

复杂高层钢-混凝土结构地震损伤时变特性研究*

王莹[†], 李兆霞, 王若竹

(1.东南大学 土木工程学院, 江苏 南京 210096; 2.江苏省工程力学分析重点实验室, 江苏 南京 210096)

摘要:复杂高层结构抗震性能化设计尚未考虑服役期内材料性能劣化所引起的损伤的非线性演化过程.本文面向复杂高层钢-混凝土组合结构,考虑不同服役期内混凝土材料性能劣化所引起的局部构件和结构整体力学性能的变化,建立了组合结构地震损伤时变分析模型.针对结构刚度、阻尼等参数在服役期内具备“变量”的特征,同时在遭遇地震时又具有“常量”的特点,提出将此类参数作为“拟变量”处理,分析了结构的弹塑性动力响应;依据动力响应结果,分别基于层间位移的整体法和基于构件损伤的加权组合法建立了结构损伤时变模型,研究了复杂高层钢-混组合结构的抗震性能.结果表明:服役期内结构性能呈现显著的时变特性,多遇地震下结构损伤可能超出限值;刚度变化引起抗侧向作用力和地震作用传导能力的共同变化.对比分析了基于地震损伤时变模型和常规模型的结构参数设计值的差异,发现材料时变特性对结构抗震设计和评估的精确性具有较大影响.

关键词:组合结构;时变特性;动力弹塑性时程;地震损伤

中图分类号:O346.1

文献标志码:A

Research on Time-dependent Seismic Damage Characteristic of Complex High-rise Steel-concrete Composite Structure

WANG Ying[†], LI Zhaoxia, WANG Ruozhu

(1.School of Civil Engineering, Southeast Univeristy, Nanjing 210096, China;

2.Jiangsu Key Laboratory of Engineering Mechanics, Nanjing 210096, China)

Abstract: Nonlinearly evolutionary process of damage due to material degradation is not considered in the seismic performance design of complex high-rise structure. Aiming at complex high-rise steel-concrete composite structure, the time-dependent characteristic of local component and whole structure induced by key parameters of concrete material was considered in this paper. Combining the time-dependent model of seismic damage with dynamic elastic-plastic time history analysis method, damage time-dependent characteristic of high-rise steel-concrete composite structure was studied. Because key parameters such as stiffness and damping not only have the “variable” character in service periods, but also have the “constant” character under seismic loads, the method regarding the key parameters as “quasi-variables” was proposed. Dynamic elastic-plastic time history analysis was used to obtain the dynamic response of the structure. Both the integral method based on interlayer displacement and the weighted combination method based on com-

* 收稿日期:2016-08-29

项目资助:国家自然科学基金资助项目(51678135, 51008069), National Natural Science Foundation of China(51678135, 51008069); 中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(3205007205), The Fundamental Research Funds for the Central Universities(3205007205)

作者简介:王莹(1980—),女,江苏滨海人,东南大学副教授,博士

通讯联系人, E-mail: civil_wangying@seu.edu.cn

ponent' damage were used to research on the time-dependent characteristic of the composite structure. The result shows that the structure in service period has significantly time-dependent characteristic. Time-dependent damage might exceed the corresponding threshold value under frequent earthquakes. The change of stiffness may lead to the change of the lateral force and the transmission capacity of earthquake action. Comparing the time-dependent damage in service period with design value without counting the time-dependent characteristics, it can be found that time-dependent characteristics of material have great influence on the accuracy of the seismic design and evaluation of the structure.

Key words: composite structure; time-dependent characteristic; dynamic elastic-plastic time history; seismic damage

强震作用下复杂钢-混凝土组合结构使用功能的丧失和倒塌主要是由于结构的损伤引起的,因此,评估地震作用下的损伤程度是此类结构抗震性能研究领域的关键问题,若能将结构的抗震性能设计目标量化为相关承载性能的损伤指标,即可直观地对复杂钢-混组合结构的抗震性能作出评估。目前对于钢-混组合结构体系性能化设计的相关问题的理论研究在一定程度上落后于工程实践,地震作用下的损伤演化过程并不清晰^[1],且现有评估方法将结构看作时不变对象,采用与服役时间无关的单一模型进行抗震性能评估,实际上混凝土材料的力学性能会随着服役期逐步劣化,使得结构的承载性能呈现时变特性。

目前,结构损伤理论的研究主要集中在材料^[2]、构件^[3]及结构^[4]3个层次。构件层次的损伤模型直接从建立能描述构件损伤过程的模型出发。陈鑫等^[5]考虑轴压比系数和体积配箍率等因素研究高强混凝土柱的损伤发展过程。罗欣等^[6]采用能量耗散系数和最大变位处的卸载刚度的退化为破坏参数,提出了适用于高强混凝土剪力墙构件的双参数地震损伤模型。Park等^[7]将各构件的耗能比作为权重系数,由构件损伤加权得到楼层损伤,再由楼层损伤得到整体结构的损伤。杜修力等^[8]对加权组合法进行了进一步的研究,提出了损伤越大的楼层对结构损伤的贡献越大,通过楼层损伤确立加权系数。蒋欢军等^[9]提出了非线性的楼层位置系数,进一步完善了加权组合法损伤模型。可见,国内外专家学者在结构损伤领域开展了多方面研究,但研究多针对钢筋混凝土构件,而对复杂钢-混凝土组合结构研究较少,且在软件实现、单元划分、计算效率和精度方面也存在一定的局限性。

本文即针对上述理论研究的不足,面向复杂高

层钢-混凝土组合结构,从混凝土材料的损伤时变模型出发,研究结构的损伤时变特性,基于动力弹塑性时程分析法获得结构在不同服役年限时遭遇地震的响应,建立具备结构性能对照标准的整体法地震损伤时变模型和加权组合法地震损伤时变模型,根据上述的地震响应研究高层组合结构的地震时变损伤特性,评估结构的抗震性能。

1 复杂高层结构损伤时变特性研究流程图

采取的复杂高层钢-混凝土组合结构地震损伤时变特性分析的技术路线图如图1所示。

首先,通过改变弹性模量、抗压强度等材料参数来考虑混凝土材料的时变特性,获得结构的刚度和阻尼矩阵,将服役期内刚度和阻尼等关键参数作为“拟变量”处理,结合上述结构参数在服役期间的“变量”特性和进行动力弹塑性分析中需作为“常量”参与计算的要求,建立考虑时变特性的动力增量微分方程,给出结构响应的求解方法,从而实现由材料特性变化所引起的构件、结构动力响应变化的过渡。

然后,结合损伤评估理论,分别建立具备结构性能对照标准的整体损伤时变模型和构件性能对照标准的加权组合损伤时变模型。通过选取合理的损伤判别准则,基于楼层层间位移建立基于整体法的多级损伤时变模型;参照钢-混组合结构主要构件在地震作用下的损伤特点,建立构件时变损伤值多级评估方法,从而使构件损伤能直观反映构件的服役性能状态。根据各类构件的重要性系数和损伤贡献系数确定构件的加权组合系数,得到楼层时变损伤值;再依据楼层位置和损伤贡献系数确立楼层损伤加权系数,建立结构损伤时变模型。

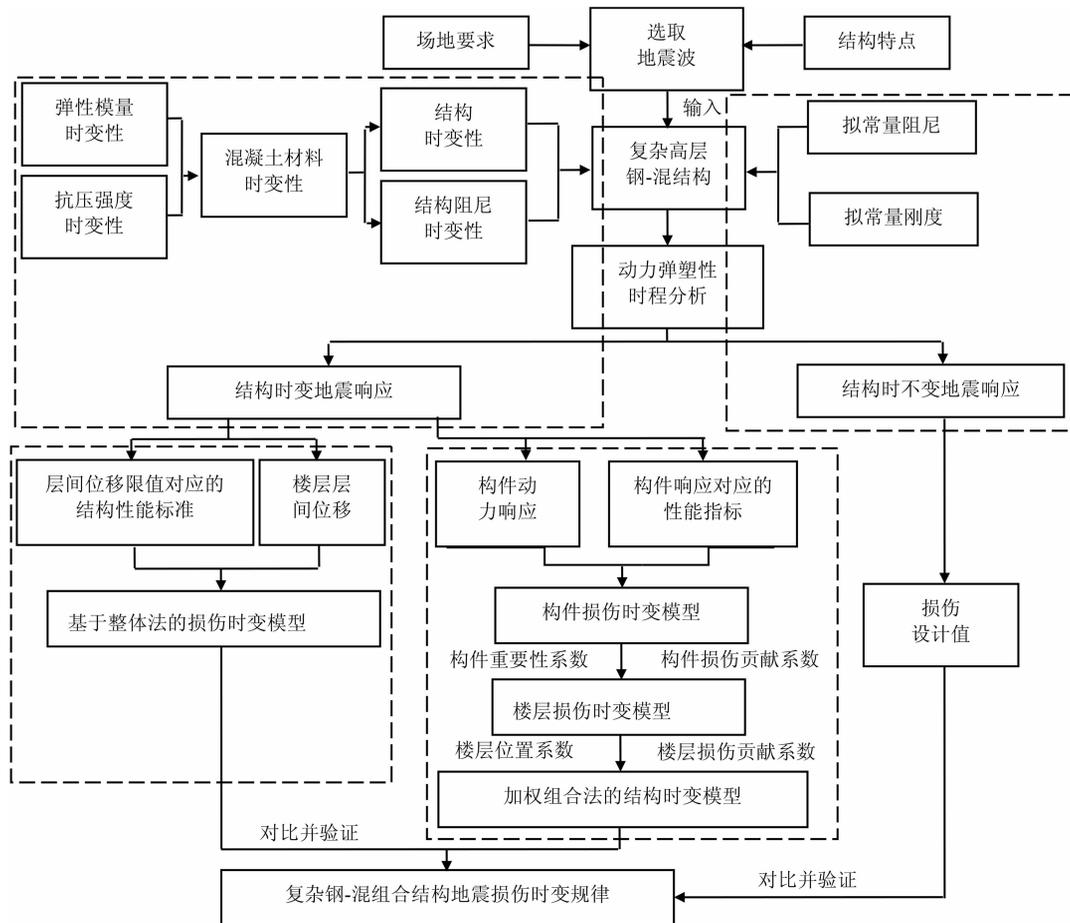


图1 复杂高层钢-混凝土组合结构地震损伤时变特性分析的技术路线

Fig.1 Technical route of seismic damage time-independent characteristics analysis of complex high-rise steel and concrete composite structure

最后,基于大型商用软件 MIDAS 建立典型复杂高层钢-混组合结构模型,选取典型地震波,运用动力弹塑性时程分析法获得多遇地震和罕遇地震下的结构响应.基于上述时变损伤评估模型,获得服役期内地震损伤时变规律,根据结构损伤值与抗震设防要求的对应关系,对比考虑了时变特性和不考虑时变的结构的损伤值,分析时变特性产生的原因,评估混凝土材料时变对于结构抗震设计准确性的影响.

2 钢-混组合结构地震损伤时变模型

材料性能的时变性能会导致地震作用下结构响应的时变性,不可避免地会对结构承载能力产生影响,使得服役期内遭遇地震时的损伤值变化,因此,建立科学的时变损伤评估方法对于研究复杂高层组合结构的时变特性尤为重要.本文从常用的结构

损伤评估方法入手,建立具备性能对照标准的钢-混凝土组合结构损伤时变模型.

2.1 基于整体法的结构地震损伤时变模型

层间位移角是结构地震变形中的重要控制参数,也是运用整体法评估结构损伤的重要指标.结合规范对于结构弹塑性阶段的层间位移角限值及其对应的结构损伤等级划分和结构损伤程度的描述^[10],本文所采用的描述钢筋-混凝土组合结构的损伤状态见表 1.

对于上述 5 个等级的损伤表述,不少研究工作者提出了与上述定性的损伤描述所对应的结构损伤值范围.参考多位研究者的结论^[5-9],并根据变形损伤准则,本文提出基于层间位移和地震损伤等级之间的 5 个等级的整体法结构损伤评估模型,如式 (1)所示:

$$D = \begin{cases} 0.1 \frac{\Delta u}{\Delta u_1}, & \Delta u < \Delta u_1 \\ 0.1 \frac{\Delta u - \Delta u_1}{\Delta u_2 - \Delta u_1} + 0.1, & \Delta u_1 \leq \Delta u < \Delta u_2 \\ 0.3 \frac{\Delta u - \Delta u_2}{\Delta u_3 - \Delta u_2} + 0.2, & \Delta u_2 \leq \Delta u < \Delta u_3 \\ 0.3 \frac{\Delta u - \Delta u_3}{\Delta u_4 - \Delta u_3} + 0.5, & \Delta u_3 \leq \Delta u \leq \Delta u_4 \\ 0.2 \frac{\Delta u - \Delta u_4}{\Delta u} + 0.8, & \Delta u > \Delta u_4 \end{cases} \quad (1)$$

式中: Δu 为服役期任意时刻结构的层间位移值; $\Delta u_1, \Delta u_2, \Delta u_3$ 和 Δu_4 分别对应结构达到轻微损伤、中等损伤、严重损伤和倒塌状态时的层间位移限值.当 D 达到 0.8 时,认为结构已临近倒塌.此模

型能够建立与结构损伤等级和地震设防水准的直接联系,直观评价结构的抗震性能是否达到相应的设防标准.

相应的层间位移限值可以根据层间位移角限值和楼层层高求得,见式(2):

$$[\Delta u] = [\theta]h \quad (2)$$

式中: $[\theta]$ 为层间位移角限值; h 为计算楼层高.

根据式(1)和式(2),并结合抗震设防的三水准要求,认为基本完好符合小震不坏,轻微损伤和中等损伤对应中震可修,严重破坏满足大震不倒的要求,本文将地震损伤对应的 5 个等级与定义的损伤值对照,对界定地震破坏的不同等级的 4 个层间位移角限值命名为 $[\theta_1], [\theta_2], [\theta_3]$ 和 $[\theta_4]$,相应的对应关系如表 2 所示.

表 1 地震作用下结构损伤状态与层间位移角的关系

Tab.1 Relationship between the damage description and the displacement angle between layers

| 损伤等级 | 最大层间位移角区间 | 损伤描述 |
|------|--------------------|--|
| 基本完好 | $<1/800$ | 钢筋混凝土剪力墙基本完好,墙内纵筋尚未屈服,个别钢筋混凝土连梁开裂;型钢混凝土框架柱基本处于弹性状态;型钢梁处于弹性状态,一般不需要修理即可继续使用. |
| 轻微损伤 | $1/800 \sim 1/500$ | 钢筋混凝土剪力墙裂缝呈现,少量墙内纵筋开始屈服;部分钢筋混凝土连梁损伤;少量型钢混凝土框架柱出现局部屈曲;型钢梁处于弹性状态;不需要修理或稍加修理便可继续使用. |
| 中等损伤 | $1/500 \sim 1/200$ | 多数钢筋混凝土剪力墙和连梁都发生一定程度的开裂,少量墙内纵筋屈服;部分型钢混凝土框架柱脚出现局部屈曲;型钢梁大部分保持良好;一般需要修理,采取加固措施后可继续使用. |
| 严重损伤 | $1/200 \sim 1/100$ | 多数钢筋混凝土剪力墙底部混凝土出现剥落,多数墙内纵筋进入屈服状态;大量型钢混凝土框架柱脚明显屈服;部分型钢梁屈服;需要排险大修后使用,局部需拆除. |
| 倒塌 | $>1/100$ | 底部的钢筋混凝土剪力墙多数发生破坏;大量型钢混凝土框架柱脚屈服;大量钢梁屈服;结构倒塌. |

表 2 层间位移角和结构损伤值之间的对应关系

Tab.2 Relationship between the damage value and the displacement between layers

| 设防标准 | 损伤等级 | 层间位移角 | 层间位移 | 损伤值 |
|------|------|------------------------------|------------------------------|-----------|
| 小震不坏 | 基本完好 | $<[\theta_1]$ | $<\Delta u_1$ | 0.00~0.10 |
| 中震可修 | 轻微损伤 | $[\theta_1] \sim [\theta_2]$ | $\Delta u_1 \sim \Delta u_2$ | 0.10~0.20 |
| | 中等损伤 | $[\theta_2] \sim [\theta_3]$ | $\Delta u_2 \sim \Delta u_3$ | 0.20~0.50 |
| 大震不倒 | 严重破坏 | $[\theta_3] \sim [\theta_4]$ | $\Delta u_3 \sim \Delta u_4$ | 0.50~0.80 |
| | 倒塌 | $>[\theta_4]$ | $>\Delta u_4$ | 0.80~1.00 |

2.2 基于加权组合法的结构损伤时变模型

不同类别构件对结构承载性能的重要程度并不相同,且位于不同位置的构件的损伤对结构损伤的影响也不尽相同.一些学者研究发现,损伤越大的构件对于结构损伤的贡献程度越大^[11].据此,通过不同加权系数,本文提出基于构件损伤并运用加权组合获得楼层损伤的时变模型:

$$D_{jt} = \lambda_{at} \sum_{i=1}^k \frac{1}{k} D_{at-i} + \lambda_{bt} \sum_{i=1}^l \frac{1}{l} D_{bt-i} + \lambda_{ct} \sum_{i=1}^m \frac{1}{m} D_{ct-i} + \lambda_{dt} \sum_{i=1}^n \frac{1}{n} D_{dt-i} \quad (3)$$

式中: D_{jt} 为第 j 层在服役 t 年时的损伤; D_{at-i} 为服役 t 年遭遇地震时第 i 个剪力墙的时变损伤值; D_{bt-i} 为服役 t 年遭遇地震时第 i 个型钢混凝土柱的时变损伤值; D_{ct-i} 为服役 t 年遭遇地震时第 i 个型钢梁的时变损伤值; D_{dt-i} 为服役 t 年遭遇地震时第 i 个混凝土连梁的时变损伤值; $\lambda_{at}, \lambda_{bt}, \lambda_{ct}$ 和 λ_{dt} 分别为上述各类构件在服役 t 年时的加权组合系数; k, l, m, n 分别表示各类构件的总个数.

在评估结构损伤时,需要考虑不同各类别构件的重要性的差异.规范针对钢-混组合结构制定了“关键构件”、“主要构件”、“次要构件”和“耗能构

件”等构件重要性类别的定义,其与损伤状态的对应关系如表3所示。

表3 各类构件损伤状态与结构损伤状态的对应关系

Tab.3 Relationship between the damage description of each component and the damage state of the structure

| 结构损伤状态 | 各类构件损伤状态 | | | |
|---------------|----------|-------|-------|-------|
| | 关键构件 | 主要构件 | 次要构件 | 耗能构件 |
| 轻微损伤(0.1~0.3) | 个别、轻微 | 个别、轻微 | 个别、轻微 | 部分、中等 |
| 中等破坏(0.3~0.5) | 多数、轻微 | 部分、轻微 | 部分、轻微 | 个别、严重 |
| 严重破坏(0.5~0.8) | 多数、严重 | 多数、严重 | 多数、严重 | 多数、严重 |

规范规定,“个别”对应数量不超过5%，“部分”对应数量不超过30%，“多数”对应数量不少于50%。在进行加权组合时,往往依据结构的各个损伤状态所对应的构件损伤状态,结合实验模型和经验来给出重要性系数。文献[9]结合一典型钢-混组合结构楼层失效情况,获得钢筋混凝土剪力墙、型钢混凝土柱、型钢混凝土梁和混凝土连梁的重要性系数分别为:3.5,2.8,2.3和1.6,本文即采用此系数对构件损伤进行加权组合。

由于损伤越大的构件对楼层的损伤影响也越大^[5],因此在定义加权组合系数时需要考虑损伤贡献系数。在服役期间各类构件损伤呈现时变特性,因此结合构件重要性系数 a, b, c 和 d 确立构件具备时变特性的损伤组合加权系数,如式(4)所示。

$$\begin{aligned}\lambda_{at} &= \frac{a \overline{D_{at}}}{a \overline{D_{at}} + b \overline{D_{bt}} + c \overline{D_{ct}} + d \overline{D_{dt}}} \\ \lambda_{bt} &= \frac{b \overline{D_{at}}}{a \overline{D_{at}} + b \overline{D_{bt}} + c \overline{D_{ct}} + d \overline{D_{dt}}} \\ \lambda_{ct} &= \frac{c \overline{D_{at}}}{a \overline{D_{at}} + b \overline{D_{bt}} + c \overline{D_{ct}} + d \overline{D_{dt}}} \\ \lambda_{dt} &= \frac{d \overline{D_{at}}}{a \overline{D_{at}} + b \overline{D_{bt}} + c \overline{D_{ct}} + d \overline{D_{dt}}}\end{aligned}\quad (4)$$

式中: $\overline{D_{at}}, \overline{D_{bt}}, \overline{D_{ct}}, \overline{D_{dt}}$ 分别对应结构服役 t 年时遭遇地震,各楼层的钢筋混凝土剪力墙、型钢混凝土柱、型钢梁和钢筋混凝土连梁的平均损伤值。 a, b, c 和 d 为上述构件的重要性系数, $\lambda_{at}, \lambda_{bt}, \lambda_{ct}$ 和 λ_{dt} 表示结构服役 t 年时遭遇地震的各楼层中钢筋混凝土剪力墙、型钢混凝土柱、型钢梁和钢筋混凝土连梁的加权系数。

通过加权组合法确立了各楼层时变损伤值后,再进行加权组合来获得整个结构的损伤值,常用的结构损伤加权组合如式(5)所示:

$$D = \sum_{j=1}^N \lambda_j D_j \quad (5)$$

式中: λ_j 为第 j 层楼层的损伤加权系数; D_j 为第 j 层的楼层损伤。影响楼层损伤值系数 λ_j 的主要因素有两个:楼层位置系数和楼层损伤值系数。对于多数建筑结构而言,底部楼层的重要性远高于上部楼层,采用文献[9]修正的非线性楼层重要性系数,如式(6)所示:

$$r_j = \frac{N+1-j}{N} e^{\frac{j}{N}} \quad (6)$$

式中: N 为楼层总数; j 为第 j 层。

由于楼层的承载能力不同、楼层结构分布不同、存在薄弱层等因素,不同楼层对于结构的损伤贡献不同,一般通过楼层损伤值或地震下楼层的能量不同确定。采用式(7)确立楼层损伤贡献系数:

$$\omega_{jt} = \frac{D_{jt}}{D_{\max-t}} \quad (7)$$

式中: ω_{jt} 为服役 t 年时在地震作用下第 j 层楼的楼层损伤贡献数时变值; D_{jt} 为服役 t 年时遭遇地震作用的第 j 层楼层损伤值; $D_{\max-t}$ 为服役 t 年时遭遇地震作用的楼层损伤最大值。

结合上述两个系数建立具备时变特性楼层的损伤加权系数:

$$\lambda_{jt} = \frac{\gamma_j \omega_{jt}}{\sum_{i=1}^N \gamma_i \omega_{it}} \quad (8)$$

式中: λ_{jt} 为服役 t 年时在地震作用下第 j 层楼的楼层损伤加权系数时变值。

由此,可以获得具备结构性能多级对照标准的结构损伤时变模型:

$$D_t = \sum_{j=1}^N \lambda_{jt} D_{jt} \quad (9)$$

式中: λ_{jt} 为结构服役 t 年遭遇地震时第 j 层楼层的损伤加权系数, D_{jt} 为结构服役 t 年遭遇地震时第 j 层的楼层损伤值。

3 算例分析

本算例为一高层写字楼,内部为混凝土剪力墙核心筒,外部为工字钢混凝土混合柱和型钢梁组成。结构总高度90 m,20层,层高4.5 m。标准层的平面图如图2所示。抗震设防烈度为8度,设计基本加速度为0.2 g,场地类别为II类,设计地震分组为第一组,特征周期为0.35 s。在计算中未考虑楼板作用,可能导致计算的自振周期比真实结构略大。结构符合《建筑抗震设计规范》的要求,结构的外部框架结构和核心筒结构的抗震等级都为一级,设计使用年

限为 60 a.具体截面尺寸及材料如表 4 所示.

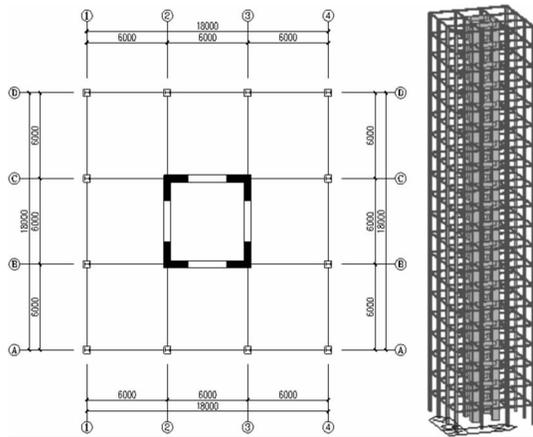


图 2 结构标准层平面图及结构示意图
Fig.2 Schematic diagram of the standard layer and the structure

表 4 构件材料和截面尺寸表

Tab.4 Material and sectional dimension of each component

| 构件 | 主要材料 | 截面尺寸 |
|--------|----------------|--------------------------|
| 剪力墙 | C40 混凝土 | 1 800 mm×400 mm |
| 型钢混凝土柱 | C40 混凝土 Q235 钢 | 500 mm×500 mm |
| 型钢梁 | Q235 钢 | 250 mm×250 mm×9 mm×14 mm |
| 连梁 | C40 混凝土 | 1 000 mm×400 mm |

3.1 构件纤维模型

采用纤维束模型进行动力弹塑性时程分析,截面的轴向变形和弯曲变形通过每个纤维的轴向变形实现,纤维的应力状态通过纤维的应变状态求解,继而计算截面的弯曲和轴力.纤维束模型如图 3 所示.

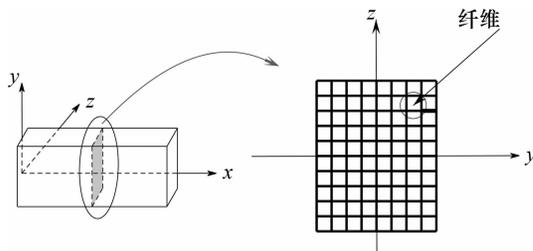


图 3 构件纤维束模型示意图
Fig.3 Sketch of fiber bundle model

利用纤维束模型对型钢混凝土柱、钢筋混凝土剪力墙和钢筋混凝土连梁进行模拟,部分构件截面纤维单元划分如图 4 所示.

本文选用 Kent-Scott-Park 模型^[12]作为混凝土纤维的本构模型,通过考虑混凝土材料受压段的最大应力和应变以及应力应变曲线下降段的退化速率来反映箍筋的约束情况,获得材料的剩余强度.混凝土本构模型的示意图如图 5 所示.对于钢筋混凝土

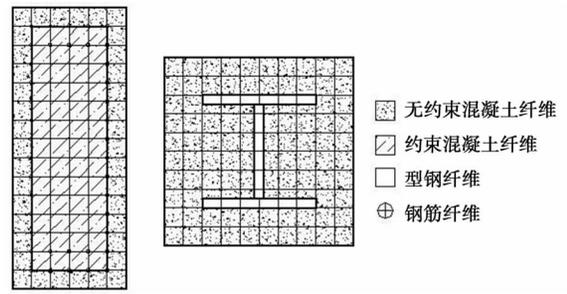


图 4 钢筋混凝土剪力墙截面及型钢混凝土柱截面纤维单元划分示意图

Fig.4 Sketch of fiber cell division of shear wall and steel-reinforced concrete column

土和型钢混凝土柱中的钢材的纤维模型采用 Menegotto-Pinto 模型^[13],相应的本构模型的示意图如图 6 所示.

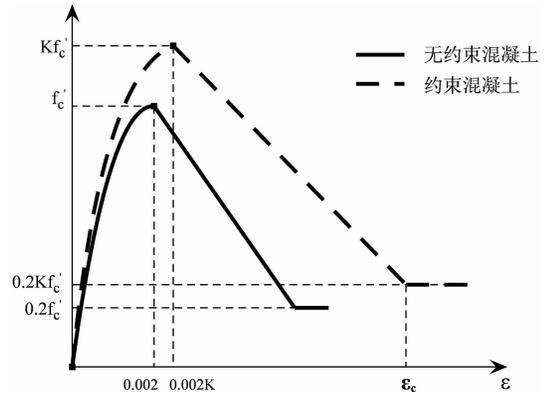


图 5 混凝土 Kent-Scott-Park 本构模型
Fig.5 Kent-Scott-Park constitutive model of concrete

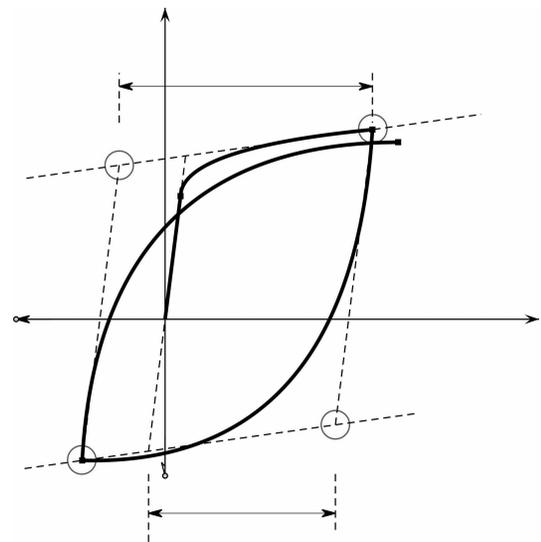


图 6 钢材 Menegotto-Pinto 本构模型
Fig.6 Menegotto-Pinto constitutive model of steel

根据《建筑抗震设计规范》规定选取两条天然波:El-Centro 和 T2-II-2 波,以及一条人工波 Northridge 波进行动力弹塑性时程分析.根据不同设防水准下不同烈度地震的要求,选用地震加速度峰值控制值,对 3 条地震波的加速度幅值进行调幅处理,如式(10)所示:

$$\alpha'(t) = \frac{A'_{\max}}{A_{\max}} \alpha(t) \tag{10}$$

式中: $\alpha(t)$ 为所选择的 3 条地震波的加速度曲线; A_{\max} 为该波的峰值加速度; $\alpha'(t)$ 为经过调幅后的地震波加速度曲线; A'_{\max} 为满足计算要求的峰值加速度.

通过 MIDAS-GEN 计算得到的结构自振周期为 5.5 s,根据地震持续时间控制,选取为结构自振周期的 5~10 倍,选择地震波中较有代表性的一段,控制持续时间为 30 s.调整加速度幅值和持续时间,则调整后的波形如图 7 所示.输入地震作用后,通过对结构振动方程的求解获得地震作用下结构的动力响应.图 8 为结构受到加速度峰值为 70 cm/s^2 的地震(El-Centro 波)作用时,不考虑材料时变效应的结构顶部某节点在 30 s 内的位移时程.

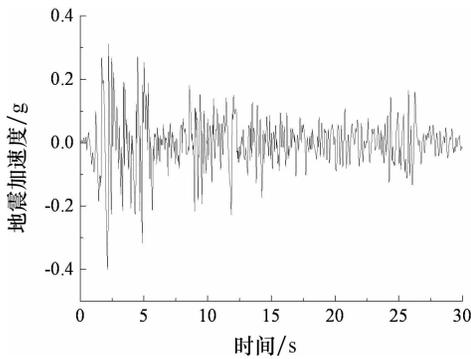


图 7 调整后的 El-Centro 地震波
Fig.7 Adjusted El-Centro seismic wave

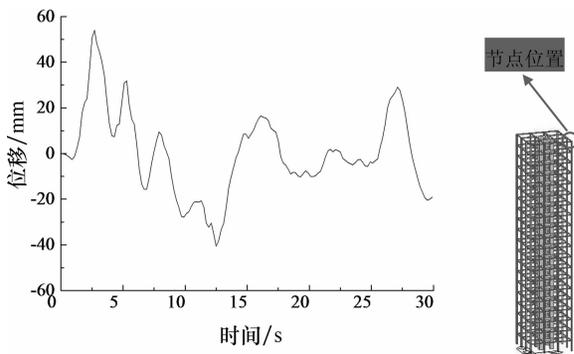


图 8 设计条件下结构顶部某节点位移时程响应
Fig.8 Displacement history response of a top node

3.2 基于整体法损伤模型的多遇地震下结构的损伤时变特性

结构遭遇多遇地震时,主要承载部分处于弹性变形区间,满足“小震不坏”的设防要求是抗震设计的基本目标.研究处于弹性状态的损伤时变效应,可有效地识别结构进入塑性后引起结构变化的干扰因素,有助于了解损伤时变的规律和产生机理.因此,首先对结构遭遇多遇地震时的损伤加以研究.本文采用文献[14-15]给出的混凝土材料在不同年限下的抗压强度和弹性模量的时变规律,分别如图 9 和图 10 所示.

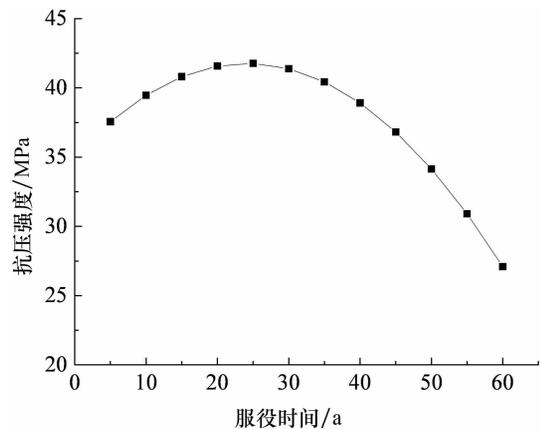


图 9 C40 混凝土抗压强度时变特性
Fig.9 Time-dependent characteristic of compress strength of C40 concrete

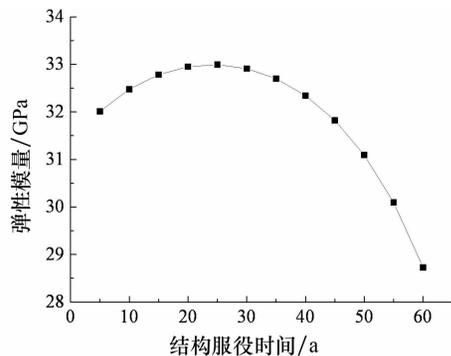


图 10 C40 混凝土弹性模量时变特性
Fig.10 Time-dependent characteristic of elastic module of C40 concrete

表 5 给出了服役 5~60 a 内,每隔 5 a 抗压强度和弹性模量的值.选取服役期 5~60 a 间每隔 5 a 的时变参数值输入复杂高层钢-混组合结构,控制地震波的输入,采用动力弹塑性时程分析法计算结构的时变响应,根据结构的损伤时变模型获得时变损伤值,与设计条件下不考虑混凝土时变效应获得的损伤值加以对比.此处所谓的设计条件下的损伤值,意

指对应于不考虑时变性的混凝土强度设计值 40 MPa 时的损伤值。

采用动力弹塑性时程分析法所获得的地震作用(EI-Centro 波)期间,各楼层的最大层间位移值如图 11 所示,可以看出,最大层间位移发生在第 10 层.选取该层的层间位移作为整体法分析结构时变损伤值的动力响应指标,将不同年限的层间位移值代入式(1),计算结构的时变损伤值并判定结构的性能状态,与不考虑结构时变效应的设计值比较,判别是否满足相应的设防要求.当然,随着结构、地震波和地震波作用时间的不同,最大层间位移值以及发生的楼层都不尽相同,需要根据实际情况采用.

表 5 不同服役时间点 C40 混凝土的抗压强度和弹性模量
Tab.5 Compress and elastic module of C40 concrete under different service period

| 服役时间/a | 抗压强度/MPa | 弹性模量/GPa |
|--------|----------|-----------|
| 5 | 37.557 9 | 32.011 2 |
| 10 | 39.467 6 | 32.475 94 |
| 15 | 40.805 1 | 32.782 76 |
| 20 | 41.570 4 | 32.951 88 |
| 25 | 41.763 5 | 32.993 84 |
| 30 | 41.384 4 | 32.911 19 |
| 35 | 40.433 1 | 32.698 89 |
| 40 | 38.909 6 | 32.343 51 |
| 45 | 36.813 9 | 31.821 |
| 50 | 34.146 | 31.092 36 |
| 55 | 30.905 9 | 30.095 44 |
| 60 | 27.093 6 | 28.729 48 |

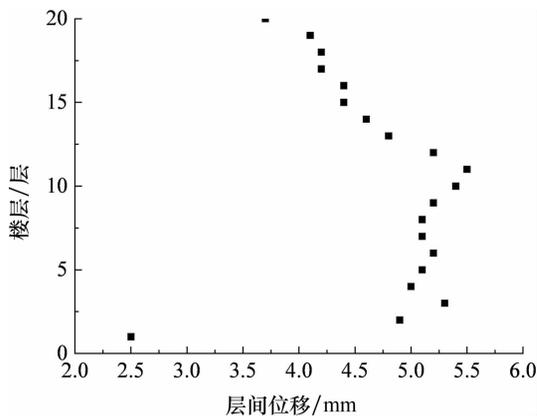


图 11 多遇地震下的最大层间位移 (EI-Centro 波)

Fig.11 Maximum layer displacement under frequent earthquake (EI-Centro wave)

图 12 为运用整体法时变损伤模型获得的结构时变损伤值.可以看出,损伤值呈现显著的时变特性,服役 5~15 a,损伤值呈下降趋势,主要是由于此阶段的混凝土材料强度和弹性模量的明显增长使得结构刚度增加,抗侧向作用能力加强,此时结构

主体处于弹性阶段;结构服役 15~30 a 时损伤值几乎不变,此期间混凝土材料性能改变较小;服役 30~60 a 由于材料弹性模量及强度减小,结构刚度降低,层间位移开始增大,时变损伤值明显增大,第 60 a 时的损伤值相较于第 30 a 增长 40% 以上.

可以看出,混凝土材料性能的改变所引起的结构刚度变化可能是引起结构损伤改变的主要原因,刚度变化带来的结构抗侧向作用能力的变化,可能是影响结构地震损伤值变化的主要因素.上述推论,需要通过进一步分析来验证.

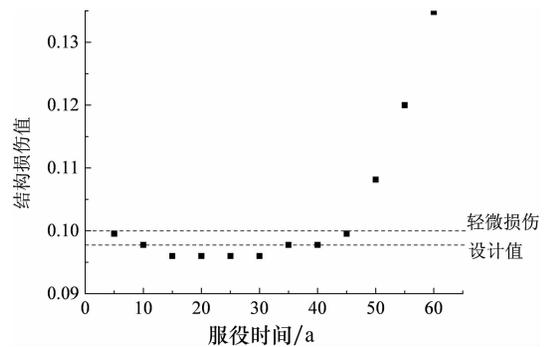


图 12 基于整体法多遇地震下的时变损伤 (EI-Centro 波)

Fig.12 Time-dependent damage under frequent earthquake based on globe model (EI-Centro wave)

图 13 和图 14 分别给出了结构在服役期内遭遇多遇地震 T2-II-2 波和 Northridge 波时,采用整体法损伤时变模型所获得的结构时变损伤值.对比图 12、图 14,可以看出 EI-Centro 波和 Northridge 波下的时变损伤的变化趋势较为一致,在 T2-II-2 波作用下,结构在服役第 50~60 a 时变损伤值显著增加,随着材料弹性模量等性能指标下降,结构刚度降低,开始进入塑性变形区间,第 60 a 时损伤达到设计值的 1.07 倍左右.与 EI-Centro 波和 Northridge 波相比,遭遇 T2-II-2 波时的时变损伤值较大,主要原因可能是由于后者接近地震时程加速度峰值的时间点多于前者.而在第 30~50 a 时变损伤有一定程度下降,随着结构刚度降低而增加,这与遭遇 EI-Centro 波和 Northridge 波的损伤变化规律相反,这可能是由于结构进入塑性状态以后,往往会引起振动形态的改变,通过对比不同波作用下振动形态的变化来探究上述现象发生的原因.在服役第 30~50 a 结构刚度下降时,结构抗侧向作用能力下降,导致下部结构产生较大的层间位移;与此同时,传导至上部楼层的地震作用力也有所减小,从而导致上部楼层的层间位移减小,而结构遭

遇多遇地震 T2-II-2 波时,最大层间位移多出现在上部结构.也就是说,在此工况下,上部楼层层间位移的变化引起了结构损伤的变化,由此导致服役期 30~50 a 时遭遇此地震时结构的时变损伤值呈现下降趋势.

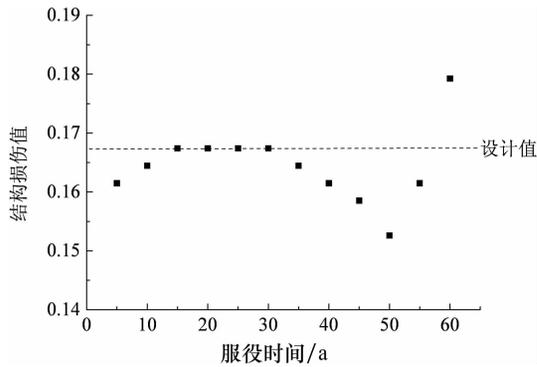


图 13 多遇地震下的结构时变损伤(T2-II-2 波)
Fig.13 Time-dependent damage under frequent earthquake(T2-II-2 wave)

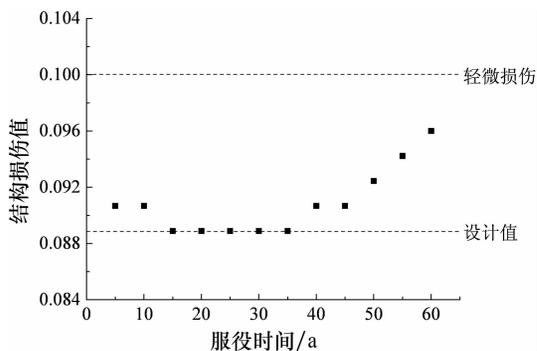


图 14 多遇地震下的结构时变损伤(Northridge 波)
Fig.14 Time-dependent damage under frequent earthquake(Northridge wave)

图 15 和图 16 分别给出了服役期的不同时间点(服役第 15 a, 30 a, 45 a 和 60 a)遭遇多遇地震 E1-Centro 波和 T2-II-2 波时,结构的层间位移变化情况.可以发现, E1-Centro 波下结构振动形态稳定,由于结构处于弹性状态,刚度改变导致了抗侧向力的改变,直接影响了结构的动力响应,但并未改变结构的振动形态,因此损伤与刚度变化呈现较高的一致性.而在 T2-II-2 波下,结构开始进入塑性,结构的振动形态开始紊乱.

考察图 16 中结构在服役第 30 a 和第 45 a 遭遇地震的层间位移变化,可以发现,在第 45 a 遭遇地震时,底部楼层的层间位移显著增大,上部楼层却有所减小.可以推测,当结构刚度下降时,结构抗侧向力作用能力下降,导致下部结构产生较大层间变形,与此同时,传导至上部楼层的地震作用力也有

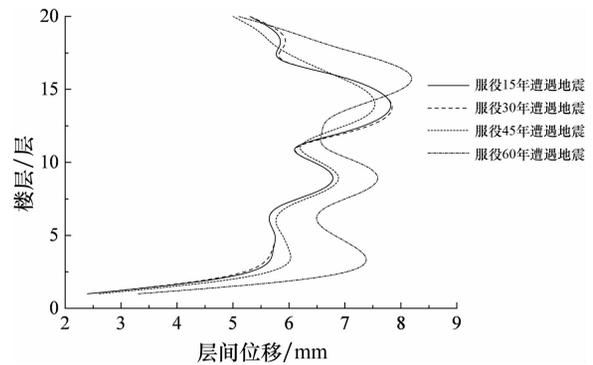


图 15 多遇地震(T2-II-2 波)下层间位移变化趋势
Fig.15 Change of interlayer displacement under frequent earthquake(T2-II-2 wave)

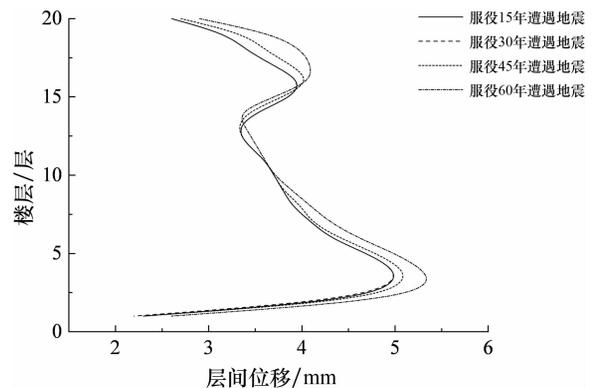


图 16 多遇地震(Northridge 波)下层间位移变化趋势
Fig.16 Change of interlayer displacement under frequent earthquake(Northridge wave)

所减小,这说明由于塑性变形等原因导致结构传导地震作用的能力下降.在 T2-II-2 波下,最大层间位移多出现在上部结构,由此导致结构时变损伤值与刚度变化趋势相一致.在服役 60 a 遭遇地震时,上下部楼层楼层位移整体增大,可见,当刚度变化较为显著时,结构抗侧向力作用能力的变化仍为主要影响因素.

由以上分析推测:结构刚度变化会引起抗侧向力作用能力和传递地震作用能力的双重改变,从而导致结构振动形态紊乱且时变损伤值出现波动.

3.3 基于加权组合法损伤模型的多遇地震下结构的损伤时变特性

采用加权组合法计算结构损伤时,首先计算不同年限下结构各类构件的损伤值.结合构件重要性系数和构件损伤值贡献系数计算构件的加权系数,获得楼层损伤值,再依据楼层位置系数和损伤贡献系数,加权组合获得结构损伤.运用加权组合法获得的结构遭遇 E1-Centro 波时的时变损伤如图 17 所示.可以看出,损伤具有明显的时变特征,特别是在服役 45~60 a,时变损伤值随着刚度下降而显著增

大.多数时间内结构时变损伤值不同程度地高于设计值,在 60 a 时达到了设计值的 1.65 倍.与图 10 进行比较可以发现,在服役第 35~40 a,结构刚度降低,时变损伤随之增大,这点与图 10 的结果并不一致.这是由于加权组合法综合考虑了各类构件损伤的变化,当结构主体处于弹性状态时,时变损伤值与刚度密切相关,能更清晰地呈现材料时变特性对于结构抗震性能的影响.通过对遭遇不同波形的多遇地震作用时的时变损伤值进行分析,进一步探究了两种方法评估结构时变损伤特性的差异.

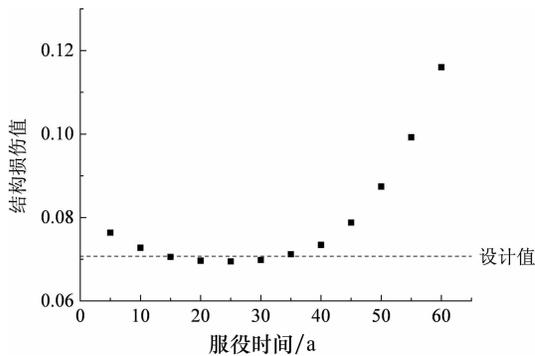


图 17 多遇地震(El-Centro 波)下时变损伤值(加权)

Fig.17 Time-dependent damage under frequent earthquake(El-Centro wave)(weighted combination)

图 18 给出了 T2-II-2 波作用时,运用加权组合法获得的结构时变损伤值.可以看出,损伤呈现显著的时变特性,最大时变损伤值为设计值的 1.8 倍,但与图 13 所示整体法的时变损伤变化趋势完全不同,

在服役的前 50 a,变化趋势相反,可以通过对各类构件的损伤变化加以分析,获得产生上述现象的原因.

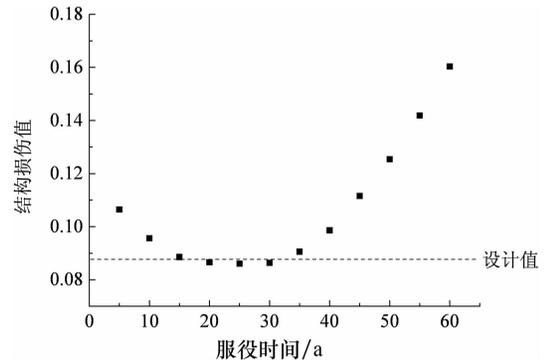


图 18 多遇地震(T2-II-2 波)下时变损伤值(加权)
Fig.18 Time-dependent damage under frequent earthquake(T2-II-2 wave)(weighted combination)

由于多遇地震下多数竖向构件处于弹性阶段,结构损伤主要来自混凝土连梁等耗能构件.表 6 列出了服役 30~35 a 的不同楼层各类构件损伤均值.可以看出,处于弹性状态的型钢混凝土柱等竖向构件尚未达到轻微损伤.换言之,刚度减小对竖向承载构件的变形有所影响,但此阶段损伤值无明显改变,部分楼层的损伤可通过耗能构件的损伤呈现.如在 30 a 和 35 a 层间位移最大的 16 层及附近楼层连梁损伤呈下降趋势,与整体法损伤模型一致,但在加权组合法中,综合考虑了各类构件和楼层损伤及其权重的影响后,结构损伤呈现增大趋势.因此,加权组合法更加符合结构在多遇地震下的损伤演化机理.

表 6 服役期 30 a 与 35 a 的各楼层构件损伤均值

Tab.6 Mean value of component's damage for each floor in the 30th year and 35th year

| 楼层 | 30 a | | | | 35 a | | | |
|----|-----------|---|---|-----------|-----------|---|---|-----------|
| | 剪力墙 | 柱 | 梁 | 连梁 | 剪力墙 | 柱 | 梁 | 连梁 |
| 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 0.057 879 | 0 | 0 | 0.119 462 | 0.061 034 | 0 | 0 | 0.122 75 |
| 3 | 0.108 155 | 0 | 0 | 0.178 508 | 0.112 345 | 0 | 0 | 0.183 212 |
| 4 | 0.110 664 | 0 | 0 | 0.177 97 | 0.117 | 0 | 0 | 0.185 053 |
| 5 | 0.083 328 | 0 | 0 | 0.143 417 | 0.090 569 | 0 | 0 | 0.151 424 |
| 6 | 0.043 164 | 0 | 0 | 0.096 97 | 0.048 75 | 0 | 0 | 0.103 379 |
| 7 | 0 | 0 | 0 | 0.043 667 | 0.003 | 0 | 0 | 0.050 864 |
| 8 | 0.012 595 | 0 | 0 | 0.061 902 | 0 | 0 | 0 | 0.020 583 |
| 9 | 0.018 543 | 0 | 0 | 0.073 78 | 0.021 31 | 0 | 0 | 0.076 682 |
| 10 | 0.000 569 | 0 | 0 | 0.059 606 | 0.004 241 | 0 | 0 | 0.063 773 |
| 11 | 0 | 0 | 0 | 0.053 394 | 0 | 0 | 0 | 0.057 447 |
| 12 | 0 | 0 | 0 | 0.043 356 | 0 | 0 | 0 | 0.048 621 |
| 13 | 0 | 0 | 0 | 0.047 023 | 0 | 0 | 0 | 0.051 265 |
| 14 | 0 | 0 | 0 | 0.058 379 | 0 | 0 | 0 | 0.058 932 |
| 15 | 0 | 0 | 0 | 0.052 409 | 0 | 0 | 0 | 0.052 553 |
| 16 | 0 | 0 | 0 | 0.042 553 | 0 | 0 | 0 | 0.042 394 |
| 17 | 0 | 0 | 0 | 0.038 394 | 0 | 0 | 0 | 0.038 167 |
| 18 | 0 | 0 | 0 | 0.044 167 | 0 | 0 | 0 | 0.044 508 |
| 19 | 0 | 0 | 0 | 0.049 212 | 0 | 0 | 0 | 0.050 03 |
| 20 | 0 | 0 | 0 | 0.049 962 | 0 | 0 | 0 | 0.051 182 |

为了与整体法获得的损伤值加以比较,图 19 给出了依据两种方法,并将 E1-Centro 波、T2-II-2 波和 Northridge 波所得到的总损伤值加以平均后的时变的损伤值。

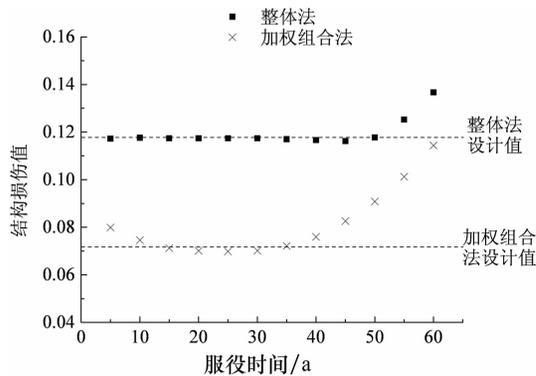


图 19 整体法和加权组合法的损伤均值

Fig.19 Mean value of damage based on the global model and weighted combination model

可以看出,两种方法所得到的损伤均值具有较大差别.整体法所得到的服役前 50 a 的时变损伤均值与设计均值比较接近,而在服役 50 a 后时变损伤均值呈现明显上升趋势.加权组合法损伤模型下,服役前 50 a 遭遇地震时的时变损伤均值呈现显著非线性,表现出与刚度变化较强的相关性,在多遇地震作用下加权组合法损伤时变模型能够更加全面的反映结构的损伤时变情况.综合来看,整体法损伤时变评估模型下的结构损伤要大于加权组合法损伤模型,但二者的变化趋势基本一致,可利用整体法损伤时变模型与结构抗震性能的对对应关系,得出加权组合法损伤时变模型相应的性能指标.如根据图 18,可取加权组合法结构损伤时变模型达到“轻微损伤”时的损伤值为 0.06,但是本文中计算的地震波数量较少,若要获得更加准确的结构损伤限值,还应进行其它地震波下的结构损伤计算,减小偶然因素对其取值的影响.文章限于篇幅,未能对罕遇地震下结构的损伤时变效应作相应分析。

4 结 论

本文面向复杂高层钢-混组合结构,考虑混凝土材料参数变化所引起的局部构件和整体结构损伤变化,结合地震损伤时变模型,运用动力弹塑性时程分析法,建立了基于结构变形的整体法损伤时变模型和建立在构件损伤基础上的加权组合法损伤时变模型,研究了该类型结构的地震损伤时变规律.通过上述工作获得主要结论如下:

1)地震作用下的高层钢-混凝土组合结构损伤呈现显著的时变特性,与不考虑材料时变特性的损伤设计值存在差异,存在部分情况下超出相应设防标准的现象;

2)结构在多遇地震下基本处于弹性阶段且振动形态稳定,损伤时变效应明显,且与刚度变化呈现极强的相关性;

3)地震作用越大,结构损伤时变特性越显著.遭遇部分多遇地震时,在结构刚度变化不显著的服役期前段,损伤值出现一定的波动.对比各构件损伤,发现刚度变化引起结构传导地震作用能力的变化.对比工程实践,得出结构传导地震作用能力与抗侧向作用能力的共同作用导致在服役期内遭遇地震作用时的结构损伤呈现波动性的结论;

4)整体法和加权组合法损伤时变模型获得的损伤时变规律基本一致,但是前者的时变损伤值高于后者;两种损伤时变模型各有特点,应结合使用.整体法的结构损伤时变模型建立在国家相关规范的基础上,故能够准确地呈现结构损伤值与结构承载性能的对对应关系,直观地反映材料时变特性对于结构抗震设计的影响;加权组合法建立的损伤时变模型适用对构件重要性易于评估的结构进行分析,相比于前者,后者准确性较高且能反映地震作用下各构件的损伤程度,便于进行结构修正.因此,二者均可用于研究结构在地震作用下的结构损伤时变特性,此外,可以使用整体法损伤时变模型评估结构性能状态,加权组合法损伤模型分析构件性能状态。

参考文献

- [1] GB 50011-2010 建筑抗震设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2010:48-71.
GB 50011-2010 Code for seismic design of building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010:48-71. (In Chinese)
- [2] 卫军,李松林,董荣珍,等.考虑残余变形影响的混凝土疲劳损伤本构模型[J].湖南大学学报:自然科学版,2016,43(7):57-61.
WEI Jun, LI Songlin, DONG Rongzhen, et al. Fatigue damage constitutive model of concrete considering the effect of residual deformation [J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2016, 43(7): 57-61. (In Chinese)
- [3] 张耀庭,杜晓菊,杨力.RC 框架结构基于构件损伤的抗震性能评估研究[J].湖南大学学报:自然科学版,2016,43(5):9-21
ZHANG Yaoting, DU Xiaojun, YANG Li. Research on seismic performance assessment based on component damage for RC frame structure [J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2016, 43(5): 9-21. (In Chinese)