

[文章编号] 1002-8412(2011)02-0104-08

利用加设钢支撑改变单跨框架结构体系的抗震加固效果研究

袁兴仁¹, 张鹏程¹, 林树枝^{1,2}, 廖文彬³ (1. 厦门大学 建筑与土木工程学院, 福建 厦门 361005; 2. 厦门市建设与管理局, 福建 厦门 361003; 3. 厦门中福元建筑设计研究院, 福建 厦门 361009)

[摘要] 单跨框架结构大量存在于中小学建筑中, 中小学建筑已提高到乙类设防, 根据抗震鉴定标准 GB50023-2009, 框架结构不宜为单跨框架; 乙类设防时, 不应为单跨框架。单跨框架是一种抗震严重不利体系, 缺乏冗余约束, 易发生整体倒塌。若从构件加固层次提高建筑的抗震性能, 不但造价高、施工复杂, 而且效果也不明显。加设支撑是一种改变建筑结构体系的方法, 本文结合工程实例, 讨论了加设钢支撑后原结构性能变化以及加固过程中应该注意的问题。研究表明, 利用支撑改变结构受力体系, 可以明显改善结构性能, 提高抗震能力。

[关键词] 抗震设计; 单跨框架; 钢支撑; 加固

[中图分类号] TU746.3 [文献标识码] A

Study on Single-span RC Frame Reinforced with Steel Truss System

Yuan Xing-ren¹, Zhang Peng-cheng¹, Lin Shu-zhi^{1,2}, Liao Wen-bin³ (1. School of Architecture & Civil Engineering, Xiamen University, Xiamen 361005, China; 2. Xiamen Construction and Administration Bureau, Xiamen 361003, China; 3. Xiamen Zhongfuyuan Architecture Design and Research Institute, Xiamen 361003, China)

Abstract: Single-span frame are used in a general way in school buildings. After Wenchuan earthquake, all school buildings are raised to B fortification. According to national seismic appraisal criteria GB50023-2009, frame structure is not appropriate for single-span frame; B fortification should not be single-span frame structure. With lack of redundant constraints, single-span frame structure is a weak seismic system and easily to collapse. Existing buildings need to be strengthened to improve seismic performance. Generally, strengthening components is costly and complexly, yet ineffectively comparing with other structural methods. Adding brace is a way to change frame system to brace-frame system. In this paper, based on a practical engineering, the building seismic performance after strengthened with steel braces and some concomitant problems which should arouse engineer's attention are discussed. The research shows that using braces to change structural system can improve seismic performance of buildings practically and cost-effectively.

Keywords: seismic design; single-span frame; steel brace; seismic strengthening

E-mail: yxr2020007@sina.com

1 引言

在中小学框架校舍中, 大部分为悬挑走廊的单跨框架结构, 这与传统习惯和建筑功能要求有关。由于单跨框架结构属于单道防线, 缺乏冗余度, 只要少数柱破坏就会导致整体倒塌, 在国内外历次地震中都证明单跨框架结构是抗震严重不利体系。在 5.12 汶川地震中, 外廊式单跨框架震害较重^[1], 抗震鉴定标准^[2] (GB50023-2009) 已明确学校建筑不

应采用单跨框架结构。

现有校舍中存在大量的单跨框架结构, 存在着很大的安全隐患, 必须进行抗震加固。这些单跨框架校舍单从构件层次加固达不到效果, 必须从改变体系层次加固, 例如采用加设剪力墙、加设钢支撑、加设减震阻尼支撑、框架柱加设砼翼墙、悬挑走廊加柱、结合改造加开间或楼梯间等体外加固方法改变结构型式。与其它加固方法相比, 采用在框架中加设钢支撑是一种简单有效、方便快捷的加固方法, 本

[收稿日期] 2010-01-20

文就采用钢支撑进行单跨框架抗震加固的方法及其作用进行分析。

2 支撑加固概念设计

框架结构的震害主要是由于强度和延性不足引起,一般规律是:柱的震害重于梁,角柱的震害重于一般柱,柱上端的震害重于下端。柱子常见的震害有剪切破坏、压弯破坏和弯曲破坏。柱子是竖向承重构件,一旦破坏就会危及整幢房屋的安全。单跨框架底层柱在地震作用较大时,易形成柱铰机动体系,造成倒塌。

2.1 单榀支撑框架的力学性能

如图 1 所示,取一榀框架,承受竖向恒载和侧向地震作用。框架本身的抗侧刚度比较小,若在框架平面内加设支撑,使之形成桁架体系,在水平地震作用下,支撑将承担很大一部分层间剪力,从而能大幅减小梁柱弯矩和剪力。在罕遇地震下,即使柱下端形成了塑性铰,桁架体系仍是几何不变体系,能确保建筑安全。由图 2 和图 3 内力变化图可知,在加设钢支撑后,明显地改变了结构受力性能,形成桁架体系受力模型。3 层所有框架柱子所受剪力和弯矩都大幅减小,而所受轴力有所增大,这能有效地防止柱子出现剪切、压弯和弯曲破坏。

由表 1 可知,单榀框架加设支撑后,结构顶点侧向位移由 15.67mm 减小到 2.04mm,减幅达 87%,这能防止结构因为变形过大而引发的破坏。

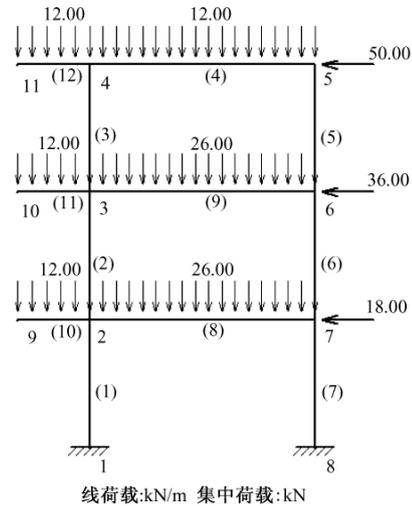


图 1 框架计算简图

Fig. 1 Frame calculation model

表 1 结点位移 (mm)

Table 1 Joints displacement (mm)

结点编号	5	6	7
未加支撑	-15.67	-11.60	-5.23
加设支撑	-2.04	-1.45	-0.69

2.2 同楼层各榀框架剪力分配变化

图 4 所示:该楼层由 6 榀框架组成,假设所受地震作用总剪力为 V ,未加支撑的框架的抗侧刚度为 K ,加设支撑的框架抗侧刚度提高了 α 倍。

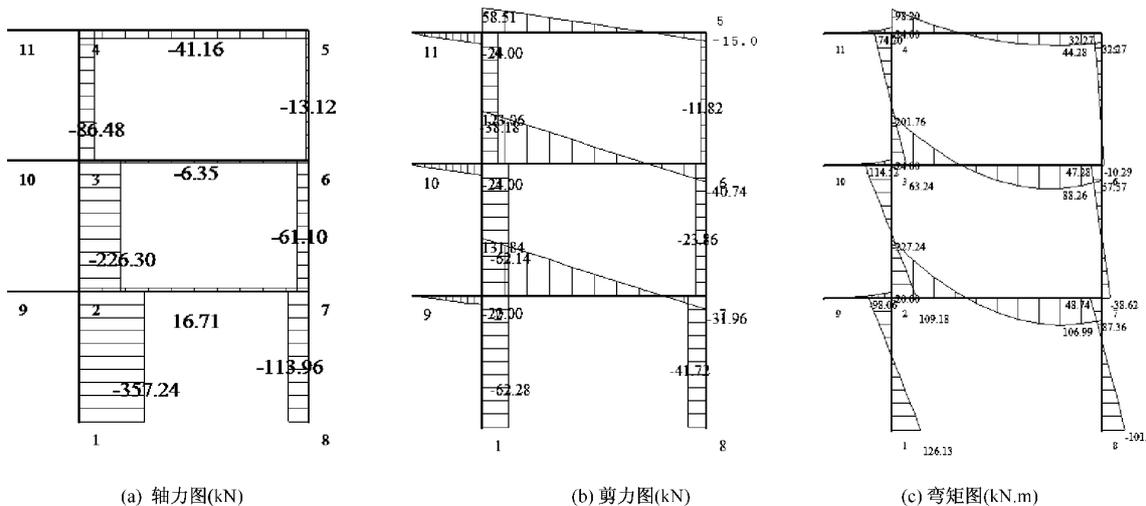


图 2 未加设支撑框架内力图

Fig. 2 Internal force of initial frames

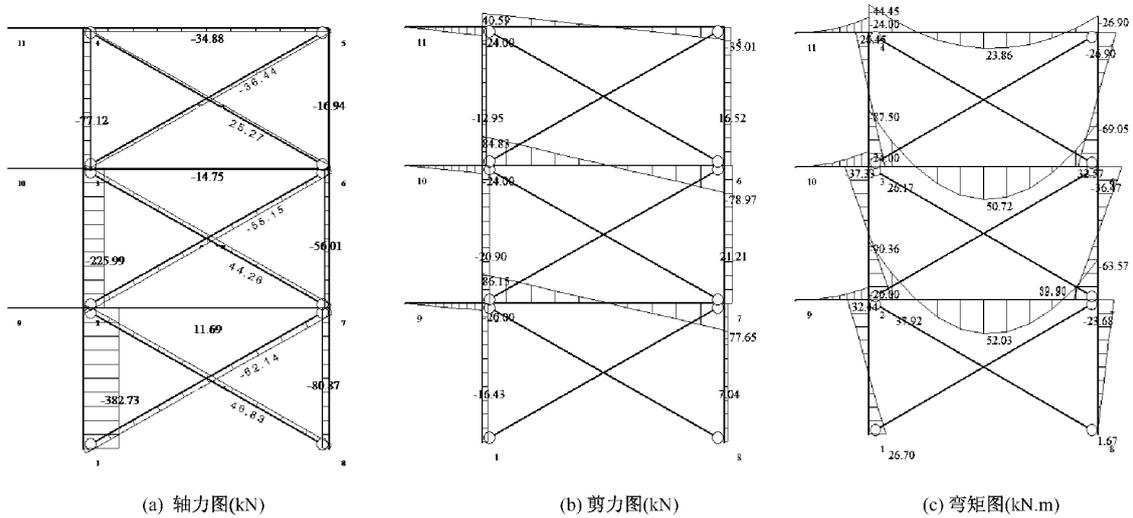


图 3 加设支撑后框架内力图
Fig. 3 Internal force of braced frame

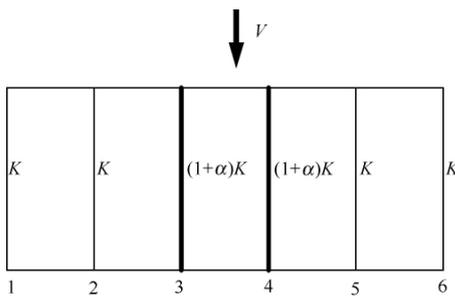


图 4 各榀框架抗侧移刚度简图
Fig. 4 Stiffness distribution of frames

假定楼板在平面内刚度无限大,则此楼层侧向位移^[3]:

$$u = \frac{V}{4K + 2(1 + \alpha)K} = \frac{V}{6K + 2\alpha K} \quad (1)$$

各榀框架所分配到的剪力

$$V_{3,4} = \frac{V}{2K(3 + \alpha)} \cdot (1 + \alpha)K = \frac{V(1 + \alpha)}{2(3 + \alpha)} \quad (2)$$

$$V_{1,2,5,6} = \frac{V}{2K(3 + \alpha)} \cdot K = \frac{V}{2(3 + \alpha)} \quad (3)$$

带支撑的框架剪力增幅:

$$\eta_1 = \frac{V(1 + \alpha)}{2(3 + \alpha)} / \left(\frac{V}{6}\right) - 1 = \frac{2\alpha}{3 + \alpha} \quad (4)$$

不带支撑的框架剪力降幅:

$$\eta_2 = 1 - \frac{V}{2(3 + \alpha)} / \left(\frac{V}{6}\right) = \frac{\alpha}{3 + \alpha} \quad (5)$$

由式(4)和式(5)可知, η_1 、 η_2 随 α 的增大而增大,

当 $\alpha = 1$ 时, $\eta_1 = 0.5$, $\eta_2 = 0.25$ 。由上可知,加设支撑的这榀框架所分配的剪力明显变大,而未加设支撑的框架分配的剪力变小了,即使提高设防标准后,其构件承载力仍然足够。

2.3 支撑布置原则

中小学教学楼一般为不超过 4 层的钢筋混凝土框架结构,结构基本周期 T 在 1s 左右,所以在地震影响系数曲线图(见图 4)中, T 在 T_g 与 $5T_g$ 之间,结构加设支撑后,基本周期减小,地震作用将增大^[4],所以除加设支撑榀框架外,在所有未加设支撑的框架满足新要求的前提下,支撑数量越少越好。根据建筑结构的特点,支撑的形式可以选择“人”字型、“X”字型等。

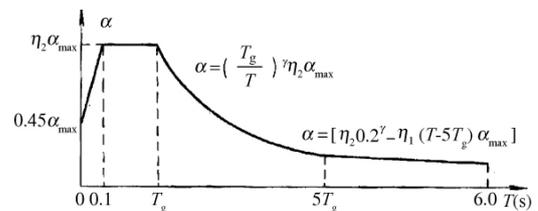


图 5 地震影响系数曲线图

Fig. 5 Seismic coefficient curve

考虑到双向地震作用,支撑的布置宜沿两主轴方向双向布置,且竖向宜从底层贯通到顶层。支撑宜对称布置,兼顾温度效应,纵向支撑宜布置在温度区段的中部。楼梯间是结构的一个薄弱环节,在地

震中如果变形过大,楼梯板容易被拉断,因此宜在现有楼梯间两侧加设支撑。

2.4 框架节点及柱的加固设计

框架节点是把梁、柱连接起来形成结构的关键部位,它是结构的传力枢纽,起着传递和分配内力、保证整体性的作用。在地震作用下,节点核心区经受着很大的水平剪力,一般约为柱子的 4~6 倍^[5],易产生剪切脆性破坏。另外,由于反复荷载作用会导致钢筋粘结退化,发生钢筋锚固破坏,从而大大降低节点的强度、刚度和耗能能力。节点一旦破坏,会使结构处于极为不利的受力状态,甚至导致整个结构的倒塌。

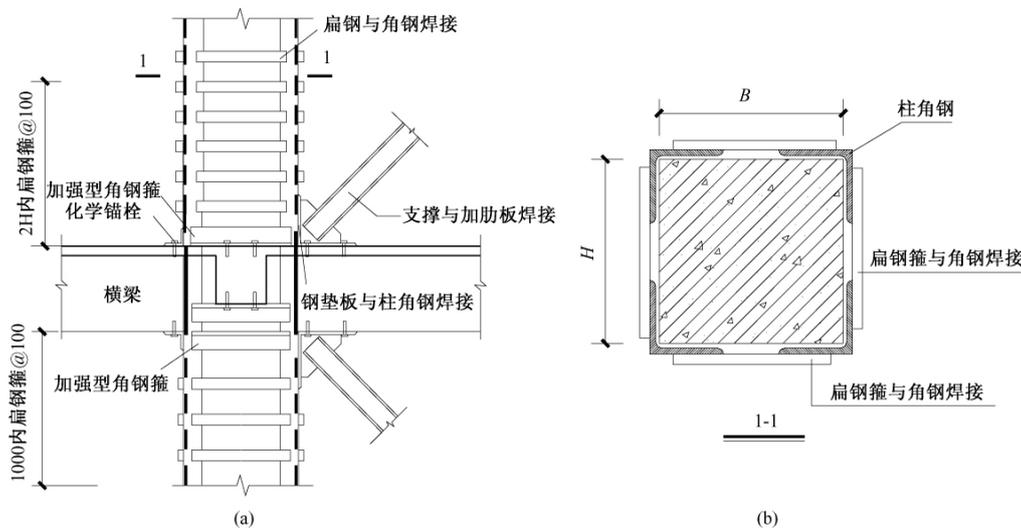


图 6 框架节点及柱加固构造

Fig. 6 The constitution of frame joint and column reinforcement

采用外粘钢加固法^[7]时,宜优先选用角钢。参照现有抗震加固规范,角钢的厚度不应小于 5mm,角钢的边长不应小于 75mm。沿柱轴线方向应每隔一定距离用扁钢制作的缀板与角钢焊接。缀板截面不应小于 40mm×4mm,其间距不应小于 20r(r 为单根角钢截面的最小回转半径),且不应大于 500mm;在节点区间距应适当加密。外粘型钢加固柱时,应将原构件截面的棱角打磨成半径 $r \geq 7\text{mm}$ 的圆角,以使型钢与混凝土之间在注胶后能相互粘合。与此同时,扁钢箍也应在注胶前与型钢焊接。外粘型钢的注胶应在型钢构架焊接完成后进行。

采用外粘角钢或槽钢加固钢筋混凝土轴心受压构件时,其正截面承载力应按下式确定:

$$N \leq 0.9\varphi(f_{c0}A_{c0} + f'_{y0}A'_{s0} + \alpha_a f'_a A'_a) \quad (6)$$

在加设支撑后,带支撑框架的梁端和柱端剪力将增大,节点区受力更加复杂,所以必须采用可靠的构造措施保证节点安全。考虑到楼板的作用,可以不考虑框架梁在加设支撑后的受拉破坏,框架柱加设支撑后,轴向压力将显著增大,所以必须加固。

考虑框架节点和柱都需要加固的情况,采用外粘型钢加固法较为适宜,这样可以使节点和柱的加固很好的结合在一起。采用如图 6 所示加固方式,支撑产生的轴力将直接传递给包柱角钢,这样能够防止支撑对框架节点和梁端产生破坏。节点核心区由于外包角钢及扁钢箍的作用,抗震性能将明显提高,不会出现剪切破坏^[6]。

式中, N 为构件加固后轴向压力设计值; φ 为轴心受压构件的稳定系数,应根据加固后的截面尺寸,按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 采用; α_a 为新增型钢强度利用系数,除抗震设计取 $\alpha_a = 1.0$ 以外,其他情况取 $\alpha_a = 0.9$; f'_a 为新增型钢抗压强度设计值,应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用; A'_a 为全部受压肢型钢的截面面积。

由于轴向受压设计值增大,故需验算地基承载力,如果地基承载力不足,需要进行另外加固。

3 工程实例

3.1 工程概况

某中学教学楼建在 II 类场地 ($T_g = 0.35\text{s}$) 上,为 3 层钢筋混凝土框架结构,屋顶建有两楼梯间塔楼,

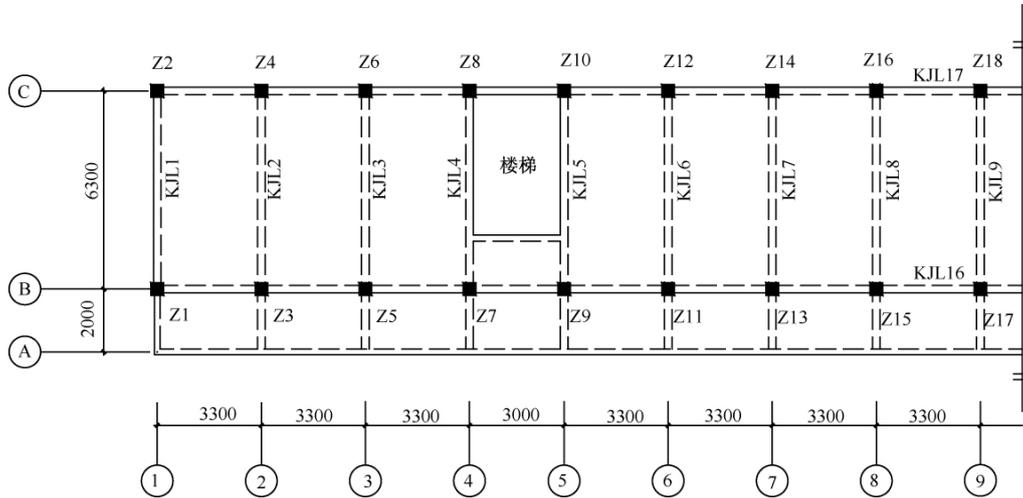


图 7 结构平面布置图

Fig 7 The arrangement plan of the structure

抗震设防烈度为 7 度,设计基本加速度为 0.10g,设计地震分组为第一组,房屋总高度为 13.6m,层高为 3.6m。柱采用 C30,梁板采用 C25 混凝土,受力主筋采用 HRB335 级钢筋。其结构平面布置图见图 6 所示。

3.2 支撑布置

此建筑按烈度 7 度(0.1g)抗震设计,在加速度提高到 0.15g 的情况下,经抗震鉴定,结构的框架梁柱承载力大部分不能满足要求。由于现浇楼板对梁的刚度起到增大作用,导致很难实现强柱弱梁的抗震设防要求。在出现较大的地震作用下,底层柱顶将首先出现塑性铰,使结构的侧移加大,结构有倾覆倒塌的危险。

用 Pushover 软件对结构进行倒塌模拟,结构首先出现塑性铰的位置如图 8 所示,在 1 层和 2 层的 8 轴线柱顶出现塑性铰。

为了提高结构抗震性能,改变结构在横向为单跨框架体系,拟在横向及纵向布置截面为 100mm × 96mm × 5.3mm 的槽钢支撑,纵向布置见图 9(a),只在教学楼前侧和后侧的 7、8 和 9 轴线加支撑,而横向采用两种加固方案,以便筛选和对比。方案 1:各楼层选两道横墙和楼梯间两侧共加设 7 榀钢支撑;方案 2:只在各楼层楼梯间两侧共加设 4 榀钢支撑。如图 9(b) 所示。

3.3 加固效果对比分析

(1) 抗震承载力验算

本文采用 PKPM 软件建模计算,表 2 为首层框

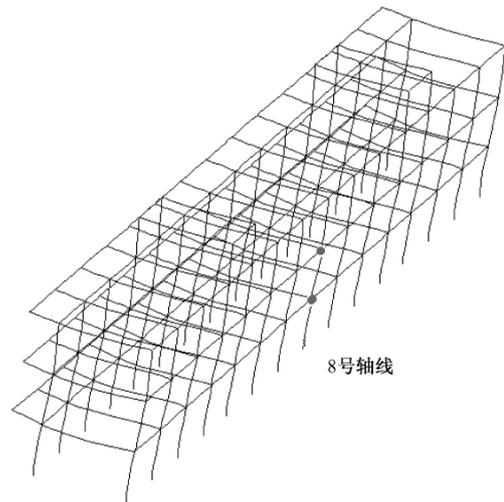


图 8 结构在 Y 向地震下首先出现塑性铰位置

Fig. 8 The plastic hinge location under the Y direction earthquake

架梁柱加固前后的配筋对比表,按方案 1 和方案 2 对原结构加固后,未加支撑榀的框架梁柱受力主筋配筋率都满足要求,与支撑相连接的部分柱的配箍量出现不足。

(2) Y 向地震(0.15g)作用下层间位移角、层间剪力和楼层位移对比

由图 10 可知,原结构、方案 1 和方案 2 层间位移角最大分别为 1/808、1/2948 和 1/2030,原结构和方案 2 出现在 2 层,方案 1 出现在底层。结构加固后层间位移角显著减小,最大层间位移角出现的楼层跟加设支撑数量与位置有关。

表 2 1 层结构框架梁柱配筋对比表

Table 2 The comparison of reinforcement of the first floor beams and columns

柱编号	方案	纵筋	箍筋	梁编号	方案	梁面筋	梁底筋	箍筋	
5	原结构	5-5	0.8-0	KJL-3	原结构	17-0-9	4-7-6	0.4-0.4	
	方案 1	5-5	0.8-0		方案 1	8-0-5	4-6-4	0.4-0.4	
	方案 2	5-5	0.8-0		方案 2	10-0-7	4-6-4	0.4-0.4	
6	原结构	5-5	0.8-0	KJL-4	原结构	19-0-12	4-9-5	0.6-0.4	
	方案 1	5-5	0.8-0		方案 1	11-0-8	4-9-4	0.4-0.4	
	方案 2	5-5	0.8-0		方案 2	12-0-9	4-9-4	0.4-0.4	
7	原结构	5-5	0.8-0	KJL-5	原结构	19-0-12	4-9-5	0.6-0.4	
	方案 1	5-5	1.3-0		方案 1	11-0-8	4-9-4	0.4-0.4	
	方案 2	5-5	1.5-0		方案 2	12-0-9	4-9-4	0.4-0.4	
8	原结构	5-5	0.8-0	KJL-6	原结构	17-0-9	4-7-6	0.4-0.4	
	方案 1	5-5	1.0-0		方案 1	8-0-5	4-6-4	0.4-0.4	
	方案 2	5-5	1.3-1.0		方案 2	10-0-6	4-6-4	0.4-0.4	
9	原结构	5-5	0.8-0	KJL-7	原结构	17-0-9	4-7-6	0.4-0.4	
	方案 1	5-5	1.3-0		方案 1	8-0-5	4-6-4	0.4-0.4	
	方案 2	5-5	1.5-0		方案 2	10-0-6	4-6-4	0.4-0.4	
10	原结构	5-5	0.8-0	KJL-8	原结构	21-0-12	4-10-6	0.6-0.4	
	方案 1	5-5	1.0-0		方案 1	11-0-7	4-10-4	0.5-0.4	
	方案 2	5-5	1.3-1.0		方案 2	14-0-9	4-10-4	0.5-0.4	
13	原结构	5-5	0.8-0	KJL-16	原结构	7-0-7	4-3-4	0.4-0.4	
	方案 1	5-5	1.3-0		方案 1	6-0-6	4-3-4	0.4-0.4	
	方案 2	5-5	1.3-0		方案 2	6-0-6	4-3-4	0.4-0.4	
14	原结构	5-5	0.8-0	KJL-17	原结构	5-0-5	4-3-4	0.4-0.4	
	方案 1	7-7	1.0-1.0		方案 1	5-0-5	3-2-3	0.4-0.4	
	方案 2	5-5	1.0-1.0		方案 2	5-0-5	3-2-3	0.4-0.4	
15	原结构	5-5	0.8-0	备注:	原结构	5-0-5	4-3-4	0.4-0.4	
	方案 1	5-5	1.0-0		配筋面积单位: cm^2	方案 1	5-0-5	3-2-3	0.4-0.4
	方案 2	5-5	0.8-0		柱配筋表示法: $A_{sx}-A_{sy}$	方案 2	5-0-5	3-2-3	0.4-0.4
16	原结构	5-5	0.8-0	A_{sx-x} 方向配筋量 A_{sy-y} 方向配筋量	原结构	5-0-5	4-3-4	0.4-0.4	
	方案 1	5-5	0.8-0	箍筋: GA-B A、B 分别表示柱加密区与非加密区配箍面积	方案 1	5-0-5	3-2-3	0.4-0.4	
	方案 2	5-5	0.8-0	梁配筋表示法: 面筋和底筋: $A_{s1}-A_{s2}-A_{s3}$	方案 2	5-0-5	3-2-3	0.4-0.4	

由图 11 可知,原结构基底剪力为 985.2kN,加设支撑后,方案 1、2 的基底剪力分别达 1418.1kN 和 1406.8kN,方案 1 相对原结构增幅达 39.7%。这说

明加支撑后结构周期变短,引来更大地震作用。

由图 12 可知,在未加设支撑前,结构最大位移为 12.9mm,按方案 1 和方案 2 加设支撑后,最大位

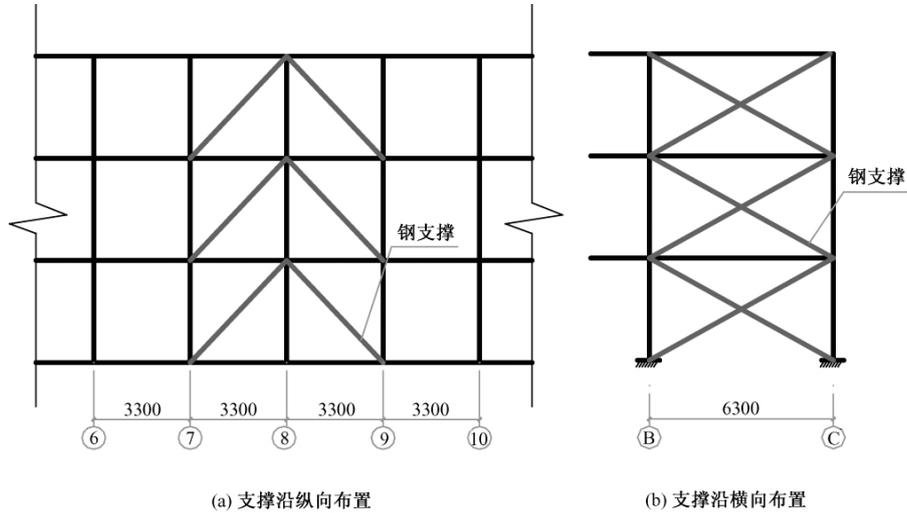


图 9 钢支撑布置图

Fig. 9 The arrangement of steel braces

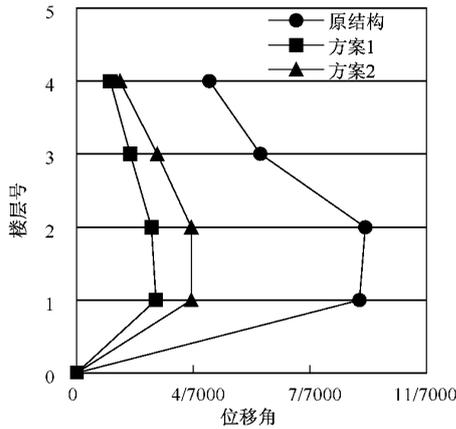


图 10 Y 向地震层间位移角

Fig. 10 The story drift in Y-direction

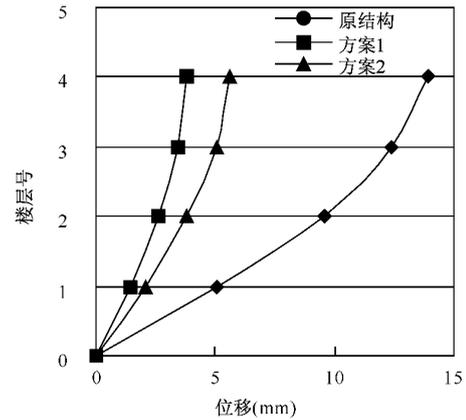


图 12 Y 向地震楼层位移

Fig. 12 The floor displacement in Y-direction

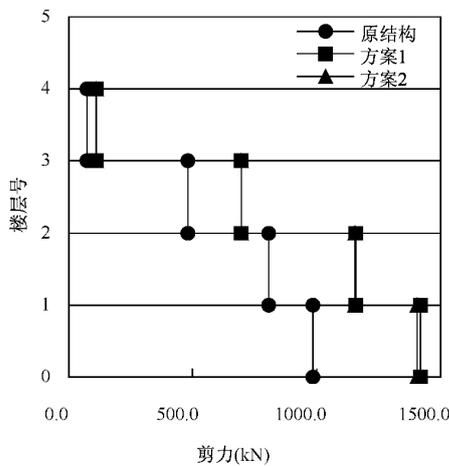


图 11 Y 向地震层间剪力

Fig. 11 The story shear force in Y-direction

移分别减小到 3.80mm、5.6mm ,方案 1 减幅最大达 70.54% ,加支撑对于控制侧移作用很明显。

3.4 方案选择

单跨结构在加设支撑后 ,形成桁架受力体系 ,提高了结构抗侧刚度 ,一方面加大了地震作用 ,另一方面由于支撑所在的这榀框架抗侧刚度明显比其它未加支撑大 ,因此它本身将承担更大的地震力 ,而未加支撑榀框架所承担的地震力将减小。按方案 1、方案 2 加设支撑后 ,结构都能满足更高的抗震要求 ,因此选用方案 2 ,这样可以节省加固成本。

3.5 注意问题

由于加设支撑后 ,与支撑相连的梁柱内力变幅较大 ,必须验算其承载力 ,柱可以通过外包角钢等方法提高竖向承载力 ,在加固柱的同时还须验算原来

基础的承载力是否足够,如果不够,则需进行基础加固。支撑需要验算其强度和稳定性,如果强度不足,可以增大支撑截面。如果刚度不足,可以通过构造措施(如加缀条)使其满足要求。整个钢支撑加固流程如图 13 所示。

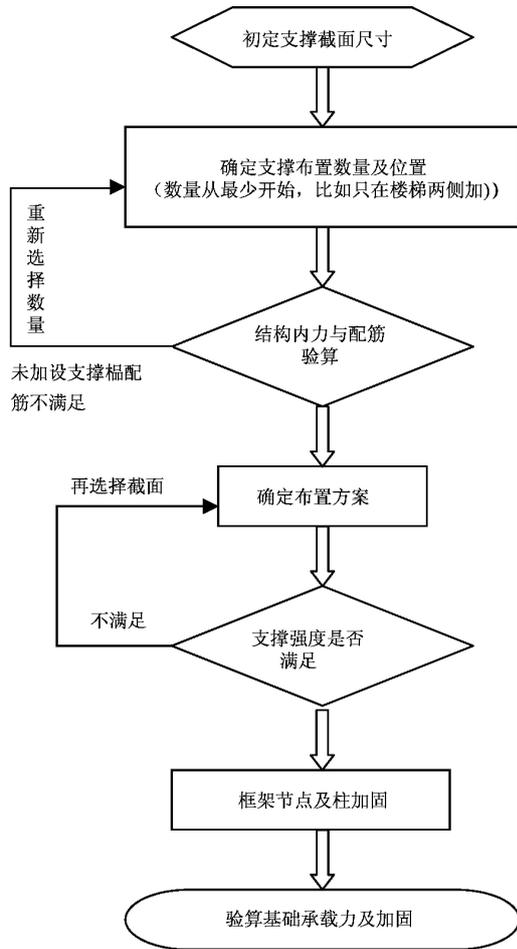


图 13 加固流程图

Fig. 13 Flowchart of reinforcement

4 结语

单跨框架结构在加固过程中,钢支撑的加设位置和数量对加固的效果影响很大,所以需对比几种加设方案,可以选择加设钢支撑数量少、又满足加固效果的方案。在加设支撑后,会引起结构构件内力变化,尤其是与支撑连接部分柱的轴力增幅较大,所以在加固过程中,要依据原结构特点,选择合理的构造措施,以免加设支撑后带来新的破坏。通过加设钢支撑,使其变成桁架体系,这种方法具有简单、方

便、造价低和扰动小等优点。在中小学校舍加固改造过程中面临着数量多、时间紧、任务重等情况,钢支撑加固有其独特优势并将发挥重要作用,具有广泛的应用前景。

参考文献 (References):

- [1] 林树枝. 汶川地震灾区房屋加固及设计的几点建议 [J]. 工程抗震与加固改造, 2008, 30(3): 84~87
Lin Shu-zhi. Some Suggestions for Building Strengthening & Building Design after the Wenchuan Earthquake [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting 2008, 30(4): 84~87 (in Chinese)
- [2] GB50023-2009, 建筑抗震鉴定标准 [S]
GB50023-2009, Standard for Building Seismic Appraisal [S] (in Chinese)
- [3] 宋天齐. 多高层建筑结构设计 [M]. 重庆: 重庆大学出版社, 2006
Song Tian-qi. Structural Design of Tall Buildings [M]. Chongqing: Chongqing University Press, 2006 (in Chinese)
- [4] 尚守平, 周福霖. 结构抗震设计 [M]. 北京: 高等教育出版社, 2003
Shang Shou-ping, Zhou Fu-lin. Seismic Design of Building Structures [M]. Beijing: Higher Education Press, 2003 (in Chinese)
- [5] 傅剑平, 张川, 白绍良. 钢筋混凝土抗震框架节点各机构传递剪力的定量分析 [J]. 建筑结构学报, 2005, 26(1): 91~96
Fu Jian-ping, Zhang Chuan, Bai Shao-liang. Quantitative Evaluation of two Shear Transfer Mechanisms in Earthquake-resistant Beam-column Joints [J]. Journal of Building Structures. 2005, 26(1): 91~96 (in Chinese)
- [6] 白宇飞, 刘畅. 外包钢框架节点抗剪强度分析 [J]. 哈尔滨建筑大学学报, 1999, 31(3): 40~45
Bai Yu-fei, Liu Chang. Shear Performance Analysis of the Wrapped Steel Joint [J]. Journal of Harbin University of C. E. & Architecture 1999, 31(3) 40~45 (in Chinese)
- [7] GB50367-2006, 混凝土结构加固设计规范 [S]
GB50367-2006, Design Code for Strengthening Concrete Structure [S] (in Chinese)

[作者简介] 袁兴仁(1986~),男,江西吉安人,硕士研究生,研究方向:建筑抗震及建筑物鉴定加固改造