

地震动下 工程结构物的动力计算

Б. Г. 科列涅夫 等主编 沈聚敏 高伯扬 编译



地震出版社

地震动下工程结构物的 动力计算

地震出版社

1994

(京) 新登字 095 号

内 容 提 要

本书讲述地震动下工程结构物的动力计算, 涉及河海港口水利工程结构动力学、管线动力学、地震荷载下储液罐构筑物的计算及建筑物抗震设计原理。为工程技术人员提供了结构抗震计算的方法和参考数据。

地震动下工程结构物的动力计算

Б.Г.科列涅夫 等 主编

沈聚敏 高伯扬 编译

责任编辑: 陈焕新 蒋乃芳

※

地震出版社 出版

北京民族学院南路9号

中国地质大学轻印刷厂印刷

新华书店北京发行所发行

全国各地新华书店经售

※

787×1092 1/16 12印张 307千字

1994年3月第一版 1994年3月第一次印刷

印数 001-800

ISBN 7-5028-0951-1/TU·87

(1344) 定价: 15.00元

1344

译 序

本书根据前苏联 1981 年出版的《特殊荷载作用下建筑物的动力计算》和 1986 年出版的《特种工程结构物的动力计算》两书中涉及抗震设计的有关章节编译而成, 取名为《地震动下工程结构物的动力计算》。上述两书是前苏联著名结构力学家 Б.Г.Коренев 教授等主编的结构动力学手册(共三卷)中的第二卷和第三卷。Б.Г.Коренев 教授盛意将该三卷结构动力学专著赠与译者, 译者拜读后深感该书内容新颖、资料丰富, 具有理论分析和实际应用紧密结合的鲜明特点。考虑到我国是一个多地震的国家, 地震灾害十分严重, 为了使抗震建筑物的设计更为安全、经济、合理, 广泛吸取世界各国建筑物抗震的设计理论和有益的经验与实践是十分必要的。因此, 译者将上述第二、第三卷中有关工程结构物抗震设计的内容编译出版, 以飨读者, 同时, 也借以实现 Б.Г.Коренев 教授为增进双方学术交流的良好愿望。

本书共五章。第一章为地震作用下房屋和建筑物的计算, 论述了建筑物的抗震设计原理和基本方法, 并介绍了概率论方法在抗震设计中的应用。第二章为河海港口水利工程结构动力学, 论述了具有刚性承台的桩式建筑物、重力建筑物和锚定浮式建筑物振动的基本原理和抗震计算方法。第三章为管线动力学, 介绍地上、地面、地下和 underwater 管道的动力计算基本原理和抗震设计方法, 并对管内液体流动对管道振动的影响作了详细论述。第四章为地震荷载下支承装载部分液体储液罐构筑物的计算, 论述了地上和地面储液罐的地震反应分析及在地震动下罐内液体运动的问题。第五章介绍建筑物和地基的动力相互作用与通过土壤的振动传播。

本书为从事土建设计的工程技术人员提供了进行结构抗震计算所需的方法和参考数据, 填补了有关设计规范、规程和一般教科书中的不足。本书的第一、四、五章由沈聚敏译, 高伯扬校; 第二、三章由高伯扬译, 沈聚敏校。在译校过程中, 对原书印刷上的错误已予更正。为方便我国读者阅读, 对公式中的一些俄文符号作了相应的修改。由于译者水平所限, 译文中难免有缺点和错误, 恳请读者批评指正。

目 录

第一章 地震作用下房屋和建筑物的计算	(1)
1.1 房屋按弹性体系计算	(1)
1.2 各种结构方案房屋设计方法的特点	(13)
1.3 地震作用下房屋与建筑物动力特性改变和非弹性变形发展的计算	(28)
1.4 地震作用下结构计算的概率方法	(35)
参考文献	(42)
第二章 河海港口水利工程结构动力学	(47)
2.1 桩式建筑的基本计算原理及柱支承的刚度系数	(47)
2.2 具有刚性承台的桩式建筑物的自由振动方程	(54)
2.3 具有刚性承台的桩式建筑物在地震作用下的强迫振动方程	(65)
2.4 重力型建筑的基本计算原理、地基的刚性特征	(69)
2.5 重力建筑物的自由振动方程	(71)
2.6 地震作用下重力建筑物的强迫振动方程	(77)
2.7 锚定浮式建筑的基本计算原理、锚定联系的刚性特征	(81)
2.8 线性问题中在锚上的浮式建筑物的特殊振动	(84)
2.9 锚上的浮式建筑物的非线性水平振动	(87)
2.10 当浮式建筑物运动时锚联系的振动	(90)
2.11 具有悬挂重的锚联系的振动	(93)
2.12 水平荷载作用下锚联系的振动	(96)
参考文献	(99)
第三章 管线动力学	(101)
3.1 管线中液体运动的特点	(101)
3.2 干线管线的构造方案	(104)
3.3 在地震区敷设管线构造方案的特点	(106)
3.4 架空管线的振动	(107)
3.5 流动液体的压力脉动及速度变化所引起的管线振动	(126)
3.6 地下管线动力学	(130)
3.7 水下管道动力学	(138)
参考文献	(144)
第四章 地震荷载下支承装载部分液体储液罐构筑物的计算	(148)
4.1 计算的基本原理和假定	(148)
4.2 圆柱形、球形和矩形储液罐——流体动力学问题的解（平面问题）	(150)
4.3 地震荷载下地面储液罐的计算	(154)
4.4 地震荷载下支承储液罐的构筑物计算	(159)
参考文献	(161)

第五章 建筑物和地基的动力相互作用与通过土壤的振动	
传播 (工业性地震动)	(163)
5.1 概述	(163)
5.2 建筑物振动参数、土壤地基反力、接触应力和周围土振动参数的确定	(165)
5.3 关于建筑物与模拟为半无限空间的土壤地基的波相互作用问题中传递和 脉冲过渡函数	(169)
5.4 由振动建筑物引起的上中波传播问题的传递和脉冲过渡函数	(175)
参考文献	(184)

第一章 地震作用下房屋和建筑物的计算

Б.Е. ДЕНИСОВ Л.Ш. КИЛИМНИК
Н.А. НИКОЛАЕНКО С.В. ПОЛЯКОВ

目前地震作用下房屋和建筑物的计算方法是根据某些途径建立的，这些途径的应用范围取决于原始地震地质资料的完备、考虑结构刚度和阻尼特性的周详程度以及保证结构在地震动下可靠工作准则的选用。

实用计算方法一般是建立在结构弹性动力分析基础上的(见 1.1 和 1.2 节)。同时，计算地面加速度采取小于在该计算区内当强烈地震动时由仪器所记录到的最大加速度。许多地震后果的分析表明，这种处理方法能够保证房屋和建筑物在地震作用下工作的可靠性。

随着有关地震作用参数和房屋与建筑物性能资料的积累，能够更充分地考虑结构的承载能力（由于产生非弹性变形），并同时能过渡到反映地面和结构振动的真实加速度值的地震作用模型（见 1.3 节）。这可制定出更有根据的设计和施工方法，在保持所要求的可靠度水准下来提高房屋和建筑物的经济效益。因为在给定地区建筑物使用年限内发生不同地震烈度的时刻是随机分布的，而且地震作用和结构振动可以描述为时间的随机函数，于是在发展确定性计算方法的同时，房屋和建筑物耐震计算的概率方法也得到了发展（见 1.4 节）。

关于耐震房屋和建筑物极限状态的概念 耐震房屋和建筑物极限状态的特征是：丧失进一步使用的价值或丧失保障人员安全和保存贵重设备的能力。同时，要求结构物保持完整无损并不总是经济而合理的，可以允许结构中塑性变形有某些发展，允许结构个别部位发生损坏、出现局部脆性破坏以及某些内部连接断裂等，这些基本上都不会破坏建筑物的完整性，并可予以修复。

整个房屋和建筑物及其各别构件的耐震性应由下列措施来保证：选择对地震有利的建设场地；结构的强度和稳定性；承重和围护结构的耗能能力及其对地震作用的适应能力；采取特殊的构造措施（房屋平面外形简单，用抗震缝分割成外形简单的隔离单元，抗震圈梁等）；应有的施工和安装质量。

房屋或建筑物抵抗地震作用的能力可用下列结构特性来说明：在延性、脆性及其他破坏形态下的强度；位置的稳定性（其中如抗倾复和滑移）和变形形状的稳定性和塑性；耗能（地震作用能量的吸收）等。

目前地震作用下的结构计算根据 СНиП II-A 10-71 各章的要求按第一极限状态进行。

1.1 房屋按弹性体系计算

1. 确定地震荷载的静力和动力方法

建筑物抗震理论的发展可分成四个阶段。

1) 大森和佐野^[82]提出的静力抗震理论其基础是建筑物的振动由某些地面参数而定, 因而地震荷载可按式确定:

$$S = ma = K_c Q \quad (1.1)$$

式中 m , Q ——建筑物的质量和重量; a ——地面最大加速度; $K_c = a/g$ ——地震系数; g ——重力加速度。

2) 根据物延提出的动力抗震理论^[80], 考虑建筑物的变形, 地震荷载按下式确定:

$$S = K_c \beta Q \quad (1.2)$$

式中 β ——动力系数;

$$\beta = \frac{1}{1 - (T^2 / T_0^2)} \quad (1.3)$$

式中 T ——建筑物的基本自振周期; T_0 ——地基振动周期。

公式 (1.3) 是建立在建筑物的地基作稳态简谐振动这一假定基础上的。

3) 1927 年, К.С.Завриев^[25]独立于物延提出了将地面地震位移考虑为从某一时刻 $t=0$ 开始按余弦规律的无阻尼振动的建议, 根据这个建议, 得出:

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

即比物延所建议的大一倍。

4) 1934 年, M.A.Biot^[70]提出谱计算方法, 标志着抗震理论发展的重要阶段。随着由具有不同自振周期摆所实测到的加速度结果的应用, 建立了标准加速度谱 (图 1.1)。G. Housner, G. Cann, R. Martel 和 J.Alford^[74,76,77]的研究对发展这个方向作出了重要的贡献。

借助于模拟计算器可进行加速度反应谱的计算及单自由度和多自由度体系的阻尼振动研究。有关地震动谱的许多研究工作主要是为建立用于加利福尼亚州规范^[69]中的标准反应谱曲线 (图 1.2)。这条曲线确定了在建筑物地基位移按实际地震规律运动下建筑物的额定加速度与其自振周期期间的关系, 此时将建筑物模拟为单自由度体系。低水准下的地震荷载按下式确定:

$$S = C \sum Q \quad (1.4)$$

式中 C ——与建筑物自振周期有关的系数 (图 1.2); $\sum Q$ ——建筑物的总重量。

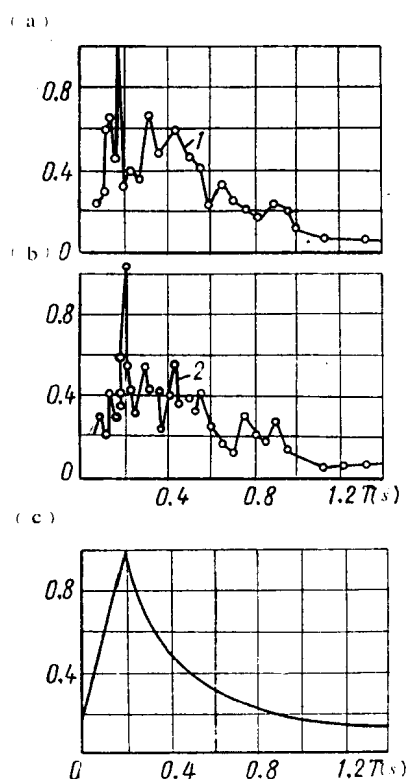


图 1.1 按 Biot 方法绘制的加速度谱

(a) 1938 年 9 月 11 日圣费尔南多(加利福尼亚州)地震东北向加速度谱; (b) 同上, 东南向加速度谱; (c) 1935 年 10 月 3 日震大拿地震, 正东向加速度谱

作用在结构水平面 k 处的地震力可按下式求得,

$$S_k = \frac{Sh_k Q_k}{\sum_i h_i Q_i} \quad (1.5)$$

式中 h_k ——水平面 k 处的高度;
 Q_k ——位于水平面 k 处的重量。

这种确定地震力的方法考虑了作用的动力特性和在某种程度上的建筑物动力参数。

在 А.Г.Назаров 的著作中^[40]提出了用仪器求地震振动微分方程的积分方法和借助于多摆地震仪线性振子谱曲线的绘制方法。

在 И.Л.Корчинский 的著作中^[28-33], 谱计算方法得到了很大的发展。该作者在分析苏联发生的某些弱地震记录的基础上提出了以衰减正弦函数之和形式来描述地面运动的规律:

$$y_0 = \sum_{j=1}^n a_{0j} e^{-\varepsilon_{0j} t} \sin(\omega_j t + \varphi_j) \quad (1.6)$$

式中 y_0 ——地面位移; a_{0j} ——初始振幅; ε_{0j} ——地振动阻尼系数; ω_j ——地振动角频率; φ_j ——取决于级数相应项开始时间的角; t ——时间。

确定地震荷载时, И.Л.Корчинский 仅仅考虑了公式(1.6)中的一项, 同时采用不同的角频率 ω 值, 并将建筑物看成具有几个集中质量的体系。И.Л.Корчинский 得出当建筑物按第 i 振型振动时作用在建筑物 k 点处地震力的最终公式如下:

$$S_{ik} = \frac{a_0 \omega^2}{g} \beta_i \frac{X_{ik} \sum_{m=1}^n Q_m X_{im}}{\sum_{m=1}^n Q_m X_{im}^2} \quad (1.7)$$

式中 Q_m ——在建筑物第 m 点处的集中重量; X_{ik} ——建筑物按第 i 振型振动时 k 点的位移; β_i ——在建筑物地基运动下表述动力体系的反应系数^[28,30]。

2. 按谱曲线确定作用于房屋和建筑物上的地震荷载

按谱曲线计算的基本方法乃是规定计算的谱曲线, 谱曲线的纵坐标值用来确定计算的地震荷载。在分析已发生的强震反应谱基础上, 并吸收有关地震效应的其他数据(大地震的), 来确定这些谱曲线。采取根据地震记录所作出的一组谱曲线(对于平均阻尼特性)的包络线作为计算谱曲线^[28-33,35,38,39]。

单自由度体系地震荷载的确定 根据非弹性抗力理论^[62], 当考虑能量耗散时, 单自由度体系振动的微分方程为(图 1.3)

$$m\ddot{y}^* + (1 + i\gamma)Cy^* = -m\ddot{Y}_0^* \quad (1.8)$$

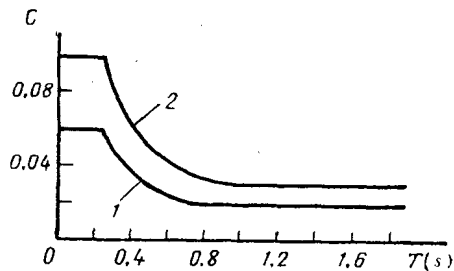


图 1.2 按加利福尼亚州设计规范规定的加速度标准谱

1——对于房屋; 2——对于构筑物

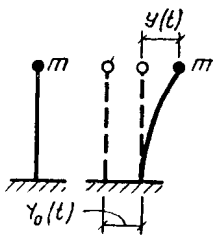


图 1.3 单自由度体系的
计算简图

式中 m ——振子的质量； $C=1/\delta$ ——刚度系数(δ ——在质点处作用有单位水平力时质点的位移)； γ ——非弹性抗力系数； i ——虚数单位； y^* ——相对于地基点的位移，地基同样按 Y_0^* 规律运动； $\ddot{Y}_0^*$ ——地基加速度； y^* 和 Y_0^* ——复变函数。

为了建立 $\ddot{Y}_0^*(t)$ ，应将给定函数 $\ddot{Y}_0(t)$ 展开成傅里叶级数；这个级数和共轭的傅里叶级数组成复变函数 $\ddot{Y}_0^*(t)$ 的实部和虚部。

复变函数方程(1.8)解的实部 $y(t)$ 可表达为^[40]

$$y(t) = e^{-\frac{\gamma}{2}\lambda t} (C_1 \sin \lambda t + C_2 \cos \lambda t) - \frac{1}{\lambda} \int_0^t Y_0(\tau) e^{-\frac{\gamma}{2}\lambda(t-\tau)} \sin \lambda(t-\tau) d\tau \quad (1.9)$$

式中 $\lambda = 2\pi/T$ ——考虑能量耗散的自振角频率； T ——自振周期。

在零初始条件下(初始位移 $y_0 = 0$ ，初始速度 $v_0 = 0$)，积分常数 C_1 和 C_2 等于零，而微分方程(1.8)的一般解具有以下形式：

$$y(t) = -\frac{1}{\lambda} \int_0^t \ddot{Y}_0(\tau) e^{-\frac{\gamma}{2}\lambda(t-\tau)} \sin \lambda(t-\tau) d\tau \quad (1.10)$$

对于单自由度体系，使其上固定有质量的弹性构件变形所产生的惯性力就定义为地震荷载。这个惯性力为

$$S(t) = -m(\ddot{Y}_0 + \ddot{y}) \quad (1.11)$$

把式(1.10)微分两次，得 $\ddot{y}$ 的表达式代入式(1.11)，并且考虑到 γ 值与 1 相比较是很小的，经过变换后则可得

$$S(t) = -\frac{Q}{g} a(t, \gamma, T) \quad (1.12)$$

式中 $Q = mg$ 。

$$a(t, \gamma, T) = \frac{2\pi}{T} \int_0^t \ddot{Y}_0(\tau) e^{-\frac{\gamma\pi}{T}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T}(t-\tau) d\tau \quad (1.13)$$

从式(1.11)和(1.12)可见， $a(t, \gamma, T)$ 是具有自振周期 T 和非弹性抗力系数 γ 的线性振子的振动加速度。地震力的最大值为

$$\max S(t) = Q C_a(T) / g \quad (1.14)$$

公式(1.14)中的第二个乘数是描述在规定的非弹性抗力系数和给定的 $\ddot{Y}_0(t)$ 作用下线性振子最大加速度的绝对值与其自振周期 T 之间关系的函数：

$$C_a(T) = \max |a(t, T, \gamma)| \quad (1.15)$$

上述函数称为加速度谱^①，而它的图示称为加速度谱曲线。在“加速度谱”的名称中，谱一词并不相当于数学物理学中所采用的该词准确含义，尽管如此，但它仍在地震工程文献中广泛应用。在工程实践和科学研究中，当确定地震荷载时同样利用“速度谱和位移谱”的概念，但如上所述对谱一词是附带条件的。当 $\gamma \ll 1$ 时，线性振子的振动速度可表达为以下近似公式：

$$v(t, T, \gamma) = \int_0^t \ddot{Y}_0(\tau) e^{-\frac{\gamma\pi}{T}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T}(t-\tau) d\tau \quad (1.16)$$

速度谱按下式确定：

$$C_v(T) = \max |v(t, T, \gamma)| \quad (1.17)$$

将公式 (1.10) 中的 λ 加以替换，则振子的位移可表达为以下的形式：

$$y(t, T, \gamma) = -\frac{T}{2\pi} \int_0^t \ddot{Y}_0(\tau) e^{-\frac{\gamma\pi}{T}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T}(t-\tau) d\tau \quad (1.18)$$

位移谱^②按以下关系式确定：

$$C_y(T) = \max |y(t, T, \gamma)| \quad (1.19)$$

从式 (1.13)，(1.16) 和 (1.18) 的比较中可见，加速度谱、速度谱和位移谱之间存在以下关系：

$$C_a(T) = \frac{2\pi}{T} C_v(T) = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 C_y(T) \quad (1.20)$$

关系式(1.20)能够通过这些谱中的任何一个谱来表示最大地震荷载：

$$\max S(t) = \frac{Q}{g} C_a(T) = \frac{Q}{g} \frac{2\pi}{T} C_v(T) = \frac{Q}{g} \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 C_y(T) \quad (1.21)$$

在苏联的建筑规范中将加速度谱作为计算的基础，加速度谱表达为以下形式^[1,2]：

$$C_a(T) = K_c g \beta(T) \quad (1.22)$$

式中 K_c ——地震系数，表示地震荷载的强度，其值的确定与地震烈度有关，在计算的地震烈度为 7、8 和 9 度时相应取为 0.025，0.05 和 0.1； $\beta(T)$ ——动力系数。

动力系数与 $C_a(T)$ 一样，是周期 T 的函数，它与 $C_a(T)$ 仅是常数因子不同：

$$\beta(T) = \frac{1}{K_c g} C_a(T) \quad (1.23)$$

苏联规范中^[1]所采用的表述动力系数与结构自振周期之间关系的曲线示于图 1.4 中。这条曲线相应于平均的 $\gamma = 0.1$ 系数。根据式(1.21)和式(1.22)，作用于单自由度体系上的计算地震荷载按下式确定：

① А.Г. Назаров^[40]将该函数称为“换算地震加速度谱”。

② С.В. Медведев^[39]将函数称为“作用谱”。

$$S = \max S(t) = K_c \beta(T) Q \quad (1.24)$$

多自由度体系地震荷载的确定 有限自由度动力体系经常用来作为结构的计算简图。在楼盖水平面处具有集中质量的这类计算简图之一示于图 1.5 中。

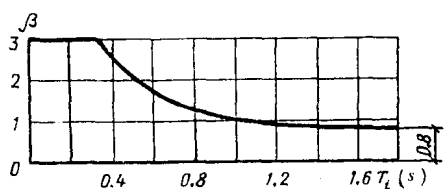


图 1.4 按 СНиП II-A-12-69 的动力系数

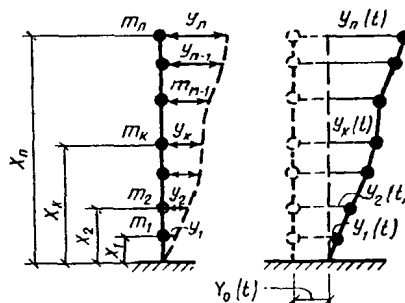


图 1.5 具有 n 个自由度体系计算简图

根据非弹性抗力理论^[62]，考虑能量耗散时力学模型的微分方程组具有以下形式：

$$m_k \ddot{y}_k^*(t) + (1 + i\gamma) \sum_{j=1}^n C_{kj} \dot{y}_j^*(t) = -m_k \ddot{Y}_0^*(t) \quad (k = 1, 2, \dots, n) \quad (1.25)$$

式中 $C_{kj} = 1 / \delta_{kj}$ ； δ_{kj} ——当点 j 处作用有单位力时，在点 k 处所产生的位移；此处非弹性抗力系数 γ 取为常数。

在零初始条件下：

$$y_k(0) = 0; \quad \dot{y}_k(0) = 0 \quad (k = 1, 2, \dots, n)$$

微分方程(1.25)解的实部可写成如下形式^[24]：

$$y_k(t) = \sum_{i=1}^n y_{ik}(t) = \sum_{i=1}^n X_{ik} \xi_i(t) \quad (1.26)$$

$$\text{式中 } \xi_i(t) = -D_i a_i(t, T, \gamma) \quad (1.27)$$

$$D_i = \frac{\sum_{j=1}^n m_j X_{ij}}{\sum_{j=1}^n m_j X_{ij}^2} \quad (1.28)$$

D_i ——称之为分解系数的值； $a_i(t, T, \gamma)$ 根据公式(1.13)来确定；

$$X_{ik} = \sum_{j=1}^n (\lambda_i^2 m_j X_{ij}) \delta_{kj} \quad (k = 1, 2, \dots, n) \quad (1.29)$$

公式 (1.26) 表示具有 n 个自由度体系中每一质点 k 的地震振动过程，并表达为 n 项 y_{ik} 之和形式，其中每一项是系数 X_{ik} 与时间函数 $\xi_i(t)$ 的乘积。

① C_{kj} 表示整个建筑物在所考察方向上的刚度。

从公式 (1.29) 可见, X_{ik} 值[自振振型 (图 1.6)]乃是给定的力学体系在 n 个集中力作用下弹性变形曲线的坐标, 其中每一个集中力作用于相应的集中质量的质点上, 并与这个点的质量和弹性变形曲线在该点处的坐标乘积成正比。 λ_i^2 是比例系数, 这里 λ_i 为体系自振圆频率, 它可根据计算多自由度体系频率的一般方法来确定 (见[3]的实例)。自振振型具有正交性:

$$\sum_{k=1}^n m_k X_{ik} X_{jk} = 0 \quad (i \neq j) \quad (1.30)$$

考虑全部振型后, 作用在 k 点上的惯性力为

$$S_k(t) = -m_k \sum_{i=1}^n X_{ik} D_i a_i(t, T, \gamma) \quad (1.31)$$

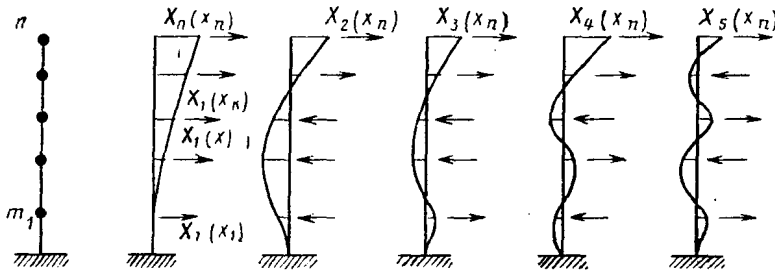


图 1.6 具有五个自由度体系的自振振型

当利用加速度谱和公式(1.31)时, 第 i 分量惯性力的最大值可按式求出:

$$S_{ik} = \max |S_{ik}(t)| = m_k X_{ik} D_i C_a(T_i) \quad (1.32)$$

从公式 (1.32) 中可见, 谱曲线能够确定在地震作用下相应于某个振型的最大地震荷载。然而, 为了保证建筑物的安全, 必须知道在体系振动时考虑所有振型后所产生的最大地震荷载。谱方法不能给出有关某个振型出现最大地震力时的信息, 因此, 根据式 (1.31) 和 (1.32) 仅能求得地震荷载值的上限:

$$|S_k(t)| \leq \sum_{i=1}^n S_{ik} = \sum_{i=1}^n m_k D_i X_{ik} C_a(T_i) \quad (1.33)$$

由此可见, 在谱方法范围内地震荷载的最大值仍是未知的。在实践中要根据各国规范所规定的附加假定才能求得地震荷载的计算值。问题是, 根据某些工程上的考虑, 对地震荷载的最大值[式 (1.33)]要作出更准确的估计。下面列举现有的几种方法来确定相应于地震荷载 S_{ik} 在结构构件中产生的内力 N_i 。

1) 假定所有振型加速度同时达到最大^[24], 即在某个时刻 t^+ 所有函数 $\xi_i(t)$ 都为最大。在这种情况下, 取相应于每个振型最大内力之和作为计算值:

$$N_p = \sum_{i=1}^n N_i \quad (1.34)$$

2) 假定每个振型所引起的内力不是同时达到最大, 并且在估计给定结构构件的强度时依次按每一振型来选取内力中的最大一个, 而忽略其他振型的内力是足够精确了^[24]。在这种情况下,

$$N_p = |N_i| \quad (1.35)$$

3) 将所考虑振型(全部或 n 个)引起内力的均方值取为计算值:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2} \quad (1.36)$$

4) 苏联建筑规范^[1]规定, 在考虑高阶振型情况下, 由地震荷载作用在所考察结构截面中产生的计算内力可按下式确定:

$$N_p = \sqrt{N_{\max}^2 + 0.5 \sum_{i=1}^n N_i^2} \quad (1.37)$$

式中 N_p ——由地震荷载作用在所考察截面中产生的内力计算值; $N_{\max}$ ——相应于某一个振型地震力在所考察截面中引起的内力中的最大值; N_i ——在同上截面中由其他振型所引起的内力值(相应于 $N_{\max}$ 的振型除外)。

将公式 (1.32) 改变成规范中所采用的形式^[1], 为此引入下面所给出的符号已经足够。这样, 在第 i 阶振型振动下作用于质量 k 处的最大地震荷载为

$$S_{ik} = Q_k K_c \beta(T_i) \eta_{ik} \quad (1.38)$$

式中

$$\eta_{ik} = X_{ik} D = \frac{X_{ik} \sum_{j=1}^n Q_j X_{ij}}{\sum_{j=1}^n Q_j X_{ij}^2} \quad (1.39)$$

自振振型参与系数 η_{ik} 应满足关系 $\sum_{i=1}^n \eta_{ik} = 1 (k = 1, 2, \dots, n)$ 才是正确的。对于具有复杂结构图形的刚性房屋允许按近似公式确定系数 η_{ik} (基本振型), 该近似公式系根据第一阶振型为直线的假定而得出。

$$\eta_{ik} = \frac{x_k \sum_{j=1}^n Q_j x_j}{\sum_{j=1}^n Q_j x_j^2} \quad (1.40, 1.41)$$

式中 x_j ——重量 Q_j 位于建筑物振动输入点以上高度。

动力系数 $\beta(T_i)$ 按计算谱曲线 (图 1.4) 采用。

关于 $\beta(T_i)$ 曲线必须指出的是, 对于动力系数采用一条曲线时引入了场地土类型、地震烈度等因素对地基振动谱的组成影响不大的假定。随着大量地震记录的积累, 显然可按类似的谱分成几组用于规范, 并为计算提供有限的谱曲线 $\beta(T_i)$ 选择, 以便考虑不同场地土条件和其他因素。

3. 地震荷载的分配

确定后的地震荷载应分配于房屋各个受力的竖向承重结构（墙、框架等）。楼盖和屋盖在房屋中起着传递荷载的水平隔板作用，以保证建筑物的空间工作。

文献[51—56]中所述的方法能够研究结构构件的应力状态。如果给出地面加速度记录——加速度图作为有关地震的原始资料时，则在上述文献中所述方法是可以应用的。在具有实际地震地面振动位移或速度记录的情况下，即有地震图和速度图时，体系振动的微分方程应按有关的办法进行变换。

文献[21]及其他文献都讨论了建筑物空间工作的计算。文献[21]中所述的方法是将空间结构分解为平面构件，而荷载则根据房屋所分解各部分的连接处满足变形协调条件来进行分配。以弹性连杆来模拟所分解的平面构件之间的相互作用。地震荷载沿楼盖面取为均匀分布。这种方法用于这类结构比较方便，即在该类结构中可以认为所分解的竖向构件的弯曲形状是相似的。对于结构布置规则的房屋，实际上可以获得精确的结果。在较复杂的情况下，对于具有集中质量的空间计算简图，应该采用直接确定建筑物自振频率和振型的方法，这可通过电子计算机求解耗时很多的大型方程组得出。

建筑物计算简图同样可表示为具有质量离散分布的纵横交叉体系^[60]。为了确定体系的刚度矩阵可采用位移法，它能够连续体系分解成大量的单元，而随之将分布质量换成大量的集中质量。在计算复杂形体体系时，除平移振动外还可发生扭转振动，应考虑质量的转动惯量。根据文献[1]中的方法，当确定振型及其相应的周期以后，地震荷载就可得出。

文献[41—43]讨论了建筑物作为空间体系的另外一种计算方法。它能够从性质上揭示出空间结构运动特性的新特点。其计算模型取为由弹性连杆连接起来的刚体体系的型式，弹性连杆模拟建筑物的实际刚度。弹性地基可以采用不同模型来表示（温克勒地基，半无限空间等）。地基运动以三个平移运动分量和三个转动分量来表示。该计算模型不局限于计算刚体的位移和转角，并且能彻底研究建筑物从弹性工作到破坏的全部过程。

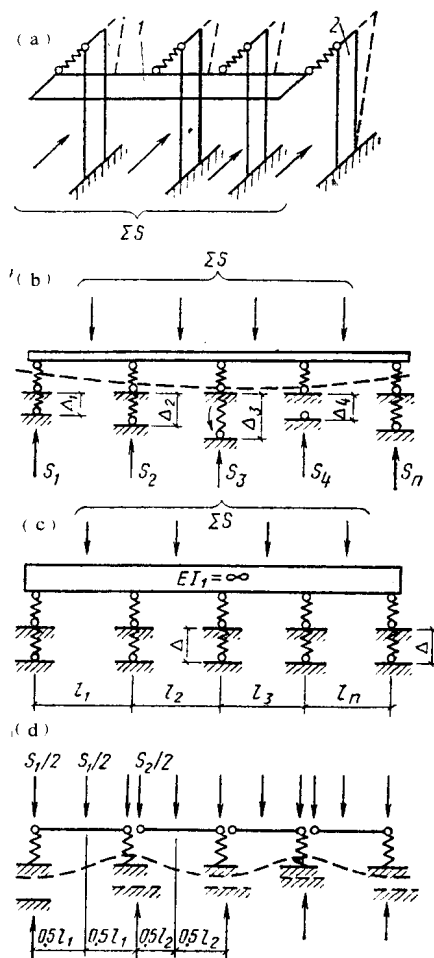


图 1.7 弹性支承的梁-楼盖工作简图
(弹性支座如墙、框架)

(a)透视图；(b)当 $\Delta_1 \neq \Delta_2 \neq \dots \neq \Delta_n$ 时的房屋平面；(c)当 $\Delta_1 = \Delta_2 = \dots = \Delta_n$ 时的房屋平面；(d)假定在两支座范围内楼盖按简支梁简图工作；1——楼盖；2——墙

对于考虑大位移和大转角的一般模型, 所得到的运动微分方程组^[42]包含了广义坐标与其速度乘积型的非线性交叉的耦合, 其速度可按参数摄动对待, 因而可解释在某一方向外界激励作用下而在另外某些方向上产生振动。这类课题的求解必须利用电子计算机来完成。

像单层房屋、具有柔性底层房屋等这类又重又大的建筑物可模拟为由两个弹性连接体组成的体系, 利用统计的线性化方法, 可以求出该非线性问题的封闭解析解。所讨论的方法同样能够计算小位移和小转角下建筑物的弹性空间振动参数。对微幅振动的线性化运动方程^[42]以封闭的形式进行积分。为了建立以地震力和力矩的主向量形式表示地震荷载的工程算法, 这些解可以作为依据。

现讨论单层房屋竖向和水平承重结构之间的地震荷载分配的简化方法。可将这种房屋的楼盖在水平方向的工作简图近似地表示为支承在弹性支座上的连续梁 (图 1.7a.b), 墙、框架及其他结构具有弹性支座的作用。

如果认为楼盖在水平方向为绝对刚性的, 则在对称荷载和支座对称布置情况下所有弹性支座的位移 Δ_m 将是相等的 (图 1.7c)。在这个假定下第 k 支座的反力可按下式求出:

$$S_k^I = \mu_k \sum_{m=1}^n S_m \quad (1.42)$$

式中 $\sum_{m=1}^n S_m$ ——作用在整个楼盖上水平荷载的合力, 其值可按式(1.38)求得;

$$\mu_k = \frac{B_k}{B_1 + B_2 + \dots + B_k + \dots + B_n} = \frac{B_k}{\sum_{m=1}^n B_m} \quad (1.43)$$

$B_1 = 1/\delta_1, \dots, B_k = 1/\delta_k$ 表示序号为 $1 \dots k$ 楼盖支座的刚度; δ_k 表示为在 $S_1 = 1 \dots, S_k = 1$ 作用下所产生的支座 $1 \dots k$ 水平位移。如果所有支座刚度相等 ($B_1 = B_k$), 则 $\mu_k = 1/n$, 此处 n 为支座数目。

当楼盖刚度与支座刚性相比很小或者相邻跨楼盖之间的水平连接与楼盖本身在水平平面内的刚度相比非常小时, 则可近似地将楼盖考虑为简支梁 (图 1.7d)。此时, 支座 k 的反力 S_k^II 与支座的刚度无关, 并等于两根相邻简支梁反力之和。在这种情况下, 支座间地震荷载按加载面积进行分配。

实际上, 楼盖和支座刚度比以及连接刚度是这样的, 即产生的支座反力为上述两个所规定界限之间的数值, 其值可用下式表达:

$$S_k = v_I \mu_k S_k^I + v_{II} S_k^{II} \quad (1.44)$$

若取系数之一 v_I 或 v_{II} 等于零, 而另一个为 1, 则可以得到上述所讨论二种极限情况中的一种。中间值 v_I 或 v_{II} 相应于不同的楼盖、支座和连接刚度间的实际关系。在文献 [20] 中, 对现浇楼盖建议取 $v_I = 0.9$ 和 $v_{II} = 0.1$; 对具有现浇层的装配式楼盖取 $v_I = 0.6$ 和 $v_{II} = 0.4$; 而对木楼盖取 $v_I = 0.1$ 和 $v_{II} = 0.9$ 。在规程^[8]中作出了类似的建议, 虽然系数在数值上与上述的建议有所不同。

公式(1.44)适用于单层房屋, 但同样可用于主要由剪切变形控制的五层及五层以下的

房屋。对于五层以上的房屋以及不规则形体结构则要求根据较准确的计算简图进行计算。

4. 用于估计地震荷载的房屋计算简图

可以用悬臂、平面和空间框架体系(图 1.8)作为建筑物的动力计算简图。对于这些体系,可以取如图 1.9^[35]所示的计算简图。假定地震动记录是在基础处获得的,并且考虑一个地基运动分量(例如水平的)来进行计算。

当计算长度与宽度相当而其尺度又大的骨架建筑物时,应合理采用空间计算简图(图 1.9c)。根据上述计算简图确定建筑物的地震荷载有两种基本方法:按谱曲线计算^[1]和按实际的地震波记录计算(见 1.3 节)。

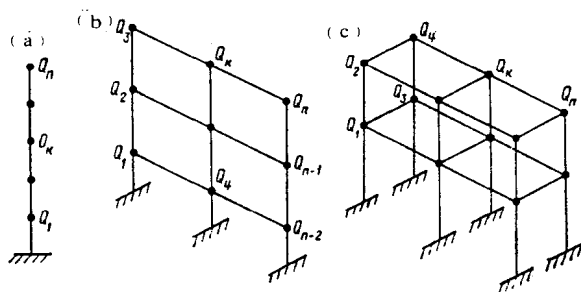


图 1.8 根据 СНиП 确定地震荷载时建筑物计算简图

(a)悬臂的; (b)平面的; (c)空间的

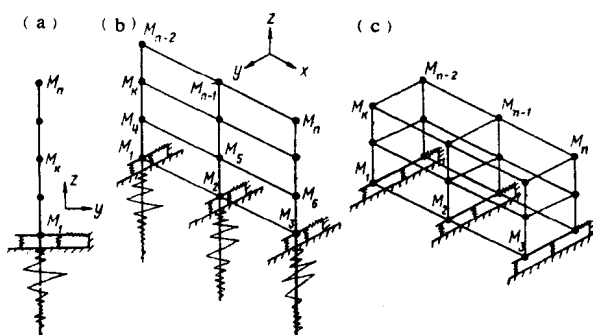


图 1.9 根据实际地震波记录确定地震荷载时建筑物计算简图

(a)悬臂的; (b)平面的; (c)空间的

根据 СНиП 确定地震力 如图 1.8 所示计算简图的建筑物第 i 阶自振振型地震荷载可根据式(1.38)确定。同时,一维悬臂简图可考虑质量和刚度沿建筑物高度分布,平面计算简图(图 1.8b)——沿建筑物高度和长度方向分布,空间计算简图——沿建筑物高度、宽度和长度方向分布。后面两个计算简图不仅考虑竖立结构(墙、框架等)的柔度,而且考虑刚性水平隔板(楼盖)的柔度。当采取这些计算简图时,必须考虑不小于前面 3—4 个振型。公式(1.38)中的动力系数 $\beta(T_i)$ 按图 1.4 中的曲线计算,它与相应于第 i 阶振型的周期 T_i 有关,周期按下式确定:

$$T_i = 2\pi\sqrt{\chi_i} \quad (1.45)$$