

文章编号: 1000-4750(2016)05-0044-06

# 钢筋混凝土框架结构弹塑性数值子结构分析方法

孙宝印<sup>1,3</sup>, 古 泉<sup>2</sup>, 张沛洲<sup>1</sup>, 欧进萍<sup>1,3</sup>

(1. 大连理工大学建设工程学部, 辽宁, 大连 116024; 2. 厦门大学建筑与土木学院, 福建, 厦门 361005;

3. 哈尔滨工业大学土木工程学院, 黑龙江, 哈尔滨 150090)

**摘 要:** 大型复杂土木工程结构在地震作用下失效破坏可能由部分关键构件严重损伤破坏导致, 而大部分构件仍处于弹性或小变形状态。该类结构的地震损伤和破坏全过程分析涉及超大规模系统强非线性动力分析, 目前尚缺乏能很好兼顾效率和精度的计算理论, 基于此, 该文提出一种新型高效且实用的弹塑性数值子结构理论和计算方法, 将大型复杂结构系统的大规模非线性计算问题转化为整体结构适度规模的线弹性分析和数量与规模均较小的局部隔离子结构非线性分析, 其中, 线弹性整体结构刚度矩阵的集成及 LU 三角分解仅需进行一次, 大大提高计算效率; 少数屈服构件的子结构非线性分析采用精细化有限元模型或不同类型单元模型, 精确模拟构件局部损伤破坏机理, 有效提高结构整体的计算精度。最后通过对一榀平面钢筋混凝土框架结构进行地震动力弹塑性数值子结构方法分析, 验证其高效性与精确性。

**关键词:** 数值子结构方法; 局部非线性; 弹塑性; 非线性分析; CS 技术

中图分类号: TU311.3; TU375.4 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2015.07.ST08

## ELASTOPLASTIC NUMERICAL SUBSTRUCTURE METHOD OF REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES

SUN Bao-yin<sup>1</sup>, GU Quan<sup>2</sup>, ZHANG Pei-zhou<sup>1</sup>, OU Jin-ping<sup>1,3</sup>

(1. Faculty of Infrastructure Engineering Dalian University of Technology, Dalian, Liao Ning 116024, China;

2. School of Architecture and Civil Engineering, Xiamen University, Xiamen, Fujian 361005, China;

3. School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin, Hei Longjiang 150090, China)

**Abstract:** During the seismic process of earthquakes, larger-scale civil engineering structures might fail due to the serious damage to some key structural members, whereas most structural components might remain elastic and experience small deformation. It is a challenging task to simulate the behavior of such structural systems due to the trade-off between computational efficiency and numerical accuracy. This paper presents an efficient and practical elastoplastic numerical substructure method, in which the whole structural seismic analysis is divided into linear elastic analysis of a master structure and nonlinear analysis of limited numbers of small-scale substructures, to balance the computational efficiency and numerical accuracy. During the linear elastic analysis of the master structure, the formation and LU triangular decomposition need to be done only once as the equivalent stiffness matrix remains constant, resulting in high computational efficiency of the master structure. Rational or refined models can be used in substructure systems to model the local damage mechanism, improving the numerical accuracy of the whole structure. Seismic analysis of a reinforced concrete frame structure is performed to verify the novel numerical substructure method.

**Key words:** numerical substructure method; local nonlinearity; elastoplastic; nonlinear analysis; CS technique

收稿日期: 2015-07-02; 修改日期: 2015-11-23

基金项目: 国家自然科学基金项目(51261120376; 91315301-12)

通讯作者: 欧进萍(1959—), 男, 湖南人, 教授, 博士, 院士, 从事结构监测、控制与防灾减灾领域的研究(E-mail: oujinping@dltu.edu.cn).

作者简介: 孙宝印(1989—), 男, 安徽人, 博士生, 主要从事建筑结构非线性分析研究(E-mail: baoyin\_sun@126.com);

古 泉(1974—), 男, 新疆人, 教授, 博士, 从事结构可靠性、土结相互作用及高层和桥梁抗震分析研究(E-mail: quangu@xmu.edu.cn);

张沛洲(1987—), 男, 宁夏人, 博士生, 主要从事建筑结构抗震分析研究(E-mail: zpz\_87@163.com).

近年来,随着社会的发展和经济增长,越来越多的超高层建筑、大跨度桥梁、大跨空间网壳等大型复杂结构在不断建成。由于这类工程投资及社会效益巨大,工程结构的安全性至关重要。为了验证结构的安全性和可靠性,需要对该类结构进行高效、精确的数值分析。由于结构数值分析过程中计算精度和计算效率往往不能同时达到最优,如何权衡两者一直是工程界比较关注的问题。

考虑到建筑结构在地震荷载作用下,只有局部少数构件进入非线性,结构最终失效可能仅由部分关键构件严重损伤导致,而大部分构件仍处于弹性或小变形状态。针对这类局部非线性的大规模非线性系统,Clough<sup>[1]</sup>做了相关研究,并提出子结构方法。将整体结构划分为若干个弹性子结构和弹塑性子结构,通过凝聚方法消去弹性子结构内部自由度,保留弹塑性子结构全部自由度,大大降低整个系统的自由度维数,从而提高计算效率。Bathe、Owen、Ali 和 Moore、Huang 和 Wang、Chen 和 Archer<sup>[2-6]</sup>基于该子结构方法做了相关研究和应用。Wong 等<sup>[7]</sup>提出了拟力法,在可能发生塑性变形的自由度处增加塑性力(拟力)与塑性位移,并给出塑性力与塑性位移之间的关系。结构控制方程采用初始弹性刚度进行迭代求解,从而提高整体结构的计算效率。孙宝印等<sup>[8]</sup>针对结构在地震等动力荷载作用下,结构构件由初始弹性状态逐渐变为弹塑性状态,提出一种替换子结构的混合建模方法,结构初始以弹性单元建模分析,随着地震动强度增大,将进入弹塑性状态的结构构件替换成非线性单元,避免结构全过程分析一致采用非线性单元建模,从而有效提高计算效率。

由于传统子结构方法需要预先将整体结构划分为若干个弹性子结构和弹塑性子结构,且弹、塑性子结构一旦划分就无法改变。由于地震动具有随机性,结构的弹塑性无法预判,该方法具有一定的局限性;拟力法需要人为增加塑性自由度以及该自由度对应的塑性力和塑性位移之间的关系,对于复杂的非线性系统,塑性自由度的位置和数量以及塑性力-位移关系很难确定。基于以上两点,本文提出一种弹塑性数值子结构分析方法,将大型复杂结构非线性分析分解为中等规模主结构的线弹性分析和少数屈服构件子结构的非线性分析。

## 1 数值子结构方法

根据结构动力学知识<sup>[9]</sup>,结构的运动方程表示为:

$$M\ddot{\mathbf{u}}(t) + C\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{R}(\mathbf{u}(t)) = \mathbf{P}(t) \quad (1)$$

其中:  $M$ 、 $C$  分别是质量矩阵和阻尼矩阵;  $\mathbf{u}$ 、 $\dot{\mathbf{u}}$ 、 $\ddot{\mathbf{u}}$  是节点位移向量、速度向量和加速度向量;  $\mathbf{R}$  为结构抗力;  $\mathbf{P}$  为结构外荷载。

根据 Newmark- $\beta$ 法,对式(1)进行时间离散,满足方程:

$$\left[ \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \mathbf{M} + \frac{\alpha}{\beta\Delta t} \mathbf{C} \right] \mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{F}_{n+1} - \mathbf{R}(\mathbf{u}_{n+1}) \quad (2)$$

其中:

$$\mathbf{F}_{n+1} = \mathbf{P}_{n+1} + \mathbf{M} \left[ \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \mathbf{u}_n + \frac{1}{\beta\Delta t} \dot{\mathbf{u}}_n + \left( \frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{u}}_n \right] + \mathbf{C} \left[ \frac{\alpha}{\beta\Delta t} \mathbf{u}_n + \left( \frac{\alpha}{\beta} - 1 \right) \dot{\mathbf{u}}_n + \Delta t \left( \frac{\alpha}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{u}}_n \right]$$

这里,  $n$  表示上一荷载步;  $\alpha$  和  $\beta$  分别为 Newmark- $\beta$ 法中的控制参数( $\alpha=0.5$ ,  $\beta=0.25$ );  $\Delta t$  为时间步长;

将式(2)等式两边同时加上  $\mathbf{K}\mathbf{u}_{n+1}$ ,  $\mathbf{K}$  为结构初始刚度矩阵,则有:

$$\left[ \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \mathbf{M} + \frac{\alpha}{\beta\Delta t} \mathbf{C} + \mathbf{K} \right] \mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{F}_{n+1} + [\mathbf{K}\mathbf{u}_{n+1} - \mathbf{R}(\mathbf{u}_{n+1})] \quad (3)$$

定义动力等效刚度矩阵和非线性修正力分别为:

$$\mathbf{K}^{\text{dyn}} = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \mathbf{M} + \frac{\alpha}{\beta\Delta t} \mathbf{C} + \mathbf{K} \quad (4)$$

$$\tilde{\mathbf{F}}_{n+1} = \mathbf{K}\mathbf{u}_{n+1} - \mathbf{R}(\mathbf{u}_{n+1}) \quad (5)$$

根据塑性理论,结构节点位移可以表示为弹性位移和塑性位移之和,即:

$$\mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{u}_{n+1}^e + \mathbf{u}_{n+1}^p \quad (6)$$

结构抗力可以表示为结构弹性刚度与弹性位移相乘,即:

$$\mathbf{R}(\mathbf{u}_{n+1}) = \mathbf{K}\mathbf{u}_{n+1}^e \quad (7)$$

将式(6)和式(7)代入式(5),非线性修正力可以表示为:

$$\tilde{\mathbf{F}}_{n+1} = \mathbf{K}\mathbf{u}_{n+1}^p \quad (8)$$

将式(4)、式(5)和式(8)代入式(3),结构运动方程式

(3)可以表示为:

$$\mathbf{K}^{\text{dyn}} \mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{F}_{n+1} + \mathbf{K} \mathbf{u}_{n+1}^{\text{p}} \quad (9)$$

结构质量矩阵  $\mathbf{M}$  和阻尼矩阵  $\mathbf{C}$  保持不变, 根据式(4)可以得到结构的动力等效刚度矩阵  $\mathbf{K}^{\text{dyn}}$  是常刚度矩阵。因此, 整个结构分析过程中, 动力等效刚度矩阵  $\mathbf{K}^{\text{dyn}}$  的集成以及LU三角分解只需要进行一次。若结构系统规模较大,  $\mathbf{K}^{\text{dyn}}$  的集成及LU三角分解占主要的计算耗时, 则该方法可以大大提高了计算效率。另一方面, 根据式(5)可知, 只有当结构构件处于非线性状态时, 非线性修正力才不等于零。所以非线性修正力  $\tilde{\mathbf{F}}_{n+1}$  仅需计算少数屈服单元的内力, 无需对所有单元进行内力分析, 这样也可以大大提高计算效率。

针对改进运动式(9)的求解, 本文给出显式和隐式两种求解方法。

### 1.1 显式算法

显式算法求解过程中, 每一荷载步需进行单元弹塑性状态判断。根据单元弹塑性状态判断准则, 隔离进入弹塑性状态的单元并建立合适的子结构模型。主结构将进入塑性状态的单元节点位移传递给隔离子结构, 由子结构系统计算非线性修正力并返回给主结构。

在子结构系统中, 令当前荷载步的塑性位移等于上一收敛荷载步的塑性位移, 即  $\mathbf{u}_{n+1}^{\text{p}} \approx \mathbf{u}_n^{\text{p}}$ , 则式(9)可以写成:

$$\mathbf{K}^{\text{dyn}} \mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{F}_{n+1} + \mathbf{K} \mathbf{u}_n^{\text{p}} \quad (10)$$

则当前荷载步位移可以表示为:

$$\mathbf{u}_{n+1} = [\mathbf{K}^{\text{dyn}}]^{-1} [\tilde{\mathbf{F}}_{n+1} + \mathbf{K} \mathbf{u}_n^{\text{p}}] \quad (11)$$

显示求解过程中, 每一荷载步无需迭代, 通过上一收敛步的塑性位移就可以计算出当前荷载步的结构整体位移响应和塑性位移。

### 1.2 隐式算法

隐式算法求解过程中, 每一荷载步需多次迭代计算, 而每一迭代步都需进行单元弹塑性状态判断。根据单元弹塑性状态判断准则, 隔离进入弹塑性状态的单元并建立相应的子结构模型。主结构将塑性单元节点位移传递给隔离子结构, 由子结构系统计算出非线性修正力并返回给主结构。

具体迭代过程如下:

1) 令  $i=0$ ,  $\mathbf{u}_{n+1,i}^{\text{p}} = \mathbf{u}_n^{\text{p}}$ , 主结构将塑性位移  $\mathbf{u}_{n+1,i}^{\text{p}}$  传递给子结构系统;

2) 子结构系统根据  $\mathbf{u}_{n+1,i}^{\text{p}}$  计算非线性修正力

$\mathbf{K} \mathbf{u}_{n+1,i}^{\text{p}}$ , 并返回给主结构, 根据式(9), 得到  $\mathbf{u}_{n+1,i+1} = [\mathbf{K}^{\text{dyn}}]^{-1} [\tilde{\mathbf{F}}_{n+1} + \mathbf{K} \mathbf{u}_{n+1,i}^{\text{p}}]$ 。

3) 主结构系统进行收敛性判断, 即  $\|\mathbf{u}_{n+1,i+1} - \mathbf{u}_{n+1,i}\| \leq \text{Tot}$ 。若是, 则当前荷载步收敛, 令  $\mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{u}_{n+1,i+1}$ 、 $\mathbf{u}_{n+1}^{\text{p}} = \mathbf{u}_{n+1,i+1}^{\text{p}}$ ; 若否, 令  $i=i+1$ , 主结构将  $\mathbf{u}_{n+1,i}^{\text{p}}$  传递给子结构, 并重复 2)~3);

4) 令  $n=n+1$ , 进行下一步荷载分析, 重复 1)~3), 直到分析结束。

## 2 主结构系统弹塑性状态判断及子结构系统非线性修正力计算

为了简化说明, 本文研究对象为钢筋混凝土(RC)框架结构, 将单个构件看作一个子结构。判断主结构中进入弹塑性状态的梁柱单元, 隔离并建立子结构模型, 子结构系统建立非线性纤维模型并且与主结构中隔离单元采用相同的单元类型和数量。

### 2.1 子结构弹塑性状态判断

主结构系统对所有单元进行弹塑性状态判断, 由单元节点位移  $\mathbf{u}_{n+1}^{\text{e}}$ , 根据积分方案确定各积分点上的应变状态  $\boldsymbol{\varepsilon}^{\text{s}}$ , 并根据平截面假定确定各纤维的应变  $\boldsymbol{\varepsilon}^{\text{f}}$ , 依据最大纤维应变是否超过材料屈服应变判断单元的弹塑性状态。尽管对于显、隐式数值子结构方法, 每一分析步都需要对主结构所有弹性单元进行弹塑性状态判断, 这部分计算耗时所占比例较小, 可忽略不计。

### 2.2 子结构非线性修正力计算

1) 将主结构中进入弹塑性状态的单元节点位移  $\mathbf{u}_{n+1}^{\text{e}}$  传递给子结构系统;

2) 隔离子结构(单元)通过单元节点位移场  $\mathbf{u}_{n+1}^{\text{e}}$ , 根据积分方案确定各积分点上的应变状态  $\boldsymbol{\varepsilon}^{\text{s}}$ , 并根据平截面假定确定截面各纤维的应变  $\boldsymbol{\varepsilon}^{\text{f}}$ ;

3) 各纤维依据应变历程计算得到当前状态应力, 从而集成得到截面的应力  $\boldsymbol{\sigma}^{\text{s}}$ , 根据积分方案得到单元的抗力, 如:

$$\mathbf{R}_e = \int_0^L \mathbf{b}^{\text{T}} \boldsymbol{\sigma}^{\text{s}} dx = \sum_{n=1}^{np} \omega_i \mathbf{b}_i^{\text{T}} \boldsymbol{\sigma}_i^{\text{s}} \quad (12)$$

其中:  $np$  为积分点个数;  $\omega_i$  为积分点权重系数;  $\mathbf{b}_i$  为单元位移导算子矩阵。

4) 将式(12)代入式(5), 得到隔离子结构的非线性修正力  $\tilde{\mathbf{F}}_{n+1}$ 。

### 3 算例分析

为了验证本文介绍的数值子结构方法的高效性和精确性, 本文给出一榀 18 层 5 跨钢筋混凝土平面框架结构(如图 1), 结构设计根据我国《混凝土结构设计规范》GB50010-2011 规定<sup>[10]</sup>, 按抗震设防烈度 7 度、II 类场地、设计分组为第 1 组。有限元分析时, 每根梁柱建立 5 个基于纤维模型的位移法单元, 有限元模型共计 990 个单元。每个位移法单元采用 5 点 Gauss-Legendre 积分方案, 梁柱高斯点处截面配筋信息如表 1 所示。混凝土本构关系采用 Kent-Park-Scott 模型<sup>[11]</sup>, 混凝土型号为 C40, 钢筋本构关系采用 Giuffre-Menegotto-Pinto 模型<sup>[12]</sup>, 钢筋的屈服强度为 400 MPa, 弹性模型为 200 GPa, 后屈服硬化比为 0.01。按规范要求选择 1999 年台湾 TTN051 台站记录的 Chi-Chi 地震波, 地震波时间步长为 0.005 s, 总时长为 45 s, 将地震动峰值调整为 7 度大震水平 220 gal(如图 2)。采用本文介绍的数值子结构方向进行地震动时程分析, 并与传统的 Newton-Raphson(NR)方向进行对比分析。

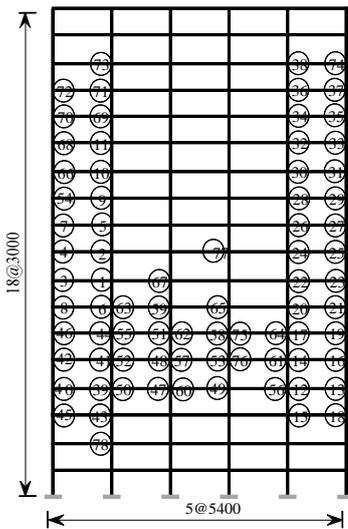


图 1 结构示意图及塑性铰发展历程 /mm

Fig.1 View of structure and development of plastic hinges

表 1 结构构件尺寸与配筋情况 /mm

Table 1 Structural dimensions and reinforcement

| 层号    | 柱截面     | 柱配筋(各侧面积) | 梁截面     | 梁配筋(上/下面积) |
|-------|---------|-----------|---------|------------|
| 1~7   | 750×750 | 760       | 300×500 | 1256/628   |
| 8~11  | 700×700 | 760       | 300×500 |            |
| 12~18 | 650×650 | 379       | 300×500 | 942/628    |

注: 梁柱设计混凝土标号为 C40; 纵筋均为 HRB335; 箍筋 HPB235。

采用本文提出的数值子结构分析方法时, 每一分析步需要判断所有弹性单元的弹塑性状态。根据

平截面假定, 钢筋混凝土梁柱截面中混凝土纤维较钢筋纤维先进入屈服状态, 单元的弹塑性状态由任一高斯点处截面中最大变形的混凝土纤维应变状态决定, 本文假定混凝土受拉应变大于开裂应变或受压应变绝对值大于  $0.4f_c$  ( $f_c$  为混凝土抗压强度) 对应的绝对应变, 则判定单元进入弹塑性状态<sup>[8,13]</sup>。主结构根据该判断准则确定单元的弹塑性状态, 将进入弹塑性状态的单元隔离并在建立子结构, 子结构系统中采用同样的 5 点 Gauss-Legendre 积分位移法纤维单元进行建模, 主结构与子结构系统之间通过 CS 技术<sup>[14]</sup>进行位移与非线性修正力的传输。

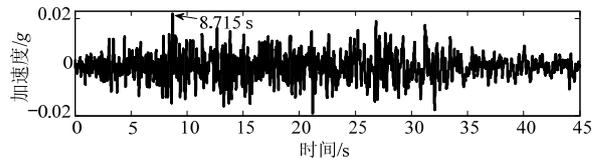


图 2 Chi-Chi 地震波

Fig.2 Chi-Chi earthquake wave

结构在地震作用下, 隔离子结构的位置顺序如图 1 所示, 从图中可以看出结构在地震过程中的塑性较发展历程。从塑性较分布可以看出, 该结构满足“强柱弱梁”设计, 塑性较集中出现在梁的端部, 先由结构两边跨梁端部逐渐发展到 4 层~7 层中间跨梁端部。

采用不同方法分析时, 结构顶层位移时程曲线如图 3 所示, 可以看出采用显式、隐式数值子结构方法分析时, 结构的响应与传统算法分析结果近乎一致, 根据式(13)进行误差量化, 分别为 2.8% 和 2.81%, 满足工程需求。

$$e_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{N} \times \sum_{i=1}^N (X_i - Y_i)^2} / \max(X) \times 100\% \quad (13)$$

其中:  $i$  表示数据序列;  $N$  表示总的的数据量;  $X_i$  和  $Y_i$  表示第  $i$  时刻采用隐式(或显式)数值子结构方法和 Newton-Raphson 方向分析时结构的响应值。

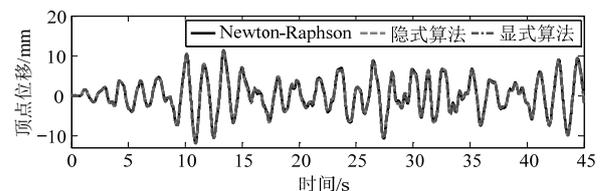


图 3 不同算法分析时顶点位移时程曲线

Fig.3 Top displacement time histories using different methods

通过对不同算法分析过程中计算信息的统计(如表 2 所示), 可以看出本文提出的隐式、显式数

值子结构方法具有较高的计算效率,其中显示算法效率更高;NR算法较隐式和显式算法需要较多的刚度矩阵LU三角分解次数、单元状态判断个数以及单元刚度矩阵形成个数。但是,隐式、显式算法需要进行较多次单元弹塑性状态判断。根据计算耗时可以看出,LU三角分解和单元状态判断以及单元刚度矩阵形成是三个主要耗时部分,相比之下,本文给出的算例中单元弹塑性状态判断计算耗时可忽略。

表2 不同算法计算效率比较

Table 2 Comparison of overall computational efficiency of various methods

| 方法             | 迭代次数  | LU三角分解次数 | 单元弹塑性状态判断个数 | 单元状态判断个数 | 单元刚度形成个数 | 计算时间/s |
|----------------|-------|----------|-------------|----------|----------|--------|
| Newton-Raphson | 27242 | 27242    | 0           | 27020070 | 27020070 | 7952   |
| 隐式算法           | 32413 | 1        | 30036036    | 0        | 0        | 2667   |
| 显式算法           | 9000  | 1        | 8376445     | 0        | 0        | 1208   |

注:单元弹塑性状态判断耗时相比单元状态判断和单元刚度形成耗时可忽略不计。

由于分析过程中的迭代次数、LU三角分解次数、单元弹塑性状态判断个数、单元状态判断个数以及单元刚度形成个数都与结构的非线性程度息息相关,随着地震动的强度增大,结构中需要隔离并建立子结构的单元数量逐渐增多。从图4可以看出结构中隔离单元所占比例随地震动强度增大有明显提高。表3给出不同地震强度作用下三种分析方法对应的计算耗时以及相对误差。从图4和表3可以看出,不同强度地震动作用下,采用隐式、显式算法与NR算法的分析结果误差均非常小,满足工程需求;随着地震动强度的增加,结构非线性程度急剧增大,动力时程分析过程中隔离子结构单元所占比例增大;传统的NR算法和本文提出的隐式数值子结构方法计算耗时逐渐增大,而显式算法计算耗时基本保持不变,对地震动强度不敏感。对比图2中峰值加速度时刻(8.715 s)和图4中最开始出现弹塑性单元时刻(9.18 s),可以看出,结构最开始出现弹塑性单元的时刻较地震动峰值时刻有一定的延迟。

综上所述,本文介绍的数值子结构方法与传统Newton-Raphson算法相比,有较明显的优势。1)在不同地震强度作用下,采用本文提出的隐式、显式数值子结构方法分析结果与传统NR算法基本一致,误差满足工程需求;2)显式和隐式算法较NR

算法计算效率有明显提高,其中显式算法效率更高。随着地震动强度的增大,结构非线性程度增加,隐式算法与NR算法计算耗时显著增多,而显式算法计算耗时基本保持不变,对结构非线性程度不敏感;3)从分析过程中隔离子结构单元的位置以及数量时程曲线可以清晰得到结构的塑性演化规律。

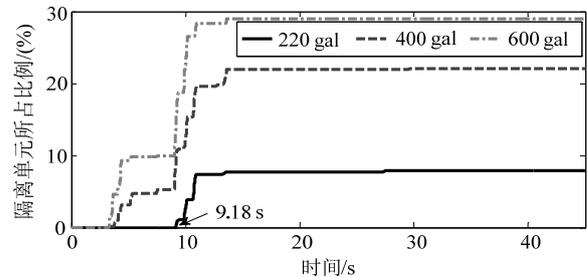


图4 不同地震强度地震动结构隔离单元所占比例时程曲线

Fig.4 Time histories of percentage of isolated substructures under different earthquake intensities

表3 不同地震强度地震动不同算法计算时间以及误差

Table 3 Computational cost and errors using three methods under different earthquake intensities

| 地震动峰值/gal | NR/s | 隐式/s | 显式/s | $e_{RMS NR 隐式}/(\%)$ | $e_{RMS NR 显式}/(\%)$ |
|-----------|------|------|------|----------------------|----------------------|
| 220       | 7952 | 2667 | 1208 | 2.8                  | 2.81                 |
| 400       | 8109 | 4299 | 1197 | 3.24                 | 3.43                 |
| 600       | 9139 | 5478 | 1179 | 2.99                 | 3.77                 |

## 4 结论

考虑到大型复杂结构在地震作用下构件逐渐进入弹塑性状态,且结构最终倒塌失效破坏可能由局部关键构件严重损伤导致,而大部分构件仍处于弹性或小变形状态。针对该类结构的地震损伤和破坏全过程分析及超大规模系统强非线性动力分析,本文提出一种弹塑性数值子结构分析方法。对一榀平面RC框架结构进行地震动弹塑性时程分析,得出以下结论:

(1)大型复杂结构系统的大规模非线性计算问题转化为整体结构适度规模的线弹性分析和数量与规模均较小的局部隔离子结构非线性分析。其中,线弹性整体结构刚度矩阵的集成及LU三角分解仅需进行一次,大大提高计算效率,同时线弹性整体结构对于网格划分不敏感,建立适度规模模型,对于计算平台的软硬件要求不高;少数屈服构件的子结构非线性分析采用精细化有限元模型或不同类型单元模型,精确模拟构件局部损伤破坏机理,有效提高结构整体的计算精度。

(2) 对一榀平面 RC 框架结构进行地震动时程分析, 计算结果表明, 不同地震动强度时, 隐、显式数值子结构方法计算效率均较传统的 NR 算法有较大提高, 其中显式算法计算效率更高。并且, 隐、显式算法与 NR 算法结构响应近乎一致, 误差均不足 5%, 满足实际工程要求。随着地震动强度增加, 结构非线性程度急剧增大, 隔离子结构单元数量占总体单元比例提高, 隐式算法和 NR 算法计算耗时有明显增加, 而显式算法计算耗时基本保持不变, 对结构非线性程度不敏感。

(3) 通过对不同算法分析过程中迭代次数、刚度矩阵 LU 三角分解次数、单元状态判断个数以及单元刚度矩阵形成个数的比较。隐、显式算法较 NR 算法需要较少的刚度矩阵 LU 三角分解次数、单元状态判断个数以及单元刚度矩阵形成个数, 隐式算法需要较多的迭代次数, 显式算法需要最少的迭代次数, 而隐式和显式算法需要较多次的单元弹塑性状态判断。总的计算耗时可以验证, 刚度矩阵 LU 三角分解、单元状态判断以及单元刚度矩阵形成是三个主要耗时的部分, 而本文给出算例中的单元弹塑性状态判断计算耗时可忽略。

(4) 通过对整个动力时程分析过程中隔离子结构的数量以及位置的判断, 可以清晰看出结构的塑性演化历程。从塑性铰分布可以看出, 本文算例给出的结构满足“强柱弱梁”设计, 塑性铰集中出现在梁的端部, 先由结构两边跨梁端部逐渐发展到 4 层~7 层中间跨梁端部。结构最开始进入弹塑性状态的时刻所对应的地震动加速度并不是峰值时刻, 而是较地震动峰值时刻有一定的延迟。

综上所述, 本文介绍的 RC 框架结构弹塑性数值子结构分析方法具有较高的计算精度和计算效率。进一步推测, 该方法具有很大潜力运用到局部非线性的大规模结构系统中。

#### 参考文献:

- [1] Clough R W, Wilson E L. Dynamic analysis of large structural systems with local nonlinearities [J]. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 1979, 17(79): 107—129.
- [2] Bathe K, Gracewski S. On nonlinear dynamic analysis using substructuring and mode superposition [J].

- Computers & Structures, 1981, 13(5/6): 699—707.
- [3] Owen D. Substructuring techniques in material nonlinear analysis [J]. *Computers & Structures*, 1982, 15(3): 205—213.
- [4] Ali S, Moore I D, Page A W. Substructuring technique in nonlinear analysis of brick masonry subjected to concentrated load [J]. *Computers & Structures*, 1987, 27(3): 417—425.
- [5] Huang J, Wang T. Buckling analysis of large and complex structures by using substructuring techniques [J]. *Computers & Structures*, 1993, 46(5): 845—850.
- [6] Chen H, Archer G C. New domain decomposition algorithm for nonlinear substructures [J]. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 2005, 19(2): 148—159.
- [7] Wong K K, Yang R. Inelastic dynamic response of structures using force analogy method [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 1999, 125(10): 1190—1199.
- [8] 孙宝印, 张沛洲, 古泉, 欧进萍. 基于数值子结构方法的结构弹塑性分析[J]. *计算力学学报*, 2015, 32(4): 465—472.  
Sun Baoyin, Zhang Peizhou, Gu Quan, Ou Jinping. Numerical substructure method for nonlinear structural analysis [J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2015, 32(4): 465—472. (in Chinese)
- [9] Chopra A K. Dynamics of structures [M]. New Jersey: Prentice-Hall, 1995.
- [10] GB50010-2011, 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.  
GB50010-2011, Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Building Industry Press, 2011. (in Chinese)
- [11] Park R, P M J. Ductility of square confined reinforced concrete columns [J]. *Journal of the Structural Division*, 1982, 4(108): 929—950.
- [12] Gu Q, Barbato M, Conto J P, Mackenna F. Openses-SNOPT framework for finite-element-based optimization of structural and geotechnical systems [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2012, 138(6): 822—834.
- [13] 过镇海. 钢筋混凝土原理[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003: 18—29.  
Guo Zhenhai. Reinforced concrete theory [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003: 18—29. (in Chinese)
- [14] Gu Q, Ozelik O. Integrating OpenSees with other software-with application to coupling problems in civil engineering [J]. *Structural Engineering and Mechanics*, 2011, 40(1): 85—103. (in Chinese)