

Дорощеев Виталий Степанович, д-р техн. наук, профессор,
ректор, заведующий кафедрой, Одесская
государственная академия строительства и архитектуры,
г. Одесса (Украина)

Фомин Владимир Михайлович, канд. техн. наук, доцент, Одесская
государственная академия строительства и архитектуры,
г. Одесса (Украина)

ИССЛЕДОВАНИЕ ДИНАМИКИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ ЭСТАКАДНОГО ТИПА ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

INVESTIGATION OF REINFORCED CONCRETE WATERFRONT TRESTLE-TYPE STRUCTURE MOTION CAUSED BY SEISMIC LOAD

АННОТАЦИЯ

Предложена методика исследования колебаний железобетонного причального сооружения эстакадного типа, вызванного сейсмическим воздействием, с учетом нелинейного поведения и пластичности бетона. Рассмотрены конкретные примеры.

ABSTRACT

The technique of investigation of RC waterfront structure motion, caused by seismic load, considering nonlinear behavior and plasticity of concrete. Specific examples are examined.

ВВЕДЕНИЕ

В связи с принятием новых нормативных документов по строительству (ДБН В. 1.2-2:2006) возникла необходимость заново исследовать сейсмостойкость многих уже существующих сооружений, в частности гидротехнических. При этом следует учитывать не только силу землетрясения, но и возможность раскачки колебаний при резонансах, т.е. при совпадении преобладающих частот землетрясений с частотами свободных колебаний конструкций, когда даже сравнительно несильные землетрясения могут привести к разрушениям [1,2,3].

Как отмечается в работе [4], в настоящее время актуальной является проблема изучения поведения железобетонных конструкций при

сложных нагружениях (в частности, сейсмических) при учете нелинейных свойств и пластичности бетона. Основы современной теории упругопластического поведения бетона при сложном напряженно-деформированном состоянии были заложены М.М. Филоненко-Бородичем [5], Г.А. Гениевым, В.Н. Киссюком, Г.А. Тюпиным [6], Г.С. Писаренко, А.А. Лебедевым [7], Т.А. Баланом, С.Ф. Клованичем [8], Н.И. Карпенко [9], В.М. Кругловым [10], S. Dei Poli [11], К.Н. Gerstle [12], Н.В. Kupfer [13]. На основании варианта теории пластического течения, приведенного в [6], в статье [14] для решения нелинейных упругопластических квазистатических задач плоского изгиба железобетонных балок пошаговым методом было построено дифференциальное уравнение, которое может быть записано в следующем виде:

$$\Delta v''' + U_1(x) \Delta v'' + U_2(x) \Delta v' = U_3(x) \Delta N + U_4(x) \Delta Q. \quad (1)$$

Здесь Δv – приращение прогибов балки, вызванное приращением нагрузки на некотором шаге алгоритма, ΔN и ΔQ – приращения продольной и поперечной сил, $U_j(x)$ ($j = 1, 2, 3, 4$) – функции, определяемые через приращения прогибов, найденных на предыдущих шагах.

В статье [15] уравнение (1) используется для построения варианта метода граничных элементов на основании соотношения

$$\mathbf{X}(x) = \mathbf{A}(x)\mathbf{X}(0) + \mathbf{B}_N(x)\Delta N + \mathbf{B}_Q(x)\Delta Q$$

где

$$\mathbf{X}_k(x) = \begin{bmatrix} \Delta v_k(x) \\ \Delta v_k'(x) \\ \Delta v_k''(x) \end{bmatrix}, \quad \mathbf{A}(x) = \begin{bmatrix} y_1(x) & y_2(x) & y_3(x) \\ y_1'(x) & y_2'(x) & y_3'(x) \\ y_1''(x) & y_2''(x) & y_3''(x) \end{bmatrix},$$

$$\mathbf{B}_Q(x) = \begin{bmatrix} y_Q(x) \\ y_Q'(x) \\ y_Q''(x) \end{bmatrix}, \quad \mathbf{B}_N(x) = \begin{bmatrix} y_N(x) \\ y_N'(x) \\ y_N''(x) \end{bmatrix},$$

y_j ($j = 1, 2, 3$) – фундаментальные решения задачи Коши для однородного уравнения, соответствующего уравнению (1), $y_Q(x)$ – частное решение уравнения (1) при $\Delta Q = 1$ и $\Delta N = 0$, соответствующее нулевым начальным условиям, $y_N(x)$ – такое же решение этого уравнения при $\Delta N = 1$ и $\Delta Q = 0$.

В работе [16] приведенный выше метод был применен к решению динамических нелинейно упругопластических задач для железобетонных балок и простых плоских рам, нагруженных системой сосредото-

ченных масс, с привлечением метода линейных ускорений Ньюмарка [17]. При этом к действующим на конструкцию силам добавляются силы инерции сосредоточенных масс.

В настоящей работе эта методика используется при исследовании колебаний причального сооружения, вызванных сейсмическим воздействием.

Построение расчетной схемы

Методику построения расчетной схемы продемонстрируем на конкретном примере одного из причалов Измаильского морского торгового порта. Схематический поперечный разрез причала приведен на рисунке 1.

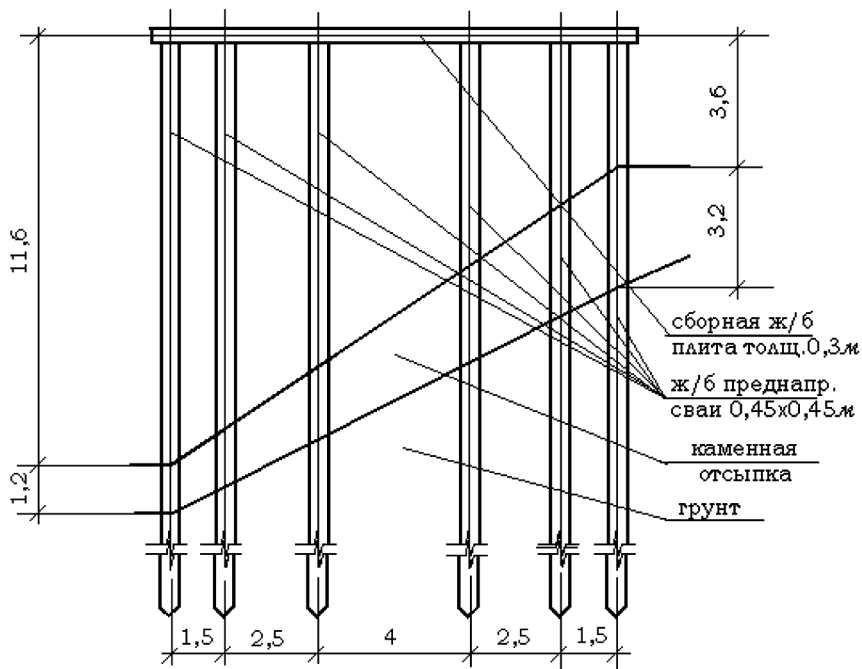


Рисунок 1. Схематический поперечный разрез причала

Поперечное сечение свай приведено на рисунке 2, а поперечное сечение плиты – на рисунке 3.

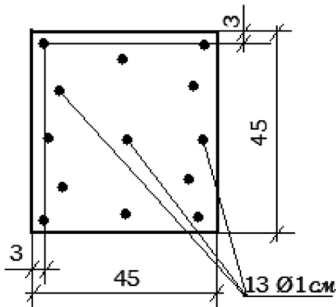


Рисунок 2. Поперечное сечение сваи

Следуя общепринятой методике, при построении расчетной схемы поступаем следующим образом: каждую из свай считаем жестко защемленной колонной, причем место защемления определяется так; от средней линии между поверхностью каменной отсыпки и поверхностью грунта отсчитывается вниз три – пять поперечных размеров сваи.

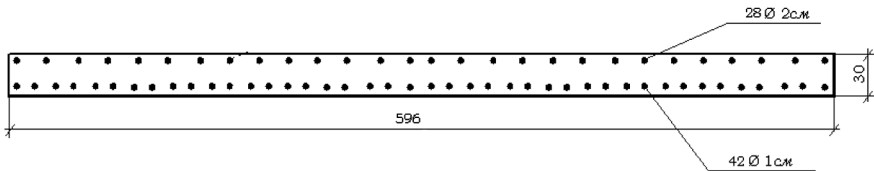


Рисунок 3. Поперечное сечение плиты

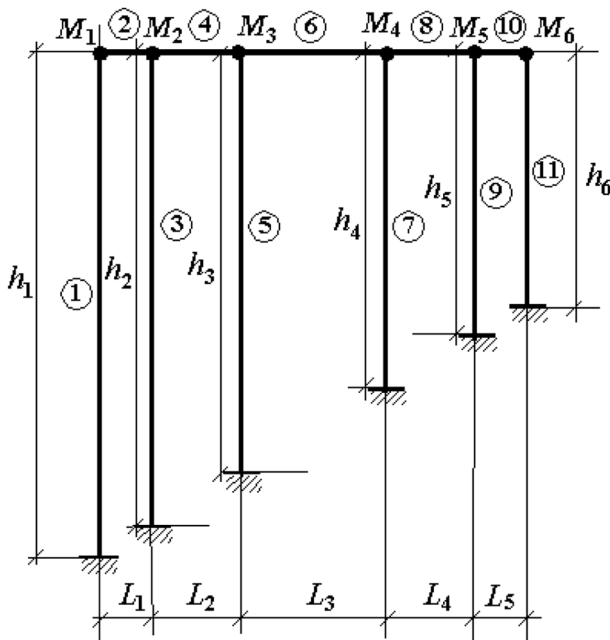


Рисунок 4. Рама, представляющая собой расчетную схему поперечного сечения причала

Ширина ригеля принимается равной длине шага колонн в продольном направлении причала – 3 м, что в два раза меньше ширины плит, образующих ростверк, и, следовательно, содержит вдвое меньшее количество арматуры. Получившаяся в результате рама приведена на рисунке 4.

На этом рисунке $h_1 = 14 \text{ м}$, $h_2 = 13,125 \text{ м}$, $h_3 = 11,67 \text{ м}$, $h_4 = 9,33 \text{ м}$, $h_5 = 7,875 \text{ м}$, $h_6 = 7 \text{ м}$, $L_1 = 1,5 \text{ м}$, $L_2 = 2,5 \text{ м}$, $L_3 = 4 \text{ м}$, $L_4 = 2,5 \text{ м}$, $L_5 = 1,5 \text{ м}$, $M_1 = 5,77 \text{ Т}$, $M_2 = 9,28 \text{ Т}$, $M_3 = 12,64 \text{ Т}$, $M_4 = 12,05 \text{ Т}$, $M_5 = 7,95 \text{ Т}$, $M_6 = 4,01 \text{ Т}$. Поперечное сечение колонн совпадает с поперечным сечением свай (рисунком 2), а поперечное сечение ригеля показано на рисунке 5.

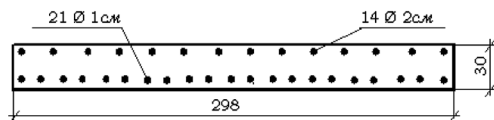


Рисунок 5. Поперечное сечение ригеля рамы

Построение консольной модели

Консольная модель рамы представлена на рисунке 6. Консоль имеет наверху дополнительную связь, которая препятствует повороту поперечного сечения. Такая схема принята потому, что изгибная жесткость ригеля рамы значительно больше, чем изгибная жесткость вертикальных стержней. В этом случае прогиб на конце консоли при расчетах в предположении линейно упругой работы материала определяется по формуле:

$$f_k = \frac{Fl_k^3}{12H_k}. \quad (2)$$

(H_k – изгибная жесткость вертикального стержня).

Стержень выполняет роль пружины, жесткость которой можно найти из (2)

$$c_k = \frac{12H_k}{l_k^3}.$$

Отсюда находим

$$l_k = \sqrt[3]{\frac{12H_k}{c_k}}. \quad (3)$$

Эта формула связывает две неизвестные характеристики консоли – ее длину l_k и изгибную жесткость H_k . Задавшись одной из них,

например, H_k , можно определить другую, т.е. l_k . Значение же c_k можно определить из равенства

$$c_k = Mk_0^2$$

где M – масса груза, k_0 – круговая частота свободных колебаний рамы, определенная без допущения об абсолютной твердости ригеля. Для рамы, изображенной на рисунке 6, $M = 51,7 \text{ T}$, $k_0 = 13,23 \text{ с}^{-1}$, $c_k = 9043,2 \text{ кН/м}$.

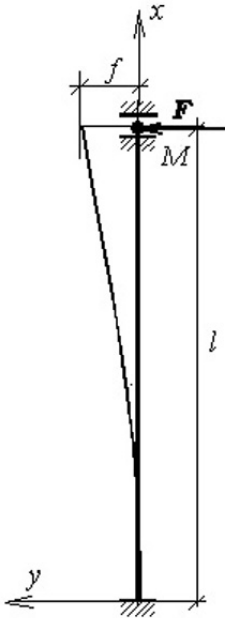


Рисунок 6. Консольная модель рамы

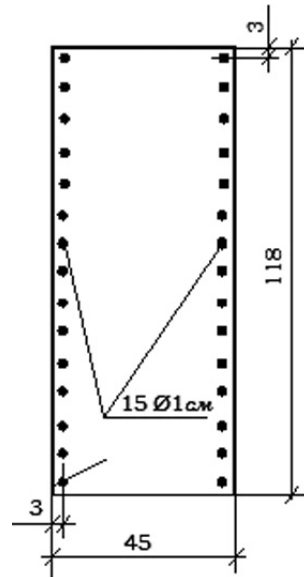


Рисунок 7. Поперечное сечение консоли (вариант I)

Выберем поперечное сечение консоли так, как показано на рисунке 7. Найдем изгибную жесткость консоли:

$$H_k = E_b \frac{bh^3}{12} + 2E_a S_a h_1^2. \quad (4)$$

Здесь

$E_b = 2,8 \cdot 10^4 \text{ МПа}$, $b = 1,18 \text{ м}$, $h = 0,45 \text{ м}$, $E_a = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$, $S_a = 15\pi 0,02^2 = 0,0057 \text{ м}^2$, $h_1 = 0,195 \text{ м}$. Тогда $H_k = 354878 \text{ кНм}^2$ и из (2) находим $l_k = 7,78 \text{ м}$.

В последние годы под эгидой Украинской ассоциации сейсмостойкого строительства в Одесской области ведутся работы по сейсмичес-

кому микрорайонированию площадок с учетом реальных грунтовых условий. Создана база данных акселерограмм для различных площадок. В настоящей статье используется одна из них (рисунок 8).

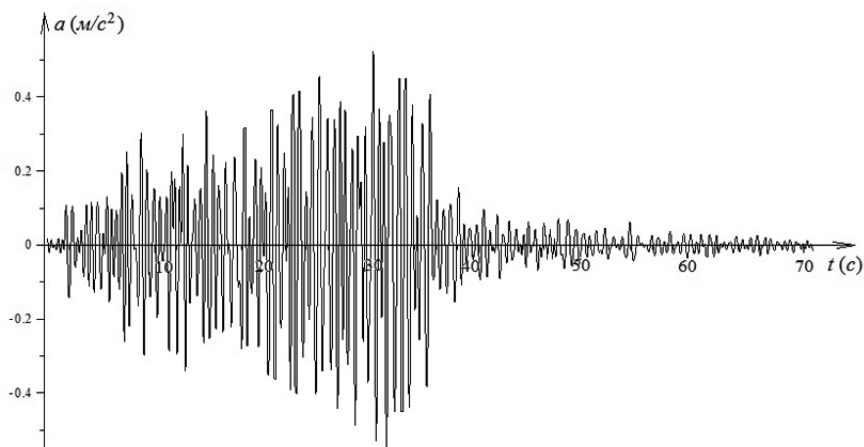


Рисунок 8. Расчетная акселерограмма

Придадим основанию консоли горизонтальные смещения, ускорения которых изменяются с течением времени в соответствии с этой акселерограммой. Спектр Фурье акселерограммы представлен на рисунок 9.

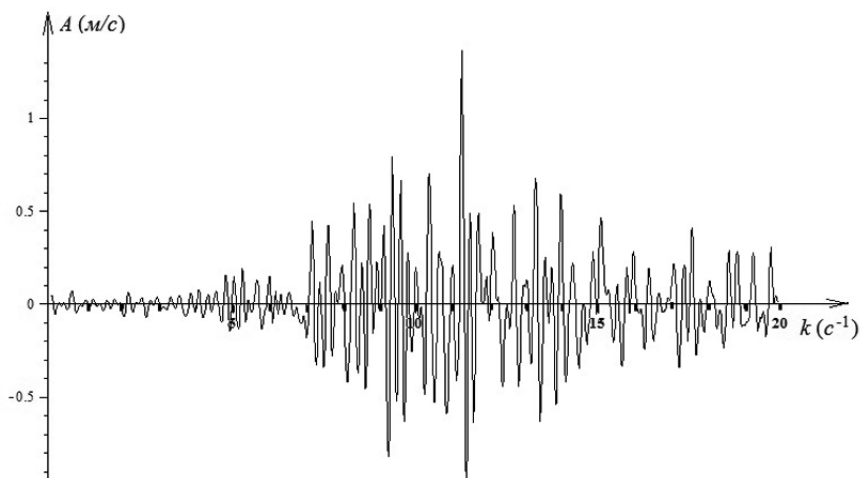


Рисунок 9. Спектр Фурье расчетной акселерограммы

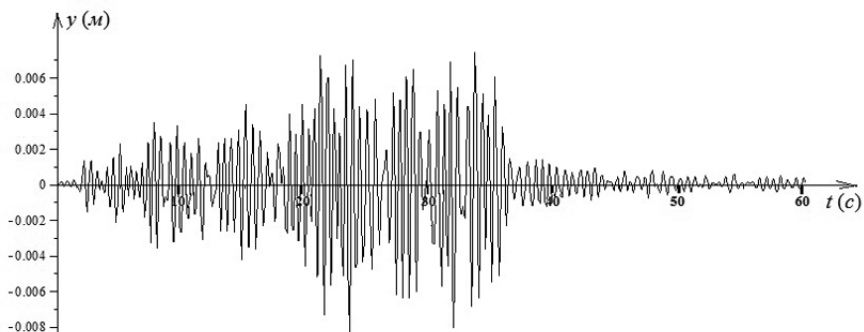


Рисунок 10. Движение груза на линейно упругой консоли (вариант I, нерезонансный случай)

Заметим, что пик, т.е. максимальное значение, абсолютной величины трансформанты Фурье $|A(k)|$ акселерограммы наблюдается при $k = k_{np} = 11,26 \text{ с}^{-1}$. Будем называть k_{np} преобладающей круговой частотой землетрясения.

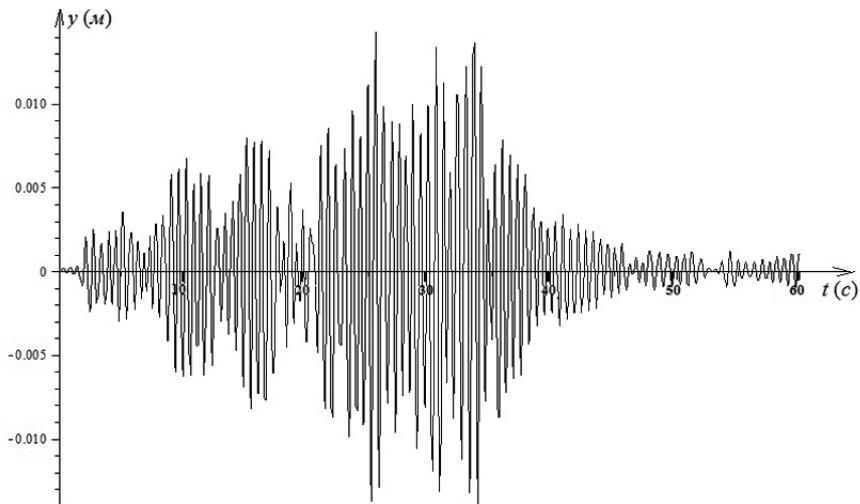


Рисунок 11. Движение груза на линейно упругой консоли (вариант I, резонанс)

Используя алгоритм, предложенный в [14 – 16], исследуем движение груза на консоли без учета нелинейности и пластичности бетона (для этого необходимо при определении коэффициентов дифференциального уравнения в [14] положить $d[\varepsilon]_p = 0$). График движения приведен на

рисунке 10. Так как $k_0 \neq k_{np}$, то рассмотренный случай будем называть нерезонансным, т.о. график, изображенный на рисунке 10, представляет собой график нерезонансного движения.

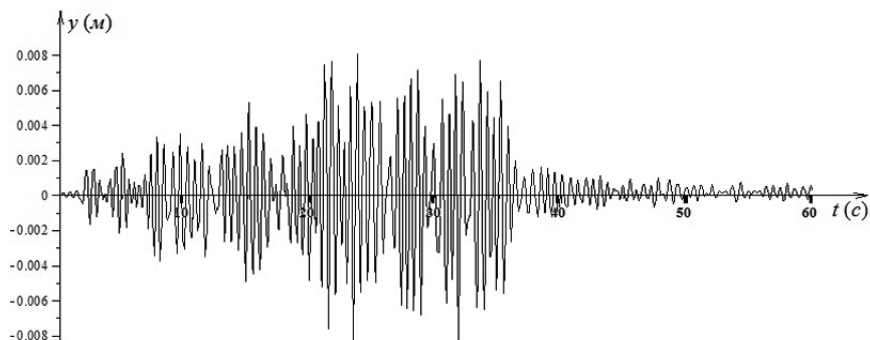


Рисунок 12. Движение груза на консоли с учетом нелинейности и пластичности бетона (вариант I, нерезонансный случай)

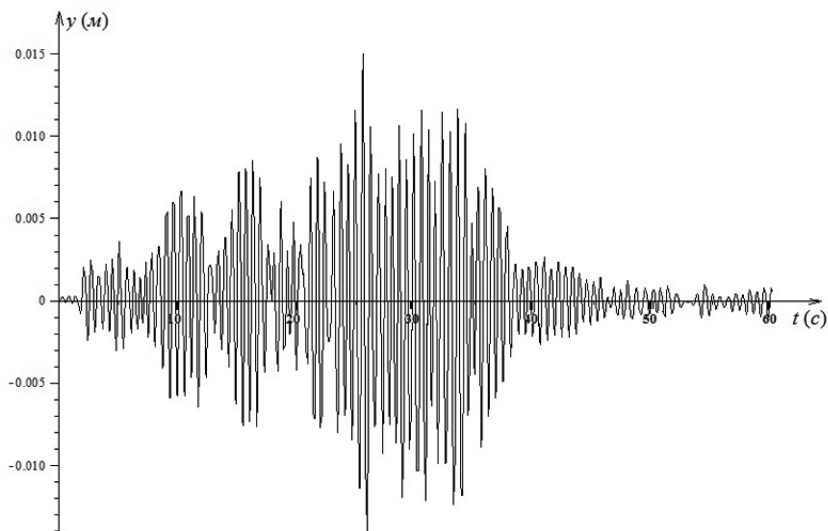


Рисунок 13. Движение груза на консоли с учетом нелинейности и пластичности бетона (вариант I, резонанс)

Используем теперь тот факт, что на причале находится полезная нагрузка, величина которой может принимать различные значения в пределах, определяемых нормами. Пусть, например, $m_{нагр} = 0,46M$.

Нетрудно убедиться, что в этом случае круговая частота свободных колебаний k_0 станет равной преобладающей круговой частоте землетрясения, акселерограмма которого приведена на рисунке 8. Как видно из графика на рисунке 11 перемещения груза более чем в два раза больше тех, которые приведены на рисунке 10.

Учтем теперь нелинейность и пластичность бетона. Используя алгоритм, предложенный в [14–16] с учетом пластических деформаций (т.е. при $d[\varepsilon]_p \neq 0$), определим частоту свободных колебаний. Для этого квазистатически прикладываем горизонтальную единичную силу к грузу и определяем его смещение $\delta_{k,пл}$. Оно оказалось равным $\delta_{k,пл} = 1,129 \cdot 10^{-4} \text{ м/кН}$. Коэффициент жесткости равен $c_{k,пл} = 1/\delta_{k,пл} = 8854,64 \text{ кН/м}$, а круговая частота $k_{0,пл} = 13,087 \text{ с}^{-1}$. Движение груза M в этом случае представлено на рисунке 12. Как можно заметить, отличия от рисунка 10 незначительны. Рассмотрим теперь резонансный случай. Как показывают вычисления, для того, чтобы $k_{0,пл}$ приняло значение, равное $k_{пр} = 11,26 \text{ с}^{-1}$, следует $m_{нагр}$ принять равным $0,35M$. График движения в этом случае приведен на рисунке 13. Прогибы консоли больше, чем при резонансе без учета нелинейности и пластичности бетона.

Рассмотрим теперь другой вариант консоли. Примем ее поперечное сечение таким, как оно изображено на рисунке 14.

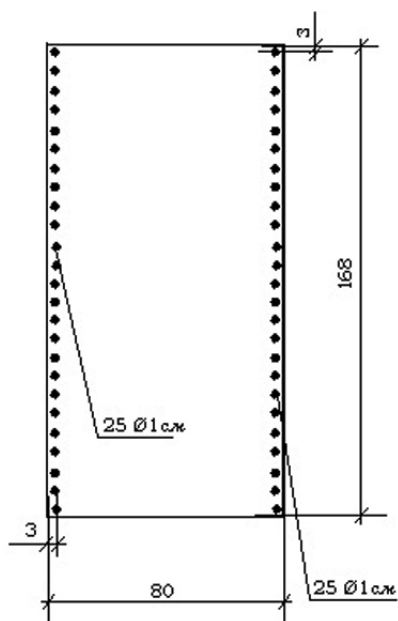


Рисунок 14. Поперечное сечение консоли (вариант II)

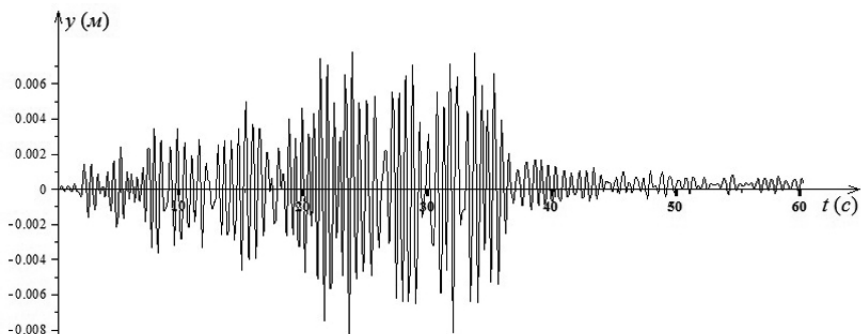


Рисунок 15. Движение груза на консоли с учетом нелинейности и пластичности бетона (вариант II, нерезонансный случай)

В этом случае $H_k = 2497817 \text{ кНм}^2$, и из (3) находим $l_k = 14,82 \text{ м}$. Если не учитывать нелинейность и пластичность, то движение груза описывается графиками на рисунках 10 и 11, то есть ничем не отличается от движения груза как в нерезонансном, так и в резонансном случаях предыдущего варианта консоли.

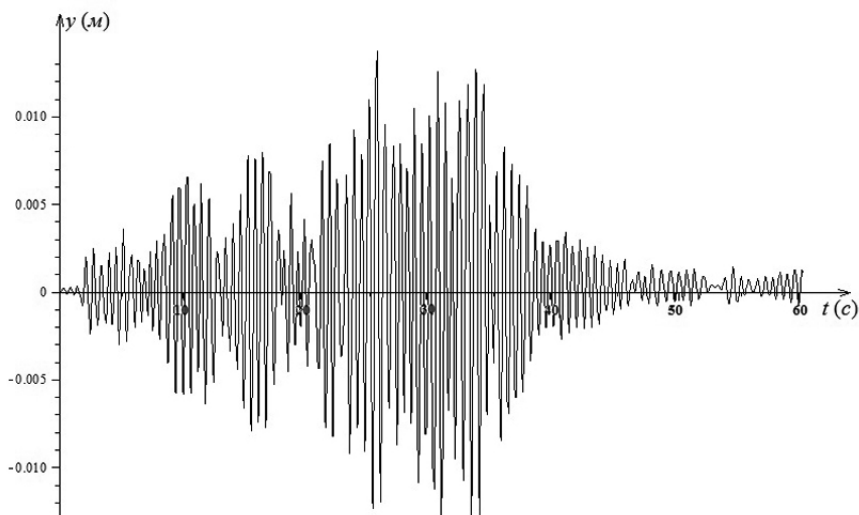


Рисунок 16. Движение груза на консоли с учетом нелинейности и пластичности бетона (вариант II, резонанс)

Учтем теперь нелинейные и пластические свойства бетона. Как и в предыдущем варианте, используя алгоритм, предложенный в

[14–16], определим частоту свободных колебаний с учетом пластических свойств бетона. В этом случае она принимает следующее значение: $k_{0,пл} = 13,272 \text{ с}^{-1}$.

Движение груза M в этом (т.е. нерезонансном) случае представлено на рисунке 15. Сравним его с рисунком 12. Они практически совпадают. Рассмотрим теперь резонансный случай. Для достижения резонанса в этом случае следует положить $m_{нагр} = 0,39M$. График движения груза приведен на рисунке 16. При сравнении его с рисунком 13 заметны некоторые несущественные отличия.

Исследование движения рамы

Рассмотрим теперь движение рамы (рисунок 4) при землетрясении с заданной на рисунке 8 акселерограммой. Если пренебречь продольными деформациями стержней, то окажется, что рама ведет себя как система с одной степенью свободы, причем в качестве обобщенной координаты можно выбрать перемещение сосредоточенных масс вдоль оси ригеля. Очевидно, что если не учитывать нелинейные и пластические свойства бетона и арматуры, то график движения масс совпадает либо с изображенным на рисунке 10 в нерезонансном случае, либо с изображенным на рисунке 11 в резонансном. Используем теперь алгоритм, предложенный в [16], для исследования движения рамы при учете нелинейности и пластичности бетона. В результате для нерезонансного случая получаем график движения, приведенный на рисунке 17.

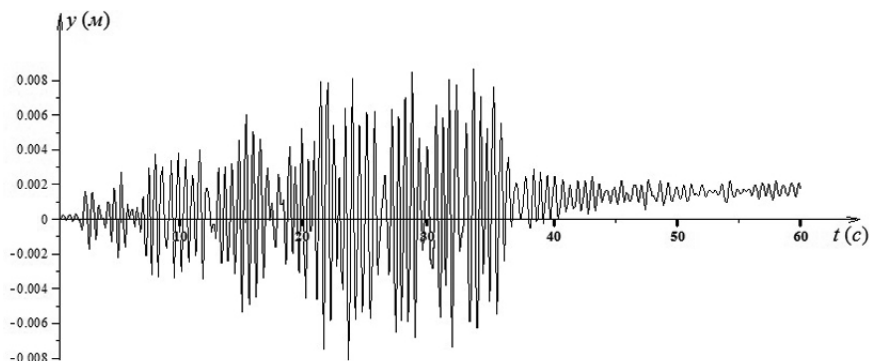


Рисунок 17. Горизонтальное движение ригеля рамы с учетом нелинейности и пластичности бетона (нерезонансный случай)

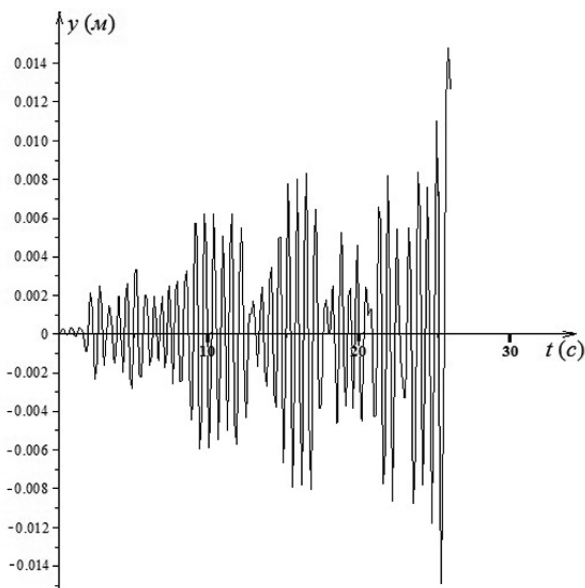


Рисунок 18. Горизонтальное движение ригеля рамы с учетом нелинейности и пластичности бетона (резонанс)

Он напоминает график на рисунке 15, однако есть существенное отличие – на рисунке 17 заметно появление и накопление остаточных деформаций. Разница в поведении конструкций связана с тем, что распределения напряжений в консоли и в элементах рамы различны, что влияет на изгибную жесткость конструкций в целом.

На рисунке 18 приведен график движения сосредоточенных масс рамы в резонансном случае. На отрезке времени до 26 с он напоминает график на рисунке 16, однако при $t = 26$ с он прерывается. Это вызвано тем, что в этот момент в поперечных сечениях на участке одного из вертикальных стержней возникли растягивающие напряжения, превышающие предел прочности бетона на растяжение, т.е. начался процесс разрушения, чего не наблюдалось при использовании консольной модели.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Для исследуемой конструкции причала построены:

- 1) расчетная схема в виде многопролетной рамы;
- 2) одномассовая упругая консольная модель;
- 3) одномассовая неупругая консольная модель;

- 4) графики колебаний рамы, упругой и неупругой консольных моделей, вызванных заданным сейсмическим воздействием в нерезонансном и резонансном случаях.

Далее было произведено сравнение графиков этих движений, из которого следует:

использование консольной модели при расчетах железобетонных конструкций рационально в пределах линейно упругого поведения материала. Однако при учете нелинейного поведения и пластичности бетона колебания такой модели существенно отличаются от поведения конструкции при сейсмическом воздействии.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Уздин, А.М. и др. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства. – С.-Пб., 1993. – 177 с.
2. Кульмач, П.П. Сейсмостойкость портовых гидротехнических сооружений. – М.: Транспорт, 1993. – 311 с.
3. Егупов, К.В. Причалные сооружения эстакадного типа. – М.: Мортехинформреклама, 1991. – 87 с.
4. Дорофеев, В., Карпюк, В., Крантовская, О., Петров, М. Особливості моделювання МСЕ складного напружено-деформованого стану звичайних, нерозрізних та позацентрово стиснених залізобетонних балок // Вісник Тернопільського національного технічного університету. Тернопіль, 2014, №1 (73). – С. 67–77.
5. Филоненко-Бородич, М. М. Об условиях прочности материалов, обладающих различным сопротивлением растяжению и сжатию // Инж. Сборник. – 1954.– Вып.19. – С. 36 – 48.
6. Гениев, Г. А., Киссюк, В. Н., Тюпин, Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона.–М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
7. Писаренко, Г. С., Лебедев, А. А. Деформирование и прочность материалов при сложном напряженном состоянии.– К.: Наукова думка, 1976. – 416 с.
8. Балан, Т. А., Клованич, С. Ф. Определяющие соотношения для бетона при сложном непропорциональном нагружении и нагреве // Строительная механика и расчет сооружений.– 1987.- №2. – С. 39–44.
9. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона.– М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
10. Круглов, В. М. Нелинейные соотношения и критерий прочности бетона в трехосном напряженном состоянии // Строительная механика и расчет сооружений.– 1987. – №1.– С. 40–44.

11. Dei Poli S. Present state of some basic researches on Concrete: The behavior until failure, under multiaxial stresses // J. Ital. e Cern. – 1980.– V.50, №9.– P. 633–658.
12. Gerstle, K.H. Simple formulation of triaxial Concrete behavior // ACI Journal. – 1985.– №5.– P. 382–387.
13. Kupfer, H.V. Behavior of Concrete under biaxial stresses // J. Eng. Mech. Div. Proc. ASCE.– 1997.– V.99, EM4.- P. 853–856.
14. Фомин, В. М. Дифференциальное уравнение плоского изгиба железобетонной балки с учетом пластичности бетона при сложном нагружении // Вісник ОДАБА. Вып.44, – Одесса, 2011. – с. 345–353.
15. Фомин, В. М. Применение метода граничных элементов при статических расчетах статически неопределимых железобетонных балок и рам с учетом нелинейного поведения и пластичности бетона// Вісник ОДАБА. Вып.49,ч.2 – Одесса, 2013 . – с. 239–245.
16. Фомин, В. М. Применение метода граничных элементов при динамических расчетах статически неопределимых железобетонных балок и рам с учетом нелинейного поведения и пластичности бетона// Вісник ОДАБА. Вып. 50, ч.1 – Одесса, 2013. – с. 292–295.
17. Клаф, Р., Пензиен, Дж. Динамика сооружений. – М.: Стройиздат, 1979.– 319 с.

Статья поступила в редколлегию 26.11.2014