



**БОЛОТБЕК Т.,ТЕМИРКАНОВА Ж.Т., БЕКБОСУНОВ К.Б., МУСАЕВ А.С.
ЖОЛДОШ УУЛУ А.**

¹Кыргызский государственный университет строительства, транспорта и архитектуры им. Н.Исанова (КГУСТА), Бишкек, Кыргызская Республика

**BOLOTBEK T., TEMIRKANOVA ZH.T., BEKBOSUNOV K.B., MUSAEV A.S.
JOLDOSH UULU A.**

¹Kyrgyz State University of Construction, Transport and Architecture n.a. N.Isanov, Bishkek, Kyrgyz Republic
temir.b.amir@gmail.com, jazi_nja@mail.ru

**ВЛИЯНИЕ ЖЕСТКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ УПОРОВ НА ВЕЛИЧИНУ
РЕАКЦИИ ЗДАНИЙ С СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИМ СКОЛЬЗЯЩИМ ПОЯСОМ**

**THE INFLUENCE OF THE RIGIDITY OF REINFORCED CONCRETE STEPS ON THE
SIZE OF THE RESPONSE OF BUILDINGS WITH A SEISMIC-INSULATING SLIDING
BELT**

Макалада темир-бетон токтоолорунун катуулугунун имараттардын моделдөө жана сейсмикалык күчтөрдүн аракетинде жылма кур колдонулган реакциянын чоңдугуна таасири каралат.

Өзөк сөздөр: сейсмикалык изоляция, темир бетон, басым, негиз.

В статье рассматривается влияние жесткости железобетонных упоров на величину реакции зданий с использованием скользящего пояса при моделировании и действии сейсмических сил.

Ключевые слова: сейсмоизоляция, железобетон, упор, фундамент.

The article examines the influence of the stiffness of reinforced concrete stops on the magnitude of the reaction of buildings using a sliding belt in modeling and the action of seismic forces.

Key words: seismic isolation, reinforced concrete, emphasis, foundation.

Конструкция сейсмоизолирующего скользящего пояса подробно описана в работах [1, 3, 4]. При смещении здания относительно фундамента на 3см в работу включаются демпферы с резиновыми амортизаторами. Уравнения движения масс M_1 и M_2 в этот момент имеет вид:

$$M_1 y_1'' = F \text{sign} y_1' + \alpha_2 (y_1' - y_2') + K_1 (|y_1| - b) \text{sign} y_1' + K_2 (y_1 - y_2) = -M_1 y_0''$$
$$M_2 y_2'' + \alpha_2 (\ddot{y}_2 - y_1') + K_2 (y_2 - y_1) = -M_2 y_0'' \quad (1)$$

где M_1 и M_2 - массы при двухмассовой расчетной модели, F -сила сухого трения, y_1 и y_2 -соответственно смещение масс M_1 и M_2 относительно оси закрепленной на подвижном основании:

y_1' и y_2' - относительные скорости масс M_1 и M_2 :

y_1'' и y_2'' - относительные ускорения масс M_1 и M_2 :

y_0'' - ускорения основания (задается по акселерограммам):

α_2 -коэффициент вязкого трения, учитывающий потери к конструкции:

K_1 -коэффициент жесткости резиновых амортизаторов:



K_2 - коэффициент жесткости упругой связи между массами M_1 и M_2 :

b - величина зазора:

sign – функция, определяющий знак перед слагаемым.

Если величина относительно смещения y_1 массы M_1 превышает величину зазора $b=6$ см жестких железобетонных упоров, то в ранее выполненных исследованиях, считалась, что масса M_1 движется вместе с фундаментом, а движение массы M_2 описывается уравнением:

$$M_2 y_2'' + \alpha_2 y_2' + K_2(y_2 - C_1) = -M_2 y_0'' \quad (2)$$

где $C_1 = y_1$ – есть величина постоянная, равная по абсолютной величине зазора.

Относительная скорость y_1' массы M_1 в этот момент равна нулю. На данном этапе исследований была сделана попытка учесть жесткость железобетонных упоров при включении их в работу, используя ранее разработанную информационную модель здания. Для этого в первом уравнении системы (1) упругая реакция резиновых амортизаторов замена упругой реакцией железобетонных упоров, которые включаются в работу при $|y_1| > b$ см. Теперь K_1 - есть коэффициент жесткости железобетонных упоров, который найден из условия работы их на срез и изгиб.

Железобетонные упоры выполнены в виде консолей длиной $L= 5.5$ см сечение $400*500$ мм, выступающих из железобетонного ростверка и верхнего обреза фундамента (рис. 1). Податливость упоров при изгибе определялась по формуле:

$$\text{из} = \frac{L^3}{3EJ}, \quad (3)$$

$$c_{cg} = \frac{2.4L}{FG}, \quad (4)$$

где E и G – соответственно модуль упругости и сдвига бетона, F и J - соответственно площадь и момент инерции сечение упоров.

В исследуемой конструкции ростверк выполнен из бетона марки М300, для этого бетона модуль упругости равен $E=290000$ МПа, а модуль сдвига $G=11600$ Мпа.

Фундамент выполнен из бетона марки М200, для этого бетона модуль упругости и модуль сдвига соответственно равны $E=24000$ Мпа и $G= 9600$ Мпа.

Суммарная податливость железобетонного упора с учетом деформаций изгиба и сдвига равен:

$$\Sigma = \text{из} + c_{cg} = \frac{L^3}{3EJ} + \frac{2.4L}{FG} \quad (5)$$

Известно, что жесткость упора является величиной обратной суммарной податливости:

$$K = \frac{1}{\Sigma} \quad (6)$$

Податливость одного железобетонного упора ростверка при изгибе, найденная по формуле (3), равна $\text{ризг} = 0.008964 \cdot 10^{-3} \frac{\text{см}}{\text{кН}}$ а при сдвиге по формуле (4)

$\text{рсд} = 0.711 \cdot 10^{-3} \frac{\text{см}}{\text{кН}}$. Соответственно для упора, выступающего из фундамента $\text{физг} = 0.010833 \cdot 10^{-3} \frac{\text{см}}{\text{кН}}$ и $\text{фсд} = 0.859 \cdot 10^{-3} \frac{\text{см}}{\text{кН}}$. Податливость упоров с учетом деформации сдвига, это объясняется малой длиной консоли. Поэтому в дальнейших расчетах податливостью упоров при изгибе можно было бы пренебречь.

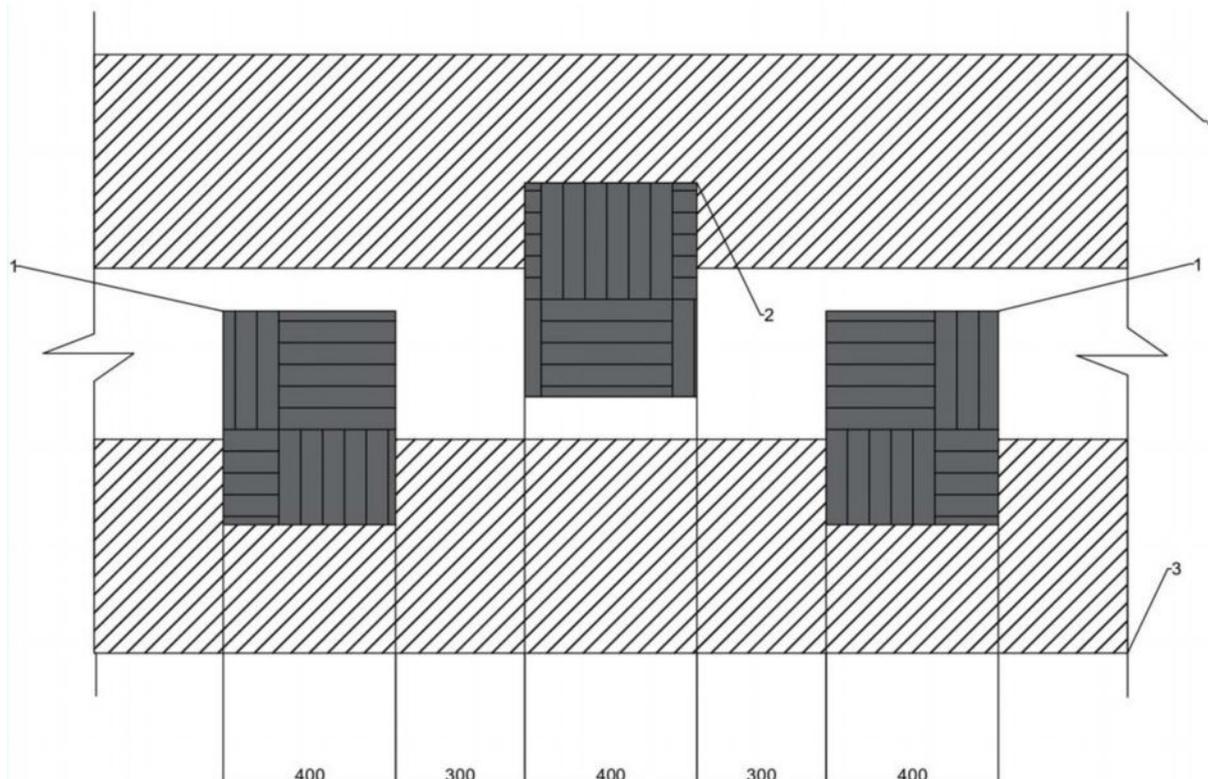


Рис.1 Фрагмент сечения фундамента со скользящим поясом
 1 – нижние упоры, 2 – верхние упоры, 3 – фундаментная плита, 4 - ростверк

Упоры ростверка и фундамента включаются в работу последовательно, поэтому при определении жесткости одного железобетонного упора по формуле (6), образованного консольными выступами из ростверка и фундамента (рис. 1). Податливость их складывалась. Полная податливость $\Sigma = \text{риз} + \text{рсд} + \text{физг} + \text{фсд} = 1.59 \cdot 10^{-5} \text{ см} \cdot \frac{\text{кН}}{\text{см}}$.

Тогда жесткость одного упора равна:

$$K = \frac{1}{\Sigma} = 62.89 \cdot 10^3 \frac{\text{см}}{\text{кН}}$$

По периметру несущих стен здания имеется 16 железобетонных упоров: 8 в продольные направления здания и 8 в поперечном направлении. Упоры, расположенные в одном направлении здания (в продольном или поперечном), включаются в работу параллельно, поэтому при определении суммарной жесткости железобетонных упоров - K_1 необходимо сложить жесткости упоров одного направления:

$$K_1 = 8 K = 862.89 \cdot 10^3 = 503.1 \cdot 10^3 \frac{\text{см}}{\text{кН}}$$

На рис. 1 видно, что железобетонные упоры включаются в работу при смещении здания вместе с ростверком относительно фундамента на величину зазора b равную 12 см. В ранее выполненных исследованиях величина зазора b принималась, равной 6 см, поэтому в настоящее время исследования принималось, что жесткие упоры включаются в работу при $y_1 > 6 \text{ см}$.

Для того чтобы проанализировать влияние жесткости железобетонных упоров, величин жесткости K_1 варьировалась в широких пределах. Были просчитаны варианты при



следующих значениях $K_1: K_1=10 \cdot 10^3: 100 \cdot 10^3: 251.6 \cdot 10^3: 503.1 \cdot 10^3: 704.5 \cdot 10^3: 1000.6 \cdot 10^3$ и $2012.5 \cdot 10^3 \frac{\text{см}}{\text{кН}}$

В исследованиях рассматривалась двух массовая расчётная модель здания (рис. 2). Величина масс, силы трения, жесткости здания и коэффициента потерь в конструкциях здания определены для информационной модели зданий: $M_1=13.08 \text{ кНс}^2/\text{см}$, $M_2=10.99 \text{ кНс}^2/\text{см}$; $F=2800 \text{ кН}$; $K_2=13400 \text{ кН/см}$; $\alpha_2=36.64 \text{ кН с/см}$.

Воздействия задавалась акселерограммой произошедших землетрясений.

При всех рассмотренных вариантах величины K_1 система сейсмозащиты первый раз срабатывала в момент времени $t=2.54 \text{ с}$, и ускорении основания $y_0'' = 89.33 \text{ см/с}^2$, при этом получены следующие значения:

$$\begin{aligned} y_1 &= 0.0013 \text{ см}; & y_2 &= 0.0244 \text{ см}; \\ y_1' &= -0.3822 \text{ см/с}; & y_2' &= 1.4905 \text{ см/с}; \\ y_1'' &= 105 \text{ см/см}^2; & y_2'' &= -66 \text{ см/см}^2; \\ X_1'' &= 194 \text{ см/см}^2; & X_2'' &= 24 \text{ см/см}^2; \end{aligned}$$

Во всех рассмотренных вариантах железобетонные упоры впервые в работу включались в работу в момент времени $t=6.74 \text{ с}$ и ускорении основания $y_0'' = 195.99 \text{ см/с}^2$.

Величины смещений, скоростей и ускорений в момент включения упоров получены следующие:

$$\begin{aligned} y_1 &= -6.0187 \text{ см}; & y_2 &= -6.127 \text{ см}; \\ y_1' &= -12.766 \text{ см/с}; & y_2' &= -7.367 \text{ см/с}; \\ y_1'' &= -79 \text{ см/см}^2; & y_2'' &= -81 \text{ см/см}^2; \\ X_1'' &= 117 \text{ см/см}^2; & X_2'' &= 115 \text{ см/см}^2; \end{aligned}$$

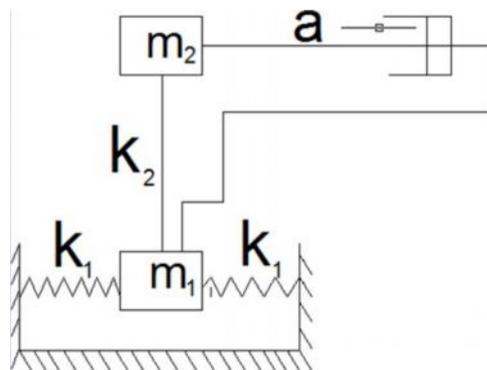


Рис. 2. Двух массовая расчётная схема здания со скользящим поясом

В табл.1 представлены значения величины t , y_0'' , y_1 , y_2 , y_1' , y_2' , y_1'' , y_2'' , соответствующим максимальным полным ускорениям $X_1'' = y_0'' + y_1''$ и $X_2'' = y_0'' + y_2''$ масс M_1 и M_2 ~~найдены~~ при различных значениях K_1 . В табл. 1 также показаны все величины, полученные при максимальных величинах относительного смещения u_1 массы M_1 и величины остаточного смещения $U_{\text{ост}}$ массы M_1 . Максимальные величины выделены рамкой.

Вариант с $K_1 = \infty$ рассчитан ранее, в этом варианте при включении железобетонных упоров величины относительной скорости y_1' и относительного ускорения y_2'' массы M_1 искусственно принимались равным нулю.

Вариант с $K_1 = 0$ предусматривает случай отсутствие железобетонных упоров, то есть величины относительно смещения u_1 массы M_1 ни чем не ограничены.



Таблица 1 - Значения величины $t, y_0'', y_1, y_2, y_1', y_2', y_1'', y_2''$,

K_1 кН/см	t с	y_0'' см/с ²	y_1 см	y_2 см	y_1' см/с	y_2' см/с	y_1'' см/с ²	y_2'' см/с ²	X_1'' см/с ²	X_2'' см/с ²
$10 \cdot 10^3$ ($y_{1ост} = -2.181$ см)	10.13	54.66	-	-9.260	-	-	14.03	833	1457	888
	10.17	-51.99	8.601	-	36.401	61.247	566	1989	514	1937
	10.17	9.33	-	10.661	3.95	0.166	1068	1779	1077	1728
			9.080	-	-2.824	-				
			-	10.496		27.725				
			9.094							
$100 \cdot 10^3$ ($y_{1ост} = -4.817$ см)	10.03	203.99	-	-6.649	-	-	3494	87	3698	291
	10.06	314.66	6.487	-7.481	10.699	39.097	-2003	1488	1689	1802
			-		0.147	-1.540				
			6.005							
$251.6 \cdot 10^3$ ($y_{1ост} = -5.306$ см)	10.08	459.99	-	-6.790	-5.071	-	8962	76	9422	536
	10.11	389.33	6.502	-8.200	0.0	60.559	0.0	2688	389	3017
			-			-				
			5.785			23.278				
$5031 \cdot 10^3$ ($y_{1ост} = -5.338$ см)	7.06	131.99	-	-6.294	-1.459	-	3067	156	3199	288
	10.11	389.33	6.084	-6.734	1.38	10.927	105	463	495	853
	11.46	337.33	-	-6.277	-	0.289	-217	-226	-226	112
			6.037		20.826	-				
			-			15.098				
			6.130							
$704.5 \cdot 10^3$ ($y_{1ост} = -5.720$ см)	10.02	233.33	-	-6.307	-0.187	-	9056	57	9290	290
	10.05	478.66	6.173	-7.300	-	38.253	-1665	1187	-1187	1666
			-			-				
			5.946		11.655	-				
						17.075				
$1000.6 \cdot 10^3$ ($y_{1ост} = -5.740$ см)	10.03	477.33	-	-6.203	45.091	1.618	-3481	48	-3004	430
	10.05	478.66	5.968	-6.154	15.772	5.279	-1542	531	-1063	1010
	10.02	233.33	-	-6.234	-	-	-	-221	204	12
			5.354		42.492	38.867	29.091			
			-							
			6.214							
$2012.5 \cdot 10^3$ ($y_{1ост} = -5.619$ см)	10.03	203.99	5.973	-6.174	38.850	3.432	-2834	159	-2630	363
	10.05	650.66	-	-6.082	13.33	5.798	-1553	168	-903	819
	10.01	251.99	5.429	-6.223	-	-	-65	-220	187	32
			-		42.380	37.462				
			6.183							
∞ ($y_{1ост} = -5.715$ см)	10.04	691.99	-	-6.069	0.0	-4.063	0.0	-683	692	9
	10.12	238.66	6.073	-6.813	0.0	0.337	0.0	662	239	901
			-							
			6.073							
0	5.51	399.99	-	-1.006	-0.783	-8.052	-8	-612	392	-212
	5.56	-	1.200	-1.699	-3.531	-5.550	-25	582	-161	446
		135.99	1.399							



Необходимо отметить что во всех рассмотренных вариантах до включения в работу железобетонных упоров максимальные значения полных ускорений $X_{1\max}$ и $X_{2\max}$ масс M_1 и M_2 соответствует значениям, указанным в таб. 1 при $K_1=0$. Действительно в варианте времени t , при которых величина относительно смещения не достигла 6 см – величины зазора.

Для того, чтобы проанализировать полученные результаты, необходимо более детально во времени проследить механизм включения железобетонных упоров в работу. Для этого на рис. 3-5 показано, как изменяются величины смещений y_1 , скоростей y_1' , и полных ускорений X_1'' массы M_1 при включении упоров в работу при наиболее неблагоприятных моментах времени, когда величины ускорений достигают своих максимальных значений в вариантах с $K_1=10 \cdot 10^3$ кН/см, $K_1=503 \cdot 10^3$ кН/см и $K_1=704.5 \cdot 10^3$ кН/см.

Анализируем результаты, полученные в выполненных исследованиях (табл.1), видим, что максимально ускорения массы M_2 в вариантах с $K_1=503 \cdot 10^3$ кН/см ($X_{2\max} = 1010$ см/с²), с $K_1= 2012.5 \cdot 10^3$ кН/см ($X_{2\max} = 1010$ см/с²) близки к результатам ранее выполненных исследований, когда $K_1 = \infty$ ($X_{2\max} = 901$ см/с²). Отклонение величин максимальных ускорений масс M_2 в вариантах с $K_1=251.6 \cdot 10^3$ кН/см ($X_{2\max} = 3017$ см/с²) и с $K_1= 704.5 \cdot 10^3$ кН/см ($X_{2\max} = 1666$ см/с²) объясняется высказанными ранее неточностями расчета.

Рассмотренная ранее модель с $K_1 = \infty$ точнее описывает колебание масс M_1 и M_2 , чем в настоящих исследованиях не следует учитывать жесткость железобетонных упоров, а рассматривать упоры как ограничители относительных горизонтальных смещений здания относительно фундамента, не влияющие на величины ускорений вышележащих конструкций. При этом максимальные относительные смещения массы M_1 будут ограничены величиной зазора b .

Если исключить из рассмотрения жесткость железобетонных упоров, то есть принять $K_1 = 0$, то величина ($X_{2\max} = 446$ см/с²), максимальная реакция упругой связи между массами M_1 и M_2 равна

$$K_1(y_2-y_1) = 13400(-1.699 + 1.339) = -4820 \text{ кН}$$

По абсолютной величине максимальная реакция упругой связи в этом случае в 1.72 раза превышает величины силы трения 2800 кН, принятую в расчётах.

Если определить сейсмическую силу S_2 массы M_2 как инерционную силу:

$$S_{2\max} = M_2 * X_{2\max} ,$$

то она будет равна $S_{2\max}=4900$ кН, то есть практически совпадает с величиной максимальной упругой реакции. Эта величина сейсмической силы и будет максимальной в здании с рассматриваемой расчетной моделью и изложенными предпосылками расчета.

Величину инерционной силы массы M_2 анализировать вообще не следует, во-первых, потому что получены величины, достигающие до 9000 см/с², что не соответствует реальной работе здания с физической силы массы M_1 необходимо исключить силу трения, так как ее величина 2800 кН соизмерима с величиной S_1 , найденной по формуле: $S_1 = M_1 X_1''$. Например, в интересующем нас варианте с $K_1 = 0$

$$S_{1\max} = M_1 X_{1\max} = 5130 \text{ кН},$$

а величина $F=2800$ кН, то есть большая часть силы S_1 тратиться на потери из-за сухости трения.



По нашему мнению, в дальнейших анализах сейсмическую реакцию зданий с сейсмизолирующим скользящим поясом в фундаменте следует оценивать величиной упругой реакции связи между массами M_1 и M_2 , так как эта упругая сила вызвана деформациями несущих конструкции зданий.

Список литературы

1. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий [Текст] / С.В.Поляков. – М.: Высшая школа, 1993. - 304 с.
2. СНиП -22-03-2009. Строительство в сейсмических районах [Текст] –М.: Стройиздат, 2009 – 49с.
3. Солдатова Л.Л. Снижение сейсмических нагрузок в зданиях со скользящим поясом за счет изменения динамических характеристик [Текст] / Л.Л.Солдатова // Сейсмостойкое строительство в Кыргызстане. Сборник научных трудов - Бишкек: ФПИ, 1988. - С.6-13.
4. Т.Болотбек. Инерционное демпфирование сейсмических сил зданий и сооружений со скользящим поясом [Текст] / Т.Болотбек, К.У.Насырынбекова и др. / Вестник КГУСТА.– Бишкек: КГУСТА, 2019. - № 1 (63). – С. 127-131.