

УДК 624.131.537 (574)(04)

ОБОСНОВАНИЕ НАРАЩИВАНИЯ ДАМБЫ ХВОСТОХРАНИЛИЩА С УЧЕТОМ РАЗЖИЖЕНИЯ ХВОСТОВ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

Кожогоулов К.Ч., Чукин Р.Б.

ИГиОН НАН КР

Руководство горнодобывающего комплекса Иштамберды ОсОО «Фул Голд Майнинг» обратилась с просьбой найти инженерное решение, которое бы позволило повысить общую устойчивость дамбы и возобновить эксплуатацию хвостохранилища с возможностью продолжить возведение дамб обвалования последующих ярусов наращивания. Остановка эксплуатации хвостохранилища вызвана предписанием контролирующего органа КР.

Согласно проекту, вначале была возведена пионерная дамба. После возведения пионерной дамбы и наполнения чаши хвостохранилища приступили к возведению дамбы обвалования первой очереди наращивания по методу верхнего бьефа. Наращивание дамбы по методу верхнего бьефа остается наиболее распространенным методом в практике проектирования хвостохранилищ нашей страны, как экономически выгодного. Основная конструктивная особенность этого метода заключается в том, что основанием дамб наращивания каждого яруса являются намытые хвосты. Данный метод наращивания оправдывает себя в районах с низким уровнем сейсмического воздействия. Район строительства хвостохранилища относится к зоне 9-ти балльной интенсивности.

Международный комитет по большим плотинам (ICOLD) разработал рекомендации, основанные на анализе аварий дамб хвостохранилищ, произошедших в мире (ICOLD 98. Tailings Dams and Seismicity—Review and Recommendations). Рекомендации дают возможность выбрать метод строительства дамб хвостохранилищ в зависимости от нескольких показателей. Ниже приводится таблица 1 с рекомендациями по выбору метода строительства дамб. Таблица приводится в сокращении.

Особое внимание обращаем на позицию - сейсмоустойчивость дамб. Согласно рекомендациям, проектирование дамб хвостохранилищ на территории Кыргызстана лучше выполнять по методу нижнего бьефа или срединной линии.

Пионерная дамба хвостохранилища была возведена на высоту 35 м с заложением верхового откоса 1:2.25, с осредненным заложением низового откоса 1:2.0 при ширине гребня 8 метров.

Таблица 1.

Рекомендации по выбору метода строительства дамб

Метод строительства дамбы	Требования к хвостам обогатительных фабрик	Сейсмоустойчивость	Ограничения по степени возведения сооружения	Относительная стоимость дамбы
В верхний бьеф	Не менее 60 % песков в общем объеме хвостов. Пульпа с низкой плотностью для сегрегации по крупности зерен	Плохая в зонах с высокой сейсмичностью	Наиболее желательно - менее 4,6 -9,1 м/год. Более 15,2 м/год может быть опасно	Низкая
В нижний бьеф	Подходит для любого типа хвостов	Хорошая	нет	Высокая
Осевая (срединной) линии	Пески или шламы с низкой подвижностью	Приемлемая	Могут применяться ограничения по высоте	Умеренная

Отметка гребня пионерной дамбы соответствует 2015.0 м. Дамба обвалования первой очереди наращивания вначале была возведена согласно проектному решению и имела высоту 3 метра, заложение верхового и низового откосов 1:1.5 при ширине гребня 4 метра. Производственная ситуация сложилась так, что для продолжения эксплуатации хвостохранилища было принято решение отступить от проекта и увеличить высоту дамбы обвалования первой очереди наращивания с 3 метров до 5 метров. Отметка гребня дамбы первой очереди наращивания возросла до 2020.0 м. При сохранении ширины гребня 4 метра заложение низового откоса дамбы наращивания составило 1:1. Увеличение высоты привело и к увеличению ширины основания дамбы обвалования первой очереди. Поэтому часть основания дамбы наращивания первой очереди расположили на гребне пионерной дамбы, что фактически сократило ширину гребня пионерной дамбы до 4,5 метров. При этом, тело дамбы обвалования первой очереди наращивания перекрыло якорную траншею, в которой крепится пленочный экран на гребне пионерной дамбы. После завершения наращивания дамбы приступили к дальнейшей эксплуатации хвостохранилища. Когда уровень пульпы практически сравнялся с отметкой гребня дамбы наращивания первой очереди, приступили к возведению дамбы обвалования второй очереди наращивания. В это время уровень воды в прудке находился ниже отметки гребня дамбы наращивания первой очереди порядка на 0,5 м. На данной стадии контролирующие органы КР остановили дальнейшую эксплуатацию хвостохранилища ввиду нарушения правил безопасности при эксплуатации хвостохранилищ. Нарушение соблюдения минимального превышения гребня дамбы над уровнем воды в прудке (1.5 метра) и наращивание дамбы обвалования первой очереди с отступлением от проекта привело к формированию пути фильтрации через тело дамбы наращивания первой очереди с угрозой

водонасыщения тела пионерной дамбы, что неизбежно приведет к снижению общей устойчивости пионерной дамбы. Также вызывает опасение устойчивость дамб обвалования при землетрясении, основанием которых является пульпа. При сейсмическом воздействии водонасыщенная пульпа способна разжижаться, теряя свою несущую способность /1/. В результате разжижения произойдет обрушение дамб наращивания и, как следствие, - развитие гидродинамической аварии.

Возможность развития сценария по водонасыщению тела пионерной дамбы подтвердили фильтрационные расчеты, результаты которых представлены на рис.1.

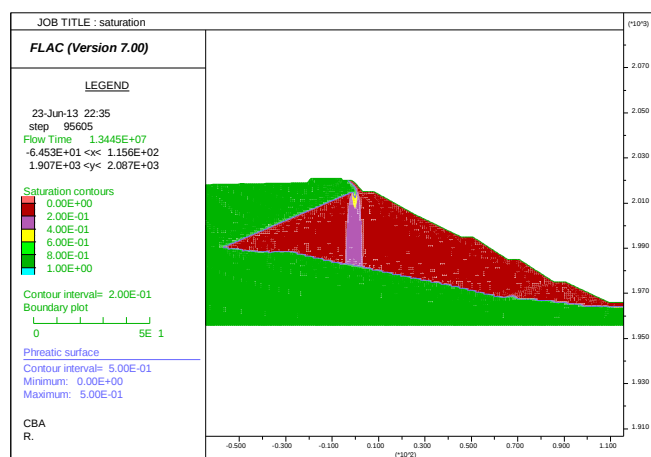


Рис. 1. Картина водонасыщения пионерной дамбы при уровне воды в прудке ниже гребня дамбы обвалования первой очереди на 50 см.

Для исправления сложившейся ситуации и поиска инженерного решения для возобновления эксплуатации с учетом возведения дамб обвалования последующих ярусов наращивания необходимо было устранить путь водонасыщения пионерной дамбы и повысить устойчивость пятиметровой дамбы наращивания первой очереди. Для этого были рекомендованы следующие мероприятия:

- Понижение уровня воды в прудке до отметки 2018.5 м при отметке гребня дамбы обвалования первой очереди наращивания 2020.0 м.

- Эскавация грунта тела дамбы первой очереди наращивания до восстановления проектной ширины гребня пионерной дамбы (8 метров).
- Устранение пути водонасыщения пионерной дамбы путем устройства на её гребне железобетонной плиты мощностью 30 см с обязательным сопряжением с полиэтиленовой пленкой.
- На месте удаленного грунта тела дамбы первой очереди наращивания возвести упорную стенку из габионов высотой 5 метров. Основанием для стенки из габионов должна служить уложенная железобетонная плита на гребне пионерной дамбы.
- Возобновление работы по наращиванию дамбы обвалования второй очереди наращивания высотой 3 метра согласно проекту.
- Выполнение работ на гребне пионерной дамбы, а также возведение дамбы второй очереди наращивания производить параллельно.

Работы первого этапа позволят начать эксплуатацию хвостохранилища при отметке дамбы обвалования второй очереди наращивания 2023.0 м.

После реализации намеченных мероприятий необходимо оценить возможность наращивания дамбы обвалования с отметки 2023.0 м до отметок 2026.0 м и 2029.0 м.

Оценка устойчивости дамб обвалования последующих ярусов наращивания должна базироваться на анализе фильтрационных процессов и оценке сейсмической устойчивости дамб наращивания с учетом разжижения их основания. Все данные расчеты выполнялись на программе FLAC.

Сейсмическая устойчивость дамб обвалования последующих ярусов наращивания с учетом разжижения их основания

Для анализа сейсмической устойчивости дамб обвалования последующих ярусов наращивания была выбрана исходная конструкция. Исходная конструкция состояла из пионерной дамбы и

пятиметровой дамбы обвалования первой очереди наращивания, у которой низовой откос укреплен упорной стенкой из габионов.

Динамические свойства грунтов определены по формулам, включающим в себя скорости прохождения продольных и поперечных волн, а также плотность материала.

$$C_p = \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}} \quad (1)$$

$$C_s = \sqrt{G/\rho} \quad (2)$$

Физико-механические свойства грунтов основания и тела дамбы для динамического анализа представлены в таблице 2.

Таблица 2.

Свойства грунтов основания и тела дамбы

	Грунты тела дамбы	Скаль- ное основа- ние	Упор- ная призма	Бетон	Хвос- ты	Га- бион	Экран
Плотность ρ [кг/м ³]	2100	2700	2000	2400	1887	1800	1600
Сцепление С [Па]	1000	6.72E6	3000	0	2400	2E4	0
Угол внутреннего трения φ [градус]	35	42	38	0	14	35	34
Динамически й модуль упругости сдвига G [МПа]	1.31E8	1.52E9	3.2E8	1.35E9	4.24E7	1.13E8	6.4E7
Динамически й модуль упругости объемных деформаций K [МПа]	3.5E8	4.05E9	8.53E8	3.6E9	1.13E8	3E8	1.71E 8

где, C_p – скорость прохождения продольной волны; C_s – скорость прохождения поперечной волны; K – динамический модуль упругости объемных деформаций; G – динамический модуль упругости сдвига.

Согласно действующим СНиП КР 20-02:2009, расчеты на сейсмическое воздействие для гидротехнических сооружений II класса необходимо производить по прямому динамическому методу. Для анализа сейсмической устойчивости дамбы хвостохранилища Иштамберды была выбрана запись акселерограммы «Суусамырского» землетрясения (Кыргызская Республика, Суусамыр, 7 сентября 1992 года, магнитуа афтершока 4.2). Землетрясение «Суусамыр» имеет пиковое ускорение порядка 0.35g, расчетная пиковая скорость приближается к 11 см/сек, продолжительность 24 сек. На рис.2 представлены записи ускорений и спектр Фурье компоненты скорости. Большая часть энергетического спектра скорости содержится в среднечастотном диапазоне, но также есть и высокочастотная компонента с хорошо выраженным энергетическим спектром от 8 до 10 Гц. Таким образом, анализ сейсмической устойчивости дамбы хвостохранилища Иштамберды осуществляется при высоко-, средне- и низкочастотных диапазонах скоростей сейсмического воздействия. Район строительства дамбы Иштамберды, согласно утвержденной «Карте сейсмического районирования Кыргызской Республики», отнесен к 9-ти балльной зоне интенсивности с повторяемостью 1 раз в

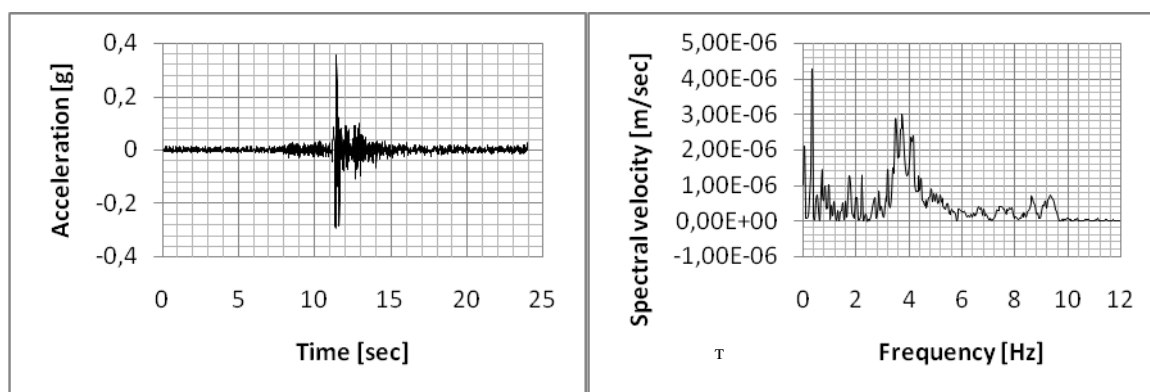


Рис. 2. Запись землетрясения «Суусамыр»: А) - ускорения, Б) - спектр Фурье компоненты скорости.

500 лет. Возможное пиковое ускорение для таких зон составляет порядка 0.4g. Для решения задачи ввода необходимого сейсмического воздействия прикладываемого к основанию модели необходимо осуществить подбор «заданного» пикового ускорения на естественной поверхности при прохождении сейсмических волн через скальное основание дамбы. Для этого были произведены предварительные расчеты. Данный процесс подбора называется деконволюцией. Полученные в результате деконволюции ускорения на поверхности скального основания показаны на рисунке 3. Пиковые ускорения соответствуют 0,35g.

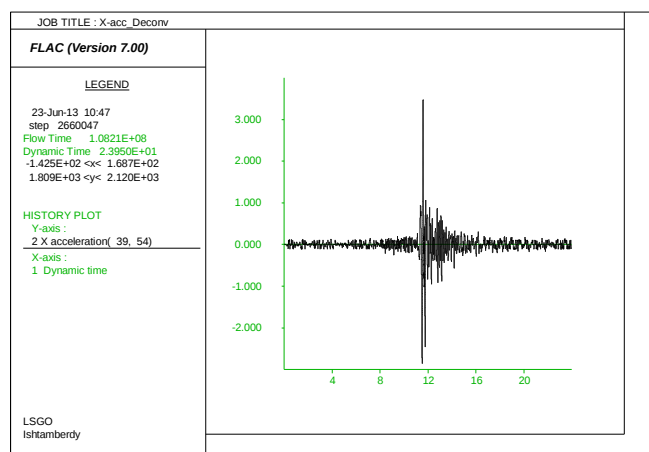


Рис. 3. Запись горизонтальных ускорений на поверхности расчетной модели основания при приложении «Суусамырского» землетрясения.

Критерии сейсмостойкости являются основой для получения ответа относительно сейсмической устойчивости дамбы хвостохранилища. До недавнего времени сейсмическая устойчивость оценивалась на основании расчета коэффициента устойчивости для заданной поверхности сдвига. В настоящее время требования к оценке сейсмической устойчивости дамб повысились. Оценка сейсмической устойчивости дамб на основе динамической теории сейсмостойкости производится по второму предельному состоянию, то есть по допустимым деформациям. Предельное состояние дамбы характеризуется наличием повреждений (осадок, смещений, трещин),

способных привести к нарушению напорного фронта и, как следствие, - прорыву пульпы с образованием волны прорыва. В связи с этим, динамические критерии сейсмостойкости определяют предельно допустимые деформации с точки зрения сохранности напорного фронта. Нарушение напорного фронта связано либо с осадкой гребня дамбы, либо с потерей устойчивости и обрушением откосов с захватом гребня дамбы. Первый динамический критерий связан с осадкой гребня дамбы. Осадка h гребня дамбы при землетрясении не должна превышать запас между гребнем дамбы и уровнем воды верхнего бьефа, иначе произойдет перелив через гребень:

$$h < \nabla h = \nabla \text{Гр. дамбы} - \nabla \text{УВП}, \quad (3)$$

где $\nabla \text{Гр. дамбы}$ - отметка гребня дамбы; $\nabla \text{УВП}$ - отметка уровня воды в прудке хвостохранилища.

Второй динамический критерий основан на сравнении допустимых деформаций сдвига $[V_1]$ с расчетными деформациями сдвига V_1 , развивающихся в теле дамбы во время землетрясения. В качестве второго критерия нами выбрано условие: максимальное значение второго инварианта тензора пластических деформаций J_2^p меньше допустимого:

$$V_1 = \max_{y \in D} J_2^p(y) < [V_1] \quad (4)$$

где: D - расчетная область.

Формирование поверхности скольжения связано с увеличением приращений пластических деформаций до величин порядка 2 - 5% [2]. Необходимым условием обрушения откоса является условие, когда сформированная поверхность скольжения пересекает тело дамбы и имеет выход на поверхность откоса. Тем самым, формируется отсек обрушения. При этом, для нарушения напорного фронта в результате обрушения откоса необходимо, чтобы поверхность скольжения выходила на верховой откос ниже уровня воды в прудке. Так как дамба имеет конструкцию с возведением вдоль верхового откоса (хвосты

являются основанием для дамб обвалования), в расчете необходимо уделить пристальное внимание возможному разжижению хвостов. Исследования Сида и др. (1978, 1979) USCOLD (Комитет США по Большим Плотинам) показали, что сейсмическая устойчивость грунтовых дамб достаточно хорошая, за исключением случаев, когда грунты с потенциально возможным разжижением формируют тело дамбы или являются их основанием /3/.

До выполнения расчетов на сейсмическую устойчивость вначале необходимо выполнить фильтрационные расчеты в статическом состоянии дамбы. Фильтрационные расчеты являются обязательными и проводятся для определения положения кривой депрессии и распределения порового давления в водонасыщенных грунтах. Именно распределение порового давления при сейсмическом воздействии играет важную роль в оценке сейсмической устойчивости дамбы. В связи с этим, в расчетах на сейсмическую устойчивость необходимо учитывать реальный объемный модуль упругости воды, равный 2.03×10^9 Па. В таблице 3 приведены фильтрационные свойства грунтов, используемые в расчетах. Обращаем внимание, что фильтрационные расчеты в программе FLAC проводятся при значениях гидравлической проницаемости грунтов, приведенных в таблице.

Таблица 3.

Фильтрационные свойства материалов

	Грунты тела дамбы	Скаль- ное основа- ние	Упор- ная приз- ма	Бетон	Хвосты	Га- бион	Экран
Гидравлическая проницаемость [$\text{м}^2/\text{Па} \cdot \text{сек}$]	6.5E-8	1.0E-9	1.0E-7	1.0E-10	1.0E-9	1.0E-7	1E-50
Пористость	0.3	0.3	0.3	0.1	0.3	0.3	0.01

Устойчивость дамбы обвалования второй очереди наращивания
(отметка гребня 2023.0 м)

На рисунке 4 представлена картина распределения порового давления и положение кривой депрессии. На рисунке 5 представлены спектры ускорений вынужденных колебаний. Кривая линия синего цвета - амплитудный спектр ускорения колебания прикладываемой записи «Суусамыр». Доминантные частоты располагаются в диапазоне от 3.5 до 4.5 Гц и от 8.5 до 10 Гц. Кривая линия красного цвета - амплитудный спектр ускорения колебания поверхности скального основания. Пики спектра приходятся на частоту 4 Гц и с 8.5 до 10 Гц. Кривая линия зеленого цвета - амплитудный спектр ускорения колебания гребня дамбы обвалования второй очереди наращивания. Пики спектров приходятся на частотный диапазон от 1.8 до 5 Гц и 9.7 Гц. Спектры скоростей вынужденных колебаний представлены на рисунке 6. Синим цветом показан спектр скоростей записи «Суусамыр». Пик спектра приходится на частоту 0.3 Гц, второй пик на частоте 3.7 Гц. Красным цветом показан спектр скоростей естественной поверхности скального основания. Пики спектра приходятся на частоты 0.2, 2 и 4 Гц. Зеленым цветом показан спектр скоростей гребня дамбы обвалования второй очереди наращивания. Пик спектра приходится на частотный диапазон от 0.2 до 4.2 Гц. Происходит увеличение частоты скоростей вынужденных колебаний естественной

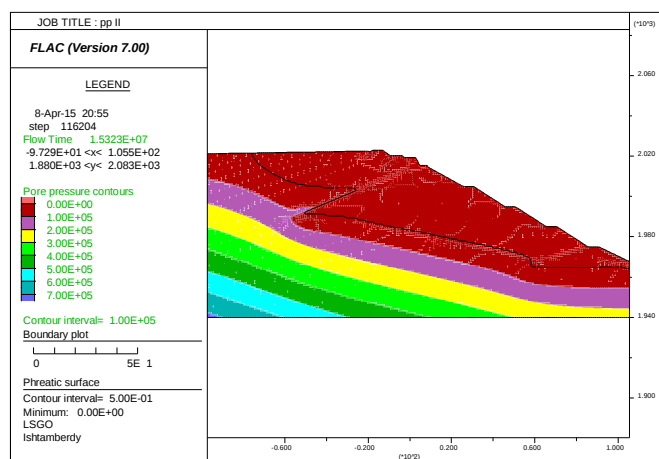


Рис. 4. Распределение порового давления и положение кривой депрессии.

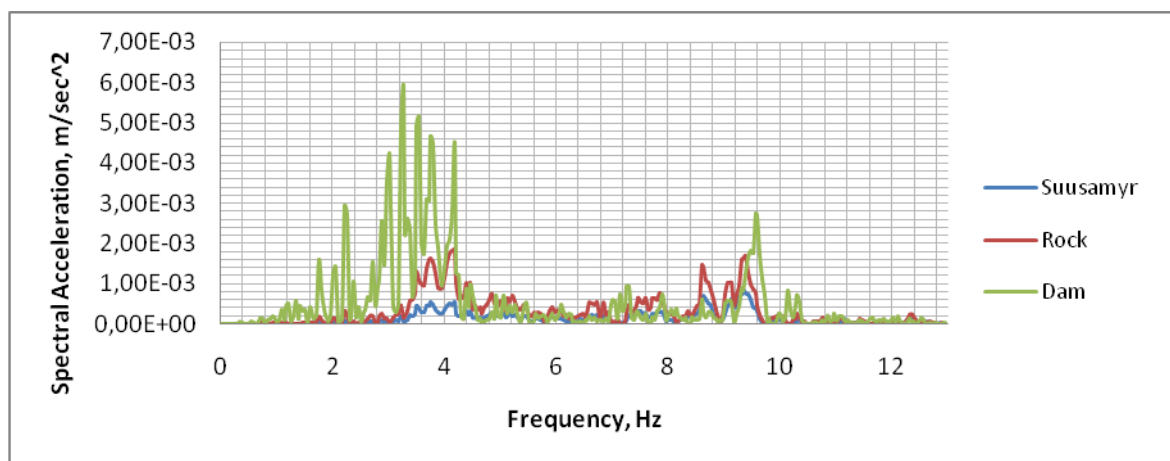


Рис. 5. Спектры ускорений вынужденных колебаний.

поверхности основания и тела дамбы. На рисунке 7 представлена картина распределения горизонтальных смещений на 23.95 сек. сейсмического воздействия землетрясения «Суусамыр». Наибольшие горизонтальные смещения сконцентрировались вдоль низового откоса. Величина смещений не превышает 4 см.

На рисунке 8 показаны графики горизонтальных и вертикальных смещений гребня дамбы обвалования второй очереди наращивания. Максимальная величина горизонтальных смещений достигла 2.42 см, вертикальных - 2.06 см. В сейсмических расчетах очень важна величина максимальных деформаций сдвига, возникших во время сейсмической нагрузки. Для этого была использована специальная

функция, запоминая значения максимальных пластических деформаций сдвига. На рисунке 9 представлена картина распределения максимальных пластических деформаций сдвига. Максимальные пластические деформации сдвига составили 1.75% и сконцентрированы вдоль низового откоса. Дамба, согласно выбранным условиям сейсмостойкости, устойчива.

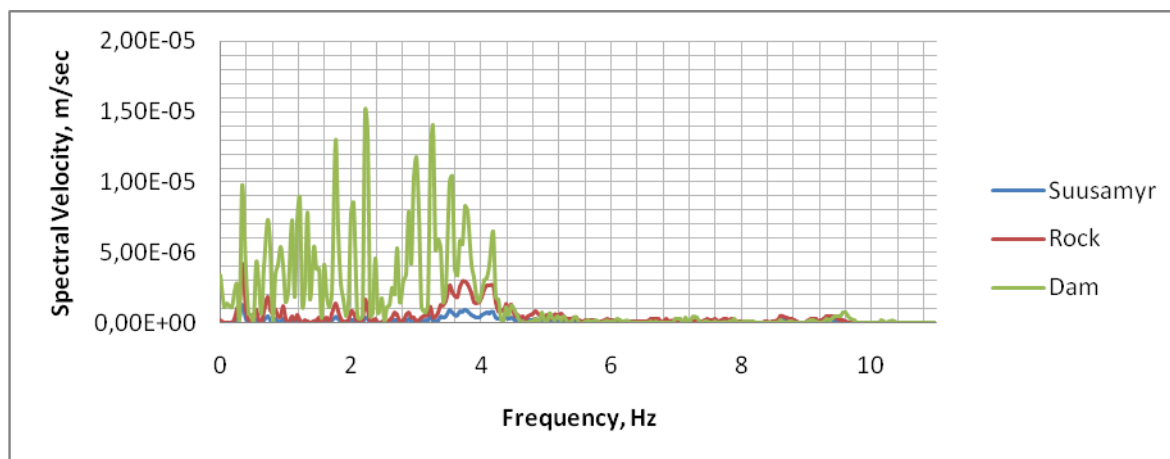


Рис. 6. Спектры скоростей вынужденных колебаний.

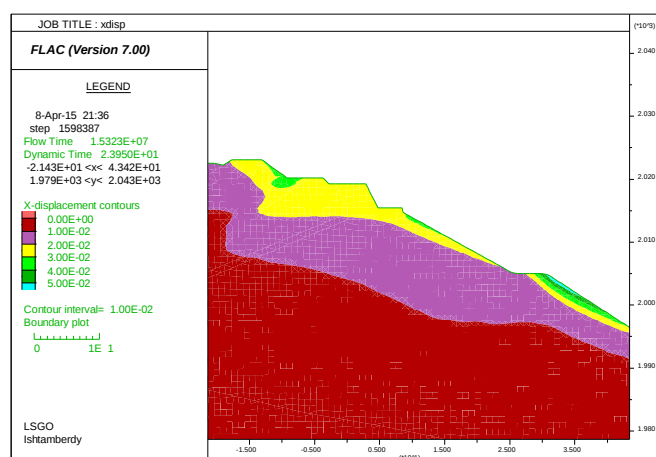


Рис. 7. Распределение горизонтальных смещений на 23.95 сек. сейсмического воздействия.

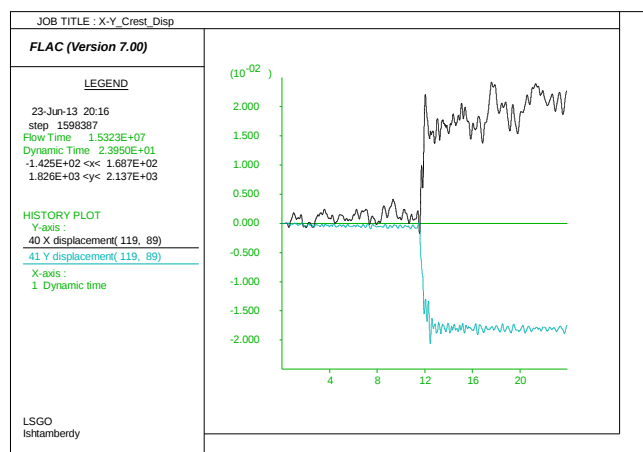


Рис. 8. Графики горизонтальных и вертикальных смещений гребня дамбы.

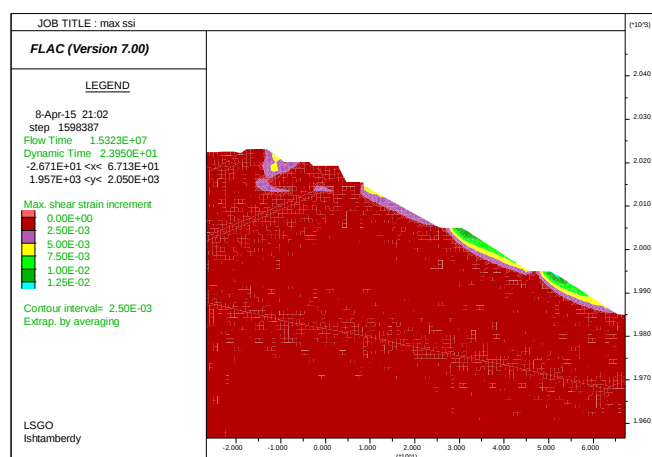


Рис. 9. Расположение поверхностей скольжения в зависимости от максимальных пластических деформаций.

Для дамб с возведением вдоль верхового откоса очень важно при сейсмических расчетах определять области разжижения хвостов. Разжижение происходит в тех локациях, где отношение порового давления к эффективному сдерживающему напряжению превышает 0.9. На рисунке 10 показаны контуры отношения порового давления к эффективному сдерживающему напряжению. Для наглядности на данный рисунок так же была нанесена кривая депрессии. Из рисунка видно, что водонасыщенные хвосты от данного сейсмического воздействия разжижаются. Данный вид дамб очень чувствителен к положению кривой депрессии. Картина распределения порового

давления и положения кривой депрессии при повышении уровня воды в прудке до отметки 2022.5 м представлена на рис. 11.

В результате сейсмического воздействия хвосты под дамбами вторичного обвалования разжижаются. Контурные отношения порового давления к эффективному сдерживающему напряжению показаны на рисунке 12. Согласно методике расчета, предложенной профессором Сиидом (SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength - Анализ Возникновения Циклического Порового Давления на Основе SPT и Остаточная Прочность Недренированного грунта, 1993 г.), в тех локациях, где отношение напряжений выше 0.9 после сейсмического расчета, значение угла внутреннего трения приравнивается 0 и производится статический расчет /4/. В результате статического расчета выявляется положение поверхности сдвига после разжижения.

На рис. 13 представлено положение поверхности сдвига после разжижения хвостов. Поверхность сдвига проходит через разжиженные хвосты и дамбы обвалования. Коэффициент устойчивости приближается к предельному значению, но дамба остается стабильной. На рисунке 14 показаны графики горизонтальных и вертикальных смещений гребня дамбы обвалования второй очереди наращивания при повышении уровня воды в прудке

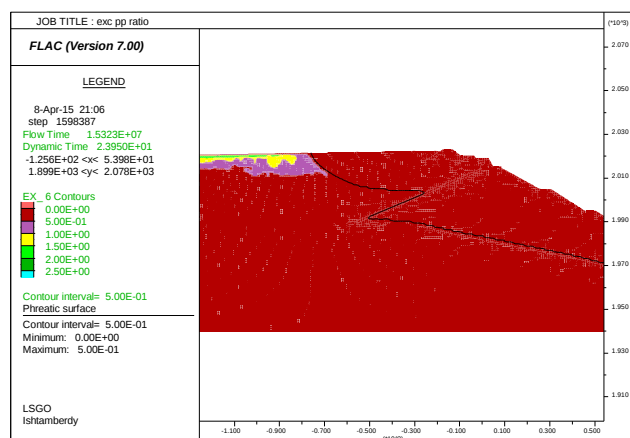


Рис. 10. Расположение отношений порового давления к эффективному сдерживающему напряжению.

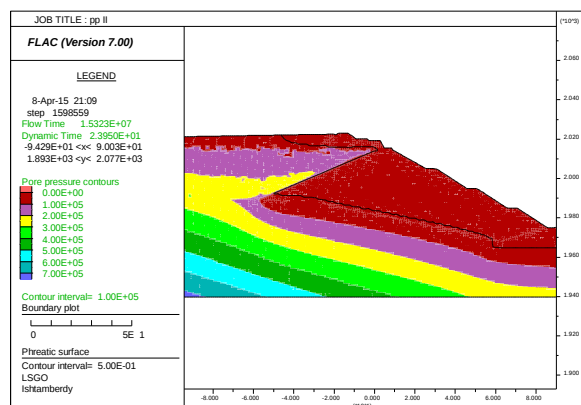


Рис. 11. Распределение порового давления и положения кривой депрессии.

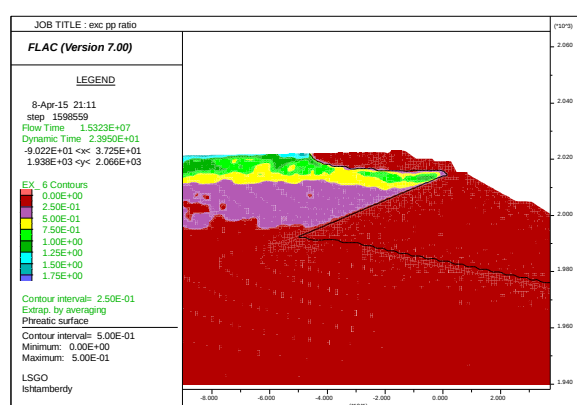


Рис. 12. Отношение порового давления к эффективному сдерживающему напряжению.

до отметки 2022.5 м. Максимальное значение горизонтальных смещений гребня достигает 60 см. Максимальное значение вертикальных смещений (осадка) гребня достигает 50 см.

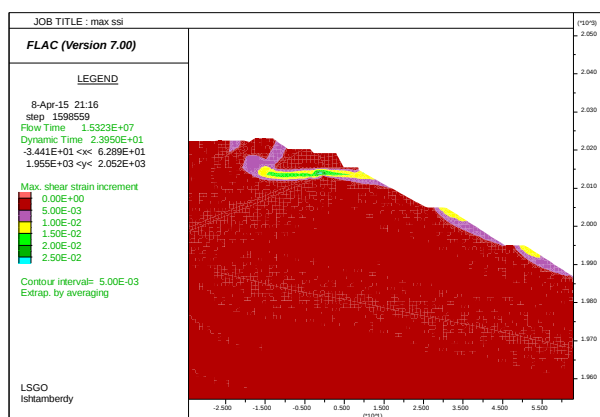


Рис. 13. Контур максимальных касательных деформаций после разжижения хвостов.

после

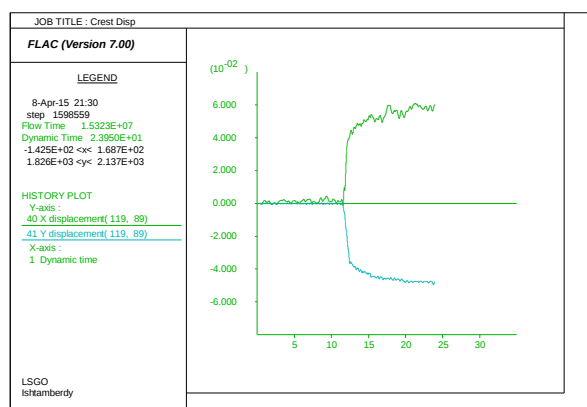


Рис. 14. Графики горизонтальных и вертикальных смещений гребня дамбы.

Расчеты на сейсмическую устойчивость показали важность мониторинга за положением уровня воды в прудке. Необходимо строго соблюдать, чтобы уровень воды в прудке не поднимался выше отметки, соответствующей **Угр. дамбы – 1,5 м.**

Общая статическая и сейсмическая устойчивость ограждающих сооружений в пределах дамбы обвалования второй очереди наращивания (отм. 2023.0 м) обеспечена при условии соблюдения в период строительства качественного выполнения строительных работ, а в период эксплуатации - строгого контроля за уровнем воды в прудке. Уровень воды в прудке должен быть ниже уровня гребня дамбы обвалования второй очереди наращивания минимум на 1.5 м.

Устойчивость дамбы обвалования третьей очереди наращивания (отметка гребня 2026.0 м)

На рис. 15 представлена расчетная модель дамбы обвалования третьей очереди наращивания.

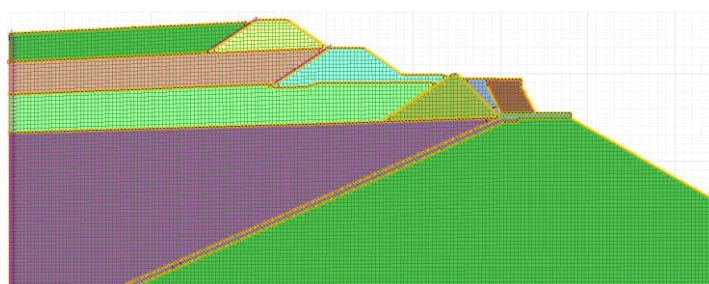


Рис. 15. Расчетная модель дамбы обвалования третьей очереди наращивания до отметки 2026.0 м.

На рисунке 16 представлена картина положения кривой депрессии. Обращаем внимание, что кривая депрессии выходит на низовой откос на участке, где устроена упорная стенка из габионов.

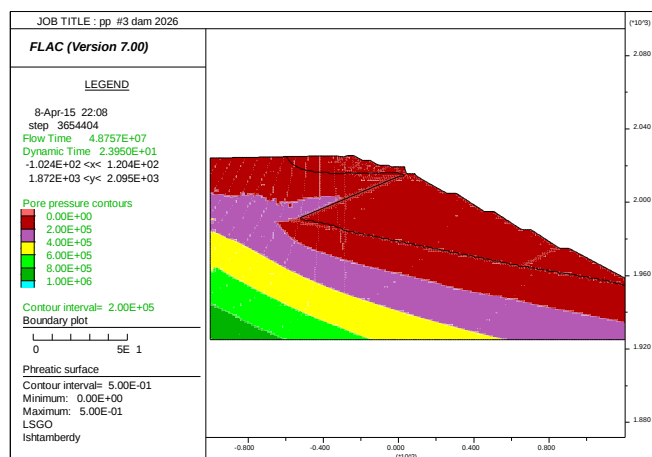


Рис. 16. Картина положения кривой депрессии.

На рисунке 17 приведена картина распределения отношения порового давления к эффективному сдерживающему напряжению. В пульпе, где это отношение равно 0,9, либо выше этого значения, от сейсмического воздействия происходит разжижение. В результате сейсмического воздействия с учетом разжижения хвостов на рис. 18 представлена картина сформировавшейся поверхности сдвига. В результате сформировавшейся поверхности сдвига максимальные горизонтальные смещения от сейсмического воздействия составили 70 см и сосредоточились в упорной стенке из габионов и пульпе под дамбами обвалования. Максимальным осадкам подвержены грунты дамбы обвалования третьей очереди наращивания.

На рис.19 представлены графики горизонтальных и вертикальных смещений гребня дамбы обвалования третьей очереди наращивания. Горизонтальные смещения гребня в сторону НБ составляют порядка 40 см. Осадка гребня составила порядка 55 см.

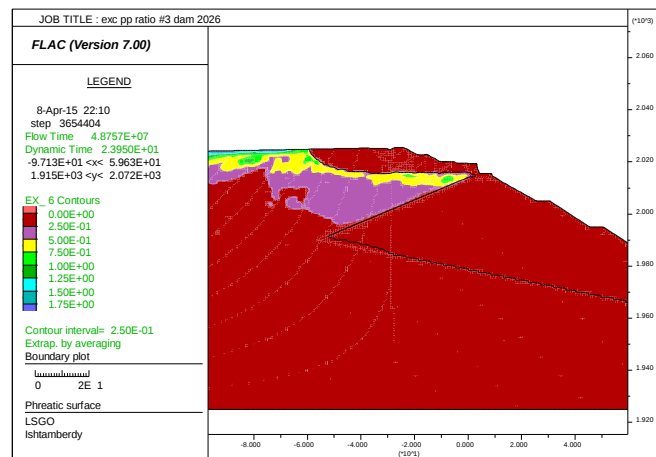


Рис.17. Картина распределения отношения порового давления к эффективному сдерживающему напряжению.

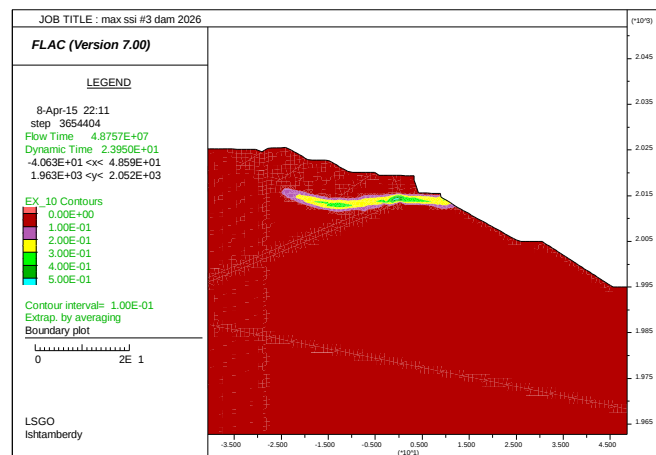


Рис. 18. Картина сформировавшейся поверхности сдвига от сейсмического воздействия.

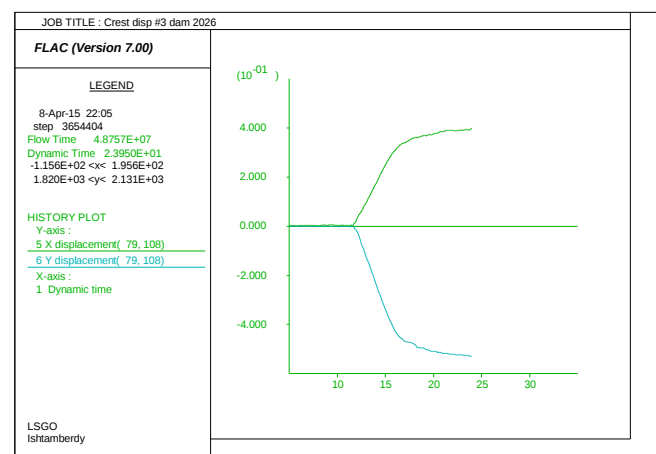


Рис. 19. Графики горизонтальных (X disp) и вертикальных (Y disp) смещений гребня дамбы обвалования третьей очереди наращивания от сейсмического воздействия.

Перелива воды через гребень дамбы обвалования третьей очереди наращивания не происходит.

Устойчивость сооружения с учетом возведения дамбы обвалования четвертой очереди наращивания до отметки 2029.0 м

На рисунке 20 представлена расчетная модель дамбы обвалования четвертой очереди наращивания.

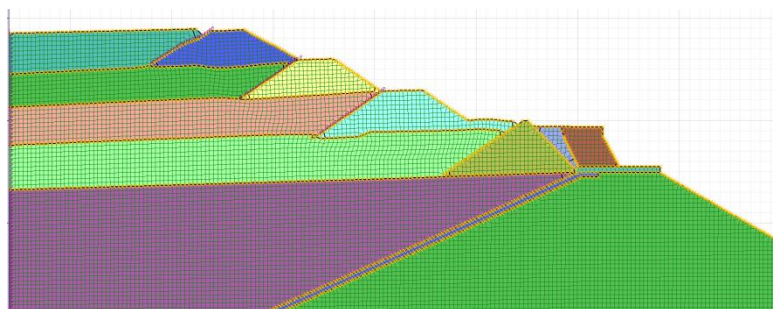


Рис. 20. Расчетная модель дамбы обвалования четвертой очереди наращивания.

На рис.21 представлена картина расположения кривой депрессии. На рис.22 представлена картина поверхностей сдвига при расчетах статической устойчивости. Минимальный коэффициент устойчивости составил $K_u^{\min} = 1.04$. Поверхность сдвига с $K_u^{\min}$ сформировалась в грунтах основания под дамбами обвалования второй, третьей и четвертой очереди наращивания.

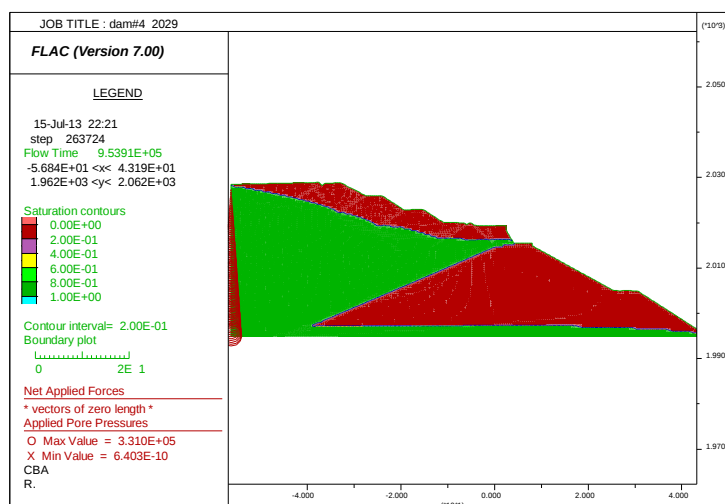


Рис. 21. Картина расположения кривой депрессии.

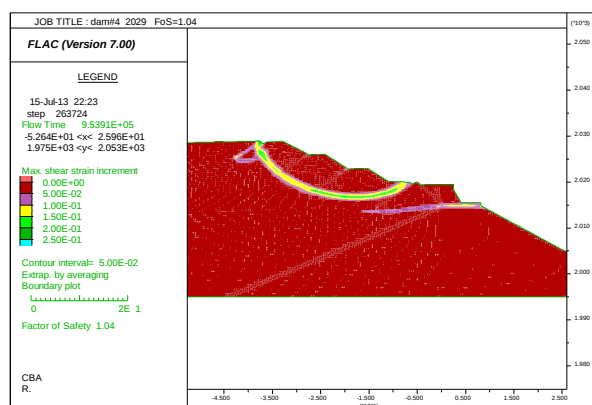


Рис. 22. Картина распределения поверхностей сдвига с $K_y^{\min} = 1.04$.

Ввиду неустойчивого состояния дамбы обвалования четвертой очереди наращивания в статических условиях ее возведение не рекомендуется. В результате вышеизложенных исследований, мы пришли к главному выводу. Расчеты на основании динамической теории сейсмостойкости подтверждают международные рекомендации о том, что возведение дамб обвалования по методу верхнего бьефа в сейсмически активных районах ввиду разжижения хвостов, которые являются основанием для дамб обвалования, не рекомендуется.

ЛИТЕРАТУРА

1. Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1971). "A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", JSMFD, ASCE, Vol. 97, No. SM 9, pp. 1249-1274.
2. Voznesensky E.A. Dynamic instability of soils and rocks / roceedings: 7th International IAEG Congress, Lisboa, A. A. Balkema, Rotterdam/Brookfield. 1994. P. 683-692.
3. Seed, H. B. (1986). "Design Problems in Soil Liquefaction", JGED, ASCE, Vol. 113, No. 8, pp. 827-845.
4. Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F. and Chung, R. (1984). "The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations", Rept. No. UCB/EERC-84/j15, Univ. of California, Berkeley.