

# 格构拱结构动力响应评估的改进模态推覆分析法

曲 扬, 罗永峰, 黄青隆, 朱钊辰

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

**摘要:** 静力推覆分析方法广泛应用于多高层结构在水平地震作用下的抗震性能评估, 但将此方法直接应用于竖向地震作用下结构水平和竖向变形耦合显著的大跨度格构拱结构时, 计算精度较差. 引入结构静力稳定分析的特征刚度参数, 提出了一种改进的模态推覆分析(IMPA)方法, 通过第一阶段的模态推覆分析建立基于特征刚度的等效单自由度(ESDOF)体系; 将各阶 ESDOF 的动力时程按振型组合进行第二阶段推覆分析, 推导出推覆荷载公式; 通过两阶段的推覆分析求解结构整体的动力响应. 采用 IMPA 方法对某大跨度格构拱结构分别在硬土和软土地面若干条竖向地震波激励下的动力响应进行分析, 与时程分析方法进行对比, 计算结果表明: 节点竖向位移和单元最不利应力的变化趋势基本一致, 平均误差分别为 10.5% 和 33.2%, 计算耗时仅为时程分析法的 25%; 随着竖向振型截取阶数的增加, IMPA 方法的计算精度也相应提高.

**关键词:** 格构拱; 模态推覆分析; 竖向地震; 特征刚度

**中图分类号:** TU393.3

**文献标志码:** A

## An Improved Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Responses of Latticed Arch

QU Yang, LUO Yongfeng, HUANG Qinglong, ZHU Zhaochen

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** The static pushover analysis (SPA) procedure has been widely applied to the estimate of the nonlinear seismic performance of the multi-story structure subjected to horizontal earthquakes. However, SPA could hardly obtain a satisfying result in accuracy when applied to the evaluation of seismic responses of the large-span latticed arch under vertical earthquake ground motions, whose lateral and vertical displacements were coupled. Accordingly, an improved modal pushover analysis (IMPA) procedure was proposed, based on

the eigen-stiffness, introduced from the static stability analysis of structures. Firstly, equivalent single degree of freedom (ESDOF) system was established based on eigen-stiffness by modal pushover analysis for each mode selected. Secondly, the seismic responses of the ESDOFs were solved respectively and combined. Finally, the seismic responses of the structure were obtained by pushover analysis once more according to the load formula derived. The seismic responses of a latticed arch under a series of vertical earthquake waves on firm and soft sites, were obtained by IMPA. Compared with the results given by response history analysis, the node vertical displacements and the most unfavorable stresses of the arch were consistent in distribution, with errors about 10.5% and 33.2% respectively, and 25% computing consumption. Along with the increase in the number of the vertical modes selected of the arch, the accuracy of IMPA could improve.

**Key words:** latticed arch; modal pushover analysis; vertical earthquake; eigen-stiffness

近年来历次强震都表明, 许多结构震害都有竖向地震作用的痕迹, 甚至不乏由其直接导致的震害, 例如汶川地震中强烈的竖向地震分量对一些大跨度结构造成了严重破坏<sup>[1-4]</sup>, 因此, 在大跨度结构抗震设计中, 必须重视竖向地震作用引起的结构动力响应<sup>[5]</sup>.

在诸多大跨度结构体系中, 格构拱由于材料利用率高、施工方便等优点, 广泛应用于火车站屋盖等大跨度结构中. 目前, 格构拱结构在罕遇地震下的弹塑性地震反应多采用时程分析(RHA)方法<sup>[6]</sup>和静力推覆分析(SPA)方法<sup>[7]</sup>进行计算, 相较于前者, SPA 方法既可以考察结构的弹塑性力学行为, 满足性能化抗震设计多阶段、多水准的要求, 又能够大大

收稿日期: 2018-03-15

基金项目: 国家自然科学基金(51378379)

第一作者: 曲 扬(1991—), 男, 博士生, 主要研究方向为大跨度空间结构地震反应分析方法研究. E-mail: quyang\_phd@tongji.edu.cn

通信作者: 罗永峰(1957—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为钢结构稳定、抗震理论与施工技术.

E-mail: yfluo93@tongji.edu.cn

节省运算成本,因而广泛应用于大跨度结构弹塑性地震反应的预测和评估<sup>[8-9]</sup>.

已有国内外学者对静力推覆分析方法用于评估大跨度结构在竖向地震作用下动力响应的适用性进行了研究. 钱稼茹等<sup>[10]</sup>对国家体育场大跨度钢结构进行罕遇地震下的推覆分析,指出采用现有 SPA 方法难以实现大跨度钢结构竖向地震响应评估. 杨木旺等<sup>[11-12]</sup>沿用 SPA 方法的思路,建立了评估大跨度空间结构竖向抗震性能的 Pushdown(推倒)方法,但该方法难以应用于格构拱一类水平和竖向位移耦合显著的结构. 相阳、罗永峰等<sup>[13-14]</sup>基于模态推覆分析方法提出了 EMPA 方法,该方法初步解决了水平地震作用下格构拱结构的位移耦合问题,但未能应用于竖向地震作用下的结构响应评估,且仅考虑了一阶振型的影响. Ohsaki 等<sup>[15]</sup>针对大跨度格构拱结构提出了一种多模态线性组合的推覆分析方法,虽然考虑了位移耦合和多阶振型,但多次组合模态进行推覆分析的方法,既缺乏物理意义解释,也丧失了简洁性. 因此,关于大跨度结构在竖向地震作用下的动力响应评估,现有 SPA 方法仍无法兼顾解决位移相互耦合显著、推覆曲线特征节点难以选取、低估多阶振型及其组合方法的影响等问题,其根本原因在于原本适用于多高层结构的 SPA 方法,难以直接应用于振型密集且复杂、位移耦合显著、荷载-位移关系不够直观的大跨度结构.

针对上述问题,本文基于静力稳定分析中特征刚度<sup>[16-17]</sup>的概念,提出适用于评估大跨度格构拱结构在竖向地震作用下动力响应的改进模态推覆分析(IMPA)方法及其计算步骤,该方法基于特征刚度建立了等效单自由度体系,避免了推覆曲线选点的问题,并推导出推覆荷载公式,通过两阶段推覆分析考虑位移耦合与多阶振型的影响. 选取一个大跨度格构拱结构,对结构分别在硬土和软土地场地若干条竖向地震波激励下的动力响应进行计算,并与 RHA 方法进行对比,以验证 IMPA 方法的适用性与实用性.

## 1 基于特征刚度的 IMPA 方法基本理论

### 1.1 第一阶段推覆分析与 ESDOF 体系

对于采用经典阻尼的非线性结构体系,具有  $3N$  个自由度的多自由度(MDOF)体系在竖向地震作用

$\ddot{u}_{gz}(t)$  下的基本动力方程为

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{F}_s(t) = -\mathbf{M}\mathbf{l}_z \ddot{u}_{gz}(t) \quad (1)$$

式中: $\mathbf{u}(t)$ 为由于竖向地震作用产生的结构体系动力位移向量; $\mathbf{M}$ 和 $\mathbf{C}$ 分别为结构体系的广义质量矩阵和阻尼矩阵; $\mathbf{l}_z$ 为竖向影响因子. $\mathbf{F}_s(t)$ 为结构体系恢复力向量,与当前变形状态和加载历史相关.

将线性体系模态分解方法引入非线性分析中,假定非线性体系的广义动力位移向量可以分解为

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{l=1}^N \boldsymbol{\phi}_l q_l(t) \quad (2)$$

式中: $\boldsymbol{\phi}_l$ 和 $q_l(t)$ 分别为第 $l$ 阶振型的振型向量和广义振型坐标.

将式(2)代入式(1),并左乘第 $n$ 阶竖向振型向量 $\boldsymbol{\phi}_n^T$ ,考虑到振型关于质量和经典阻尼的正交特性,从而整理得

$$\begin{aligned} \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_n \ddot{q}_n(t) + \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{C} \boldsymbol{\phi}_n \dot{q}_n(t) + \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{F}_s(t) = \\ -\boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{M} \mathbf{l}_z \ddot{u}_{gz}(t) \end{aligned} \quad (3)$$

取 $M_n = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_n$ ,  $C_n = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{C} \boldsymbol{\phi}_n$ ,  $L_n = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{M} \mathbf{l}_z$ ,并考虑到 $C_n = 2M_n \zeta_n \omega_n$ ,其中 $\omega_n$ 为第 $n$ 阶竖向振型的圆频率,整理得

$$M_n \ddot{q}_n(t) + 2M_n \zeta_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{F}_s(t) = -L_n \ddot{u}_{gz}(t) \quad (4)$$

取 $q_n(t) = \Gamma_n D_n(t)$ ,考虑到振型参与系数 $\Gamma_n = L_n/M_n$ ,整理得

$$\ddot{D}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n(t) + \frac{\boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{F}_s(t)}{L_n} = -\ddot{u}_{gz}(t) \quad (5)$$

式(5)即为与原多自由度(MDOF)体系第 $n$ 阶竖向振型对应的等效单自由度(ESDOF)体系的基本动力方程,其中 $D_n(t)$ 为相应 ESDOF 的振型位移响应. 令 $A_n(t) = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{F}_s(t)/L_n$ ,它表征恢复力项 $\mathbf{F}_s(t)$ 对 $D_n(t)$ 的贡献,即第 $n$ 阶竖向振型对应 ESDOF 的伪加速度. 对于线弹性体系, $A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t)$ .

为通过推覆分析得到 $A_n$ - $D_n$ 的关系,需要建立 ESDOF 体系. 引入结构静力稳定分析中的结构特征刚度 $k^*$ ,该参数可表征结构的整体刚度,反映结构抵抗变形的能力. 在对结构进行加载分析的过程中,第 $j$ 荷载步的特征刚度为

$$k_j^* = \frac{\Delta \mathbf{U}_j^T \mathbf{K}_{T,j} \Delta \mathbf{F}_j}{\Delta \mathbf{U}_j^T \Delta \mathbf{U}_j} \quad (6)$$

式中: $\mathbf{K}_{T,j}$ 、 $\Delta \mathbf{U}_j$ 和 $\Delta \mathbf{F}_j$ 分别为第 $j$ 荷载步切线刚度矩阵、位移增量和荷载增量.

在线弹性阶段,与第 $n$ 阶竖向振型相关的位移响应可表示为 $u_n(t) = \boldsymbol{\phi}_n \Gamma_n D_n(t)$ ,相应的恢复力为

$$\mathbf{F}_s(t) = \mathbf{K}_T \boldsymbol{\phi}_n \Gamma_n D_n(t) = \omega_n^2 \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_n \Gamma_n D_n(t) \quad (7)$$

对结构进行第一阶段的模态推覆分析,则第  $j$  荷载步的推覆荷载  $F_{n,j}$  可表示为

$$F_{n,j} = \omega_n^2 \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_n \Gamma_n D_{n,j} = \chi_j \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_n \quad (8)$$

式中:  $D_{n,j}$  和  $\chi_j = \omega_n^2 \Gamma_n D_{n,j}$  分别为第  $j$  荷载步的振型位移响应和荷载因子。

对于第  $n$  阶竖向振型对应的 ESDOF 体系,取特征刚度  $k_n^*$  作为其等效刚度,则第 1 荷载步的特征刚度  $k_{n,1}^*$  即为等效弹性刚度,等效质量  $m_{n,eq} = k^* / \omega_n^2$ ,从而第  $j$  荷载步的伪加速度增量  $\Delta A_{n,j}$  和振型位移增量  $\Delta D_{n,j}$  分别为

$$\Delta A_{n,j} = \frac{\boldsymbol{\phi}_n^T (\mathbf{F}_{n,j} - \mathbf{F}_{n,j-1})}{L_n} = \frac{\chi_j - \chi_{j-1}}{\Gamma_n} \quad (9)$$

$$\Delta D_{n,j} = \frac{\Delta A_{n,j}}{\omega_n^2} = \frac{m_{n,eq} (\chi_j - \chi_{j-1})}{\Gamma_n k_{n,1}^*} \quad (10)$$

进入非线性阶段,由于刚度退化,振型已不同于线弹性阶段,但考虑到相互之间耦联性较弱,故而推覆分析第  $j$  荷载步的推覆荷载和伪加速度增量仍可用式(8)和式(9)表示,此时定义等效荷载增量  $\Delta F_{n,j}$  和等效位移增量  $\Delta d_{n,j}$  为

$$\Delta F_{n,j} = m_{n,eq} (A_{n,j} - A_{n,j-1}) \quad (11)$$

$$\Delta d_{n,j} = \frac{\Delta F_{n,j}}{k_{n,j}^*} = \frac{m_{n,eq} (\chi_j - \chi_{j-1})}{\Gamma_n k_{n,j}^*} \quad (12)$$

对比式(10)和式(12)可知,等效位移增量  $\Delta d_{n,j}$  即为振型位移增量  $\Delta D_{n,j}$ ,从而得到了  $A_n$ - $D_n$  关系。

由于重力已在结构中产生了变形,因此,在竖向地震作用下,结构竖直向上和向下的荷载-位移关系不同,即在竖直方向的刚度上下不对称,因此,需对结构按照第  $n$  阶竖向振型分别进行竖直向上和向下的推覆分析,得到  $A_n^+ - D_n^+$  和  $A_n^- - D_n^-$ ,两者结合即为结构在竖直方向上的  $A_n$ - $D_n$  的关系,从而建立基于特征刚度  $k^*$  的 ESDOF 体系,进而通过式(5)求出振型位移响应  $D_n(t)$ ,代入式(2)即可求出结构总动力位移响应  $\mathbf{u}(t)$ 。

## 1.2 第二阶段推覆分析与推覆荷载

仅取前两阶竖向振型为例。通过对前两阶竖向振型 ESDOF 进行 RHA 求解,可得结构总动力位移响应时程为

$$\mathbf{u}(t) = \boldsymbol{\phi}_1 q_1(t) + \boldsymbol{\phi}_2 q_2(t) \quad (13)$$

在重力作用下,结构的响应为  $\mathbf{u}_g$ ,则结构总位移响应时程为

$$\mathbf{u}^t(t) = \boldsymbol{\phi}_1 q_1(t) + \boldsymbol{\phi}_2 q_2(t) + \mathbf{u}_g \quad (14)$$

假定当  $t = t_{\max}$  时,  $\mathbf{u}^t(t) = \mathbf{u}_{\max}^t$ ,即结构整体在位

移最不利时刻,其变形为  $\mathbf{u}_{\max}^t$ ,此即为结构的目标位移。此时动力位移响应为

$$\mathbf{u}_{\max} = \boldsymbol{\phi}_1 q_1(t_{\max}) + \boldsymbol{\phi}_2 q_2(t_{\max}) \quad (15)$$

为得到目标性能点处的其他响应(如单元应力等),在重力作用的基础上,以  $\mathbf{u}_{\max}$  为位移模式进行第二阶段非线性推覆分析。为简便起见,取  $q_1 = q_1(t_{\max})$ ,  $q_2 = q_2(t_{\max})$ ,则  $\mathbf{u}_{\max} = \boldsymbol{\phi}_1 q_1 + \boldsymbol{\phi}_2 q_2$ 。

在线弹性阶段,第  $j$  荷载步的推覆荷载  $\mathbf{P}_j$  为

$$\mathbf{P}_j = \mathbf{K} \mathbf{u}_j^p \quad (16)$$

式中:  $\mathbf{u}_j^p = \chi_j (\boldsymbol{\phi}_1 q_1 + \boldsymbol{\phi}_2 q_2)$  为第  $j$  荷载步的位移向量,其中  $\chi_j$  为第  $j$  荷载步的比例因子。

式(16)两边左乘  $(\mathbf{u}_j^p)^T$ ,考虑到振型关于刚度的正交特性,则整理式(16)右边得到

$$(\mathbf{u}_j^p)^T \mathbf{K} \mathbf{u}_j^p = \chi_j^2 (q_1^2 \omega_1^2 \boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_1 + q_2^2 \omega_2^2 \boldsymbol{\phi}_2^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_2) \quad (17)$$

取  $\mathbf{P}_j = \chi_j \mathbf{M} (q_1 \omega_1^2 \boldsymbol{\phi}_1 + q_2 \omega_2^2 \boldsymbol{\phi}_2)$ ,则整理式(16)左边得到

$$(\mathbf{u}_j^p)^T \mathbf{P}_j = \chi_j^2 (q_1^2 \omega_1^2 \boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_1 + q_2^2 \omega_2^2 \boldsymbol{\phi}_2^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_2) \quad (18)$$

由于式(16)左右两边相等,根据线弹性体系解的唯一性原理,可得第  $j$  荷载步的推覆荷载  $\mathbf{P}_j = \chi_j \mathbf{M} (q_1 \omega_1^2 \boldsymbol{\phi}_1 + q_2 \omega_2^2 \boldsymbol{\phi}_2)$ 。

将线弹性阶段的推覆荷载推广到非线性阶段,仍取第  $j$  荷载步的推覆荷载为

$$\mathbf{P}_j = \chi_j \mathbf{M} (q_1 \omega_1^2 \boldsymbol{\phi}_1 + q_2 \omega_2^2 \boldsymbol{\phi}_2) \quad (19)$$

从而得到第二阶段推覆分析的推覆荷载公式。当总位移响应达到  $\mathbf{u}_{\max}^t$  时,结构整体响应即为结构在地震作用下的最不利响应。

一般地,取前  $n$  阶竖向振型进行第二阶段推覆分析,其中,第  $j$  荷载步的推覆荷载为

$$\mathbf{P}_j = \chi_j \mathbf{M} \sum_{i=1}^n q_i \omega_i^2 \boldsymbol{\phi}_i \quad (20)$$

## 1.3 IMPA 方法计算步骤

计算步骤如下:

(1) 进行结构模态分析,选取主振型,确定各阶主振型的荷载空间分布模式;

(2) 根据各主振型的荷载空间分布模式,对结构分别进行第一阶段非线性模态推覆分析,得到各主振型荷载模式下的特征刚度变化;

(3) 基于各主振型的特征刚度,建立对应各主振型的等效单自由度(ESDOF)体系;

(4) 针对对应各主振型的 ESDOF 进行时程分析,得到各 ESDOF 的位移响应时程;

(5) 将各 ESDOF 位移响应时程按振型组合,得到结构整体位移响应时程  $\mathbf{u}(t)$ ;

(6) 取  $u(t)$  的最不利位移作为变形模式, 以式(20)中的  $P_j$  为推覆荷载, 对结构整体进行第二阶段推覆分析, 得到结构在地震作用下的总响应。

## 2 数值算例

为验证提出的 IMPA 方法的适用性, 采用 ANSYS 对一个大跨度格构拱结构进行推覆分析和时程分析, 以节点位移、最不利单元应力以及计算耗时作为对比参数, 分析 IMPA 方法的误差和效率。

### 2.1 格构拱结构模型

结构跨度 36 m, 矢高 12 m, 拱厚度 1 m, 矢跨比 1/3, 外环节点集中质量 0.5 t, 内环节点集中质量 0.2 t, 两端固定铰支座, 杆件截面如图 1 所示, 材料为 Q235 钢, 采用双线性随动强化模型, 弹性模量 206 GPa, 屈服强度 235 MPa, 屈服后弹性模量 0.8 GPa。拱结构节点编号为外环节点顺时针 1~33, 内环节点顺时针 34~65。本算例研究结构在竖向地震作用下的动力响应, 其竖向主振型信息见表 1, 振型图如图 2 所示。

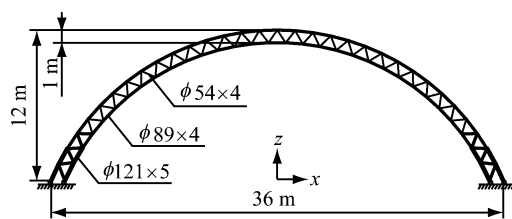


图 1 格构拱结构模型及杆件截面(单位:m)

Fig.1 Structural layout and member sections of the arch (Unit: m)

表 1 格构拱结构竖向主振型信息

Tab.1 Information of vertical fundamental modes of the arch

振型阶数	2	4	5	11
周期/s	0.28	0.14	0.10	0.04
振型参与系数	52.5	104.6	48.9	44.8
质量参与系数/%	12.2	48.2	10.6	8.9

### 2.2 ESDOF 体系

为兼顾 IMPA 方法的准确性和简洁性, 本算例选取前两阶竖向主振型进行模态推覆分析。依据振型参数得到荷载的空间分布模式, 对格构拱结构进行静力非线性推覆分析, 得到各 ESDOF 体系每一荷载步的特征刚度  $k^*$ 、等效荷载增量  $\Delta F$  和振型位移增量  $\Delta D$ , 进而可得各 ESDOF 体系的  $A-D$  曲线。图 3 给出了各 ESDOF 体系的  $A-D$  曲线和  $k^*-D$  曲线。

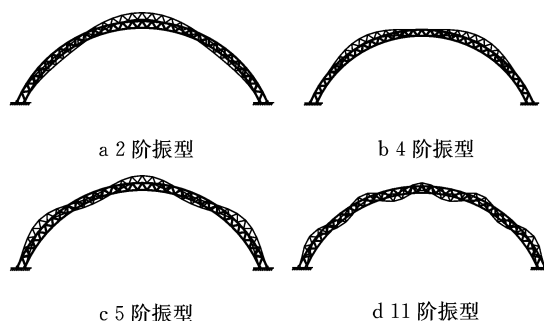


图 2 格构拱结构竖向主振型

Fig.2 Fundamental vertical vibration modes of the latticed arch

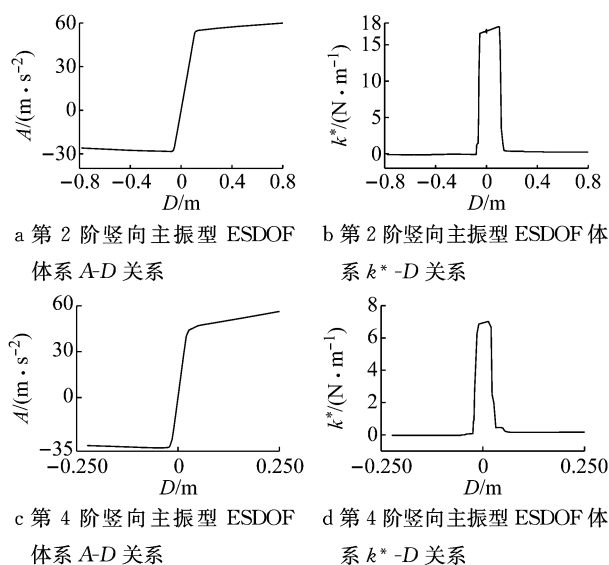


图 3 前两阶竖向主振型  $A-D$  和  $k^*-D$  关系曲线

Fig.3  $A-D$  and  $k^*-D$  curves for the modal ESDOFs

### 2.3 结构动力响应

#### 2.3.1 地震动输入

结构地震反应分析选用日本地球科学与防灾技术研究所(NIED)的 K-NET、KiK-net 强震数据库中硬土和软土地各 12 条地震波的竖向分量作为地震动输入, 其伪加速度反应谱见图 4。为保证结构在地震作用下进入弹塑性状态, 本算例将全部 24 条地震波的峰值加速度调幅至 2.0 g。

#### 2.3.2 节点位移响应

采用 IMPA 方法和 RHA 方法计算, 得到格构拱结构的节点位移响应如图 5 所示。由图可见, 与水平地震动输入时格构拱结构的动力响应由第一阶水平主振型主导<sup>[11]</sup>不同的是, 部分竖向地震动输入(如地震波 spectrum-FS3、spectrum-SS5 等)时, 格构拱结构的节点位移响应由第二阶竖向主振型主导, 故而只考虑第一阶竖向主振型显然低估了结构的地

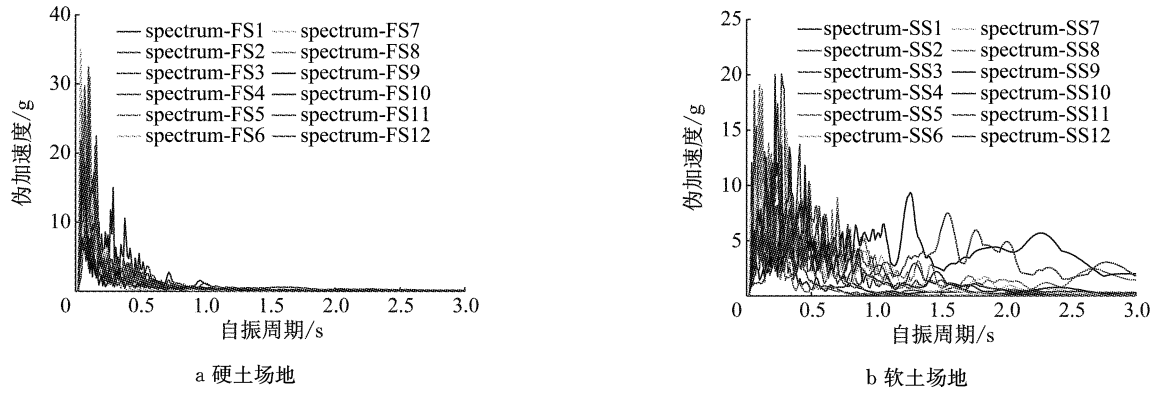


图 4 地震波伪加速度反应谱

Fig. 4 Pseudo acceleration response spectra of the selected seismic waves

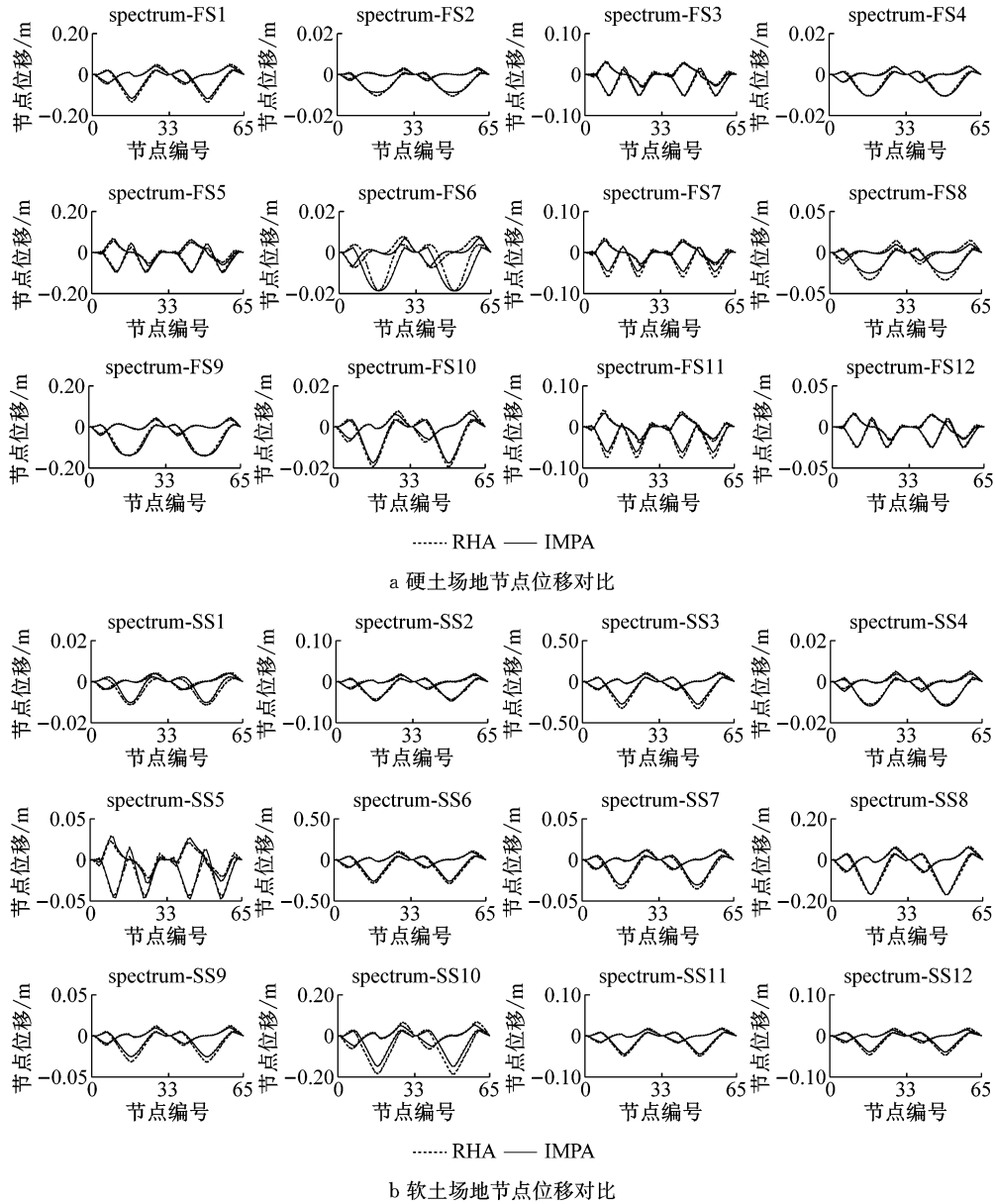


图 5 IMPA 方法和 RHA 方法节点位移计算结果对比

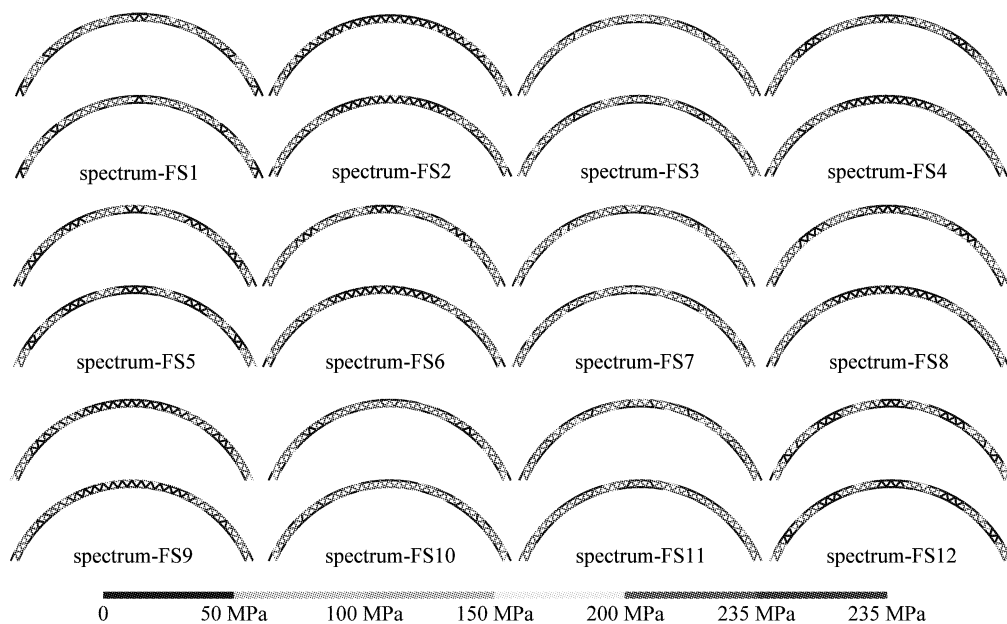
Fig. 5 Nodal displacement responses given by IMPA and RHA

震响应. 计算结果表明, 采用 IMPA 方法计算得到的目标性能点处的结构位移响应与 RHA 方法计算结果比较接近且具有以下特征: 两者计算结果的位移值随节点号的分布规律和变化趋势基本相同, 表明两者在目标性能点处的结构整体变形模式基本一致; 与 RHA 方法的计算结果相比, IMPA 方法在  $X$  方向最大位移节点处位移计算值的平均误差为 16.6%,  $Z$  方向最大位移节点处位移计算值的平均误差为 10.5%, 绝大部分节点误差在 30% 以内, 表

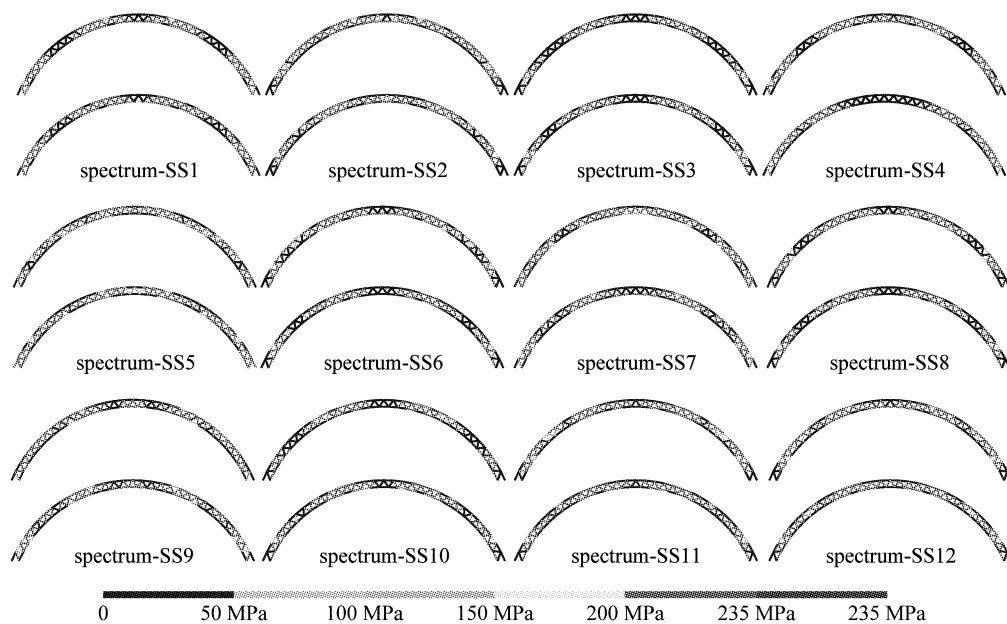
明 IMPA 方法的计算精度满足工程要求.

### 2.3.3 单元最不利应力响应

图 6a 为采用 IMPA(图 6a)和 RHA(图 6b)计算得到的单元最不利应力云图. 由图可见, 两种方法计算得到单元最不利应力结果比较接近且具有以下特征: 两者应力分布和变化趋势基本相同, 表明两者在性能点处的单元应力状态基本一致; 对比 RHA 方法结果, IMPA 方法单元最不利应力计算值平均误差为 33.2%, 大部分单元误差在 35% 以内.



a 硬土地单元最不利应力云图对比



b 软土地单元最不利应力云图对比

图 6 IMPA 方法和 RHA 方法单元最不利应力计算结果对比

Fig. 6 The most unfavorable stresses of elements given by IMPA and RHA

## 2.4 振型截取阶数的精度影响

针对所选取的24条地震波,分别截取前一、二、三、四阶竖向主振型进行算例模型 IMPA 分析,并与 RHA 方法对比,其竖向最大节点位移计算值的相对误差平均值取绝对值见表2。由表可见,随着振型截取阶数的增加,节点位移随节点号的变化趋势与 RHA 计算结果的一致性有所提高,并且计算精度也有所提高。需要指出的是,部分竖向地震动输入(如 spectrum-FS3、spectrum-SS5 等)采用第一阶振型进行 IMPA 分析,由于结构位移响应由第二阶竖向主振型主导,导致误差会超过30%,因此,采用一阶 IMPA 方法可能会严重低估格构拱结构的竖向位移响应。限于篇幅,结构单元最不利应力响应计算精度对比不再赘述。

## 2.5 计算耗时对比

与对格构拱结构直接进行 RHA 分析相比,截取不同阶主振型进行 IMPA 分析的计算耗时占比列于表3。综合表2和表3可见,在保证精计算精度的前提下,IMPA 方法计算耗时比 RHA 明显减少;随着振型截取阶数的增加,IMPA 方法计算耗时也逐渐增加,但相比 RHA 方法仍然优势显著。

表2 不同阶 IMPA 与 RHA 计算精度对比

Tab.2 Comparison of computation precision by IMPAs and RHA

振型截取阶数	第一阶	前两阶	前三阶	前四阶
平均误差/%	21.6	10.5	8.7	8.2

表3 不同阶 IMPA 与 RHA 计算耗时对比

Tab.3 Comparison of computation consumption by IMPAs and RHA

振型截取阶数	第一阶	前两阶	前三阶	前四阶
计算耗时占比/%	10~15	15~25	25~35	35~45

## 3 结论

基于特征刚度的概念,提出适用于评估大跨度格构拱结构在竖向地震作用下动力响应分析的改进模态推覆分析(IMPA)法,并给出了 IMPA 方法的理论公式和计算步骤,通过两种场地条件下的数值算例与 RHA 方法进行对比分析,得到以下结论:

(1) 提出的 IMPA 方法克服了传统模态推覆分析方法对能力谱的推导依赖于选取某个特征节点的缺点,便于建立能够反映结构整体刚度的等效单自由度体系,并推导出第二阶段推覆荷载公式,通过对结构进行两阶段推覆分析,避免了 SRSS 组合方式

带来的方法误差;

(2) 研究表明,无论硬土还是软土地,采用 IMPA 方法计算竖向地震作用下大跨度格构拱结构的动力响应具有较好的适用性,节点两方向位移平均误差为16.6%和10.5%,单元最不利应力平均误差为33.2%,计算精度较高;

(3) 理论推导和算例分析都表明,随着竖向振型截取阶数的增加,IMPA 方法的计算精度将进一步提高,但计算效率有所下降;

(4) IMPA 方法对于大跨度格构拱结构的动力响应分析具有普适性,可推广至水平地震作用下的结构响应评估,且该方法概念清晰,便于程序化。

## 参考文献:

- [1] 韩建平,周伟.汶川地震竖向地震动特征初步分析[J].工程力学,2012,29(12):211.  
HAN Jianping, ZHOU Wei. Preliminary investigation on characteristics of vertical ground motion during Wenchuan earthquake[J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(12): 211.
- [2] 李宏男,肖诗云,霍林生.汶川地震震害调查与启示[J].建筑结构学报,2008,29(4):10.  
LI Hongnan, XIAO Shiyun, HUO Linsheng. Damage investigation and analysis of engineering structures in the Wenchuan earthquake[J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(4): 10.
- [3] 胡晓鹏,徐雷,韩晓雷.汶川8.0级地震单层工业厂房的震害分析[J].西安建筑科技大学学报(自然科学版),2008,40(5):662.  
HU Xiaopeng, XU Lei, HAN Xiaolei. Wenchuan 8.0 earthquake damage of single-storey industrial plant analysis[J]. Journal of Xi'an University of Architecture and Technology (Natural Science Edition), 2008, 40(5): 662.
- [4] 谢异同,王鑫娟,任键,等.用小波分解方法进行竖向地震作用下大跨度结构的多点输入分析[J].建筑结构,2011,41(增1):224.  
XIE Yitong, WANG Xinjuan, REN Jian, et al. Wavelet method for multi-support analysis of long-span structures under vertical seismic excitation[J]. Building Structure, 2011, 41(S1): 224.
- [5] 王飞,王曙光,刘伟庆,等.基于场地条件的竖向地震动特性研究[J].建筑结构,2013,43(增1):1258.  
WANG Fei, WANG Shuguang, LIU Weiqing, et al. Based on site conditions of vertical ground motion characteristics research[J]. Building Structure, 2013, 43(S1): 1258.
- [6] BAI F L, HAO H, LI H N. Seismic response of a steel trussed arch structure to spatially varying earthquake ground motions including site effect[J]. Advances in Structural Engineering, 2010, 13(6):1089.
- [7] HUANG Qinglong, LUO Yongfeng, XIANG Yang. Applicability

- of an EMPA procedure for calculating the seismic responses of planar latticed arches [C]//Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS). Hamburg: Annual Symposium 2017 Interfaces: Architecture Engineering Science, 2017:655-661.
- [8] 相阳, 罗永峰, 郭小农, 等. 空间结构弹塑性地震反应分析的简化模型与方法[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2015, 45(4):750.  
XIANG Yang, LUO Yongfeng, GUO Xiaonong, *et al.* Simplified model and procedure for elasto-plastic seismic response analysis of spatial structure[J]. Journal of Southeast University(Natural Science Edition), 2015, 45(4): 750.
- [9] 罗永峰, 相阳, 沈祖炎. 大跨空间结构地震反应分析方法研究应用现状[J]. 力学季刊, 2015, 36(1):1.  
LUO Yongfeng, XIANG Yang, SHEN Zuyan. Research and Application Status of Seismic Analysis Techniques for Large-Span Spatial Structures[J]. Chinese Quarterly of Mechanics, 2015, 36(1): 1.
- [10] 钱稼茹, 纪晓东, 范重, 等. 国家体育场大跨度钢结构罕遇地震性能分析[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(2):17.  
QIAN Jiaru, JI Xiaodong, FAN Zhong, *et al.* Seismic behavior analysis of large-span steel structure of the National Stadium under severe earthquake[J]. Journal of Building Structures, 2007, 28(2): 17.
- [11] 杨木旺. 大跨度刚性空间结构竖向地震的静力弹塑性分析[D]. 上海: 同济大学, 2007.  
YANG Muwang. Static elasto-plastic analysis of long-span rigid spatial structures under vertical earthquake [D]. Shanghai: Tongji University, 2007.
- [12] 罗永峰, 杨木旺. 大跨度刚性空间结构地震反应的静力弹塑性分析方法[J]. 建筑科学与工程学报, 2008, 25(3):73.  
LUO Yongfeng, YANG Muwang. Static elasto-plastic analysis method of long-span rigid spatial structures under seismic response[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2008, 25(3):73.
- [13] XIANG Yang, LUO Yongfeng, SHEN Zuyan. An extended modal pushover procedure for estimating the in-plane seismic responses of latticed arches[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017, 93: 42.
- [14] 相阳, 罗永峰, 郭小农, 等. 基于整体刚度参数的空间结构模态推覆分析[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2015, 43(12):1771.  
XIANG Yang, LUO Yongfeng, GUO Xiaonong, *et al.* Modal pushover analysis of spatial structures based on the overall structural stiffness parameter[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2015, 43(12):1771.
- [15] OHSAKI M, ZHANG J Y. Prediction of inelastic seismic responses of arch-type long-span structures using a series of multimodal pushover analyses[J]. Journal of the International Association for Shell & Spatial Structures, 2013, 54(175):27.
- [16] ZHU Zhaochen, LUO Yongfeng, XIANG Yang. Global stability analysis of spatial structures based on eigen-stiffness and structural eigen-curve [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2018, 141:226.
- [17] 朱钊辰, 相阳, 罗永峰. 空间结构静力稳定性分析与评估的特征刚度法[J]. 浙江大学学报(工学版), 2017, 51(11):2112.  
ZHU Zhaochen, XIANG Yang, LUO Yongfeng. Characteristic stiffness method for static stability analysis and assessment of spatial structure [J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2017, 51(11):2112.