

文章编号:1673-9469(2009)03-0004-04

## 考虑部分楼板变形时框-剪结构的协同分析

胡启平<sup>1</sup>, 刘鹏<sup>1</sup>, 吕铭<sup>2</sup>

(1.河北工程大学 土木工程学院, 河北 邯郸 056038; 2.河北石油化工设计院有限公司, 石家庄 050061)

**摘要:**建立了考虑部分楼板变形的框架剪力墙结构协同分析的计算模型,将弹性楼板结构平面分成若干个区域,每个区域内的抗侧力结构可看做一个框剪单元,弹性楼板的作用看做框剪单元的弹性支座。在哈密顿力学的框架下导出了协同分析的对偶求解体系,进而利用精细积分法求出结构位移和内力的数值解。算例说明计算结果精度较高。

**关键词:**部分楼板变形;框架-剪力墙结构;哈密顿力学;对偶求解体系;精细积分法

**中图分类号:** TU311

**文献标识码:** A

## Cooperative analysis of frame - shear wall structure with partial floor deformations considered

HU Qi-ping<sup>1</sup>, LIU Peng<sup>1</sup>, LV Ming<sup>2</sup>

(1. College of Civil Engineering, Hebei University of Engineering, Hebei Handan 056038, China;

2. Hebei Petrochemical Design Institute Co. Ltd, Shijiazhuang 050061, China)

**Abstract:** The calculation model for the collaborative analysis of frame - shear wall structure was established by considering partial floor deformation, the flat structure of flexible floor is divided into several regions, each of lateral force - resisting members can be seen as a frame - wall modules, and flexible floor role can be seen as a elastic support unit. The derived solving dual system for analysis of synergies was derived by using Hamiltonian mechanics; the structure of displacement and internal force of the numerical solution were derived by using precise integration method. Example calculation results indicate that the method is high precision.

**Key words:** partial floor deformations; frame - shear wall structure; hamiltonian mechanics; dual systematic methodology; precise integration method

由于建筑功能的要求,框-剪结构中常常有个别抗侧力单元间的距离较大,或楼板局部有较大开洞等。对这样的结构,在协同分析时若采用刚性楼板假定,不考虑部分楼板变形的较大影响,计算结果将有明显偏差<sup>[1]</sup>。考虑楼板变形时建筑结构简化计算方法很多,如包世华等提出的微分方程求解器法,李丛林等提出的超元法等<sup>[2,3]</sup>。本文在铁摩辛柯梁理论的基础上建立了考虑部分楼板变形的框架-剪力墙结构协同分析的计算模型,在哈密顿力学的框架下导出了对偶求解体系<sup>[4-6]</sup>,结合精细积分法提出了一种协同分析的新方法<sup>[7-9]</sup>。

### 1 基本假定

通常框架-剪力墙结构可按平面结构计算。框架和剪力墙等抗侧力构件通过楼板联系在一起,形成一个共同工作体系,通过空间协同工作共同抵抗外荷载的作用。在进行结构协同分析时,考虑部分楼板的变形影响,将楼板分成若干个刚性区域,每个刚性区域内的框架和剪力墙分别合并为一个综合框架和一个综合剪力墙,它们之间由刚性连杆连接成一个框-剪单元,综合框架和综合剪力墙均考虑其弯曲和剪切变形,可看作是

收稿日期:2009-04-17

基金项目:河北省自然科学基金项目(E006000630)。

特约专稿

作者简介:胡启平(1963-),男,安徽霍邱人,教授,从事力学与结构工程教学和研究工作。

竖放的铁摩辛柯梁。各个刚性区域间通过弹簧连接,形成空间协同工作体系,如图1所示。假定弹性楼板的变形仅由剪切变形引起,并且与剪力成正比,连梁和框架梁对综合剪力墙的约束弯矩与综合剪力墙的截面转角成正比。另外,为简化计算,将楼板、连梁和框架梁对框架的剪力墙的作用看作弹性支座的约束。

### 2 计算模型

假设结构共有  $r$  个框-剪单元 ( $i = 1, 2, \dots, r$ ),  $n$  个楼层 ( $j = 1, 2, \dots, n$ ), 第  $i$  个框-剪单元上综合框架的抗弯和抗剪刚度分别用  $D_{fi}$  和  $C_{fi}$  表示, 综合剪力墙抗弯和抗剪刚度分别用  $D_{wi}$  和  $C_{wi}$  表示, 弹性楼板刚度用  $C_{bi}$  表示, 其中  $C_{bj} = 0$ 。连梁和框架梁约束刚度用  $C_{li}$  表示。标高  $z$  处每个框-剪单元的侧移和综合剪力墙、综合框架的截面转角分别用  $v_i(z)$ 、 $\theta_{wi}(z)$  和  $\theta_{fi}(z)$  表示, 结构的总剪力、综合剪力墙和综合框架的弯矩分别用  $V_i(z)$ 、 $M_{wi}(z)$  和  $M_{fi}(z)$  表示, 每个框-剪单元上作用水平荷载为  $q_i$ 。

根据上述规定,考虑部分楼板变形时框-剪结构计算模型如图1所示。

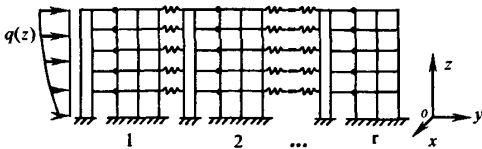


图1 计算模型  
Fig. 1 Computing model

### 3 协同分析的哈密顿体系

本文采用哈密顿力学方法对框剪结构进行协同分析。哈密顿力学方法是指在拉格朗日函数的基础上,通过勒让德变换引入对偶变量,导出哈密顿正则方程,即一组对偶的一阶微分方程。根据哈密顿力学的基本方法,协同分析的拉格朗日函数就是结构单位高度的应变能,于是

$$L = \sum_{i=1}^r \left( \frac{1}{2} D_{wi} \left( \frac{d\theta_{wi}}{dz} \right)^2 + \frac{1}{2} C_{wi} \left( \frac{dv_i}{dz} - \theta_{wi} \right)^2 + \frac{1}{2} D_{fi} \left( \frac{d\theta_{fi}}{dz} \right)^2 + \frac{1}{2} C_{fi} \left( \frac{dv_i}{dz} - \theta_{fi} \right)^2 - q_i v_i \right) \quad (1)$$

写成矩阵形式为

$$L = \frac{1}{2} q K_{22} q + \frac{1}{2} q K_{21} q + \frac{1}{2} q K_{11} q - g^T q \quad (2)$$

式中  $q = (v_1, \dots, v_r, \theta_{w1}, \dots, \theta_{wr}, \theta_{f1}, \dots, \theta_{fr})^T$ ,  $g = (q_1, \dots, q_r, 0, \dots, 0, 0, \dots, 0)^T$ , 且

$$K_{22} = \text{diag} (C_{w1} + C_{f1}, \dots, C_{wr} + C_{fr}, D_{w1}, \dots, D_{wr}, D_{f1}, \dots, D_{fr}) \quad (3)$$

$$K_{11} = \text{diag} (0, \dots, 0, C_{w1}, \dots, C_{wr}, C_{f1}, \dots, C_{fr}) \quad (4)$$

$$K_{21} = \begin{bmatrix} 0 & -C & -C \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (5)$$

其中  $C = \text{diag} (C_{w1}, \dots, C_{wr})$ , 并且  $K_{12} = K_{21}^T$ 。由勒让德变换  $p = \frac{\partial L}{\partial q} = K_{22} q + K_{21} q$  引入对偶变量  $p = (V_1, \dots, V_r, M_{w1}, \dots, M_{wr}, M_{f1}, \dots, M_{fr})^T$ , 导出哈密顿函数

$$H = H(p, q) = p^T \frac{dq}{dz} - L \left( q, \frac{dq}{dz} \right) = \frac{1}{2} p^T D p + p^T A q - \frac{1}{2} q^T B q + h_q^T p + h_p^T q \quad (6)$$

式中  $A = -K_{22}^{-1} K_{21}$ ,  $B = K_{11} - K_{12} K_{22}^{-1} K_{21}$ ,  $D = K_{22}^{-1}$ ,  $h_q = 0$ ,  $h_p = -g$ 。这里  $A, B, D$  代表单元的截面特性,它们是已知量。由哈密顿力学得到哈密顿正则方程

$$\begin{cases} \dot{q} \\ \dot{p} \end{cases} = \begin{bmatrix} A & D \\ B & -A^T \end{bmatrix} \begin{cases} q \\ p \end{cases} + \begin{cases} h_q \\ h_p \end{cases} \quad (7)$$

上述方程结合边界条件就可以求出问题的具体解答。

### 4 数值计算

考虑到建筑结构的边界条件为两端边值条件,故本文采用两端边值的精细积分法求解。为此利用结构混合能,引入结构混合能矩阵的概念,然后通过混合能矩阵与结构位移和力的关系就可得到位移和力的数值解。

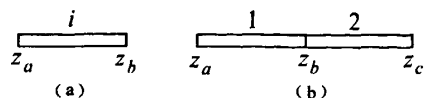


图2 区段示意图  
Fig. 2 Section diagram

将结构沿高度等分为若干区段(一般把楼层标高处做为一个分点),并在楼层标高处增加一长度为零的“区段”,用以表示楼板、连梁和框架梁对

框-剪单元的作用。

设第  $i$  区段两端坐标为  $z_a, z_b$  (如图 2(a)), 第  $i$  区段混合能

$$V_i(q_a, p_b) = p_b^T G_i p_b / 2 + p_b^T F_i q_a - q_a^T Q_i q_a / 2 + p_b^T r_b + q_a^T r_a \quad (7)$$

其中  $G_i, F_i, Q_i$  为第  $i$  区段的混合能矩阵,  $r_a = f_a + F_i^T f_b, r_b = G_i f_b, f_a$  和  $f_b$  是第  $i$  区段两端的等效集中力。它们与对偶变量  $q$  和  $p$  关系为

$$\begin{cases} q_b = F_i q_a + G_i p_b + r_b \\ p_a = -Q_i q_a + F_i^T p_b + r_a \end{cases} \quad (8)$$

对首尾相连的区段 1 和区段 2 (如图 2(b)), 有如下关系

$$\begin{aligned} q_b &= (I + G_2 Q_2)^{-1} (F_1 q_a + G_1 F_2^T p_c + r_b^{(2)} + r_b^{(1)}) \\ p_b &= (I + Q_2 G_1)^{-1} (-Q_2 F_1 q_a + F_2^T p_c - Q_2 r_b^{(1)} + r_b^{(2)}) \end{aligned} \quad (9)$$

式(8)和式(9)即为混合能矩阵与结构位移和内力的关系表达式。第  $i$  区段的混合能矩阵  $G_i, F_i, Q_i$  可利用黎卡提微分方程, 通过精细积分法求得。对于楼板标高处长度为零的“区段”, 混合能矩阵通过计算亦可求出, 具体方法见文献[6]。

得到每个区段的混合能矩阵后, 将这些区段的混合能矩阵沿结构高度逐个合并, 求出整个结构的混合能矩阵  $G, F, Q$ 。然后根据结构的边界条件, 利用式(8)可以求得结构的  $q$  和  $p$ , 即结构顶部位移和底部力, 从而获得结构两端的位移和力的值。最后利用式(9)可求出结构高度上各区段两端的位移和力的解答。

### 5 算例

某商场如图 3 所示, 楼板中间开洞, 结构总高  $H = 45\text{m}$ , 层高  $h = 4.5\text{m}$ , 混凝土的弹性模量和剪切模量分别为  $E = 3.0 \times 10^7 \text{kPa}, G = 0.42E$ ; 构件尺寸: 柱  $0.7\text{m} \times 0.7\text{m}$ , 梁  $0.35\text{m} \times 0.7\text{m}$ , 墙厚  $0.25\text{m}$ , 楼板厚  $0.1\text{m}$ , 柱距  $7.5\text{m}$ , 结构上作用沿高度分布的均布风荷载, 仅考虑受风面和被风面的荷载。

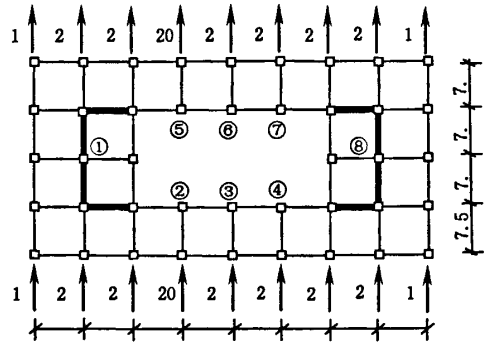


图3 标准层平面

Fig. 3 Typical floor

根据结构平面特性, 考虑 1-3, 7-9 榀为刚性连接, 在模型中考虑为第 1.8 单元, 由于其它各榀楼板开洞且上下没有相连, 则将这几榀上、下部分看成独立的单元, 分别标记为 2, 3, 4, 5, 6, 7 单元, 均考虑为弹性连接。建立与图 1 相同的计算模型 ( $r = 8$ ), 荷载大小根据下图所示取值。通过 MATLAB 编程计算得到了各抗侧力单元的位移和内力。

表 1 结构位移 (mm)

Tab. 1 Displacement of structure (mm)

楼层	①单元		②单元		③单元		⑤单元		⑥单元	
	本文	有限元	本文	有限元	本文	有限元	本文	有限元	本文	有限元
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0.905 5	0.940 7	0.998 5	1.024 0	1.029 1	1.045 4	0.998 5	1.024 0	1.029 1	1.045 4
2	2.347 8	2.327 4	2.483 9	2.490 5	2.529 2	2.527 8	2.483 9	2.490 5	2.529 2	2.527 8
3	4.159 8	4.014 8	4.293 9	4.177 7	4.338 6	4.214 2	4.293 9	4.177 7	4.338 6	4.214 2
4	6.218 4	5.920 2	6.349 8	6.080 0	6.393 6	6.115 1	6.349 8	6.080 0	6.393 6	6.115 1
5	8.422 0	7.948 1	8.551 3	8.107 8	8.594 5	8.142 4	8.551 3	8.107 8	8.594 5	8.142 4
6	10.689	10.025	10.817	10.185	10.860	10.219	10.817	10.185	10.860	10.219
7	12.958	12.095	13.085	12.253	13.127	12.288	13.085	12.254	13.127	12.288
8	15.184	14.116	15.311	14.282	15.353	14.317	15.311	14.282	15.353	14.317
9	17.343	16.078	17.466	16.233	17.507	16.266	17.466	16.234	17.507	16.266
10	19.428	17.880	19.446	17.905	19.452	17.911	19.446	17.905	19.452	17.911

注: 由于结构和荷载对称, 第④、⑦、⑧单元与第②、⑤、①单元的位移相同, 故表 1 中没有列出。

为验证该算法的正确性,使用 Etabs 有限元软件对该结构分析并取各楼层标高处的位移与本文计算结果对比,对比数据在表 1 中列出。

对比算例结果,可以看出本文算法在计算考虑部分楼板变形的框-剪结构静力分析中,其计算结果与有限元软件分析的结果相近程度较高,位移偏差 < 8%,从而验证了本算法计算结果的正

确性。

算例中,由本文算法得到的楼层标高处的剪力和弯矩在表 2 和表 3 中列出。另外,为满足设计的要求,表 2 和表 3 中还列出了①单元中综合框架和综合剪力墙的剪力和弯矩;由于楼板和框架梁的作用,楼层标高处上下截面剪力和弯矩值不一样,它们具体的值也在表 2 和表 3 中列出。

表 2 结构剪力 Q(kN)  
Tab. 2 Shear force of structure Q(kN)

楼层	①单元		②单元		③单元		⑤单元		⑥单元			
	综合框架		综合剪力墙		标高 处上	标高 处下	标高 处上	标高 处下	标高 处上	标高 处下		
	标高 处上	标高 处下	标高 处上	标高 处下								
0	760.8	-	6 144.2	-	97.8	-	99.4	-	97.8	-	99.4	-
1	689.2	711.8	5 565.4	5 748.2	72.4	8.8	72.7	10.4	72.4	8.8	72.7	10.4
2	608.1	640.7	4 910.7	5 173.9	77.7	-15.6	77.7	-15.3	77.7	-15.6	77.7	-15.3
3	527.5	559.6	4 259.6	4 519.2	81.7	-10.3	81.6	-10.3	81.7	-10.3	81.6	-10.3
4	447.5	479.0	3 613.5	3 868.1	83.7	-6.3	83.7	-6.4	83.7	-6.3	83.7	-6.4
5	368.0	399.0	2 971.5	3 222.0	84.2	-4.3	84.2	-4.3	84.2	-4.3	84.2	-4.3
6	288.8	319.5	2 332.4	2 580.0	83.6	-3.8	83.6	-3.8	83.6	-3.8	83.6	-3.8
7	209.9	240.3	1 695.3	1 940.9	82.3	-4.4	82.3	-4.4	82.3	-4.4	82.3	-4.4
8	131.2	161.4	1 059.2	1 303.7	80.5	-5.7	80.5	-5.7	80.5	-5.7	80.5	-5.7
9	53.10	82.70	429.2	667.7	76.8	-7.5	76.1	-7.5	76.8	-7.5	76.1	-7.5
10	0.0	4.7	0.0	37.7	0.0	-11.2	0.0	-11.9	0.0	-11.2	0.0	-11.9

表 3 结构弯矩 M(kNm)  
Tab. 3 Bending moment of structure M(kNm)

楼层	①单元		②单元		③单元		⑤单元		⑥单元			
	综合框架		综合剪力墙		标高 处上	标高 处下	标高 处上	标高 处下	标高 处上	标高 处下		
	标高 处上	标高 处下	标高 处上	标高 处下								
0	15 404.6	-	128 982.2	-	1 708.1	-	1 713.8	-	1 708.1	-	1 713.8	-
1	13 925.7	13 925.7	100 871.9	100 401.0	1 470.6	1 470.6	1 468.8	1 468.8	1 470.6	1 470.6	1 468.8	1 468.8
2	12 828.3	12 828.3	75 645.3	74 813.7	1 343.0	1 343.0	1 339.8	1 339.8	1 343.0	1 343.0	1 339.8	1 339.8
3	11 454.5	11 454.5	54 270.5	53 174.6	1 191.1	1 191.1	1 188.0	1 188.0	1 191.1	1 191.1	1 188.0	1 188.0
4	9 898.4	9 898.4	36 554.4	35 275.0	1 021.6	1 021.6	1 018.6	1 018.6	1 021.6	1 021.6	1 018.6	1 018.6
5	8 237.0	8 237.0	22 328.2	20 931.3	843.1	843.1	840.1	840.1	843.1	843.1	840.1	840.1
6	6 532.1	6 532.1	11 458.2	9 995.5	662.3	662.3	659.3	659.3	662.3	662.3	659.3	659.3
7	4 830.6	4 830.6	3 844.6	2 354.1	484.2	484.2	481.1	481.1	484.2	484.2	481.1	481.1
8	3 164.9	3 164.9	-579.6	-2 073.0	312.0	312.0	308.9	308.9	312.0	312.0	308.9	308.9
9	1 553.3	1 553.3	-1 850.1	-3 334.8	147.6	147.6	144.5	144.5	147.6	147.6	144.5	144.5
10	0.0	0.0	0.0	-1 477.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

注:由于结构和荷载对称,第④、⑦、⑧单元与第②、⑤、①单元的剪力和弯矩相同,故表 2 中没有列出。

(下转第 11 页)

在7度罕遇地震作用下结构处于弹性变形阶段,性能点处最大层间位移角为1/625;在9度罕遇地震作用下结构处于弹塑性变形阶段,最大层间位移角为1/172;可以看出该结构弹性变形和弹塑性变形均小于《建筑抗震设计规范》的限值,即弹性层间位移角不得大于 $[\theta_e] = 1/300$ 和弹塑性层间位移角不得大于 $[\theta_p] = 1/50$ 。

#### 4 结论

隅撑支撑钢框架结构在侧向推覆力作用下产生的塑性铰,首先出现在隅撑和斜支撑构件上,在框架梁和框架柱上出现塑性铰之前消耗了大量地震能量,从而保护了结构主要构件使其推迟或免受破坏。隅撑支撑钢框架结构在侧向推覆力作用下,隅撑构件、斜支撑构件及框架梁上出现了塑性铰,而在这些构件的保护下,框架柱上并没有出现塑性铰,说明该结构符合“强柱弱梁”的设计要求。隅撑支撑钢框架结构的层间位移角符合《建筑抗震设计规范》的要求,所以该结构是一种有效抗震的框架支撑结构,有着广阔的发展前景。Push over分析是基于性能评估现有结构和设计新结构的一种方法,能够确定结构在罕遇地震作用下潜在的破坏机制,找到最先破坏的薄弱环节,为抗震研究

提供了一种有效的分析方法。

#### 参考文献:

- [1] ARISTIZABAL OCHOA J D. Disposable knee bracing: improvement in seismic design of steel frames [J]. Journal of Structure Engineer, 1986, 112(7): 1544 - 1552.
- [2] 吉小萍,董军. 新型钢框架支撑体系特点及抗震性能分析[J]. 防震减灾工程学报, 2007, 4(27): 173 - 177.
- [3] 李荣华. 框架结构抗震性能的静力非线性分析研究[D]. 邯郸: 河北工程大学, 2007.
- [4] 史三元,郭维光,陈鑫,等. 高层钢结构抗震耗能体系的力学性能分析[J]. 河北工程大学学报(自然科学版), 2008, 25(4): 1 - 3.
- [5] 北京金土木软件技术有限公司,中国建筑标准设计研究院. ETABS使用指南[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
- [6] 孙爱付,董军,王肇民,等. 隅撑支撑钢框架的抗震性能[J]. 地震工程与工程振动, 2007, 2(27): 104 - 109.
- [7] 王永华,於昌荣. 斜隅撑支撑框架体系的参数分析[J]. 重庆科技学院学报(自然科学版), 2007, 12(9): 42 - 45.
- [8] 王涛,孟丽岩,孙景江,等. 框架-剪刀墙结构的弹塑性地震反应[J]. 黑龙江科技学院学报, 2008, 18(6): 455 - 459.

(责任编辑 马立)

(上接第7页)

#### 6 结论

本文建立的新的计算模型和方法,数据准备量小,精度较高。在高层框-剪结构的方案选择和初步设计阶段应用本文的计算方法,避免了用烦琐的有限元法反复试算,其精度能够满足初步设计要求,是一种合理适用的简化计算方法。本方法可方便地用于结构的二阶分析,同时通过适当的改进,考虑地基的刚度,还可应用于考虑结构与土体相互作用影响时的协同分析。

#### 参考文献:

- [1] JGJ 3-2002, 高层建筑混凝土结构技术规范[S].
- [2] 包世华. 新编高层建筑结构[M]. 北京: 中国水利水电

出版社, 2001.

- [3] 张同亿,李丛林,王忠礼. 框支剪力墙结构简化分析的超元法[J]. 建筑结构, 2001, 31(1): 37 - 39.
- [4] 钟万勰. 应用力学对偶体系[M]. 北京: 科学出版社, 2002.
- [5] 胡启平,李张苗,侯瑞珀. 铁摩辛柯梁弯曲问题的对偶求解体系[J]. 河北建筑科技学院学报, 2006, 23(3): 1 - 2.
- [6] 胡启平,孙良鑫,高洪俊. 铁摩辛柯梁弯曲问题的精细积分法[J]. 工业建筑, 2007, 37(增刊): 268 - 270.
- [7] 胡启平,张华. 框架-剪力墙-薄壁筒斜交结构分析的状态空间法[J]. 工程力学, 2006, 23(4): 125 - 129.
- [8] 卢明. 大底盘多塔高层建筑结构分析[D]. 邯郸: 河北工程大学, 2008.
- [9] 吕铭. 考虑地基及楼板变形的建筑结构分析[D]. 邯郸: 河北工程大学, 2008.

(责任编辑 闫纯有)

# 考虑部分楼板变形时框-剪结构的协同分析

作者: [胡启平](#), [刘鹏](#), [吕铭](#), [HU Qi-ping](#), [LIU Peng](#), [LV Ming](#)  
作者单位: [胡启平, 刘鹏, HU Qi-ping, LIU Peng \(河北工程大学土木工程学院, 河北, 邯郸, 056038\)](#), [吕铭, LV Ming \(河北石油化工设计院有限公司, 石家庄, 050061\)](#)  
刊名: [河北工程大学学报\(自然科学版\)](#)   
英文刊名: [JOURNAL OF HEBEI UNIVERSITY OF ENGINEERING \(NATURAL SCIENCE EDITION\)](#)  
年, 卷(期): 2009, 26 (3)  
被引用次数: 3次

## 参考文献(9条)

1. JGJ 3-2002. 高层建筑混凝土结构设计规范
2. [包世华](#) 新编高层建筑结构 2001
3. [张同亿](#); [李丛林](#); [王忠礼](#) 框支剪力墙结构简化分析的超元法[期刊论文]-[建筑结构](#) 2001 (01)
4. [钟万勰](#) 应用力学对偶体系 2002
5. [胡启平](#); [李张苗](#); [侯瑞珀](#) 铁摩辛柯梁弯曲问题的对偶求解体系[期刊论文]-[河北建筑科技学院学报](#) 2006 (03)
6. [胡启平](#); [孙良鑫](#); [高洪俊](#) 铁摩辛柯梁弯曲问题的精细积分法[期刊论文]-[工业建筑](#) 2007 (zk)
7. [胡启平](#); [张华](#) 框架-剪力墙-薄壁筒斜交结构分析的状态空间法[期刊论文]-[工程力学](#) 2006 (04)
8. [卢明](#) 大底盘多塔高层建筑结构分析 2008
9. [吕铭](#) 考虑地基及楼板变形的建筑结构分析 2008

## 引证文献(3条)

1. [胡启平](#), [王萌萌](#) 基于哈密顿体系的薄壁型钢构件的整体稳定性分析[期刊论文]-[河北工程大学学报\(自然科学版\)](#) 2013 (2)
2. [蒋正跃](#), [韩俊](#), [付云松](#) 论现浇楼板与梁协同变形对框架结构内力影响[期刊论文]-[山西建筑](#) 2010 (31)
3. [胡启平](#), [王颖](#) 框剪结构动力时程分析的精细积分法[期刊论文]-[河北工程大学学报\(自然科学版\)](#) 2011 (1)

本文链接: [http://d.wanfangdata.com.cn/Periodical\\_hbjzkjxyxb200903002.aspx](http://d.wanfangdata.com.cn/Periodical_hbjzkjxyxb200903002.aspx)