https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-00-00 EDN: IYVTTR
УДК 69.04

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРИТИЧЕСКОГО ЗНАЧЕНИЯ ЧАСТОТЫ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ И МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ДЛЯ ДИНАМИЧЕСКОГО МОНИТОРИНГА

В.А. КОРОТКОВ, канд. техн. наук
П.А. РОДИН✉

Федеральное бюджетное учреждение «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности» (ФБУ «НТЦ ЯРБ»), ул. Малая Красносельская, д. 2/8, к. 5, г. Москва, 107140, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Статья является продолжением работ по учету в анализе с помощью вибродиагностики динамических характеристик строительных конструкций зданий, содержащих трещины в бетоне. Разработанные ранее авторами методики позволили сделать оценку ослабления жесткости и уменьшения частоты собственных колебаний в элементах строительных конструкций, а также определить критическое значение частоты и соответствующий модуль деформации, по достижении которых дальнейшая эксплуатация здания невозможна. Дано описание оригинального подхода определения критического значения частоты собственных колебаний и соответствующего модуля деформации бетона.

Цель. Определение критической частоты собственных колебаний и соответствующего модуля деформации фрагмента здания (перекрытие/стена), по достижении которой дальнейшая эксплуатация здания невозможна.

Материалы и методы. На конкретных примерах получены значения критической частоты собственных колебаний и соответствующее значение модуля деформации перекрытия и стены. Рассмотрено влияние комбинированных граничных условий (сочетание шарнирных опор и жесткой заделки) на частоты собственных колебаний различных строительных конструкций.

Результаты. Полученные результаты расчетов с учетом вибродиагностики для перекрытия характеризуются существенным запасом прочности и несущей способности, а для стены прочность обеспечена, но запас по несущей способности незначительный.

Выводы. Преимуществом предлагаемого подхода, по сравнению с изложенным в методике МЧС, является определение критического значения частоты собственных колебаний и модуля деформации железобетонных строительных конструкций зданий.

Ключевые слова: вибродиагностика, частота собственных колебаний, модальный метод, модуль деформации бетона, модуль деформации стальной арматуры, динамический мониторинг, жесткое защемление, шарнирное опирание, комбинированные граничные условия

Для цитирования: Коротков В.А., Родин П.А. Определение критического значения частоты собственных колебаний и модуля деформации железобетонных строительных конструкций для динамического мониторинга. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2025;46(3):XX–XX. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-XX-XX

Вклад авторов
Коротков В.А. – разработка метода, написание статьи.
Родин П.А. – выполнение расчетов, написание статьи.

Финансирование
Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 01.06.2025
Поступила после рецензирования 07.07.2025
Принята к публикации 10.07.2025

CALCULATING THE CRITICAL VALUE OF THE NATURAL FREQUENCY AND DEFORMATION MODULUS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES FOR DYNAMIC MONITORING

V.A. KOROTKOV, Cand. Sci. (Engineering)
P.A. RODIN✉

Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety (SEC NRS), Malaya Krasnoselskaya str., 2/8, bld. 5, Moscow, 107140, Russian Federation

Abstract

Introduction. This ongoing study considers the dynamic characteristics of building structures with cracks in concrete when monitoring using vibration diagnostics. Previously developed methods provided an assessment of the reduction in stiffness and natural frequency in structural elements. Critical values of frequency and corresponding deformation modulus were then determined; when reached, further operation of the building would be impossible. An original approach to determining the critical value of the natural frequency and the corresponding deformation modulus of concrete is described.

Aim. To determine the critical natural frequency of a building section (floor/wall), beyond which the building can no longer be exploited.

Materials and methods. Values of the critical natural frequency and the corresponding value of the deformation modulus of the slab and wall were obtained using examples. The impact of combined boundary conditions, i.e., the combination of hinged supports and rigid fixing, on the natural frequencies of various building structures is examined.

Results. The obtained calculation results, with regard to vibration diagnostics, indicate a margin of strength and load-bearing capacity for the slab, while the wall has sufficient strength, albeit with an insignificant margin of load-bearing capacity.

Conclusions. Compared to the approach outlined in the EMERCOM methodology, the proposed method is advantageous in calculating the critical value of the natural frequency and the deformation modulus of concrete in building structures.

Keywords: vibration diagnostics, natural frequency, modal method, concrete deformation modulus, steel reinforcement deformation modulus, dynamic monitoring, rigid fixing, hinged support, combined boundary conditions

For citation: Korotkov V.A., Rodin P.A. Calculating the critical value of the natural frequency and deformation modulus of reinforced concrete structures for dynamic monitoring. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2025;46(3):XX–XX. (In Russian). https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-XX-XX

Authors contribution statement
Korotkov V.A. – method development, manuscript writing.

Rodin P.A. – performing calculations, manuscript writing.

Funding
No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 01.06.2025
Revised 07.07.2025
Accepted 10.07.2025

В соответствии с [1] рассмотрим методику решения задачи на примере расчета критической частоты собственных колебаний перекрытия здания, которое моделировалось прямоугольной пластиной. В расчетах автономной пластины учитывались два вида граничных условий – шарнирно опертые и жестко защемленные граничные условия [2], так как в пределах этих границ находится интересуемая частота.

Модальный анализ проводился по программе ЛОГОС*.

Исходные данные для расчета имеют вид (материал 1):

– длина a_1 = 11,45 м; ширина a_2 = 6 м; толщина h = 0,7 м;

– модуль Юнга $E_{проект1}$ = 3 × 10^7 кН/м^2 (проектный модуль деформации бетона класса В22,5);

– коэффициент Пуассона ν = 0,2;

– массовая плотность ρ = 2,4 т/м^3.

Цилиндрическая жесткость определялась по формуле:

$$D_0 = \frac{E_{проект1} \times h^3}{12\left(1-\nu^2\right)} = \frac{3\times10^7\times0,7^3}{12\left(1-0,2^2\right)} = 0,893\times10^6 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Частоту собственных колебаний шарнирно опертой по контуру прямоугольной пластины можно определить по следующей аналитической формуле [3]:

$$\omega = \pi^2\left(\frac{m_1^2}{a_1^2}+\frac{m_2^2}{a_2^2}\right)\sqrt{\frac{D_0}{\rho\times h}},$$

где m_1 и m_2 – целые числа, соответствующие номеру тона колебаний. В результате было получено аналитическое значение частоты собственных колебаний первого тона:

$$f_1 = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{3,14}{2}\times\left(\frac{1}{11,45^2}+\frac{1}{6^2}\right)\sqrt{\frac{0,893\times10^6}{2,4\times0,7}} = 40,52 \text{ Гц}.$$

Расчеты по программе выполнялись сначала для сетки КЭ 10 × 10, а затем для сетки КЭ 20 × 20, что оказалось достаточным для сходимости решения.

В табл. 1 представлена оценка частоты собственных колебаний перекрытия, полученная аналитическим путем и по программе.

* Пакет программ для ЭВМ «ЛОГОС», версия 5 (ЛОГОС-ПРОЧНОСТЬ), ФГУП «РФЯЦ-ВНИИЭФ», РФ.

Погрешность расчета 2,4 % является приемлемой.

На рис. 1 представлена форма колебаний первого тона.

Далее рассмотрим модель перекрытия, но с учетом арматуры, имеющей следующие свойства (материал 2):

– модуль Юнга $E_{проект2} = 2 \times 10^8$ кН/м^2 (проектный модуль деформации арматуры);

– коэффициент Пуассона $\nu = 0{,}3$;

– массовая плотность $\rho = 7{,}85$ т/м^3.

Бетон с арматурой моделировались в виде многослойного КЭ [4], состоящего из пяти слоев, показанных на рис. 2, где материал 1 соответствует бетону, а материал 2 соответствует стальной арматуре.

В работе выполнялась серия расчетов частоты собственных колебаний плиты при уменьшении модуля деформации бетона от проектного до нулевого значения, соответствующего полностью разрушенному бетону. При этом учитывались инерционные свойства бетона и арматуры, которые считались неизменными во всех расчетах. Модуль деформации арматуры учитывался по двум сценариям. По сценарию **жб1** модуль деформации арматуры оставался неизменным при деградации модуля деформации бетона от нормативного до нулевого

Таблица 1

Оценка частоты собственных колебаний перекрытия

Table 1

Assessment of the natural frequency of the slab

Частота, Гц	Аналитика	Расчет по программе (20 × 20)	Погрешность
f_1	40,52 Гц	39,54 Гц	2,4 %

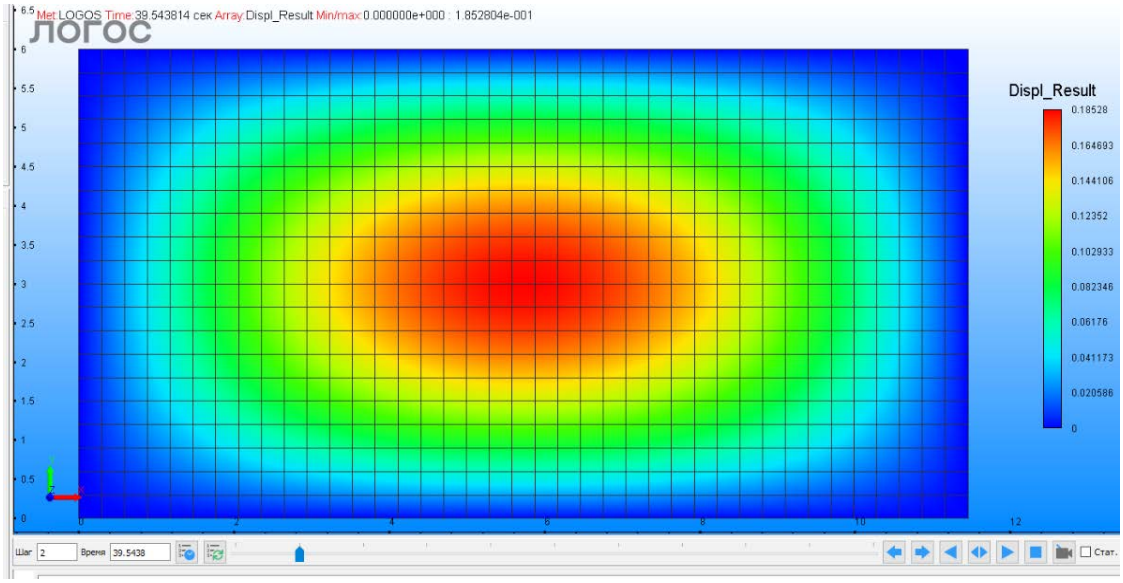

Рис. 1. Частота и форма собственных колебаний первого тона
Fig. 1. Frequency and shape of natural frequency of the first mode

значения, а по сценарию **жб2** модули деформации бетона и арматуры одновременно уменьшались от нормативных до нулевых значений. Графики зависимости частоты собственных колебаний первого тона от модуля деформации бетона и железобетона в относительных единицах представлены на рис. 3, а оцифровка графиков представлена в табл. 2.

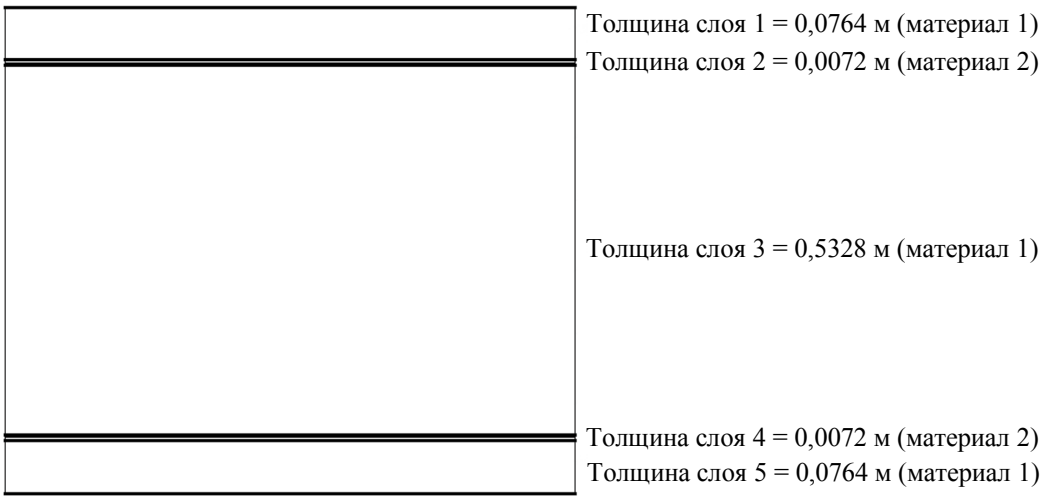

Рис. 2. Слоистая модель перекрытия из бетона и арматуры толщиной 0,7 м
Fig. 2. Layered model of a concrete and reinforcement slab with a 0.7 m thickness

Таблица 2

Сравнение частот собственных колебаний перекрытия из бетона и железобетона (шарнирно опертая плита)

Table 2

Comparison of natural frequencies of concrete and reinforced concrete slabs (hinge-supported slab)

№ п/п	$\bar{E}_{бет} = \bar{E}_{арм}$	$E_{бет}$, кН/м^2	$E_{арм}$, кН/м^2	$f_{жб1}$, Гц	$f_{жб2}$, Гц	$f_{бет}$, Гц	$\bar{f}_{бет}$	$\bar{f}_{жб1}$	$\bar{f}_{жб2}$
1	1,00	3,00 × 10^7	2,00 × 10^8	42,62	42,37	39,54	1,00	1,08	1,07
2	0,90	2,70 × 10^7	1,80 × 10^8	40,89	40,20	37,51	0,95	1,03	1,02
3	0,80	2,40 × 10^7	1,60 × 10^8	39,09	37,90	35,36	0,89	0,99	0,96
4	0,70	2,10 × 10^7	1,40 × 10^8	37,20	35,45	33,08	0,84	0,94	0,90
5	0,60	1,80 × 10^7	1,20 × 10^8	35,21	32,82	30,63	0,77	0,89	0,83
6	0,50	1,50 × 10^7	1,00 × 10^8	33,10	29,96	27,96	0,71	0,84	0,76
7	0,40	1,20 × 10^7	0,80 × 10^8	30,85	26,80	25,00	0,63	0,78	0,68
8	0,30	0,90 × 10^7	0,60 × 10^8	28,41	23,21	21,65	0,55	0,72	0,59
9	0,20	0,60 × 10^7	0,40 × 10^8	25,74	18,95	17,68	0,45	0,65	0,48
10	0,17	0,57 × 10^7	0,38 × 10^8	24,91	18,47	15,81	0,40	0,63	0,47
11	0,10	0,30 × 10^7	0,20 × 10^8	22,74	13,40	12,50	0,32	0,58	0,34
12	0,05	0,15 × 10^7	0,10 × 10^8	21,17	9,67	9,00	0,23	0,54	0,24
13	0,03	0,10 × 10^7	0,06 × 10^8	20,48	7,66	7,21	0,18	0,52	0,19
14	0,01	0,05 × 10^7	0,02 × 10^8	19,87	5,25	5,10	0,13	0,50	0,13
15	0,00	0,01 × 10^7	0,01 × 10^8	19,37	2,56	0,00	0,00	0,49	0,06

Ниже приводится список принятых обозначений:

$E_{\text{проект1}}$ – проектное значение модуля деформации бетона;

$E_{\text{проект2}}$ – проектное значение модуля деформации арматуры;

$E_{\text{бет}}$ – текущее значение модуля деформации бетона от проектной до нулевой величины;

$E_{\text{арм}}$ – текущее значение модуля деформации арматуры от проектной до нулевой величины;

$\overline{E}_{\text{бет}} = \dfrac{E_{\text{бет}}}{E_{\text{проект1}}}$ – относительное значение модуля деформации бетона;

$\overline{E}_{\text{арм}} = \dfrac{E_{\text{арм}}}{E_{\text{проект 2}}}$ – относительное значение модуля деформации арматуры;

$f_{\text{бет}}$ – частота собственных колебаний перекрытия из бетона для текущих значений модуля деформации бетона;

$f_{\text{жб1}}$ – частота собственных колебаний перекрытия из железобетона для текущих значений модуля деформации бетона и арматуры (сценарий жб1);

$f_{\text{жб2}}$ – частота собственных колебаний перекрытия из железобетона для текущих значений модуля деформации бетона и арматуры (сценарий жб2);

$f_{\text{проект}}$ = 39,54 Гц – проектное значение частоты собственных колебаний перекрытия из проектного бетона при шарнирном опирании и $f_{\text{проект}}$ = 73,65 Гц в расчете на жесткой заделке;

$\overline{f}_{\text{бет}} = \dfrac{f_{\text{бет}}}{f_{\text{проект}}}$ – относительное значение частоты собственных колебаний перекрытия из бетона;

$\overline{f}_{\text{жб 1}} = \dfrac{f_{\text{жб 1}}}{f_{\text{проект}}}$ – относительное значение частоты собственных колебаний перекрытия из железобетона (сценарий жб1);

$\overline{f}_{\text{жб 2}} = \dfrac{f_{\text{жб 2}}}{f_{\text{проект}}}$ – относительное значение частоты собственных колебаний перекрытия из железобетона (сценарий жб2).

Как видно из рис. 3, при уменьшении модуля деформации бетона от проектных до нулевых значений частота собственных колебаний перекрытия снижается. Точкой А на рис. 3 отмечено экспериментальное (вибродиагностика) значение частоты собственных колебаний перекрытия 37,6 Гц, которое соответствует модулю деформации бетона $0{,}9E_{\text{проект1}}$.

Для проектного значения модуля деформации частота собственных колебаний перекрытия из железобетона на 7,7 % превосходит частоту собственных колебаний перекрытия из бетона за счет влияния арматуры. При значении модуля деформации бетона, близком к нулю (полностью разрушенный бетон), значение частоты собственных колебаний перекрытия составило 19,24 Гц. Эта частота соответствует катастрофической (аварийной) степени повреждения рассматриваемого перекрытия и определяется на основании жесткости арматуры и инерционных свойств арматуры и бетона.

Для оценки критической частоты принимается подход, изложенный в таблице 9 методики МЧС [5]. Согласно данному подходу, при уменьшении квадрата частоты собственных колебаний конструкции на 60 % конструкция переходит из сильно ограниченно-работоспособного

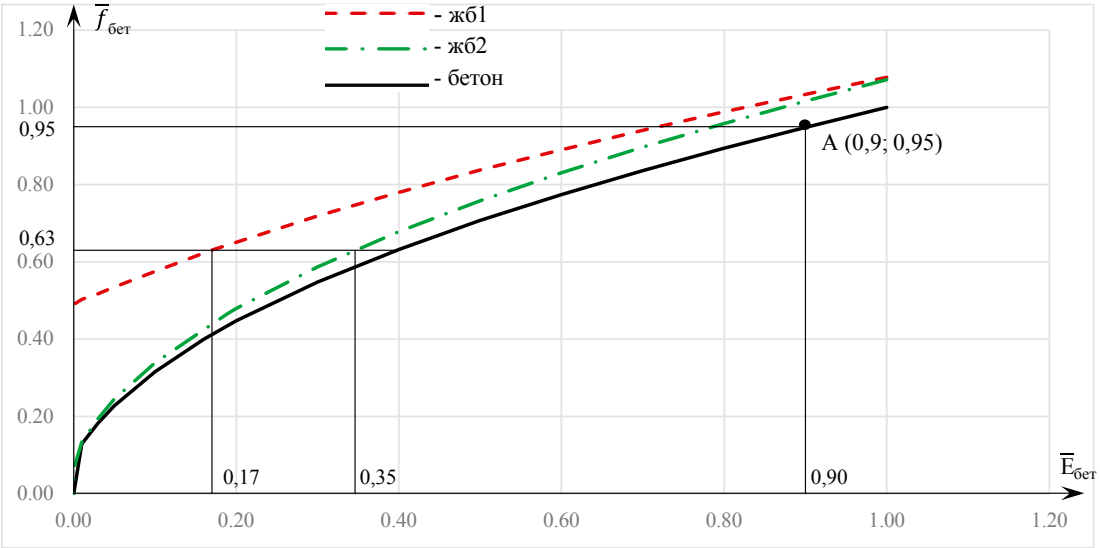

Рис. 3. Зависимость частоты собственных колебаний от модуля деформации перекрытия (шарнирное опирание)
Fig. 3. Relation between natural frequency and deformation modulus of the slab (hinged support)

технического состояния в тяжелое аварийное техническое состояние. Уменьшению квадрата частоты собственных колебаний конструкции на 60 % соответствует значение самой частоты, составляющее 63 % от ее проектного значения. Как видно из рис. 3, для такого технического состояния перекрытия частота собственных колебаний, составляющая 0,63 от ее проектного значения, в зависимости от сценария лежит в диапазоне модулей деформации бетона от 0,17 до 0,35 первоначального значения.

Далее рассмотрим аналогичное решение по определению критического значения частоты собственных колебаний перекрытия, но с жестко защемленными граничными условиями [6]. Частоту собственных колебаний пластины можно определить по следующей формуле:

$$\omega_0 = \frac{22,37}{a_1^2}\sqrt{1+0,605\times\frac{a_1^2}{a_2^2}+\frac{a_1^4}{a_2^4}}\times\sqrt{\frac{D_0}{\rho\times h}} = 504\ \frac{\text{рад}}{\text{с}};\ f_0 = \frac{\omega_0}{2\pi} = 82\ \text{Гц},\ a_1 > a_2.$$

Погрешность при сравнении полученного результата с расчетом по программе ЛОГОС составила 10 %.

На рис. 4 и в табл. 3 представлены результаты расчетов, которые выполнены в той же постановке, как и в случае шарнирного опирания перекрытия.

По результатам рассмотрения можно заключить, что критическая частота собственных колебаний перекрытия лежит в диапазоне модулей деформации перекрытия от 0,19 до 0,35 от проектного модуля деформации бетона, что обеспечивает слишком консервативный характер результатов при расчете перекрытия на жесткой заделке. Решение для перекрытия на шарнирных опорах находится в лучшем соответствии с экспериментальным результатом, полученным из вибродиагностики в точке А. Ввиду этого итоговое значение критической частоты собственных колебаний для данного перекрытия составит 24,9 Гц при модуле деформации

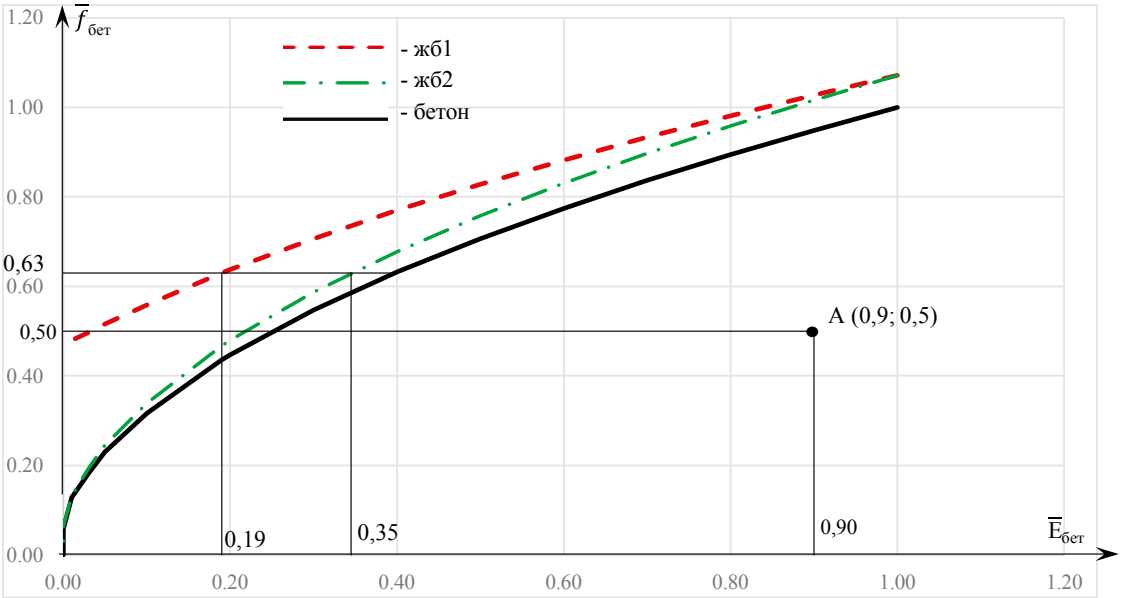

Рис. 4. Зависимость относительной частоты собственных колебаний от относительного значения модуля деформации перекрытия (жесткая заделка)

Fig. 4. Relation between the relative frequency of natural frequency and the relative value of the deformation modulus of the slab (rigid fixing)

Таблица 3

Сравнение частот собственных колебаний перекрытия из бетона и железобетона (жесткое защемление)

Table 3

Comparison of natural frequencies of concrete and reinforced concrete slabs (rigid fixing)

№ п/п	$\bar{E}_{бет} = \bar{E}_{арм}$	$E_{бет}$, кН/м²	$E_{арм}$, кН/м²	$f_{жб1}$, Гц	$f_{жб2}$, Гц	$f_{бет}$, Гц	$\bar{f}_{бет}$	$\bar{f}_{жб1}$	$\bar{f}_{жб2}$
1	1,00	$3{,}00 \times 10^7$	$2{,}00 \times 10^8$	78,93	78,93	73,65	1,00	1,07	1,07
2	0,90	$2{,}70 \times 10^7$	$1{,}80 \times 10^8$	75,69	74,88	69,87	0,95	1,03	1,02
3	0,80	$2{,}40 \times 10^7$	$1{,}60 \times 10^8$	72,30	70,60	65,87	0,89	0,98	0,96
4	0,70	$2{,}10 \times 10^7$	$1{,}40 \times 10^8$	68,75	66,04	61,62	0,84	0,93	0,90
5	0,60	$1{,}80 \times 10^7$	$1{,}20 \times 10^8$	64,99	61,14	57,05	0,77	0,88	0,83
6	0,50	$1{,}50 \times 10^7$	$1{,}00 \times 10^8$	61,00	55,81	52,08	0,71	0,83	0,76
7	0,40	$1{,}20 \times 10^7$	$0{,}80 \times 10^8$	56,72	49,92	46,58	0,63	0,77	0,68
8	0,30	$0{,}90 \times 10^7$	$0{,}60 \times 10^8$	52,08	43,23	40,34	0,55	0,71	0,59
9	0,20	$0{,}60 \times 10^7$	$0{,}40 \times 10^8$	46,95	35,30	32,93	0,45	0,64	0,48
10	0,19	$0{,}57 \times 10^7$	$0{,}38 \times 10^8$	46,40	34,40	32,10	0,44	0,63	0,47
11	0,10	$0{,}30 \times 10^7$	$0{,}20 \times 10^8$	41,11	24,96	23,29	0,32	0,56	0,34
12	0,05	$0{,}15 \times 10^7$	$0{,}10 \times 10^8$	37,98	18,02	16,90	0,23	0,52	0,24
13	0,03	$0{,}10 \times 10^7$	$0{,}06 \times 10^8$	36,60	14,27	13,44	0,18	0,50	0,19
14	0,01	$0{,}05 \times 10^7$	$0{,}02 \times 10^8$	35,35	9,78	9,50	0,13	0,48	0,13
15	0,00	$0{,}01 \times 10^7$	$0{,}01 \times 10^8$	34,30	4,77	4,25	0,06	0,47	0,06

бетона 0,5 × 10^7 кН/м^2 и при шарнирном опирании, что соответствует сценарию жб1, когда по мере деградации модуля деформации бетона от проектного до нулевого значения модуль деформации арматуры не претерпевает существенных изменений.

Следует отметить, что при колебаниях в упругой области изгибная жесткость железобетонного перекрытия определяется из расчета относительно нейтральной оси, проходящей через центр сечения, а при колебаниях в неупругой области нейтральная ось смещается, что оказывает влияние на результат. Опосредованный учет этого производится за счет рассмотрения в модальном анализе всех возможных жесткостей перекрытия в диапазоне от проектного до нулевых значений.

Для расширения методики, изложенной в [1], дополнительно рассмотрим расчет критической частоты собственных колебаний стены здания, которая также моделировалась прямоугольной пластиной. В расчетах автономной пластины учитывались два вида граничных условий – жестко защемленные и комбинированные (шарнирно опертые по контуру, жесткая заделка снизу). Применение комбинированных граничных условий обусловлено примыканием массивной фундаментной плиты к нижней части данной стены, что обеспечивает хорошее соответствие с результатами вибродиагностики.

Исходные данные для расчета имеют вид (материал 1):

– длина a_1 = 21,8 м; ширина a_2 = 4,7 м; толщина h_1 = 2,1 м; h_2 = 0,9 м;

– модуль Юнга $E_{проект1}$ = 3 × 10^7 кН/м^2 (проектный модуль деформации бетона класса В22,5);

– коэффициент Пуассона ν = 0,2;

– массовая плотность ρ = 2,4 т/м^3.

Геометрические размеры стены приведены на рис. 5.

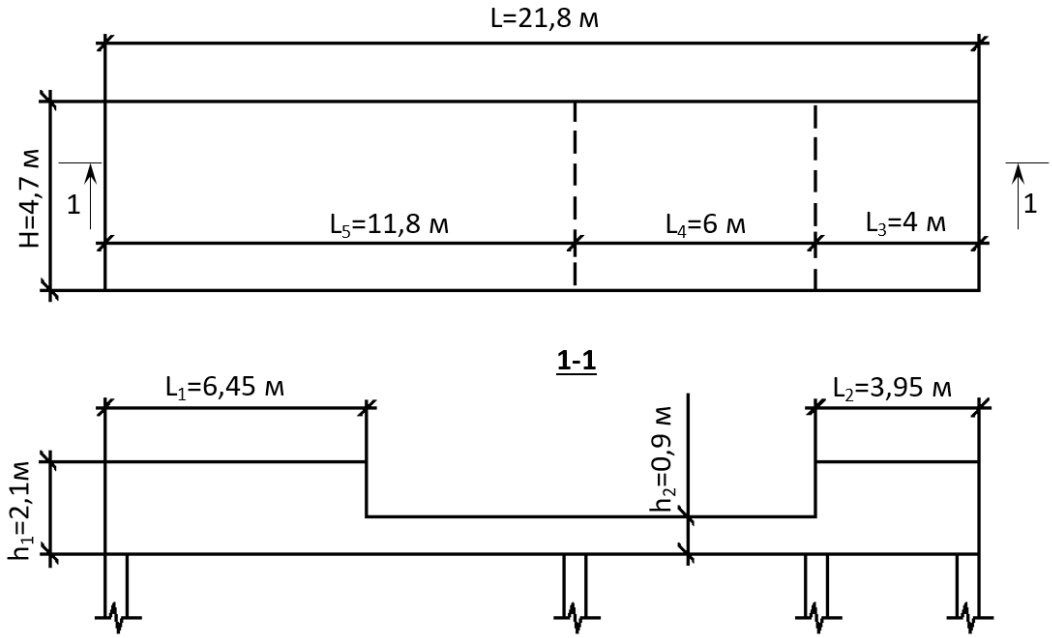

Рис. 5. Геометрические размеры стены
Fig. 5. Geometric dimensions of the wall

На рис. 5 пунктирной линией показаны места примыкания поперечных стен, которые учитывались наложенными связями в нормальном к стене направлении. Железобетонная стена моделировались с помощью многослойных КЭ, состоящих из пяти слоев, показанных на рис. 6 и 7.

На рис. 8 показан первый тон собственных колебаний стены для шарнирного опирания по контуру + жесткая заделка снизу.

В табл. 4 и на рис. 9 представлены графики зависимости частоты собственных колебаний стены от модуля деформации бетона и арматуры и их оцифровка.

Для верификации представленного подхода необходимо провести нелинейный анализ системы «сооружение – грунтовое основание» с учетом работы железобетонного перекрытия.

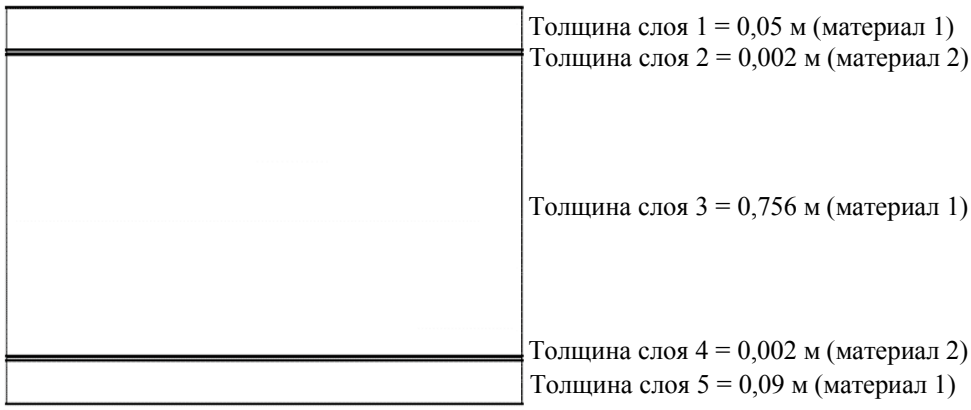

Рис. 6. Многослойный КЭ толщиной 0,9 м
Fig. 6. Multilayer finite element with a thickness of 0.9 m

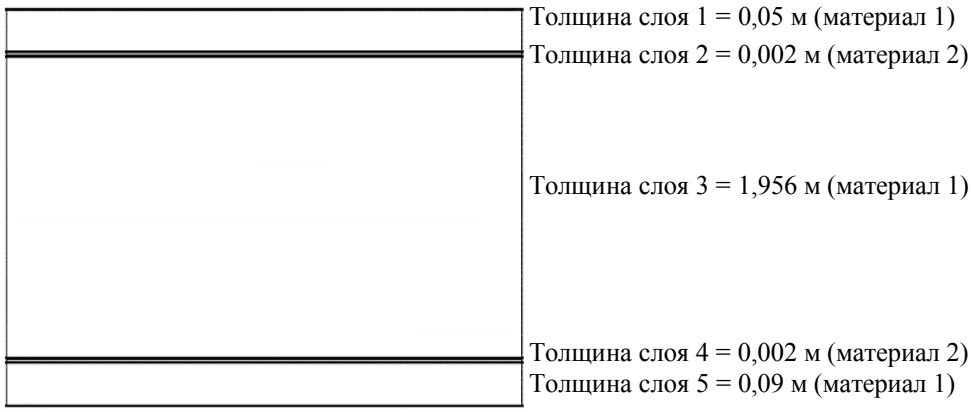

Рис. 7. Многослойный КЭ толщиной 2,1 м
Fig. 7. Multilayer finite element with a thickness of 2.1 m

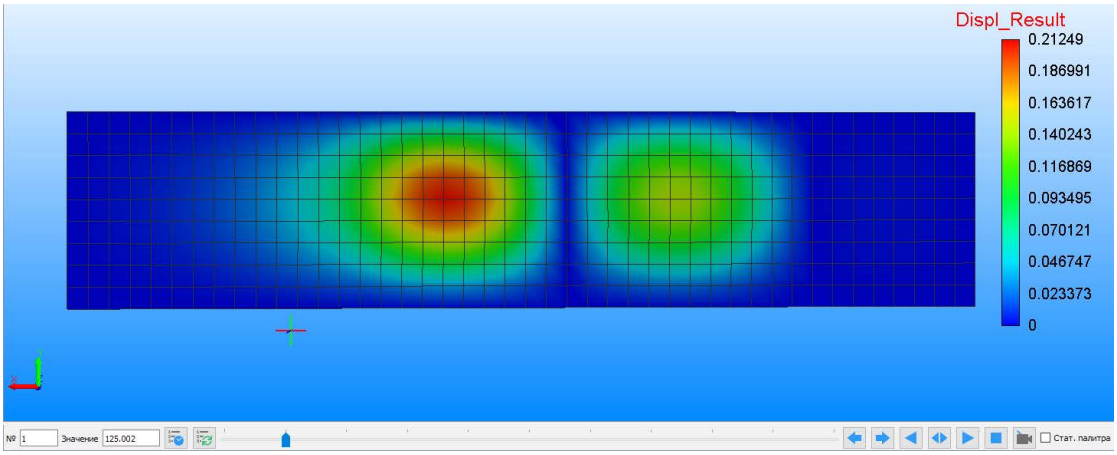

Рис. 8. Первый тон собственных колебаний стены для шарнирного опирания по контуру + жесткая заделка снизу
Fig. 8. First mode of the natural frequency of wall for hinged support along the perimeter + rigid fixing from below

Таблица 4

Сравнение частот собственных колебаний стены из бетона и железобетона (шарнирное опирание по контуру + жесткая заделка снизу)

Table 4

Comparison of natural frequencies of concrete and reinforced concrete walls (hinged support along the perimeter + rigid fixing from below)

№ п/п	$\bar{E}_{бет} = \bar{E}_{арм}$	$E_{бет}$, кН/м²	$E_{арм}$, кН/м²	$f_{жб1}$, Гц	$f_{жб2}$, Гц	$f_{бет}$, Гц	$\bar{f}_{бет}$	$\bar{f}_{жб1}$	$\bar{f}_{жб2}$
1	1,00	$3{,}00 \times 10^7$	$2{,}00 \times 10^8$	125,0	125,0	122,8	1,00	1,02	1,02
2	0,90	$2{,}70 \times 10^7$	$1{,}80 \times 10^8$	118,7	118,4	116,3	0,95	0,97	0,96
3	0,80	$2{,}40 \times 10^7$	$1{,}60 \times 10^8$	112,1	111,3	109,4	0,89	0,91	0,91
4	0,70	$2{,}10 \times 10^7$	$1{,}40 \times 10^8$	105,0	103,8	102,0	0,83	0,85	0,85
5	0,60	$1{,}80 \times 10^7$	$1{,}20 \times 10^8$	98,4	96,8	95,1	0,77	0,80	0,79
6	0,50	$1{,}50 \times 10^7$	$1{,}00 \times 10^8$	90,6	88,4	86,9	0,71	0,74	0,72
7	0,40	$1{,}20 \times 10^7$	$0{,}80 \times 10^8$	82,0	79,1	77,7	0,63	0,67	0,64
8	0,35	$1{,}02 \times 10^7$	$0{,}70 \times 10^8$	77,1	73,8	72,5	0,59	0,63	0,60
9	0,30	$0{,}90 \times 10^7$	$0{,}60 \times 10^8$	72,3	68,5	67,3	0,55	0,59	0,56
10	0,20	$0{,}60 \times 10^7$	$0{,}40 \times 10^8$	61,1	55,9	54,9	0,45	0,50	0,46
11	0,10	$0{,}30 \times 10^7$	$0{,}20 \times 10^8$	47,2	39,5	38,8	0,32	0,38	0,32
12	0,05	$0{,}15 \times 10^7$	$0{,}10 \times 10^8$	38,3	28,4	27,9	0,23	0,31	0,23
13	0,01	$0{,}02 \times 10^7$	$0{,}05 \times 10^8$	26,3	13,0	12,3	0,10	0,21	0,11
14	0,005	$0{,}01 \times 10^7$	$0{,}01 \times 10^8$	24,0	9,0	8,8	0,07	0,20	0,07
15	0,001	$0{,}002 \times 10^7$	$0{,}005 \times 10^8$	21,6	4,1	3,9	0,03	0,18	0,03
16	0,00	1,00	1,00	21,0	0,0	0,0	0,00	0,17	0,00

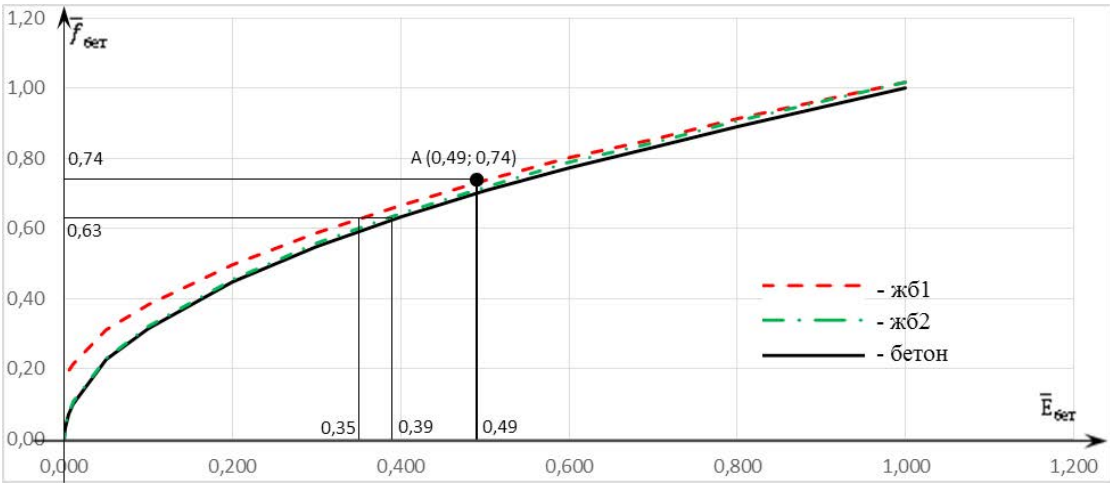

Рис. 9. Зависимость относительной частоты собственных колебаний от относительного значения модуля деформации стены (шарнирное опирание по контуру + жесткая заделка снизу)
Fig. 9. Relation between the relative frequency of natural frequency and the relative value of wall deformation modulus (hinged support along the perimeter + rigid fixing from below)

Выводы

В работе представлено обоснование критерия для динамического мониторинга строительных конструкций, основанного на модальном анализе, на методике МЧС, разработанной для зданий, и на результатах вибродиагностики.

По результатам выполненных расчетов получили:

– для перекрытия на отметке +13,6 критическое значение частоты собственных колебаний составило 0,63 в долях от проектного значения, а экспериментальное значение – 0,95, что характеризует существенный запас по несущей способности; катастрофическое значение частоты для перекрытия составило 0,49;

– для стены критическое значение частоты собственных колебаний составило 0,63, а экспериментальное значение – 0,74, что также обеспечивает запас по несущей способности, так как превышает критическое значение; катастрофическое значение частоты для стены НВК составило 0,17;

– для критических значений частот собственных колебаний перекрытия и стены соответствующие значения модулей деформации составили 0,17 и 0,35 в долях от проектного значения модуля деформации бетона.

Список литературы

1. *Коротков В.А., Родин П.А.* Установление критерия для динамического мониторинга железобетонных строительных конструкций зданий. Строительная механика и расчет сооружений. 2024;(5):22–27. https://doi.org/10.37538/0039-2383.2024.5.22.27.

2. *Есенов А.В., Коротков В.А., Кузьминов А.В., Родин П.А., Сидоров Н.М., Югай Т.З.* Оценка прочности и устойчивости железобетонных конструкций АЭС с учетом результатов вибродиагностики. Вестник НИЦ «Строительство». 2022;(3):79–91. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-79-91.

3. *Биргер И.А., Пановко Я.Г.* Расчет конструкций на сейсмостойкость. Т. 3. Москва: Машиностроение; 1968.
4. *Айдемиров К.Р., Агапов В.П., Муртазалиев Г.М.* Применение многослойных конечных элементов переменной толщины при расчете железобетонных плит в вычислительном комплексе «Принс». Вестник Дагестанского государственного технического университета. Технические науки. 2020;47(4):112–121. https://doi.org/10.21822/2073-6185-2020-47-4-112-121.
5. МЧС России. Методические рекомендации по оценке инженерной безопасности зданий и сооружений. Москва; 2022.
6. *Карпова Е.В.* Численные исследования составных пластин трапециевидного очертания, жестко защемленных и шарнирно опертых по контуру. Строительство и реконструкция. 2017;(2):10–16.

References

1. *Korotkov V.A., Rodin P.A.* Criterion for dynamic monitoring of reinforced concrete civil structures. Structural mechanics and analysis of constructions. 2024;(5):22–27. (In Russian). https://doi.org/10.37538/0039-2383.2024.5.22.27.
2. *Esenov A.V., Korotkov V.A., Kuzminov A.V., Rodin P.A., Sidorov N.M., Yugai T.Z.* Strength and stability assessment of NPP reinforced concrete structures regarding the results of vibration analysis. Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2022;34(3):79–91. (In Russian). https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-79-91.
3. *Birger I.A., Panovko Ya.G.* Analysis of structures for seismic resistance. Vol. 3. Moscow: Mashinostroenie Publ.; 1968. (In Russian).
4. *Aidemirov K.R., Agapov V.P., Murtazaliev G.M.* Application of multilayer finite elements of variable thickness in the calculation of reinforced concrete slabs in the "Prince" computer complex. Herald of Dagestan State Technical University. Technical Sciences. 2020;47(4):112–121. (In Russian). https://doi.org/10.21822/2073-6185-2020-47-4-112-121.
5. Russian Emergency Situations Ministry. Methodological recommendations for assessing the engineering safety of buildings and structures. Moscow; 2022.
6. *Karpova E.* Numerical analysis of composite trapezoidal plates, which are clamped or simply supported along the contour. Building and Reconstruction. 2017;(2):10–16. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Владимир Анатольевич Коротков, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник отдела надежности строительных конструкций, ФБУ «НТЦ ЯРБ», Москва
e-mail: korotkov@secnrs.ru
Vladimir A. Korotkov, Cand. Sci. (Engineering), Leading Researcher of the Construction Reliability Division, Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety, Moscow
e-mail: korotkov@secnrs.ru

Павел Александрович Родин✉**,** научный сотрудник отдела надежности строительных конструкций, ФБУ «НТЦ ЯРБ», Москва
e-mail: prodin@secnrs.ru
Pavel A. Rodin✉**,** Researcher of the Construction Reliability Division, Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety, Moscow
e-mail: prodin@secnrs.ru

✉Автор, ответственный за переписку / Corresponding author