

УДК 502/504 : 626/627

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ОСНОВАНИЯ НИЗКОНАПОРНЫХ ПЛОТИН НА СЛОИСТЫХ ГРУНТАХ

Поступила 01.09.2016 г.

© **Данияр Танирбергенович Палуанов**
 Научно-исследовательский институт Иригации и водных проблем, г.Ташкент, Узбекистан

THE STRESS-STRAIN STATE OF LOW-HEAD DAMS' BASIS ON STRATIFIED SOIL

Received on September 01, 2016

© **Daniyar Tanirbergenovich Paluanov**
 Research institute of Irrigation and water problems, Tashkent, Uzbekistan

В статье рассматривается напряженно-деформированное состояние основания низконапорных плотин на слоистых грунтах. Приведены особенности строительства низконапорных плотин на слоистых грунтах. Приведена расчетная модель для решения напряженно-деформированного состояния грунтов основания низконапорных плотин. Установлены расчеты напряженно-деформированного состояния грунтов основания под действием веса сооружений и гидростатического давления воды верхнего бьефа плотины.

Ключевые слова: низконапорная плотина, напряженно-деформированное состояние, слоистый грунт, основание, гидростатическое давление воды, вес сооружения.

Введение. Согласно существующего КМК 2.02.02-98 [1], при проектировании основания гидротехнических сооружений должны быть предусмотрены решения, обеспечивающие надежность, долговечность и экономичность сооружений на всех стадиях строительства. Поэтому проектируемые сооружения оцениваются этими условиями.

Из-за нехватки водных ресурсов в республике, наиболее рациональным решением является строительство низконапорных гидротехнических сооружений (плотин). Низконапорные плотины – это наиболее распространенный класс сооружений как бетонные, так и грунтовые. Важными факторами строительства таких сооружений является то, что они не требуют высокой материалоемкости, трудоемкости и высокой стоимости, а также длительной срок строительства и самое главное, не-

This article is considered stress-strain state of low-head dams' basis on stratified soil. The peculiarities of construction of low-head dams on stratified soils are resulted. The calculated model for the solution of the stress-strain state of low-head dams' basis is resulted. The calculations of the stress-strain state of soil base under the weight of the constructions and the hydrostatic pressure of water the upstream dam are established.

Keywords: low-head dam, stress-strain state, stratified soil, base, hydrostatic water pressure, weight construction.

зависимо от назначения строительства сооружений, их можно построить в любых климатических, геологических и гидрогеологических условиях местности.

В связи с необходимостью обеспечения населения устойчивыми водными ресурсами приходится строить новые низконапорные гидротехнические сооружения в тех местах, какие ранее, с геологической точки зрения, считались непригодными для их строительства.

По оценкам ведущих экспертов, основными причинами развития деформаций основания сооружений являются неоднородность основания и неоднородность напряженно-деформированного состояния грунтов. Неоднородность основания может быть вызвана из-за выклинивания слоев под отдельными частями сооружения, линзообразно залегание грунтов, неоднородной толщи-

ны слоев, различия в плотности грунта и др. А неоднородность напряженно-деформированного состояния грунтов основания происходит из-за неоднородной загрузки фундаментов, взаимного влияния загрузки соседних фундаментов, неодновременной консолидацией грунтов в основании и пр.

Материалы и методы исследования. В настоящее время успешно принимается метод конечных элементов (МКЭ) для расчета напряженно-деформированного состояния основания низконапорных плотин на слоистых грунтах. МКЭ является другим дискретным методом решения плоской и пространственной задачи теории упругости.

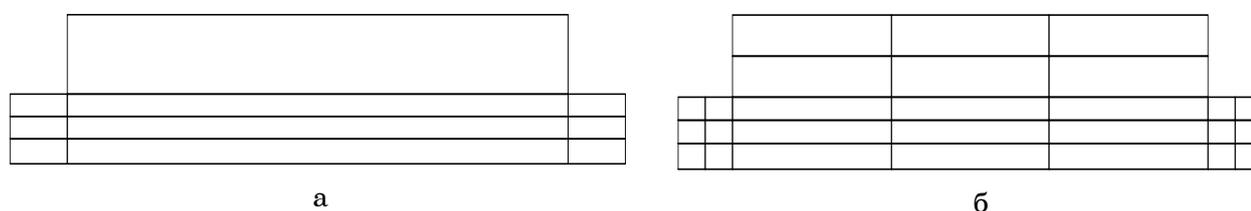


Рис. 1. Исходная модель (а) и ее конечно-элементная дискретизация (б)

Исходным уравнением при расчете МКЭ является вариационное уравнение принципа возможных уравнений, согласно которому сумма работ всех сил на возможных перемещениях равна 0.

$$-\int_{V_n} \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} dV_n + \int_{V_n} \vec{f} \delta \vec{u} dV + \int_{\Sigma} \vec{P} \delta \vec{u} d\Sigma = 0, \quad (1)$$

$i, j = 1, 2, n = 1 \dots 4.$

Здесь ε_{ij} , σ_{ij} – соответственно тензоры деформаций и напряжений; $\delta \vec{u}$, $\delta \varepsilon_{ij}$ – изохронные вариации перемещений и деформаций; \vec{f} – вектор массовых сил; \vec{P}_1 – вектор внешних сил (гидростатическое давление), приложенных к поверхности Σ .

Гидростатическое давление воды, действующие на сооружение и дно верхнего бьефа плотины определяется по зависимости

$$\vec{p}(x, y, t) = \rho_0 g (h - y), \quad (2)$$

где ρ_0 – плотность воды; $(h - y)$ – глубина точки на напорной грани плотины.

Приняты следующие граничные условия для рассматриваемой модели:

нижняя граница модели жестко закреплена, то есть возможные перемещения по осям отсутствуют

Территория проектируемого сооружения характеризуется песками, супесями и суглинками. Геометрические размеры модели: мощность каждого грунтового слоя принимается одинаково, и составляет 2,3 м; высота плотины – 8 м; длина – 87 м; длина основания до и после плотины – 30 м. Глубина верхнего бьефа – 7 м (рис. 1а).

Физико-механические параметры: модуль упругости (E): песок – 156 МПа; супесь – 242 МПа; суглинок – 55 МПа; грунт плотины – 30000 МПа; плотность песка и супеси – 1,81 т/м³, суглинка – 2,03 т/м³; плотины – 2,03 т/м³.

Расчет модели производился МКЭ с дискретизацией области прямоугольными элементами (рис. 1б).

$$y = 0; \quad \delta u = \delta v = 0; \quad (3)$$

на боковых границах основания горизонтальные перемещения отсутствуют, возможно, только перемещение по вертикали

$$x = \pm L; \quad \delta u = 0. \quad (4)$$

на поверхности верхнего бьефа, включающего дно верхнего бьефа плотины и верховой откос плотины, действует гидростатическое давление, определяемое формулой (2);

на нижнем бьефе и по гребню плотины нагрузка отсутствует.

Расчет напряженно-деформированного состояния грунтов представленной модели, находящейся под собственным весом и гидростатическим давлением осуществляется МКЭ, включающим в себя следующие этапы:

1. Разбивка рассматриваемой конструкции на определенное число конечных элементов, соединенных в узловых точках.

2. Получение матрицы жесткости и масс для элементов, составляющих конструкцию.

3. Формирование общих матриц жесткости, масс и матрицы нагрузки для всей конструкции.

4. Решение системы алгебраических уравнений при статическом нагру-

жении.

5. Определение компонентов деформаций по полученным перемещениям узлов.

6. Определение напряжений по полученным компонентам деформаций.

Реализация указанных этапов начинается, как отмечено выше, с получения дискретной модели здания. В данном случае – это прямоугольные элементы (рис. 2), соединенные в узлах. Перемещения узловых точек (по два перемещения в каждом узле) – это и есть неизвестные, подлежащие определению в ходе выполнения конечно-элементной процедуры.

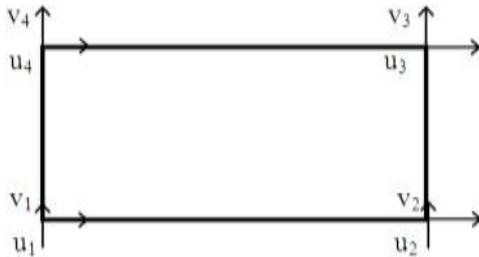


Рис. 2. Прямоугольный элемент, работающий в условиях плоского деформирования

На втором этапе определяются матрицы жесткости и масс элементов. Опуская изложение обычной процедуры МКЭ для построения матриц жесткости и масс элементов, укажем литературные источники, где приводится окончательный вид этих матриц [2, 3, 4].

Далее (3 шаг), объединяя матрицы жесткости и масс всех элементов, согласно процедуре МКЭ, и учитывая граничные условия (2...4), формируются общие матрицы жесткости $[K]$ и масс $[M]$ для всей модели, а также формируется вектор приложенной (гидростатической) нагрузки $\{P\}$. В результате получается разрешающая алгебраическая система уравнений относительно неизвестных узловых перемещений $\{q_i\}$, которая решается методом Гаусса (4 шаг):

$$[K]\{q_i\} = [M]\{g\} + \{P\}. \quad (5)$$

По найденным узловым перемещениям $\{q_i\}$ определяются перемещения внутри e -го плоского элемента (рис. 1). Для этого используются формулы линейной аппроксимации

$$\begin{aligned} u_e &= \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 xy; \\ v_e &= \alpha_5 + \alpha_6 x + \alpha_7 y + \alpha_8 xy. \end{aligned} \quad (6)$$

После нахождения u_e , v_e при помощи уравнений Коши определяются компоненты деформаций в каждом элементе (5 шаг):

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy i} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u_e}{\partial x} \\ \frac{\partial v_e}{\partial y} \\ \frac{\partial u_e}{\partial y} + \frac{\partial v_e}{\partial x} \end{Bmatrix}. \quad (7)$$

По полученным деформациям (7) по формулам закона Гука, выражающим зависимость между напряжениями и деформациями, определяются напряжения в каждом элементе (6 шаг):

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\mu^2} \begin{bmatrix} 1 & \mu & 0 \\ \mu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\mu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy i} \end{Bmatrix}. \quad (8)$$

Описанная процедура применена к расчету напряженно-деформированного состояния модели плотина – основание (рис. 1) в трех вариантах: с учетом только собственного веса – (1); с учетом веса и гидростатического давления – (2); с учетом веса, гидростатики и частично увлажненного основания – (3).

При расчете системы с увлажненным основанием учитывался объемный вес увлажненной части грунта, определяемый по формуле:

$$\gamma_{вл} = 1,1\gamma_{сух}(1-n), \quad (9)$$

где $\gamma_{сух}$ – удельный вес сухого грунта, который использовался в первых двух вариантах расчета; n – коэффициент пористости грунта, который для слоя песка и супеси принят равным 0,86.

Увлажненными в расчетах принимались левая и центральная части верхнего слоя (пылеватый песок), расположенные в верхнем бьефе и под плотиной, а также находящийся под сооружением второй слой – супесь.

Результаты и обсуждение. Результатами явились следующие компоненты напряженно-деформированного состояния: вертикальные смещения точек модели «плотина-основание»; главные напряжения; эквивалентные напряжения; касательные напряжения. Полученные компоненты сгруппированы по 2: первый, с индексом (6) получен только

при учете собственного веса; второй (в) с дополнительным учетом гидростатического давления, действующего равномерно на дно водного бассейна и по треугольному закону – на напорную поверхность плотины. В начальной таблице каждого рисунка указаны диапазоны значений данного параметра в выделенных областях. Над каждым рисунком указаны наибольшие достигаемые значения для данного параметра при учитываемых нагрузках. Так на рис. 3 0,0162 м – это максимальные вертикальные смещения тела плотины, находящейся только под действием собственного веса (рис. 3б). С учетом гидростатики смещение плотины незначительно увеличивается (до 0,0163 м на рис. 3в).

Распределение полученных компонентов (перемещений и напряжений) по площади даны на фоне недеформированного состояния модели. Сравнение результатов показывает, что первоначально

симметричная картина вертикального смещения модели, полученная при учете только веса (рис. 3б), нарушается при дополнительном учете гидростатики (рис. 3в). При этом увеличивается осадка основания и подошвы плотины со стороны верхнего бьефа, на который приходится гидростатическое давление (ср. рис. 3б и в – слева). Равномерная закрашка области всей плотины указывает на то, что при указанной статической нагрузке (вес + гидростатика) плотина смещается как твердое тело, практически не деформируясь, поскольку модуль Юнга бетона значительно превышает упругие характеристики грунтов основания. Приложенная нагрузка вызывает изменение компонентов напряжений в системе «плотина – основание». На рис. 4 показаны вертикальные напряжения σ_y (y – вертикальная ось).

- а) Вертикальные смещения (м): 0x0,0044 м (светлая область); 0,0044x0,0133 м (серая область); 0,0133x0,0222 м (темная область);
 б) 0,0162 м (максимум)



- в) 0,0163 м (максимум)



Рис. 3. Вертикальные смещения модели «плотина–основание» под действием собственного веса (б) и гидростатики (в). Диапазоны смещения по областям (а)

- а) Нормальные напряжения (МПа): 0x0,083 (белая область); 0,083x0,2 (серая область); 0,2x0,32 (темная область);
 б) 0,296 МПа (максимум в основании)



- в) 0,297 МПа (максимум в основании)



Рис. 4. Нормальные напряжения σ_y (МПа) в модели «плотина-основание» под действием только собственного веса (б) и учета гидростатики (в)

Здесь также симметричная картина распределения вертикальных напряжений (рис. 4б) изменяется при дополнительном учете гидростатики (рис. 4в). Это видно из левой части рисунка, где область серого цвета, верхняя граница которой на рис. 4б, где учитывался только вес системы, достигала всего треть высоты основания верхнего бьефа. При дополнительном учете гидростатического давления (рис. 4в) серая область полностью распространяется на весь верхний бьеф. Учитывая диапазон изме-

нения напряжений (рис. 4а), можно сделать вывод, что напряжения в области верхнего бьефа увеличились при этом с 0,083 МПа до 0,2 МПа. Следует отметить, что на рис. 4 указаны абсолютные значения напряжений без указания знака. На самом деле эти напряжения отрицательны, что указывает на сжимающий характер вертикальных напряжений.

Горизонтальные нормальные напряжения в системе при нагрузке весом и гидростатикой показаны на рис. 5.

а) Горизонтальные напряжения σ_x (МПа): $-0,022x(+0,1)$ МПа (светлая); $-0,144x(-0,022)$ МПа (серая); $-0,241x(-0,144)$ МПа (темная);



б) $-0,022x(+0,05)$ МПа (светлая), $-0,144x(-0,022)$ МПа (серая), $-0,206x(-0,144)$ МПа (темная)



Рис. 5. Горизонтальные нормальные напряжения σ_x (МПа) в модели «плотина-основание» под действием собственного веса (а), веса и гидростатики (б)

Заключение

Разработана плоская модель «плотина – грунтовое основание» со скользящими боковыми границами для проведения расчета напряженно-деформированного состояния системы под действием статической нагрузки, представленной собственным весом системы и гидростатическим давлением на верхний бьеф.

Расчет производится численно методом конечных элементов, позволяющим учесть геометрию сооружения и неоднородность грунтов основания, их структурные особенности (пористость) и степень увлажнения.

Определены и проанализированы различные компоненты напряженно-деформированного состояния системы с учетом собственного веса и оценено влияние на них дополнительной нагрузки от гидростатического давления.

Выявлено, что вертикальной осадке в большей степени подвергается центральная часть модели, включающая плотину, оседающую как твердое тело, основание под ней и небольшие участки грунта, непосредственно примыкающие к плотине. При этом учет собственного веса сохраняет симметричную картину деформации, тогда как дополнительная гидростатическая нагрузка увеличивает осадку верхнего бьефа.

Библиографический список

1. КМК 2.02.02-98. Основания гидротехнических сооружений. – Т.: Госкомархитектстрой РУз, 1998. – 130 с.
2. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. – М.: Мир, 1975. – 541 с.
3. Постнов В. А., Хархурим И. Я. Метод конечных элементов в расчетах

судовых конструкций. – Л.: Судостроение, 1974. – 342 с.

4. *Синицын А. П.* Метод конечных элементов в динамике сооружений. – М.: Стройиздат, 1978.

Сведения об авторе

Палуанов Данияр Танирберганович, кандидат технических наук, старший научный сотрудник; Научно-исследовательского института Ирригации и водных проблем; г.Ташкент, Узбекистан; e-mail: doni_pol@mail.ru.

References

1. КМК 2.02.02-98. Osnovaniya gidrotehnicheskikh sooruzhenij. – Т.: Goskomarhitektstroi Ruz, 1998. – 130 s.

2. *Zenkevich O.* Metod konechnykh jelementov v tehnikе. – М.: Mir, 1975. – 541 s.

3. *Postnov V. A., Harhurim I. Ja.* Metod konechnykh jelementov v raschetah

sudovyh konstrukcij. – L.: Sudostroenie, 1974. – 342 s.

4. *Sinicyn A. P.* Metod konechnykh jelementov v dinamike sooruzhenij. – М.: Strojizdat, 1978.

Information about the author

Paluanov Daniyar Tanirbergenovich, candidate of technical Sciences, senior researcher; Research institute of Irrigation and water problems; Tashkent, Uzbekistan; e-mail: doni_pol@mail.ru.

Для цитирования: Палуанов Д. Т. Напряженно-деформированное состояние основания низконапорных плотин на слоистых грунтах // Экология и строительство. – 2016. – № 3. – С. 4–9.

For citations: Paluanov D. T. The stress-strain state of low-head dams' basis on stratified soil // Ekologiya & Stroitelstvo. – 2016. – № 3. – С. 4–9.