

文章编号: 1000-4750(2010)09-0055-08

求解结构地震响应位移输入模型中存在问题的 一种新解决方法

*柳国环, 李宏男, 国 巍, 田 利

(大连理工大学土木水利学院, 辽宁, 大连 116024)

摘 要: 为了更现实有效地解决求解结构地震反应的当前位移输入模型中容易但不容忽视的问题, 进一步提出了一种新的解决方法——附加无质量刚性元法, 旨在能够推广并应用于工程实际。首先, 回顾当前求解结构地震反应的位移输入模型, 描述了模型中存在的问题; 然后, 提出了无质量刚性元法, 并对该方法进行物理角度解释、理论分析和数值验证, 进一步应用于桥梁工程。分析表明: 无质量刚性元法不仅物理概念清晰、合理易行, 而且与以往文献中的附加无质量束缚元(Appended Massless Constraint Element, AMCE)法相比, 避免了“束缚”条件, 无需对现有的有限元程序内核改进或者嵌入新的外挂程序即可实现, 因此更具有现实性和推广意义。

关键词: 地震; 位移输入模型; 桥梁; 附加无质量刚性元法; 附加无质量束缚元法

中图分类号: P315.9; U442 **文献标识码:** A

A NEW METHOD FOR SOLVING EXISTING PROBLEM OF CURRENT DISPLACEMENT INPUT MODEL FOR CALCULATING STRUCTURAL SEISMIC RESPONSES

*LIU Guo-huan, LI Hong-nan, GUO Wei, TIAN Li

(School of Civil & Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116024, China)

Abstract: A new method is presented and proposed to settle the problem, easy but not to be neglected, existing in the current displacement input model for the seismic-responses analysis of multi-degree-of-freedom multi-supported structures subjected to spatially ground motion. The method is called appended massless rigid element method. Firstly, the current displacement input model is reviewed, and the unnegligible problem inherent in it is described in detail. To solve the problem, the spring impedance method is presented. Then, the rationality and accuracy of the proposed method are further verified. Moreover, the method is applied to bridge engineering. Theoretical analysis and numerical results demonstrate that the proposed method is not only has the characteristics of explicit physical meaning, simplicity and feasibility, but also compared with the AMCE method in the previous literature. It avoids constraint condition and does not require additional improvement or subprogram for existing general finite element program. So, appended massless rigid element method is more realistic and is worthy to be generalized.

收稿日期: 2008-07-01; 修改日期: 2009-08-19

基金项目: 国家杰出青年自然科学基金项目(50025823); 国家自然科学基金重点项目(50638010); 教育部创新团队基金项目(IRT0518); 高等学校博士点基金项目(20060141027)

作者简介: *柳国环(1980—), 男, 天津人, 博士, 从事工程结构抗震、抗风(冰、雨)研究(E-mail: carecivil@yahoo.com.cn);

李宏男(1957—), 男, 沈阳人, 长江学者特聘教授, 博士, 博导, 院长, 从事工程结构抗震、抗风、健康监测与诊断研究(E-mail: hnli@dlut.edu.cn);

国 巍(1982—), 男, 山东人, 博士, 从事工程抗震研究(E-mail: wei.guo.86@gmail.com);

田 利(1982—), 男, 山东人, 博士生, 从事工程抗震研究(E-mail: tianl-007@163.com).

Key words: earthquake; displacement input model; bridge; appended massless rigid element method; appended massless constraint element method

地震地面运动作用下, 结构动力反应的数值分析常采用两种计算模型: 一致加速度输入模型和位移输入模型。一致加速度输入模型已被充分认可并广为应用, 它适用于地震动一致激励下结构的线性和非线性反应分析, 计算得到的结构反应是相对量值(相对于地面)。事实上, 实际地震动具有不一致性^[1-4](例如: 行波、相干和局部场地效应), 这一性质对结构尤其是对大跨桥梁、输电塔-线体系、网壳、网架、以及地下管线等结构的动力反应影响更为明显^[1, 4-10]。目前, 地震动多点输入(即差动输入)问题已成为抗震界研究热点之一, 这时位移输入模型则常被采用^[10-13]。该模型不仅适用于一致激励还适用于多点激励, 既适用于结构线性也适用于其非线性分析, 直接得到的计算结果是绝对量值, 当前被认为是一种求解结构地震反应的具有普适性和有效性的计算模型^[13]。

位移输入模型的重要性在于它的基础性和应用广泛性。近年来, 学者们对该模型的计算精度、时域分析方法对其适用性和模型本身存在的问题以及解决方法方面又进行了相关研究: 文献[11]指出, 采用该模型和直接积分法计算结构反应时, 预得到较好精度的解需非常小的积分步长, 并认为模态叠加法可适用于位移输入模型; 文献[13]通过理论分析论证了采用相同的积分步长时, 位移输入模型可获得比一致加速度模型得到更高的计算精度, 并通过一算例对此进行了验证。应该指出, 此算例没有考虑阻尼的影响; 文献[14]指出, 由于结构绝对反应中包含地面运动部分而不可振型分解, 因此模态叠加法和反应谱法均不适用于位移输入模型, 进而指出不将结构绝对反应分解为拟静力与动力反应而试图通过对绝对反应直接振型分解并进一步推导出多点反应谱的方法在理论上不可行; 文献[15]明确指出了当前位移输入模型“理论似乎完善, 仔细分析, 其实不然”, 并对其不容忽视的问题进行了详细分析, 进而提出了 AMCE 实效解决方法并对一简单算例编制程序加以验证。然而 AMCE 法虽可通过编制程序实现, 但对于实际复杂工程而言则显得力不从心。鉴此, 寻求一种更好地解决方法, 并能够将其在当前通用大型有限元程序中实现则更加具有现实性和推广意义, 这也是本文的出

发点。

本文首先回顾了当前求解结构地震响应的位移输入模型, 然后详细描述了模型中存在的问题, 进一步提出了无质量刚性元法, 并对该方法进行了物理角度解释、理论分析和数值验证; 最后, 将该方法应用于实际一桥梁工程, 以进一步说明方法的现实性。与作者已经提出的 AMCE 对策相比, 无质量刚性元法有如下 3 个优点: 1) 将位移输入模型理论存在的问题通过数值模型建立加以解决的方法更加巧妙; 2) 避免了 AMCE 方法中的附加“束缚”条件; 3) 对于已采用当前位移输入模型的大型有限元软件, 无需其内核程序的改进或者被嵌入新的外挂程序即可对实际工程结构进行分析。简言之, 无质量刚性元法, 合理、实用, 便于推广, 此乃为上策。

1 位移输入模型及其存在问题回顾

一离散单元的结构体系, 与地面刚性连接, 可将其自由度分为两类: n 个非支座节点自由度与 m 个支座节点自由度。地震地面运动作用下, 该体系的动力平衡方程可表达为^[1-2]:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{tt} & \mathbf{M}_{ts} \\ \mathbf{M}_{st} & \mathbf{M}_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{X}}_t \\ \ddot{\mathbf{X}}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{tt} & \mathbf{C}_{ts} \\ \mathbf{C}_{st} & \mathbf{C}_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{X}}_t \\ \dot{\mathbf{X}}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{tt} & \mathbf{K}_{ts} \\ \mathbf{K}_{st} & \mathbf{K}_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{X}_t \\ \mathbf{X}_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{P}_s \end{Bmatrix} \quad (1)$$

式中: \mathbf{M} 、 \mathbf{C} 和 \mathbf{K} 表示质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵; 在式(1)中相应的下标 tt 、 ss 和 $ts(st)$ 分别表示非支座节点、支座节点自由度及其两者之间的耦合, 大小分别为 $n \times n$ 、 $m \times m$ 、 $n \times m$ ($m \times n$) 维; \mathbf{X}_t 、 $\dot{\mathbf{X}}_t$ 和 $\ddot{\mathbf{X}}_t$ 为绝对坐标系下非支座节点的位移、速度和加速度反应列向量; \mathbf{X}_s 、 $\dot{\mathbf{X}}_s$ 和 $\ddot{\mathbf{X}}_s$ 为绝对坐标系下支座节点的位移、速度和加速度已知列向量, 即支座处地面运动向量; \mathbf{P}_s 为 m 维支座节点反力列向量。

将式(1)中上式展开并作整理, 可得到关于 \mathbf{X}_t 、 $\dot{\mathbf{X}}_t$ 和 $\ddot{\mathbf{X}}_t$ 的动力平衡方程:

$$\mathbf{M}_{tt} \ddot{\mathbf{X}}_t + \mathbf{C}_{tt} \dot{\mathbf{X}}_t + \mathbf{K}_{tt} \mathbf{X}_t = -\mathbf{M}_{ts} \ddot{\mathbf{X}}_s - \mathbf{C}_{ts} \dot{\mathbf{X}}_s - \mathbf{K}_{ts} \mathbf{X}_s \quad (2)$$

考虑集中质量矩阵, 这时有 $\mathbf{M}_{ts} = \mathbf{0}$; 通常忽略阻

尼项 $-C_{ts}\dot{X}_s$ [11], 此时式(2)可进一步表达为:

$$M_u \ddot{X}_t + C_u \dot{X}_t + K_u X_t = -K_{ts} X_s \quad (3)$$

求解式(3)需要输入 X_s , 式(3)即为求解结构地震响应的位移输入模型 [11-12]。

将结构非支座节点的绝对位移分为两部分表达 [10-12], 即:

$$X_t = X_l + X_{ps} \quad (4)$$

式中: X_l 为结构由于惯性力而引起的动位移向量; X_{ps} 为不考虑惯性力时由于地面运动引起的拟静力位移向量。将式(4)代入式(3), 可得:

$$M_u (\ddot{X}_l + \ddot{X}_{ps}) + (F_d + F_r) + K_u (X_l + X_{ps}) = -K_{ts} X_s \quad (5)$$

或:

$$M_u \ddot{X}_l + C_u \dot{X}_l + K_u X_l = -M_u \ddot{X}_{ps} - (K_u X_{ps} + K_{ts} X_s) - F_r \quad (6)$$

其中, $F_d = C_u \dot{X}_l$; $F_r = C_u \dot{X}_{ps}$ 。此时先考察式(1)中上式, 当不考虑惯性力时(此时, 阻尼项和 X_l 不存在), 有下式成立:

$$K_u X_{ps} + K_{ts} X_s = 0 \quad (7)$$

$$\Rightarrow X_{ps} = -K_u^{-1} K_{ts} X_s = \Gamma X_s \quad (8)$$

式(7)的物理意义是与刚体位移相关的力为零 [11]; 式(8)中, $\Gamma = -K_u^{-1} K_{ts}$ 为影响矩阵, 其大小为 $n \times m$ 维, 物理意义是由支座节点的单位静位移所引起的非支座节点的拟静力位移。便于分析起见, 考虑一致地震动输入, 此时拟静力位移与地面运动位移相同, 即:

$$X_{ps} = \Gamma X_s = E x_g \quad (9)$$

式中: E 为 n 维单位列向量; x_g 是地面运动位移。此时, 联合式(6)和式(9), 并考虑恒等关系式(7), 可得:

$$M_u \ddot{X}_l + C_u \dot{X}_l + K_u X_l = -M_u E \ddot{x}_g - F_r \quad (10)$$

不难看出, 式(10)是位移输入模型式(3)在一致地震动激励下的非支座节点等效模型。

下面, 首先将 F_r 展开。考虑瑞利阻尼, 即:

$$C_u = \alpha M_u + \beta K_u \quad (11)$$

这时, 联合式(9)和式(11)并代入 $F_r = C_u \dot{X}_{ps}$, 可得:

$$F_r = \alpha M_u E \dot{x}_g + \beta K_u E \dot{x}_g \quad (12)$$

其中, α 和 β 分别为质量和刚度比例系数, 可通过振型频率及其阻尼比确定。一般情况下, 考虑阻尼比相等 [9], 分别可表达为以下两式。对于一特定结

构, 振型频率 ω_i 、 ω_j 与阻尼比 ξ 确定后, α 和 β 是确定的。

$$\alpha = \frac{\omega_i \omega_j (\omega_j \xi_j - \omega_i \xi_i)}{\omega_j^2 - \omega_i^2} = \frac{2 \omega_i \omega_j \xi}{\omega_i + \omega_j} \quad (13a)$$

$$\beta = \frac{\omega_j \xi_j - \omega_i \xi_i}{\omega_j^2 - \omega_i^2} = \frac{2 \xi}{\omega_i + \omega_j} \quad (13b)$$

其中, 当 $\omega_i = \omega_j$ 时 β 取得最大值, 即:

$$\beta = \frac{\omega_j \xi_j - \omega_i \xi_i}{\omega_j^2 - \omega_i^2} = \frac{2 \xi}{\omega_i + \omega_j} \leq \frac{2 \xi}{2 \sqrt{\omega_i \cdot \omega_j}} =$$

$$\frac{\xi}{\sqrt{\omega_i \cdot \omega_j}} = \frac{\xi}{\omega_i}$$

考虑 $\xi = 2\% - \xi = 5\%$, 并考虑 $\omega_i > 1 \text{ rad/s}$, $T_i < 2\pi \text{ rad/s}$, 可得 $\beta \leq 2\% - 5\%$ 。将式(11)和式(12)代入式(10), 可得:

$$M_u \ddot{X}_l + C_u \dot{X}_l + K_u X_l = -M_u E \ddot{x}_g - \alpha M_u E \dot{x}_g - \beta K_u E \dot{x}_g \quad (14)$$

这里, 可将式(14)中反应 X_l 视为三部分组成, 即 X_r 、 X_α 和 X_β , 依次分别由方程右端项 $-M_u E \ddot{x}_g$ 、 $-\alpha M_u E \dot{x}_g$ 以及 $-\beta K_u E \dot{x}_g$ 作用而产生。这时, 为了便于分析, 可将式(14)分解为如下 3 个方程:

$$M_u \ddot{X}_r + C_u \dot{X}_r + K_u X_r = -M_u E \ddot{x}_g \quad (15)$$

$$M_u \ddot{X}_\alpha + C_u \dot{X}_\alpha + K_u X_\alpha = -\alpha M_u E \dot{x}_g \quad (16)$$

$$M_u \ddot{X}_\beta + C_u \dot{X}_\beta + K_u X_\beta = -\beta K_u E \dot{x}_g = \beta K_{ts} E \dot{x}_g \quad (17)$$

容易看出, 式(15)是常被认可与采用的一致加速度输入模型, 事实上, 这一点在式(10)中已可看出。应该指出, 式(17)中 $K_u E = -K_{ts} E$ 恒成立。

不难发现, 一致地震动激励作用下, 位移输入模型比加速度输入模型多了两项激励 $-\alpha M_u E \dot{x}_g$ 和 $\beta K_{ts} E \dot{x}_g$, 由此会给计算结果带来影响。进一步, 或许还应关心如下 3 个问题: 这两项的存在, 如何对结构响应产生影响? 产生的影响有多大? 是否可被忽略? 这应该决定它们相对于 $-M_u E \ddot{x}_g$ 的大小, 即:

$$\gamma = \frac{-M_u E \dot{x}_g + \alpha M_u E \dot{x}_g}{-M_u E \ddot{x}_g} = \frac{-M_u E (\ddot{x}_g - \alpha \dot{x}_g)}{-M_u E \ddot{x}_g} = E + \alpha \begin{Bmatrix} \dot{x}_g \\ \ddot{x}_g \end{Bmatrix} \quad (18)$$

$$\eta = \frac{-M_u E \ddot{x}_g - \beta K_{ts} \dot{x}_g}{-M_u E \ddot{x}_g} = E + \beta \frac{K_{ts} E \dot{x}_g}{M_u E \ddot{x}_g} \quad (19)$$

直观起见, 就结构相对于地面的动反应 X_I 而言, 位移输入模型等效为如图 1(a) 所示的物理模型。1) 分析 γ : 考虑实际并从统计角度分析, 地震动 \dot{x}_g 幅值与相应 \ddot{x}_g 相比可以忽略^[13], 即与 $-M_u E \ddot{x}_g$ 相比, $-\alpha M_u E \dot{x}_g$ 可被忽略。因此, 与 X_r 相比, X_α 可忽略不计。此时, 图 1(a) 可进一步近似等效为图 1(b) 所示物理模型; 2) 分析 η : 由式(19)可知, η 不仅有关于 \dot{x}_g 与 \ddot{x}_g , 还决定于 K_{ts} 和 M_u 。由于分子 K_{ts} 中非零元表示耦合刚度, 其大小始终为结构底部单元的刚度, 它直接取决于数值模型单元划分, 即底部单元划分越精细(单元长度越短), 其刚度 K_{ts} 越大, 而此时分母 M_u 中相对应元素越小。根据矩阵论知识, 由此会导致下式计算不收敛, 现象上会使得底部单元的剪力和弯矩出现不合理的急剧放大, 这不符合物理事实。文献[15]对此作了详细分析与验证。

$$\lim_{\substack{k_{ts} \rightarrow +\infty \\ M_u \rightarrow 0^+}} \eta = \lim_{\substack{k_{ts} \rightarrow +\infty \\ M_u \rightarrow 0^+}} \left(E + \beta \frac{K_{ts} E \dot{x}_g}{M_u E \ddot{x}_g} \right) = E + \beta \left(\frac{\lim_{k_{ts} \rightarrow +\infty} K_{ts} E \dot{x}_g}{\lim_{M_u \rightarrow 0^+} M_u E \ddot{x}_g} \right) \quad (20)$$

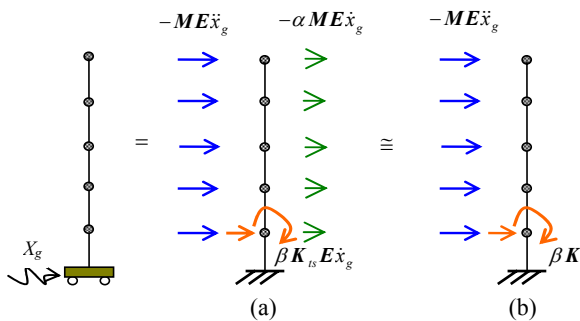


图 1 位移输入模型等效分解示意图

Fig.1 Equivalent sketch of displacement input model

2 无质量刚性元法的提出及其优点

针对位移输入模型存在的上述问题, 文献[15]给出了更为详细地解释, 并提出了 AMCE 解决方法, 且进行了验证。本节在此基础上, 进一步提出无质量刚性元法并与 AMCE 法相比较说明其优越性。

采用 AMCE 法建立模型如图 2 所示, 该方法要求: 1) 附加单元刚度 K_A 足够大; 2) 无质量, 即

$M_{ss} = 0$; 3) 强制束缚 S 地面、 S_1 地面运动过程中具有相同运动, 即 $X_s = X_{s_1}$, $\theta_s = \theta_{s_1}$ 。通过这样处理, 可以实现如下 4 个目的:

- ① 转移 $\beta K_{ts} E \dot{x}_g$ (此时, $K_{ts} = K_A$) 作用点 Q 至 S , 而不作用于子结构(原结构)。
- ② 条件 1), 可使 AMCE 视为刚性基础, 不影响原结构的动力特性。
- ③ 条件 2), 可使得作用 $-M_u E \ddot{x}_g$ 与原结构相同。否则, 增加了 S 处的非零节点力 $-M_{ss} E \ddot{x}_g$ 。
- ④ 条件 3) 保证传递到原结构的激励不改变, 仍为地面运动。否则, 节点 S 除产生与地面相同的运动之外, 还存在 $\beta K_{ts} E \dot{x}_g$ 产生附加节点位移。

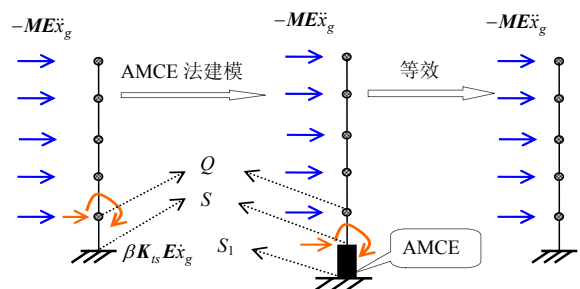


图 2 无质量刚性约束元法建立模型的示意图

Fig.2 Sketch of model adopting appended massless constraint element method

不难发现, 采用 AMCE 法建立模型可使得 $\beta K_{ts} E \dot{x}_g$ 的作用点进行转移, 从而迫使 $\beta K_{ts} E \dot{x}_g$ 对于原结构处于“有名无实”状态, 同时还保证了原结构的动力特性、激励输入以及作用不改变。因此, 子结构的反应与原结构相同。AMCE 方法物理概念清晰、合理有效, 虽可通过编制程序实现, 但对实际工程而言则显得力不从心。容易考虑到, 若将该思想在已采用当前位移输入模型的大型有限元软件中成功实现并将其推广应用于实际工程可为上策。然而, 目前存在困难。导致这一困难的主要原因是束缚节点中包括了支座节点 S_1 , 而且施加位移需要在该节点激励方向施加约束, 若在分析前事先将其与非支座节点设置耦合(束缚), 会直接导致非支座节点“不动”。导致这一“不动”原因是程序默认对非支座节点的束缚不是使其在运动过程中与支座节点相等, 而是与分析前相等, 但分析前支座节点被约束了。应该说明, 对均为非支座节点之间耦合不存在这种情况。

这里需要说明的一点, 考虑地震波速度^[16] $\dot{x}_g \leq 1\text{m/s}$, 根据前面的分析可知 $\beta < 0.05$, 进一步得到 $\beta \dot{x}_g < 0.05$, 由此可得 S 、 S_1 地面运动过程中

地面运动差可不考虑；又根据力学知识， S 、 S_1 运动差不影响子结构杆件内力。采用无质量刚性元方法建立模型，如图 3 所示。该方法不需要考虑 $\beta K_{is} E \dot{x}_g$ 产生附加节点位移，还克服了上文所述的推广 AMCE 法遇到的困难，从而使得当前位移输入模型中存在问题的解决更具有普遍性和现实性。

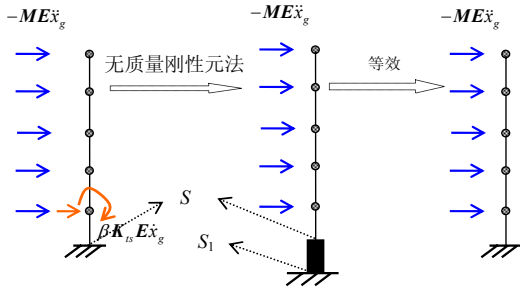


图 3 无质量刚性元法建立模型的示意图
Fig.3 Sketch of model adopting appended massless rigid element method

3 无质量刚性元法的实现与验证

无质量刚性元法可采取如下步骤：

- 1) 建立原结构的数值计算模型，兼顾计算效率和精度进行有限单元分割。
- 2) 增加附加刚性元并设置节点 S 质量为零，进一步进行模态分析并比较其自振特性(例如：自振周期)是否与原结构一致，以判断附加刚性元的刚度是否足够。

为了验证本文提出的无质量刚性元法的准确性与可行性，利用 MATLAB 语言编制程序并考察如图 4 所示算例。局部坐标系下的单元刚度矩阵为式(21)，激励选取 El Centro (1940)地震波，时程曲线如图 5 所示，其中位移时程由加速度时程两次积分并通过基线调整得到，其准确性在文献[15]中已验证：

$$k^e = \begin{bmatrix} EA/l & 0 & 0 & -EA/l & 0 & 0 \\ 12EI/l^3 & 6EI/l^2 & 0 & -12EI/l^3 & 6EI/l^2 & 0 \\ 0 & 4EI/l & 0 & -6EI/l^2 & 2EI/l & 0 \\ 0 & 0 & EA/l & 0 & 0 & 0 \\ \text{Sym} & & & & & & & 12EI/l^3 & -6EI/l^2 \\ & & & & & & & & 4EI/l \end{bmatrix} \quad (21)$$

采用无质量刚性元法建立的模型及其属性见图 6，附加刚性元后的新结构模型与原结构自振周期比较见表 1，表明刚性元的刚度满足要求。选取振型阻尼比为 $\xi=0.02$ ，根据两阶自振周期与

式(12b)计算 β 以及附加刚性元属性。考察 S 和 S_1 的节点位移以及底部单元的剪力，选用位移输入模型对新结构模型分析，分析结果与原结构选用一致加速度计算结果对比分别如图 7 和图 8 所示。可

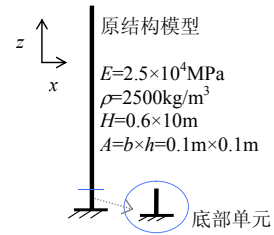


图 4 数值算例
Fig.4 Numerical example

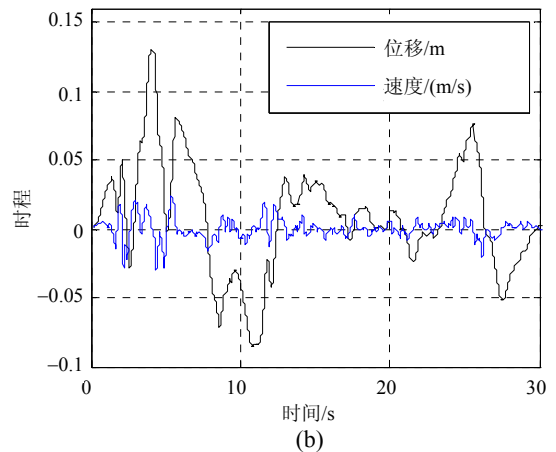
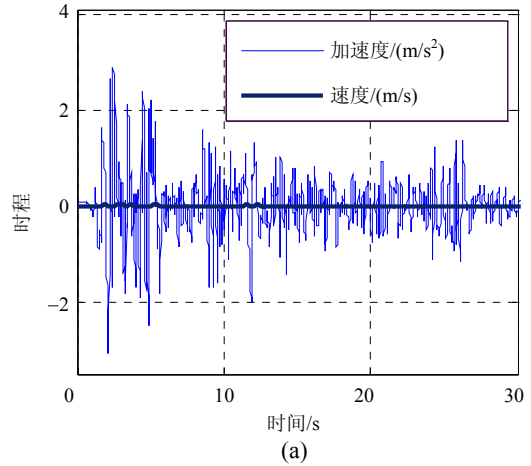


图 5 El Centro 波时程曲线(1940)
Fig.5 Time history curves of El Centro (1940)

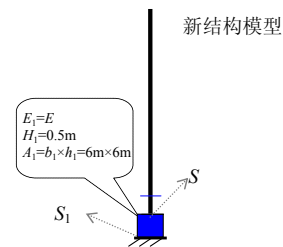


图 6 无质量刚性元法建立模型示意图及其属性
Fig.6 Sketch of model adopting spring impedance method and its attribute

表 1 自振周期比较

Table 1 Comparison of natural period

模态阶数	原结构	新结构模型
1	0.696662	0.696662
2	0.112519	0.112519
3	0.040652	0.040652
4	0.021012	0.021012
5	0.012896	0.012896
6	0.00879	0.00879
7	0.007475	0.007475
8	0.00646	0.00646
9	0.005062	0.005062
10	0.00423	0.00423
11	0.003792	0.003792
12	0.002512	0.002512

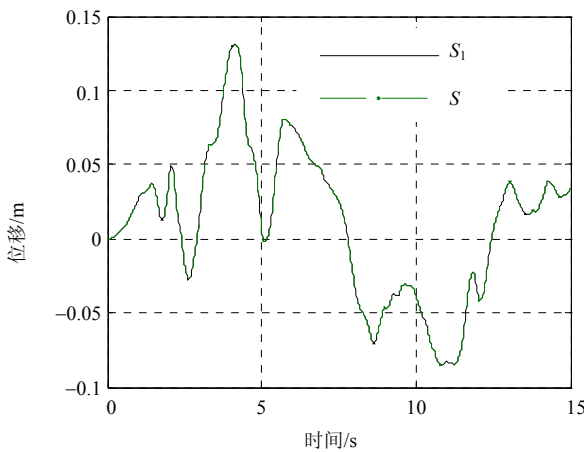


图 7 节点 S 与 S₁ 位移比较

Fig.7 Joint displacement of S and S₁

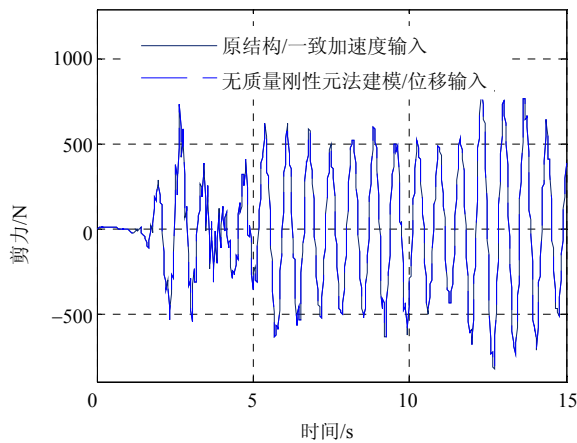


图 8 底部单元剪力比较

Fig.8 Shear force of bottom element

可以看出, 节点位移吻合很好, S 与 S₁ 具有相同运动, 这说明采用无质量刚性元法对位移影响很小; 底部单元剪力一致, 表明采用无质量刚性元法建立模型

有效解决了当前位移输入模型理论存在的问题。

4 工程算例与无质量刚性元法的实用性验证

上节是通过编制程序对一简单算例进行了分析, 仅验证了无质量刚性元法的可行性和准确性。本节利用大型通用有限元程序 SAP 2000 对该方法加以实现, 并将其应用于如图 9(a)所示的桥梁工程, 旨在进一步说明该方法的实用性, 且具有推广意义。

桥梁全长 120m, 主跨 80m, 两边跨各 20m, 桥面板宽 3m; 面板材料为 C40 混凝土, 其它为 Q235 钢材。据上节步骤 2), 添加刚性元建立新模型如图 9(b)所示, 刚性元选取等截面圆柱, 直径 2m, 高 0.5m, 为使其刚度足够大, 材料弹性模量设置为 $6.0 \times 10^5 \text{MPa}$ 。对原结构与新结构作模态分析并考察前 50 阶自振特性, 由图 10 可以看出附加刚性元刚度满足要求, 图 11 是第 1 阶、第 12 阶振型对比图。地震动选取同上节, x 方向激励。

考察新结构 S_a 和 S_b 两节点位移吻合程度并比较底部单元的剪力, 对比见图 12 和图 13。结果表

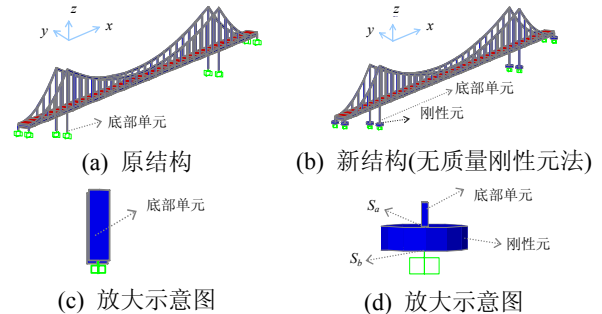


图 9 桥梁有限元模型

Fig.9 Finite element model of bridge

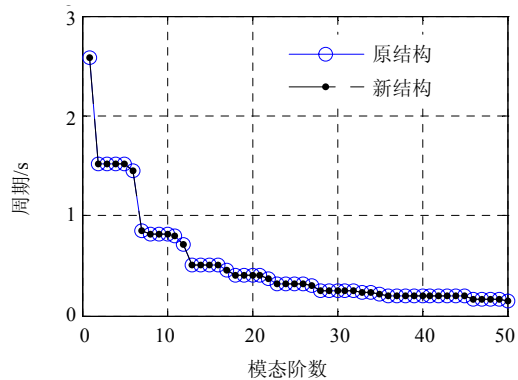


图 10 前 50 阶自振周期比较

Fig.10 Natural period distribution of the first 50 mode

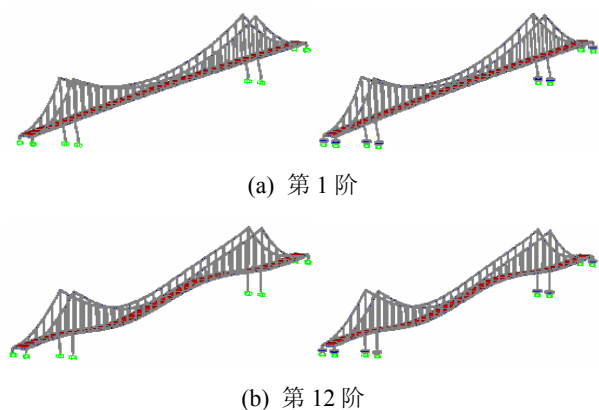


图 11 桥梁原结构与新结构模态对比

Fig.11 Modal shape of original and new bridge model

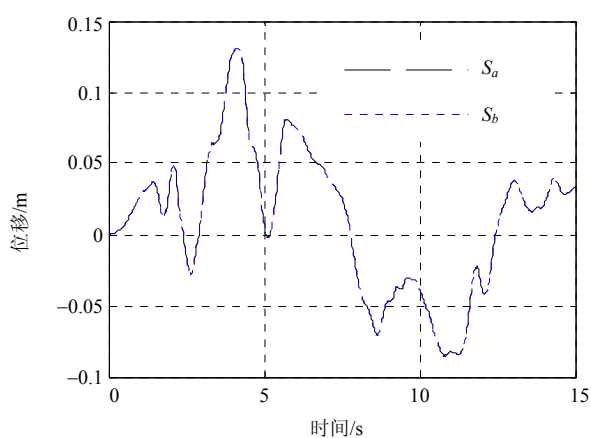
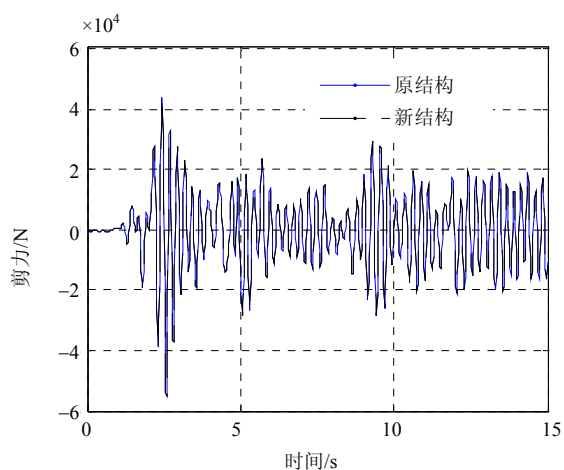
图 12 节点 S_a 与 S_b 位移比较Fig.12 Joint displacement of S_a and S_b 

图 13 底部单元剪力比较

Fig.13 Shear force of bottom element

明, 利用当前有限元程序能够实现无质量刚性元法, 该方法可应用于工程实际。

5 结论

本文针对当前求解结构地震响应的位移输入

模型存在的问题, 为了更方便于利用通用有限元程序即可解决实际工程问题, 在基于已有工作基础之上, 进一步作了如下两项工作:

(1) 提出了无质量刚性元法, 其优点可避免以往文献中 AMCE 解决方法对支座与支座附近节点强制“束缚”要求, 该方法物理意义清晰、合理可行。

(2) 将无质量刚性元法在大型有限元程序 SAP2000 加以实现, 并应用于一桥梁工程, 进而说明本文方法实用性, 可以推广应用。

参考文献:

- [1] 李宏男. 结构多维抗震理论[M]. 北京: 科学出版社, 2006.
Li Hongnan. Earthquake resistant theory of structures to multi-dimensional excitations [M]. Beijing: Science Press, 2006. (in Chinese)
- [2] 丁阳, 林伟, 李忠献. 大跨度空间结构多维多点非平稳随机地震反应分析[J]. 工程力学, 2007, 24(3): 97—103.
Ding Yang, Lin Wei, Li Zhongxian. Analysis models and methods for structural seismic responses [J]. Engineering Mechanics, 2007, 24(3): 97—103. (in Chinese)
- [3] 李忠献, 史志利. 行波激励下大跨度连续钢构桥的地震反应分析[J]. 地震工程与工程振动, 2003, 23(2), 68—76.
Li Zhongxian, Shi Zhili. Seismic response analysis for long-span continuous rigid-framed bridges under excitation of traveling waves [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2003, 23(2), 68—76. (in Chinese)
- [4] 屈铁军, 王前信. 多点输入地震反应分析的进展[J]. 世界地震工程, 1993, 9(1): 30—36.
Qu Tiejun, Wang Qianxin. A progress in research on seismic response analysis under multi-supports excitation [J]. World Information on Earthquake Engineering, 1993, 9(3): 30—36. (in Chinese)
- [5] 潘旦光, 楼梦麟, 范立础. 多点输入下大跨结构地震反应分析现状[J]. 同济大学学报, 2001, 29(10): 1213—1219.
Pan Danguang, Lou Menglin, Fan Lichu. Status of seismic response analysis of long-span Structures under multiple support excitations [J]. Journal of Tongji University, 2001, 29(10): 1213—1219. (in Chinese)
- [6] 薛素铎, 王雪生, 曹资. 空间网格结构多维多点随机地震响应分析的高效算法[J]. 世界地震工程, 2004, 20(3): 43—49.
Xue Suduo, Wang Xuesheng, Cao Zi. An efficient algorithm for multi-dimensional and multi-support

- random seismic analysis of spatial reticulated structures [J]. *World Earthquake Engineering*, 2004, 20(3): 43—49. (in Chinese)
- [7] 全伟, 李宏男. 大跨结构多维多点输入抗震研究进展 [J]. *防灾减灾工程学报*, 2006, 26(3): 343—349.
Quan Wei, Li Hongnan. State-of-the-Art review on multi-component multi-support Seismic response analysis of long-span structures [J]. *Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering*, 2006, 26(3): 343—349. (in Chinese)
- [8] 叶继红, 孙建梅. 多点激励反映谱法的理论研究[J]. *应用力学*, 2007, 24(1): 49—53.
Ye Jihong, Sun Jianmei. Response spectrum method for multi-Support seismic excitations [J]. *Applied Mechanics*, 2007, 24(1): 49—53. (in Chinese)
- [9] 杨庆山, 刘文华, 田玉基. 国家体育场在多点激励作用下的地震反应分析[J]. *土木工程学报*, 2008, 41(2): 35—41.
Yang Qingshan, Liu Wenhua, Tian Yuji. Response analysis of national stadium under specially variable earthquake ground motions [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2008, 41(2): 35—41. (in Chinese)
- [10] Chopra Anil K. *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering* [M]. 2nd ed. New Jersey: Prentice-Hall, Inc., 2001.
- [11] Wilson E L. *Static and dynamic analysis of structures: A physical approach with emphasis on earthquake engineering* [M]. Berkley, California: Computer and Structures, Inc, 2004.
- [12] Chopra Anil K. 结构动力学理论及其在地震工程中的应用[M]. 第2版. 谢礼立, 吕大刚, 译. 北京: 科学出版社, 2006.
Chopra Anil K. *Dynamics of structures theory and applications to earthquake engineering* [M]. 2nd ed. Translated by Xie Lili, Lu Dagang. Beijing: Higher Education Press, 2006. (in Chinese)
- [13] 田玉基, 杨庆山. 地震地面运动作用下结构反应的分析模型[J]. *工程力学*, 2005, 22(6): 170—174.
Tian Yuji, Yang Qingshan. Analysis models and methods for structural seismic responses [J]. *Engineering Mechanics*, 2005, 22(6): 170—174. (in Chinese)
- [14] 柳国环, 李宏男, 林海. 结构地震响应计算模型的比较与分析[J]. *工程力学*, 2009, 26(2): 10—15.
Liu Guohuan, Li Hongnan, Lin Hai. Model comparison and analysis for structural seismic responses [J]. *Engineering Mechanics*, 2009, 26(2): 10—15. (in Chinese)
- [15] 柳国环, 李宏男, 国巍. 求解结构地震响应位移输入模型存在的问题及其 AMCE 实效对策[J]. *计算力学学报*, 2009, 26(6): 862—869.
Liu Guohuan, Li Hongnan, Guo Wei. Existing problem of displacement input model for calculating structural responses under earthquake ground motion and its an actual effective solution method called AMCE [J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2009, 26(6): 862—869. (in Chinese)
- [16] Akkar S, Ozen O. Effect of peak ground velocity on deformation demands for SDOF systems [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2005, 34: 1551—1571.