

УДК 539.3:624.042.3

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ ПРОГИБОВ БАЛКИ С ДАННЫМИ ДВУХ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ

Хасанов А.З., Хайдарова К.Х.

batsam@list.ru; xaydarovakamolaxakimovna@gmail.com

Самаркандский государственный университет имени Шарофа Рашидова,
Университетский бульвар, 15, 140104, Самарканд, Республика Узбекистан;

В данной работе на основе модели Винклера и вариационного метода Власова теоретически и экспериментально исследовано статическое перемещение балки, контактирующей с грунтом. В модели Винклера грунтовое основание учитывалось коэффициентом жесткости k , а в модели Власова слоистой средой, аппроксимированной функцией $\psi(y)$. Были представлены дифференциальные уравнения, разработанные для данной модели, и их решения. В лабораторных экспериментах на основе металлической балки и щебена измерялись прогибы под воздействием различных внешних сил P_0 . Результаты показали, что модель Власова более точно отражает влияние грунта на реальные условия, в то время как модель Винклера позволяет провести упрощенную оценку.

Ключевые слова: Балка, опорная стойка, модель Винклера, метод Власова, статическое перемещение, осадка.

Цитирование: *Хасанов А.З., Хайдарова К.Х.* Сравнительный анализ экспериментальных результатов прогибов балки с данными двух теоретических моделей // Проблемы механики. – 2026. – № 2(36). – С. 36-46.

1 Введение

При проектировании зданий и гидротехнических сооружений одной из важнейших практических задач является учет взаимодействия грунтов и свай. Это связано с тем, что нагрузки, передаваемые от конструкции на грунтовое основание, вызывают осадки, смещения и деформации фундамента. Правильная оценка этих процессов обеспечивает прочность, устойчивость и долговечность конструкции. Проблемы взаимодействия между грунтовым фундаментом и балкой обычно изучаются на основе принципов упругой теории механики. Если геотехнические свойства грунта не определены в полной мере, в конструкции могут возникнуть неравномерные осадки, приводящие к образованию трещин. В практических расчетах для моделирования грунтовой среды используются различные теоретические модели. Например, модель Винклера рассматривает грунт как систему независимых упругих пружин. Вариационный метод Власова также учитывает взаимозависимость между соседними слоями грунта. С помощью этих моделей определяются прогиб балки, внутренние силы и реакции опоры.

Поэтому углубленный анализ поведения балок, опирающихся на земляное основание, под статическими и динамическими нагрузками остается одной из наиболее актуальных задач в инженерной практике. Сравнение экспериментальных результатов с теоретическими расчетами помогает повысить точность вычислительных методов. С учетом этого, с одной стороны, с использованием традиционной пружинной модели Винклера, с другой стороны, вариационный метод Власова был использован

для анализа статических прогибов балки с учетом влияния слоистых грунтов и для сравнения результатов с лабораторными экспериментальными данными. Рассматриваемая задача была решена с помощью аналитических формулировок (дифференциальных уравнений и граничных условий) на основе экспериментальных результатов.

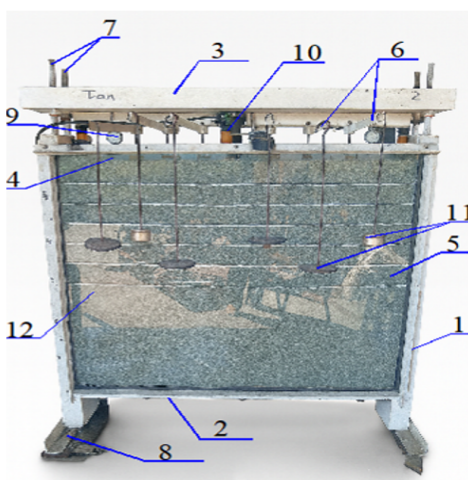


Рис. 1 1- Стойки поддона, 2- Нижняя горизонтальная балка, 3- Верхняя горизонтальная балка, 4- Задняя металлическая крышка, 5- Передняя стеклянная панель, 6- Рычаги, 7- Зажимы, 8- Плоские решетки поддона, 9- Индикаторы, 10- Устройство динамического приложения нагрузки, 11- Статические нагрузки, 12- Грунт.

Для изучения взаимодействия балки и ее грунтового основания под воздействием внешних сил был использован лабораторный прибор с плоским лотком (рис. 1). Испытания проводились с использованием металлического листа в форме балки, помещенного на поверхность грунта, уложенного внутри плоского лотка. Этот металлический лист позволяет исследовать модель фундамента на полосовом основании.

На основе нескольких экспериментов было исследовано усадка упругого бруса на грунтовом фундаменте. Для этого сначала были произведены измерения и заполнение лотка грунтом. Мы помещаем балку на поверхность грунта и измеряем ее прогиб под приложенной нагрузкой с помощью индикаторов ИЧ-50 ГОСТ 577-68 (рис. 2). Индикаторы имеют точность измерения 0,01 мм.



Рис. 2 Индикатор марки ИЧ-50 по ГОСТ 577-68

Одним из наиболее надёжных методов определения деформационных свойств грунта являются штамповые испытания, так как они позволяют изучать грунт в его естественном состоянии. Общая деформация грунта, определяемая методом штампа, называется модулем деформации грунта. Данное значение, согласно СП 22.13330.2016, служит основой для расчёта осадок фундаментов. Общий модуль деформации грунта, определяемый по результатам штамповых испытаний, то есть модуль деформации по штампу, рассчитывается на основе экспериментальных данных с использованием теории линейно-деформируемого полупространства. Наиболее важным условием применения данной теории к грунтам является наличие линейной (пропорциональной) зависимости между напряжениями и деформациями.

Метод определения модуля деформации грунтов по ГОСТ 20276.1–2020

1. На основе экспериментальных данных строится график зависимости осадки штампа от давления.
2. Определяется диапазон давления, при котором рассчитывается модуль деформации грунта E , МПа. Данный диапазон должен находиться на линейном участке графика.
3. Для выбранного диапазона давления $p_n - p_0$ определяется прирост осадки s .
4. Значение модуля деформации рассчитывается в соответствии с пунктом 5.5.2.

Согласно пункту 5.5.2 ГОСТ 20276.1–2020, в формулу для расчёта модуля деформации по результатам штамповых испытаний входят следующие параметры:

$$E = (1 - \nu_2) \cdot K_1 \cdot D \cdot \Delta p / \Delta S$$

В лабораторных испытаниях крупный заполнитель (щебень) мелкой фракции с размером частиц 10 мм, в соответствии с ГОСТ 25100-2011, пункт Б.8 В соответствии с таблицей Б.8 ГОСТ 25100-2011 использовались крупный заполнитель (щебень) с размером частиц 10 мм и мелкий заполнитель (песок) с размером частиц в диапазоне 0,10–0,25 мм [9], как указано в том же стандарте. Для определения модуля деформации этих грунтов в лаборатории были проведены штамповые испытания, и по результатам этих испытаний модуль деформации щебня (щебень) составил $E = 36.44$ МПа, а для мелкого песка $E = 19.44$ МПа. [10].

Полученные в ходе эксперимента значения модуля Юнга были сопоставлены с модулем деформации грунтов, представленным в таблице В.1 стандарта ШНК 2.02.01.-19. Согласно этому сравнению и в соответствии с таблицей В.1, для неуплотненных крупнозернистых грунтов (гравия) рекомендуется значение E 30–40 МПа, а для мелких песков — 15–25 МПа. Как видно, экспериментальные значения $E=36,44$ МПа (гравий) и $E=19,4$ МПа (песок) точно соответствуют этим рекомендуемым диапазонам. Следовательно, модули деформации, определенные по результатам лабораторных испытаний, подтверждают достоверность нормативных механических свойств грунтов и свидетельствуют об их соответствии нормативным требованиям ШНК 2.02.01-19..

Коэффициент постели грунта (k , C) (или коэффициент жесткости грунта)— это коэффициент равный отношению давления приложенного к какой-либо точке (элементу) поверхности основания (P), к осадке(s) возникающей от этого давления в этой же точке.

В данном случае работа грунта основана на классической модели основания Винклера.

$$k = \frac{P}{s}$$

Где, P — давления приложенное к поверхности грунта; s — осадка в точке приложения давления; k — коэффициент постели (иногда обозначают C).

В лабораторных испытаниях нами определён коэффициент постели: для щебня $k = 47.227 \cdot 10^3 \text{ kN/м}^3$, для мелкого песка $k = 28.256 \cdot 10^3 \text{ kN/м}^3$. Полученные результаты имеют важное значение для оценки деформационных свойств грунтов основания и сопоставлены со значениями коэффициента основания, приведёнными в таблице 19.6 руководства для проектировщиков под редакцией А.А. Уманского [11]. В результате сравнения было установлено, что значения, определённые в лабораторных испытаниях, соответствуют нормативным диапазонам, приведённым в указанной таблице. Это подтверждает, что испытания проведены по корректной методике, а полученные результаты являются надёжными для использования в практических расчётах.

В первом эксперименте мы используем гравий (фракция 10 мм) в качестве основания и металлическую полосу в качестве балки с размерами $L = 1 \text{ м}$ в длину, $b = 0,07 \text{ м}$ в ширину и $h = 0,005 \text{ м}$ в высоту. Прикладывая сосредоточенную силу P с различными значениями в центре балки, мы измеряем прогибы в ее середине и на опорах с помощью индикатора (рисунок 3).



Рис. 3 Листы статического анализа для балки длиной 1 метр с основанием из грунта Щебен.

Второй эксперимент также проводился аналогично предыдущему, с использованием песчаной почвы, при этом изменялись размеры балки (рис. 4). Для сравнения результатов данного лабораторного исследования мы определяем экологическую ударную прочность почвы на основе моделей вариационного метода Винкеля и Власова [8].

2 Методы

Особенность расчета балки на упругом основании заключается в необходимости учета кроме активных сил от внешних воздействий реактивных сил грунтового основания. Для определения этих сил необходимо знать механические показатели, характеризующие способность грунта сопротивляться действующим нагрузкам. Наиболее распространение в практике расчета основания получила модель основания на гипотезе Винклера, где фундамент сооружения и грунт связаны друг другом в вертикальных и горизонтальных направлениях так, что всякие перемещения фундамента влекут за собой такие же перемещения грунтов, где интенсивность нагрузки пропорциональна перемещения грунта. Эта модель может быть представлена в виде ряда



Рис. 4 Листы статического анализа для балки длиной 1 метр с песчаным основанием.

отдельных одинаковых пружин, установленных на жестком основании и работающих независимо одна от другой.

Механические свойства грунта модели характеризуются одним параметром- коэффициентом пропорциональности такую модель обычно называют моделью грунтового основания с коэффициентом постели. Основным недостатком модели с одним коэффициентом постели является то, что она не обладает свойством «распределять» нагрузку, тогда как опыт показывает, что поверхность грунта деформируется и за пределами загруженной части, при этом деформация распространяется в стороны до бесконечности, постепенно затухая по мере удаления от нагруженной части. Это обстоятельство, как отмечено в работах [1-10], требует рассмотреть вопросы уточнения расчетных схем основания в смысле сближения их с действительности, разработки методов расчета сложных пространственных конструкций с учетом пространственной податливости грунта.

Используем этих методов для расчета прогибов деформируемой балки на упругом однослойном основании результаты, которых сравниваются с экспериментальными данными. К центру балки длиной L и со свободными границами, приложена сосредоточенная сила P_0 (рис. 5). Начало координат установим в центре балки (в точке O), ось Ox направим вдоль балки вправо, ось Oz перпендикулярна к ней, соответствующие перемещения частиц грунта обозначим через $u(x, y)$ и $v(x, y)$ а ее границы (точки A и B) свободны от нагрузок



Рис. 5 Схема деформирования балки под действием сосредоточенной силы.

Рассмотрим плоское деформированного состояния слоя, моделируемом упругой средой, где компоненты тензора напряжений представлены в виде

$$\sigma_x = \frac{E_0}{1 - \nu_0^2} (\varepsilon_{xx} + \nu_0 \varepsilon_{yy}) \quad (1)$$

$$\sigma_y = \frac{E_0}{1 - \nu_0^2} (\nu_0 \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy}) \quad (2)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \frac{E_0}{2(1 + \nu_0)} \varepsilon_{xy} \quad (3)$$

где компоненты тензора деформации, коэффициенты E_0 и ν_0 выражаются через модуль упругости $E_{\text{гр}}$ коэффициент Пуассона $\nu_{\text{гр}}$ по формулам

$$E_0 = \frac{E_{\text{гр}}}{1 - \nu_{\text{гр}}^2}, \nu_0 = \frac{\nu_{\text{гр}}}{1 - \nu_{\text{гр}}}, \varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x}, \varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y}, \varepsilon_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad (4)$$

компоненты тензора деформации, коэффициенты E_0 и ν_0 выражаются через модуль упругости $E_{\text{гр}}$ коэффициент Пуассона $\nu_{\text{гр}}$ по формулам

$$E_0 = \frac{E_{\text{гр}}}{1 - \nu_{\text{гр}}^2}, \nu_0 = \frac{\nu_{\text{гр}}}{1 - \nu_{\text{гр}}}$$

В дальнейшем полагаем $u(x, y, t) = 0$.

Пользуясь, вариационный принцип В.З.Власова [1] задачу приведем к одномерной, согласно которому представим перемещение $v(x, y)$ через обобщенное перемещение $V(x)$ и функции поперечного распределения $\psi(y)$ по формуле

$$v(x, y) = V(x)\psi(y) \quad (5)$$

где $V(x, t)$ – обобщенное перемещение, и $\psi(y)$ – аппроксимирующая деформированное состояние слоя в поперечном направлении и названа функциями поперечного распределения, выбираемая различными способами при условии, чтобы они отражали физического смысла задачи. Выражение работы внутренних сил слоя на возможное перемещение $V(x)$ имеет вид[1]:

$$V'' \int_0^H \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} \psi^2(y) dy - V \int_0^H \sigma_y (\psi'(y))^2 dy + q_0(x, y) = 0 \quad (7)$$

Здесь H -толщина слоя, $q(x, y)$ представляет собой работу вертикальной силы на перемещение $\psi(y)$. Согласно принятой в работе принимаем, что упругое основание работает только под нагрузкой, приложенной к его поверхности. Тогда следует полагать $q_0(x, y) = q(x)\psi(0)$

Поставив выражения τ_{xy} , σ_y в уравнение (7), получаем

$$2tV'' - kV + q(x)\psi(0) = 0 \quad (8)$$

$$\text{где } t = \frac{E_0 h}{4(1 + \nu_0)} \int_0^H \psi^2 dy, \quad k = \frac{E_0 h}{1 - \nu_0^2} \int_0^H \psi'^2(y) dy$$

Величины $k \left(\frac{H}{\text{м}^2} \right)$ и $t(H)$ в работе [1] соответственно названы коэффициентом постели (по гипотезе Винклера) и коэффициентом влияния касательных напряжений. Полагая $\psi(0) = 1$, дифференциальное уравнение изгиба балки записываем в виде

$$EJW^{IV}(x) = -4k^4 q(x) \quad (9)$$

где W -прогиб балки, $EJ = \frac{Elh^3}{12(1 - \mu^2)}$ – изгибная жесткость толщина балки, E, μ –модуль Юнга и коэффициент Пуассона для материала балки, h и b ее толщина и

ширина. К уравнению (9) присоединим контактное условие о жесткой связи балки с основанием, т.е. полагаем

$$W = V \quad \text{при} \quad y = 0, \quad -\frac{L}{2} < x < \frac{L}{2}$$

и наличие зависимости между приложенной к поверхности балки нагрузкой $q(x)$ и осадкой основания W . Тогда уравнение (9) приводится к виду

$$\frac{d^4 W}{d\xi^4} - 2r^2 \frac{d^2 W}{d\xi^2} + 4s^4 W = 0, \quad -0.5 < \xi < 0.5 \quad (10)$$

$$\text{где } \xi = \frac{x}{L}, \quad r^2 = \frac{tL^2}{EJ}, \quad s^4 = \frac{kL^4}{4EJ}$$

Видно, что уравнение (10) содержит два безразмерного параметра r и s подобно модели основания Пастернака. Эти параметры зависят от выбора функции поперечного распределения $\psi(y)$. При $t = 0$ получаем уравнение изгиба балки на упругом основании с безразмерным коэффициентом постели Винклера $\frac{kL^4}{EJ}$. Решением этого уравнения при соответствующих граничных условиях можно найти распределение осадок сечений балки по ее длине. Путем сравнения с экспериментальными данными осадки середины балки можно определить опытные значения этих параметров.

Учитывая условия симметрии рассмотрим интервал изменения координаты $-0.5 < \xi < 0.5$ записываем граничные условия для интегрирования уравнения (10)

$$\frac{dW}{d\xi} = 0, \quad \frac{EJ}{L^3} \left(\frac{d^2 W}{d\xi^2} - 2r^2 \frac{dW}{d\xi} \right) = \frac{P_0}{2} \quad \text{при} \quad \xi = 0 \quad (11)$$

$$\frac{d^2 W}{d\xi^2} = 0, \quad \frac{d^3 W}{d\xi^3} = 0 \quad \text{при} \quad \xi = 0.5 \quad (12)$$

Вид общего решения однородного уравнения (10) при различных значениях отношения $\frac{s^2}{2r^2}$ представлен в работе [1]. Ограничимся случаем выполнения условия $s > \sqrt{2}r$ и решение уравнения (10) удовлетворяющее условиям (11) и (12) представим в виде

$$W = \frac{P_0 L^3}{4EJ(a^2 + \beta^2)} \left[\frac{Y_1(x)}{a} - \frac{Y_3(x)}{\beta} \right] + B_2 Y_2(x) + B_4 Y_4(x) \quad (13)$$

$$Y_1(x) = sh(\alpha x) cos(\beta x), \quad Y_2(x) = ch(\alpha x) cos(\beta x), \quad Y_3(x) = ch(\alpha x) sin(\beta x),$$

$$Y_4(x) = sh(\alpha x) sin(\beta x)$$

$$\alpha = \sqrt{(2s^2 + r^2)/2}, \quad \beta = \sqrt{(2s^2 - r^2)/2}$$

$$B_2 = -\frac{P_0 L^3}{4EJ} \frac{a_0 a_{22} - b_0 a_{12}}{\Delta}, \quad B_4 = -\frac{P_0 L^3}{4EJ} \frac{b_0 a_{11} - a_0 a_{21}}{\Delta}$$

$$a_{11} = (1 - \beta_1^2) Y_2(0.5) - 2\beta_1 Y_4(1), \quad a_{12} = (1 - \beta_1^2) Y_4(0.5) + 2\beta_1 Y_2(1),$$

$$a_{21} = [(1 - 3\beta_1^2 + 2r_1^2) Y_1(1) + [\beta_1 (\beta_1^2 - 3 - 2r_1^2) Y_3(1),$$

$$a_{22} = [(1 - 3\beta_1^2 + 2r_1^2) Y_3(1) - [\beta_1 (\beta_1^2 - 3 - 2r_1^2) Y_1(1), \quad \Delta = a_{11} a_{22} - a_{12} a_{21}$$

$$a_0 = \frac{[Y_3(1) - \beta_1 Y_1(1)]}{4a^3 \beta_1}, \quad b_0 = -\frac{[(1 - \beta_1^2) + 2r_1^2]Y_4(0.5) + 2\beta_1 Y_2(1)}{4a^3 \beta_1}.$$

3 Анализ результатов

Расчеты выполнялись при следующих значениях исходных данных. $E = 2 \cdot 10^{11}$ Па, $\nu = 0.3$, $h = 0.005$ м, $b = 0.07$ м, $\nu_0 = 0.3$, $H = 1.3$ м, $L = 1$ м. Функция поперечного распределения выбрана в виде $\psi(y) = \frac{sh\gamma(H-y)}{sh\gamma H}$. Параметр γ выбрался из условия близкого совпадения теоретического значения прогиба балки с экспериментальными данными, полученными для различных значений силы P_0 и двух видов грунта: щебень- $E_0 = 37 \cdot 10^6$ Па и песка- $E_0 = 15 \cdot 10^6$ Па. По выбранному значению безразмерного параметра γH при котором результаты сравнения осадки середины балки, полученные расчетным путем, с опытными данными были близкие в пределах допустимой погрешности, найдены значения коэффициентов $k \left(\frac{H}{m^2}\right)$ и $t(H)$. При этом коэффициент постели Винклера вычисляется по формуле $k_v = \frac{k}{b} \left(\frac{H}{m^3}\right)$ (b -ширина балки). В таблицах 1 и 2 представлены значения прогибов середины балки контактирующей с щебнем и песком по модели Власова $W(0) = W_{01}$, Винклера $W(0) = W_{02}$ и экспериментальные $W_{\text{экс}}$, при различных значениях сосредоточенной силы P_0 (H). В таблицах также представлены относительные погрешности Δ_1 и Δ_2 теоретических и экспериментальных данных (в процентах).

Таблица 1. Прогибы середины балки $W_{\text{экс}}^0$, $W_{01п}$ и $W_{02п}$ с шириной $b = 0.07$ м и коэффициентами $\gamma H = 0.81$, $k_v = 28.256 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^3$, $t = 5888H$ контактирующей с песком при различных значениях силы P_0

Таблица 1

$P_0(\text{Н})$	50	200	300	400	500	600	700	800
$W_{\text{экс}}^0(\text{мм})$	0.6	1.8	2.7	3.9	5.2	6.7	8.3	10.0
$W_{01п}(\text{мм})$	0.55	2.21	3.32	4.42	5.53	6.64	7.74	8.85
$\Delta_1(\%)$	9.1	18.5	18.6	12	6	1	7.2	13
$W_{02п}(\text{мм})$	0.57	2.28	3.42	4.56	5.78	6.84	7.98	9.12
$\Delta_2(\%)$	5.26	21	27.7	19.3	8.81	2.05	4.02	9.65

Таблица 2. Прогибы середины балки $W_{\text{экс}}^0$, $W_{01ш}$ и $W_{02ш}$ с шириной $b = 0.07$ м и коэффициентами $\gamma H = 0.67$, $k_v = 47.227 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^3$, $t = 14211H$ контактирующей с песком при различных значениях силы P_0

Таблица 2

$W_{\text{экс}}^0(\text{мм})$	0.38	1.2	2.15	3.25	4.525	5.45	7.21	8.95
$W_{01ш}(\text{мм})$	0.48	1.95	2.92	3.89	4.87	5.84	6.82	7.79
$\Delta_1(\%)$	21	38	26	16	1.56	6.68	5.86	15
$W_{02ш}(\text{мм})$	0.50	2.01	3.03	4.04	5.04	6.05	7.06	8.07
$\Delta_2(\%)$	36	40	30	20	10	10	2.1	12.4

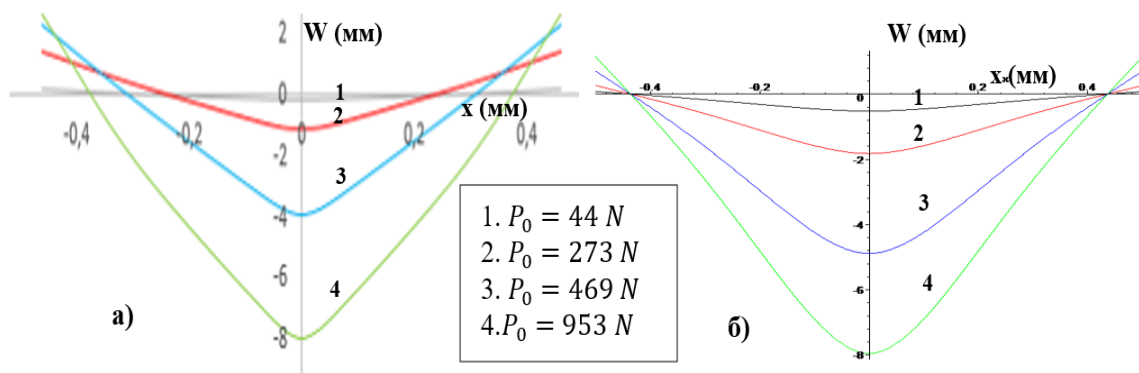


Рис. 6 Экспериментальные (а) теоретические (б) кривые прогибов балки контактирующей с щебнем ($E_0 = 37 \cdot 10^6$ Па) при действии сосредоточенной силы $P_0(H)$:

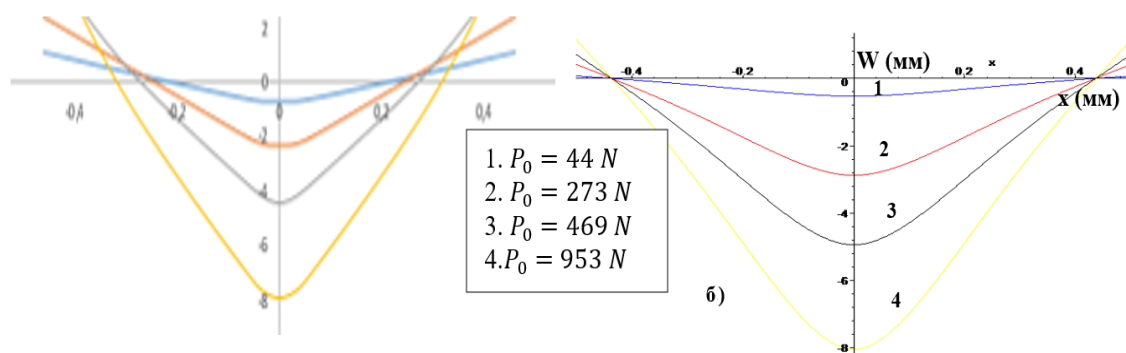


Рис. 7 Экспериментальные (а) теоретические (б) кривые прогибов балки контактирующей с песком ($E_0 = 15 \cdot 10^6$ Па) при действии сосредоточенной силы $P_0(H)$

4 Заключение

Результаты исследования показали, что выбранная теоретическая модель играет важную роль в оценке статического смещения балок, расположенных на грунтовом основании. Хотя модель Винклера отличается простотой, она не может в полной мере отразить реальные деформационные свойства грунтового слоя. Вариационный метод Власова, напротив, дает более точные результаты, учитывая слоистую структуру и внутренние деформации грунтовой среды.

Теоретические и лабораторные испытания по проверке достоверности оценок перемещений, полученных на основе модели Власова, подтвердили высокую надежность экспериментальной проверки. Было установлено, что осадка балки с увеличением колонны и нагрузки возрастает в четкой линейной зависимости. Полученные грунтовые конструкции рассматриваются как основа для проектирования и использования вариационных свойств.

Литература

- [1] Власов В.З., Леонтьев Н.Н. Балки, плиты и облочки на упругом основании. Москва.1960, 491с
- [2] Жемочкин Б.Н., Синияев А.П. Практические методы расчета фундаментов балок и плит на упругом основании (без гипотез Винклера). Стройиздат, Москва.,1947.

- [3] *М.Н.Гольдштейн, А.А.Царьков, И.И.Черкасов.* Механика грунтов, основания и фундаменты, Москва, Транспорт, 1981. — 320 с.
- [4] *Глушков .Г.И.* Расчет сооружений заглубленных в грунт. Москва Стройиздат. 1977. 295.с.
- [5] *Тураев Х.Ш, Ширинкулов Т.Ш.* К расчёту балочных плит на упругом неоднородном основании с учетом сил трения. в.сб. Сейсмостойкость подземных сооружений и натурные исследования здания. Ташкент. 1976. С.105-112
- [6] *Khasanov A.Z. Khasanov Z.A.* xperimental and Theoretical Study of Strength and Stability of soil. 2020 Taylor and Francis Group Boca Raton London, New York Leiden Belinda book.
- [7] *Горбунов -Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И.* Расчет конструкций на упругом основании.Москва, Стройиздат. 1984- 679 с.
- [8] *Егоров К. Е.* О деформации основания конечной толщины. Основание, фундаменты и механики грунтов-1961. №1
- [9] *ГОСТ 25100–2011.* Грунты. Классификация. Межгосударственный стандарт / Межгосударственный совет по стандартизации, метрологии и сертификации.
- [10] *ШНК 2.02.01–19.* Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования. — Ташкент: Министерство строительства Республики Узбекистан, 2019.
- [11] *А.А.Уманского* Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных, Москва 1973.
- [12] *Б Мардонов, К.Х. Хайдарова, Д.М. Исмамова.* горизонтально-вращательные колебания сооружений с фундаментом, взаимодействующим с основанием по билинейному закону при сейсмических воздействиях// problems of architecture and construction 2 (3), 824-8277.
- [13] *К.Х.Хайдарова.* Seysmik kuchlar ta'sirida ko'p qatlamli poydevor ustidagi nurning tebranishlarini o'rganish// Yangi O'zbekistonda muhandis kadrlar tayorlashning istiqbollari va Yoshlarning ijtimoiy-siyosiy faolligini oshirishning dolzarb masalalari Respublika ilmiy texnik konferensiyasi, 326-bet, 2025-yil.
- [14] *Mardonov Batirjan, Xaydarova Kamola Hakimovna.* Bir qatlamli elastik muhit yuzasida joylashgan, to'sinning seysmik Kuch ta'sirida tebranish // Fan va texnikaning integratsiyasi transport sohasining rivojlanish tendensiyalari, muammolari va yechimlari, 2025.23 b.

UDC 539.3:624.042.3

THEORETICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSES OF THE STATIC DISPLACEMENT OF A BEAM WHEN IT IS IN CONTACT WITH THE SOIL BASE

Khasanov.A.Z., Khaydarova K.Kh.

batsam@list.ru; xaydarovakamolaxakimovna@gmail.com

Samarkand State University named after Sharof Rashidov 15 Universitetskiy Boulevard 140104,
Samarkand Republic of Uzbekistan

This study theoretically and experimentally investigates the static displacement of a beam in contact with soil based on the Winkler model and Vlasov's variational method. In the Winkler model, the soil foundation is represented by the stiffness coefficient k while in the Vlasov model, the soil is taken into account as a layered medium approximated by the function $\psi(y)$. The differential equations formulated for the beam and their solutions

are presented. In laboratory experiments, deflections of a metal beam resting on a crushed-stone (gravel) soil foundation were measured under various external loads P_0 . The results show that the Vlasov model represents the influence of the soil more realistically, whereas the Winkler model provides a simplified approach suitable for approximate evaluations.

Keywords: Beam, soil foundation, Winkler model, Vlasov method, static displacement, deflection

Citation: Khasanov.A.Z., Khaydarova K.Kh. 2026. Theoretical and experimental analyses of the static displacement of a beam when it is in contact with the soil base. *Problems of mechanics*. 2(36):36-46.