

Салямова К.Д., д-р техн. наук, вед. н. с.,
Руми Д.Ф., канд. техн. наук, с. н. с.
Институт сейсмостойкости сооружений АН РУЗ

ДИНАМИКА ГРУНТОВОГО ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО СООРУЖЕНИЯ С УЧЕТОМ РЕОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТА

vovagjan@mail.ru

В статье изложены результаты исследований по изучению характера деформаций просадочных грунтов в основании фундаментов. Рассмотрено уплотнение лёссовидной супеси по глубине тяжёлыми трамбовками на исследуемом участке. Было установлено, что трамбование значительно уменьшило степень просадочности грунтов дна котлована, или полностью были утрачены просадочные свойства. Приводятся рекомендации в виде аналитических и табличных зависимостей: изменение коэффициентов относительной просадочности в основании котлованов; значение модуля общей деформации и расчетного давления; значение коэффициентов упругого равномерного сжатия; значение коэффициентов относительного сжатия.

Ключевые слова: глубина уплотнения, трамбование, оптимальная влажность, лёссовые грунты, степень просадочности.

Введение. Применяемые нормативные методы расчета грунтовых гидротехнических сооружений (плотины, дамбы, отвалы и т.п.) на сейсмические воздействия [1, 2] не учитывают реальные физико-механические характеристики грунта и работу сооружения в неоднородной постановке. В приведенной работе учитываются такие факторы как реальные свойства грунта и геометрия грунтового сооружения, которые играют важную роль при оценке его прочности при различных воздействиях.

Методология. Разработана методика и комплекс прикладных программ для численного

$$\delta A = \delta A_\sigma + \delta A_p + \delta A_{ii} = - \int_V \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} dV + \int_{S_e} p \delta u dS_e - \int_V \rho i i \delta u dV = 0 \quad (1)$$

где интегралы представляют работу сил упругости, поверхностных сил (гидростатическое давление на верховой откос S_e) и сил инерции при динамическом воздействии. При этом граничные условия приняты следующими:

- поверхность боковых откосов и гребень плотины свободны от нагрузок: $\sigma_{ij} n_j = 0$, (n – вектор нормали к поверхности);

- отсутствие перемещений на жесткой границе основания: $\delta u|_{y=0} = 0$; $\delta v|_{y=0} = 0$.

Определение динамических характеристик – основных частот и форм собственных колебаний, представляющее первый этап исследования, сводится в ходе конечно-элементной дискретизации области треугольными элементами (рис.1) к алгебраической проблеме на собственные значения

$$([K] - \omega^2 [M])\{u\} = 0 \quad (2),$$

где $[K]$, $[M]$ – матрицы жесткости и масс системы, полученные с учетом граничных условий; ω – собственные частоты и $\{u\}$ – формы колебаний. Решением проблемы на собственные зна-

расчета напряженно-деформированного состояния грунтового сооружения при динамических воздействиях с учетом различных свойств грунта – упругих, вязких (увлажненных) и с диссипацией энергии по закону сухого трения Сорокина [3]. Задача решена численно – методом конечных элементов.

Основная часть. Математическая постановка динамической задачи включает в себя вариационное уравнение принципа возможных перемещений

числения (2) осуществляется, например, методом Якоби.

В качестве примера рассмотрена Чарвакская грунтовая плотина высотой $H=168$ м, с коэффициентами откосов – $m_1=m_2=2.2$, ядра – $m_1=m_2=0.2$ и физико-механическими параметрами грунта упорных призм (каменная пригрузка) $E=3500$ МПа; $\rho=1800$ т/м³; ядро (суглинок) – $E=3000$ МПа; $\rho=1700$ т/м³, коэффициент Пуассона для призм и ядра – $\nu=0.3$. Расчетная модель плотины, представленная ее центральным поперечным сечением (рис.1), удовлетворяет условиям плоской деформации вследствие протяженности и симметрии сооружения.

Полученная при решении системы (2) первая частота равна $\omega_1=1,69$ Гц (период $T_1=0,59$ с), а соответствующая ей форма, представляющая горизонтальный сдвиг сечения, изображена на рис. 1 – фоне недеформированной конечно-элементной сетки.

Горизонтальные колебания являются преобладающими при многокомпонентном воздействии с основной частотой собственных колеба-

ний плотины или при воздействии, горизонтальная составляющая которого превосходит по ве-

личине составляющие в ортогональных направлениях.

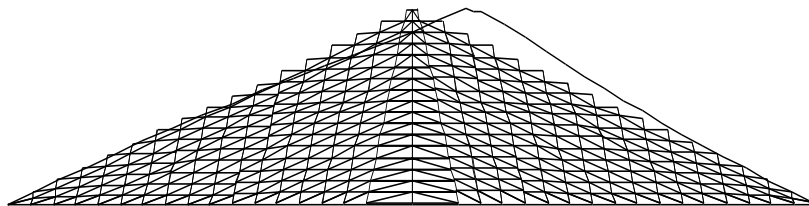


Рис. 1. Первая форма колебаний плотины

Полученная форма (горизонтальный сдвиг сечения) формирует сейсмическую нагрузку S [1, 2]. Кроме сейсмической нагрузки на плотину, являющейся составной частью гидротехнического комплекса, удерживающего большой объем воды в водохранилище, действует гидростатическое давление $P=\gamma h$, увеличивающееся с глубиной h . Для определения напряженно-деформированного состояния в сечении плотины под действием указанных нагрузок решается статическая задача, представленная системой алгебраических уравнений

$$[K]\{u\}=\{S\}+\{P\} \quad (3)$$

Здесь $\{S\}$ – сейсмическая нагрузка [1, 2], а $\{P\}=\gamma h$ – гидростатическое давление на верховой откос. По полученным перемещениям $\{u\}$ узловых точек модели при помощи уравнений Коши определяются деформации, а по закону Гука – напряжения в плотине.

Распределение главных напряжений в сооружении при горизонтальном сдвиге (первая форма колебаний), полученное без учета и с учетом гидростатики, показано на рис.2.

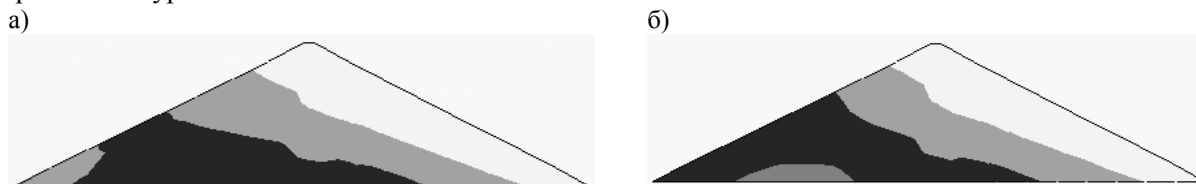


Рис. 2. Распределение главных (растягивающих) напряжений - σ_1 в плотине: без гидростатического давления (а) и с учетом гидростатики (б) при горизонтальных колебаниях, МПа: 0,032÷0,71 (белая зона); 0,71÷1,42 (серая); 1,42÷2,53 (черная)

Результаты показывают, что при горизонтальном сдвиге в сторону низового откоса происходит растяжение центральной части верхового откоса, а дополнительный учет гидростатического давления на верховой откос увеличивает растягивающие напряжения у его основания.

Проведенная оценка прочности плотины при сейсмическом воздействии выполнена в предположении упругого грунта сооружения. Однако, динамическое поведение массивной грунтовой плотины при сейсмическом воздействии определяется не только упругими характеристиками грунта, интенсивностью воздействия и его частотой, способной вызвать опасный резонансный режим колебаний, но и диссипацией энергии в грунте, состоянием его увлажненности, более или менее быстро уменьшающимися уровнем колебаний и приводящими сооружение к статическому равновесию. В статье приводится анализ влияния на динамику плотины, находящейся в резонансном режиме колебаний, различных свойств грунта: упругих, вязких (увлажненных) и с диссипацией энергии по закону сухого трения.

При исследовании динамического поведения плотины при двухкомпонентном сейсмическом воздействии частота воздействия выбира-

лась равной основной частоте колебаний плотины в виде

$$\ddot{u}_0 = A \sin(2\pi\omega_1 t) \quad (4)$$

Начальные условия приняты однородными, а амплитуда ускорения основания соответствует 7-балльному землетрясению ($A=0,1m/c^2$) по горизонтальной и вертикальной осям. Продолжительность воздействия $T=2$ сек.

При исследовании динамического поведения – вынужденных колебаний при динамическом (сейсмическом) воздействии вариационное уравнение сводится к разрешающей системе дифференциальных уравнений

$$[M]\left\{\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}\right\} + [C]\left\{\frac{\partial u}{\partial t}\right\} + [K]\{u\} = [M]\left\{\frac{\partial^2 u_0(t)}{\partial t^2}\right\} \quad (5)$$

где $[K]$, $[M]$, $[C]$ - матрицы жесткости, массы и диссипации модели; $\{u\}$ - искомый вектор узловых перемещений;

$\frac{\partial^2 u_0}{\partial t^2}$ - двухкомпонентное ускорение основания.

Решение системы дифференциальных уравнений осуществляется методом Ньюмарка [4] с параметрами, обеспечивающими безусловную сходимость процесса.

Динамические расчеты производились для грунтов, обладающих различными свойствами. Целью расчетов являлось построение зависимости перемещений точек сооружения от времени.

В отсутствие диссипации энергии ($[C]=0$) система описывает движение упругой плотины без затухания. Этот случай при кратковременном воздействии $T=2$ сек представлен на рис.3-а горизонтальными перемещениями двух точек плотины – на гребне (сплошная линия) и на откосе (линия со звездочками). Эти результаты можно определить как тестовые, подтверждающие достоверность вычислений, а именно - возникновение резонанса при равенстве частоты воздействия и собственной частоты колебаний сооружения. При таком воздействии преобладают горизонтальные колебания плотины, вертикальные же – незначительны, а потому не приводятся. После прекращения воздействия ($t>2$ с) колебания переходят в разряд установившихся (рис.3-б) с достигнутой на момент прекращения воздействия амплитудой.

Таким образом, при внешнем воздействии с частотой, равной частоте горизонтальных колебаний сооружения, в сооружении возникают

горизонтальные колебания с амплитудой, линейно увеличивающейся со временем до момента прекращения воздействия (до $T=2$ с).

Для описания поглощающих свойств увлажненных грунтов и получения разрешающей системы уравнений, применялась динамическая модель вязкоупругой среды Кельвина-Фойгта, используемая при расчете оснований и гидросооружений из грунтовых материалов на сейсмические воздействия, поскольку она позволяет учитывать поглощение энергии колебаний и зависимость затухания колебаний от частоты

$$\sigma_{ij} = \lambda\theta\delta_{ij} + 2G\varepsilon_{ij} + \lambda'\dot{\theta}\delta_{ij} + 2G'\dot{\varepsilon}_{ij} \quad (6)$$

где σ_{ij} , ε_{ij} - компоненты тензора напряжений и деформаций; λ , G – коэффициенты Ляме; λ' , G' - соответствующие им коэффициенты вязкости среды; $\theta = \frac{1}{3}(\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3)$,

$\dot{\theta} = \frac{1}{3}(\dot{\varepsilon}_1 + \dot{\varepsilon}_2 + \dot{\varepsilon}_3)$ - объемная деформация и ее скорость; δ_{ij} - символ Кронекера.

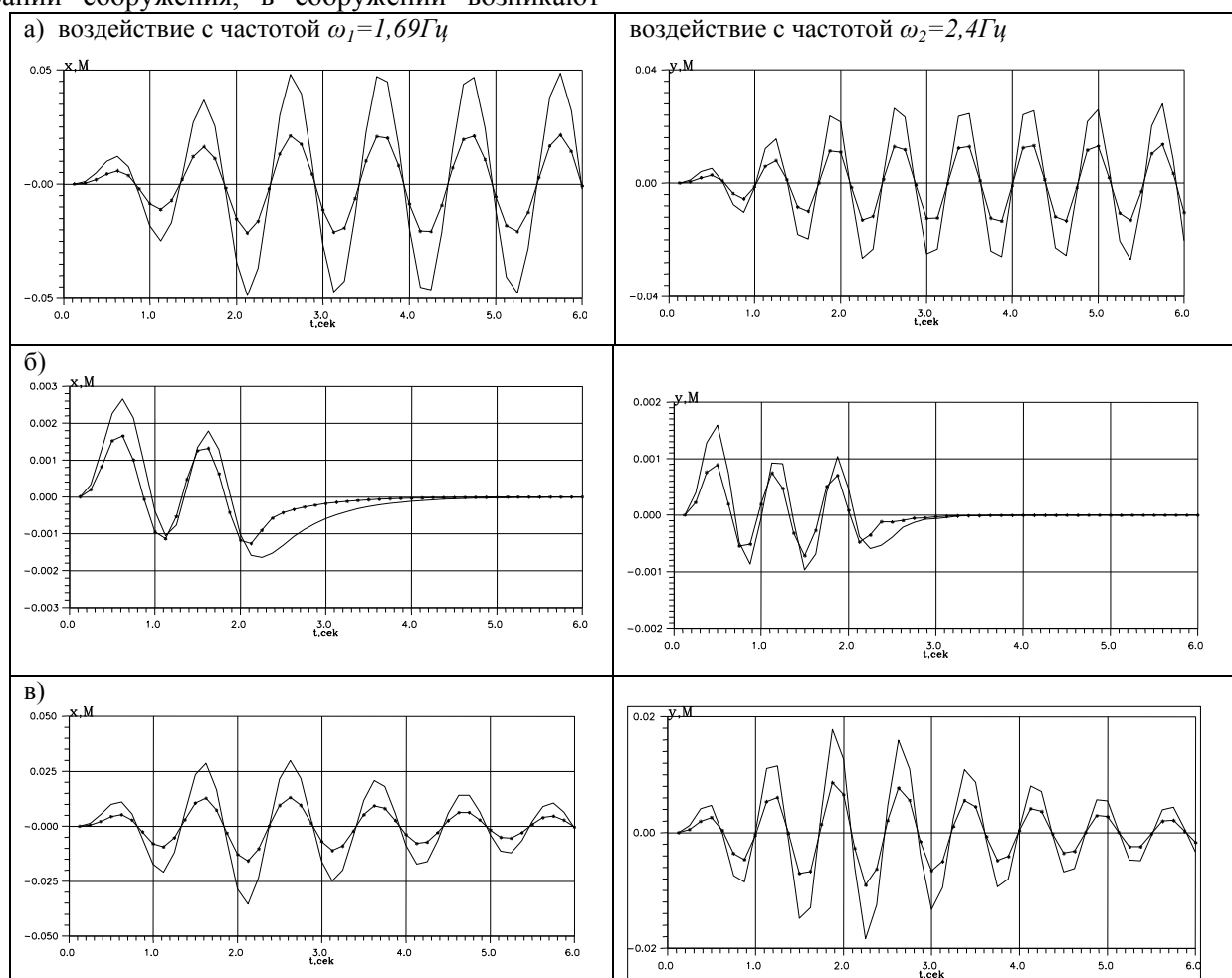


Рис. 3. Горизонтальные (слева) и вертикальные (справа) перемещения точек плотины при двухкомпонентном воздействии с частотой $\omega_1=1,69$ Гц (слева) и с частотой $\omega_2=2,4$ Гц (справа) продолжительностью $T=2$ сек

Использование комплексных модулей $\lambda(i\omega)=\lambda-i\omega\lambda'$ и $G(i\omega)=G-i\omega G'$ позволяет представить динамическую модель Кельвина-Фойгта аналогично закону Гука:

$$\sigma_{ij} = \lambda(i\omega)\theta\delta_{ij} + 2G(i\omega)\varepsilon_{ij} \quad (7)$$

что дает возможность обобщения задач идеальной теории упругости на случай неидеально упругих сред, какой является грунтовая среда плотины. Использование указанной модели в

$$\{\ddot{q}\} + \eta \text{diag}(\omega_i^2)\{\dot{q}\} + \text{diag}(\omega_i^2)\{q\} = [M]^{-1}\{P(t)\} \quad (9)$$

Для подбора значения η воспользуемся известными данными [2], согласно которым для коэффициента внутреннего поглощения грунта ψ даются значения $0,2 \leq \psi \leq 0,35$. А учитывая связь коэффициента ψ с коэффициентами трения (коэффициенты при производной перемещений) и частотами (ω_i)

$$\psi = \frac{2\pi\eta_i\omega_i^2}{\omega_i}, \text{ получим } \eta_i = \frac{\psi}{2\pi\omega_i} \quad (10)$$

С учетом диапазона изменения ψ ($0,2 \leq \psi \leq 0,35$) и спектра основных частот ($1 \div 3$ Гц), получим следующие пределы изменения коэффициента η

$$0,006 \leq \eta \leq 0,0175, \quad (11)$$

откуда выберем среднее значение $\eta=0.01$, используемое в расчетах динамического поведения грунтовой плотины на динамическую нагрузку.

Полученные горизонтальные перемещения точек плотины с учетом вязкого трения при указанном кратковременном воздействии приведены на рис. 3-б. Сравнивая графики на рис. 3-а и рис.3-б можно увидеть, что учет вязкости грунта почти на порядок снижает амплитуду колебаний, не вызывая резонанса в сооружении. После прекращения воздействия амплитуда быстро затухает, минуя режим свободных колебаний (рис.3-а и 3-б).

И, наконец, учет диссипации в виде сухого трения сводит решение к системе дифференциальных уравнений –

$$[M]\{\ddot{u}\} + 2\varepsilon[M]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{f(t)\} \quad (12)$$

где $\varepsilon = \frac{\delta}{2\pi}\omega$ - удвоенный коэффициент затухания колебаний; δ - логарифмический декремент колебаний; ω - собственная частота колебаний сооружения.

Результаты горизонтальных перемещений тех же точек плотины с учетом сухого трения в грунте – на рис.3-в. Прекращение воздействия приводит к постепенно затухающим колебаниям

конечно-элементной дискретизации сооружения приводит к разрешающей системе дифференциальных уравнений

$$[M]\{\ddot{q}\} + \eta[K]\{\dot{q}\} + [K]\{q\} = \{P(t)\} \quad (8)$$

с коэффициентом вязкости $\eta=\lambda'+2G'$

Учитывая $[M]^{-1}[K] = \text{diag}(\omega_i^2)$, получим систему отдельных уравнений

- в отличие от вязкоупругого случая, когда колебания прекращаются сразу с прекращением воздействия (ср. рис.3-в и рис.3-б). Диссипация энергии в плотине с сухим трением в грунте проявляется в меньшей степени, чем в вязком грунте, с большей амплитудой колебаний в процессе воздействия. Превышение амплитуды горизонтальных колебаний над вертикальными для всех трех грунтов сооружения объясняется проявлением при указанном воздействии колебаний плотины по первой форме, при которой преобладают горизонтальные перемещения точек сечения плотины. Преобладание вертикальных смещений точек сооружения наблюдается при воздействии с частотой $\omega_2=2,4$ Гц, вызывающем колебания сооружения по второй (вертикальной) форме.

На рис.3 (справа) представлены перемещения тех же точек плотины при двухкомпонентном воздействии с частотой $\omega=\omega_2=2,4$ Гц, вызывающем вертикальный резонанс в сооружении с упругим грунтом в процессе воздействия и плавное или колебательно-затухающее поведение при учете вязкого или сухого трения в грунте (рис. 3. справа).

Выводы. На основании проведенных исследований динамики грунтовой плотины с различными свойствами грунта при сейсмических воздействиях, вызывающих колебания по основным формам, выявлено

- появление резонанса в плотине с упругим грунтом и переход сооружения в режим установившихся колебаний с прекращением воздействия;
- плавный возврат плотины с увлажненным грунтом к состоянию статического равновесия после прекращения воздействия;
- постепенное затухание колебаний плотины с диссипацией в грунте по сухому трению после прекращения воздействия.

При колебаниях заполненного водохранилища происходит усиление прочности верхового откоса.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ШНК 2.06.11-04. Строительство в сейсмических районах. Гидротехнические сооружения. Госархитекстрой. Ташкент, 2004. 40 с.
2. Мирсаидов М.М. Теория и методы расчета грунтовых сооружений на прочность и сейсмостойкость. Ташкент: Фан, 2010. 312 с.
3. Мирсаидов М.М., Годованников А.М. Сейсмостойкость сооружений. Ташкент: Узбекистан, 2008. 220 с.
4. Образцов И.П., Савельев Л.М. МКЭ в задачах строительной механики летальных аппаратов. М.: Высшая школа, 1985. 390 с.