

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ПРОТИВОПОЛЗНЕВОГО СООРУЖЕНИЯ В ВИДЕ ГРАВИТАЦИОННОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ

Гришин А.В., Сипливец А.А.

Одесская государственная академия строительства и архитектуры
г. Одесса, Украина

АННОТАЦИЯ: Досліджується напружено-деформований стан системи, що складається з підпірної стінки, фундаменту і масиву, викликаний хвилевими процесами, що виникають від дії динамічного навантаження. Враховуються властивості пружнопластичності матеріалів системи.

АННОТАЦИЯ: Исследуется напряженно-деформированное состояние системы, состоящей из подпорной стенки, фундамента и массива, вызванное волновыми процессами, возникающими от действия динамической нагрузки. Учитываются упругопластические свойства материалов системы.

ABSTRACT: The stressedly-deformed state of the system, consisting of retaining wall, foundation and array, is investigated, caused by wave processes arising up from the action of the dynamic loading. Elastoplastic properties of materials of the system are taken into account.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: Гравитационная подпорная стенка, фундамент, массив, напряженно-деформированное состояние, теория пластического течения с упрочнением.

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

Рост объемов строительства в современных условиях интенсивного освоения подземного пространства городов заставляет проектировщиков предъявлять все более высокие требования к расчетам конструкций, взаимодействующих с грунтовым массивом. Эта задача существенно усложняется в условиях действия динамических нагрузок. В работе [1] изучался вопрос взаимодействия тонкой железобетонной подпорной стенки и грунтового массива

при динамическом нагружении. В продолжение этой темы рассмотрим гравитационную подпорную стенку, ограждающую котлован в грунтовой деформируемом массиве, на поверхности которого расположен фундамент. К стенке, фундаменту или массиву прикладывается импульсная или гармоническая нагрузка. Расчетная схема данной системы показана на рис. 1.

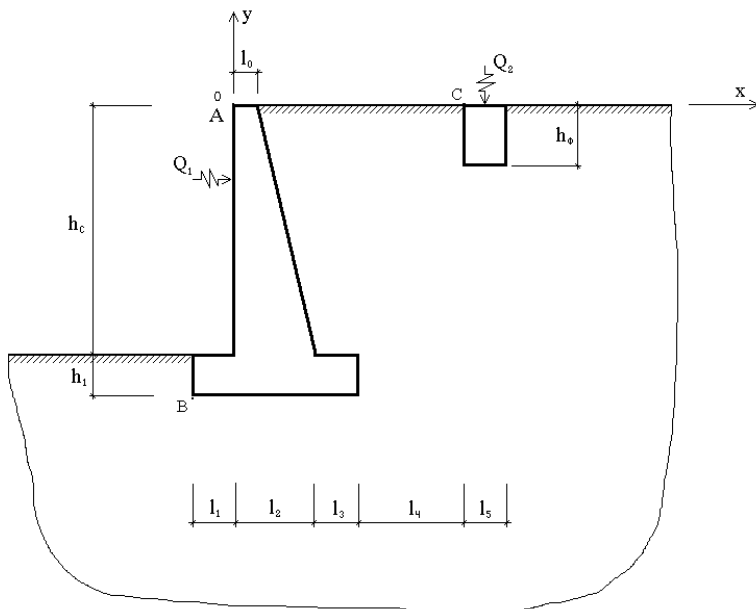


Рис. 1. Расчетная схема

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Для решения задачи используется теория пластического течения с упрочнением, базирующаяся на принципе максимума Мизеса [2]. Для стенки и фундамента в качестве функции нагружения принимается условие Геньева [3], а для массива условие Кулона-Мора [4]. Применяется постулат суммирования приращений упругой и пластической деформаций

$$d\varepsilon_{ks} = d\varepsilon_{ks}^{(e)} + d\varepsilon_{ks}^{(p)}. \quad (1)$$

Общие приращения деформации определяются через приращения перемещений из соотношений Коши

$$d\varepsilon_{ks} = \frac{1}{2}(du_{k,s} + du_{s,k}). \quad (2)$$

Приращения упругой деформации связаны с приращениями напряжений законом Гука

$$d\varepsilon_{ks}^{(e)} = C_{ksmn}^{(e)} d\sigma_{mn}. \quad (3)$$

Из принципа максимума Мизеса в окрестности регулярной точки справедливо следующее соотношение

$$d\varepsilon_{ks}^{(p)} = d\lambda f_{,\sigma_{ks}}, \quad d\lambda = \text{const} > 0, \quad (4)$$

где $f_{,\sigma_{ks}}$ - производная от функции нагружения по σ_{ks} .

Используя приведенные выше формулы и теорию кинематического упрочнения [2], были получены уравнения состояния в виде

$$\begin{aligned} d\sigma_{ks} &= D_{ksmn}^{(e)} d\varepsilon_{mn}, \quad \text{если } f = 0, \quad d'f > 0; \\ d\sigma_{ks} &= D_{ksmn}^{(ep)} d\varepsilon_{mn}, \quad \text{если } f = 0, \quad d'f \leq 0. \end{aligned} \quad (5)$$

Здесь: $D_{ksmn}^{(e)}$ - упругие постоянные закона Гука;

$$D_{ksmn}^{(ep)} = \left[D_{ksmn}^{(e)} - \frac{f_{,\sigma_{ks}} D_{ksmn}^{(e)} f_{,\sigma_{mn}} D_{ksmn}^{(e)}}{f_{,\sigma_{ks}} D_{ksmn}^{(e)} f_{,\sigma_{mn}} - a f_{,\rho_{il}} f_{,\sigma_{il}}} \right]; \quad (6)$$

a - параметр кинематического упрочнения; $\rho_{ks} = a e_{ks}^{(p)}$.

Из принципа виртуальной работы [5] были определены уравнения равновесия системы.

Для дискретизации исходных уравнений область системы разбивается на конечные, а на бесконечных границах массива на бесконечные изо-параметрические элементы. После преобразований была получена система нелинейных алгебраических уравнений

$$M\ddot{d} + C\dot{d} + K(d) = Q, \quad (7)$$

где M, C, K – соответственно матрицы масс, демпфирования и жесткости; d, \dot{d}, \ddot{d} - соответственно вектора узловых перемещений, скоростей и ускорений.

Численное решение было реализовано по модифицированной схеме Ньюмарка [6], которая является безусловно устойчивой, что позволяет уменьшить время счета на заданном отрезке времени. Разработанный программный комплекс в системе Delphi дает возможность получать надежные результаты решений нелинейных динамических задач. Рассмотрим его применение к поставленной задаче при следующих исходных данных: $h_c=10\text{м}$, $h_\phi=2\text{м}$, $h_1=1,6\text{м}$, $l_0=1\text{м}$, $l_1=1\text{м}$, $l_2=3\text{м}$, $l_3=1\text{м}$, $l_4=7\text{м}$, $l_5=2\text{м}$. Для стенки и фундамента: $E=30000\text{МПа}$, $\mu=0,2$, $\sigma_p=1,8\text{МПа}$, $\sigma_c=18\text{МПа}$; для массива: $E=30\text{МПа}$, $\mu=0,4$, $c=0,003\text{МПа}$, $\phi=26^\circ$.

Вначале рассмотрим случай, когда на фундамент действует распределенная гармоническая нагрузка $Q_z = a \sin(\omega t)$ при $a=33$, $\omega=60$. Ко-

личество временных шагов равно 2000, а их длина $\Delta t = 0,01$ с. Решение определяется на отрезке времени $T = 20$ с.

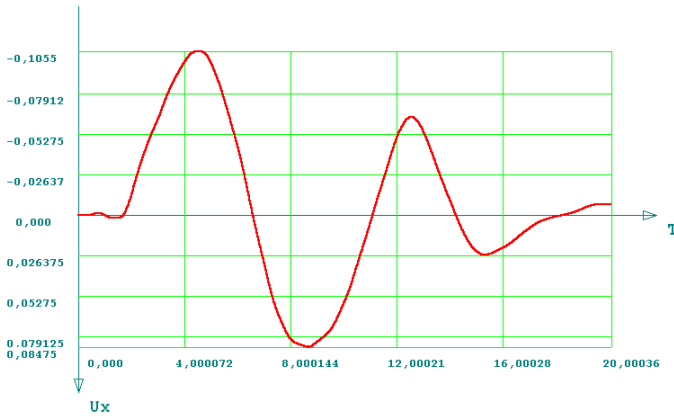


Рис. 2. Эюра изменения во времени перемещений u_x точки А

На рис. 2 и 3 приведены эюры изменения во времени перемещений точки А (в см и с), показанной на рис. 1. На эюрах видно, что существенные колебания точки происходят не сразу же после приложения нагрузки, а только после 1 с её действия. Динамическая нагрузка вертикальная, но колебания точки как вертикальные, так и горизонтальные, причем амплитуда горизонтальных колебаний больше вертикальных ($u_{x(\max)} = -0,1055$ см при $t = 4,05$ с, а $u_{y(\max)} = -0,0703$ см при $t = 8,07$ с) и они смещены на 4 с.

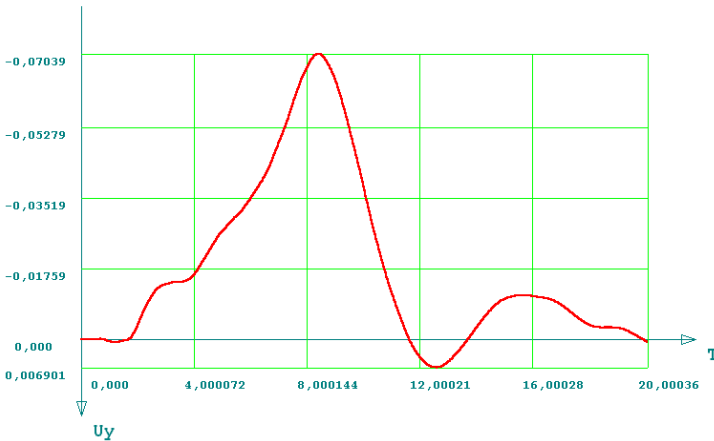


Рис. 3. Эюра изменения во времени перемещений u_y точки А

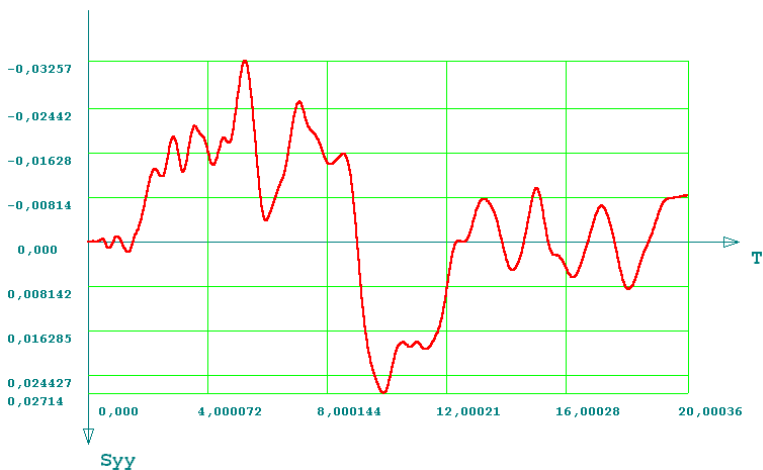


Рис. 4. Эпюра изменения во времени напряжений σ_y в точке В

На рис. 4 показана эпюра изменения во времени напряжений σ_y в точке В (в 10 МПа и с), расположенной в области контакта стенки и массива (рис. 1).

Был рассмотрен так же случай, когда на стенку действует импульсная сосредоточенная горизонтальная нагрузка интенсивностью $Q_z = 50$ кг на 1 см длины стенки. Время её действия 20 с, длина временного интервала составляла $\Delta t = 0,02$ с. Нагрузка приложена по линии с координатами $x = 0$, $y = -2$ м. Остальные данные оставались без изменения.

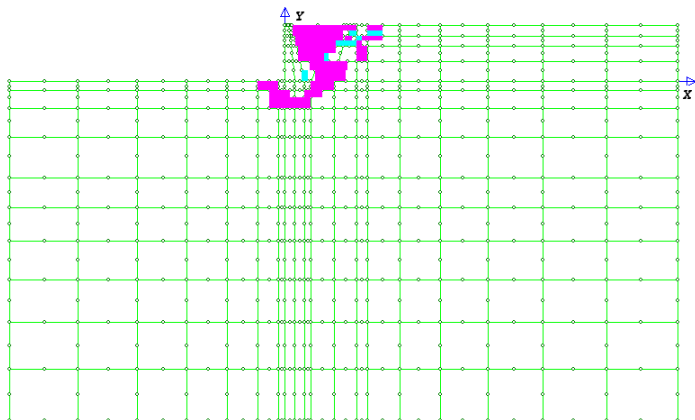


Рис. 5. Схема образования пластических областей

На рис. 5 приведена схема пластических областей, возникающих в системе в момент времени $t=12$ с. Пластические зоны образовались около стенки и фундамента. С течением времени они изменяли своё положение и размеры. Происходила разгрузка в некоторых областях массива, а в других, наоборот, возникало новое активное нагружение. По изменению пластических зон на экране дисплея можно было наблюдать волновое движение в массиве во время действия нагрузки и после её снятия.

На рис. 6 и 7 изображены эпюры горизонтальных и вертикальных колебаний точки С (в см и с), показанной на рис. 1.

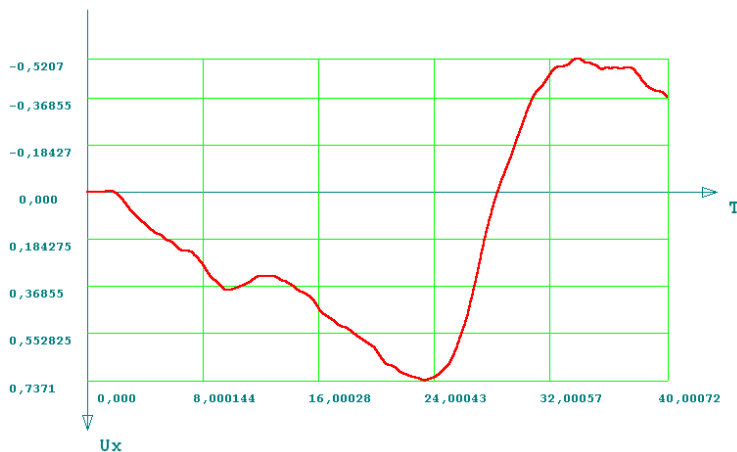


Рис. 6. Эпюра горизонтальных колебаний точки С

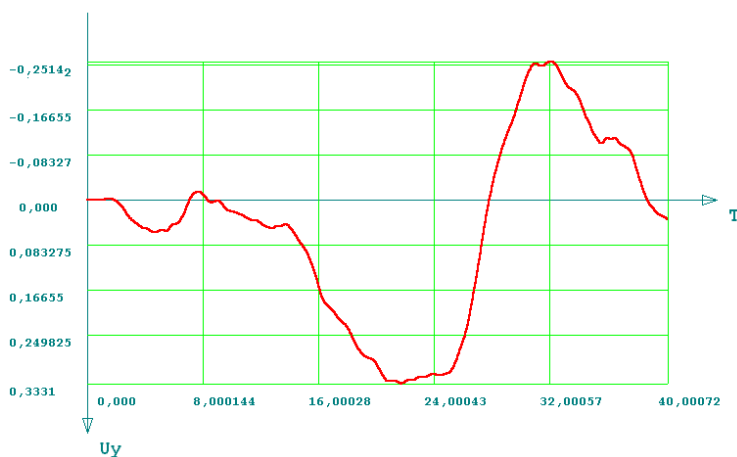


Рис. 7. Эпюра вертикальных колебаний точки С

От приложенной к стенке горизонтальной нагрузки с течением времени возникали горизонтальные и вертикальные перемещения фундамента. При этом максимальные амплитуды колебаний, как и в предыдущем случае, смещались, но на меньшую величину, равную 2 с.

На рис. 8 показана эпюра горизонтальных колебаний точки А, расположенной на стенке. Сравнивая графики рис. 2 и 8 видим, что период колебаний точки А увеличился почти в четыре раза. Это видимо вызвано возрастанием пассивного давления массива на стенку и изменением самого типа нагрузки. На рис. 9 изображена эпюра напряжений σ_y в точке В. Пик наибольших напряжений приходится на время $t=22$ с, т.е. через 2 с после окончания действия нагрузки.

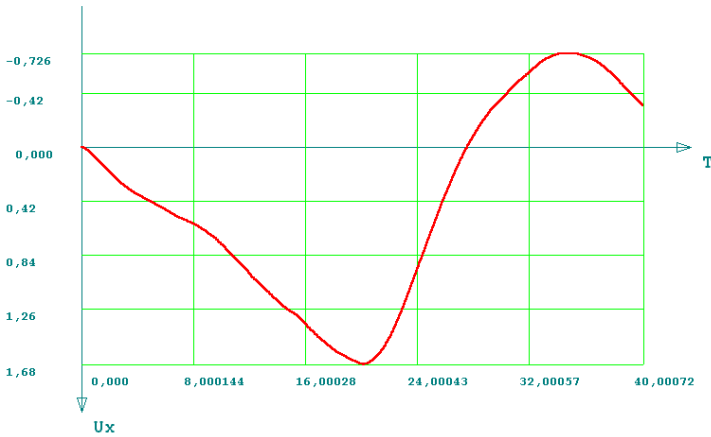


Рис. 8. Эпюра горизонтальных колебаний точки А

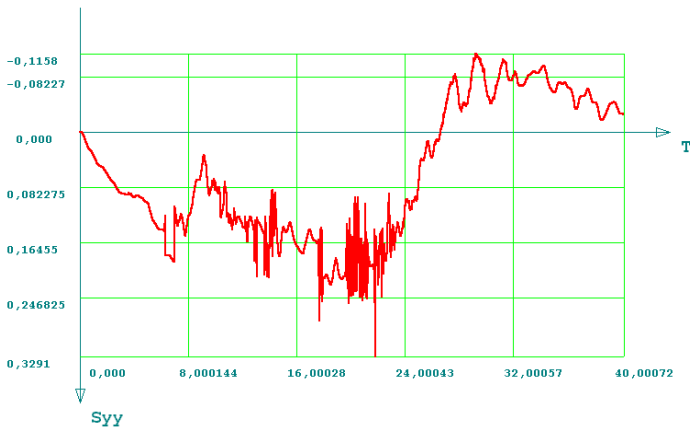


Рис. 9. Эпюра изменения во времени напряжений σ_y в точке В

ВЫВОДЫ

Предложенная методика решения динамических нелинейных задач позволяет учесть волновые процессы во всех элементах системы и определять напряженно-деформированное состояние в любой её точке независимо от места приложения нагрузки. Такой совместный подход в решении ко всем элементам системы дает возможность производить расчет не только конструкций, взаимодействующих с массивом, но и самого массива с учетом возникающих пластических зон.

От приложенных статических и динамических нагрузок в системе происходят сложные процессы нагружения и разгрузки. В динамических упругопластических расчетах необходимо учитывать совместное взаимодействие всех элементов системы, а также их совместное статическое и динамическое нагружение, так как деформации и напряжения, полученные от статических нагрузок, влияют на колебательный процесс, возникающий при динамическом нагружении системы. Кроме того, стенка и грунтовая среда взаимосвязаны между собой. Изменение во времени свойств одного элемента системы влияет на напряженно-деформированное состояние другого. Поэтому только их совместный расчет позволит получить правильные результаты. Предложенная методика и программный комплекс позволяют производить расчет разнообразных систем.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гришин А.В. Взаимодействие тонкой подпорной стенки с грунтовой средой при их динамическом нагружении / Гришин А.В. // Вісник ОДМУ. - Одеса, 2001. - Вип. 6. – С. 79-91.
2. Ивлев Д.Д. Теория упрочняющегося пластического тела / Ивлев Д.Д., Быковцев Г.И. – М.: Наука, 1971. – 231 с.
3. Гениев Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
4. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике / Фадеев А.Б. – М.: Недра, 1987. – 221 с.
5. Васидзу К. Вариационные методы в теории упругости и пластичности / Васидзу К. – М.: Мир, 1987. – 542 с.
6. Гришин А.В. Удар по плите, лежащей на деформируемом основании с выемкой / Гришин А.В. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса, 2001. – Вип. 3. – С. 29-35.

Статья поступила в редакцию 22.02.2013 г.