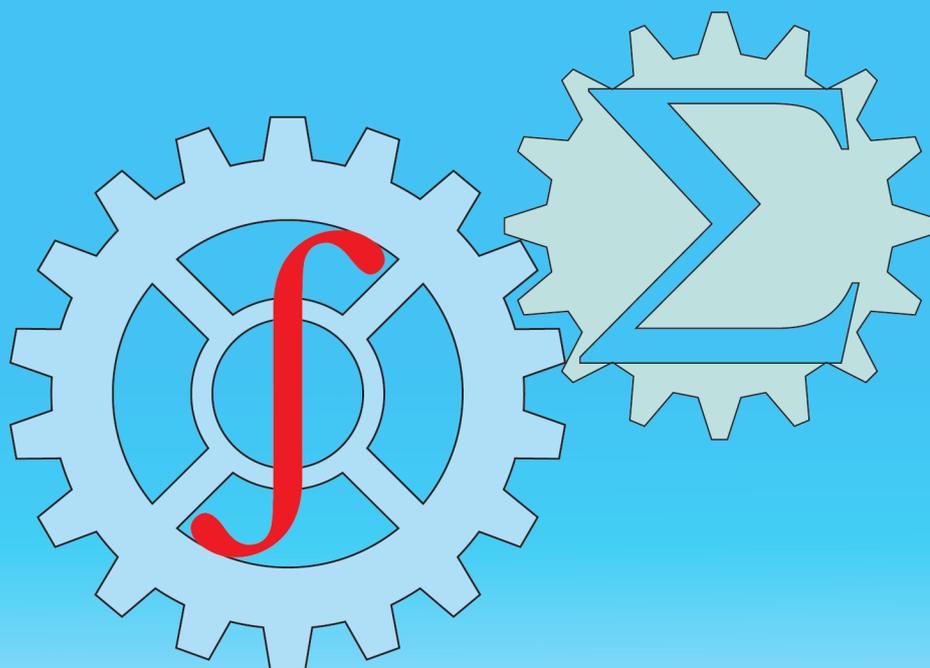




ISSN: 2010-7250  
Published from 1992

Институт механики и сейсмостойкости сооружений  
Mechanika va inshootlar seysmik mustahkamligi instituti

# МЕХАНИКА МУАММОЛАРИ ПРОБЛЕМЫ МЕХАНИКИ PROBLEMS OF MECHANICS



**2025**  
Volume 34  
No: 4

O‘ZBEKISTON RESPUBLIKASI FANLAR AKADEMIYASI  
АКАДЕМИЯ НАУК РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН

МЕХАНИКА  
МУАММОЛАРИ

O‘ZBEKISTON  
JURNALI

4  

---

2025

УЗБЕКСКИЙ  
ЖУРНАЛ

ПРОБЛЕМЫ  
МЕХАНИКИ

*Журнал под таким названием издается с января 1992 г.*

Ташкент – 2025

## РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ

*Главный редактор* – докт. физ.-мат. наук, проф. К.С. СУЛТАНОВ  
*Заместитель главного редактора* – докт. физ.-мат. наук Р.А. АБИРОВ  
*Заместитель главного редактора* – PhD Н.А. НИШОНОВ  
*Ответственный секретарь* – докт. тех. наук М.М. ХАМДАМОВ

Абдикаримов Р.А. д.ф.-м.н., проф. (Ташкент)	Мирсаидов М. д.т.н., проф., академик АН РУз (Ташкент)
Абдусаттаров А. д.т.н., проф. (Ташкент)	Мухаммадиев Д.М. д.т.н., проф. (Ташкент)
Азимов Д. д.т.н., проф. (США)	Панахов Г.М. д.т.н., проф., член-корр. НАНА (Баку)
Алдошин Н.В. д.т.н., проф. (Москва)	Паровик Р. д.ф.-м.н. (Петропавловск-Камчатский)
Алимухамедов Ш.П. д.т.н., проф. (Ташкент)	Ризаев А.А. д.т.н., проф. (Ташкент)
Ахмедов А.Б. д.ф.-м.н., проф. (Ташкент)	Сагдиев Х.С. к.т.н. (Ташкент)
Бахадиров Г.А. д.т.н., проф. (Ташкент)	Сирожиддинов З. д.т.н., проф. (Самарканд)
Быковцев А.С. д.ф.-м.н., проф. (США)	Старовойтов Э.И. д.ф.-м.н. (Гомель, Беларусь)
Ватин Н.И. д.т.н., проф. (Санкт-Петербург)	Тохилов Ш.М. к.ф.-м.н. (США)
Дусматов О.М. д.ф.-м.н., проф. (Самарканд)	Тухтакузиев А.Т. д.т.н., проф. (Ташкент)
Зубарев А.Ю. д.ф.-м.н., проф. (Екатеринбург)	Юлдашев Ш.С. д.т.н., проф. (Наманган)
Исмоилова С.И. д.т.н., проф. (Ташкент)	Худайкулиев Р.Р. к.т.н. (Ташкент)
Казанцев С.П. д.т.н., проф. (Москва)	Хужаев И.К. д.т.н., проф. (Ташкент)
Кузнецов С.В. д.ф.-м.н., проф. (Москва)	Хужаёров Б.Х. д.ф.-м.н., проф. (Самарканд)
Маликов З.М. д.т.н., проф. (Ташкент)	Хусанов Б.Э. д.т.н. (Ташкент)
Мамасаидов М.Т. д.т.н., проф., академик НАН КР (Ош)	Шардаков И.Н. д.ф.-м.н., проф. (Пермь)
Мардонов Б.М. д.ф.-м.н., проф. (Ташкент)	Эргашов М. д.т.н., проф. (Ташкент)
Матвеев В.П. д.т.н., проф., академик РАН (Пермь)	Ювмитов А.С. д.т.н., с.н.с. (Ташкент)

### *Адрес редакции:*

100125, Ташкент, Академгородок, Дурмон йули, 40.  
Институт механики и сейсмостойкости сооружений им. М.Т. Уразбаева АН РУз

Телефон: +99855 520-02-45  
+99855 520-04-46

E-mail: [instmechofficial@gmail.com](mailto:instmechofficial@gmail.com)

Технический редактор: Михайлова В.В.

Журнал зарегистрирован Агентством по печати и информации Республики Узбекистан 22.12.2006 г.  
Регистрационный номер 0050.

Номер одобрен на заседании редакционной коллегии журнала 25.12.2025

Сдано в набор 15.12.2025. Подписано в печать 29.12.2025.

Формат 60×84 1/8. Гарнитура Times New Roman. Ризография.

Усл.- печ. л. 6.5. Уч.-изд. л. 6.82. Тираж 130.

Цена договорная.

Отпечатано в типографии ООО "Munis design group":

100170, г. Ташкент, ул. Буз-2, презд, дом 17-А.

- [23] Белостоцкий А.М., Акимов П.А., Нгуен Тай Ханг Лыонг. Методика численного моделирования трехмерной системы «основание – плотина – водохранилище» при статических нагрузках и сейсмических воздействиях // Вопросы прикладной математики и механики : сб. науч. тр. / Моск. гос. строит. ун-т. М.: АСВ. 2017, № 20, стр. 364–377.
- [24] Kozinetc G.L., Kozinetc P.V. The calculation of the dynamic characteristics of the spillway of the dam // Magazine of Civil Engineering. 2022, Vol. 113, No. ), pp.1-8.
- [25] Galván J.C., et al. Boundary element model for the analysis of the dynamic response of the Soria arch dam and experimental validation from ambient vibration tests // Engineering Analysis with Boundary Elements. 2022, Vol. 144, pp.67-80.
- [26] Arbain A., et al. Vibration analysis of Chenderoh dam physical model spillway structure due to the effect of water spilling: Numerical and Experimental Validation // IOP Conf. Ser.:Mater. Sci. Eng. 2020, Vol. 815, P. 012020.
- [27] Vipparthy R. Static and free vibration analysis of a gravity dam under the influence of hydrostatic pressure using ANSYS finite element models // ResearchGate : препринт. 2022. – URL: <https://www.researchgate.net/publication> (дата обращения: 19.12.2025).
- [28] Altunışık A., Kalkan E., Okur F., Günaydın M., Genç A. F. Experimental Modal Analysis and Structural Health Monitoring of the Double Curvature Deriner Arch Dam // IDUNAS Natural and Applied Sciences Journal. 2021, Vol. 4, No. 1, pp. 22–29.
- [29] Chakraborty S., Das J. T., Puppala A. J., Banerjee A. Natural frequency of earthen dams at different induced strain levels // Engineering Geology. 2019, Vol. 248, pp. 330–345
- [30] Jafari S.R., Pasbani Khiavi M. Parametric Study of the Modal Behavior of Concrete Gravity Dam by Using Finite Element Method // Civil Engineering Journal. 2019, Vol. 5, No. 12, pp. 2614–2625.
- [31] Li Q., Ma G., Li P., Su Z. Dynamic characteristics of tailings dam with geotextile tubes under seismic load // Reviews on Advanced Materials Science. 2021, Vol. 60, No. 1, pp. 599–614.
- [32] Raja M., Maheshwari B. Behaviour of Earth Dam under Seismic Load Considering Nonlinearity of the Soil // Open Journal of Civil Engineering. 2016, Vol. 6, No. 2, pp. 75–83.
- [33] Колтунов М.А., Кравчук А.С., Майборода В.П. Прикладная механика деформируемого твердого тела. М.: Высшая школа, 1983, 349 с.

Дата поступления  
18.10.2025

**Sultanov K.S., Mirsaidov M.M., Nu'monov A., Urazmuhamedova Z. Qizilsoy gruntli to'g'onining statik kuchlar ta'sirida kuchlanishini baholash**

**Annotatsiya.** Ushbu maqolada turli xil statik kuchlar ostida gruntli to'g'onlarning kuchlanish holatini baholash uchun matematik formulalar, yechim usullari va algoritmlari keltirilgan. Olingan natijalar litsenziyali dasturiy ta'minot yordamida olingan natijalar bilan taqqoslangan. Markaziy yadro bilan loyihalashtirilgan Qizilsoy gruntli to'g'onining kuchlanish holati baholanadi. Aniqlanishicha, tashqi kuchlar ta'sirida to'g'onning yuqori qismining eng past qismida (kichik kesimda) musbat belgi bilan  $\sigma_x$  paydo bo'ladi. To'g'onning yuqori qismi va pastki qismidagi kuchlar hamda gidrostatik suv bosimi birgalikda hisobga olinsa, gorizontal normal kuchlanish bosimga aylanadi.

**Kalit so'zlar:** grunt to'g'on, kuchlanish holati, chekli elementlar usuli (ChEU), kuchlanish holati, massa kuchlari, gidrostatik suv bosimi, konstruktiv bir jinsiz.

**Sultanov K.S., Mirsaidov M.M., Numonov A., Urazmukhamedova Z. Stress state of the Kyzylsay earth dam under static loads**

**Abstract.** This paper presents a mathematical formulation, solution methods, and algorithms for assessing the stress state of earth dams under various static loads. The results are compared with the results obtained using the licensed software package. The stress state of the designed Kyzylsay earth dam with a central core is estimated. It is established that under the action of mass forces in the lowest part of the upstream slope (in a small section) of the dam, stress  $\sigma_x$  with a positive sign occurs. When mass forces and hydrostatic water pressure in the lower part of the upstream slope of the dam are also taken into account, the horizontal normal stress becomes compressive.

**Key words:** earth dam, stress state, finite element method (FEM), mass forces, hydrostatic water pressure, structural heterogeneity.

УДК 539.3

## ПРОДОЛЬНЫЕ КОЛЕБАНИЯ МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ С ПРОСТРАНСТВЕННЫМ ФУНДАМЕНТОМ НА ОСНОВЕ КОНТИНУАЛЬНОЙ ПЛАСТИНЧАТОЙ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ МОДЕЛИ

**Усаров М.К., Шамсиев Д.К., Усанов Ф.А.**

*Институт механики и сейсмостойкости сооружений им.М.Т.Уразбаева АН РУз, Ташкент, Узбекистан.  
E-mail: umakhamatali@mail.ru*

**Аннотация.** В статье приведено численное решение динамической задачи продольных колебаний многоэтажного здания с пространственным фундаментом на основе пространственной континуальной пластинчатой модели, разработанной с использованием бимоментной теории пластин. Приводятся основные уравнения продольных колебаний, граничные и контактные условия здания. Получены численные результаты расчетов перемещений при продольных колебаниях многоэтажных зданий для различных вариантов геометрических размеров.

*Ключевые слова:* Многоэтажное здание, бимоментная теория, пластинчатая модель, сейсмическая нагрузка, продольные колебания, пространственный фундамент, напряжения, перемещения, ускорение, уравнение движения, граничные условия, контактные условия.

**Введение.** Увеличение плотности городского населения требует применения оптимальных конструктивных систем многоэтажных гражданских зданий, однако, несмотря на большое количество исследований о рациональности их применения, вопрос о выборе оценки сейсмостойкости конструктивных систем многоэтажных гражданских зданий остается открытым. Обеспечение пространственной жесткости многоэтажных зданий при действии внешних нагрузок сводится к решению сложных задач, связанных с одним из видов динамических расчётов – модальным анализом, при котором решаются в первую очередь вопросы определения перемещения при продольных колебаниях конструкций и многоэтажного здания с пространственным фундаментом в целом. Многие ученые и исследователи занимаются совершенствованием существующих методов расчета высотных зданий с пространственным фундаментом на сейсмическую прочность, а также разработкой новых пространственных методов.

В нормативах большинства стран применяется концепция редукиции при учете нелинейных эффектов для определения расчетных сейсмических нагрузок [1, 2]. Такой подход является общепринятым, но результаты последних исследований в области сейсмостойкого строительства свидетельствуют о возможном возникновении дефекта сейсмостойкости при проектировании зданий и сооружений с использованием данной методики [3-5]. Расчет зданий и сооружений, проектируемых для сейсмических районов, проводят по методике СНиП, основанной на линейно-спектральном подходе [6-8]. Этот метод расчета не позволяет оценить вероятность отклонения расчетных значений реакции от действительных величин, а также вскрыть резервы прочности сооружений, связанные с физически нелинейными свойствами конструкционных материалов, которые проявляются при динамическом нагружении. В статье [9] представлены результаты сравнительного анализа сейсмостойкости пяти различных конструктивных систем многоэтажных гражданских зданий (высота этажа – 3 м, количество этажей – 20): каркасно-стеновой, каркасно-ствольной, ствольно-стеновой, каркасно-ствольно-диафрагмовой, каркасно-ствольно-оболочковой систем. Сумма эффективных модальных масс, учтенных в расчете, составила не менее 90% общей массы системы, возбуждаемой по направлению сейсмического горизонтального воздействия, и не менее 75% – при вертикальном воздействии.

Статья [10] посвящена разработке метода расчета отклика конструкции на многокомпонентное сейсмическое воздействие. Для расчета отклика конструкции использовались максимальный и минимальный огибающие спектры отклика. Средняя разница в результатах, полученных при расчете максимального и минимального отклика системы во временной области, с результатами, полученными с использованием огибающих спектров, составила менее 5%. В статье [11] рассмотрен опыт применения крупнопанельных зданий в сейсмических районах. Особое внимание уделено конструктивным решениям 122-ой серии, которая получила название «Крупнопанельные здания с “сухими” стыками». Показано, что применение дополнительных элементов сухого трения в стыках панелей позволяет на 30% снизить сейсмические нагрузки на здания и, соответственно, усилия в сборных элементах крупнопанельного здания.

**Континуальная модель многоэтажного здания.** Для построения континуальной модели многоэтажного здания необходимо найти его приведенные модули упругости и плотности. Приведем формулы определения упругих характеристик континуальной пластинчатой модели многоэтажного здания из работы [12].

Введем обозначения для пластинчатых элементов здания:  $E_1, E_2, E_3$  – модули упругости;  $G_{12}, G_{13}, G_{23}$  – модули сдвига;  $\nu_{12}, \nu_{13}, \nu_{23}$  – коэффициенты Пуассона материала пластины. Для определения компонентов тензоров напряжения, сил, моментов и бимоментов

введем упругие константы  $E_{11}, E_{12}, \dots, E_{33}$ , определяемые через коэффициенты Пуассона и модули упругости [12]:

$$\begin{aligned} E_{11} &= E_1 g_{11}, \quad E_{22} = E_2 g_{22}, \quad E_{33} = E_3 g_{33}, \\ E_{12} = E_{21} &= E_1 g_{12} = E_2 g_{21}, \quad E_{13} = E_{31} = E_1 g_{13} = E_3 g_{31}, \quad E_{23} = E_{32} = E_2 g_{23} = E_3 g_{32}, \\ g_{11} &= \frac{1 - \nu_{23} \nu_{32}}{1 - \mu^2}, \quad g_{22} = \frac{1 - \nu_{13} \nu_{31}}{1 - \mu^2}, \quad g_{33} = \frac{1 - \nu_{12} \nu_{21}}{1 - \mu^2}, \\ g_{12} = g_{21} &= \frac{\nu_{12} + \nu_{13} \nu_{32}}{1 - \mu^2} = \frac{\nu_{21} + \nu_{31} \nu_{23}}{1 - \mu^2}, \quad g_{13} = g_{31} = \frac{\nu_{13} + \nu_{21} \nu_{32}}{1 - \mu^2} = \frac{\nu_{31} + \nu_{12} \nu_{23}}{1 - \mu^2}, \\ g_{23} = g_{32} &= \frac{\nu_{23} + \nu_{13} \nu_{12}}{1 - \mu^2} = \frac{\nu_{32} + \nu_{31} \nu_{21}}{1 - \mu^2}, \quad \mu^2 = \nu_{12} \nu_{21} + \nu_{23} \nu_{32} + \nu_{13} \nu_{31} + 2\nu_{12} \nu_{23} \nu_{31}. \end{aligned}$$

Введем коэффициенты приведения  $\xi_{11}, \xi_{22}, \xi_{33}, \xi_{12}, \xi_{13}, \xi_{23}, \xi_0$ , с помощью которых приведены модули упругости, сдвига и плотности пластинчатой модели многоэтажного здания. Приведенные модули упругости и сдвига здания определяются по следующим формулам [12]:

$$\begin{aligned} E_1^{np} &= \xi_{11} E_0, \quad E_2^{np} = \xi_{22} E_0, \quad E_3^{np} = \xi_{33} E_0, \\ G_{12}^{np} &= \xi_{12} G_0, \quad G_{13}^{np} = \xi_{13} G_0, \quad G_{23}^{np} = \xi_{23} G_0, \end{aligned} \quad (1)$$

а приведенная плотность здания определяется выражением

$$\rho_{np} = \xi_0 \rho_0. \quad (2)$$

где  $E_0$  - модуль упругости материала несущей стены здания.

Значения коэффициентов приведения  $\xi_{11}, \xi_{22}, \xi_{33}, \xi_{12}, \xi_{13}, \xi_{23}, \xi_0$ , в общем случае, для каждой ячейки (комнаты) определяются в зависимости от размера и материала плит комнат многоэтажного здания.

Запишем новые формулы для определения коэффициентов приведенных модулей упругости дискретной части здания  $\xi_{11}, \xi_{22}, \xi_{33}, \xi_{12}, \xi_{13}, \xi_{23}, \xi_0$ , данные в [12]:

$$\begin{aligned} \xi_{11} &= \alpha_1 \frac{S_{11}}{S_{01}}, \quad \xi_{22} = \alpha_2 \frac{S_{22}}{S_{02}}, \quad \xi_{33} = \alpha_3 \frac{S_{33}}{S_{03}}, \quad \xi_{12} = \alpha_4 \frac{S_{12}}{S_{01}}, \\ \xi_{13} &= \alpha_5 \frac{h_{nep}}{b_1} \lambda^*, \quad \xi_{23} = \alpha_6 \frac{h_2}{a_1}, \quad \xi_0 = \alpha_0 \frac{V_1}{V_0}. \end{aligned} \quad (3)$$

где  $S_{01}, S_{02}, S_{03}$  – площади поперечных сечений здания в трех координатных плоскостях одного этажа здания;  $S_{11}, S_{22}, S_{33}$  – суммарные площади поперечных сечений плит в координатных плоскостях, образующих один этаж здания;  $\lambda^*$  – коэффициент, характеризующий пустоты в поперечном сечении плиты перекрытия.  $V_1$  – сумма объемов плит, которые составляют один этаж многоэтажного здания.  $V_0$  – полный внешний объем одного многоэтажного здания.

Надо отметить, что коэффициенты в формулах (3)  $\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_6$  определяются в зависимости от ячеистой структуры конструкции здания. При определении приведенных модулей упругости и сдвига наружных стен, с учетом оконных проемов, применим методу, приведенную в [12], в виде приближенных формул:

$$\begin{aligned} E_1^{npus} &= E_1 \left(1 - \frac{\eta}{\eta_0}\right), \quad E_2^{npus} = E_2 \left(1 - \frac{\eta}{\eta_0}\right), \quad E_3^{npus} = E_3 \left(1 - \frac{\eta}{\eta_0}\right), \\ G_{12}^{npus} &= G_{12} \left(1 - \frac{\eta}{\eta_0}\right), \quad G_{13}^{npus} = G_{13} \left(1 - \frac{\eta}{\eta_0}\right), \quad G_{23}^{npus} = G_{23} \left(1 - \frac{\eta}{\eta_0}\right). \end{aligned} \quad (4)$$

Здесь,  $E_1, E_2, E_3, G_{12}, G_{13}, G_{23}$  – модули упругости и сдвига наружных стен,  $\eta, \eta_0$  – постоянные коэффициенты, которые зависят от размера проема рассматриваемой стены.

Значения коэффициентов  $\xi_{11}, \xi_{22}, \xi_{33}, \xi_{12}, \xi_{13}, \xi_{23}, \xi_0$  для каждой ячейки (комнаты) здания определяются в виде функций двух пространственных переменных,  $E_0, G_0$  – модули упругости и сдвига самой прочной несущей панели здания. Формулы (1) – (4) определяют приведенные модули упругости, в качестве ортотропной пластинчатой модели здания. Для многоэтажных зданий в качестве исходных данных задаются следующие размеры здания. Высота и длина многоэтажного здания принимаются, соответственно, равными  $b=nb_1$  и  $a$ , где  $n$  количество комнат по ширине одного этажа,  $b_1$  – размер одной вертикальной поперечной стены (высота одного этажа многоэтажного здания считается постоянной);  $h_1$  – толщина внешних продольных вертикальных несущих стен;  $h_2$  – толщина внутренних межкомнатных поперечных вертикальных стен;  $h_{пер}$  – толщина перекрытия. Для представления значения модулей упругости и плотности вычислены их значения при следующих размерах многоэтажного здания:

$$h_1 = 0.35 \text{ м}, h_2 = 0.20 \text{ м}, h_{пер} = 0.2 \text{ м}, a_1 = 5 \text{ м}, b_1 = 3 \text{ м}, a = 30.$$

Высота и длина многоэтажного здания принимаются, соответственно, равными  $b=nb_1$  и  $a=30$  м. Ширина здания  $H$  варьируется. Используя исходные данные, определены значения коэффициентов приведенных модулей упругости, показанные в таблице 1 для многоэтажных зданий, вычисленные по формулам (3).

Таблица 1

Коэффициенты определения модулей упругости континуальной модели здания при заданных исходных данных							
Толщина	Коэффициенты определения модулей упругости континуальной модели здания						
$H$ (м)	$\xi_0$	$\xi_{11}$	$\xi_{12}$	$\xi_{13}$	$\xi_{22}$	$\xi_{23}$	$\xi_{33}$
15	0.100	0.093	0.060	0.067	0.117	0.04	0.09
18	0.089	0.083	0.050		0.107		
20	0.082	0.078	0.045		0.102		

Предлагаемая пространственная модель здания учитывает все виды компонент деформации и напряжений пригодных для пространственного расчета на сейсмостойкость зданий и сооружений.

**Постановка задачи.** Задача о продольных колебаниях многоэтажного здания является антисимметричной задачей бимоментной теории пластинчатых сооружений, разработанной в [12-14]. Сейсмические колебания многоэтажного здания в рамках пластинчатой модели рассматриваются в прямоугольной декартовой координатной системе  $x_1$  и  $x_2$  и  $z$ . Направим оси  $Ox_1$  и  $Ox_2$  по длине и высоте, а ось  $Oz$  – вдоль ширины многоэтажного здания.

Задача продольных колебаний бимоментной теории пластинчатых сооружений состоит из двух уравнений относительно продольных и тангенциальных усилий и четырех дополнительно построенных уравнений бимоментов относительно девяти неизвестных кинематических функций:

$$\begin{aligned} \bar{u}_k &= \frac{u_k^{(+)} + u_k^{(-)}}{2}, \quad \bar{\psi}_k = \frac{1}{2h} \int_{-h}^h u_k dz, \quad \bar{\beta}_k = \frac{1}{2h^3} \int_{-h}^h u_k z^2 dz, \quad (k=1,2), \\ \bar{W} &= \frac{u_3^{(+)} - u_3^{(-)}}{2}, \quad \bar{r} = \frac{1}{2h^2} \int_{-h}^h u_3 z dz, \quad \bar{\gamma} = \frac{1}{2h^4} \int_{-h}^h u_3 z^3 dz. \end{aligned} \quad (5)$$

Вводятся грузовые члены уравнения движения для первой задачи  $\bar{q}_k, (k=1,2), \bar{q}_3$ , которые определяются по формулам:

$$\bar{q}_k = \frac{q_k^{(+)} - q_k^{(-)}}{2}, \quad (k=1,2), \quad \bar{q}_3 = \frac{q_3^{(+)} + q_3^{(-)}}{2} \quad (6)$$

Усилия  $n_{11}, n_{12}, n_{22}$  от напряжений  $\sigma_{11}, \sigma_{12}, \sigma_{22}$  определены выражениями:

$$\begin{aligned}
n_{11} &= E_{11}\bar{\varepsilon}_{11} + E_{12}\bar{\varepsilon}_{22} + E_{13}\bar{\varepsilon}_{33}, \\
n_{22} &= E_{12}\bar{\varepsilon}_{11} + E_{22}\bar{\varepsilon}_{22} + E_{23}\bar{\varepsilon}_{33}, \\
n_{12} &= n_{21} = G_{12}(\bar{\varepsilon}_{12} + \bar{\varepsilon}_{21})
\end{aligned} \tag{7}$$

где  $\bar{\varepsilon}_{11} = \frac{\partial \bar{\psi}_1}{\partial x_1}$ ,  $\bar{\varepsilon}_{22} = \frac{\partial \bar{\psi}_2}{\partial x_2}$ ,  $\bar{\varepsilon}_{33} = \frac{2\bar{W}}{H}$ ,  $\bar{\varepsilon}_{12} = \frac{\partial \bar{\psi}_2}{\partial x_1}$ .

Бимоменты  $\bar{p}_{11}$ ,  $\bar{p}_{22}$ ,  $\bar{p}_{12}$  от напряжений  $\sigma_{11}$ ,  $\sigma_{12}$ ,  $\sigma_{22}$  определены в виде:

$$\begin{aligned}
\bar{p}_{11} &= E_{11}\bar{e}_{11} + E_{12}\bar{e}_{22} + E_{13}\bar{e}_{33}, \\
\bar{p}_{12} &= \bar{p}_{21} = G_{12}\bar{e}_{12}, \\
\bar{p}_{22} &= E_{12}\bar{e}_{11} + E_{22}\bar{e}_{22} + E_{23}\bar{e}_{33}.
\end{aligned} \tag{8}$$

где  $\bar{e}_{11} = \frac{\partial \bar{\beta}_1}{\partial x_1}$ ,  $\bar{e}_{22} = \frac{\partial \bar{\beta}_2}{\partial x_2}$ ,  $\bar{e}_{33} = \frac{2\bar{W} - 4\bar{r}}{H}$ ,  $\bar{e}_{12} = \frac{\partial \bar{\beta}_2}{\partial x_1} + \frac{\partial \bar{\beta}_1}{\partial x_2}$ .

Интенсивности поперечных бимоментов  $\bar{p}_{13}$ ,  $\bar{p}_{23}$  и  $\bar{\tau}_{13}$ ,  $\bar{\tau}_{23}$  от касательных напряжений  $\sigma_{13}$ ,  $\sigma_{23}$  построены в виде следующих выражений:

$$\bar{p}_{k3} = G_{k3}\bar{\varepsilon}_{k3}, \quad \bar{\tau}_{k3} = G_{k3}\bar{e}_{k3}, \quad (k=1,2). \tag{9}$$

где  $\bar{\varepsilon}_{k3} = \frac{\partial \bar{r}}{\partial x_k} + \frac{2(\bar{u}_k - \bar{\psi}_k)}{H}$ ,  $\bar{e}_{k3} = \frac{\partial \bar{\gamma}}{\partial x_k} + \frac{2(\bar{u}_k - 3\bar{\beta}_k)}{H}$ ,  $(k=1,2)$ .

Интенсивности бимоментов  $\bar{p}_{33}$  и  $\bar{\tau}_{33}$  от нормального напряжения  $\sigma_{33}$  получены в виде:

$$\bar{p}_{33} = E_{31}\bar{\varepsilon}_{11} + E_{32}\bar{\varepsilon}_{22} + E_{33}\bar{\varepsilon}_{33}, \quad \bar{\tau}_{33} = E_{31}\bar{e}_{11} + E_{32}\bar{e}_{22} + E_{33}\bar{e}_{33}. \tag{10}$$

Уравнения движения пластины относительно продольных и тангенциальных усилий построены в виде:

$$\frac{\partial n_{11}}{\partial x_1} + \frac{\partial n_{12}}{\partial x_2} + \frac{2\bar{q}_1}{H} = \rho \ddot{\bar{\psi}}_1, \quad \frac{\partial n_{21}}{\partial x_1} + \frac{\partial n_{22}}{\partial x_2} + \frac{2\bar{q}_2}{H} = \rho \ddot{\bar{\psi}}_2. \tag{11}$$

Отметим, что в системе двух уравнений (2.23) содержатся три неизвестные функции  $\bar{\psi}_1$ ,  $\bar{\psi}_2$ ,  $\bar{W}$ .

Относительно продольных и тангенциальных бимоментов также построены два уравнения движения в виде:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial \bar{p}_{11}}{\partial x_1} + \frac{\partial \bar{p}_{12}}{\partial x_2} - \frac{4\bar{p}_{13}}{H} + \frac{2\bar{q}_1}{H} &= \rho H \ddot{\bar{\beta}}_1 \\
\frac{\partial \bar{p}_{12}}{\partial x_1} + \frac{\partial \bar{p}_{22}}{\partial x_2} - \frac{4\bar{p}_{23}}{H} + \frac{2\bar{q}_2}{H} &= \rho H \ddot{\bar{\beta}}_2.
\end{aligned} \tag{12}$$

В отличие от традиционных теорий пластин, построены ещё два уравнения движения пластин относительно интенсивности поперечных бимоментов в следующем виде:

$$\frac{\partial \bar{p}_{13}}{\partial x_1} + \frac{\partial \bar{p}_{23}}{\partial x_2} - \frac{2\bar{p}_{33}}{H} + \frac{2\bar{q}_3}{H} = \rho \ddot{\bar{r}}, \tag{13}$$

$$\frac{\partial \bar{\tau}_{13}}{\partial x_1} + \frac{\partial \bar{\tau}_{23}}{\partial x_2} - \frac{6\bar{\tau}_{33}}{H} + \frac{2\bar{q}_3}{H} = \rho \ddot{\bar{\gamma}}. \tag{14}$$

С использованием метода разложения перемещений в бесконечный ряд Маклорена в [14] построены ещё три уравнения продольных колебаний пластинчатой модели многоэтажного здания относительно обобщенных функций перемещений  $\bar{u}_1$ ,  $\bar{u}_2$ ,  $\bar{W}$  точек внешних стен в следующем виде:

$$\bar{u}_1 = \frac{1}{4}(21\bar{\beta}_1 - 3\bar{\psi}_1) - \frac{1}{20}H \left( \frac{\partial \bar{W}}{\partial x_1} + \frac{\bar{q}_1}{G_{13}} - \frac{\eta_{13}\bar{q}_2}{G_{23}} \right), \quad (15)$$

$$\bar{u}_2 = \frac{1}{4}(21\bar{\beta}_2 - 3\bar{\psi}_2) - \frac{1}{20}H \left( \frac{\partial \bar{W}}{\partial x_2} + \frac{\bar{q}_2}{G_{23}} - \frac{\eta_{23}\bar{q}_1}{G_{13}} \right),$$

$$\bar{W} = \frac{1}{2}(21\bar{\gamma} - 7\bar{r}) - \frac{1}{30}H \left( \frac{E_{31}}{E_{33}} \frac{\partial \bar{u}_1}{\partial x_1} + \frac{E_{32}}{E_{33}} \frac{\partial \bar{u}_2}{\partial x_2} - \frac{E_{61}}{E_{33}} \left( \frac{\partial \bar{u}_1}{\partial x_1} + \frac{\partial \bar{u}_2}{\partial x_2} \right) \right) + \frac{H\bar{q}_3}{30E_{33}}. \quad (16)$$

При описании граничных условий для уравнений продольных колебаний зданий (5) - (16), кроме сил, моментов и бимоментов, введем ещё удельные бимоменты  $\bar{\sigma}_{11}, \bar{\sigma}_{12}, \bar{\sigma}_{22}, \bar{\sigma}_{11}^*, \bar{\sigma}_{22}^*$ , которые определяются формулами, полученными в [12-14].

Бимоменты  $\bar{\sigma}_{11}, \bar{\sigma}_{12}, \bar{\sigma}_{22}$  определяются по формулам:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{11} &= \left( E_{11} - \frac{E_{13}}{E_{33}} E_{31} \right) \frac{\partial \bar{u}_1}{\partial x_1} + \left( E_{12} - \frac{E_{13}}{E_{33}} E_{32} \right) \frac{\partial \bar{u}_2}{\partial x_2} + \frac{E_{13}}{E_{33}} \bar{q}_3, \\ \bar{\sigma}_{22} &= \left( E_{21} - \frac{E_{23}}{E_{33}} E_{31} \right) \frac{\partial \bar{u}_1}{\partial x_1} + \left( E_{22} - \frac{E_{23}}{E_{33}} E_{32} \right) \frac{\partial \bar{u}_2}{\partial x_2} + \frac{E_{23}}{E_{33}} \bar{q}_3, \\ \bar{\sigma}_{12} &= G_{12} \left( \frac{\partial \bar{u}_1}{\partial x_2} + \frac{\partial \bar{u}_2}{\partial x_1} \right). \end{aligned} \quad (17)$$

Для описания продольных колебаний, запишем выражения интенсивностей бимоментов  $\bar{\sigma}_{11}^*, \bar{\sigma}_{22}^*$ , определяемые по формулам:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{11}^* &= -E_{11} \frac{\partial^2 \bar{W}}{\partial x_1^2} - E_{12} \frac{\partial^2 \bar{W}}{\partial x_1^2} + E_{13} \frac{420(\bar{W} + 6\bar{r} - 15\bar{\gamma})}{H}, \\ \bar{\sigma}_{22}^* &= -E_{12} \frac{\partial^2 \bar{W}}{\partial x_1^2} - E_{22} \frac{\partial^2 \bar{W}}{\partial x_1^2} + E_{23} \frac{420(\bar{W} + 6\bar{r} - 15\bar{\gamma})}{H}, \end{aligned} \quad (18)$$

При рассмотрении продольных колебаний здания максимальные напряжения между продольными и поперечными стенами определяются по формулам:

$$\bar{\sigma}_{13}^* = G_{13} \left[ \frac{5}{6} \frac{\partial \bar{W}}{\partial x_1} + \frac{E_{31}}{E_{33}} \frac{H}{36} \frac{\partial^2 \bar{u}_1}{\partial x_1^2} + \frac{H}{36} \frac{E_{32}}{E_{33}} \frac{\partial^2 \bar{u}_2}{\partial x_1 \partial x_2} - \frac{35(9\bar{\beta}_1 - 2\bar{\psi}_1 - \bar{u}_1)}{6H} \right], \quad (19)$$

$$\bar{\sigma}_{13}^* = G_{23} \left[ \frac{5}{6} \frac{\partial \bar{W}}{\partial x_2} + \frac{E_{31}}{E_{33}} \frac{H}{36} \frac{\partial^2 \bar{u}_1}{\partial x_2 \partial x_1} + \frac{H}{36} \frac{E_{32}}{E_{33}} \frac{\partial^2 \bar{u}_2}{\partial x_2^2} - \frac{35(9\bar{\beta}_2 - 2\bar{\psi}_2 - \bar{u}_2)}{6H} \right],$$

$$\bar{\sigma}_{33}^* = \frac{7E_{31}}{6} \frac{\partial \bar{u}_1}{\partial x_1} + \frac{7E_{32}}{6} \frac{\partial \bar{u}_2}{\partial x_2} - \frac{H}{36} \left( E_{31} \frac{\partial^2 \bar{W}}{\partial x_1^2} + E_{32} \frac{\partial^2 \bar{W}}{\partial x_2^2} \right) - E_{33} \frac{35(33\bar{\gamma} - 9\bar{W} - 4\bar{r})}{6H}. \quad (20)$$

Далее, определим граничные условия для рассматриваемой задачи о продольных колебаниях многоэтажных зданий. На свободных боковых гранях здания имеем условия равенства нулю сил, моментов и бимоментов и силовых факторов:

$$\begin{aligned} n_{11} = 0, \quad n_{12} = 0, \quad \bar{p}_{11} = 0, \quad \bar{p}_{12} = 0, \quad \bar{p}_{13} = 0, \quad \bar{\tau}_{13} = 0, \\ \bar{\sigma}_{11} = 0; \quad \bar{\sigma}_{12} = 0 \quad \bar{\sigma}_{13}^* = 0. \end{aligned} \quad (21, a)$$

На свободной верхней грани здания имеем условия:

$$\begin{aligned} n_{12} = 0, \quad n_{22} = 0, \quad \bar{p}_{12} = 0, \quad \bar{p}_{22} = 0, \quad \bar{p}_{23} = 0, \quad \bar{\tau}_{23} = 0, \\ \bar{\sigma}_{12} = 0; \quad \bar{\sigma}_{22} = 0 \quad \bar{\sigma}_{23}^* = 0. \end{aligned} \quad (21, б)$$

На боковых гранях здания, расположенных в грунте, имеем условия равенства силовых факторов и нагрузок со стороны грунта:

$$\begin{aligned} n_{11} = n_{11}^{zp}, \quad n_{12} = n_{12}^{zp}, \quad \bar{p}_{11} = p_{11}^{zp}, \quad \bar{p}_{12} = p_{12}^{zp}, \quad \bar{p}_{13} = p_{13}^{zp}, \quad \bar{\tau}_{13} = \tau_{12}^{zp}, \\ \bar{\sigma}_{11} = \sigma_{12}^{zp}; \quad \bar{\sigma}_{12} = \sigma_{12}^{zp} \quad \bar{\sigma}_{13}^* = \sigma_{12}^{zp}. \end{aligned} \quad (22, a)$$

На свободной верхней грани здания имеем условия:

$$\begin{aligned} n_{12} = n_{12}^{zp}, \quad n_{22} = n_{22}^{zp}, \quad \bar{p}_{12} = p_{11}^{zp}, \quad \bar{p}_{22} = p_{22}^{zp}, \quad \bar{p}_{23} = p_{23}^{zp}, \quad \bar{\tau}_{23} = \tau_{23}^{zp}, \\ \bar{\sigma}_{12} = \sigma_{12}^{zp}; \quad \bar{\sigma}_{22} = \sigma_{22}^{zp} \quad \bar{\sigma}_{23}^* = \sigma_{23}^{zp}. \end{aligned} \quad (22, б)$$

**Метод решения.** Методика и алгоритм численного решения задачи колебаний многоэтажного здания при продольных колебаниях разработаны на основе метода конечных разностей. Для аппроксимации производных перемещений по пространственным координатам воспользуемся формулами центральных разностных схем. При аппроксимации производных от напряжений, сил, моментов и бимоментов используются центральные конечно-разностные схемы на полушагах (рис. 1), которые имеют второй порядок точности:

$$\frac{\partial F_{i,j}^k}{\partial x_1} = \frac{F_{i+\frac{1}{2},j}^k - F_{i-\frac{1}{2},j}^k}{\Delta x_1}, \quad \frac{\partial F_{i,j}^k}{\partial x_2} = \frac{F_{i,j+\frac{1}{2}}^k - F_{i,j-\frac{1}{2}}^k}{\Delta x_2} \quad (i = 1, N; \quad j = 1, M). \quad (23)$$

Здесь  $\Delta x_1 = a/N$ ,  $\Delta x_2 = b/M$  – шаг вычисления метода сеток,  $N$ ,  $M$  – количество делений на сетку.

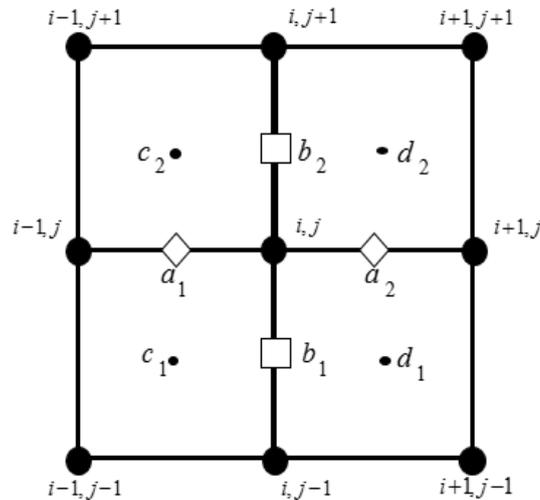


Рис. 1. Конечно-разностная аппроксимация производных силовых факторов и перемещений

Для аппроксимации производных от напряжений, сил, моментов и бимоментов используются центральные конечно-разностные схемы на полушагах, которые имеют второй порядок точности. Условия о равенстве нулю силовых факторов многоэтажного здания на свободных краях аппроксимируем в виде равенства нулю среднеарифметического значения перемещений внешних и внутренних точек.

Программа расчета перемещений и силовых факторов многоэтажного здания составлена в алгоритмической среде *Delphi*.

**Анализ результатов.** Численные расчеты произведены в предположении, что сейсмическое движение грунта происходит в направлении оси  $OZ$  (вдоль ширины здания) в виде ускорения основания здания:

$$\ddot{i}_0(t) = a_0 \cos(\omega_0 t), \quad (24)$$

где  $a_0 = k_c g$  – максимальное ускорение и  $\omega_0 = 2\pi v_0$  – круговая частота грунтового основания,  $k_c$  и  $v_0$  – коэффициент балльности землетрясения и собственная частота внешнего воздействия,

соответственно.

Отсюда получим перемещения основания здания в виде:

$$u_0(t) = \frac{A_0}{2} (1 - \cos(\omega_0 t)). \quad (25)$$

Здесь  $A_0 = 2k_c g / \omega_0^2$  – амплитуда перемещения основания.

В качестве начальных условий принимаем нулевые значения. Отметим, что коэффициенты сейсмичности для семибалльного, восьмибалльного и девятибалльного землетрясений равны  $k_c = 0.1, 0.2, 0.4$  соответственно.

Расчеты проводились для разных механических и геометрических данных двадцатиэтажного здания при продольных колебаниях. Для получения конкретных численных результатов должны быть известны механические характеристики рассматриваемой пластинчатой модели двадцатиэтажного здания. Считаем, что внешние стены состоят из железобетона с модулем упругости  $E_0 = 30000$  МПа, плотностью  $\rho_0 = 2500$  кг/м<sup>3</sup> коэффициентом Пуассона  $\nu_0 = 0.3$ . Внутренние стены считаем состоящими из керамзитобетона со следующими физическими характеристиками: модуль упругости  $E = 7500$  МПа плотность  $\rho = 1200$  кг/м<sup>3</sup>, коэффициент Пуассона  $\nu = 0.3$ . Фундамент здания состоит из железобетона с модулем упругости  $E_{\text{фунд}} = 25000$  МПа, плотностью  $\rho_{\text{фунд}} = 2500$  кг/м<sup>3</sup>, коэффициентом Пуассона  $\nu_{\text{фунд}} = 0.3$ . Ширина фундамента  $h_{\text{фунд}} = 1.2$  м. Приведены результаты расчетов продольных колебаний здания в рамках модели пластинчатого сооружения при следующих размерах плит здания:

$$h_1 = 0.40 \text{ м}, \quad h_2 = 0.25 \text{ м}, \quad h_{\text{пер}} = 0.2 \text{ м}, \quad a_1 = 5 \text{ м}, \quad b_1 = 3 \text{ м}.$$

Высота и длина двадцатиэтажного здания принимаются соответственно равными  $b = nb_1$  и  $a = 30$  м, а ширина здания  $H$  варьируется.

Используя исходные данные, определены значения приведенных модулей упругости, сдвига и плотности (представленные в Таблице 1) двадцатиэтажного здания, вычисленные по формулам, приведенным в [12-14]. Приводим численные результаты, полученные с использованием разработанной методики и алгоритма расчета двадцатиэтажного здания при продольных сейсмических воздействиях.

Высота и ширина здания принимаются равными  $a = 30$  м,  $b = 72$  м и  $H = 18$  м, соответственно. Представим численные результаты напряжений, полученные при поперечных колебаниях 20-этажного здания при 9-балльном землетрясении.

Вычислены значения собственной частоты двадцатиэтажного здания, которая равна  $p_0 = 0.905$  Гц, период основного тона колебаний  $T_0 = 1/p_0 = 1.11$  с.

Расчеты выполнены при следующих значениях: частота внешнего воздействия  $\nu_0 = 3.8$  Гц, период основного тона колебаний  $T_0 = 1/\nu_0 = 0.263$  с. Амплитуда внешнего воздействия  $A_0$  определяется в зависимости от балльности землетрясения.

На рис. 2 и 3 приведены графики, характеризующие изменения максимального нормального напряжения  $\sigma_{11}$ ,  $\sigma_{12}$ ,  $\sigma_{22}$  в середине первого этажа двадцатиэтажного здания от времени  $t$  при девятибалльных землетрясениях  $k_c = 0.4$  и  $\nu_0 = 3.8$ .

Как установлено (2), в середине первого этажа здания максимальное значение нормального напряжения получилось равным  $\sigma_{11} = 18.01$  МПа

На рис. 3 приведен график, характеризующий изменения максимального нормального напряжения  $\sigma_{22}$  в середине первого этажа двадцатиэтажного здания от времени  $t$ .

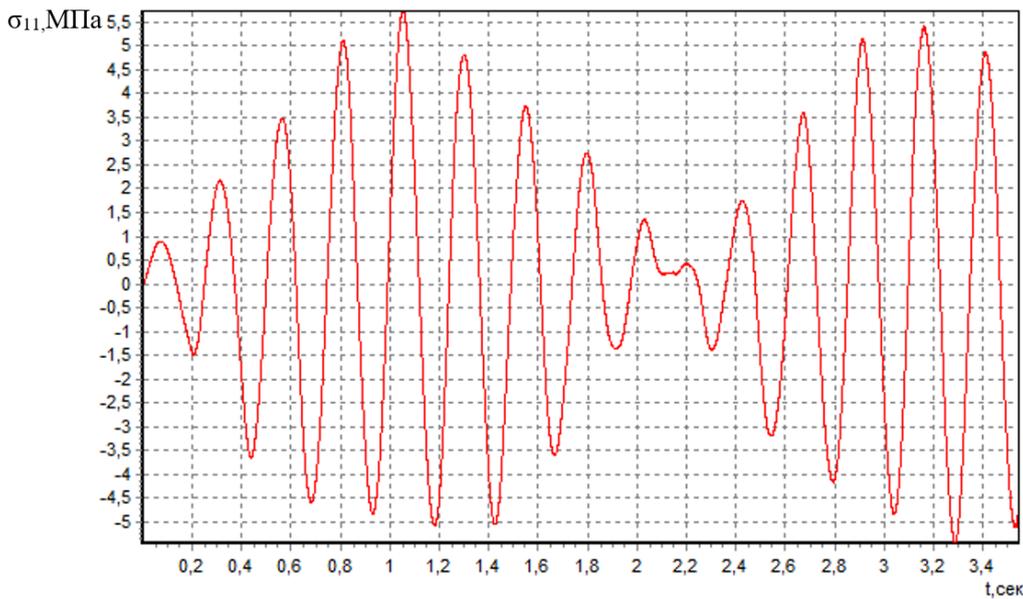


Рис. 2. График изменения нормального напряжения  $\sigma_{11}$  по времени в середине первого этажа двадцатиэтажного здания

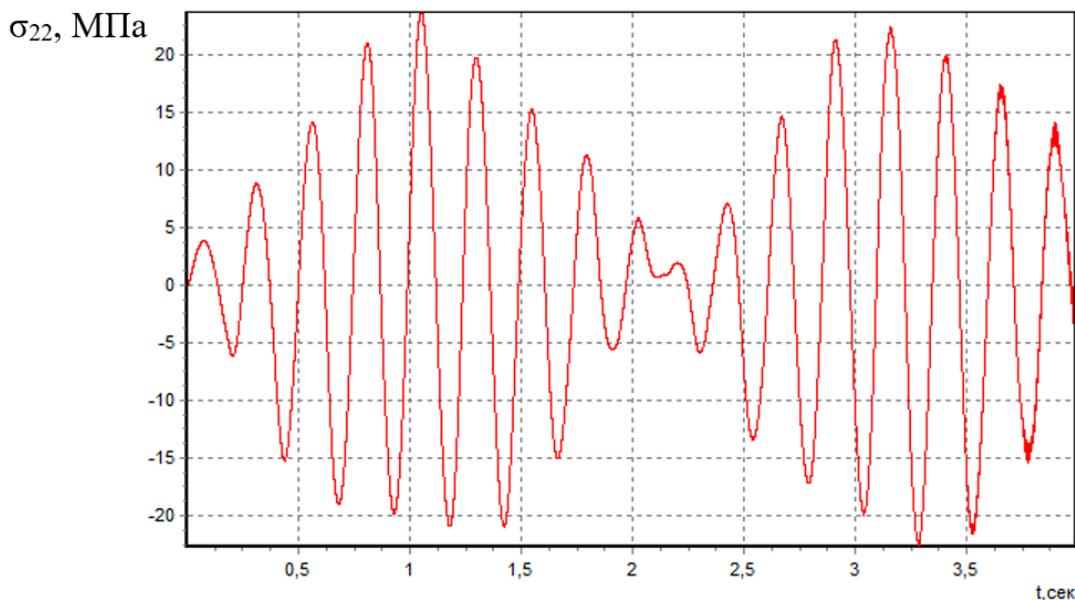


Рис. 3. График изменения нормального напряжения  $\sigma_{22}$  по времени в середине первого этажа двадцатиэтажного здания

Как установлено (рис. 3), в середине первого этажа здания максимальное значение нормального напряжения получилось равным  $\sigma_{22}=25.01$  МПа.

В табл 2 приведены минимальные и максимальные значения напряжений, полученные при поперечных колебаниях 20-этажного здания. Высота и ширина здания принимаются равными  $a=30$ м,  $b=72$ м и  $H=18$ м, соответственно. Отметим, что минимальные и максимальные значения касательного и нормального напряжений обнаружены при вынужденных поперечных колебаниях в середине и в четвертной части длины  $a=30$ м рассматриваемого многоэтажного высотного здания.

Таблица 2

Значения первой собственной частоты, максимальных и минимальных напряжений 20-этажного крупнопанельного здания во время землетрясений силой 7-8-9 баллов.

№	H, м	$k_s$	$\nu_0, Гц$	$\rho_0, Гц$	$\sigma_{11}, МПа$		$\sigma_{22}, МПа$	
					min	max	min	max
1	18	0.1	3.8	0.905	-1.35	1.40	-5.30	5.5
2		0.2			-2.5	3.02	-11.2	11.9
3		0.4			-5.51	5.71	-24.9	25.1

Установлено, что максимальные значения нормальных напряжений  $\sigma_{11}$  и  $\sigma_{22}$  в середине нижней части двадцатиэтажного здания при семи-, восьми- и девяти балльных землетрясениях, равны:

$$\begin{aligned}\sigma_{11} &= 1.40 \text{ МПа}, & \sigma_{11} &= 3.02 \text{ МПа}, & \sigma_{11} &= 5.71 \text{ МПа}, \\ \sigma_{22} &= 5.5 \text{ МПа}, & \sigma_{22} &= 11.9 \text{ МПа}, & \sigma_{22} &= 25.1 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Максимальные значения нормальных напряжений фундамента  $\sigma_{33}$  при семи-, восьми- и девяти балльных землетрясениях получились сжимающими (табл.2). При получении численных результатов для двадцатиэтажного здания количество делений на сетке по пространственным координатам принято  $N=30$ ,  $M=72$ .

На основе анализа полученных численных результатов по пластинчатой континуальной пространственной модели многоэтажного здания на сейсмические воздействия в виде ускорения основания установлено, что значения перемещений и ускорений этажей здания могут увеличиваться от 10 до 20 раз при девятибалльном сейсмическом воздействии по сравнению с их значениями в основании.

**Выводы и заключение.** Таким образом, предложены континуальная модель, метод и алгоритм численного решения задачи сейсмостойкости, а также способы определения перемещений при продольных колебаниях многоэтажного здания. С увеличением высоты (этажности) значительно увеличиваются горизонтальные перемещения  $\bar{\psi}_1$ . На основе анализа численных результатов установлено, что пластинчатая модель пригодна для описания динамического поведения и расчета горизонтальных перемещений  $\bar{\psi}_1$  многоэтажных зданий при сейсмических воздействиях.

#### ЛИТЕРАТУРА

- [1] СНиП II-7-81\* Строительство в сейсмических районах. Москва: Госстрой СССР, 1981, 129 с.
- [2] EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1, General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: CEN, 2004, 229 p.
- [3] Мкртычев О.В., Джинчвелашвили Г.А., Проблемы учета нелинейностей в теории сейсмостойкости (гипотезы и заблуждения). М.: МГСУ, 2012, 192 с.
- [4] Мкртычев О.В., Джинчвелашвили Г.А., Анализ устойчивости здания при аварийных воздействиях // Наука и техника транспорта. 2002, №2, стр. 34-41.
- [5] Мкртычев О.В., Мясникова Е.С., Исследование реакции высотного здания на сейсмические воздействия // Строительная механика и расчет сооружений. 2009, №1, стр. 38-40.
- [6] Джинчвелашвили Г.А., Колесников А.В. Развитие спектральной теории в прикладных задачах теории сейсмостойкости // Сейсмостойкое строительство и безопасность сооружений. 2009, №3, стр. 21-24.
- [7] Джинчвелашвили Г.А., Колесников А.В. Расчет многоэтажных зданий по спектральной и спектрально-волновой теории сейсмостойкости // Экспериментальные исследования сейсмостойкости зданий и развитие теории сейсмостойкости. М.: НИЦ «Строительство», 2009, стр. 218-233.
- [8] Бирбраер А.Н., Расчет конструкций на сейсмостойкость. СПб.: Наука, 1998, 255 с.
- [9] Abaev Z.K., Kodzaev M.Y., Bigulaev A.A. Earthquake resistance analysis of structural systems of multi-storey civil buildings // Journal of Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings. 2020, Vol. 16, No. 1, pp. 76–82.
- [10] Ушаков О.Ю., Алехин В.Н., Метод расчета зданий и сооружений с учетом пространственного характера сейсмического воздействия // Журнал «Строительные науки». 2014, № 1, стр. 77-81.
- [11] Белаи Т.А., Зенченко Д.В., Сейсмостойкие конструкции крупнопанельных зданий // Строительные науки. 2019, Т.14, № 3, стр. 130-137.
- [12] Mamataev G.I., Shamsiev D.K., Askarkhodjaev Sh.I., Kurbanbaev M.Sh., Yarashov J.A. To the solution of the problem of longitudinal vibrations of multi-storey buildings on the basis of the plate model // E3S Web of Conferences. 2023, Vol. 402, P. 07018.
- [13] Mirsaidov M., Usarov M. Bimoment theory construction to assess the stress state of thick orthotropic plates // IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science. 2020, Vol. 614, P. 012009.
- [14] Usarov, M.K., Usarov, D.M., Isaev, G.U., Kurbanbaev, M.Sh., Yuldoshev, B. Estimation of seismic resistance of multi-story buildings in the framework of the bimoment theory using the plate model // E3S Web of Conferences. 2023, Vol. 402, P. 07017.

Дата поступления  
24.10.2025

*Usarov M.K., Usanov F.A., Shamsiyev D.K. Kontinual plastinali fazoviy model asosida fazoviy poydevorga ega ko'p qavatli binoning bo'ylama tebranishlari*

*Annotatsiya.* Ushbu maqolada bimomentli plastinalar nazariyasiga asoslangan kontinual fazoviy plastinasimon model yordamida fazoviy poydevorga ega ko'p qavatli binoning bo'ylama tebranishlariga oid dinamik masalaning sonli yechimi keltirilgan. Tadqiqotda bino va fundamentning bo'ylama tebranishlarining asosiy tenglamalari, chegaraviy va kontakt shartlari bayon qilingan. Hisoblash natijasida turli geometrik parametrlar uchun ko'p qavatli binolarning bo'ylama tebranishlari vaqtida ko'chishlarning sonli qiymatlari aniqlangan.

*Kalit so'zlar:* ko'p qavatli bino, bimoment nazariya, plastinka modeli, seysmik yuk, bo'ylama tebranishlar, fazoviy poydevor, kuchlanish, ko'chish, tezlanish, harakat tenglamasi, chegara shartlari, kontakt shartlar.

*M.K. Usarov, F.A. Usanov, D.K. Shamsiev. Longitudinal oscillations of a multi-story building with a spatial foundation based on a spatial continual plate model.*

*Abstract.* The article presents a numerical solution to the dynamic problem of longitudinal oscillations of a multi-story building with a spatial foundation based on a spatial continuous plate model developed using the bimoment theory of plates. The main equations of longitudinal oscillations, boundary and contact conditions of the building are given. Numerical results of displacement calculations during longitudinal oscillations of multi-story buildings for various options of geometric dimensions are obtained.

*Keywords:* Multi-storey building, bimoment theory, plate model, seismic load, longitudinal vibrations, spatial foundation, stresses, displacement, acceleration, equation of motion, boundary conditions, contact conditions.

УДК 691.328.43

## ВЕРОЯТНОСТНО-СТАТИСТИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ИСПЫТАНИЙ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

Сирожиддинов З., Гуломов Х.А.

Самаркандский государственный архитектурно-строительный университет, Самарканд, Узбекистан  
E-mail: hamida1979305@gmail.com

*Аннотация.* В статье рассмотрены основные требования, связанные с обеспечением достоверности результатов, полученных в процессе испытаний образцов мелкозернистого бетона, модифицированного минеральными и химическими добавками. При статистическо-вероятностной оценке результатов испытаний были определены доверительные интервалы, стандартное отклонение и коэффициент вариации. Приведены алгоритмы расчета с использованием результатов подготовленных эталонных образцов, определены вероятностные значения, выбор коэффициентов надежности и их аспекты, связанные с нормативными показателями.

*Ключевые слова:* кубиковая прочность бетона, состав бетона, статистическая оценка, доверительные интервалы, стандартное отклонение, коэффициент вариации, вероятностное значение, эталон, нормативные показатели.

**Введение.** Строительная отрасль в Узбекистане стремительно развивается. Бетон остается основным строительным материалом при возведении новых жилых комплексов, промышленных объектов, гидротехнических сооружений, дорожно-инфраструктурных сооружений, метрополитена и мостов. В то же время, поскольку страна расположена в сейсмически активной зоне, прочность и надежность бетона должны соответствовать более высоким требованиям. Прочность бетона в сооружениях с повышенным уровнем ответственности, таких как гидротехнические сооружения, стадионы, многоэтажные жилые здания, школы, больницы, аэропорты напрямую связана с безопасностью этих объектов.

При оценке бетона изучаются его различные физико-механические свойства, наиболее важным из которых является его прочность. Точнее, при оценке производимого бетона в качестве основного критерия берется его кубиковая прочность [8].

Одной из актуальных проблем строительной практики является обеспечение требуемого уровня надёжности бетона в зависимости от категории ответственности проектируемого здания или сооружения. При этом исходной информацией служит кубиковая (или призмная) прочность бетона, которая играет ключевую роль в дальнейших расчётах и прогнозах эксплуатационных характеристик. Поэтому актуальной задачей является оценка кубической прочности бетона не только на основе стандарта, но и исходя из назначения и степени ответственности строящегося сооружения.

## СОДЕРЖАНИЕ

К.С.Султанов, М.М.Мирсаидов, А.Нуьмонов, З.Уразмухамедова. Напряженное состояние Кызылсайской грунтовой плиты под действием статических нагрузок .....	3
М.К.Усаров, Д.К.Шамсиев, Ф.А.Усанов. Продольные колебания многоэтажного здания с пространственным фундаментом на основе континуальной пластинчатой пространственной модели .....	11
З.Сирожидинов, Х.А.Гуломова. Вероятностно-статистический анализ результатов испытаний прочности бетона.....	21
К.Мамасолиев, Э.А.Исмоилов. Математическое моделирование продольно-радиальных колебаний трансверсально-изотропных цилиндрических оболочек, нестационарно взаимодействующих с внутренней вязкой жидкостью.....	30
Ш.И.Норматов. Определение минимального коэффициента устойчивости откосов грунтовых плотин методом кругло-цилиндрической поверхности скольжения с применением автоматизированного алгоритма нахождения центра окружности.....	38
А.Э.Кудратов. Устойчивость упругого стержня с гасителями колебаний при поперечных колебаниях.....	47
Ф.А.Усанов. Оценка напряженно-деформированного состояния пластины под действием касательных нагрузок на основе бимоментной теории.....	54
Б.Х.Хужаёров, Ж.Р.Туйгунов. Задача аномальной фильтрации жидкости в кусочно-неоднородной пористой среде.....	60
С.Худайкулов, Ж.Каниев, А.Абдувахобов. многофазные волны при взаимодействии дисперсных смесей с турбулентными потоками и их применение.....	71
М.Е.Мадалиев. Численный анализ 3d крыла Onera M6 на основе моделей турбулентности SA и SST.....	76
Д.С. Яхшибаев. Динамика перемешивания стратифицированных потоков туямуянского водохранилища.....	82
Т.Р.Пулатов, Ж.А.Умрзоков. Математическое моделирование движения жидкости в гидроаккумуляторе гидрорекуперационной тормозной системы.....	86
Г.А.Юсупходжаева, Д.С.Бекчанова. Технология по производству смесовой пряжи из вторичных отходов натурального шелка.....	91
Ш.Т.Равутов. Обоснование параметров зубчатого привода хлопкоуборочного аппарата, оснащенного малогабаритными эллиптическими барабанами .....	96
О.С. Норкузиев. Расчетный анализ процесса съема хлопка со шпинделей хлопкоуборочных машин.....	103
Л.Э.Турсунбоев. Определение сил реакции опор прижимного устройства шлифовальной машины.....	110
Абдукаримов А., Рахмонов Х.Н. Синтез комбинированных зубчато-рычажных дифференциальных передаточных механизмов.....	117
Д.М.Мухаммадиев, Х.А.Ахмедов, Б.Х.Примов, О.Х.Абзоиров. Экспериментальное исследование привода пильного волоконотделителя с семяотводящим устройством.....	130

## MUNDARIJA

K.S.Sultanov, M.M.Mirsaidov, A.Nu'monov, Z.Urazmuhamedova. Qizilsoy gruntli to'g'onining statik kuchlar ta'sirida kuchlanishini baholash.....	3
M.K.Usarov, F.A.Usanov, D.K.Shamsiyev. Kontinual plastinali fazoviy model asosida fazoviy poydevorga ega ko'p qavatli binoning bo'ylama tebranishlari .....	11
Z.Sirojiddinov, X.A.Gulomova. Beton mustahkamligi sinovlari natijalarining ehtimollik-statistik tahlili.....	21
K.Mamasoliyev, E.A.Ismoilov. Ichki qovushoq suyuqlik bilan o'zaro nostatsionar ta'sirlashuvchi transversal-izotrop silindrik qobiqning bo'ylama-radial tebranishlarini matematik modellashtirish .....	30
Sh.I. Normatov. Aylana markazini avtomatlashtirilgan aniqlash algoritmini qo'llab, gruntli to'g'on qiyaliklari ustuvorligini minimal ustuvorlik koeffitsiyentini doiraviy-silindrik siljish sirti usuli bilan aniqlash .....	38
A.E. Kudratov. Dinamik so'ndirgichlar o'rnatilgan elastik sterjenning ko'ndalang tebranishlari ustuvorligi.....	47
F.A. Usanov. Bimoment nazariyasi asosida urinma yuklar ta'siridagi plastinaning kuchlanganlik-deformatsiyalanganlik holatini baholash.....	54
B.Xujayorov, J.R.Tuyg'unov. Bo'lakli bir jinsli bo'lmagan g'ovak muhitda suyuqliklarning anomal sizish masalasi.....	60
S.Xudayqulov, J.Kaniev, A.Abdurahobov. Dispers aralashmalar turbulent oqimlar bilan o'zaro ta'sirlashganda ko'p fazali to'lqinlar va ularning qo'llanilishi.....	71
M.E. Madaliyev. SA va SST turbulnt modeli asosida Onera M6 3D qanotining sonli tahlili .....	76
D.S. Yaxshiboyev Tuyamuyun suv omboridagi qatlamli oqimlar dinamika aralashishi.....	82
J.A.Umrzoqov, T.R. Pulatov. Hidroreperativ tormoz tizimidagi gidroakkumulyator ichidagi suyuqlik harakatini matematik modellashtirish .....	86
G.A. Yusupxodjayeva, D.S.Bekchanova. Tabiiy ipakning ikkilamchi chiqindilaridan aralash yigirilgan ip ishlab chiqarish texnologiyasi .....	91
Sh.T. Ravutov. Kichik gabaritli elliptik barabanlar bilan jihozlangan paxta terish apparati tishli yuritmasi parametrlarini asoslash ...	96
O.S.Norqo'ziyev. Paxta terim mashinalarining shpindel yuzasidagi paxta o'ramidan tozalash jarayonining hisobiy tahlili.....	103
L.E. Tursunboyev. Jilvirlash mashinasi uzatuvchi qurilmasining tayanchlaridagi reaksiya kuchlarini tadqiq qilish.....	110
A.Abdukarimov, X.N. Raxmonov. Kombinatsiyalangan tishli-richagli differensial uzatish mexanizmlarini sintez qilish.....	117
D.M.Muhammadiyev, H.A.Axmedov, B.X.Primov, O.X. Abzoirov. Chigiti chiqaruvchi qurilmali arrali tola ajratgich harakat uzatish tizimining eksperimental tadqiqoti.....	130