислительных реакций, происходит процесс перераспределения взвешенных частиц (осаждение), особенно при колебаниях уровня воды в придонной зоне. Поэтому можно предположить, что большая часть отложений концентрируется в нижнем сечении призмы второго слоя фильтра.

3. После насыщения грунтового материала порошком марганцеворудных отложений (в объеме, соответствующем величине пористости грунта $W_{Mn} = 1n$) коэффициент фильтрации уменьшается: в песке на 2 порядка, в гравийном материале (первый слой фильтра) – на порядок, в галечниковом материале (второй слой фильтра) – до коэффициента фильтрации песка.

4. По результатам исследования в горизонтальном фильтрационном лотке установлено, что при градиенте $J \leq 2,5$ значимого выноса из толщи галечникового материала (второй слой фильтра), насыщенного порошком марганцеворудных отложений в объеме $W_{Mn} = 1n$, не происходит.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 12536-79. Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава. М.: Издательство стандартов. 1988.
2. ГОСТ 5180-84. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. М.: Издательство стандартов. 1986.
3. ГОСТ 25100-95. Грунты. Классификация. М.: Издательство стандартов. 1996.
4. ГОСТ 25584-90. Грунты. Методы лабораторного определения коэффициента фильтрации. М.: Издательство стандартов. 1990.
5. Рекомендации по методике лабораторных испытаний грунтов на водопроницаемость и суффозионную устойчивость. П 49-80/ВНИИГ. Л. 1991.
6. ГОСТ 12248-96. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. М.: Издательство стандартов. 1997.
7. Ломтадзе В.Д. Методы лабораторных исследований физико-механических свойств грунтов. М. 1952.

ОСОБЕННОСТИ СОВРЕМЕННОГО ТЕМПЕРАТУРНОГО СОСТОЯНИЯ ТЕЛА И ОСНОВАНИЯ ПЛОТИНЫ КОЛЫМСКОЙ ГЭС

Температурное состояние плотины Колымской ГЭС оказывает определяющее влияние на режим фильтрации в сооружении, его статическую работу и устойчивость откосов.

Наблюдения за температурным режимом плотины и ее основания проводятся с 1981 г. При этом в качестве первичных приборов используются струнные дистанционные преобразователи температуры ПТС-60. Для осуществления более полного контроля температурного состояния плотины в 2001 г. было выполнено дополнительное ее оснащение КИА, размещенной в 18 скважинах, пробуренных с гребня и берм плотины на правобережном участке плотины (ПК 1+50), в районе расположения временного водосбросного сооружения (ВВС) (ПК 2+20), на русловых участках (ПК 3+10, ПК 4+40) и на левом берегу (ПК 5+60).

Температура грунтов основания плотины определяется с помощью 10 вертикальных термометрических скважин глубиной от 20 до 80 м, расположенных по оси плотины вдоль русловой галереи КИА и временного водосбросного сооружения.

Анализ результатов проведенных натуральных наблюдений позволил оценить динамику изменений температурного состояния грунтов в теле и основании плотины за последние 10 лет ее эксплуатации.

Температурное состояние ядра плотины

Данные многолетних натуральных наблюдений свидетельствуют [1, 2], что на начальной стадии эксплуатации сооружения после насыщения ядра фильтрующейся водой температура грунтов в нем монотонно снижалась, имея сезонные колебания с амплитудой, равной 1 – 1,5°C. Этот процесс продолжался до 1997 г., после чего температурное состояние ядра стало относительно стабильным.

Современное температурное состояние ядра плотины во всем его объеме (за исключением верхней гребневой части мощностью 5 – 10 м) характеризуется как талое, с диапазоном изменений температур от +1°C до +5°C.

Распределение температур по высоте ядра весьма разнообразно, что обусловлено неоднородной водопроницаемостью слагающих его грунтов и сезонными колебаниями температуры воды по глубине в водохранилище. Низовая грань ядра ниже мест выхода на нее кривой депрессии (отметки 445 – 448 м) стабильно имеет положительную температуру.

Верхняя гребневая часть ядра плотины выше депрессионной кривой сохраняется в мерзлом состоянии. Здесь возможно морозное распучивание суглинистых грунтов. Но поскольку в эту зону ядра в процессе строительства сооружения были уложены грунты со значительной добав-

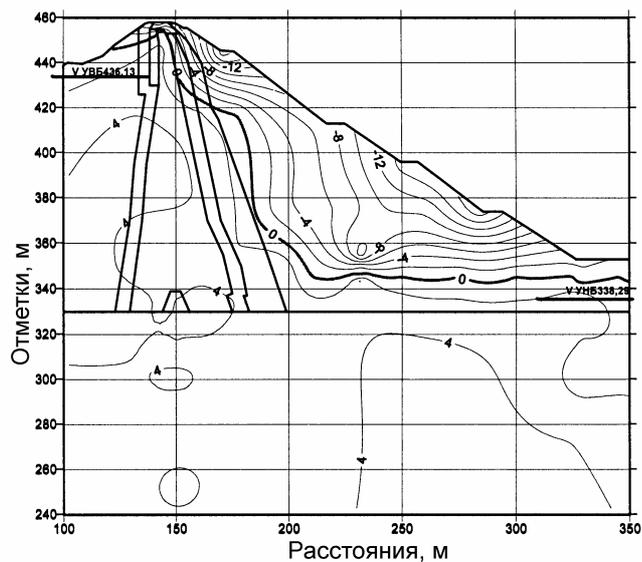
кой песчано-гравийной составляющей можно полагать, что опасность существенного температурного разуплотнения грунтов в этом месте невелика.

Изменения температуры грунтов низовой призмы плотины во времени

Относительно полные натурные данные о многолетних изменениях температурного состояния низовой упорной призмы плотины и ее основания имеются лишь для ее поперечных сечений на участке ПК4...ПК4+40, где высота плотины максимальная.

Картины распределения температур грунтов в этом сечении плотины по состоянию на "конец зимы" (апрель) и "конец лета" (сентябрь) за период 1995 – 2004 гг. (некоторые из которых представлены на рис. 1 и 2)

а)



б)

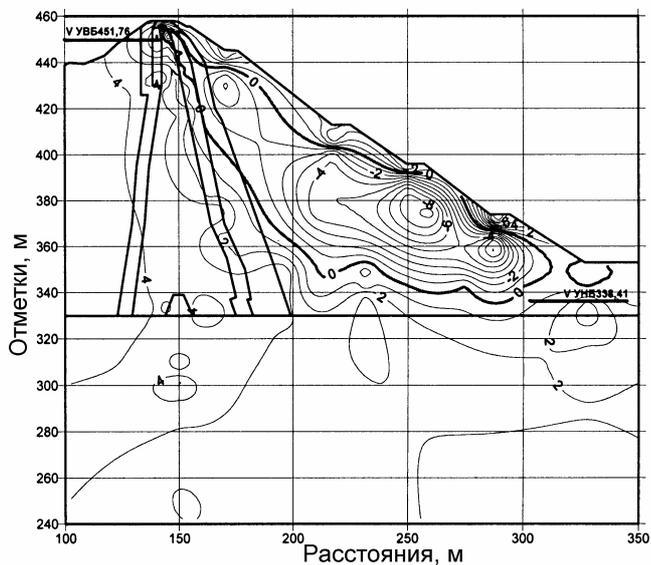
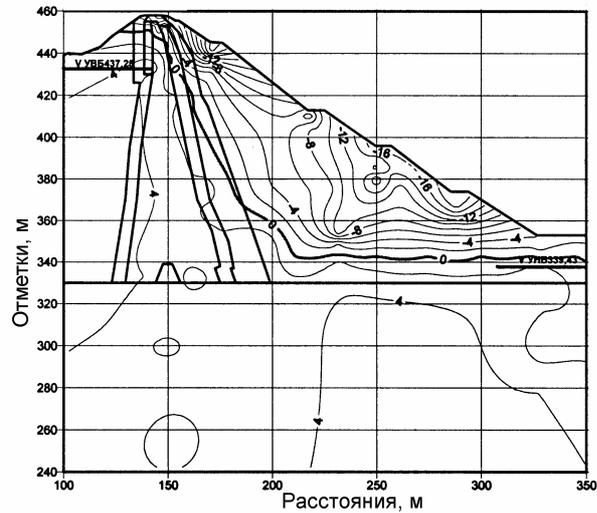


Рис.1. Температурное состояние плотины в створе на ПК4...ПК4+40 в 2002 г.:

а – апрель; б – сентябрь

свидетельствуют, что за последние годы положение *внутренней* границы зоны мерзлых грунтов в низовой упорной призме в наиболее высоких сечениях (ПК 4...ПК 4+40) сезонно изменялось, однако величина этих изменений была сопоставимой с погрешностью процедур измерений температуры грунтов и машинной интерполяции этих данных.

а)



б)

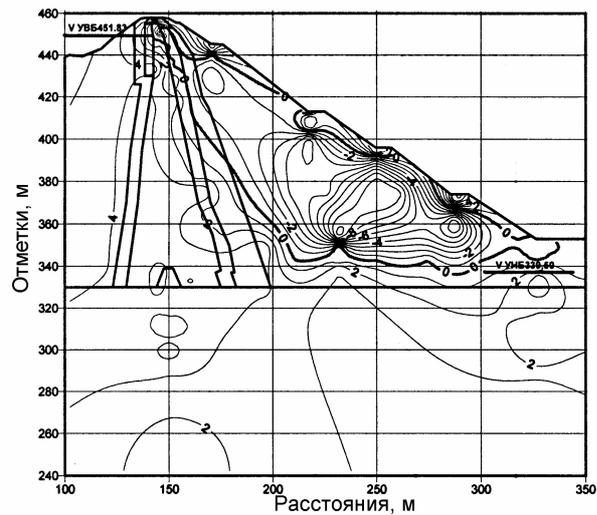


Рис.2. Температурное состояние плотины в створе на ПК4...ПК4+40 в 2004 г.:

а – апрель; б – сентябрь

Анализ данных наблюдений за температурой грунтов в низовой упорной призме позволяет утверждать, что за последние 4 – 5 лет в центральной части этого элемента плотины практически сформировалась зона многолетней мерзлоты, среднегодовая температура грунтов в которой асимптотически приближается к предельному значению, близкому к $-4,8^{\circ}\text{C}$. Это свидетельствует, что по температурному режиму основной несущий элемент плотины весьма близок к динамически равновесному состоянию, при котором сооружение будет способно к сезонному "квази-упругому" обмену тепловой энергией с окружающей средой.

Особенности изменений температурного состояния низовой призмы плотины вдоль ее продольной оси

Картины распределения температур грунтов тела и основания плотины в пяти измерительных створах для двух характерных периодов года "конец зимы" (апрель) и "конец лета" (сентябрь), представленные на рис. 3 – 6, позволяют отметить следующее.

На ПК 1+50, где высота плотины 84 м (рис. 3, а), в "конце зимы" гребневая часть ядра до отметки ~ 450 м проморожена. В первом слое переходной зоны также имеется мерзлая "верхушка" (до отметок ~ 440 – 430 м), ниже которой расположены талые грунты с температурами до +2...+3°C. Верх второго слоя переходной зоны, а также практически вся низовая упорная призма к концу зимнего периода находятся в мерзлом состоянии.

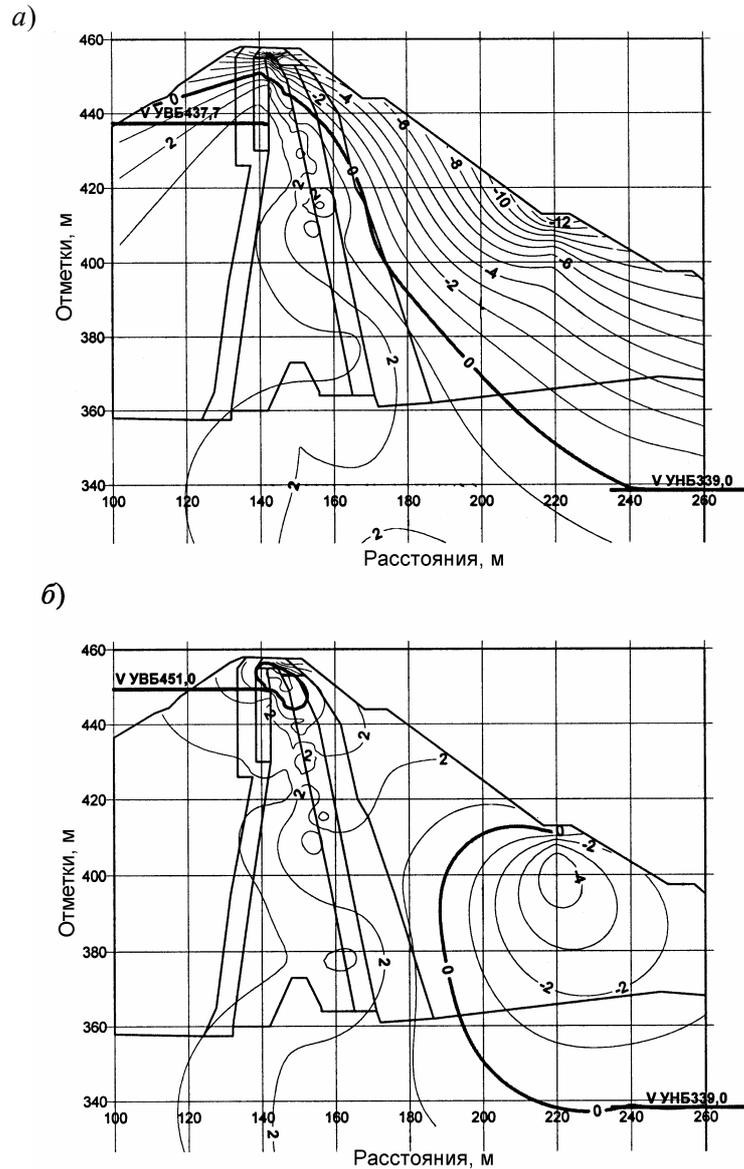


Рис. 3. Температурное состояние плотины в створе на ПК1+50 (2003 г.):
а – апрель; б – сентябрь

К "концу лета" верхняя часть низовой призмы до отметки 415 м, а также обе переходные зоны оттаивают (рис. 3, б). Температуры грунтов в них достигают +3°C и более. Вместе с тем, "верх" гребневой части плотины (включая грунтовое ядро) до отметки ~ 445 м сохраняет мерзлое состояние.

На ПК 2+20, где высота плотины 98 м, нулевая изотерма в конце зимы располагается в гребневой части ядра, а ниже – на границе первого и второго слоев фильтров (рис. 4, а).

В конце лета ядро и переходные зоны между отметками 449 и 440 м, а также верхние слои низовой упорной призмы и ее основание оттаивают. Небольшая же часть ядра у гребня плотины между отметками 457 и 440 м, а также основная часть низовой упорной призмы сохраняются в мерзлом состоянии (рис.4, б).

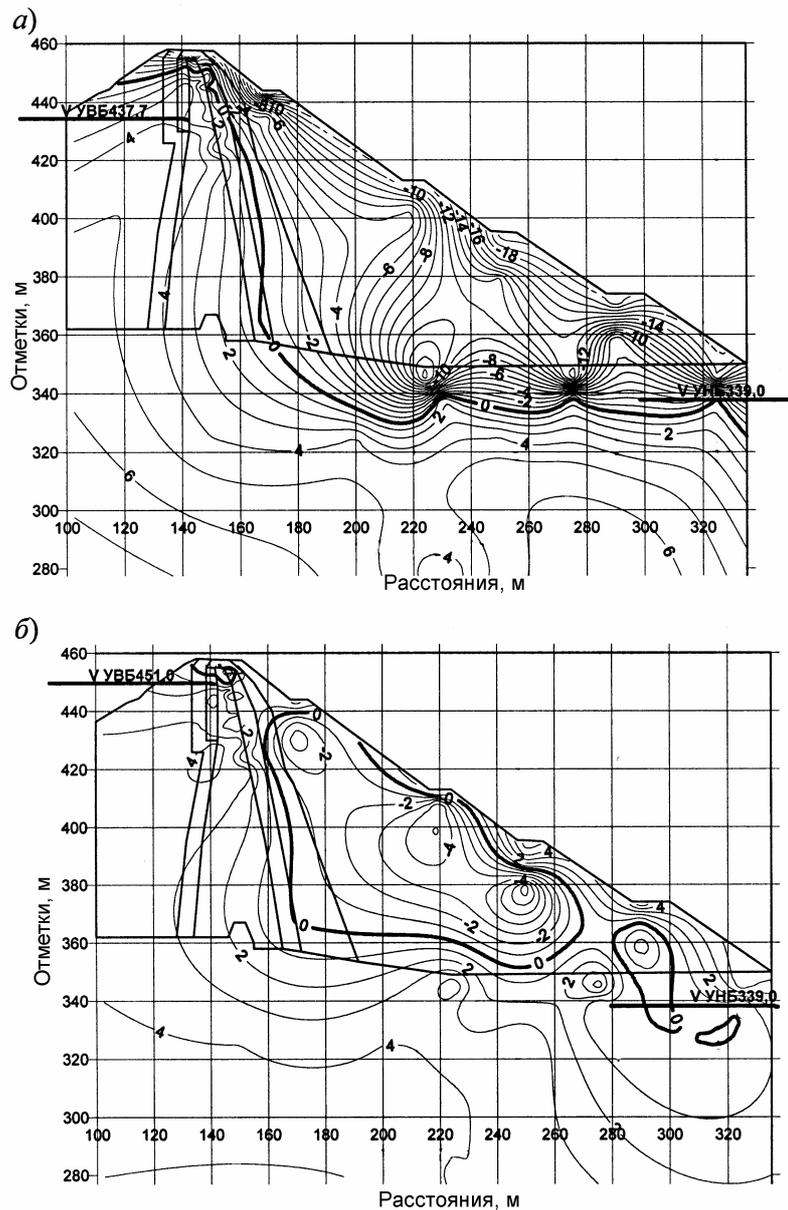


Рис. 4. Температурное состояние плотины в створе на ПК2+20 (2003 г.):
а – апрель; б – сентябрь

В целом распределения температур в сечениях на ПК 1+50 и ПК 2+20 аналогичны. Вместе с тем, на ПК 2+20 температуры грунтов в нижней части упорной призмы более низкие, что связано с влиянием расположенного именно в этом месте неиспользуемого в настоящее время временного водосбросного сооружения (ВВС) туннельного типа, пересекающего всю низовую призму.

На ПК 3+10, где высота плотины 121 м (рис. 5), большая часть ядра плотины и первого слоя переходной зоны в течение всего года находится в талом состоянии с температурами до $+4^{\circ}\text{C}$. Исключением является гребневая часть профиля, где до отметок $\sim 450\dots 445$ м грунты постоянно мерзлые. Большая часть поперечного сечения упорной призмы в течение всего года находится в мерзлом состоянии.

На ПК4-ПК4+40, где высота плотины 128 м (рис.2), основная часть низовой призмы и верхняя часть второго слоя фильтра находятся в мерзлом состоянии в течение всего года. В летний период здесь образуются талый слой грунта вдоль поверхности низового откоса и небольшое талое "окно" у примыкания откоса к гребню.

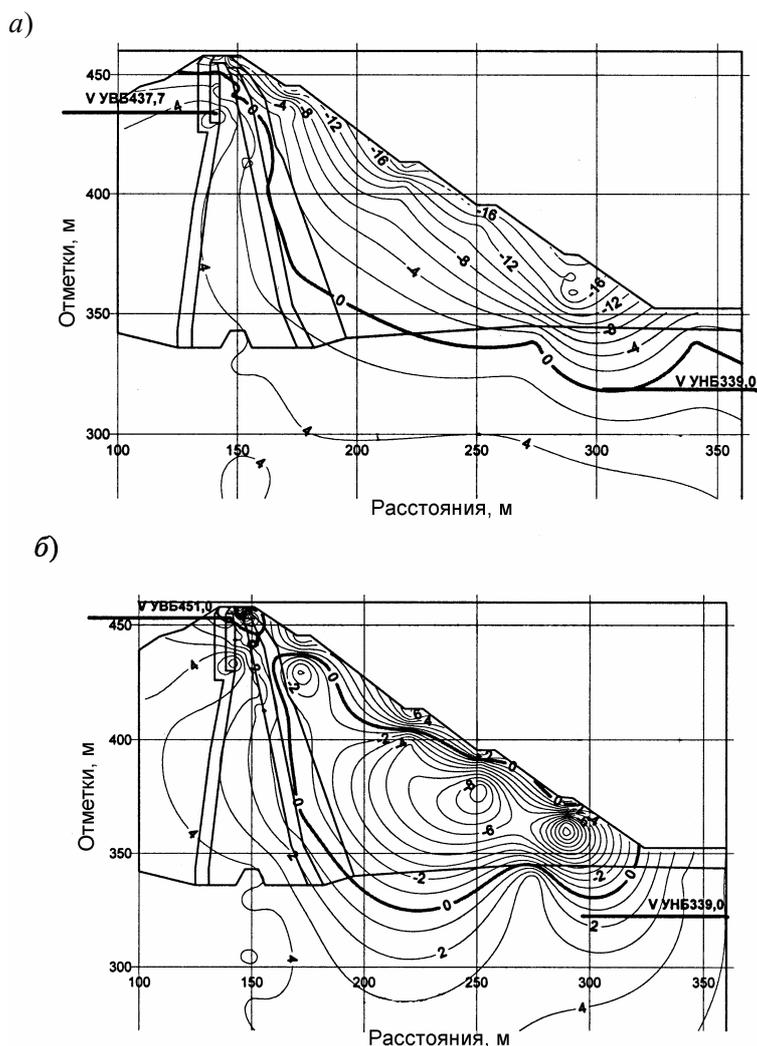


Рис. 5. Температурное состояние плотины в створе на ПК3+10 (2003 г.):
а – апрель; б – сентябрь

Гребневая часть плотины, включая соответствующие элементы ядра и переходных зон, остается в мерзлом состоянии и в летний период. Нижняя граница мерзлоты в ядре находится на отм. ~ 445 м, а в первом слое переходной зоны – на отм. $\sim 440 \dots 430$ м.

На ПК5+60, где высота плотины 88 м (рис. 6), в зимнее время года гребневая часть плотины и вся низовая призма проморожены. При этом в данном сечении нулевая изотерма располагается в теле сооружения на большем удалении от ядра и переходных зон, чем это имеет место в рассмотренных ранее сечениях, а грунты обоих слоев переходной зоны в течение всего года сохраняют талое состояние. В летнее время года сечение низовой упорной призмы практически полностью оттаивает.

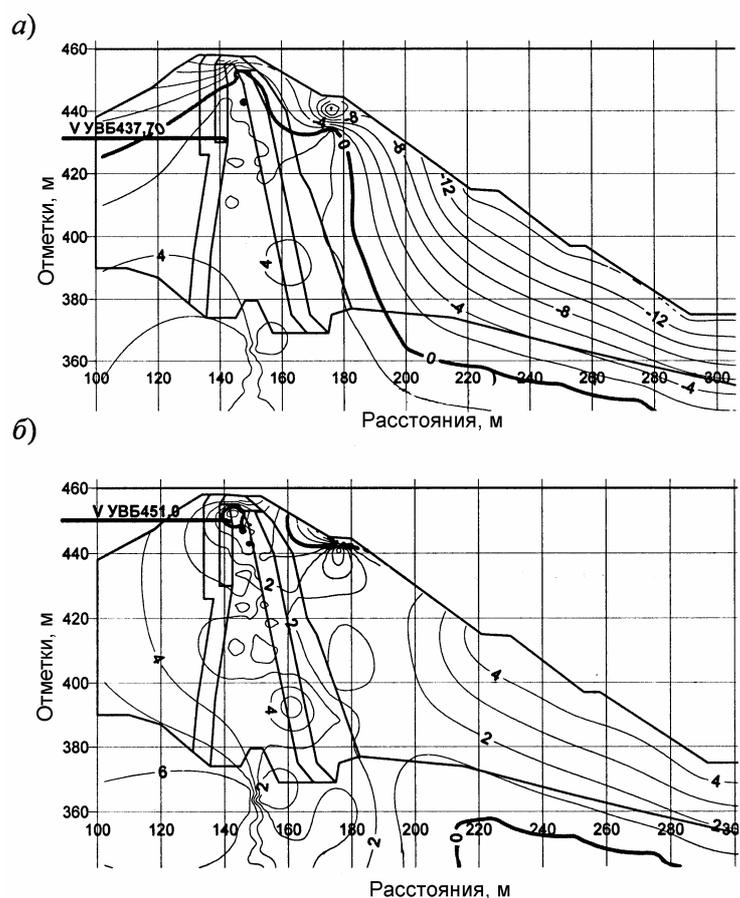


Рис. 6. Температурное состояние плотины на ПК5+60 (2003 г.):
а – апрель; б – сентябрь

Общая оценка температурного состояния плотины

Для каменно-земляных плотин с центральным грунтовым ядром предельными по температуре грунтов являются состояния, при которых происходит частичное или полное промерзание дренажно-водоотводящих путей. Следствием этого может быть передача полного или повышенного гидростатического давления верхнего бьефа на низовую упорную призму, что будет способствовать уменьшению ее устойчивости, а также возникновению зон со значениями градиентов напора, опасными по условиям суффозии.

В плотине Колымской ГЭС дренаж и отвод воды, профильтровавшейся через грунтовое ядро, осуществляется по переходной зоне между ядром и низовой упорной призмой, состоящей из первого и второго слоев обратного фильтра. В связи с этим за количественные диагностические показатели безопасности плотины по ее температурному состоянию были приняты значения температуры грунтов на внешней границе первого слоя обратного фильтра со вторым и на внутренней границе первого слоя фильтра с ядром (рис. 7).

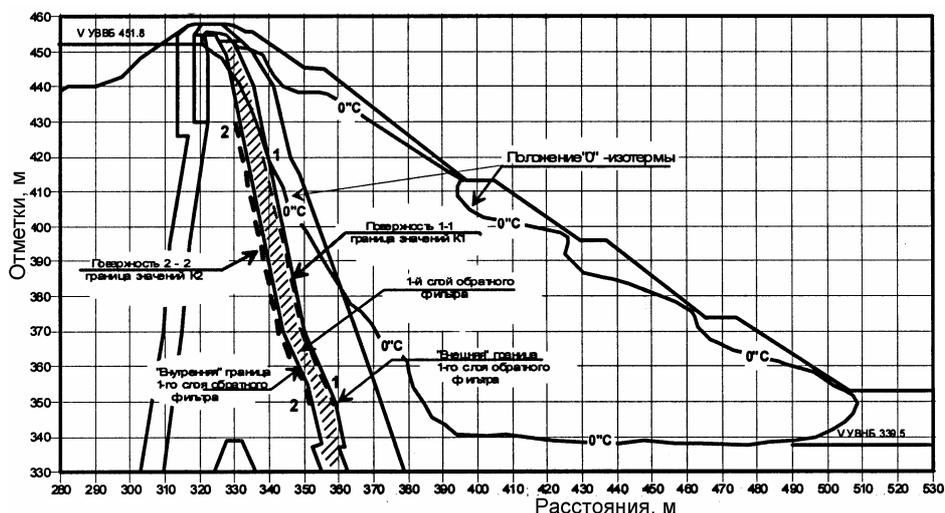


Рис.7. Схема контроля местоположения нулевой изотермы в низовой призме плотины Колымской ГЭС

Потенциально опасным, соответствующим группе критериев K1 [3], является состояние, при котором нулевая изотерма достигла *внешней* границы первого слоя обратных фильтров на отметках более низких, чем отметки мест выхода депрессионной кривой на низовую грань ядра. *Предварийным*, соответствующим группе критериев K2, является такое состояние, при котором нулевая изотерма достигнет низовой грани ядра на отметках, ниже выходов на нее депрессионной кривой.

Поскольку нулевая изотерма по высоте сечения располагается на различных расстояниях от низовой грани ядра, предложено в каждом из измерительных створов оценивать состояние плотины по температуре грунтов на участках, совпадающих с диапазоном отметок 370 – 420 м по высоте плотины (см. рис. 7). При такой оценке должны использоваться данные о двухмерном распределении температур грунтов в каждом из измерительных створов плотины, полученные на основании компьютерной интерпретации результатов натурных наблюдений, выполняемой с помощью графических программ типа «SURFER-7».

С учетом этого, для каждого *i*-го измерительного створа были установлены следующие критериальные значения K1 и K2 температуры грунтов, соответственно на внешней и внутренней границах первого слоя обратных фильтров (см. рис. 7) на любой отметке в диапазоне 370 – 420 м:

$$K1_i = \theta_{1-1} = 0 \text{ } ^\circ\text{C} \pm \delta = \pm 1 \text{ } ^\circ\text{C}, \quad (1)$$

$$K2_i = \theta_{2-2} = 0 \text{ } ^\circ\text{C} + \delta = + 1 \text{ } ^\circ\text{C}, \quad (2)$$

где $\delta = +1^{\circ}\text{C}$ – суммарная погрешность определения границы первого слоя фильтров по рабочим чертежам плотины, дискретного определения температур в теле плотины и компьютерной интерпретации этих данных при построении полей распределения температур грунтов в теле плотины.

Сопоставление данных натуральных наблюдений (см. рис.1 – 7) с критериями (1) и (2) свидетельствует, что в настоящее время во всех измерительных створах распределение температур в теле плотины практически не достигло критериальных значений $K1_i$. Исключением из этого правила являются данные по створу на ПК 2+20 (см. рис.4), где нулевая изотерма в зимнее время подходит близко к внешней границе первого слоя обратных фильтров.

Как было указано выше, причина отмеченного исключения связана не с общей закономерностью распределения температур грунтов в поперечных сечениях плотины, а с аномальным влиянием расположенного здесь большого (шириной до 15 м) "холодного штампа", которым служит внутренняя полость ВВС, открытая со стороны нижнего бьефа. Через эту полость в зимнее время года наружный воздух с весьма низкими отрицательными температурами беспрепятственно проникает непосредственно в тело сооружения, достигая при этом нижней грани ядра и дополнительно охлаждая "цокольную" часть плотины. Для устранения или уменьшения последствий этого негативного влияния службе эксплуатации были даны рекомендации по устройству утепления на входе в полость ВВС.

Выводы

Результаты анализа данных натуральных наблюдений за температурным состоянием плотины Колымской ГЭС в последние 10 лет ее эксплуатации позволили сделать следующие выводы.

1. Грунты ядра ниже отм. ~ 450 м на всей длине плотины в течение года стабильно сохраняются в талом состоянии, что соответствует критериальным условиям безопасности грунтового противофильтрационного устройства талого типа.
2. В центральной части плотины на участке ПК2+20...ПК4+40 в теле низовой упорной призмы в настоящее время практически завершено формирование динамически равновесной зоны многолетнемерзлых грунтов, имеющей у поверхности низового откоса переменный по мощности слой сезонного промерзания-оттаивания.
3. В сечениях на ПК2+20 грунты цокольной части плотины имеют наиболее низкие значения температуры, что связано с имеющейся здесь открытой со стороны нижнего бьефа железобетонной трубой ВВС, влияющей на температурное состояние грунтов в упорной призме, переходных зонах и в ядре.
4. На береговых участках плотины (ПК1+50 и ПК5+60) в теле низовой упорной призмы летом происходит образование сквозного талика от поверхности низового откоса до основания призмы. При этом на правом берегу этот талик имеет ограниченную ширину, а на левом – низовая призма летом оттаивает практически полностью.
5. Гребневая часть сечений по всей длине плотины на глубину до 5 – 10 м (до отметок $\sim 450...445$ м) в течение года постоянно находится в мерзлом состоянии, включая грунтовое ядро и переходные зоны.
6. Тало-мерзлое состояние низовой упорной призмы плотины в настоящее время не создает серьезных препятствий для свободной фильтрации воды через талое ядро.

7. Грунты первого слоя фильтра, ниже отметки ~ 445м, и второго слоя, ниже отметки ~ 400 м, практически на всей длине плотины стабильно сохраняются в талом состоянии, что удовлетворяет условиям безнапорного режима работы разгрузочных и дренажно-водоотводящих устройств плотины.

8. В настоящее время состояние плотины Колымской ГЭС по температуре соответствует условиям ее нормальной эксплуатации [3].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Состояние** сооружений Колымской ГЭС по данным натурных наблюдений / В.С. Кузнецов, А.П. Войнович, Т.В. Матрошилина и др. // Гидротехническое строительство. 1995. №4. С.1-7.
2. **Когодовский О.А., Фриштер Ю.И.** Гидроэнергетика Крайнего Севера Востока. М: Энергоатомиздат. 1996.
3. **Методика** определения критериев безопасности гидротехнических сооружений: РД 153-34.2-21-342-00. М. 2001.

ОЦЕНКА ДЕФОРМАЦИЙ МАССИВА И ПРОГНОЗ УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНА ОДЕССКОГО ПРИПОРТОВОГО ЗАВОДА

Изучение процессов длительной устойчивости склонов имеет особую важность в плане обеспечения безопасности и охраны окружающей среды при наличии на оползнеопасных массивах ответственных сооружений.

Примером могут служить рассмотренные в настоящей работе условия обеспечения безопасной эксплуатации склона на участке складской зоны промплощадки Одесского припортового завода (Украина), на котором расположены крупнотоннажные емкости с жидким аммиаком и суперфосфорной кислотой (СФК), перегрузочные эстакады, здания цехов химического производства и т.п., а также примыкающие к склону в его нижней части глубоководные причалы.

В работе рассмотрены проблемы обеспечения длительной устойчивости склонов, сложенных глинистыми грунтами (скальных склонов, содержащих глинистые прослои), которые обладают реологическими свойствами. Результаты оценки устойчивости этих склонов в большинстве случаев зависят от надежного прогноза ожидаемых скоростей и абсолютных значений смещений оползневых грунтовых массивов [1].

Исследуемый участок склона расположен в прибрежной зоне Аджалыкского лимана Черного моря вблизи г. Одессы и сложен неоднородными относительно прочными грунтами: меотическими глинами с примесью песка и известняка, переслаиваемыми лессовидными суглинками четвертичных отложений мощностью до 17 м и слоем понтических известняков мощностью 7 – 9 м (рис. 1). Стандартная сдвиговая (кратковременная) прочность меотических глин, определяющих устойчивость массива, $\text{tg}\varphi_{0,1} = 0,31 - 0,34$ ($\varphi = 17^\circ - 19^\circ$) и $c_{0,1} = (0,04 - 0,05)$ МПа.

Параметры длительной сопротивляемости сдвигу этих же разновидностей грунтов определяются значениями $\text{tg}\varphi_{\infty,1} = 0,18 - 0,23$ ($\varphi = 10^\circ - 13^\circ$) и $c_{\infty,1} = (0,024 - 0,030)$ МПа. Склон на этапе строительства завода (около 30 лет назад) был спланирован и после техногенного освоения общий угол заложения откоса составил $10^\circ - 11^\circ$. Кроме того, в основании склона при сооружении портовых причалов для крупнотоннажных судов были выполнены дноуглубительные работы в прибрежной зоне, увеличившие максимальную глубину лимана от 2 – 4 м до 14 – 18 м. После планировки нижняя часть склона была укреплена несколькими рядами 25 – 27-метровых железобетонных свай (сечение свай $0,25 \text{ м}^2$). Для защиты от размыва под-

водная часть откоса укреплена крупноглыбовым скальным материалом. После оформления высота откоса с подводной частью составляет около 50 м.

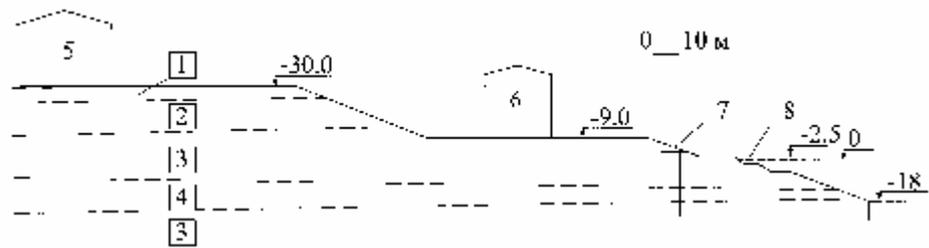


Рис. 1. Разрез склона на участке складской зоны:

1 – суглинок, глина краснобурая; 2 – известняк-ракушечник трещиноватый; 3 – меотическая глина; 4 – супесь с прослоями глин и суглинок; 5 – емкости с жидким аммиаком; 6 – емкости с суперфосфорной кислотой; 7 – свайное берегоукрепление; 8 – глубоководные причалы

Участок склона протяженностью $\sim 1,5$ км (объем захваченного смещениями массива около $3,5 - 4,0$ млн. м^3) по данным геодезических наблюдений, проводимых с 1981 г., по поверхности относительно равномерно смещается в сторону лимана со среднегодовой скоростью $3 - 6$ мм практически в режиме установившейся скорости ползучести грунта. В отдельные периоды и на отдельных участках склона наблюдалось увеличение скоростей смещения до $13 - 15$ мм/год, а также замедление смещения до $2 - 4$ мм/год. За период наблюдений 1981 – 2005 гг. суммарные максимальные смещения составили около $100 - 130$ мм, осадки – до 107 мм.

Установлено, что основными причинами оползания данного участка берегового склона являются:

разгрузка грунтового массива побережья Аджалыкского лимана в результате эрозии морем;

наличие в основании меотических глин, склонных к проявлению ползучести, особенно при обводнении;

подрезка основания склона в результате строительства глубоководных причалов и периодически повторяющаяся расчистка фарватера;

разгрузка массива в нижней части склона при его планировке (снятие грунтовых масс при оформлении откоса);

воздействие циклических техногенных нагрузок.

Для наблюдений смещения массива склона по поверхности заложены пять поперечных простирацию склона геодезических профилей (I – V), ориентированных по падению откоса (в сторону лимана) в створе причалов №№1, 2, 3 и 4 (рис.2). Верхние участки профилей находятся в устойчивых недеформирующихся зонах массива промплощадки завода. Результаты геодезических наблюдений смещения массива склона за 1996 – 2004 гг. предоставлены на рис.3 в виде графиков зависимости смещений массива от скорости его деформирования по точкам верхнего склона для наиболее характерных профилей I (в створе 1-го причала) и III (в створе 3-го причала и емкостей с жидким аммиаком и СФК). Графики свидетельствуют, что эти участки массива склона смещаются практически в режиме установившейся скорости смещения (ползучести) со среднегодовой скоростью $6 - 8$ мм с некоторым замедлением скорости смещения (в 2003 – 2004 гг.) до $5 - 6$ мм/год.

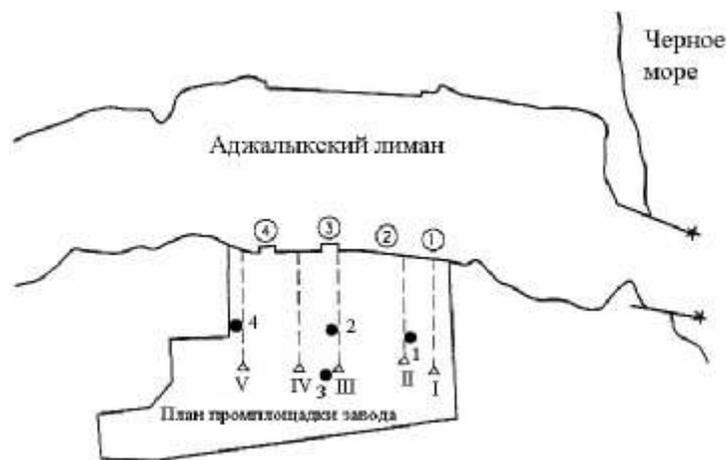


Рис. 2. План геодезически наблюдаемых профилей и скважин для глубинных наблюдений деформаций откосов:

j – m – причалы глубоководные; **I-V** – геодезические профили; ● – наблюдаемые скважины

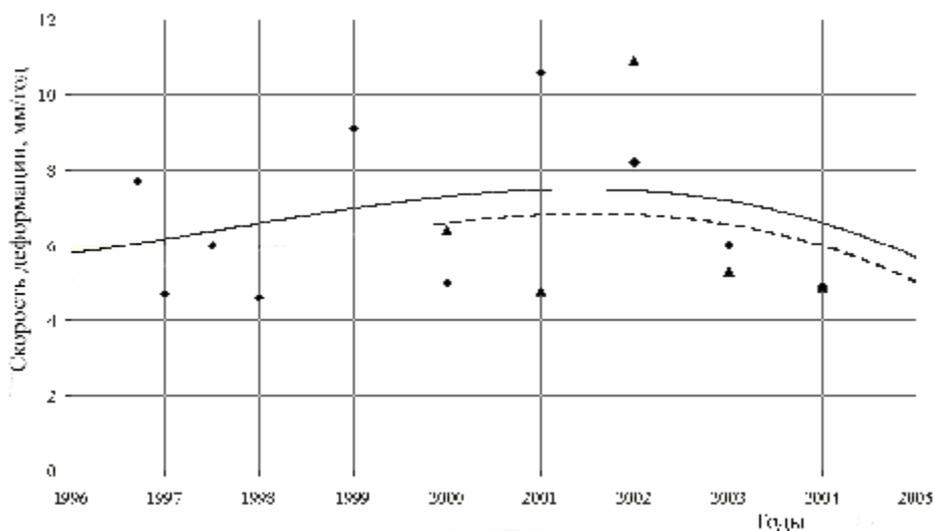


Рис. 3. Диаграмма смещений массива склона в развитии:

⊙ – профиль III, наблюдаемые реперы; ● – профиль I, наблюдаемые реперы

С 2000 г. проводятся наблюдения за глубинными смещениями грунтов склона в пробуренных с бермы +9,0 м и расположенных в наблюдательных поперечниках I, III и V (см. рис.2) четырех скважинах глубиной 42 – 43 м, обсаженных полиэтиленовыми обсадными трубами с внешним диаметром 160 мм и толщиной стенок 9 мм. Глубинные смещения грунтов регистрировались маркшейдерским проекциометром ПМ-100 по результатам съемки профилей продольных осей наблюдаемых скважин. Данные замеры дают возможность оценить мощность оползневого тела, определить поверхность (зону) его сдвига и интенсивность смещений по глубине массива [2].

Проекциометр представляет собой маркшейдерский прибор (рис.4), определяющий горизонтальную проекцию отклонения от вертикали участка троса, заключенного между исходной и искомой точками [3].

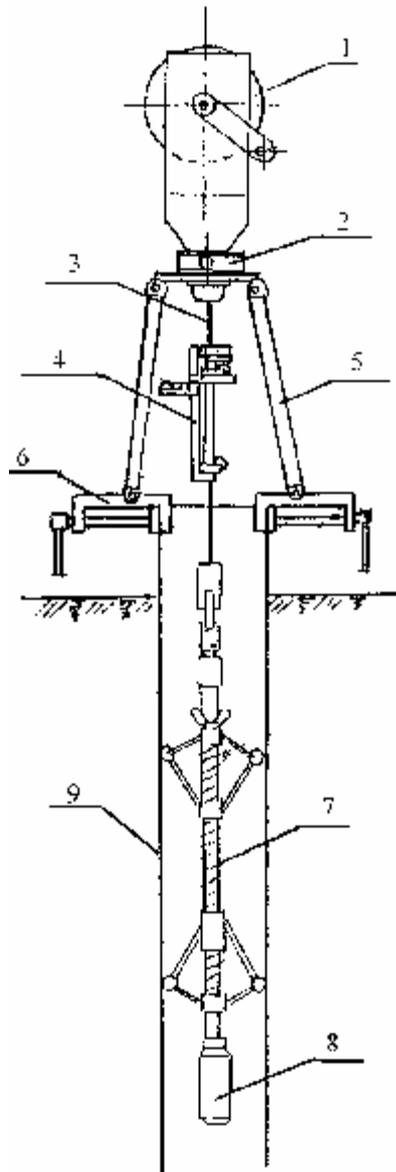


Рис. 4. Схема проекциометра:
 1 – бобина с тросом;
 2 – поворотное устройство;
 3 – трос; 4 – датчик вертикали; 5 – тренога;
 6 – башмак для крепления проекциометра
 на обсадной трубе; 7 – центрирующий груз;
 8 – дополнительный груз;
 9 – обсадная труба

Сущность работы проекциометра при замере искривлений или наклона оси наблюдательной скважины заключается в определении взаимного положения двух точек, лежащих на продольной оси скважины. Одна из точек лежит на пересечении осей скважины на поверхности, а вторая (искомая) является центром контролируемого сечения (центрирующего груза). В процессе измерений микрометрический уровень – датчик вертикали 3 вместе с тросом закручивается поворотным устройством 7 вокруг оси троса, благодаря этому на точность измерений не оказывают влияния способ и место закрепления датчика вертикали на тросе.

За базу измерения искривления оси скважины может быть взято устье скважины, планово-высотное положение которого в пространстве фиксируется геодезическими приборами, или забой скважины, когда его расположение находится вне зоны воздействия процессов смещения грунтов.

Диапазон измерения проекциометра по глубине 1 – 100 м. Погрешность замеров приращения координат плановых смещений для ПМ-100 не более $\pm 0,0001H$ (где H – глубина измерения); предел допускаемой погрешности при измерении глубины $\pm 0,0003H$ (мм).

При бурении наблюдательных скважин допустимое отклонение ствола скважины от вертикали не более 0,5 – 1,0 градуса (30' – 60').

При измерении смещений в слабых грунтах наблюдательные скважины рекомендуется обсаживать трубами из пластика, в скальных породах – из металла или без обсадки. Рекомендуемый внутренний диаметр обсадных труб в измерительных скважинах 100 – 200 мм.

При установке в наблюдательные скважины обсадных труб обязателен качественный тампонаж затрубного пространства.

Наблюдение глубинных смещений массива склона, выполненные в течение 2000 – 2005 г. в глубоких скважинах, показали, что смещения происходят по мезотическим глинам с прослоями песка или супеси по глубинной зоне, которая является границей призмы сдвига сдвиговых смещений массива склона мощностью 20 – 24 м. При этом скорости смещения массива склона достигают 6 – 10 мм/год.

Результаты пятилетних наблюдений глубинных смещений массива склона по скважине №1 по осям X в сторону лимана и Y в сторону моря представлены в таблице и на рис.5. Резкое искривление продольной оси скважины характеризует границы зоны сдвиговых смещений по глубине массива склона мощностью призмы сдвига 20 – 24 м.

Динамика развития скоростей смещения массива в зоне скважины № 1 до глубины 20 – 24 м

Период смещения, октябрь – октябрь, год	Скорость смещения массива мм/год		
	по оси X	по оси Y	суммарная, мм/год
2000 – 2001	9,7	13,4	16,5 (направление Ю-В)
2001 – 2002	18,3	29,0	34,3 (направление Ю-В)
2002 – 2003	12,6	9,7	16,1 (направление Ю-В)
2003 – 2004	1,2	9,9	10,0 (направление Ю-В)
2004 – 2005	-8,2	2,4	8,5 (направление Ю-З)

Для оценки длительной устойчивости грунтового массива в условиях проявления свойств ползучести весьма важным является определение критических скоростей ползучести, то есть таких скоростей смещения

массива, при которых деформации могут перейти в стадию прогрессирующего смещения. Такими условиями могут явиться рост нагрузок на склон техногенного характера, увеличение влажности грунта и т.д.

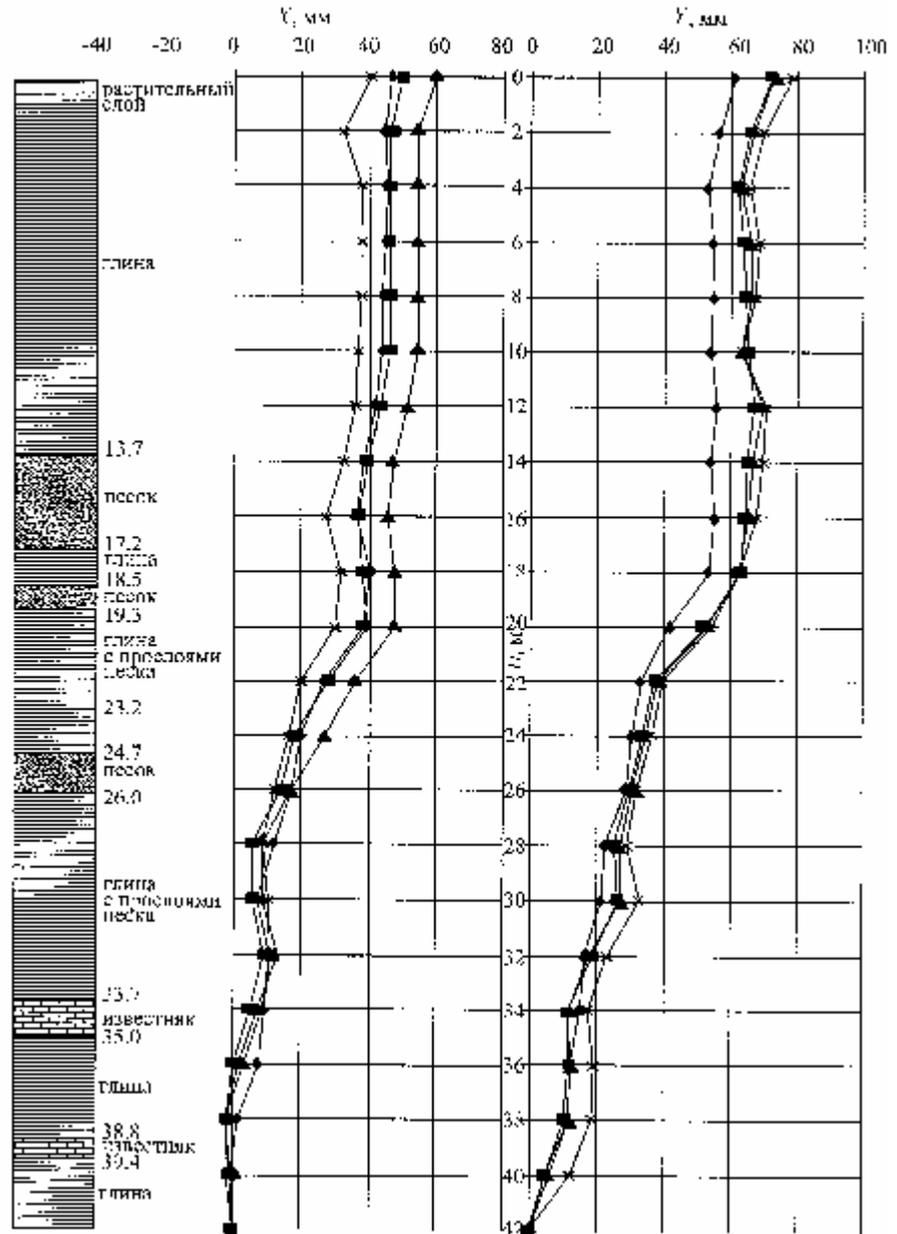


Рис. 5. График деформаций скважины №1 по осям X и Y за 2003 – 2005 гг.:

Зная величину критической скорости ползучести, можно сопоставить ее со скоростью смещения, измеренной в натуре, и оценить возможность ее перехода в стадию прогрессирующей ползучести.

Для решения этих задач использовались результаты геомеханического моделирования процессов деформирования массива склона на моделях из эквивалентных материалов и результаты испытания образцов меотических глин на приборе одноплоскостного кольцевого среза, выполненные авторами статьи.

Эквивалентные материалы для геомеханического моделирования грунтов, слагающих склон, были представлены смесями мелкого кварцевого песка с дробью в различных пропорциях. Объемные веса материалов составили:

15 кН/м³ – для глин ниже уровня воды;

30 кН/м³ – для глин выше уровня воды;

39 кН/м³ – для известняка.

В основании склона моделировался ослабленный слой грунта мощностью (в натуре) 2 – 3 м. Для этого использовался специальный материал с низкими прочностными характеристиками $\phi^M = 5^\circ - 7^\circ$; $C^M = (0,5 - 0,7) \cdot 10^{-4}$ МПа.

Геометрический масштаб модели склона был принят $\alpha_l = 0,003$, масштаб времени при моделировании процессов деформирования $\alpha_t = 0,003$, физико-механические характеристики материала модели и ее нагружение воспроизводились при масштабе напряжений $\beta = 0,0045$. Геомеханические модели склона изготавливались в специальном лотке из оргстекла размером 1,5x0,5x0,3 м. Лоток смонтирован на стенде, оборудованном поворотным устройством (рис. 6). В тело модели вмонтированы измерительные марки, перемещение которых регистрируется катетометром с индикатором часового типа с точностью замеров 0,01 мм.

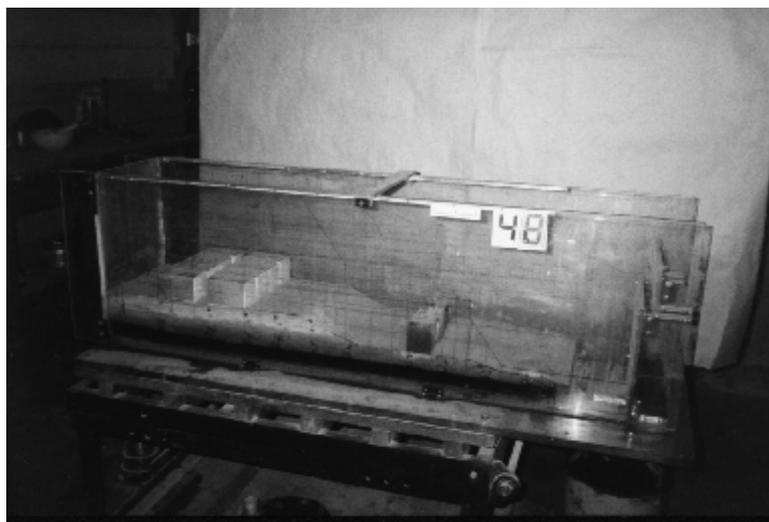


Рис. 6. Геомеханическая модель склона

Проводились длительные испытания модели склона в режиме деформаций призмы сдвига в модели подобным смещениям массива склона в натуре (в режиме установившейся скорости ползучести) с доведением (путем постепенного подъема основания модели на большой угол наклона) напряженного состояния модели склона в критическом состоянии. Этому состоянию модели и для склона в натуре соответствует критическая

скорость ползучести, предшествующая началу ускорения ползучести материала модели (массив натуры).

Для нахождения критической скорости ползучести меотических глин, определяющих устойчивость склона, в Черноморнии проекте были проведены также испытания образцов глины природной структуры на приборе кольцевого среза. Преимуществом испытаний на приборе кольцевого среза является возможность его неограниченного смещения без изменения площади срезаемого образца. Так как плоскость скольжения в реальных склонах проходит на различных глубинах, то испытания были проведены при разных нормальных напряжениях 0,1; 0,3 и 0,6 МПа.

По результатам испытаний геомеханических моделей на смещение призм сдвига склона и образцов меотических глин на приборе кольцевого среза были получены весьма близкие значения (в пересчете на натуру) критических скоростей ползучести массива склона, находящиеся в пределах 60 – 90 мм/год.

Выводы

1. Результаты долговременных наблюдений 1981 – 2005 гг. за смещениями по поверхности и в глубине массива склона свидетельствуют, что массив в режиме практически установившейся скорости ползучести относительно равномерно смещается со скоростью 3 – 6 мм/год преимущественно в сторону лимана. Последние 3 – 5 лет на отдельных участках и в отдельные промежутки времени скорость смещения массива достигала 8 – 10 мм/год, но в целом заметного ускорения смещения не наблюдалось. Последние годы (2004 – 2005 гг.) замедление смещения массива составило от 2 – 4 мм/год до 0,9 – 1,5 мм/год.

2. Проведенные испытания из эквивалентных материалов геомеханических моделей склона и образцов меотических глин на приборе кольцевого среза показали, что значения критических скоростей ползучести, предшествующие началу ускорения ползучести массива призмы сдвига склона, составляют (в пересчете на натуру) 60 – 90 мм/год. Данные значения существенно превышают фактическую скорость смещения массива склона и свидетельствуют о его безопасном состоянии в плане потери устойчивости и разрушения склона.

3. При сохранении сформировавшихся условий устойчивости склона без изменений и недопущении техногенных воздействий на массив склона, отрицательно влияющих на его устойчивость, характер деформирования склона в ближайшие годы не изменится и скорости смещения массива останутся прежними.

4. Анализ деформированного состояния склона свидетельствует, что основные охраняемые объекты складской и перегрузочной зоны завода (емкости с жидким аммиаком, СФК, причалы и т.д.) расположены вне зоны наиболее интенсивных относительных деформаций, и безопасная эксплуатация этих объектов в течение ближайших 10 – 15 лет не вызывает сомнения. Для находящихся на деформирующихся участках склона других сооружений наблюдаемые скорости смещения массива в их основании (до 3 – 10 мм/год) в целом также безопасны. Определенную опасность представляет накопление смещений с образованием зон трещинообразования

(заколов) по поверхности массива, над которыми может непосредственно оказаться сооружение или его часть.

5. Основным противооползневым мероприятием, улучшающим условия устойчивости всего склона, является обеспечение устойчивости и сохранности подводной части откоса путем его дополнительного укрепления (например, дополнительной пригрузки крупноглыбовым скальным материалом), а также исключения подработки подводных откосов при воздействии волновых нагрузок и расчистке фарватера. Поскольку в основании склона расположены причальные сооружения следует учитывать, что укрепление подводной части откоса весьма дорогое (однако технически возможное) мероприятие. В свете этого при значениях скоростей смещения массива склона, обеспечивающих надежную эксплуатацию находящихся на нем объектов (заведомо менее критических значений скоростей ползучести грунтов склона), укрепительные мероприятия проводить не следует. Обеспечение устойчивости призмы сдвига склона может быть гарантировано при значении допустимой скорости смещения массива (с учетом коэффициента надежности $\gamma_n = 1,5$) не более $V_{\text{доп.см}} = 40$ мм/год.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **The long-term** stability of the slope at Odesskij Priportovij Zavod zone. Freiberg E.A., Bellendir E.N., Golitsyn V.V. Paris. France. 1999.
2. **Фрейберг Э.А., Голицын В.В.** Оперативный метод контроля глубинных смещений грунтовых и скальных массивов гидротехнических сооружений // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 2001. Т. 239. С. 25-27.
3. **Голицын В.В., Фрейберг Э.А.** Свидетельство на полезную модель № 26845. Проекциометр Приоритет от 10.06.2002 г. Зарегистрирован 20.12.2002.

ДИНАМИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ СМЕЩЕНИЙ СКАЛЬНОГО БЕРЕГОВОГО МАССИВА

Массив № 65 расположен на правом берегу р. Аварское Койсу в 0,4 км выше по течению от створа плотины Ирганайской ГЭС. Проведенные ранее исследования устойчивости этого массива показали, что его верхняя выступающая часть является потенциально неустойчивой [1]. Тогда же было высказано предположение, что ожидаемые смещения массива при землетрясении не будут иметь опасных последствий, так как по данным инструментальных наблюдений склон был стабилен, а следы оползневых явлений свидетельствовали о локальном характере подвижек.

Ниже рассматриваются результаты расчетных исследований остаточных смещений массива, вызываемых сильным сейсмическим воздействием, выполненных с целью оценки необходимости проведения инженерных мероприятий по увеличению устойчивости склона. В расчетах использовались уточненные параметры сейсмических воздействий и материалы инженерно-геологических изысканий Ленгидропроекта, проведенных в 1980 – 1996 гг.

В работе [1] была представлена геологоструктурная модель массива № 65 и назначены расчетные характеристики горных пород. Инженерно-геологическое строение массива для вертикального сечения I-I с азимутом 242° схематически показано на рис. 1. В пределах массива было выделено три зоны надвига. Расчеты устойчивости показали, что наиболее опасными являются потенциальные сдвиги в зоне надвига 3, расположенного существенно выше других. Эта зона совпадает с частью второго расчетного геологического элемента (РГЭ 2), лежащей между областями сохранных доломитов (РГЭ 1) (см. рис. 1).

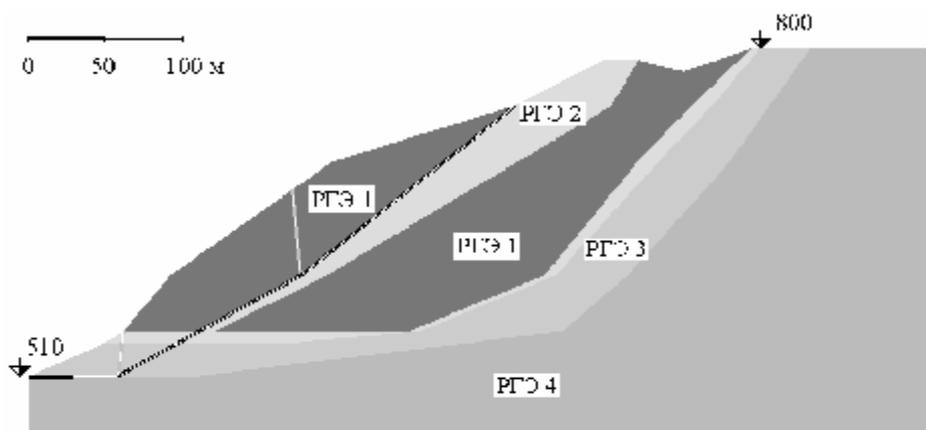


Рис. 1. Сечение I-I массива № 65 и наиболее опасный механизм разрушения

В табл. 1 приведены расчетные характеристики пород массива, включающие значения динамических модулей упругости, откорректированные применительно к условиям сильного сейсмического воздействия, и

Основные расчетные параметры пород

Номер РГЭ	Наименование грунта	Плотность, т/м ³	Модуль упругости, МПа	Коэффициент Пуассона	Параметры прочности		Декременты поглощения	
					tg φ _r	C _r , МПа	δ _p	δ _s
1	Слой 18 – доломиты сохранные	2,57	9410	0,25	0,8	0,3	0,08	0,10
2	Слой 18 ^а – доломиты в зоне влияния тектонических нарушений	2,25	4410	0,3	0,62	0,018	0,12	0,14
3	Слои 20 ^а , 21 ^а , 22 ^а – песчаники, алевролиты, аргиллиты в зоне влияния тектонических нарушений	2,20	5770	0,3	0,5	0,04	0,20	0,24
4	Слои 21, 22 – переслаивание песчаников, алевролитов, аргиллитов	2,52	7190	0,3	0,6	0,1	0,16	0,19

характеристики поглощения сейсмических волн, определенные с учетом состава и состояния пород массива¹.

Воздействие в динамических расчетах задавалось подобранными с учетом детального сейсмического районирования трехкомпонентными акселерограммами: синтетическими, полученными с использованием стандартного спектра (кривой динамичности из СНиП [2]), и реальной, выбранной из имеющихся записей² (рис. 2).

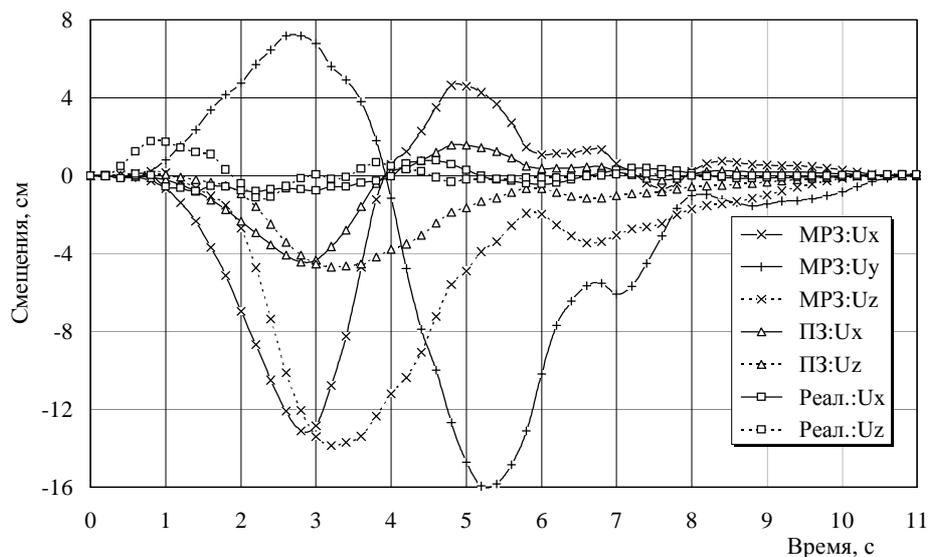


Рис. 2. Сейсмограммы расчетных воздействий

¹ Уточнение динамических характеристик пород было выполнено доктором геол.-мин. наук О.К. Воронковым и инж. Г.А. Моториным.

² Акселерограммы были подобраны доктором физ.-мат. наук Ф.Ф. Аптикаевым.

При использовании двухуровневого подхода пиковые горизонтальные ускорения грунта принимались равными 23 см/с^2 (ПЗ) и 71 см/с^2 (МРЗ) для периодов повторяемости 150 и 900 лет соответственно. Уровень ускорений на вертикальной компоненте принимался равным $2/3$ от уровня горизонтальной компоненты.

Исследования остаточных смещений при прохождении сейсмической волны проводились на двух плоских конечноэлементных моделях, предназначенных для оценки сдвигов в скальном массиве в зоне влияния надвига 3.

В простейшей динамической модели неустойчивая часть массива в рамках плоской задачи была представлена призмой, расположенной на шероховатой наклонной плоскости (рис. 3). Предполагалось, что необратимые смещения происходят только на линии контакта, а вся расчетная область является линейно упругой. Динамические модули упругости призмы принимались равными их значениям для сохранных доломитов слоя 18 (РГЭ 1, табл. 1), а нижней закрепленной части массива – равными их значениям для слоев 21 – 22 (РГЭ 4, табл. 1). Размеры призмы и характеристики трения на контакте были назначены в соответствии с параметрами призмы обрушения, отсекаемой наиболее опасной поверхностью сдвига для вертикального сечения массива I-I [1] (см. рис. 3). Вдоль нижней границы области были приняты условия жесткого защемления.

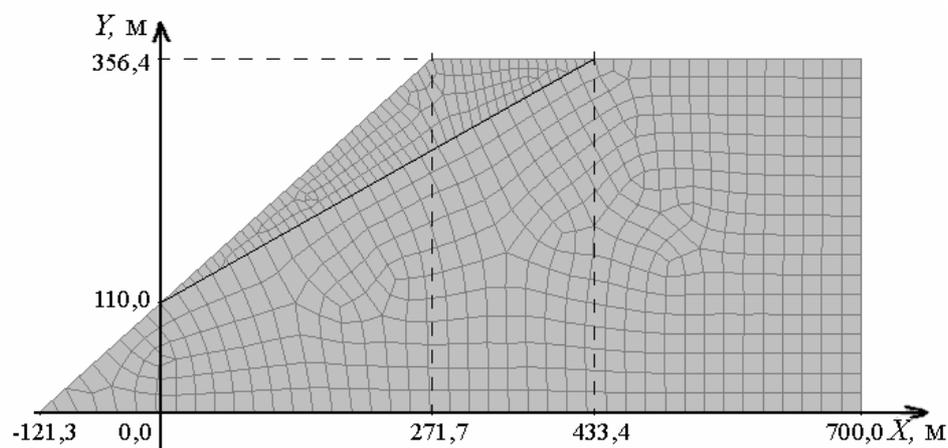


Рис. 3. Простейшая динамическая модель

Распределенное затухание в моделях задавалось с помощью матрицы демпфирования $B = \alpha M + \beta K$, предложенной Релеем, которая определяется линейной комбинацией матриц инерции M и жесткости K . В расчетах использовалось два набора характеристик затухания: $\alpha_1 = 0,586$, $\beta_1 = 0,00106$ и $\alpha_2 = 0,161$, $\beta_2 = 0,00035$. Первый из них соответствовал расчетным значениям декрементов поглощения продольных и поперечных волн преобладающей длины в РГЭ 4 (см. табл. 1), а второй – затуханию 1% на низких частотах (от 1,5 Гц до 7,7 Гц).

С помощью простейшей модели было проведено исследование влияния различных ее параметров на результаты расчетов. Для этого рассматривались различные варианты модели, получающиеся из базового изменением одного из ее параметров, к которым относятся:

сетка конечных элементов, содержащая 658 четырехугольных восьмиузловых элементов (см. рис. 3);

шаг интегрирования по времени, равный 0,01 с;
 расстояние от призмы обрушения до боковой границы, равное 267 м (см. рис. 3), и условие поглощающей границы на ней [3];
 сейсмическое воздействие уровня МРЗ, заданное X и Z компонентами акселерограммы, синтезированной для кривой динамичности из СНиП [2];
 расчетное затухание – релейское при $\alpha_1 = 0,586$, $\beta_1 = 0,00106$;
 коэффициент статической устойчивости призмы обрушения k_{st} , равный 1,08.

Решение динамической задачи осуществлялось методом прямого интегрирования по времени в два этапа. Сначала к расчетной области медленно (за 100 с) прикладывалась нагрузка от собственного веса породы. На втором этапе прикладывались инерционные нагрузки, заданные расчетными акселерограммами длительностью 11 с.

Основные результаты расчетов приведены в табл. 2, которая содержит сводку максимальных расстояний проскальзывания призмы вдоль поверхности сдвига, полученных для всех вариантов простейшей модели. Для сравнения в табл. 2 также даны величины перемещений при землетрясении, вычисленные по формуле Ньюмарка [4].

Таблица 2

Результаты оценки влияния параметров задачи на остаточные смещения грунта

Варьируемый параметр	Максимальные проскальзывания от сейсмического воздействия, см	
	в модели	по Ньюмарку [4]
Нет (базовое решение)	11,5	15,4
Двойное сгущение сетки	17,1	15,4
Тройное сгущение сетки	18,8	15,4
Шаг по времени 0,005 с	12,2	15,4
Расширенная область (на 100 м)	12,8	15,4
Расширенная область (на 400 м)	12,7	15,4
Свободная боковая граница	29,7	15,4
Жесткое защемление боковой границы	27,8	15,4
Y и Z компоненты воздействия уровня МРЗ	10,2	15,4
X и Z компоненты реальной акселерограммы	3,7	1,1
Воздействие уровня ПЗ	1,2	0,6
Затухание 1% ($\alpha_2 = 0,161$, $\beta_2 = 0,00035$)	16,6	15,4
Коэффициент устойчивости ($k_{st} = 1,045$)	23,2	48,8

Сопоставление расчетных остаточных смещений, вычисленных на разных сетках, показало, что оптимальной является сетка с двойным сгущением, а дальнейшее уменьшение размеров элементов не оказывает существенного влияния на результаты расчета. Этот вывод согласуется с рекомендациями к выбору сетки конечных элементов для оснований со-

оружений [5]. Согласно этим рекомендациям размеры элементов должны приниматься не более $1/5$ длины наиболее короткой из интересующих волн. В данном случае эта величина составляет примерно 8 м (для поперечной волны, соответствующей частоте 25 Гц).

Для оценки влияния шага интегрирования по времени базовое решение, полученное шагами, равными шагу оцифровки акселерограмм (0,01 с), сравнивалось с решением для вдвое меньшего шага интегрирования (0,005 с). Незначительная разница в расчетных остаточных смещениях в этих двух решениях (5%) позволила сделать вывод о том, что в качестве шага по времени можно использовать шаг оцифровки акселерограмм.

Исследования влияния условия на боковой поверхности отсекаемой области основания показали, что задание граничных условий в перемещениях приводит к существенно завышенным расчетным смещениям, поэтому предпочтительным является использование условия поглощающей границы. Расчеты для областей, расширенных за счет перемещения боковой границы в сторону, показали, что на некотором расстоянии от откоса положение границы перестает влиять на величину остаточных смещений (см. табл. 1).

Для оценки влияния направления воздействия был проведен расчет для воздействия, заданного Y и Z компонентами синтезированной акселерограммы уровня МРЗ. Влияние интенсивности землетрясения определялось по решению, полученному для синтезированной акселерограммы уровня ПЗ. Для оценки влияния спектра синтезированной записи рассматривались смещения массива при действии “реального” землетрясения уровня МРЗ. По результатам этих расчетов был сделан вывод о том, что наиболее консервативная оценка смещений в динамических расчетах получается, если воздействие задано синтезированной акселерограммой уровня МРЗ (см. табл. 2).

Исследование влияния других параметров показало, что модель проявляет большую чувствительность к величинам затухания и коэффициента устойчивости, поэтому нужно использовать хорошо обоснованные их значения для оценки остаточных смещений.

Приведенные выводы были учтены при выборе параметров второй конечноэлементной плоской модели – трехблочной динамической модели (рис 4).

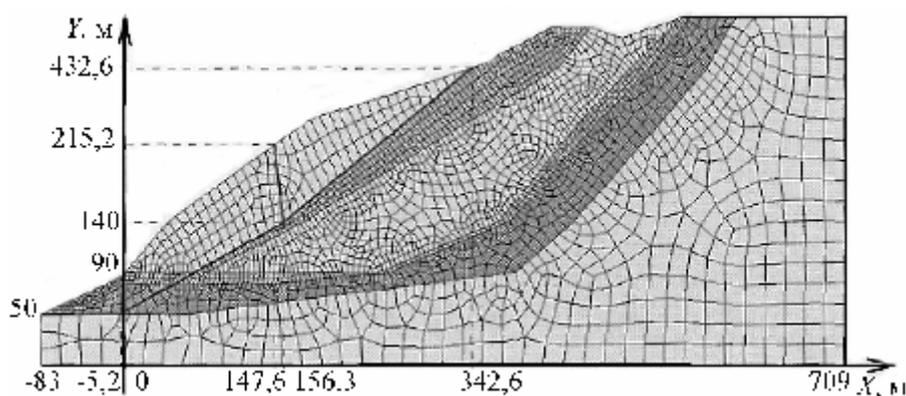


Рис. 4. Плоская трехблочная динамическая модель

В качестве ее расчетной области было выбрано вертикальное сечение массива I-I (см. рис. 1). Неустойчивая часть массива моделировалась тремя блоками, соответствующими наиболее опасному механизму его разрушения, который был получен в расчетах устойчивости массива кинематическим элементным методом [6]. Вдоль линий, отделяющих эти блоки от массива и друг от друга, в модели были введены разрезы (см. рис. 4), а на контакте по линиям разрезов были поставлены условия прочности Кулона. Параметрами прочности контактов служили прочностные характеристики наиболее слабых прилегающих к ним пород. Для разных участков контакта использовались значения прочности грунтов в зоне влияния тектонических нарушений (грунты РГЭ 2 и 3, табл. 1). Предполагалось, что необратимые смещения локализованы на линиях контакта, а вся расчетная область является линейно упругой. В качестве динамических модулей упругости отдельных слоев массива были использованы значения из табл. 1. Размеры расчетной области и сетка конечных элементов приведены на рис. 4. Вдоль нижней границы области были приняты условия жесткого защемления.

Трехблочная модель имела следующие параметры:

сетку конечных элементов, состоящую из 2185 четырехугольных восьмиузловых элементов (см. рис. 4);

шаг интегрирования по времени, равный 0,01 с;

поглощающую боковую границу;

сейсмическое воздействие уровня МРЗ, заданное X и Z компонентами синтезированной акселерограммы;

расчетное затухание – релейское при $\alpha_1 = 0,586$, $\beta_1 = 0,00106$;

коэффициент статической устойчивости призмы обрушения k_{st} , равный 1,065.

Решение динамической задачи осуществлялось методом прямого интегрирования по времени аналогично расчетам на простейшей модели.

В результате расчетов были получены остаточные смещения неустойчивой части массива. Максимальное расстояние проскальзывания от сейсмического воздействия составило 14 см. Расчетные хронограммы проскальзывания для трех блоков призмы обрушения во время землетрясения уровня МРЗ представлены на рис. 5.

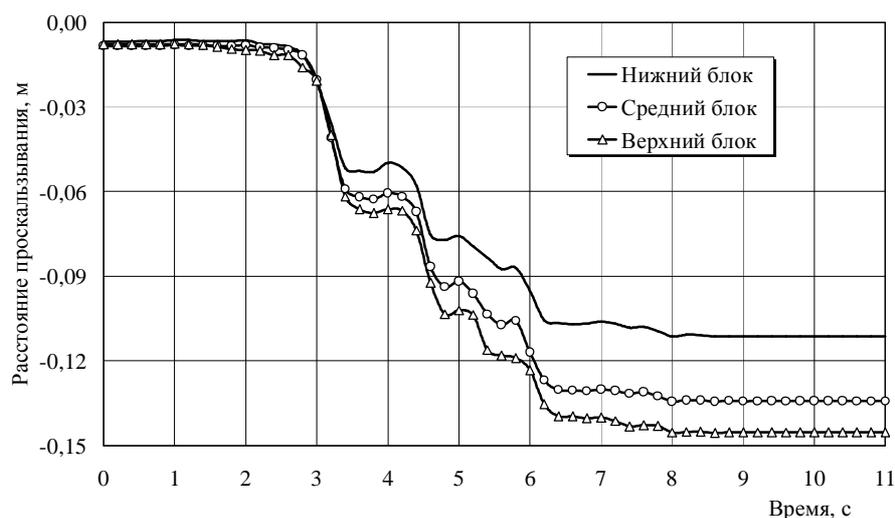


Рис. 5. Расчетные хронограммы проскальзывания блоков вдоль линий сдвига

Выводы

Проведенные на двух плоских моделях исследования остаточных смещений массива после сильных сейсмических воздействий показали, что землетрясение уровня МРЗ может вызвать лишь небольшие перемещения грунта в зоне надвига Z , не превышающие 12 – 16 см. Такие перемещения сами по себе не в состоянии вызвать в водохранилище существенной волны вытеснения, способной нанести повреждения плотине. Влияние геометрических изменений массива после землетрясения на устойчивость откосов также можно считать пренебрежимо малым. Поэтому опасное оползание крупной части массива (объемом 500 тыс. м³ и более) маловероятно, и мероприятия по повышению устойчивости скального массива не требуются.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Оценка** сейсмической устойчивости скального берегового массива на пространственной модели / В.Б. Глаговский, Н.Ф. Новиков, В.С. Прокопович, Т.А. Созинова // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2004. Т. 243. С. 38-45.
2. **СНиП П-7-81***. Строительство в сейсмических районах. М.: Госстрой России. 2000.
3. **Lysmer J., Kuhlemeyer R. L.** Finite Dynamic Model for Infinite Media // Journ. Eng. Mech. Div. ASCE. 1969. Vol. 95. No EM 4. P. 859-877.
4. **Newmark N.M.** Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. Geotechnique. No. 15. 1965. P. 139-159.
5. **Бирбраер А.Н.** Расчет конструкций на сейсмостойкость. СПб.: Наука. 1998.
6. **Прокопович В.С.** Расчеты предельных состояний грунтовых массивов кинематическим элементным методом // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2003. Т. 242. С.119–126.

ОСОБЕННОСТИ ВЕРОЯТНОСТНОЙ ОЦЕНКИ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ НАКОПИТЕЛЕЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОТХОДОВ

Нарушение устойчивости откосов является одной из основных причин аварий на накопителях промышленных отходов, особенно тех, где складирование материалов осуществляется при помощи средств гидромеханизации. Распространенным видом повреждения дамб накопителей являются нарушения местной устойчивости откосов (оползания, оплывания грунта в местах выхода фильтрационного потока на откос). Такие нарушения встречаются почти на всех эксплуатируемых накопителях. Что касается нарушений общей устойчивости откосов, то и здесь отмечается сравнительно больший процент таких аварий в числе разрушений накопителей по сравнению, например, с грунтовыми плотинами [1 – 3].

Учитывая высокую аварийность накопителей промышленных отходов, проблеме обеспечения устойчивости их откосов в последнее время начали уделять особое внимание. При оценке устойчивости откосов накопителей сталкиваются со значительными трудностями, среди которых выделяются следующие [4]:

- изменение технологических параметров накопителей (высоты, заложения откосов) и режимов эксплуатации (намыва, складирования отходов) во времени;

- значительная изменчивость действующих нагрузок;

- существенная изменчивость, а иногда и полная неопределенность показателей свойств материалов и грунтов, слагающих тело накопителя и его основание;

- необходимость учета работоспособности дренажных устройств во времени, возможность разжижения складированных материалов даже при незначительных динамических воздействиях, связанных, например, с движением автотранспорта, людей и др.

В настоящее время существует много методов расчета устойчивости откосов, причем большинство их основано на сопротивлении активных сил, действующих на гипотетическую призму обрушения, и реактивных сил сопротивления, которые могут возникнуть в предельном состоянии на поверхности сдвига, отделяющей призму от остального массива.

Для рандомизации используется общий метод расчета устойчивости [5]. Этот метод применим для произвольной формы поверхностей сдвига, неоднородных грунтов и материалов накопителей отходов, различно направленных поверхностных и объемных активных сил. Условия равновесия элементов и призмы в целом в этом методе полностью соблюдаются.

Поиск решения, удовлетворяющего условиям равновесия призмы обрушения в предельном состоянии, в данном методе заключается в следующем. Составляется система трех дифференциальных уравнений равновесия плоского элемента призмы, в которую, помимо активных сил, входят приращения трех неизвестных функций – вертикального и горизонтального компонентов силы взаимодействия между элементами в плоско-

стях раздела и ее момента – и четвертая неизвестная функция – реактивное напряжение на поверхности сдвига, определяемое при критических значениях прочностных характеристик материалов накопителей отходов.

Общие уравнения равновесия элемента призмы обрушения имеют вид:

проекция сил на направление компонента p реакции грунта на поверхности сдвига

$$pds - g\cos(\alpha + \delta - \varphi)dx - \sin(\alpha - \varphi)dE_x + \cos(\alpha - \varphi)dE_y + c\sin\varphi ds = 0; \quad (1)$$

проекция сил на нормаль к компоненту p

$$-g\sin(\alpha + \delta - \varphi)dx + \cos(\alpha - \varphi)dE_x + \sin(\alpha - \varphi)dE_y + c\cos\varphi ds = 0; \quad (2)$$

момент сил относительно подошвы элемента на поверхности сдвига

$$mdx + E_x dy - E_y dx - dM = 0, \text{ где } m = gbs\sin\delta, \quad M = E_x a. \quad (3)$$

Здесь компонент реакции p – равнодействующая нормального напряжения и силы трения, отклоняющаяся от нормали к поверхности сдвига на угол трения. Погонная активная сила g – равнодействующая сил веса, взвешивания, фильтрационных, сейсмических и др. и нагрузки на поверхности элемента призмы единичной длины; δ – угол ее наклона к вертикали; m – ее момент относительно подошвы элемента; E_x , E_y – компоненты силы взаимодействия E между элементами; a – ее плечо; M – ее момент относительно подошвы элемента. Критические значения прочностных характеристик $\tan\varphi$, c – в общем случае переменные по длине поверхности сдвига. Произвольное очертание рассчитываемой поверхности сдвига задано, поэтому ее длина s и угол наклона к горизонту α – известные функции абсциссы x , принятой за независимую переменную.

На рисунке представлена схема к общим уравнениям равновесия элемента призмы обрушения.

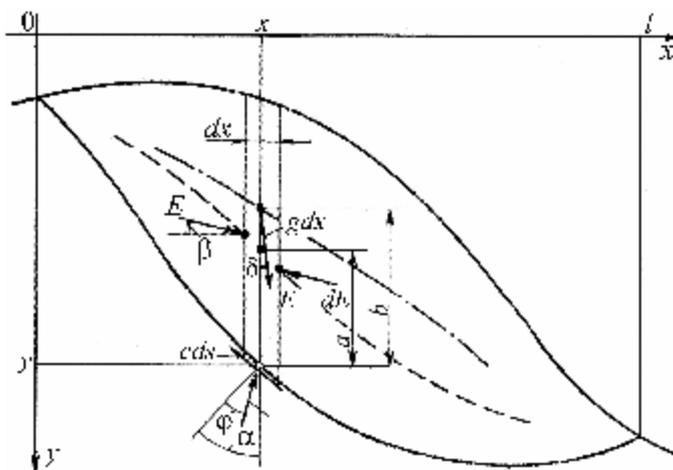


Схема к общим уравнениям равновесия элемента призмы обрушения

Условия равновесия призмы обрушения в целом выразятся, очевидно, следующими уравнениями

$$E_x = 0, \quad E_y = 0, \quad M = 0 \quad \text{при } x = 0, l. \quad (4)$$

В таком виде задача не полностью определена, и для ее решения необходимо задать еще одно уравнение, связывающее неизвестные функции, на основе какой-либо правдоподобной гипотезы. Эти гипотезы могут быть разные. Лучшими из них следует считать наиболее простые, с приемлемой точностью подтверждаемые экспериментами и натурными наблюдениями.

Одной из таких гипотез является гипотеза « $a = 0$ » [5, 6].

Неопределенную задачу об устойчивости призмы обрушения следует решать путем установления гипотетической связи между компонентами силы взаимодействия, то есть задания угла наклона этой силы к горизонту в качестве третьего уравнения системы. Как во многих существующих методах, этот угол принимается постоянным

$$E_y = E_x \operatorname{tg} \beta, \quad (5)$$

где $\beta = \operatorname{const}$, но в отличие от этих методов он не назначается произвольно, чтобы не нарушались краевые условия (4) равновесия призмы в целом. Подстановка компонента E_y из уравнения (5) в уравнение (2) позволяет найти путем интегрирования общее выражение для силы взаимодействия $E(x)$ и конкретизировать с его помощью краевые условия

$$E(x) = \int_0^x \frac{g \sin(\alpha + \delta - \varphi) dx - c \cos \varphi ds}{\cos(\alpha - \beta - \varphi)}, \quad E(l) = 0. \quad (6)$$

Гипотеза $a = 0$, вытекающая из задания $a(l/2) = 0$, и соответствующее уравнение

$$A(k) - R(k) = \int_0^l \exp\left(-\int \operatorname{tg} \varphi d\alpha\right) \left[\frac{g \sin(\alpha + \delta - \varphi) - \frac{dm}{dx} \sin(\alpha - \varphi)}{\cos \varphi} dx - cds \right] = 0 \quad (7)$$

являются сами по себе возможным вариантом решения задачи. Здесь $A(k)$, $R(k)$ – активный и реактивный члены уравнения предельного равновесия, в котором вместо критических значений прочностных характеристик подставлены деленные на нормативный коэффициент устойчивости k_n действительные их значения $\operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} \varphi_d / k_n$, $c = c_d / k_n$. В этом случае устойчивость откосов будет оцениваться неравенством

$$k_s = \frac{k}{k_n} = \frac{R(k)}{A(k)} \geq 1. \quad (8)$$

Для упрощения задачи учета изменения параметров накопителя во времени при вероятностных расчетах устойчивости его откосов можно задаться рядом расчетных этапов эксплуатации объекта, которым предписать соответствующие высоты дамбы ограждения, способы, отметки и карты намыва и т. п. и расчетные продолжительности (в месяцах, годах) [4]. Тогда, для расчетного цикла продолжительностью T_0 (расчетный срок эксплуатации накопителя, период складирования отходов, консервации накопителя и др.) вероятность реализации j -го этапа эксплуатации $P(\Xi_j)$ определится по формуле

$$P(\Xi_j) = T(\Xi_j)/T_0, \quad (9)$$

где $T(\Theta_j)$ – расчетная продолжительность j -го этапа в пределах расчетного цикла T_0 .

С учетом $P(\Theta_j)$ безусловная вероятность нарушения устойчивости откоса накопителя при j -м этапе эксплуатации

$$P(k_S < 1, \Theta_j) = P(k_S < 1 | \Theta_j)P(\Theta_j), \quad (10)$$

где $P(k_S < 1 | \Theta_j)$ – условная вероятность нарушения устойчивости откоса накопителя на j -м этапе эксплуатации.

При оценке вероятностей $P(k_S < 1 | \Theta_j)$ задаются соответствующие j -му этапу эксплуатации воздействия, нагрузки, показатели свойств складываемых материалов и грунтов с учетом их изменчивости. При необходимости расчетный этап может быть разбит на несколько подэтапов. Такой подход может оказаться целесообразным при моделировании плавно изменяющихся в течение расчетного этапа нагрузок, например, порового давления консолидации укладываемых материалов.

Для намываемого материала важно учесть фактор фракционирования. В данном случае показатели свойств материала определяют как средневзвешенные величины в пределах расчетного участка.

Полная вероятность нарушения устойчивости откоса накопителя с учетом различных j -х этапов эксплуатации определится как

$$P(k_S < 1, \Theta_1, \dots, \Theta_m) = \sum_{j=1}^n P(k_S < 1, \Theta_j)P(\Theta_j), \quad (11)$$

где n – количество учитываемых расчетных этапов эксплуатации накопителя в пределах расчетного цикла T_0 .

В общем случае в рамках предложенного подхода к вероятностной оценке устойчивости откоса для стохастического моделирования геометрических параметров можно применить любой другой подходящий закон распределения.

В качестве примера проведена вероятностная оценка устойчивости однородного откоса, нагруженного вертикальными активными силами. Прочностные характеристики материала откоса принимались нормально распределенными случайными величинами. Расчеты выполнялись с использованием различных методов при одинаковых исходных данных. Результаты расчетов приведены в таблице.

Результаты вероятностной оценки устойчивости откоса

№ п/п	Методы	$P(k_S < 1)$
1	Метод Крея	$6 \cdot 10^{-4}$
2	Метод Терцаги	10^{-3}
3	Метод горизонтальных сил	$2 \cdot 10^{-3}$
4	Метод Како	$2,5 \cdot 10^{-4}$
5	Метод « $a = 0$ »	$1,4 \cdot 10^{-4}$

Результаты сопоставления методов вероятностной количественной оценки устойчивости откосов показывают, что наименьшую вероятность нарушения устойчивости дают два метода, удовлетворяющие условиям равновесия, – Како и $a = 0$. Преимуществом метода $a = 0$ является отсутствие необходимости в итерациях, а недостатком – относительно низкое положение кривой давления, совмещаемой с поверхностью сдвига. Однако, как показывают результаты подобных расчетов, погрешности в определе-

нии коэффициентов устойчивости по данному методу не превышают точности вычислений. Таким образом, использование метода $a = 0$ может быть рекомендовано для практического применения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Андерсон Дж. Г. К., Тригг К. Ф.** Интересные случаи из практики инженерной геологии / Пер. с англ. М.: Недра. 1981.
2. **Мелентьев В. А., Павич М. П.** Катастрофические аварии хвостохранилищ // Гидротехническое строительство. 1986. № 11. С.55-56.
3. **Rațiu M., Constantinescu C.** Comportanea construcțiilor și amenajărilor hidrotehnice. Editura Tehnică. București. 1989.
4. **Вероятностные** методы оценки надежности грунтовых гидротехнических сооружений / Е.Н. Беллендир, Д.А. Ивашинцов, Д.В. Стефанишин и др. СПб: Изд-во ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». 2003. Т. 1.
5. **Можевитинов А.Л., Шинтемиров М.** Общий метод расчета устойчивости откосов земляных сооружений // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1970. Т. 92. С. 11 – 22.
6. **Шинтемиров М.** Развитие общего метода расчета устойчивости откосов земляных сооружений // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1972. Т. 99. С. 117 – 124.

Аспирант *М.А.Лучкин*,
доктор техн. наук *В.М.Улицкий*
ПГУПС
канд.техн.наук *А.Г.Шашкин*,
канд. техн. наук *К.Г.Шашкин*
НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект»

РАСЧЕТ ОСАДОК ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СЛАБЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ С УЧЕТОМ ДЕФОРМАЦИЙ СДВИГА ВО ВРЕМЕНИ

Прогноз деформаций основания зданий и сооружений является приоритетной задачей механики грунтов. Развитие и уточнение расчета осадок весьма актуально и сегодня, в особенности для оснований, сложенных слабыми грунтами. В Санкт-Петербурге существует множество примеров, когда рассчитанные в полном соответствии с действующими нормами здания на свайных фундаментах получают осадки в несколько десятков сантиметров (вместо рассчитанных 8 см), а осадки здания на естественном основании превышают 1 м (при рассчитанной осадке 20 см). Причинами такого несовершенства прогноза осадок являются не только ошибки инженерно-геологических изысканий, но и весьма упрощенный подход к физической стороне явления.

Как справедливо отмечал М.Н. Гольдштейн [1], имеющиеся методы расчета осадок вследствие заложенных в них допущений позволяют оценить только порядок ожидаемой осадки. В настоящее время есть технические возможности для использования в расчетах основания достаточно сложных нелинейных моделей механики грунтов. При этом наиболее перспективным направлением представляется учет реальных физических особенностей работы грунтов, проявляющихся в лабораторных и полевых экспериментах.

Слабые глинистые грунты во многом определяют особенности работы оснований, зданий многих приморских городов. Для инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга, например, характерно наличие слабых водонасыщенных глинистых грунтов мощностью 20 – 30 м, подстилаемых более прочными моренными отложениями. Ниже моренных отложений залегают кембрийские или протерозойские отложения, представленные твердыми глинами.

Для глинистых грунтов выше кровли твердых глин характерно отсутствие увеличения сопротивления сдвигу с глубиной, что наглядно проявляется при статическом зондировании и при испытании крыльчаткой. Таким образом, по традиционной классификации данные грунты могут быть охарактеризованы как недоуплотненные, однако не проявляющие заметной консолидации в течение обозримого периода времени.

Необходимо отметить, что объемные деформации таких грунтов будут в значительной степени затруднены в связи с их низкой водопроницаемостью, и будут происходить в течение длительного промежутка времени. В результате при низкой прочности этих отложений основной со-

ставляющей деформаций будет деформация формоизменения. При расчете осадок этим деформациям следует уделять особое внимание. Инженерные методы расчета осадок игнорируют эту составляющую, а основной проблемой многих нелинейных моделей является некорректное описание деформаций формоизменения.

1. Краткое описание нелинейной упрочняющейся упруго-вязко-пластической модели грунта

В связи с выявленными недостатками существующих моделей была предложена нелинейная упрочняющаяся упруго-вязко-пластическая модель грунта [2]. Основной идеей построения эмпирической модели поведения грунта является независимое описание упрочнения при деформациях уплотнения и формоизменения. По результатам ряда опытов определяются зависимости сдвиговых и объемных деформаций от действующих напряжений $\gamma_p(p, q)$ и $\varepsilon_{vp}(p, q)$ (рис.1).

При приближении к предельному напряжению деформации будут увеличиваться. Таким образом, изолинии сдвиговых деформаций $\gamma_p(p, q)$ будут концентрироваться вдоль прямой закона Кулона.

Зависимость $\varepsilon_{vp}(p, q)$ при $q=0$ определяется из опыта на гидростатическое сжатие. Отклонение изолиний $\varepsilon_{vp}(p, q)$ на плоскости $p-q$ от вертикали будет описывать явление дилатансии. Набор зависимостей $\gamma_p(p, q)$ и $\varepsilon_{vp}(p, q)$ полностью определяет вектор пластической деформации при заданном приращении напряжений, где $p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$ – гидростатическое давление, $q = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2}$ – величина касательных напряжений.

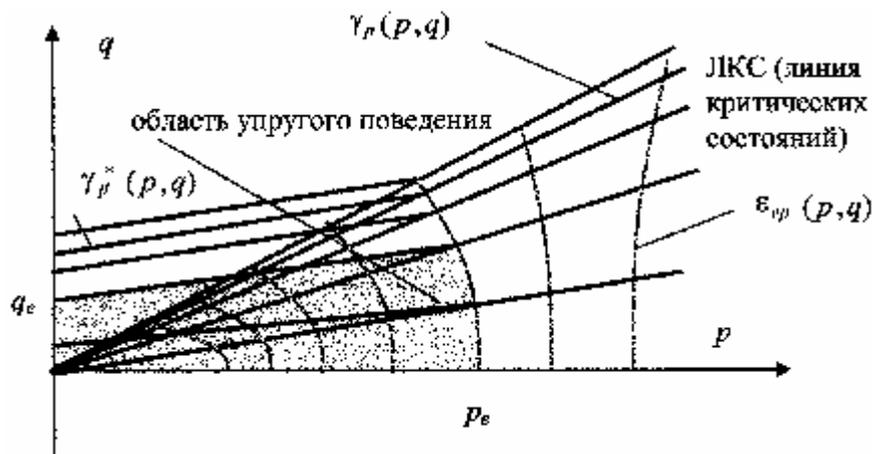


Рис. 1. Схема построения эмпирической упругопластической модели

Построение модели при таком подходе свободно от каких-либо теоретических представлений о форме шатра и т.п. и позволяет максимально приблизить работу модели к результатам эксперимента. Фактиче-

ски отличия от эксперимента будут определяться только неточностью аппроксимации функций $\gamma_p(p, q)$ и $\epsilon_{vp}(p, q)$.

Для учета развития осадок во времени упруго-пластическая задача решается совместно с задачей фильтрационной консолидации. Кроме этого учитывается задержка деформаций формоизменения во времени. Самым простым способом описания эффекта замедления деформации сдвига является введение зависимости скорости пластических деформаций от величины девиатора напряжений. Как показывают многочисленные опыты [3], эта зависимость имеет нелинейный характер: скорость деформирования резко возрастает при приближении к некоторому пределу прочности.

В первом приближении зависимость вязкости от величины напряжения можно записать линейной функцией

$$\eta(\tau) = \eta_0 \frac{\tau_{\text{lim}} - \tau}{\tau_{\text{lim}}}. \quad (1)$$

При приближении к величине предельного сопротивления при сдвиге вязкость стремится к нулю, что означает разрушение элемента грунта.

При напряжениях, достаточно далеких от предела прочности (такая ситуация в большинстве случаев наблюдается в основании сооружений), деформации будут происходить достаточно медленно, в течение десятилетий. При приближении же к пределу прочности скорость деформации будет резко возрастать (это позволяет описать в рамках той же модели такие относительно быстрые процессы, как осадки при испытании свай, потеря устойчивости откосов, технологические процессы при изготовлении свай и т.п.). Таким образом, модель работы грунта при девиаторном нагружении близка к модели Бингама-Шведова, но кроме того, в ней учитывается переменность коэффициента вязкости.

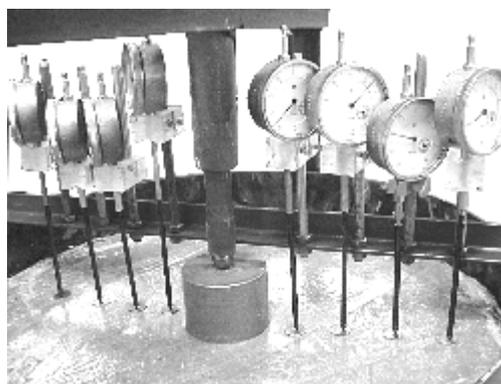
2. Оценка корректности работы модели в условиях сложного напряженного состояния

Для проверки модели необходимо оценить ее работу в условиях сложного напряженного состояния, в котором проявляется взаимодействие рассмотренных зависимостей.

Для анализа корректности работы модели авторами были выполнены стендовые испытания по вдавливанию штампа в глинистую пасту с характеристиками, близкими к слабым глинистым грунтам Санкт-Петербурга. Влажность глинистой пасты составила $W = 32\%$, показатель текучести $I_L = 0,54$. Общий вид стенда показан на рис.2, а. По данным стабилметрических испытаний были определены параметры модели при деформациях формоизменения. Результаты сопоставления численного моделирования опыта по вдавливанию штампа и данных наблюдений приведены на (рис.2, б).

Хорошее согласование результатов расчетов с данными испытаний позволяет сделать вывод о корректности описания работы глинистого грунта упруго-вязко-пластической моделью.

а)



б)

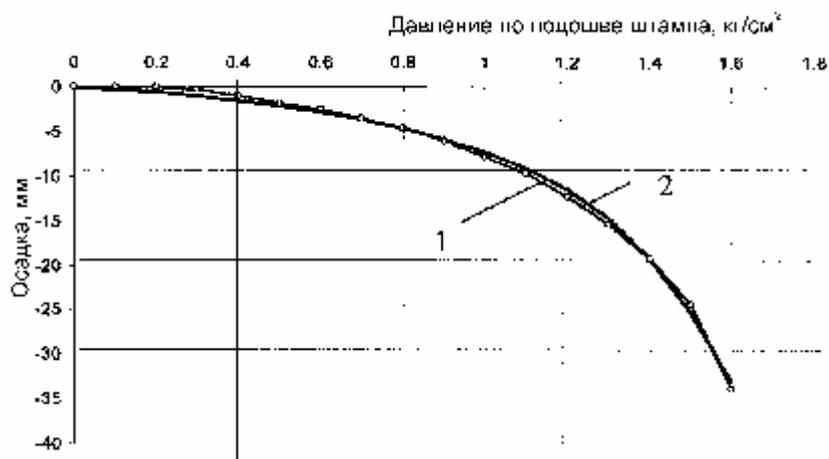


Рис.2. Сопоставление результатов стендового эксперимента и численного моделирования:
а – общий вид стенда; б – сравнение результатов:
1 – данные наблюдений; 2 – численное моделирование

3. Обобщение результатов изысканий для определения параметров модели (для глинистых грунтов региона Санкт-Петербурга)

Дальнейшим этапом оценки корректности работы рассматриваемой модели должно являться сравнение с данными натурных наблюдений. Однако в большинстве случаев для объектов, по которым имеются данные наблюдений, отсутствуют достаточные данные инженерно-геологических изысканий, в частности, как правило, отсутствуют данные по трехосным испытаниям. Поэтому для применения рассмотренной модели в этих случаях необходима разработка методик определения параметров при недостаточных данных изысканий. Основной проблемой является определение параметров работы грунта при деформациях формоизменения.

Для выполнения этой задачи нами были собраны данные большого числа (около 500) трехосных испытаний различных глинистых грунтов на территории Санкт-Петербурга и выявлена зависимость (рис.3, а)

прочности при неконсолидированно-недренированных трехосных испытаниях от влажности грунта

$$c_u = 1,6373e^{0,122w\%} \text{ [кПа]} . \quad (2)$$

где c_u – прочность при неконсолидированно-недренированных трехосных испытаниях; w – влажность пылевато-глинистого грунта.

Вид этой зависимости совпадает с графиками, приведенными в работах Н.Н. Маслова [4]. Для собранных испытаний получено корреляционное соотношение (0,91), позволяющее с достаточной точностью использовать зависимость (2) для определения свойств широкого спектра глинистых грунтов.

Для площадок, на которых имелись одновременно данные статического зондирования и трехосных испытаний, была выявлена зависимость (рис.3, б) прочности при неконсолидированно-недренированных трехосных испытаниях от сопротивления погружения конуса (q_c)

$$c_u = \frac{q_c}{19} \text{ [кПа]} \quad (3)$$

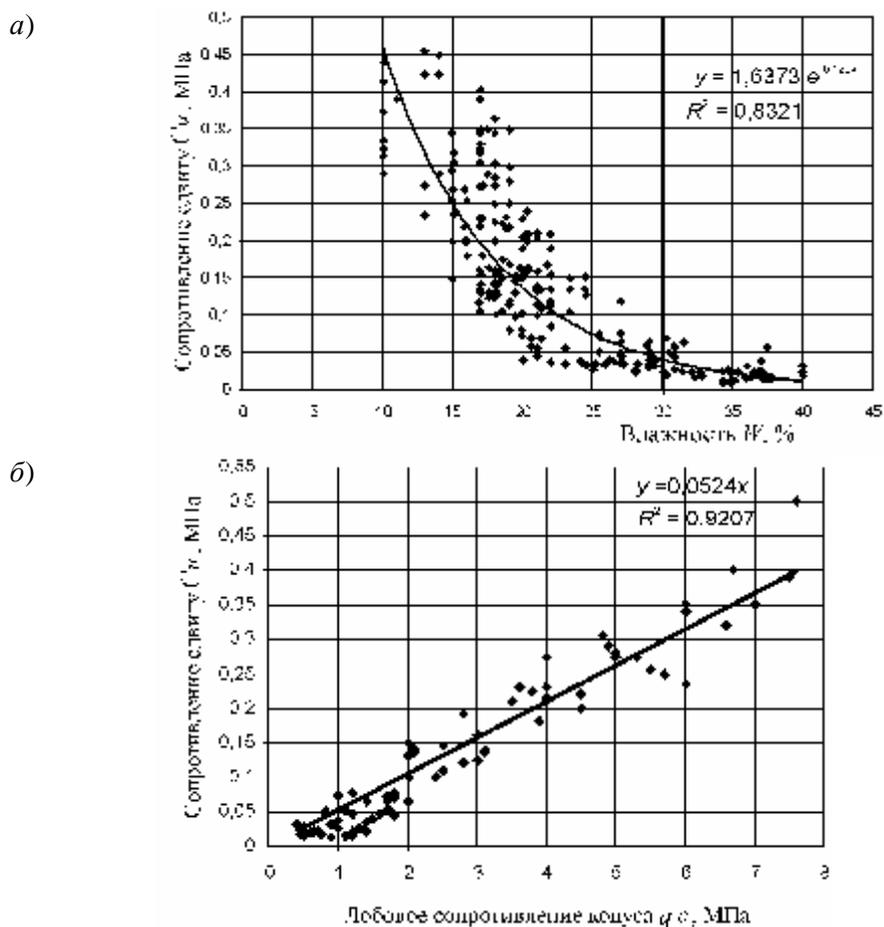


Рис.3. Результаты аппроксимации:

а – экспоненциальная зависимость сопротивления сдвига c_u от влажности w ;
 б - линейная зависимость сопротивления сдвигу от лобового сопротивления конуса зонда при статическом зондировании;

$y(x)$ – функция полученной зависимости; R^2 –среднеквадратическое отклонение

Корреляционное соотношение (0,96) в данной зависимости выше, чем в предыдущей, поэтому при наличии статического зондирования параметры грунта при деформациях формоизменения предпочтительно принимать по формуле (3).

Сложность определения реологических свойств грунта связана не только с необходимостью проведения длительных экспериментов, но и с неизбежным нарушением структуры лабораторных образцов по сравнению с природным состоянием. Поэтому наиболее достоверным представляется определение реологических параметров по данным обратного анализа наблюдающихся деформаций зданий и сооружений. В настоящее время удалось оценить только порядок величин реологических параметров. Анализ имеющихся данных лабораторных испытаний и данных наблюдений за осадками нескольких десятков зданий и сооружений позволил получить эмпирическую зависимость для определения начальной вязкости глинистых грунтов, характерных для Санкт-Петербурга

$$\eta_0 \approx 100c_u \text{ [кПа}\cdot\text{год]}, \quad (4)$$

где c_u – прочность при неконсолидированно-недренированных трехосных испытаниях.

4. Сравнение результатов расчета деформаций основания с данными многолетних наблюдений за осадками зданий

Для оценки достоверности различных методов расчета деформаций основания были собраны материалы наблюдений за 15 объектами на территории Санкт-Петербурга. Среди этих объектов здания на Васильевском острове, деформации которых подробно изучены в работах С.Н. Сотникова [5], а также здания, данные наблюдений за осадками которых предоставлены Г.В. Левинтовым (ПКТИ, С.-Петербург).

Для всех рассмотренных объектов выполнены расчеты по методам послойного суммирования (СНиП 2.02.01-83), линейно деформируемого слоя (метод Егорова), а также по методу, изложенному в СП 50-101-2004 [6]. Кроме того, выполнены расчеты осадок во времени по предлагаемой модели и по классической модели фильтрационной консолидации.

Для всех расчетов по предлагаемой модели использовались следующие правила построения расчетных схем и определения параметров модели.

1. Размеры расчетной схемы подбирались таким образом, чтобы их увеличение не влияло на результат расчета. Для этого нижняя грань расчетной схемы задавалась ниже кровли малосжимаемых твердых глин.

2. При отсутствии данных стабилметрических испытаний параметры поведения глинистого грунта при деформациях формоизменения принимались по данным статического зондирования, а при отсутствии таких данных – по физическим характеристикам грунта.

3. Пространственная расчетная схема включает в себя напластование грунтов, определяемое по инженерно-геологическому разрезу, а также надземные конструкции здания с заданной жесткостью.

4. Для определения характера развития и величины осадки во времени, численный расчет производился в пошаговой постановке, с учетом времени возведения здания и в соответствии с графиком геодезических наблюдений за осадками.

В качестве примера рассмотрены результаты расчета осадок здания по адресу: Санкт-Петербург, ул. Бухаресткая 23/4. Окончание строительства – 2000 г.

Конструктивное решение: семнадцатизэтажное здание высотой 50,5 м с размерами в плане 27,5х31,2 м, с внутренними стенами и перекрытиями из монолитного железобетона толщиной 160 мм и наружными самонесущими кирпичными стенами толщиной от 640 до 510 мм. Фундамент здания – свайное поле (312 шт.), сваи длиной 10 метров и сечением 350х350 мм. Расчетная нагрузка на сваю по результатам статических испытаний была принята 80 т. Свайное поле объединено плитой ростверка толщиной 550 мм.

На рис.4 представлен геологический разрез площадки строительства и сопоставление результатов численного моделирования с данными натурных наблюдений за осадками здания. Инженерно-геологические элементы №3...№6 обладают модулем деформации от 7 до 14 МПа, показателем текучести от 0,13 до 0,73. Слои № 7, 8 имеют модуль деформации 30 и 44 МПа. Традиционно применяемый метод послойного суммирования для условного фундамента данного здания позволяет получить конечную осадку 280 мм. Учет фильтрационной консолидации в данных слабофильтрующих грунтах показывает, что осадки по этой теории должны были бы развиваться значительно дольше (рис 4, в кривая 3), чем это наблюдается в натуре. При этом следует учитывать, что коэффициенты фильтрации, полученные из компрессионных испытаний при градиентах напора на порядки превышающих натурные, как известно, являются завышенными, а не заниженными. Таким образом, можно сделать вывод, что в данном случае теория фильтрационной консолидации не объясняет характер развития осадок во времени.

На рис.4, в (кривые 1 и 2) представлено сопоставление результатов численного моделирования по предлагаемой методике с данными натурных наблюдений за осадками здания, показывающее значительно лучшее совпадение результатов, чем по теории фильтрационной консолидации.

Последовательное применение правил построения расчетных схем позволило выполнить анализ точности расчетов по предлагаемой модели и сравнить ее с результатами расчетов по другим методам и результатами наблюдений за осадками здания (рис.5).

Выводы

1. Классическая модель фильтрационной консолидации даже при завышенных коэффициентах фильтрации, полученных при больших градиентах поровых давлений, прогнозирует более медленное развитие деформаций, чем это наблюдается на практике. Попытка приближения к результатам наблюдений путем увеличения коэффициентов фильтрации входит в логическое противоречие с самим фактом существования слабых глинистых грунтов на больших глубинах под существенным давлением.

2. Наиболее адекватным объяснением наблюдаемого на практике развития осадок во времени является их обусловленность деформациями формоизменения.

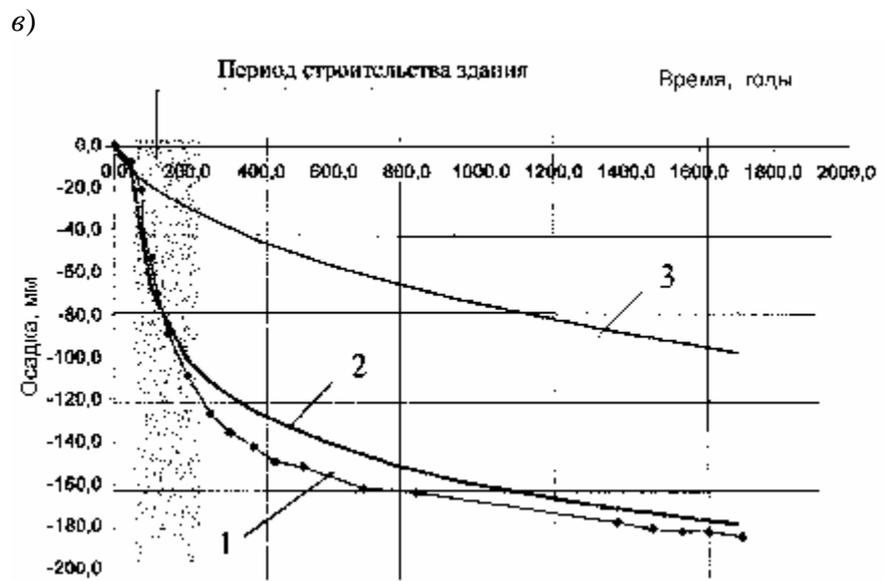
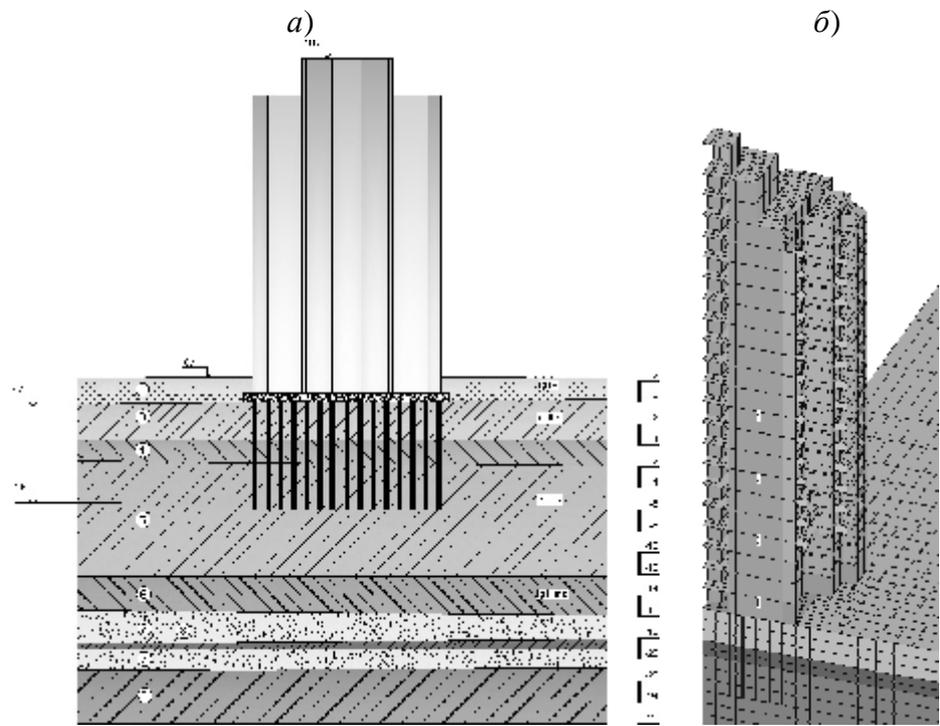


Рис.4. Пример сопоставления результатов расчетов и данных *натурных наблюдений*:
a - геологический разрез площадки строительства; *б* - расчетная схема; *в* - сравнение
 результатов: *1* - натурные наблюдения; *2* - численное моделирование;
3 - кривая осадок по теории фильтрационной консолидации

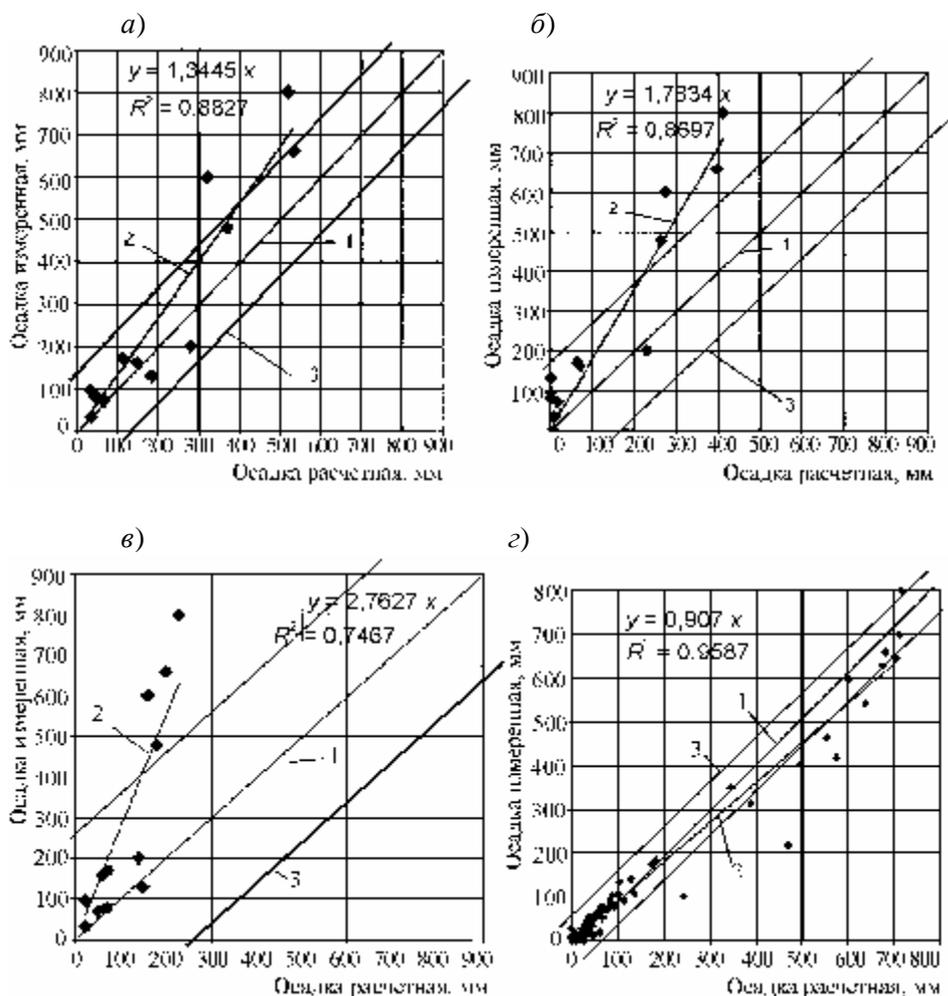


Рис.5. Сопоставление результатов расчетов с данными натуральных наблюдений за осадками: а – по СНиП 2.02.01-83; б – СП 50-101-2004; в – по методу Егорова; г – расчет по предлагаемой методике; 1 – прямая идеального совпадения расчетных и наблюдаемых осадок; 2 – их линейная аппроксимация; 3-среднеквадратическое отклонение

3. Методы расчета осадок, изложенные в нормативной литературе, отличаются сравнительно невысоким коэффициентом корреляции с данными наблюдений (0,86 – 0,94). Наименьшей величиной регулярной ошибки обладает метод послойного суммирования (СНиП 2.02.01-83) (рис.5, а). Для него характерна недооценка осадки в среднем на 30%. Метод, изложенный в СП 50-101-2004 и метод Егорова вследствие других правил ограничения сжимаемой толщи отличаются меньшей точностью и в еще большей степени недооценивают осадки (соответственно на 80% и на 160%, рис.5, б, в).

4. Расчет осадок во времени позволяет выполнить сравнение расчетных и измеренных осадок в различные периоды времени, что позволяет получить статистически представительное количество данных для анализа точности метода расчета.

5. Статистический анализ расчетов деформаций основания по предлагаемой модели показывает, что использование рассмотренной методике

позволяет существенно повысить точность геотехнических расчетов (рис.5, з). Корреляционное соотношение при этом составляет 0,98.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Гольдштейн М.Н.** Механические свойства грунтов. М.: Стройиздат. 1979.
2. **Шашкин А.Г., Шашкин К.Г.** Упруго-вязко-пластическая модель структурно-неустойчивого глинистого основания // Реконструкция городов и геотехническое строительство. № 9. С. 221-228.
3. **Вялов С.С.** Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа. 1978.
4. **Маслов Н.Н.** Механика грунтов в практике строительства. М.: Стройиздат. 1977.
5. **Сотников С.Н.** Строительство и реконструкция фундаментов зданий и сооружений на слабых грунтах: Автореф. дисс. доктора техн. наук. М.: МИСИ. 1987.
6. **СП 50-101-2004** Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. М.: Госстрой. 2004.

МЕТОД РАСЧЕТА ИСКУССТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ, АРМИРОВАННЫХ ГЕОСИНТЕТИЧЕСКИМИ МАТЕРИАЛАМИ

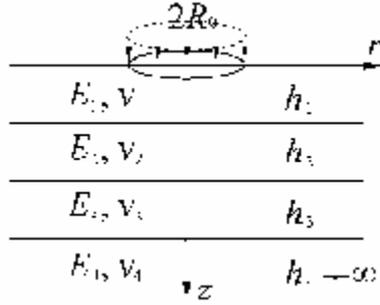
Идея применения в искусственных основаниях различных прослоек не нова. Однако только в последние десятилетия в нашей стране сформировались предпосылки для ее развития и практической реализации.

Искусственные основания даже со сравнительно дорогостоящими геосинтетическими материалами (TENSAR SS, TENAX LBO) становятся конкурентоспособными. При этом стимулом для разработки и внедрения новых конструкций является интенсивное развитие химической промышленности.

Прослойки из высокопрочных полипропиленовых георешеток с жесткими узловыми связями используются в искусственных основаниях для армирования конструкций. Известны многочисленные исследования по армированию оснований. Однако пока отсутствуют достаточно обоснованные методы определения напряженно-деформированного состояния искусственных оснований, армированных несколькими слоями георешеток. В связи с этим в ВИТУ на базе модельных и натуральных испытаний разработана приведенная ниже математическая модель, позволяющая всесторонне оценить напряженно-деформированное состояние армированного основания.

1. Математическая постановка задачи теории упругости для многослойных сред

Рассматривается упругое четырехслойное полупространство, нагруженное на внешней поверхности нормальной осесимметрической нагрузкой. Вводится цилиндрическая система координат r, θ, z (рисунок), в которой первый слой ограничен плоскостями $z = 0, z = h_1$ и имеет толщину h_1 . Второй слой располагается между плоскостями $z = h_1, z = h_2$ и, следовательно, имеет толщину, равную разности $h_1 - h_2$. Третий слой, ограниченный плоскостями $z = h_2, z = h_3$, имеет глубину $h_3 - h_2$. Четвертый слой ограничен сверху плоскостью $z = h_3$ и простирается вниз до бесконечности. Каждый из трех слоев характеризуется модулем упругости E_i и коэффициентом Пуассона $\nu_i, i = 1, 2, 3, 4$. Нагрузка, действующая на верхний слой, равномерно распределена по площади круга радиуса R с центром в начале координат. Из соображений симметрии следует, что все рассматриваемые ниже величины должны зависеть только от двух координат r, z .



Расчетная схема

Решение задачи сводится к отысканию в каждом слое формального решения $\varphi_i(r, z)$, $i = 1, 2, 3, 4$ бигармонического уравнения (1), связанного с нормальными напряжениями y_{zi} , y_{ri} , $y_{\theta i}$, касательным напряжением τ_{rzi} , горизонтальным и вертикальным смещениями U_i , W_i соотношениями (2) – (7):

$$\nabla^2 \nabla^2 \varphi_i(r, z) = 0, \quad (1)$$

$$\sigma_{zi} = \frac{\partial}{\partial z} \left((2 - \nu_i) \nabla^2 \varphi_i - \frac{\partial^2 \varphi_i}{\partial z^2} \right); \quad (2)$$

$$\sigma_{ri} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu_i \nabla^2 \varphi_i - \frac{\partial^2 \varphi_i}{\partial r^2} \right); \quad (3)$$

$$\sigma_{\theta i} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu_i \nabla^2 \varphi_i - \frac{1}{r} \frac{\partial \varphi_i}{\partial r} \right); \quad (4)$$

$$\tau_{rzi} = \frac{\partial}{\partial r} \left((1 - \nu_i) \nabla^2 \varphi_i - \frac{\partial^2 \varphi_i}{\partial z^2} \right); \quad (5)$$

$$U_i = -\frac{1 + \nu_i}{E_i} \frac{\partial^2 \varphi_i}{\partial r \partial z}; \quad (6)$$

$$W_i = \frac{1 + \nu_i}{E_i} \left(2(1 - \nu_i) \nabla^2 \varphi_i - \frac{\partial^2 \varphi_i}{\partial z^2} \right), i = 1, 2, 3. \quad (7)$$

Помимо уравнения (1) предполагаются выполненными граничные условия:

на поверхности $z = 0$:

$$\sigma_{z1}(r, 0) = \begin{cases} P, & r \leq R_0 \\ 0, & r > R_0 \end{cases}, \quad (8)$$

$$\tau_{rzi}(0, r) = 0; \quad (9)$$

на границе $z = h_i$, $i = 1, 2, 3$:

$$\sigma_{zi}(r, h_i) = \sigma_{zi}(r, h_i); \tau_{rzi}(r, h_i) = \tau_{rzi}(r, h_i), \quad (10)$$

$$U_i(r, h_i) = U_i(r, h_i); W_i(r, h_i) = W_i(r, h_i). \quad (11)$$

В работе Туроверова К. К. [1] предложено искать решения $\varphi_i(r, z)$, $i=1, 2, 3, 4$ в виде несобственных интегралов, подынтегральные функции которых содержат неизвестные функции, зависящие от переменной интегрирования и подлежащие определению из условий (2) – (11).

$$\begin{aligned} \varphi_i(r, z) = & \int_0^{\infty} (A(\alpha) + B(\alpha) \left(2v_i + \alpha \left(\frac{z}{h_3} - 1 \right) \right) + \\ & + \sum_{k=i}^3 C_k(\alpha) \left((1-2v_i) \left(1 - \text{Exp} \left[2 \left(\frac{z}{h_3} - \frac{h_k}{h_3} \right) \alpha \right] \right) - \alpha \left(\frac{z}{h_3} - \frac{h_k}{h_3} \right) \left(1 + \text{Exp} \left[2 \left(\frac{z}{h_3} - \frac{h_k}{h_3} \right) \alpha \right] \right) \right) + \\ & + D_k(\alpha) \left(2v_i \left(1 + \text{Exp} \left[2 \left(\frac{z}{h_3} - \frac{h_k}{h_3} \right) \alpha \right] \right) + \alpha \left(\frac{z}{h_3} - \frac{h_k}{h_3} \right) \left(1 - \text{Exp} \left[2 \left(\frac{z}{h_3} - \frac{h_k}{h_3} \right) \alpha \right] \right) \right) \right) \times \\ & \times \text{Exp} \left[-\frac{z}{h_3} \alpha \right] J_0 \left[\frac{r}{h_3} \alpha \right] d\alpha; \quad i=1, 2, 3; \end{aligned} \quad (12)$$

Здесь и далее $A(\alpha)$, $B(\alpha)$, $C_i(\alpha)$, $D_i(\alpha)$, $i=1, 2, 3$ – искомые функции от переменной α ; $J_0 \left[\frac{r\alpha}{h_i} \right]$, $J_1 \left[\frac{r\alpha}{h_i} \right]$ – функции Бесселя первого рода ну-

левого и первого порядков от аргумента $\frac{r\alpha}{h_i}$. Подынтегральные функции

в формулах (12) при любом значении переменной α удовлетворяют бигармоническому уравнению (1).

Предполагая, что несобственные интегралы (12) допускают дифференцирование под знаком интеграла по переменным r, z , из соотношений (2) – (7) в каждом слое можно получить представления для напряжений и перемещений, участвующих в граничных условиях (8) – (11).

Подынтегральные выражения в представлениях для напряжений и перемещений образованы из решений бигармонического уравнения (1) таким образом, что представления для нормальных напряжений $\sigma_i(r, z)$, $i=1, 2, 3, 4$ и выражения для касательных напряжений $\tau_{rzi}(r, z)$, $i=1, 2, 3, 4$ при любом выборе функций $A(\alpha)$, $B(\alpha)$, $C_i(\alpha)$, $D_i(\alpha)$, $i=1, 2, 3$ (корректном с точки зрения сходимости интегралов) обеспечивают выполнение условий непрерывности (10) на границах слоев. Восемь искомых функций $A(\alpha)$, $B(\alpha)$, $C_i(\alpha)$, $D_i(\alpha)$, $i=1, 2, 3$ подлежат определению из оставшихся граничных условий (8), (9), (11), каждое из которых приводит к линейному алгебраическому уравнению относительно неизвестных функций.

Непосредственное решение системы восьми линейных алгебраических уравнений для функций $A(\alpha)$, $B(\alpha)$, $C_i(\alpha)$, $D_i(\alpha)$, $i=1, 2, 3$ в символьном виде практически невозможно из-за чрезвычайной громоздкости получающихся при этом формул. Поэтому решение упомянутой выше системы разбивается на два этапа. Вначале, используя условия непрерывности горизонтальных и вертикальных смещений (11) и ступенчатый вид основной матрицы соответствующей системы уравнений, нужно выразить функции $C_i(\alpha)$, $D_i(\alpha)$, $i=1, 2, 3$ через две другие функции $A(\alpha)$, $B(\alpha)$.

$$\begin{aligned} C_1(\alpha) &= \phi_5(\alpha)A(\alpha) + \phi_6(\alpha)B(\alpha), & D_1(\alpha) &= \phi_7(\alpha)A(\alpha) + \phi_8(\alpha)B(\alpha), \\ C_2(\alpha) &= \phi_1(\alpha)A(\alpha) + \phi_2(\alpha)B(\alpha), & D_2(\alpha) &= \phi_3(\alpha)A(\alpha) + \phi_4(\alpha)B(\alpha), \\ C_3(\alpha) &= m_1A(\alpha) + n_1B(\alpha); & D_3(\alpha) &= m_1A(\alpha) + n_2B(\alpha). \end{aligned} \quad (13)$$

Из граничных условий (8), (9) на поверхности $z = 0$ получаются еще два уравнения для искомым функций. При этом для ступенчатой правой части равенства (8) используется интегральное разложение по функциям Бесселя

$$\sigma_{z1}(0, r) = \begin{cases} p, & r \leq R_0 \\ 0, & r > R_0 \end{cases} = -\frac{p R_0}{h_2} \int_0^{\infty} J_1\left[\frac{R_0 \alpha}{h_2}\right] J_0\left[\frac{r \alpha}{h_2}\right] d\alpha .$$

В результате система уравнений (13) дополняется уравнениями:

$$\begin{aligned} A(\alpha) - \alpha B(\alpha) + \left(1 - e^{-\frac{2\alpha h_1}{h_3}} + \frac{\left(1 + e^{-\frac{2\alpha h_1}{h_3}} \right) \alpha h_1}{h_3} \right) C_1(\alpha) + \left(1 - e^{-\frac{2\alpha h_2}{h_3}} + \frac{\left(1 + e^{-\frac{2\alpha h_2}{h_3}} \right) \alpha h_1}{h_3} \right) C_2(\alpha) + \\ + \left(1 - e^{-2\alpha} + \left(1 + e^{-2\alpha} \right) \alpha \right) C_3(\alpha) - \frac{\left(1 - e^{-\frac{2\alpha h_1}{h_3}} \right) \alpha h_1 D_1(\alpha)}{h_3} - \\ - \frac{\left(1 - e^{-\frac{2\alpha h_2}{h_3}} \right) \alpha h_2 D_2(\alpha)}{h_3} - \left(1 - e^{-2\alpha} \right) \alpha D_3(\alpha) = 0; \\ A(\alpha) - (-1 + \alpha) B(\alpha) - \frac{P J_1\left[\frac{R_0 \alpha}{h_3}\right] h_3^2 R_0}{a^3} + D_1(\alpha) + \\ + \frac{e^{-\frac{2\alpha h_1}{h_3}} \left(-h_3 D_1(\alpha) - \alpha h_1 (C_1(\alpha) + D_1(\alpha)) \right)}{h_3} + \\ + \frac{\alpha \left(h_1 (C_1(\alpha) - D_1(\alpha)) + h_2 (C_2(\alpha) - D_2(\alpha)) \right)}{h_3} + \\ + D_2(\alpha) + \frac{e^{-\frac{2\alpha h_2}{h_3}} \left(-h_3 D_2(\alpha) - \alpha h_2 (C_2(\alpha) + D_2(\alpha)) \right)}{h_3} + \\ + 2e^{-\alpha} \left(\alpha \sinh[\alpha] C_3(\alpha) + \left(-\alpha \operatorname{Cosh}[\alpha] + \sinh[\alpha] \right) D_3(\alpha) \right) = 0 \end{aligned} \quad (14)$$

При решении системы уравнений (13), (14) находятся представления: $A(\alpha)$ (15); $B(\alpha)$ (16).

Подстановка полученных выражений в формулы (13) позволяет получить представления для других искомым функций $C_i(\alpha)$, $D_i(\alpha)$, $i=1, 2, 3$, а затем из представлений для напряжений и перемещений – пригодные для численных расчетов интегральные представления для напряжений и смещений.

2. Математическая постановка задачи с двумя армирующими прослойками

Снова рассматривается упругое четырехслойное пространство в цилиндрической системе координат (рисунок). Предполагается, что границы между первым и вторым, а также между вторым и третьим слоями представляют собой упругие армирующие прослойки. Математически наличие прослоек описывается следующими граничными условиями:

на границе $z = h_i, i = 1, 2$:

$$\sigma_{zi}(r, h_i) = \sigma_{zi}(r, h_i), \quad (17)$$

$$W_i(r, h_i) = W_i(r, h_i), \quad (18)$$

$$\tau_{rzi}(r, h_i) = \tau_{rzi}(r, h_i) = k \left(\frac{\partial^2 U_i(r, h_i)}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial U_i(r, h_i)}{\partial r} - \frac{1}{r^2} U_i(r, h_i) \right). \quad (19)$$

В условии (19) символом k обозначена жесткость на растяжение прослойки [2], $k = E_p A_p / (1 - \nu_p^2)$, где A_p – площадь сечения решетки; E_p – модуль упругости решетки; ν_p – коэффициент Пуассона армирующей прослойки.

Решение задачи по-прежнему сводится к отысканию восьми неизвестных функций $A(\alpha), B(\alpha), C_i(\alpha), D_i(\alpha), i=1, 2, 3$. Как и в предыдущей задаче, условия непрерывности напряжений выполняются при любом корректном выборе функций $A(\alpha), B(\alpha), C_i(\alpha), D_i(\alpha), i=1, 2, 3$. В итоге для искомым функций находится система из восьми линейных алгебраических уравнений, коэффициенты и свободные члены которой являются функциями переменной α . Используя ступенчатый характер основной матрицы системы уравнений, соответствующих шести граничным условиям, функции $C_i(\alpha), D_i(\alpha), i=1, 2, 3$ можно выразить вначале через функции $A(\alpha), B(\alpha)$.

Граничные условия (8), (9) снова приводят к уравнениям (14). Поскольку структура уравнений (13) и (14) полностью совпадает, то и их решения внешне также совпадают. Поэтому для функций $A(\alpha), B(\alpha)$ снова можно использовать представления (15), (16) и, подставив в них выражения (13), получить формулы, позволяющие вычислить значения напряжений и смещений.

На основе полученных решений разработан программный комплекс для определения напряженно-деформированного состояния армированных конструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Туроверов К.К. К вопросу исследования напряженного и деформированного состояния упругого слоистого полупространства // Труды Ленинградской Лесотехнической академии имени С.М. Кирова. Л.: Изд-во ЛТА им. С.М. Кирова. 1962. Вып. 94.
2. Александров В.М., Мхитарян С.М. Контактные задачи для тел с тонкими покрытиями и прослойками. М.: Наука. 1983.
3. Никишин В.С., Шапиро Г.С. Пространственные задачи теории упругости для многослойных сред. М.: ВЦАН СССР. 1970.
4. Никишин В.С., Шапиро Г.С. Задачи теории упругости для многослойных сред. М. 1973.
5. Нуллер Б.М. Метод однородных решений в осесимметричных задачах теории упругости для конуса конечных размеров. Автореф. дис. ... канд. физ.-мат. наук. Л. 1968.

КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ ПО СКЛАДИРОВАНИЮ СГУЩЕННЫХ ДО СОСТОЯНИЯ СУСПЕНЗИЙ ШЛАМОВ ГЛИНОЗЕМНОГО ПРОИЗВОДСТВА

Ежегодно в мире накапливается около 5 млрд. тонн шламов (хвостов), образующихся в результате механической переработки руд и извлечения полезных ископаемых на горнообогатительных комбинатах (ГОК). Измельченная до размеров менее 0,1 мм руда затем подвергается обогащению. Шламами называется масса измельченной пустой породы, идущая в отходы после обогащения руд цветных и редких металлов. В шламах содержится более 70 % частиц диаметром менее 0,074 мм, поэтому по строительной классификации они могут быть отнесены к мелкому или пылеватому песку, супеси и даже суглинку. Но в отличие от грунтов естественного происхождения хвосты характеризуются полидисперсностью своего состава и отсутствием, в большинстве случаев, глинистых минералов.

Традиционным способом удаления промышленных отходов является гидравлический способ, обладающий высокой технико-экономической эффективностью и непрерывностью всех технологических операций по транспорту и складированию отходов. Гидротранспортные системы России ежегодно транспортируют более миллиарда тонн сыпучих материалов в горнорудной промышленности, около 120 млн. т хвостов в черной металлургии и более 200 млн. т – в цветной. Шламоудаление с ГОК выполняется обычно с соотношением твердого к жидкому (Т/Ж) пульпы по массе от 1:5 до 1:10. Основным недостатком такого складирования является транспортирование больших расходов пульпы (до 40 тыс. м³/ч) и оборотной воды на большие расстояния и, соответственно, значительные расходы труб больших диаметров (1000 – 1200 мм) и электроэнергии.

Площади современных шламохранилищ составляют от 100 до 300 га, а максимальные высоты намыва: 40 м для байеровских, 60 м для спекательных и 100 м для нефелиновых шламов. На территории России и стран СНГ шламохранилища байеровских шламов имеются на четырех глиноземных заводах, байер-спекательных шламов – на трех заводах, нефелиновых – также на трех глиноземных заводах. Все эти шламохранилища, за исключением двух наливных, являются намывными, в которых дамбы ярусом наращивания возводятся из шламов. Выход шламов на этих заводах составляет от 500 тыс. до 6 млн. тонн в год.

В дальнейшем планируется повсеместный переход на складирование сгущенных шламов с соотношением Т/Ж по массе от 1:1 до 1:3. В настоящее время в России осуществляется строительство трех новых шламохранилищ для глиноземных заводов.

На ряде предприятий цветной металлургии России для сгущения пульпы используются классификаторы на гидроциклонах (таблица).

Примеры сгущения пульпы на горно-обогатительных комбинатах цветной металлургии России

Хвосты обогащения руд	Консистенция пульпы (Т/Ж по массе)
Медные	1: 30 – 1: 4,5
Медно-никелевые	1: 4,5 – 1: 6
Молибдено-вольфрамовые	1: 2,2 – 1: 3
Свинцово-цинковые	1: 3,5 – 1: 4,5

Применение сгущения пульпы до соотношения Т/Ж = 1: 3 – 1: 5 (по массе) дает в среднем экономию приведенных затрат около 20%, металла – 40%, электроэнергии – 30% и капитальных вложений – 18%. Примерно в 1,5 раза снижаются затраты на строительство ограждающих дамб при использовании для этих целей хвостов или шламов.

Складирование полностью сгущенных шламов за рубежом в настоящее время осуществляется примерно на 12 предприятиях: на глиноземных заводах Alcan (Ямайка) и Aughinish Alumina (Ирландия). Для красных шламов была разработана технология “глубокого” сгущения с использованием вертикальных сгустителей [1 – 6].

Сгущение до пастообразного состояния шламов приводит к образованию нерасплаиваемой вязкой консистенции суспензии. Участок, пригодный для складирования сгущенных шламов, должен быть достаточно большим, чтобы происходило высыхание за счет естественного (по условиям климата) испарения и стабилизация (“созревание”) каждого уложенного слоя шлама.

Наиболее рациональной является схема выпуска шламовой суспензии на склон, который имеет угол, примерно равный углу естественного откоса шламов. В этих условиях шлам будет растекаться по склону с одинаковой толщиной, которая зависит от консистенции суспензии. При этом наиболее целесообразна подача сгущенной пульпы в центральную часть шламохранилища с эстакад, это приводит к образованию конусов, уклоны которых близки к уклонам придамбовых пляжей. Вершина конуса, расположенная в центре шламохранилища, может возвышаться над гребнем ограждающих дамб, что позволяет существенно повысить коэффициент заполнения емкости этого сооружения (до 1 и более по сравнению с традиционными 0,85 – 0,90).

Если существует ограничение в площади участка для размещения шламов, то общий угол откоса штабеля из шламов может быть увеличен за счет строительства грунтовых дамб ярусов наращивания, возводимых по мере роста штабеля в высоту. Однако возведение дамб ярусов наращивания возможно только после того, как шламовые отложения наберут достаточную прочность (несущую способность).

Дождевой сток направляется в удерживающий пруд, из которого вода перекачивается на очистные сооружения или на предприятие для использования в технологическом процессе. Вместимость удерживаемого пруда должна учитывать накопление некоторого количества твердых частиц шлама, которые оседают в нем в результате транспортной эрозии из штабеля, а также максимальный паводковый приток воды.

В процессе высыхания тонких слоев шламов вначале происходит вертикальная усадка слоев, и в слое начинают образовываться поверхностные трещины. Высушенный шлам становится практически неустойчивым при смачивании. Это свойство позволяет ему оставаться водонепроницаемым даже в случае сильных ливневых дождей.

Современная расчетно-экспериментальная база и накопленный в России опыт по гидравлическому складированию отходов промышленного производства (в том числе и в сгущенном состоянии) позволяют более обоснованно подходить к выбору конструкций и технологий возведения различных накопителей промышленных отходов на большую высоту (80 – 100 м) на ограниченной площади в рамках расчетного обоснования их технической надежности и безопасности возведения [7]. Это обеспечивает экономичные и эффективные решения проектов новых шламохранилищ со значительным снижением капитальных и эксплуатационных затрат по сравнению с обычной практикой.

Новое хвостохранилище Николаевского глиноземного завода

В ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева» для Николаевского глиноземного завода (НГЗ) разработаны следующие варианты конструктивно-технологических решений по складированию отходов глиноземного производства, в том числе и в сгущенном до состояния суспензии:

возведение многоярусного *намывного* шламохранилища с поэтапным возведением дамб ярусов наращивания (из грунтов, шламов и пр.);

возведение многоярусного *насыпного* шламохранилища с первичной ограждающей дамбой (для шламов, сгущенных до состояния суспензии-пасты).

Расчетное обоснование параметров шламохранилища в рамках технической надежности (высоты сооружения, генерального уклона откосов, интенсивности складирования отходов и пр.) включает расчет технологических параметров намыва, в том числе расчет водного баланса системы гидротранспорта (с учетом климатических параметров по осадкам и испарению с поверхности шламохранилища); фильтрационные расчеты и расчеты устойчивости боковых зон шламохранилища, осадок основания и основных элементов шламохранилища (ограждающих дамб, противофильтрационных и дренажных устройств, водосборной и водоотводящей систем).

При необходимости возведения шламохранилища на большую высоту ускоренными методами (например, при росте отложений шламов до 3 – 5 м за год) расчетное обоснование параметров ускоренного возведения шламохранилища большой высоты включает определение максимально возможной интенсивности складирования отходов с учетом процессов водоотдачи и подсушки отложений до достижения ими необходимой плотности, влажности, прочностных и деформационных свойств и пр. Оно должно проводиться на основе исследования изменений физико-механических свойств шламовых отложений (плотности и пористости, плотности сухого материала, угла внутреннего трения и сцепления, модуля деформации, сжимаемости и пр.) при лабораторном моделировании разной интенсивности намыва сгущенных шламов с учетом процессов водоотдачи и подсушки шламовых отложений.

На основе результатов этих экспериментальных исследований делается прогноз изменения прочностных характеристик шламовых отложений на хранилище во времени и разрабатываются рекомендации по технологии складирования сгущенных шламов.

Для технологии глубокого сгущения (для шлама, удаляемого в виде суспензии с соотношением Т/Ж = 1:1 по массе или в виде пасты с Т/Ж = 1:0,5) применительно к НГЗ разработаны три варианта конструкции шла-

мохранилища, учитывающие особенности климата, геологические и климатические условия площадки размещения сооружения:

1. Трехсекционное многоярусное шламохранилище с первичной дамбой, выполненной из грунта, одним водосбросным колодцем в центре каждой секции, ограждающими дамбами ярусов наращивания из шламов и распределительным шламопроводом, уложенным по гребню дамбы (рис. 1).

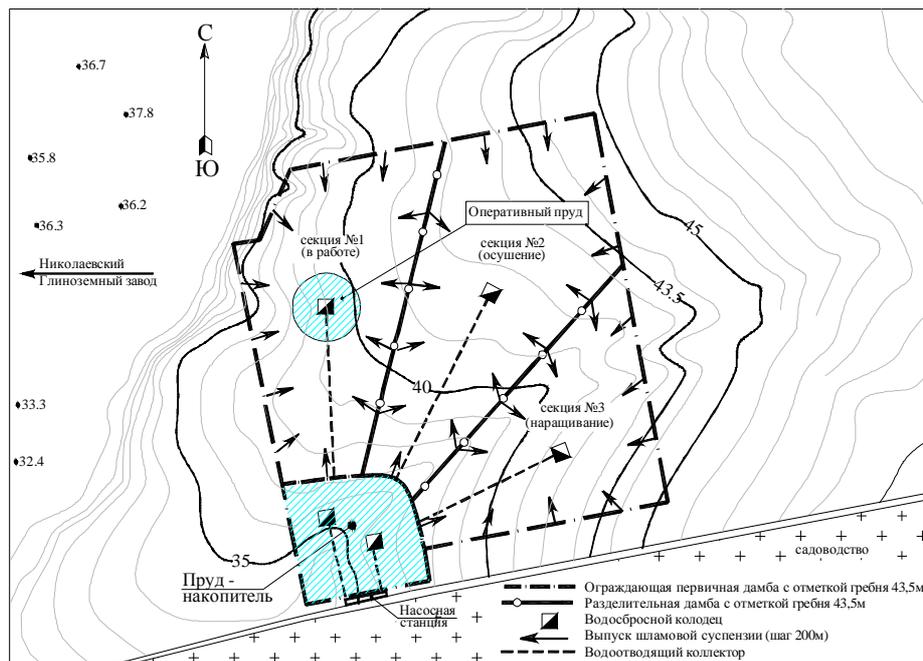


Рис. 1. Трехсекционное многоярусное шламохранилище с оперативным прудом

При этом рекомендуется следующее последовательное выполнение операций по эксплуатации шламохранилища (каждая из операций должна осуществляться в течение одного года):

подача шламовой суспензии на одну из секций (секция находится в работе);

подсушивание отложений на другой секции;

выполнение строительных работ по возведению дамбы очередного яруса наращивания на оставшейся секции.

Указанные операции на каждой из секций чередуются в течение всего периода эксплуатации (рис. 2).

2. Трехсекционное многоярусное шламохранилище с фильтрующими ограждающими дамбами из крупнозернистого материала, расположенными со стороны пруда-накопителя (рис. 3).

Для этого варианта также предусмотрен годовой цикл выполнения операций по подаче шламовой суспензии, подсушиванию отложений и т.д.

3. Многоярусное шламохранилище с первичными ограждающими дамбами по периметру, разводящим шламопроводом, уложенным по всей длине дамбы, и двумя водосбросными колодцами в центре хранилища (рис. 4).

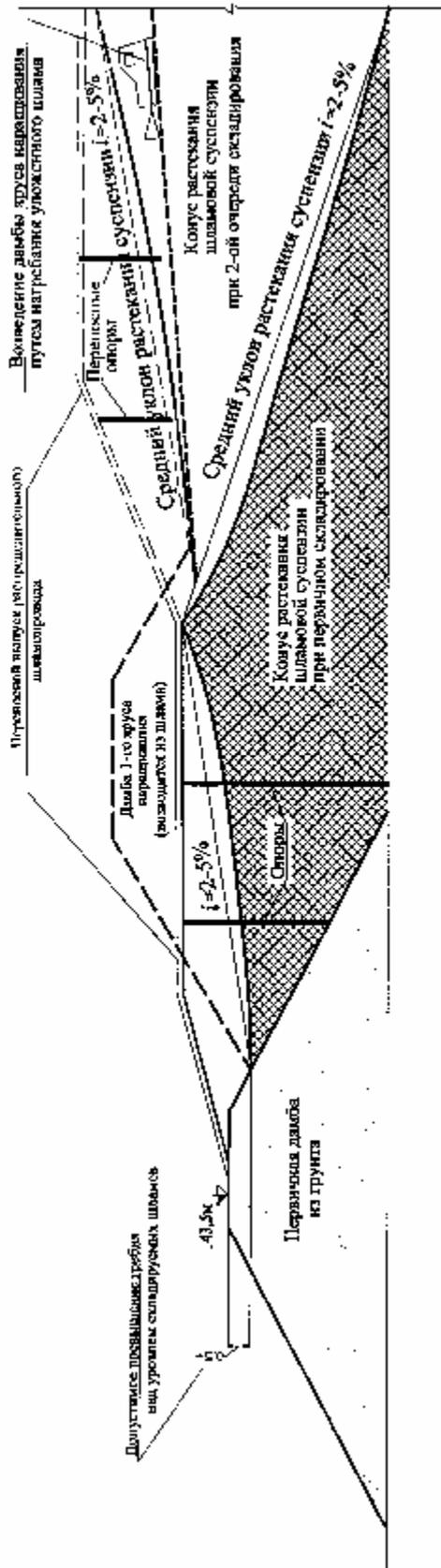


Рис.2. Принципиальная схема складирования шламовой суспензии и возведения дамб ярусов наращивания (разрез)

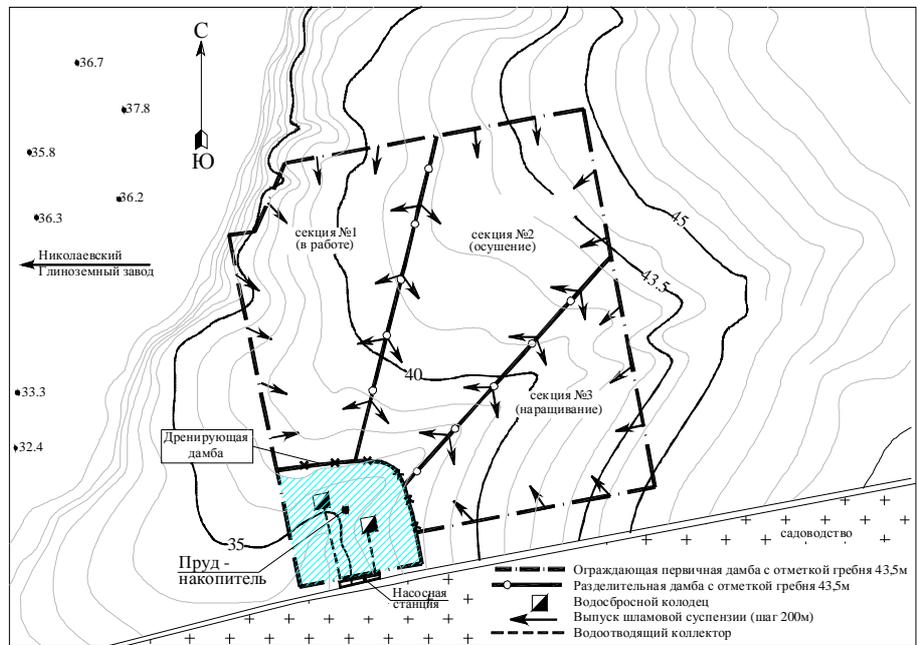


Рис. 3 Трехсекционное многоярусное шлаохранилище с дренированными дамбами

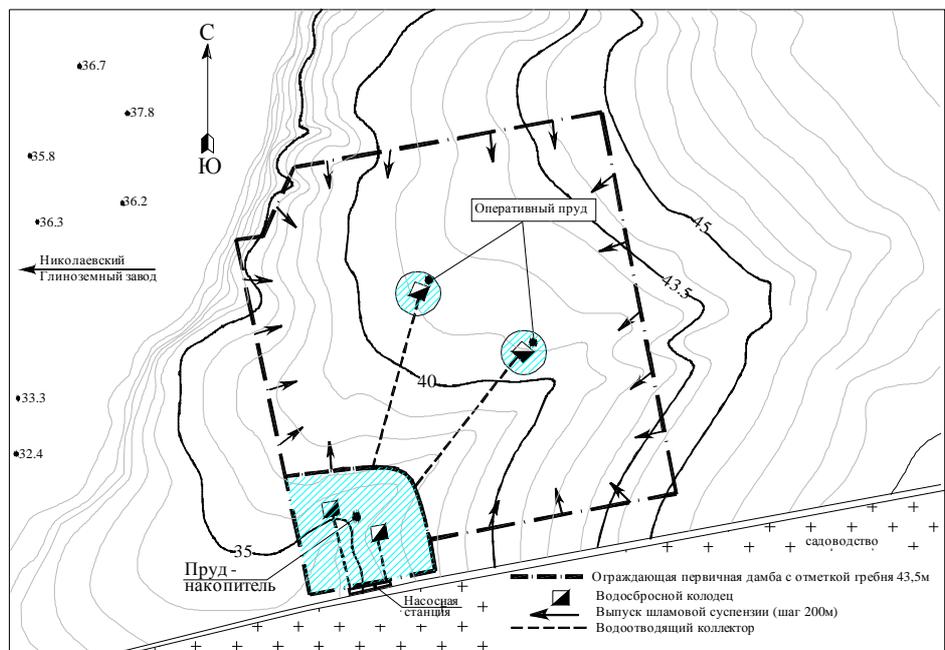


Рис. 4 Многоярусное шлаохранилище с послойным уплотнением шламов

Для этого варианта предлагается подачу шламовой пасты осуществлять по секторам продольно-торцевым способом, затем проводить осушение, планировку, уплотнение отложений и строительство дамб ярусов наращивания из шламов.

В шламоохранилище любого из этих вариантов устраивают также: пруд-накопитель для приема отводящих вод с секций. Этот пруд служит буферной емкостью для накопления воды, используемой для работы насосной станции оборотного водоснабжения, а также для других целей; дренажные устройства (дренажные каналы, ленточный дренаж и пр.) для перехвата и отвода минерализованной воды в пруд-накопитель.

Складирование шламовой суспензии с соотношением Т/Ж = 1: 1 по массе на шламоохранилище НГЗ рекомендуется производить из попеременно работающих боковых выпусков распределительного шламопровода, расположенного по периметру ограждающих и разделительных дамб. Подача суспензии из одного выпуска производится до образования конуса из шламов высотой 2,0 – 2,5 м; при этом длина “языка” осаждения шлама составляет около 100 м, средний уклон конуса 1,5 – 3 %, а максимальный уклон у верха конуса – 5,6 %.

Затем подача суспензии переключается на соседний выпуск и так далее по всему периметру секции. Подачу шламов в центральную и периферийную части секции следует осуществлять продольно-торцевым способом с формированием конусов по всей площади секции. Причем суспензия должна подаваться на уже подсушенные шламы.

Такая последовательность заполнения шламоохранилища является наиболее рациональной, так как позволяет осуществить формирование основания для дамб ярусов наращивания, а также последовательную подсушку всех слоев уложенных шламов.

Для возведения ограждающих дамб из шламов рекомендуется следующая комбинированная технология: нижнюю часть дамбы возводят намывом продольно-торцевым способом с использованием исходной шламовой суспензии по технологии глубокого сгущения, а верхнюю часть дамбы – методом послойной отсыпки с уплотнением.

Расчет технологических параметров намыва (консистенции подаваемой гидросмеси, ее расхода через один выпуск, числа выпусков и расстояния между ними, необходимой длины пути осветления воды в отстойном пруду, размеров секций шламоотвала и интенсивности намыва, гранулометрического состава и физико-механических свойств шламов, уклонов поверхности намыва и пр.) определяет условия рациональной технологии намыва с учетом процесса фракционирования, то есть раскладки материала по крупности по длине намыва шламоохранилища. С помощью разработанной и модернизированной во ВНИИГ программы на ЭВМ [8] определяются вышеперечисленные параметры намыва и делается прогноз изменения основных физико-механических свойств шламовых отложений – гранулометрического состава, пористости, плотности, коэффициента сжимаемости отложений, прочностных, деформационных характеристик и др.

Водоотдача из тела намывного шламоохранилища существенно влияет на формирование плотности складированных отходов и на устойчивость откосов при наращивании накопителя в высоту. Специалистами Гидрогеологического института (Санкт-Петербург) путем физического моделирования на экспериментальной установке выявлено, что водоотдача намытых шламовых отходов происходит путем вытеснения воды на поверхность отложений при их уплотнении и одновременно путем слабого оттока в нижние слои за счет фильтрации. Интенсивность водоотдачи намытого слоя мощностью 0,85 м составляет 0,24 см/сут, слоя 1,7 м – 0,23 см/сут. В процессе консолидации плотность отложений постепенно возрастает, а их влажность, соответственно, уменьшается.

Во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева начиная с 2000 г. ведутся исследования физико-механических характеристик красных байеровских шламов, в том числе вязкости пульпы для различных соотношений Т/Ж = 1: 15; 1: 3; 1: 1,5; 1: 0,6 (по массе), а также прочностных и деформационных характеристик шламовых отложений.

Безопасность возведения шламохранилища любого типа определяется, кроме того, природоохранными мероприятиями, предотвращающими пыление с поверхности хранилища, инфильтрацию водной составляющей пульпы и загрязнение почв, грунтовых и поверхностных вод на прилегающей к сооружению территории, а также проводимым мониторингом безопасности этого сооружения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Robinsky E.I.** Tailing disposal by the thickened discharge method for improved economy and environmental control. Tailing Disposal Today. 2:75-92. Proceedings of the 2nd International Tailing Symposium. May. Denver. Colorado. 1986.
2. **Chandler J.L.** World Filtration Congress III. Oplands Press Ltd. Croydon CR9 ILB England. 1982. pp. 372-379.
3. **Материалы** сайта <http://www.thickenedtailings.com/examples.html>.
4. **Tailings and Vine Waste`00.** A.A. Balkena/Rotterdam/Brookfield. 2000.
5. **Site planning for thickened tailings disposal (TTD).** I. Robinsky. Canada.
6. **Heavy-duty** Equipment that Provides Superior Thickening Capability/ Eimco Deep Cone Paste Thickener.
7. **Tseekhvoi A.I., Korytova I.V.** Justification of mud disposal paravntrs / XVI International Sumposium ICSOBA. 2005. Nagpur. INDIA. 2005.
8. **Корытова И.В., Машин Б.А., Пантелеев В.Г.** Расчет золоотвалов на ЭВМ // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1981. Т.144. С. 66-69.

МЕТОДЫ И ПРАКТИКА ИНЖЕНЕРНО-ЭКОЛОГИЧЕСКОЙ ПОДГОТОВКИ ТЕХНОГЕННО-НАГРУЖЕННЫХ ТЕРРИТОРИЙ

В последнее время в связи с активизацией инвестиционных процессов в РФ появилась возможность вовлечения во вторичный оборот территорий, которые раньше являлись местами размещения различных отходов или, что характерно для мегаполисов и промышленно развитых районов, были заняты объектами различных производств.

В общем случае, речь идет о территориях, которые подвергались интенсивной техногенной нагрузке на протяжении многих десятков, а зачастую и сотен лет.

На начальных стадиях освоения эти территории, как правило, считались бросовыми, по различным причинам непригодными для жилой или промышленной застройки и отводились для размещения или захоронения отходов производства и потребления. На протяжении многолетнего использования они подвергались различным планировкам, засыпке тальвегов, подсыпкам, перепрофилированиям целевого использования, неоднократным застройкам как временными, так и постоянными зданиями и сооружениями, рекультивации и благоустройству и др. На них прокладывались инженерные сети и коммуникации, а также они служили местами санкционированного и несанкционированного, временного и постоянного, обустроенного и необустроенного размещения различных материалов и отходов.

Путем таких масштабных преобразований естественных ландшафтов и под воздействием техногенных нагрузок сложился современный рельеф этих территорий, были сформированы своеобразные техногенные инженерно-геологические элементы – геотехнические массивы сложного, зачастую неизвестного генезиса с крайне неоднородными физико-механическими характеристиками.

Теперь такие территории оказались чуть ли не в центре современных мегаполисов, и их использование или неиспользование по прежнему назначению недопустимо и нерационально.

В большинстве своем они характеризуются рядом следующих только им присущих особенностей и черт.

Особый социально-природный статус:

неблагоприятные изначальные инженерно-геологические и инженерно-гидрогеологические характеристики (как правило, неудобья с развитой тальвегово-овражной сетью, часто заболоченные, затапливаемые или подтапливаемые, с замедленным поверхностным стоком, подверженные интенсивным современным геологическим процессам выветривания – эрозии, оползням и др.);

примыкание или непосредственная близость к какому-либо природному или искусственному водотоку, водоему или обособленному водному объекту;

отсутствие какой бы то ни было первоначальной инженерной подготовки территории (первичного водообустройства, срезки растительного слоя и выторфовки, планировки поверхности, укрепления основания и др.);

неоднократное перепрофилирование целевого назначения в использовании территории;

длительные сроки использования территории;

отсутствие сведений об истории освоения площадки, проектной и исполнительной документации, технологических карт производства работ, входного контроля завозимых материалов и охраны периметра территории;

возможные отклонения от проектных параметров защитных конструктивных элементов;

возможные нарушения условий строительства, эксплуатации и рекультивации техногенно-нарушенной территории (человеческий фактор);

старение материалов конструктивных элементов систем обустройства объектов обращения с отходами и территорий их размещения;

сложившаяся инфраструктура района расположения таких территорий (развитая дорожная сеть, инженерные сети, близость существующей жилой застройки и объектов соцкультбыта, близость промышленных предприятий и деловых центров и др.), что делает эти площади крайне привлекательными с точки зрения отдачи вложенных средств.

Масштабность геометрических размеров, неоднородность и неопределенность морфологического состава:

значительное простирание по площади (иногда это сотни гектаров) и огромные объемы накопленного материала (миллионы и десятки миллионов м³);

значительная мощность (иногда до 20 и более метров) насыпных (намывных) материалов, большие разбросы толщины техногенных отложений, обусловленные неровностями подстилающей естественной (или искусственной) поверхности;

совместное размещение твердых, пастообразных и жидких материалов и веществ;

крайне разнообразный физико-механический и химический состав, неоднородный по площади и залеганию, наличие крупных и очень крупных включений, иногда с большим содержанием органических веществ, иногда погребенных сооружениями (преимущественно фундаментами) и различными инженерными коммуникациями.

Высокое содержание загрязняющих веществ и активные современные геологические процессы:

комплексный характер загрязнения всего объема по химическому, токсическому и санитарно-гигиеническому показателям вредности;

опасный и чрезвычайно опасный уровень загрязнения техногенного геотехнического массива по суммарному показателю загрязнения грунтов Zc [1, 2];

продолжающиеся в массиве процессы окисления и минерализации органических веществ с соответствующим изменением температурного режима в массиве и сопутствующим газообразованием, изменениями солевого и ионного состава (баланса);

многообразии форм проявления современных физико-химических процессов, происходящих в этих геотехнических массивах, таких как просадки и пучение поверхности, образование лакколитов пастообразных веществ, выдавливаемых на поверхность под воздействием геостатической нагрузки, жидкостных и газожидкостных гейзеров загрязненных фильтратов, и др.;

низкие физико-механические характеристики геотехнического массива, переводящие его в разряд слабых оснований, продолжающиеся консолидация и самоуплотнение грунтов, сопровождающиеся неравномерными просадками поверхности;

возможные изливы на поверхность поровой жидкости, отжимаемой из масс отходов под собственным весом или при нагружении, способствующие ее смешению с природными поверхностными водами;

активные процессы выветривания (водной и ветровой эрозии) поверхности территории с образованием современной микро- и макроручейковой и рытвинно-овражной сети, оползнями и оплываниями откосов;

образование замкнутых микро- и макропонижений, застаивание поверхностных вод, эвтрофикация образовавшихся водоемов и развитие процессов заболачивания.

Специфический характер загрязнения природных вод и атмосферы:

существенные изменения инженерно-гидрологических характеристик территории направлены в основном на увеличение доли грунтового и подземного стока в структуре водного баланса и замедление в целом поверхностного стока;

наличие в образованном геотехническом массиве водорастворимых форм загрязняющих веществ и сложившегося промывного водного режима;

сложившееся перманентное загрязнение подстилающих грунтов и наличие ореолов загрязнения подземных вод;

сложившееся перманентное загрязнение поверхностных вод, в том числе взвешенными частицами;

агрессивность грунтовых вод по отношению к бетону и металлам;

вторичное загрязнение защитного экрана (если он есть) и верхнего растительного слоя.

пыление с поверхности в атмосферу мелкодисперсных загрязненных фракций и др. [3 – 5].

Таким образом, для техногенно-нагруженных территорий можно выделить две проблемы:

1) комплексное загрязнение (и не только всего объема техногенных отложений и подстилающих грунтов, но и ореола распространения этих загрязнений за пределы рассматриваемой территории);

2) низкие прочностные характеристики как техногенных отложений, так и, как правило, верхней части естественного инженерно-геологического разреза.

Понятно, что вовлечение таких территорий во вторичный оборот без обоснования, разработки и реализации комплекса мероприятий, направленных на ликвидацию указанных проблем, невозможно. С юридической точки зрения инициатор воздействия приобретает не только территории в границах земельного отвода, но и весь комплекс указанных проблем, которые он обязан решить в строгом соответствии с действующими нормами, в области как охраны окружающей среды, так и в области капитального строительства.

В определенном смысле, получив территорию, обладающую перечисленными выше характеристиками (или хотя бы частью из них), инициатор воздействия должен был бы выполнить ее рекультивацию и потом осуществить намеченное строительство. Однако разделить эти два мероприятия невозможно по целому ряду причин, главная из которых – увязка характера рекультивации с намечаемым использованием территории. По-

нятно, что для устройства рекреационной зоны, промышленной застройки, жилой застройки и др. требования к рекультивации различны, так же как различны строительные и эксплуатационные нагрузки на рекультивированную территорию.

Кроме того, при раздельном осуществлении рекультивации и строительства невозможно заранее учесть все особенности конструкций (в первую очередь подземного контура) зданий и сооружений, подземных сетей, конструкцию дорожных одежд и т.д.

Вполне логичным представляется совместное решение проблем рекультивации территории с ее инженерной подготовкой с одновременным решением вопросов стабилизации осадок основания, а также проектирования и строительства подземных сооружений и элементов подземного контура зданий и сооружений.

По сути, предотвращение вредного экологического воздействия такого геотехнического массива (на самом деле – снижение уровня неблагоприятного воздействия до допустимого) и повышение его прочностных характеристик (а точнее обеспечение нормативной несущей способности и допустимых послестроительных осадок) и является задачей инженерно-экологической подготовки территории.

1. Основные методы обеспечения экологической безопасности техногенно-нагруженных территорий

Как правило, в силу перечисленных выше причин уровень экологической опасности рассматриваемых геотехнических массивов не позволяет без его снижения до допустимого использовать их в качестве площадки под намеченное воздействие.

Особенностью этих массивов является также и то, что, во-первых, они оказывают комплексное, многофакторное воздействие практически на все элементы окружающей природной среды, особенно на атмосферный воздух, природные (поверхностные и подземные) воды и недра; а во-вторых, загрязненный геотехнический массив, как правило, не ограничивается территорией конкретного землеотвода, и в отсутствие других претендентов на прилегающие площадки инициатор воздействия вынужден решать весь комплекс экологических проблем самостоятельно на своей территории.

Эти две особенности предполагают в соответствии с характером и уровнем неблагоприятной экологической обстановки предпринимать адекватные сложившейся ситуации контрдействия, гарантирующие, с одной стороны, доведение уровня неблагоприятного экологического воздействия загрязненного геотехнического массива до допустимого, а с другой стороны, защиту уже приведенного к требуемому состоянию геотехнического массива в пределах территории землеотвода от негативного воздействия примыкающего (а зачастую окружающего) загрязненного техногенного геотехнического массива (или, как минимум, создание буферных зон с соседними участками, обеспечивающими им возможность в перспективе, по мере освоения, присоединиться (встроиться) к комплексу инженерно-экологической подготовки, реализованному на данном участке).

Проблема снижения уровня неблагоприятного экологического воздействия до допустимого решается путем применения ряда методов, выбор которых обусловлен характером намеченного использования территории, физико-механическими характеристиками геотехнического массива,

характером его загрязнения, природными условиями района размещения рассматриваемого участка.

В зависимости от конкретных условий могут быть использованы две группы методов. Первая ориентирована на удаление загрязнения в принципе (полное замещение загрязненного геотехнического массива, полная переработка загрязненного массива с использованием физических, химических и биологических методов извлечения загрязняющих веществ). Вторая ориентирована на снижение потенциальной опасности распространения загрязнений за пределы загрязненного массива (связывание загрязняющих веществ в объеме геотехнического массива или локализация загрязненного массива на месте путем организации системы инженерной защиты).

Безусловно, у каждого из приведенных методов есть и явные преимущества, и определенные недостатки, суть которых понятна из их краткой характеристики.

Полное замещение загрязненного геотехнического массива связано с обеспечением безопасности при производстве работ по отношению к существующим зданиям и сооружениям, организацией экологически безопасной разработки загрязненного геотехнического массива, организацией специального водоотлива и очистки фильтрата из открытой выработки с учетом притока загрязненного фильтрата из прилегающих загрязненных массивов, а также обеспечением экологической безопасности при погрузке и транспорте загрязненных материалов. Надо понимать, что вывозу подлежит не только техногенный геотехнический массив, но и подстилающие его загрязнившиеся в процессе использования территории грунты.

С вывозом загрязненных материалов сопряжена проблема размещения их на полигонах промышленных отходов с повышенным классом опасности с соответствующим изъятием площадей, обустройством полигона, и в результате, созданием нового экологически опасного объекта. Кроме того, дополнительных затрат требует замещение изъятых загрязненных масс чистыми грунтами с удовлетворительными строительными характеристиками, придание им в процессе укладки нормативных параметров и решение проблемы их изоляции от потенциального загрязнения со стороны прилегающих загрязненных массивов.

Полная переработка загрязненного массива с использованием физических, химических и биологических методов извлечения загрязняющих веществ требует организации в промышленных масштабах применения специальных технологий и оборудования для обработки загрязненных материалов специальными растворами для извлечения загрязнителей, использования физических или биологических методов для извлечения тяжелых металлов и разложения органических токсикантов и т.д. Такие работы могут быть осуществлены как на месте, так и на специальных производствах. Целесообразность применения такой группы методов может быть обоснована: выдержанным и однородным составом загрязняющих веществ; высокой ценностью извлекаемого продукта; крайне высоким уровнем опасности загрязняющего вещества; невозможностью применения других методов.

Связывание или предотвращение подвижности загрязняющих веществ в объеме геотехнического массива производится путем инъецирования соответствующих растворов или веществ либо объемного внесения жидких или твердых мелиорантов при помощи специального смесительного оборудования или применения специальных технологий. В результа-

те использования такой группы методов загрязненные геотехнические массивы преобразуются в так называемые экобетоны, либо в водонепроницаемые массивы со связанными загрязняющими веществами, либо загрязняющие вещества переводятся в безопасные формы. Организация таких работ может быть осуществлена как непосредственно на площадке, так и на специальных производствах. Целесообразность применения такой группы методов может быть обоснована однородным и выдержанным по площади и простиранию характером загрязнения исходного геотехнического массива или невозможностью применения других методов. В особых случаях, в первую очередь при благоприятных природно-климатических условиях, загрязненные вещества могут связываться в геотехнических массивах путем замораживания.

Локализация загрязненного массива на месте путем организации системы инженерной защиты рассматривается как один из самых комплексных, технически эффективных и экономически целесообразных методов.

При локализации загрязненного геотехнического массива путем устройства системы инженерной защиты проблема предотвращения неблагоприятного экологического воздействия на все элементы окружающей природной среды, особенно на атмосферный воздух, природные (поверхностные и подземные воды) и недра, одновременно решается с помощью реализации одного и того же комплекса мероприятий, без их дублирования. Путем превентивного создания своеобразных закладных элементов, позволяющих обеспечить целостность комплекса мероприятий и для других соседних участков, решается проблема локализации загрязненного массива в пределах контура конкретного землеотвода и обеспечения возможности последующего встраивания соседних систем инженерной защиты в уже созданные.

Как правило, к основным видам воздействия загрязненных геотехнических массивов на окружающую природную среду относятся пыление загрязненных тонкодисперсных фракций с поверхности и загрязнение природных вод водорастворимыми загрязненными веществами при их смыве поверхностными водами и инфильтрации атмосферных осадков с последующим загрязнением подземных вод и подстилающих грунтов. В связи с этим системы инженерно-экологической защиты территории в первую очередь ориентируются именно на предотвращение указанных процессов.

Принципы построения систем инженерной защиты основаны на создании надежных барьеров и целенаправленных воздействий на элементы окружающей природной среды, оказывающие влияние на загрязненный геотехнический массив. Таким образом, загрязненный геотехнический массив системой горизонтальных, наклонных и вертикальных защитных противофильтрационных и дренажных экранов заключается в своеобразный “могильник”, исключающий возможность поступления веществ (в первую очередь жидкой фазы) как из него в элементы окружающей природной среды, так и внутрь его.

Понятно, что экологическая эффективность системы инженерно-экологической защиты в каждом конкретном случае может быть обеспечена только при детальном изучении условий формирования загрязненного геотехнического массива, гидрологических и инженерно-геологических условий территории.

В большинстве случаев экологическая безопасность таких территорий обеспечивается локализацией загрязненного грунтового массива в границах землеотвода путем устройства защитного экрана с поверхности и по возможности использования особенностей геологического строения основания и гидрогеологических условий [2, 3]. При этом должна быть сохранена сплошность водонепроницаемого экрана на всей экранируемой поверхности и созданы условия, предотвращающие промывной водный режим локализуемого массива.

Защитный поверхностный горизонтальный экран, в зависимости от конкретных инженерно-геологических условий площадки дополняется вертикальными экранами, завершающими локализацию загрязненного массива. В частности, при их устройстве могут быть применены:

“стена в грунте” по периметру загрязненного массива с заглублением нижней части стенки в водоупорный глинистый горизонт (в этом случае организованный отвод загрязненного стока, собираемого с внутренней стороны стенки, осуществляется дренажем, трассируемым вдоль стенки с ее внутренней стороны);

перехватывающий кольцевой дренаж, собирающий загрязненный поток грунтовых вод, формирующийся в загрязненном массиве;

в случае локализации отвала – экранирование его откосов с обеспечением положения уровня грунтовых вод ниже подошвы загрязненного массива;

гидробарражные системы, создающие фильтрационный противоток чистых подземных вод в сторону загрязненного массива и другие приемы.

Применение метода локализации загрязненного грунтового массива, непосредственно на площадке, позволяет устранить саму причину его неблагоприятного экологического воздействия путем предотвращения возможности выноса частиц загрязненного грунта с поверхности территории воздушным потоком и возможности миграции водорастворимых загрязняющих веществ фильтрационным потоком.

Основные методы обеспечения экологической безопасности техногенно-нагруженных территорий, со сложившимися загрязненными геотехническими массивами приведены на рис.1.

На практике в зависимости от конкретных условий могут применяться комбинации перечисленных методов.

2. Основные методы укрепления техногенных геотехнических массивов с низкими прочностными характеристиками

Как правило, прочностные характеристики рассматриваемых техногенных геотехнических массивов и, соответственно, их несущая способность недостаточны для сооружения не только промышленных или гражданских строительных объектов, но и для проведения рекультивации этих территорий, в частности, осуществления биологического этапа рекультивации.

В случае необходимости подготовки таких геотехнических массивов к выполнению ими функций оснований возникает проблема их укрепления путем использования различных специальных технологий.

Различается глубинное и поверхностное укрепление грунтов. Технологии и материалы для укрепления оснований подбираются на основе тщательного исследования физико-механических свойств техногенных инженерно-геологических элементов.

Рис. 1. Основные методы обеспечения экологической безопасности техногенно-нагруженных территорий со сложившимся загрязнением геотехнических массивов

Неблагоприятные свойства техногенных массивов проявляются в таких физико-механических характеристиках, как низкая плотность, прочность и устойчивость, высокая естественная влажность, водопроницаемость, водообильность, деформируемость и др. Эти обстоятельства влияют на условия производства строительных и горных работ и развитие геологических процессов и требуют применения различных способов улучшения их свойств (укрепление или стабилизация). В целом должно быть выполнено преобразование их состояния и свойств в направлении повышения плотности, монолитности, прочности и устойчивости, а также уменьшения деформируемости и водопроницаемости.

Применимость основных методов обеспечения несущей способности оснований при строительстве зависит от вида основания, в каждом конкретном случае эти методы подлежат расчетному обоснованию, а производство работ по их реализации – разработке специального проекта. Техногенные геотехнические массивы, не вдаваясь в генезис их происхождения, как и горные породы, можно разделить на три большие группы: скальные и полускальные; рыхлые несвязные; мягкие связные. Для каждой из этих групп характерны определенные виды проявлений неблагоприятных физико-механических характеристик, известна направленность воздействий по их укреплению и отработаны комплексы методов, с помощью которых им могут быть приданы необходимые строительные свойства.

Ниже приведена характеристика основных возможных воздействий при *глубинном укреплении* для каждой из выделенных групп техногенных геотехнических массивов.

Скальные и полускальные геотехнические массивы.

Скальные и полускальные геотехнические массивы встречаются редко. Основными факторами, оказывающими влияние их на физико-механические свойства и их инженерно-геологическую оценку, кроме некоторых особенностей вещественного состава и строения (структуры и текстуры), являются трещиноватость, закарстованность и выветрелость. Они нарушают монолитность пород, снижают их плотность, прочность и устойчивость, повышают деформируемость и водопроницаемость и обуславливают водоносность и водообильность. Поэтому методы улучшения таких массивов, как правило, направлены на восстановление их монолитности и плотности, повышение прочности и устойчивости, снижение деформируемости и водопроницаемости. К основным из них относятся: цементация, глинизация, битумизация горячая, искусственное замораживание и др.

Рыхлые несвязные геотехнические массивы.

Основными неблагоприятными свойствами рыхлых несвязных геотехнических массивов (пески, гравелистый, щебенистый и галечниковый материал) являются недостаточная плотность сложения (рыхлость), большая водопроницаемость и обводненность, малая устойчивость, склонность переходить в плавунное состояние и разжижаться.

Эти свойства обуславливают значительные и неравномерные осадки сооружений и нарушение их устойчивости. Со значительной водоносностью этих пород обычно связаны большие притоки воды к строительным котлованам и подземным сооружениям, которые осложняют производство строительных и горных работ. Улучшение свойств таких массивов направлено на повышение их плотности и устойчивости и понижение водопроницаемости. Для решения этих задач наиболее часто применяют следующие методы: осушение, механическое уплотнение, тампонаж и коль-

матаж глиной и другими материалами, укрепление гранулометрическими добавками, закрепление холодной битумизацией, цементацией (грунтоцементные сваи, известково-цементные колонны и др.), силикатизацией, синтетическими смолами и другими материалами, закрепление искусственным замораживанием и др.

Мягкие связные геотехнические массивы.

Неблагоприятные для строительства свойства глинистых геотехнических массивов (малая прочность, низкая несущая способность и большая деформируемость) обусловлены главным образом их высокой влажностью, малой плотностью и неустойчивой консистенцией. Лессовые глинистые массивы водонеустойчивы и склонны к просадкам. Поэтому методами улучшения свойств этих геотехнических массивов предусматривается снижение их влажности, повышение устойчивости, прочности и уменьшение деформируемости, в том числе и просадочности.

Для изменения свойств глинистых геотехнических массивов наиболее часто применяют следующие методы: электроосмотическое осушение, электрохимическое закрепление, силикатизацию однорастворную, термическое закрепление, уплотнение грунтовыми сваями и др. Первые два метода применяют главным образом для слабых глинистых массивов высокой влажности и неустойчивой консистенции, а остальные для улучшения свойств лессовых пород. Кроме того, в некоторых случаях для глинистых массивов применяют методы механического уплотнения, улучшения гранулометрическими добавками, а для временного закрепления – искусственное замораживание и др.

Основные методы глубинного укрепления техногенных геотехнических массивов приведены на рис.2.

Аналогично глубинному укреплению характеризуются основные возможные воздействия при применении *поверхностных методов* искусственного улучшения свойств рыхлых несвязных и мягких связных техногенных геотехнических массивов.

Проблема обеспечения несущей способности слабых геотехнических массивов решается двумя методами: улучшением физико-механических характеристик грунтов основания и уменьшением нагрузок на них. Первый метод реализуется известными и широко применяемыми технологиями уплотнения и улучшения грунтов; второй метод – при помощи устройства стабилизационных покрытий или армирования основания. Использование стабилизационного покрытия позволяет распределить нагрузку, стабилизировать осадки основания, значительно снизить динамику накопления и величину остаточных деформаций [6 – 9].

Несвязные и мягкие связные материалы техногенных геотехнических массивов, используемые в качестве оснований зданий и сооружений, материала для строительства грунтовых сооружений (плотин, дамб, дорожных насыпей, образования территорий, устройства дорожных и аэродромных покрытий, грузовых площадок и др.), должны обладать достаточной прочностью и устойчивостью при воздействии различных динамических нагрузок и внешних климатических факторов. Это значит, что они должны характеризоваться высоким сопротивлением внешним нагрузкам, не давать деформаций, превышающих допустимые значения, не размокать и не разбухать при увлажнении, не пучиться при промерзании, не разрыхляться и не образовывать обильной пыли в сухом состоянии.

Рис.2. Основные методы глубинного укрепления техногенных массивов

Для придания этим материалам требуемых качеств в рассматриваемых случаях применяют различные методы искусственного улучшения свойств. При помощи поверхностных методов свойства исходных материалов преобразуют как в условиях естественного залегания, так и при его нарушении (в отличие от глубинных методов). Существенных и принципиальных отличий в способах и технологиях поверхностных и глубинных методов укрепления грунтовых материалов нет, за исключением возможности при использовании поверхностных методов прорабатывать укрепляемый массив во всем его объеме, а также использовать такие приемы и технические решения, как разрыв капиллярной каймы внедрением прерывающих фильтрующих прослоек, применением рулонных фильтрующих и нефилтрующих геотехнических материалов и др.

При применении поверхностных методов укрепления техногенных массивов иногда экономически эффективнее произвести его полное или частичное замещение грунтов, а иногда хорошие результаты могут быть получены при использовании геотехнических материалов таких, как пленки из синтетических материалов (геомембраны), геотекстили, геосетки, плоские решетки и др.

Основные методы поверхностного укрепления техногенных геотехнических массивов приведены на рис. 3. (В основу положена схематическая классификация методов искусственного улучшения свойств песчаных и глинистых пород при дорожном и аэродромном строительстве по В.Ф. Бабкову и А.В. Гербурт-Гейбович) [10].

Таким образом, приведенные выше методы решения проблем обеспечения экологической безопасности техногенно-нагруженных территорий со сложившимся комплексным загрязнением техногенного геотехнического массива и методы решения проблемы укрепления техногенных геотехнических массивов с низкими прочностными характеристиками в совокупности дают возможность проводить эффективную инженерно-экологическую подготовку участков техногенно-нагруженных территорий, вовлекаемых во вторичный оборот.

Поскольку во многих случаях методы экологической реабилитации и укрепления геотехнических массивов имеют однонаправленное воздействие на массив (например, осушение, с одной стороны, решает проблему предотвращения промывного водного режима в массиве, а с другой стороны, способствует его уплотнению и т.п.), то целесообразно комбинацию методов подбирать с учетом многофакторного их воздействия.

Такой подход позволяет эффективно использовать и дополнять преимущества различных методов, по сути направленных на решение различных проблем. В указанной ситуации очень важным является четкое зонирование территории по планируемому функциональному назначению, а точнее по заданным нагрузкам и воздействиям (например, пятна застройки зданиями и сооружениями, межквартальные и внутриквартальные проезды, погрузочно-разгрузочные и складские площадки, парковочные площадки, пешеходные зоны, спортивные и рекреационные площадки, зоны зеленых насаждений и газонов и др.).

Тогда, в зависимости от вида предполагаемого использования территории, на фоне единообразной конструкции, обеспечивающей экологическую безопасность территории, можно в широких диапазонах варьировать методы укрепления основания под конкретное ее функциональное использование (например, сплошное свайное поле под зданиями и сооружениями, известково-цементные колонны под проездами, дорожные одежды нежесткого типа на основе армирующих геосинтетических материалов различной конструкции под грузовыми и парковочными площадками, облегченные типы покрытий на слабонагруженных площадках и др.).

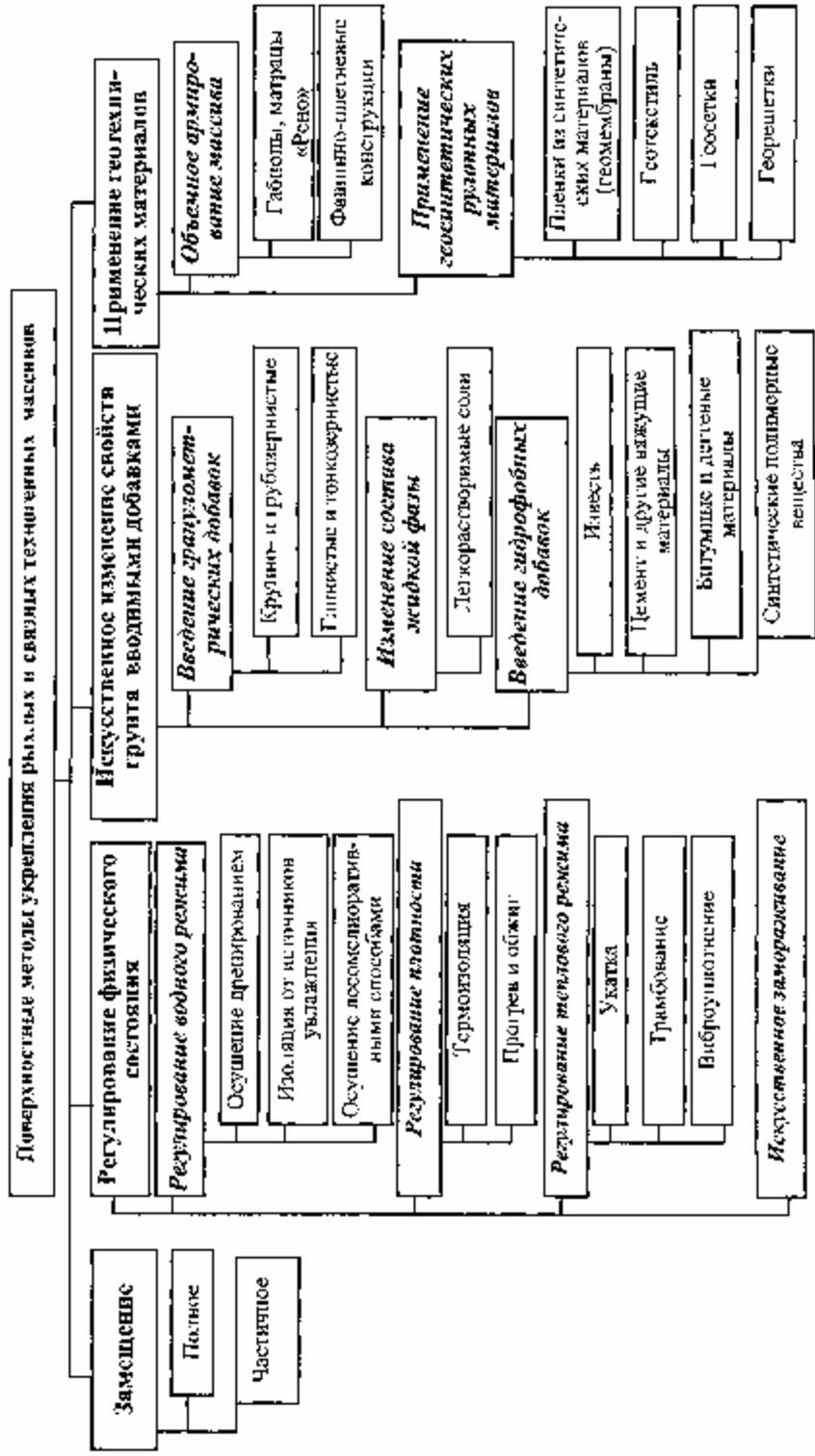


Рис.3. Основные методы укрепления рыхлых и связных техногенных массивов

В то же время путем некоторых конструктивных изменений, не снижающих уровень экологической безопасности, защитный экран также может быть приспособлен к функциональному назначению различных участков защищаемой территории (он может размещаться на разных отметках в зависимости от конструкции верхнего строения, конструкция защитного экрана иногда может служить конструктивным элементом верхнего строения (например, дорожных одежд), вспомогательный дренаж может трассироваться по наинизшим отметкам с учетом трассировки подземных сетей, конструкции примыканий должны учитывать конструкцию фундаментов отдельно стоящих зданий и сооружений, а также сооружений на границах площадки и др.).

Несмотря на некоторые пробелы в нормативно-правовой базе, регламентирующей указанные аспекты инженерно-экологической подготовки, данный подход, ввиду его высоких технико-экономических показателей, находит применение при реализации конкретных проектов вовлечения техногенно-нагруженных территорий со сложившимся загрязнением геотехнических массивов во вторичный оборот под гражданскую и промышленную застройку.

Выводы

1. Приведена обобщенная инженерно-экологическая характеристика территорий, подвергшихся многолетней техногенной нагрузке и образованных под этим воздействием современных геотехнических массивов, которые сами в общем случае во всем объеме являются источником комплексного загрязнения природных вод и подстилающих грунтов по химическому, токсическому и санитарно-гигиеническому показателям вредности, а также характеризующимися низкими физико-механическими характеристиками геотехнического массива, переводящими его в разряд слабых оснований и продолжающейся его консолидацией и самоуплотнением.

2. Приведены комплексы современных методов решения проблем обеспечения экологической безопасности техногенно-нагруженных территорий со сложившимся комплексным загрязнением техногенного геотехнического массива и методов решения проблемы укрепления техногенных геотехнических массивов с низкими прочностными характеристиками, которые в совокупности дают возможность проводить эффективную инженерно-экологическую подготовку участков техногенно-нагруженных территорий, вовлекаемых во вторичный оборот.

3. Показана целесообразность совместного решения проблем экологической реабилитации и укрепления геотехнических массивов в конкретных проектах использования территории, когда в наибольшей мере могут быть учтены преимущества и по возможности совмещены различные методы их решения, в том числе с детальным учетом функционального назначения конкретных участков рассматриваемой территории.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **СанПиН 2.1.7.1287-03.** Почва, очистка населенных мест, бытовые и промышленные отходы, санитарная охрана почвы / утв. Главным государственным санитарным врачом Российской Федерации 16 апреля 2003 г.
2. **Распоряжение** Правительства Санкт-Петербурга № 891-р «О введении регионального норматива по охране почв в Санкт-Петербурге». Утв. 30.08.1994..
3. **Инженерно-экологическая** подготовка территорий под жилую застройку / С.В. Сольский, С.Г. Гордиенко, Е.В. Николайчук и др. // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2003. Т. 242.
4. **Методические** основы разработки технических решений по защите природных вод от загрязнения при проектировании, эксплуатации и консервации накопителей и хранилищ жидких, твердых и пастообразных отходов / С.В. Сольский, С.Г. Гордиенко, Н.Я. Никитина, Д.П. Самофалов // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1999. Т. 235. С. 123-128.
5. **Опыт** исследований фильтрационных и геомеханических свойств твердых бытовых отходов / В.Н. Жиленков, И.У. Альберт, И.А. Кветная, З.Г. Васильева // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2001. Т. 239. С. 251-259.
6. **ОДН 218.046-01.** Проектирование нежестких дорожных одежд. Распоряжение Росавтодора от 20.12.2000 г. № ОС-35-Р ОДН от 20.12.2000 г. № 218.046-01.
7. **Сольский С.В., Николайчук Е.В.** Практика рекультивации золошлакоотвала ТЭЦ-2 в Санкт-Петербурге // Материалы международной конференции «Город и геологические опасности». 17-21 апреля 2006 г. Часть II. ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. СПб. 2006. С. 310-316.
8. **Сольский С.В., Орлова Н.Л.** Перспективы и проблемы применения в строительстве грунтовых ГТС современных геосинтетических материалов // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2006. Т. 246.
9. **Грунтоведение** / Под ред. В.Т.Трофимова. 6-е изд. М.: Наука. 2005 г.
10. **Бабков В.Ф., Гербурт-Гейбович А.В.** Основы грунтоведения и механики грунтов. М.: Высшая школа. 1964.

РИСК В ГИДРОТЕХНИКЕ

Риск в сложных технических, экономических и организационных системах до сих пор до конца не познан в научном плане и не решен удовлетворительно в прикладном смысле. Неудача в сложных системах, повлекший человеческие жертвы или экономические потери – довольно частое явление. Проблема управления риском актуальна и заставляет выполнять новые исследования и искать новые решения для количественной оценки и анализа риска.

Риск является количественной мерой таких фундаментальных свойств систем, как безопасность, надежность, эффективность, качество и точность, а также количественной мерой неудача таких процессов и действий, как классификация, инвестирование, проектирование, испытания, эксплуатация, обучение, развитие, управление и др.

В общем случае риск характеризуют следующие количественные параметры:

- вероятность неудача;
- допустимая вероятность неудача (допустимый риск);
- максимально допустимые потери или минимально допустимая эффективность;
- число разных объектов или состояний объекта в системе;
- число опасных объектов или состояний объекта.

Ученые современности Джон фон Нейман и Норберт Винер отмечали, что поведение сложных технических, экономических и социальных систем нельзя описывать с помощью дифференциальных уравнений. Это можно сделать только на основе логики и теории множеств [1].

Определения риска

Прежде чем оценивать риск, надо определить термин *риск*, однако на этом пути встречаются трудности. Дело в том, что в литературе используются противоречащие друг другу определения. Нередко термин риск употребляется тождественно термину *опасность*: “риск – опасность будущего ущерба” или “риск – это опасность возникновения неблагоприятных последствий рассматриваемого события” и т.д. Другая тенденция в определении риска состоит в том, что под риском подразумевают возможность или вероятность неблагоприятного события или процесса. Например, в словаре «Webster» риск определяется как “опасность, возможность убытка или ущерба”, во французском энциклопедическом словаре «Grand Larousse» – как “возможность или вероятность факта или события, рассматриваемого как некое зло или некий ущерб”, в Энциклопедии окружающей среды – как “шанс того, что может случиться нечто нежелательное” [2]. По-видимому, эта тенденция в определении риска унаследована из гражданского права, точнее — из практики страхования, где под риском понимают вероятность (шанс) наступления нежелательных последствий. В опубликованной в 1993 г. монографии У. Хэлленбека, посвященной проблемам количественного оценивания экологического риска и риска профессиональных заболеваний, термин риск рассматривается как синоним терминов *вероятность* и *частота* [3].

Понятие риска как экономического термина получило более обширное распространение и развитие. Так, в условиях рыночной экономики риск – ключевой элемент предпринимательства. Предприниматель, умеющий вовремя рисковать, зачастую оказывается вознагражденным. Риском принято считать “действие наудачу в надежде на счастливый случай”. Характерные особенности риска – неопределенность, неожиданность, неуверенность, предположение, что успех придет.

В этом контексте уместно напомнить, что в словаре В. Даля риск определяется, с одной стороны, как опасность чего-либо, а с другой – как действие наудачу, требующее смелости, решительности предприимчивости в надежде на счастливый исход.

В толковом словаре русского языка Д.Н. Ушакова термин риск определяется, как “...возможная опасность, действие наудачу в надежде на счастливую случайность...”, а также как “...возможный убыток или неудача в коммерческом деле, обусловленные изменчивостью рыночной конъюнктуры...” и как “...опасность, от которой производится страхование имущества”.

По версии Международной Комиссии по большим плотинам (ICOLD), под риском понимается “мера вероятности и тяжести негативных эффектов для жизни, здоровья, собственности или состояния окружающей среды”. В частности, Комитет по безопасности плотин ICOLD рекомендует оценивать риск в виде математического ожидания последствий реализации нежелательного события (например, как произведение вероятности реализации отрицательного события на математическое ожидание величины последствий этого события) или в виде определенной комбинации вероятностей реализации событий и связанных с ними последствий. Таким образом, риск зависит от вероятности отрицательного события, а также от его последствий, и может представлять собой существенную величину, даже если вероятность отрицательного события очень мала.

В данной статье риск рассматривается как потенциальный ущерб, который может быть нанесен той или иной опасностью и который определяется как произведение стоимости опасного происшествия на вероятность его реализации.

Термин *риск* в отечественной нормативной литературе [4] не использовался, хотя в неявной форме учитывался с помощью поправочных коэффициентов – коэффициентов запаса, надежности.

Новые нормативные документы [5] уже дают рекомендации по вероятностному учету повреждений (рисуку возникновения аварий) на гидросооружениях, что способствует современному переосмыслению детерминистических методов расчета.

Обзор научных публикаций показывает, что все большее распространение получает такой подход к определению риска неблагоприятного события, который учитывает не только вероятность этого события, но также все его возможные последствия. Вероятность события или процесса здесь выступает одним из компонентов риска, а мера последствий (ущерб) – другим. Такое двумерное определение риска используется при *количественной* оценке риска.

Термин *вероятность* обычно используется для определения возможности событий, которые могут произойти в будущем, например, на основе частоты их появления в прошлом. При оценке риска нельзя определять вероятности событий только в зависимости от математических частот их повторяемости без помощи интуиции или прямого суждения. Необ-

ходимо отличать поистине случайные события от событий, являющихся результатами причинно-следственных связей. Для принятия решения в условиях неопределенности одинаково важны как измерения конкретных величин, так и рассудительность [1, 6].

Возможность того, что неблагоприятное событие, связанное с неудовлетворительной реакцией (откликом) сооружения на то или иное воздействие, произойдет, выражается условной вероятностью.

Умножая вероятность возникновения соответствующей характеристики исходного воздействия на условную вероятность неудовлетворительной реакции сооружения на это воздействие, можно получить полную (безусловную) вероятность наступления неблагоприятного события при реализации заданной характеристики воздействия.

В общем случае с учетом причин возникновения и последствий наступления неблагоприятного техногенного события на гидротехническом сооружении процедура оценки техногенного риска с точки зрения его приемлемости (допустимости, терпимости) включает:

анализ риска – идентификацию опасного техногенного события на сооружении (разрушение, повреждение, авария) и возможных форм его проявления (например, нарушение устойчивости сооружения, нарушение прочности, перелив воды через гребень), а также анализ опасностей, ведущих к техногенному неблагоприятному событию (техногенной аварии) и инициируемых этим событием;

анализ воздействий на сооружение и основание и их реакций на воздействия, которые инициируются опасностями, и оценку вероятностей параметров воздействий и параметров реакций;

оценку возможных последствий – подсчет экономических и экологических ущербов и потерь, летальных исходов, других неблагоприятных социальных событий в результате возможной техногенной аварии и оценка вероятностей их реализации;

оценку полной вероятности реализации опасного техногенного события с учетом различных воздействий и реакций гидротехнического сооружения на эти воздействия;

расчет риска в виде произведения либо любой другой комбинации вероятности наступления опасного техногенного события и его последствий;

оценку допустимости риска путем сопоставления полученных значений риска с некоторыми допустимыми, приемлемыми, терпимыми величинами.

Таким образом, анализ риска, расчет и оценку техногенного риска принято рассматривать как отдельные части одного процесса исследований. При анализе риска изучаются условия загрузки сооружения, опасные события на сооружении (форм аварии), последствия аварий. Все эти факторы выражаются в вероятностной форме. Оценка риска включает в себя собственно расчет риска с учетом мер, которые могут быть предприняты для его снижения (например, оповещение и эвакуация эксплуатационного персонала и населения) и оценку его приемлемости на основе сопоставления с некоторыми допустимыми величинами.

Важно, чтобы мера ожидаемого ущерба включала в себя все возможные последствия данного события или процесса. Полная мера последствий должна включать в себя различные виды ущерба: социальный, экологический, экономический, моральный и т.д. Социальный ущерб обусловлен заболеваниями и гибелью людей, психическими травмами и стрессами, а также различными неудобствами, снижающими качество

жизни. Экологический ущерб определяется отрицательными последствиями опасных событий и процессов, вызывающими ухудшение состояния среды обитания. Экономический ущерб характеризуется денежным выражением негативных последствий опасных событий, явлений и процессов. Все виды ущерба тесно связаны друг с другом, при этом социальный, экологический и моральный ущерб также могут иметь денежное выражение [7]. Монетарное выражение экологического ущерба связано с проблемой количественной оценки человеческой жизни, которая рассматривается, в частности, в монографии У. Роува [8].

Концепция приемлемого риска

Центральным философским вопросом в проблеме безопасности стоит выбор между концепцией абсолютной безопасности и концепцией приемлемого риска [9, 10]. Ранее при проектировании принимали гуманистическую (на первый взгляд) концепцию абсолютной безопасности, которая служит основой для стандартов в ядерной энергетике и в других отраслях техники. Ошибочность концепции нулевого риска заключается в том, что она предполагает возможным практически исключить любую опасность для населения и среды, если не пожалеть сил и средств для создания инженерных систем безопасности и принятия серьезных организационных мер, обеспечивающих высокий уровень дисциплины.

Однако даже использование самых эффективных систем безопасности, самых современных методов контроля над технологическими процессами не обеспечивает (и в принципе не может обеспечить) абсолютную надежность работы, исключаящую аварийные ситуации.

Нулевая вероятность аварии достигается лишь в системах, лишенных запасенной энергии. Концепция абсолютной безопасности стала неадекватна внутренним законам природы, которые имеют вероятностный характер.

Вероятностный анализ риска, используемый за рубежом десятки лет, позволил принять множество новых мер для повышения безопасности эксплуатации атомных станций и других потенциально опасных систем. Концепция приемлемого риска позволяет более разумно концентрировать и распределять средства не только на предотвращение аварий, но и на заблаговременную подготовку к действиям в экстремальных условиях.

Согласившись с концепцией приемлемого риска и необходимостью расчета вероятности опасности технической системы, следует выбрать подходящий математический аппарат. Таким аппаратом, как правило, являются теория вероятностей, математическая статистика, математическая логика. Представляется весьма перспективным развитие логико-вероятностной теории (ЛВ) безопасности сложной системы.

В последнее время ведутся работы по разработке разных компонент в *теории управления риском*: на основе активных действий, пассивного страхования и их оптимального сочетания [11].

В России работы по стратегии управления рисками с привлечением новых подходов из фундаментальных наук начаты в 1997 г. Разработана Государственная программа «Безопасность России». В книге «Управление риском» [12], написанной крупными учеными, авторами этой программы, обращается внимание на проблемы стратегии управления рисками. Концепция авторов сводится к тому, что на основе накопленного опыта может быть построена новая наука – математическая теория безопасности

быть построена новая наука – математическая теория безопасности и риска. Эта теория должна находиться между уровнем, на котором принимаются политические и стратегические решения в виде законов, и уровнем разработки конкретных технических систем. В качестве методической основы для создания такой теории предлагается использовать нелинейную динамику. Но верность этого положения не доказана даже для таких катастроф, как землетрясение, наводнение, снежная лавина и др., где происходит накопление энергии или массы с последующим их быстрым освобождением.

В настоящее время требованиям по безопасности гидротехнических сооружений (ГТС) придается очень большое значение. ГТС являются потенциально опасными объектами, на которых имеют место отказы и аварии, нередко сопровождающиеся человеческими жертвами и большим материальным и экологическим ущербом. Мелкие и крупные повреждения и аварии различного характера происходят почти на 5% существующих в мире плотин, а 15 – 30 % плотин вызывают сомнения в их надежности. Все это говорит о важности и актуальности мероприятий по оценке и обеспечению надежности, безопасности и риска ГТС.

Для упрощения задачи расчета техногенного риска с учетом экологических и социальных последствий общая картина последствий наступления опасного события на объекте обычно максимально схематизируется. Во многих случаях анализа и оценки неэкономического риска опасность ограничивается исключительно социальными последствиями, причем только с возможным летальным исходом. При расчетах экономического риска ущерба обычно ограничиваются только прямыми убытками. Применительно к напорным гидросооружениям заслуживают внимания предложения определять риск только как вероятность наступления опасного техногенного события в заданный период времени. Действительно, для любого из режимов загрузки напорного гидротехнического сооружения (гидрологического, статического, сейсмического) часто последствия аварии фактически не зависят от ее формы. Например, последствия от прорыва напорного фронта грунтовой плотины, вызван ли он обрушением откоса в результате сейсмических воздействий и разжижения грунтов в основании, переливом воды из-за избыточных деформаций на гребне либо отказа водосбросных сооружений, суффозии либо любых других причин принципиально не отличаются. В таких случаях сама вероятность разрушения плотины может использоваться как суррогатное представление риска, что, в частности, может оказаться весьма полезным при сопоставлении возможности реализации различных форм аварии и выбора среди них наиболее вероятных по их относительному вкладу в полную вероятность аварии. Экологические и экономические последствия прорыва напорного фронта от различных причин обычно сопоставимы. Социальные последствия также могут быть сопоставимы, особенно в тех случаях, когда количество жертв относительно слабо зависит от времени, отпущаемого на оповещение riskующих и на эвакуацию. При такой постановке задачи анализ и оценка риска существенно упрощаются, поскольку нет необходимости оценивать и учитывать при расчетах риска количество потенциальных жертв, экономические и экологические потери и ущербы. Это упрощающее допущение вполне приемлемо в тех случаях, когда существенно различия в вероятностях наступления опасных событий соответствуют различиям по риску либо когда последствия настолько катастрофические, что их трудно оценить.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Соложенцев Е.Д.** Сценарное логико-вероятностное управление риском в бизнесе и технике. СПб.: Издательский дом «Бизнес-пресса». 2004.
2. **Environmental Encyclopedia.** Detroit. 1994.
3. **Hallenbeck W.H.** Quantitative Risk Assessment for Environmental and Occupational Health. Boca-Raton. 1993.
4. **СНиП 33-01-2003.** Гидротехнические сооружения. Основные положения. М.: Госстрой России. 2004.
5. **СНиП 2.06.01-86.** Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования / Госстрой СССР. М.: ЦИПТ Госстроя СССР. 1989.
6. **Огородников В.П.** Логика. Законы и принципы правильного мышления. СПб.: Питер. 2004.
7. **Шеко А.И., Круподеров В.С.** Оценка опасности и риска экзогенных геологических процессов // Геоэкология. 1994. № 3. С. 53–59.
8. **Rowe W.D.** An Anatomy of Risk. Malabar. Florida. 1988.
9. **Рябинин И.А.** Надежность и безопасность структурно-сложных систем. СПб.: Политехника. 2000.
10. **Векслер А.В., Ивашинцов Д.А., Стефанишин Д.В.** Надежность, социальная и экологическая безопасность гидротехнических объектов. Оценка риска и принятие решений. СПб.: Изд-во ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». 2002.
11. **Печенин Н.К.** Концепция управляемого риска на исторических примерах // Альтернативная энергетика и экология. 2000. №1. С. 116-129
12. **Управление риском: Риск. Устойчивое развитие. Синергетика** // серия Кибернетика: неограниченные возможности и возможные ограничения. М.: Наука. 2000.

УЧЕТ СОЦИАЛЬНЫХ ПОСЛЕДСТВИЙ АВАРИЙ И НАРУШЕНИЙ ПРИ ПРИНЯТИИ РЕШЕНИЙ ПО ОБЕСПЕЧЕНИЮ НАДЕЖНОСТИ И БЕЗОПАСНОСТИ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ГТС

Знание индивидуального риска не позволяет судить о масштабе последствий катастроф, связанных с авариями и нарушениями на ГТС. Как правило, в таких случаях угрозам подвергаются группы людей (социумы), объединенные по профессиональному признаку, месту проживания и т. д. Поэтому оценки обобщенного социального риска по тому или иному фактору либо опасности могут нести существенно большую информацию о безопасности объекта и реальной степени угрозы для людей в результате аварий и нарушений.

Социальный риск в отличие от индивидуального более реально воспринимается и оценивается общественностью. Как отдельные индивидуумы, так и общественность в целом игнорируют аварии, в которых могут погибнуть единицы, тогда как потенциальная возможность аварий, которые сопровождаются гибелью многих людей, обращает на себя более серьезное внимание как индивидуумов, так и общественности. Причем главную роль здесь играет не обеспокоенность индивидуума за других, а как раз опасение каждого индивидуума самому оказаться в группе риска.

Учитывая сказанное, можно сделать вывод, что устанавливать какие-то допускаемые значения социального риска по летальным исходам, в принципе, недопустимо и невозможно, поскольку в идеале масштаб последствий должен ограничиваться отдельными индивидуумами, а оценки должны стремиться к индивидуальному риску. В этом случае можно говорить о некоторой тупиковой ситуации, когда, с одной стороны, для обеспечения безопасности объекта основное внимание следует уделять ограничению социального риска, с другой – масштаб последствий минимизировать, то есть сводить его к масштабу последствий индивидуального риска. Выход из складывающейся ситуации видится следующим. Необходимо одновременно изучать социальный и индивидуальный риски, и, исходя из масштаба социальных последствий, снижать значения допускаемого индивидуального риска аварий и нарушений.

В некоторой мере это положение иллюстрируется “достигнутыми” к настоящему времени уровнями социальных последствий техногенных и природных катастроф, которые существуют независимо от того, принимает их общество или нет. Отмечается тенденция увеличения приведенных индивидуальных рисков (произведений мер социальных последствий на вероятности событий) по мере увеличения катастрофичности события для большинства природных и техногенных катастроф. Это говорит о том, что

прогресс в ограничении социального риска может наблюдаться уже при выполнении требования равенства приведенного индивидуального риска для различных социальных последствий независимо от вероятности событий.

Ограничение социального риска для обеспечения техногенной безопасности может быть полезно с двух точек зрения. Во-первых, учитывается реальная опасность для определенного количества людей, которую стремятся свести к минимуму. Во-вторых, увеличение количества рискующих, независимо от причины их попадания в группу риска (например, увеличилось число проживающих в населенном пункте, вырос производственный коллектив), потребует пересмотра допустимых уровней индивидуального риска и разработки мер по его снижению, что, несомненно, приведет к повышению надежности и безопасности объекта.

Все сказанное здесь относится прежде всего к социальному риску, связанному с летальными исходами и здоровьем людей. Что касается других факторов социального риска, таких как переселение, эвакуация, безработица и т. д., то здесь ограничение социального риска возможно и с привлечением экономических методов.

Значительную, иногда решающую, роль в продвижении гидротехнических проектов (ГТП) может играть общественное мнение. Примером этому в России служат общественно-политические события вокруг строительства Комплекса защиты от наводнений Санкт-Петербурга и проекта Катунской ГЭС [1, 2]. Одной из причин негативного отношения людей к строительству того или иного гидротехнического комплекса может быть необъективная или недостаточная информация о проектируемом либо строящемся объекте.

При реализации ГТП важно еще на стадии проектирования снизить социальную напряженность и нейтрализовать эмоционально-психологическую реакцию людей, проживающих в регионе будущего строительства. В идеале необходимо довести до каждой семьи, каждого человека, находящегося в зоне влияния ГТС, информацию о ходе разработки проекта, принимаемых решениях, положительных и отрицательных последствиях создания водохранилища, мероприятиях, позволяющих снизить негативное воздействие, то есть нужно сделать так, чтобы принимаемые решения были понятны населению. При этом важно иметь в виду, что чем раньше будет осуществлен социально-экологический мониторинг, проведена разъяснительная работа, тем более действенными будут результаты [1, 3 – 5].

Такой подход применяется во многих странах мира и обозначается термином *партиципация*. Использование этого подхода в российской практике позволит местному населению лучше понять планы проектировщика, а последнему, при необходимости, внести в проект нужные коррективы.

В основе *социологического метода* управления риском лежит анализ данных социологических опросов населения и экспертов-профессионалов по различным областям знания. Целью метода является установление социальных предпочтений, включая субъективный фактор. Основное преимущество метода – непосредственное участие населения в управлении риском.

При использовании социологического метода необходимо учитывать специфические особенности восприятия риска и выгод различными категориями населения и специалистами. В большинстве случаев отсутствует строгая корреляция между степенью риска и степенью выгоды

той или иной технологии, того или иного занятия. Иногда общество благосклонно принимает весьма опасные виды деятельности с сомнительными выгодами и, наоборот, настороженно относится к действительно выгодным технологиям. Характерно также, что население имеет более согласованное мнение о выгодности, чем о риске. Особенно обостренно рядовые граждане воспринимают малоизвестные, слабоизученные и недобровольные виды риска, а также опасности, которые могут вести к катастрофическим событиям.

Рыночные и маркетинговые исследования свидетельствуют также о том, что общественное мнение может сыграть не только отрицательную, но и положительную роль в продвижении и реализации того или иного мероприятия или проекта. Выявление и формулирование спорных вопросов совместно с общественностью и местными властями, решение спорных вопросов на основе конструктивных компромиссов позволяет избежать «социальных отказов» [6] при реализации ГТП и выработать базу принятия социально приемлемых решений в каждом конкретном случае.

При проведении социологических опросов целесообразно осуществлять сегментацию и дифференциацию населения по различным социальным группам. Учет дифференциации населения на социальные группы является важным элементом при проведении социологических исследований, так как приоритеты разных групп могут существенно различаться.

Таким образом, социологический метод позволяет учесть общественное мнение, но только в настоящем. К тому же этому методу присущи определенные смещения в оценках субъективного характера, особенно когда риск изучен слабо либо информация о нем недостаточна для восприятия общественностью.

Под принятием решения понимается двуединая задача: выбор одной или несколько альтернатив из множества возможных (вариантов решений);

процесс (алгоритм) осуществления такого выбора [1].

С точки зрения рационализации процесса принятия решений в природопользовании важно формализовать проблему и соответствующие процедуры (алгоритмы) наиболее полным образом, чтобы по возможности исключить элементы интуитивного (субъективного) выбора решений.

Известные способы формализации принятия инженерных решений с учетом состояний окружающей среды предусматривают наличие трех элементов [1, 7]:

четко сформулированной цели;

множества взаимоисключающих решений (альтернатив, вариантов) и правил выбора между ними оптимального;

множества определяющих факторов, оказывающих влияние на ожидаемые результаты (полезности, выгоды, опасности, риски, возможные состояния окружающей среды).

Какое конкретно состояние окружающей среды будет соответствовать рассматриваемому варианту, как правило, неизвестно. Это множество задается комбинациями по рассматриваемым вариантам (альтернативам) и состояниям окружающей среды. На полезность варианта указывает суммарный эффект от его реализации в том случае, если существует определенное состояние окружающей среды. Простейшей моделью принятия решения является так называемая матрица принятия решения (платежная матрица, матрица полезности).

При формализации процесса принятия решений по ГТП можно столкнуться с тремя степенями знания ситуации в природопользовании: достоверность информации; недостоверность (риск); неопределенность информации. Эти три степени информированности определяют три основных способа принятия решений [1, 4]:

- в условиях достоверности информации;
- в условиях недостоверности (риска);
- в условиях неопределенности.

Достоверность информации при принятии решений по ГТП предполагает знание будущего состояния окружающей среды. Такое упрощение реальности может основываться на следующих предположениях:

риск развития побочных эффектов невелик, и при существующих обстоятельствах им можно пренебречь;

риск значителен, но его определение затруднено, и его относят к фактическим ущербам, или же ожидаемые потери от непринятия рассматриваемого решения будут еще выше.

При достоверности используется процедура чувствительного (чувствительного) анализа последствий принятия решения. Риск выбора неправильного решения устанавливается путем прямого анализа чувствительности параметров окружающей среды. С экономической точки зрения задача обычно сводится к оценке стабильности выбранного экономического критерия оптимизации; при этом важно обеспечить и экономическую стабильность самого решения, а именно, несущественное изменение функций полезностей рассматриваемого варианта при существенных изменениях параметров окружающей среды.

Алгоритм принятия решения с учетом социально-экологических требований при чувствительном анализе может быть следующим:

1) устанавливаются социальные и экологические факторы, потенциально влияющие на выбор решения; при этом используется информация по эксплуатируемым объектам в сходных природных и социально-экономических условиях, а также различные экспертные оценки;

2) выбираются измеряемые параметры, характеризующие каждый из установленных факторов и формируются компоненты критерия оптимизации: технико-экономические, экологические и социальные;

3) определяются диапазоны, в которых могут находиться фактические значения выбранных компонент критерия оптимизации; в общем случае информация о разбросе значений компонент критерия оптимизации может представляться функциями распределения;

4) производится чувствительный анализ влияния компонент на значение критериальной функции и оцениваются диапазоны ее изменения по каждой из компонент;

5) устанавливаются приоритеты среди факторов, определяющих выбор решения; отмечаются пути стабилизации оптимального решения;

6) при необходимости чувствительный анализ повторяется при стабилизированных значениях компонент критерия оптимизации и делаются окончательные выводы о правильности выбранного решения.

Недостоверность информации при принятии решений по ГТП подразумевает знание вероятностей возможных состояний окружающей среды. При этом количественное определение риска неблагоприятных последствий реализации проекта для окружающей среды является непосредственной составной частью расчета потерь по вариантам.

В менее сложных ситуациях природопользования рациональное решение может быть найдено путем дополнения потерь, рассчитанных в условиях достоверности, риском, связанным с реализацией вариантов. В других случаях речь может идти о самостоятельной оценке риска.

Как известно, процедура принятия решения с учетом риска включает в себя его оценку (анализ) и управление риском. Алгоритм принятия решения может быть следующим:

1) выявление опасностей, связанных с реализацией решений; установление источников риска и объектов (зон) приложения потенциальных угроз;

2) определение основных видов угроз (неблагоприятных воздействий на окружающую среду) по выявленным опасностям; формирование полной группы событий по каждому из воздействий;

3) анализ возможных социально-экологических последствий реализации решений; установление стандартов (нормативов) и социально-экологических требований, определяющих безопасное состояние экосистем и социумов, а также безопасность отдельных индивидуумов;

4) анализ факторов риска и оценка подверженности, то есть реального проявления угроз в окружающей среде;

5) количественная оценка обобщенного риска по установленным факторам;

6) сравнение характеристик риска с целью установления приоритетов среди факторов риска, последствий реализации решения, потенциальных воздействий на окружающую среду и опасностей;

7) определение путей минимизации риска при заданных ограничениях по использованию природно-экологических, социальных и материальных ресурсов;

8) сопоставление “рисковых” и “нерисковых” эффектов и выбор приемлемого (оптимального) варианта.

Под *неопределенностью* в природопользовании при реализации ГТП понимается не полное отсутствие каких-либо знаний о возможных состояниях окружающей среды, так как это в принципе исключает рациональное решение, а незнание вероятностей состояний или невозможность их получения аналитическим или же логическим путем.

При принятии решения по ГТП в условиях неопределенности можно использовать три способа [1]:

1) получить данные, позволяющие осуществить вероятностное описание состояний окружающей среды, и таким образом перевести задачу на уровень решения при недостоверности (риске);

2) провести экспертный анализ вероятностей состояний окружающей среды, что также приводит к принятию решения в условиях риска;

3) применить правила выбора (критерии), не требующие знания вероятностей состояний окружающей среды.

Выбранный вариант решения по ГТП обычно не является окончательным: изменение условий окружающей среды и целей всегда может поставить вопрос о его корректировке. Корректировка (управление решением) является важным условием успешной реализации принятого решения на практике.

В процессе организации строительства ГТС проектировщикам и строителям необходимо решить целый ряд задач, связанных с поиском оптимальных решений, в том числе и с учетом социальных и экологических факторов: взаимного размещения объектов строительного хозяйства

и поселка строителей с основными сооружениями гидроузла; определения оптимальных параметров и мощностей объектов строительного хозяйства; выбора рациональной компоновки и блокировки отдельных предприятий; выбора типа конструкций объектов подготовительного периода; выбора наиболее рациональных схем размещения внутрипостроечных автомобильных и железных дорог, других транспортных схем; решения вопросов продолжительности строительства и формирования рабочих коллективов; определения наиболее приемлемых для конкретных условий строительства схем организации и управления строительным производством; оптимизации организационной структуры подразделений строительства и др. [1].

Решение большинства перечисленных задач происходит в условиях невозможности экспериментальной проверки различных гипотез и предположений, обеспечивающих обоснованное принятие решений, в том числе и в части учета влияния различного рода организационных мероприятий на социально-экологические последствия ведения строительства. Характерной особенностью гидротехнического строительства является его масштабность, структуризация и иерархичность задач, зависимость от большого количества разнообразных факторов, имеющих вероятностную природу, что превращает процесс строительства ГТС в сложную вероятностную систему, которой присущи все закономерности, характерные для сложных систем с вероятностными законами развития [7].

В настоящее время, в связи с недостаточной изученностью социальных проблем организации и технологии строительства, его стратегия формируется на основе решений локальных экономических задач оптимизации отдельных процессов или этапов строительного производства. В качестве локальных критериев оптимальности используются продолжительность возведения ГТС, размер трудовых затрат, затраты основных материальных ресурсов, различного рода стоимостные показатели. Численная реализация осуществляется в рамках различных моделей: статистических, имитационных, сетевых, математического программирования [1].

Применение системного подхода к анализу процессов организации гидротехнического строительства позволяет расширить возможности их изучения и оптимизации, в том числе и за счет более полного учета социально-экологических факторов при решении следующих вопросов: отчуждения земель и переселения людей; найма и создания социально приемлемых условий работы; воздействия строительства на окружающую среду; охраны труда; взаимодействия с местным населением и др. [1].

Успешному разрешению многих социальных, экологических и экономических проблем способствуют мероприятия ввода ГТС на возможно более ранних стадиях его строительства. В качестве таких мероприятий выступают пусковые комплексы (ПК), отвечающие завершению определенного этапа строительного-монтажных работ, после которого достигается экономический эффект хотя бы у одного из участников водохозяйственного комплекса.

Применительно к ГЭС весьма часто важно обеспечить введение энергетических ПК, которые позволяют существенно ускорить отдачу капиталовложений еще до окончания строительства всего гидроузла за счет ранней выдачи мощности и электроэнергии.

Энергетические ПК ГЭС, как правило, связаны с поэтапным вводом в эксплуатацию гидроагрегатов на пониженных напорах. Схемы выдачи мощности на пониженных напорах, наряду с получением экономического эффекта, способствуют и социальной адаптации ГТС, однако они требуют

дополнительных капиталовложений и ежегодных издержек на сооружение и эксплуатацию временных водопроводящих трактов, сменного гидроэнергетического и электротехнического оборудования и на другие цели. Кроме того, при обосновании ПК необходимо учитывать ущербы, обусловленные отклонениями в технологии и организации производства работ.

В общем случае, экономическая целесообразность введения в действие j -го ПК должна отвечать соотношению

$$\Phi_j = \sum_{\tau=1}^{T_j} (B_{j\tau} - K_{j\tau} - I_{j\tau} - R_{j\tau}) > 0, \quad (1)$$

где $B_{j\tau}$ – суммарные экономические выгоды эксплуатации j -го ПК в характерный период τ ; $K_{j\tau}$ и $I_{j\tau}$ – дополнительные капитальные вложения и ежегодные издержки по ПК в период времени τ ; $R_{j\tau}$ – приведенные к T_j обобщенные риски ущербов от введения в строй j -го ПК; T_j – срок службы j -го ПК от начала введения в эксплуатацию.

По каждой k -й схеме выдачи мощности в строительный период могут быть обоснованы n пусковых комплексов (обычно не более 3-х). Для выбора схемы выдачи мощности ГЭС и обоснования числа и параметров ее ПК можно воспользоваться методом сравнительной экономической эффективности капитальных вложений и ежегодных издержек. Тогда критерий оптимальности k -той схемы, числа n^k и вектора параметров $p_j^k (j = 1, 2, \dots, n^k)$ соответствующего ПК может быть записан

$$\Phi_j = \sum_{j=1}^{n^k} \sum_{j=1}^{T_j^k} \left\{ \sum_{r=1}^{r^*} [B_{rj\tau}^k(p_j^k) - R_{rj\tau}^k(p_j^k)] + \sum_{s=1}^{s^*} [B_{sj\tau}^k(p_j^k) - R_{sj\tau}^k(p_j^k)] - (K_{j\tau}^k + I_{j\tau}^k) \right\} \rightarrow \max, \quad (2)$$

где $k = 1, 2, \dots$ – номера (варианты) схем выдачи мощности ГЭС в строительный период τ ; $B_{rj\tau}^k(p_j^k)$ и $R_{rj\tau}^k(p_j^k)$ – прямые выгоды и потери у r участников водохозяйственного комплекса (ВХК) при эксплуатации j -го ПК в период τ по k -й схеме; r^* – общее количество участников ВХК; $B_{sj\tau}^k(p_j^k)$ и $R_{sj\tau}^k(p_j^k)$ – косвенные выгоды и потери по экологическим и социальным факторам влияния j -го ПК в период τ по k -й схеме; $K_{j\tau}^k$ и $I_{j\tau}^k$ – дополнительные капитальные вложения и ежегодные издержки по j -м ПК в период τ по k -й схеме; s^* – количество социально-экологических факторов влияния.

Фигурирующие в (2) выгоды, потери, капитальные вложения и издержки определяют как дополнительные по отношению к варианту ввода ГЭС без выдачи мощности в строительный период.

Выводы

1. Реализация гидротехнических проектов должна предусматривать комплекс мероприятий, позволяющих снизить социальную напряженность населения, проживающего в зоне влияния ГЭС, посредством осуществления социально-экологического мониторинга.

2. Принятие решений по обеспечению надежности и безопасности эксплуатируемых ГЭС должно учитывать социально-экологические факторы. Процедура принятия решений включает оценку (анализ) и управление риском, а также выгоды и потери для различных вариантов ввода и эксплуатации ГЭС.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Векслер А.Б., Ивашинов Д.А., Стефанишин Д.В.** Надежность, социальная и экологическая безопасность гидротехнических объектов: оценка риска и принятие решений. СПб: Изд-во ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». 2002.
2. **Каякин В.В., Мулина А.В., Дмитриева И.Л.** Уроки экспертизы проекта Катунской ГЭС // Гидротехническое строительство. 1993. № 10. С. 12-19.
3. **Каякин В.В., Мулина А.В.** Социально-экологический мониторинг при гидротехническом строительстве // Гидротехническое строительство. 1993. № 3. С. 2-8.
4. **Кини Р.** Размещение энергетических объектов / Пер. с англ. М.: Энергоатомиздат. 1983.
5. **Side-Effects of Water Resources Management** / Edited by A. Volker, J.C. Henry. IAHNS Publication. No. 172. 1988.
6. **Федоров М.П., Шилин М.Б., Ивашинов Д.А.** Экологический инжиниринг в гидротехнике. СПб: Изд-во ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». 1995.
7. **Страшкраба М., Гнаук А.** Пресноводные экосистемы. Математическое моделирование / Пер. с англ. М.: Мир. 1989.

ОЦЕНКА РИСКА ПЕРЕЛИВА ВОДЫ ЧЕРЕЗ ГРЕБЕНЬ ПЛОТИНЫ ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ МЕТОДОМ СТАТИСТИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ

Перелив воды через гребень является одной из основных причин аварийных ситуаций, которые могут возникнуть на плотинах из грунтовых материалов. Так, по данным СИГБ [1], для плотин из грунтовых материалов в 31% случаев перелив воды через гребень является первоначальной причиной аварий и в 18% случаев – вторичной. Поэтому при обосновании надежности и безопасности плотин оценка риска перелива воды через гребень является одним из важнейших этапов расчетов.

Наиболее полный анализ современных подходов к данной проблеме дан в монографиях [2, 3], в которых приведена исчерпывающая библиография по изучаемому вопросу. Возможными причинами перелива воды через гребень плотины являются следующие:

- 1) пропуск паводка с максимальным расходом воды, превышающим расчетный;
- 2) воздействие ветровых волн и ветрового нагона воды при скорости ветра, превышающей расчетную;
- 3) воздействие гравитационной волны, возникающей в водохранилище в случае образования в нем сеймотектонических деформаций при землетрясениях, если интенсивность сейсмических воздействий превышает расчетную;
- 4) воздействие обвально-оползневой волны, высота которой превышает расчетную;
- 5) неготовность водосбросных сооружений к пропуску расчетного паводка, связанная с отказом механического оборудования, ухудшением гидравлических условий, засорением отверстий, ошибками эксплуатационного персонала ввиду его недостаточной квалификации и др.;
- 6) внезапная осадка гребня плотины из грунтовых материалов, при которой может реализоваться перелив воды;
- 7) неготовность плотины по высоте вследствие незавершения строительства, реконструкции, восстановления.

Первые четыре причины обусловлены природными факторами, остальные три – факторами, связанными с человеческой деятельностью (ошибки и недостаточная квалификация эксплуатационного персонала, ошибки при выполнении инженерных изысканий и проектировании, ошибки, допускаемые в процессе организации и проведения работ и др.).

В настоящей работе рассматриваются причины, обусловленные только двумя природными факторами: повышением уровня воды в водохранилище при пропуске паводка и волновыми и нагонными явлениями, возникающими под воздействием ветра.

Нормативная методика оценки надежности и безопасности плотин из грунтовых материалов по условию перелива воды через гребень. Действующими нормами проектирования [4 – 6] для обеспечения надежности и безопасности плотин по условию недопущения перелива

воды регламентируется подход, основанный на следующих основных положениях.

1. Рассматриваются два статических уровня воды в водохранилище: нормальный подпорный уровень (НПУ), при котором осуществляется пропуск максимального расхода воды для основного расчетного случая, и форсированный подпорный уровень (ФПУ), при котором осуществляется пропуск максимального расхода воды для поверочного расчетного случая.

2. Определяется возвышение гребня плотины h_s над каждым из указанных статических уровней воды в водохранилище по формуле

$$h_s = \Delta h_{\text{set}} + h_{\text{run } 1\%} + a, \quad (1)$$

где Δh_{set} – ветровой нагон воды в водохранилище; $h_{\text{run } 1\%}$ – высота наката ветровых волн обеспеченностью 1% в системе волн; a – запас возвышения гребня плотины.

Ветровой нагон воды Δh_{set} и высота наката волн на откос $h_{\text{run } 1\%}$ определяются в соответствии с нормами проектирования для скоростей ветра, обеспеченность которых также регламентируется этими нормами. Запас a для плотин из грунтовых материалов всех классов принимается не менее 0,5 м.

3. Принимается наиболее высокая отметка гребня из двух полученных значений возвышения гребня.

Определение высоты наката волны на откос и высоты ветрового нагона волны (для принятого статического уровня воды перед плотиной при заданной скорости ветра) в соответствии с действующими нормами проектирования может осуществляться в следующей последовательности.

1. Находятся средняя глубина воды в водохранилище H и длина разгона волны L , соответствующие рассматриваемому статическому уровню.

2. Вычисляется средняя высота волны \bar{h} по эмпирической формуле, приведенной в работе [7] (в [5] имеются соответствующие графики),

$$\frac{g \bar{h}}{V^2} = 0,16 \left[1 - \left(1 + 0,006 \sqrt{\frac{gL}{V^2}} \right)^{-2} \right] th \left[\frac{0,625 \left(\frac{gH}{V^2} \right)^{0,8}}{1 - \left(1 + 0,006 \sqrt{\frac{gL}{V^2}} \right)^{-2}} \right]. \quad (2)$$

3. Определяется средний период волн \bar{T} по эмпирической формуле, приведенной в работе [7] (в [5] имеются соответствующие графики),

$$\frac{g \bar{T}}{V^2} = 3,1 \cdot 2\pi \left(\frac{g \bar{h}}{V^2} \right)^{0,025}. \quad (3)$$

4. Находится средняя длина волн $\bar{\lambda}$ по формуле [5]

$$\bar{\lambda} = \frac{g \bar{T}^2}{2\pi}. \quad (4)$$

5. Вычисляется высота волны обеспеченностью 1% в системе волн $h_{1\%}$ (для высоты волны принимается распределение Вейбулла) по эмпири-

ческой формуле, приведенной в работе [7] (в [5] приведены соответствующие графики),

$$\frac{h_{1\%}}{\bar{h}} = \frac{[-\ln(P_w)]^{0,001\left(\sqrt{\frac{gL}{V^2}+390}\right)}}{\Gamma\left[0,001\left(\sqrt{\frac{gL}{V^2}+390}\right)+1\right]}, \quad (5)$$

где $P_w = 0,01$ – обеспеченность высоты волны; Γ – обозначение гамма-функции.

б. Определяется высота наката волны на откос $h_{\text{run}1\%}$ по формуле [5]

$$h_{\text{run}1\%} = k_r k_p k_{sp} k_{\text{run}} h_{1\%}, \quad (6)$$

где k_r и k_p – коэффициенты шероховатости и проницаемости откоса, принимаемые в зависимости от конструкции крепления; k_{sp} – коэффициент, принимаемый в зависимости от скорости ветра и заложения откоса; k_{run} – коэффициент, определяемый по формуле, приведенной в работе [8] (в [5] имеются соответствующие графики),

$$k_{\text{run}} = 1,2 \cos \alpha \sqrt{\frac{\bar{\lambda}}{h_{1\%} (1 + \text{ctg} \varphi)}}, \quad (7)$$

где α – угол между лучом волны и нормалью к урезу воды; φ – угол наклона откоса к горизонту.

7. Находится высота ветрового нагона воды Δh_{set} по формуле [5]

$$\Delta h_{\text{set}} = k_w \frac{V^2 L}{gH} \cos \alpha, \quad (8)$$

где k_w – коэффициент, принимаемый в зависимости от расчетной скорости ветра.

Постановка задачи по оценке вероятности перелива воды через гребень плотины из грунтовых материалов. Решение задачи о вероятности перелива воды через гребень плотины P_{OVT} сводится к определению вероятности события, состоящего в том, что отметка уровня воды перед плотиной Z достигнет отметки гребня плотины $Z_{\text{ГП}}$, то есть

$$P_{\text{OVT}} = P(Z \geq Z_{\text{ГП}}), \quad (9)$$

где $P(Z \geq Z_{\text{ГП}})$ – вероятность реализации условия $Z \geq Z_{\text{ГП}}$.

Случайная величина Z представляет собой сумму трех случайных величин: отметки статического уровня воды перед плотиной Z_Q , обусловленной максимальным паводковым расходом, высоты наката волны на откос h_{run} и высоты ветрового нагона воды Δh . Распределение случайной величины Z_Q определяется с учетом трансформации паводка в водохранилище и обычно устанавливается при проектировании гидроузла. Величины h_{run} и Δh являются функциями двух случайных величин: скорости ветра V и статического уровня воды перед плотиной Z_Q . Распределение величины V обычно устанавливается при проектировании гидроузла. Для определения распределений величин h_{run} и Δh могут быть использованы нормативные зависимости этих величин от скорости ветра, длины разгона волны, глубины водохранилища, заложения верхового откоса плотины и его конструкции.

Исходные данные, необходимые для определения вероятности перелива воды через гребень плотины. При выполнении вероятностных расчетов особую важность приобретает достоверность статистической исходной информации. Для расчетов по оценке вероятности перелива воды че-

рез гребень плотины достоверная исходная статистическая информация может быть получена на основе проектных данных для проектируемых сооружений или правил эксплуатации для существующих сооружений. Для выполнения таких расчетов необходимы следующие исходные данные.

1. Распределение случайной величины – статического уровня воды перед плотиной Z_Q , определяемой с учетом трансформации паводка в водохранилище, $P_{Z_Q} = P_{Z_Q}(Z_Q)$. Такое распределение может быть получено на основе гидрологических и водохозяйственных расчетов. При этом для нескольких значений максимальных расходов различной обеспеченности определяются значения расходов воды с учетом трансформации паводка в водохранилище и соответствующие статические уровни воды перед плотиной. Достоверность получаемого таким образом распределения не ниже достоверности определения отметки ФПУ и соответствующего трансформированного расхода воды, которые обычно находятся при проектировании гидроузла. На рис.1 показано распределение $P_{Z_Q} = P_{Z_Q}(Z_Q)$ для Киевской ГЭС, полученное на основе данных, приведенных в [9]. Такая форма распределения связана с тем, что случайная величина Z_Q представляет собой максимальный ежегодный уровень воды в водохранилище, значения которого обычно не менее НПУ.

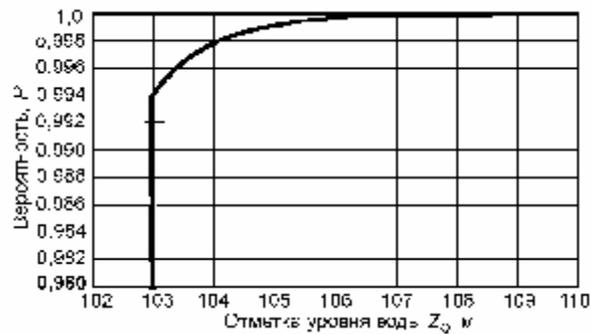


Рис.1. Кривая распределения статического уровня воды перед земляной плотиной Киевской ГЭС

2. Распределение случайной величины – скорости ветра V , то есть $P_V = P_V(V)$. Параметры этого распределения определяются при проектировании гидроузла. Распределение $P_V = P_V(V)$ для Киевской ГЭС, полученное на основе данных метеостанции Вышгород, показано на рис. 2.



Рис. 2. Кривая распределения максимальной скорости ветра по метеостанции Вышгород

3. Зависимость средней глубины воды в водохранилище от статического уровня воды в водохранилище Z_Q , то есть $H = H(Z_Q)$. Эту зависимость всегда получают при проектировании гидроузла.

4. Зависимость длины разгона волны L от статического уровня воды в водохранилище Z_Q , то есть $L = L(Z_Q)$. Эту зависимость всегда получают при проектировании гидроузла.

5. Конструктивные данные по плотине (отметка гребня плотины $Z_{ГП}$, коэффициент заложения верхового откоса $\text{ctg}\phi$, данные о шероховатости и проницаемости откоса). Эти данные считаются известными.

Расчет вероятности перелива воды через гребень плотины из грунтовых материалов методом статистических испытаний (Монте-Карло). При решении задач по оценке надежности гидротехнических сооружений обычно используется два метода: метод статистических испытаний и метод статистической линеаризации. Может быть применен также метод статистической параболизации [10, 11], который дает более точные результаты по сравнению с методом статистической линеаризации. Для выполнения расчетов по оценке вероятности перелива воды через гребень плотины наиболее удобным представляется метод статистических испытаний, который и используется в настоящей работе.

В соответствии с методом Монте-Карло выполняется n испытаний.

Принята следующая последовательность расчетов при каждом испытании.

1. Задаются равномерно распределенной в интервале от 0 до 1 случайной вероятностью отметки уровня воды перед плотинной P_Q , обусловленной максимальным паводковым расходом.

2. По значению P_Q определяется квантиль – отметка статического уровня воды перед плотинной Z_Q , обусловленная максимальным паводковым расходом, по зависимости $P_{ZQ} = P_{ZQ}(Z_Q)$.

3. По известной отметке Z_Q находят значения длины разгона волны L и средней глубины воды в водохранилище H , пользуясь известными зависимостями $L = L(Z_Q)$, $H = H(Z_Q)$.

4. Задаются равномерно распределенной в интервале от 0 до 1 случайной вероятностью скорости ветра P_V .

5. По значению P_V определяется квантиль – скорость ветра V .

6. Используя нормативную методику, по известным значениям длины разгона волны L , средней глубины воды в водохранилище H и скорости ветра V находится значение высоты наката волны на откос h_{run} и высоты ветрового нагона воды Δh .

По формулам (2) – (6) и (8) находятся средние значения высоты \bar{h} , периода \bar{T} , длины $\bar{\lambda}$, высоты $h_{1\%}$ волн, высоты наката волны на откос $h_{\text{run}1\%}$ и высоты ветрового нагона Δh_{set} .

7. Определяется отметка уровня воды перед плотинной Z

$$Z = Z_Q + h_{\text{run}1\%} + \Delta h.$$

8. Проверяется выполнение условия $Z \geq Z_{ГП}$.

После выполнения всех n испытаний вычисляется вероятность перелива воды через гребень плотины P_{OVT} как отношение числа испытаний n_1 , при которых $Z_{увб} \geq Z_{гп}$, к числу всех испытаний n .

Следует отметить, что ввиду малости значений P_{OVT} , число статистических испытаний должно быть сравнительно большим, чтобы обеспечить достаточную достоверность получаемых значений.

В соответствии с изложенной методикой в ОАО «Укрэнергопроект» разработана компьютерная программа расчета вероятности перелива воды через гребень плотины из грунтовых материалов. По этой программе были выполнены расчеты по определению вероятности перелива воды через гребни земляных плотин гидроузлов Днепровского каскада ГЭС.

В качестве примера приводятся результаты расчетов по определению вероятности перелива воды через гребень земляной плотины Киевской ГЭС.

Выполнено 3 млн. статистических испытаний. Получено расчетное значение вероятности перелива воды через гребень плотины $P_{OVT} = 2,9 \cdot 10^{-4}$ 1/год. Вычислен 95%-ный доверительный интервал для вероятности перелива воды через гребень плотины $I = (2,7 \cdot 10^{-4}, 3,1 \cdot 10^{-4})$ 1/год.

Как видно из расчетов, для получения достаточно узкого доверительного интервала необходимо выполнить весьма значительное число статистических испытаний.

По результатам статистических испытаний может быть получено распределение уровня воды перед плотиной. Для этого по результатам выполненных статистических испытаний определяются математическое ожидание и центральные моменты случайной величины Z . Далее, пользуясь разложением в ряд Шарлье, можно получить распределение уровня воды перед плотиной $P_z = P_z(Z)$ (рис.3).

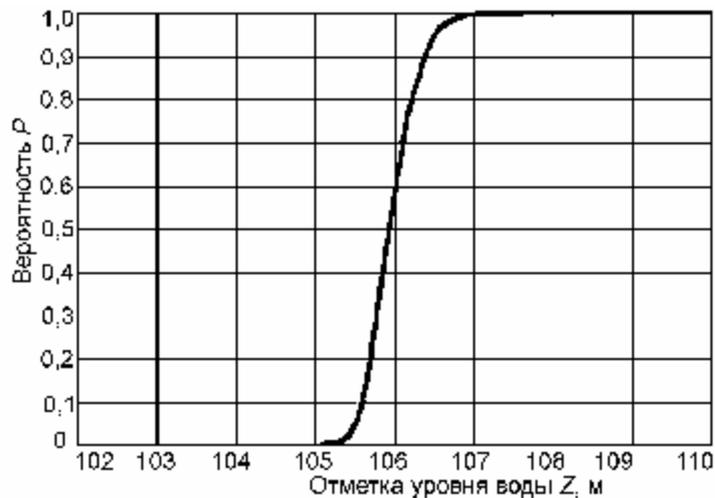


Рис.3. Кривая распределения уровня воды Z перед земляной плотиной Киевской ГЭС

Аналогичным образом можно выполнить оценку вероятности перелива воды через гребень бетонной плотины. При этом вместо высоты наката волны на откос необходимо определять возвышение волновой поверхности у плотины.

Выводы

1. Разработан сравнительно несложный алгоритм решения задачи об определении вероятности перелива воды через гребень плотины из грунтовых материалов методом статистических испытаний.
2. Разработана компьютерная программа расчета вероятности перелива воды через гребень плотины из грунтовых материалов методом статистических испытаний.
3. Предложенный подход может быть также использован при оценке вероятности перелива воды через гребень бетонной плотины.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **ICOLD**. Dam safety guidelines / Bulletin № 59. 1987.
2. **Вероятностные** методы оценки надежности грунтовых гидротехнических сооружений / Е.Н. Беллендир, Д.А. Ивашинцов, Д.В. Стефанишин и др. СПб.: Изд-во «ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева». 2003. Т. 1. 2004. Т. 2.
3. **Надежность** накопителей промышленных и бытовых отходов / С.В. Сольский, Д.В. Стефанишин, О.М. Финагенов, С.Г. Шульман. СПб.: Изд-во «ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева». 2006.
4. **СНиП 33-01-2003**. Гидротехнические сооружения. Основные положения / Госстрой России. М.: ФГУП ЦПП. 2004.
5. **СНиП 2.06.04-82***. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов) / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1986.
6. **СНиП 2.06.05-84***. Плотины из грунтовых материалов / Госстрой СССР. М.: АПП ЦИТП. 1991.
7. **Стрекалов С.С.** Обобщенный метод расчета параметров ветровых волн // Труды Союзморниипроекта. М. 1974. Вып. 36.
8. **Попов И.Я., Рябых В.М.** О высоте наката волны на откос // Труды координационных совещаний по гидротехнике. Л.: Энергия. 1969. Вып. 50.
9. **Правила** експлуатації водосховищ Дніпровського каскаду (Український науково-дослідний інститут водогосподарсько-екологічних проблем). Киев: Генеза. 2003.
10. **Вайнберг А.И.** Оценка надежности гидротехнических сооружений методом статистической параболизации // Материалы международного симпозиума: Гидравлические и гидрологические аспекты надежности и безопасности гидротехнических сооружений. СПб. 2002.
11. **Вайнберг А.И.** Применение метода статистической параболизации для оценки надежности и безопасности гидротехнических сооружений // Гідромеліорація та гідротехнічне будівництво. Збірник наукових праць. Рівне. 2005. Вип. 30.

О НЕКОТОРЫХ ОСОБЕННОСТЯХ ФОРМИРОВАНИЯ РАЗНОПЛОТНОСТНЫХ ТЕЧЕНИЙ В ПРОТОЧНЫХ ВОДОЕМАХ (К решению проблемы селективных водозаборных устройств ГЭС)

Строительство гидроузлов, расположенных в климатических зонах Сибири и Дальнего Востока с резко выраженными сезонными циклами, приводит к ряду нежелательных последствий, в частности, к значительно-му и весьма неблагоприятному изменению природных гидротермических условий в нижнем бьефе гидроэлектростанций в зимний и летний периоды [1 – 4]. Происходит это в связи с тем, что с учетом сработки водохранилища водоприемники турбинных трактов ГЭС заглубляют до отметок, где температура воды (вследствие плотностной стратификации) существенно отличается от температуры ее поверхностных слоев.

Прогноз развития гидроэнергетики в Сибири [5] предопределяет необходимость поиска эффективных средств обеспечения приемлемого по экологическим и эксплуатационным показателям гидротермического режима водотока в нижних бьефах ГЭС.

Помимо возможного, в редких случаях, решения данной проблемы в виде контрбьефа [1], наиболее подходящей основой разработок подобных средств является концепция поверхностного селективного водозаборного устройства, перспективный вариант которого разработан и запатентован (с учетом специфики эксплуатации ГЭС) в ОАО «ВНИИГ им.Б.Е.Веденеева» [2,6].

Эффективность работы этого устройства целиком определяется автономностью транзитного водопритока из поверхностного слоя температурно-стратифицированного водохранилища, в связи с чем исходными условиями проектирования (дизайн-критериями) устройства являются:

толщина поверхностного слоя воды с характерной температурой зимой и летом;

удельный расход или скорость водопритока, при достижении которых начинается вихревое перемешивание поверхностного и глубинных слоев, до этого гидравлически разделявшихся особой структурой в виде прослойки, часто называемой термоклин, в пределах которой наблюдается скачок скорости течений и температуры;

заданная глубина зимней сработки водохранилища.

С учетом этих факторов нами предлагается принципиально иной подход к решению рассматриваемой проблемы, во многом отличающийся от "классического", конструктивно ставшего стереотипным, водозаборного обустройства зданий ГЭС.

Прежде всего, предлагается отказаться от стационарного расположения водоприемников, которые во многих случаях должны находиться на береговом склоне, в связи с чем устраняются неизбежные ограничения в

выборе общей длины водоприемного фронта, исходя из величины напора и установленной мощности ГЭС.

Предлагаемый вариант водозаборного обустройства русловой ГЭС представлен на рис.1. Основными конструктивными элементами водоприемника являются находящиеся в пазах бычков плавучие шибберные затворы, устанавливаемые с помощью силовых приводов и блоковых систем на глубине, при которой обеспечивается водоприток из верхнего слоя водохранилища во вдольбереговую деривационный канал-коллектор и далее к турбинным трактам берегового здания ГЭС или водосбросному устройству.

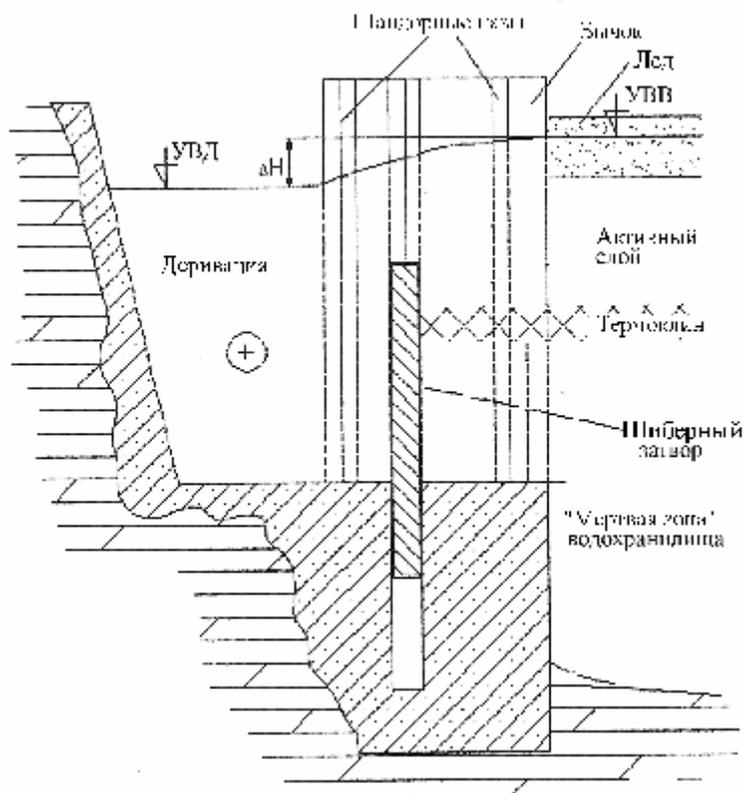


Рис. 1. Поперечный разрез берегового селективного водозаборного устройства (в схематической интерпретации)

Тем не менее, если установленная мощность средненапорной ($H \leq 50$ м) ГЭС не превышает 300 МВт, более приемлемым по технико-экономическим показателям может оказаться вариант селективного водозаборного устройства не деривационного, а пристанционного (прямоточного) типа (рис.2).

Однако при проектировании селективного водозаборного устройства в любом варианте необходимо заранее иметь четкое представление об условиях формирования гидротермического режима в будущем водохранилище и контурах его проточной области.

В связи с этим на предварительной стадии всестороннего рассмотрения перечисленных вопросов и поиска их решений был выполнен критический анализ сведений, содержащихся в публикациях и нормативно-методических материалах по данной тематике [7 – 11].

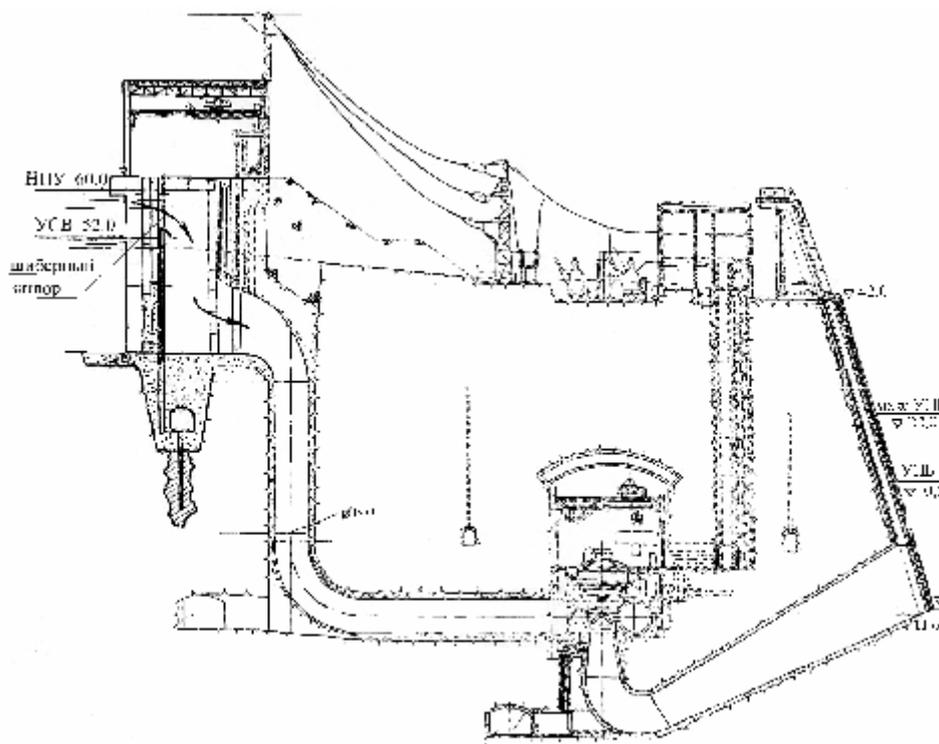


Рис. 2. Вариант возможного использования пристанционного селективного водоприемника в компоновочной схеме проточного тракта Усть-Хантайской ГЭС

Так, согласно Рекомендациям по термическому расчету водохранилищ, разработанных во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева [7], в годовом термическом цикле выделяется пять периодов: весеннее нагревание до 4°C , летнее нагревание от 4°C и выше, осеннее охлаждение до 4°C , предледоставное охлаждение ниже 4°C и зимний режим под ледяным покровом. Зимний период начинается с установления ледостава на водохранилище. Когда температура воды под ледяным покровом близка к нулю, а по глубине повышается, свободная конвекция отсутствует, а наличие ледяного покрова изолирует водную толщу от атмосферы и исключает ветровое перемешивание воды. В самом начале этого периода вертикальные градиенты температуры невелики, затем они возрастают. К.И. Россинский [8] несколько иным образом характеризует гидротермические процессы в водохранилищах, отмечая, что особенностью неглубоких водохранилищ является аномальное распределение температур по глубине в течение зимы*. Наиболее низкая температура наблюдается в начале зимы, затем происходит вторичное повышение температуры придонных слоев, связанное с теплообменом с дном водоема, а к концу зимы в таких водохранилищах устанавливается устойчивая обратная стратификация с температурой, близ-

* При анализе изменений температуры воды в водохранилищах условно принято их деление на мелкие и глубокие. К мелким, или неглубоким, водохранилищам относятся такие, в которых температура донных слоев воды меняется в течение года в значительных пределах и ее колебания соизмеримы с изменениями температуры воздуха за теплый период. К глубоким относятся водохранилища с малой годовой амплитудой колебания придонных температур ($2 - 3^{\circ}\text{C}$) [8].

кой к нулю у льда и более теплой у дна. В более глубоких водохранилищах температура глубинных и придонных слоев воды практически не изменяется и остается близкой к 4°C , что соответствует температуре наибольшей плотности воды. Таким образом, глубокие малопроточные водохранилища сохраняют в начале зимы значительный запас тепла в придонных слоях, и температура воды в таких водоемах в течение зимы меняется мало. К.И. Россинский также отмечает, что для глубоких проточных водохранилищ характерно образование упомянутой выше зоны температурного скачка (термоклина) при обратной стратификации зимой. Это связано с тем, что в результате расслоения находящейся в движении стратифицированной водной толщи образуются две области: верхняя, быстро текущая, и нижняя, застойная. Верхняя область, где вода находится в движении, быстро остывает, в то время как нижняя сохраняет температуру, близкую к температуре наибольшей плотности воды. Холодная вода как бы скользит по более плотной теплой воде нижних слоев, а с подходом холодной речной воды ко времени ледостава в водохранилище транзитное перетекание воды заметно усиливается.

Движение менее плотной воды по более плотной зимой при весьма малых удельных расходах в неглубоком водохранилище изучалось А.А. Сперанской [9] на Акуловском водохранилище, где на участке глубиной 9 м наблюдался рост осредненных скоростей течения от нижней поверхности льда вглубь потока. Например, на глубине 3 – 4 м скорости имели наибольшее значение (около 1 м/с), а при больших глубинах они резко уменьшались.

А.И. Тихомиров [10], проанализировав натурные данные по Ладожскому, Онежскому озерам, а также по озерам Байкал, Телецкому и Мичиган, отметил общее для них характерное распределение температур зимой, которое он назвал горизонтальной изотермией, то есть "такое состояние водоема, когда при обратной термической стратификации на соседних станциях, сколь угодно удаленных друг от друга, практически не удается на одном и том же горизонте установить различие температуры воды при обычной точности ее измерения до $0,1^{\circ}\text{C}$ ".

Но особенно важными представляются данные, полученные в результате натурных наблюдений за обратной температурной стратификацией в неглубоких водоемах, так как на их основе можно уточнить критерии лабораторного моделирования гидротермических процессов в глубоких водохранилищах применительно к условиям обеспечения устойчивой работы селективного водозабора ГЭС.

С этой целью были предприняты успешные попытки выяснить особенности температурной стратификации и определить наличие термоклина в неглубоких и слабопроточных водоемах, в качестве которых были выбраны расположенные на Карельском перешейке Кавголовское озеро и Рошинское водохранилище.

Наблюдения на Кавголовском озере проводились в феврале 2006 г. (при ледовом покрытии толщиной 0,5 м) путем замеров температуры воды на разных глубинах с помощью портативного микропроцессорного измерителя температуры ИТПМ ИП-ТС-Х.

Измерения были выполнены в трех точках: на удалении 20 м от водосливного устройства, где глубина равнялась 1,5 м; вблизи водосливного устройства в виде частично перекрытой сверху затвором трубы диаметром 0,8 м, через которую вытекала вода из придонных слоев с расходом 75 л/с, и в нижнем бьефе, где измеряемая температура воды была

0,9°C. Верхние более холодные слои, отсекаемые затвором, не перемешивались при этом с нижними слоями.

Температурная стратификация в водохранилище Рошинского гидроузла наблюдалась в первых числах марта 2006 г. при той же схеме ее определения путем послойного измерения температуры воды в трех точках (рис.3):

- 1 – в 60 м от створа плотины, где глубина водохранилища составляет 7 м;
- 2 – в подводящем канале глубиной 2 м;
- 3 – перед поверхностным водосбросом.

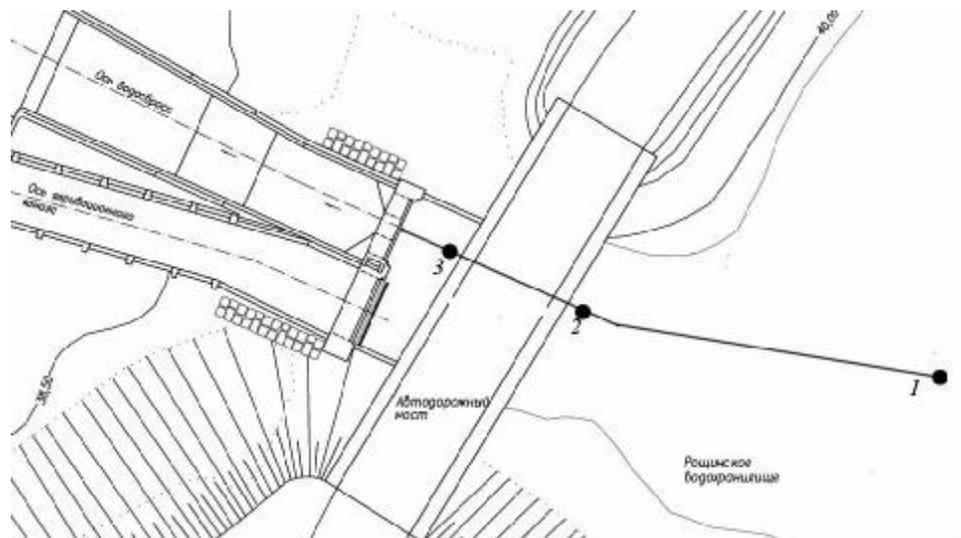


Рис. 3. Схема Рошинского гидроузла

● – точки измерения температуры

Согласно имевшимся расходометрическим характеристикам водосброса удельный расход переливавшегося через него слоя воды составлял $0,2 \text{ м}^2/\text{с}$.

Полученные сведения о температуре воды на разных глубинах в указанных точках позволяют утверждать, что подледный поток воды в направлении водосброса практически целиком формируется в верхнем холодном слое водохранилища, причем отсечение более глубоких и теплых слоев происходит при подходе к мелководному подводящему каналу, в начале которого имеется порог в виде уступа, выполняющего в данном случае функцию шибера в упомянутом выше селективном водозаборном устройстве. Такая температурная стратификация в Рошинском водохранилище, наблюдавшаяся около гидроузла 2 марта 2006 г., показана на рис.4.

Завершая краткий обзор сведений о некоторых особенностях температурной стратификации в водоемах, следует обратиться к рассмотрению довольно любопытного примера стратифицированного течения, наблюдавшегося В.Н. Жиленковым в русле небольшой речки шириной 5 м и глубиной 1,2 м, частично перегороженного сверху стволом упавшего дерева и подпруженного ниже по течению каменным банкетом (рис.5).

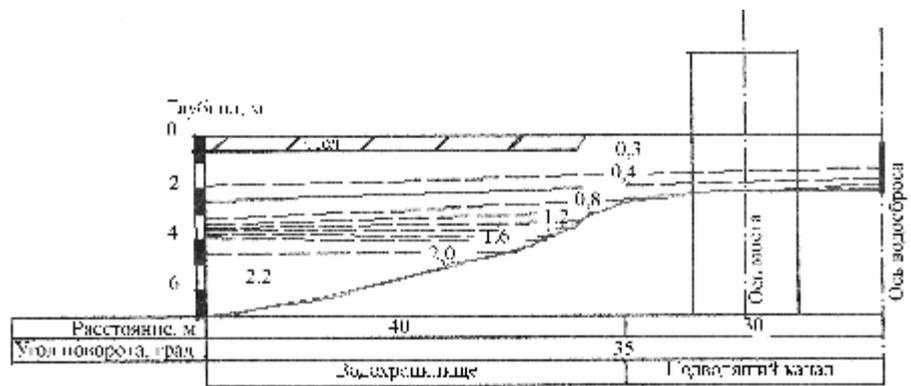


Рис. 4. Температурная стратификация в Рошинском водохранилище около гидроузла (2 марта 2006 г.)

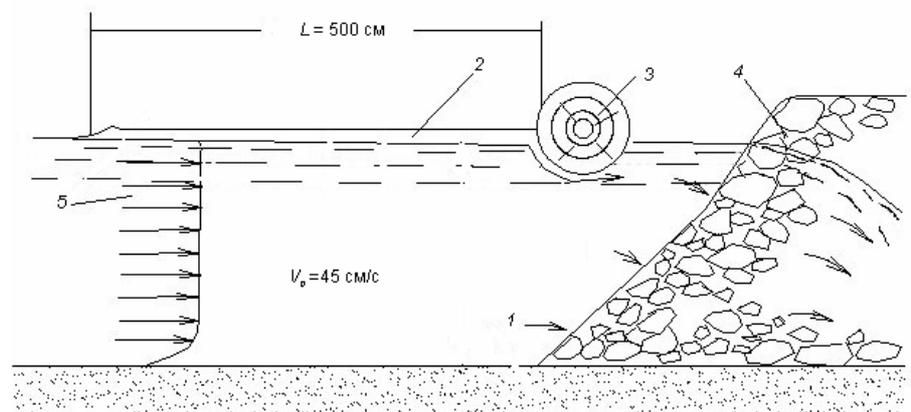


Рис. 5. Схема селективных течений, наблюдавшихся в природном эксперименте:
 1 – основной русловой поток; 2 – поверхностный слой теплой воды; 3 – подтопленный ствол дерева;
 4 – фильтрующий каменный банкет; 5 – эпюры скорости потока

Удивительно, что на участке длиной около 5 м, перед подтопленным стволом дерева поток воды был двухслойным: на его поверхности в слое толщиной не более одного сантиметра скорость течения, определявшаяся поплавковым методом, не превышала 3 см/с, в то время, как скорость потока под этим слоем, легко определявшаяся по времени перемещения взвешенных в потоке частиц прибрежных растений практически по всему живому сечению, достигала значения 45 см/с. Примерно такой же была скорость на поверхности потока при подходе к участку, на котором наблюдалась скоростная суперстратификация, в связи с чем при пересечении отчетливо заметной границы данного участка происходило резкое торможение увлекаемых течением плавающих на поверхности предметов.

Очевидно, что в данном случае наблюдалась деформация кинематической структуры температурно-стратифицированного потока вследствие натекания на преграду и торможения находящегося на его поверхности слоя теплой воды.

Практическое значение этого природного “эксперимента” заключается в возможности оценить (используя, например, конкретное значение плотностного числа Фруда [12] $Fr'' = \frac{q}{h^2} \sqrt{\frac{h\rho_0}{g\Delta\rho}}$) устойчивость слоистой структуры температурно-стратифицированного потока.

Основываясь на вышеизложенном, можно сделать следующие выводы и обобщения.

1. Технические решения по водозаборному обустройству проектируемых ГЭС на реках Сибири и Дальнего Востока необходимо в обязательном порядке разрабатывать исходя из концепции селективного отбора воды из поверхностных слоев водохранилища.

2. Успешная реализация таких решений возможна, в частности, при использовании разработанного в ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева» селективного водозаборного устройства деривационного или пристанционного (прямоточного) типа.

3. Технологической основой предлагаемого устройства, адаптированного к сезонному уровенному режиму водохранилища, являются расположенные в пролетах шибберные затворы, при опускании которых на расчетную глубину обеспечивается селективный забор воды в деривационный коллектор устройства или непосредственно в турбинные тракты здания ГЭС.

4. Результаты критического анализа имеющихся сведений по данной проблеме (в частности, натурные наблюдения за формированием гидротермического состояния водоемов) позволяют утверждать, что селективность водопритока к водозаборному устройству с докритическими плотностными числами Фруда обеспечивается устойчивостью (несмещиваемостью) различающихся по температуре слоев в водохранилище, в связи с чем необходимо в ближайшее время провести исследования для уточнения этих чисел Фруда.

5. Результаты натуральных наблюдений за термическим режимом (состоянием) проточных водоемов свидетельствуют о наличии в них разноплотностных течений, условия формирования которых несколько отличаются от предлагаемой в расчетной модели водопритока к водозаборным устройствам ГЭС, что позволяет внести соответствующие уточнения в Рекомендации [7].

6. В предложенной конструктивно-компоновочной схеме гидроузла заложена возможность реализации более широкого и эффективного использования современных методов строительства водоподпорных сооружений – глухой и водосливной плотин, которые должны располагаться в пределах русла реки, в связи с чем при деривационном варианте водозаборного устройства и береговом размещении здания ГЭС также решается другая ставшая весьма важной проблема защиты турбинных водоводов от промораживания и разрушения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Василевский А.Г.** Экологические проблемы гидротермики ГЭС // Гидротехническое строительство. 1990. № 3. С.13-15.

2. **Жиленков В.Н.** Об одной возможности повышения качества селективного отбора воды из стратифицированного водоема // Труды V конференции «Динамика и термика рек, водохранилищ и прибрежной зоны морей». М. 1999.

3. **Ляпин В.Е.** О регулировании температурного режима нижних бьефов высоконапорных гидроузлов // Гидротехническое строительство. 1990. № 5. С. 41-45.
4. **Ляпин В.Е., Разговорова Е.Л., Трегуб Г.А., Шаталина И.Н.** Возможности регулирования ледотермического режима нижних бьефов высоконапорных ГЭС // Известия ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева. 1986. Т.188. С.5-3.
5. **Хазиахметов Р.М.** О концепции прогноза развития гидроэнергетики России в первой половине XXI века // Гидротехническое строительство. 2005. № 9. С.6-12
6. **Патент** Российской Федерации №2076915 МПК Е 02 В 9/04. Селективное водозаборное сооружение / БИ № 10. 1997.
7. **Рекомендации** по термическому расчету водохранилищ: П 78-79/ВНИИГ. Л. 1979.
8. **Россинский К.И.** Термический режим водохранилищ. М. Наука. 1975.
9. **Сперанская А.А.** О влиянии устойчивости на характеристики вертикального турбулентного обмена в пресном водоеме // Метеорология и гидрология. 1966. № 8. С.5-13.
10. **Тихомиров А.И.** Термика крупных озер. Л.: Наука. 1982.
11. **Трегуб Г.А.** Влияние селективного отбора воды из водохранилища на формирование его температурного режима. Физическое и математическое моделирование гидравлических процессов при исследованиях крупных гидроузлов комплексного назначения// Межведомственный сборник. ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 1990. С.100-106.
12. **Готлиб Я.Л., Жидких В.М., Сокольников Н.М.** Тепловой режим водохранилищ гидроэлектростанций. Л.: Гидрометеиздат. 1976. С. 202.

ИДЕНТИФИКАЦИЯ ПАРАМЕТРОВ ТЕМПЕРАТУРНОГО РЕЖИМА ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ БЕТОННЫХ ПЛОТИН

Температурный режим бетонной кладки в значительной степени определяет состояние бетонных плотин как в строительный период, так и в эксплуатационный. От температурной трещиностойкости бетонной кладки при температурных воздействиях в строительный период зависит уровень температурного трещинообразования в бетоне, который в известной мере определяет дальнейшую надежную эксплуатацию сооружения.

В настоящее время разработан комплекс возможных мероприятий по температурному регулированию бетонной кладки в период строительства. Однако рациональный состав комплекса мероприятий в значительной степени определяется не только природно-климатическими условиями строительства, но и особенностями конструкций и технологий возведения сооружения.

Любой комплекс мероприятий по температурному регулированию при возведении высоких бетонных плотин требует значительных материальных затрат, а в связи с различными условиями строительства и отличиями в конструкциях и технологиях возведения бетонных плотин нельзя назначить состав комплекса и его параметры, которые были бы оптимальными для всех случаев.

Для выбора рационального комплекса мероприятий по температурному регулированию осуществляется математическое моделирование процессов формирования температурного режима и термонапряженного состояния бетонной кладки. Разработаны эффективные методы расчета температурного режима и термонапряженного состояния бетонных сооружений и соответствующие программные комплексы, позволяющие учесть влияние различных факторов на температурный режим и термонапряженное состояние бетонной кладки. При этом исходные данные для расчетов (параметры расчетных моделей) температурного режима и термонапряженного состояния обычно назначаются или на основании опыта предыдущего строительства, или соответствующих лабораторных исследований. Однако, как показывает опыт осуществления контроля за температурным режимом, ряд параметров расчетных моделей температурного режима может отличаться от предполагаемых значений. Все это снижает достоверность прогноза температурного режима и тем самым эффективность комплекса мероприятий по температурному регулированию, назначенного исходя из этого прогноза.

Одним из путей повышения достоверности и надежности прогноза температурного режима является уточнение значений параметров, характеризующих температурный режим бетонной кладки с использованием

данных о фактических температурах в бетоне в процессе возведения, в том числе могут быть использованы данные строительного контроля температурного режима.

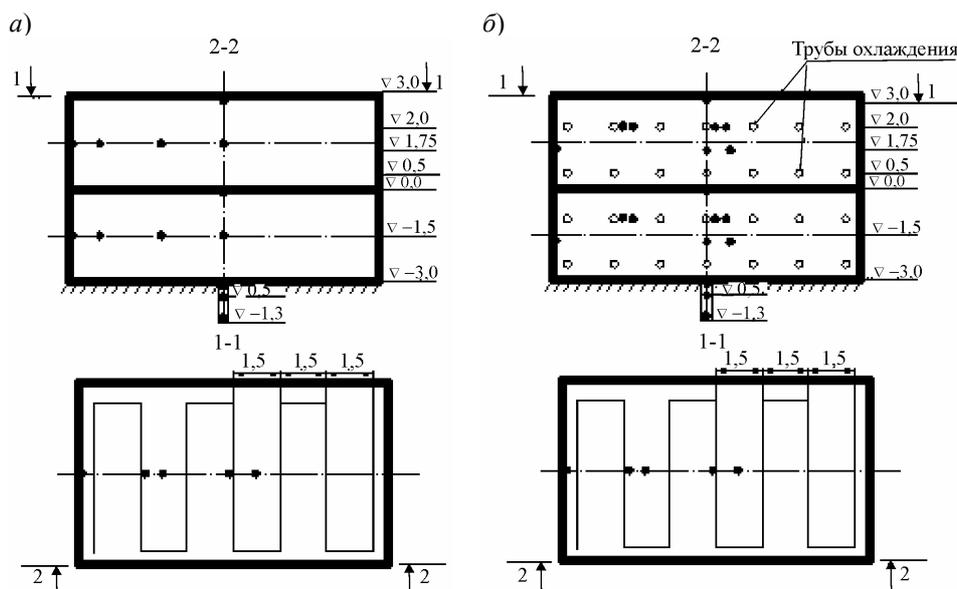
Следует отметить, что контролю за температурным режимом бетонной кладки в нашей стране традиционно отводится большое внимание и, в первую очередь, при возведении бетонных сооружений в суровых климатических условиях Сибири и Дальнего Востока. В этом случае, помимо требований к температурному режиму по условиям ограничения температурного трещинообразования в зимнее время, добавляются требования к температурному режиму по условиям, необходимым для набора прочности в заданные сроки. Опыт строительного контроля за температурным режимом бетона при возведении высоких бетонных плотин показывает, что именно поэтому количество температурных датчиков составляет от нескольких сотен до нескольких тысяч приборов [1].

Контроль за температурным режимом бетонной кладки в строительный период осуществляется, главным образом, для проверки соответствия фактических температур и температурных перепадов требованиям технологических правил и регулирования температурного режима уложенного бетона (трубное охлаждение, теплоизоляция, определение готовности бетонной кладки к моноличиванию).

Точность прогноза, на основании которого назначаются требования к температурному режиму, в значительной степени определяется как адекватностью математических моделей реальному процессу формирования температурного режима и термонапряженного состояния, так и точностью задания параметров моделей. Современное состояние численных методов и вычислительной техники позволяет моделировать температурный режим бетонной кладки с учетом основных факторов, определяющих процесс формирования температурного режима при возведении сооружения. Дальнейшее повышение эффективности математического моделирования в значительной степени связано с необходимостью уточнения параметров расчетных моделей [2]. В связи с большим объемом наблюдений за температурным режимом бетонных плотин в рамках строительного контроля, представляется целесообразным использовать эти данные для уточнения параметров расчетных моделей. На рисунке приведена типовая схема расположения приборов для строительного контроля за температурным режимом.

Для уточнения параметров расчетных моделей используются методы параметрической идентификации, которые получили широкое распространение в конце прошлого века [3]. Параметрическая идентификация предполагает, что на основе данных наблюдений за исследуемым процессом определяются параметры расчетных моделей, характеризующих этот процесс наилучшим образом.

Методы параметрической идентификации моделей теплопроводности неразрывно связаны с решением обратных задач теплопроводности. Методам решения обратных задач теплопроводности посвящено значительное число работ [4]. Однако, применительно к задачам, связанным с оценкой температурного режима блоков бетонирования при возведении бетонных плотин, число работ ограничено. В работах [5] решен ряд частных задач, касающихся определения параметров температурного режима методами идентификации с использованием вспомогательных расчетных моделей.



Типовое размещение температурных датчиков строительного контроля в блоках бетонирования:

а – без трубного охлаждения; б – с трубным охлаждением

Температурное поле бетонного блока определяется в результате решения уравнения теплопроводности Фурье. Это уравнение в дифференциальной форме связывает температурную функцию с пространственно-временными координатами. В случае, если коэффициент теплопроводности λ не зависит от координат и температуры, дифференциальное уравнение теплопроводности имеет вид

$$c\gamma \frac{\partial T}{\partial \tau} = \lambda \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + q, \quad (1)$$

где T – температура, °С; c – удельная теплоемкость; γ – объемная плотность; λ – коэффициент теплопроводности; τ – время; x, y, z – пространственные координаты; q – мощность внутренних источников тепла.

Начальное условие

$$T(x, y, z, \tau) \big|_{\tau = \tau_0} = f(x, y, z). \quad (2)$$

Граничные условия:

1. Граничное условие 1-го рода – на контуре тела Γ задана температура $\varphi(P, \tau)$

$$T(x, y, z, \tau) \big|_{\Gamma} = \varphi(P, \tau). \quad (3)$$

2. Граничное условие 2-го рода – на контуре тела задан тепловой поток $\eta(P, \tau)$

$$\frac{\partial T(x, y, z, \tau)}{\partial n} \bigg|_{\Gamma} = \frac{1}{\lambda} \eta(P, \tau). \quad (4)$$

3. Граничное условие 3-го рода – теплообмен с внешней средой осуществляется по закону Ньютона, задана температура внешней среды $\psi(P, \tau)$

$$\frac{\partial T(x, y, z, \tau)}{\partial n} \bigg|_{\Gamma} = h(\psi(P, \tau) - T(x, y, z, \tau) \big|_{\Gamma}), \quad (5)$$

где h – относительный коэффициент теплообмена.

4. Граничные условия 4-го рода (условия сопряжения)

$$T_1(P, \tau) = T_2(P, \tau); \quad \lambda_1 \frac{\partial T_1(P, \tau)}{\partial n} = \lambda_2 \frac{\partial T_2(P, \tau)}{\partial n}. \quad (6)$$

Предполагается, что известно решение соответствующей задачи теплопроводности (для определенности рассматривается одномерная задача) и данные натуральных наблюдений за температурой в характерных точках бетонного массива в определенные моменты времени $T^{\text{изм}}(x_n, t_m)$ ($n = 1, 2, \dots, N$; $m = 1, 2, \dots, M$).

Для решения задачи идентификации составляется целевая функция обратной задачи

$$\varphi = \sum_{j=1}^M p_j (z_j - Z_j)^2, \quad (7)$$

где $z_j, j = 1, \dots, M$ – расчетные реализации параметров наблюдения, которые должны сравниваться с натурными данными

$$z_j = T_j(u_1, u_2, \dots, u_N); \quad (8)$$

u_1, \dots, u_N – управляющие параметры, т.е. подлежащие определению неизвестные параметры расчетной схемы; $p_j > 0$ – весовые множители, предназначенные для регулирования вкладов параметров различной природы; $Z_j = T^{\text{изм}}$ – заданные значения параметров наблюдения (т.е. данные натуральных наблюдений).

Функционал (7) требуется минимизировать при выполнении дополнительных условий

$$\bar{u}_i \leq u_i \leq u_i, i = 1, \dots, N, \quad (9)$$

где \bar{u}_i и u_i – границы диапазона возможного изменения параметров u_i .

Таким образом, задача идентификации записывается как задача минимизации целевой функции

$$\varphi(u_1, \dots, u_N) \rightarrow \min \quad \text{при} \quad u_i \in U_i, i = 1, \dots, N. \quad (10)$$

Для решения задачи идентификации целесообразно использовать численные решения задачи теплопроводности для характерной расчетной схемы (например, бетонный блок, расположенный на основании из скалы или старого бетона). Следует отметить, что в зависимости от объема имеющейся информации о температурах в характерных точках блока и характере формирования температурного режима блока могут использоваться различные расчетные схемы. Как показали тестовые расчеты, в ряде случаев, например при идентификации параметров теплоизоляции горизонтальной поверхности укатанного бетона, может быть использована одномерная схема. При идентификации параметров температурного режима при столбчатой разрезке в ряде случаев допустимо применять плоскую расчетную схему.

Для решения задачи идентификации теплофизических характеристик бетона предлагается использовать вспомогательные имитационные модели, построенные по результатам численного решения прямых задач.

Вспомогательные имитационные модели строятся на основе применения теории планирования эксперимента к расчетным исследованиям температурного режима бетонного массива в стадии возведения. При этом функциями отклика являются значения температуры в точках расчетной области в различные моменты времени, а факторами – параметры, подлежащие идентификации, а также пространственные и временные координаты. Для выполнения расчетов выбирается план эксперимента и строится матрица планирования, в которой задаются уровни факторов.

Вид модели (функции отклика) задается, исходя из априорной информации об исследуемом объекте, и в большинстве случаев может быть принят в виде полинома второй степени от принятых факторов.

Коэффициенты полинома обычно определяют с помощью метода наименьших квадратов.

При решении задачи идентификации теплофизических характеристик с помощью имитационных моделей возможны различные подходы.

Модели можно получать по различным исходным данным. В самом общем случае в качестве факторов можно принять идентифицируемые параметры, координаты точек бетонного массива, а также моменты времени.

Выбираются N точек по координате и M точек по времени (из тех, для которых имеются данные натуральных наблюдений за температурой). В выбранные моменты времени строятся вспомогательные имитационные модели температуры как функции координаты, коэффициента теплообмена и коэффициента теплопроводности (как полиномы второй степени).

Тогда имитационная математическая модель температуры при одномерной расчетной схеме имеет вид

$$T(x,t) = a_0 + a_1x + a_2x^2 + a_3t + a_4t^2 + a_5\beta + a_6\beta^2 + a_7\lambda + a_8\lambda^2,$$

β и λ – параметры, подлежащие идентификации.

Определение искомым параметров производится на основе итерационного процесса, для построения которого используется метод функций чувствительности первого порядка [4].

Рекуррентные соотношения для нахождения очередного приближения имеют вид:

$$\beta^{(s+1)} = \frac{d_1^{(s)} a_{22}^{(s)} - d_2^{(s)} a_{12}^{(s)}}{a_{11}^{(s)} a_{22}^{(s)} - a_{12}^{(s)} a_{21}^{(s)}}; \quad \lambda^{(s+1)} = \frac{d_2^{(s)} a_{11}^{(s)} - d_1^{(s)} a_{21}^{(s)}}{a_{11}^{(s)} a_{22}^{(s)} - a_{12}^{(s)} a_{21}^{(s)}},$$

где

$$a_{11}^{(s)} = \sum_n \sum_m [W_\beta^{(s)}]^2; \quad a_{22}^{(s)} = \sum_n \sum_m [W_\lambda^{(s)}]^2; \quad a_{12}^{(s)} = \sum_n \sum_m (W_\beta^{(s)}) (W_\lambda^{(s)});$$

$$d_1^{(s)} = \sum_n \sum_m b_{nm}^{(s)} (W_\beta^{(s)}); \quad d_2^{(s)} = \sum_n \sum_m b_{nm}^{(s)} (W_\lambda^{(s)});$$

$$b_{nm}^{(s)} = W_\beta^{(s)} \beta^{(s)} + W_\lambda^{(s)} \lambda^{(s)} + T_{nm} - T_{nm}^{\text{изм}};$$

s – номер итерации; $T_{nm}^{\text{изм}}$ – измеренные значения температуры (данные натуральных наблюдений) в n -ой точке в m -ый момент времени; $T_{nm}^{(s)}$ – значения температуры, вычисленные по модели;

$$W_\beta = \frac{\partial T}{\partial \beta} = a_5 + 2a_6\beta; \quad W_\lambda = \frac{\partial T}{\partial \lambda} = a_7 + 2a_8\lambda.$$

Для исследования сходимости итерационного процесса идентификации решают тестовые задачи, т. е. задачи, когда в качестве "измеренных" значений принимаются решения прямых задач.

Выполненные расчетные эксперименты показали, что во многих случаях целесообразно строить модели как функции координат и идентифицируемых параметров в различные моменты времени.

Выбираются M точек по времени. В выбранные моменты времени по решению задачи теплопроводности строятся имитационные математические модели температуры как функции координаты и идентифицируемых параметров температурного режима. В случае, если идентифицируемыми параметрами являются коэффициент теплообмена и коэффициент теплопроводности, имитационная модель имеет вид

$$T_m = a_0^{(m)} + a_1^{(m)}x + a_2^{(m)}x^2 + a_3^{(m)}\beta + a_4^{(m)}\beta^2 + a_5^{(m)}\lambda + a_6^{(m)}\lambda^2,$$

где $a_i^{(m)}$ – коэффициенты моделей ($i = 1, 2, \dots, 6$), определяемые с помощью метода наименьших квадратов; T_m – вычисленная температура в m -ый момент времени.

В соответствии с приведенной методологией были решены некоторые тестовые задачи по идентификации параметров температурного режима с использованием данных строительного контроля. Определялись характеристики опалубки, удельное тепловыделение в бетоне, коэффициент теплопередачи теплозащиты горизонтальных поверхностей блоков при зимнем перерыве. Выполненные исследования показали принципиальную возможность использования данных строительного контроля для идентификации параметров тепловыделения, характеристик опалубки и теплоизоляции блоков.

Следует отметить, что при идентификации расчетных моделей температурного режима необходимо, в первую очередь, следить за соответствием выбранной расчетной схемы реальному контролируемому процессу. Для этого при выборе объема выборки наблюдаемых температур в блоках строительного контроля следует использовать, как правило, промежуток времени до перекрытия блока смежным по высоте блоком.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Исследования** по термике бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений // Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып. 103. Л.: Энергия. 1975.
2. **Крат Т.Ю.** Совершенствование температурного регулирования при строительстве бетонных плотин // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2006. Т. 245. С.270-275.
3. **Ивашинцов Д.А., Соколов А.С., Шульман С.Г., Юделевич А.М.** Параметрическая идентификация расчетных моделей гидротехнических сооружений. С.-Петербург. 2001.
4. **Коздоба Л.А., Круковский Л.Г.** Методы решения обратных задач теплопереноса. Киев: Наукова думка. 1982.
5. **Применение** имитационных моделей для идентификации параметров температурного режима бетонных массивов на стадии возведения /С.М.Гинзбург, Т.Н. Рукавишников, Н.Я.Шейнкер // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2002. Т.241. С. 178-187.
6. **Шейнкер Н.Я., Гинзбург С.М., Зазерская Е.Е.** Некоторые задачи оптимизации параметров температурного режима и термонапряженного состояния бетонных гидросооружений // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1983. Т. 163. С. 90-95.

Geophysical diagnostics of state and properties of soil dam and foundation consisting of clay soil. *Voronkov O.K., Sigatcheva N.N., Motorin G.A., Ushakova L.F.* // *Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG.* 2007. V. 246. P. 3-14.
3 tables, 6 illustrations, 6 references.

Given are the method and study results of state and properties of soil dam and foundation consisting of clay soil (by the example of Novotroitsk dam in Stavropol Territory). Used are electroprobing, seismoprofiling, resistivity and thermometry. The following was defined: special location of weakened zones in the dam (the zones consisting of soft-plastic soils); dynamic and static characteristics of soil strain "in situ" to use in dam stability evaluations accounting for seismic loads; position of depression surface in dam body and foundation. Carried out is the assessment of inhomogeneous structure. Engineering-geophysical sections were made up by evaluated cross-sections.

Engineering-geocryological conditions of water intake site for the city of Pevek. *Kagan A.A., Komarov Yu.S., Krivonogova N.F.* // *Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG.* 2007. V. 246. P. 15-22.
1 table, 1 illustration, 4 references.

Considered are engineering-geocryological conditions of the hydrozone location site with the frozen type dam forming the reservoir for domestic water consumption. In the result of non-designed operation of freezing system the construction became dangerous. Suggested are technical solutions to renew the hydrozone by creating frozen curtain made of vapor-liquid aggregates, instead of the former air ones, with pre-cementation of seepage areas.

Assessment of flood-lands water regime influence on seepage in foundation of N-2 soil dam of Votkinskaya HPP. *Gusakova I.N., Gints A.V., Fisenko V.F.* // *Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG.* 2007. V. 246. P. 23-29.
4 illustrations, 3 references.

Analyzed was connection of foundation seepage regime of N-2 earth dam of Votkinskaya HPP with flood-lands water regime. There was revealed negative influence of flood-lands water objects on seepage conditions in dam foundation. High water levels in reservoirs and flood-lands channels near N-2 dam promote underflooding of dam drainage, accelerate processes of channel sedimentation and silt deposition of reciprocal filter by manganese compound.

Assessment of manganese pollution influence on seepage properties of body soil material and reciprocal filter of №2 dam of Votkinskaya HPP. *Lopatina M.G.* // *Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG.* 2007. V. 246. P. 30-37.
1 table, 3 illustrations, 7 references.

The problem of drainage water branching in Votkinskaya HPP dams is complicated by great pollution of channel-drainage net with manganese oxide. Manganese-ore sediments in all elements of drainage system were found during field test. There are given the experience results on studying of reciprocal filter silt deposition mechanism and sedimentation of drainage channel cavity.

Peculiarities of contemporary temperature state of dam body and foundation of Kolymenskaya HPP. *Panov S.I., Matroshilina T.V., Voronin S.M. // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2007. V. 246. P. 38-47.*
7 illustrations, 3 references.

Assessment of temperature change dynamics of soil state in dam body and foundation for the last 10 years of dam operation has been done on the base of on-site observations on the dam of Kolymenskaya HPP. There were defined criterial values of soil temperature on outer and inner boundaries of the first layer of reciprocal filters at any mark in the range from 370 to 420 m.

Massive strain assessment and slope stability forecast of port plant in Odessa. *Freiberg E.A., Golitsin V.V., Grigoriev I.A., Fedtchun A. Yu., Bitch G.M. // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2007. V. 246. P. 48-56.*
1 table, 6 illustrations, 3 references.

Considered are the problems of long-term stability of slopes consisted of clay soils (rock slopes including clay layers). The problems were considered by the example of substantiation of safe operation conditions for the Odessky port plant slope with main constructions located on it. Given are the characteristic of slope contemporary state and forecast of its strain, also are given recommendations to provide its safe operation.

Dynamic calculations of rock bank massive shears. *Prokopovitch V.S. // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2007. V. 246. P. 57-63.*
2 tables, 5 illustrations, 6 references.

Developed were two 2D finite element models to assess residual shears of rock massive in the zone of tectonic breaking at seismic wave. Influence of dynamic model parameters on evaluation results was considered. Given was the assessment for residual shears of rock massive soils situated on the bank of future reservoir of Irganayskaya HPP.

Peculiarities of probabilistic assessment of slopes stability for industrial waste collectors. *Shintemirov M.A. // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2007. V. 246. P. 64-68.*
1 table, 1 illustration, 6 references.

Considered are the approaches to probabilistic assessment of slopes stability for industrial waste collectors. The approaches are based on resistance of active forces acting on hypothetic prism of collapse and based on resistance reactive forces that can appear in ultimate state on shear surface which separates the prism from the rest massive. Given is the comparison of results obtained by different methods.

Settlement evaluation for buildings and constructions located on weak clay soils accounting for shear strains during some time period. *Lutchkin M.A., Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G. // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2007. V. 246. P. 69-78.*
5 illustrations, 6 references.

Suggested is the settlement evaluation method of buildings and constructions using elastic-viscous-plastic model taking into account the development of form-change strains during some time period. Basing on long-term observations for 15 buildings in Saint-Petersburg it was concluded that the role of form-change strain in development of foundations settlement consisted of water-saturated soils is quite considerable.

Evaluation method of artificial foundations reinforced by geosynthetic materials. *Gunin S.O., Gabitov M.M.* // *Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG.* 2007. V. 246. P. 79-83.

1 illustration, 5 references.

Considered is the exact solution of elasticity theory for multilayer media reinforced by geosynthetic materials in conditions of axisymmetric strain. Suggested are the evaluation scheme of reinforced artificial foundation and boundary conditions of the task reflecting specific character of geosynthetic materials work in multilayer constructions. Developed is software complex to define all components of stress-strain state of reinforced constructions.

Design-technological solutions to store aluminous production sludge thickened up to suspension state. *Koritova I.V., Panteleev V.G.* // *Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG.* 2007. V. 246. P. 84-91.

1 table, 6 illustrations, 8 references.

Suggested are three designs of multistage sludge storage and developed is the annual cycle to carry out the following technological operations: supply of suspension (paste) of red aluminous production sludge to one of the sections, drying sediments up to necessary density and building up the dam of sludge heightening stage on the third section. Technical solutions were included into the design of new sludge storage for Nikolayevsky aluminous plant, they can be also used to store another types of solid waste.

Methods and practice of engineering-ecological preparation of man-caused loaded territories. *Solsky S.V.* // *Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG.* 2007. V. 246. P. 92-106.

3 illustrations, 10 references.

Suggested are contemporary methods to solve the problems to provide ecological safety of territories with existing complex man-caused pollution. Considered are the methods to solve the problems to strengthen man-caused geotechnical massifs with low strength properties. Such methods give the possibility to carry out efficient engineering-ecological preparation of some areas of man-caused loaded territories that are included into secondary cycle.

Risk in hydroengineering. *Finagenov O.M., Beshlian A.R.* // *Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG.* 2007. V. 246. P. 107-112.

12 references.

Considered are the approaches to understand risk of complicated engineering, economic and organizational systems.

The authors' conception is that on the base of the existing experience there can be suggested mathematical theory of safety and risk. Given are the ways to use this theory as applied to hydroengineering constructions at which failures and breakdowns often lead to human victims and great material and ecological damages.

Monitoring of social consequences in the result of breakdowns and violations at taking the decision to provide reliability and safety of operating hydroengineering constructions. *Finagenov O.M., Krupnov O.R., Belyakova S.N.* // *Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG.* 2007. V. 246. P. 113-120.

7 references.

Considered is the assessment of generalized social risk on this or that factor or on hazard.

The authors believe that the realization of hydroengineering designs has to stipulate a number of measures that allow to decrease social stress of residents living in the zone of hydroengineering construction influence. Social-ecological monitoring should be used for this purpose. It has been shown that the decision to provide reliability and safety of operating hydroengineering constructions must take into account social-ecological factors, and the procedure of taking the decision includes risk assessment (analysis) and control.

Risk assessment of water flow over dam crest made of soil materials using the method of statistic tests. *Vainberg A.I.* // *Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG*. 2007. V. 246. P. 121-127.

3 illustrations, 11 references.

Considered are the reasons of water flow over soil dam crest. There have been developed the algorithm and software for calculation of water flow probability over the crest using the method of statistic tests (Monte-Carlo) for the reasons caused by natural factors (water level increase in reservoirs at flood pass and wave and onset phenomena). The results of water flow risk over Kievskaya HPP are given as an example.

On some peculiarities of different density floods formation in flowing water reservoirs (For solving of the problem of selective water intake of HPP). *Jilencov V.N., Ladenko S.Yu.* // *Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG*. 2007. V. 246. P. 128-135.

5 illustrations, 12 references.

Technical decisions of water intake facilities for designing HPP on the rivers of Siberia and Far East are necessary to develop on the basis of the concept of selective water intake from reservoir surface layers. In particular the realization of such decisions is possible at using selective water intake facilities located in derivation or station (direct-flow) variants. Such facilities have been developed in «B.E. Vedeneev VNIIG».

In the paper there are given the critical analysis results of studies relating to this problem. There are also given the results of in-situ observations for thermal regime of direct-flow reservoirs that demonstrate presence of different density flows in the reservoirs.

Temperature regime parameters identification during concrete dam construction. *Krat T.Yu.* // *Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG*. 2007. V. 246. P. 136-141.

1 illustration, 6 references.

Efficient regulation of temperature regime can be provided by corresponding mathematical models that characterize the process of temperature regime formation in different conditions of concrete placement. The models have got quite exact values of model parameters.

Considered are basic questions on identification procedure of temperature regime parameters by building supervision data.

УДК 627.824.2/3

Геофизическая диагностика состояния и свойств грунтовой плотины и основания, сложенных глинистыми грунтами. *Воронков О.К., Сигачева Н.Н., Моторин Г.А., Ушакова Л.Ф.* // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2007. Т. 246. С. 3-14.

Табл. 3, илл. 6, библиогр. 6.

Изложены методика и результаты изучения состояния и свойств грунтовой плотины и основания, сложенных глинистыми грунтами (на примере Новотроицкой плотины в Ставропольском крае). Применены электроразведание, сейсмопрофилирование, резистивиметрия и термометрия. Определены: пространственное расположение ослабленных зон в плотине, сложенных мягкопластичными грунтами; динамические и статические характеристики деформируемости грунтов «in situ» для использования в расчетах устойчивости плотины с учетом сейсмических нагрузок; положение поверхности депрессии в теле плотины и основании. Выполнена оценка неоднородного строения и составлены инженерно-геофизические разрезы по расчетным сечениям.

УДК 551.345

Инженерно-геокриологические условия участка водозабора для г. Певек. *Каган А.А., Комаров Ю.С., Кривоногова Н.Ф.* // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2007. Т. 246. С. 15-22.

Табл. 1, илл. 1, библиогр. 4.

Рассматриваются инженерно-геокриологические условия участка размещения гидроузла с плотиной мерзлого типа, создающего водохранилище хозяйственно-питьевого назначения. В результате непроектной работы замораживающей системы сооружение пришло в аварийное состояние. Предложены технические решения по реконструкции гидроузла путем создания мерзлотной завесы из парожидкостных установок, вместо прежних воздушных, с предварительной цементацией фильтрующих зон.

УДК 624.131.65:626/627

Оценка влияния водного режима поймы на фильтрацию в основании грунтовой плотины №2 Воткинской ГЭС. *Гусакова И.Н., Гинц А.В., Фисенко В.Ф.* // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2007. Т. 246. С. 23-29.

Илл. 4, библиогр. 3.

Проанализирована связь фильтрационного режима основания грунтовой плотины №2 Воткинской ГЭС с водным режимом поймы. Выявлено неблагоприятное влияние водных объектов поймы, оказываемое на условия фильтрации в основании плотины. Высокие уровни воды в водоемах и водотоках поймы у плотины №2 способствуют подтоплению дренажа плотины, ускоряют процессы заиливания коллекторов и кольматажа обратного фильтра соединениями марганца.

УДК 624.131.65

Оценка влияния марганцевого загрязнения на фильтрационные свойства грунтового материала тела и обратного фильтра плотины № 2 Воткинской ГЭС. *Лопатина М.Г.* // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2007. Т. 246. С. 30-37.

Табл. 1, илл. 3, библиогр. 7.

На грунтовых плотинах Воткинской ГЭС проблема отвода дренажных вод осложнена обильным загрязнением коллекторно-дренажной сети гидроокислами марганца. В ходе полевых исследований было выявлено наличие марганцевородных отложений во всех элементах дренажной системы. Приведены результаты опытов по изучению механизма кольматажа обратного фильтра и заиления полости дренажного коллектора.

УДК 627.82.042:536

Особенности современного температурного состояния тела и основания плотины Колымской ГЭС. *Панов С.И., Матрошилина Т.В., Воронин С.М.* // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2007. Т. 246. С. 38-47.

Илл. 7, библиогр. 3.

На основе анализа данных натуральных наблюдений на плотине Колымской ГЭС произведена оценка динамики изменений температурного состояния грунтов в теле и основании плотины за последние 10 лет ее эксплуатации. Установлены критериальные значения температуры грунтов на внешней и внутренней границах первого слоя обратных фильтров на любой отметке в диапазоне 370 – 420 м.

УДК 624.131.537

Оценка деформаций массива и прогноз устойчивости склона Одесского припортового завода. *Фрейберг Э.А., Голицын В.В., Григорьев И.А., Федчун А.Ю., Бич Г.М.* // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2007. Т. 246. С. 48-56.

Табл. 1, илл. 6, библиогр. 3.

Рассмотрены проблемы длительной устойчивости склонов, сложенных глинистыми грунтами (скальных склонов, включающих глинистые прослои), на примере обоснования условий безопасной эксплуатации склона Одесского припортового завода с расположенными на нем ответственными сооружениями. Даны характеристика современного состояния склона и прогноз его деформирования, а также рекомендации по обеспечению его безопасной эксплуатации.

УДК 624.131.531.3

Динамические расчеты смещений скального берегового массива. *Прокопович В.С.* // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2007. Т. 246. С. 57-63.

Табл. 2, илл. 5, библиогр. 6.

Разработаны две плоские конечноэлементные модели, предназначенных для оценки остаточных смещений скального массива в зоне тектонических нарушений при прохождении сейсмической волны. Рассмотрено влияние параметров динамической модели на результаты расчетов. Дана оценка остаточных смещений пород скального массива, расположенного на берегу будущего водохранилища Ирганайской ГЭС.

УДК 624.131.537

Особенности вероятностной оценки устойчивости откосов накопителей промышленных отходов. *Шинтемиров М.А.* // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2007. Т. 246. С. 64-68.

Табл. 1, илл. 1, библиогр. 6.

Рассматриваются подходы к вероятностной оценке устойчивости откосов накопителей промышленных отходов, основанных на сопротивлении активных сил, действующих на гипотетическую призму обрушения, и реактивных сил сопротив-

ления, могущих возникнуть в предельном состоянии на поверхности сдвига, отделяющей призму от остального массива. Приведено сравнение результатов, полученных разными методами.

УДК 624.041:624.13

Расчет осадок зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах с учетом деформаций сдвига во времени. Лучкин М.А., Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2007. Т. 246. С. 69-78.

Илл. 5, библиогр. 6.

Предлагается методика расчета осадок зданий и сооружений с использованием упруго-вязко-пластической модели, учитывающей развитие во времени деформаций формоизменения. На основании длительных наблюдений за 15 зданиями в Санкт-Петербурге делается вывод о существенной роли деформации формоизменения в развитии осадок оснований, сложенных водонасыщенными глинистыми грунтами.

УДК 624.138.3/9

Метод расчета искусственных оснований, армированных геосинтетическими материалами. Гунин С.О., Габитов М.М. // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2007. Т. 246. С. 79-83.

Илл. 1, библиогр. 5.

Рассматривается точное решение задачи теории упругости для многослойных сред, армированных геосинтетическими материалами, в условиях осесимметричной деформации. Предложены расчетная схема армированного искусственного основания и граничные условия задачи, отражающие специфику работы геосинтетического материала в многослойной конструкции. Разработан программный комплекс для определения всех компонентов напряженно-деформированного состояния армированных конструкций.

УДК 622.7

Конструктивно-технологические решения по складированию сгущенных до состояния суспензий шламов глиноземного производства. Корытова И.В., Пантелеев В.Г. // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2007. Т. 246. С. 84-91.

Табл. 1, илл. 4, библиогр. 8.

Предложены три конструкции многоярусного шламохранилища и разработан годовой цикл выполнения технологических операций по подаче суспензии (пасты) красных шламов глиноземного производства на одну из секций, по подсушиванию отложений до набора ими необходимой плотности и по выполнению строительных работ по возведению дамбы яруса наращивания из шламов на третьей секции. Технические решения вошли в состав проекта нового шламохранилища Николаевского глиноземного завода, они могут также быть использованы и при складировании других видов твердых отходов.

УДК 502.7

Методы и практика инженерно-экологической подготовки техногенно-нагруженных территорий. Сольский С.В. // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2007. Т. 246. С. 92-106

Илл. 3, библиогр. 10.

Предложены современные методы решения проблем обеспечения экологической безопасности территорий со сложившимся комплексным техногенным загрязнением, а также рассмотрены методы решения проблемы укрепления техногенных геотехнических массивов с низкими прочностными характеристиками, которые в совокупности дают возможность проводить эффективную инженерно-экологическую подготовку участков техногенно-нагруженных территорий, вовлекаемых во вторичный оборот.

УДК 626/627.03.042.019.3

Риск в гидротехнике. *Финагенов О. М., Бешлиян А.Р.* // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2007. Т. 246. С. 107-112.

Библиогр. 12.

Рассматриваются подходы к пониманию риска сложных технических, экономических и организационных систем.

Концепция авторов сводится к тому, что на основе накопленного опыта может быть предложена математическая теория безопасности и риска. Представлены пути использования этой теории применительно к гидротехническим сооружениям, отказы и аварии на которых нередко сопровождающиеся человеческими жертвами и большим материальным и экологическим ущербом.

УДК 626/627.03.042.019.3

Учет социальных последствий аварий и нарушений при принятии решений по обеспечению надежности и безопасности эксплуатируемых ГТС. *Финагенов О. М., Крупнов О. Р., Белякова С. Н.* // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2007. Т. 246. С. 113-120.

Библиогр. 7.

Рассматриваются оценки обобщенного социального риска по тому или иному фактору либо опасности.

Концепция авторов сводится к тому, что реализация гидротехнических проектов должна предусматривать комплекс мероприятий, позволяющих снизить социальную напряженность населения, проживающего в зоне влияния ГТС, посредством осуществления социально-экологического мониторинга. Показано, что принятие решений по обеспечению надежности и безопасности эксплуатируемых ГТС должно учитывать социально-экологические факторы, а сама процедура принятия решений включает оценку (анализ) и управление риском.

УДК 627.824.2/3

Оценка риска перелива воды через гребень плотины из грунтовых материалов методом статистических испытаний. *Вайнберг А.И.* // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2007. Т. 246. С. 121-127.

Илл. 3, библиогр. 11.

Рассматриваются причины перелива воды через гребень грунтовых плотин. Для причин, обусловленных природными факторами (повышение уровня воды в водохранилище при пропуске паводка и волновых и нагонных явлений под действием ветра, разработан алгоритм и программа расчета вероятности перелива через гребень методом статистических испытаний (Монте-Карло). В качестве примера приводятся результаты определения риска перелива через плотину Киевской ГЭС.

УДК 551.482.212.3

О некоторых особенностях формирования разноплотностных течений в проточных водоемах (К решению проблемы селективных водозаборных устройств ГЭС). Жиленков В.Н., Ладенко С.Ю. // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2007. Т. 246. С. 128-135.

Илл. 5, библиогр. 12.

Технические решения по водозаборному обустройству проектируемых ГЭС на реках Сибири и Дальнего Востока необходимо разрабатывать исходя из концепции селективного отбора воды из поверхностных слоев водохранилищ. Реализация таких решений, в частности, возможна при использовании разработанного в ОАО «ВНИИГ им.Б.Е.Веденеева» селективного водозаборного устройства, размещаемого в деривационном или пристанционном (прямоточном) вариантах.

В статье приведены результаты критического анализа исследований, относящихся к проблеме, а также результаты натурных наблюдений за термическим режимом проточных водоемов, свидетельствующие о наличии в них разноплотностных течений.

УДК 627.82.042:536

Идентификация параметров температурного режима при возведении бетонных плотин. Крам Т.Ю. // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2007. Т. 246. С. 136-141.

Илл. 1, библиогр. 6.

Температурный режим бетонной кладки в значительной степени определяет состояние бетонных плотин, как в строительный, так и в эксплуатационный период. При возведении бетонных плотин осуществляется температурное регулирование бетонной кладки для ограничения температурного трещинообразования допустимыми пределами.

Эффективное регулирование температурного режима может быть обеспечено с помощью соответствующих математических моделей, характеризующих процесс формирования температурного режима при различных условиях укладки бетона и имеющих достаточно точные значения параметров моделей. Рассмотрены основные вопросы, связанные с процедурой идентификации параметров температурного режима по данным строительного контроля.

CONTENTS

<i>Voronkov O.K., Sigatcheva N.N., Motorin G.A., Ushakova L.F.</i> Geophysical diagnostics of state and properties of soil dam and foundation consisting of clay soil	3
<i>Kagan A.A., Komarov Yu.S., Krivonogova N.F.</i> Engineering-geocryological conditions of water intake site for the city of Pevek.....	15
<i>Gusakova I.N., Gints A.V., Fisenko V.F.</i> Assessment of flood-lands water regime influence on seepage in foundation of N-2 soil dam of Votkinskaya HPP.....	23
<i>Lopatina M.G.</i> Assessment of manganese pollution influence on seepage properties of body soil material and reciprocal filter of №2 dam of Votkinskaya HPP	30
<i>Panov S.I., Matroshilina T.V., Voronin S.M.</i> Peculiarities of contemporary temperature state of dam body and foundation of Kolymskaya HPP.....	38
<i>Freiberg E.A., Golitsin V.V., Grigoriev I.A., Fedtchun A. Yu., Bitch G.M.</i> Massive strain assessment and slope stability forecast of port plant in Odessa.....	48
<i>Prokopovitch V.S.</i> Dynamic calculations of rock bank massive shears.....	57
<i>Shintemirov M.A.</i> Peculiarities of probabilistic assessment of slopes stability for industrial waste collectors.....	64
<i>Lutchkin M.A., Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G.</i> Settlement evaluation for buildings and constructions located on weak clay soils accounting for shear strains during some time period.....	69
<i>Gunin S.O., Gabitov M.M.</i> Evaluation method of artificial foundations reinforced by geosynthetic materials.....	79
<i>Koritova I.V., Panteleev V.G.</i> Design-technological solutions to store aluminous production sludge thickened up to suspension state.....	84
<i>Solsky S.V.</i> Methods and practice of engineering-ecological preparation of man-caused loaded territories.....	92
<i>Finagenov O.M., Beshlian A.R.</i> Risk in hydroengineering.....	107
<i>Finagenov O.M., Krupnov O.R., Belyakova S.N.</i> Monitoring of social consequences in the result of breakdowns and violations at taking the decision to provide reliability and safety of operating hydroengineering constructions.....	113
<i>Vainberg A.I.</i> Risk assessment of water flow over dam crest made of soil materials using the method of statistic tests.....	121
<i>Jilenkov V.N., Ladenko S.Yu.</i> On some peculiarities of different density floods formation in flowing water reservoirs (For solving of the problem of selective water intake of HPP).....	128
<i>Krat T.Yu.</i> Temperature regime parameters identification during concrete dam construction.....	136
	151

СОДЕРЖАНИЕ

<i>Воронков О.К., Сигачева Н.Н., Моторин Г.А., Ушакова Л.Ф.</i> Геофизическая диагностика состояния и свойств грунтовой плотины и основания, сложенных глинистыми грунтами	3
<i>Каган А.А., Комаров Ю.С., Кривоногова Н.Ф.</i> Инженерно-геокриологические условия участка водозабора для г. Певек.....	15
<i>Гусакова И.Н., Гинц А.В., Фисенко В.Ф.</i> Оценка влияния водного режима поймы на фильтрацию в основании грунтовой плотины № 2 Воткинской ГЭС.....	23
<i>Лопатина М.Г.</i> Оценка влияния марганцевого загрязнения на фильтрационные свойства грунтового материала тела и обратного фильтра плотины № 2 Воткинской ГЭС	30
<i>Панов С.И., Матрошилина Т.В., Воронин С.М.</i> Особенности современного температурного состояния тела и основания плотины Колымской ГЭС.....	38
<i>Фрейберг Э.А., Голицын В.В., Григорьев И.А., Федчун А.Ю., Бич Г.М.</i> Оценка деформаций массива и прогноз устойчивости склона Одесского припортового завода	48
<i>Прокопович В.С.</i> Динамические расчеты смещений скального берегового массива	57
<i>Шинтемиров М.А.</i> Особенности вероятностной оценки устойчивости откосов накопителей промышленных отходов	64
<i>Лучкин М.А., Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г.</i> Расчет осадок зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах с учетом деформаций сдвига во времени	69
<i>Гунин С.О., Габитов М.М.</i> Метод расчета искусственных оснований, армированных геосинтетическими материалами	79
<i>Корытова И.В., Пантелеев В.Г.</i> Конструктивно-технологические решения по складированию сгущенных до состояния суспензий шламов глиноземного производства.....	84
<i>Сольский С.В.</i> Методы и практика инженерно-экологической подготовки техногенно-нагруженных территорий	92
<i>Финагенов О. М., Бешлиян А.Р.</i> Риск в гидротехнике.....	107
<i>Финагенов О. М., Крупнов О. Р., Белякова С. Н.</i> Учет социальных последствий аварий и нарушений при принятии решений по обеспечению надежности и безопасности эксплуатируемых ГТС	113
<i>Вайнберг А.И.</i> Оценка риска перелива воды через гребень плотины из грунтовых материалов методом статистических испытаний	121
<i>Жиленков В.Н., Ладенко С.Ю.</i> О некоторых особенностях формирования разноплотностных течений в проточных водоемах (К решению проблемы селективных водозаборных устройств ГЭС)	128
<i>Крат Т.Ю.</i> Идентификация параметров температурного режима при возведении бетонных плотин.....	136

**ПЕРЕЧЕНЬ ОРГАНИЗАЦИЙ, ПРЕДСТАВИВШИХ СТАТЬИ
ДЛЯ ОПУБЛИКОВАНИЯ В СБОРНИКЕ
«ИЗВЕСТИЯ ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», Т. 246**

ВИТУ (Военный инженерно-технический университет, Санкт-Петербург)
ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева (Всероссийский научно-исследовательский институт гидротехники им. Б.Е. Веденеева, Санкт-Петербург)
Воткинская ГЭС
Колымская ГЭС
Комитет по природопользованию, охране окружающей среды и обеспечению экологической безопасности Администрации Санкт-Петербурга
НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект» (Санкт-Петербург)
НТЦ «Геотехнология» (Санкт-Петербург)
Одесский припортовый завод, Украина
Павлодарский государственный университет им. С. Торайгырова, Казахстан
ПГУПС (Петербургский государственный университет путей сообщения)
Укргидропроект, Украина
Черноморниипроект, Украина