

**ДИНАМИЧЕСКОЕ ПОВЕДЕНИЕ И НАПРЯЖЕННО-
ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЗАЩИТНОЙ ДАМБЫ ПРИ
НЕСТАЦИОНАРНЫХ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ**

Вирішено задачу про коливання ґрунтових дамб, що встановилися та не встановилися при хвильовому впливі. Проведено порівняльний аналіз отриманих полів напружень в дамбах з різним коефіцієнтом укосу.

**DYNAMIC BEHAVIOUR AND INTENSIVE-DEFORMED CONDITION OF
A PROTECTIVE DAM AT NON-STATIONARY SEISMIC INFLUENCES**

The task about the established and unsteady fluctuations of earth dams is decided at wave influence. The comparative analysis of the received fields of pressure in dams with various factor of a slope was carried out.

В работе [1] изложена постановка задачи о напряженно-деформированном состоянии защитных дамб при динамических воздействиях с учетом неравномерного увлажнения тела дамбы фильтрационными потоками.

Для этого рассматривается поперечное сечение земляного сооружения, находящегося в условиях плоской деформации, когда к приложенной на части поверхности гравитационным и поверхностным силам добавляются перемещения части поверхности, которые в общем случае являются функциями времени.

Для математической постановки используется вариационный принцип минимума полной энергии системы:

$$\delta\Pi - \delta'W = 0 \quad (1)$$

где $\delta\Pi$ - приращение потенциальной энергии системы, а $\delta'W$ - сумма работ внешних сил на возможных перемещениях.

Уравнение состояния среды, учитывающее зависимость между компонентами напряжений σ_{ij} и деформаций ϵ_{ij} :

в случае упругой среды -

$$\sigma_{ij} = \lambda \epsilon_{ij} \delta_{ij} + 2\mu \epsilon_{ij} ; \quad (2)$$

в случае просадочного грунта для шаровой части тензора напряжений с учетом влажности -

$$\frac{dP}{dt} = K^* \exp[\alpha(1 - I)] \frac{d\theta}{dt} , \quad (3)$$

где P - полное давление, а θ - полная объемная деформация, представляющие первые инварианты тензоров напряжений и деформаций; $I = I_S + I_W$ - пара-

метр, характеризующий структурное изменение грунта под действием сжимающей нагрузки и влажности; $I_S = \frac{\theta}{\theta_*}$, где θ_* - предельное значение объемной

деформации, при которой структура грунта полностью разрушается; $I_W = \frac{W}{W_*}$, где W - текущая влажность грунта, а W_* - влажность грунта, при которой его структурная прочность полностью разрушается.

Граничные условия на жестком основании означают отсутствие возможных перемещений

$$\delta \vec{u} = 0 \quad (4)$$

Внешнее воздействие представляется объемными силами - весом, приложенными по всему объему сооружения и поверхностными силами, действующими на части поверхности сооружения и являющиеся, по существу, нагрузкой от воды.

К объемным силам добавляются силы инерции, приходящиеся на единицу объема

$$j_x = -\rho \frac{\partial^2 u_1}{\partial t^2}, j_y = -\rho \frac{\partial^2 u_2}{\partial t^2} \quad (5)$$

Наличие сил, зависящих от времени, приводит к необходимости задания начальных условий при $t=0$:

$$u_i = u_{i0}(x, y), \quad \dot{u}_i = \dot{u}_{i0}(x, y). \quad (6)$$

Разрешающую систему уравнений для решения динамической задачи получим с использованием метода конечных элементов с треугольной дискретизацией рассматриваемой области. Для этого к уже определенным узловым силам от веса и поверхностной нагрузки необходимо добавить силы инерции, приведенные к узлам элементов.

Приведение сил инерции (5) к узлам элемента r выполняется также как и для объемных сил G . В результате вектор обобщенных сил инерции J в узлах элемента определяется выражением

$$(J)^r = -\left\{ \int_{V^r} \{[U]^r\}' \rho [U]^r dv \right\} (\ddot{q})^r, \quad (7)$$

где квадратная матрица

$$[a]^r = \int_{V^r} \rho \{ [U]^r \}' [U]^r dv \quad (8)$$

является матрицей масс элемента r , элементы которой представляют собой обобщенные реакции в узлах элемента при соответствующих единичных ускорениях. Матрица масс всей системы формируется из матриц масс отдельных элементов $[a]^r$ по тем же алгоритмам, что и общая матрица жесткости.

Таким образом, получив узловые обобщенные силы, соответствующие силам инерции, весу и поверхностной нагрузки, уравнение (1) преобразуется в матричную систему обыкновенных дифференциальных уравнений второго порядка:

$$[M](\ddot{q}) + [K](q) - (R) = 0. \quad (9)$$

К полученной системе следует добавить начальные условия, вытекающие из (6) и того факта, что перемещения в пределах каждого элемента линейно аппроксимируются, тогда при $t=0$

$$(q) = (q_0), \quad (\dot{q}) = (\dot{q}_0). \quad (10)$$

Решением системы уравнений (9) с начальными условиями (10) является вектор узловых перемещений всей системы (q) , зависящий от времени, удовлетворяющий начальным и граничным условиям, по которому определяются перемещения, деформации и напряжения в любом элементе по полученным формулам. Решение системы (9) в настоящей работе определяется методом Ньюмарка [2], основанным на независимых разложениях $q(t_i + \tau)$ и $\dot{q}(t_i + \tau)$ в ряды по степеням τ (шаг по времени) до третьего порядка. Для отыскания q_{i+1} используется уравнение движения (9) и получается алгебраическая система уравнений

$$Aq_{i+1} = P_{i+1}, \quad (11)$$

где

$$A = K + \frac{1}{\alpha\tau^2} M,$$

$$P_{i+1} = R_{i+1} + M \left(\frac{q_i}{\alpha\tau^2} + \frac{\dot{q}_i}{\alpha\tau} + \left(\frac{1}{2\alpha} - 1 \right) \ddot{q}_i \right).$$

Алгебраическая система уравнений (11) решается методом Холецкого [3].

В отличие от установившегося процесса при продолжительном воздействии на дамбу поверхностных волн, вызванных продолжительным ветром, сейсмическое воздействие носит выраженный нестационарный кратковременный характер. Преобладающий период сейсмического воздействия имеет порядок, соизмеримый с основным периодом собственных колебаний исследуемых дамб, поэтому их поведение и возникающее в них при этом напряженно-деформированное состояния представляют значительный интерес, тем более, что, как показывают события последнего времени, назрел вопрос о необходимости пересмотра существующего подхода к сейсмостойкому строительству в районе нефтяных месторождений.

В качестве сейсмического воздействия нами был выбран колебательно-затухающий закон изменения ускорения основания по времени в виде

$$\ddot{i}_0 = A \exp(-\alpha t) \sin(\omega t), \quad (12)$$

где α – коэффициент, характеризующий затухание воздействия со временем. В приведенных ниже расчетах его значение равнялось 2; ω - преобладающая частота воздействия. В выполненных расчетах ее значение принималось близким основным (круговым) частотам колебаний рассматриваемых дамб и равнялось 67 рад/сек; A - максимальное ускорение основания, соответствующее 8-балльному землетрясению: $A = 0,5$ м/сек².

Выбор искусственной акселерограммы в виде (12) представляется упрощенным подходом, однако сохраняющим основные количественные характеристики реальных акселерограмм. Такими характеристиками являются преобладающие периоды колебаний (0,1 сек) и максимальная амплитуда ускорения восьмибалльного землетрясения, соответствующая этому периоду, и равная 0,05g.

Получены перемещения некоторых точек верхового откоса в горизонтальном и вертикальном направлениях при расчете дамбы с коэффициентом заложения $m=8$. Горизонтальные колебания происходят относительно нулевой линии, тогда как вертикальные - относительно уровня статического положения равновесия, т.к. для получения полной картины напряженно-деформированного состояния здесь учитывается собственный вес дамбы. Преобладание амплитуды вертикальных колебаний верхней точки над амплитудой горизонтальных объясняется вертикальным характером первой формы колебаний, имеющей частоту, близкую к частоте воздействия.

Перемещения соответствующих точек остальных дамб под действием указанной искусственной акселерограммы мало чем отличаются от рассмотренных перемещений точек дамбы с откосом $m=8$. В основном эти отличия связаны с незначительным изменением основной частоты собственных колебаний дамб с различными углами откоса. Амплитуды колебаний изменяются с течением времени.

Компоненты напряженного состояния дамбы получены в различные моменты времени и соответствуют максимальным значениям напряжений в данной

части дамбы. То есть на каждом шаге интегрирования программа предусматривала анализ получаемых результатов в каждом конечном элементе на предмет выявления максимального (по модулю) значения того или иного напряжения, которые затем и были представлены в виде изобар.

Сравнение полей напряжений, возникающих в теле дамбы при нестационарном воздействии, приводит к следующим выводам.

Здесь, как и ранее, крутизна или, напротив, пологость откоса оказывает влияние на возникающее в теле дамбы напряженно-деформированное состояние. На верховом откосе появляются растягивающие напряжения, причем их величина на крутом откосе вдвое превосходит главные напряжения в пологом откосе. С увеличением крутизны значительно возрастают и касательные и максимальные касательные напряжения.

Таким образом, воздействие сейсмических нагрузок приводит к появлению дополнительных динамических нагрузок в теле защитной дамбы, что необходимо учитывать при их проектировании.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ержанов Ж.С., Баймухаметов М.А., Куангалиев М.А. Исследование напряженно-деформированного состояния защитной дамбы при динамических воздействиях // Труды Международной научно-практической конференции, посвященной 10-летию независимости Республики Казахстан «Современные проблемы образования и науки в начале века». – Караганда, 2001. – С. 86-90.
2. Образцов И.Ф., Савельев Л.М., Хазанов Х.С. Метод конечных элементов в задачах строительной механики летательных аппаратов. – М.: Высшая школа, 1985. – 392 с.
3. Уилкинсон Дж. Х. Алгебраическая проблема собственных значений. – М.: Наука, 1970. – 504 с.

УДК 622.673.6.001.4:620.178.3

В.И. Бережинский

О МОДЕЛИРОВАНИИ ПРОЦЕССА УСТАЛОСТНОГО РАЗРУШЕНИЯ СТАЛЬНЫХ ПРОВОЛОЧНЫХ КАНАТОВ

На основі експериментальних даних сформульовано принципи побудови можливих статистичних моделей для опису процесу накопичування стомленостних обривів проволочок в сталевих канатах.

ABOUT MODELING PROCESS WEARINESSING DESTRUCTION OF STEEL WIRE ROPES

On the basis of experimental data the principles of construction of possible statistical models for the description of process of accumulation wearinessing of breakages of wire in steel ropes are formulated.

При експлуатації сталевих проволочних канатів на підйомно-транспортних установках в отличие від звичайних деталей машин, працюючих під дією змінних навантажень, заведомо передбачається продовження використання канатів, у яких відбувається усталостне руйнування, виражається в появі обривів проволочок. Більше того, саме можливість стежити за ступенем усталостного руйнування канатів було одним з їх переваг по відношенню до гачків, які в XIX столітті стали використовувати вме-