

梁柱半刚性连接对钢结构整体抗震性能的影响研究*

杜俊 印真 陈力奋[†]

(复旦大学力学与工程科学系, 上海 200433)

摘要 本文研究空间钢结构力学模型中, 梁柱之间纯刚性连接和不同程度的半刚性连接对整体结构抗震性能的影响. 以一阶横向振动周期、结构梁柱轴力比和层间位移限角为评价指标, 在实测地震波的激励下, 采用 ANSYS 软件分析横向弯曲和轴向扭转刚度对塔形钢结构整体抗震性能的影响. 仿真分析表明, 横向弯曲刚度对结构抗震性能的影响显著, 从而为钢结构建筑的设计和分析提供参考.

关键词 钢结构, 梁柱连接, 半刚性连接, 抗震

DOI: 10.6052/1672-6553-2013-022

引言

在传统钢结构分析设计中, 梁柱连接处的力学模型常简化为固接或铰接的理想情形. 然而, 大量实验表明^[1,2], 真实结构的梁柱连接应该是具有有限刚度的, 设计中简化成固接或铰接的分析结果往往会与真实情况有较大的差异^[3]. 在梁柱连接处, 不同的刚度系数会对结构的自振周期产生很大影响, 进一步影响建筑结构的抗震性能^[4]. 因此, 为了反映结构的真实力学行为, 有必要建立反映梁柱连接处有限刚度的力学模型, 并分析不同的参数选取对结构抗震性能的影响.

近二十几年来, 对于梁柱的半刚性连接, 国内外学者在理论和实验上均开展了相关的研究. Bjorhovde 等^[5]于 1990 年最早提出梁柱连接处力学行为应介于固接和铰接之间; A. N. T Ihaddoudene 和 M. Saidani^[6]建立了半刚性连接的理论计算模型及其刚度矩阵; Mohamed A. Dabaon 和 Mohmoud H. El-Boghdadi^[2]通过实验研究了空间钢结构梁柱半刚性连接在静载下的力学行为; 马翠玲等^[7]通过仿真进行了平面结构下的半刚性框架抗震分析; 周楠楠^[8]等通过实验和仿真建模, 分析了平面半刚性连接的非线性因素对钢框架的滞回性能; 王新武^[9]等研究了空间钢框架的静力承载性能与节点刚度的关系. 迄今为止, 从已发表的文献来看, 对梁柱半刚

性连接问题的研究, 大部分侧重于局部模型的仿真分析和试验验证, 整体结构的抗震分析则大都限于平面模型.

本文利用有限元 ANSYS 软件构建空间半刚性连接的仿真模型, 在空间梁柱连接处转角自由度上设置 3 个 COMBIN14 单元来模拟 3 个方向上的转角刚度, 通过改变转角刚度的大小进行半刚性分析, 利用完全瞬态分析法(弹性时程分析法)对某塔形钢结构建筑进行固有特性和抗震性能分析, 研究空间结构中梁柱连接部位刚度系数对于结构自身抗震性能的影响.

1 钢结构建筑的力学模型

1.1 半刚性连接仿真模拟有效性验证

图 1 所示为一平面门式钢框架^[5], 层高 6m, 横跨 16m, 支座固接, 端部和跨中分别受水平和竖向载荷 10KN 和 100KN.

文献[5]通过理论分析研究了该平面钢结构梁柱连接处的有限刚度对弯矩的影响. 在线性假设下, 梁柱连接处端部弯矩 M_r 和梁柱相对转角 θ_r 的关系可表示为:

$$\theta_r = f_r \cdot M_r \quad (1)$$

其中 f_r 为半刚性连接有限转角的柔度系数.

图 2 中 V_i, V_j 为单元端部横向反力, U_i, U_j 为单元端部轴向反力, M_i, M_j 为单元端部弯矩; 记单

2012-07-03 收到第 1 稿, 2012-07-17 收到修改稿.

* 国家自然科学基金资助项目(11172067)

[†] 通讯作者 E-mail: lfchen2@fudan.edu.cn

元局部坐标下广义坐标向量为: $\vec{q}_e = (u_i \ v_i \ \theta_i \ u_j \ v_j \ \theta_j)^T$, v_i, v_j 为单元端部横向挠度, u_i, u_j 为单元端部轴向位移; L 为单元长度. 不考虑单元所受集中荷载, 可以得到受力平衡方程:

$$\begin{cases} V_i + V_j = 0 \\ M_i + M_j - V_j L = 0 \\ U_i + U_j = 0 \end{cases} \quad (2)$$

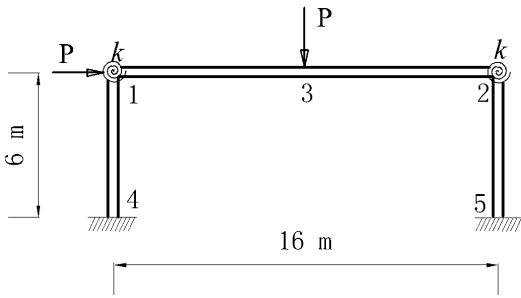


图 1 某平面门式钢框架计算简图

Fig. 1 Plane portal frame

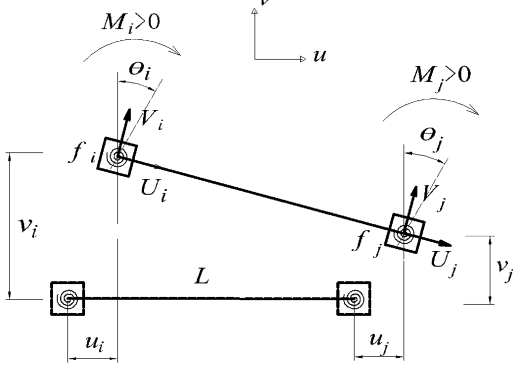


图 2 梁柱连接处端部弯矩和转角的关系

Fig. 2 Relation between moment and rotation in the connection

单元端部转角 θ_i, θ_j 由三部分组成: 单元刚体转角位移 $\frac{v_i - v_j}{L}$, 半刚性连接产生的梁柱相对转角位移 $f_i M_r$, 以及单元弯曲所产生的弹性转角位移 $\pm (\frac{M_i}{3\omega} - \frac{M_j}{6\omega})$. 由此, 可得变形协调条件:

$$\begin{cases} \theta_i = \frac{v_i - v_j}{L} + f_i M_i + \frac{M_i}{3\omega} - \frac{M_j}{6\omega} \\ \theta_j = \frac{v_i - v_j}{L} + f_j M_j + \frac{M_j}{3\omega} - \frac{M_i}{6\omega} \\ U_i = \frac{EA}{L}(u_i - u_j) \\ U_j = -\frac{EA}{L}(u_i - u_j) \end{cases} \quad (3)$$

其中: $\omega = \frac{EI}{L}$ 表示单位长度的弯曲刚度.

由式(2)、(3)可推出局部坐标系下单元刚度矩阵:

$$\bar{K}e = \begin{pmatrix} \frac{EI}{L} & 0 & 0 & -\frac{EI}{L} & 0 & 0 \\ 0 & k_{11} & k_{12} & 0 & k_{13} & k_{14} \\ 0 & k_{21} & k_{22} & 0 & k_{23} & k_{24} \\ -\frac{EI}{L} & 0 & 0 & \frac{EI}{L} & 0 & 0 \\ 0 & k_{31} & k_{32} & 0 & k_{33} & k_{34} \\ 0 & k_{41} & k_{42} & 0 & k_{43} & k_{44} \end{pmatrix} \quad (4)$$

其中:

$$\begin{aligned} k_{11} &= \frac{36\omega[1 + (f_i + f_j)\omega]}{L^2[4(1 + 3f_i\omega)(1 + 3f_j\omega) - 1]} \\ k_{12} &= \frac{18\omega(1 + 2f_j\omega)}{L[4(1 + 3f_i\omega)(1 + 3f_j\omega) - 1]} \\ k_{13} &= -\frac{36\omega[1 + (f_i + f_j)\omega]}{L^2[4(1 + 3f_i\omega)(1 + 3f_j\omega) - 1]} \\ k_{14} &= -\frac{18\omega(1 + 2f_j\omega)}{L[4(1 + 3f_i\omega)(1 + 3f_j\omega) - 1]} \\ k_{22} &= \frac{12\omega(1 + 2f_i\omega)}{4(1 + 3f_i\omega)(1 + 3f_j\omega) - 1} \\ k_{23} &= \frac{18\omega(1 + 2f_j\omega)}{L[4(1 + 3f_i\omega)(1 + 3f_j\omega) - 1]} \\ k_{24} &= \frac{6\omega}{4(1 + 3f_i\omega)(1 + 3f_j\omega) - 1} \\ k_{33} &= \frac{36\omega[1 + (f_i + f_j)\omega]}{L^2[4(1 + 3f_i\omega)(1 + 3f_j\omega) - 1]} \\ k_{34} &= \frac{18\omega(1 + 2f_i\omega)}{L[4(1 + 3f_i\omega)(1 + 3f_j\omega) - 1]} \\ k_{44} &= \frac{12\omega(1 + 2f_i\omega)}{4(1 + 3f_i\omega)(1 + 3f_j\omega) - 1} \end{aligned}$$

由此可计算出考虑梁柱连接半刚性特性的结构静力学行为.

表 1 梁柱节点弯矩仿真对比表

Table 1 Comparison of theoretical and simulation results of connection moment

Node	Moments	Theoretical / (kN · m)	Simulation (ANSYS) / (kN · m)	error
M ₁₃		31.9	31.678	0.7%
M ₃₁		93.7	93.648	0.05%
M ₂₄		71.8	71.531	0.37%
M ₄₂		113.9	113.8	0.088%
M ₅₄		296.4	296.28	0.04%

在 ANSYS 软件中建立图 1 所示的平面门式钢框架有限元仿真模型, 采用 COMBIN14 单元模拟梁

柱连接的半刚性特征. 为了验证该仿真方法的有效性, 对比理论计算值^[5]和仿真结果, 如表1所示, 不难发现, 采用 ANSYS 软件中的 COMBIN14 单元可以有效地模拟钢结构梁柱的半刚性连接特性. (M_{13} 指图2中13段梁上靠近节点1的端部弯矩).

1.2 模型基本参数

本文采用的分析模型是文献[10]中的某15层钢结构建筑, 结构总高47米, 首层层高为5米, 标准层层高为3米, 结构侧立面和标准层平面, 如图3所示; 图4为有限元模型及模型细节; 主要梁、

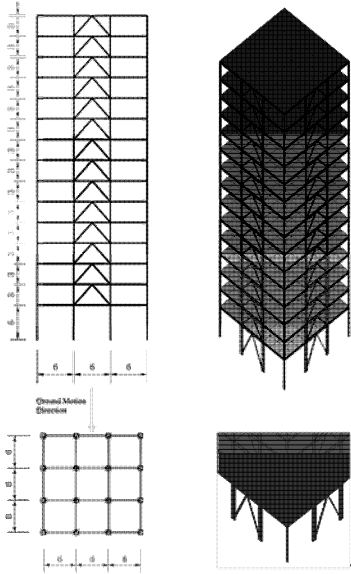


图3 结构侧立面图 和标准层平面图
图4 仿真模型图 及模型细部图

Fig.3 Structural side View and the floor plan of standard layer
Fig.4 Simulation model and its partial details

表2 结构主要梁柱型钢表

Table 2 The main sections of the columns and beams

Story	Beam		Column	
	Exterior	Interior	Exterior	Interior
15	IPE270	IPE270	HEB180	HEB200
14	IPE270	IPE300	HEB180	HEB200
13	IPE270	IPE300	HEB180	HEB200
12	IPE270	IPE300	HEB180	HEB200
11	IPE270	IPE330	HEB180	HEB200
10	IPE270	IPE330	HEB200	HEB220
9	IPE270	IPE330	HEB200	HEB240
8	IPE270	IPE360	HEB200	HEB280
7	IPE270	IPE360	HEB200	HEB300
6	IPE270	IPE360	HEB220	HEB320
5	IPE270	IPE360	HEB220	HEB360
4	IPE270	IPE400	HEB220	HEB400
3	IPE270	IPE400	HEB240	HEB450
2	IPE270	IPE400	HEB240	HEB500
1	IPE270	IPE400	HEB260	HEB600

柱结构截面为标准型钢, 见表2; 所受荷载有: 恒荷载标准层为 4.11 kN/m^2 , 顶层为 3.17 kN/m^2 , 活荷载标准层为 3 kN/m^2 , 顶层为 0.7 kN/m^2 . 结构的抗震设防烈度为8度(0.2g), II类场地, 第二组.

1.3 抗震性能评价标准

本文建模使用 ANSYS 有限元仿真软件, 并用 MATLAB 进行计算数据的处理.

梁柱单元采用 BEAM188, 根据截面设置不同的工字型梁柱, 所用型钢为欧洲标准 IPE 和 HEB, 如表2所示; 楼板单元采用 SHELL63, 材料为混凝土; 梁柱连接处使用 COMBIN14 单元, 设置刚度 k , 作为梁柱半刚性连接有限转角的刚度系数.

钢结构的抗震评判分别选取了欧标中的楼层轴力比和国标中的楼层层间位移角. 根据欧洲钢结构抗震标准3, 首先采用每一层的梁和柱在受到地震荷载作用下出现的最大轴力与梁柱本身的屈服轴力之比, 即 $\frac{N_{i \max}}{N_{buckling}} \leq 1$, ($N_{i \max}$ 为楼层每一层中梁柱最大轴力值, $N_{buckling}$ 为型钢屈服轴力) 作为钢结构抗震性能的评价指标^[11]; 此外, 根据 GB50011-2010 中 5.5.1 中的弹性层间位移, 即 $\Delta u \leq [\theta]h$ (Δu 为弹性层间位移, θ 为弹性层间位移角限值, h 为层高), 其中对于多、高层钢结构 $\theta_e \leq \frac{1}{250}$, 作为抗震评判标准^[12].

表3 两种固接情形前9阶振动周期对比

Table 3 The first nine - order natural periods between two rigid conditions

Connection Period/(s)	Rigid	Semi - rigid ($k = 10^{12} \text{ N} \cdot \text{m}$)
1 th :	2.33008	2.33051
2 th :	2.32872	2.32926
3 th :	1.33681	1.3369
4 th :	0.790639	0.790764
5 th :	0.789827	0.790139
6 th :	0.459242	0.459306
7 th :	0.432882	0.432938
8 th :	0.432414	0.432563
9 th :	0.305008	0.305018

建模基本过程如下: (1) 建立坐标、材料参数和型钢截面文件, 并导入程序; (2) 使用 APDL 参数化过程建立模型, 进行网格划分; (3) 施加重力荷载和约束, 结构与地面的连接设为固接; (4) 进行固有特性分析, 计算结构的固有频率, 并转化为振

动周期;(5)进行完全瞬态分析(弹性时程分析),选用迁安波作为地震激励输入,加载方向为水平主方向(见图 3),结构与地面连接处为加载点;(6)使用 MATLAB 对所得时程数据进行处理,得到楼层轴力比和楼层层间位移差。

在上述有限元模型中,通过改变梁柱连接处的单元设置,可以得到固接模型和半刚性连接模型;将半刚性连接模型中的刚度系数 k 设置为 $10^{12} \text{ N} \cdot \text{m}$ (接近于无穷大),用来模拟半刚性连接模型中的固接情形.分别计算两种固接模型的前 9 阶振动周期和相关的抗震性能指标,如表 3 和图 5、图 6、图 7 所示。

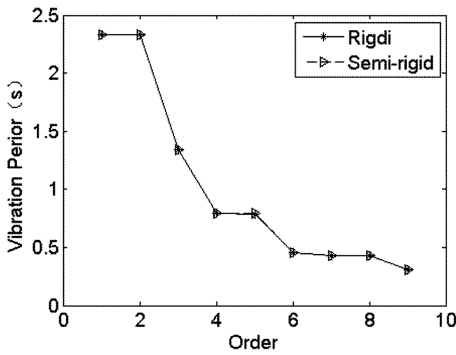


图 5 前 9 阶振动周期曲线

Fig. 5 The curves of the first nine - order natural periods

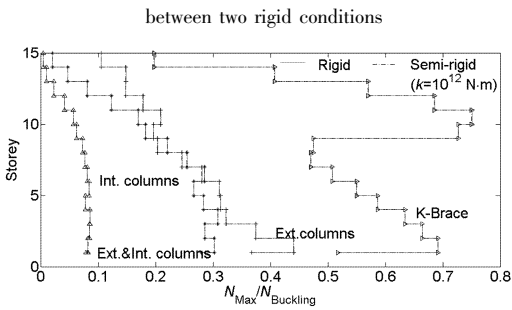


图 6 楼层中不同位置处轴力比

Fig. 6 Axial force ratio in various locations of the layers

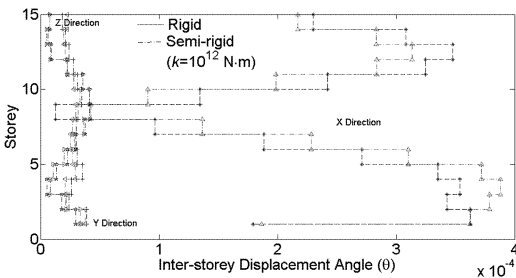


图 7 三个方向层间位移限角

Fig. 7 Drift angles of three directions

不难发现,两种固接模型的固有特性和楼层中不同位置(边框内柱、边框外柱、内框柱和 K -

Brace)的轴力比及层间位移限角的变化趋于一致.特别地,从图 6 中可以发现,楼层中支撑(Brace)所受的轴力比是最大的,因此在下面的分析中,只分析支撑的轴力比。

2 数值分析

由于本文分析的是一塔型小高层钢结构建筑模型,表 3 中的固有特性分析呈现出两个横向弯曲周期几乎相等.根据转角方向与构件的几何关系,梁柱连接处三个方向的转角刚度可以分为:

- 1) 沿构件长度方向的轴向扭转刚度,设为 k_1 ;
- 2) 垂直于构件的两个横向弯曲刚度,均设为 k_2 .

下面分析 k_1 和 k_2 同时变化和分别变化时,对结构整体抗震性能的影响。

2.1 k_1 和 k_2 同步变化

当 k_1, k_2 同时变化时,改变范围从 $k = 10^2 \text{ N} \cdot \text{m}$ 到 $k = 10^{12} \text{ N} \cdot \text{m}$ (取 30 个点),结构的一阶横向振动周期变化见图 8,层间位移限角见图 9,梁柱轴力比见图 10.从中不难看出,当 k_1, k_2 同时变化时,一阶横向周期、层间位移限角和梁柱轴力比,在 $k_1 = k_2 = k = 10^4 \text{ N} \cdot \text{m}$ 至 $k_1 = k_2 = k = 10^8 \text{ N} \cdot \text{m}$ 时,变化较大。

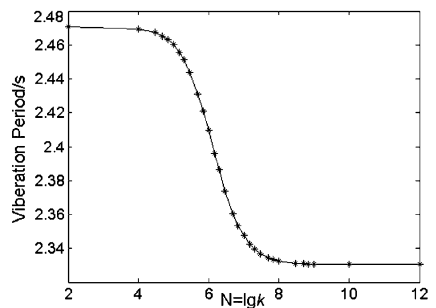


图 8 k_1 和 k_2 同时变化时的第一阶横向周期

Fig. 8 Change of the first - order lateral natural period

with the change of both k_1 and k_2

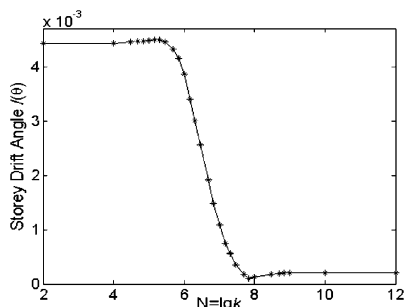


图 9 k_1 和 k_2 同时变化时的层间位移限角

Fig. 9 Change of drift angle with the change of both k_1 and k_2

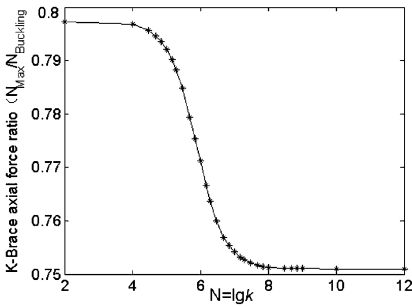


图 10 k_1 和 k_2 同时变化时的 Brace 轴力比

Fig. 10 Change of axial force in K-brace with the change of both k_1 and k_2

2.2 k_1 和 k_2 分别变化

当 k_1, k_2 分别变化时,分为两种情况:

- (1)保持 k_1 不变, k_2 变化(各取 9 个点);
- (2)保持 k_2 不变, k_1 变化(各取 9 个点).

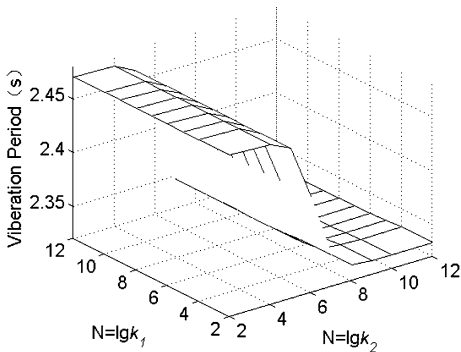


图 11 k_1 和 k_2 分别变化时的第一阶横向周期

Fig. 11 Change of the first-order lateral natural period with k_1 and k_2 changing separately

图 11 为一阶横向振动周期变化图,从中可以看出,横向弯曲刚度对周期变化影响较大,而轴向扭转刚度对结构固有特性影响不大。

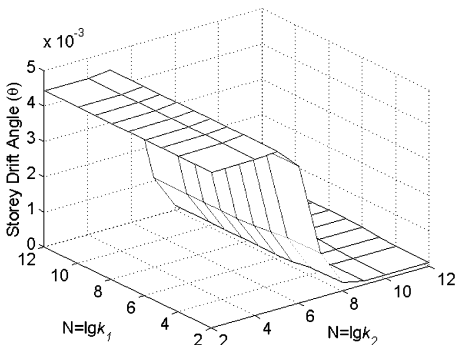


图 12 k_1 和 k_2 分别变化时的层间位移限角

Fig. 12 Change of drift angle with k_1 and k_2 changing separately

从图 12 的层间位移限角和图 13 的支撑 K-Brace 轴力比中同样可以观察到,横向弯曲刚度的

影响要远大于轴向扭转刚度。

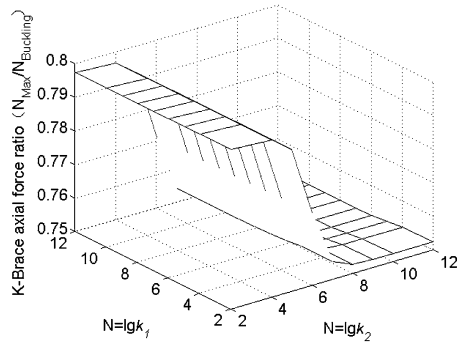


图 13 k_1 和 k_2 分别变化时的 Brace 轴力比

Fig. 13 Change of axial force in K-brace with k_1 and k_2 changing separately

3 结论

本文通过设置转角单元来模拟钢结构中梁柱的半刚性连接,分析了梁柱连接处轴向扭转刚度和横向弯曲刚度对钢结构整体抗震性能的影响. 仿真结果表明,在空间结构模型中,改变梁柱连接的转角刚度对钢结构整体抗震性能有较大的影响,并且横向弯曲刚度对结构抗震性能的影响比轴向扭转刚度更为明显. 本文仅考虑了梁柱连接的转角刚度,进一步还需考虑楼板与梁柱连接刚度的半刚性特征.

参考文献

- 1 郭兵, 王磊等. 钢框架梁柱连接节点转动刚度试验研究. 建筑结构学报, 2011, 32(10): 82 ~ 88 (Guo B, Wang L, et al. Experimental study on rotational stiffness of steel frame beam-column connections. *Journal of Building Structures*, 2011, 32(10): 82 ~ 88 (in Chinese))
- 2 Dabaon M A, El-Boghdadi M H. Experimental and numerical model for space steel and composite semi-rigid joints. *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 65: 1864 ~ 1875
- 3 Urbonas K, Daniunas A. Behaviour of semi-rigid steel beam-to-beam joints under bending and axial forces. *Journal of Constructional Steel Research*, 2006, 62: 1244 ~ 1249
- 4 Aksoylar N D, Elnashai Amr S, Mahoud H. The design and seismic performance of low-rise long-span frames with semi-rigid connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 2011, 62: 114 ~ 126
- 5 BJORHOVDE R, COLSON A, BROZZETTI J. Classification system for Beam-to-Column connections. *Journal of Structural En-*

- gineering*, 1990,16: 3059 ~ 3076
- 6 Ihaddoudene A N T. Mechanical model for the analysis of steel frames with semi rigid joints. *Journal of Constructional Steel Research*, 2009,65: 631 ~ 640
 - 7 马翠玲,孙颂旦等. 半刚性连接钢框架抗震性能分析. 低温建筑技术, 2010,1: 32 ~ 33 (Ma C L, Sun S D, et al. Analysis of simi-rigid connections in steel frame. *Low Temperature Architecture Technology*, 2010,1: 32 ~ 33 (in Chinese))
 - 8 周楠楠,王来等. 半刚性连接钢框架抗震性能的分析. 工业建筑, 2009, 39:112 ~ 116 (Zhou N N, Wang L, et al. Nonlinear finite element analysis of seismic behavior of semi-rigid connection steel frame. *Industrial Construction*, 2009,39: 112 ~ 116 (in Chinese))
 - 9 王新武,孙犁等. 钢框架半刚性连接性能研究. 武汉理工大学学报, 2002,11: 34 ~ 37 (Wang X X, Sun L, et al. Research of behaviour of semi-rigid connections in steel frame. *Journal of WuhanUniversity of Technology*, 2002, 11: 34 ~ 37 (in Chinese))
 - 10 Fabio Mazza, Alfonso Vulcano. Control of the earthquake and wind dynamic response of steel-framed buildings by using additional braces and/or visioelastic dampers. *Earthquake EngngStruct*, 2011,40: 155 ~ 174
 - 11 Eurocode 3. Design of steel structures-part 1-1: general rules. UNI ENV, 1993-1-1, 2003
 - 12 中华人民共和国建设部. GB50011-2010, 建筑抗震设计规范. 北京:中国建筑工业出版社,2010 (The ministry of construction of the People's Republic, GB50011-2010, Code for seismic design of buildings. Beijing: China architecture & building press, 2010 (in Chinese))

THE EFFECTS OF SEMI-RIGID JOINTS ON THE SEISMIC BEHAVIORS OF STEEL STRUCUTURE *

Du Jun Yin Zhen Chen Lifen[†]

(Mechanics & Science Engineering Dept. Fudan University, Shanghai 200433, China)

Abstract This paper studies the effects of various semi-rigid column-beam connections on the seismic response of space steel structure. Choosing the first-order natural period, ratio of axial force and drift angle as the evaluation index, this paper uses ANSYS to analyze the effects of lateral and axial torsional stiffness on the seismic performance of steel structure under real earthquake wave. The simulation results show that the lateral torsional stiffness has great influence on the structural seismic behaviors. Thus, it can provide some certain reference for the design of ultra-limit buildings.

Key words steel structure, beam-columnconnections, semirigid, seismic