УДК 624.131

А. В. ГРИШИН (Одесский национальный морской университет),
Б. В. САВЧИНСКИЙ (ДИИТ)

СОВМЕСТНЫЙ РАСЧЕТ УГОЛКОВОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ И ГРУНТОВОЙ СРЕДЫ ОТ КИНЕМАТИЧЕСКОГО ВОЗБУЖДЕНИЯ

У статті наведені методика і програмний комплекс для спільного розрахунку підпірної стінки і ґрунтового масиву як єдиної зв'язаної динамічної системи. Новизна задачі полягає в тому, що при її дослідженні уперше використовується теорія пластичної течії зі зміцненням. Така постановка задачі дає можливість розробити, надалі, новий підхід до розрахунку споруджень від сейсмічної дії.

В статье приведены методика и программный комплекс для совместного расчета подпорной стенки и грунтового массива как единой связанной динамической системы. Новизна задачи состоит в том, что при ее исследовании впервые используется теория пластического течения с укреплением. Такая постановка задачи дает возможность разработать, в дальнейшем, новый подход к расчету сооружений от сейсмического воздействия.

The article offers the procedure and programmatic complex for joint calculation of a breast wall and soil massif as a unified conjunct dynamic system. The novelty of task consists in the fact that in its study the theory of plastic flow with consolidation has been used for the first time. Such statement of the problem enables to elaborate in the future a new approach to calculation of seismic-resistant facilities.

Статическому расчету подпорных стенок посвящено значительное количество исследований. Их обзор приведен, например, в [1; 2]. Количество работ по динамике этих сооружений, особенно с учетом упругопластических свойств их материалов, значительно меньше. Их анализ рассмотрен в [3; 4]. Обычно, динамические расчеты выполняются, если на сооружение действуют импульсные, вибрационные или подвижные нагрузки [5]. В данной работе исследуется динамическая задача, когда источником колебания уголковой подпорной стенки являются некоторые области грунтового массива, которые в момент времени $t = 0$ получают начальные перемещения. Такая модель реализуется в расчетах на сейсмические воздействия [6], которые передаются на подпорную стенку не в виде внешних динамических нагрузок, а как реакция волнового процесса со стороны грунтовой среды. В свою очередь колебания стенки и отраженные от неё волны влияют на напряженно-деформированное состояние массива. Следовательно, при расчете таких сооружений необходимо подпорную стенку и грунтовую среду рассматривать как единую связанную динамическую систему, которая находится в условиях сложного нагружения. Известно, что даже при небольших нагрузках грунт переходит в упругопластическое состояние, поэтому в расчетах необходимо учитывать этот фактор.

Используется теория пластического течения с упрочнением, так как деформационные теории при сложном нагружении неприменимы [7]. В такой постановке рассматриваемая здесь задача исследуется впервые.

Расчетная схема динамической системы показана на рис. 1. Методика исследования упругопластических задач при динамическом нагружении изложена в [3; 4], поэтому приведем только основные формулы.

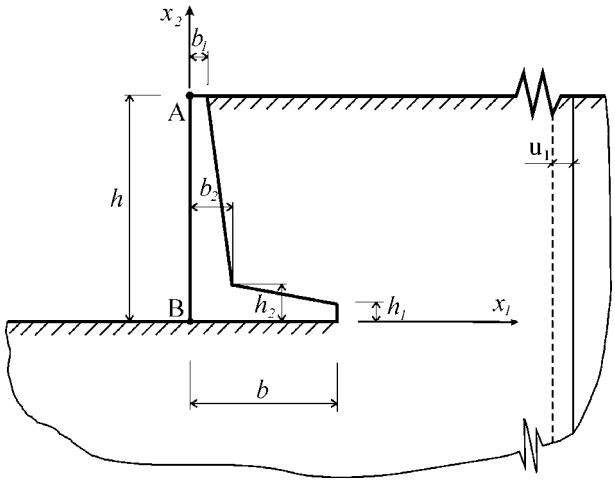

Рис. 1. Расчетная схема системы

Соотношение принципа виртуальной работы в момент времени t, из которого следуют уравнения равновесия, имеет следующий вид:

$$\int_{\Omega}[\delta\varepsilon]^T\sigma d\Omega+\int_{\Omega}[\delta u]^T(\rho\ddot{u}+c\dot{u}-Q)d\Omega-$$

$$-\int_{S_q}[\delta u]^T q ds=0. \quad (1)$$

Полагаем, что деформации системы происходят при малых удлинениях, сдвигах и углах поворота. Поэтому соотношения Коши и постулат суммирования деформаций записываются так

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

$$d\varepsilon_{ks}=d\varepsilon_{ks}^{(e)}+d\varepsilon_{ks}^{(p)}. \quad (2)$$

Приращения упругих деформаций связаны с приращениями напряжений законом Гука

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

Приращения пластических деформаций определяются из принципа максимума Мизеса [7]

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

В качестве функции нагружения f для грунтового массива используется условие Кулона-Мора

$$\left(\sigma_0-\frac{\sigma_i}{\sqrt{3}}\sin\psi\right)\sin\varphi+\sigma_i\cos\psi-c\cos\varphi=0, \quad (6)$$

а для подпорной стенки – условие Гениева [8]

$$3(\sigma_c-\sigma_p)\sigma_o+3\sigma_i^2-\sigma_p\sigma_c=0, \quad (7)$$

где σ_o,σ_i,ψ – инварианты тензора напряжений; c,φ – сцепление и угол внутреннего трения грунта; σ_p,σ_c – пределы пластичности при растяжении и сжатии.

Из приведенных формул следуют уравнения состояния системы в виде $d\sigma_{ks}=D_{ksmn}^{(e)}d\varepsilon_{mn}$, при $f=0$, $d'f\le 0$ или $f<0$;

$$d\sigma_{ks}=D_{ksmn}^{(ep)}d\varepsilon_{mn}, \text{ при } f=0,\ d'f>0, \quad (8)$$

где $D_{ksmn}^{(e)}$ – упругие постоянные закона Гука; $D_{ksmn}^{(ep)}$ – приведены в [3; 4].

Для определения перемещений и напряжений в нелинейных динамических системах в основном можно использовать прямые шаговые методы [9]. Их модификации применительно к решению упругопластических задач изложены в [3]. Они включают в себя два основных этапа: дискретизацию исходных уравнений как по времени, так и по области, занимаемой системой; построение итерационного процесса для определения напряженно-деформированного состояния системы с заданной точностью. В результате дискретизации в момент времени t_n получено следующее матричное уравнение:

$$M\ddot{\delta}_n+C\dot{\delta}_n+K(\delta)\delta_n=Q_n, \quad (9)$$

где M – матрица распределенных масс системы; C – матрица демпфирования; $K(\delta)$ – матрица жесткости; Q_n – вектор узловых нагрузок; δ_n, $\dot{\delta}_n$, $\ddot{\delta}_n$ – соответственно узловые перемещения, скорости и ускорения.

Для решения уравнения (9) используется неявный модифицированный метод Ньюмарка. Его основные отличия от классического варианта, применяемого для решения линейных задач, изложены в [3; 4].

Для численной реализации предложенной методики в системе Delphi был разработан программный комплекс, который позволяет производить совместный расчет всех элементов системы от действия как статических, так и динамических нагрузок. Его описание дано в [3].

Рассмотрим решение задачи при следующих исходных данных: $h=10$ м; $h_1=1$ м; $b=5$ м; $b_1=1{,}0$ м. Характеристики грунтовой среды: $E_0=30$ МПа; $\mu=0{,}3$; $\varphi=28°$; $c=0{,}05$ МПа.

Для бетона стенки принимается: $E=26000$ МПа; $\sigma_p=1{,}3$ МПа; $\sigma_c=17$ МПа; $\mu=0{,}2$. Длина временного шага $\Delta t=0{,}01$ с. Временной отрезок, на котором рассматривается колебательный процесс, $T=3$ с. Точность расчета 3 %. В момент времени $t=0$ на расстоянии $x_1=100$ м произошло горизонтальное смещение грунтового массива равное $u_1=-9$ см. Оно распространяется от поверхности массива на глубину 60 м.

На рис. 2 в увеличенном масштабе показана схема перемещения системы в момент времени $t=0{,}27$ с. На рис. видны как горизонтальные, так и вертикальные смещения точек грунтового массива. С течением времени волна перемещений достигает стенки, а затем распространяется влево от неё. При дискретизации грунтового массива на боковых и нижних границах полупространства применялись бесконечные элементы [3; 4] для того, чтобы избежать отражения от них волн и тем самым не исказить полученные результаты. Динамику движения элементов дискретизируемой области системы можно наблюдать на экране дисплея.

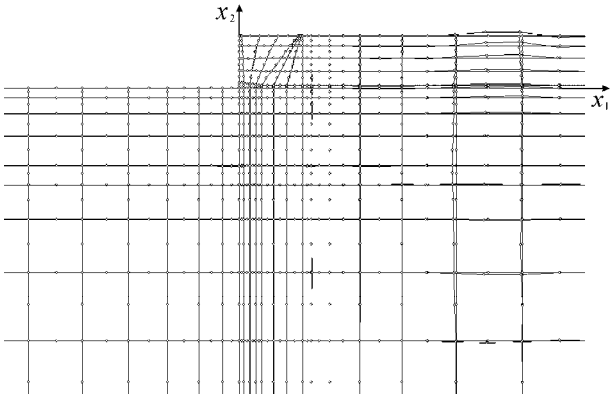

Рис. 2. Схема перемещений системы при $t = 0,27$ с

На рис. 3 показана схема пластической зоны, которая возникает в момент времени $t = 0,03$ с. Так же, как и в случае с перемещениями, с увеличением времени происходит движение этой зоны в сторону подпорной стенки и затем за её пределы. В процессе движения она уменьшается и разбивается на ряд более мелких областей, происходит как образование новых пластических зон, так и закрытие ранее возникших. На экране дисплея можно наблюдать за процессом движения и изменения зон в течение всего отрезка времени T.

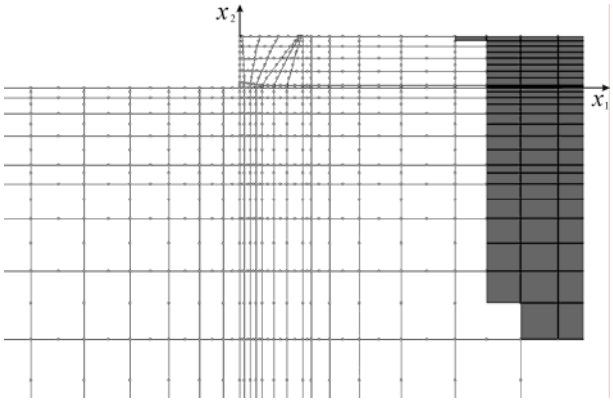

Рис. 3. Схема образования пластических зон в системе при $t = 0,03$ с

На рис. 4 и 5 приведены эпюры горизонтальных и вертикальных колебаний точки A (см. рис. 1). Из эпюр видно, что наибольшие амплитуды этих колебаний не совпадают во времени. Максимальные горизонтальные перемещения возникают при $t = 0,7$ с, а вертикальные – при $t = 1,5$ с. На расстоянии 100 м от места возбуждения горизонтальное перемещение уменьшилось почти в 10 раз и составило 0,9162 см. Интересно отметить, что начальное перемещение было только горизонтальным, но оно вызвало и вертикальные колебания, которые не намного меньше горизонтальных в точке A (соответственно 0,9162 см и 0,8327 см). С течением времени происходит постепенное затухание колебаний u_1 и u_2.

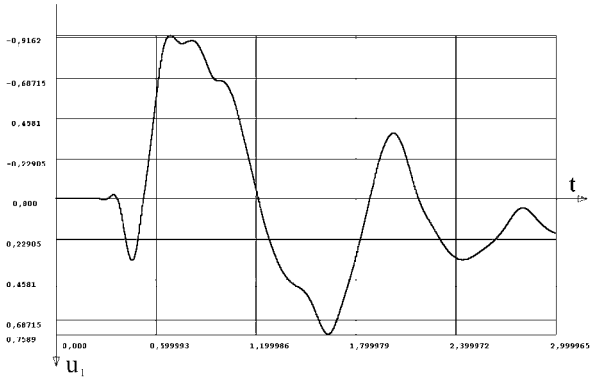

Рис. 4. Эпюра горизонтальных колебаний точки A (в см)

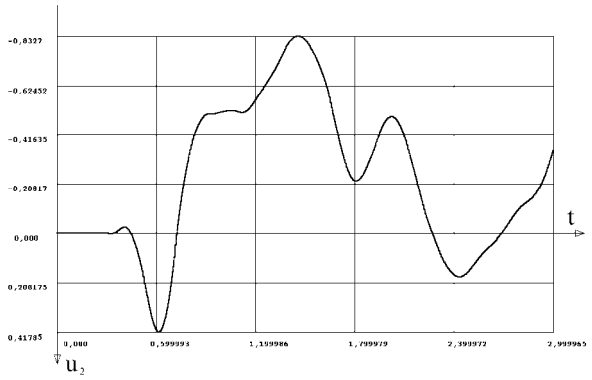

Рис. 5. Эпюра вертикальных колебаний точки A (в см)

На рис. 6 и 7 приведены эпюры колебаний напряжений σ_{22} и σ_{12} в точке B (см. рис. 1), только от начального перемещения грунтового массива. Напряжения, как и перемещения, начинают возникать только при $t > 0,3$ с. Но максимальная амплитуда σ_{22} образовалась в момент времени, когда произошло наибольшее вертикальное перемещение u_2 при $t = 1,5$ с. Совпадение максимальных амплитуд для касательного напряжения σ_{12} и горизонтального перемещения u_1 не наблюдается.

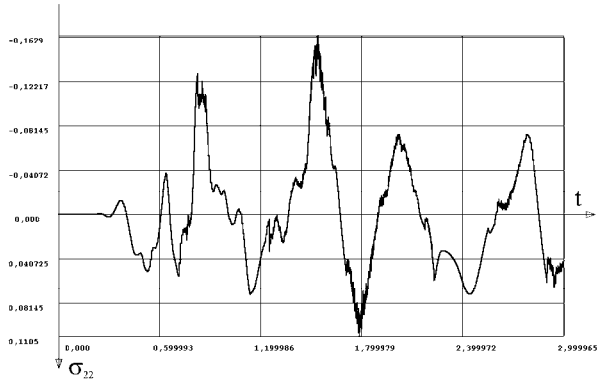

Рис. 6. Эпюра напряжений σ_{22} в точке B (в 10 МПа)

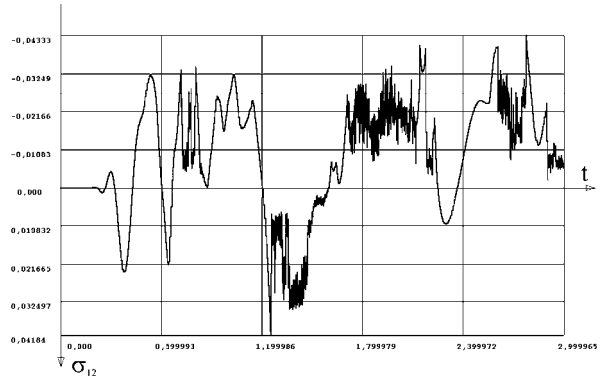

Рис. 7. Эпюра напряжений σ_{12} в точке B (в 10 МПа)

В заключение следует отметить, что предложенная методика и программный комплекс позволяют производить расчет различных динамических систем как от действия разнообразных динамических нагрузок, так и от кинематического возбуждения. Это дает возможность разработать в дальнейшем новый подход к расчету сооружений от сейсмических воздействий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Клейн Г. К. Расчет подпорных стен. – М.: Высшая школа, 1964. – 196 с.
2. Яковлев П. И., Бибичков А. Г., Бибичков Д. А. Взаимодействие сооружений с грунтом. – М.: Недра, 1997. – 464 с.
3. Гришин А. В., Федорова Е. Ю. Нелинейные динамические задачи расчета портовых гидротехнических сооружений. – Одесса: ОГМУ, 2002. – 126 с.
4. Гришин А. В., Федорова Е. Ю. Нелинейная динамика оградительных сооружений. – Одесса: ОНМУ, 2002. – 240 с.
5. Смирнов А. Ф. и др. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений. – М.: Стройиздат, 1984. – 415 с.
6. Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений. – М.: Стройиздат, 1979.– 319 с.
7. Ивлев Д. Д., Быковцев Г. И. Теория упрочняющегося пластического тела. – М.: Наука, 1971. – 231 с.
8. Гениев Г. А., Киссюк В. Н., Тюпин Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
9. Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов. – М.: Стройиздат, 1982. – 447 с.

Поступила в редколлегию 14.10.03.