

# 屈曲支撑在玉溪一中星华楼抗震加固中的应用

陶 忠<sup>1</sup>, 吴克川<sup>1</sup>, 胡大柱<sup>2</sup>, 高永林<sup>1</sup>, 余文正<sup>1</sup>, 张龙飞<sup>1,3</sup>

(1 昆明理工大学, 昆明 650500; 2 上海蓝科建筑减震科技股份有限公司, 上海 200433;

3 云南震安减震技术有限公司, 昆明 650500)

**[摘要]** 屈曲约束支撑是一种新型的耗能支撑, 克服了传统支撑受压屈曲的缺点, 其滞回曲线饱满, 具有较好的抗震性能, 用于结构抗震加固更显优势。对玉溪一中教学楼采用屈曲约束支撑进行加固, 介绍了屈曲约束支撑加固结构体系的分析方法, 在此基础上对该加固结构进行了反应谱分析及时程分析。分析结果表明加固后结构的抗震性能得到极大改善、抗震能力显著提高。并介绍了屈曲约束支撑加固结构体系的应用前景与优越性。

**[关键词]** 屈曲约束支撑; 抗震加固; 消能减震; 时程分析; 抗震措施

## Application of buckling restrained braces (BRB) in seismic strengthening of Yuxi No.1 middle school teaching building

Tao Zhong<sup>1</sup>, Wu Kechuan<sup>1</sup>, Hu Dazhu<sup>2</sup>, Gao Yonglin<sup>1</sup>, Yu Wenzheng<sup>1</sup>, Zhang Longfei<sup>1,3</sup>

(1 Kunming University of Science and Technology, Kunming 650500, China; 2 Shanghai LANKE Building Damping Technology Co., Ltd., Shanghai 200433, China; 3 Yunnan QuakeSafe Seismic Isolation Technologies Co., Ltd., Kunming 650500, China)

**Abstract:** Buckling restrained brace is a kind of new energy dissipater. Because of the ideal hysteresis curve and ability to avoid the risk of buckling faced by traditional braces under pressure, it is of good seismic performance and has potential to be widely used in structural seismic reinforcement. A case study was carried out in which buckling restrained braces (BRB) was applied in seismic strengthening of Yuxi No.1 middle school teaching building, a analysis methods of buckling restrained brace reinforcement structure was introduced, and on this basis, response spectrum and time-histroy analysis methods were carried out. Results show that the seismic performance of the structure is greatly improved and it's seismic capacity significantly increases after reinforcement. The prospects and superiority of using buckling restrained brace reinforcement structure system were introduced.

**Keywords:** buckling restrained brace; seismic strengthening; energy dissipation; time-histroy analysis; aseismic measure

## 0 引言

随着我国抗震规范的修订, 一大批 20 世纪 90 年代以前和“普九”早期建设的校舍早已不能满足新规范的抗震要求。国务院提出在全国范围内实施校舍安全工程, 全面改善中小学校舍安全状况。为此, 对校舍建筑进行抗震加固就显得迫在眉睫。玉溪一中教学楼建于 20 世纪 90 年代, 在当时的《建筑抗震设计规范》(GBJ 11—89) (简称 89 抗规) 中该地区处于 7 度设防地区, 而在新颁布《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)<sup>[1]</sup>中 (简称 10 抗规) 该地区的设防烈度已提升为 8 度, 显然该结构已不能满足 10 抗规的抗震要求。本文主要介绍玉溪一中教学楼采用屈曲约束支撑 (BRB) 加固的方案、分析方法以及加固后结构的抗震性能, 并介绍屈曲约束支撑在抗震加固工程中的应用前景与优势。

## 1 工程概况

图 1 为云南省玉溪一中高中部教学楼。整个教

学楼由 A, B, C 三段建筑单体组成, 且均为单跨混凝土框架结构, 主要由框架柱、梁承重, 柱网规则, 柱截面尺寸有 400×450, 450×500, 500×600 等, 主梁截面尺寸为 250×750 等, 填充墙为 240mm 砖墙。楼面采用现浇钢筋混凝土楼板, 板厚 120mm。各单体结构分别为 5 层、4 层和 3 层, 总体呈 Z 字形布置, 各单体间均用变形缝隔开, 计算简图如图 2 所示。



图 1 玉溪一中教学楼

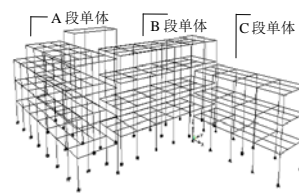


图 2 计算模型简图

## 2 玉溪一中加固工程特点

玉溪地区在 89 抗规中属于 7 度 (0.1g) 设防地区, 而 10 抗规中该地区的设防烈度已提升为 8 度

(0.2g)。由于新老规范的交替，且鉴于该建筑的修建年代，该教学楼在抗震承载力及抗震性能等方面都早已不能满足规范要求。汶川大地震以后的新规范要求教学楼校舍应提高安全等级，根据该要求，该结构框架抗震等级由三级提升为一级。除了结构特点以外，玉溪一中教学楼加固工程还有施工工期短的重要特点。因不能影响到学校师生正常教学秩序，只能在暑期进行加固改造，因而加固改造工期仅只有不到两个月的时间。

### 3 加固方案对比

玉溪一中教学楼的加固要求可总结为以下几点：1) 进行梁柱节点加固；2) 增加结构耗散地震能量的能力；3) 加固后结构的抗震承载力及抗震性能能满足 10 抗规要求；4) 加固过程中不能破坏原有建筑立面；5) 满足工期要求；6) 增加结构的

延性。

#### 3.1 加大构件截面加固

经 SATWE 程序分析，该教学楼 90% 的结构构件需加大截面面积。若采用加大构件截面法进行加固，施工工期要求将得不到很好的满足，并且结构耗能能力较采用屈曲约束支撑加固有较大减小；加固量也较屈曲约束支撑加固大，结构延性要求也不易满足，加固费用成本高。

#### 3.2 屈曲约束支撑加固

鉴于该工程的施工及结构等特点，并结合屈曲约束支撑的性能及特点，在对比分析两种加固方案的经济性和可行性基础上，根据昆明理工大学西维尔技术有限公司及同济大学提供的检测鉴定结论及整改建议，对该工程采用屈曲约束支撑进行加固。支撑平面布置图及立面图如图 3, 4 所示。

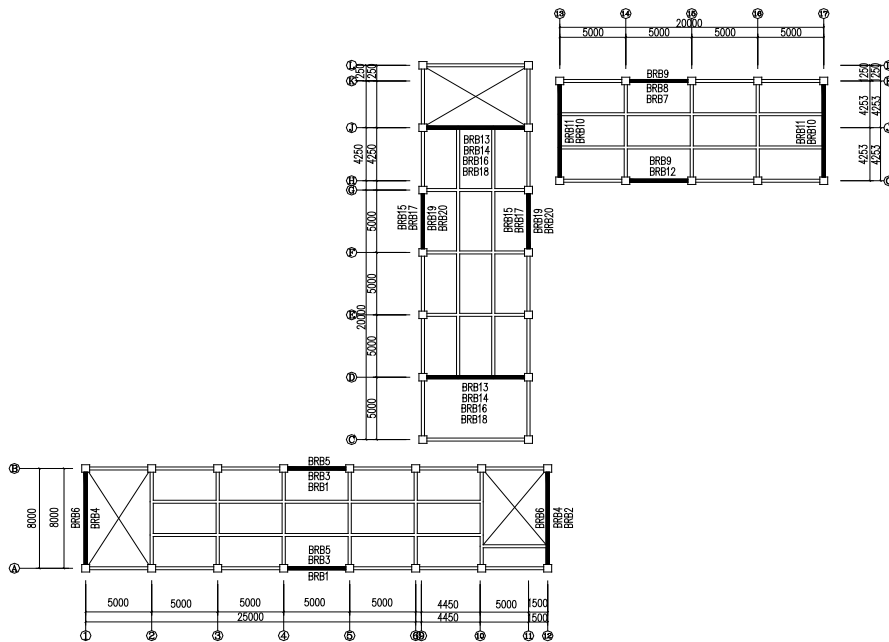


图 3 支撑平面布置图

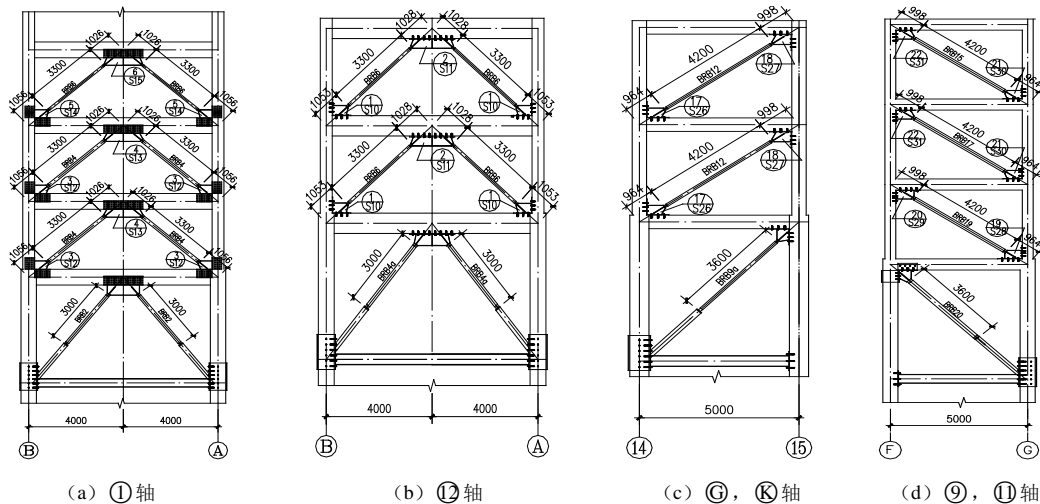


图 4 支撑立面布置图

屈曲约束支撑参数

表 1

支撑编号	支撑型号	支撑长度/mm	外套筒高度/mm	外套筒宽度/mm	屈服段芯材强度 / (N/mm <sup>2</sup> )	屈服承载力/kN	塑性刚度比	根数
BRB1	TJ II -E235-140-3600(ww)	3600	200	200	235	1400	0.01	2
BRB2	TJ II -E235-75-3000(ww)	3000	150	150	235	750	0.01	2
BRB3	TJ II -E235-70-4200(ww)	4200	150	150	235	700	0.01	2
BRB4a	TJ II -E235-50-3000(ww)	3000	150	150	235	500	0.01	2
BRB4	TJ II -E235-50-3300(ww)	3300	150	150	235	500	0.01	4
BRB5	TJ II -E235-50-4200(ww)	4200	150	150	235	500	0.01	2
BRB6	TJ II -E235-20-3300(ww)	3300	100	100	235	200	0.01	6
BRB7	TJ II -E235-85-3600(ww)	3600	180	180	235	850	0.01	1
BRB8	TJ II -E235-65-4200(ww)	4200	150	150	235	650	0.01	1
BRB9a	TJ II -E235-25-3600(ww)	3600	100	100	235	250	0.01	1
BRB9	TJ II -E235-25-4200(ww)	4200	100	100	235	250	0.01	1
BRB10a	TJ II -E235-25-3000(ww)	3000	100	100	235	250	0.01	4
BRB10	TJ II -E235-25-3300(ww)	3300	100	100	235	250	0.01	2
BRB11	TJ II -E235-20-3300(ww)	3300	100	100	235	200	0.01	6
BRBR12	TJ II -E235-20-4200(ww)	4200	100	100	235	200	0.01	2
BRB13	TJ II -E235-20-3300(ww)	3300	100	100	235	200	0.01	4
BRB14	TJ II -E235-30-3300(ww)	3300	150	150	235	300	0.01	4
BRB15	TJ II -E235-30-4200(ww)	4200	150	150	235	300	0.01	2
BRB16	TJ II -E235-45-3300(ww)	3300	150	150	235	450	0.01	4
BRB17	TJ II -E235-45-4200(ww)	4200	150	150	235	450	0.01	2
BRB18	TJ II -E235-70-3000(ww)	3000	150	150	235	700	0.01	4
BRB19	TJ II -E235-70-4200(ww)	4200	150	150	235	700	0.01	2
BRB20	TJ II -E235-125-3600(ww)	3600	200	200	235	1250	0.01	2
总计								62

注： $h_b$ 为梁横截面高度； $d_b$ 为梁纵筋直径； $d_c$ 为柱纵筋最小直径； $d$ 为相应的梁/柱的箍筋直径。

未给出的支撑沿轴线的布置方式同图 4。工程共采用 62 根 TJ II 型屈曲约束耗能型支撑，支撑型号及参数见表 1。支撑布置形式采用人字形布置及单斜撑布置，支撑与梁柱节点的连接采用植入化学锚栓与节点板连接的形式，具体连接方式见图 5。

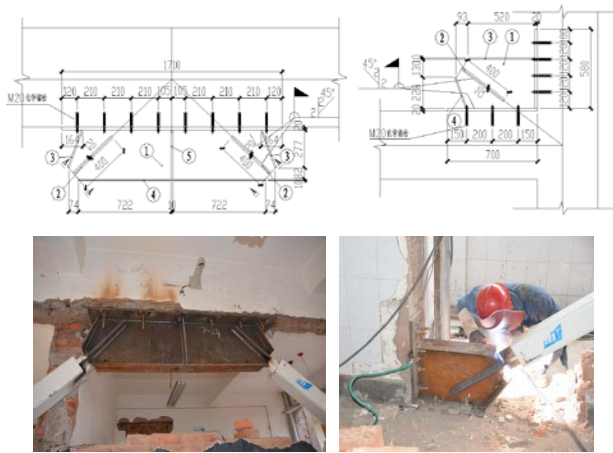


图 5 屈曲约束支撑与梁柱连接节点

#### 4 抗震措施的调整

由于该建筑抗震设防类别由标准设防提升为重点设防，根据《建筑工程抗震设防分类标准》(GB 50223—2008)<sup>[2]</sup>的相关规定，其应按高于本地区抗震设防烈度一度的要求加强其抗震措施，不同设防烈度的抗震构造措施要求如表 2 所示<sup>[3]</sup>。因该建筑为中学教学楼，在设计时应留有一定的安全余量，经核查，加固后结构的抗震措施大部分能满足规范要求，对部分未能满足规范要求的角柱、支撑连接柱进行了额外的加强处理，处理方式如图 6 所示。

同时对部分未能满足抗震措施要求的梁柱节点区进行粘钢来加强处理。

不同设防烈度下的抗震措施要求

表 2

抗震构造措施	设防烈度	
	7 度	9 度
抗震等级	3 级	1 级
梁端加密区长度/mm (取较大值)	$1.5h_b, 500$	$2h_b, 500$
梁箍筋最大间距/mm (取较大值)	$h_b/4, 8d_b, 150$	$h_b/4, 6d_b, 100$
梁端箍筋最小直径/mm	8	10
梁端加密区最大箍肢距/mm (取较大值)	250, 20d	200, 20d
轴压比限值	0.85	0.65
柱截面纵筋最小配筋率/%	0.6 (角柱 0.8)	0.9 (角柱 1.1)
柱箍筋加密区最大间距/mm(取较小值)	$8d_c, 150$	$6d_c, 100$
柱箍筋最小直径/mm	8	10
柱加密区箍肢距限值/mm	250	200
角柱箍筋加密范围	柱端	柱全高
柱加密区体积配筋率限值/%	0.4	0.8
节点核心区配筋特征值限值	0.08	0.12
节点核心区体积配筋率限值/%	0.4	0.6
节点核心区最大箍肢距/mm (取较小值)	$8d_c, 150$	$6d_c, 100$

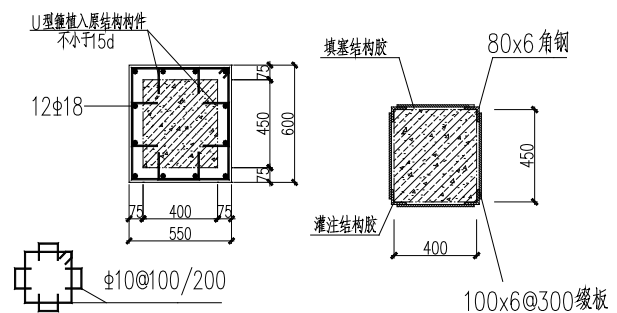


图 6 部分柱抗震措施加强处理

#### 5 结构分析

该结构检测鉴定工作由昆明理工大学西维尔技术服务有限公司承担，结构抗震分析由同济大学承担。两单位根据玉溪一中高中部教学楼现场查勘情况、检测结果、抗震验算等综合分析，得到以下结构信息：1) 该建筑属平面规则体系，但楼、屋盖长宽比不满足抗震鉴定标准要求；2) 该建筑物未出现结构裂缝、基础有不均匀沉降现象、建筑周

边无危险地貌。填充墙没有明显开裂及其与主体脱离现象；3) 该建筑为单跨框架，不满足抗震鉴定标准要求；4) 该建筑框架梁、大部分柱的混凝土强度满足现行抗震鉴定标准要求；5) 各楼层部分柱的轴压比及其配筋率、框架梁配筋率、最大层间位移角不满足抗震鉴定标准要求。

因该建筑作为教学楼使用，人员较为密集，建议做如下加固：1) 按现行抗震加固标准对该建筑进行复核计算和抗震加固；2) 该教学楼为单跨框架，不符合鉴定要求，75%底层柱的轴压比及其配筋率不满足要求，建议加支撑以提高结构的整体抗震性能，加大部分构件截面尺寸，以提高结构承载能力。

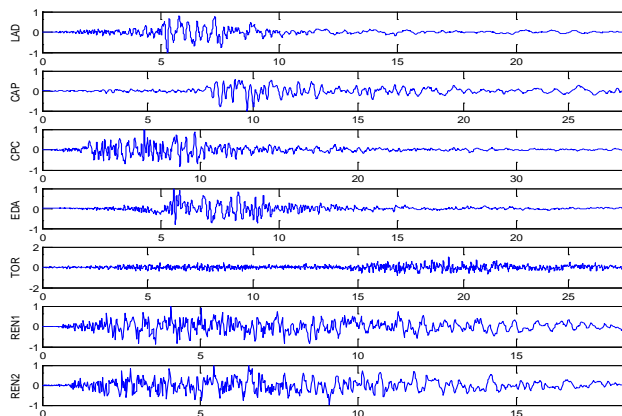
由于原结构由 A, B, C 三段单体建筑组成，并考虑到各建筑单体间均用变形缝从基础处断开，故选取 C 段单体进行结构分析，并与鉴定结果进行比较。结构分析模型见图 2 中的 C 段单体。

### 5.1 原有结构抗震性能评估

#### 5.1.1 地震时程反应的输入确定

根据 10 抗规中时程分析的要求，选取 5 组天然波和 2 组人工波进行时程分析，7 条时程曲线如图 7 所示。拟合的标准反应谱如图 8 所示。规范反应谱取阻尼比  $\zeta=0.05$ ，特征周期  $T_g=0.40s$  的归一化反应谱<sup>[4]</sup>：

$$\alpha(T) = \begin{cases} \frac{\alpha_{\max} - 0.45\alpha_{\max}T + 0.45\alpha_{\max}}{0.1} & 0 < T \leq 0.1 \\ \alpha_{\max} & 0.1 < T \leq 0.4 \\ \left(\frac{0.4}{T}\right)^{0.9} \alpha_{\max} & 0.4 < T \leq 2.0 \\ [0.2^{0.9} - 0.02(T-2)] \alpha_{\max} & 2.0 < T \leq 6.0 \end{cases} \quad (1)$$



注：LAD, CAP, CPC, EDA, TOR 分别为自然波 549ladfn, CAPEMENDEUR000, CPC-TOPANGACANYON-74-nor, NGA-184IMPV ALL, H-EDA-FN, NGA-1763HECTOR.0515c-FN; REN1, REN2 分别为人工波 1, 人工波 2。

图 7 时程曲线

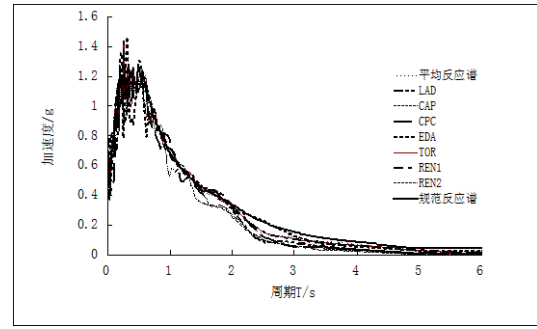


图 8 时程反应谱与规范反应谱曲线

由图 8 可以看出各时程平均反应谱与规范反应谱十分接近，即时程平均地震影响系数曲线与规范谱曲线在统计意义上是相符的。这些时程曲线在拟合过程中相位均不相关，小震、中震、大震作用下均采用同一时程，只是将加速度峰值调整为 70, 200, 400cm/s<sup>2</sup>。

#### 5.1.2 原结构分析

该工程采用美国 CSI 系列有限元软件 ETABS 中文版进行结构分析，通过振型分解反应谱法及时程分析法评估原结构在 8 度小震、中震及大震作用下的抗震性能。表 3 列出了结构的基本振型信息。

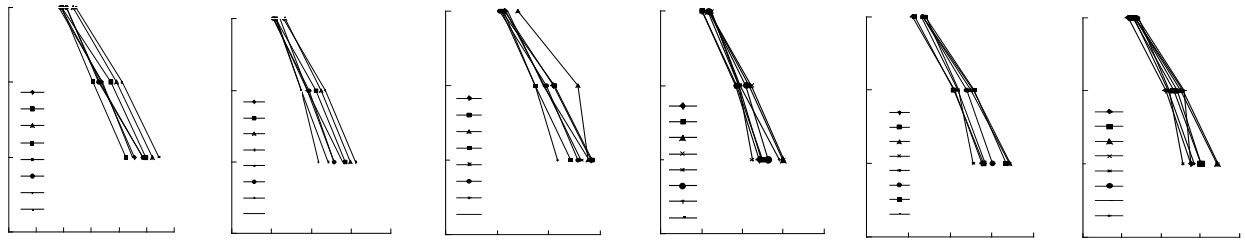
C 段单体结构振型信息 表 3

振型	周期/s	频率	X 向 平动系数	Y 向 平动系数	扭转 系数	X 向刚度 / (N/mm)	Y 向刚度 / (N/mm)
1	1.075	0.939	0.81	0.04	0.15	2.3×10 <sup>8</sup>	2.8×10 <sup>8</sup>
2	1.041	0.967	0.08	0.90	0.03	2.1×10 <sup>8</sup>	2.6×10 <sup>8</sup>
3	0.938	1.062	0.11	0.06	0.82	1.1×10 <sup>8</sup>	1.4×10 <sup>8</sup>

图 9, 10 分别为 8 度小震、中震及大震作用下振型分解反应谱法 (CQC 法) 与时程分析法所得楼层间剪力与最大层间位移角的对比。由图可以看出，CQC 法与时程分析法所得层间剪力及最大层间位移角十分接近，且两种方法得出的最大层间位移角分布形式基本一致，但从图还可以看出原有结构在时程分析法及 CQC 法小震作用下的弹性层间位移角及大震作用下的弹塑性层间位移角均不满足规范层间位移角限值的要求，与专业鉴定单位提供的鉴定结论一致。因而该结构须进行抗加固以确保地震作用下结构的抗震性能满足规范要求。

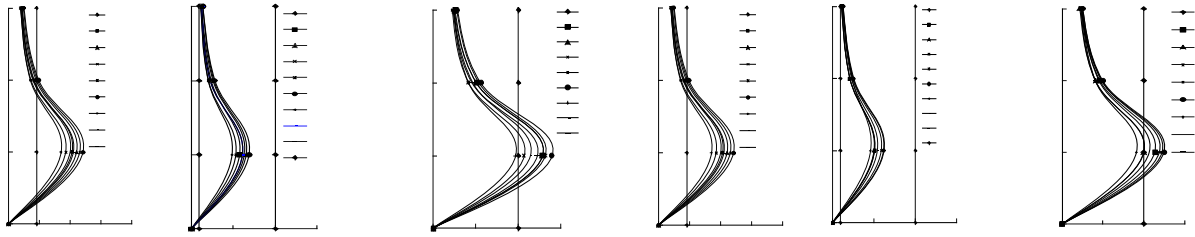
#### 5.2 屈曲约束支撑在加固结构体系中的分析方法

屈曲约束支撑根据其不同屈服承载力在中震及大震作用下表现出非线性性能，有的在小震过程中也能表现出非线性，这就使得带有屈曲约束支撑的结构的动力方程表现为非线性方程，方程的泰勒 (Taylor) 展开式中必须保留高阶项，而传统的振型分解反应谱法不能准确地反映结构非线性性能，需对屈曲约束支撑非线性行为进行等效线性化处理后，才能采用基于线性理论的振型分解反应谱法对消能减震结构进行抗震分析。因此，设置有屈曲



(a) 小震作用下 X 向 (b) 中震作用下 X 向 (c) 大震作用下 X 向 (d) 小震作用下 Y 向 (e) 中震作用下 Y 向 (f) 大震作用下 Y 向

图 9 楼层层间剪力/kN



(a) 小震作用下 X 向 (b) 中震作用下 X 向 (c) 大震作用下 X 向 (d) 小震作用下 Y 向 (e) 中震作用下 Y 向 (f) 大震作用下 Y 向

图 10 楼层层间位移角

约束支撑的消能减震结构的抗震分析方法及步骤可归纳如下<sup>[5]</sup>:

(1) 采用振型分解反应谱法时,可按等价线性方法<sup>[6,7]</sup>的分析原理及步骤计算屈曲约束支撑附加给结构的有效刚度及阻尼,并计算屈曲约束支撑的性能参数。在分析过程中,需注意支撑附加给结构的阻尼不宜过高,一方面避免支撑布置数量不合理,另一方面避免结构中框架柱的抗震能力过低。

(2) 由于屈曲约束支撑具有金属疲劳特性,所以必须保证屈曲约束支撑在风荷载作用下处于弹性阶段。但依据结构的性能及等级分类,可适当提高屈曲约束支撑在风荷载作用下的要求。

(3) 采用弹性时程分析时,屈曲约束支撑可采用双线性模型(图 11)来模拟其非线性力学性能。进行弹性时程分析时,需在不同时程曲线下对屈曲位置及数量的合理性予以校核。

(4) 采用弹塑性时程分析时,屈曲约束支撑可采用 Wen 于 1976 年提出的具有滞回特性的双线性塑性模型(图 12)来模拟其宏观力学特征。加固结构体系中的屈曲约束支撑,ETABS 程序中采用塑性连接单元来模拟其力学特性,且根据产品参数资料定义 Wen 模型中的各个参数。该加固工程所用支撑的弹性刚度  $k$  根据表 1 中的数据换算得到,屈服后刚度比  $a$  取 0.01,屈服拐点形状控制指数亦称屈服指数  $n$  取 2。塑性连接力与变形的关系为<sup>[8]</sup>:

$$F_d = rkd_k + (1-r)\sigma_y z \quad (2)$$

式中:  $k$  为弹性刚度;  $\sigma_y$  为屈服应力;  $r$  为屈服后刚度与屈服前弹性刚度之比,亦称为屈服后刚度比;  $z$  为一个内部滞后变量,且:

$$|z| \leq 1 \quad (3)$$

在屈服面上  $|z|=1$ ,  $z$  的初始:

$$\frac{dz}{dt} = (k/\sigma_y)(du/dt)(1-|z|^{exp}) \quad (dz/dt > 0) \quad (4)$$

$$\frac{dz}{dt} = (k/\sigma_y)(du/dt) \quad (dz/dt \leq 0) \quad (5)$$

式中:  $exp$  为屈服指数,是大于 1 的数,  $exp$  值越大,双线性恢复力模型曲线轮廓越细长,已有的大量研究表明  $exp$  值一般小于 20<sup>[8-10]</sup>。

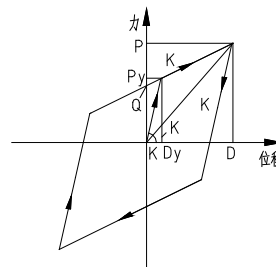


图 11 双线性模型

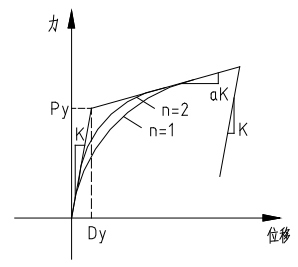


图 12 Wen 塑性模型

### 5.3 结构加设屈曲约束支撑后抗震效果分析

基于以上提出的屈曲约束支撑结构体系分析方法,采用 ETABS 程序对加固后 C 段单体结构进行 8 度小震、中震及大震作用下的反应谱分析及时程分析。输入地震波仍为前文所选用的 5 组天然波

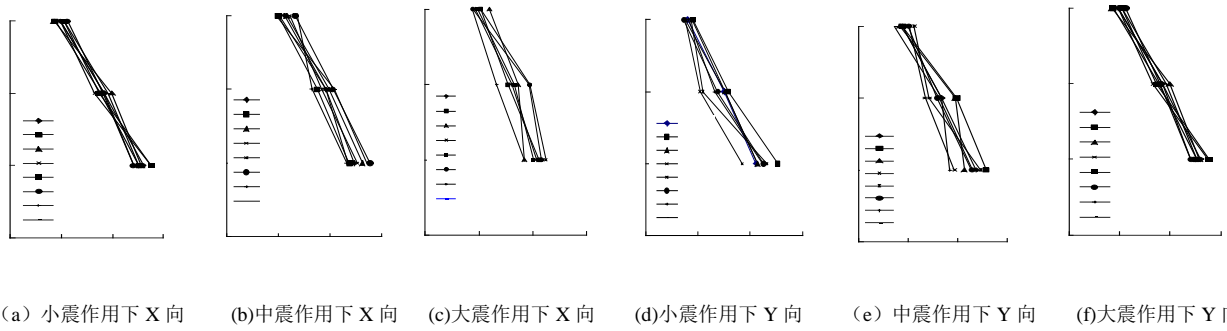


图 13 加固后结构的楼层层间剪力/kN

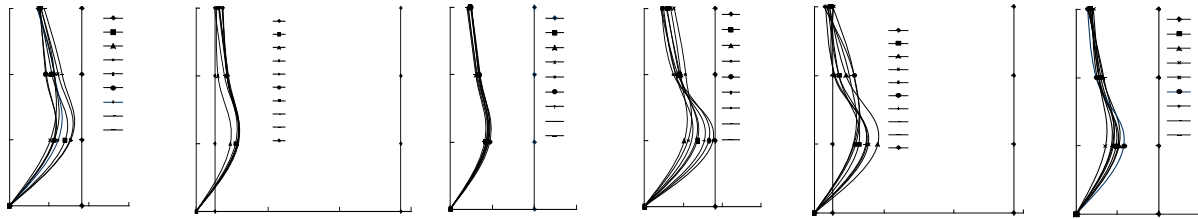


图 14 加固后结构的楼层层间位移角

和 2 组人工波。图 13, 14 为加固后结构的楼层层间剪力及层间位移角分布情况, 表 4 列出了 C 段弹体结构所采用的屈曲约束支撑在小震、中震及大震作用下的受力响应。

屈曲约束支撑在小震、中震及大震作用下的响应 表 4

支撑编号	屈服承载力/kN	轴力(均值)/kN			是否耗能		
		小震	中震	大震	小震	中震	大震
BRB7	850	443	924	993	N	Y	Y
BRB8	650	212	522	839	N	N	Y
BRB9	250	64	150	286	N	N	Y
BRB10	250	205	291	320	N	Y	Y
BRB11	200	51	102	212	N	N	Y
BRB12	200	93	188	244	N	N	Y

从图 13, 14 可以看出, 采用屈曲约束支撑加固后, 由于结构的整体抗侧刚度大幅提高, 因而结构的抗震承载力得到极大改善, 且在小震及大震作用下结构楼层层间位移角均满足规范限值要求, 抗震性能得到极大提高, 且结构具有较好的抗震效果, 达到了 8 度设防的抗震目标。由表 4 可以看出, 支撑在小震作用下均未屈服, 说明在小震作用下支撑只为结构提供抗侧刚度, 从而实现提高结构整体抗震承载力的目标。在中震作用下, 部分支撑率先屈服耗能, 成为结构的第一道抗震防线。在大震作用下, 支撑全部屈服, 起到了在大震作用下保护主体结构的作用, 表明加固后结构具有较好的耗能能力。

## 6 振动台试验

为充分验证屈曲约束支撑加固结构体系的可靠性及安全性, 在本次加固工程的基础上, 进行了原结构未加固模型与屈曲约束支撑加固模型的振

动台对比试验。本次试验模型采用大比例缩尺模型, 该模型基于相似理论进行设计, 设计并施工完成的模型如图 15, 16 所示。本次试验分别在 22 种工况下进行, 采用两条天然强震记录波及一条人工合成时程波, 在 8 度小震、中震及大震作用下验证结构的抗震性能, 试验后模型损伤情况如图 17, 18 所示, 未加固模型在 8 度中震作用下产生严重破坏, 柱端先于梁端形成塑性铰, 整个结构的破坏模式表现为强梁弱柱, 屈曲约束支撑加固模型在 8 度大震作用下基本处于弹性阶段, 支撑耗能能力显著, 成为了结构的第一道防线, 从而防止了主要结构构件遭受严重破坏。



图 15 未加固模型

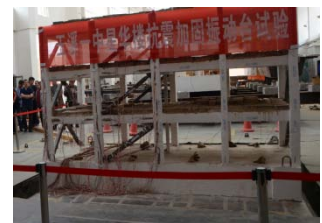


图 16 BRB 加固模型



图 17 未加固模型

梁柱节点破坏



图 18 BRB 加固模型

梁柱节点破坏

## 7 屈曲约束支撑加固体系应用前景分析

屈曲约束支撑在受拉及受压状态下均可屈服,

克服了传统支撑受压屈曲的缺点,且具有稳定的滞回性能和良好的延性,可作为结构抗侧力构件为结构提供侧向刚度以提高结构的抗震承载力,同时也可作为金属阻尼器,在大震作用下屈服耗能,充当结构的保险丝。屈曲约束支撑既可应用于新建工程,又可用于加固工程,且应用于加固工程中的效益显著,较传统结构加固方法更为实用经济。其优势大致总结如下<sup>[11]</sup>: 1) 采用屈曲约束支撑加固体系,在很大程度上可缩短工期,减少加固量,以实现经济效益; 2) 屈曲约束支撑加固体系可不影响原有建筑平、立面布置,从而保证原有建筑的各项功能; 3) 屈曲约束支撑加固以无湿作业为主,施工简单方便; 4) 支撑的刚度、强度易于调整,支撑在结构中的布置较为灵活。由于屈曲约束支撑具有良好的滞回特性及抗震性能,因而其成为结构抗侧力构件是未来结构体系发展的一种趋势。屈曲约束支撑应用于新建及加固工程中的社会效益和经济效益明显,是未来加固工程发展的一大方向。

## 8 结论

(1) 屈曲约束支撑用于结构加固,可有效地增加结构的阻尼及延性,改善结构的抗震性能。

(2) 小震作用下,屈曲约束支撑为结构提供抗侧刚度,实现了结构抗震承载力的提高。

(3) 大震作用下,屈曲约束支撑屈服耗能,降低了结构的地震反应,增大了结构安全储备。

(4) 加固后,在各水准地震作用下结构的抗震性能指标均能很好地满足规范要求,且实现了抗震性能等级的提高的目标。

(5) 采用屈曲约束支撑加固结构,最大程度上保证了原有结构的各项功能,且节约成本,经济效益显著。

(6) 屈曲约束支撑结构体系的弹塑性分析应采用基于等值线性化的方法。

## 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.
- [2] GB 50223—2008 建筑工程抗震设防分类标准[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2008.
- [3] 张超, 翁大根, 吕西林, 等. 消能减震技术用于 C 类框架学校建筑提高一度抗震设防加固的探讨[J]. 防灾减灾工程学报, 2012, 32(4):408-415.
- [4] 翁大根, 张瑞甫, 张世明, 等. 基于性能和需求的消能减震设计方法在震后框架结构加固中的应用[J]. 建筑结构学报, 2009(S2):68-75.
- [5] 尤旭升, 韩维, 吕汉忠, 等. 软钢阻尼器在天津国际贸易中心 C 塔楼中的应用[J]. 建筑结构, 2013, 43(13):36-41.
- [6] 陈清祥, 潘琪. 静力分析法在消能减震结构分析中的应用[J]. 防灾减灾工程学报, 2012, 32(4):436-443.
- [7] 高承勇, 张家华. 建筑结构中阻尼器消能减震设计关键技术的探讨[J]. 建筑结构, 2009, 39(5):18-22.
- [8] 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 中文版使用指南[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
- [9] 周云. 防屈曲耗能支撑结构设计与应用[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2007.
- [10] 周云. 耗能减震加固技术与设计方法[M]. 北京:科学出版社, 2006.
- [11] 李国强, 宫海, 张杨, 等. TJ 型屈曲约束支撑在加固工程中关键技术研究[J]. 建筑结构, 2010, 40(S1):135-138.

---

作者简介: 陶忠, 教授, 博士生导师, Email: tsy0410km@126.com。