

# 基于数值子结构方法的结构弹塑性分析

孙宝印<sup>1</sup>, 张沛洲<sup>1</sup>, 古泉<sup>2</sup>, 欧进萍<sup>\*1,3</sup>

(1. 大连理工大学 建设工程学部, 大连 116024; 2. 厦门大学 建筑与土木工程学院, 厦门 361000;  
3. 哈尔滨工业大学 土木工程学院, 哈尔滨 150090)

**摘要:**结合震害调研及数值分析可知, 结构最终失效可能仅由部分关键构件破坏引起, 大部分构件仍处于弹性或小变形状态。因此为提高计算效率, 在结构全过程分析中一致采用非线性单元建模并非必要, 同时为准确考虑关键构件的非线性响应, 本文提出一种新的数值子结构建模策略。进入弹塑性状态后, 针对一般钢构件或钢筋混凝土构件采用动态替换子结构方法在单元或截面层次将其替换成非线性单元或非线性截面, 并基于 OpenSees 平台开发了两类新单元予以实现; 针对可能发生严重损伤的关键构件, 采用隔离子结构方法将其隔离并建立精细化分析模型, 考虑主、子结构间不同尺度边界耦合, 并推导了切线刚度的传递关系, 采用 Client/Server 技术在 OpenSees 平台开发了一类新的接口单元予以实现主、子结构之间的信息传递。为验证新开发单元的合理性, 分别以钢及钢筋混凝土平面框架结构为例, 采用纤维单元、动态替换子结构方法以及隔离子结构方法建模进行静、动力分析。计算结果表明, 采用本文提出的动态替换子结构方法与常规建模方法的计算结果完全吻合并且可大幅缩短计算耗时, 随着荷载水平的增大, 结构中受到动态替换的构件比例急剧增大, 计算效率提高程度略有降低, 但仍远高于常规模型; 采用本文提出的接口单元可准确传递主、子结构间的界面信息, 为隔离数值子结构方法在结构弹塑性分析中的应用提供了基础。

**关键词:**数值子结构; 弹塑性; 计算效率; 纤维模型; OpenSees

中图分类号: TP273; O344.3 文献标志码: A doi: 10.7511/jslx201504004

## 1 引言

随着社会的发展和科技的进步, 人类对大型土木工程结构的需求持续增加, 越来越多的超高层建筑、超大跨桥梁以及大型空间结构等正在不断建成。这些重大工程投资巨大且影响深远, 一旦发生破坏, 损失将难以估量。因而为确保结构满足设计要求, 针对该类结构发展并完善准确高效的数值分析方法尤为重要。考虑到大型复杂结构计算量大, 国内外有大量研究者从求解器等方面提出多类解决方案, 如并行计算<sup>[1]</sup>和 GPU 计算<sup>[2]</sup>等。着眼于建模策略自身, 为平衡计算效率与精度的问题, 有研究者提出基于多尺度混合一体化建模分析方法<sup>[3-5]</sup>, 即将一个分析模型采用不同尺度的单元混合建模, 不同类型单元依据边界力与变形协调条件

共同工作。该建模策略可在一定程度上保证结构的计算效率, 并能较好地获得结构关键部位的损伤演化及失效机理, 但考虑到工程结构灾变主要由地震和风等动力荷载引起, 具有显著的时变效应, 所以需要针对不同的荷载作用阶段采取不同的建模方法。例如在地震作用初期, 结构所有构件均处于弹性状态, 并不需要在模型中考虑其非线性; 随着地震作用不断增大, 结构中部分构件逐渐进入弹塑性状态, 最终因个别关键构件损伤致整体结构失效, 而大部分构件仍处于弹性或小变形阶段, 此时针对已进入塑性的构件需考虑其非线性效应, 针对个别损伤引发结构灾变的构件需采用精细化建模策略准确刻画其失效机理, 而对于未损伤构件, 仍然采用弹性模型即可。基于结构所受荷载时变效应的考虑, 结构的全过程分析并不需要均采用非线性单元建模, 因此包括多尺度混合一体化建模方法在内的传统建模策略有待进一步改进。

## 2 数值子结构方法

为从建模策略方面进一步提高结构数值模型计算精度和效率, 本文提出一种新的数值分析策略。根据结构构件重要性及可达到的非线性程度,

收稿日期: 2014-12-29; 修改稿收到日期: 2015-01-19.

基金项目: 国家自然科学基金(51261120376, 91315301-12) 资助项目.

作者简介: 孙宝印(1989-), 男, 博士生;

张沛洲(1987-), 男, 博士生;

古泉(1974-), 男, 博士, 教授, 硕士生导师;

欧进萍\*(1959-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 中国工程院院士

(E-mail: oujinping@dlut.edu.cn).

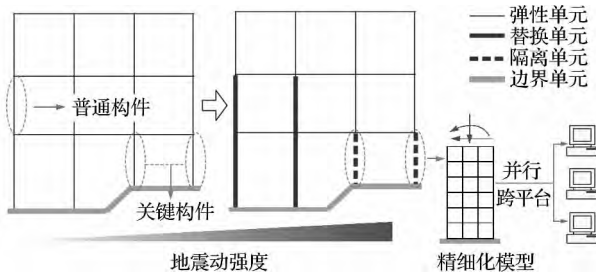


图1 数值子结构方法示意图  
Fig. 1 Sketch of numerical substructure method

将其分为一般构件和关键构件,针对这两类构件分别提出动态替换子结构与隔离数值子结构方法,如图1所示。在结构初始状态,采用弹性单元建模;随着荷载增大,将进入弹塑性阶段的一般构件实时更新为非线性单元;将局部损伤较严重可能引发灾变的关键构件,隔离为数值子结构,依据不同类别的构件建立合理的精细化模型,通过并行或跨平台等技术进行数值子结构模拟。该方法既能提高整体结构计算效率,又可准确刻画局部损伤失效机理。

2.1 动态替换子结构

建筑结构是由一系列基本构件,如梁、柱、墙、板及节点等组成。当荷载水平较低时,结构构件基本处于弹性状态,伴随荷载增强,部分构件开始损伤并逐渐失效,直至整体结构破坏。针对该特征,本文提出动态替换子结构建模策略,即模型中所有单元均为弹性或近似弹性,当判断有构件达到弹塑性状态时,程序将其动态替换为非线性单元,并初始化应力状态继续分析。实际工程中,钢结构与钢筋混凝土结构应用广泛,考虑到两者材料性质差异较大,本文针对钢结构提出在单元层次替换,针对钢筋混凝土结构提出在截面层次以更新积分点的方式实现动态替换。为简化起见,文中以平面梁柱构件为例,阐述该建模思路及实现过程。

2.1.1 单元替换

对于钢材等均匀材质组成的构件,由于材料力学特性单一,可直接在单元层面完成替换,具体流程如图2所示。在第*i*步荷载作用下,由弹性模型获得各单元的节点位移,如图3中的 $v_1, v_2$ 和 $v_3$ 。根据单元积分方案及积分点个数由式(1)计算出任一积分点处截面的应变状态。根据任一截面最大应变是否超过屈服应变来判断单元是否进入弹塑性状态。若满足屈服条件,将相应弹性单元替换为非线性单元,如纤维模型<sup>[6]</sup>(见图4),并采用节点位移初始化第*i*步各纤维截面的应变状态;否则,则采用弹性单元继续第*i*+1步分析。

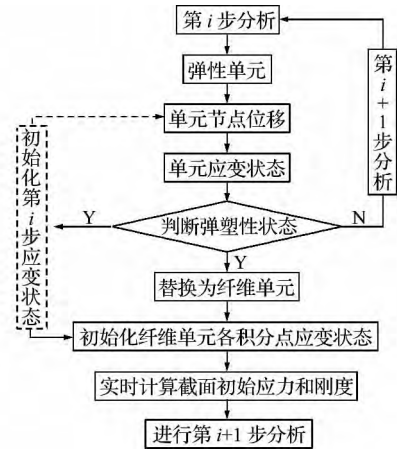


图2 单元替换方法流程图  
Fig. 2 Procedure of element replacement method

$$e(x) = \begin{cases} \frac{v_1}{L} \\ \left(\frac{6x}{L^2} - \frac{4}{L}\right)v_2 + \left(\frac{6x}{L^2} - \frac{2}{L}\right)v_3 \end{cases} \quad (1)$$

式中  $e(x)$ 表示  $x$  处的应变状态。

本文基于 OpenSees 开源软件<sup>[7]</sup>依据流程图2形成一个动态替换单元 `replaceBeamColumn`,用以实现弹性单元向纤维单元的动态替换。为验证该替换单元的准确性,分别采用替换单元和常规纤维单元模拟一根钢柱构件在拟静力往复荷载与地震动作用下的受力响应。分析结果表明,无论在静力还是动力作用下,替换单元与常规纤维模型的计算结果基本一致,两模型在静、动荷载作用下位移响应的误差分别按式(2)计算不足0.1%与1%。该误差由弹性阶段的纤维单元与弹性单元之间的刚度差异引起,不影响构件非线性响应,可忽略;当替换完成后,两者分析结果完全相同。

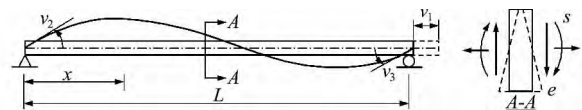


图3 单元变形受力图  
Fig. 3 Deformation and force of element

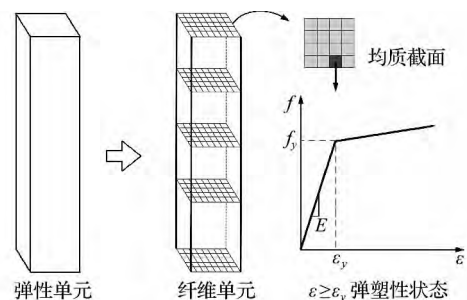


图4 单元替换示意图  
Fig. 4 Sketch of element replacement

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

式中  $i$  为数据序列,  $N$  为总的个数,  $X_i$  和  $Y_i$  为第  $i$  时刻采用常规纤维梁柱单元建模和采用替换单元建模分析的结构响应值。

2.1.2 积分点更新

针对钢筋与混凝土等复合而成的构件,因材质不均、混凝土易开裂等特点,构件在屈服前非线性程度比较高,无法在单元层次直接替换,基于此本节从截面层次提出积分点更新方法。以平面钢筋混凝土柱构件为例,如图3所示单元的抗力  $f_c$  表达式为

$$f_c = \int_0^L \mathbf{b}^T \mathbf{s}(e) dx = \int_0^L \mathbf{b}^T \mathbf{k}_s \mathbf{b} \mathbf{v} dx \quad (3)$$

式中  $\mathbf{v}$  为单元节点位移,  $\mathbf{s}(e)$  为截面反力,  $\mathbf{k}_s$  为截面刚度矩阵,  $\mathbf{b}$  为单元位移导算子矩阵,可表示为

$$\mathbf{b} = \begin{bmatrix} \frac{1}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6x}{L^2} - \frac{4}{L} & \frac{6x}{L^2} - \frac{2}{L} \end{bmatrix} \quad (4)$$

令  $\mathbf{g}(x) = \mathbf{b}^T \mathbf{k}_s \mathbf{b} \mathbf{v}$ , 当构件处于弹性阶段时,  $\mathbf{k}_s$  为常矩阵,  $\mathbf{g}(x)$  为2次多项式矩阵,以Newton Cotes积分方案<sup>[8]</sup>为例,采用2个积分点(3阶精度)即可获得精确解,因而此阶段采用较少积分点数及较稀疏截面网格划分即可满足要求,如图6所示;当依据判断准则判定某截面进入弹塑性阶段后,更新相应积分点信息,如加密截面网格划分,且增加该单元积分点数目,具体流程如图5所示。考虑到钢筋混凝土梁柱截面中混凝土纤维先于钢筋纤维出现非线性行为,因此以混凝土应变状态判断截面的弹塑性状态,当混凝土受拉应变大于开裂应变或受压应变绝对值大于  $0.4f_c$  对应的应变时进入弹塑性

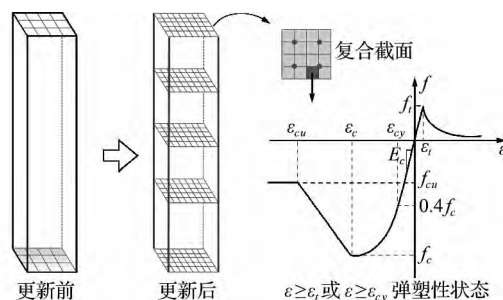


图6 单元积分点更新示意图  
Fig.6 Sketch of updating of integral point of element

状态<sup>[9]</sup>,如图6所示,其中  $f_c$  为混凝土抗压强度。

同上,在OpenSees平台根据流程图5形成动态更新积分点单元 updateIntBeamColumn,可实时更新单元积分点数目及截面网格疏密。采用新单元与常规纤维单元模拟一根钢筋混凝土柱构件以验证该方法的合理性。分析结果表明,在静、动荷载作用下,更新积分点单元与常规纤维模型的计算结果基本一致,两模型位移响应的误差按式(2)计算均不足1%,该误差亦由单元在信息更新过程中纤维网格划分疏密产生,满足工程计算要求,可忽略。

2.2 隔离数值子结构

根据大量震害调研<sup>[10]</sup>及结构数值分析<sup>[11]</sup>可知,部分严重损伤的关键构件可能是引发结构最终失效的主要诱因,因此准确模拟这部分关键构件的非线性响应对整体结构的灾变分析至关重要。但采用动态替换子结构方法并不能准确描述构件局部失效机理,因而作为该方法的补充,本节提出了一种隔离子结构方法,即模型中所有单元均为弹性,依据构件重要性系数预判可能发生严重损伤的关键构件,当获知这些构件达到弹塑性状态时,将其隔离并依据其特点建立合理的精细化模型。文献<sup>[12]</sup>在OpenSees与ABAQUS平台之间实现了主结构与隔离子结构边界节点位移与反力的相互传递,本文在此基础上考虑不同尺度边界的耦合,并引入切线刚度,使之在主、子结构间实时传递,提高计算精度及收敛性。为简化说明,以一个简单隔离子结构为例,阐述主、子结构间边界界面的处理方法。由图7受力分析可知,主结构、边界节点及子结构满足平衡方程式(5),式中下标  $m, b_1, b_2$  和  $s$  分别为主结构、主结构边界、子结构边界及子结构,  $R_i$  为  $i$  部分结构内力,  $F_i$  为  $i$  部分结构外力,  $F_{ij}$  为  $i$  部分结构对  $j$  部分结构的作用力(维数与  $j$  部分结构自由度一致)。该方程对应增量形式如式(6)所示。

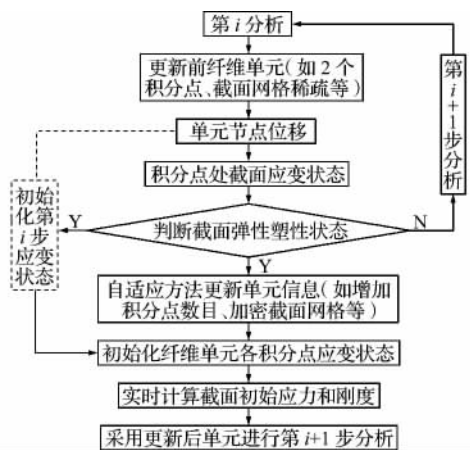


图5 积分点更新方法流程图  
Fig.5 Procedure of updating integral point method

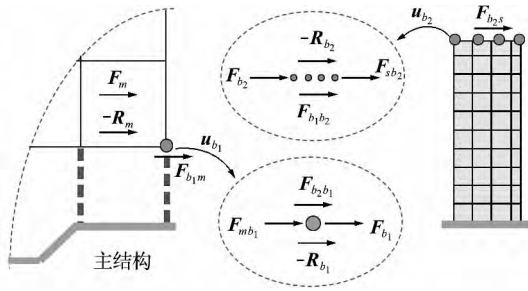


图7 隔离子结构示意图  
Fig. 7 Sketch of isolation of substructure

$$\mathbf{R}_m - \mathbf{F}_{b_1m} = \mathbf{F}_m \quad (5a)$$

$$-\mathbf{F}_{mb_1} + \mathbf{R}_{b_1} - \mathbf{F}_{b_2b_1} = \mathbf{F}_{b_1} \quad (5b)$$

$$-\mathbf{F}_{b_1b_2} + \mathbf{R}_{b_2} - \mathbf{F}_{sb_2} = \mathbf{F}_{b_2} \quad (5c)$$

$$-\mathbf{F}_{b_2s} + \mathbf{R}_s = \mathbf{F}_s \quad (5d)$$

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{mm} & \mathbf{K}_{mb_1} & 0 & 0 \\ \mathbf{K}_{b_1m} & \mathbf{K}_{b_1b_1} & \mathbf{K}_{b_1b_2} & 0 \\ 0 & \mathbf{K}_{b_2b_1} & \mathbf{K}_{b_2b_2} & \mathbf{K}_{b_2s} \\ 0 & 0 & \mathbf{K}_{sb_2} & \mathbf{K}_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\mathbf{u}_m \\ d\mathbf{u}_{b_1} \\ d\mathbf{u}_{b_2} \\ d\mathbf{u}_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} d\mathbf{F}_m \\ d\mathbf{F}_{b_1} \\ d\mathbf{F}_{b_2} \\ d\mathbf{F}_s \end{Bmatrix} \quad (6)$$

式中  $\mathbf{K}_{ij}$  为结构的切线刚度矩阵,  $d\mathbf{u}_i$  为  $i$  部分结构的节点位移增量。

考虑到隔离子结构需采用诸如实体单元、壳单元或等效梁柱模型等方法进行精细化模拟,因而主体结构边界节点位移  $\mathbf{u}_{b_1}$  和外力  $\mathbf{F}_{b_1}$  与子结构边界节点位移  $\mathbf{u}_{b_2}$  和外力  $\mathbf{F}_{b_2}$  的维数可能不同。根据边界力与变形协调条件,主、子结构边界节点的位移与外力满足

$$\mathbf{u}_{b_1} = \mathbf{N}\mathbf{u}_{b_2} \quad (7a)$$

$$\mathbf{F}_{b_2b_1} = \tilde{\mathbf{N}}\mathbf{F}_{b_1b_2} \quad (7b)$$

其中矩阵  $\mathbf{N}$  和  $\tilde{\mathbf{N}}$  分别为边界节点位移与外力的转换矩阵。本节所述隔离子结构方法可依据以下步骤实现。

(1) 在第  $i$  步分析中若有关键构件进入弹塑性状态,将其隔离为子结构并建立精细化模型,同时将主体结构边界节点位移  $\mathbf{u}_{b_1}^i$  传递给子结构。

(2) 根据式(7a)将  $\mathbf{u}_{b_1}^i$  转换成子结构边界节点位移  $\mathbf{u}_{b_2}^i$ , 由式(5d)通过 NR 迭代得子结构反力  $\mathbf{F}_{b_2s}$  和  $\partial\mathbf{F}_{b_2s}/\partial\mathbf{u}_{b_2}$ , 结合式(5c)计算得到  $\mathbf{F}_{b_1b_2}$  和  $\partial\mathbf{F}_{b_1b_2}/\partial\mathbf{u}_{b_2}$ , 如式(8)所示。同理由式(7)可得出  $\mathbf{F}_{b_2b_1}$  和  $\partial\mathbf{F}_{b_2b_1}/\partial\mathbf{u}_{b_1}$ , 可表示为

$$\frac{\partial\mathbf{F}_{b_1b_2}}{\partial\mathbf{u}_{b_2}} = \frac{\partial(\mathbf{R}_{b_2} - \mathbf{F}_{b_2} - \mathbf{F}_{sb_2})}{\partial\mathbf{u}_{b_2}} = \frac{\partial(\mathbf{R}_{b_2} - \mathbf{F}_{sb_2})}{\partial\mathbf{u}_{b_2}} \quad (8)$$

$$\left\{ \begin{aligned} \mathbf{F}_{b_2b_1} &= \tilde{\mathbf{N}}\mathbf{F}_{b_1b_2} = \tilde{\mathbf{N}}(\mathbf{R}_{b_2} - \mathbf{F}_{sb_2} - \mathbf{F}_{b_2}) \\ \frac{\partial\mathbf{F}_{b_2b_1}}{\partial\mathbf{u}_{b_1}} &= \frac{\partial(\tilde{\mathbf{N}}\mathbf{F}_{b_1b_2})}{\partial(\mathbf{N}\mathbf{u}_{b_2})} = \frac{\tilde{\mathbf{N}}\partial\mathbf{F}_{b_1b_2}}{\mathbf{N}\partial\mathbf{u}_{b_2}} = \\ &= \frac{\tilde{\mathbf{N}}\partial(\mathbf{R}_{b_2} - \mathbf{F}_{sb_2})}{\mathbf{N}\partial\mathbf{u}_{b_2}} \end{aligned} \right. \quad (9)$$

(3) 将  $\mathbf{F}_{b_2b_1}$  和  $\partial\mathbf{F}_{b_2b_1}/\partial\mathbf{u}_{b_1}$  返回给主体结构,根据式(5a,5b)进行迭代计算,其中非平衡力满足式(10)。由 NR 迭代得到位移  $\mathbf{u}^{i+1}$ , 如式(11)所示,其中  $\mathbf{K}^i$  表达式见式(12)

$$\boldsymbol{\varphi}^i = \begin{Bmatrix} \mathbf{F}_m \\ \mathbf{F}_{b_1} \end{Bmatrix}^i - \begin{Bmatrix} \mathbf{R}_m - \mathbf{F}_{b_1m} \\ -\mathbf{F}_{mb_1} + \mathbf{R}_{b_1} - \mathbf{F}_{b_2b_1} \end{Bmatrix}^i = 0 \quad (10)$$

$$\mathbf{u}^{i+1} = \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_m \\ \mathbf{u}_{b_1} \end{Bmatrix}^{i+1} = \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_m \\ \mathbf{u}_{b_1} \end{Bmatrix}^i + [\mathbf{K}^i]^{-1}\boldsymbol{\varphi}^i \quad (11)$$

$$[\mathbf{K}^i] = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{mm} - \frac{\partial\mathbf{F}_{b_1m}}{\partial\mathbf{u}_m} & \mathbf{K}_{mb_1} \\ \mathbf{K}_{b_1m} & \mathbf{K}_{b_1b_1} - \frac{\partial\mathbf{F}_{b_2b_1}}{\partial\mathbf{u}_{b_1}} - \frac{\partial\mathbf{F}_{mb_1}}{\partial\mathbf{u}_{b_1}} \end{bmatrix}^i \quad (12)$$

(4) 令  $i=i+1$ ,重复第(1)步,直至分析完成。当同一主体结构中需建立多个隔离子结构时,可使用并行计算提高效率,也可根据需要利用不同平台的优势实现跨平台计算。

本文依据上述理论,采用 Client/Server(CS)技术<sup>[13]</sup>在 OpenSees 平台中开发一种负责主体结构与隔离子结构之间数据信息传递的接口单元 tclClientElement。每步分析中,主体结构首先通过该单元(Client)将边界节点位移传递给隔离子结构(Server);然后,隔离子结构系统根据接收到的信息计算得到边界节点反力及单元刚度矩阵等信息,并返回给 Client;最后主体结构通过 Client 得到隔离子结构的边界响应进入下一步计算。

### 3 数值算例分析

如前文所述,动态替换子结构与隔离子结构方法是数值子结构方法重要的两个分支,且互为补充。将两者结合应用于结构弹塑性分析中,可在追求分析结果可靠性的同时兼顾计算效率。为简便起见,本节给出三榀框架结构算例分别用于验证两个动态替换单元与隔离子结构接口单元在结构静、动力分析中的可靠性,同时通过算例分析阐释动态替换单元在计算效率方面的潜在优势。

#### 算例 1 钢结构

选取文献[14]的 15 层 3 跨平面钢框架结构作

为算例,分别采用纤维梁柱单元和动态替换单元建模并进行时程反应分析,以阐述其在不同地震水平作用下的计算效率,同时验证新单元在结构分析应用中的可靠性与合理性。该结构共约 525 个构件,依据我国《钢结构设计规范》GB 50017-2003 的 8 度设防 II 类场地设计,据此选取合适的 El-centrol 地震波,并将地震动峰值调整为 400 Gal,对应 8 度大震水平,得到不同建模方法下结构的位移与基底剪力时程响应,如图 8 和图 9 所示。可以看出采用纤维梁柱单元和动态替换单元计算的结构动力响应基本一致。图 12 给出结构在 8 度大震作用下进入弹塑性状态时构件数目的时程曲线,可知单元的动态替换主要集中在两个时间段,分别为 2 s~4 s 和 7 s~10 s,与地震波峰值较大区间对应。

为进一步研究替换单元在超强地震作用下的计算效率与替换规律,将地震动峰值分别调整为 600 Gal 和 800 Gal,对应超大震及极限地震的水平。经分析得到不同结构模型的计算时间、替换单元数目、计算效率及根据式(2)计算的误差,列入表 1。由表 1 可知,新单元在结构计算中可获得与纤维模型完全一致的结果,位移与基底剪力在全过程分析中的最大误差介于 1%~2%,主要由弹性模型与纤维模型在弹性阶段的刚度差异引起;采用动态替换单元方法建模分析时计算效率有明显提高,在大震作用下效率可提高至 3 倍,随着地震动峰值强度增加,结构中需要替换的单元数目增多,

计算速度的提升量有所降低,在极限地震分析中,其计算效率仍能达到常规模型的 2.4 倍。

算例 2 钢筋混凝土结构

根据我国《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 规定,按抗震设防烈度 7 度、II 类场地、设计分组第一组设计出一楹 18 层 5 跨钢筋混凝土平面框架结构,详细设计信息列入表 2。按规范要求选

表 1 替换单元与常规建模方法对比分析

Tab.1 Comparison of analysis simulated by modeling with replacement elements and normal elements

地震动峰值 /Gal	计算时间/s		替换率 <sup>1</sup> /%	计算效率 <sup>2</sup> /%	e <sub>MRS</sub> /%	
	纤维单元	替换单元			顶点位移	基底剪力
400	402	139	6.29	2.9	0.97	2.07
600	401	163	13.52	2.5	1.10	1.87
800	419	177	16.76	2.4	0.98	1.80

注:1.替换率指进入弹塑性阶段的单元与结构总单元的比值;2.计算效率指同一分析中采用纤维单元的模型与采用替换单元的模型计算耗时之比。

表 2 结构构件尺寸与配筋情况(单位:mm)

Tab.2 Dimension and reinforcement of structural members (units:mm)

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 HRB 335,箍筋 HPB235。

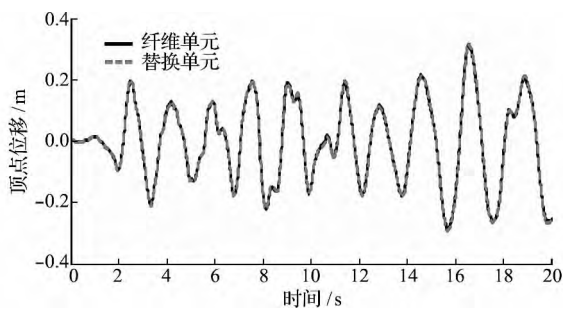


图 8 钢结构顶点位移时程曲线

Fig. 8 Top floor displacement time-history curve of steel structure

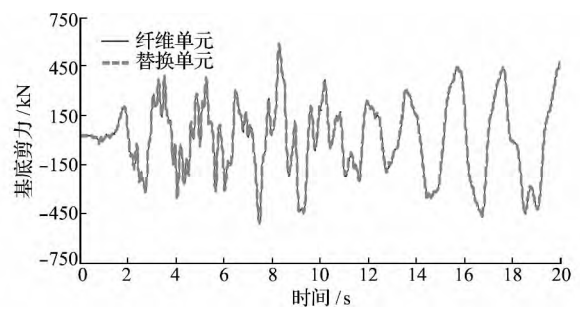


图 9 钢结构基底剪力时程曲线

Fig. 9 Base shear force time-history curve of steel structure

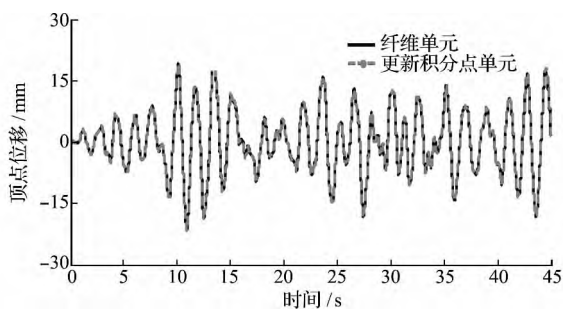


图 10 钢筋混凝土结构顶点位移时程曲线

Fig. 10 Top floor displacement curve of RC structure

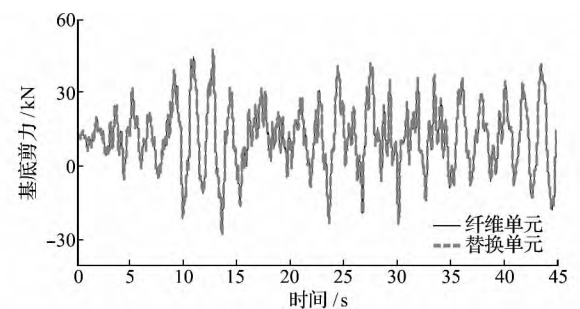


图 11 钢筋混凝土结构基底剪力时程曲线

Fig. 11 Base shear force curve of RC structure

表3 更新积分点方法  
Tab.3 Updating integration point method

地震动峰值 /Gal	计算时间/s		替换率 /%	计算效率 /%	$e_{MRS}/\%$	
	纤维单元	替换单元			顶点位移	基底剪力
35	435	228	0.0	1.9	0.59	0.18
220	461	258	22.7	1.8	0.62	0.54
400	468	274	39.9	1.7	0.61	0.60

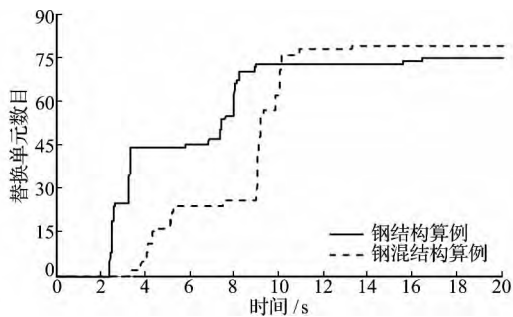


图12 替换单元数的时程曲线  
Fig.12 Time-history curves of the replaced elements

取1999年台湾TTN051台站记录的Chi-Chi地震波,将地震动峰值调整为大震水平220 Gal,分别得到由纤维模型与积分点更新单元建模分析得到的结构响应,如图10和图11所示。可以看出两模型计算的结构动力响应基本一致。图12给出在7度大震作用下结构构件进入弹塑性状态的数目,主要集中在3 s~14 s。同时也给出了结构在多遇及罕遇地震作用下(35 Gal和400 Gal)的分析结果,如计算时间、计算效率及误差分析等列入表3。

由表3可知,新单元与纤维模型计算的位移与基底剪力最大误差介于0.1%~0.7%;采用动态更新积分点单元建模分析时计算效率有所提高,在7度多遇地震作用下效率可提高至1.9倍,随着地震动峰值强度增加,结构中需要替换的单元数目增多,计算速度的提升量略有降低,在8度大震分析中,其计算效率仍能达到常规模型的1.7倍。

需要特别指出的是,针对不同的地震波、结构规模及体系,本文提出的两类单元的计算效率会有一定差异,总体来说相同结构在同一地震作用下,随着地震动水平的增强,结构中进入非线性的构件数目逐步增多,相应的计算效率略有降低,但仍是常规模型的数倍;本文算例的规模偏小,可预见随着结构规模的增大,这两类方法在效率提升方面将更具优势;在同规模的结构分析中,与截面层次积

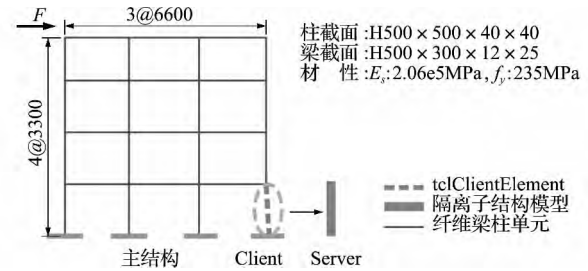


图13 隔离子结构算例(单位:mm)  
Fig.13 Example of isolation of substructure (unit: mm)

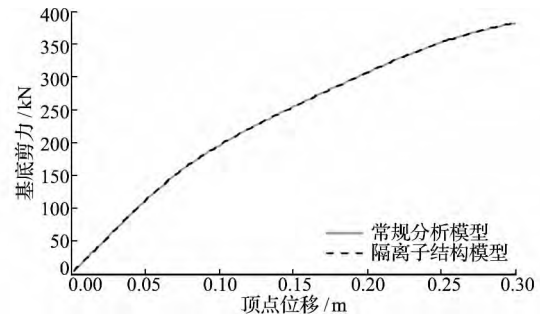


图14 不同模型结构整体响应对比  
Fig.14 Comparison of overall response of different models

分点更新单元相比,在单元层面直接完成替换的模型计算效率更高。

### 算例3 隔离数值子结构

为简要验证本文提出的隔离数值子结构方法在接口单元中信息传输的准确性,以一榀4层3跨平面钢框架结构为例,底层一根柱受到隔离并基于接口单元tclClientElement实现数据传输,并在分析隔离子结构的服务器端建立该柱的有限元模型,如图13所示。为便于验证,算例中隔离的柱构件仍采用常规纤维梁柱单元建模,同时采用相同的模拟方法建立完整结构的模型作为对比算例。分别对两个模型进行静力Pushover单调推覆分析,得知隔离柱构件边界节点各自由度的位移响应与对比算例中的非隔离柱完全相同,两结构基底剪力与顶点位移的推覆曲线如图14所示。可以看出,采用隔离数值子结构方法与常规方法的计算结果等效,表明本文开发的接口单元可准确传输主、子结构间的信息,为将隔离子结构方法用于结构的弹塑性分析提供了保障。

## 4 结论

考虑结构在地震作用下构件逐渐进入弹塑性状态,最终灾变可能仅由部分关键构件引起,而大部分构件仍处于弹性或小变形阶段,本文提出一种

新的数值子结构建模策略以同时满足计算精度和效率的要求,并采用三榀框架结构为例进行验证,得出以下结论。

(1) 针对结构中非线性程度较低的一般构件,提出动态替换子结构建模方法,在 OpenSees 平台分别就钢结构与钢筋混凝土结构的特点开发两类替换单元 `replaceBeamColumn` 与 `updateIntBeamColumn`,以实时替换进入塑性阶段的弹性单元,避免结构全过程分析采用非线性模型,可大大提高计算效率。

(2) 针对因严重损伤可能引发结构整体失效的关键构件,提出隔离子结构分析方法,并根据边界协调条件,给出主、子结构之间力、位移及切线刚度的界面关系。基于 CS 技术在 OpenSees 平台中开发一类接口单元 `ttlClientElement`,用于协调与传递主、子结构之间的界面信息。该方法可将结构关键构件隔离并精细化模拟以提高整体结构的计算精度。

(3) 通过单个构件及多榀平面框架结构静、动力弹塑性分析,表明本文提出的动态替换子结构方法可等效代替常规纤维模型进行静、动力弹塑性分析;提出的接口单元可准确传递主、子结构间的界面信息,为隔离数值子结构方法的应用提供了保障。针对替换单元的研究表明,同一结构在不同等级地震作用下,随着替换率增大,结构计算效率的提高程度略有降低,但仍高于常规模型;与积分点更新单元相比,在单元层面实现构件替换的建模方案计算效率更高。

综上所述,本文提出的数值子结构方法为大型复杂结构的弹塑性分析提供了一种高效准确的建模策略,尽管文中算例规模偏小,但可预见随着结构体量的增大,数值子结构方法在效率提升方面将更具优势。不过本文研究工作尚有不足,在隔离数值子结构方法中尚未考虑复杂构件边界多尺度耦合的精细化模拟,有待进一步研究。

## 参考文献(References):

[1] Bertsekas D P, Tsitsiklis J N. *Parallel and Distributed Computation: Numerical Methods* [M]. Prentice-Hall, Inc., 1989.

[2] Owens J D, Houston M, Luebke D, et al. GPU com-

puting[J]. *Proceedings of the IEEE*, 2008, **96**(5): 879-899.

- [3] Ladevèze P, Nouy A, Loiseau O. A multiscale computational approach for contact problems[J]. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 2002, **191**(43):4869-4891.
- [4] Feyel F. A multilevel finite element method to describe the response of highly non-linear structures using generalized continua[J]. *Computer Methods in applied Mechanics and Engineering*, 2003, **192**(28): 3233-3244.
- [5] Khandelwal K. *Multi-Scale Computational Simulation of Progressive Collapse of Steel Frames* [M]. ProQuest, 2008.
- [6] Taucer F, Spacone E, Filippou F C. *A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures* [M]. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, 1991.
- [7] McKenna F, Fenves G L, Scott M H, et al. Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, CA, 2000.
- [8] Thisted R A. *Elements of Statistical Computing: Numerical Computation* [M]. CRC Press, 1988.
- [9] 过镇海. 钢筋混凝土原理 [M]. 北京:清华大学出版社, 2003. (GUO Zhen-hai. *Reinforced Concrete Theory* [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003. (in Chinese))
- [10] 叶列平, 陆新征, 赵世春, 等. 框架结构抗地震倒塌能力的研究——汶川地震极震区几个框架结构震害案例分析 [J]. *建筑结构学报*, 2009(6):67-76. (YE Lie-ping, LU Xin-zheng, ZHAO Shi-chun, et al. Seismic collapse resistance of RC frame structures——case studies on seismic damages of several RC frame structures under extremement ground motion in Wenchuan Earthquake [J]. *Journal of Building Structures*, 2009(6):67-76. (in Chinese))
- [11] 林旭川, 潘 鹏, 叶列平, 等. 汶川地震中典型 RC 框架结构的震害仿真与分析 [J]. *土木工程学报*, 2009(5): 13-20. (LIN Xu-chuan, PAN Peng, YE Lie-ping, et al. Analysis of the damage mechanism of a typical RC frame in Wenchuan Earthquake [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2009(5):13-20. (in Chinese))
- [12] Pan P, Tomofuji H, Wang T, et al. Development of peer-to-peer (P2P) internet online hybrid test system

- [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2006, **35**(7):867-890.
- [13] Gu Q, Ozcelik O. Integrating OpenSees with other software—with application to coupling problems in civil engineering [J]. *Structural Engineering and Mechanics*, 2011, **40**(1):85-103.
- [14] 孙爱伏, 欧进萍. 高层钢结构地震失效模式控制的失效路径修正法[J]. *地震工程与工程振动*, 2010(1):22-28. (SUN Ai-fu, OU Jin-ping. Seismic failure mode control of tall steel buildings by changing the failure path[J]. *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2010(1):22-28. (in Chinese))

## Numerical substructure method for structural nonlinear analysis

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

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

2. School of Architecture and Civil Engineering, Xiamen University, Xiamen 361000, China;

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

**Abstract:** According to seismic damage analysis of structures, the whole structure might fail due to the serious damages of some key structural members. In spite of this, it was observed that most structural members might keep elastic and experience small deformation during the process. Thus it is unnecessary to use nonlinear models for the whole structures during the entire process of seismic analysis. A novel modeling methodology, named numerical substructure method, was presented considering the demands of computational efficiency and accuracy, including dynamic replacement substructure method and isolation substructure method. In the first method, once the elastic structural members (e. g. steel members and reinforced concrete members) yielded, they were replaced in the element and section levels by nonlinear models. In the isolation substructure method, the key members were isolated from the master structure, and refined FE models for the members were built in other platforms. The data transfer (e. g. displacement, force and tangent stiffness) between master structure and substructure was achieved by using CS technique. The above numerical substructure methods were implemented into a general finite element framework, OpenSees. To verify the newly developed numerical substructure method, two steel frames and a RC frame subjected to both static and dynamic loading conditions were taken as application examples. The analysis results using dynamic replacement elements model agree well with that using normal fiber elements model, while the computational time greatly reduced, although this advantages become less remarkable with increasing number of members yielded and replaced; the data transfer between master structure and substructures are efficient and accurate, enabling isolation substructure method to be potentially used in large scale structural elastic-plastic analysis.

**Key words:** numerical substructure; elastic-plastic; computational efficiency; fiber model; OpenSees