

УДК 502/504:627.8

Б. М. БАХТИН

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования
«Московский государственный университет природообустройства»

О ВОЗМОЖНОСТИ УЧЕТА СИЛ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН С БЕРЕГОВЫМИ СКЛОНАМИ ПРИ РАСЧЕТАХ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ

В работе приводятся некоторые результаты исследований работы модели плотины из армированного грунта на жестком основании под действием сил собственного веса и сейсмических сил. Модель доводилась до разрушения при постепенном увеличении сейсмического воздействия. Расчет по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения с учетом сил взаимодействия оползающего откоса с береговыми склонами показал хорошее согласование с экспериментальными данными, что указывает на возможность его использования в проектной практике.

Пространственная работа плотины, взаимодействие с береговыми склонами, устойчивость откосов.

In the work there are given some results of the research work of the reinforced earth dam model on hard ground under the force action of its own weight and seismic forces. The model was being brought to breakage under gradual increasing of seismic impact. The calculation method of circular cylindrical sliding surfaces with taking into consideration the interaction of the sliding slope with coastal slopes showed good concordance with the experimental data which points out to the possibility of its usage in the design practice.

Spatial operation of dam, interaction with coastal slopes, stability of slopes.

Учет сил взаимодействия грунтовых плотин с береговыми склонами, т. е. учет пространственного характера работы сооружения при расчете устойчивости откосов плотины признается важным условием адекватности оценки ее несущей способности. Известны работы, посвященные этому вопросу [1–3], в которых показано, что учет сопротивления береговых склонов может увеличить расчетный коэффициент запаса устойчивости откоса плотины до 50 % и более. Возможно, немногочисленность таких работ вызвана сложностью верификации расчетных методов. Действительно, при обрушении откосов реальных сооружений трудно

выяснить все обстоятельства, которые привели к аварии, а значит, и найти фактический коэффициент запаса устойчивости, с которым можно сравнить результат, полученный расчетным методом. В этих условиях большое значение приобретают результаты исследования устойчивости грунтовых плотин на физических моделях, когда известны все начальные условия и нагрузки, при которых произошло разрушение модели.

Такие исследования были проведены на модели грунтовой плотины высотой 4 м с водонепроницаемым гибким экраном и вертикальной нижней гранью, поддерживаемой

неразрезной жесткой облицовкой, к которой крепится металлическая полосовая горизонтальная арматура (рис. 1).

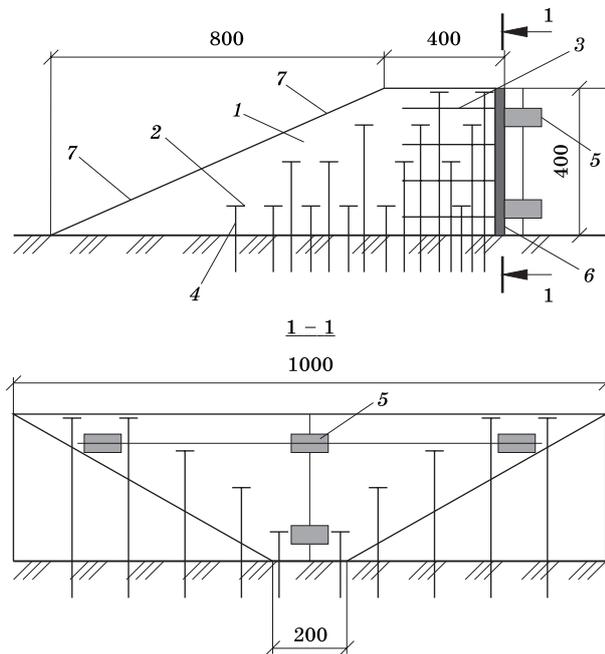


Рис. 1. Конструкция плотины и схема загрузки модели: 1 – модель (размеры натурные); 2 – анкеры; 3 – армирующие элементы; 4 – загрузочные тяги; 5 – индикаторы перемещения; 6 – облицовка низовой грани; 7 – акселерометры

Плотина возведена в узком скальном русле с углом наклона бортов 45° . Поведение плотины, загружаемой силами собственного веса и сейсмическими силами, направленными вдоль потока, изучалось на физической модели масштаба 1:10. Модель была выполнена из песчаного среднезернистого однородного грунта с углом внутреннего трения $\varphi_{гр} = 35^\circ$, влажностью 2 % и удельным весом $\gamma_{гр} = 1,6 \text{ т/м}^3$. (Заметим, что такой песок способен держать вертикальный откос значительной высоты). Это указывает на наличие кажущегося сцепления, причиной которого, видимо, являются капиллярные силы на контакте воды с частицами грунта. Величина удельного сцепления c была определена по высоте свободного вертикального откоса, образующегося при выемке части грунта из заполненного им контейнера, и для модели составляла $0,21 \text{ Н/см}^2$, а в пересчете на натуру $c = 2,1 \text{ Н/см}^2$.

К облицовке низовой грани, выполненной из оргстекла толщиной 10 мм,

крепилась полосовая арматура из бронзовой фольги с разрывным усилием 300 мПа. Коэффициент трения на контакте фольги с песком тела модели по результатам испытаний составлял 0,55 (угол контактного трения $\delta = 29^\circ$).

Напряженно-деформированное состояние модели от собственного веса воспроизводили через систему анкеров, заложенных в 50 точках модели. К анкерам крепились гибкие металлические тяги, нагружаемые силами, равными силам тяжести соответствующих объемов тела плотины. Инерционные (сейсмические) силы воспроизводились на модели согласно критерию Коши (в предположении линейно-упругой работы грунта), при масштабе ускорений, равном 0,1. Воспроизведение сейсмической нагрузки осуществлялось «импульсным методом» с регистрацией ускорений у основания, на гребне модели и в середине ее высоты на напорной грани [4]. Изучение поведения плотины осуществляли в предположении ее линейно-упругой работы во всем диапазоне изменения напряженно-деформированного состояния (НДС), поэтому в ходе эксперимента оценке линейности работы конструкции, а также возможному влиянию металлических тяг, пронизывающих тело модели, уделяли особое внимание. Были изготовлены три одинаковые модели, на одной из которых отсутствовали тяги воспроизведения собственного веса. Изучение частот и форм собственных колебаний этой модели резонансным методом показало, что ее динамические характеристики в пределах точности эксперимента совпадают с характеристиками модели, выполненной с воспроизведением сил собственного веса G в диапазоне изменения последних от 0 до $1,2 G$. О линейности работы модели в процессе ее нагружения силами собственного веса, равными $1,15 G$, и инерционными, с ускорениями, постепенно возрастающими до значения $0,2 g$ (в пересчете на натуру), судили по отношению ускорений, замеренных на гребне, к ускорению основания модели, которое в опытах колебалось от 2 до $2,5$ [5].

Поведение сооружения под указанными нагрузками изучали на двух одинаковых моделях. При достижении величин ускорения $0,6 g$ ($0,06 g$ в пересчете

на натуре) на гребне модели были зафиксированы первые трещины вблизи оси гребня в средней его части. При увеличении интенсивности динамического воздействия до величин ускорения $1,3 g$ ($0,13 g$ в натуре) на гребне появилась вторая система трещин, проходящая в русловой части модели вблизи свободного конца верхнего яруса армирования и у бортовых примыканий – примерно по середине гребня. Повторяющиеся сейсмические толчки указанной интенсивности привели к развитию именно этой системы с ростом раскрытия трещин в процессе действия сейсмической нагрузки и полной их стабилизацией после ее прекращения. Ступенчатое нарастание деформаций сопровождалось заметным снижением отметок верха массива, примыкающего к жесткой облицовке и отчлененного указанными трещинами, по сравнению с отметкой гребня модели в других ее частях. При последующей разборке модели выяснилось, что ни один из армирующих элементов не был разорван, т. е. силы трения, возникавшие в ходе опытов на контакте грунта оползающего массива и арматуры, были меньше ее разрывного усилия.

Формирование двух систем трещин может быть обусловлено следующими причинами. При возникновении в массиве грунта за облицовкой предельного состояния, вызванного нагрузкой собственного веса и инерционными силами малой интенсивности, арматура практически не влияет на форму тела обрушения, так как перемещения последнего по горизонтали невелики. Поэтому силы трения по контакту армирующих элементов с грунтом, как с одной, так и с другой стороны поверхности обрушения, незначительны и не приводят к перераспределению усилий в конструкции. В этом случае поверхность обрушения образует с вертикалью угол $\alpha = 45^\circ - \varphi_{гр}/2$. Поскольку при прочном основании и прочной жесткой облицовке поверхность обрушения может проходить только через контакт облицовки с основанием, высота призмы обрушения меняется от нуля у бортовых примыканий до полной высоты сооружения в средней его части. Дальнейший рост деформаций конструкции проходит по следующей схеме. Если

при действии только статической нагрузки призма, отчлененная поверхностью обрушения, смещалась бы книзу, сдвигаясь по этой поверхности, то при возрастающих сейсмических нагрузках инерционные горизонтальные силы от массы отчлененного массива через жесткую облицовку, колеблющуюся вместе с ним, вызывают перемещения армирующих элементов относительно грунта. На контакте арматуры с грунтом развиваются силы трения, вызывая смещение зоны максимальных напряжений к свободным концам арматуры. Это приводит к формированию вторичной поверхности обрушения, по которой происходит дальнейшее скольжение отчлененного ею отсека. Разборка модели после окончания испытаний при сочетании нагрузки от собственного веса и сейсмической показала, что форма этой поверхности близка к кругло-цилиндрической с радиусом R в пределах $1,6...2$ от высоты модели H_m . Сказанное позволяет считать, что для описания поведения испытанной конструкции применима модель кругло-цилиндрического отщепленного отсека обрушения с поверхностью скольжения радиуса $R = 1,8H_m$ (рис. 2а).

Эта поверхность проходит в русловой части плотины через сочленение жесткой облицовки со скальным основанием и точку у свободного конца армирующих элементов верхнего яруса. Предполагается, что силы трения по контакту арматуры с грунтом в пределах отсека обрушения являются внутренними и не влияют на устойчивость последнего. Удерживающими, кроме сил сопротивления на поверхности скольжения, являются силы трения, развивающиеся за пределами оползающего отсека на контакте грунта с арматурой при ее выдергивании из грунтового массива (рис. 2б). Применение этой схемы возможно лишь в случае гибких армирующих элементов, когда их сопротивлением срезу на поверхности скольжения можно пренебречь.

На рис. 2а, б, г приведены схемы и соответствующие расчетные зависимости к определению моментов сдвигающих и удерживающих сил от веса Q оползающего отсека, сил трения T на контактах

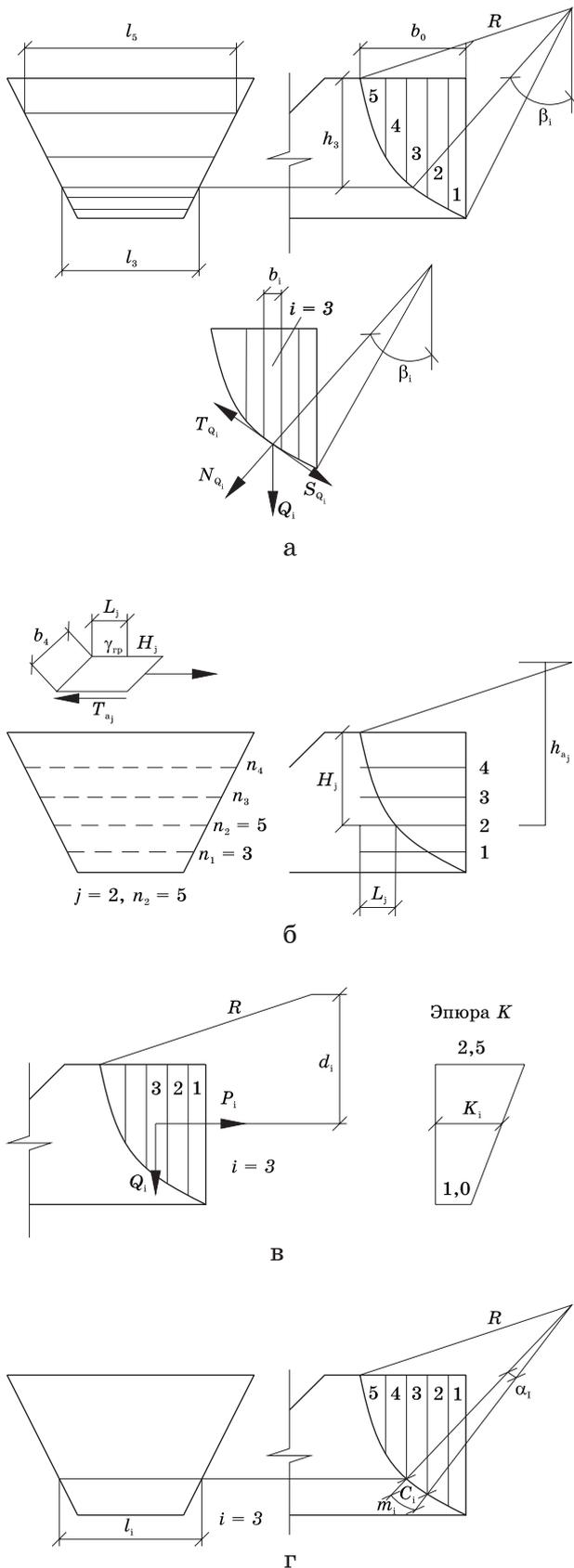


Рис. 2. Расчетные схемы и зависимости к определению моментов: а – усилий на границе отсека обрушения с телом плотины; б – сил трения на контакте с арматурой; в – сейсмических сил; г – сил сцепления

грунта с армирующими элементами и сил сцепления C . Инерционные силы P и их моменты, примененные к отсеку обрушения, можно найти с учетом эпюры распределения коэффициента K увеличения ускорения по высоте сооружения, полученной по результатам испытания модели (рис. 2в).

Расчеты, выполненные по схеме рис. 2 для руслового сечения плотины (плоская задача), при указанных выше характеристиках грунта без учета сил кажущегося сцепления и контактного трения, показали, что в этом случае коэффициент запаса устойчивости против сдвига (отношение суммы моментов сил удерживающих к сумме моментов сдвигающих)

$$K_C = \frac{\sum M_{T_{Qi}} + \sum M_{T_{Aj}}}{\sum M_{S_{Qi}} + \sum M_{P_i}} \quad (1)$$

существенно меньше единицы даже без учета сил сейсмического воздействия – $K_C = 0,89$. При учете этих сил и коэффициенте сейсмичности $A = 0,1$ значение K_C снижается до $0,83$.

В работе [5] было показано, что вибрация грунта приводит к уменьшению углов внутреннего $\varphi_{гр}$ и контактного δ трения, еще более снижая значение коэффициента K_C . Согласно [6], можно считать, что $\varphi_{сгр} = \varphi - \arctg(A/\sqrt{2})$, где φ_c – угол внутреннего трения при сейсмической нагрузке.

При $A = 0,10$: $\text{tg } \varphi_c = 0,60$; $\text{tg } \delta_c = 0,46$ (по аналогии). При таких величинах параметров трения значение коэффициент запаса устойчивости $K_C = 0,70$, что соответствует случаю разрушения сооружения. Учет сил сцепления, как показано в табл. 1, увеличивает коэффициент устойчивости K_C до $1,09$ при действии только статических нагрузок. При действии и инерционных сил значение K_C снижается до $0,93$, а с учетом понижения углов внутреннего и контактного трения – до $0,78$. Таким образом, согласно приведенным данным, сооружение должно быть разрушено. Однако модель вполне сохраняет устойчивость как при статической нагрузке, так и при землетрясении (с расчетной величиной ускорения $0,1g$ в пересчете на натуру).

Очевидно, решение в рамках пло-

ской задачи не отражает особенностей реальной работы исследуемой конструкции. Не учтены перечисленные выше силы в отсеках бортовых частей конструкции, а также силы трения на контакте с береговыми склонами, вызванные весом частей отсека обрушения над бортами русла. Не учтены и дополнительные силы трения на этом контакте, возникающие в связи с распором в отсеке обрушения, который смещается вниз в клиновидном русле с обжатием бортами последнего.

Учесть первое из указанных обстоятельств можно, приняв среднюю фактическую длину каждого из элементарных объемов и реальное количество армирующих элементов в каждом ярусе армирования. Учет силовых факторов, действующих на контакте плотины с береговыми склонами, выполнен согласно расчетным схемам и соответствующим зависимостям, приведенным на рис. 3. Здесь в каждом из элементарных объемов вертикальной плоскостью, перпендикулярной створу плотины, выделяли треугольные элементы с шириной b_i , высотой h_i и основанием r_i , проводя указанную плоскость через точку пересечения берегового склона с горизонтальной линией, соответствующей низу рассматриваемого объема.

Вес G_i каждого из этих элементов определяется, исходя из реальных его размеров и может быть разложен на составляющие S_{G_i} и N_{G_i} . Первая из них вызывает смещение отсека обрушения, вторая – появление сил трения T_{G_i} вдоль склона, препятствующих этому смещению. Разложив каждую из них на составляющие – горизонтальные S'_{G_i} , T'_{G_i} и вертикальные $M_{T_{G_i}}$, S'_{G_i} и $M_{T_{G_i}}$ и приняв во внимание, что горизонтальные силы, параллельные створу, не создают моментов относительно принятой оси вращения, получим зависимости, приведенные на рис. 3.

Учет сил трения, вызванных отпором грунта, может быть осуществлен отдельно для каждого из элементарных объемов отсека обрушения. При этом предполагается, что в начальный момент формирования поверхности скольжения перемещения отсека обрушения книзу весьма малы, а силы распора F_i на контакте с береговыми

склонами определяются бытовым давлением грунта в пределах каждого из элементарных объемов (при коэффициенте бокового давления покоя $\xi = 1 - \sin \varphi_{гр}$). По мере перемещения отсека вниз силы распора будут возрастать из-за изменения коэффициента бокового давления до величины $\xi = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi_{гр}/2)$. Принимая во внимание, что составляющая S_{F_i} силы распора F_i удерживает отсек обрушения, а составляющая N_{F_i} вызывает появление сил трения T_{F_i} вдоль плоскости склона, и разложив S_{F_i} и T_{F_i} по горизонтали и вертикали, получим выражения для определения моментов этих сил (см. рис. 3). С учетом указанных силовых факторов выражение для определения коэффициента запаса против сдвига может быть записано в следующем виде:

$$K_c = \frac{\sum M_{T_{G_i}} + \sum M_{T_{F_i}} + \sum M_{G_i} + \sum M_{T_{G_i}} + \sum M_{S_{G_i}} + \sum M_{T_{F_i}}}{\sum M_{S_{G_i}} + \sum M_{P_i} + \sum M_{S_{G_i}}} \quad (3)$$

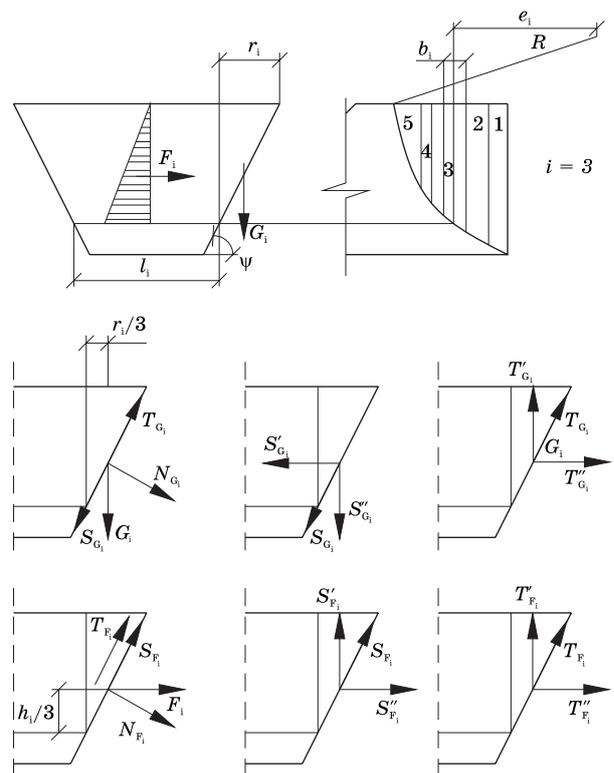


Рис. 3. Расчетные схемы и зависимости к определению моментов сил на контакте с береговыми склонами от веса G отсека обрушения и распора F грунта в отсеке обрушения: $G_i = 0,5h_i r_i b_i \gamma_{гр}$; $S_{G_i} = G_i \sin \psi$; $N_{G_i} = G_i \cos \psi$; $T_{G_i} = N_{G_i} \text{tg} \delta$; $S'_{G_i} = S_{G_i} \sin \psi$; $M_{S'_{G_i}} = S'_{G_i} e_i$; $T'_{G_i} = T_{G_i} \sin \psi$; $M_{T'_{G_i}} = T'_{G_i} e_i$; $F_i = 0,5 h_i^2 b_i \xi$; $S_{F_i} = F_i \cos \psi$; $N_{F_i} = F_i \sin \psi$; $S'_{F_i} = S_{F_i} \sin \psi$; $M_{S'_{F_i}} = S'_{F_i} e_i$; $T_{F_i} = N_{F_i} \text{tg} \delta$; $T'_{F_i} = T_{F_i} \sin \psi$; $M_{T'_{F_i}} = T'_{F_i} e_i$

Результаты расчета по зависимости (3) с учетом влияния сил сопротивления в бортовых примыканиях также приведены в табл. 1.

Из данных табл. 1 следует, что отказ от учета сил сопротивления в бортовых примыканиях существенно снижает запас устойчивости сооружения, поскольку модель успешно сопротивлялась действующим нагрузкам, даже когда расчетный коэффициент запаса был равен 0,78. С учетом сопротивления по береговым склонам величина этого коэффициента составила: при $A = 0,1$ $K_c = 0,98$; при $A = 0,13$ $K_c = 0,84$. При условиях, соответствующих последнему значению K_c , в модели и появилась вторая из упомянутых ранее систем трещин, по которой при повторяющихся сейсмических воздействиях развивались смещения оползающего отсека. Таким

образом, можно полагать, что принятая расчетная схема достаточно хорошо учитывает особенности пространственного характера работы грунтовых плотин. Это позволило провести некоторый анализ особенностей работы таких сооружений и при других характеристиках формы русла.

В табл. 2. приведены величины моментов удерживающих и сдвигающих сил для средней части плотины, имеющей постоянную высоту h , и для береговых примыканий (обозначения, согласно рис. 2, 3) при статических условиях работы конструкции.

Из данных таблицы легко видеть, что в треугольном русле, когда длина средней части плотины $b = 0$, обобщенный коэффициент запаса против сдвига K_c составляет 1,14, а для условий плоской задачи (для средней части) этот коэффи-

Таблица 1
Результаты расчета устойчивости плотины по схеме плоской задачи и с учетом сил сопротивления в бортовых примыканиях

Расчетные усилия	Коэффициент запаса для условий плоской задачи	Коэффициент запаса с учетом бортовых примыканий
От собственного веса		
Усилия в арматуре	1,09	1,12
Силы сцепления		
С учетом сейсмических сил	0,93 ($A = 0,1$)	1,024 ($A = 0,13$)
С учетом снижения сопротивления сдвигу при вибрации	0,78	0,84

Таблица 2
Величины удерживающих и сдвигающих моментов, действующих в средней части плотины и в береговых примыканиях

Обозначения расчетных усилий (моментов)	Величины моментов, кНм	
	Средняя часть плотины	Береговые примыкания
Удерживающие		
M_{T_a}	392 (26,1 %)	10 (0,4 %)
M_{T_Q}	960 (63,8 %)	867 (33,5 %)
M_C	152 (10,1 %)	276 (10,7 %)
M_{T_G}	–	692 (26,7 %)
M_{T_F}	–	305 (11,8 %)
$M_{S'_F}$	–	437 (16,9)
Всего	1504 (100 %)	2587 (100 %)
Сдвигающие		
M_{S_Q}	1381 (100 %)	1288 (56,6)
$M_{S'_G}$	–	989 (43,4)
Всего	1381 (100%)	2277 (100%)

коэффициент равен 1,09. График изменения коэффициента запаса в зависимости от относительной длины b/h средней части плотины приведен на рис. 4. Здесь значения K_c для разных величин b/h отнесены к коэффициенту для условий плоской задачи. Привлекает внимание небольшая разница этих параметров в значительном диапазоне соотношений b/h . Создается впечатление, что полученные результаты впадают в противоречие с известными работами по оценке влияния бортов русла на устойчивость грунтовых плотин [2, 3]. Так, по данным А. А. Ничипоровича, В. Н. Поспелова и других ученых, для треугольного профиля русла с углом наклона бортов к горизонту $\psi = 45^\circ$ отношение коэффициента запаса устойчивости низового откоса плотины с ядром к соответствующему коэффициенту для условий плоской задачи составляет около 1,6, тогда как, по данным автора, это соотношение не превосходило 1,05 (рис. 4, $b/h = 0$). Причиной такого несоответствия может служить следующее обстоятельство. Для плотины из армированного грунта значение усилий M_{T_a} , возникающих на контактах с армирующими элементами в бортовых примыканиях для обеспечения устойчивости откосов, невелико – не более 0,4 % от суммарного удерживающего момента. В русловой части плотины, напротив, вклад этих усилий велик и составляет 26,1 %. Если исключить из рассмотрения этот силовой фактор, то соотношение коэффициентов запаса для плотины в треугольном русле и в условиях плоской задачи составит 1,41, что достаточно близко к данным [2, 3].

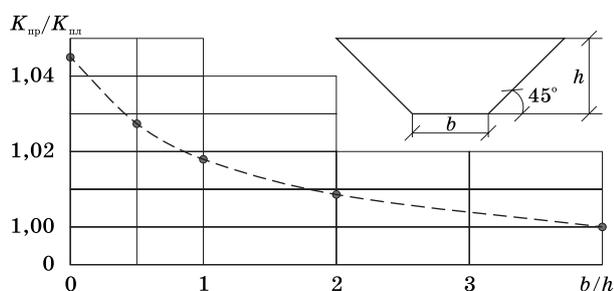


Рис. 4. Влияние ширины ущелья понизу на устойчивость низового откоса при действии статических нагрузок: $K_{пр}$, $K_{пл}$ – коэффициенты запаса для условий пространственной и плоской задач

Из табл. 2 видно, что сумма удерживающих моментов от веса грунта плотины над береговыми склонами и от сил распора, обусловленных клиновидностью створа, составляет для береговых примыканий 55,4 % от момента суммарного, тогда как их доля в сумме моментов сдвигающих равна лишь 43,4 %. Это свидетельствует о том, что влияние усилий в береговых примыканиях на обеспечение устойчивости откосов плотин в узких створах достаточно велико. При более широких створах это влияние уменьшается – рис. 5, и уже при $b/h = 4$ коэффициенты запаса при расчете по схемам пространственной и плоской задач совпадают.

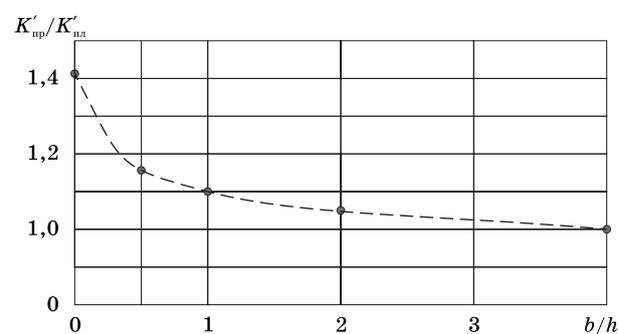


Рис. 5. Влияние ширины ущелья понизу на устойчивость низового откоса плотины без учета усилий на контакте арматуры с грунтом

Выводы

Приведенная в настоящей работе модификация метода кругло-цилиндрических поверхностей скольжения, позволяющая учесть влияние армирующих элементов и сил сопротивления на контактах сооружения с жесткими бортами русла при сейсмических нагрузках, подтверждена результатами исследований работы физических моделей в стадии разрушения.

Модифицированный метод расчета устойчивости откосов грунтовых плотин, учитывающий дополнительные усилия от веса грунта отсека обрушения над бортами русла и силы распора, возникающие при смещении этого отсека вниз в узком створе, дает возможность учесть пространственный характер работы сооружения.

1. Васильев И. М., Гребнев К. К., Венткатыачалан Г. Расчет пространственной устойчивости однородных откосов земляных плотин: Методы определения напряженного состояния устойчивости

высоконапорных гидротехнических сооружений и их основания при статических и динамических нагрузках: тезисы докладов. – М.: МГМИ, 1972. – С. 313–322.

2. Ничипорович А. А. Плотины из местных материалов. – М.: Стройиздат, 1973. – 320 с.

3. Поспелов В. Н. Способы расчета устойчивости земляных откосов с учетом пространственности их работы: Методы определения напряженного состояния и устойчивости высоконапорных гидротехнических сооружений и их оснований при статических и динамических нагрузках: тезисы докладов. – М.: МГМИ, 1972. – С. 305–312.

4. Бахтин Б. М. Совершенствование методики исследования сейсмостойкости

гидротехнических сооружений на моделях // Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура. – 1983. – № 6. – С. 98–103.

5. Бахтин Б. М. Особенности динамической работы плотины из армированного грунта при сейсмических воздействиях // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2001. – № 12. – С. 56–64.

6. Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений (перевод с англ.). – М.: Стройиздат, 1980. – 342 с.

Материал поступил в редакцию 25.10.11.

*Бахтин Бронислав Михайлович, доктор технических наук, профессор кафедры «Гидротехнические сооружения»
Тел. 8 (499) 976-24-60*

УДК 502/504:627.8

Б. М. БАХТИН

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Московский государственный университет природообустройства»

ОПЕРАТИВНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ СВОЙСТВ ИСКУССТВЕННЫХ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ МОДЕЛИРОВАНИЯ РАБОТЫ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Испытания моделей бетонных гидротехнических сооружений на некальных основаниях или сооружений, взаимодействующих с грунтовыми засыпками, требуют адекватного воспроизведения свойств модельных грунтов. В работе приводятся сведения о возможных направлениях проектирования искусственных грунтов на основе мелкозернистого песка. Описаны оперативные методы определения свойств таких материалов, ускоряющие и удешевляющие работу по подбору композиции с заданными характеристиками.

Бетонные гидротехнические сооружения, грунтовые засыпки, модельные грунты, проектирование искусственных грунтов.

Tests of models of concrete hydraulic technical structures on several bases or structures interacting with soil layers require the adequate reproduction of model soils properties. In the work there are given the data about possible directions of designing artificial soils on the basis of fine-grained sand. Operative methods are described for determinations of properties of such materials which accelerate and reduce the price of the work on selection of the composition with the given characteristics.

Concrete hydraulic structures, soil layers, model grounds, designing of artificial soils.

Сооружения, негрунтовые конструкции которых находятся в непрерывном взаимодействии с грунтовой средой, состав-

ляя с ней единое целое – подпорные стенки, трубы под насыпями, ячеистые, свайные и армогрунтовые конструк-