Интернет-журнал «Науковедение» ISSN 2223-5167 https://naukovedenie.ru/

Том 9, №6 (2017) https://naukovedenie.ru/vol9-6.php

URL статьи: https://naukovedenie.ru/PDF/158TVN617.pdf

Статья опубликована 01.02.2018

Ссылка для цитирования этой статьи:
Кудрявцев Г.М., Саинов М.П., Куксов А.С., Пасечник К.Д. Влияние напряжённого состояния каменно-набросной плотины с тонким экраном на устойчивость её откосов // Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ» Том 9, №6 (2017) https://naukovedenie.ru/PDF/158TVN617.pdf (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ.

УДК 626.01, 624.136, 624.137

Кудрявцев Григорий Михайлович
ФГОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», Россия, Москва
старший преподаватель кафедры гидравлики и гидротехнического строительства
E-mail: gregik@mail.ru
РИНЦ: https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=689820

Саинов Михаил Петрович
ФГОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», Россия, Москва[1]
Доцент кафедры «Гидравлики и гидротехнического строительства»
Кандидат технических наук
E-mail: mp_sainov@mail.ru
РИНЦ: https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=427608

Куксов Антон Сергеевич
ФГОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», Россия, Москва
Студент
E-mail: akuxov@gmail,com

Пасечник Кирилл Дмитриевич
ФГОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», Россия, Москва
Студент
E-mail: qxeee.rawrrr@bk.ru

Влияние напряжённого состояния каменно-набросной плотины с тонким экраном на устойчивость её откосов

Аннотация. С помощью специальной вычислительной программы исследовано влияние напряжённого состояния каменно-набросной плотины на запас устойчивости её откосов при основном и особом сочетании нагрузок. Для расчёта использовался метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Исследование проводилось для однородной каменно-набросной плотины с железобетонным экраном высотой 100 м. Путём численного моделирования были определены напряжённо-деформированное состояние плотины, её формы собственных колебаний и действующие на неё сейсмические нагрузки. Было выявлено, что традиционный приближённый способ определения напряжений на поверхности скольжения через давление от веса грунта вносит заметную погрешность в результат расчёта устойчивости откосов плотины. Приближённый способ занижает запас устойчивости откосов плотины с железобетонным экраном при основном сочетании нагрузок и завышает его при действии

[1] 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26

сейсмических сил. Оказалось, что при 9-балльном землетрясении плотина не является сейсмостойкой, хотя по приближённому способу расчётный запас устойчивости был выше нормативного. Кроме того, было выявлено, что при сейсмических нагрузках потеря устойчивости наиболее вероятно будет происходить по поверхности скольжения, близкой к плоской. Поэтому устойчивость откоса при сейсмическом воздействии с достаточной степенью точности можно оценивать по самой элементарной расчётной схеме, предусматривающей рассмотрение устойчивости блока на поверхности откоса.

Ключевые слова: устойчивость откосов; каменно-набросная плотина с железобетонным экраном; напряжённо-деформированное состояние; численное моделирование; сейсмические нагрузки

Введение

Обеспечение устойчивости откосов – один из основных вопросов проектирования грунтовых плотин, ему уделяется большое внимание [3, 4, 6]. В этой связи очень важно, чтобы применяемая методика расчёта устойчивости обеспечивала достоверный прогноз устойчивости откосов плотины с тем, чтобы можно было сравнить его с нормативным. К настоящему времени разработано множество методов расчётов устойчивости откосов, как приближённых, инженерных [3, 4, 6, 8], так и теоретически выверенных, аналитических [1, 2]. Однако тем не менее, вопрос о методике расчёта устойчивости откосов плотин на данный момент не является решённым. Это связано с тем, что в исследовании устойчивости имеется множество неопределённостей и с тем, что на устойчивость откосов оказывает влияние множество факторов.

Одним из таких факторов является сложный характер распределения напряжений в теле плотины [6, 11]. Как правило, в инженерной практике используются приближённые способы определения напряжений на поверхности скольжения [3, 4]. Например, в способе Терцаги [3, 4, 6] приближённо принимается, что вертикальные напряжения в теле плотины определяются только давлением от веса вышележащего грунта. Это допущение вносит неточность в результат расчёта устойчивости.

Ранее нами было показано, что при расчёте устойчивости откосов грунтовой плотины учёт перераспределения напряжений внутри тела грунтовой плотины позволяет более правильно оценить запас устойчивости её откосов [11]. Было получено, что при основном сочетании нагрузок учёт перераспределения напряжений как правило выявляет дополнительный резерв устойчивости откосов каменно-земляной плотины. При действии на плотину сейсмических сил напряжённое состояние плотины изменяется и эти изменения могут неоднозначно сказаться на устойчивости её откосов. С одной стороны, при восприятии сейсмических сил может увеличиться сжатие и тогда сопротивление грунта сдвигу возрастёт, а с другой – могут возникать зоны разуплотнения грунта, зоны нарушений сплошности, которые снижают запас устойчивости откосов и провоцируют потерю устойчивости.

Однако данные выводы и результаты были получены только для одного из типов грунтовых плотин – каменно-земляной плотины с центральным ядром, НДС которой имеет довольно сложный характер и свои особенности. В данном исследовании нами была решена задача о влиянии напряжённого состояния на устойчивости другого типа грунтовых плотин – однородной каменно-набросной плотины с железобетонным экраном.

Метод и методика

Для учёта НДС сооружения при расчёте устойчивости откосов использовалась

специальная вычислительная программа Otkos_N, разработанная к.т.н. Саиновым М. П. Алгоритм программы реализует метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения в интерпретации Терцаги [3, 4, 6]. Программа рассматривает множество круговых поверхностей скольжения и для каждой из них рассчитывает коэффициент запаса устойчивости массива грунта, ограниченного этой поверхностью (как отношение момента удерживающих сил к моменту опрокидывающих сил). В качестве наиболее вероятной и опасной выбирается та, которая имеет минимальный коэффициент запаса устойчивости. Коэффициент надёжности откоса принимается равным найденному минимальному коэффициенту.

При подсчёте силы сопротивления грунта сдвигу в вычислительной программе используется закон Кулона-Мора [3, 4, 6]:

$$\tau_{пред} = c + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi, \qquad (1)$$

где: c, φ – соответственно удельное сцепление и угол внутреннего трения на поверхности скольжения,

σn – напряжение на поверхности скольжения в направлении нормали к ней.

Отличительной особенностью вычислительной программы является то, что при этом подсчёте σn определяются из расчёта НДС сооружения методом конечных элементов [10]. Чтобы отразить сложный характер распределения напряжений в теле плотины её конечно-элементная модель выполняется очень подробной – каждый конечный элемент модели сооружения, для которой определялось его НДС, разбивается на столько частей, сколько в нём есть точек с известными напряжениями (т. н. точки интегрирования).

Исследования проводились для плотины высотой 100 м, выполненной из горной массы (рис. 1). Заложения верхового и низового откоса плотины принимались равными 1,4. С верховой стороны нижняя часть железобетонного экрана прикрыта защитной призмой, выполненной из пылеватого песка, покрытого каменной наброской. Высота защитной призмы составила 26,8 м, заложение откоса – 2,5. НПУ водохранилища принимался равным 97 м, УСВ – 59 м.

Исследования проводились для основного и особого сочетания нагрузок. Нагрузки основного сочетания включали в себя собственный вес сооружения и гидростатическое давление на напорную грань железобетонного экрана. В качестве особой нагрузки рассматривались сейсмические силы. Направление сейсмического воздействия принималось наиболее опасным. При расчётах для низового откоса принималось, что сейсмические силы направлены горизонтально из верхнего бьефа в нижний, а при расчётах для верхового откоса – из нижнего бьефа в нижний.

Для расчётов НДС была составлена конечно-элементная модель плотины, состоящая из 335 конечных элементов кубической аппроксимации перемещений и имеющая 3046 степеней свободы (рис. 1). Каждый из 252 конечных элементов, моделировавших плотину, имел по 25 точек интегрирования, в которых определялись напряжения и деформации. Соответственно, при расчёте устойчивости откосов использовалась конечно-элементная модель плотины, состоящая из 6300 конечных элементов. Площадь конечных элементов составила в среднем 2,5 м^2.

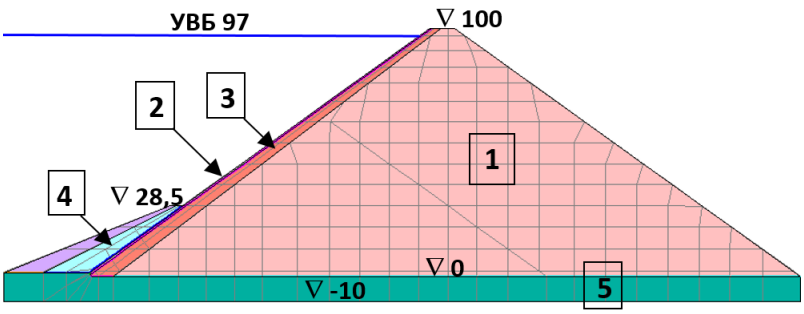


Рисунок 1. *Конечно-элементная модель плотины для расчёта напряжённо-деформированного состояния (составлено авторами)*

Расчёты НДС плотины проводились с помощью вычислительной программы Nds_N, составленной к.т.н. Саиновым М. П. Это позволило провести расчёт НДС с учётом последовательности возведения плотины и наполнения водохранилища. Рассматривались 22 этапа возведения плотины.

Грунты тела плотины при расчётах принимались линейно-деформируемыми на каждой из стадий нагружения (активное нагружение и разгрузка). Модуль деформации горной массы при активном нагружении принимался равным 120 МПа, при разгрузке – 600 МПа. Коэффициент Пуассона горной массы в обоих случаях принимался равным 0,25. Плотность горной массы принималась равной 2,0 т/м^3.

Для расчёта НДС плотины при особом сочетании нагрузок потребовалось определить сейсмические нагрузки. Они определялись по линейно-спектральной методике в соответствии с СП 14.13330.2014[2] через формы и периоды собственных колебаний плотины. Формы и периоды собственных колебаний также определялись методом конечных элементов с помощью комплекса вычислительных программ Sm2, составленных к.т.н. Саиновым М. П.

При этом учитывалось, что динамические характеристики грунтов не являются константой и зависят от плотности сложения и глубины залегания. Для определения динамических характеристик горной массы использовались данные натурных изысканий, приведённые в [9]. Динамический модуль деформации горной массы составил от 500 до 2700 МПа (рис. 2). Динамический коэффициент Пуассона горной массы принимался равным 0,33.

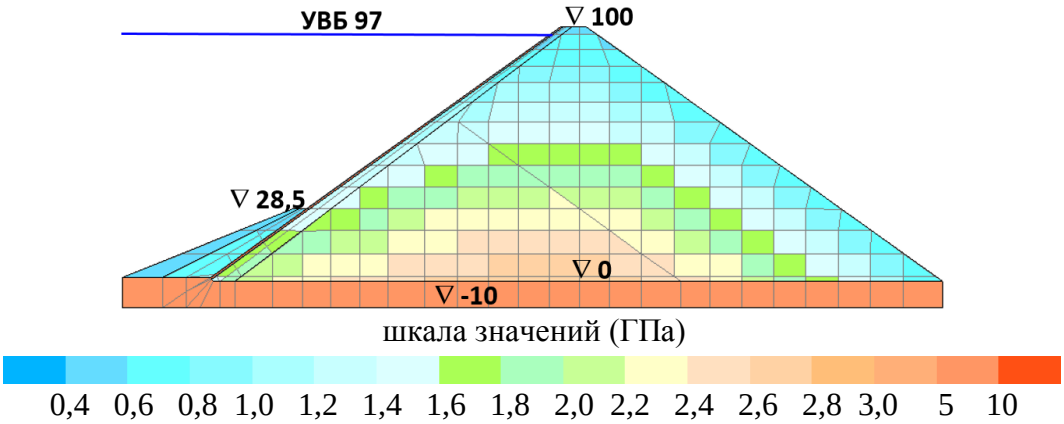


Рисунок 2. *Значения динамического модуля деформации материалов сооружения (получено авторами)*

[2] СП 14.13330.2014. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. – М.: ФАУ «ФЦС», 2014. – 126 с.

Расчёты сейсмических нагрузок проводились для двух случаев – для сейсмичности 8 и 9 баллов по шкале MSK-64. В первом случае ускорение основания плотины при землетрясении принималось равным 0,12 g, во втором – 0,24 g.

Расчёты устойчивости откосов проводились для двух расчётных, наиболее опасных случаев. При расчёте устойчивости низового откоса рассматривался случай, когда водохранилище наполнено до НПУ 97 м. При расчёте верхового откоса водохранилище принималось сработанным до УСВ 59 м.

Общая последовательность расчётов включала в себя несколько этапов:

1. Расчёт НДС плотины при действии нагрузок основного сочетания;
2. Расчёт устойчивости откосов плотины при действии нагрузок основного сочетания;
3. Определение форм собственных колебаний плотины и действующих на неё сейсмических сил для выбранных моментов времени;
4. Расчёт НДС плотины при действии сейсмических нагрузок;
5. Расчёт устойчивости откосов плотины при действии сейсмических нагрузок.

Результаты

Результаты решения поставленной задачи будем рассматривать последовательно, в соответствии с последовательностью расчётов.

Результаты расчётов НДС плотины при статических нагрузках (основное сочетание) представлены на рис. 3-4, для момента времени, когда водохранилище наполнено до НПУ 97 м. По результатам расчётов в момент окончания заполнения водохранилища до НПУ максимальные строительные осадки плотины составили 27 см (рис. 3а). Максимальное горизонтальное смещение плотины в сторону нижнего бьефа составило 15,6 см (рис. 3б).

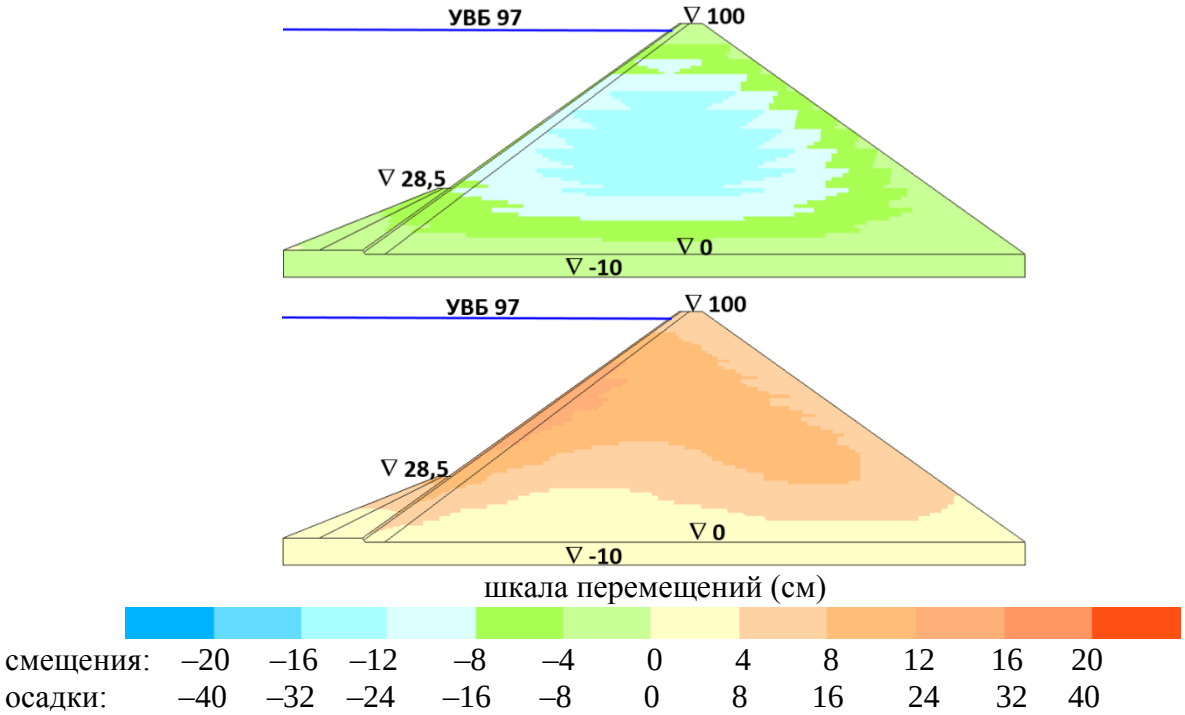
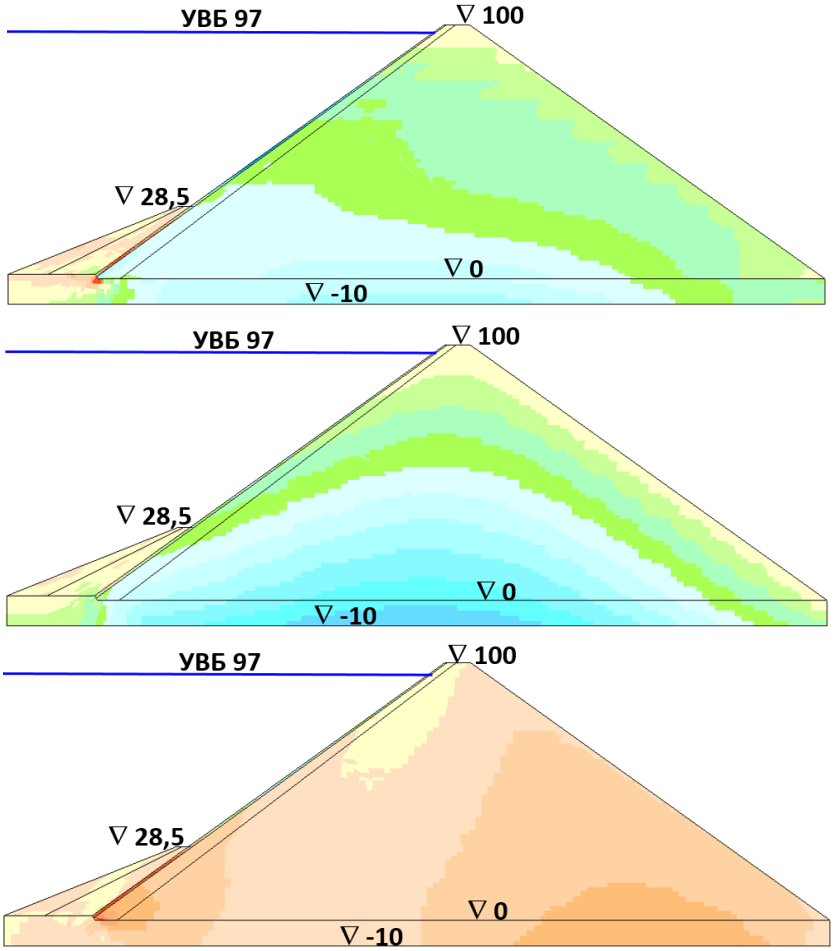


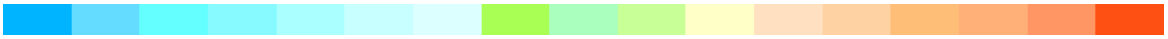
Рисунок 3. *Перемещения плотины на момент завершения строительства и наполнения водохранилища: а – осадки, б – горизонтальные смещения (получено авторами)*

Несмотря на то, что упорная призма плотины имеет однородное строение, было получено, для распределения вертикальных напряжений σy (рис. 4б) характерно наличие арочного эффекта, когда происходит перераспределение напряжений между внутренней и приоткосными зонами. Наблюдается увеличение напряжений σy в приоткосных зонах и их снижение σy во внутренней зоне. Максимальное значение напряжений σy составило 1,73 МПа, что на 13 % меньше, чем максимальное давление грунта от собственного веса. В приоткосной зоне на глубине около 6 м напряжения σy более, чем на 50 % больше, чем давление грунта от собственного веса. Однако это увеличение сопровождается повышенным уровнем касательных напряжений в области низового откоса – до 0,2 МПа (рис. 4в).

Отличительной особенностью НДС однородной каменно-набросной плотины является повышенный уровень сжатия по горизонтальным напряжениям σx. Под экраном они достигают 0,6 МПа и по мере приближения к низовому откосу уменьшаются до 0,2 МПа (рис. 4а).



Шкала напряжений [МПа]



σ_x:	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6
σ_y:	-2,0	-1,8	-1,6	-1,4	-1,2	-1,0	-0,8	-0,6	-0,4	-0,2	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
σ_{xy}:	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6

Рисунок 4. *Распределение напряжений в теле плотины на момент завершения строительства и наполнения водохранилища: а – σx, б – σy, в – σx (получено авторами)*

Полученное НДС стало основой для определения динамических характеристик грунтов тела при расчёте форм и периодов собственных колебаний плотины. Расчёты проводились отдельно для двух случаев – когда водохранилище наполнено до НПУ и до УСВ. Определялись

30 низших форм собственных колебаний. Частоты собственных колебаний представлены на рис. 5, формы собственных колебаний – на рис. 6. Частота первой формы составила 0,53-0,54 Гц.

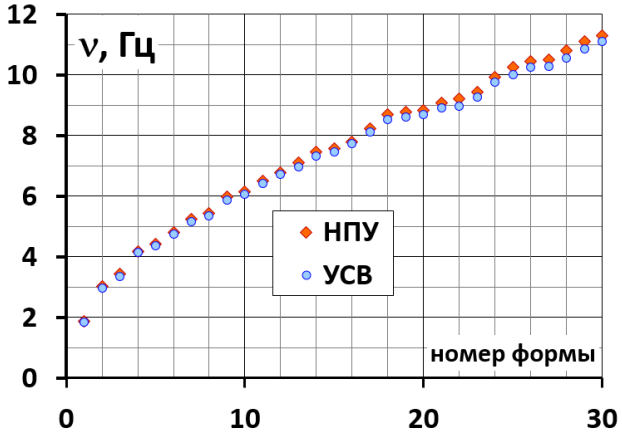


Рисунок 5. *Частоты собственных колебаний плотины (получено авторами)*

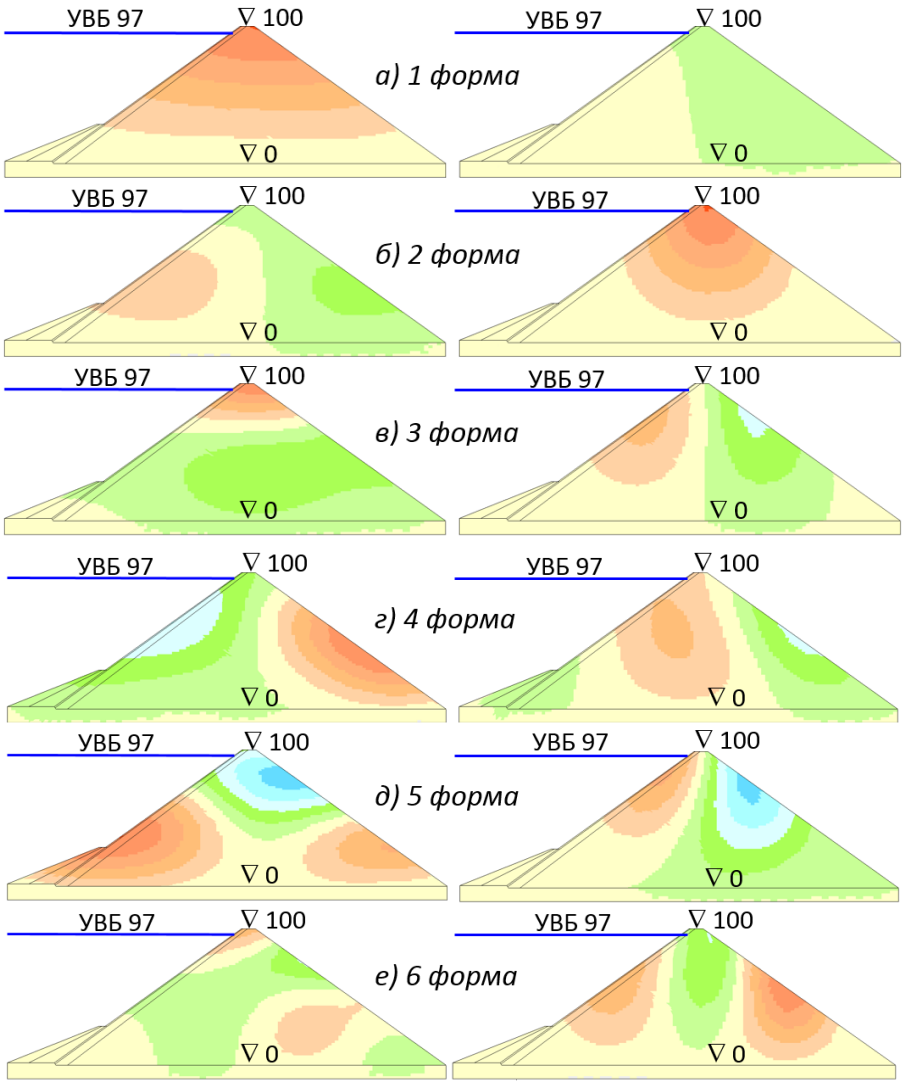


Рисунок 6. *Формы собственных колебаний плотины: слева показаны смещения в горизонтальном направлении, справа – в вертикальном (получено авторами)*

По полученным 30 формам и периодам собственных колебаний были подсчитаны ускорения тела плотины при землетрясении. При 9 баллах максимальное ускорение составило 0,40g (рис. 7), при 8 – баллах 0,2g. Через эти ускорения подсчитывались сейсмические силы, действующие на плотину.

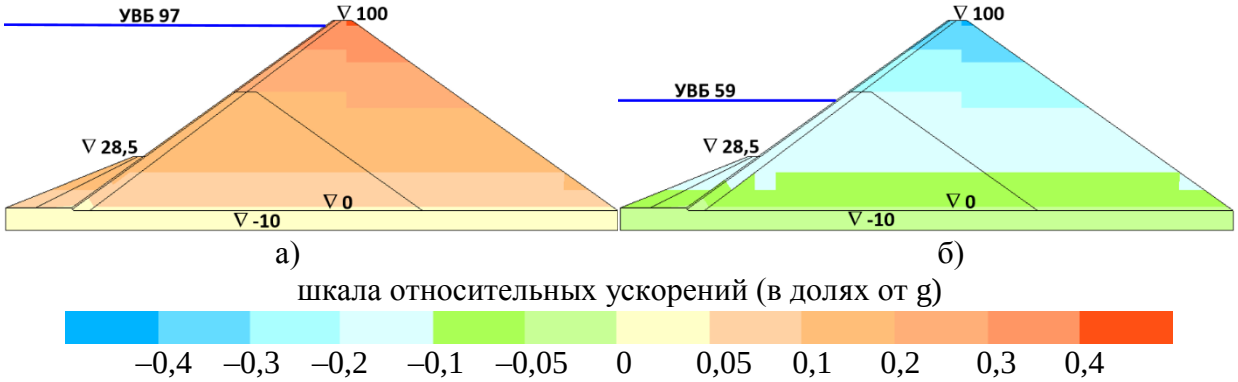


Рисунок 7. *Ускорения плотины при 9-балльном землетрясении (получено авторами)*

Далее проводился расчёт НДС плотины при действии сейсмических сил. При этом принималось, что модуль деформации горной массы составляет 240 МПа.

По результатам расчёта для случая 9-балльного землетрясении максимальное смещение плотины составило: при действии сейсмических сил в сторону нижнего бьефа 12,1 см (рис. 8а), при действии в сторону верхнего бьефа – 14,8 см (рис. 8б). Различие объясняется тем различием действующих ускорений.

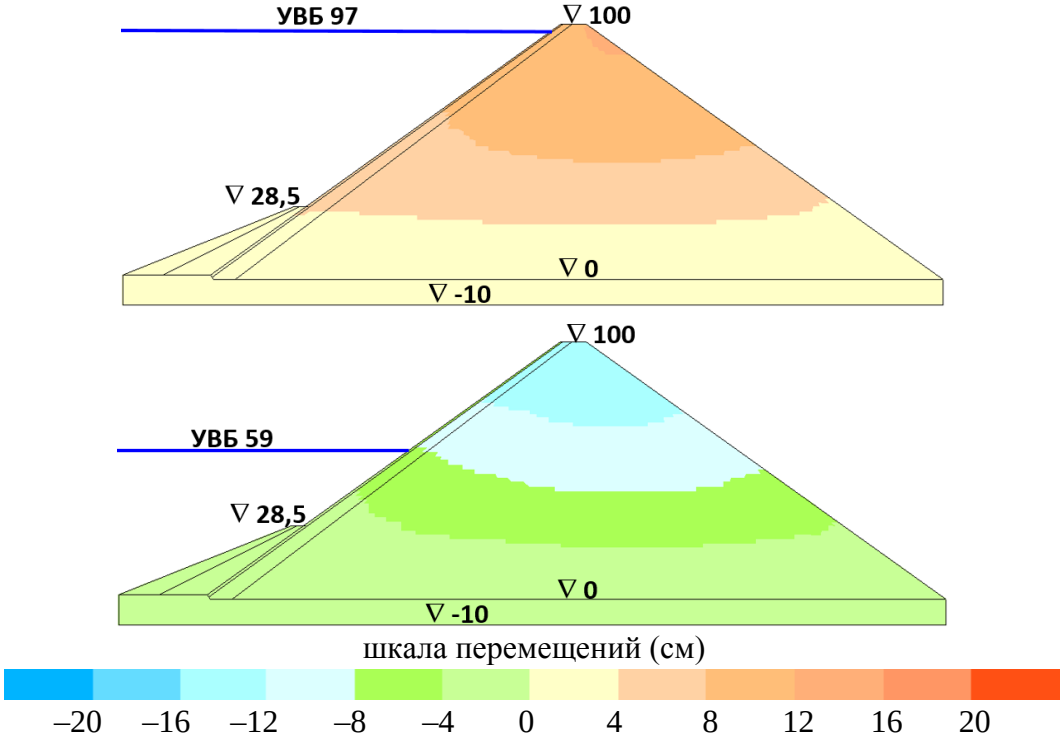
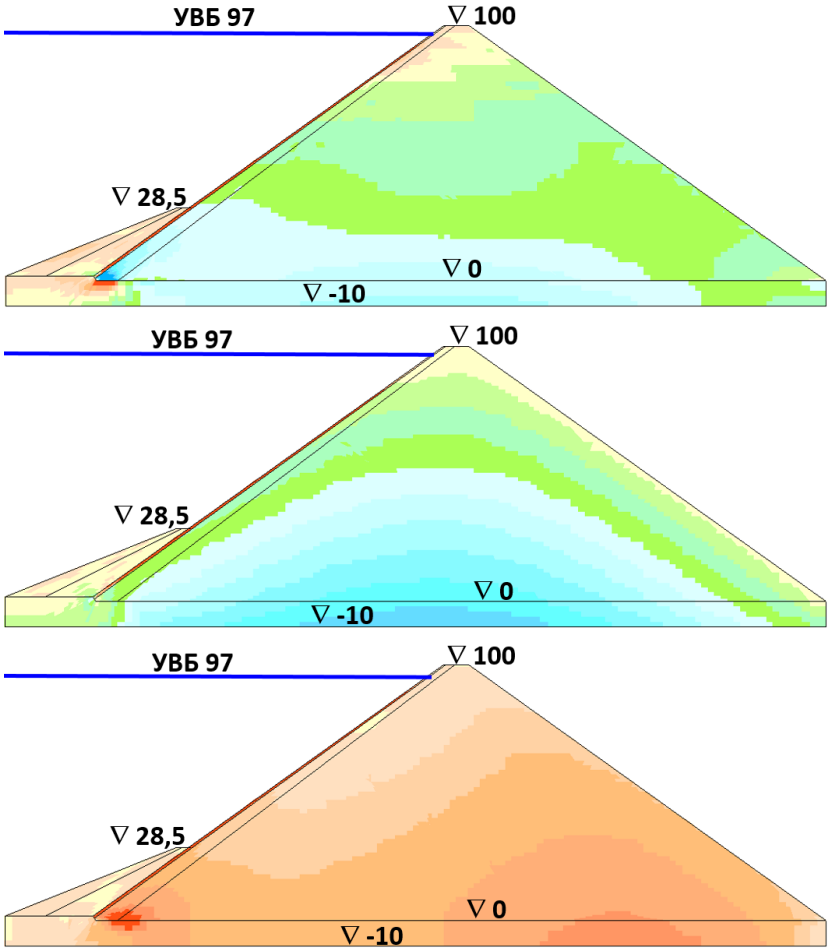


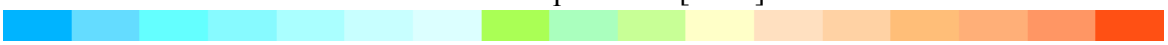
Рисунок 8. *Перемещения плотины на момент завершения строительства и наполнения водохранилища: а – осадки, б – горизонтальные смещения (получено авторами)*

Дополнительные смещения плотины вызывают изменение напряжённого состояния плотины. Если сейсмические силы направлены в сторону нижнего бьефа, то в верховой части плотины происходит уменьшение уровня сжатия по напряжениям σx и σy, и соответственно его увеличение в низовой части плотины (рис. 9а, б). При обратном направлении сейсмического

воздействия происходит наоборот – сжатие расчёт в верховой части плотины и падает в низовой (рис. 10а, б).



Шкала напряжений [МПа]

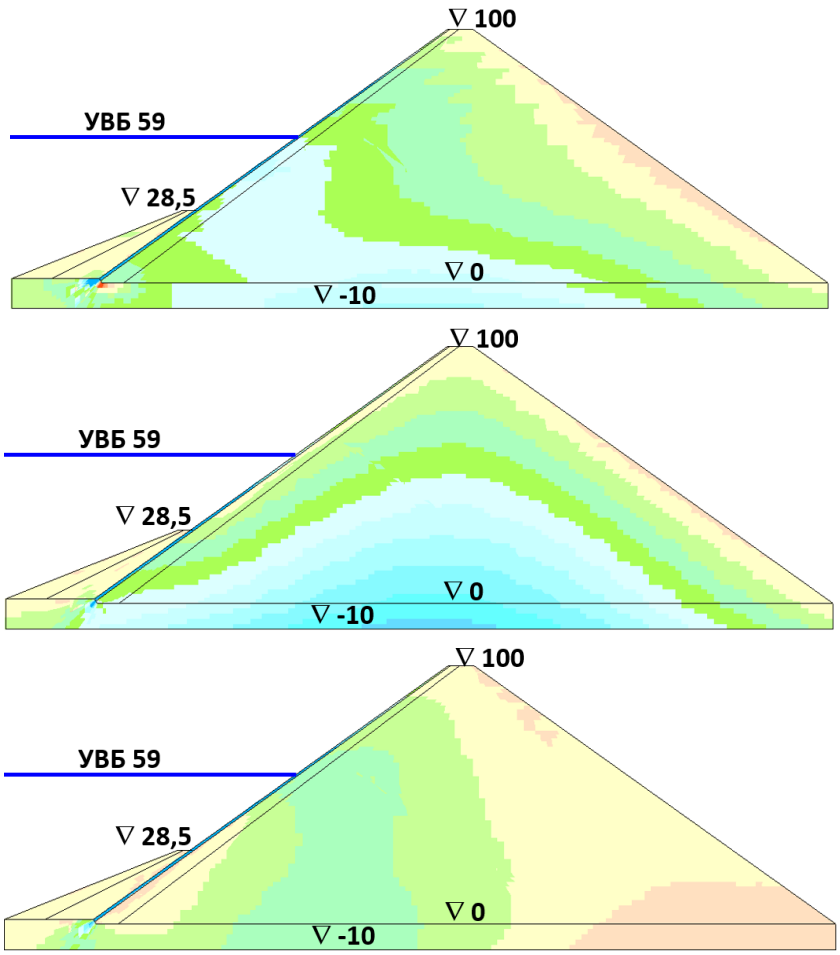


σ_x:	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6
σ_y:	-2,0	-1,8	-1,6	-1,4	-1,2	-1,0	-0,8	-0,6	-0,4	-0,2	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
σ_{xy}:	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6

Рисунок 9. *Распределение напряжений в теле плотины при 9-балльном землетрясении (направление сейсмических сил в сторону нижнего бьефа): а – σx, б – σy, в – σx (получено авторами)*

Опасность представляют те зоны плотины, в которых при сейсмическом воздействии напряжения σx и σy переходят через 0 и становятся растягивающими. Это явление наблюдается при 9-балльном землетрясении. При направлении сейсмических сил сторону нижнего бьефа зона слабых растягивающих напряжений σx образуется под железобетонным экраном в области гребня (рис. 9а). Она распространяется на глубину около 4 м. При направлении сейсмических сил в сторону верхнего бьефа зона слабых растягивающих напряжений σx образуется вблизи низового откоса. Её глубина – около 5 м. В этих зонах возможно разуплотнение грунта и появление вертикальных трещин.

Кроме того, сейсмические силы вызывают рост касательных напряжений σxy в теле плотины. Если сейсмические силы направлены в сторону нижнего бьефа, то касательные напряжения σxy – положительные (рис. 9в), а если в сторону верхнего бьефа – отрицательные (рис. 10в).



Шкалы напряжений см. на рис.9.

Рисунок 10. *Распределение напряжений в теле плотины при 9-балльном землетрясении (направление сейсмических сил в сторону верхнего бьефа): а – σx, б – σy, в – σx (получено авторами)*

Описанное напряжённое состояние плотины учитывалось при расчёте устойчивости её откосов. Для возможности выявления влияния учёта НДС на запас устойчивости откосов плотины были проведены две серии расчётов.

В первой серии расчётов нормальные напряжения на поверхности скольжения определялись по упрощённой схеме – через давление от веса грунта, т. е. так, как это принято в методике инженерных расчётов. Использовалась следующая формула для определения напряжения σn в направлении нормали к поверхности скольжения:

$$\sigma_n = \sum_i [\gamma_i \, h_i] \cos^2 \alpha \, , \qquad (2)$$

где: γi и hi – соответственно удельный вес и толщина i-того слоя грунта,

α – угол наклона поверхности скольжения.

Соответственно, в данном способе учитываются только вертикальные напряжения и то приближённо.

Во второй серии расчётов напряжение σn определялось через компоненты тензора напряжений:

$$\sigma_n = \sigma_x \sin^2\alpha + \sigma_y \cos^2\alpha + \sigma_{xy}\cos 2\alpha \,. \qquad (3)$$

Кроме того, сравнение проводилось для элементарной схемы оценки устойчивости откоса. В ней рассматривается устойчивость блока, расположенного на наклонной поверхности откоса, который удерживается за счёт силы трения скольжения (рис. 11). Для такой схемы коэффициент запаса устойчивости определяется как отношение удерживающей силы к силе сдвигающей.

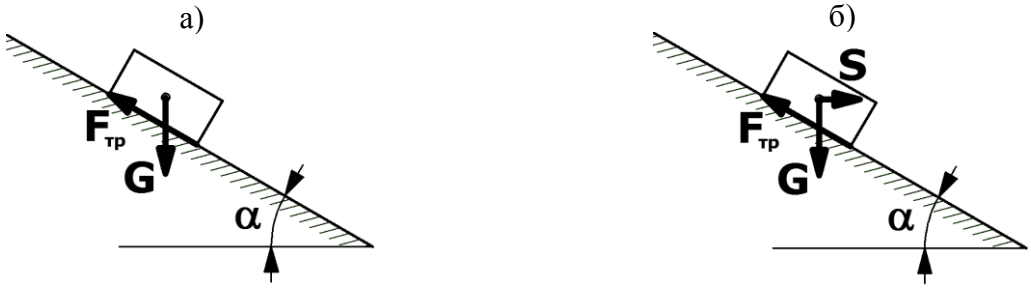


Рисунок 11. *Схема к расчёту устойчивости блока на наклонной поверхности: а – при действии только силы собственного веса, б – при действии силы собственного веса и горизонтальной сейсмической силы (составлено авторами)*

Для случая действия на блок только силы собственного веса (нагрузки основного сочетания, рис. 11а) коэффициент запаса устойчивости будет равен:

$$k_{уст} = \frac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg}\alpha} \,. \qquad (4)$$

Для случая действия на блок дополнительно горизонтальной сейсмической силы (нагрузки особого сочетания, рис. 11б) коэффициент запаса устойчивости будет равен:

$$k_{уст} = \frac{(\cos\alpha - \sin\alpha \cdot a)\operatorname{tg}\varphi}{\sin\alpha + \cos\alpha \cdot a} \,. \qquad (5)$$

В этой формуле a – это отношение горизонтальной сейсмической силы к собственному весу блока. По сути a – это относительное горизонтальное ускорение, действующее на блок.

Формулы (4) и (5) использовались для проверки получаемых решений.

Величина a принималась равной 0,31 для 9-балльного землетрясения и 0,15 для 8-балльного. Это некое осреднённое значение сейсмического ускорения, действующего на верхнюю часть плотины, выраженное в долях от ускорения свободного падения g. Угол внутреннего трения в формулах (4), (5) принимался равным 51°.

При расчётах по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения принималось, что угол внутреннего трения горной массы не является константой и уменьшается по мере роста сжимающих напряжений. Данный факт хорошо известен из научных источников [3, 4]. Угол внутреннего трения при σn = 0 принимался равным 52,5°, а при σn = 1,5 МПа – 34° (рис. 12).

Рисунок 12. *График изменения угла внутреннего трения горной массы в зависимости от нормального напряжения (составлен авторами)*

Результаты расчётов устойчивости по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения представлены на рис. 13-21 и в таблице.

На рис. 13-16 показаны результаты расчётов устойчивости по приближённой схеме, с использованием формулы (3). При основном сочетании нагрузок коэффициент устойчивости откоса больше нормативного (для I класса сооружений 1,316). При этом запас устойчивости верхового откоса (1,822, рис. 14) существенно выше, чем у низового (1,542, рис. 13). Это объясняется тем, что гидростатическое давление верхнего бьефа препятствует обрушению откоса. Наиболее вероятная поверхность скольжения охватывает небольшой по объёму массив грунта выше уровня верхнего бьефа.

Коэффициент устойчивости низового откоса, определённый методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения, меньше, чем определённый по элементарной схеме (1,73).

При особом сочетании нагрузок (сейсмическое воздействие интенсивностью 9 баллов) коэффициент устойчивости также больше нормативного значения (1,184) (рис. 15, 16). Запас устойчивости обоих откосов примерно одинаков.

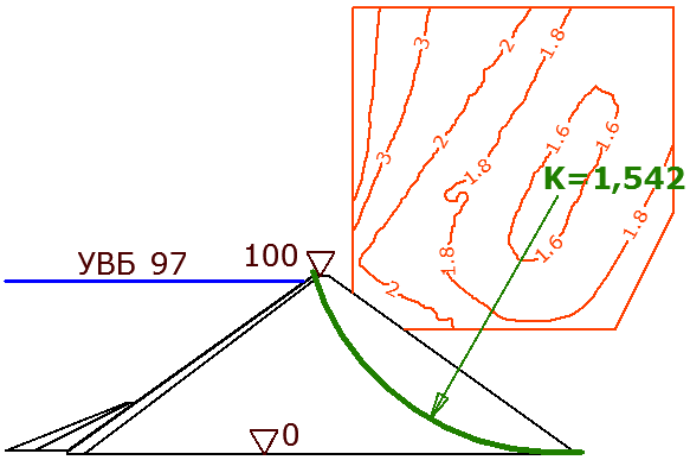


Рисунок 13. *Результаты устойчивости низового откоса при основном сочетании нагрузок (расчёт по упрощённой схеме) (получено авторами)*

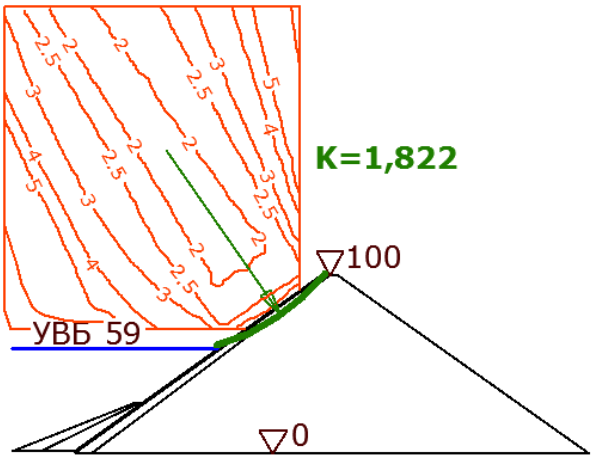


Рисунок 14. *Результаты устойчивости верхового откоса при основном сочетании нагрузок (расчёт по упрощённой схеме) (получено авторами)*

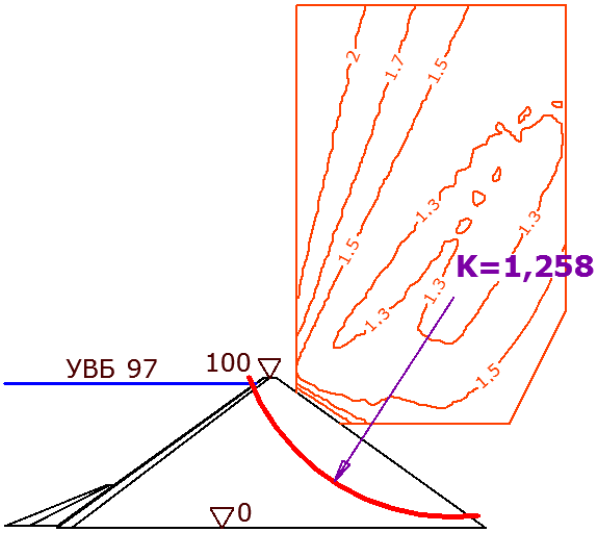


Рисунок 15. *Результаты устойчивости низового откоса при землетрясении силой 9 баллов (расчёт по упрощённой схеме) (получено авторами)*

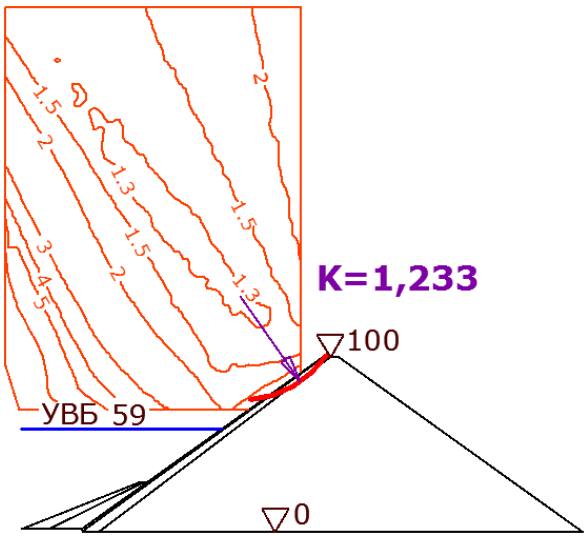


Рисунок 16. *Результаты устойчивости верхового откоса при землетрясении силой 9 баллов (расчёт по упрощённой схеме) (получено авторами)*

На рис. 17-20 представлены результаты расчёта устойчивости откосов с учётом НДС.

Расчёты устойчивости при основном сочетании нагрузок показали, что учёт НДС выявляет более высокий запас устойчивости откосов. Коэффициент устойчивости низового откоса оказывается на 10 % больше (рис. 17), а верхового – на 3 % (рис. 18). Данный эффект был выявлен нами ранее [3].

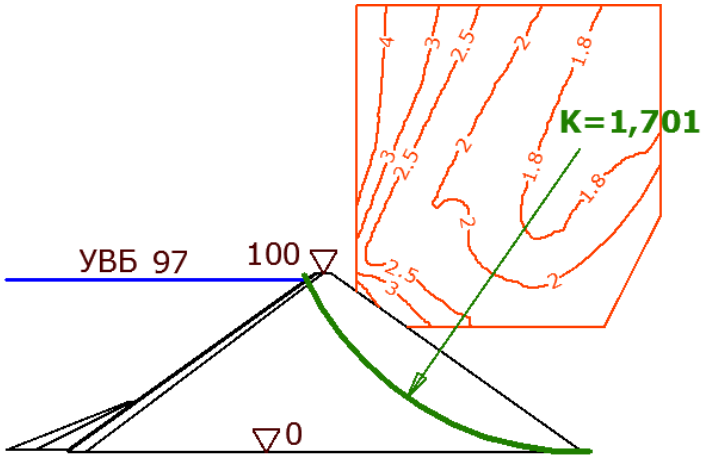


Рисунок 17. *Результаты устойчивости низового откоса при основном сочетании нагрузок (расчёт с учётом НДС) (получено авторами)*

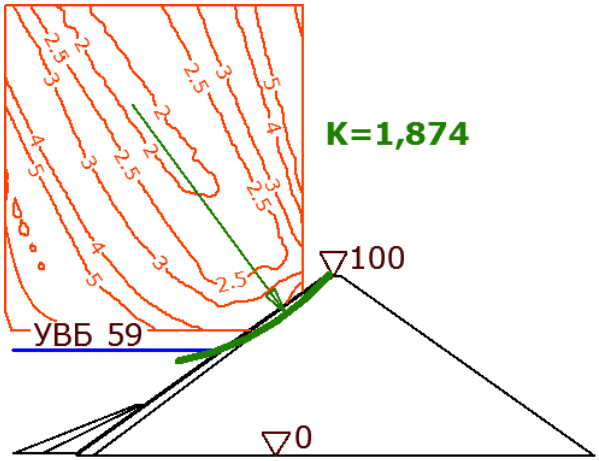


Рисунок 18. *Результаты устойчивости верхового откоса при основном сочетании нагрузок (расчёт с учётом НДС) (получено авторами)*

Расчёты устойчивости при особом сочетании нагрузок показали, что при учёте напряжённого состояния запас устойчивости оказывается существенно меньшим, чем при расчёте по упрощённой схеме. При больше интенсивность сейсмического воздействия, тем больше разница между коэффициентами, определёнными с учётом НДС и по приближённой схеме. При расчёте с учётом НДС коэффициент устойчивости низового откоса составил 0,98 (рис. 19), что на 22 % меньше, чем по приближённой схеме. Коэффициент устойчивости верхового откоса составил 1,088 (рис. 20), что на 12 % меньше, чем по приближённой схеме.

Полученное отличие коэффициентов устойчивости весьма существенно – при расчёте по приближённой схеме коэффициенты устойчивости больше нормативного, а при расчёте с учётом НДС – не только меньше нормативного, а для низового откоса даже меньше 1.

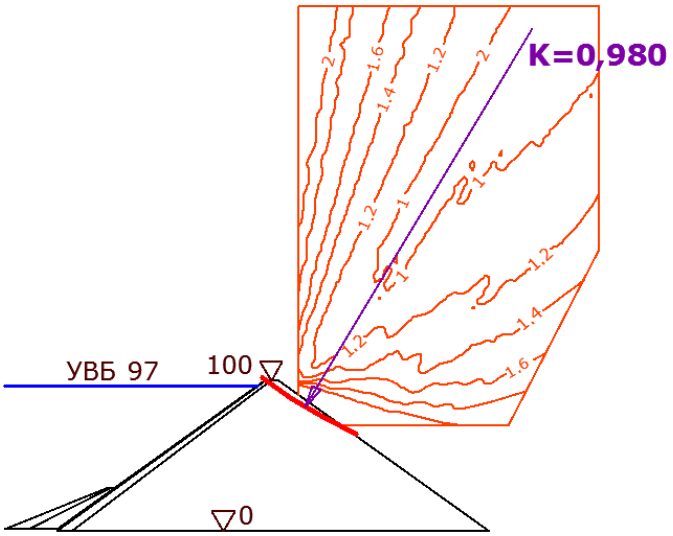


Рисунок 19. *Результаты устойчивости низового откоса при землетрясении силой 9 баллов (расчёт с учётом НДС) (получено авторами)*

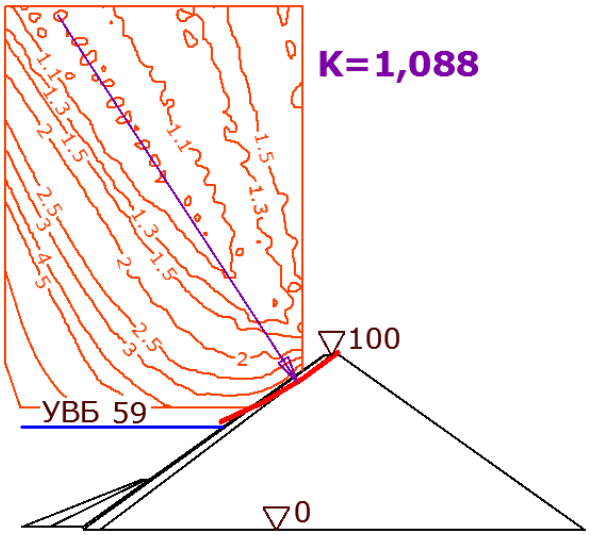


Рисунок 20. *Результаты устойчивости верхового откоса при землетрясении силой 9 баллов (расчёт с учётом НДС) (получено авторами)*

Необходимо отметить, что охватывает все полученные расчётом опасные поверхности скольжения – незаглубленные и захватывают только малый объём поверхностного слоя плотины. Форма этих поверхностей близка к плоской (рис. 19, 20). В этой связи результаты расчёта устойчивости откосов, полученные методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения, были сравнены с результатами, полученными элементарным методом (таблица).

Для плоской поверхности скольжения (по элементарному методу расчёта) при 9-балльном сейсмическом воздействии коэффициент устойчивости составляет 0,94. Данное значение близко к тем, которые были получены методом кругоцилиндрических поверхностей скольжения. Оно несколько меньше их, что объясняется тем, что средний угол наклона опасной круглоцилиндрической поверхности скольжения на 2÷4° градуса меньше, чем угол наклона откоса.

Если построить графики изменения коэффициентов устойчивости откосов плотины в зависимости от интенсивности сейсмического воздействия (рис. 21), то можно заметить, что все полученные графики не только имеют одинаковый характер изменения, но и близки между собой.

Таблица

Коэффициенты устойчивости откосов плотины по результатам расчётов с использованием различных способов определения напряжений в плотине

откос	сочетание нагрузок	Способ определения			
		элементарная схема	приближенная схема	по НДС без сейсмики	по НДС с сейсмикой
низовой	основное	1,73	1,542	1.701	1.701
	особое 8 баллов	1,26	1,392	1.487	1.290
	особое 9 баллов	0,94	1,258	1.275	0.980
верховой	основное	1,73	1,822	1.874	1.874
	особое 8 баллов	1,26	1,477	1.515	1.371
	особое 9 баллов	0,94	1,233	1.260	1.088

Получена авторами

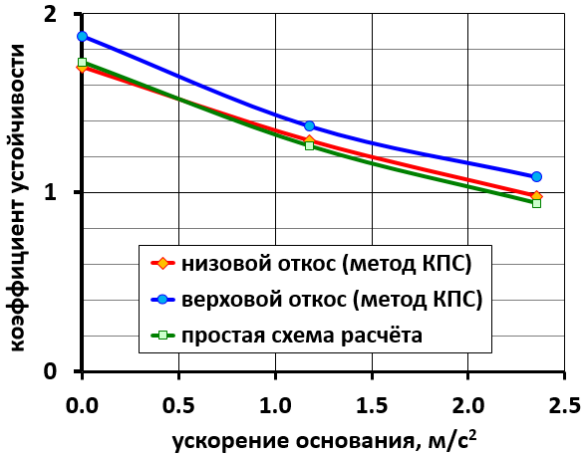


Рисунок 21. *Изменение коэффициентов надёжности откосов в зависимости от интенсивности сейсмического воздействия (получено авторами)*

Можно сделать вывод, что поверхности скольжения, наиболее опасные с точки зрения нарушения устойчивости откоса при сейсмическом воздействия, близки к плоским. Потеря устойчивости локальных объёмов грунта на поверхности откоса более вероятна, чем потеря устойчивости больших массивов грунта по круглоцилиндрической поверхности.

Выводы

1. У плотины с тонким железобетонным экраном верховой откос обладает более высоким запасом устойчивости, чем низовой, т. к. гидростатическое давление, действующее на напорную грань плотины, создаёт благоприятное напряжённое состояние грунта и увеличивает его сопротивление сдвигу.

2. Приближённый способ определения напряжений на поверхности скольжения через давление от веса грунта вносит заметную погрешность в определение запаса устойчивости откосов плотины. При основном сочетании нагрузок данный способ занижает запас устойчивости откосов плотины. Данное исследование подтвердило выводы, сделанные нами ранее.

3. Особенно высокую погрешность использование приближённого способа вносит при расчёте устойчивости откосов на действие сейсмических сил. Это связано с тем, что сейсмические силы перераспределяют напряжения в теле плотины. Чем выше интенсивность сейсмического воздействия, тем выше погрешность расчёта. По этой причине результаты,

полученные методом круглоцилиндрических поверхностей при использовании приближённого способа, могут оказаться даже менее точными, чем при использовании самой элементарной схемы расчёта (об устойчивости блока на откосе). При расчёте устойчивости откосов плотины при действии сейсмических сил необходимо обязательно учитывать её НДС.

4. Расчёт устойчивости откосов плотины с учётом её напряжённого состояния показывает, что рассмотренная высокая каменно-набросная плотина с заложением откосов 1,4 не является сейсмостойкой при 9-балльном землетрясении.

5. При действии на плотину сейсмических сил наиболее вероятна потеря устойчивости не по круглоцилиндрическим, а по плоским поверхностям скольжения, захватывающим небольшой по объёму массив грунта. Поэтому для оценки устойчивости откоса грунтовой плотины при действии сейсмических сил вполне применима элементарная схема, рассматривающая устойчивость на откосе отдельного блока. Элементарная расчётная схема даёт довольно точные результаты.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бухарцев В. Н., Нгуен Т. Х. Влияние формы поверхности обрушения на меру запаса устойчивости грунтовых массивов. Гидротехническое строительство. 2013. № 7. С. 17-20.
2. Бухарцев В. Н., Нгуен Т. Х. Оценка устойчивости грунтовых массивов // Инженерно-строительный журнал. 2012. № 9 (35). С. 41-48.
3. Гидротехнические сооружения (речные). Учебник для студентов высших учебных заведений, обучающихся по направлению "Строительство" и специальности "Гидротехническое строительство": в 2 частях / Рассказов Л. Н., Орехов В. Г., Анискин Н. А., Малаханов В. В., Бестужева А. С., Саинов М. П., Солдатов П. В., Толстиков В. В. Москва, 2011. Том Часть 1 (2-е издание, исправленное и дополненное) – 576 с.
4. Гольдин А. Л., Рассказов Л. Н. Проектирование грунтовых плотин – М.: Изд-во АСВ, 2001. – 384 с.
5. Ломбардо В. Н., Грошев М. Е., Олимпиев Д. Н. Учет напряженно-деформированного состояния при расчетах устойчивости откосов грунтовых плотин // Гидротехническое строительство. 1986. №7. С. 16-18.
6. Табуев В. П. Оценка устойчивости откосов строящейся каменнонабросной плотины Богучанской ГЭС // Вестник РУДН, серия Инженерные исследования. 2010. №2. С. 123-131.
7. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учеб. пособие для строит. спец. вузов / С. Б. Ухов, В. В. Семенов, В. В. Знаменский и др.; Под С. Б. Ухова. – 4-е изд., стер. – М.: Высшая школа, 2007. – 566 с.
8. Руководство пользователя. GeoStab 5.2.4. Расчет устойчивость склонов и откосов. URL: http://www.geo-soft.ru/download/guides/GeoStab%205%20UserGuide.pdf. (дата обращения: 01.12.2017).
9. Саинов М. П. Влияние скорости распространения упругих волн в основании грунтовых плотин на сейсмические нагрузки // Вестник МГСУ. 2006. № 2. С. 53-62.
10. Саинов М. П. Методика расчета устойчивости откосов по пространственным поверхностям скольжения в виде эллипсоида вращения // Вестник МГСУ. 2013. №4. С. 188-200.
11. Саинов М. П., Гапеев Д. С., Кудрявцев Г. М. Влияние напряжённого состояния каменно-земляной плотины на устойчивость её откосов // Интернет-журнал «Науковедение». 2017. Том 9, №6. URL: https://naukovedenie.ru/PDF/72TVN617.pdf (дата обращения 01.01.2018).

Kudryavtsev Grigoriy Mikhaylovich
Moscow state university of civil engineering (national research university), Russia, Moscow
E-mail: gregik@mail.ru

Sainov Mikhail Petrovich
Moscow state university of civil engineering (national research university), Russia, Moscow
E-mail: mp_sainov@mail.ru

Kuksov Anton Sergeevich
Moscow state university of civil engineering (national research university), Russia, Moscow
E-mail: akuxov@gmail,com

Pasechnik Kirill Dmitrievich
Moscow state university of civil engineering (national research university), Russia, Moscow
E-mail: qxeee.rawrrr@bk.ru

Impact of stress-strain state of a rockfill dam with a thin face on stability of its slopes

Abstract. Impact of stress-strain state of a rockfill dam on stability factor of its slopes at usual and unusual load combinations was studied with the aid a special computer program. The method of circular cylindrical sliding surfaces was used for analysis. The study was conducted for 100 m high homogeneous rockfill dam with a reinforced concrete face (CFRD). Numerical modeling was used for determining the stress-strain state of the dam, the forms of its natural vibrations and seismic loads acting on it. It was revealed that traditional approximate method of determining stresses on the sliding surface via pressure due to soil weight introduces a noticeable error in the result of analysis of the dam slopes stability. The approximate method underestimates the stability factor of the CFRD slopes at usual load combination and overestimates it at acting seismic forces. It appeared that at 9-point earthquake the dam is not earthquake resistant, though according to the approximate method the design stability factor was greater than the standard value. Besides, it was revealed that at seismic loads the loss of stability may most probably occur along the sliding surface close to a flat surface. Therefore, the slope stability at seismic load with sufficient degree of accuracy may be estimated by the most elementary computational scheme envisaging consideration of block stability on the slope surface.

Keywords: rock-earthfill dam; stability of slopes; stress-strain state; numerical modeling; seismic loads