

## GEOLOGY

# ИССЛЕДОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН ОТ ДЕЙСТВИЯ МНОГОКРАТНЫХ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ, СООРУЖЕННЫХ В ГОРНО- СКЛАДЧАТЫХ РЕГИОНАХ

<sup>1</sup>Аспирант Ани Геворгян,

<sup>2</sup>Профессор Роберт Минасян,

<sup>1</sup>Армения, Ереван, "Региональная служба сейсмической защиты" ГНКО,

Начальник комплексного отдела оценки сейсмической опасности;

<sup>2</sup>Армения, Гюмри, Институт геофизики и инженерной сейсмологии имени А. Назарова,

Главный научный сотрудник

DOI: [https://doi.org/10.31435/rsglobal\\_ws/30092019/6698](https://doi.org/10.31435/rsglobal_ws/30092019/6698)

**ARTICLE INFO**

**Received:** 25 July 2019

**Accepted:** 17 September 2019

**Published:** 30 September 2019

**KEYWORDS**

Seismic stability,  
earth dams,  
seismic load,  
finite element method.

**ABSTRACT**

The problem of seismic stability of homogeneous earth dams constructed in complex geohydrodynamic regions has been solved. The calculations are performed using the finite element method. Given the great extent at the base of such dams, the general equation of their motion is solved taking into account the well-known "traveling wave" method. It is shown that the offset of the existing viscous-plastic properties of earth dams already under the influence of a one-time strong seismic impact in them residual deformations arise, which subsequently develops even with weak earthquakes. This circumstance must be taken into account when designing such dams.

**Citation:** Ани Геворгян, Роберт Минасян. (2019) Issledovanie Sejsmostojkosti Gruntovyh Plotin ot Dejstviya Mnogokratnyh Sejsmicheskikh Vozdejstvij, Sooruzhennyh v Gorno-Skladchatyh Regionah. *World Science*. 9(49), Vol.1. doi: 10.31435/rsglobal\_ws/30092019/6698

**Copyright:** © 2019 Ани Геворгян, Роберт Минасян. This is an open-access article distributed under the terms of the **Creative Commons Attribution License (CC BY)**. The use, distribution or reproduction in other forums is permitted, provided the original author(s) or licensor are credited and that the original publication in this journal is cited, in accordance with accepted academic practice. No use, distribution or reproduction is permitted which does not comply with these terms.

**Введение.** Для большинства стран мира проблема обеспечения водой интенсивно развивающихся хозяйств и растущего населения продолжает оставаться актуальной. В ее решении важное место занимает строительство и безопасная эксплуатация водохранилищ, перераспределяющих сток во времени и пространстве. Особенно велика их роль для ирригационных и энергетических целей и питьевого водоснабжения. В представленной работе основное внимание уделено водохранилищам, построенным в горно-складчатых регионах, к числу которых относится и территория Республики Армения. Для рассматриваемых водохранилищ характерны сравнительно небольшие площади акваторий и затопления земель, большая глубина сработки (в некоторых случаях превышающей 50м и более) и интенсивные процессы заиления. Характерными для таких водохранилищ являются сложные геогидродинамические условия, а также повышенная сейсмичность районов их строительства. Вопросы совершенствования методов расчета прочности и устойчивости плотин таких водохранилищ остаются актуальными и важными. Известно, что их аварии приводят к весьма тяжелым последствиям с человеческими жертвами и большими материальными ущербами. Разрушения и повреждения плотин таких водохранилищ происходят, главным образом, в

результате недостаточной изученности их геогидродинамических условий, неправильного определения их прочности, устойчивости и расчетных расходов водосбросов, некачественного производства строительных работ, неправильной эксплуатации сооружений и в особенности недостаточного учета в проектах влияния изменений природных условий во времени. Прогноз безопасной эксплуатации таких сооружений требует более полного учета тех основанных факторов, которые влияют на их напряженно-деформированное состояние (НДС), в частности при воздействии многократных сейсмических сил.

**Постановка и решение задачи.** Известно, что грунтовые плотины представляют собой конструкции с ярко выраженными вязкопластическими свойствами, т.е. они являются сооружениями, у которых те или иные воздействия будут вызывать остаточные деформации. Такие деформации изменяют начальную геометрию плотины, ее напряженное состояние и прочностные свойства грунтов. Каждое новое сейсмическое нагружение будет действовать на состояние плотины отличное от ее начальной конструкции, так как после каждого воздействия будут происходить соответствующие остаточные перемещения. Следовательно, на стадии проектирования задачу о сейсмической устойчивости плотины надо рассмотреть для повторных землетрясений.

При расчетах сейсмостойкости низконапорных грунтовых сооружений, имеющих сильно распластаный профиль, нельзя ограничиться применением только упрощенных расчетных схем (например, системы со сосредоточенными параметрами при малом числе степеней свободы, схем консольного стержня с учетом одной деформации сдвига в теле сооружения и др.). В частности, более обоснованным является расчет сейсмостойкости грунтовых плотин с использованием метода конечных элементов (МКЭ) [1,2]. При этом непрерывная сплошная среда заменяется системой пластинчатых элементов на деформации которых наложены определенные ограничения. Учитывается, что низкие грунтовые плотины обычно имеют относительно большую протяженность по основанию и общее уравнение движения плотины решается с учетом “бегущей волны” [3,4]. Считается, что все элементы в основании такой плотины перемещаются не как одно целое, а с учетом того обстоятельства, что при землетрясениях могут действовать не только ускорения различной величины, но и разного знака. Рассматриваемое уравнение в матричной форме записывается в следующем виде [1]:

$$[M]\{\ddot{r}\} + [C]\{\dot{r}\} + [K]\{r\} = \sum_{k=1}^n [M]\{B_{2k-1}\}\ddot{u}_x \left(t - \frac{x_k}{V}\right), \quad (1)$$

где  $[M]$ ,  $[C]$  и  $[K]$  - соответственно матрицы масс, затухания и жесткости;  
 $\{r\}$  - вектор смещения узловых точек относительно неподвижного основания;  
 $n$  - число закрепленных узлов на контакте с основанием;  
 $X_k$  - абсцисса  $k$ -ого узла в основании плотины;  
 $V$  - скорость распространения сейсмической волны в основании плотины;  
 $\ddot{u}_x$  - горизонтальное ускорение основания, снятое с акселерограммы на момент времени  $t$ ;  
 $\{B_{2k-1}\}$  - вектор влияния, представляющий смещения узловых точек в плотине при единичном смещении  $k$ -ого узла основания в горизонтальном направлении.

Решение задачи выполнены на все выбранные акселерограммы или когда остаточные перемещения становятся выше допустимых из возможных условий эксплуатации данного сооружения.

Разложение уравнения (1) по форме собственных колебаний позволяет получить систему независимых дифференциальных уравнений относительно каждой формы колебаний. Используя постановки, известные из теории колебаний [5,6] и обозначив:

$$\bar{M} = [X]_i^T [M] [X]_i \text{ и } \bar{P} = \sum_{k=1}^n \{X\}^T [M] \{B_{2k-1}\} \ddot{u}_x \left(t - \frac{x_k}{V}\right)$$

уравнение для  $i$ -той формы можно записать в виде:

$$\ddot{r}(t) + 2\xi_i \omega_i \dot{r}(t) + \omega_i^2 r(t) = \frac{\bar{P}(t)}{\bar{M}}, \quad (2)$$

где  $\xi_i$  - коэффициент затухания для  $i$ -той формы колебаний, принятый как функцию от частоты.

Решение уравнения (2) выполнено численным методом интегрирования по методу Рунге-Кутты [7]. В общем случае эта матрица  $[R]$  одна размерность которой – число, учитывающее форму колебаний, другая – число с шагом оцифровки, снятая из акселерограммы. Из векторов  $\{r\}_i$ , полученных в результате решения уравнения (2) для  $i$ -той формы колебаний, выбирается максимальное значение перемещения -  $r_{max}(t)$ , а момент времени, для которого установлено это перемещение, является расчетным  $t_p$ . Для этого момента времени фиксируются все значения  $r(t_p)$ ,

остальные формы колебаний получены в результате решения уравнения (2). Вся совокупность решений системы уравнений (2) представлена в виде квадратной матрицы  $[R(t_p)]$  с размерностью количества, учитываемых форм колебаний. Каждый  $i$ -тый столбец матрицы определяет перемещение в расчетный момент времени по  $i$ -той форме.

Согласно методу Рэлея [8,9] форма колебаний конструкции задается с точностью до одного, зависящего от времени параметра. Поэтому можно написать:

$$[r(t)] = [X][R(t_p)], \quad (3)$$

где  $r(t)$  – действительные значения перемещения различных точек конструкции на расчетные моменты времени. На эти же моменты времени, в соответствии с законами Гука, для рассматриваемой конструкции могут быть получены динамические напряжения и деформации.

Описанная система оценки наиболее опасного момента для сооружения не исключает случая, когда она не совпадает ни с одним из расчетных моментов. На основании этого по одному или несколькими контрольными элементами выводится информация о пульсации перемещений и напряжений во время действия сейсмической нагрузки. Таким образом можно определить установление наиболее опасного момента.

По величине скорости распространения сейсмической волны в основании грунтовой плотины большой протяженности можно определять взаимное смещение точек основания и реакцию плотины на это перемещение. Смещения узлов области в момент времени  $t$  определены выражением:

$$\{r_B^t\} = [B_{2k-1}] \left\{ u_x \left( t - \frac{x_k}{v} \right) \right\}, \quad (4)$$

где  $u_x$  – значения смещений основания во времени, полученные в результате двойного интегрирования акселерограммы:

$$\{r_s(t)\} = \{r(t)\} + \{r_B(t)\}, \quad (5)$$

По общим перемещениям, используя формулы теории упругости, определены деформации и напряжения в элементах. Принимая статические деформации и напряжения в плотине в качестве начальных значений и, имея после решения динамической задачи картину развития напряженного состояния конструкции во времени, определены образовавшиеся пластические деформации при прохождении сейсмической волны. Путь нагружения установлен в ходе решения динамической задачи, как реакцию сооружения на сейсмическое воздействие. В качестве критерия нагружения принято условие приращение энергии в элементах  $d\mathcal{E} > 0$ ,

$$d\mathcal{E} = (\sigma_{xx}^{ct} + d\sigma_{xx})d\varepsilon_{xx} + (\sigma_{yy}^{ct} + d\sigma_{yy})d\varepsilon_{yy} + (\sigma_{xy}^{ct} + d\sigma_{xy})d\varepsilon_{xy}, \quad (6)$$

где  $\sigma_{ij}^{ct}$  – статические компоненты напряжений;  $d\sigma_{ij}, d\varepsilon_{ij}$  – динамические приращения, соответственно, напряжений и деформаций.

Результаты окончательных расчетов вертикальных и горизонтальных перемещений грунтовой плотины в виде таблицы и графиков приведены ниже (см. таблицу 1 и рисунки 1 и 2).

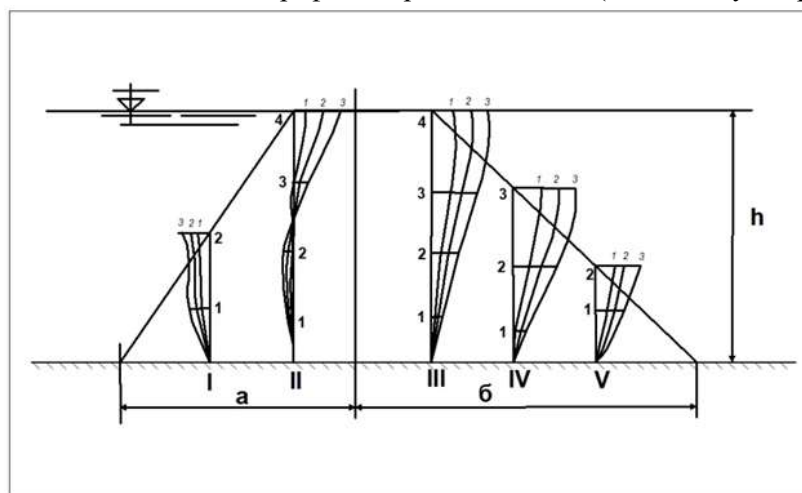


Рис. 1 График вертикальных перемещений однородной грунтовой плотины после многократного сейсмического воздействия величиной  $0,4g$

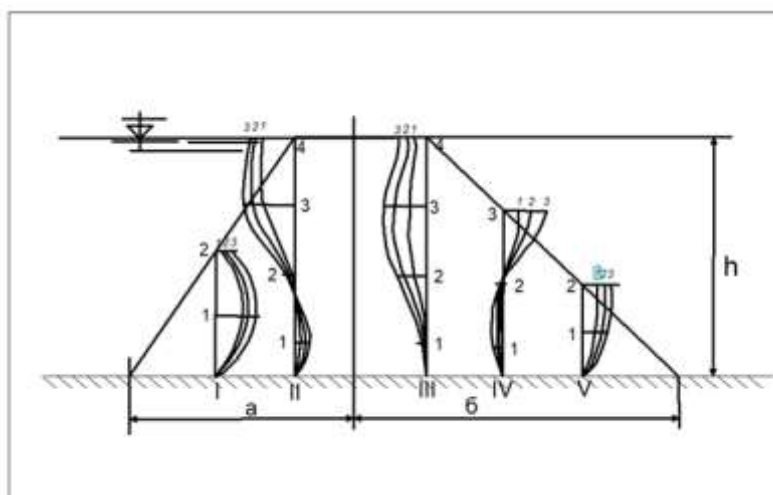


Рис. 2. График горизонтальных перемещений однородной грунтовой плотины после многократного сейсмического воздействия величиной 0,4g

Таблица 1.

Вертикальная нагрузка				Горизонтальная нагрузка			
N	1	2	3	N	1	2	3
<b>I</b>				<b>I</b>			
1	2.150	3.640	7.080	1	4.136	8.039	11.360
2	2.116	3.412	4.035	2	2.160	3.410	4.030
<b>II</b>				<b>II</b>			
1	0.540	1.360	2.140	1	1.301	2.011	3.010
2	0.540	1.560	2.037	2	0.510	1.344	3.168
3	1.567	2.120	3.415	3	9.410	10.310	19.450
4	3.160	6.750	12.125	4	8.690	12.010	13.680
<b>III</b>				<b>III</b>			
1	0.130	0.310	0.430	1	0.380	0.760	1.680
2	1.130	2.230	4.010	2	5.016	8.160	9.030
3	2.100	4.560	6.780	3	4.560	9.010	11.360
4	4.531	1.316	12.037	4	4.160	8.010	10.130
<b>IV</b>				<b>IV</b>			
1	0.680	2.010	3.030	1	1.020	2.163	3.121
2	3.030	5.160	8.370	2	0.370	1.460	2.160
3	8.706	11.863	15.450	3	5.410	10.120	11.316
<b>V</b>				<b>V</b>			
1	2.030	3.310	5.401	1	1.316	2.150	4.560
2	3.780	6.450	10.375	2	3.068	6.610	8.100

**Результаты выполненных исследований:** Проведенные расчеты и полученные результаты подтвердили возможность применения “энергетической модели” для описания процесса динамического нагружения грунтовых плотин. Используемая модель основана на энергетическом условии прочности, зависящей от коэффициента надежности и определяющий запас прочности материала по отношению к его предельному состоянию. Основные положения применения этой модели подтверждены большим числом экспериментальных исследований, выполненных для различных по составу и физическим свойствам грунтов [10,11,12]. Принятая модель достаточно точно описывает нелинейность связи между приращениями напряжений,

деформаций и учитывает дилатантные свойства пород. К преимуществам использованной модели можно отнести также то обстоятельство, что все численные значения констант могут быть получены из экспериментов применением прибора трехосного сжатия. В целом на основании выполненных расчетов по определению вертикальных и горизонтальных перемещений однородной грунтовой плотины после многократного сейсмического воздействия величиной  $0.4g$ , **сделаны следующие основные выводы:**

- Пластические свойства грунтов, рассматриваемых топов плотин при землетрясении любой силы приводят к появлению в ней остаточных деформаций (перемещений) разной величины.
- Переход грунтов из допредельного в предельное состояние возможен только при относительно сильных сейсмических воздействиях (9 баллов и более).
- Особенности поведения грунтов в предельной и запредельной стадии работы сооружения, возникшие при сильных сейсмических воздействиях, в дальнейшем изменяются уже и при слабых землетрясениях.
- В целом при расчетах проектируемых грунтовых плотин необходимо учесть не только влияние на них предельно допустимого одноразового сейсмического воздействия, но и последствия многократных динамических нагружений.

### ЛИТЕРАТУРА

1. Зинкевич О. «Метод конечных элементов в технике». М.: МИР, 1975.
2. OC. Zienkiewicz, R.L Taylor. The Finite element method. Volume 1, 2, 3. Fifth edition, Butterword-Heineman, 2000.
3. Рассказов Л.Н., Бестужева А.С. «Сейсмостойкость грунтовых плотин», «Гидротехническое строительство» №1, 1992.
4. Рассказов Л.Н., Бестужева А.С., Абарин А.М. Безопасность грунтовой плотины при сейсмических воздействиях в пространственной постановке. Сб. «Безопасность энергетических сооружений», №4, 1999
5. Терцаги К. «Теория механики грунтов». — М., Госстройиздат, 1961
6. Шейнин И. С. «Колебания конструкций гидросооружений в жидкости (Справочное пособие по динамике гидросооружений. Часть 1)». Л: Энергия. 1967.
7. Корн Г., Корн Т. «Справочник по математике» - М.: Наука, 1974.
8. Современное состояние теории сейсмостойкости и сейсмические сооружения. Под ред. С.В.Полякова. — М., Стройиздат, 1973,
9. Флорин В.А. «Основные уравнения грунтовой массы» - Известия ВНИИГ. 1939. т.25
10. Абарин А.М. Влияние динамического воздействия на грунтовую плотину. Плоская и пространственная задачи. Сборник работ молодых ученых факультета ГСС МГСУ, №1, 1999.
11. Vicent D., Portilla R. Static and dynamic behavior of soil dams. Proceedings of the international symposium on seismic and environmental aspects of dams design: earth, concrete and tailings dams. Volume I, Santiago, 1996.
12. Seed H., Martin J., Analysis of soil liquenfaction: Niigata earthquake. J. of the soil Mech. and Found., 1987.