

В. А. БЫХОВСКИЙ

ОБЗОР ИССЛЕДОВАНИЙ ПО СЕЙСМОСТОЙКОСТИ
СООРУЖЕНИЙ, ВЫПОЛНЕННЫХ В ЦНИИСК

В работе приводятся основные положения теоретических и экспериментальных исследований, проводившихся в Центральном научно-исследовательском институте строительных конструкций им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР (ЦНИИСК) за последние годы.

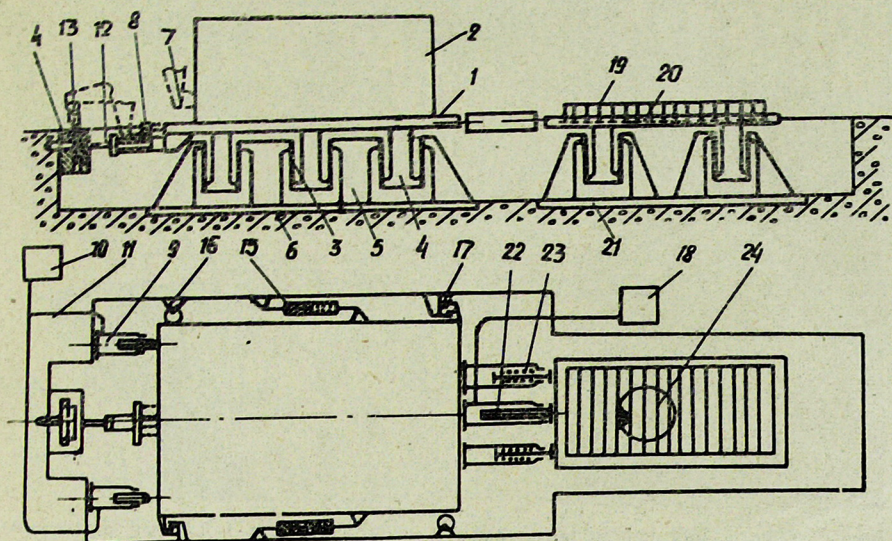
Сложность и разнообразие сейсмических воздействий выдвигает одну из актуальнейших задач по обеспечению сейсмостойкости зданий и сооружений, а именно, совершенствование методики определения сейсмических нагрузок в зданиях и сооружениях.

Во время землетрясений здания и сооружения подвергаются значительным по величине силовым воздействиям волнового характера. При этом фактические величины сейсмических воздействий в значительной мере зависят от динамических характеристик самих сооружений, определяющихся, в частности, их весом, жесткостью, прочностью, затуханием и т. п. По длительности воздействия вызываемые сейсмические нагрузки обычно кратковременны. При таких интенсивных кратковременных по длительности воздействиях поведение материалов и конструкций отличается от их поведения при статическом нагружении. В настоящее время возможности учета всех этих свойств используются еще недостаточно из-за слабой изученности действительных величин силовых (сейсмических) воздействий, возможных особых форм деформирования конструкций и свойств материалов при сильных сейсмических воздействиях.

Ниже приводится обзор основных исследовательских работ, выполненных в этом направлении.

1. Построенная горизонтально перемещающаяся сейсмическая платформа (авторы Я. М. Айзенберг, П. А. Макаров и др.) предназначена для изучения с ее помощью сейсмостойкости зданий и сооружений на моделях. Размеры платформы в плане 4×6 м; грузоподъемность порядка 30 т; частоты колебаний изменяются от 0,5 до 30 гц; максимальная амплитуда перемещения составляет 5 мм; максимальные горизонтальные ускорения могут быть доведены до 3 g. Платформа представляет собою металлическую площадку рамной конструкции, подвешенную на гибкие подвески с помощью специального фундамента. Вынужденные колебания возбуждаются специальной гидропульсационной установкой. Импульсивное воздействие осуществляется маятниковой системой. Применяется также специальная установка из гидродомкратов и вспомогательной конструкции для мгновенного сброса нагрузки. Свободные колебания платформы обуславливаются набором пружин разной жесткости. На платформе изучалось поведение моделей двух типов конструкций крупнопанельных зданий в $1/4$ натуральной величины (фиг. 1 и 2).

По идее И. Л. Корчицкого запроектирована и построена экспериментальная установка для исследования колебаний моделей протяженных сооружений. Она дает возможность создавать колебания в основании моделей с различным сдвигом фаз, при частоте колебаний от 5 до 50 гц и амплитуде до 1,5 мм. Установка представляет собой жесткую раму опоры, на которой посредством вертикальных стерж-

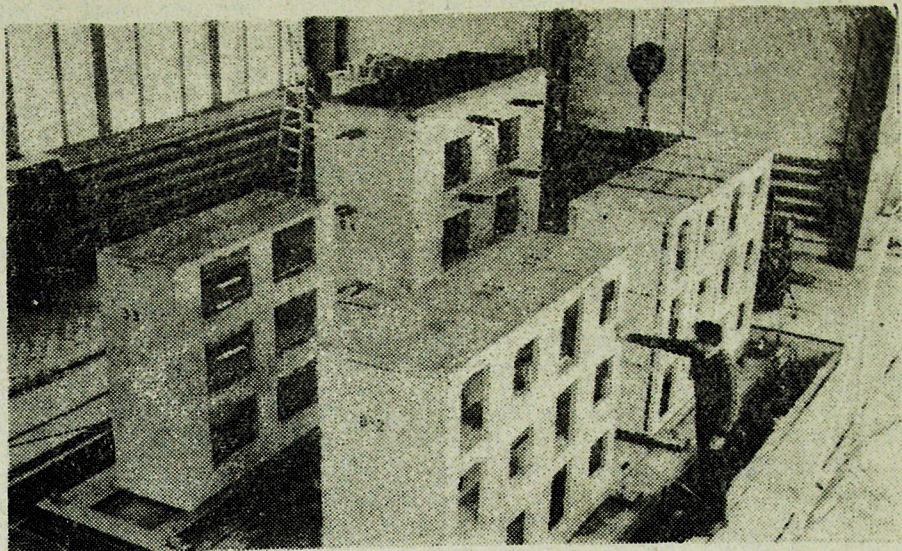


Фиг. 1. Схема сейсмической платформы:

1—площадка рамной конструкции; 2—закрепляемый на площадке образец испытываемой конструкции; 3—гибкие подвески, на которые подвешена площадка; 4, 5, 6—специальный фундамент, поддерживающий гибкие подвески; 7, 8—маятниковая система для возбуждения импульсивного воздействия; 9, 10, 11—конструкция с гидродомкратами для оттяжки площадки; 12, 13, 14—конструкция для мгновенного сброса нагрузки; 15—упругие элементы для осуществления свободных колебаний площадки; 16—катки для направления площадки в приямке фундамента; 17—пластинчатые тормоза; 18—контргруз для разгрузки фундамента; 19—дополнительная площадка; 20—стойки фундамента для упругих подвесок; 22—гидропульсатор для вынужденных колебаний; 24—маховик с дебалансом для возбуждения вынужденных колебаний.

ней покоятся 4 П-образных пластины-столики, расположенные концентрично одна в другой. Все они могут колебаться в горизонтальном направлении. Каждый столик соединен с рамой установки двумя съемными цилиндрическими пружинами. На площадке рамы укреплены 2 съемных механизма (для вынужденных колебаний) и 1 постоянный механизм (для свободных колебаний). Эти устройства приводятся в действие от распределительного вала, соединенного через кулачковую муфту с электромотором постоянного тока, установленным на отдельной раме. Установившиеся вынужденные колебания возбуждаются валом с закрепленными на нем эксцентриками, которые через стержни, укрепленные на столиках, передают последним горизонтальные перемещения при вращении вала. Пружины, соединяющие столики с рамой, подобраны так, что эксцентрики всегда находятся в контакте со стержнями столика. Частота колебаний столиков зависит от числа оборотов электромотора, амплитуда—от величины эксцентриситета эксцентров, а сдвиг фаз—от положения эксцентриков на

валу относительно друг друга. Механизм колебаний, возбуждаемых ударом, состоит из маятниковых копров, попарно ударяющих по стержням столиков. Включение копров производится распределительным валом, который устанавливается над упорным механизмом. Механизм свободных колебаний столиков состоит из фиксаторов, попар-



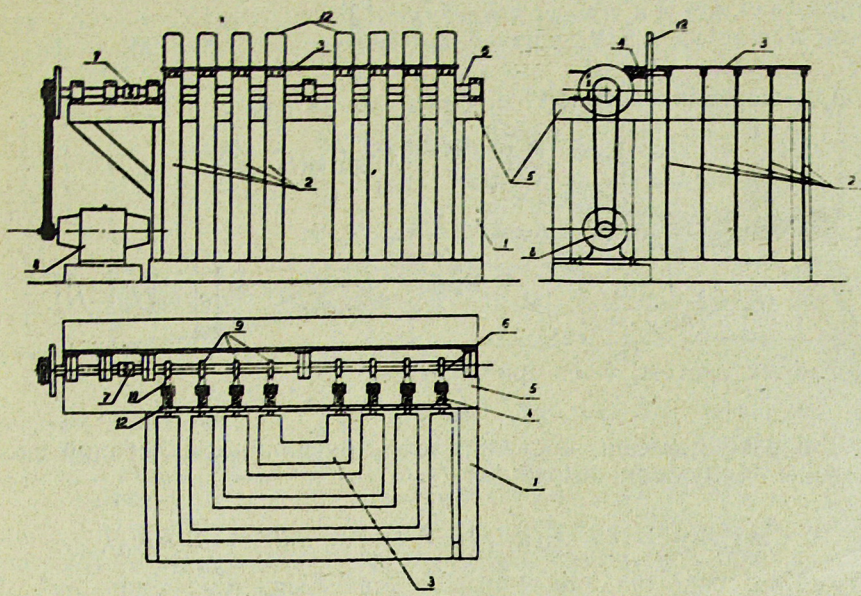
Фиг. 2. Общий вид сейсмоплатформы с испытываемыми моделями фрагментов крупнопанельных зданий в $\frac{1}{4}$ натуральной величины.

о удерживающих каждый столик при его оттяжке. Фиксаторы включаются последовательно также за счет вращения эксцентрикового вала. Расположение моделей на испытательных столиках зависит от направления перемещения столиков, и можно получить поступательные и поступательно-крутильные колебания моделей (фиг. 3).

3. В работах А. Б. Гроссмана „Колебания протяженных сооружений при сейсмическом воздействии“ и „Поступательно-вращательные колебания протяженной системы“ излагаются результаты исследований в протяженных сооружениях влияния на сейсмическое воздействие сдвига фаз перемещения опорных точек основания, зависящего от скорости движения сейсмических волн, их направления по отношению к сооружению и его пролета. Поскольку частицы грунта под сооружением совершают колебательные движения в пространстве во всех направлениях, перемещения грунта по направлению могут совпадать с фронтом распространения сейсмических волн или же быть перпендикулярными ему. Когда движение грунта совпадает с направлением распространения сейсмической волны, колебания протяженного сооружения будут поступательными, а когда перемещения грунта перпендикулярны ей, сдвиг фаз по времени будет определять, кроме поступательных, также и крутильные колебания сооружения.

Исследовались колебания протяженных систем по принятой для них расчетной схеме в виде ряда упругих вертикальных стержней, на которые опирается масса. Эффект сейсмического воздействия при такой схеме сравнивался с эффектом для систем, имеющих расчетную схему в виде одного консольного стержня, с целью выявления условий, при которых динамический эффект колебаний протяженных

систем снижается или увеличивается. Принятая расчетная схема в виде одного консольного стержня относительно реальна для зданий, у которых размеры в плане меньше длин сейсмических волн, т. е. когда можно считать, что перемещения всех точек основания таких соору-



Фиг. 3. Схема экспериментальной установки для изучения моделей протяженных сооружений:

1—опорная рама; 2—стержни (стойки); 3—пластины (столбы); 4—пружины; 5—площадка рамы; 6—распределительный вал; 7—кулачковая муфта; 8—электромотор; 9—эксцентрики; 10—стержни столов (толкатели); 11—копры-маятники; 12—торцовая стенка.

жений происходят одновременно. Если же размеры здания в плане приближаются к длинам сейсмических волн, перемещения точек основания будут происходить со сдвигом фаз во времени. В этом же случае, как указывалось выше, колебания протяженных сооружений будут определяться еще в зависимости от направления перемещения грунта.

В исследовании движения основания принимались по разным законам, а именно: в виде затухающей синусоиды, гармонической кривой и периодических импульсов. Наибольший динамический эффект в исследованных протяженных системах выявлен при законе движений основания $y_0 = A_0 \sin \omega t$, несколько меньший получится при перемещении основания по затухающей синусоиде $y_0 = A_0 e^{-\epsilon_0 t} \sin \omega t$, а еще меньший эффект—при воздействии ряда мгновенных импульсов.

Колебания протяженных систем описываются выражениями, определяющими деформации стоек или перемещения массы системы в уровне покрытия. Например, уравнение для перемещения массы выражается в виде:

$$\ddot{y}_m + p^{-2} y_m = \frac{p}{n} \sum_{j=1}^n y_{0j}$$

и решением его является:

$$y_m = \frac{A_0 \varepsilon_2}{B_n} \sum_{j=1}^{n-1} \left\{ e^{-\varepsilon_0(t_n - j\tau)} \sin [\Omega(t_n - j\tau) + \alpha_2] - l_2 e^{-\varepsilon(t_n - j\tau)} \sin [p(t_n - j\tau) + \varphi_2 + \alpha_{02}] \right\}.$$

Для жестких систем, т. е. при $p > \omega$ имеем:

$$y_m = \frac{A_0}{n} \sum_{j=0}^{n-1} e^{\varepsilon_0(t_n - j\tau)} \sin \omega(t_n - j\tau).$$

При резонансе, т. е. при $p = \omega$:

$$y_m = \frac{A_0 \omega}{2n(\varepsilon_0 - \varepsilon)} \sum_{j=0}^{n-1} \left[e^{-\varepsilon_0(t_n - j\tau)} - e^{-\varepsilon(t_n - j\tau)} \right] \cos \omega(t_n - j\tau).$$

Для гибких систем, т. е. при $p < \omega$:

$$y_m = 0.$$

Для рассмотрения поступательно-крутильных колебаний системы выведены следующие выражения:

$$m \ddot{y}_c + y_c \sum_{j=1}^n \kappa_j - \Theta (\kappa_1 l_1 + \kappa_2 l_2 + \dots + \kappa_n l_n) = \sum_{j=1}^n \kappa_j y_{0j},$$

$$J_p \ddot{\Theta} + \Theta \sum_{i=1}^n \kappa_i l_i^2 - y_c \left[\sum_{j=1}^{n/2} \kappa_j l_j - \sum_{j=n/2}^n \kappa_j l_j \right] = - \left[\sum_{j=1}^{n/2} \kappa_j l_j y_{0j} - \sum_{j=n/2}^n \kappa_j l_j y_{0j} \right].$$

В частном случае симметричной протяженной системы с одинаковыми по жесткости стойками:

$$m \ddot{y}_c + n \kappa_i y_c = \kappa_i \sum_{j=1}^n y_{0j},$$

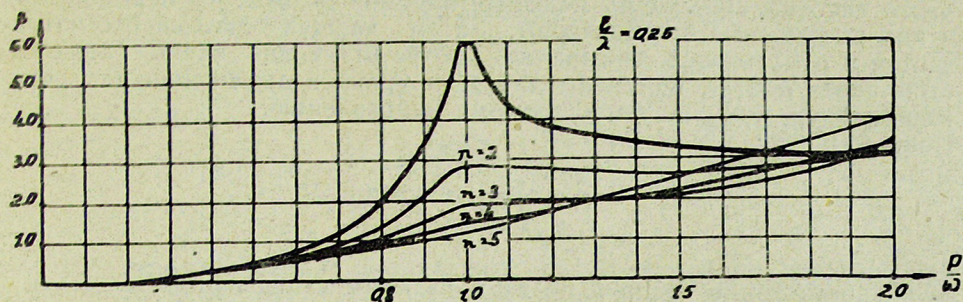
$$J_p \ddot{\Theta} + \Theta r \kappa_i \sum_{j=1}^{n/2} l_j^2 = - \kappa_i \left[\sum_{j=1}^{n/2} l_j y_{0j} - \sum_{j=n/2}^n l_j y_{0j} \right].$$

Сейсмические колебания протяженных систем даже при полной симметрии в плане обуславливаются и поступательными, и крутильными колебаниями. Для иллюстрации приводится один из полученных графиков для коэффициента динамичности (фиг. 4).

4. В работе И. Л. Корчинского „Оценка несущей способности конструкций при сейсмическом воздействии с энергетических позиций“ исследуется возможность оценки несущей способности конструкций, работающих на повторные динамические нагрузки, с энергетической точки зрения, т. е. с учетом работы, расходуемой на преодоление неупругих деформаций.

До настоящего времени расчет конструкций при действии на них сейсмических нагрузок основывается, главным образом, на принципе упругой работы материала, полагая, что усилия, вызываемые внешней нагрузкой, должны уравниваться внутренними упругими силами. Такой подход, по-видимому, рационален только при решении статических, а не динамических задач, так как в этом случае не учи-

тывается полный запас энергии, содержащейся в конструкции, который должен быть израсходован внешней нагрузкой на разрушение конструкции. На основе анализа работы железобетонного элемента на повторные динамические нагружения принята упрощенная схема работы сечения. При этом приближенно оценивается энергетическая емкость области разрушения. Оценивается также предельная сейсмическая нагрузка, которая может быть воспринята простейшей конст-



Фиг. 4. График зависимости $\beta - \frac{p}{\omega}$ при различных значениях n для отношения $\frac{l}{\lambda} = 0,25$; β — коэффициент динамичности протяженной системы; p — частота свободных колебаний системы; ω — частота вынужденных колебаний (внешнее воздействие); λ — длина сейсмической волны; n — количество опорных стоек системы.

рукцией, а именно, консольным стержнем с грузом, при расчете по обычно применяемому методу и по предлагаемой методике.

5. Для определения расчетной сейсмической нагрузки сооружение приводится к простой расчетной схеме, представляющей упругую консольную систему, для которой выявляется распределение масс и жесткостей по высоте. Такое упрощение до известной степени справедливо для зданий, имеющих перекрытия, связывающие все несущие вертикальные конструкции в одно целое и имеющих в основном симметричное распределение масс и жесткостей. Между тем, промышленные предприятия часто являются сложными сооружениями, конструктивные решения которых не позволяют представить их расчетную схему в виде одной консольной системы. Динамические расчетные схемы таких сложных сооружений могут быть представлены в виде ряда упругих консольных систем, соответствующих конструкциям сооружения, соединенных жесткими или упругими связями, представляющими собой перекрытия или покрытия. Для сооружений, представляемых в виде одной консольной системы, хорошо известна общепринятая методика определения единичных перемещений, которая позволяет значительно облегчить динамический расчет. В том случае, когда схема сложной конструкции представляется из нескольких консольных систем, определение единичных перемещений является весьма сложной задачей. Нахождение этих перемещений связано с рассмотрением сложных несимметричных нерегулярных рамных систем. Трудность неизмеримо возрастает с возрастанием числа степеней свободы системы.

6. В работе И. Л. Корчинского и Л. А. Бородина „Частоты и формы свободных колебаний сложных конструктивных систем“ разработана методика, позволяющая расчет сложных сооружений свести к рассмотрению отдельных простых консольных систем, а затем, используя их динамические параметры, перейти к решению сложной конструктивной схемы. Для примера рассматривается сооружение, состоящее из двух многоэтажных зданий, связанных между собой в

некотором уровне жестким покрытием. Расчетная схема в этом случае представляет собой две упругие консольные системы со многими степенями свободы, соединенные жесткой связью. В уровне связи предполагается воздействие периодической силы $P \sin \omega t$, которая передается на обе половины системы.

Принимается, что на одну из двух систем передается сила $\alpha P \sin \omega t$, а на другую $(1-\alpha)P \sin \omega t$. Так как в действительности обе части системы соединены недеформируемой связью, то перемещения в них должны быть одинаковы. Затем каждая система рассматривается в отдельности. Обозначив соответствующие точки обеих систем через h и k , получены для этих уровней выражения для перемещений y_{ih} и y_{ik} по i -му главному направлению. Например, для y_{ih} :

$$y_{ih} = P \frac{X_i^2(x_h)}{\sum_{j=1}^n m_j X_i^2(x_j)} \cdot \frac{1}{p_i^2 - \omega^2} \sin \omega t.$$

Перемещение точки h по всем главным направлениям:

$$y_h = P \sum_{i=1}^n \frac{X_i^2(x_h)}{\sum_{j=1}^n m_j X_i^2(x_j)} \cdot \frac{1}{p_i^2 - \omega^2} \sin \omega t.$$

Перемещение точки j :

$$y_j = P \sum_{i=1}^n \frac{X_i(x_h)}{\sum_{j=1}^n m_j X_i^2(x_j)} X_i(x_j) \frac{1}{p_i^2 - \omega^2} \sin \omega t.$$

В дальнейшем, введя обозначения для краткости

$$a_{ih} = \frac{X_i^2(x_h)}{\sum_{j=1}^n m_j X_i^2(x_j)}; \quad b_{ik} = \frac{X_i^2(x_k)}{\sum_{j=1}^n m_j X_i^2(x_j)},$$

получены следующие выражения для α и $1-\alpha$:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{b_{ik}}{p_i^2 - \omega^2}}{\sum_{j=1}^m \frac{a_{jh}}{p_j^2 - \omega^2} + \sum_{i=1}^n \frac{b_{ik}}{p_i^2 - \omega^2}}; \quad 1-\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{a_{ih}}{p_i^2 - \omega^2}}{\sum_{j=1}^m \frac{a_{jh}}{p_j^2 - \omega^2} + \sum_{i=1}^n \frac{b_{ik}}{p_i^2 - \omega^2}}.$$

Тождественно равные величины перемещений точек h и k :

$$y_h = y_k = \frac{P \sum_{i=1}^m \frac{a_{ih}}{p_i^2 - \omega^2} \sum_{i=1}^n \frac{b_{ik}}{p_i^2 - \omega^2}}{\sum_{i=1}^m \frac{a_{ih}}{p_i^2 - \omega^2} + \sum_{i=1}^n \frac{b_{ik}}{p_i^2 - \omega^2}}.$$

Уравнение, корни которого соответствуют частотам свободных колебаний рассматриваемой сложной системы, имеет такой вид:

$$\left(\sum_{i=1}^m \frac{a_{ih}}{p_i^2 - \omega^2} + \sum_{i=1}^n \frac{b_{ik}}{p_i^2 - \omega^2} \right) W = 0.$$

Формы колебаний определяются умножением выражений для u_h и u_k на:

$$\left(\sum_{i=1}^m \frac{a_{ik}}{p_i^2 - \omega^2} + \sum_{i=1}^n \frac{b_{ik}}{p_i^2 - \omega^2} \right) \frac{1}{P}.$$

Учитывая, что для одной половины конструкции

$$y_j = \alpha P \sum_{i=1}^m \frac{X_i(x_h)}{\sum_{j=1}^m m_j X_i^2(x_j)} X_i(x_j) \frac{1}{p_i^2 - \omega^2} \sin \omega t,$$

а для другой

$$y_j = (1 - \alpha) P \sum_{i=1}^n \frac{X_i(x_k)}{\sum_{j=1}^n m_j X_i^2(x_j)} X_i(x_j) \frac{1}{p_i^2 - \omega^2} \sin \omega t$$

находим, что отношения полученных перемещений по главным направлениям дадут формы свободных колебаний для обеих частей расчетной схемы. Перемещения, например, выражаются следующим образом:

$$y_i(x_j) = \sum_{i=1}^n \frac{b_{ik}}{p_i^2 - \omega^2} \sum_{i=1}^m \frac{a_{ih}}{p_i^2 - \omega^2} \cdot \frac{X_i(x_j)}{X_i(x_h)},$$

$$y_i(x_j) = \sum_{i=1}^n \frac{a_{ih}}{p_i^2 - \omega^2} \sum_{i=1}^n \frac{b_{ik}}{p_i^2 - \omega^2} \cdot \frac{X_i(x_j)}{X_i(x_k)}.$$

7. В работе А. С. Тяна „К расчету сооружений на сейсмические воздействия при учете пластических деформаций“ и „Исследование колебаний упруго-пластических систем при сейсмических воздействиях с применением электронной вычислительной машины“ излагаются методика исследования и возможные способы практического определения максимальных перемещений упруго-пластических систем при сейсмических воздействиях. Дифференциальные уравнения движения системы с одной степенью свободы и с идеальной упруго-пластической зависимостью восстанавливающей силы, основание которой получает перемещение $X_0(t)$, принимаются в таком виде:

а) уравнение для n -ой упругой стадии движения:

$$\ddot{x}_n + 2\epsilon \dot{x}_n + p^2(x_n - x_{n-1}) = -\ddot{x}_0(t) \quad n=1, 3, 5... \\ |x_n - x_{n-1}| \geq x_T;$$

б) уравнение для $n+1$ пластической стадии, следующей за n -ой упругой стадией движения:

$$\dot{x}_{n+1} + \alpha_T g \operatorname{sign} \dot{x}_{n+1} = -\dot{x}(t) \quad n+1=2, 4, 6... \\ |x_{n+1} - x_{n-1}| \geq x_T,$$

где $x_0(t)$ —ускорение перемещения основания, принимаемое в случае сейсмического воздействия равным ускорению перемещения грунта во время землетрясения;

μ_{n-1} —алгебраическая сумма перемещений системы в пластической стадии, т. е. остаточное перемещение после n -ой упругой стадии;
 p —частота свободных колебаний при упругих колебаниях системы,
 α_T —предельная нагрузка или несущая способность системы, выраженная через вес системы (mg).

Приведенные уравнения дают условия движения системы в упругой и пластической стадиях. Эти условия показывают, что движение в упругой стадии происходит до тех пор, пока восстанавливающая сила $R=f(x)$ не достигнет предельной нагрузки R_{np} , а в пластической стадии—пока скорость движения системы не изменит своего направления, но при этом восстанавливающая сила по величине должна быть равна R_{np} , а по знаку совпадать со знаком скорости перемещения. Отсюда в пластической стадии движение имеет монотонно возрастающий характер, а скорость в конце этой стадии равна нулю. Расчетная модель системы, описываемая приведенными уравнениями, предусматривает наличие сил затухания, определяемых по теории внутреннего трения только в упругой стадии движения, что учитывается членом $2\dot{x}_n$. Поглощение и рассеяние энергии в упругой стадии движения происходит вследствие внутреннего трения, а в пластической стадии—только за счет необратимых пластических перемещений системы.

Энергетическое сравнение деформаций упруго-пластических и упругих систем, подвергнутых одинаковым внешним воздействиям, выражается следующим отношением:

$$\kappa = \frac{A_{max}}{A_{y\ max}}$$

$$A_{max} = \frac{1}{2} \left(\frac{\beta T}{p} \right)^2 + \mu^0_{max} \beta T,$$

$$A_{y\ max} = -\frac{1}{2} \left(\frac{\beta_{v\ max}}{p} \right)^2.$$

В формуле для A_{max} первый член определяет энергию, накопленную системой при перемещении ее до предела упругой деформации; а второй—энергию, необходимую на пластическое перемещение μ^0_{max} , равное максимальному остаточному перемещению. Из полученного графика следует, что отношение энергий для значительного диапазона периодов T_D меньше единицы (фиг. 5).

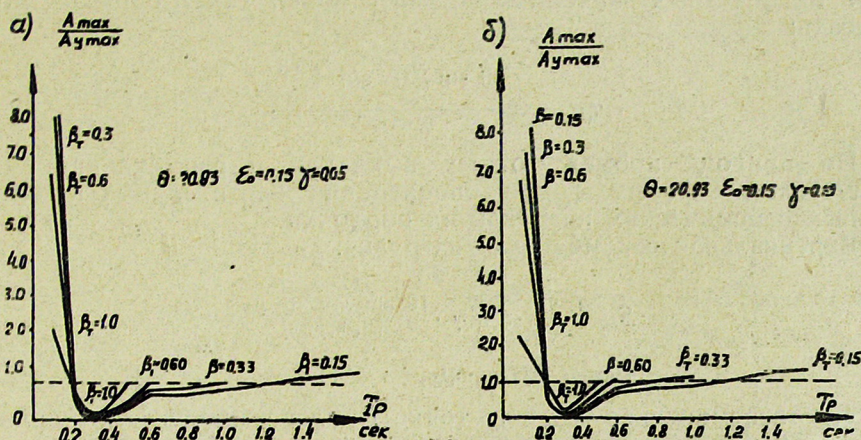
8. В работе А. М. Жарова „К вопросу о реакции сооружений при действии на них землетрясений, представляемых как нестационарный случайный процесс“ в отличие от известных в литературе исследований используется эффективный математический аппарат, позволяющий рассматривать более широкий класс нестационарных случайных воздействий. При этом автором получены характеристики случайного процесса на выходе системы, описываемые линейным дифференциальным уравнением. Как частные случаи получены соотношения, известные в теории стационарных случайных процессов.

9. В работах Ф. В. Боброва „Приближенный способ определения сейсмических нагрузок для оболочек“ и „Экспериментальные исследования колебаний оболочек и приближенное определение для оболочек сейсмической нагрузки“ рассмотрена приближенная оценка сейсмических нагрузок для пологих сферических, цилиндрических и двоякой кривизны оболочек прямоугольных в плане. Учитывались только изгибные колебания, определяемые нормальными смещениями

точек к срединной поверхности. Для частот свободных колебаний оболочек, на основе данных О. Д. Ониашвили решений, приняты следующие выражения.

Для оболочки с постоянными кривизнами κ_1 и κ_2 :

$$\omega^2_{mn} = \frac{g}{\gamma_0^2} \left[D(\lambda_n^2 + \mu_m^2)^2 \right] + \frac{E\delta \left(\frac{\lambda_n^2}{R_2} + \frac{\mu_m^2}{R_1} \right)^2}{(\lambda_n^2 + \mu_m^2)^2}.$$



Фиг. 5. Графики отношений энергий $\frac{A_{max}}{A_{y_{max}}}$, сообщаемых сейсмическим воздействием упругой и упруго-пластической системам с одной степенью свободы:

A_{max} — максимальная энергия упруго-пластической системы; $A_{y_{max}}$ — максимальная энергия упруго-пластической системы; θ — частота колебаний грунта (перемещения); T_p — период упругих свободных колебаний; ϵ_0 — коэффициент затухания колебаний грунта; γ — характеристика затухания системы при ее упругих колебаниях; β_T — предельная нагрузка (несущая способность) системы.

Для сферической оболочки, когда $R_1 = R_2 = R$,

$$\omega^2_{mn} = \frac{g}{\gamma_0^2} \left[D(\lambda_n^2 + \mu_m^2)^2 + \frac{E\delta}{R^2} \right].$$

Для цилиндрической оболочки, когда $R_1 = \infty$, $R_2 = R$,

$$\omega^2_{mn} = \frac{g}{\gamma_0^2} \left[D(\lambda_n^2 + \mu_m^2)^2 + \frac{E\delta}{R^2} \frac{\lambda_n^2}{(\lambda_n^2 + \mu_m^2)^2} \right].$$

Применив разработанную для консольных систем И. Л. Корчинским методику к оболочкам, были выведены формулы для коэффициента формы собственных колебаний следующего вида:

$$\eta_{i(\alpha, \beta)} = \frac{\int_0^{\alpha_0} \int_0^{\beta_0} q(\alpha_1 \beta) X_i(\alpha_1 \beta) d\alpha d\beta}{\int_0^{\alpha_0} \int_0^{\beta_0} q(\alpha_1 \beta) X_i^2(\alpha_1 \beta) d\alpha d\beta}.$$

Приняв, что нагрузка по всей поверхности оболочки постоянна и $X_i(\alpha, \beta) = \sin \lambda_n \alpha \sin \mu_m \beta$, что соответствует случаю радиального опирания оболочки по контуру, интегрирование дает:

$$\eta_{il}(\alpha, \beta) = \frac{4 \sin \frac{n\pi\alpha}{\alpha_0} \sin \frac{m\pi\beta}{\beta_0} (1 - \cos \pi n) (1 - \cos \pi m)}{m \cdot n \cdot \pi^2 \left(1 - \frac{\sin 2n\pi}{2n\pi}\right) \left(1 - \frac{\sin 2m\pi}{2m\pi}\right)}$$

При четных значениях m и n коэффициент формы равен нулю, а при их нечетных значениях не равен нулю. Таким образом, можем написать:

$$\eta_{il}(\alpha, \beta) = \frac{16 \sin \frac{n\pi\alpha}{\alpha_0} \sin \frac{m\pi\beta}{\beta_0}}{m \cdot n \cdot \pi^2}$$

Не приводя промежуточных выкладок и рассуждений, дадим окончательные формулы для определения вертикальных и горизонтальных сейсмических нагрузок на оболочки.

Вертикальная сейсмическая нагрузка:

$$S_{ik} = \frac{\ddot{y}_H}{g} \cdot q \cdot \beta_{it} \cdot \frac{16 \sin \lambda_n \alpha \sin \mu_m \beta}{\pi^2 \cdot m \cdot n}$$

или

$$S_{ik} = \kappa_c \cdot q \cdot \beta_{it} \cdot \eta_{ik},$$

где S_{ik} — сейсмическая сила в точке K , действующая по нормали к срединной поверхности и соответствующая i -му тону свободных колебаний оболочки;

κ_c — коэффициент сейсмичности, равный $\frac{\ddot{y}_H}{g} (\ddot{y}_H = \ddot{y}_g)$;

β_{it} — коэффициент динамичности, равный $\frac{0,9}{T^2}$;

$$\eta_{ik} = \frac{16 \sin \lambda_n \alpha \sin \mu_m \beta}{\pi^2 \cdot m \cdot n},$$

где m и n — числа полуволн в поперечном и продольном направлениях при колебаниях по i -му тону;

q — равномерно распределенная нагрузка.

Горизонтальная сейсмическая нагрузка:

$$S_z = 3\kappa_c \cdot q \cdot \cos \varphi,$$

где $\beta_{it} = 3$,

$$\kappa_c = \frac{\ddot{y}_T}{g} = y_z \frac{\cos \varphi}{g},$$

$\ddot{y}_T$ — тангенциальная составляющая горизонтального ускорения $\ddot{y}_z$.

Эти формулы могут применяться при условии отсутствия неравномерных осадок и обеспечения синхронности колебаний опорных конструкций во время землетрясений.

Натурным вибрационным исследованиям были подвергнуты две одинаковые оболочки в натуральную величину и одна модель оболочки. На модели была установлена вибромашина небольшой мощности и с изменяющимся числом оборотов до 4000 об/мин, с помощью

которой была получена резонансная частота (фиг. 6). Расчетные и экспериментальные частоты радиальных колебаний модели оболочки оказались полностью согласованными, составляя 41—42 кол/сек. Что касается оболочек в натуральную величину, то для одной из них получены соответственно 10,5 кол/сек и 6,7 кол/сек, т. е. расхождение в 57 %, а для другой 10,5 кол/сек и 5,6 кол/сек, т. е. расхождение в 87 %. Для определения коэффициента динамичности такое расхождение не имеет значения, так как величина β должна приниматься равной 3 во всех случаях, когда частоты больше 3 кол/сек. Однако для дальнейшего уточнения формул, определяющих расчетным путем частоты свободных колебаний оболочек, необходимы дальнейшие теоретические и экспериментальные исследования.

10. В работах А. Н. Гасанова «Приближенное определение сейсмической нагрузки на висячие покрытия» и «Натурное обследование колебаний висячей предварительно-напряженной железобетонной оболочки (модель покрытия стадиона «Динамо») на основе динамического подхода разработан способ приближенного определения сейсмических нагрузок для одного из типов висячих замоналичиваемых покрытий. Натурным вибрационным обследованием выяснено удовлетворительное согласование расчетных и экспериментальных значений частот и форм свободных колебаний. Рассматривая конкретную сферическую выпуклую оболочку и пользуясь данным О. Д. Ониашвили решением для частоты, была получена следующая формула для основной формы колебаний оболочки:

$$\omega^2 = \frac{Eh}{m} \left[\frac{8,7h^2}{(1-\gamma^2)r_o^4} + \frac{1}{R} \right].$$

Для второй формы колебаний, имеющей одну узловую ось, проходящую по диаметру оболочки, формула для частоты имеет такой вид:

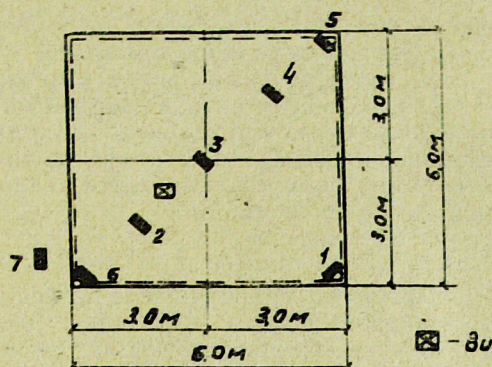
$$\omega^2 = \frac{g}{h\gamma R^3} \left[\frac{D}{R^2} (\gamma_n + \mu^2 m)^2 + \frac{Eh\lambda_n^4}{(\lambda_n^2 + \mu^2 m)} \right],$$

где

$$\lambda_n = \frac{n\pi R}{l_n}; \quad \mu m = \frac{m\pi}{l_m}.$$

Применив предложенную И. Л. Корчинским методику для определения коэффициента формы свободных колебаний, получена формула следующего вида:

$$\eta_{lik} = a \cos \frac{\pi r_k}{2r_o} \frac{\int_0^{r_o} a \cos \frac{\pi r}{2r_o} dr}{\int_0^{r_o} a^2 \cos^2 \frac{\pi r}{2r_o} dr} = 1,27 \cos \frac{\pi r_k}{2r_o}.$$



Фиг. 6. ВИБРОМАШИНА

Фиг. 6. Схема расположения датчиков на оболочке (запись вертикальных колебаний) Датчики устанавливались: 1, 5 и 6—на колоннах; 2, 3 и 4—на оболочке; 7—на грунте.

Для изучавшейся оболочки получено такое выражение для коэффициента формы, соответствующего частоте основной формы колебаний:

$$\eta_{lik} = a \cos \frac{\pi r_k}{2 r_o} \frac{\int_0^{r_o} a \cos \frac{2\pi r}{2 r_o} dr}{\int_0^{r_o} a^2 \cos \frac{2\pi r_k}{2 r_o} dr} = 1,27 \cos \frac{\pi r_k}{2 r_o},$$

где r —текущая координата по радиусу контура оболочки;

r_o —радиус контура оболочки;

a —максимальный прогиб в центре оболочки.

Сейсмическая сила в направлении оси Z (вертикальная), после определения коэффициента динамичности β по известному периоду свободных колебаний и коэффициента формы колебаний по приведенной выше формуле, выразится аналогично принятой в нормах расчетной формуле, а именно:

$$S_{izk} = k_c \beta_i(t) \eta_{izk} \cdot q(\alpha_k, \beta_k).$$

Натурные вибрационные исследования дали средние значения частот первой формы свободных колебаний—3,6 *кол/сек*, а второй—7,5 *кол/сек*. Соответствующие расчетные значения—3,58 *кол/сек* и 7,31 *кол/сек*, т. е. для первой формы колебаний расхождение составляет 0,55, а для второй—2,5%. Следовательно, при оценке сейсмической нагрузки для аналогичных рассмотренных оболочек можно применять найденные приближенные формулы. Однако необходимо заметить, что все вышеизложенное остается справедливым только при условии, что опорный контур, воспринимающий нагрузку от покрытия-оболочки и передающий ее на поддерживающие конструкции остается практически недеформируемым. При этом найдено, что расчетными для самой оболочки являются только вертикальные сейсмические нагрузки, так как горизонтальными сейсмическими нагрузками вследствие их малости можно пренебречь.

Центральный научно-исследовательский
институт строительных конструкций Госстроя СССР