

钢筋混凝土框架屈曲约束支撑试验研究

薛彦涛, 金林飞, 韩雪, 程小燕, 佟道林

(中国建筑科学研究院, 北京 100013)

摘要 将屈曲约束支撑用于结构体系, 增强了整体结构的抗侧刚度和抗剪强度, 有利于减小结构的层间位移和总体位移。将支撑应用到框架中后, 结构的滞回曲线较传统的框架形状更加饱满, 说明结构耗能能力得到了大幅度提高。支撑框架的骨架线的下降段也不像普通框架那样随着位移的增加加速下降, 而是有下降减缓的趋势。本文试图通过试验数据说明可以考虑用支撑代替混凝土剪力墙应用于混凝土结构体系中。

关键词 屈曲约束支撑; 钢筋混凝土框架; 试验研究

中图分类号: TU375.4 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2013)01-0001-04

Experimental study on buckling-restrained brace of reinforced concrete frame structure

Xue Yantao, Jin Linfei, Han Xue, Cheng Xiaoyan, Tong Daolin

(China Academy of Building Research, Beijing 100013, China)

Abstract: When buckling-restrained brace (BRB) is applied into structure system, it can strengthen lateral stiffness and shear strength of the structure, thus cut down the layer displacement and overall displacement of the structure. After brace is applied into the frame structure, its hysteretic curve has an essential change comparing with the traditional structure. For the influence of brace, the shape is full of energy. Furthermore, the capacity of energy consumption is improved to a large degree. The declined part of skeleton line of brace structure will not decline dramatically due to the increase of displacement like the common structure. Instead, the pace of decline slows down. The data show that it can be considered in design to adopt brace instead of shear wall in concrete structure system.

Keywords: buckling-restrained brace; reinforced concrete frame structure; experimental study

0 前言

钢筋混凝土框架结构是地震中破坏和倒塌较严重的结构之一。由于缺少“二道防线”, 《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)的设计理念是将框架结构引导到“强柱弱梁”上, 要求柱不出现塑性铰, 梁首先出铰, 使结构能够具有较好的弹塑性变形能力, 在地震中消耗能量, 达到大震不倒的目的。但由于地震作用的不确定性以及结构设计中的诸多因素, 这个设计理念很难在实际工程中得以实现, 多数框架结构的破坏和倒塌均表现为“薄弱层”破坏模式, 即底层柱上下端出现塑性铰。因此, 钢筋混凝土框架结构抗倒塌成为了结构工程师迫切需要解决的问题。

钢筋混凝土框架结构是一种柔性结构, 在多遇地震设计时往往会遇到变形不满足规范要求的情况。此时许多设计单位希望通过增加钢筋混凝土抗震墙来提高结构的变形能力, 但却带来了另一个问题: 抗震墙布置少了, 墙体抗震不满足要求; 墙体布置多了, 就成为另一种结构——框架-剪力墙结构, 增加建造成本。

本文探索采用支撑解决这两个问题。钢筋混凝土框架支撑结构的刚度介于框架与剪力墙之间。在

正常使用阶段和多遇地震作用下, 结构具有足够的刚度和强度安全储备, 支撑主要起增加结构刚度、减小结构变形的作用。在罕遇地震作用下, 支撑进入塑性阶段, 消耗地震能量, 达到结构抗倒塌的目的。通常, 普通钢支撑杆件受压屈曲, 其耗能能力有限, 只能起一道防线的作用。试验^[1]证明, 支撑将先于钢筋混凝土框架破坏, 也就是说在框架最终倒塌时起不到抗倒塌的作用。本研究采用屈曲约束支撑, 受压时支撑不屈服, 完全实现受压时的塑性发展要求, 性能与受拉时完全相同, 滞回曲线见图1, 滞回曲线饱满, 耗能能力巨大。

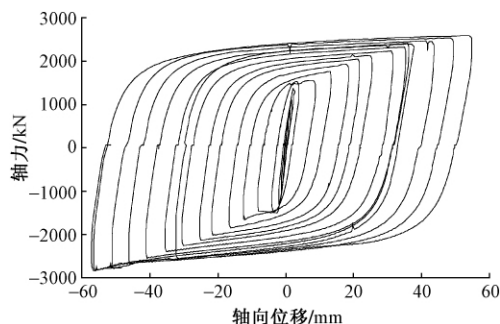


图1 屈曲约束支撑滞回曲线

作者简介: 薛彦涛, 博士, 研究员, Email: yantaoxue@sina.com。

本次试验以一个 8 层框架为原型,按 8 度抗震设防、场地类别 II 类进行设计配筋,构造符合《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010) 的要求。取支撑框架底部 3 层进行试验。试验模型比例 1:3,侧向采用低周反复加载,研究此类结构的破坏形态、恢复力特性、能量耗散等,检验屈曲约束支撑框架的抗震耗能性能,为钢筋混凝土框架屈曲约束支撑的理论分析与工程设计提供依据。

1 试验概况

1.1 模型设计

试验采用 3 层 2 跨的钢筋混凝土框架单元模型,如图 2 所示,模型跨度 2 400 mm,层高 1 200 mm,柱截面为 200 mm × 200 mm,梁截面为 100 mm × 180 mm。模型配筋按原型结构底部 3 层的实配钢筋量比例减少。结构柱配纵筋 8 Φ 16,梁采用 T 形截面,配筋 4 Φ 14 + 6 Φ 6。模型实测混凝土强度为 45.3 MPa。

模型所采用的屈曲约束支撑屈服力为 94 kN,弹性阶段的刚度为 35.8 kN/mm,屈服后的刚度为 1.38 kN/mm。屈曲约束支撑按对角布置于框架中,共布置 3 根,见图 2 中虚线位置。

框架模型中,为保证柱下端嵌固,防止基础转动,设计了相对刚度较大的基础梁与柱连接。为消除柱端和梁端加载装置对框架节点受力产生的约束,在柱上端部和梁端部各伸出一悬臂端作为加载端。支撑与节点板采用“法兰连接”,见图 3。

1.2 加载方式、量测内容及方法

1.2.1 竖向加载

框架柱顶施加轴向荷载以代替原框架上 5 层的荷载及自重。轴向力分别为 280, 470, 280 kN,柱轴压比 0.6。梁上荷载按构件相似关系进行转化。楼层的均布荷载按跨度折算成线荷载,实际模型施加的竖向荷载见图 4。

1.2.2 水平荷载

受条件所限,只能在层 3 顶设一个加载点,见图 4。加载分为两个阶段。第一阶段为力控制,共 8 个

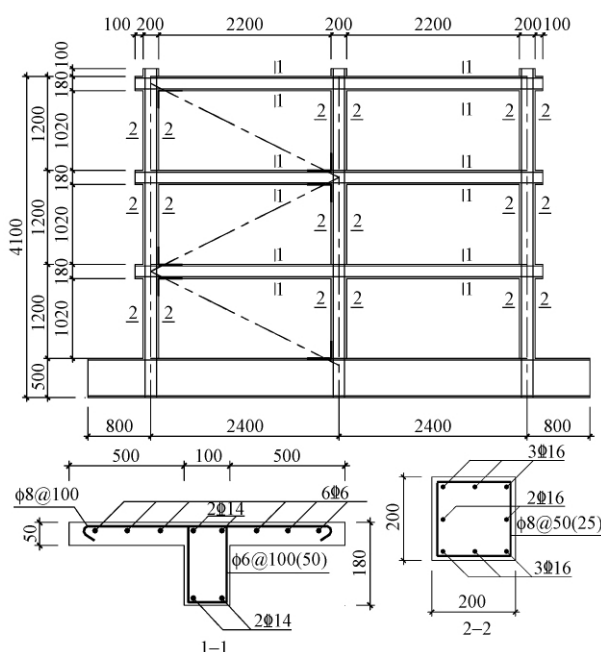


图 2 结构模型

加载次序,分别为: $\pm 15, \pm 30, \pm 45, \pm 60, \pm 80, \pm 100, \pm 120, \pm 140$ kN; 第二阶段为位移控制,共 15 个加载次序,分别为: $\pm 7.2, \pm 12, \pm 17, \pm 22, \pm 27 (-86), \pm 32, \pm 37, \pm 42, \pm 47, \pm 60, \pm 72, \pm 80 (-72), \pm 90 (-72), \pm 100 (-72), \pm 120 (-72)$ mm。两阶段共 23 个加载次序,各级加载循环三次。

1.2.3 测点布置

结构的位移测点设在层 1~3 层顶。层 3~1 层顶分别设有位移计 1、位移计 2、位移计 3。三个支撑也分别设置了用于测量支撑两端相对位移的位移计。在各层关键构件的钢筋表面布置了 60 个应变片。柱子的应变片布置在柱的上下端,梁的应变片布置在梁的左右端。试验模型见图 5。

2 试验结果及分析

2.1 试验过程与滞回曲线

试验过程可分为三部分:

(1) 最大循环位移为 0~7.2 mm(层间位移角为 1/500),当位移达到 7.2 mm 时,发现千斤顶提供的竖向荷载不稳,因而中断试验。该段滞回曲线如图



图 3 支撑与框架连接

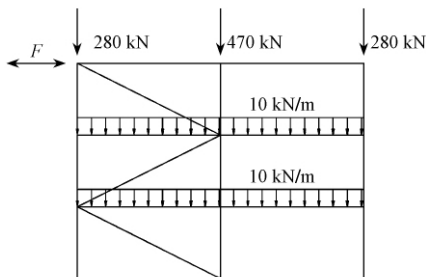


图 4 模型施加的竖向荷载



图 5 模型加载及测点布置照片

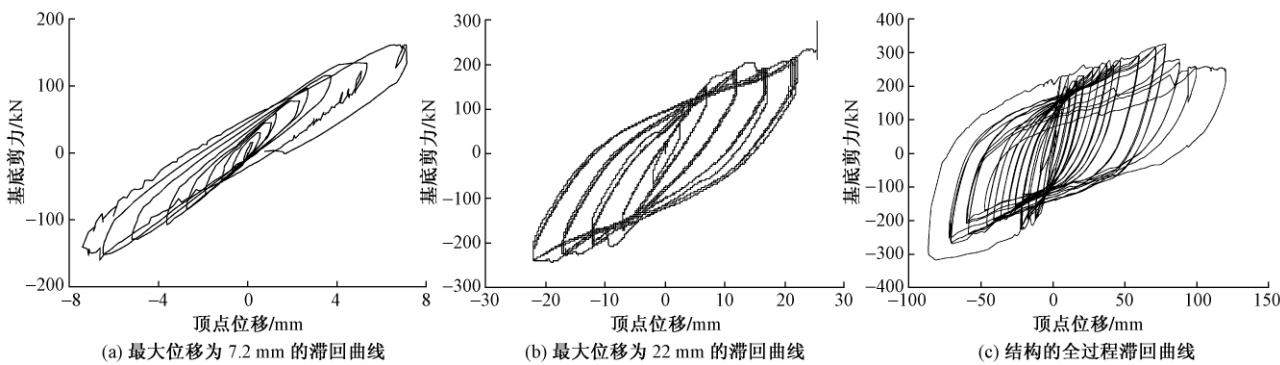


图 6 滞回曲线



图 7 破坏情况

6(a) 所示。

(2) 循环位移为 0 ~ 22mm,当试验计划推至 27mm 时,用于位移加载监测的顶层位移计示数停在了 25mm 左右处(位移计被卡住),导致千斤顶由于没有到达“目标位移”而继续加载,实际位移已经达到了 86mm(该次循环即对应加载次序 + 27(-86) mm)。图 6(b) 为结构顶层位移为 0 ~ 22mm(层间位移角为 1/164) 时的滞回曲线。该组滞回曲线描述了从试验开始至试验中断前的全过程,即从试验开始至循环位移为 ± 22 mm。

(3) 此后在第(2)循环加载中产生突加荷载的方向最多只加载至 72mm,另一个方向加载至 120mm,循环至试验结束。滞回曲线包含突加荷载所产生的骨架线,如图 6(c) 所示。

2.2 破坏过程描述

当模拟荷载的铁块加到框架梁上后,梁跨中梁底出现少量弯曲裂缝。试验开始时采用力控制,当位移控制为 7.2mm 时,柱底出现细微斜裂缝。带支撑的边柱裂缝相对较多,带支撑的节点区裂缝较为明显。此后采用顶点位移加载,位移为 22mm 时,结构除了裂缝增加以外,没有出现混凝土挤碎、掉落等现象。顶点位移为 27mm 时,由于设备问题,加载失控,使得顶层实际位移已经达到了 86mm。此时框架多处出现了明显的裂缝,梁端弯曲裂缝尤为明显。

试验最终层 1,2 梁梁端破坏较重,梁底混凝土压碎剥落,并出现梁端斜裂缝;节点区域出现了 X 形裂缝;除底层柱柱底有少量混凝土剥落外,其余各层柱除出现受拉裂缝外,未见大的破坏,与支撑相连的柱裂缝稍多。钢筋混凝土框架结构在试验中,出现的裂缝主要集中在梁端、柱端。支撑与框架梁连接处较早出现斜裂缝。总体看,框架呈强柱弱梁型破坏。典型节点破坏形态见图 7。框架裂缝见图 8。

2.3 试验过程中的屈曲约束支撑

在试验过程中,支撑表现良好,伸缩位移与楼层位移几乎成正比关系,图 9 为层 1 支撑伸缩位移与顶层位移关系曲线。

在试验过程中,支撑的外形完好,从拉伸位移与层间位移基本成正比的关系来看,三个支撑没有明显的刚度退化。层 1 支撑与层 3 支撑在试验中,拉伸位移明显小于压缩位移,层 2 支撑拉伸位移与压缩位移基本相当。支撑在试验过程中所达到的最大拉、压位移见表 1。

当结构拉至 110mm 时,发现层 3 支撑外壳有隆起,层 1 与层 2 支撑从外形上未发现异常。

支撑的最大拉压位移 /mm 表 1

支撑位置	层 1 支撑	层 2 支撑	层 3 支撑
最大拉伸位移	13.45	31.76	16.84
最大压缩位移	29.45	25.74	33.00

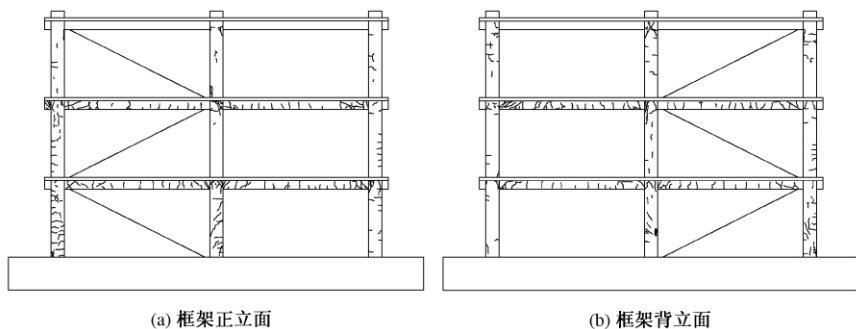


图8 框架裂缝图全景

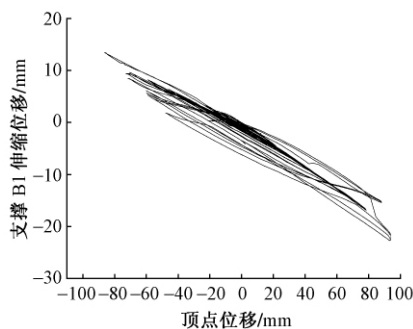


图9 层1支撑伸缩位移与顶层位移关系

3 结果分析

3.1 骨架线

将框架-屈曲约束支撑结构的滞回曲线的各圈顶点用直线连接起来,形成框架-屈曲约束支撑结构骨架线,见图10。由图可知,在负向加载(推)只加到了86mm,骨架线尚未进入下降段。骨架线大体呈抛物线形,从图中并不能看到十分明显的直线段。当骨架线达到基底剪力最大值时,位移值为78.4mm,顶层位移角为1/45.9。框架屈曲约束支撑的骨架线与普通框架不同。随着框架破坏,框架的承载力迅速下降,但由于支撑未破坏,能够继续承担水平作用,使得支撑框架的承载力下降减缓,骨架曲线走平。因此,屈曲约束支撑发挥了抗倒塌作用。

当顶点位移达到78.4mm时,层1~3的顶点位移分别为16.82,40.28,78.46mm,层间相对位移分别为16.82,23.46,38.18mm,层间位移角分别为1/71,1/51,1/31。整体结构在顶层达到120mm(顶点位移角1/30)时,试验位移计到极限,试验停止。

3.2 刚度退化

从低周反复荷载试验中所得的位移-基底剪力滞回曲线(图6(c))可以看出,刚度与位移及循环次数有关,在试验过程中,随着位移的不断增大,构件上裂缝出现并逐渐增加,裂缝宽度逐渐增加,刚度一环比一环减小,刚度将随着循环周数和位移接近极限值而减小。在保持相同的峰值荷载时,峰值位移随循环次数增加而增加为刚度的退化。在位移幅值不变的条件下,结构构件的刚度随反复加载的次数增加而降低的特性为刚度退化,本文中参照《建筑抗震试验方法规程》(JGJ 101—96)的方法,采用相对刚度(K_i/K_0)和顶点位移 δ 的刚度退化关系。

试验模型的退化刚度按下式计算:

$$K_i = \frac{\sum_{j=1}^n P_{ij}}{\sum_{i=1}^n \delta_{ij}}$$

式中: K_i 为退化刚度; P_{ij} 为第 j 级加载、第 i 次循环的最大荷载; δ_{ij} 为第 j 级加载、第 i 次循环对应的最大

荷载的位移值; n 为第 j 级加载的循环次数。

将纵坐标取为退化刚度与弹性刚度 K_0 的比值,横坐标取为试件的水平位移,得到如图11所示的试验模型的刚度退化曲线。

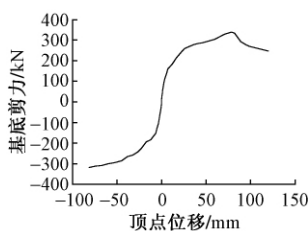


图10 顶点位移-基底剪力骨架曲线

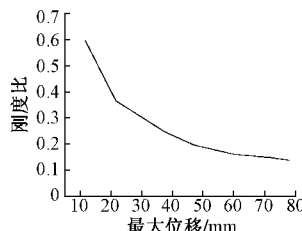


图11 刚度退化曲线

3.3 延性系数

结构的延性是衡量其抗震性能的重要标志,延性系数可分为曲率延性系数、转角延性系数和位移延性系数;曲率延性系数只表示某一截面的延性,而位移延性和转角延性系数反映的是构件延性的宏观反应,与构件的长度密切相关。

本文试验中采用的是位移延性系数,其表达式如下:

$$\mu = \delta_u / \delta_y$$

式中: δ_y 为屈服位移,即屈服点所对应的位移,屈服点用骨架曲线所包面积互等的办法来确定; δ_u 为极限位移。

由于试验中柱子的轴压比较大,因此本文中采用设计极限位移 δ_u ,即设计极限荷载 P_u 对应的位移,设计极限荷载 $P_u = 0.85P_{max}$,取为骨架曲线下降段范围内。试验中的位移延性系数值达12.25。

3.4 支撑框架耗能性能

结构构件的耗能能力是评价构件抗震性能的一个重要指标,试验加载中构件屈服进入明显的弹塑性阶段后,主要借助结构的变形来吸收和耗散输入的能量,在滞回曲线中,滞回环所包围的面积即结构耗散的能量。在现代工程抗震中,经常采用等效粘滞阻尼系数的大小来判别结构在地震中的耗能能力 (下转第13页)

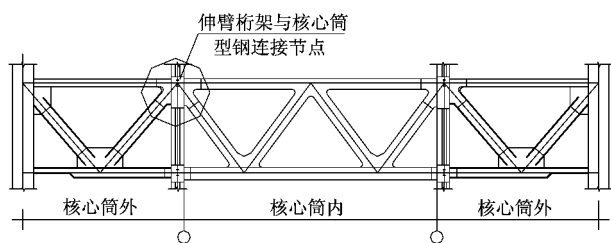


图 9 加强层核心筒内型钢布置图

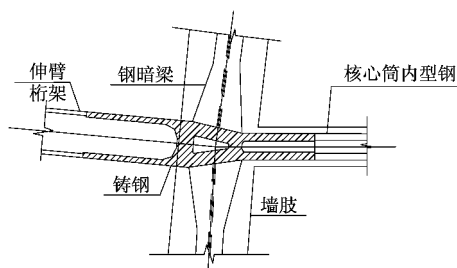


图 10 伸臂桁架与核心筒内型钢连接节点平面

4.3 板的加强措施

加强层及其相邻层楼板在内外筒水平力传递过程中占了比较重要的作用,为保证水平力的有效传递,加强层楼板加厚,取 200mm,并在加强层楼板配置水平支撑。小震下,保证楼板不开裂,加强层楼板内配置双层双向 $\Phi 18@150$ 钢筋,保证楼板内传递的水平力由钢筋承担,并同时提高加强层上下相邻

两层的配筋率,楼板内钢筋双层双向拉通;大震下允许楼板开裂,水平力传递主要由伸臂桁架的上下弦杆、腹杆及楼面内的水平支撑承担。

4.4 柱的加强措施

为保证加强层柱子与伸臂桁架、腰桁架连接,增强加强层的抗震性能,将加强层钢管柱的壁厚加厚,使之与相应的伸臂桁架、腰桁架的壁厚相同。

5 结论

(1) 加强层能有效地减小剪力滞后效应,提高外框筒的刚度,减小结构的位移,提高结构的抗倾覆能力。

(2) 加强层容易造成结构刚度突变,使加强层下一层形成薄弱层。

(3) 加强层的抗震等级、性能目标、楼板、节点连接都需要加强,从而改善其抗震性能。

参 考 文 献

- [1] 刘大海,杨翠如. 高层建筑结构方案优选 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社,1996.
- [2] 徐培福,傅学怡,王翠坤,等. 复杂高层建筑结构设计 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社,2005.
- [3] JGJ 3—2010 高层建筑混凝土结构技术规程 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社,2011.

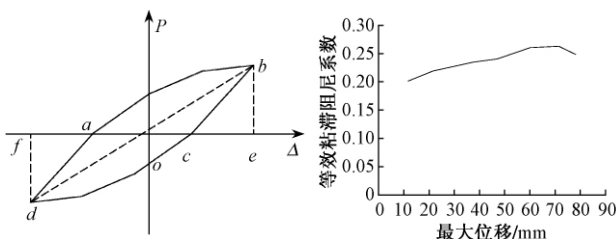
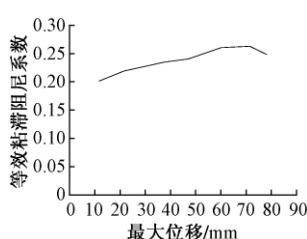
(上接第 4 页)

力,本文也采用它作为能量耗散能力的衡量指标,等效粘滞阻尼系数可按下式计算:

$$\beta = E/2\pi$$

式中: $E = (A_{abc} + A_{cda}) / (A_{obe} + A_{odf})$, 其中, A_{abc} , A_{cda} , A_{obe} , A_{odf} 分别为图 12 中 abc , cda , obe , odf 部分的面积。

试验模型的等效粘滞阻尼系数曲线见图 13。

图 12 等效粘滞
阻尼系数图 13 试验模型等效
粘滞阻尼系数曲线

综上所述: 与传统的纯框架结构相比, 框架屈曲约束支撑结构体系的骨架曲线的下降段较为平缓, 刚度退化缓慢, 延性和工作性能更好。将屈曲约束支撑加入到框架体系中, 结构的刚度和屈服力都有提高, 随着位移的增加, 支撑会进入屈服阶段(支撑

何时进入屈服阶段可根据设计决定)。屈曲约束支撑良好的滞回性能, 使得框架支撑体系在很大的位移范围内有了较强的耗能能力。

4 结语

将屈曲约束支撑构件运用到框架结构中, 能够极大提高框架结构的抗倒塌性能。试验结构顶层位移 120mm, 顶层位移角 1/30。模型结构在试验中表现出良好的抗侧刚度、抗剪强度和变形能力, 滞回曲线饱满, 具有很强的耗能能力。

当框架结构破坏后, 骨架线有一定下降, 随后由于支撑发挥作用, 骨架线不再下降, 而是走平, 保证了框架支撑结构的延性。框架屈曲约束支撑的延性系数不小于 12.25, 屈曲约束支撑框架具有很强的消耗地震能量的能力。支撑表现对框架支撑结构抗倒塌性能至关重要, 应该要求支撑不能先于框架结构破坏。安装支撑后, 与支撑相关的框架结构构件将承担支撑传来的地震作用, 设计时应考虑。

参 考 文 献

- [1] 范苏蓉. 钢支撑加固钢筋混凝土框架结构的试验研究 [D]. 南京: 南京工业大学, 2002.