ՀԱՅԿԱԿԱՆ ՍՍՀ ԳԻՏՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԻ ԱԿԱԴԵՄԻԱՅԻ ԶԵԿՈՒՅՑՆԵՐ
ДОКЛАДЫ АКАДЕМИИ НАУК АРМЯНСКОЙ ССР

LXXXII 1986 4

УДК 624.131.5

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА

Э. Е. Хачиян, В. А. Амбарцумян, М. Г. Мелкумян

Методика экспериментального определения динамической жесткости основания и ее учет при расчетах на сейсмические воздействия

(Представлено чл.-корр. АН Армянской ССР О. М. Сапонджяном 18/XII 1985)

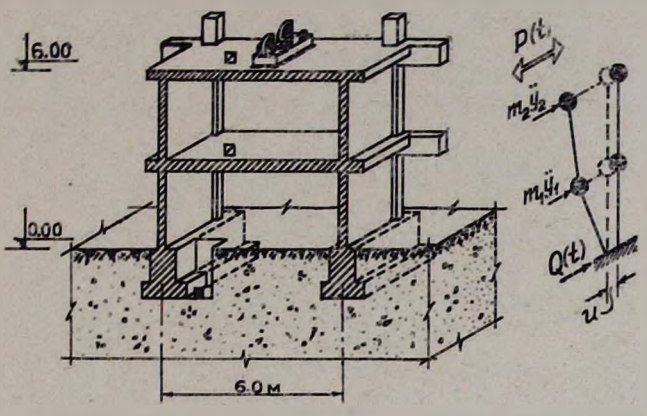
При расчете зданий и сооружений на сейсмические воздействия необходимо учитывать их взаимодействие с грунтом, что связано с определением горизонтальной динамической жесткости основания при колебаниях грунта. Под горизонтальной динамической жесткостью основания здесь подразумевается величина динамически приложенной на уровне подошвы фундамента горизонтальной силы, вызывающей единичное смещение основания. Обычно горизонтальная жесткость основания определяется теоретически с использованием решения динамической контактной задачи теории упругости. При этом значительно упрощается действительная картина взаимодействия фундамента сооружения с грунтом, не учитывается заглубленность и сложная геометрия фундамента, неоднородность и пластическое деформирование грунта. Действительная динамическая жесткость основания зданий может быть определена натурным экспериментом.

В настоящей статье предложена методика, позволяющая экспериментальным путем определить динамическую жесткость основания и его диссипативные характеристики для конкретных зданий, возведенных в данных грунтовых условиях. Сущность ее заключается в следующем. Исходя из приведенного выше определения горизонтальной динамической жесткости основания необходимо на уровне фундамента здания создать соответствующую динамическую нагрузку с заданной частотой и амплитудой. Такой нагрузкой может служить суммарная инерционная горизонтальная сила, возникающая на уровне фундамента здания при его колебаниях. Последние предлагается возбуждать с помощью вибрационной машины инерционного действия, закрепленной на перекрытии верхнего этажа. При работе вибромашины на уровнях всех этажей здания возникнут сосредоточенные инерционные силы, суммарная величина которых Q на уровне фундамента будет уравновешиваться с динамической реакцией R основания, приложенной к фундаменту в противоположном направлении. Очевидно, что при абсолютно жестком основании фундамент не будет иметь смещение при колебаниях здания. Если же грунт основания обладает свойством податливости, то фундамент сместится относительно первоначального положения вертикальной оси здания на некоторую величину u. Значение u будет зависеть от свойств грунта основания, конструкции фундамента, веса здания, частоты колебания вибратора и веса его дебалансов. Та-

ким образом, записывая во время работы вибромашины ускорения всех этажей $\ddot{y}_k$ и смещения основания u и учитывая то, что массы m_k всех этажей нам известны, легко можно определить величину динамической нагрузки на уровне фундамента, а следовательно и жесткость основания для данной конструкции фундамента по формуле*

$$C = \frac{\sum_{k=1}^{n} m_k \ddot{y}_k}{u} = \frac{Q}{u}. \qquad (1)$$

Предлагаемая методика была апробирована при динамических испытаниях двухэтажного фрагмента каркасного здания, возведенного из типовых конструкций заводского изготовления (рис. 1). Ускорения этажей и перемещение на уровне подошвы фундамента регистрировали



■ – сейсмометр, регистрирующий перемещение
□ – сейсмометры, регистрирующие ускорения

Рис. 1. Двухэтажный фрагмент каркасного здания и его расчетная схема

сейсмоприемниками соответственно ОСП и СМ-3 в резонансном режиме (начальная частота колебания—11 Гц) при различных весах дебалансов на валах вибратора. Полученные результаты и вычисленная по ним динамическая жесткость основания приведены в таблице.

Поперечная динамическая нагрузка Q, кН	Смещение фундамента u, мм	Вычисленная динамическая жесткость основания C, кН/мм
200,0	0,015	13333
238,5	0,018	13250
290,6	0,027	10763
348,8	0,034	10259

Приведенные в таблице значения C соответствуют амплитудным величинам инерционных сил Q и смещениям u. Поскольку при испытаниях записывается их изменение во времени, то это позволяет также,

* При этом возмущающей силой вибратора пренебрегается, так как она существенно мала по сравнению с поперечной инерционной силой на уровне первого этажа здания.

пользуясь работой [1], построить график динамической зависимости между реакцией R основания и его смещением u, т. е. динамическую петлю гистерезиса грунта основания при данном уровне загружения, следующим образом. Выделяя на записях смещения основания $u(t)$ и ускорений этажей $\ddot{y}_1(t)$ и $\ddot{y}_2(t)$ отрезок осциллограммы, соответствующий одному полному циклу колебаний, производят их табулирование с определенным шагом (рис. 2,*а*—*в*). Далее на каждом шаге t_j суммированием инерционных сил $m_1\ddot{y}_1(t_j)$ и $m_2\ddot{y}_2(t_j)$ вычисляют значение поперечной силы $Q(t_j)$ и строят график ее изменения на том же

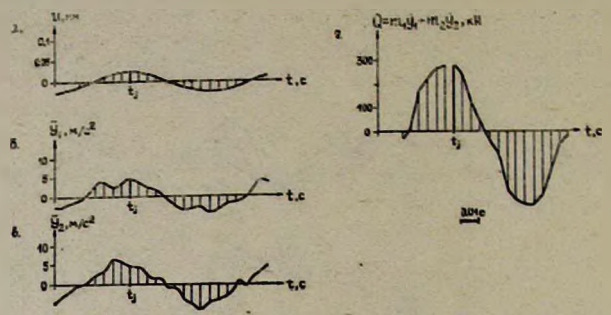


Рис. 2. Отрезки осциллограмм смещения основания (*а*), ускорений первого (*б*) и второго (*в*) этажей и изменение во времени поперечной силы на уровне подошвы фундамента (*г*), вычисленной по (*б*) и (*в*)

отрезке времени (рис. 2,*г*). Таким образом каждому моменту времени t_j будут соответствовать определенные значения $Q(t_j)$ и $u(t_j)$, что позволяет, исключая время t, построить графическую зависимость $Q(u)$. На рис. 2 показаны записи, соответствующие одному из этапов нагружения, при котором амплитудное значение Q было равно 290,6 кН. На рис. 3 изображены построенные вышеуказанным способом динамические петли гистерезиса грунта основания при различных уровнях нагружения (см. таблицу). Как видно из таблицы, динамическая жесткость основания существенно зависит от уровня его нагружения. Сравним экспериментально полученные значения C с теоретическими. Начальное значение жесткости C, полученное аналитическим решением плоской контактной задачи, при малых частотах имеет вид [2]

$$C=2\pi c_2^2\rho(1-\beta_1^2)h-\frac{\pi b^2}{4}\rho(1+\beta_1^2)\omega_0^2 h, \quad \beta_1=c_2/c_1, \qquad (2)$$

где c_1, c_2—скорости распространения продольных и поперечных волн в грунте; ρ—плотность грунта; ω_0—круговая частота колебаний фундамента; $2b$, h—размеры в плане сплошного фундамента. Испытанный фрагмент имел два ленточных железобетонных фундамента с размерами 1,4×7,4 м, которые при расчете заменяются эквивалентным фундаментом размерами $2b=7{,}4$ м, $h=2{,}8$ м. Грунт основания крупнообломочный с базальтовыми включениями: $c_2=800$ м/с, $\beta_1=0{,}577$, $\rho=1{,}6$ кН · с^2/м^4. Вычисленное по формуле (2) значение C составило $C=11950$ кН/мм, что на 10% отличается от экспериментального значения, полученного при начальном низком уровне нагружения. В

данном случае динамическая жесткость основания определялась по первой форме колебаний сооружения. Аналогичным образом динамическая жесткость может быть определена и при любой форме колебаний сооружения, т. е. при другой частоте (скорости) приложения нагрузки.

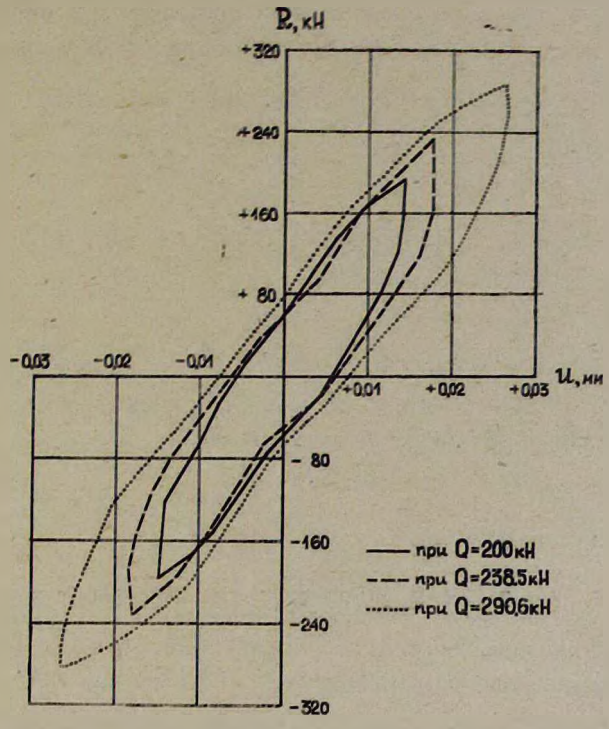


Рис. 3. Динамические петли гистерезиса грунта основания при различных уровнях нагружения

Экспериментально полученные значения жесткости основания предлагается применять при решении задачи взаимодействия сооружения с грунтом в следующей постановке. Допустим, что имеется сейсмограмма свободной поверхности грунта $y_0(t)$. Если бы на данном месте находилось рассматриваемое сооружение, то сейсмограмму колебаний фундамента при землетрясении $y(t)$ можно было бы определить из следующего уравнения:

$$y_0(t) - y(t) = y_1(t), \tag{3}$$

$y_1(t)$—перемещение грунта, возникающее от сейсмических сил, действующих на сооружение. Это перемещение можно представить в виде

$$y_1(t) = \sum_{j=1}^{n} \frac{Q_{1j}}{C_j} = \sum_{j=1}^{n} \frac{M_j}{C_j} \omega_j \int_0^t \ddot{y}(\xi) e^{-\frac{\alpha\omega_j}{2}(t-\xi)} \sin\omega_j(t-\xi)\, d\xi,$$

$$M_j = \left(\sum_{i=1}^{n} m_i X_{ij}\right)^2 \cdot \left(\sum_{i=1}^{n} m_i X_{ij}^2\right)^{-1}, \tag{4}$$

где Q_{1j}—сейсмическая поперечная сила I этажа, соответствующая

j-ой форме свободных колебаний: α—коэффициент затухания здания; ω_j—частота j-ой формы свободных колебаний; m_i—масса i-го этажа; X_{ij}—коэффициент, характеризующий амплитуду колебаний i-го этажа по j-ой форме; C_j—динамическая жесткость основания, соответствующая j-ой форме колебаний. Подставляя значение $y_1(t)$ в (3), дифференцируя два раза, получим интегральное уравнение Вольтерра II рода относительно неизвестного ускорения фундамента $\ddot{y}(t)$.

$$\ddot{y}_0(t)-\ddot{y}(t)=\sum_{j=1}^{n}\frac{M_j\omega_j^2}{C_j}\ddot{y}(t)-\sum_{j=1}^{n}\left(1-\frac{\alpha^2}{4}\right)\frac{M_j\omega_j^2}{C_j}\int_0^t\ddot{y}(\xi)e^{-\frac{\alpha\omega_j}{2}}\sin\omega_j(t-\xi)d\xi-$$

$$-\sum_{j=1}^{n}\frac{M_j\omega_j^2}{C_j}\alpha\int_0^t\ddot{y}(\xi)e^{-\frac{\alpha\omega_j}{2}(t-\xi)}\cos\omega_j(t-\xi)d\xi. \qquad (5)$$

В общем случае интегральное уравнение (5) легко может быть решено численными методами на ЭВМ. После определения акселерограммы движения фундамента $\ddot{y}(t)$ из (5) реакции сооружения могут быть определены известными формулами (3).

Научно-исследовательский институт
строительства и архитектуры
Госстроя Армянской ССР

Է. Ե. ԽԱՉԻՅԱՆ, Վ. Ա. ՀԱՄԲԱՐՁՈՒՄՅԱՆ, Մ. Գ. ՄԵԼՔՈՒՄՅԱՆ

Հիմքի դինամիկական կոշտության էքսպերիմենտալ որոշման և սեյսմիկ ազդեցությունների հաշվարկումներում նրա հաշվառման եղանակը

Հոդվածում բերվում է բազմահարկ շենքի հիմքի դինամիկական կոշտության էքսպերիմենտալ որոշման եղանակ։ Եղանակի էությունը հետևյալն է. շենքի վերջին հարկում տեղավորված հզոր վիբրացիոն մեքենայի աշխատանքի ժամանակ միջհարկային ծածկերում առաջացած իներցիոն ուժերի գումարը $\sum_{k=1}^{n} m_k\ddot{y}_k$ (դինամիկական կտրող ուժը Q) հավասարակշռվում է հիմքի դինամիկական ռեակցիայի՝ Cu հետ, որտեղից ըստ (1) բանաձևի որոշվում է հիմքի դինամիկական կոշտությունը՝ C։ Շենքի հարկերի արագացումները $\ddot{y}_k$ և հիմքի տեղափոխությունը u առաջարկվում է չափել էքսպերիմենտալ եղանակով ՕՍՊ և ՍՄ-3 սեյսմաընդունիչների օգնությամբ։ Ստացված արդյունքները տարբեր դինամիկական բեռնավորվածությունների դեպքում բերված են աղյուսակում։

Ունենալով հիմքի դինամիկական կոշտության մեծությունը սեյսմիկ ազդեցությունների ժամանակ շենքի և հիմքի փոխազդեցությունը առաջարկվում է ուսումնասիրել ըստ (3), (4) և (5) բանաձևերի։

ЛИТЕРАТУРА—ԳՐԱԿԱՆՈՒԹՅՈՒՆ

[1] *Э. Е. Хачиян, М. Г. Мелкумян,* ДАН АрмССР, т. 74, № 2 (1982). [2] *Е. Е. Khachian, V. A. Ambarzumian, A. T. Goroyan,* Proceedings of the 7-th European Conference on Earthquake Engineering. Athens—Greece, v. 2, p. 575—582 (1982). [3] *Э. Е. Хачиян, В. А. Амбарцумян,* Динамические модели сооружений в теории сейсмостойкости, Наука, М., 1981.