

ИССЛЕДОВАНИЯ ТЭО ПРОЕКТА СТРОИТЕЛЬСТВА РОГУНСКОЙ ГЭС

ФАЗА II: ВАРИАНТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРОЕКТА

Том 2: Инжиниринг и проектирование

Глава 3: Проектирование вариантов

Приложение 2: Отчет по анализу устойчивости каменно-набросной плотины

Август, 2014 г.

Отчет № P.002378 RP 42 ред. B

В	14/08/2014	Финальная версия – август, 2014	Одил Клав	Луи Буза	Луи Буза
Б	31/03/2014	Финальная версия – март, 2014	OCL/EFD	NSA	NSA
А	08/04/2013	Первая редакция	OCL/CRO	RAC	NSA
Редакция	Дата	Тема редакции	Подготовлено	Проверено	Одобрено

Содержание

1 Цели и задачи	6
2 Список литературы	6
3 Обзор исследования ИГП	7
3.1 <i>Анализ устойчивости статическим равновесием</i>	7
3.1.1 Описание	7
3.1.2 Комментарии	9
3.2 <i>Статический анализ с двумерной плоской моделью</i>	9
3.2.1 Описание	9
3.2.2 Комментарии	9
3.3 <i>Динамический анализ двумерного плоского моделирования</i>	13
3.3.1 Описание	13
3.3.2 Комментарии	13
3.4 <i>Трехмерный объемный анализ</i>	14
3.4.1 Описание	14
3.4.2 Комментарии	14
4 Объем текущего исследования	15
4.1 <i>Статичный анализ</i>	15
4.2 <i>Сейсмический анализ</i>	16
4.3 <i>Устойчивость первой очереди</i>	17
4.4 <i>Условия основания</i>	17
5 Статический анализ проведенный конусьтантом	18
5.1 <i>Критерии проектирования и расчетные нагрузки</i>	18
5.2 <i>Геометрия</i>	18
5.3 <i>Свойства материалов</i>	20
5.3.1 Комментарии по прочности при сдвиге	20
5.3.2 Комментарии к Ru	23
5.4 <i>Результаты</i>	25
5.5 <i>Ретроспективный анализ прочности на сдвиг</i>	32
6 Сейсмический анализ проведенный консультантом	34
6.1 <i>Псевдо статический анализ - Чувствительность</i>	35
6.2 <i>Критерии проектирования</i>	35
6.3 <i>Геометрия</i>	36
6.4 <i>Характеристики расчетных землетрясений</i>	38
6.5 <i>Параметры динамического деформирования</i>	39
6.5.1 Модуль сдвига маленького напряжения	39
6.5.2 Функция снижения модуля сдвига	40
6.5.3 Коэффициент затухания	40
6.5.4 Комментарии по динамическим свойствам материалов	41
6.6 <i>Динамичное поведение плотины</i>	42
6.6.1 Динамичное эластичное поведение без водохранилища	42

6.6.2	Эквивалентный линейный анализ	44
6.7	<i>Оценка перманентных смещений</i>	51
6.7.1	Метод Свайсгуда	51
6.7.2	Метод Макдиси и Сида	51
6.7.3	Анализ Ньюмарка	53
6.7.4	Образование необратимых смещений	56
6.7.5	Репрезентативность вычисленных необратимых смещений	57
7	Анализ устойчивости первой очереди	60
7.1	<i>Геометрия</i>	60
7.2	<i>Свойства материалов</i>	60
7.3	<i>Метод вычисления</i>	61
7.4	<i>Результаты</i>	61
7.5	<i>Вывод относительно стабильности плотины первой очереди</i>	65
8	Вывод и рекомендации	65

Рисунки

Рис. 3.1	: Результаты ИГП – плоское двухмерное моделирование	11
Рис. 3.2	: Результаты исследования ТЭО – Статичное состояние после заполнения.....	12
Рис. 3.3:	Результаты статичного трехмерного исследования ИГП.....	15
Рис. 4.1:	Дискретизация слоев и силы слоев в оползневой массе	16
Рис. 5.1:	Расчет поперечного сечения (выдержка из «Трехмерное объемное моделирование устойчивости плотины», Гидропроект, 2009 год).....	19
Рис. 5.2	: Расположение поперечных сечений	19
Рис. 5.3:	Представление нелинейной кривой прочности на сдвиг.....	21
Рис 5.4	22
Рис. 5.5	23
Рис. 5.13	: Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 2 - Поперечное сечение 1-1 , низовая часть (FS=1.87)	28
Рис. 5.14	: Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 2 - Поперечное сечение 1-2 , низовая часть (FS=1.84)	28
Рис. 5.15	: Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 2 - Поперечное сечение 1-3 , верховая часть (FS=2.37).....	29
Рис. 5.16	: Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 2 - Поперечное сечение 1-4 , верховая часть (FS=2.49).....	29
Рис. 5.17	: Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 2 - Поперечное сечение 1-5 , верховая (FS=1294).....	29
Рис. 5.18	: Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 3 - Поперечное сечение 1-1 , верховая часть (FS=2.16).....	30

Рис. 5.19 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 3 - Поперечное сечение 1-3 , верховая часть (FS= 2.12).....	30
Рис. 5.20 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 3 - Поперечное сечение 1-4 , верховая часть (FS=2.15).....	30
Рис. 5.21 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 3 - Поперечное сечение 1-5 , верховая часть (FS=2.16).....	31
Рис. 5.22 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 4 - Поперечное сечение 1-1 , верховая часть (FS=2.08).....	31
Рис. 5.23 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 4 - Поперечное сечение 1-3 , верховая часть (FS=2.02).....	32
Рис. 5.24 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 4 - Поперечное сечение 1-4 , верховая часть (FS=2.14).....	32
Рис. 5.25: Нормальные нагрузки для разделов 1-2, вариант нагрузки 2	32
Рис. 5.26 : Нормальные нагрузки для сечений 1-2 вариант нагрузки №2	33
Рис. 6.1: Псевдо статический анализ – чувствительность коэффициента безопасности к ПУГ.....	35
Рис. 6.11: Максимальное горизонтальное ускорение - Сечение 2-1.....	48
Рис. 6.12: Максимальная деформация сдвига - Сечение 2-2.....	49
Рис. 6.13: Максимальное горизонтальное ускорение - Сечение 2-2.....	49
Рис. 6.14: Максимальная деформация сдвига - Сечение 2-3.....	50
Рис. 6.15: Максимальное горизонтальное ускорение - Сечение 2-3.....	50
Рис. 6.16: Макдиси и Сид, 1977- номограмма.....	51
Рис. 6.17: Анализ Ньюмарка – Кривые скольжения максимальных смещений – Сечение 2-1, 2-2, 2-3.....	55
Рис. 6.18: Сравнение между собственными частотами вычисленными по двумерному и трехмерному анализам плотин в треугольных и прямоугольных ущельях (экстракт из Межиа и Сида (Mejia & Seed), ссылка 1)	58
Рис. 6.19 : Подробное сравнение между собственными периодами, вычисленными из двумерного и трехмерного анализов плотин в различных формах ущелий (выписка из Крамера, ссылка 2).....	59
Рис. 7.1: Геометрия плотины первой очереди.....	60
Рис. 7.2: Критическая кривая скольжения первой очереди – Конец строительства – Верховая часть (SF=2.09)	62
Рис. 7.3: Критическая кривая скольжения первой очереди – Конец строительства – Низовая часть (SF=1.72)	63
Рис. 7.4: Критическая кривая скольжения первой очереди – Нормальный подпорный уровень – Верховая часть (SF=2.2)	63
Рис. 7.5: Критическая кривая скольжения первой очереди – Нормальный подпорный уровень – Низовая часть (SF=1.7)	64
Рис. 7.6: Критическая поверхность скольжения – ускорение, вызывающее текучесть, плотины первой очереди.....	65

Таблицы

Таблица 1: Список просмотренных документов	7
Таблица 2: Механические параметры материалов в анализах устойчивости	8
Таблица 3: Результаты из динамического двухмерного анализа ИГП	13
Таблица 4 : Критерии проектирования.....	18
Таблица 5 : Статический анализ – свойства материалов.....	20
Таблица 6 : Статический анализ - результаты	25
Таблица 7 : Проектное ПУГ землетрясения	38
Таблица 8 : Характеристики материалов плотины, К - значение.....	39
Таблица 9: Характеристики материалов плотины – индекс пластичности	40
Таблица 10: Основные природные частоты сечения 2-1.....	42
Таблица 11: Основные природные частоты сечения 2-2.....	43
Таблица 12: Основные природные частоты сечения 2-3.....	43
Таблица 13: Результаты эквивалентного линейного анализа – Фундаментальные частоты плотины	45
Таблица 14: Метод Свайсгуда – оседание от МРЗ	51
Таблица 15: Данные анализа Макдиси и Сида.....	52
Таблица 16: Результаты анализа Макдиси и Сида - МРЗ	53
Таблица 17: Максимальная пластичная деформация вычисленная по Ньюмарку – МРЗ.....	54
Таблица 18: Результаты сейсмического анализа – оседание.....	56
Таблица 19: Результаты сейсмического анализа – Горизонтальное перманентное смещение.....	57
Таблица 20: Критерии проекта для плотины первой очереди.....	61
Таблица 21: Анализ устойчивости плотины первой очереди – результаты.....	62
Таблица 22: Оседание гребня плотины первой очереди при землетрясении - Формула Свайсгуда.....	64

1 ЦЕЛИ И ЗАДАЧИ

Данная глава затрагивает техническую оценку устойчивости Рогунской плотины, она включает краткий обзор документов сделанных ИГП по устойчивости плотины в 2009 году и предоставленных Клиентом Консультанту. Она также включает собственную оценку Консультанта по устойчивости плотины. Следует отметить, что Консультант выбрал для проведения анализа устойчивости такой же стандартный поперечный разрез использованный в расчетах ИГП, который соответствует наивысшей альтернативе плотины (НПУ – 1290 м.н.у.м.).

Основной целью этого исследования является понимание поведения плотины во время землетрясения и оценка безвозвратного сдвига, который скорее всего произойдет в случае сильного землетрясения.

Результаты этой оценки затем используются для получения Консультантом своего собственного стандартного поперечного разреза для трех различных вариантов плотины.

После того, как наиболее подходящая альтернатива будет выбрана, рекомендуется провести дальнейший анализ, учитывая все особенности плотины, включая 3D анализ.

2 СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- [1] С.Л. Крамер, 1996. Геотехнический инжиниринг при землетрясениях, Прентис Холл.
- [2] Ньюмарк Н.М., 1965. Влияние землетрясений на плотины и насыпи, 5^{ая} лекция Ранкин.
- [3] Ф.И. Макдиси, Х.Б. Сид, 1978. Упрощенная процедура для оценивания деформаций плотин и насыпей вызванных землетрясением, журнал геотехнического инжиниринга, ASCE.
- [4] Свайсгуд, 2003. Деформации каменно-набросных плотин, вызванных землетрясениями, Тихо-океанская конференция по инжинирингу землетрясения, документ № 014.
- [5] Динамическое моделирование с QUAKE/W 2007, 2008, GEO-SLOPE International Ltd.
- [6] Пост, Тардиеу, Лино, 1985. Conception parasismique des barrages, Génie parasismique VIII-1.

3 ОБЗОР ИССЛЕДОВАНИЯ ИГП

Были просмотрены следующие документы, чтобы понять предыдущие исследования:

Документ №	Название документа – на русском	Название документа – на английском	Файл
1	Оценка влияния растворения соли на устойчивость подземных выработок	Assessment of influence of dissolution of salt on stability of dam	3.pdf
2	Расчетное обоснование конструкций сооружений станции, плотины, водосбросных сооружений Расчетные исследования напряженно-деформированного состояния и устойчивости каменно-земляной плотины (пространственная задача).	Estimated study designs buildings stations, dams, water waste facilities calculations of the stress-strain state and the stability of the rock-earth dam (3d model).	4.pdf
3	Расчетное обоснование конструкций сооружений станции, плотины, водосбросных сооружений Расчетные исследования напряженно-деформированного состояния и устойчивости каменно-земляной плотины (плоская задача).	Estimated study designs buildings stations, dams, water waste facilities Calculations of the stress-strain state and the stability rock-earth dam (plane problem).	5.pdf
4	Расчетное обоснование конструкций сооружений Станции плотины, водосбросных сооружений Оценка устойчивости откосов каменно - земляной плотины	Computational basis of structures :Station dam, discharge structure Evaluation of rock slope stability earthen dam	8.pdf

Таблица 1: Список просмотренных документов

3.1 Анализ устойчивости статическим равновесием

3.1.1 Описание

Анализ устойчивости собраны в документе № 4 (файл 8.pdf). Рекомендуемый критерий устойчивости дан в российском стандарте СНиП 33-01-2003 «Гидравлические сооружения - Руководство». Согласно этому стандарту, связь между движущими силами и силой сопротивления выражена следующим:

$$\gamma_{lc} \cdot \gamma_n \leq \frac{R}{F}$$

Где R и F являются, соответственно, результирующим вектором сил сопротивления и движения. Точное значение факторов безопасности γ_n и γ_{lc} непонятно для Консультанта.

В данном случае $\gamma_n = 1.25$ и γ_{lc} варьируется от $\gamma_{lc} = 1.0$ для статического анализа до $\gamma_{lc} = 0.85$ для сейсмического анализа. Таким образом, общие факторы безопасности равны 1.25 для статичной устойчивости и 1.065 для сейсмической устойчивости.

Оценка общего фактора безопасности напрямую связана с механическими параметрами, определенных для различных зон в плотине. Механические параметры, содержащиеся в просмотренных документах, приведены в следующей таблице.

	Зона плотины	ρ (Т/М ³)	n	ρ (Т/М ³)	ϕ (°)	C (МПа)	E (МПа)	ν	K (см/с)
1	Ядро	2.36	0.19	1.39	31	0.03	40	0.36	$A \cdot 10^{-6}$
2	Переходной участок – мелкозем	2.21	0.22	1.32	36	0.0	55	0.32	$3 \cdot 10^{-2}$
3	Переходной участок – крупнозернистый	2.26	0.20	1.35	40	0.0	65	0.30	$5 \cdot 10^{-2}$
4	Каменная наброска	1.99	0.30	1.19	42	0.03	60	0.28	0.50
5	Галечник	2.31	0.18	1.38	39	0.05	80	0.27	0.10

Таблица 2: Механические параметры материалов в анализах устойчивости

Отчет по анализу устойчивости разделен на три части, первая часть содержит устойчивость верховой перемычки, вторая часть выделена для плотины первой очереди и третья часть посвящена устойчивости плотины второй очереди. Некоторые обобщения этих анализов представлены ниже.

Верховая перемычка: Основной целью на этом этапе является исследование стабильности относительно двух проектных вариантов. Первый вариант включает верховое водонепроницаемое ядро, и второй вариант предусматривает непроницаемую диафрагму (мембрану). В обоих случаях и статически и сейсмические факторы безопасности выше критериев ограничений.

Анализ устойчивости первой очереди: основные работы, показанные в этой части, относятся к оптимизации разреза (низовой откос и максимальная высота) плотины первой очереди. Были проанализированы 4 различных варианта, три из них с сохранением высоты гребня в 1100 м и изменением низового откоса и четвертый вариант с более низким гребнем (1060 м). Из этого исследования был сделан вывод, что низовой откос должен быть больше, чем $1v-1.68h$ (1вертикаль-1.68горизонталь), чтобы удовлетворять критерии устойчивости и для статических и для динамических условий.

Анализ устойчивости второй очереди: в этой части были приложены две сейсмические магнитуды (8 и 9 баллов) к трем разным частям плотины и включая вариации, относительно зоны с крупной каменной пригрузкой. Критерии устойчивости в максимальной части удовлетворены для обоих расчетов, и в статичных условиях и при сейсмической нагрузке в 8 баллов (и верхний и нижний бьеф). Однако сейсмические критерии не были удовлетворяют требования для 9-бального землетрясения. Поэтому, чтобы удовлетворить требования к 9-бальному землетрясению, было предложено горизонтальное усиление на различных уровнях.

3.1.2 Комментарии

Для статичной устойчивости общий фактор безопасности, приведенный в русском руководстве, равен 1.25 для статичной устойчивости и 1.065 для сейсмической устойчивости, т.е. ниже лимита критерия данного проектным критерием исследования ТЭО (рекомендации USBR), который равен 1.5 для долгосрочной устойчивости.

Гипотеза, принятая для механических свойств материалов находится в соответствии со спецификациями материалов (см. геотехнический отчет);

Расчеты сейсмических нагрузок не детализированы, не сказано, какие именно дополнительные гравитационные силы были учтены при псевдо-статическом анализе.

Предложенное здесь усиление не сохраняется ИГП, что становится очевидным при рассмотрении результатов выполненных более подробных вычислений (см. следующий параграф).

3.2 Статический анализ с двумерной плоской моделью

3.2.1 Описание

Были разработаны анализы конечных элементов, чтобы оценить порядок магнитуды смещений и нагрузок в сооружении во время строительства и в эксплуатационных условиях.

Первое исследование относится напряженно-деформированному состоянию верхней части плотины. Двумерная плоская модель была разработана в отчете № 3 (см. таблицу 1). В этом отчете, была смоделирована фаза строительства (статический анализ), чтобы оценить проседание и режим нагрузки в конце строительства.

Строительство плотины было смоделировано активацией горизонтальных слоев. Максимальное проседание было оценено в 5.6 м в ядре плотины между уровнями 1050 и 1070 м.н.у.м. Максимальная вертикальная нагрузка достигает 1117 т/м² около верховой упорной призмы ядра.

Вертикальная нагрузка и давление воды, полученные из статичного анализа, показаны на рис. 5.1.

3.2.2 Комментарии

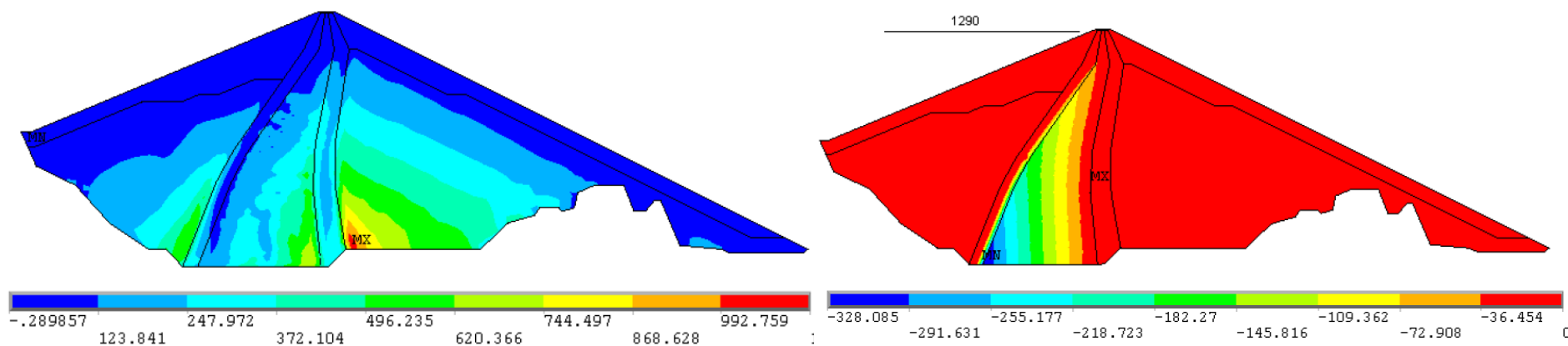
Проведенный анализ выглядит нелинейным: он учитывает и эластичное и пластичное поведение почвы.

Модель, определенная и примененная в отчетах № 2 и 3 требует определения различных параметров, чтобы определить эластичные характеристики, кривые сдвигов, функции упрочнения и первоначальный эластичный домен. Однако в отчетах № 2 и 3 определены только эластичные характеристики и параметры кривых сдвигов (т.е. всего 4 параметра из 10). Поэтому невозможно проверить, отображает ли набор параметров механическое поведение, наблюдаемое в лабораторных испытаниях.

Общая вертикальная нагрузка и давление внутриводной воды, вычисляемая в конце заполнения водохранилища, представлена на рис. 3.1. Он показывает некоторые особенности, непонятые Консультантом:

1. Распределение порового давления не соответствует нагрузке: вариации давления поровой воды ожидаются в верховой каменной призме, не только в ядре.
2. Распределение нагрузки вдоль переходных зон вокруг ядра: обычно ожидается контраст в распределении нагрузки, из-за разницы в деформационном коэффициенте между двумя непосредственно примыкающими друг к другу материалами. Таким образом, наблюдаемые колебания (вариации) очень важны. Отмечено, что вертикальная нагрузка падает ниже 1.3 Мпа до 300 м в глубину (для справки, геостатическая нагрузка может быть выше 7 Мпа).

Консультант имеет частичное понимание представленных вычислений ИГП. Поэтому было признано необходимым провести независимые вычисления. Максимальное сечение было проанализировано под статическими условиями после заполнения. Чтобы сделать оба моделирования (ИГП и исследование ТЭО) эквивалентными, были использованы одинаковые механические параметры, определенные в документе 3 (см. таблицу 1). Результаты в плане эффективных вертикальных нагрузок показаны на рис. 3.2. Он показывает, что максимальная вертикальная эффективная нагрузка в верховой упорной призме ядра примерно выше 3.0 Мпа.



а) Вертикальная нагрузка V_n (т/м²) на максимальный разрез давления плотины

б) Давление поровой воды (т/м²)

Рис. 3.1 : Результаты ИГП – плоское двухмерное моделирование

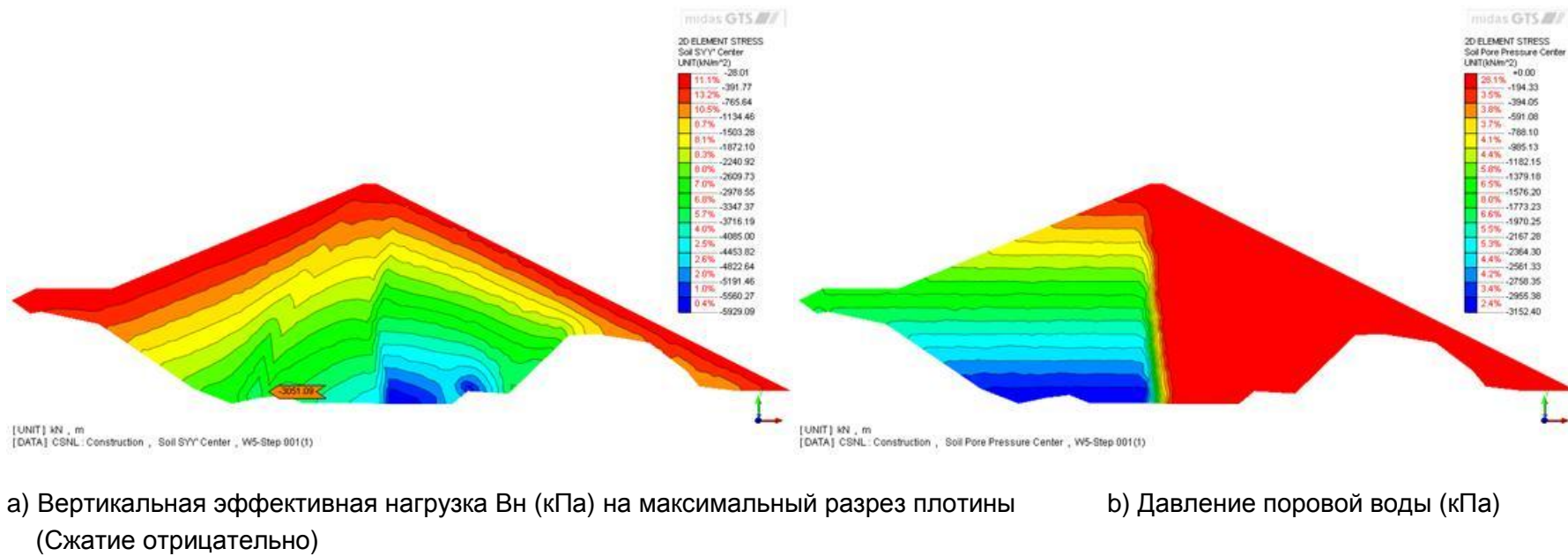


Рис. 3.2 : Результаты исследования ТЭО – Статичное состояние после заполнения

3.3 Динамический анализ двумерного плоского моделирования

3.3.1 Описание

В этом разделе, целью является оценка уровня нагрузок и сдвигов, вызванных землетрясениями.

В этот период поперечное сечение оценивается в 3 сек.

Динамический анализ состоял из 10-кратного исторического анализа, т.е. ускорение на основе модели накладывается в виде сигнала. Все записи ускорения имели пиковое ускорение в 5.4 м/с^2 , т.е. 0.55 г. Смещения, вызванные 10 случаями, представлены в таблице 3.

№	Максимальный сдвиг, м		Максимальное остаточное смещение, м		Оседание гребня, м
	Горизонтальный	Вертикальный	Горизонтальный	Вертикальный	
1	0.12	0.30	0.12	0.13	0.08
2	0.18	0.22	0.12	0.15	0.05
3	0.59	0.79	0.49	0.55	0.30
4	0.08	0.13	0.07	0.08	0.02
5	0.30	0.33	0.28	0.23	0.05
6	0.29	0.11	0.11	0.10	0.04
7	0.93	0.83	0.61	0.59	0.51
8	0.10	0.10	0.06	0.05	0.03
9	0.13	0.15	0.09	0.10	0.06
10	0.43	0.58	0.11	0.3	

Таблица 3: Результаты из динамического двумерного анализа ИГП

3.3.2 Комментарии

Первый этап в динамическом анализе состоит из определения первоначального режима нагрузки в среде, которое получено из предыдущего статического анализа. Поэтому зависимость динамического анализа сильно связана с результатами статического исследования.

Как и в статическом исследовании, двухмерные характеристики материалов не представлены.

Все рассмотренные землетрясения имеют ПУГ (пиковое ускорение грунта) равное 0.55 г., что меньше МРЗ, рассмотренного Консультантом.

Результаты показали, что первый природный период плотины – 3 сек, что довольно много. Соответствующая скорость сдвига – 290 м/с, что дает динамический модуль сдвига равный 182 Мпа.

Остаточное смещение и проседание гребня очень маленькое (все меньше 60 см) для такого большого сооружения и сильного землетрясения.

3.4 Трехмерный объемный анализ

3.4.1 Описание

Это исследование охватывает напряженно-деформированное состояние всей плотины – отчет № 2, файл 4.pdf. Трехмерная объемная модель была разработана, следуя тем же процедурам, что и в случае двухмерного моделирования.

Строительство плотины было смоделировано активацией горизонтальных слоев. Максимальное проседание было оценено в 4.4 м в отличие от 5.6 м в двухмерной модели. Максимальная вертикальная нагрузка достигает 978 т/м², в отличие от 1117 т/м² в двухмерной модели.

Для трехмерной объемной модели природный период колебаний был оценен в 2 сек (против 3 сек для двухмерного анализа). Для трехмерной объемной модели были применены наиболее сильные землетрясения. Как и предыдущего случая с двухмерным моделированием, пиковое ускорение было равно 5.4 м²/сек, т.е. 0.55 гр.

Пиковое ускорение на гребне, вызванное землетрясением было оценено в 8.2 м²/сек, т.е. 0.84 гр.

3.4.2 Комментарии

Сравнение между трехмерным и двухмерным анализом, показывает, что эффект 3D снижает фактическую вертикальную нагрузку на ядро плотины.

Как и в статическом исследовании, двухмерные характеристики материалов не представлены.

В целом же, замечания к прошлому анализу, относятся и к этому. Например, как мы видим на рис. 3.3, вертикальная нагрузка на самом высоком разрезе показывает неожиданно низкое значение в контакте между фильтрами и ядром.

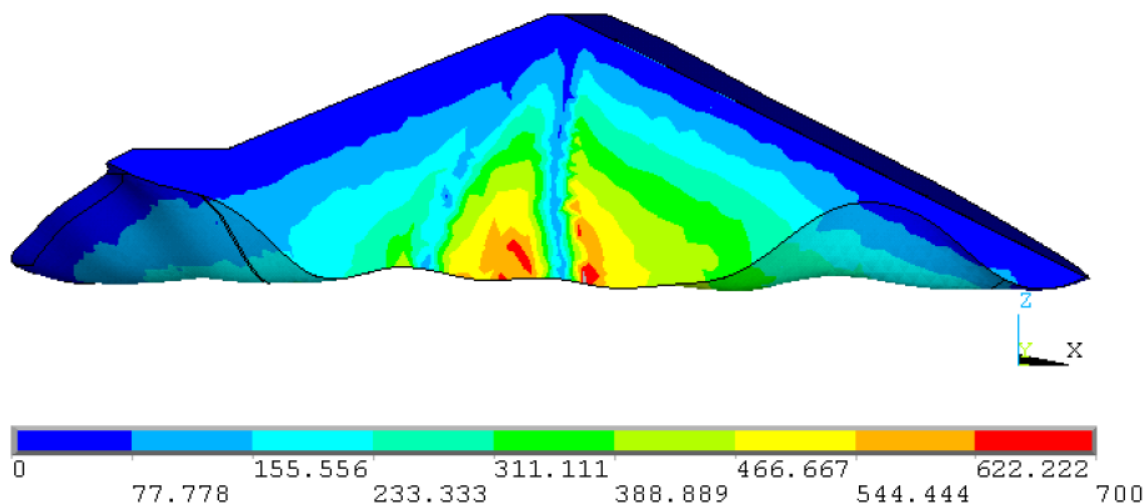


Рис. 4.19 Вертикальные напряжения $S_z(\text{т/м}^2)$ в поперечном сечении плотины

Рис. 3.3: Результаты статичного трехмерного исследования ИГП

4 ОБЪЕМ ТЕКУЩЕГО ИССЛЕДОВАНИЯ

Консультант проводит независимые вычисления по плотины, в рамках его технической оценки исследования ИГП. Его целью является оценка безопасности плотины в статичных и сейсмических условиях.

4.1 Статичный анализ

Устойчивость откосов обычно оценивается из-за ограничения анализа равновесия потенциальных оползневых масс, дискретизированных в вертикальных слоях.

За прошедшие годы, было разработано много различных решений для метода слоев, и разница между всеми ними является в основном в гипотезах по силам между слоев.

Консультант провел анализ устойчивости откосов по методу Моргенштерна и Прайса, который удовлетворяет требования уравнений равновесия вводом сил слоев. Консультант понимает, что ИГП проводило свои вычисления по методу, который может быть близок методу Феллениуса (который не вводит боковые силы слоев). Критичный фактор безопасности, обнаруженный в методе Феллениуса ниже, чем в методе Моргенштерна и Прайса, поэтому по ориентировочным расчетам более безопасен, но более далек от реальности.

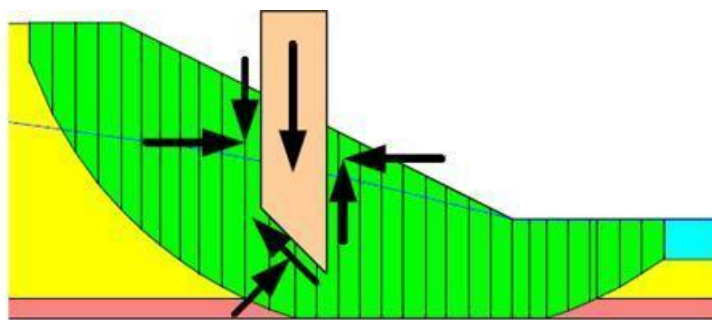


Рис. 4.1: Дискретизация слоев и силы слоев в оползневой массе

Статичный анализ представлен в параграфе **Error! Reference source not found..**

4.2 Сейсмический анализ

Анализ поведения плотины во время землетрясения является сложным вопросом, который привел к созданию различных методов за прошедшие годы.

Во-первых, существуют некоторые эмпирические методы, такие как метод Бюро (1985 г.) или Свайсгуд (2005 г.), которые ввели некоторую корреляцию между максимальным проседанием из-за землетрясения и данными характеристиками.

Затем есть аналитические методы. Поведение каменно-набросной плотины в время сейсмического события является сложным и включает различные специфические аспекты:

- Дополнительные сейсмические гравитационные ограничения;
- Упругие реакции насыпи в ответ на динамическое возбуждение, которое зависит от ее геометрии и жесткости;
- Циклические нагрузки, производимые во время землетрясения, которые могут повлиять на механические характеристики материала;
- Пластическая деформация материалов.

Все эти аспекты важны, но не могут учитываться все вместе в простом методе. Поэтому были разработаны несколько упрощенных методов.

Псевдо-статический метод является первым аналитическим решением, предполагающего оценку устойчивости плотины во время землетрясения. Сейсмическая нагрузка рассматривалась как постоянная дополнительная горизонтальная или вертикальная инерционная сила. Этот метод сильно упрощен и не учитывает никакого динамического поведения (упругая реакция, необратимые движения...).

Ньюмарк (1965 г.) был первым, кто разработал псевдо-динамический метод для оценки возможного необратимого движения. Основываясь на псевдо-статических вычислениях, было найдено критическое ускорение (ускорение, вызывающее текучесть материала), которое относится к фактору безопасности 1, и двойная интеграция сейсмограммы

дает кумулятивное необратимое движение скользящей массы, которое может произойти во время землетрясения.

Различные авторы предлагали упрощенные методы, которые в дополнение к методу Ньюмарка учитывают вибрационное поведение плотины: Амбрасей и Сарма (1967 г.), Макдиси и Сид (1978 г.), Амбрасейс и Мену (1988 г.)... Все эти методы предполагают небольшие необратимые сдвиги.

Цифровое моделирование является мощным инструментом, который может помочь анализу, моделируя все или некоторые части из нелинейного поведения плотины.

В случае Рогуна, и на его этапе исследования, были использованы 4 различных двухмерных модели (см. параграф 6):

- Свайсгуд: этот эмпирический метод дает максимальное проседание гребня;
- Моделирование конечных элементов: сначала с линейной эластичностью и затем с линейным эквивалентным вычислением;
- Макдиси и Сид: упрощенный аналитический метод, который дает максимальную необратимую деформацию;
- Метод Ньюмарка, который также дает максимальную необратимую деформацию, основываясь на результатах моделирования конечных элементов.

Эти три метода позволят дать соответствующую оценку поведению плотины во время сейсмического события.

Ясно, что 3D-эффект Рогунской узкой долины важен, и потребуются трехмерные расчеты на дальнейших этапах исследований.

4.3 Устойчивость первой очереди

Был произведен независимый анализ для плотины первой очереди, который представлен в параграфе §**Error! Reference source not found.**

4.4 Условия основания

Условия основания рассматриваются в геотехническом отчете, и выводы повторены тут: они не рассматривают поверхность изломов, как способных повлиять на некоторую часть основания.

Что касается вероятность эрозии, был зафиксирован потенциал, об был затронут специальными мерами по снижению последствий (продление непроницаемой цементационной завесы, предназначенной для удлинения потенциальных подземных линий течений воды, чтобы ограничить гидравлические градиенты).

Чтобы сохранить контроль над рисками, связанными с временными проблемами устойчивости склонов во время строительства, значительная часть подготовительных работ на стройплощадке должна быть направлена, во-первых, на обеспечение

безопасности склонов строительной площадки от сыпучей неустойчивой скальной породы, рисков камнепадов и т.д., и во-вторых, во время строительства, особое внимание должно уделяться этому аспекту работ.

5 СТАТИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ ПРОВЕДЕННЫЙ КОНСУЛЬТАНТОМ

5.1 Критерии проектирования и расчетные нагрузки

Проверка устойчивости при расчетах статичной нагрузки требуются для подтверждения критериев проектирования, рекомендованных USBR в его стандартах проектирования №13 – раздел 4.

Для каждого условия нагрузки, найденный критичный фактор безопасности должен быть равен или выше, чем минимально допустимый фактор безопасности.

№	Условия нагрузок	Минимальный фактор безопасности
1	Конец строительства	1.3
2	Нормальные условия – уровень воды на НПУ	1.5
3	Нормальные условия – уровень воды на минимуме	1.5
4	Быстрое снижение с НПУ до минимального эксплуатационного уровня	1.3

Таблица 4 : Критерии проектирования

Условия нагрузки №1 – «конец строительства» описывает ситуацию, когда плотина была завершена и водохранилище пустое. Поровое давление в плотине определяется благодаря коэффициенту R_u . На самом деле этой нагрузки для Рогунской плотины не существует, так как она заполняется по мере строительства, это исследование приводится в качестве справочного случая.

5.2 Геометрия

Геометрия, использованная в статическом анализе устойчивости состоит из нескольких поперечных сечений проектного исследования ИГП, в их расчетах 2009 года. Стандартное поперечное сечение представлено на следующем рисунке.

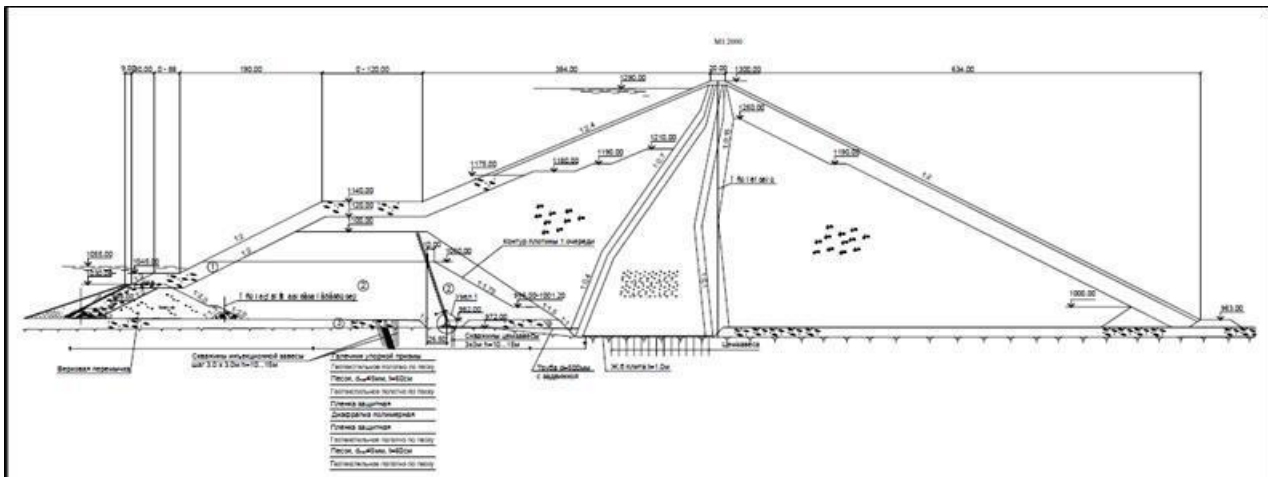


Рис. 5.1: Расчет поперечного сечения (выдержка из «Трехмерное объемное моделирование устойчивости плотины», Гидропроект, 2009 год)

Так как долина S-образная, стандартное поперечное сечение, представленное на предыдущем рисунке, не является реальным поперечным сечением. Поэтому исследовались несколько «настоящих» поперечных сечений. Они обозначены на следующем рисунке.

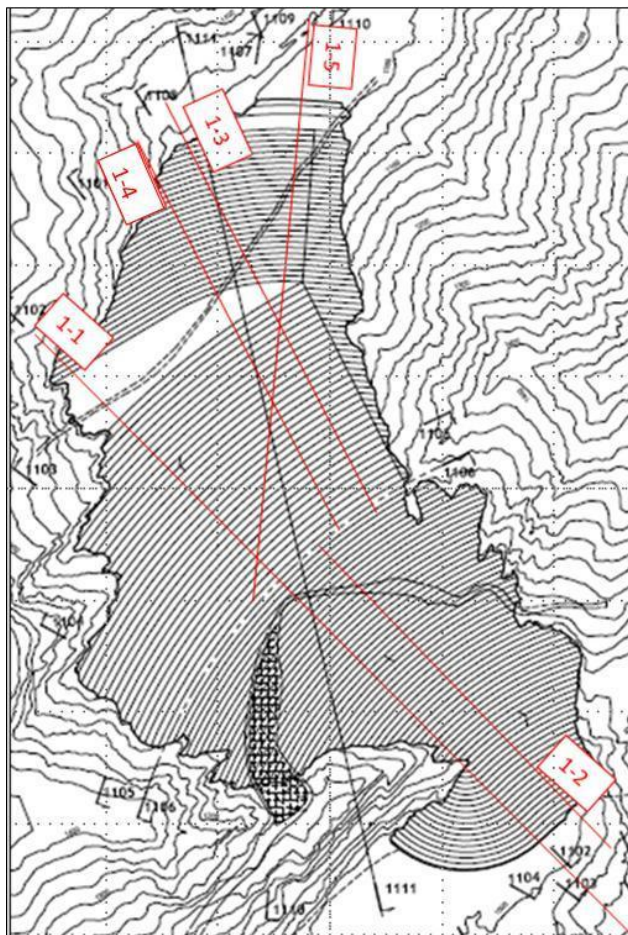


Рис. 5.2 : Расположение поперечных сечений

Поперечное сечение 1-1, является одним из сечений, исследованных ИГП. Поперечное сечение 1-2 представляет весь низовой откос: полную высоту и полную длину. Поперечные сечения 1-3 и 1-4 являются полными верховыми откосами с 2 разной шириной рисбермы (водобой). И поперечное сечение 1-5 является нормальным откосом первой очереди. Он предназначен для оценки фактора безопасности откоса первой очереди, который является более жестким (неэластичным), по сравнению с общим верховым откосом плотины (1:2 для первой очереди и 1:2.4 для плотины).

5.3 Свойства материалов

Рассмотренные свойства материалов являются идентичными тем, что использовались в исследованиях ИГП.

	C' (MPa)	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Ru
Ядро	0.03	31	23.6	23.9	0.5
Фильтр мелкозем	0	36	22.1	23.2	0
Крупнозернистый фильтр	0	40	22.6	23.5	0
Каменные призмы	0.05	39	23.1	23.8	0
Каменная пригрузка	0.03	42	19.9	21.9	0

Таблица 5 : Статический анализ – свойства материалов

5.3.1 Комментарии по прочности при сдвиге

Каменно-насыпные насыпи обычно показывают нелинейную кривую прочности, согласно значительным исследованиям, проделанным в нашей компании (1).

Однако для эффективного определения нелинейной кривой прочности для данной каменно-насыпной насыпи необходимы значительные усилия при испытаниях, и в плане затрат, и времени, так как придется обрабатывать необычные размеры образцов и оборудования. Это основные причины, почему такие эффективные измерения нелинейной кривой прочности проводятся крайне редко. (2).

В особой ситуации Рогунского проекта, данные от ИГП позволили рассмотреть предлагаемые варианты, но не проводить полной ре-интерпретации данных проведенных испытаний в временных рамках текущих исследований.

1 Для примера Е. Фроссард: «Гранулированные материалы в строительстве: достижения в физике их механического поведения и применение в инженерии» в Multiscale Geomechanics– коллективная книга, Дир. П.Ю. Хичер, ISTE Ltd - J.Wiley & Sons publishers, Лондон (UK), Хобокен (USA), янв. 2012, р.35 – 81, ISBN 978-1-84821-246-6,

или Е. Фроссард и др. «Оценка прочности на сдвиг каменной отсыпки: рациональный метод основанный на эффекте размера» Геотехника 62, No5, 415-427, Лондон, май, 2012 г.

2 Дж. Михаэль Дункан «Углы трения для песка, гравия и каменный отсыпки» Заметки с лекции, представленной в Кеннете, на семинаре Л.Ли, Лонг Бич- Калифорния, 28 апр. 2004 г.

Физическое значение параметров прочности при сдвиге должно пониматься как связанное с тем как они используются для схематизирования нелинейной кривой прочности, как показано на следующем рис. 5.3.

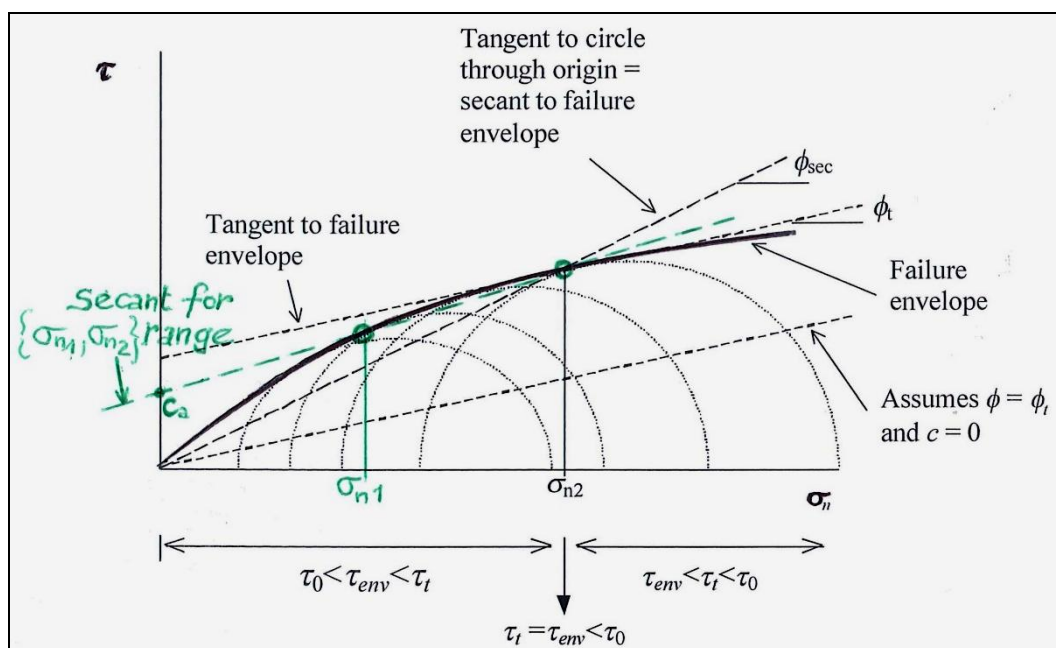


Рис. 5.3: Представление нелинейной кривой прочности на сдвиг

Когда прямая линия, с двумя параметрами, «явная» связность грунта C_a и «явное» внутреннее трение ϕ_a , используются для представления нелинейной кривой прочности сдвига каменной-набросной насыпи в течение определенного диапазона нормальных нагрузок (см. «Секанту для диапазона $\{\sigma_{n1}, \sigma_{n2}\}$ » на рис. 5.3.), соответствующая «явная» связность грунта C_a имеет не такое физическое значение, как если бы рассматривался по настоящему связный глинистый материал. Их лучше рассматривать как простой параметр, при условии. Что оба параметра C_a and ϕ_a используются в соответствующей мере для представления сопротивления сдвигу каменно-набросной насыпи в специальном диапазоне нормальных нагрузок.

Чтобы проверить эта «явная» связность и внутреннее трение, предполагаемое для материалов Рогун в достаточной степени соответствуют диапазону данных сопротивления на сдвиг каменной присыпки и гравия, они были сравнены с соответствующими данными:

- В обычной диаграмме $\{\tau, \sigma_n\}$ на след. рис. 5.4, с центральным трендом, соответствующих данным крупно-размерных трехосных испытаний, проведенных Чарли и Ваттсом (1980 г.) (3), которая должна быть представлена для материалов $D_{Max} 150\text{мм}$, при $\tau = 3,6 \cdot \sigma_n^{0,8}$ (в кПа), и центральный тренд для данных испытания сдвиговой коробки, который может быть представлен для материалов $D_{Max} 150\text{мм}$, при $\tau = 5,5 \cdot \sigma_n^{0,75}$ (в кПа);

3 Чарли Дж. А Ваттс К.С. «Влияние всестороннего давления на сопротивление при сдвиге уплотненной каменной отсыпки» *Геотехника* 30, (4) 353-367, Лондон, 1980 г.

- На диаграмме $\{\varphi_{\text{secant}}, \sigma_n\}$ на следующем рис. Рис. 5.5, вместе с центральными трендами, показанными на рис. 5.4. и данными 226 крупных трехосных испытаний, собранными компанией Вудварда-Клайда в ходе работы для очень крупного проекта водохранилища Даймонда (Бриллиантового водохранилища) в Южной Калифорнии, и репродуцированные в вышеуказанной ссылке 2 (Ж.М. Дункан – 2004 г.); следует отметить, что в такой диаграмме, прямые линии для каменной отсыпки и гравия трансформировались в кривые на рис. 5.5, из-за определения φ_{secant} .

На этих рис. 5.4 и 5.5, прочность при сдвиге, предполагаемая для материалов каменной отсыпки Рогуна (зеленая линия, с $C_a = 30$ кПа $\varphi_a = 42^\circ$) и гравия (фиолетовая линия с $C_a = 50$ кПа $\varphi_a = 39^\circ$) проходят почти в ядре (центре) диапазона данных для нормальных нагрузок ниже 1800 кПа (или 170 фунтов/кв. дюйм) и находятся примерно в верхнем диапазоне для нормальных нагрузок выше 1800 кПа.

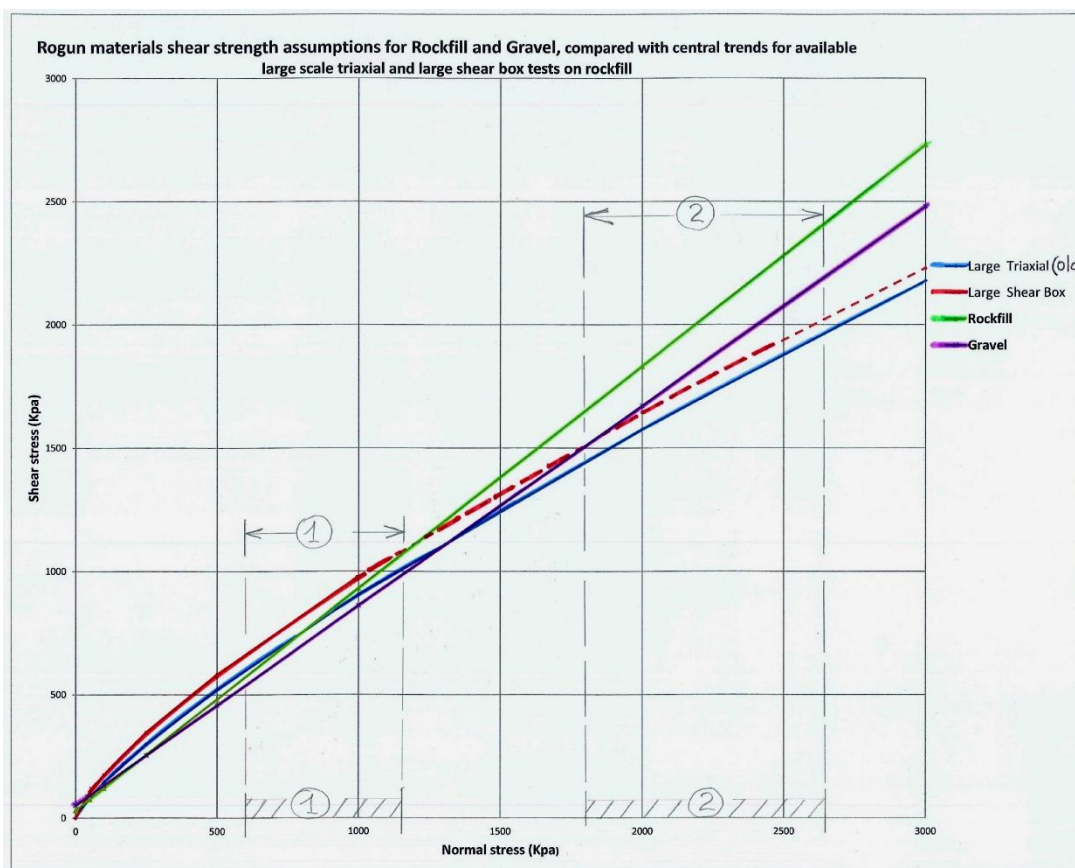


Рис 5.4

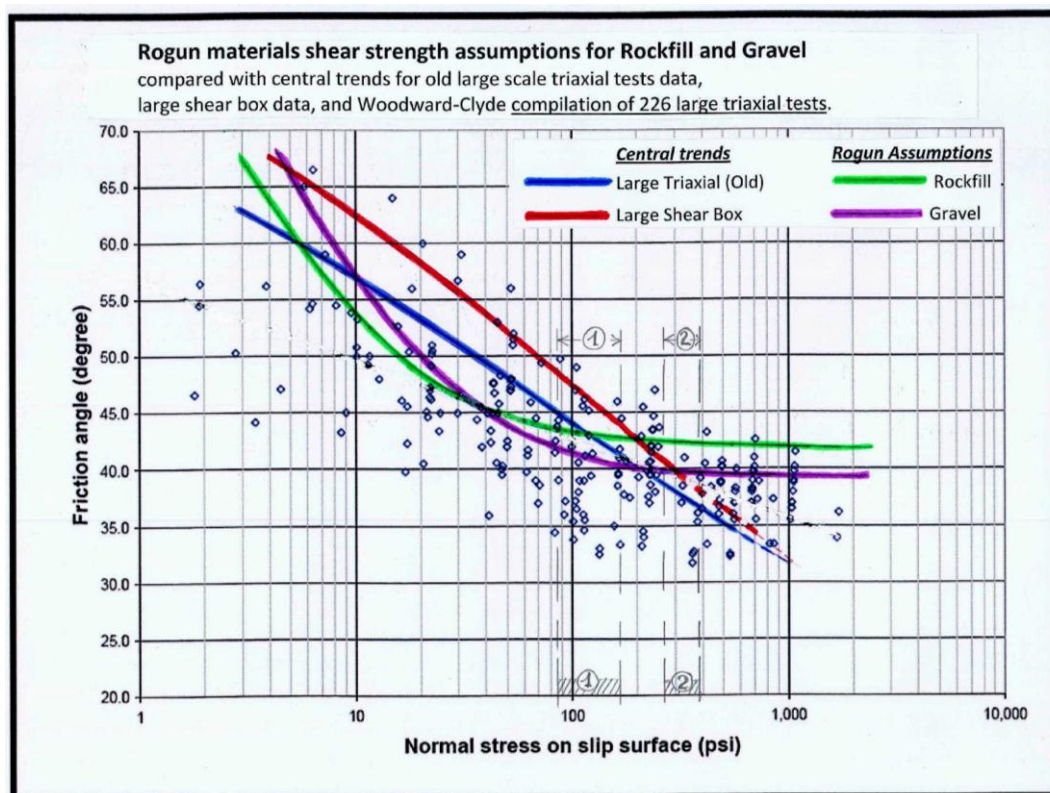


Рис. 5.5

На рис. 5.5 это показано, что должно быть сделано условие в упрощенной формулировке прочности каменной отсыпки и гравии, о том, что $C_a=0$, это трансформирует зеленые и фиолетовые кривые в горизонтальные прямые линии для $\varphi_{\text{secant}} 42^\circ$ и 38° . После сравнения с данными, эта ситуация может стать чересчур консервативной для нормальных нагрузок ниже, чем примерно 150 фунтов/дюйм² или 1 Мпа.

Приводя в соответствие эти предположения по сопротивлению на сдвиг относительно данных обычного сопротивления при сдвиге, остающимся вопросом является соответствие этих предположений на сопротивление при сдвиге для диапазона нормальных нагрузок, вычисленных в анализе устойчивости.

Это тема обратного анализа, представленного в параграфе 5.5.

5.3.2 Комментарии к R_u

Значение $R_u=0,5$, рассматриваемое в нашем анализе, было выбрано исходя из нашего опыта, с консервативным подходом.

Справочные значения могут быть найдены в обратном анализе соответствующих крупных плотин, построенных в прошлом:

- **Оровильская плотина** (235 м в высоту, 60 млн. м³ материалов, конец строительства 1967 год, Калифорния) – эта вежа в истории плотин особенно интересна из-за ее ядра, немного наклоненного в сторону верхнего бьефа, с построением, похожим на Рогунское ядро. Плотина хорошо оснащена, и после

завершения строительства были проведены расчеты по методу конечных элементов Ф.Х. Кулхэви и Дж.М. Дункан (4); поровое давление было рассчитано, основываясь на коэффициенте 0,5, при помощи двух подходов:

- На основе наибольшего главного напряжения σ_1 равного γh (в этой ситуации $\bar{B} = Ru$)
- На основе наибольшего главного напряжения σ_1 , определенного расчетами конечных элементов

Сравнение измеренного порового давления в конце строительства с вычисленными значениями привело к выводу, что фактически коэффициент \bar{B} (а так же Ru) значительно ниже, чем предполагаемые 0,5: хоть и варьируется внутри ядра, его значение не превышает 0,3.

Естественно, значение Ru в ядре зависит от скорости подъема каменно-насыпных работ плотины. В случае Оровилля, плотина была построена за 7 лет (около 35 м/год), что соответствует тому, что ожидается в Рогуне.

- **Плотина Мика** (244 м в высоту, конец строительства 1973 г., Канада). Это другая крупная плотина с ядром, похожим на Рогун, кроме того, что ядро плотины Мика состоит из морены вместо аллювия, для которого могут быть расхождения между измерениями и расчетами (5). Поровое давление, измеренное в конце строительства соответствует Ru , от 0,15 до 0,35, значительно ниже 0,5.
- Должно быть очень интересно иметь анализ такого же типа, проведенного для Нурекской плотины.

В обзоре методов, доступных для прогнозирования порового давления (6) в анализе устойчивости, Д.Г. Фредлунд отмечает следующее:

“ ..Не существует теории для прогнозирования коэффициента порового давления. Скорее всего значение порового давления предполагается основываясь на экспериментах. Проектные значения варьируются от 0,3 до 0.45. Опыт показывает, что проблемы с неустойчивостью в основном возникают когда коэффициент порового давления превышает примерно 0,35...”

Следует отметить две соответствующие специфики проекта Рогунской плотины:

- Материал ядра Рогуна будет состоять из крупной пропорции гравия и гальки, чтобы ограничить сжимаемость и таким образом просадку; это также внесет свой вклад в ограничение подъема порового давления в конце строительства, по сравнению с

4 Кулхэви Ф.Х., Дункан Дж. М. «Нагрузки и смещения в плотине Оровилль» *ASCE Journal of Soil Mech. & Found. Div. Vol 98, N° SM7, 653-665, апрель, 1973 г.*

Эйзенштейн З. Лав С.Т. «Анализ поведения консолидации плотины Мика» *ASCE Journal of the Geotechnical Enging. Div. Vol 103, N° 8 август 1977 г., 879-895, август, 1977 г.*

6 Фредлунд Д.Г., Барбур С.Л. «Прогнозирование порового давления для анализа устойчивости склонов» *Семинар по устойчивости склонов, университет Саскатчеван, апрель, 1986 г.*

обычной глиной материалом ядра, так как значительная часть вертикальных нагрузок будет поддерживаться зернистой фазой в пределах материала ядра;

- Конфигурация створа Рогунской плотины является трехмерной, не только из-за ее узкости (соотношение ширины / высоты, или *L/H меньше чем 2*), но так же из-за ее извилистости (створ довольно изогнут на схеме), эти характеристики будут участвовать в препятствовании просадок, так как в таких конфигурациях вертикальные нагрузки частично передается подпорным берегам, вместо полной вертикальной отдачи вниз, к подошве ядра плотины.

Поэтому, предположение $R_u = 0,5$ для материала Рогунского ядра выглядит вполне обоснованным значением, даже немного пессимистичным, учитывая соответствующие особенности проекта Рогунской плотины, изложенные выше.

5.4 Результаты

В следующей таблице представлены минимальные факторы безопасности, которые были выявлены при расчетах: все условия нагрузки и все поперечные сечения. Знак – означает, что этот расчет недоступен, так как условия нагрузки на этом поперечном сечении не имеют значения.

	Условия нагрузки	Откос	1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	Результаты ИГП
1	Конец строительства – Нормальные условия – уровень воды на НПУ	Верховой	2.37	-	2.26	2.39	2.00	-
		Низовой	1.87	1.85	-	-	-	-
2	Нормальные условия – уровень воды на минимуме	Верховой	2.54	-	2.37	2.49	1.94	2.06
		Низовой	1.87	1.84	-	-	-	1.64
3	Конец строительства	Верховой	2.16	-	2.12	2.15	2.18	-
4	Нормальные условия – уровень воды на НПУ	Верховой	2.08	-	2.02	2.14		-

Таблица 6 : Статический анализ - результаты

Для всех условий нагрузки, соблюдены статические критерии проектирования. Результаты ИГП ниже, что может быть объяснено методом вычислений, который отличается: Феллениус против Morgenштерн-Прайс.

Следующие рисунки показывают критическую поверхность скольжения для каждого поперечного сечения и режим нагрузок.

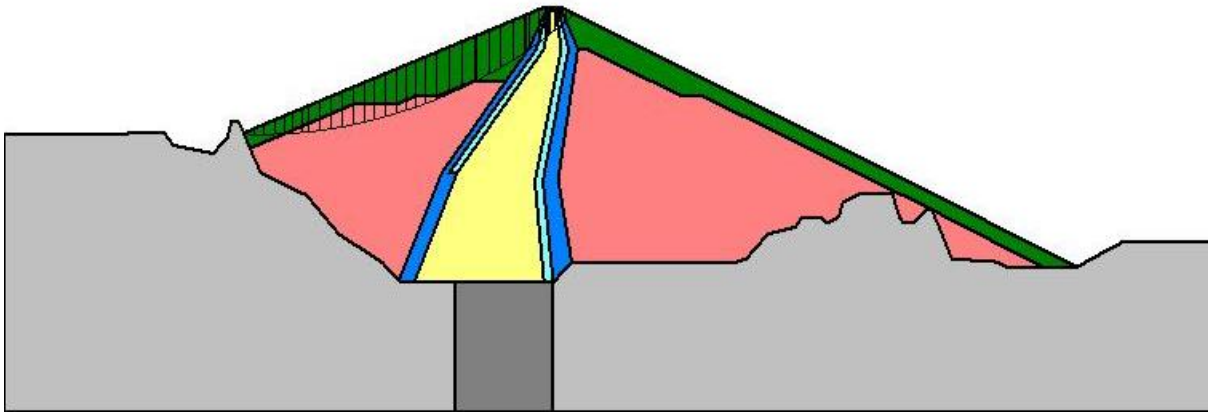


Рис. 5.6 : Область критического скольжения – расчетная нагрузка 1 – поперечное сечение 1-1, верховая часть (FS=2.37)

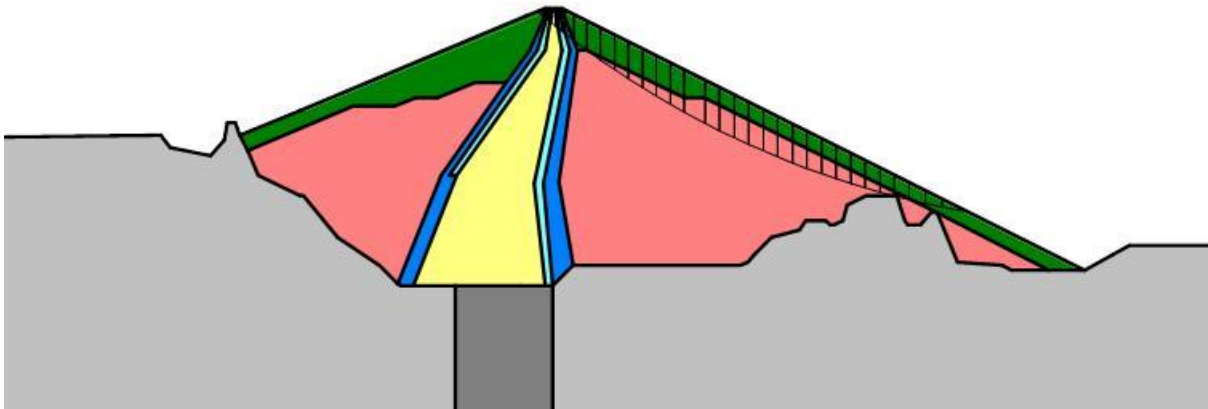


Рис. 5.7 : Область критического скольжения – расчетная нагрузка 1 – поперечное сечение 1-1, низовая часть (FS=1.87)

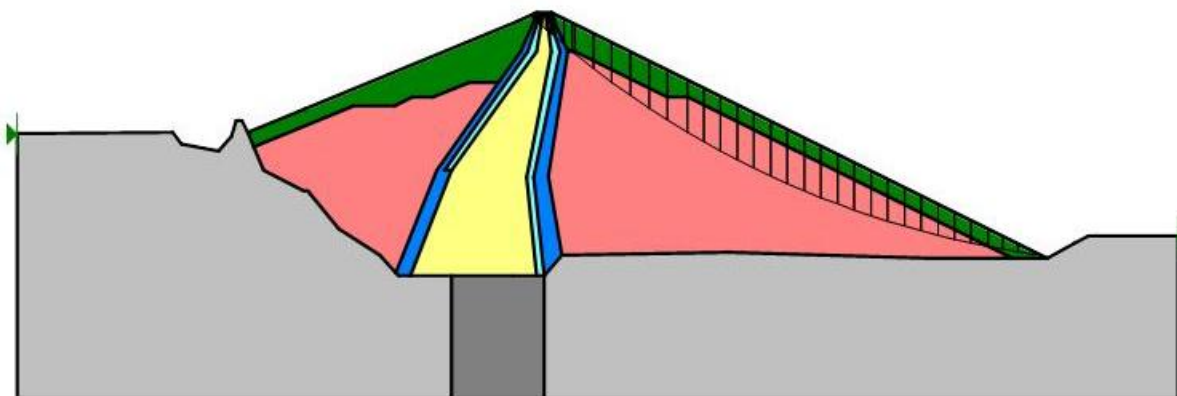


Рис. 5.8 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 1 – поперечное сечение 1-2, низовая часть (FS=1.85)

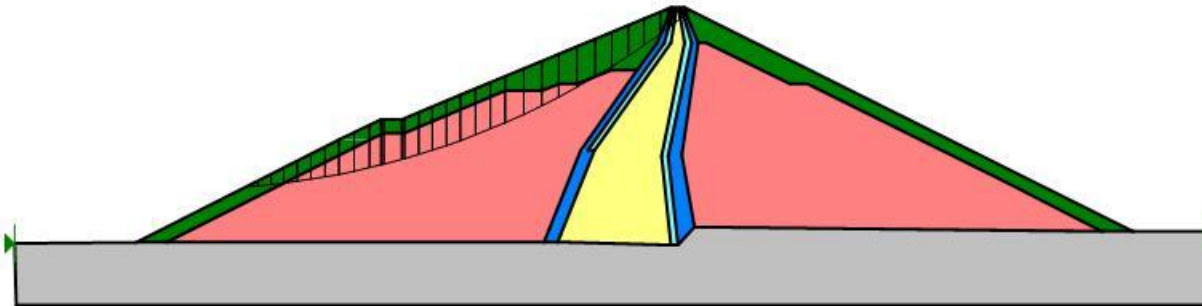


Рис. 5.9 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 1 - Поперечное сечение 1-3 , верховая часть (FS=2.26)

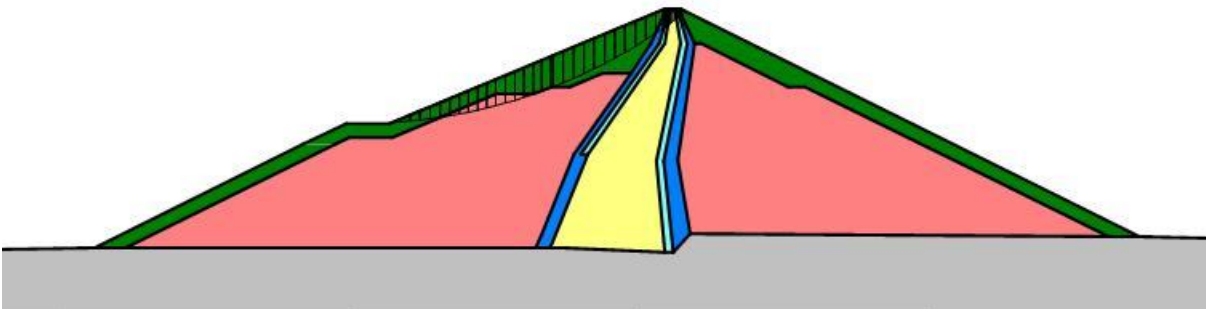


Рис. 5.10 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 1 - Поперечное сечение 1-4 , верховая часть (FS=2.39)

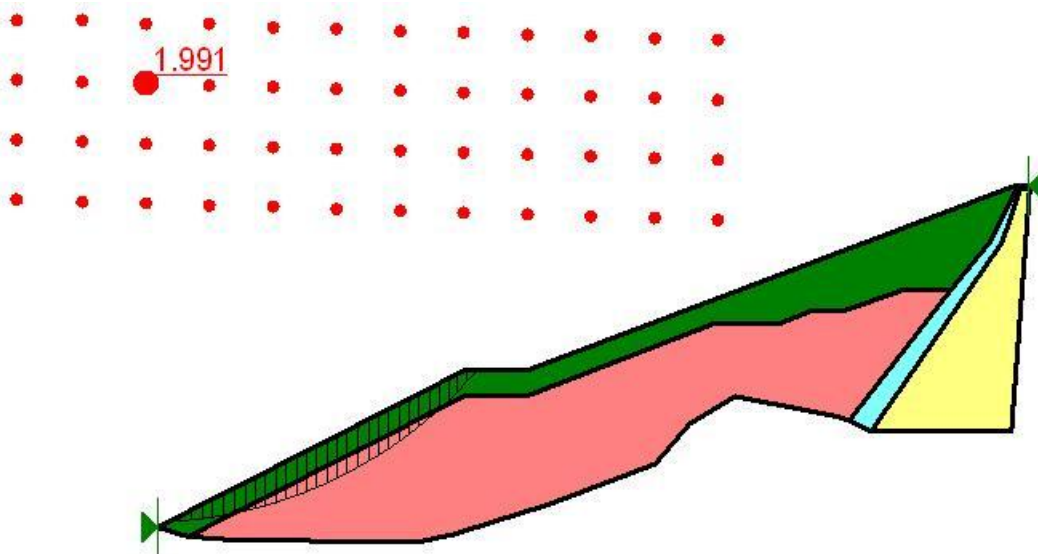


Рис. 5.11 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 1 - Поперечное сечение 1-5 , верховая часть (FS=1.99)

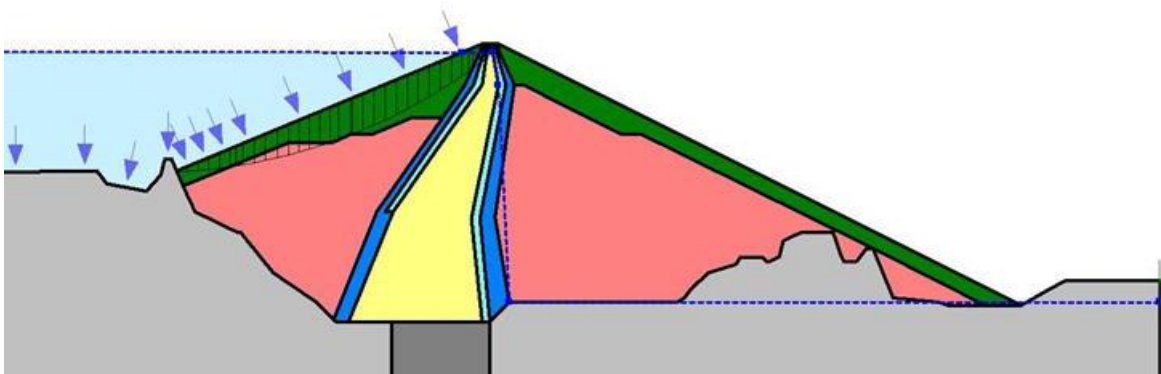


Рис. 5.12 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 2 - Поперечное сечение 1-1 , верховая часть (FS=2.54)

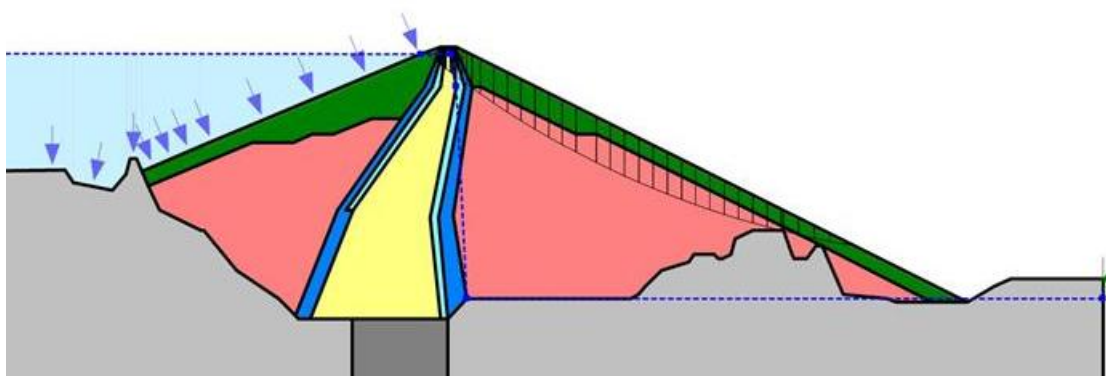


Рис. 5.63 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 2 - Поперечное сечение 1-1 , низовая часть (FS=1.87)

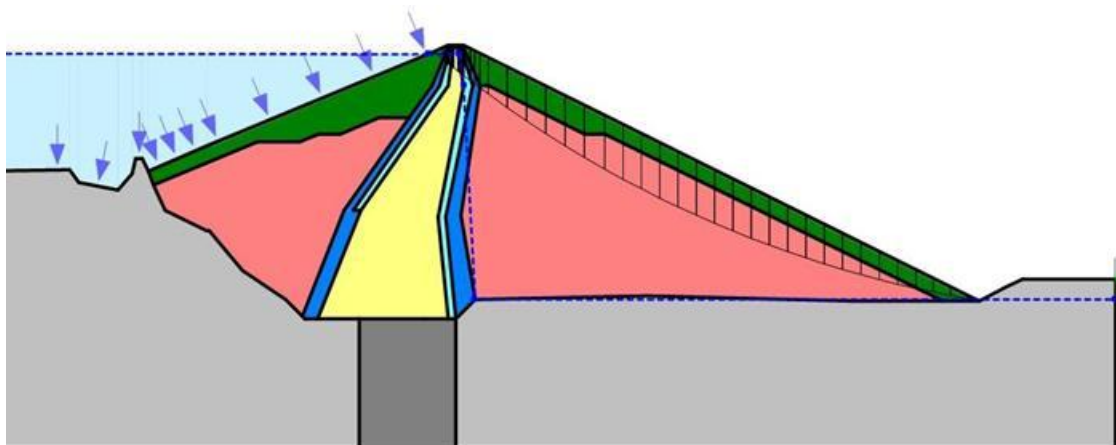


Рис. 5.74 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 2 - Поперечное сечение 1-2 , низовая часть (FS=1.84)

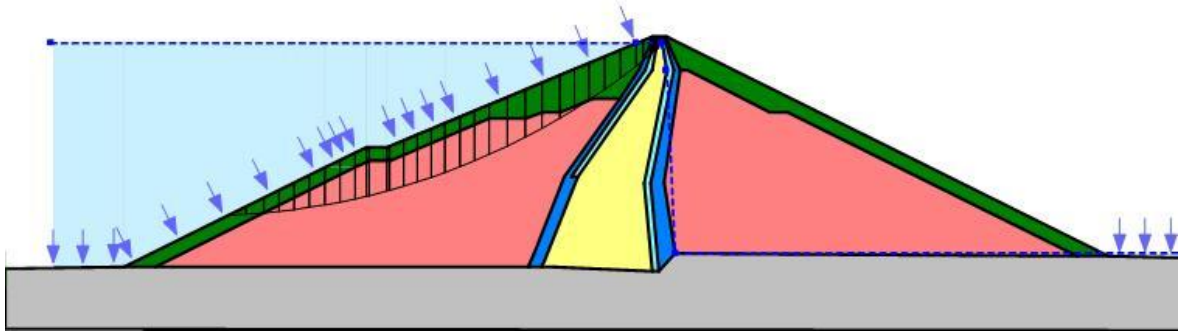


Рис. 5.85 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 2 - Поперечное сечение 1-3 , верховая часть (FS=2.37)

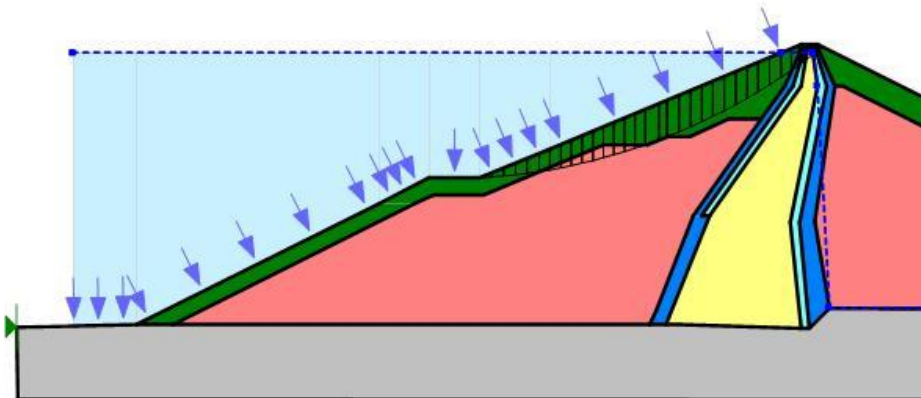


Рис. 5.96 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 2 - Поперечное сечение 1-4 , верховая часть (FS=2.49)

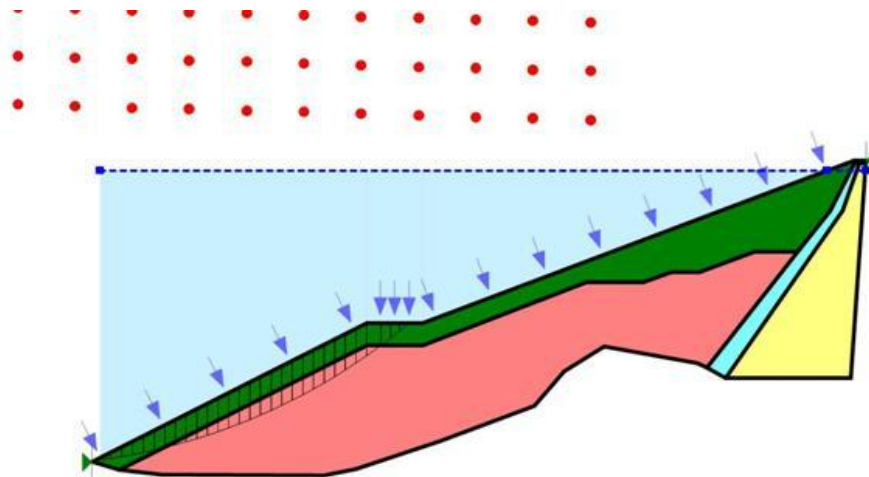


Рис. 5.107 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 2 - Поперечное сечение 1-5 , верховая (FS=1294)

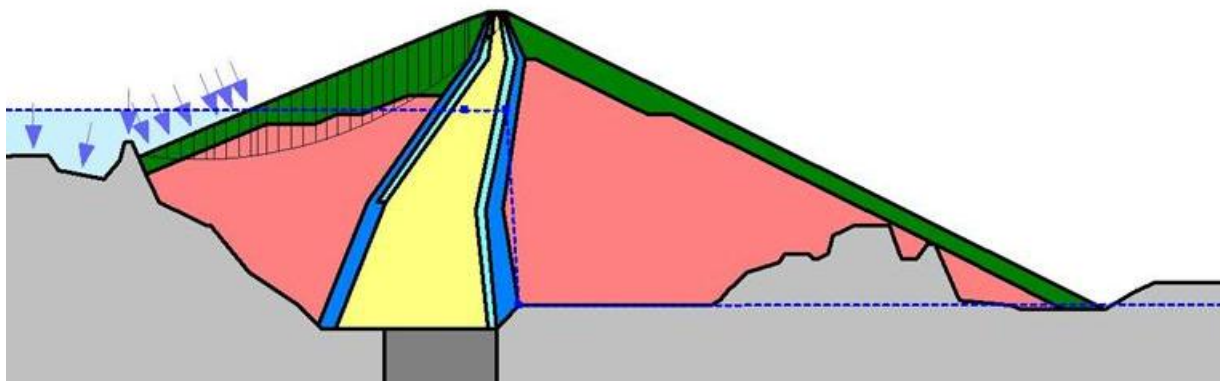


Рис. 5.118 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 3 - Поперечное сечение 1-1 , верховая часть (FS=2.16)

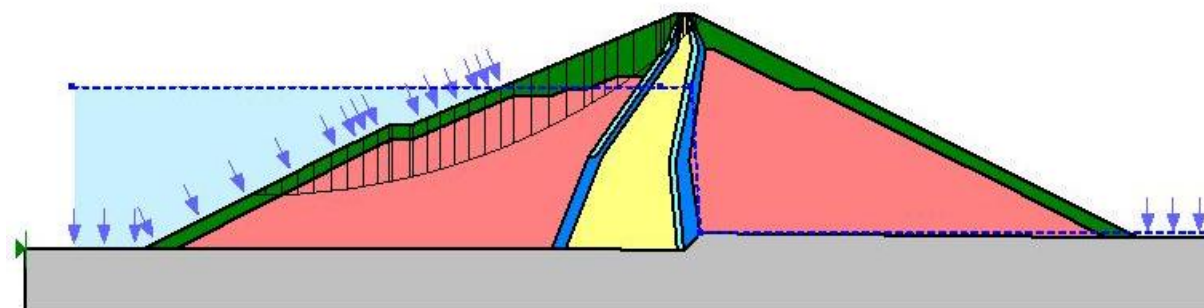


Рис. 5.129 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 3 - Поперечное сечение 1-3 , верховая часть (FS= 2.12)

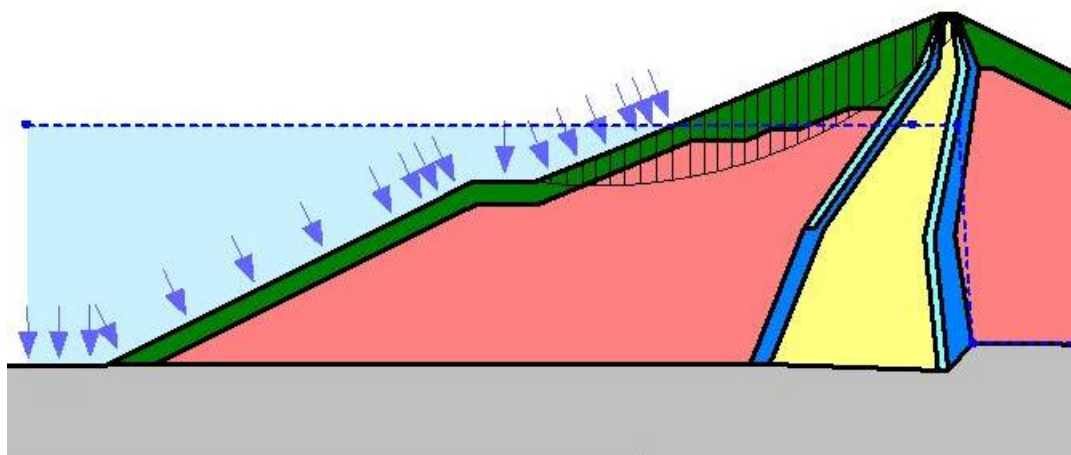


Рис. 5.2013 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 3 - Поперечное сечение 1-4 , верховая часть (FS=2.15)

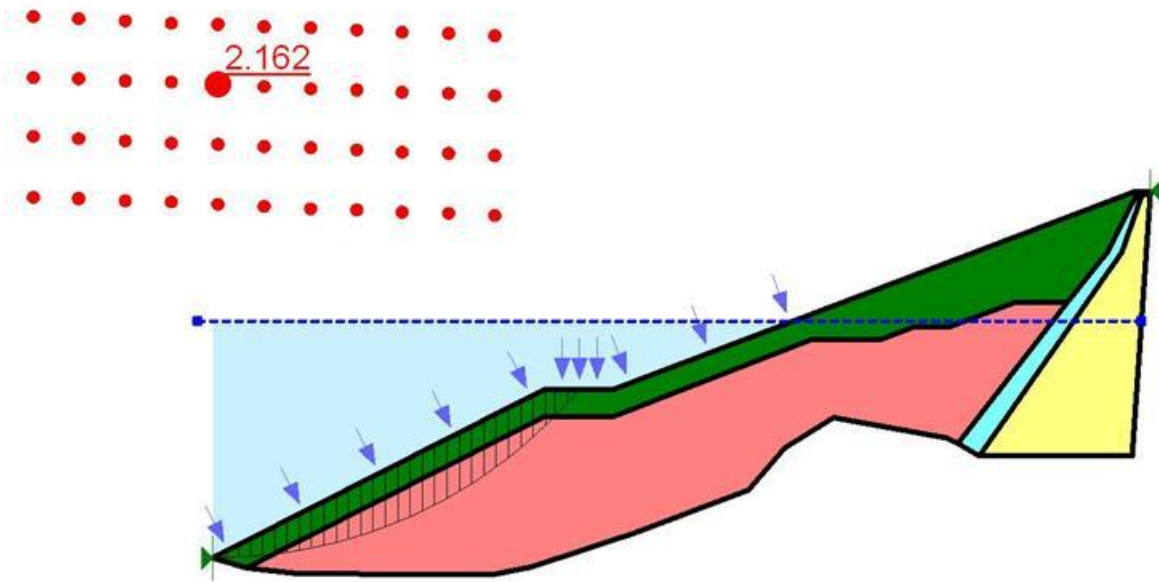


Рис. 5.214 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 3 - Поперечное сечение 1-5 , верховая часть (FS=2.16)

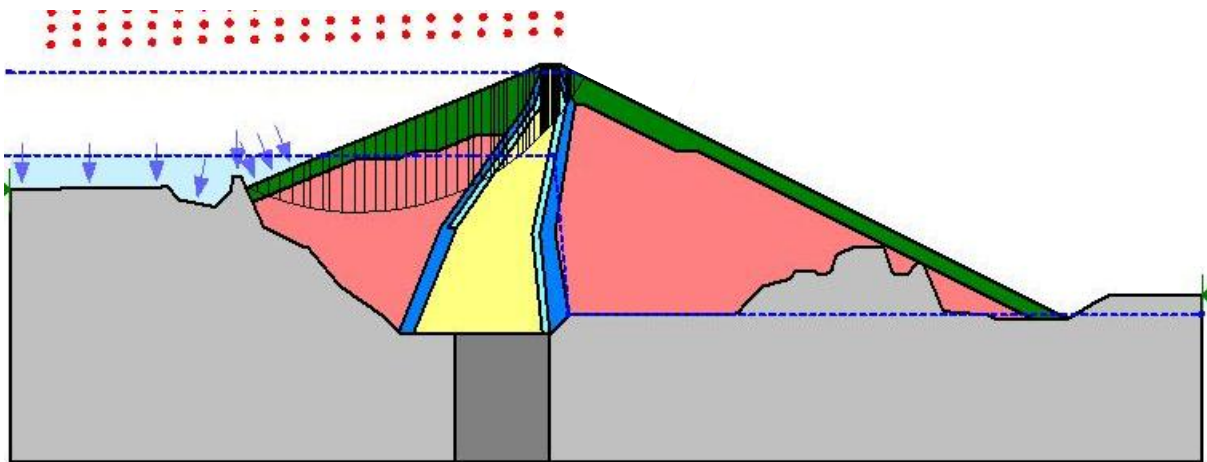


Рис. 5.2215 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 4 - Поперечное сечение 1-1 , верховая часть (FS=2.08)

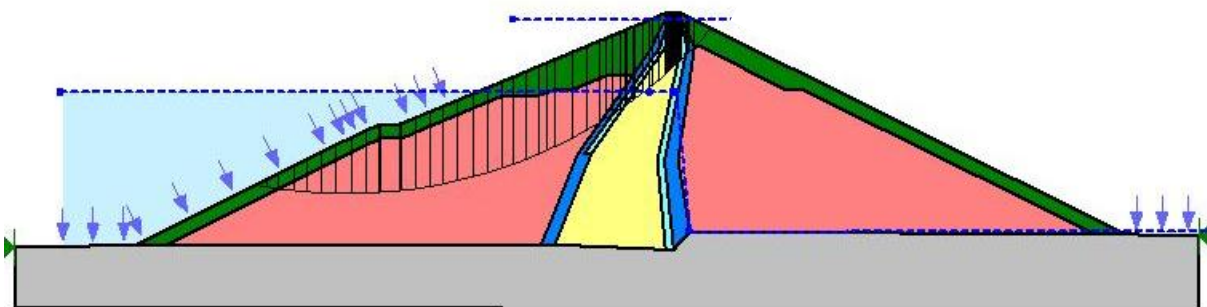


Рис. 5.163 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 4 - Поперечное сечение 1-3 , верховая часть (FS=2.02)

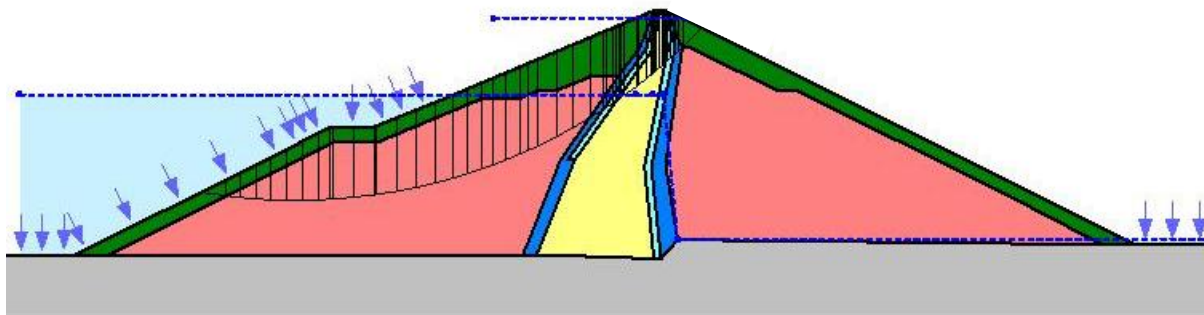
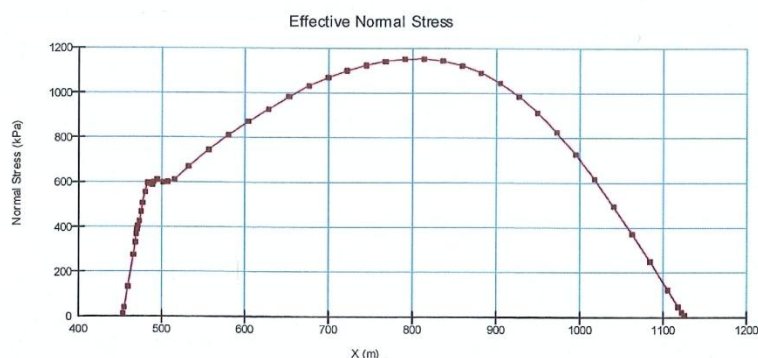


Рис. 5.174 : Область критического скольжения - Расчетная нагрузка 4 - Поперечное сечение 1-4 , верховая часть (FS=2.14)

5.5 Ретроспективный анализ прочности на сдвиг

Следующие схемы показывают эффективные нормальные нагрузки, рассчитанные для двух стандартных ситуаций, представляющих весь спектр ситуаций, проанализированных в проведенном исследовании (статической) устойчивости:

На рис. 5.25, низовая устойчивость для нормальных условий с НПУ (рис.5.14 круг критического скольжения), где можно увидеть, что большинство сопротивления сдвигу в низовой призме мобилизовано в пределах нормальных нагрузок от 600 Кпа до 1150 Кпа – этот диапазон показан и пронумерован как (1) на рис. 5.4 и рис. 5.5, показанных в параграфе свойств материалов.

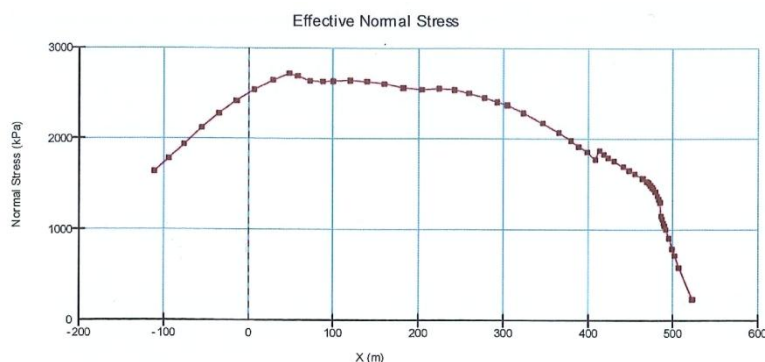


Values of normal stresses on 3 typical slices:

- 1142 kPa slice X= 730 (middle)
- 1045 kPa slice X= 900 (lower third)
- 617 kPa slice X= 1020 (toe)

Рис. 5.18: Нормальные нагрузки для разделов 1-2, вариант нагрузки 2

И на рис. 5.26, верховая устойчивость для быстрой сработки от НПУ к МЭУ (рис. 5.23 круг критического скольжения), где можно увидеть, что большинство сопротивления сдвигу мобилизовано в пределах нормальных нагрузок от 1800 Кпа до 2650 Кпа – этот диапазон показан и пронумерован как (2) на рис. 5.4 и рис. 5.5, показанных в параграфе свойств материалов.



Values of normal stresses on 3 typical slices:

- 2503 kPa slice X= 240 (middle)
- 2636 kPa slice X= 100 (lower third)
- 2120 kPa slice X= -50 (toe)

Рис. 5.19 : Нормальные нагрузки для сечений 1-2 вариант нагрузки №2

Для этих диапазонов нормальных нагрузок в рис. 5.4 и рис. 5.5, могут быть сделаны следующие комментарии и выводы:

- Для нижней устойчивости в нормальных условиях (диапазон (1)), предполагаемая кривая прочности на сдвиг для каменной наброски Рогуна и материалов гравийных призм хорошо попадает в ядро данных на рис. 5.5, даже если выглядит немного низкой на рис. 5.4, таким образом ситуация в целом выглядит удовлетворительной и не требует дальнейших комментариев;
- Для верхней устойчивости в условиях быстрой сработки (диапазон (2)), предполагаемая прочность на сдвиг показана в верхней половине данных на рис. 3 и выше центральных трендов на рис. 5.4, поэтому эта ситуация заслуживает некоторых комментариев;
- Для этой последней ситуации, оценка может быть сделана по распространению коэффициента безопасности для такой же линии сдвига, предположения по прочности на сдвиг должны быть скорректированы таким образом, чтобы попадать прямо в центр диапазона данных на рис. 3: соответствующая видимого секанса трения (фиолетовая кривая гравия) должна быть снижена с около 40° до примерно 38° , чтобы силы сопротивления могли бы снизиться в пропорции тангенсов видимых секансов трения, и коэффициент снизится с вычисленного значения 2,02 до примерно

$$SF = 2,02 \cdot (\tan 38^\circ / \tan 40^\circ) = 1,88$$

Что все еще гораздо выше, рекомендуемых значений ограничений для такого типа ситуаций.

В комментариях представленных выше и параграфе характеристик материалов, были сделаны следующие выводы:

i) сделанные предположения достаточно соответствуют, в сравнении с данными обычных каменных набросок и гравия, и так как большинство «критических» линий сдвигов оказались умеренно глубокими, это соответствие обеспечивается для большинства ситуаций, оцененных в проведенном исследовании устойчивости;

ii) в наиболее высоких ситуациях нормальной нагрузки, встреченных в этих анализах устойчивости (оценены наиболее глубокие «критические» линии сдвига), предположения находятся примерно в верхней половине данных, поэтому может быть оценена корректировка для того, чтобы подвинуть предположения по прочности в ядро данных, хотя влияние на коэффициент безопасности умеренное и критически не влияет этот коэффициент безопасности на эту ситуацию.

Таким образом, по нашему мнению, соответствие сделанных предположений достаточно обеспечено на этом этапе исследований, относительно и представительности по данным прочности на сдвиг, и представительности по диапазону состояния нагрузок, рассмотренных в выполненных расчетах устойчивости.

Понятно, что на следующих этапах развития проекта, такой как детальный проект, учитывая исключительный размер Рогунской каменно-набросной плотины, потребуется провести более детальные исследования по устойчивости, с нелинейными кривыми прочности при сдвиге, и анализы надежности и чувствительности (7). Однако это потребует специфических данных и результатов испытаний, измеренных по четкой методологии, для получения характерных удельных параметров, их средних значений, коэффициентов дисперсии или среднеквадратичных отклонений и т.д., которые не представлены в текущем объеме исследований.

Более того, так как конфигурация створа Рогунской плотины является трехмерной, не только из-за ее узкости (соотношение ширины / высоты, или L/H меньше чем 2), но так же из-за ее извилистости (*створ довольно изогнут на схеме*), поэтому некоторое внимание должно уделяться этому предмету и его выгодах для общей устойчивости на следующих этапах проекта.

6 СЕЙСМИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ ПРОВЕДЕННЫЙ КОНСУЛЬТАНТОМ

Во-первых, сейсмический анализ содержит критерии и ориентировочные расчеты, относящиеся к этому разделу, а затем представляет:

- Критерии и предположения, характерные для динамического анализа;
- Динамическое поведение плотины благодаря расчетам модели конечных элементов (и эластичный метод и метод эквивалентный линейному);
- Оценку остаточных сдвигов плотины благодаря методам Свайсгуда, Мақдиси и Вайса и Ньюмарка;

7 *Е. Фроссард «Конструкционная безопасность крупных каменно-насыпных плотин» Доклады XXIII^o межд. Конгресса по крупным плотинам, Q91-R39, (20p), Бразилиа, май, 2009 г.*

Ву З.У., Ли У.Л., Чен Ж.К., Жанг Х., Пай Л.. «Подход, основанный на надежности для оценки устойчивости высоких каменно-насыпных плотин, используя нелинейные критерии прочности при сдвиге» Компьютеры и геотехника 51, 42-49, май, 2013 г.

6.1 Псевдо статический анализ - Чувствительность

Этот параграф не направлен на оценку безопасности плотины при крупном сейсмическом явлении. Он используется как инструмент для оценки чувствительности плотины к дополнительной горизонтальной нагрузке.

Этот анализ проводится по той же методологии, геометрии и характеристикам материалов, что и в предыдущем параграфе.

Дополнительная горизонтальная нагрузка определяется в рамках горизонтального ускорения. Как обычно представляется, характерным является среднее горизонтальное ускорение равное $2/3$ от ПУГ

Анализ чувствительности, проведенный по этому параметру, и результаты представлены на следующем графике.

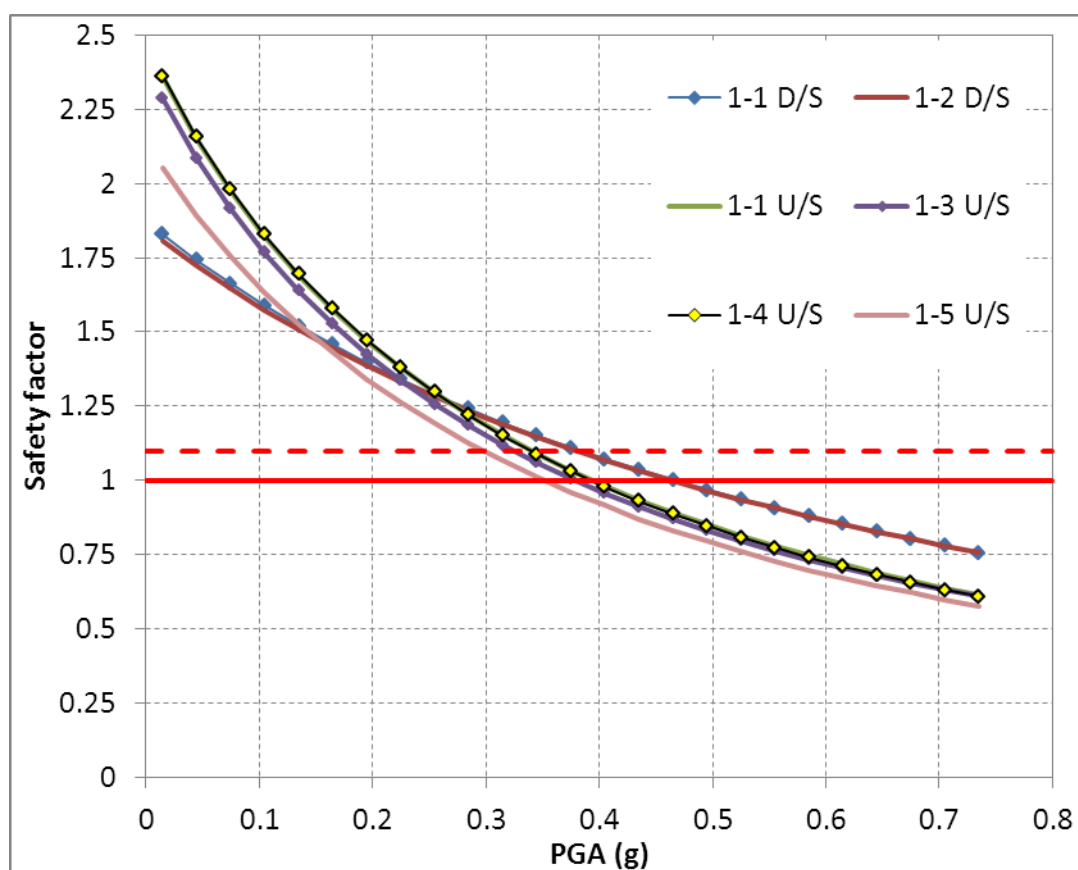


Рис. 6.1: Псевдо статический анализ – чувствительность коэффициента безопасности к ПУГ

6.2 Критерии проектирования

Для расчетной нагрузки экстремального сейсмического явления (МРЗ, Максимальное расчетное землетрясение) было исследовано динамическое поведение плотины, а затем оценены остаточные сдвиги. Вертикальные проседания гребня были учтены в проекте надводного борта плотины: проседания, которые, скорее всего возникнут во

время землетрясения должны быть ниже чем доступный надводный борт плотины между уровнем водохранилища и гребнем плотины.

Горизонтальные смещения должны быть приемлемыми для фильтров: их ширина должна быть больше, чем горизонтальные смещения при МРЗ. Смещения, полученные в ходе этого исследования, будут определять ширину фильтров.

6.3 Геометрия

Были выбраны следующие поперечные сечения для изучения в сейсмическом анализе:

- Поперечное сечение 2-1 – это сечение вдоль русла реки;
- Поперечное сечение 2-2 – это «настоящее» сечение вдоль правого берега
- Поперечное сечение 2-3 – это «настоящее» сечение вдоль левого берега
- Вид сверху на эти сечения представлен ниже. Следует отметить, что сечение 2-1 отображает максимальную область сечения плотины. Остальные два отображают «настоящие» сечения на каждом берегу.

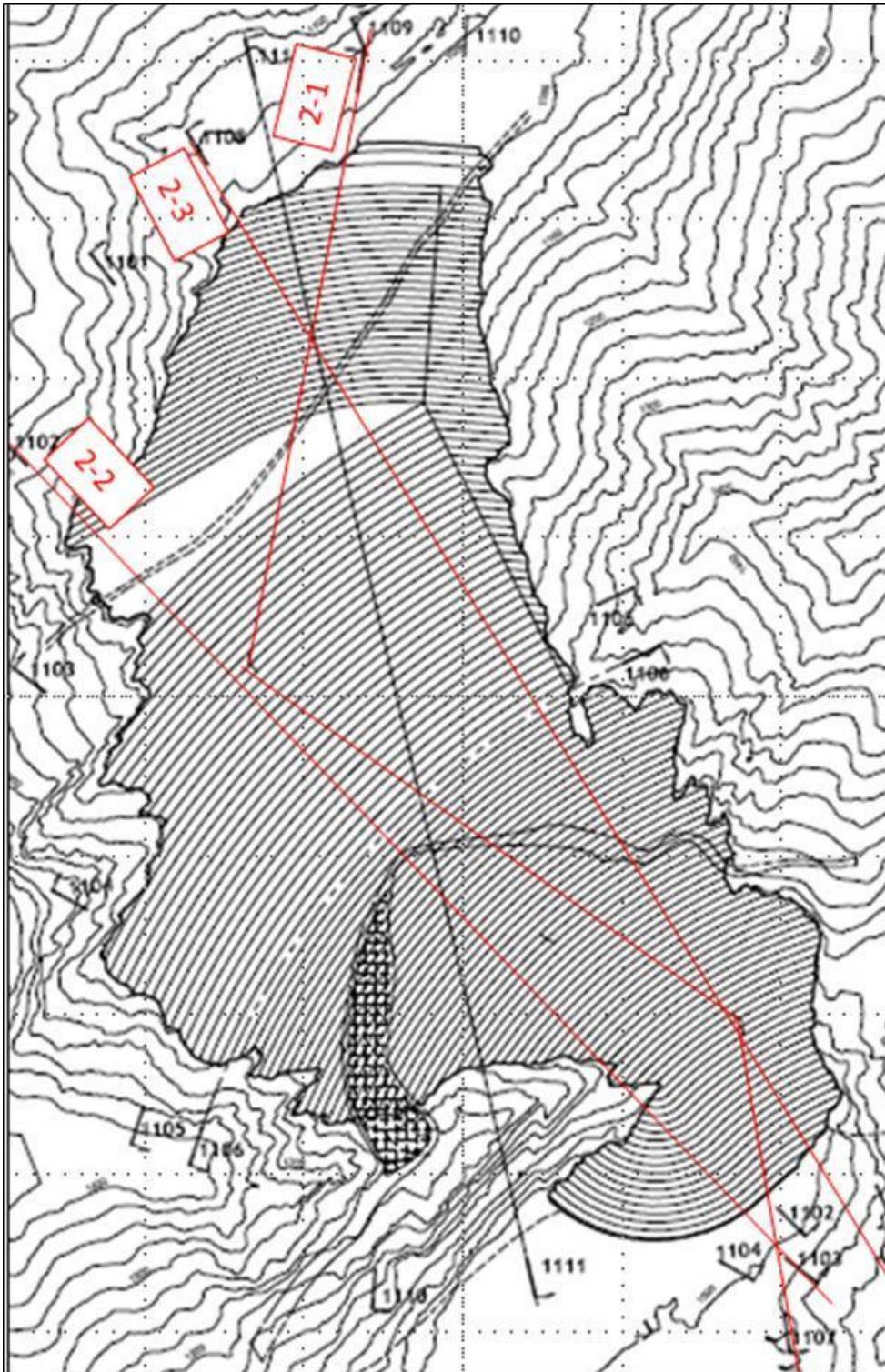


Рис. 6.2 : Поперечные сечения для динамического анализа – вид сверху

6.4 Характеристики расчетных землетрясений

Как отмечено в критериях проектирования, анализ устойчивости во время сейсмических нагрузок исследуются для расчетного землетрясения и МРЗ (максимальное расчетное землетрясение).

Как определено в четвертом разделе тома 2 – «Сейсмичность», пиковое ускорение грунта при землетрясении представлено в следующей таблице.

Землетрясение	ПУГ
МРЗ	0.71г

Таблица 7 : Проектное ПУГ землетрясения

Было использовано 5 сейсмограмм для получения МРЗ. Диаграмма ниже показывает спектральные характеристики ускорения 5 сейсмограмм, использованных для ввода основных данных. Можно увидеть, что диапазон фундаментального периода находится в пределах 0.1-0.5 сек.

Спектральной характеристикой, использованной как возбуждающий сигнал в моделировании, является спектра 1 (черная линия).

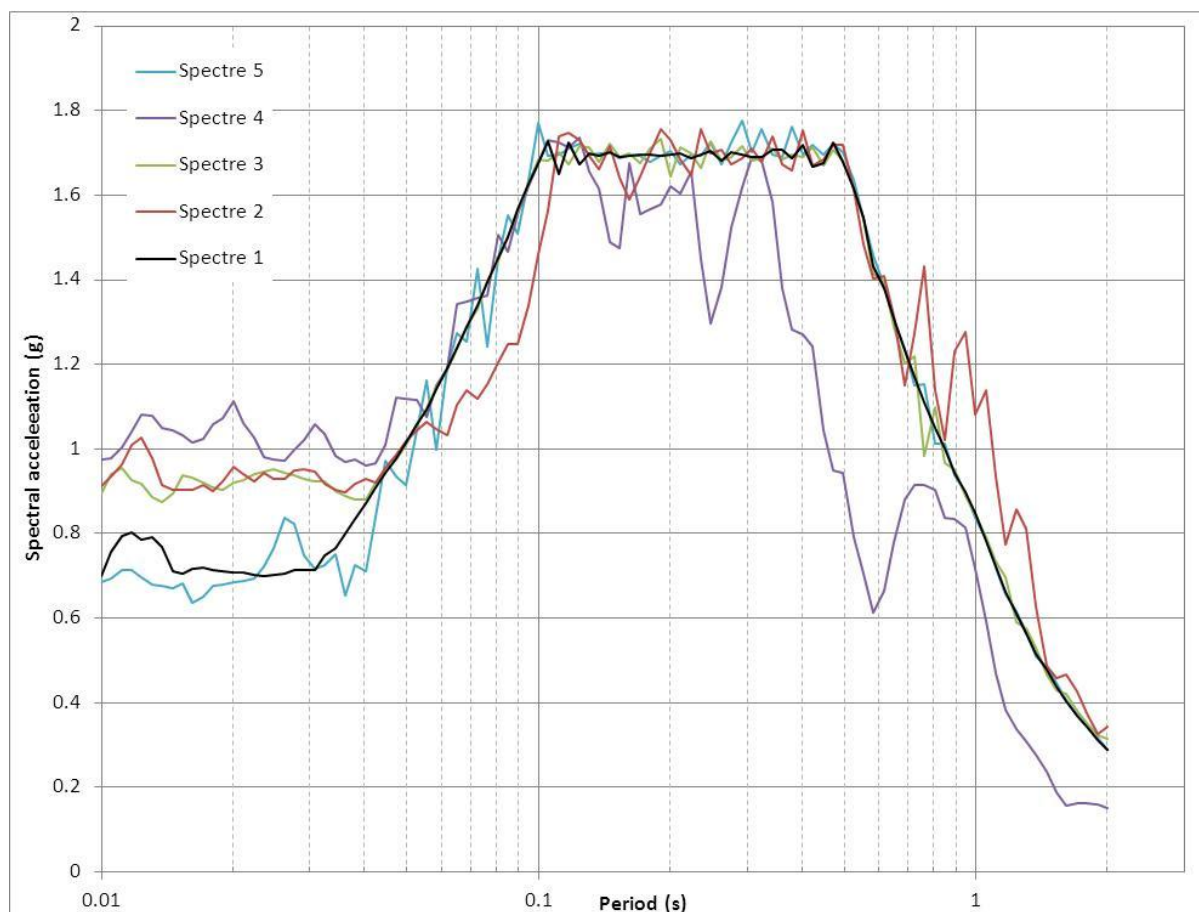


Рис. 6.3 : Распределение спектрального ускорения МРЗ (коэф. затухания 5%)

6.5 Параметры динамического деформирования

Проведены анализа сейсмического отклика, при помощи программного обеспечения Quake, предусматривая visco-эластическое напряженно-деформированное состояние материалов. Дополнительно, эквивалентный линейный подход итеративно вычисляет модуль эластичности и коэффициент затухания материала, пока они совместим с вычисленными деформациями при сдвиге.

Эластический модуль сдвига, снижение модуля скольжения и кривые затухания представлены ниже, после различных зон тела плотины.

6.5.1 Модуль сдвига маленького напряжения

Модуль сдвига зависит и от нагрузки и от напряжения. Модуль сдвига увеличивается вместе с увеличением действительного напряжения, создаваемого горным давлением и снижается от увеличения деформации сдвига.

Модуль сдвига маленького напряжения отображается как G_{max} и может оцениваться по следующей формуле [5]:

$$G_{max}(MPa) = 22 \cdot K_v \sqrt{P_a \sigma'_m} \quad \text{Где } P_a \text{ это атмосферное давление в кПа}$$

$$\sigma'_m = \frac{\sigma_v - \sigma_p}{2} \quad \text{Где } \sigma'_v \text{ это действительная разница между горным и поровым давлением в кПа.}$$

Тип материала	Каменная пригрузка	Призма	Ядро	Фильтр-мелкозем	Крупнозернистый фильтр
К	180	180	70	70	70

Таблица 8 : Характеристики материалов плотины, К - значение

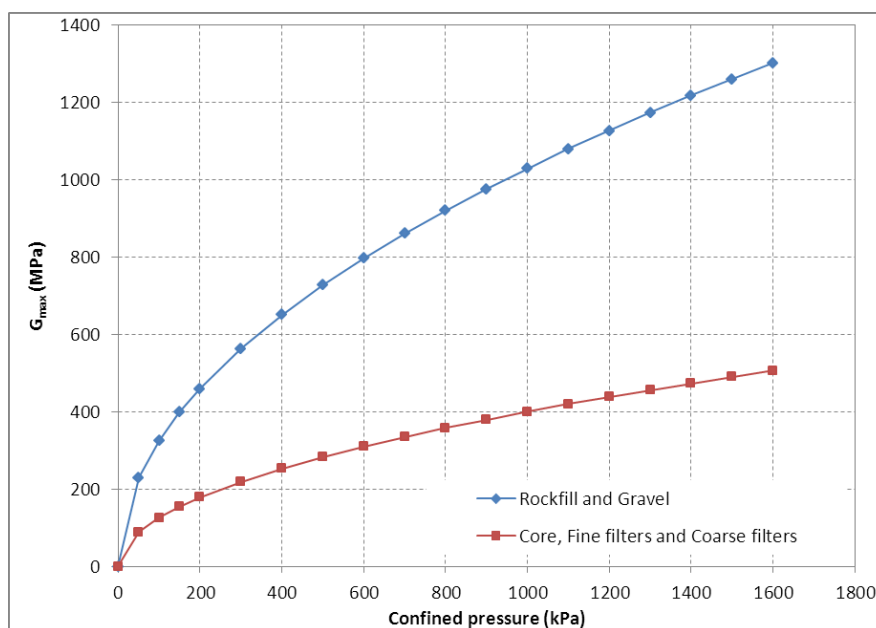


Рис. 6.4: Характеристики материалов плотины – G_{max}

Учитывая необычную высоту Рогунской плотины, может быть достигнуто высокое всестороннее давление. Поэтому внизу плотины, модуль сдвига материалов выше, чем обычно.

6.5.2 Функция снижения модуля сдвига

Почва, поддерживающая динамические нагрузки стремится к «смягчению», в ответ на циклические деформации при сдвиге. Это смягчение часто описывается как отношение связанное с G_{max} . Это функция снижения G .

Ишибаши и Джанг (1993 г.) разработали представление для оценки отношения G/G_{max} , которое приведено ниже.

$$\frac{G}{G_{max}} = K_{\gamma, PI} \sigma'_m{}^{m(\gamma, PI) - m_o}$$

$$K_{\gamma, PI} = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n PI}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\}$$

$$m_{\gamma, PI} - m_o = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp -0.0145 PI^{1.3}$$

$$n(PI) = 0.00 \quad \text{for } PI = 0$$

$$n(PI) = 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} \quad \text{for } 0 < PI < 15$$

$$n(PI) = 7.00 \times 10^{-7} PI^{1.976} \quad \text{for } 15 < PI < 70$$

$$n(PI) = 2.70 \times 10^{-5} PI^{1.115} \quad \text{for } PI > 70$$

Где PI , σ'_m , и γ являются индекс пластичности, всесторонним давлением и циклической деформацией сдвига соответственно.

Тип материала	Каменная пригрузка	Призма	Ядро	Фильтр-мелкозем	Крупнозернистый фильтр
PI	0	0	0*	0	0

Таблица 9: Характеристики материалов плотины – индекс пластичности

*: В реальности, материал ядра Рогуна немного пластичен. Но считается, что песчано-гравийная часть будет играть основную роль в динамическом поведении материала: как минимум 80% материалов ядра состоят из частиц больше, чем 80 мкм.

6.5.3 Коэффициент затухания

Коэффициент затухания является мерой по рассеиванию энергии; он увеличивается вместе с увеличением магнитуды циклической деформации сдвига.

Ишибаши и Джанг (1993 г.) разработали следующее выражение для расчета этого параметра:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp -0.0145 PI^{1.3}}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right]$$

Следующая диаграмма показывает кривые коэффициентов затухания для различного всестороннего давления.

Формула показывает, что коэффициент затухания зависит модуля сдвига, который зависит от циклической деформации сдвига, которая в свою очередь зависит динамического отклика плотины.

Три переменные, модуль сдвига, коэффициент затухания и циклические деформации сдвига связаны вместе, поэтому необходим итеративный метод для решения проблемы.

6.5.4 Комментарии по динамическим свойствам материалов

Максимальные значения модуля сдвига, использованные в нашем исследовании основываются на:

- Широко используемая справочная формула, предложенная Сидом и Идриссом в 1970 году, документированная позднее, которая легко переводится в единицы Мпа (вместо псф);
- Использование коэффициента материала («К») находится в соответствии и с систематическими измерениями различных материалов, согласно Сиду, Идриссу & др. в 1984, или с коэффициентами вычисленными согласно обратному анализу отклика очень крупной плотины на вызванное землетрясение, проведенное на Оровильской плотине (234 м в высоту, 60 млн. м³ материалов, конец строительства 1967 г., Калифорния), веха в истории плотин, особенно она интересна из-за ее зонирования, похожего на зонирование Рогунской плотины, и ее широкий спектр КИА.

Функция уменьшения модуля сдвига и функция коэффициента затухания, разработанные Ишибаши и Жанг (1993 г.) были откалиброваны на насыпных плотинах, поэтому являются характерными для Рогуна. Однако, диапазон всестороннего давления, используемого для калибровки не является в диапазоне всестороннего давления, обнаруженного в основании Рогунской плотины. Нигде в доступной библиографии не работают с таким же диапазоном всестороннего давления как в Рогуна, которое ожидается, учитывая его беспрецедентную высоту.

Применение формулы Ишибаши дает низкий коэффициент затухания и высокий модуль сдвига для мобилизованного циклического нагружения (G/G_{max} равен 0.9 и коэффициент для циклического нагружения равен 0.3%). Это является консервативным в том отношении, что низкий коэффициент затухания будет увеличивать амплификацию плотины высокий модуль сдвига уменьшит основную частоту и подтолкнет ближе к высокому региону амплификации спектра реакции. Следовательно, это предположение довольно консервативно в рамках прогнозируемых смещений. Испытания на чувствительность материалов проводятся позже, для решения этой проблемы и оценка варьирования результатов этих параметров (см. § 6.7.5.2).

6.6 Динамичное поведение плотины

6.6.1 Динамичное эластичное поведение без водохранилища

В качестве первого упрощенного подхода, рассчитываются фундаментальные частоты тела плотины (сечение 2-1, 2-2 и 2-3), используя программу расчёта методом конечных элементов MIDAS и предполагая эластичное линейное поведение материала, без учета водохранилища.

Первые 30 природных частот были рассчитаны для того, чтобы спровоцировать движение, по крайней мере, 90% общей массы.

Следующая таблица резюмирует основные природные частоты и процент общей массы, приводимой в движение. Результаты для всех 30 методов приведены в приложении 1.

Для того чтобы принять во внимание отклонение модуля, как функции эффективного давления, плотина разделена на различные зоны в соответствии со средними значениями эффективного давления. Используя формулу, представленную в §6.5.1, был присвоен динамичный модуль.

Анализ характеристических значений				Участие модальной массы (%)	
Номер метода	Частота (рад/сек)	Частота (цикл/сек)	Период (сек)	Горизонтальное - X	Вертикальное - Y
				Масса(%)	Масса (%)
1	5.16	0.82	1.22	58.93	0.03
2	7.64	1.22	0.82	0.01	26.31
5	10.37	1.65	0.61	15.94	0
6	11.73	1.87	0.54	0.02	16.56

Таблица 10: Основные природные частоты сечения 2-1

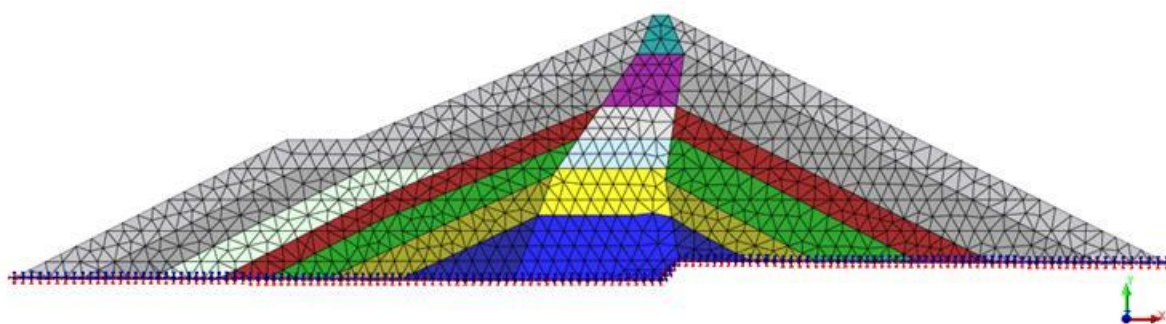


Рис. 6.5: Модель анализа методом конечных элементов для сечения 2-1

Анализ характеристических значений				Участие модальной массы (%)	
Номер метода	Частота (рад/сек)	Частота (цикл/сек)	Период (сек)	Горизонтальное - X	Вертикальное - Y
				Масса(%)	Масса(%)
1	5.79	0.92	1.09	59.58	0.04

2	8.14	1.30	0.77	0.15	36.66
5	12.12	1.93	0.52	10.24	2.4
6	12.82	2.04	0.49	1.28	17.89

Таблица 11: Основные природные частоты сечения 2-2

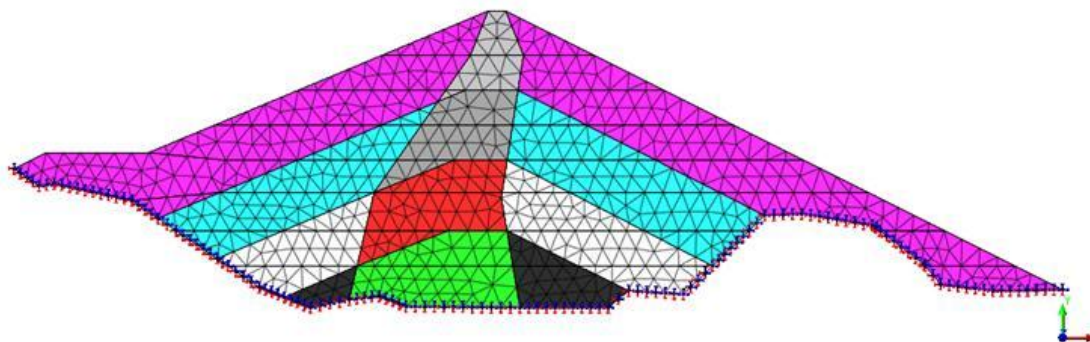


Рис. 6.6: Модель анализа методом конечных элементов для сечения 2-2

Анализ характеристических значений				Участие модальной массы (%)	
Номер метода	Частота (рад/сек)	Частота (цикл/сек)	Период (сек)	Горизонтальное - X	Вертикальное - Y
				Масса(%)	Масса(%)
1	8.01	1.27	0.78	36.19	0.15
2	11.20	1.78	0.56	0.03	15.22
3	12.50	1.99	0.50	24.15	0.33
8	17.49	2.78	0.36	0.31	17.06
10	18.20	2.90	0.35	3.52	13.65

Таблица 12: Основные природные частоты сечения 2-3

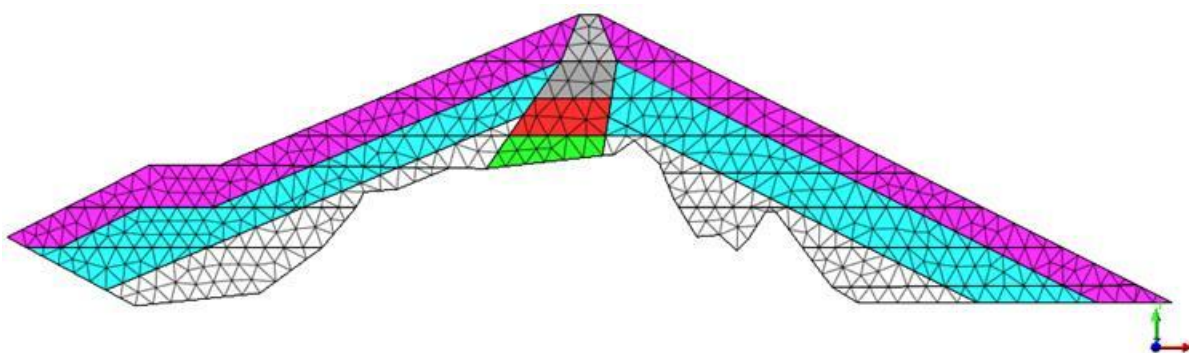


Рис. 6.7: Модель анализа методом конечных элементов для сечения 2-3

Первый естественный период для сечения 2-1 равен 1.22, 1.09 для сечения 2-2 и 0.78 для сечения 2-3.

Первый естественный период плотины выходит за рамки самого амплифицированного диапазона периода сейсмической активности. Тем не менее, начиная с третьего периода, значения становятся ближе друг к другу.

6.6.2 Эквивалентный линейный анализ

Эквивалентный линейный анализ рассчитывает динамическую реакцию плотины на землетрясения. Он представляет собой временные, эквивалентно линейные, двухмерные вычисления методом конечных элементов, выполненных при помощи программного обеспечения Quake.

Модель Quake строится с применением геометрии сетки и поля статического напряжения, полученного из анализа напряжений. Для оценки максимального модуля сдвига (G_{max}), представленного в параграфе 6.4.1, используются различные величины напряжений.

Данный анализ принимает во внимание характеристику упругости, а также прочностные характеристики грунта, разуплотненного нагрузками, но не учитывает пластичность материала. Постоянные деформации оцениваются позже согласно методу Ньюмарка.

Представленные ранее три сечения (2-1, 2-2, 2-3) анализируются с водохранилищем на отметке НПУ. Сечение 2-1 также анализируется с водохранилищем без воды.

6.6.2.1 Период основного тона колебаний

Период основного тона колебаний тела плотины в сечениях 2-1, 2-2 и 2-3 рассчитывается с использованием эквивалентно-линейной программы Quake, путем вычисления горизонтальной частотной характеристики плотины в точке расположенной на гребне плотины.

Горизонтальная частотная характеристика плотины вычисляется как соотношение между быстрым преобразованием Фурье (БПФ) гребня плотины в ответ на колебания грунта при максимальном расчетном землетрясении (МРЗ).

Необходимо заметить, что при нелинейном или эквивалентном линейном поведении материала, фундаментальные частоты зависят от магнитуды колебания грунта. Действительно, амплитуда землетрясения уменьшает модуль сдвига материала (см. §6.5.2), вследствие этого фундаментальная частота должна быть ниже той, что была рассчитана эластично-линейным методом.

Также следует отметить, что в данном вычислении водохранилище было учтено.

Первые фундаментальные частоты и приращение сейсмической активности для различных исследованных сечений приведены в следующей таблице.

Как и ожидалось, первые фундаментальные частоты немного ниже (периоды немного выше) тех, что были найдены путем эластичного анализа.

Сечение 2-2 и сечение 2-1 имеют очень близкие по значению периоды основного тона колебаний и приращение сейсмической активности. Действительно, высота плотины под гребнем одинакова для этих двух сечений. Период основного тона колебаний

сечения 2-3 ниже, как и ожидалось, так как высота плотины также намного ниже, чем у двух других сечений.

Приращение сейсмической активности сечения 2-3 выше других. Действительно, ее период основного тона колебаний ближе к диапазону периода основного тона колебаний при максимальном вероятном землетрясении, чем у двух других.

	Сечение 2-1	Сечение 2-2	Сечение 2-3
Первая фундаментальная частота (Гц)	0.70	0.77	1.14
Первый период основного тона колебаний (сек)	1.44	1.30	0.87

Таблица 13: Результаты эквивалентного линейного анализа – Фундаментальные частоты плотины

6.6.2.2 Анализ сейсмической реакции

Здесь представлены результаты по максимальному горизонтальному ускорению, максимально эффективному сдвигающему напряжению и относительному смещению.

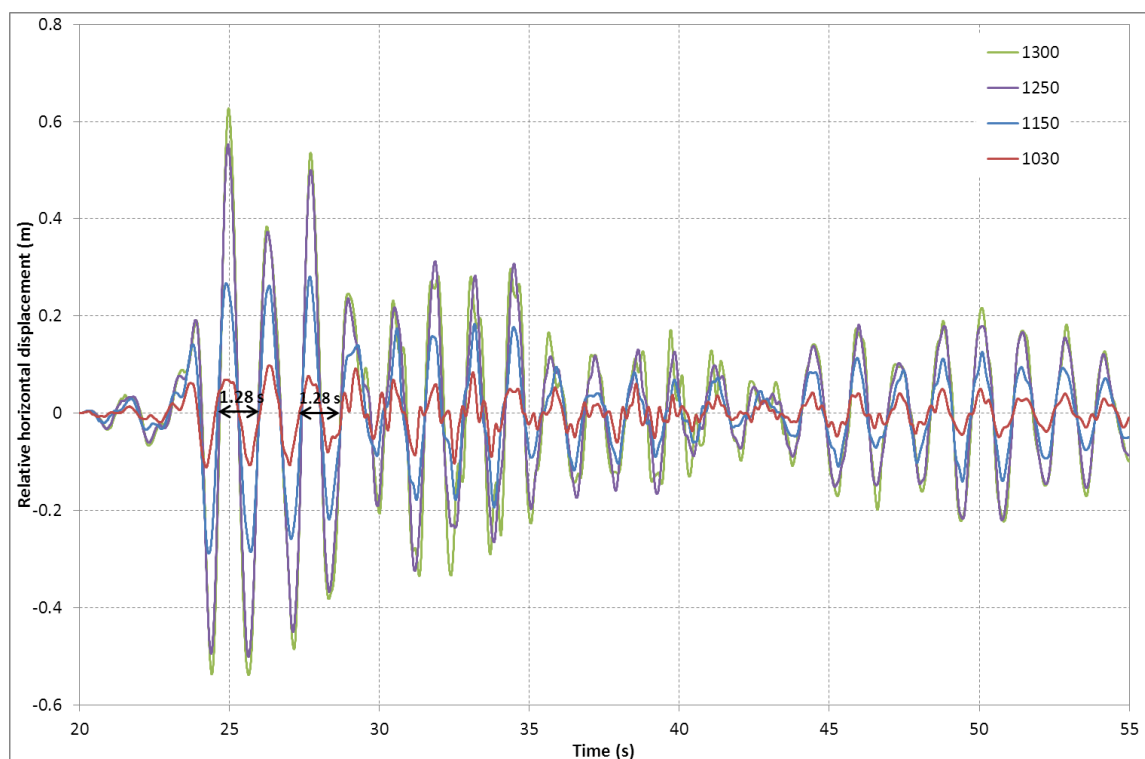


Рис. 6.8: Сечение 2-1, относительное смещение на нескольких отметках

Рис. 6.88 показывает относительное смещение плотины в интервале времени благодаря измерениям в нескольких точках, расположенным на разных отметках осевой линии тела плотины. Отчетливо видно, что максимальное значение приходится на пик с периодом в 1.28 секунды, в соответствии с первым естественным периодом, найденным в §[Error! Reference source not found.](#)

Рис. 6.9 показывает горизонтальное смещение, максимальное горизонтальное ускорение и профиль деформаций через осевую линию плотины. Затем, начиная от Рис. 6.1010 и до Рис. 6.65, представлены контурные изображения горизонтального ускорения и относительной деформации сдвига.

По представленным результатам можно сделать следующие комментарии:

- Максимальное горизонтальное ускорение на гребне плотины (до 10 м ниже поверхности) варьируется от 2.7g для сечения 2-3 до 3.84g для сечения 2-2.
- Большая рисберма над плотинной первой очереди также является областью максимального пикового ускорения. Там, пиковое ускорение варьируется от 3.5 до 4.1g в зависимости от сечения.
- Контурные линии пикового горизонтального ускорения как правило следуют верховому и низовому откосу плотины, и быстро уменьшаются внутри плотины.
- Наконец, низовая пята сечения 2-3 показывает важное значение горизонтального ускорения: до 3.94g.
- Среди трех сечений, максимальная пиковая эффективная деформация сдвига находится на 50 м ниже гребня, и варьируется от 0.006 в сечении 2-3 до 0.0083 в сечении 2-1.

Анализ сейсмической реакции показывает, что наибольшей деформации подвержено сечение плотины 2-1.

Контур пиковых горизонтальных ускорений показывает расположение наибольших значений: на гребне плотины и на большой рисберме над плотинной первой очереди. Кривая скольжения, исследованная в анализе Ньюмарка, должна пересекать эти области высокого ускорения для нахождения наиболее критичных постоянных сдвигов.

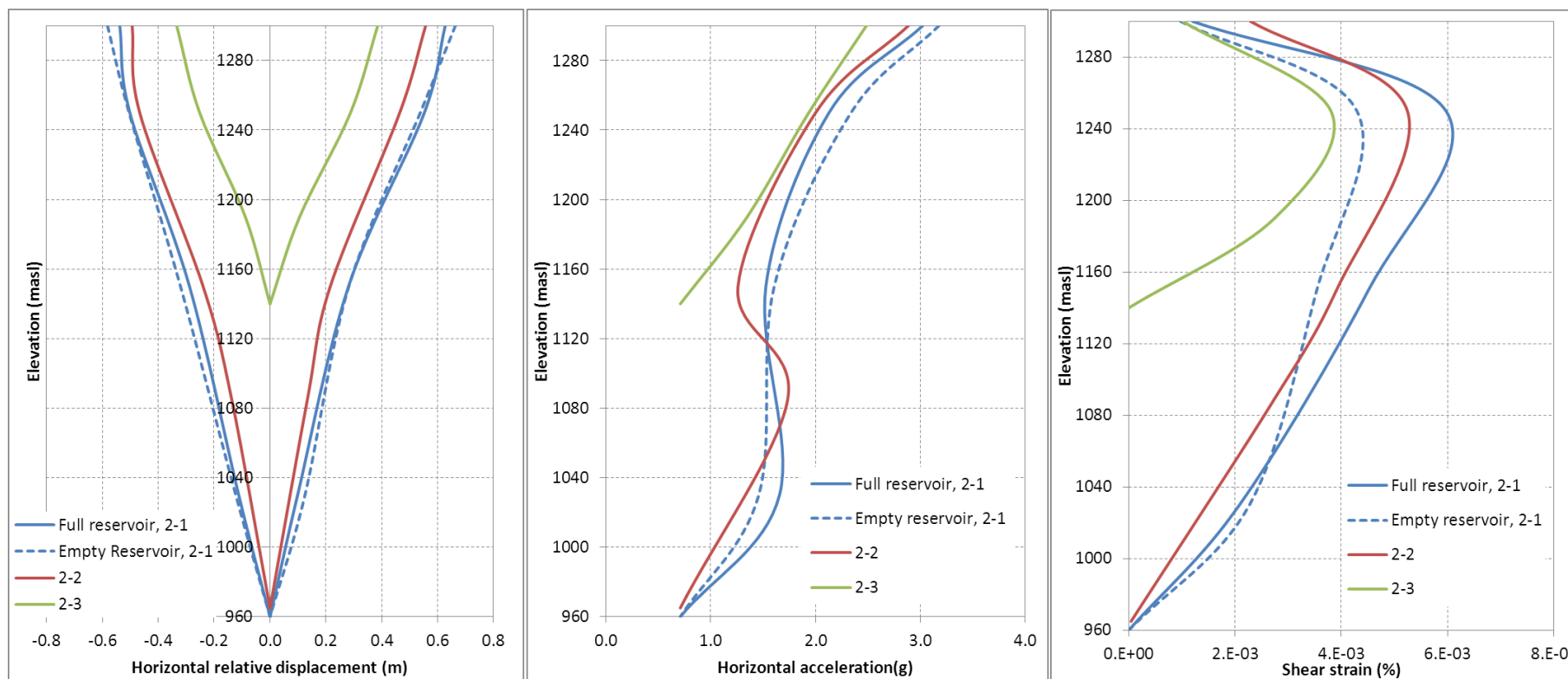


Рис. 6.9: Очертание относительного смещения, ускорения и деформации сдвига – вертикальная ось под гребнем плотины

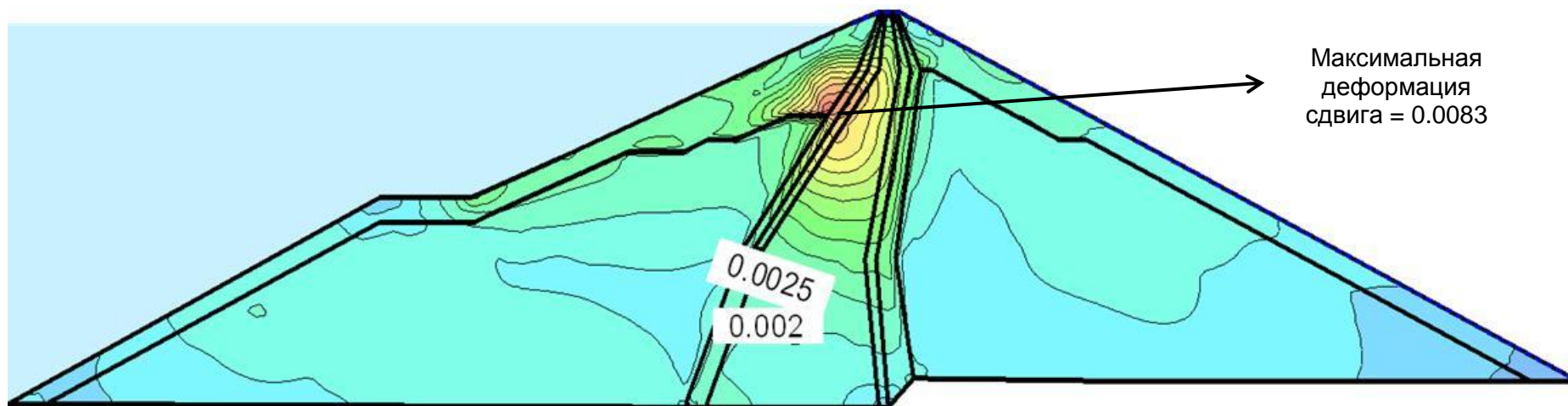


Рис. 6.10: Максимальная деформация сдвига - Сечение 2-1

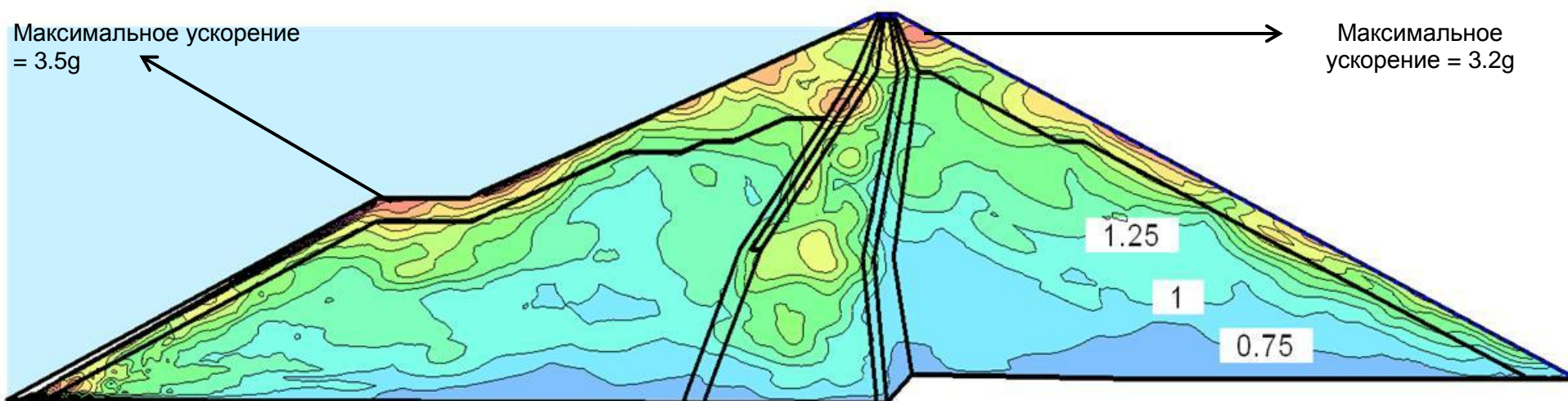


Рис. 6.21: Максимальное горизонтальное ускорение - Сечение 2-1

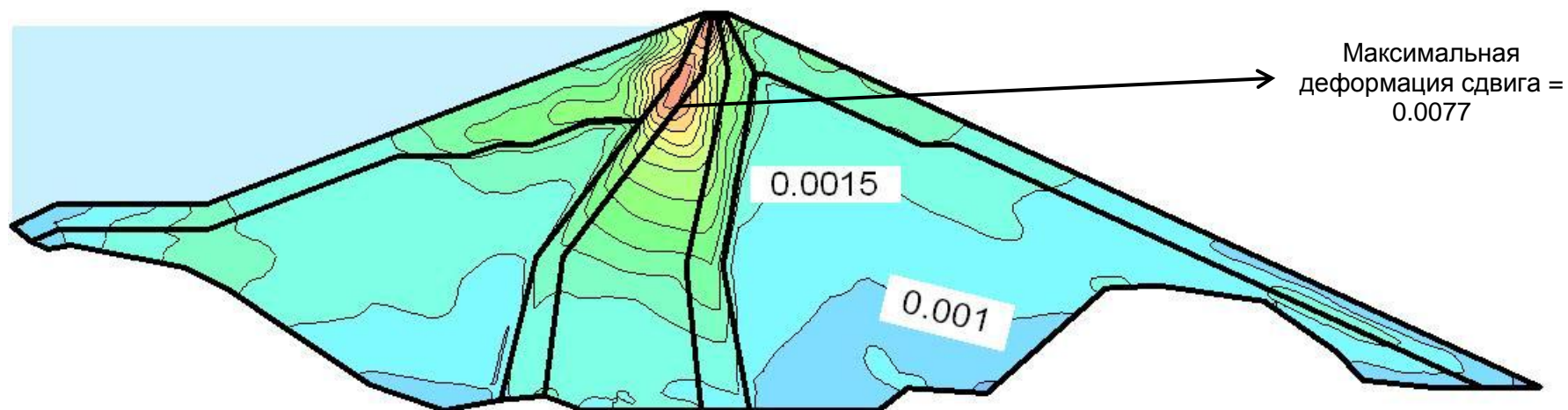


Рис. 6.32: Максимальная деформация сдвига - Сечение 2-2

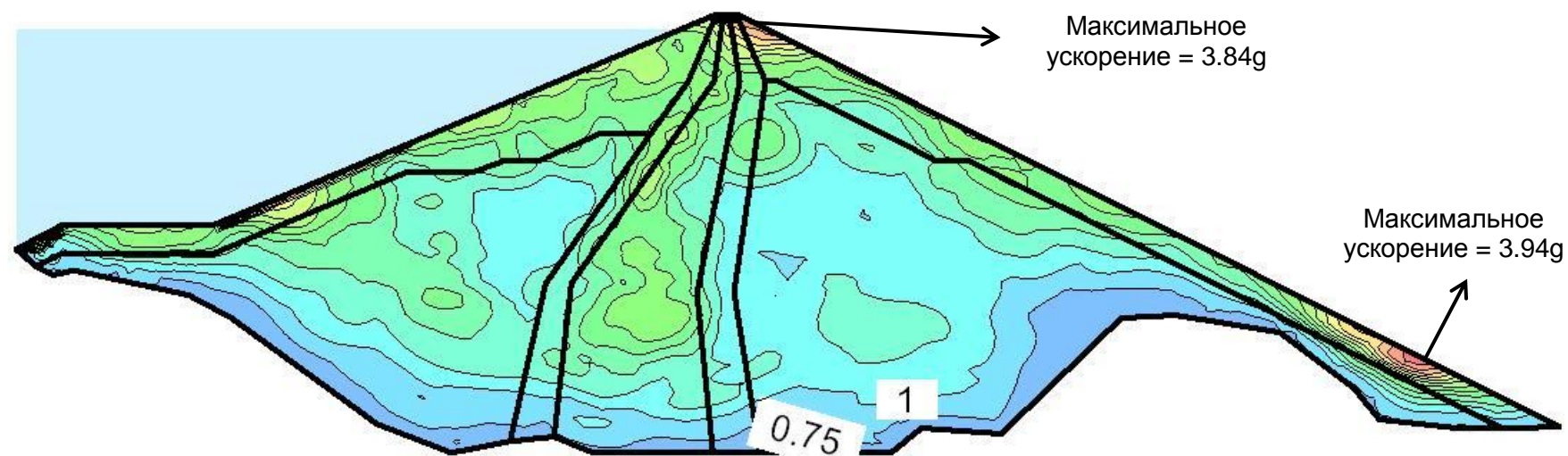


Рис. 6.43: Максимальное горизонтальное ускорение - Сечение 2-2

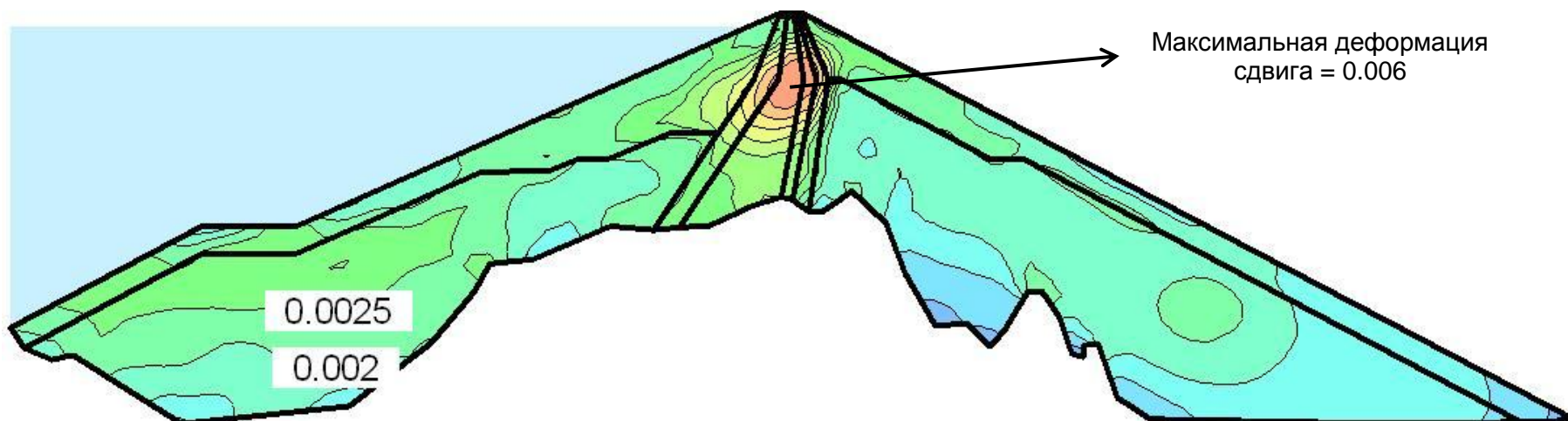


Рис. 6.54: Максимальная деформация сдвига - Сечение 2-3

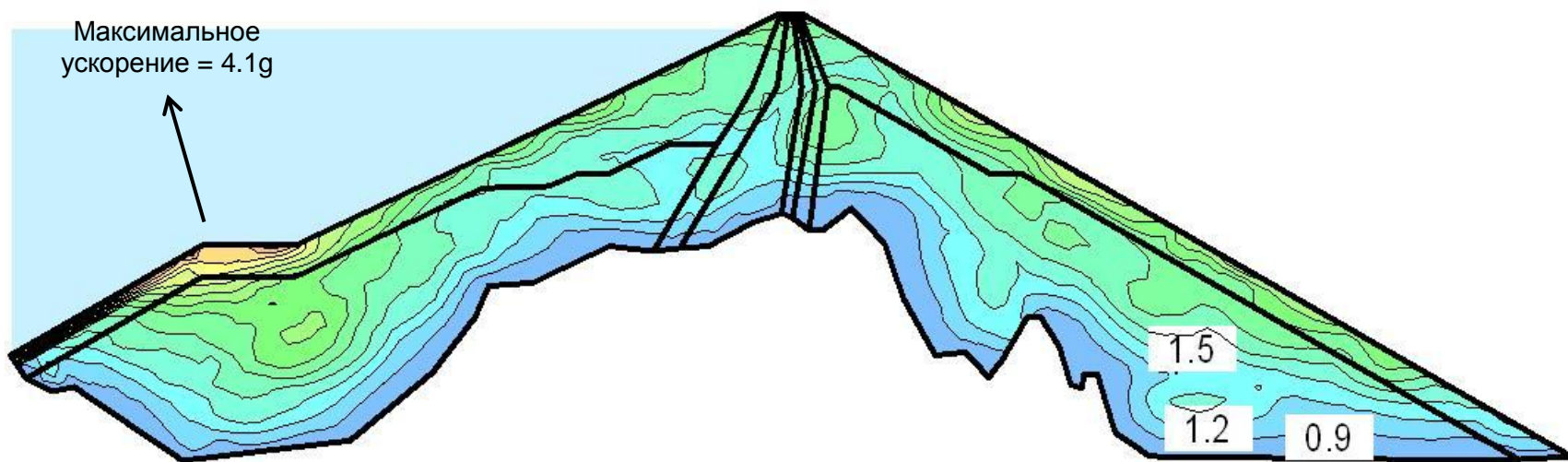


Рис. 6.65: Максимальное горизонтальное ускорение - Сечение 2-3

6.7 Оценка перманентных смещений

6.7.1 Метод Свайсгуда

Дж.Р. Свайсгуд разработал эмпирическое уравнение для оценки максимального оседания гребня плотины, основываясь на записях сейсмического поведения 69 каменно-набросных плотин. Найденное уравнение связывает максимальное оседание гребня (%) от землетрясения, с его магнитудой (M) и пиковым ускорением грунта (ПУГ):

$$\frac{\text{max}}{\text{min}} = e^{(6.07PGA + 0.57M - 8)}$$

Принимая во внимание максимальную высоту Рогунской плотины, и магнитуду максимального расчетного землетрясения (MPЗ), максимальное оседание составит:

Землетрясение	ПУГ (g)	Магнитуда	Максимальное оседание (%)	Максимальное оседание (м)
MPЗ	0.71	6.9	1.27	4.2

Таблица 14: Метод Свайсгуда – оседание от MPЗ

6.7.2 Метод Макдиси и Сиды

Метод Макдиси и Сиды (1978) является упрощенной процедурой для оценки перманентных сдвигов на основе фундаментальных частот плотины и ускорения, вызывающего текучесть материала.

Авторы выполнили моделирование методом конечных элементов и собрали результаты других исследований, чтобы построить номограмму, которую смогли бы использовать проектировщики для оценки перманентных деформаций.

Максимальное смещение рассчитывается благодаря следующей номограмме.

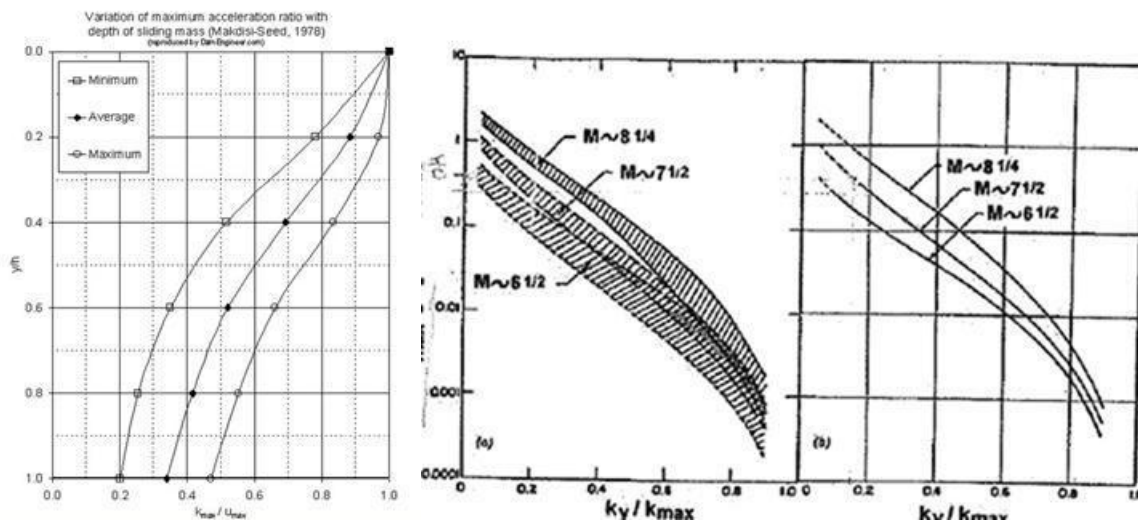


Рис. 6.76: Макдиси и Сид, 1977- номограмма

Данный метод можно описать следующими шагами:

- Используя анализ предельного равновесия, определяются потенциальная скользящая масса и критическое ускорение. Критическое ускорение, ведущее к коэффициенту прочности равному 1, является ускорением, вызывающем текучесть материала, а y является глубиной основания скользящей массы;
- Определяются максимальное ускорение на гребне и первый период основного тона колебаний плотины;
- Схема, представленная слева, показывает максимальное ускорение скользящей массы на глубине y ($k_{max}g$);
- Схема, представленная справа, показывает перманентное смещение потенциальной скользящей массы вдоль поверхности относительного скольжения.

Были рассмотрены три поперечных сечения и вычислены потенциальная скользящая масса и ускорение, вызывающее текучесть, которые представлены в следующей таблице.

Поперечное сечение	Верховая часть		Низовая часть	
	Ускорение, вызывающее текучесть (k_c, g)	Глубина кольцевой зоны (y, m)	Ускорение, вызывающее текучесть (k_c, g)	Глубина кольцевой зоны (y, m)
Поперечное сечение 2-1 (вдоль реки Вахш)	0.25	155	0.35	195
Поперечное сечение 2-2	0.25	155	0.33	185
Поперечное сечение 2-3	0.25	155	0.35	140

Таблица 15: Данные анализа Макдиси и Сиды

Затем, было рассчитано максимальное ускорение гребня по следующей формуле, приводимой авторами:

$$\ddot{u}_{max} = \sqrt{(1.6S_a(T1))^2 + (1.06S_a(T2))^2 + (0.86.S_a(T3))^2},$$

где Γ_{1max} , Γ_{2max} , Γ_{3max} являются спектральным ускорением трех первых фундаментальных частот плотины. Первые естественные частоты плотины были вычислены при помощи линейного эквивалентного моделирования.

Затем на координатной сетке рассчитываются перманентные смещения вдоль круга смещения, которые скорее всего произойдут во время МВЗ. И в конце, смещение вдоль круга смещений разделяется на вертикальное и горизонтальное смещение.

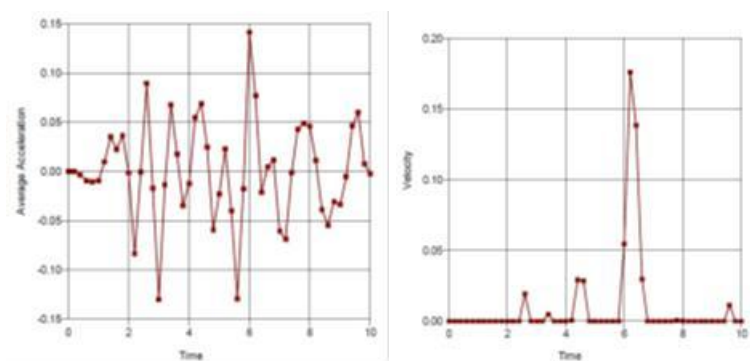
Поперечное сечение	Смещение вдоль кольцевой зоны (м)	Оседание гребня (м)	Горизонтальное смещение (м)
Поперечное сечение 2-1 (вдоль реки Вахш)	9.7	5.7	8.0
Поперечное сечение 2-2	10.3	6.1	8.6
Поперечное сечение 2-3	2.5	1.5	2.2

Таблица 16: Результаты анализа Макдиси и Сида - МРЗ

6.7.3 Анализ Ньюмарка

Метод Ньюмарка применяется в программном обеспечении Quake, используя временную динамику в линейном эквивалентном моделировании. После запуска моделирования временной динамики, применяется метод Ньюмарка:

- Определяется множество кривой скольжения;
- Для каждого рассчитываемого интервала времени вычисляется среднее ускорение потенциальной скользящей массы: рассчитывается динамическое напряженное состояние на основе каждого слоя, а также коэффициент прочности для каждого интервала времени и кривой скольжения;
- Рассчитывается ускорение, вызывающее текучесть, для каждой кривой скольжения (среднее ускорение для которого применим один коэффициент прочности).
- Площадь под средним ускорением относительно кривой времени, где ускорение превышает значения вызывающие текучесть, интегрируется дважды для нахождения кумулятивного смещения скользящей массы вдоль скользящей поверхности.



Метод Ньюмарка применяется к трем поперечным сечениям 2-1, 2-2 и 2-3. Следующая таблица представляет максимальные смещения (вдоль поверхности скольжения, вертикальные и горизонтальные), найденные для каждого поперечного сечения во время максимально достоверного землетрясения.

Сечение	Кумулятивное смещение вдоль поверхности скольжения (м)	Горизонтальное смещение (м)	Вертикальное смещение (м)
2-1 (верховая)	11.9	8.9	8.2
2-2 (верховая)	8.3	7.8	3.0
2-3 (верховая)	7.6	6.9	3.6
2-1 (низовая)	4.9	4.7	1.3
2-3 (низовая)	3.9	3.8	1.2

Таблица 17: Максимальная пластичная деформация вычисленная по Ньюмарку – МРЗ

Необходимо заметить, что горизонтальное смещение (сдвиговое деформирование вдоль фильтров) рассчитываемое для трех поперечных сечений находятся в одном диапазоне, между 7 и 9 метрами.

Как и ожидалось, верховые смещения больше низовых смещений: моделирование показало, что ускорения были больше в верховых призмах плотины, что можно объяснить фактом эффективного веса.

Кривые скольжения, представляющие максимальные смещения, указаны в следующих схемах.

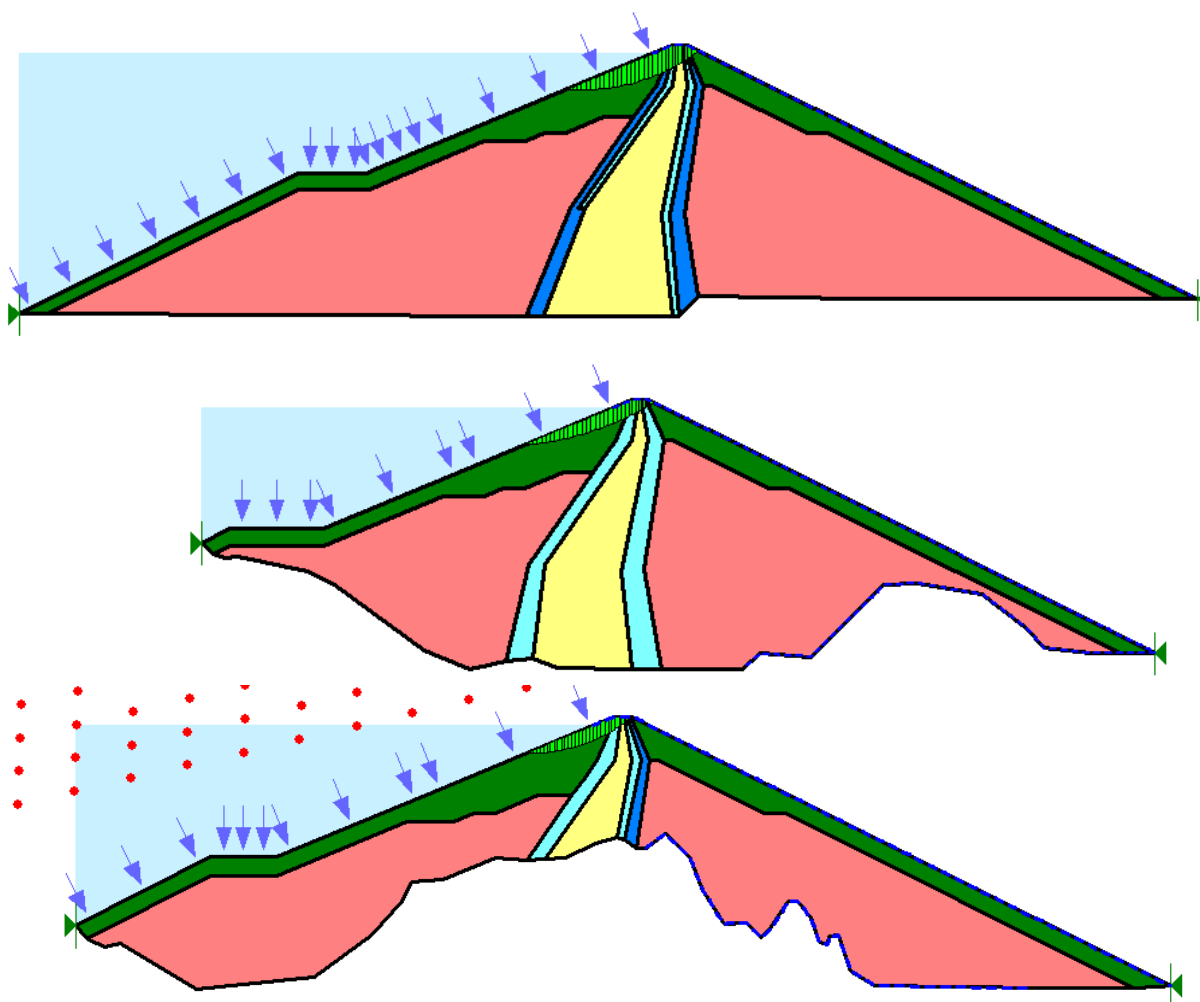
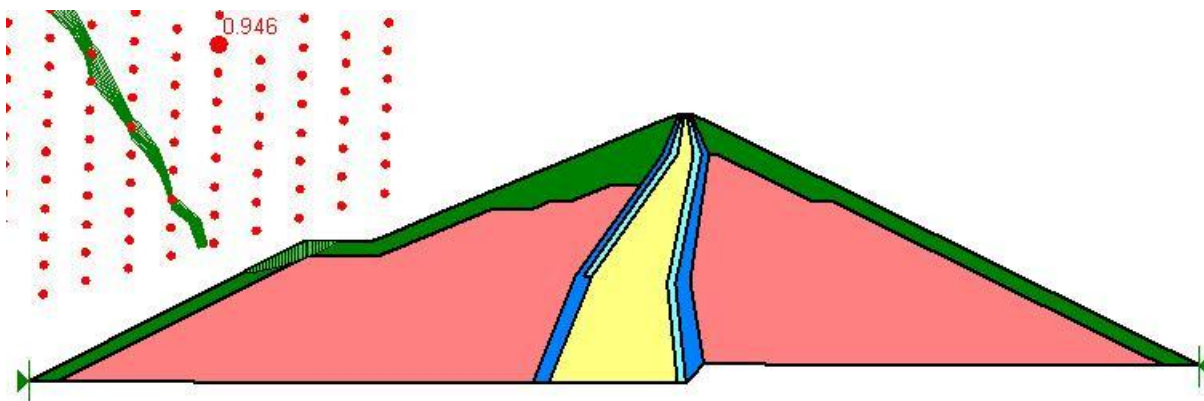


Рис. 6.87: Анализ Ньюмарка – Кривые скольжения максимальных смещений – Сечение 2-1, 2-2, 2-3

Кривые скольжения максимальных смещений все расположены в верхних частях плотины, и пересекают область ядра. Это соответствует результатам линейного эквивалентного анализа, где карта максимального горизонтального ускорения (Рис. 6.21, Рис. 6.43, Рис. 6.65) показывает, что максимальные значения были зафиксированы на гребне и вдоль верхового откоса плотины. На данных схемах, гребень первой очереди также является областью максимального ускорения. Таким образом, смещение в данной области также представлено: максимальное смещение вдоль кривой скольжения составляет 7.8 м, соответствующая кривая скольжения представлена в следующей схеме.



6.7.4 Образование необратимых смещений

Представленные ранее три метода дают некоторые значения необратимых деформаций плотины. Следующие таблицы сравнивают данные значения вертикального смещения (оседание) и горизонтального смещения.

Метод	Сечение	Вычисленное оседание (м)
Свайсгуд	-	4.2
Макдиси и Сид	2-1	5.7
	2-2	6.1
	2-3	1.5
Ньюмарк	2-1	8.2
	2-2	3.0
	2-3	3.6

Таблица 18: Результаты сейсмического анализа – оседание

Различные применённые методы дают последовательные результаты по оседанию гребня: между 1.5 и 6.1 м, со средним значением в 4.7 м.

Метод	Сечение	Вычисленное горизонтальное перманентное смещение (м)
Свайсгуд	-	-
Макдиси и Сид	2-1	8.0
	2-2	8.6
	2-3	2.2
Ньюмарк	2-1	9.0
	2-2	7.8
	2-3	9.1

Таблица 19: Результаты сейсмического анализа – Горизонтальное перманентное смещение

Различные применённые методы дают последовательные результаты по горизонтальному перманентному смещению: между 2.2 и 9.1 м, со средним значением в 7.5 м. Одно из значений намного ниже остальных: результат метода Макдиси и Сид для сечения 2-3. Различные поперечные сечения дают сравнимые результаты.

Эти значения перманентных смещений важны, но соответствуют беспрецедентному размеру плотину: они представляют от 0.5% до 2.7% от высоты плотины. Следует отметить, что для МВЗ, повреждения могут быть приняты, если не возникнет неконтролируемый сброс воды.

Поэтому:

- Диапазон просадки для МВЗ приемлем, если обеспечивается хотя бы 6 м надводного борта.
- Диапазон горизонтальных смещений для МВЗ приемлем, если толщина фильтров минимум 10 м.

Должны быть запланированы ремонтные работы после каждого такого мощного сейсмического явления.

6.7.5 Репрезентативность вычисленных необратимых смещений

6.7.5.1 Распространенность трехмерного эффекта

- Конфигурация створа Рогунской плотины является трехмерной, не только из-за ее узкости (соотношение ширины / высоты, или L/H меньше чем 2), но так же из-за ее извилистости (створ довольно изогнут на схеме). Эти характеристики будут участвовать в препятствовании свободного движения и ограничивать внутреннюю передачу динамических сил, так как в такой конфигурации нагрузки частично передается подпорным берегам, вместо полной вертикальной отдачи в тело плотины,

создавая так называемый авторами в этой области, «крепящий эффект геометрии ущелья»(1).

Этот трехмерный эффект в динамическом отклике плотин был широко исследован в прошлом, и были подробно опубликованы всесторонние сравнения между трехмерным и плоско-деформационным двумерным динамическим анализом (ссылка 1 выше,2). Основные результаты приведены ниже, на рис. 6 и 7:

- Повышение жесткости геометрии ущелья гораздо более заметно для треугольного ущелья (как на Рогунском створе), чем для прямоугольного, особенно когда соотношены L/H меньше чем 2;
- Для треугольной призматической формы каньона с пропорциями Рогун (L/H=1,92 пригл.), природная частота первого режима должна быть увеличена на коэффициент 2, или первый собственный период должен быть снижен примерно на 50%;
- Этот эффект гораздо более заметен в первом режиме, чем в других (рис. 6.19 справа);
- Эти диаграммы не учитывают дальнейшие ограничения движения, накладываемые изгибами створа на схеме, что увеличит крепящий эффект геометрии ущелья, приводя к дальнейшему снижению первого собственного периода.

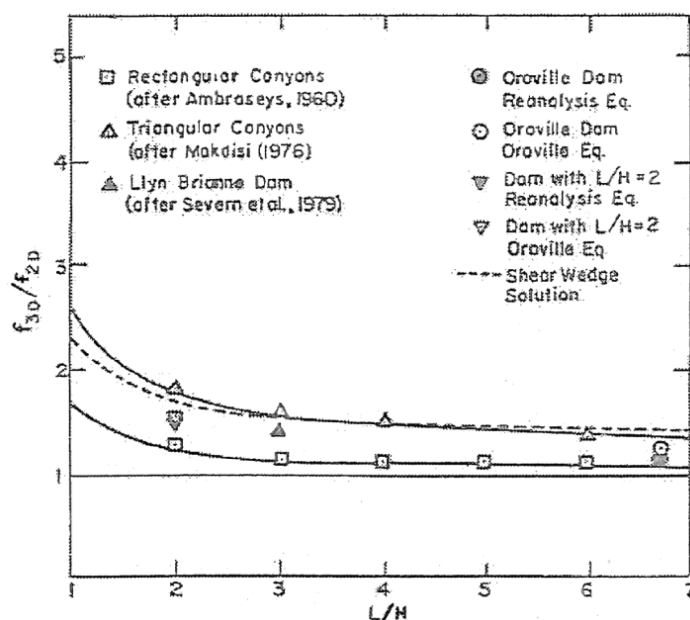


Рис. 6.9: Сравнение между собственными частотами вычисленными по двумерному и трехмерному анализам плотин в треугольных и прямоугольных ущельях (экстракт из Межиа и Сиды (Mejia & Seed), ссылка 1)

1 Mejia L.H., Seed H.B. " Comparison of 2-D and 3-D dynamic analysis of earth dams" ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol 109,N°11,1383- 1398, Nov1983

2 Kramer S.L. " Geotechnical Earthquake Engineering" Prentice -Hall, 1996, ISBN 0-13-374943-6

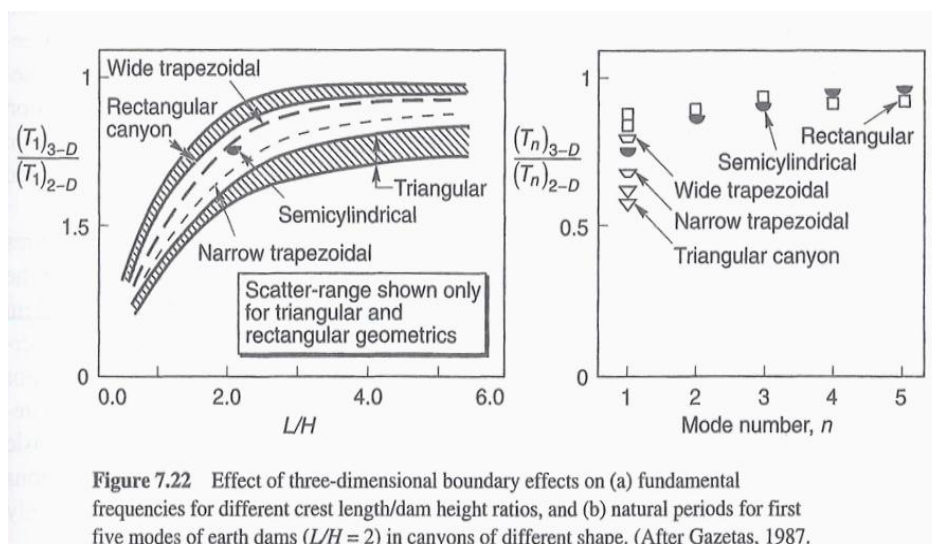


Figure 7.22 Effect of three-dimensional boundary effects on (a) fundamental frequencies for different crest length/dam height ratios, and (b) natural periods for first five modes of earth dams ($L/H = 2$) in canyons of different shape. (After Gazetas, 1987.)

Рис. 6.10 : Подробное сравнение между собственными периодами, вычисленными из двухмерного и трехмерного анализов плотин в различных формах ущелий (выписка из Крамера, ссылка 2).

6.7.5.2 Анализ чувствительности свойств материалов

Как объясняется в §6.5.4 по динамическим свойствам материалов, базовое предположение для этого исследования может показаться консервативным.

Был проведен анализ чувствительности, используя сечение 2-1 и изменяя функцию коэффициента затухания и функцию снижения модуля сдвига. В этом анализе чувствительности были использованы два набора характеристик:

- Первый набор может быть рассмотрен как среднее из различной доступной библиографии (что означает измеренное всестороннее давление в диапазоне 50-300 кПа): G/G_{max} равен 0.1 и коэффициент затухания 23% для циклического напряжения 0.3%;
- Второй набор адаптирован из первого, путем снижения коэффициента затухания и увеличения модуля сдвига. Естественно, это ожидаемый эффект от увеличения всестороннего давления, то можно рассматривать, как средний вариант между базовым предположением и первым набором: G/G_{max} равен 0.15 и коэффициент затухания 12% для циклического напряжения 0.3%;

Первый основной период для второго набора равен 2.44 сек. и 2.85 сек. для первого набора. Хотя ожидается, что основной период выше, когда материал менее жесткий (меньшее значение G/G_{max}).

Максимальное обнаруженное перманентное смещение (вдоль круга смещений) равно 1.5 м для второго набора и 50 см для первого набора.

Это показывает, что исследование, проведенное на этом этапе довольно консервативное, и дальнейший анализ свойств материалов может привести к меньшим значениям смещений. С другой стороны, трехмерный эффект ущелья Рогун может привести к более жесткой конструкции, чья увеличенная собственная частота

становится ближе к зоне высоких частот спектра сейсмической реакции, что приводит к увеличенным значениям смещений. Это может быть оптимизация доведенная подробными исследованиями проектирования.

7 АНАЛИЗ УСТОЙЧИВОСТИ ПЕРВОЙ ОЧЕРЕДИ

7.1 Геометрия

Что касается финальной версии плотины, рассматриваемая геометрия плотины первой очереди была предложена ИГП.

Действительно, геометрия и в особенности откосы плотины первой очереди обусловлены топографическими и территориальными ограничениями. Эти ограничения детально описаны в отчете проекта плотины: окончательная подошва ядра плотины, водоприемники строительных тоннелей и Йонахшский разлом.

Данный параграф в основном направлен на подтверждение того факта, что низовой откос в 1.7H/1V и верховой откос в 2H/1V соответствуют критериям проекта. Он также нацелен на проверку стабильности купола, сформированного водонепроницаемой мембраной (которая в проекте Консультанта заменена на битумное ядро).

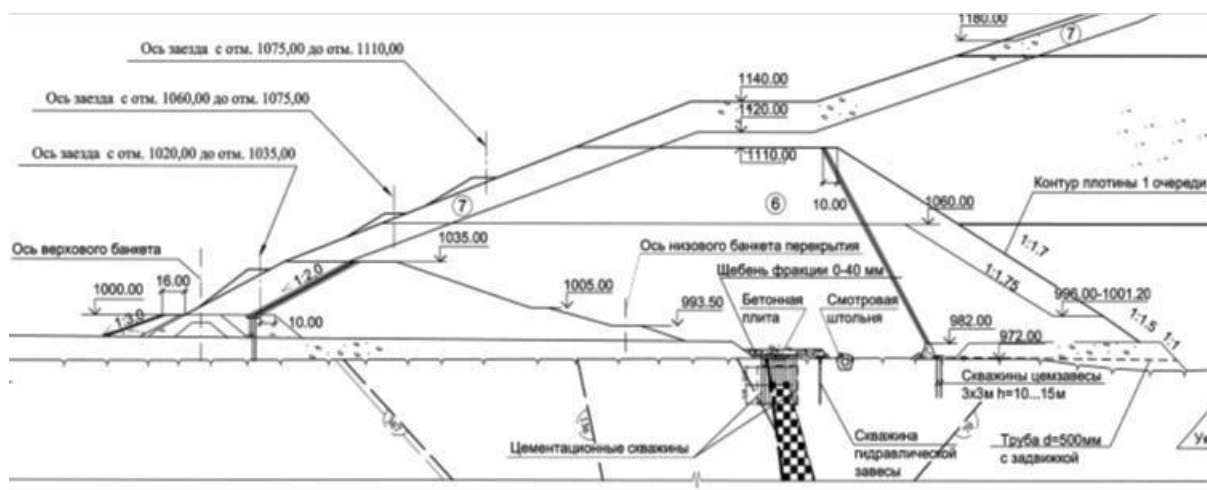


Рис. 7.1: Геометрия плотины первой очереди

7.2 Свойства материалов

Плотина первой очереди сделана из того же гравийного материала, что и финальная плотина. Таким образом, ее характеристики идентичны тем, что приведены в §**Error! Reference source not found.**

Угол трения основания плотины считается наименьшим при внутреннем угле трения материала плотины и внутреннем угле трения основания, то есть 39° под гравийной оболочкой.

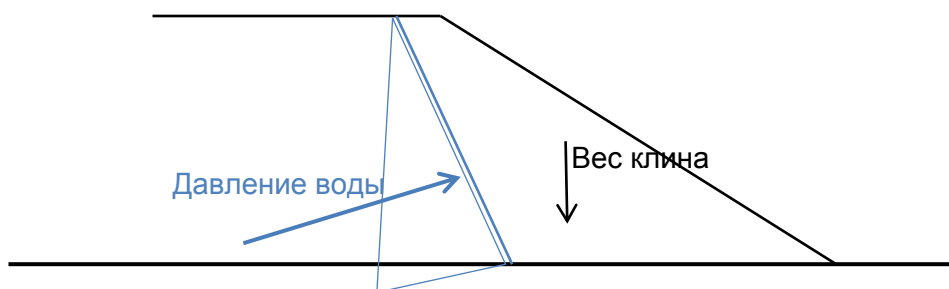
7.3 Метод вычисления

Так как это один из продолжающихся этапов строительства, стабильность первой очереди можно подтвердить только при помощи двухмерного анализа устойчивости откосов.

	Условие нагрузки	Минимальный коэффициент прочности
1	Конец строительства	1.3
2	Условие эксплуатации – уровень воды на НПУ	1.5

Таблица 20: Критерии проекта для плотины первой очереди

Купол, сформированный водонепроницаемой мембраной, находится под давлением воды действующей на мембрану, создавая трение на горизонтальной поверхности. Стабильность купола оценивается при предположении равновесия действующих сил, как показано на следующей схеме.



Относительно сейсмической активности, определенные ранее проектное землетрясение и максимальное расчетное землетрясение, были адаптированы к самокупаемому проекту. Здесь, плотина первой очереди является строительным этапом продолжительностью менее 10 лет. Для оценки чувствительности плотины первой очереди к землетрясениям было применено два метода:

- Оценка необратимых деформаций при помощи формулы Свайсгуда;
- Исследование максимального горизонтального ускорения, которое будет соответствовать коэффициенту прочности 1.

7.4 Результаты

Критические коэффициенты прочности для каждой нагрузки представлены в следующей таблице.

	Условие нагрузки	Откос	Результаты ТЭО	Результаты ИГП
1	Конец строительства	Верховой	2.09	-
		Низовой	1.72	-

2	Условие эксплуатации – уровень воды на НПУ	Верховой	2.20	-
		Низовой	1.70	1.56
		Купол	2.53	-

Таблица 21: Анализ устойчивости плотины первой очереди – результаты

Следующие схемы показывают критическую поверхность скольжения для каждого поперечного сечения и условий нагрузки.

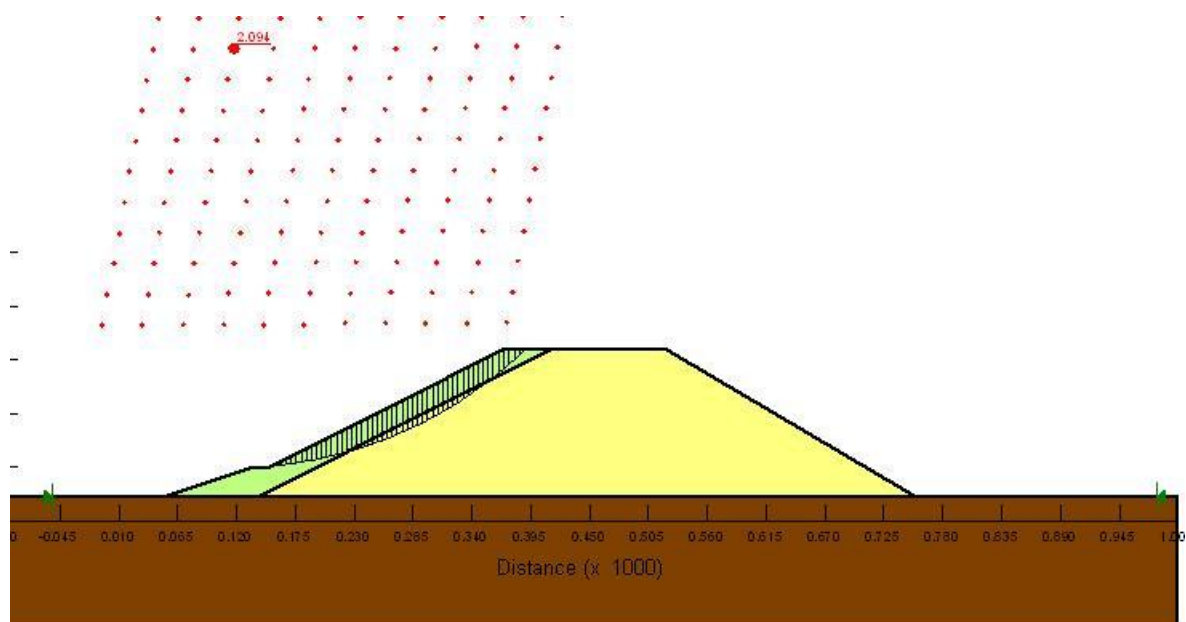


Рис. 7.2: Критическая кривая скольжения первой очереди – Конец строительства – Верховая часть (SF=2.09)

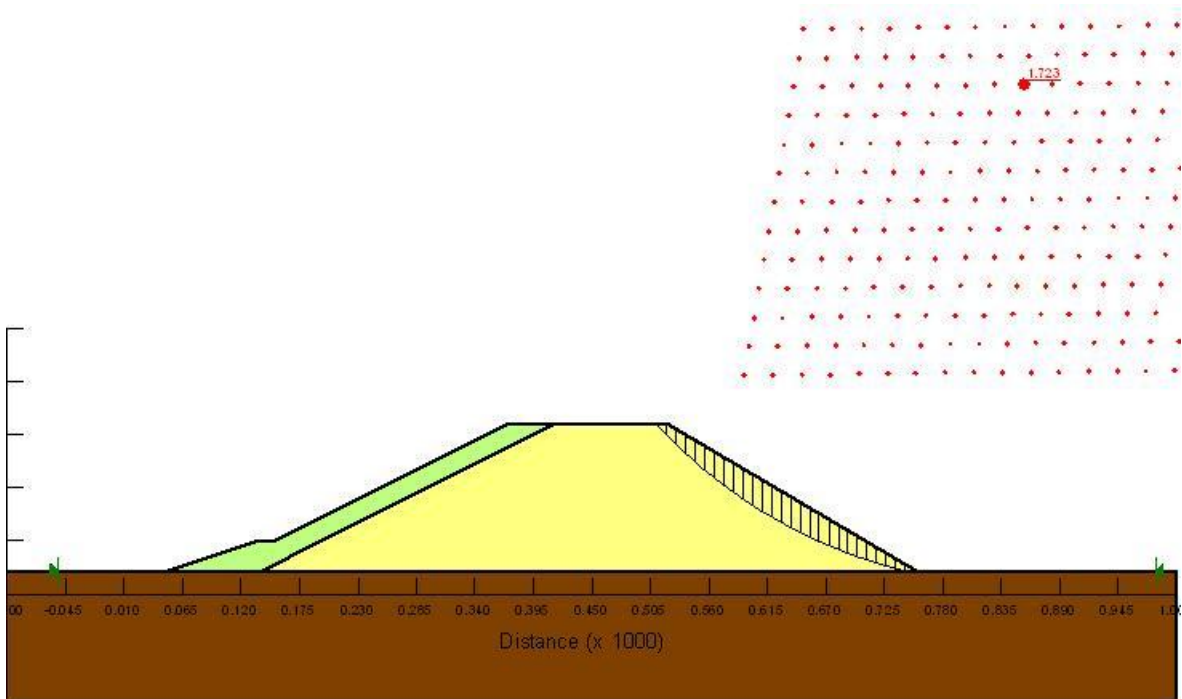


Рис. 7.3: Критическая кривая скольжения первой очереди – Конец строительства – Низовая часть (SF=1.72)

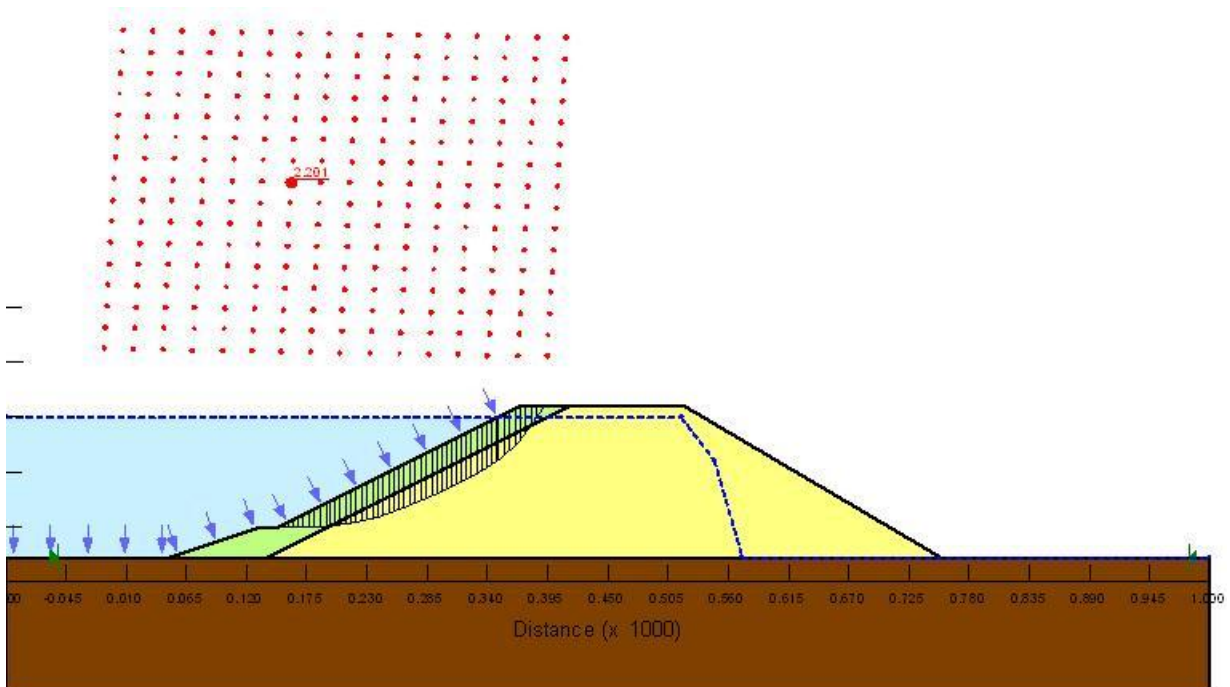


Рис. 7.4: Критическая кривая скольжения первой очереди – Нормальный подпорный уровень – Верховая часть (SF=2.2)

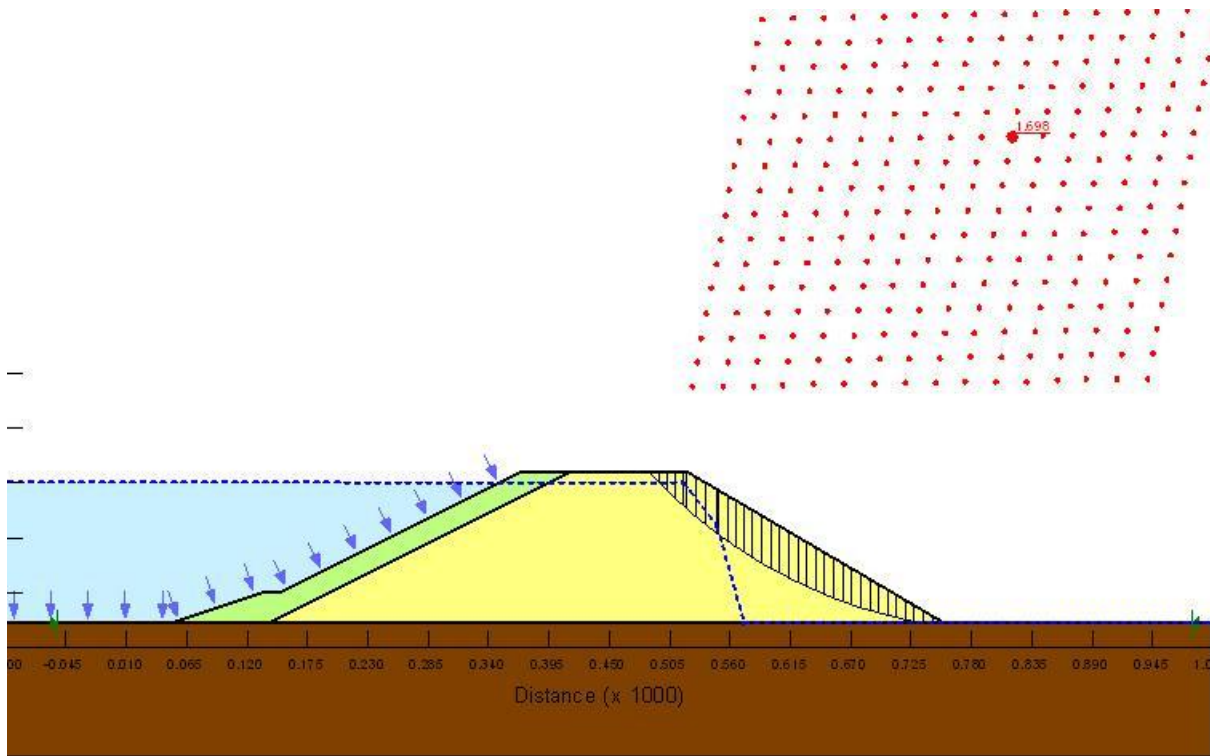


Рис. 7.5: Критическая кривая скольжения первой очереди – Нормальный подпорный уровень – Низовая часть (SF=1.7)

Вызванная землетрясением пластическая деформация оценивается при помощи формулы Свайсгуда, и ее результаты представлены в следующей таблице.

Землетрясение	Проектное землетрясение	Максимально расчетное землетрясение
Оседание гребня вследствие землетрясения (Свайсгуд) (м)	0.81	1.10

Таблица 22: Оседание гребня плотины первой очереди при землетрясении - Формула Свайсгуда

Ускорение, вызывающее текучесть, которое приводит к коэффициенту прочности 1, равняется 0.24g, то есть максимальное ускорение грунта при землетрясении равняется 0.36g. Критические кривые скольжения на верховом и низовом откосе представлены в следующей схеме.

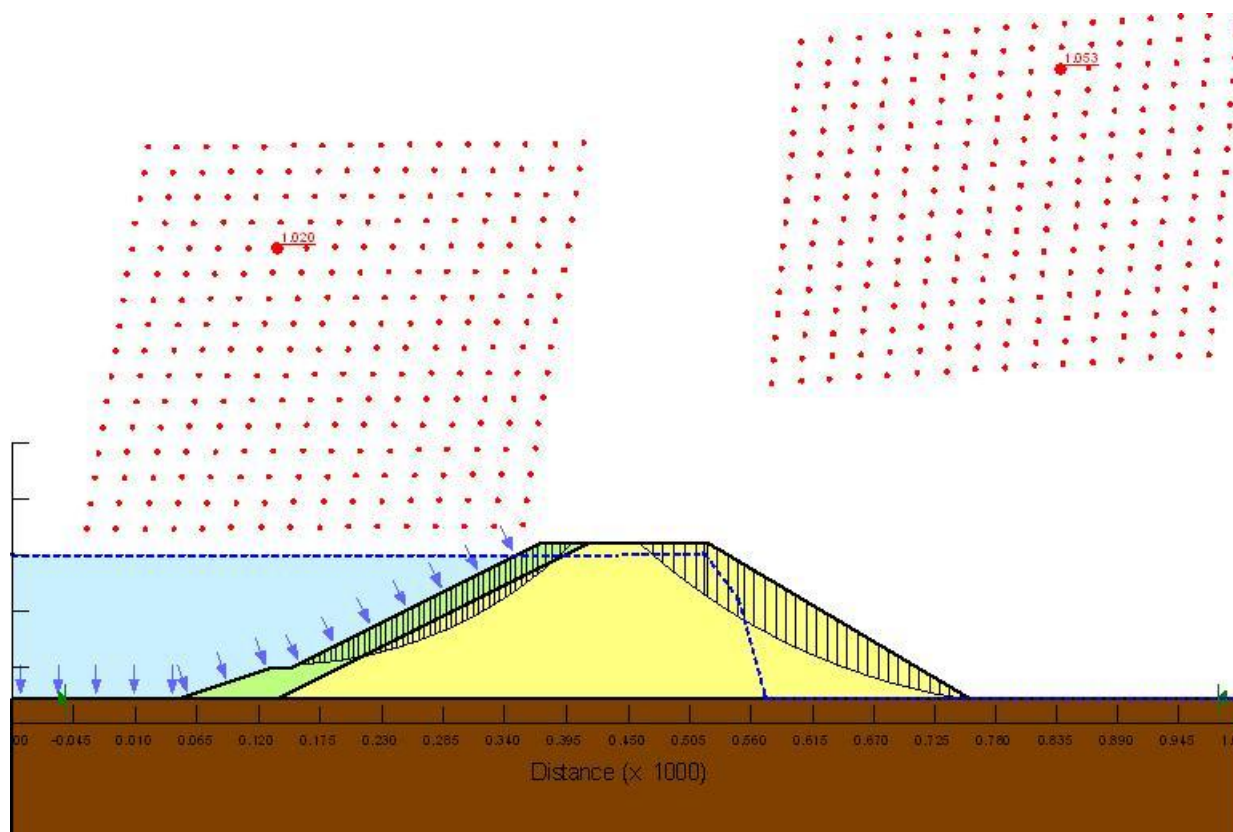


Рис. 7.6: Критическая поверхность скольжения – ускорение, вызывающее текучесть, плотины первой очереди

7.5 Вывод относительно стабильности плотины первой очереди

Верховые и низовые откосы плотины первой очереди достаточны, чтобы обеспечить стабильность данного этапа строительства.

Так как перемычка имеет такой же материал и верховой откос, более мягкий низовой откос и меньшую высоту, чем конфигурация первой очереди, можно отметить, что также гарантируется устойчивость перемычки.

8 ВЫВОД И РЕКОМЕНДАЦИИ

Данный отчет включает краткий обзор существующей документации, которую предоставил Клиент консультанту, относительно анализа устойчивости выполненного ИГП. Затем, основываясь на таком же стандартном поперечном сечении, определенном и признанном ИГП, Консультант выполнил собственную оценку. Выводы по собственной оценке были использованы для определения Консультантом своего стандартного поперечного сечения.

Стабильность Рогунской плотины определяется сейсмической нагрузкой. При максимальном расчетном землетрясении (МРЗ) произойдут крупные необратимые деформации: оседание гребня и горизонтальное боковое смещение. Таким образом,

выполненный Консультантом анализ в основном направлен на оценку перманентных смещений, которые могут произойти при максимальном расчетном землетрясении (MP3).

Исследование показывает, что диапазон перманентного смещения составляет 2-9 м для горизонтального, и 1.5-8 м для вертикального.

Анализ также демонстрирует, что во время землетрясения, верхние 50 м плотины для всех сечений являются наиболее критичными в смысле ускорения и сдвиговой деформации.

На основе этих результатов, Консультант рассматривает следующие характеристики проекта:

- Откосы плотины следует оставить такими, как было запроектировано ИГП: 2H/1V для низовой части, 2.4H/1V для верховой части над уровнем большой рисбермы и 2H/1V ниже рисбермы. Действительно, эти откосы являются достаточными для гарантирования устойчивости плотины.
- Учитывая найденный диапазон горизонтального смещения, толщина фильтров и переходов должна быть минимум в 10 м для гарантирования целостности, даже в случае мощных землетрясений.
- Запас гребня плотины должен быть минимум в 8 м для компенсации оседания и предотвращения перелива плотины в случае мощного землетрясения.
- Необходима особая осторожность к верхней части плотины (верхние 50 м): для ограничения скользящей массы Консультант предпочитает использовать каменно-набросной материал, который имеет более высокий угол трения, чем аллювий.

Были исследованы три поперечных сечения плотины: одно в русле реки, одно на правом берегу и одно на левом берегу. Соответствующая высота плотина варьируется от 160 м до 335 м. Это позволяет анализировать чувствительность результатов по отношению к высоте плотины. Можно увидеть, что хотя динамичное поведение немного изменяется от одной высоты плотины к другой, общее перманентное смещение находится в одинаковом диапазоне магнитуд.

Таким образом, рассматривается, что с целью сравнения альтернатив, одинаковые выводы и рекомендации применяются к трем альтернативам плотин и используются для расчёта соответствующих типичных поперечных сечений плотины.

При условии, что проектные характеристики, указанные выше, вводятся в различные варианты плотины, безопасность Рогунской плотины гарантируется при статичных и сейсмичных условиях.

Дополнительные проектные меры, такие как устройства по усилению, не нужны на этом этапе. Однако в дальнейших этапах развития проекта, с результатами анализа трехмерного сейсмического поведения, такие специфические характеристики будут опять проанализированы. Следует подчеркнуть, что в конце, такое усиление для

Рогуна не поддерживалось ИГП, после того как были получены результаты более подробных расчетов.

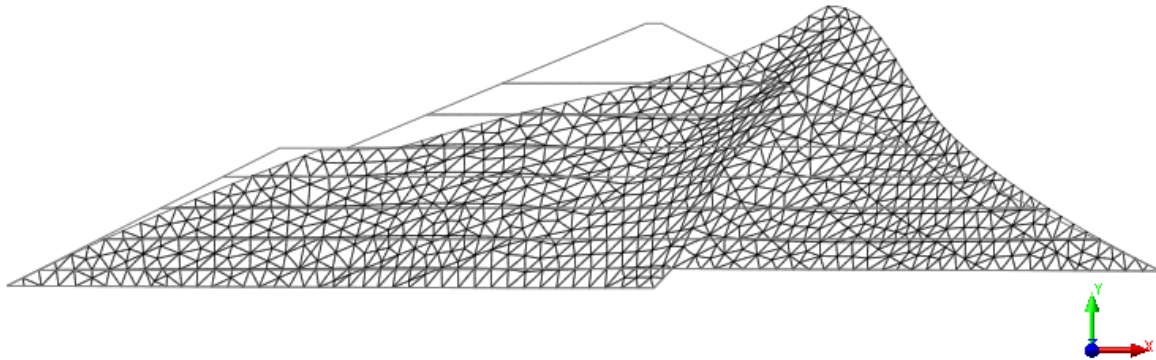
Дальнейшее исследование и оптимизация должны быть выполнены на последующих этапах для точного определения поведения плотины, при различных нагрузках, принимая во внимание:

- Трехмерную геометрию плотины, включая S-образную долину и очень крутые берега, которые создают арочный эффект и передают напряжение на берега;
- Упругопластическое нелинейное поведение материала, используя передовую циклическую модель, такую как модель стабилизации малых деформаций. Следует отметить, что использование упругопластического нелинейного анализа напрямую определяет перманентные смещения, как и избыточное поровое давление, генерируемое во время землетрясения в ядре.

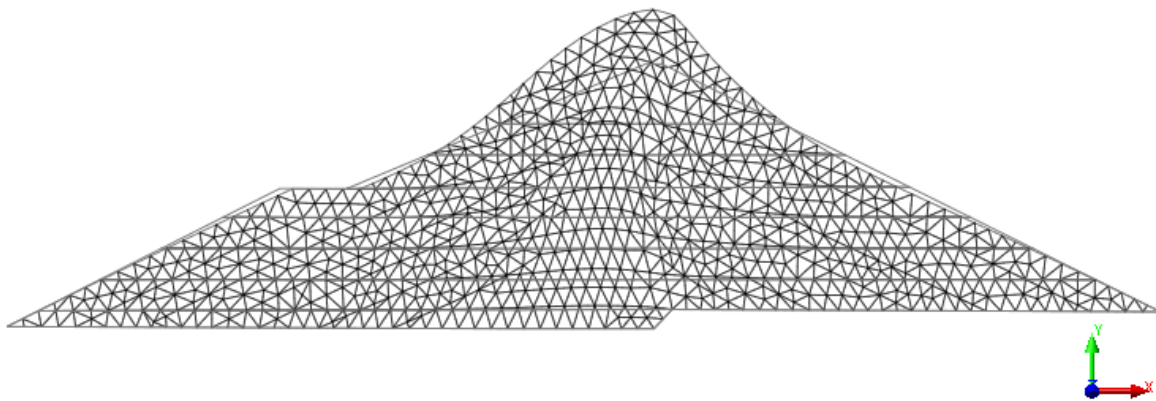
Приложение 1 – Анализ упругопластических свойств

Расчет частот собственных колебаний для сечения 2-1.

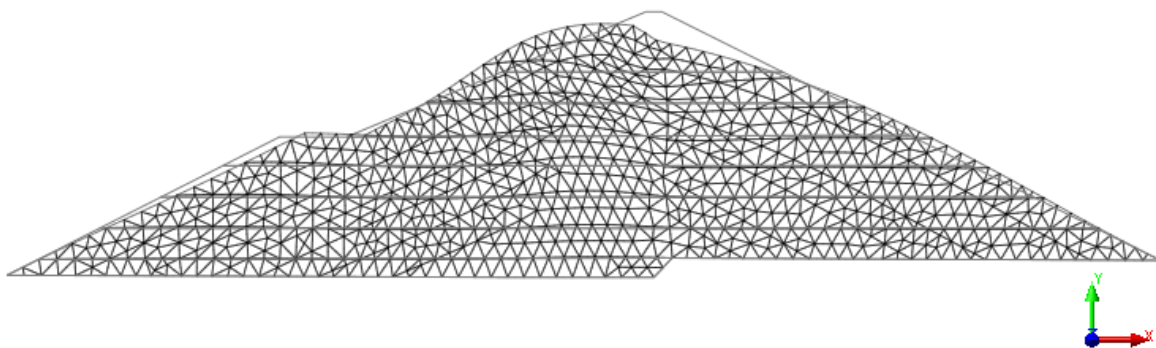
Номер	Анализ собственных значений			Доля модальной массы (%)			
	Частота (рад/сек)	Частота (цикл/сек)	Период (сек)	TRAN-X масса(%)	сумма(%)	TRAN-Y масса(%)	сумма(%)
1	5.16	0.82	1.22	58.93	58.93	0.03	0.03
2	7.64	1.22	0.82	0.01	58.94	26.31	26.34
3	8.61	1.37	0.73	3.72	62.66	1.93	28.28
4	9.49	1.51	0.66	0.01	62.67	1.42	29.7
5	10.37	1.65	0.61	15.94	78.61	0	29.7
6	11.73	1.87	0.54	0.02	78.63	16.56	46.26
7	12.28	1.96	0.51	0.16	78.79	4.47	50.73
8	12.76	2.03	0.49	0.17	78.97	0.2	50.93
9	14.24	2.27	0.44	0.3	79.27	3.52	54.44
10	14.54	2.31	0.43	1.61	80.88	2.75	57.19
11	15.40	2.45	0.41	0.07	80.95	2.32	59.52
12	15.71	2.50	0.40	0.06	81.01	0.06	59.58
13	16.28	2.59	0.39	0.82	81.83	5.27	64.85
14	16.75	2.67	0.38	3	84.84	1.33	66.18
15	17.61	2.80	0.36	0.29	85.12	0.46	66.64
16	17.79	2.83	0.35	0.43	85.56	1.08	67.71
17	18.05	2.87	0.35	0.28	85.84	0.24	67.96
18	18.44	2.93	0.34	0.47	86.3	0.02	67.98
19	18.88	3.01	0.33	0.17	86.48	0.08	68.06
20	19.66	3.13	0.32	1	87.48	0.06	68.13
21	20.03	3.19	0.31	0.44	87.92	0.13	68.25
22	20.42	3.25	0.31	0	87.92	4.76	73.02
23	20.72	3.30	0.30	0.19	88.11	0.57	73.59
24	21.36	3.40	0.29	0.06	88.17	2.5	76.09
25	21.53	3.43	0.29	0.17	88.33	0.15	76.23
26	22.16	3.53	0.28	0.12	88.45	0.04	76.27
27	22.71	3.61	0.28	0.09	88.54	1.29	77.56
28	22.88	3.64	0.27	0.96	89.5	0.55	78.11
29	23.55	3.75	0.27	0.04	89.55	0.01	78.12
30	23.76	3.78	0.26	0.54	90.09	0	78.12



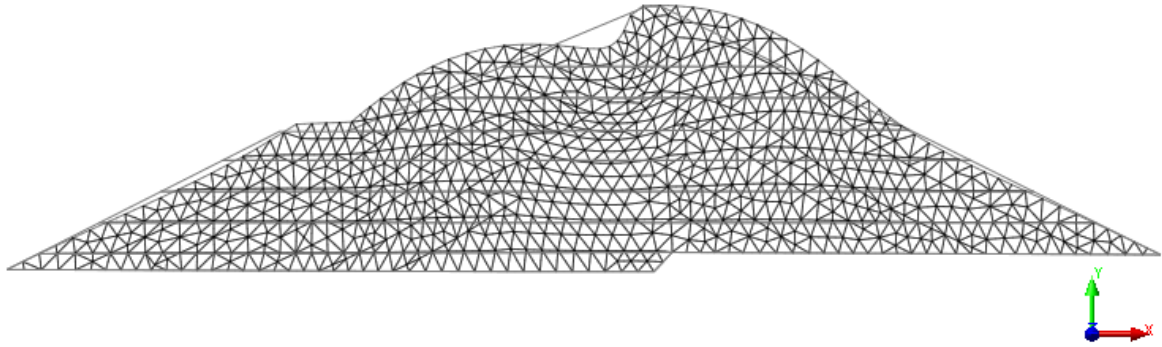
[UNIT] kN , m
[DATA] EIGN: Eigenvalues , DXYZ(V) , MODE 1: f(0.821722)



[UNIT] kN , m
[DATA] EIGN: Eigenvalues , DXYZ(V) , MODE 2: f(1.21642)



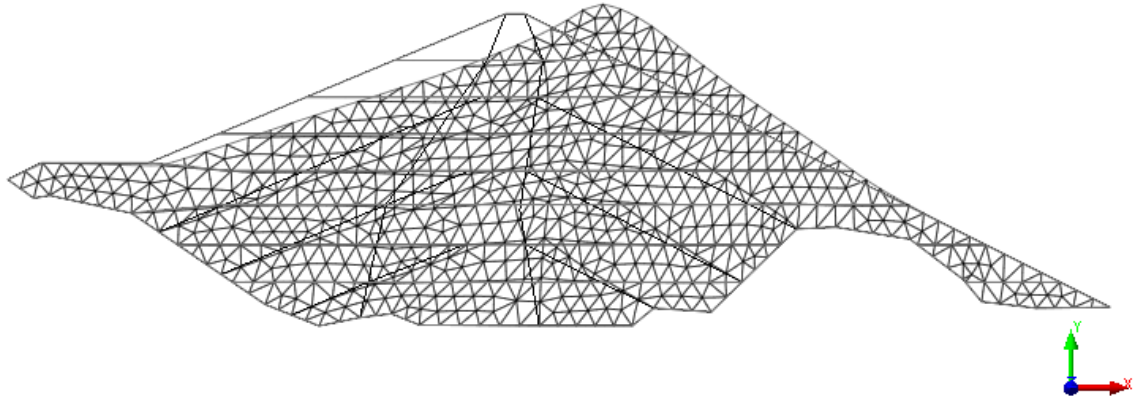
[UNIT] kN , m
[DATA] EIGN: Eigenvalues , DXYZ(V) , MODE 5: f(1.65037)



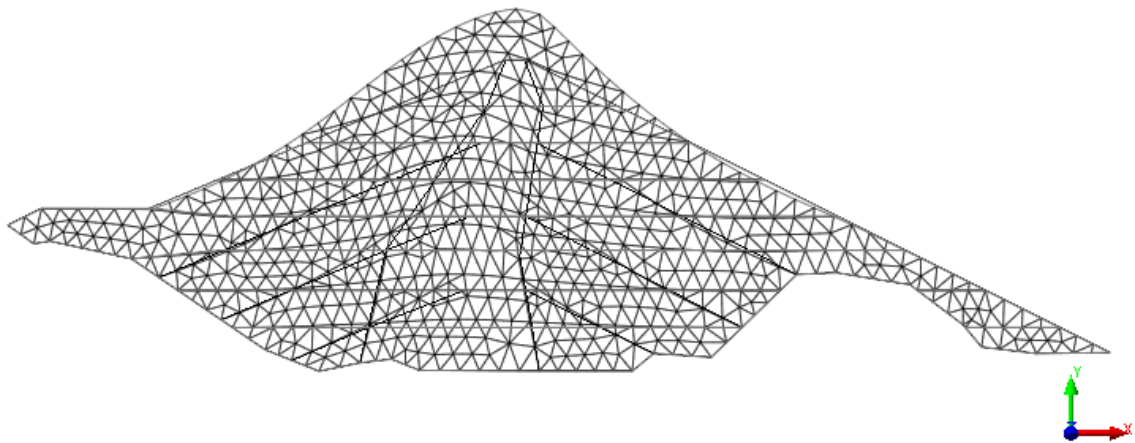
[UNIT] kN , m
[DATA] EIGN: Eigenvalues , DXYZ(V) , MODE 6: f(1.86667)

Расчет частот собственных колебаний для сечения 2-2.

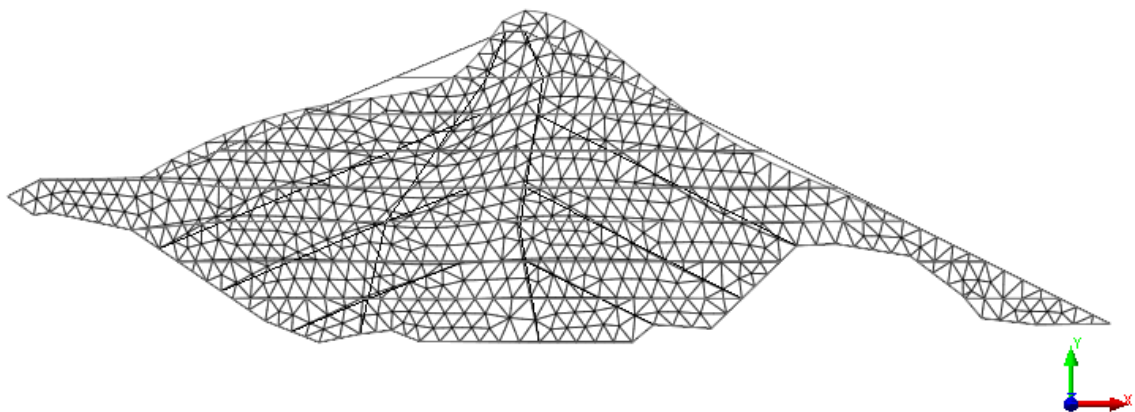
Номер	Частота	Частота	Период	TRAN-X	сумма(%)	TRAN-Y	сумма(%)
	(рад/сек)	(цикл/сек)		(сек)		масса(%)	
1	5.79	0.92	1.09	59.58	59.58	0.04	0.04
2	8.14	1.30	0.77	0.15	59.73	36.66	36.7
3	9.43	1.50	0.67	2.99	62.73	0.05	36.76
4	10.36	1.65	0.61	0.26	62.99	4.87	41.63
5	12.12	1.93	0.52	10.24	73.22	2.4	44.03
6	12.82	2.04	0.49	1.28	74.5	17.89	61.91
7	14.51	2.31	0.43	0.01	74.5	0	61.92
8	15.28	2.43	0.41	0.05	74.55	0	61.92
9	16.41	2.61	0.38	0.51	75.06	0.11	62.03
10	16.95	2.70	0.37	2.59	77.65	2.4	64.42
11	18.06	2.87	0.35	1.64	79.29	2.46	66.89
12	18.57	2.95	0.34	1.52	80.8	0.27	67.16
13	19.01	3.03	0.33	0	80.8	1.58	68.75
14	19.75	3.14	0.32	0.14	80.94	0.06	68.8
15	20.72	3.30	0.30	0.12	81.06	1.18	69.99
16	21.05	3.35	0.30	0.12	81.18	0.01	69.99
17	21.68	3.45	0.29	1.15	82.33	1.3	71.29
18	22.67	3.61	0.28	0.88	83.21	0.06	71.35
19	23.06	3.67	0.27	0.55	83.76	0.51	71.86
20	23.58	3.75	0.27	0	83.77	1.53	73.39
21	24.01	3.82	0.26	0.59	84.36	1.46	74.86
22	25.19	4.01	0.25	0.19	84.54	1.53	76.39
23	25.31	4.03	0.25	0.01	84.55	0.11	76.49
24	25.82	4.11	0.24	1.02	85.57	0.04	76.53
25	26.12	4.16	0.24	0.04	85.61	0.25	76.78
26	26.79	4.26	0.23	0.2	85.81	0.01	76.8
27	27.53	4.38	0.23	0.2	86.01	0.44	77.24
28	27.82	4.43	0.23	0.01	86.01	0.01	77.25
29	28.37	4.52	0.22	0	86.02	0.78	78.02
30	28.62	4.55	0.22	0.01	86.02	0	78.02



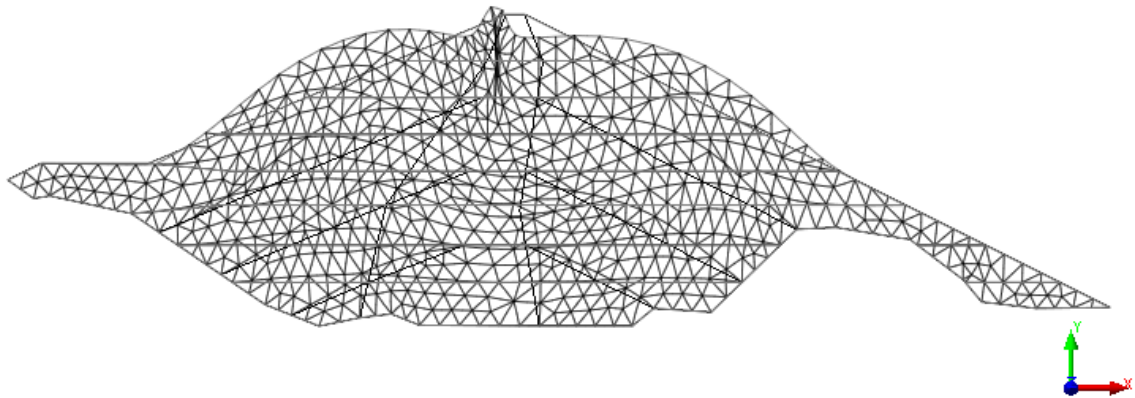
[UNIT] kN , m
[DATA] EIGN: Natural frequencies , DXYZ(V) , MODE 1: f(0.92084)



[UNIT] kN , m
[DATA] EIGN: Natural frequencies , DXYZ(V) , MODE 2: f(1.2961)



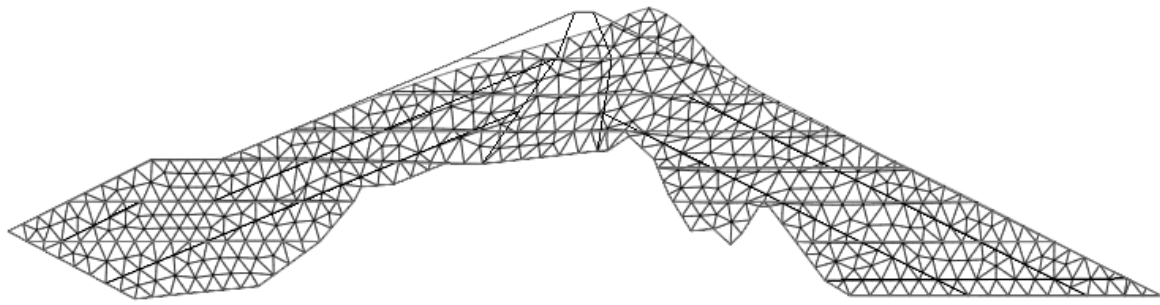
[UNIT] kN , m
[DATA] EIGN: Natural frequencies , DXYZ(V) , MODE 5: f(1.92902)



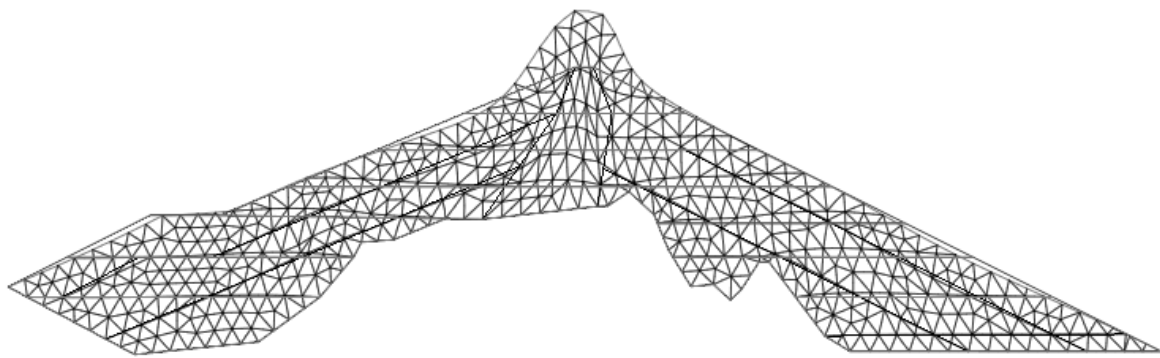
[UNIT] kN , m
[DATA] EIGN : Natural frequencies , DXYZ(V) , MODE 6: f(2.03966)

Расчет частот собственных колебаний для сечения 2-3.

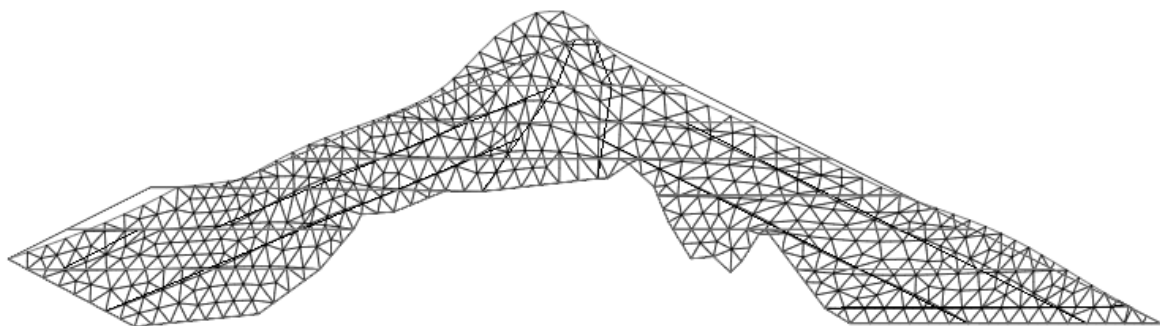
Номер	Частота	Частота	Период	TRAN-X	сумма(%)	TRAN-Y	сумма(%)
	(рад/сек)	(цикл/сек)		(сек)		масса(%)	
1	8.01	1.27	0.78	36.19	36.19	0.15	0.15
2	11.20	1.78	0.56	0.03	36.22	15.22	15.37
3	12.50	1.99	0.50	24.15	60.37	0.33	15.71
4	12.54	2.00	0.50	5.38	65.74	0.76	16.46
5	14.25	2.27	0.44	1.44	67.18	2.37	18.83
6	15.38	2.45	0.41	0.54	67.72	0	18.83
7	16.24	2.58	0.39	0	67.72	0.13	18.97
8	17.49	2.78	0.36	0.31	68.03	17.06	36.03
9	17.94	2.85	0.35	0.75	68.78	0.05	36.08
10	18.20	2.90	0.35	3.52	72.29	13.65	49.74
11	18.40	2.93	0.34	1.37	73.66	5.95	55.69
12	18.71	2.98	0.34	1.44	75.11	0.04	55.73
13	18.99	3.02	0.33	0.25	75.35	1.11	56.84
14	19.54	3.11	0.32	0.03	75.38	3.13	59.97
15	20.46	3.26	0.31	0	75.38	1.56	61.54
16	21.30	3.39	0.30	0.72	76.1	0	61.54
17	21.65	3.45	0.29	1.05	77.15	3.23	64.77
18	22.24	3.54	0.28	0	77.15	4.72	69.49
19	23.13	3.68	0.27	0.32	77.48	0.38	69.86
20	23.30	3.71	0.27	0.13	77.61	2.06	71.92
21	23.88	3.80	0.26	0.7	78.3	0.13	72.04
22	24.50	3.90	0.26	0.08	78.39	1.98	74.02
23	25.12	4.00	0.25	0.32	78.71	0.45	74.48
24	26.01	4.14	0.24	1.01	79.72	0.09	74.56
25	26.29	4.18	0.24	0.07	79.79	1.27	75.83
26	26.57	4.23	0.24	0.77	80.56	0.35	76.18
27	27.64	4.40	0.23	0	80.56	0.09	76.27
28	27.80	4.42	0.23	0.66	81.22	0	76.27
29	28.20	4.49	0.22	1.18	82.41	0.19	76.46
30	28.77	4.58	0.22	0.7	83.11	0.33	76.79



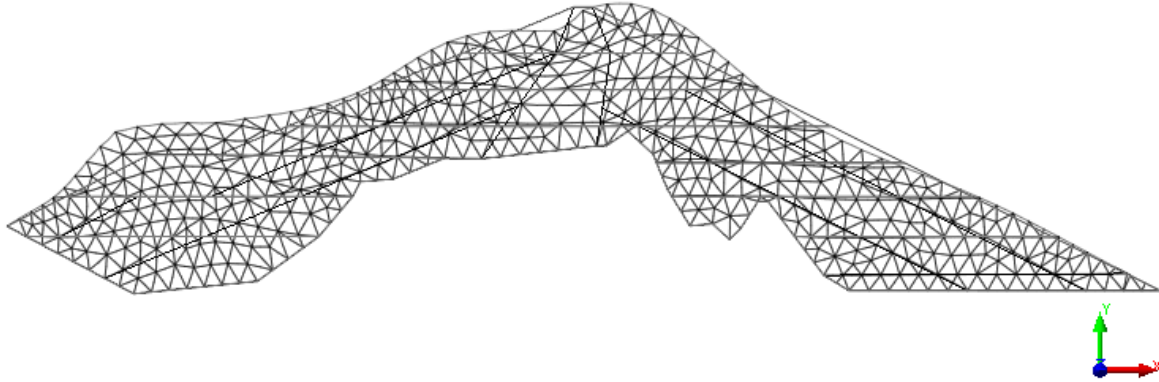
[UNIT] kN , m
[DATA] EIGN: Natural frequencies , DXYZ(V) , MODE 1: f(1.27495)



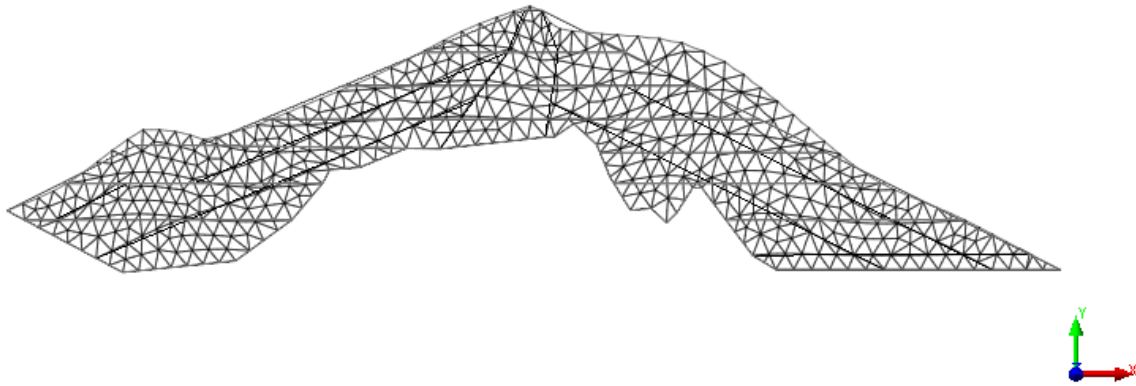
[UNIT] kN , m
[DATA] EIGN: Natural frequencies , DXYZ(V) , MODE 2: f(1.78175)



[UNIT] kN , m
[DATA] EIGN: Natural frequencies , DXYZ(V) , MODE 3: f(1.98954)



[UNIT] kN , m
[DATA] EIGN : Natural frequencies , DXYZ(V) , MODE 8: f(2.78327)



[UNIT] kN , m
[DATA] EIGN : Natural frequencies , DXYZ(V) , MODE 10: f(2.89726)