



桩基导管架平台振动的若干问题*

田千里

(中国科学院力学研究所)

摘 要

本文结合著者近年来的工作,对桩基导管架平台之可靠性分析、随机响应分析、振动监测损伤与平台简化计算模型等问题进行了阐述讨论,这些问题与方法对桩基高层建筑之设计与评估也有参考意义。

一 引 言

当前世界上已经建造了许多海洋平台,其中桩基钢导管架平台占很大比重。对它的设计、建造都已积累了丰富的经验。但是以往建造的平台多半是浅水平台,随着石油开发向深水进军,平台的振动问题也愈来愈突出了。虽然已对平台的动力分析方法作了大量研究,并发展了许多有用的计算程序,但由于环境载荷、基础性能与平台结构本身都很复杂,有许多不确定因素,使平台强度与寿命估算之不确定性可高达百分之三千。因此,当前的设计规范都是比较保守的。平台本身造价昂贵,如果能节省百分之十就是一笔可观的费用,但平台又极为重要,万一失事就会造成不可估量的损失,因此设计只能在失败风险与经济成本之间作一平衡选择。如果在设计平台时已尽可能地弄清楚了各种不确定性因素之变化范围及它们的响应灵敏度,在平台建成后又有一套成熟的验证、监视、检测损伤的办法,在出现问题后能够迅速采取补救与修复措施,则设计的安全线就能定得比较合理。为此就需要在平台可靠性分析、振动检测损伤与改善动力性能等方面统筹研究,本文将在这几方面作一些阐述与讨论。

二 平台的可靠性分析

平台承受的主要载荷为波浪、地震力及冰载,这里主要介绍波载引起的破坏。破坏的形式有两种,一种是首次超越破坏、另一种是累积损伤破坏。破坏可能发生在钢导管架构件上,也可能发生于基础。可以是由于最大载荷超过基础之极限承载力所引起,也可以是由于长期应力循环造成土壤刚度退化所引起。可以是最大载荷使导管架主要杆件进入塑性屈状,也可以是长期的动应力放大引起的累积疲劳损伤。当前对钢导管架平台最关心的是后一种破坏、即焊接结点之疲劳破坏。由于波浪动力特性之随机性,一般要用谱分析法计算疲劳寿命,但是除载荷外,结构材料也具有随机性,所以八十年代开始发展了平台疲劳可靠性分析方法,文[1]就提供了一个取代1982年API设计波峰值应力规程的方法,其基本假设仍然与谱分析方法相同,仍用S-N曲线,

* 本文得到国家自然科学基金资助。

Miner's 准则,但在考虑各种不确定因素时引进了一些随机变量如对 $S-N$ 曲线

$$NS^m = K \quad (1)$$

就取 K 为随机变量,由大量试验结果统计求得代入 Miner's 准则

$$D = \frac{N_r}{K} E(S^m) \quad (2)$$

损伤发生于 $D \geq \Delta$ 而不是 $D \geq 1$

Δ 为考虑不规则随机应力疲劳破坏引进的一个随机变量。

(2)式中 N_r 为达到破坏时之应力循环次数

$E(S^m)$ 为计算应力之期望值

由于各种不确定因素,故设实际应力

$$S_a = BS \quad (3)$$

$$B_i = B_M \cdot B_S \cdot B_F \cdot B_N \cdot B_H \quad (4)$$

(4)式中 B_i 为描述第 i 种不确定因素之随机变量, M, S, F, N, H 分别对应于加工精度、海况描述、波载描述、名义杆件载荷、热点应力集中因子。令 T 为疲劳寿命,则

$$T = \frac{\Delta K}{B^m \Omega} \quad (5)$$

$$\Omega = f_0 E(S^m) \quad \text{为应力因子}$$

由概率分析谱疲劳法,设海况为几个稳态随机,则

$$\Omega = \lambda(m) (2\sqrt{2})^m \Gamma\left(\frac{m}{2} + 1\right) \sum_{i=1}^n \gamma_i f_i \sigma_i^m \quad (6)$$

$\lambda(m)$ 为雨流因子

$\Gamma(\cdot)$ 为伽玛函数

γ_i 为第 i 个海况之时间分数

f_i 为第 i 个海况之波浪频率

σ_i 为第 i 个海况之应力过程之均方根值

令 T_0 为平台服务寿命,则在其服务期内发生疲劳破坏之概率为

$$P_f = P(T \leq T_0) \quad (7)$$

设每个随机变量均为 lognormal 分布,则

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (8)$$

$\Phi(\cdot)$ 为标准正态分布函数

β 为安全指标

$$\beta = \frac{\ln(\tilde{T}/T_0)}{\sigma_{\ln T}} \quad (9)$$

$$\tilde{T} = \frac{\tilde{\Delta} \tilde{K}}{(\tilde{B}^m \tilde{\Omega})} \quad (10)$$

“ \sim ”代表均值

由此可见,平台可靠性分析的核心是要对各种不确定因素进行统计分析与对平台结构进行随机动力响应分析,后者是结构动力学者的任务。

三 非线性桩基导管架平台之随机动力响应分析

导管架平台自由度很多, 桩基又具有非线性性能, 计算工作量十分庞大, 对具有非线性桩基的导管架平台进行分析时, 一般均将桩土作用处理为非线性弹性支承, 用统计线性化处理。对这种平台的分析已经有了许多方法与相应的计算软件, 这里结合我们自己的工作介绍几种简化计算方法。

(一) 桩基子结构法

考虑到平台在波浪激励下的平台随机响应具有窄带性能, 主要由波浪显著能峰激起的准静态响应与平台基频动力响应二部分组成, 都对应于较低的频率。而桩土惯性与平台结构及甲板惯性相比在低频时可以忽略, 故可以对线性化后的桩基子结构进行静力凝聚, 与上部导管架子结构联合用固端模态综合分析。大型结构有限元分析程序 ADINA 具有子结构静态凝聚功能^[2], 为此我们在 ADINA 程序中增加了波浪力谱分析、非线性桩基子结构、模态综合、结构传递函数与随机响应谱分析等模块, 发展了一个以 ADINA 为基础的计算导管架平台随机响应的软件。将桩土作用处理为非线性杆元支承, 在 ADINA 程序中桩用三维梁元代表, 每一结点用三根弹性杆支承, 杆之弹性用 P - Y 曲线表示, P - Y 曲线可用实验数据曲线拟合, 由代数多项式表示为

$$k_i = k_1 + \sum_{n=3,5} k_n y^n \quad (11)$$

由统计线性化处理后, 可得

$$k_j = k_1 + \sum_{n=3,5} k_n \sqrt{\frac{2^{n+1}}{\pi}} \sigma_y^{n-1} \Gamma\left(\frac{n+2}{2}\right) \quad (12)$$

σ_y 为挠度均方根值

统计线性化后杆之刚度取决于各点挠度之均方根值, 故须通过桩基与上部导管架耦合分析, 迭代求解, 在每一迭代步, 上部结构之模态是不变的, 桩顶刚度可用静力凝聚求得, 桩基平衡方程可以分块如下

$$[K_2]\{x\} = \begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bs} \\ K_{bs} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_b \\ x_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (13)$$

$$\begin{Bmatrix} x_b \\ x_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} I \\ -K_{ss}^{-1} K_{bs} \end{bmatrix} x_b = [Q_2]\{x_b\} \quad (14)$$

$\{x_b\}$ 为桩顶位移, $\{x_s\}$ 为各杆土支承点位移, 因此, 凝聚后的桩基刚度阵为

$$[K_F] = [Q_2]^T [K_2] [Q_2] \quad (15)$$

桩基与上部结构耦合系统之运动方程为

$$[M_s + M_o]\{\ddot{V}\} + [C_s + C_F + C_d]\{\dot{V}\} + [K_s + K_F]\{V\} = \{F\} \quad (16)$$

$[M_s]$, $[C_s]$, $[K_s]$ 为上部导管架结构之质量、阻尼、刚度阵, $[M_o]$ $[C_d]$ 为用线性波理论及 Morison's 公式计算出来的附加流体质量与阻尼律, $[C_F]$ 及 $[K_F]$ 为凝聚至桩顶之桩基刚度与阻尼阵, 当采用复阻尼表示时 令 $[K_F] = [K_F^*](1 + i\eta)$ (17)

即 $\omega [C_F] = \eta [K_F^*]$ (18)

$\{F\}$ 为用 Morison 公式计算出来的流体载荷, 对非线性阻力也用了统计线性化处理, 为简化

起见假定流速大于结构变形速度，故波阻仅与流速有关。用固端模态综合法，令导管架与桩基接合面之自由度为 V_b ，其余之自由度为 V_s ，将矩阵作相应之分块，对(11)式进行模态座标变换得

$$[\bar{M}]\{\ddot{q}\} + [\bar{C}]\{\dot{q}\} + [\bar{K}]\{q\} = \{\bar{F}\} \tag{19}$$

其中

$$[\bar{M}] = \begin{bmatrix} I & \phi_s^T M_{ss} \phi_s \\ \phi_b^T M_{sb} & \phi_b^T M_{sb} \phi_b + M_{bb} \end{bmatrix} \tag{20}$$

$$[\bar{C}] = \begin{bmatrix} \beta & 0 \\ 0 & C_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \phi_s^T C_{ss} \phi_s & \phi_s^T C_{sb} \phi_b \\ \phi_b^T C_{sb} \phi_s & \phi_b^T C_{sb} \phi_b + C_{bb} \end{bmatrix} \tag{21}$$

$$[\bar{K}] = \begin{bmatrix} \Lambda & 0 \\ 0 & K_{bs} \phi_b + K_{bb} + K_F \end{bmatrix} \tag{22}$$

ϕ_s 为上部结构之固端模态， ϕ_b 为上部结构之约束模态，经过模态截尾后的方程(19)之维数将远小于式(16)之维数，而且因为上部结构是线性的，式(19)~(22)中只有 K_F ， C_F 需要迭代修正，其迭代过程如下，首先假定一组非线性桩土杆元之等效刚度，可由 $k_j \approx k_1$ 开始，用静力子结构求得桩顶刚度代入模态综合方程(19)，求解桩顶的力与位移，再求各非线性杆支承点位移

$$\{x_s\} = -[K_{ss}]^{-1}[K_{sb}]\{x_b\} = -[T_{sb}]\{x_b\} \tag{23}$$

及均方位移

$$\{\hat{x}_s^2\} = [T_{sb}]\{\hat{x}_b^2\}[T_{sb}]^* \tag{24}$$

上标 * 代表共扼转置

由 $\{\hat{x}_b^2\}$ 求 σ_s ，代入(12)式修正 k_j ，迭代循环是

$$k^{(j)} \rightarrow [K_F]^{(j)} \rightarrow \{\hat{x}_b^2\} \rightarrow \{\hat{x}_s^2\} \rightarrow k^{(j+1)} \tag{25}$$

在稳态随机激励下

$$\sigma_{x_s}^2 = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \sum_{\omega_j} x(\omega_j)x(\omega_j) \tag{26}$$

将波浪力用具有随机相角差的复合三角波表示，便可用确定性方法对平台进行频域分析，然后再叠加各阶谐波响应求得均方值，以 ADINA 为基础，编制的平台随机分析软件流程图如图 1。

(二) 局部非线性重分析法^[3]

平台自由度很多，经过模态截尾后式(19)中矩阵之维数已大为压缩，但式(19)中仅有 $[K_F]$ 为非线性，故可以用局部非线性重分析法进一步凝缩

令

$$[K_F] = [K_{FN}] + [K_{FL}] \tag{27}$$

$$[\bar{C}] = [C_N] + [C_L] \tag{28}$$

$$[\bar{K}] - [K_{FN}] = [K_L] \tag{29}$$

$$\text{下标 "N" 代表非线性，"L" 代表线性} \tag{30}$$

首先求出线性结构(包括桩基刚度之线性部分)

$$[H_0] = [-\omega^2 M + iC_L \omega + K_L]^{-1} \tag{31}$$

在式(19)中令

$$\{q\} = \begin{Bmatrix} q_s \\ q_b \end{Bmatrix} \tag{32}$$

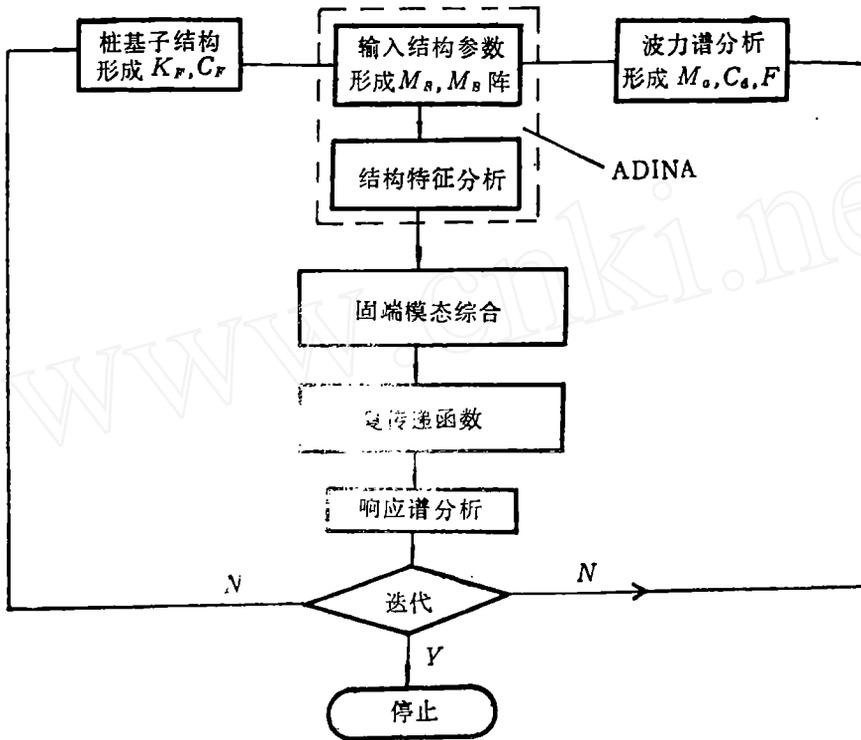


图1 桩基子结构法计算流程图

下标“b”对应于桩顶位移，“s”对应于模态座标，将\$[M]\$，\$[C]\$，\$[K]\$作相应之分块，用(31)式前乘以(19)式之傅里叶变换式，并令

$$[H_0] = \begin{bmatrix} H_{s_0}^0 & H_{b_0}^0 \\ H_{b_0}^0 & H_{b_0}^0 \end{bmatrix} \tag{33}$$

则可得

$$[I + H_{b_0}^0(i\omega C_N + K_N)]\{\tilde{q}_b\} = \{\tilde{q}_{b_0}\} \tag{34}$$

\$\{\tilde{q}_b\}\$为\$\{q_b\}\$之傅里叶变换即\$\{x_b\}\$

$$\{\tilde{q}_{b_0}\} = [H_0]\{\tilde{F}\} \tag{35}$$

\$\{\tilde{F}\}\$为\$\{F\}\$之傅里叶变换

令 $[I + [H_{b_0}^0(i\omega C_N + K_N)]^{-1}]^{-1} = [B]$ (36)

则 $\{\tilde{q}_b\} = [I - B]\{\tilde{q}_{b_0}\}$ (37)

\$[B]\$之维数比\$[H_0]\$之维数要小得多，故用此法可进一步节省储存与计算量。

(三) 刚性平面桩冠法^[4]

设上部结构与桩基之结合面为一刚性平面，则平台-基础之运动方程为

$$[M]\{\ddot{V}_s\} + [C]\{\dot{V}_s\} + [K_s]\{V_s\} = -[M]\{I\}\ddot{y} - [M]\{h\}\ddot{\theta} + \{F\} \tag{38}$$

其中

$$[M] = [M_s] + [M_a] \tag{39}$$

$$[C] = [C_s] + [C_a] \tag{40}$$

$$Q_0 + m_0\ddot{y}_0 + Q_b = 0 \tag{41}$$

$$M_0 + I_0\ddot{\theta} + M_b = 0 \tag{42}$$

$$\{1\}^T = [1, 1, \dots, 1], \{h\}^T = [h_1, h_2, \dots, h_n] \quad (43)$$

h_k 为平台第 k 层距桩冠平面之高度

$\begin{Bmatrix} y \\ \theta \end{Bmatrix}$ 为桩冠平面位移及转角, 对应于式(13)(14)中之 x_i , I_0 及 m_0 为桩冠平面之惯性矩及质量, Q_0, M_0, Q_b, M_b 分别为桩冠上下表面之切力及弯矩, 前者与上部导管架根部切力及弯矩平衡, 后者与桩顶切力及弯矩平衡。将 $F(t)$ 用具有随机相角的复合简谐波表示, 文[5]求得了基础位移、转角、切力、弯矩之均方表达式

$$\begin{aligned} \sigma_y^2 &= \sum_{j=1}^M \frac{\alpha_{1j}^2 + \alpha_{2j}^2}{\varepsilon_{1j}^2 + \varepsilon_{2j}^2} & \sigma_\theta^2 &= \sum_{j=1}^M \frac{\beta_{1j}^2 + \beta_{2j}^2}{\varepsilon_{1j}^2 + \varepsilon_{2j}^2} \\ \sigma_{Q_b}^2 &= \sum_{j=1}^M \frac{Q_{1j}^2 + Q_{2j}^2}{\varepsilon_{1j}^2 + \varepsilon_{2j}^2} & \sigma_{M_b}^2 &= \sum_{j=1}^M \frac{M_{1j}^2 + M_{2j}^2}{\varepsilon_{1j}^2 + \varepsilon_{2j}^2} \end{aligned} \quad (44)$$

$\alpha_{ij}, \beta_{ij}, Q_{ij}, M_{ij}, \varepsilon_{ij}$ 是与上部固端结构承受单位基础运动激励时, 根部截面之剪切、弯矩及桩顶刚度、阻尼有关的一些参数, M 为复合简谐波之波数。因为(44)式是显式, 故进行计算十分方便。

四 动柔度法监测海洋平台的损伤

海洋平台长期处于风、浪、流与海水腐蚀的恶劣环境中, 有可能发生疲劳破坏, 如果能及时发现损伤并采取补救措施, 就可以避免重大事故, 因此必须经常检测。一是局部检测, 由潜水员携带仪器下水, 使用声发射、超声、电视摄像、磁粉探伤等技术进行探测, 由于平台杆件众多, 潜水员下水又受天气限制, 而且费用昂贵, 故需要发展一种整体判断损伤的技术, 作为配合局部探伤的手段, 给潜水员的细致检查提供指导, 并减少局部检测的次数。美国与英国早在 60 年代就已开始了这项研究。由于平台的基频比较容易准确测定, 故一开始多以此作为判断损伤之依据, 不幸的是平台之基频对损伤并不敏感, 而难以精确测定的基础刚度与甲板质量, 使设计者很难预定平台准确的基频。1980 年经过大量的研究与现场测试, 在美国墨西哥湾由几个石油公司组织的工业联合研究计划得出了“按当前技术水平, 用振动监测诊断平台损伤是行不通的”悲观结论^[6]。1982 年 Rubin.S., 提出了用振型柔度比监测平台损伤的方法^[7], 可以排除甲板质量与基础刚度不确定的影响, 而且具有较高的探伤灵敏度。1982 年先后在 Shell 公司的 Cognac 与 Cherron 公司的 Garden Banks 平台上进行了实地检测, 结果表明, 当实测的横向柔度比随机不确定性在 4.6% 以内时, 具有 95% 的置信度, 说明这种方法是具有吸引力的。1985 年文[8]提出了用模态特征值对模态振型正则化处理, 以之作为检测损伤之基本参数, 对悬臂梁的数例分析给出了较好的诊断效果。文[9][10]提出用动柔度作为基本参数, 对悬臂梁的数例分析都给出了较好的结果, 文[11]对空间框架用低频模态柔度参数的数例分析也给出了较好的结果, 这些方法基本上都属于同一范畴。众所周知, 最容易测量的结构自然频率对损伤并不敏感, 振型也是如此, 为什么柔度比法用测得的频率与振型参数却能比较敏感地诊断出损伤呢? 这是因为在柔度法中使用了柔度之差值作为检损之依据, 相当于使用了导数。我们知道一个有缺口的梁, 按材料力学分析, 等价于一个没有缺口的均匀梁, 在缺口的两侧作用一对弯矩

$$M' = M_0 \left(\frac{1}{\alpha} \right) - 1 \quad (45)$$

$$\alpha = \frac{I'_0}{I_0} \tag{46}$$

α 为缺口位置, I'_0, I_0 分别为缺口处与均匀梁之截面惯性矩。因为缺口附近应力集中的影响, 实际上这个等价的 M' 要根据断裂力学实验决定, 对一个三点弯曲梁, 具有跨中缺口 $e = a/b$, a 为缺口深度, b 为截面高度, ϵ 为缺口宽度, $\gamma = \epsilon/L$, L 为梁之跨度, 在梁中作用有集中力时, 缺口的等价附加弯矩为^[12]

$$M_e r = QLV / 16 \tag{47}$$

$$V(l) = [5.58 - 19.57l + 36.28l^2 - 34.94l^3 + 12.77l^4][l/(1-l)]^2 \tag{48}$$

一个具有尖锐缺口的梁, 在缺口处的曲率有一个奇点, 其挠度曲线之斜率在缺口处有一个阶跃。文[7]提出的柔度比法将平台结构用剪切梁来模拟, 假定剪切梁与平台结构各跨间有同样的模态柔度比, 定义第 i 与 $i+1$ 跨间之模态柔度比为

$$S_i = \frac{R_i}{R_1} \tag{49}$$

$$R_i = \phi_i - \phi_{i+1} \tag{50}$$

$$R_1 = \phi_1 - \phi_2 \tag{51}$$

ϕ_i 为第 i 跨之平均模态数值

由 $\Delta S_i = S_i - S_i^0$ 可以判断损伤发生于那一个跨间, S_i, S_i^0 分别代表损伤后损伤前之模态柔度比。因为在损伤点左右, 曲率发生奇变, 故用柔度比法可以排除基础与甲板不确定的影响, 这在平台检测中是十分重要的。文[18]指出函数积(或商)对损伤之敏感度等于各自敏感度之和(或差), 结构损伤后固有频率降低, 而损伤部位之后的振型数值增大, 故文[13]提出的特征参数

$$\{U^*\}_{j,i} = \frac{\{\phi\}_{j,i}}{\lambda_{j,i}} - \frac{\{\phi\}_{j,0}}{\lambda_{j,0}} \tag{52}$$

$\{\phi\}, \lambda$ 分别为特征矢量与特征值

下标 j 代表第 j 阶模态, i 代表损伤部位

对损伤之敏感度大于振型对损伤之敏感度, 而动柔度^[10]

$$A_{i,j} = \sum_{r=1}^{\infty} \frac{\phi_{ir} \phi_{jr}}{\lambda_r} \tag{53}$$

对损伤之敏感度又大于特征参数对损伤之敏感度。柔度之物理意义是在第 j 点有单位力作用时第 i 点之结构挠度, 当式(53)中 $k=n$ 即取全部完整模态讯息时, $A_{i,j}$ 便等于静挠度, 当只取少数模态时, 便得到近似值。文[11]的数例表明, 一个复杂的空间桁架有许多局部振型, 比较柔度值时应

抛弃次要的局部振型, 保持主要的整体振型, 能以较少的模态参数获得近似的柔度值。如用广义柔度

$$[K]^+ [M] [K]^+ = [\phi] \lambda^{-2} [\phi]^T \tag{54}$$

作为检损依据, 则灵敏度将更进一步提高, 同时由于固有频率比振型更易测准, 故使用 λ^{-2}

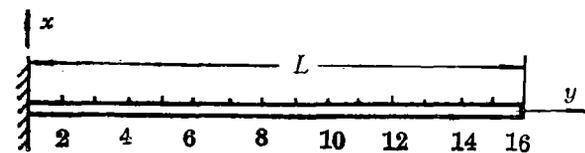


图 2 悬臂梁计算模型

还带有加权的意义, 可使精度更进一步提高。以文[8]中悬臂梁模型为例, 悬臂梁共分十五段, 十六个结点, 如图 2。

损伤后在第 5 段, 梁之截面弹性模量减小一半, 将文[8]中计算出来的特征参数变化与按本

文提出的广义柔度参数变化对照如表 1。

表 1 损伤后特征参数与广义柔度参数变化

参数(%)	结点号 i	2	4	5	6	8	10	12	14	16
A		-0.16	-0.13	-0.08	+2.86	+7.63	+8.99	+9.50	+9.65	+9.73
B		-0.33	-0.27	-0.16	+5.78	+15.94	+18.88	+19.83	+20.21	+20.40

其中
$$A = \left[100 \times \{U^*\}_{1,5} / \left(\frac{\{\phi\}_{1,0}}{\lambda_{1,0}} \right) \right] \quad (55)$$

$$B = 100 \times \left[\left(\frac{\phi_{i,1}}{\lambda_{1,5}} \right)^2 - \left(\frac{\phi_{i,1,0}}{\lambda_{1,0}} \right)^2 \right] / \left[\left(\frac{\phi_{i,1,0}}{\lambda_{1,0}} \right)^2 \right] \quad (56)$$

$\phi_{i,1}$ 为第 i 点基频振型值

下标 0 代表未损伤

另一个例题是如图 3 之八层框架，当损伤发生于 8-9, 8'-9' 跨间时，柔度之变化为图 3。当损伤发生于不同跨间时，框架广义柔度比之变化如表 2 所示。

表中参数
$$Q_i = \frac{\eta_i - \eta_{i+1}}{\eta_1 - \eta_2} \quad (57)$$

表 2 中 $n_i, i=1 \sim 9$ 代表结点号, $\varepsilon_i, i=1 \sim 5$ 代表损伤状态, 分别对应于图 3 中杆件(4-5, 4'-5'), (5-6, 5'-6') (6-7, 6'-7'), (7-8, 7'-8'), (8-9, 8'-9')之弹性模量由 10.9×10^8 降为 4.9×10^8 时, 广义柔度比之变化情况。损伤后特征矢量变化并不显著, 但表 2 却明显地表明在损伤部位 Q_i 值有一个奇点, 由之可以诊断出损伤部位, 对于复杂结构可以绘制损伤前后三维柔度图形, 由之判断损伤。用一维振动波、机械阻抗测量分析法, 检测桩的损伤, 已经取得了较好的成果, 因此有人建议用测量应力波的传播来检验平台的损伤。平台是三维

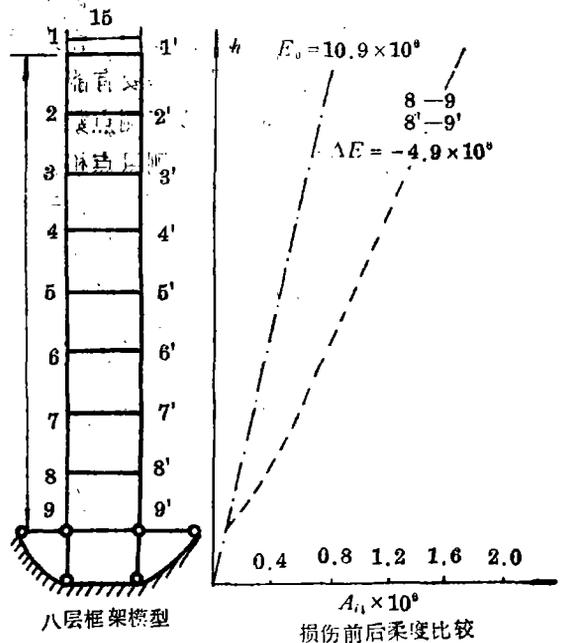


图 3 八层框架示意图

表 2 不同损伤部位广义柔度比参数 Q_i 变化表

n_i	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0.00	+0.05	+0.00	+0.08	+0.037	+0.020	+0.015	-0.527	
2	0.00	+0.072	+0.051	+0.061	+0.051	+0.043	-0.025	+0.320	
3	0.00	+0.012	+0.028	+0.025	+0.028	-0.061	+0.171	+0.263	
4	0.00	+0.012	+0.024	+0.030	-0.080	+0.142	+0.136	+0.208	
5	0.00	+0.015	+0.011	-0.076	+0.097	+0.098	+0.103	+0.157	

空间结构, 具有很多结点, 应力波的传播、反射十分复杂, 技术上实现用它来检验平台损伤, 难度较大。柔度比法可以检测损伤部位的柔度变化, 排除甲板质量与桩基性能不确定的影响, 目前来说在海洋平台检测损伤方面, 是有应用前景, 值得进一步研究的课题。当然, 用柔度比法检测平台损伤之成功与否取决于模态识别之精度, 这方面的技术在航空、航天、运输、机械工程等领域已有广泛的应用。用强迫激振, 脉动响应, 冲击响应等方法测定平台模态性能的技术也正在发展之中, 由于平台位于水中, 模态识别将较陆上结构困难一些。即使能够比较准确的识别了平台结构的模态参数, 要判断平台是否损伤也还需要作大量分析判断, 发展故障诊断专家系统是十分重要的。

五 建立平台简化计算模型

平台设计时有一个有限元计算模型, 但由于建造工艺误差、桩土性能复杂, 平台建成后须用实测结果修正有限元计算模型, 然后以之作为标准, 进行桩基参数变化、海生物增长及各种损伤发生后平台模态变化的分析。因此需要有能够与实测结果比较, 并能反映平台主要特征的计算模型。困难在于实测的模态数通常少于测点数、更远少于有限元模型之自由度数, 因此必须寻找一个简化计算模型, 它的自由度数与测量点相符, 远小于初始结构之自由度数, 但都具有原始系统模型之主要模态参数, 对海洋平台而言, 由于波浪之显著能峰与结构自然频率均位于低频, 故仅需建立一个低阶有限元模型, 文[14]的结果表明, 如果结构局部振型对应的固有频率低于整体振型之固有频率, 在建立低阶有限元模型时可以忽略这些局部振型的贡献。因此针对具体的平台结构, 我们建议: 先对平台进行一个多自由度的有限元分析, 根据计算结果分析那些振型与固有频率是对应于平台整体振动的主要模态参数, 再根据这些主要参数, 建立一个减缩的有限元计算模型。在工程控制领域, 模型减缩技术是长期以来受到广泛重视的一个课题, 已经发展了许多方法, 其中保留主要特征值法是比较成熟的, 这里我们建议用它与 Rayleigh-Ritz 法相结合, 建立一个降阶的有限元模型, 将有限元分析的自由度分为主辅二组

$$\begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \end{bmatrix} \{q\} \quad (58)$$

u_1 为主自由度, 对应于 r 个测点

Y_1 为 $r \times r$ 阶振型

Y_1 之选取应根据保留主要特征值的原则,

$\begin{bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \end{bmatrix}$ 为根据有限元计算得到的前 r 阶振型矩阵

由(58)可得

$$\{u_2\} = [Y_2][Y_1]^{-1}\{u_1\} \quad (59)$$

故

$$\begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} I \\ Y_2 Y_1^{-1} \end{bmatrix} \{u_1\} = [\psi] \{u_1\} \quad (60)$$

由 Rayleigh-Ritz 法可得以主自由度 $\{u_1\}$ 为未知的广义座标之动力方程

$$[K^* - \omega^2 m^*] \{u_1\} = 0 \quad (61)$$

其中

$$[K^*] = [\psi]^T [K] [\psi] \quad (62)$$

$$[m^*] = [\psi]^T [M] [\psi] \quad (63)$$

凝聚后之动力方程具有与原始动力方程有相同之主要特征值及特征矢量, 而自由度与测点相

对应, 因此可用逆摄动法修正有限元计算模型, 如果有 e 个单元质量与刚度阵组成总体质量及刚度阵, ΔK_e^o , ΔM_e^o 分别为第 e 个单元刚度与质量之修正量, 则特征值与特征矢量之摄动量分别为

$$\Delta \lambda_{i,j} = \sum_i \{u_{1i}\}^T [\psi]^T [\Delta K_j^o - \lambda_i \Delta M_j^o] [\psi] \{u_{1i}\} \quad (64)$$

$$\begin{aligned} \Delta u_{i,j} = & \sum_e \sum_{\substack{s=1 \\ s \neq i}}^n \{u_s\}^T [\psi]^T [\Delta K_j^o - \lambda_i \Delta M_j^o] [\psi] \{u_i\} \{u_s\} \\ & - \frac{1}{2} (\{u_i\}^T [\psi]^T (\Delta M_j^o) \{u_i\}) \end{aligned} \quad (65)$$

用优化或最小二乘法, 由(64)(65)根据实验与分析结果之差可以求得 ΔK_j^o , ΔM_j^o 。Rayleigh-Ritz 法使用了假设振型, 这里用了二级有限元法。主结点构成之振型用实验值修正, 主辅结点间振型用有限元分析结果插值补充。当平台自由度太多时还可以用固端模态综合法, 在子结构阶段, 对子结构用上述方法进行修正, 综合后, 对子结构联结之刚度阵进行修正, 这个刚度阵的维数远远小于整个平台动力方程之维数, 故用摄动法求逆比较容易。

六 结 论

平台的设计与检测都须要有一个能反映平台主要动力特性并经过实测验证的计算模型, 需要结合有限元分析与模态实测与识别技术完成这个任务。由于平台位于水中, 桩土性能又极其复杂, 故无论是有限元分析还是模态识别, 损伤诊断都比一般工程结构要复杂得多, 在计算、实验、讯号分析、数据整理、推理诊断等方面都有许多技术问题有待进一步研究发展, 本文仅仅是结合我们近年来所作一点点工作作一些初步探讨。

(本文于1990年12月13日收到)

参 考 文 献

- [1] William D. Anderson, et. al., "Reliability Procedure for Fixed Offshore Platforms" Proc. A. S. C. E. Jour. S. T. Nor, 1982
- [2] ADINA/ADINAT 使用手册 美国 K. J. 贝斯著 机械工业出版社1986年
- [3] Tian Qianli, Y. T. Leung, Y. K. Cheong, "Locally Nonlinear Stochastic Analysis of Off-shore Structures" China Ocean Engineering V. 2, No. 3, 1987, pp. 1—10
- [4] 田千里、刘玉标, "海洋平台动力分析的一个简化方法"《应用力学学报》V. 1. No. 1, 1984, pp. 129—134
- [5] Tian Qianli, Y. T. Leung, Y. K. Cheong, "Stochastic Fatigue Analysis of Fixed Platforms" Proc. O. M. A. E. 1986, Vol 2, pp. 249—255
- [6] Duggan D. M., Wallace, E. R. and Caldwell, S. R., "Measured and Predicted Behavior of Gulf of Mexico Platforms" Offshore Technology Conference, 3864, 1980
- [7] Rubin, S., "Flexibility Monitoring of Offshore Jacket Platforms" 3rd. Int. Con. on Behavior of Offshore Structures (B. O. O. S'82) 1982
- [8] Yuen, M. M. F., "A Numerical Study of the Eigen-parameters of A Damaged Cantilever" Jour of Sound and vibration Vol 103, No. 3, 1985
- [9] Yang, J. C. S., et. al., "Structural Damage Detection by System Identification Technique" Shock and Vibration Bull. pt. 2, 1985
- [10] Commander, L., Dobson, B. J., "Modification of Finite Element Models using Experimental Modal Analysis" Proc. 3rd I. M. A. C. 1985
- [11] 陈尔樱, 田千里 "用低阶模型参数检测平台损伤"《振动与冲击》1990年第3期 pp. 11—19