

罕遇地震下上海中心超高层的性能化抗震设计

罗永峰, 王磊, 李海锋, 陈文辉

(同济大学 建筑工程系 上海 200092)

摘要: 参照 CECS160(《建筑工程抗震性态设计通则》)和 ASCE41(《American Society of Civil Engineers/SEI 41-06》), 研究确定拟建的上海中心超高层建筑结构的性能化抗震设计目标, 提出了直接用于该结构的基于材料本构关系的性能化抗震设计方法, 以及基于位移的性能化抗震设计控制指标, 选取合适的结构单元模型与合适的非线性动力分析技术相结合的方法, 对上海中心超高层结构进行整体抗震性能评估. 为该结构设计提供了有益的建议, 并为基于位移的性能化抗震设计方法积累了资料.

关键词: 超高层建筑结构; 基于位移的性能化抗震设计; 非线性动力分析方法

中图分类号: TU 318

文献标识码: A

Performance-based Seismic Design of Shanghai Tower Under Rare Earthquake

LUO Yongfeng, WANG Lei, LI Haifeng, CHEN Wenhui

(Department of Building Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Based on CECS160 and ASCE41, performance design levels and objects of Shanghai Tower are proposed. A computational strategy for dynamic analysis of seismic behavior of the building is put forward, in which the nonlinear stress-strain relationship of structural materials is directly adopted rather than concentrated plastic hinge. The corresponding performance-based seismic design objects of primary members are determined. The suitable finite elements and a reliable nonlinear dynamics analysis technique are selected to accomplish the performance evaluation of Shanghai Tower. Valuable suggestions about the performance seismic design are proposed for the structure. The results provide useful background materials for further study of the performance-based seismic design of similar buildings.

Key words: super-high-rise building; performance-based

seismic design; nonlinear dynamic analysis method

传统的结构抗震设计大多采用多级抗震设计理念, 允许结构在遭遇破坏性地震时有一定的破坏现象, 但主体结构不能倒塌, 以确保生命安全. 这种抗震设计理论是以生命安全为单一设防目标, 没有考虑地震破坏造成的经济损失和社会影响. 基于位移的性能化抗震设计(performance-based seismic design, PBSD)理论是20世纪90年代由美国科学家和工程师首先提出的, 最早应用于桥梁抗震设计中. PBSD的基本思想是使建筑物在使用期间满足各种预定功能或性能目标要求. 主要包括基于位移的设计方法、综合设计法、能力设计法和基于可靠度的设计方法等. 其中, 基于位移的设计方法是现行建筑结构性能抗震设计的主流方法. 在 ATC - 40^[1]、FEMA - 273^[2] 和 ASCE41 - 06^[3] 中, 均将 PBSD 的分析方法分为四类, 即线性静力分析、线性动力分析、非线性静力分析和非线性动力分析. 线性静力分析方法引进了地震效应修正系数, 在结构构件截面设计阶段较为实用; 线性动力分析方法计算位移响应相对较为准确, 而构件内力同样需要修正. 实际上, 在罕遇地震作用下, 超高层建筑结构表现出显著的非线性行为, 线性分析方法显然不能满足计算精度要求. 因而, 非线性静力方法和非线性动力方法成为目前计算结构在罕遇地震作用下动力响应的主流方法.

目前, 我国大多数超高层建筑结构仍然采用基于构件内力的抗震设计方法, 而基于位移的性能化抗震设计仍处于理论研究阶段. 美国在性能化抗震设计方面的研究和实践都走在世界前列, 目前大多采用静力非线性方法, 即所谓的 Pushover 方法. 实际上, 由于静力非线性方法的理论缺陷, 难以满足性能化抗震设计所要求的精确度.

收稿日期: 2010-03-05

基金项目: 上海市科技攻关计划(09dz1207704).

第一作者: 罗永峰(1957—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为结构抗震与稳定理论. E-mail: yfluo93@tongji.edu.cn

通讯作者: 王磊(1978—), 男, 博士生, 主要研究方向为结构非线性动力分析方法与空间结构抗震理论. E-mail: 7andrew@tongji.edu.cn

上海中心大厦地下 5 层,地上 125 层,建筑高度 632 m,主体结构高度 574.6 m(图 1a, b). 建成后将成为国内第一、世界第二的高楼. 结构体系采用倾斜的型钢混凝土巨型柱、钢筋混凝土筒体以及伸臂桁架组成的巨型锥形结构,结构沿竖向分为 8 个区,水平设置 6 道伸臂桁架加强层,塔冠部分为钢框架结构. 结构的竖向及平面布置如图 1c, d 所示,属于 B 级超限复杂高层建筑结构. 研究表明^[4],由倾斜巨型柱、环带桁架以及水平梁系组成的锥形框架体系,可以有效减小结构侧移,在体积相同的条件下,锥形框架可比矩形框架建造得更高. 同时,由于采用多道伸臂桁架,可使锥形框架和核心筒协同工作,即巨型柱参与结构整体抗弯,有效减小结构侧移.

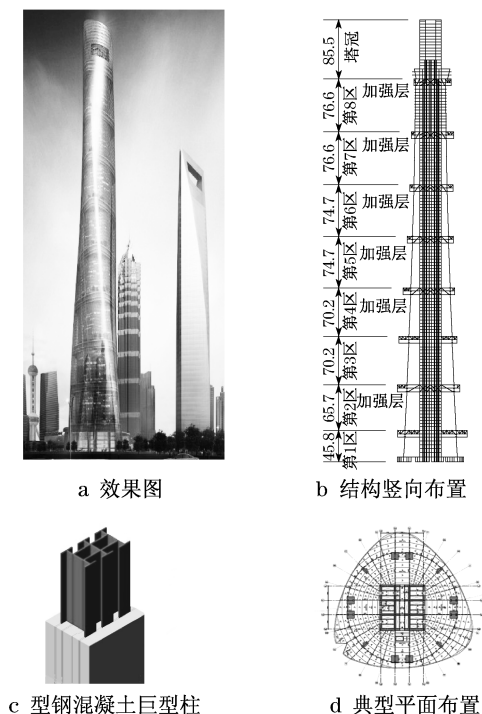


图 1 上海中心大厦效果图和结构布置

Fig. 1 Shanghai center towers and structural layouts

笔者通过比较中国和美国的相关规范,研究上海中心超高层结构地震设防水准和性能目标的确定方法,并参考 ASCE41^[3] 确定构件的性能指标,通过非线性动力分析,评估该超高层结构的抗震性能,为该结构设计提供依据,并为类似超高层结构性能化抗震设计方法的应用提供参考资料.

1 非线性静力分析方法的缺陷

20 世纪 80 年代初, Saiidi 和 Sozen^[5-6] 提出一种非线性静力分析方法,即 Pushover 法. 这是一种简

化的弹塑性分析方法,主要检验高层结构的抗震性能能否满足不同强度地震下的性能目标要求. 该方法虽然克服了动力时程法计算量大的困难,但由于理论不严密,导致计算精度得不到保证^[7]. 其基本假定为^[8]: ① 结构响应仅由结构第 1 阶振型控制,且结构沿高度方向的变形在地震过程中保持不变; ② 构件的弹塑性变形通过集中塑性铰模拟. 第一条假定要求结构侧移向量 $x = \Phi_1 x_{top} \Phi_1^T$ 为第 1 阶振型, x_{top} 为顶点位移,且假定 Φ_1 在地震过程中保持不变. 然而,在实际地震作用下,结构刚度的不断变化必然会引入振型向量的变化,且实际结构的位移向量总是含有多个振型的成分. 同时,实际超高层结构整体相对较柔、周期较长,高阶振型的影响不可忽略. 为此,在改进的 Pushover 法中,为考虑高阶振型的影响,直接利用反应谱来定义加载模式,使侧向荷载始终随着结构动力特性的变化而变化,部分反映了结构反应的动力特性,也体现了结构反应和地震频谱特性的耦联效应,加载时的惯性力分布形式相对更为符合实际. 但其荷载特征是基于弹性谱求得的,未能考虑罕遇地震作用下结构的非线性特性. 第二条假定中的集中塑性铰模型,不能考虑构件开裂以及开裂和屈服区分布长度的影响. 由于存在上述缺陷,静力非线性分析方法难以满足现代性能化抗震设计所要求的计算精度.

2 基于非线性动力分析理论的结构性能化抗震设计

非线性动力分析法通过逐步积分求得结构每一时刻的地震响应,计算结果精确可靠. 目前,采用非线性动力方法的性能化抗震设计虽然可弥补 Pushover 方法的第一个缺陷,但多数设计软件仍然采用集中塑性铰单元,无法考虑构件屈服区分布长度的影响. 为此,笔者采用基于材料本构关系的纤维梁单元模拟构件,并建立计算模型,分析结构非线性动力响应,然后进行结构性能化抗震设计. 目前主要的数值积分方法有 Runge-Kutta, Newmark- β , Wilson- θ 以及 Nigam. 其中, Newmark- β 增量法求解稳定,无相位滞后现象,适用于各类非线性问题,是目前结构动力分析中最常用的方法,也是本文采用的积分方法. 本计算策略虽然模型复杂、计算量大,但可同时弥补 Pushover 法的两个缺陷,较为准确地评估上海中心超高层结构的抗震性能.

2.1 设防水准的确定

合理的地震设防水准应综合考虑经济投入、地震

灾害损失、社会影响等因素. SEAOC Vision 2000 研究报告^[9]和 ASCE41-06^[3]均采用四等级设防水准,但二者关于设防水准的定义不同. 我国《建筑工程抗震性能化设计通则》(CECS 160)^[10]采用三等级设防水准(表1),其中震水平与 ASCE41 的水准三相同,而罕遇地震水平介于 ASCE41 的水准三和四之间. 经过对国内外实际工程应用的比较与分析,为保证性能化指标和地震水平的统一性,关于上海中心的罕遇地震水平,偏于安全地参照 ASCE41 的水准四确定.

表1 抗震设防水准比较^[3,9-10]

设防水准	CECS 160		ASCE 41-06		SEAOC Vision 2000		特征
	超越概率/(%·50年 ⁻¹)	重现期/年	超越概率/(%·50年 ⁻¹)	重现期/年	超越概率/(%·50年 ⁻¹)	重现期/年	
水准一	63	50	50	72	83	43	频繁发生
水准二			20	225	50	72	时而发生
水准三	10	475	10	475	10	475	较少发生
水准四	5	975	2	2475	5	975	极少发生

注:表中空白表示不存在.后同.

2.2 性能目标的选择

性能设计目标是指所考察的建筑物在每个设计地震水平下所要求的性能水准总和. 无论在 CECS160 还是 ASCE41 中,建筑物的性能目标都和其重要性有关. 根据 CECS 160^[10],上海中心属于 II 类建筑,在结构功能上相当于 ASCE41 中的震灾关键建筑,据此,确定该结构在罕遇地震水平下的性能目标为生命安全等级,并将其在 CECS160 和 ASCE41 中的比较示于图 2 中. 这一性能目标相当于 ASCE41 设防水准四下满足生命安全的等级,二者的比较见图 2 的阴影部分. 在设防水准一到设防水准三的地震水平下,该结构应基本保持弹性工作状态. 将在罕遇地震水平下的性能目标定为生命安全等级,也符合上海市《超限高层建筑工程抗震设计指南》^[11]的要求.

2.3 生命安全指标的确定

由 ASCE41^[3]关于建筑抗震设防水准的定义可知,在罕遇地震作用下,结构满足生命安全等级的指标由强度和变形能力所决定. 关于结构的整体变形,ASCE41 并未针对框架-核心筒结构体系具体给出满足生命安全性能目标的控制方法,但关于混凝土框架、钢框架和剪力墙结构满足生命安全性能目标的控制方法描述详尽,且给出这三类结构的弹塑性层间位移角限值分别为 0.010, 0.010, 0.005 rad. 在

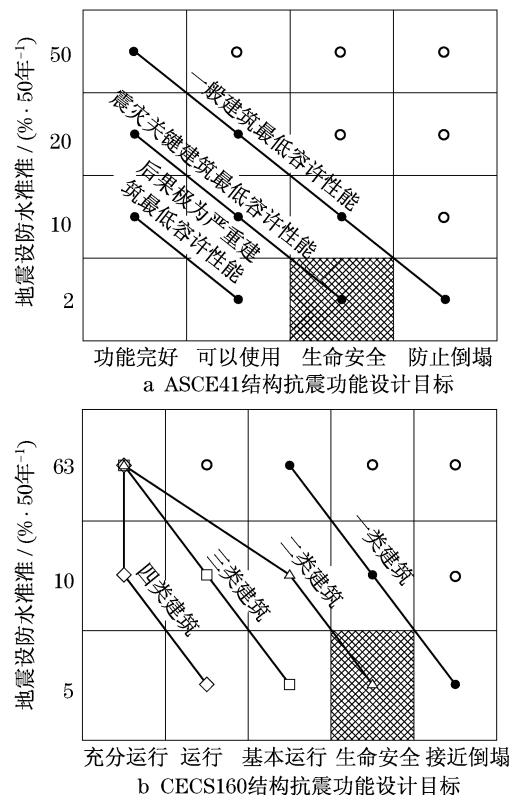


图2 ASCE41与CECS160性能要求比较

Fig.2 Comparison of performance levels between ASCE41 and CECS160

CECS160^[10]中,仅给出罕遇地震下防止结构倒塌的性能目标所对应的弹塑性层间位移角限值(该层间位移角限值对应于二类建筑规定为 0.014 rad),但没有给出满足生命安全性能目标的层间位移角限值.

上海中心超高层结构在抗震类别上属于框架-核心筒结构,在罕遇地震作用下,层间位移角还必须同时满足《建筑抗震设计规范》(GB5001—2001)中 0.01 rad 的限值要求. 由于 CECS160 和 ASCE41 中均没有关于框架-核心筒结构满足生命安全性能目标的控制方法,结合 GB5001—2001 的规定,可认为上海中心超高层结构在罕遇地震下弹塑性层间位移角限值取为 0.01 rad 较为合理.

ASCE41 对剪力墙、连梁和巨型柱,均采用截面转角作为构件变形控制指标. 其中,弯曲型剪力墙截面转角定义为 $\theta = (M_y / E_c I) l_p$, (M_y 为剪力墙的屈服弯矩承载力, $E_c I$ 为剪力墙截面抗弯刚度),型钢混凝土巨型柱的截面转角限值,按轴力水平和剪力水平分类^[3]. CECS160 对剪力墙、连梁和巨型柱,均无变形控制规定,但对不同抗震类别的剪力墙的构造要求给出了具体规定. CECS160 和《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2002)^[12]仍采用抗震调整

系数方法控制连梁和巨型柱的抗震性能水平,其本质仍然是基于承载力的抗震分析方法.这与基于位移的性能化设计并不相符,故这些基本构件的性能化指标按 ASCE41 确定更为合理.

伸臂桁架的作用是联系巨型柱和核心筒使其协同工作,使巨型柱参与结构整体抗弯;环带桁架布置在各加强层,是结构抗扭的重要组件. CECS160 和 ASCE41 均未对这类构件的性能目标给出具体规定.通过分析计算认为,由于伸臂桁架和环带桁架均属于以承受轴力为主的钢构件,这类构件在不失稳的条件下,在罕遇地震作用下出现局部屈服现象而不破坏时,不会使结构变为塑性,也就不会导致结构倒塌.因而,这种局部屈服是可以接受的.据此,在罕遇地震下,将该结构的伸臂桁架和环带桁架确保生命安全的性能目标定义为:罕遇地震时屈服但不破坏(表 2).

表 2 生命安全控制目标
Tab.2 Life safety objectives rad

序号	控制指标	限值		控制目标
		CECS160	ASCE41	
1	层间位移角	0.014	0.010	0.010
2	剪力墙塑性转角		0.003	0.003
3	连梁塑性转角		0.010	0.010
4	巨型柱截面转角		0.012	0.012
5	伸臂桁架应力状态			屈服但不破坏
6	环带桁架应力状态			屈服但不破坏

3 上海中心超高层结构有限元模型

上海中心超高层结构中的梁、柱、支撑采用 ANSYS 中的 2 节点有限应变空间纤维梁单元模拟,剪力墙采用考虑剪切变形的 4 节点塑性有限应变壳单元模拟,将非加强层节点的自由度 U_x, U_y, R_{oz} (分别表示 x 向自由度, y 向自由度和转动自由度)均耦合到该层楼面质心处以模拟刚性楼板.加强层存在刚度突变,在地震作用下容易形成薄弱层,计算时宜考虑楼板的平面内变形,按实际弹性楼板建模.塔楼底层地面作为结构嵌固端.结构材料主要为混凝土和钢材,混凝土应力采用多线性随动强化模型计算(图 3),钢材应力采用双线性随动强化模型计算(图 4),初始弹性模量 $E_s = 206 \text{ MPa}$.

$$\sigma_c = \begin{cases} f_c [1 - (1 - (\epsilon_c / \epsilon_0))^n], & \epsilon_c \leq \epsilon_0 \\ 0.85 f_c, & \epsilon_c = \epsilon_0 \end{cases} \quad (1)$$

式中: σ_c 为混凝土压应变为 ϵ_c 时的压应力; f_c 为混凝土轴心抗压强度设计值; ϵ_0 为混凝土压应力刚达到 f_c 时的混凝土压应变.

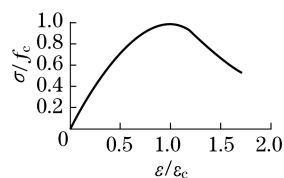


图 3 C60 混凝土的应力-应变曲线

Fig.3 Stress-strain curve of C60 concrete

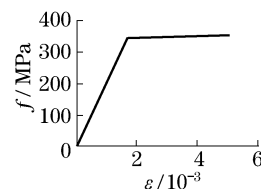


图 4 Q345 钢材本构关系
Fig.4 Stress-strain curve of Q345 steel

在核心筒角部和剪力墙交叉部位型钢柱,梁单元与模拟核心筒剪力墙的壳单元节点共用(如图 5),协调二者之间变形.核心筒的整体变形行为,可通过所布置的型钢柱的拉压应变表示^[3,13].结构的整体有限元模型如图 6 所示.

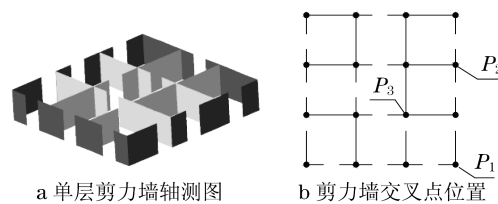


图 5 剪力墙交叉点位置
Fig.5 Cross points of shear walls

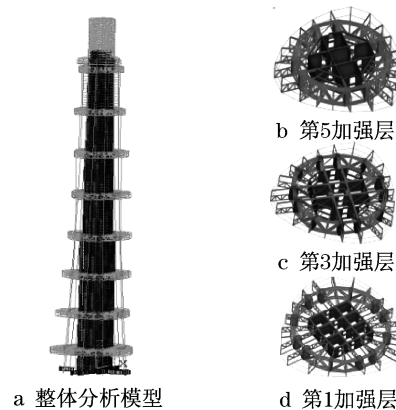


图 6 有限元模型
Fig.6 Finite element model

4 结构动力特性及地震动输入

上海中心超高层结构动力分析的质量包括结构自重和荷载两部分.除结构自重外,幕墙、阻尼器、游泳池及其他设备按恒定质量附加在结构上,活荷载按实际情况折算为等效质量.各等效重力荷载的质量见表 3.

由结构动力分析得到,上海中心超高层结构前 9 阶振型中,第 1,4,7 阶为 X 向平动,第 2,5,8 阶为 Y

向平动,第3,6,9阶为扭转振型.前3阶振型如图7所示,扭平比为0.508.伸臂桁架连接巨型柱和核心筒共同抗弯,增加结构整体刚度,能有效降低结构基本周期.但伸臂桁架刚度达到一定值后,再增加截面刚度对结构整体抗弯贡献不大.环带桁架将巨型柱连接成整体共同抗扭,若其截面过小,扭平比迅速增加,对结构抗震不利.

表3 等效质量^[13]

荷载名称	等效质量	荷载名称	等效质量
结构自重	4.00×10^5	核心筒附加恒载	4.08×10^4
楼面附加恒载	1.00×10^5	游泳池	2.94×10^2
外层幕墙	2.64×10^4	涡轮机组	2.94
内层幕墙	4.41×10^3	冷却设备	9.80×10
加强层附加恒载	5.73×10^4	塔冠	1.37×10^3
活荷载	5.12×10^4	散热设备	1.47×10^2
TMD阻尼器	1.18×10^3	水箱	3.92×10
共计 6.82×10^5			

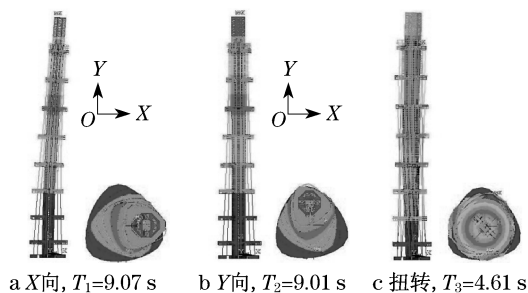


图7 结构振型图

Fig.7 Free vibration modal

4.1 地震波的选择

在结构地震反应分析中选择地震波时,应尽量使原地震波采集地的场地土条件和结构建造地的场地土条件基本一致.上海中心的工程场地属IV类场地,与ASCE41中的D类或E类场地接近.根据上述原则及上海地区场地土条件特征,并根据现有地震波资料,选取较为合理的地震波列于表4,其频谱特性与规范反应谱的比较见图8.

在结构动力时程分析中,采用Rayleigh阻尼机制^[15],阻尼比 ξ 在弹塑性时程分析时取0.05.

4.2 地震动输入方法

结构抗震采用三维一致地震输入法,X,Y向分别作为主方向,三向激励输入比例分别为0.85:1.00:0.65和1.00:0.85:0.65(X:Y:Z),地震波峰值加速度根据上海市《建筑抗震设计规程》(DGJ08-9—2003)规定,取为 $200 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$.MEX006~MEX008如图9所示.

表4 选用地震波列表^[13-14]Tab.4 Selection of earthquake waves^[13-14]

序号	记录编号	地震地点	地震时间	持时/s	场地类别
1	US25	San Fernando	1971年 2月9日	78	D
2	US33	Bprrego Mountain	1968年 4月8日	65	D
3	S79	人工地震波		75	IV
4	US72	San Fernando	1971年 2月9日	120	D
5	US121	Borrego Mountain	1968年 2月4日	48	D
6	MEX	Mexico City	1985年9 月19日	128	E
7	L711	人工地震波		60	IV

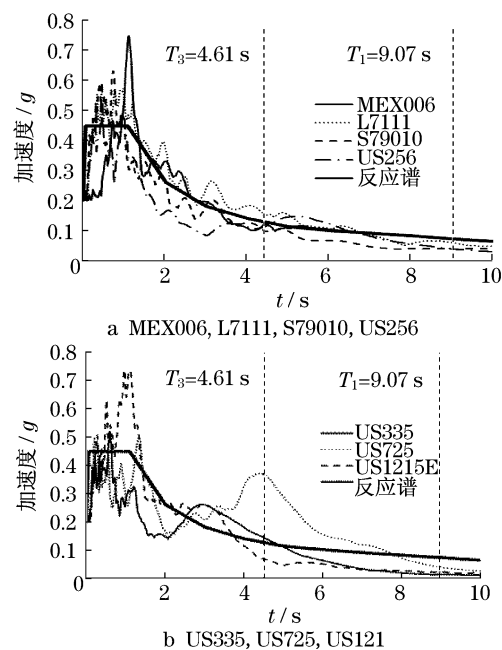


图8 地震波的谱特性

Fig.8 Spectrum characteristics of earthquake waves

5 抗震性能分析

5.1 层间位移角

采用直接基于材料本构关系的时程分析方法,得到各个地震激励下的层间位移角分布(图10).由图中可看出,由于加强层存在刚度突变,层间位移角有突变现象.分析结果表明,具有丰富长周期成分的MEX波和L711波所对应的层间位移角较大,分别是Y主方向和X主方向的输入控制,最大层间位移角满足1/100的限值要求.对各种地震输入,结构薄弱层均出现在90~110层之间.

比较罕遇地震作用下的非线性时程分析、反应谱分析和Pushover的分析结果(表5)发现,时程分

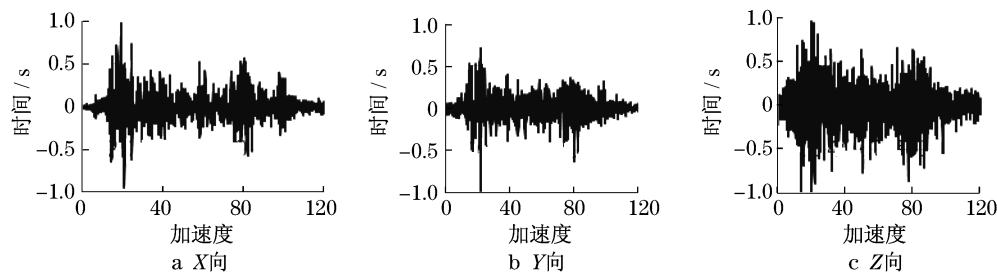


图 9 地震波 MEX006~MEX008

Fig.9 Earthquake wave MEX006~MEX008

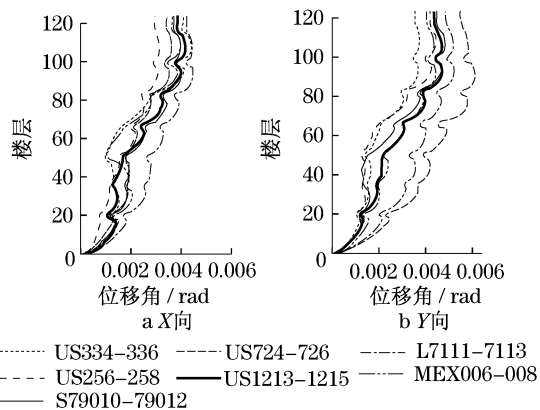


图 10 层间位移角

Fig.10 Interstory drift

表 5 层间位移角对比

Tab.5 Comparison of interstory drift

方向	位移角	非线性时程	反应谱	Pushover
X 向	最大值	1/199	1/182	1/145
	楼层	92~110	90~110	90~110
Y 向	最大值	1/209	1/185	1/111
	楼层	91~109	90~110	90~110

析结果与反应谱分析结果非常接近,而 Pushover 与二者相差较大.这是由于所选地震波与其反应谱在统计意义上相符,而 Pushover 分析结果受侧向力模式影响较大.对于高层建筑结构,通常取 X 或 Y 向的 1 阶主振型作为 Pushover 分析的侧向力加载模式,因而难以考虑高阶振型的影响.动力分析时,采用逐步积分法,则能确认结构响应与结构振型无关,计算结果表明,三种计算结果的层间位移角均满足 1/100 的生命安全性能目标要求,且在输入 X 和 Y 主方向地震时,基底剪力均满足我国规范的楼层最小剪力系数要求.

5.2 主要构件的性能指标评价

在罕遇地震作用下,巨型柱仍然以承受轴力为主.在 MEX 波和 L711 波作用下,部分柱的轴压比超过 0.7,混凝土存在一定的塑性变形,型钢钢骨尚未屈

服,截面转角小于 0.005 rad,满足生命安全指标,未发生破坏;其他轴压比情况下,相应的截面转角均小于 0.003 rad,属于立即可修复阶段(IO),柱基本保持弹性.巨型柱的拉应变分布如图 11 所示.图 11a,b 分别为 MEX 波 Y 主方向和 L711 波 X 主方向输入时的应变分布.由图中可看出,巨型柱在顶部和上部加强层局部有拉应变,导致柱局部混凝土开裂,但钢骨的应力远低于钢材抗拉强度,无屈服现象.

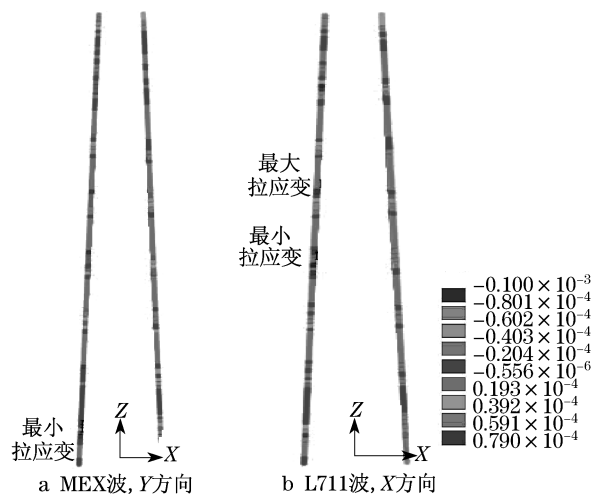


图 11 巨型柱拉应变分布

Fig.11 Distribution of tensile strain of SC

图 12a 为 MEX 波 Y 主方向输入时的伸臂桁架的应力分布(结构分区见图 1).第 3 区道伸臂桁架腹杆应力最大,为 300 MPa;其他地震输入时,最大应力出现在第 1,3,4,5 区腹杆,为 140~300 MPa.图 12b 为 L711 波 X 主方向输入时环带桁架应力分布,第 7 区弦杆应力最大,为 187 MPa,其他地震输入时,最大应力出现在第 4~8 区弦杆,为 155~187 MPa.分析结果表明,伸臂桁架和环带桁架均保持弹性,满足生命安全的性能指标要求.

剪力墙在压力作用下总体为弹性,应力分布较均匀,但在加强层转换部位存在局部屈服现象;加强层剪力墙端部(图 5 中 P_2)和角部(图 5 中 P_1)存在

拉应变,最大拉应变为 0.54×10^{-4} ,最大转角为 0.0016 rad ,剪力墙未开裂.在MEX地震波作用的 $0 \sim 15 \text{ s}$ 时段内,核心筒剪力墙基本保持弹性,在 25 s 左右有屈服现象,发生在 $2 \sim 3$ 区交接部位;底部1和2区钢板剪力墙中钢板未屈服;各剪力墙的截面转角均小于 0.003 rad ,满足罕遇地震下生命安全等级的性能指标.

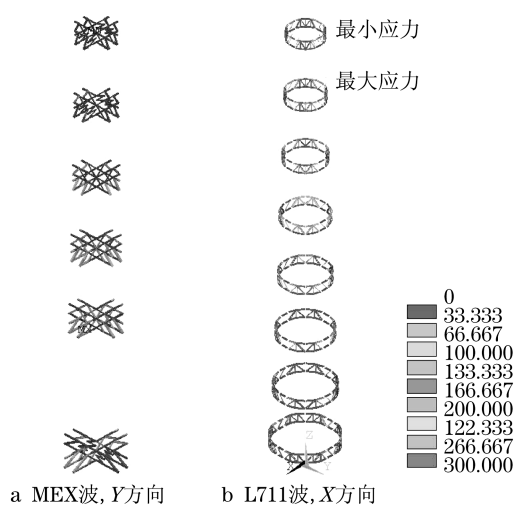


图12 伸臂桁架、环带桁架应力分布(单位:MPa)

Fig.12 Stress distribution of ORT and BT(unit:MPa)

连梁的非线性行为可通过统计各类塑性转角所占的百分比来表示^[3,13],如图13所示. $66\% \sim 74\%$ 的连梁保持弹性, $23\% \sim 31\%$ 的连梁塑性转动,但转角小于 0.005 rad ,在IO极限值控制范围内; $1\% \sim 4\%$ 的连梁转角介于IO极限与生命安全极限(LS)之间.在人工波L711和MEX波作用下,有不超过 1% 的连梁塑性转角介于LS和倒塌极限(CP)之间.

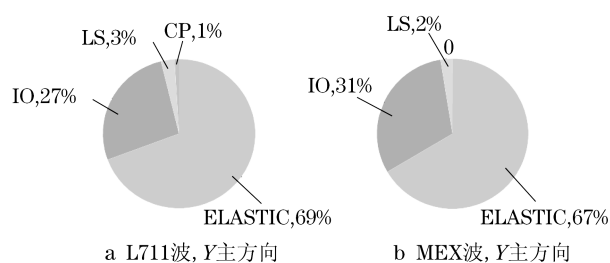


图13 连梁转角分布

Fig.13 Distribution of plastic rotation of link beams

5.3 结构的抗震性能评价

性能化分析研究结果表明,上海中心塔楼结构的连梁在罕遇地震作用下通过屈服后的塑性转动来耗散能量,表现出合理的非线性行为.巨柱和剪力墙产生的塑性转角都在生命安全指标(LS)控制范围

内,伸臂桁架和环带桁架没有屈服现象.整体结构体系和构件设计满足罕遇地震下生命安全控制目标,不会形成倒塌机制.

上海中心这种巨型柱伸臂桁架核心筒超高层结构,由于抗侧能力强,结构布置合理,建筑空间利用率高,是超高层建筑的首选结构类型.这类结构在伸臂桁架加强层位置存在刚度突变,在罕遇地震作用下,加强层位置的层间剪力和层间位移角存在突变现象,部分巨型柱和剪力墙的角度首先出现拉应变.因此,加强层部位的变形和构件性能是这类结构抗震分析的重点考察范围.本案例的分析结果还表明,合理设计的伸臂桁架,腹杆应力高于弦杆应力.环带桁架是控制结构整体性的重要组件,应力水平不宜太高.

6 结论

(1) ASCE41和CECS160均采用多级抗震设防思路,但设防水准分级有差异.采用基于位移的性能化抗震设计时,CECS160中罕遇地震水平的性能指标可偏于安全地按ASCE41中设防水准四确定.

(2) ASCE41和CECS160采用层间位移角作为结构整体变形的控制指标,且满足生命安全的位移角限值接近.对于剪力墙、连梁和巨型柱等重要构件,ASCE41均采用截面转角作为构件变形控制指标,而CECS160仍采用抗震调整系数的方法间接控制构件的变形能力,本质仍然是基于承载力的抗震分析方法.对于环带桁架和伸臂桁架,ASCE41和CECS160均无明确条文可参考,本文根据构件的功能要求,将生命安全的性能目标定义为:罕遇地震时屈服但不破坏.该要求能满足结构安全要求.

(3) 上海中心超高层结构连梁在罕遇地震作用下通过屈服后的塑性转动来耗散能量,表现出合理的非线性行为;巨型柱和剪力墙均产生塑性转角,变形均在生命安全指标(LS)控制范围内;伸臂桁架和环带桁架没有屈服现象.整体结构体系和构件设计满足罕遇地震下生命安全控制目标.

(4) 采用直接基于材料本构的非线性时程性能化抗震分析策略,既可考虑各阶频率对结构响应的贡献,又可清晰判断构件塑性区的分布.

参考文献:

- [1] Applied Technology Council. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings volume 1 [S]. Red Wood City: Applied Technology Council, 1996. (下转第 613 页)