

**Выводы:**

Проведение комплексного мониторинга железнодорожного пути позволяет проводить объективную оценку влияния конструктивных особенностей элементов пути (разные типы рельсовых креплений, различная крупность балласта) на уровень вибраций, возникающих при движении подвижного состава, и принимать наиболее оптимальные решения при проектировании нового и реконструкции существующего пути. Это позволит повысить уровень безопасности железнодорожного пути, увеличить срок эксплуатации и уменьшить затраты по текущему содержанию пути.

Дальнейшее направление работ представляется в развитии комплексного мониторинга железнодорожного пути для оценки его состояния с использованием сейсмологического оборудования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Квашнин М.Я., Квашнин Н.М. Исследование изгибных колебаний упругих пластин с целью оптимизации методов виброакустического контроля // Алматы, Вестник КазАТК, 2009, № 3 (58), с. 152-160.

2. Махметова Н.М., Квашнин М.Я., Аханов А.Р., Квашнин Н.М. Практический опыт применения виброакустического метода при неразрушающем контроле слоистых строительных конструкций / Материалы III Международной НПК «Актуальные проблемы механики и машиностроения», КазНТУ, том III, Алматы, 2009, с. 112-116.

3. Махметова Н.М., Квашнин М.Я., Квашнин Н.М. Исследование колебаний элементов верхнего строения пути со креплением типа ЖБР с полимерным боковым упором // Алматы, Вестник КазАТК № 3 (64), 2010, с. 106-112.

4. Квашнин Н.М. Исследование свободных колебаний элементов верхнего строения пути со креплением типа КПП-5 // Алматы, Промышленный транспорт Казахстана, 2010, с. 35-42.

5. Квашнин М.Я., Ибрагимов О.А., Квашнин Н.М. Некоторые результаты экспериментального определения динамических характеристик верхнего строения пути со креплением типа «FOSSLOH» при проходе «ТАЛЬГО» // Алматы, Промышленный транспорт Казахстана, 2010, №3, с. 42-54.

***ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО ДОРОГ, МЕТРОПОЛИТЕНОВ,  
АЭРОДРОМОВ, МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ ТОННЕЛЕЙ***

УДК 624.042.7.699.841.

**Байнатов Жумабай Байнатович – д.т.н., профессор (Алматы, Каз АТК)**

**Базанова Инна Амандыковна – к.т.н., доцент (Алматы, Каз АТК)**

**КВАЗИДИНАМИЧЕСКИЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ  
СИЛ ГРУНТОВОГО МАССИВА**

Расчеты грунтового массива в сейсмически активной зоне базируются на сейсмологических данных, получаемых на основе микросейсмрайонирования территории строительства. Сейсмологическая основа зависит от используемых расчетных методов. На практике часто используются два основных расчетных метода: динамический и статический (или квазидинамический). Динамический метод предусматривает оценку напряженно-деформированного состояния и устойчивости грунтового массива как

функции времени действия акселерограммы (графика ускорений во времени) землетрясения. Этот метод требует знания расчетной акселерограммы и сейсмограммы (график смещений основания во времени).

Статический или квазидинамический метод расчета не рассматривает процесс во времени. Он основан только на единичном расчетном значении ускорения основания сооружения, то есть предполагается, что сейсмические силы, возникнув, действуют неопределенно долго – как статические. Как и при динамическом методе решения задачи выполняется по неявной схеме, а сейсмические силы определяются по формам колебаний. Следовательно, расчет этих сил предполагает знание форм колебаний в результате спектрального анализа, поэтому метод называется спектральным.

В основу метода положено равенство силы произведению массы тела на его ускорение (2-й закон Ньютона)

$$P(t) = m\ddot{r}(t) \quad \text{или} \quad P(t) - m\ddot{r}(t) = 0 \quad (1)$$

В этом уравнении произведение  $m\ddot{r}(t)$  - сила инерции.

Согласно (1) сейсмическая нагрузка для  $i$ -го тона собственных колебаний грунтового массива, отнесенного к некоторой точке  $k$ , определяется в предположении упругого деформирования конструкций как

$$S_{ikj} = k_1 Q_k \frac{a}{g} \beta_i k_\psi \eta_{ikj}, \quad (2)$$

где  $Q_k$  - вес сооружения, отнесенный к точке  $k$ ;  $g$  - ускорение свободного падения;  $A/g$  - ускорение в долях ускоренного свободного падения, принимается равным 0,1; 0,2; 0,4 соответственно для расчетной сейсмичности 7,8,9 баллов;  $\eta_{ikj}$  - смещение в  $k$ -й точке при  $i$ -м тоне собственных колебаний в направлении  $j$ . Если вес разделить на  $g$  и  $A/g$  умножить на  $g$ , то получим произведение массы на ускорении;  $g$  можно сократить, и тогда снова получим (2). Коэффициенты  $k_1, k_2, k_\psi, \beta_i$  отражают различные особенности работы конструкции по динамической схеме и место рассматриваемой точки в массиве, т.к. необходимо перейти от ускорения в основании к ускорению в рассматриваемой точке массива;  $k_1$  - коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений, а также снижение ускорения за счет развития пластических деформаций или проявлениями трещин в сооружениях. Для грунтового массива  $k_1$  принимается равным 0,25. Таким образом,  $k_1$  в какой-то степени отражает эффект поглощения энергии колебания при развитии пластических деформаций,  $k_\psi$  - коэффициент, учитывающий в какой-то степени роль затухания, как таковое в расчетах не участвует. Этот коэффициент вместе  $k_1$  характеризует снижение ускорения за счет увеличения демпфирования с ростом пластических деформаций. Коэффициент снижения ускорения в грунтовых массивах возрастает с ростом сейсмического воздействия  $k_\psi=0,7$  при сейсмичности площадки строительства 7-8 баллов и  $k_\psi=0,65$  при сейсмичности 9 баллов сооружений,  $\beta_i$  - коэффициент динамичности, отражающий процесс роста ускорения в теле массива.

Поясним это на следующем примере [1]. В рамках строго статической теории сейсмических (без отражения эффектов динамической теории)

$$S = \frac{A}{g} Q. \text{ Так как } \frac{A}{g} = \frac{\ddot{u}_g^x}{g}, \quad (3)$$

то  $S = \frac{Q}{g} \ddot{u}_g^x$ , т.е.

$$S = m \ddot{u}_g^x. \quad (4)$$

Впервые учет динамических свойств системы при переходе от основания к рассматриваемой точке был сделан Мононобе в 1920г. В расчетах вынужденных колебаний системы с одной степенью свободы без затухания. Рассмотрим это уравнение:

$$m \ddot{u} + kr = -m \ddot{r}_s(t) \quad (5)$$

Разделим обе части (4) на  $m$  и, приняв воздействие в виде  $mB \sin \omega t$ , а  $k/m = \omega_0^2$ , получим

$$\ddot{r} + \omega_0^2 r = B \sin \omega t, \quad (6)$$

где  $\omega_0$  - собственная частота колебания системы (это условие получается из уравнения свободных колебаний без затухания):  $\omega$  - частота вынужденных колебаний.

Следует отметить, что, если вынужденные смещения основания  $r_s(t) = B_o \sin \omega t$  - гармонические колебания, то  $\ddot{r}_s(t) = -B_o \omega^2 \sin \omega t$ . Поскольку  $B_o \omega^2$  - константа, то, обозначив ее  $B = B_o \omega^2$  и подставив (4), получим воздействие в правой части  $B \sin \omega t$ .

Будем искать решение в виде

$$r(t) = C \sin(\omega t + \alpha);$$

$$-\omega^2 C \sin \omega t + \omega_0^2 C \sin \omega t = B \sin \omega t, \quad (7)$$

приняв, что сдвига фаз колебаний нет и  $\alpha = 0$ , т.е. колебания начинаются из состояния покоя:

$$C(\omega_0^2 - \omega^2) \sin \omega t = B \sin \omega t, \quad (8)$$

откуда 
$$C = \frac{B}{\omega_0^2 - \omega^2} = \frac{B}{\omega_0^2} \cdot \frac{1}{1 - \omega^2 / \omega_0^2} \quad (9)$$

Таким образом,

$$r(t) = \frac{B}{\omega_0^2} \cdot \frac{1}{1 - \omega^2 / \omega_0^2} \sin \omega t \quad (10)$$

или

$$r(t) = \frac{B}{\omega_0^2} \cdot \frac{1}{1 - (T_0 / T)^2} \sin \omega t \quad (11)$$

Сейсмическая инерционная нагрузка с учетом поступательных и упругих перемещений массы  $m$  равна

$$S = -m(\ddot{r}_s + \ddot{r}), \quad (12)$$

что следует из уравнения  $m\dot{r} + c\ddot{r} = k\ddot{r} = m\ddot{r}_s(t)$  (13)

Подставим (11) выражение для  $r(t)$  и  $r_s(t)$ , тогда

$$S - m \left[ \frac{B\omega^2}{\omega_0^2 [1 - (\omega/\omega_0)^2]} + B \right] \sin \omega t = mB \sin \omega t \left[ \frac{\omega^2 + \omega_0^2 - \omega^2}{\omega_0^2 (1 - \omega^2/\omega_0^2)} \right] = mB \sin \omega t \frac{1}{1 - (T_0/T)^2} \quad (14)$$

Максимальное значение  $S = S_{\max}$  достигается при  $\sin \omega t = 1$ . В этом случае  $B = A_0$  - амплитуде ускорения основания. Тогда

$$S_{\max} = \frac{A_0}{g} gm \frac{1}{1(T_0/T)^2} = AQ \frac{1}{1(T_0/T)^2} = AQ\beta, \quad (15)$$

где 
$$\beta = \frac{1}{(1(T_0/T)^2)}.$$

Если система с затуханием, то

$$\beta = \frac{1}{\sqrt{[1 - (T_0/T)^2]^2 + (2\xi T_0/T)^2}}. \quad (16)$$

Выражение (15) получается из уравнения вынужденных колебаний с затуханием. Частное решение однородного уравнения имеет вид

$$r(t) = e^{-\xi\omega t} (A \sin \omega t + B \cos \omega t), \quad (17)$$

а частное решение при гармоническом нагружении

$$r(t) = A \sin \bar{\omega} t + B \cos \bar{\omega} t \quad (18)$$

Подставляя (17) в (12) и разделяя коэффициенты при  $\sin \bar{\omega} t$  и  $\cos \bar{\omega} t$ , получаем два уравнения, которые удовлетворяются раздельно, так как  $\sin \bar{\omega} t$  и  $\cos \bar{\omega} t$  равны нулю в разные моменты времени. В каждом из уравнений два неизвестных: А и В. Совместное решение уравнений и даст их выражение. Далее, подставляя А и В в (17), и получаем выражение для коэффициента динамичности при учете затухания [2].

Из сопоставления (14) и (3) следует, что учет динамических свойств системы приводит к появлению коэффициента  $\beta$ , названного коэффициентом динамичности, или коэффициентом усиления гармонического воздействия.

Необходимо отметить, что для учета начальной фазы землетрясения, когда колебания накладываются на уже колеблющуюся систему, вместо  $r_s(t) = B_0 \sin \omega t$  примем  $r_s(t) = B_0 \cos \omega t$ , и тогда  $\beta = 2/(1 - T_0/T)^2$ , что больше вычисляемого по (15) в 2 раза. Таким образом, начальные условия оказывают большое влияние на динамическую работу сооружения. Этот результат будет получен, если рассматривать не частое решение, а общее.

Основной недостаток квазидинамической теории в этом варианте – сложность и недостаточная точность описания законов движения грунта в сооружении при реальных землетрясениях, что послужило основанием для создания метода расчета по спектральным кривым – линейно-спектрального метода (метод Био). Этот метод предусматривает определение максимальных значений, возникающих при динамических воздействиях усилий в различных точках сооружения, в частности, грунтового массива плотины, по формам колебаний. Усилия определяются из анализа поведения систем с одной степенью свободы (линейных осцилляторов) при различных значениях собственных частот системы и коэффициентов затухания и характеризуются коэффициентом динамичности  $\beta$ .

Обычно при расчете грунтовой плотины по одномерной (метод сдвигового клина) или двухмерной схеме учитывают только горизонтальную составляющую сейсмического воздействия.

В расчетах по пространственной схеме рекомендуется учитывать наклонные сейсмические воздействия, направленные под углом  $30^0$  к горизонтальной плоскости. При учете наклона сейсмического воздействия в качестве расчетного ускорения принимается абсолютная величина вектора, его составляющие по координатам соответственно меньше.

Расчетная нагрузка в рассматриваемой точке  $k$  области  $S_{ikj}$  с учетом  $n$  расчетных формул в  $j$ -м направлении определяется как

$$S_{kj} = \sqrt{\sum_{i=1}^n S_{ikj}^2}, \quad (19)$$

где  $S_{kj}$  определяется согласно (2) и представляет собой максимально возможное усилие в рассматриваемой точке по каждой форме  $i$ . Естественно, что эти усилия действуют в различные моменты времени. По данным [3], когда, динамический анализ проводится с помощью спектров с учетом высших форм собственных колебаний, получается завышенное значение параметров реакции.

**Выводы:**

Возможен и другой метод определения результирующей силы в рассматриваемой точке грунтового массива: просто суммирование значений  $S_{pkj} = \sum_{i=1}^n |S_{ikj}|$  сил по формам.

По данным [3] даже для сооружения с коротким спектром учитываемых форм этот подход дает завышение значения сил. В СНиП II-7-81 [4] принят первый метод определения нагрузки.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гольдин А.Л. Рассказов Л.Н. Проектирование грунтовых плотин. Изд. АСВ.М. 2001, 384 с.
2. Клаф Р.У., Пенмен Дж. Динамика сооружений. Пер. с англ. М., Стройиздат, 1999, 320 с.
3. Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений. Пер с англ. М., Стройиздат, 2001, 218 с.
4. СНиП II-7-04. Строительство в сейсмических районах. М., 2004, 78 с.