

DOI:10.11918/j.issn.0367-6234.201901056

# 连接墙板内置支撑的钢框架节点加强构造分析

丁玉坤<sup>1,2</sup>, 邹学粉<sup>1,2</sup>

(1. 结构工程灾变与控制教育部重点实验室(哈尔滨工业大学), 哈尔滨 150090;

2. 土木工程智能防灾减灾工业和信息化部重点实验室(哈尔滨工业大学), 哈尔滨 150090)

**摘要:** 为确保墙板内置无黏结支撑钢框架结构大侧移下利用内置支撑大幅屈服耗能, 而钢框架在支撑连接区域处于弹性, 通过有限元分析重点考察了支撑形式、支撑连接位置等对连接区域传力机制的影响, 以及框架在连接处的加强构造。分析表明, 1/50 侧移角范围内时, 梁端贴板加强后加强段基本处于弹性, 非加强梁段的塑性铰位置与加强段端部间水平距离约为梁高的一半, 塑性铰处翼缘轻微屈曲或无屈曲时钢梁截面的最大弯矩均接近塑性弯矩。据此, 再结合支撑的连接位置和轴力便可确定出梁端内力, 并进行节点域抗剪验算。分析还表明, 节点域两侧的梁端弯矩按翼缘和腹板的抗弯刚度比例分配后传给节点域, 而不是按现行设计规范中仅通过两翼缘的方式进行传递。节点域的柱腹板在剪切屈服后剪切变形大幅增加, 增大了结构层间侧移。基于分析结果, 给出了钢梁翼缘和腹板以及节点域柱腹板的贴板厚度等设计建议。

**关键词:** 墙板内置支撑钢框架结构; 防屈曲支撑; 墙板内置无黏结钢板支撑; 节点域; 滞回性能; 加强构造

中图分类号: TU393

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2019)06-0129-12

## Analysis on reinforced measures of steel frame in connection regions with unbonded steel brace encased in panel

DING Yukun<sup>1,2</sup>, ZOU Xuefen<sup>1,2</sup>

(1. Key Lab of Structures Dynamic Behavior and Control (Harbin Institute of Technology), Ministry of Education, Harbin 150090, China;

2. Key Lab of Smart Prevention and Mitigation of Civil Engineering Disasters (Harbin Institute of Technology), Ministry of Industry and Information Technology, Harbin 150090, China)

**Abstract:** To ensure that steel frames with unbonded steel plate brace encased in panel, which is also called as panel buckling restrained brace (panel BRB), can use yielding of panel BRBs to dissipate energy under large drifts while keeping regions of the frames connected with panel BRBs in elastic state, finite element analysis was conducted to investigate effects of factors, such as the type and connection location of panel BRBs, on force transfer mechanics of connection regions and corresponding reinforced measures. The analysis reveals that reinforced plates fixed on beam let yielding of beam occur near the ends of unreinforced segments. The distance between the plastic hinge of unreinforced segment and the end of reinforced plate was about half of the height of the beam, and the maximum bending moment at the plastic hinge, with small local buckling or without buckling for flange plates, was close to the plastic moment of beam within drifts of 1/50. Based on the conditions above, together with connection locations and axial forces of panel BRB, the internal forces at the ends of beam can be acquired, hence the shear resistance of panel zone of column can be checked. The analysis also shows that bending moments at ends of beam transferred to the panel zone according to the proportion of flexural rigidity for flange and web of beam rather than according to only two flanges required by design codes. The shear deformation of panel zone greatly increased after shear yielding, inducing the increase of inter-story drifts. Based on the analysis results, design suggestions on the determination of the thickness of reinforced plates on flange and web of beam and panel zone of column were provided.

**Keywords:** steel frame with steel brace encased in panel; buckling restrained brace; unbonded steel plate brace encased in panel; connection region; hysteretic behavior; reinforced measure

墙板内置无黏结钢板支撑, 简称墙板内置支撑, 是用外部墙板为内置支撑提供侧向约束来避免支撑

受压失稳, 用内置支撑单独抵抗其承受的楼层剪力的一种防屈曲支撑<sup>[1-7]</sup> (buckling restrained brace). 构造合理的墙板内置支撑具有良好的耗能能力和延性<sup>[1-4,6]</sup>. 通常, 内置钢板支撑可在两端设置加劲肋并通过焊缝直接与钢框架连接(图1), 墙板不与框架连接且可兼做隔墙. 该种支撑在文献[5-6]中也被称为无黏结内藏钢板支撑墙板, 可用于中心支撑

收稿日期: 2019-01-09

基金项目: 国家自然科学基金(51108125, 51878217);

黑龙江省自然科学基金(E2017037)

作者简介: 丁玉坤(1979—), 男, 副教授

通信作者: 丁玉坤, dingyukun\_student@sina.com

钢框架结构中<sup>[2,5-6]</sup>。

合理设计与内置支撑连接的框架构件和节点,是确保发挥墙板内置支撑良好延性和耗能能力的前提.文献[6,8]采用能力设计方法,为实现 1/50 层间侧移角内结构的耗能主要来自支撑、框架基本保持弹性,按 1/50 层间侧移角下的防屈曲支撑轴力进行被撑框架中构件的承载力验算.然而,并未考察被撑框架侧移后节点的实际传力机制及相应的节点设计方法.

为了使抗震的中心支撑钢框架结构获得较好延性,能力设计目的通常是要实现大侧移下结构的塑性发展主要集中于支撑,钢柱基本处于弹性而钢梁可以适度发展一些塑性<sup>[6-8]</sup>.这是对构件塑性发展的要求.不难推断,为实现上述目的,还应避免节点的塑性发展和破坏对杆件工作性能的不利影响.这样,如何获得大侧移(例如接近 1/50 层间侧移角)下构件的内力,合理加强被撑框架的节点,从而确保节点尽量少地产生塑性甚至不发展塑性,是值得探讨的问题.

目前的设计和应用中,杆状的防屈曲支撑端部常通过额外的节点板与钢框架进行连接<sup>[5,7,9]</sup>,国外的相关研究建议依据节点板的尺寸进行钢梁和柱子腹板的加强,且分析表明,加强措施可减缓连接区钢梁或钢柱的屈服和大幅局部屈曲变形<sup>[9-10]</sup>.

墙板内置支撑两端可直接与钢框架焊接连接而不用借助额外的节点板连接<sup>[1,2,5-6,11]</sup>,可减小支撑端部的连接长度、增大内置支撑的屈服段长度和往复作用下支撑的低周疲劳寿命.特别是,墙板内置支撑钢框架的探索性试验研究也表明<sup>[11]</sup>,在梁柱连接区域以及连有支撑的区域,对钢梁或柱子的腹板或翼缘上增贴钢板可有效地避免框架在连接区域的塑性发展,使钢梁的塑性发展外移到非加强的钢梁区段上,为支撑的稳定耗能和框架的稳定受力提供了保障、结构具有较好的抗震性能<sup>[11-12]</sup>.但是,目前尚无防屈曲支撑与钢梁或柱子直接焊接连接后,被撑框架在相应的支撑连接区域的合理加强措施和设计方法.

对于纯钢框架,为提高梁端抗弯承载力和将梁端塑性区外移,常采用翼缘增贴钢板等加强方式<sup>[5]</sup>.并统一取非加强段塑性铰到加强板端的距离为梁高的 0.25 倍<sup>[5]</sup>;节点域柱腹板抗剪验算中将梁端弯矩仅通过两个翼缘的集中力传给节点域.这些做法是否切实和适用于墙板内置支撑钢框架结构,尚不清楚.特别是,因支撑连于框架,连接区域的传力机理以及所需的加强措施很可能与现有纯钢框架的不同.例如,因防屈曲支撑不整体失稳,拉、压作用

下均可进入屈服且往复作用下由于钢材应变硬化等作用其承载力会进一步增大<sup>[3-4,6]</sup>,使被撑框架承受较大的剪力和轴力作用.除了加强连接区域的抗弯承载力,可能对抗剪承载力等也有新的要求.因此,值得探讨墙板内置支撑直接与钢框架焊接连接的特有构造和受力特点,来研究其相应连接区域的合理加强构造.

本文通过有限元分析,结合试验结构和额外的结构算例,重点考察了支撑形式、支撑和框架的连接位置、加强构造等对连接区传力机制的影响.探索了连接区域的加强构造和相应设计方法.

## 1 结构有限元分析的试验验证

### 1.1 试验结构的分析模型

文献[11]中,对 2 层 1 跨的梁柱刚接且分别设置单斜和人字形支撑的结构 BF1 和 BF2(图 1)进行了往复加载试验.结构层高 1.5 m;跨度 2.55 m.为减小支撑连于框架节点时的偏心,将支撑端部连于钢梁或钢柱.钢梁端部和连有支撑处的贴板加强见图 1.构件截面见图 1.钢板支撑厚 9.68 mm,采用 Q235 钢,实测屈服强度  $f_y = 266.6$  MPa;钢柱和 BF2 第二层钢梁采用 Q345 钢,实测  $f_y = 373.4$  MPa;其余钢梁采用 Q235 钢,实测  $f_y = 275.5$  Mpa.

结构 BF1 和 BF2 的详细有限元模型和分析结果见文献[12].试验中墙板内置支撑的墙板采用组装墙板或组合墙板,与文献[12]建模类似,本文分析也采用 ABAQUS 建模,考虑靠近支撑的墙板部分对支撑提供主要的侧向约束作用,且为简化墙板建模,仅建立靠近内置钢板支撑的墙板部分(图 1).组装墙板仅建立支撑周围的组装约束构件;组合墙板仅建立支撑周围的双层闭口压型钢板内填有混凝土的部分.为了限制墙板沿支撑轴向的刚体位移和不影响分析结果,在墙板角点处建立轴向刚度很小的轴向弹簧<sup>[12]</sup>.分析中考虑了几何和材料非线性.内置支撑和墙板均主要采用壳单元 S4R 模拟(组合墙板内的混凝土采用实体单元),钢板支撑的钢材采用混合强化模型<sup>[12]</sup>.除了钢支撑,其余构件的钢材采用双线性随动强化模型.经试算调整,钢梁、柱子的切线模量取为  $0.01E$  ( $E$  为钢材弹性模量),其余构件的切线模量均取为  $0.03E$ .据此得出的分析结果与试验结果较一致<sup>[12]</sup>.

因墙板与内置支撑间无粘结,支撑沿轴向可独立于墙板变形,而在垂直支撑轴向,墙板可为支撑提供侧向约束.分析中,为实现墙板的侧向约束作用,使支撑轴向屈服而不屈曲,且避免墙板与支撑间的复杂接触分析导致求解发散,支撑与墙板间的相互

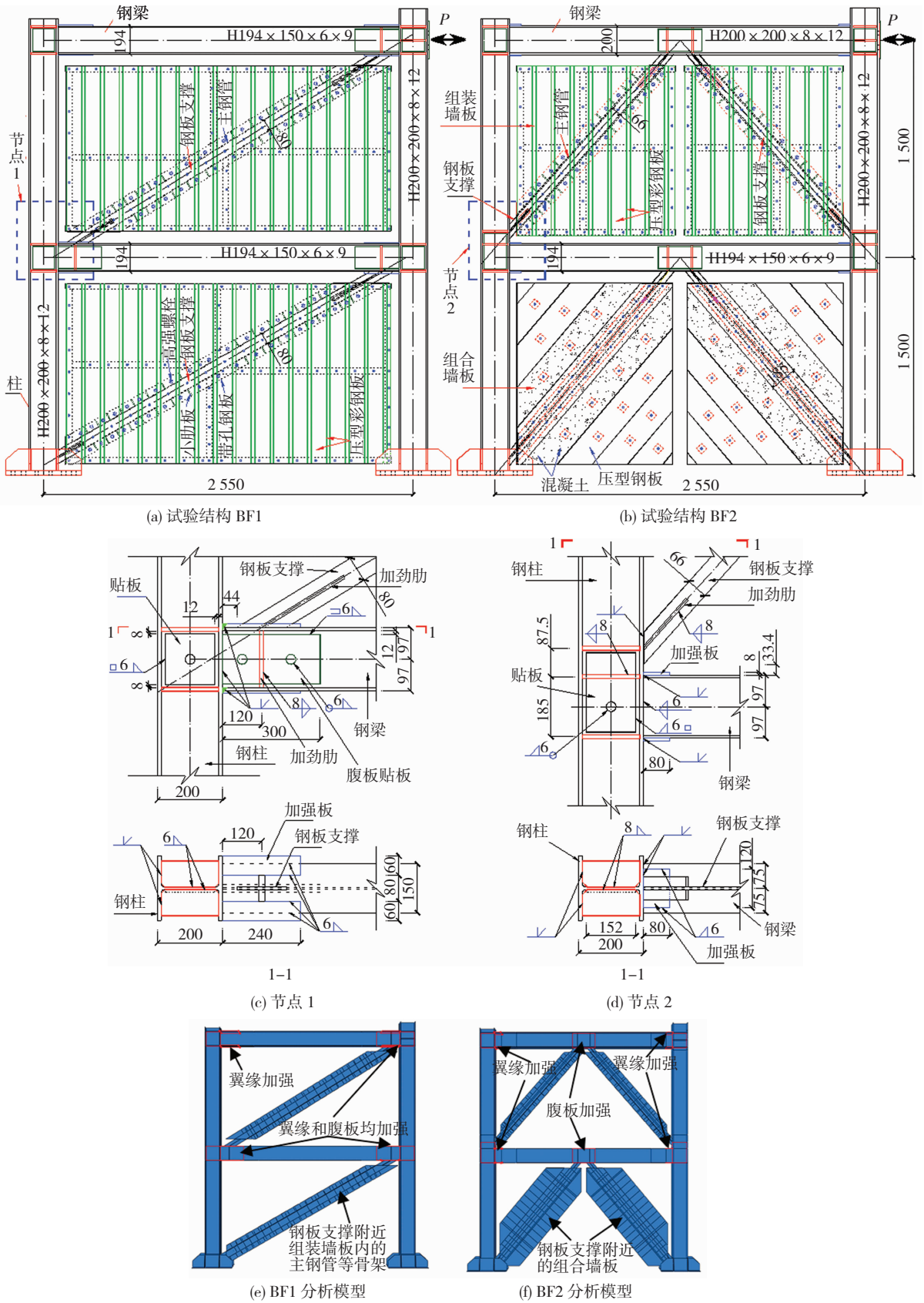


图1 试验和分析的支撑钢框架结构

Fig. 1 Braced steel frames in test and analysis

作用通过耦合方式建立<sup>[12]</sup>. 即在若干断面上, 将墙板和支撑的横截面在垂直支撑轴向耦合在一起来体

现墙板对支撑的侧向约束作用(即墙板可为支撑提供抗弯刚度); 而支撑沿轴向可相对墙板自由变形.

限于篇幅,具体耦合做法还可详见文献[13].结构的柱脚固接,柱顶(即沿二层钢梁轴线)施加水平荷载  $P$ .

### 1.2 试验结构的模拟结果

模拟与试验结果的详细对比见文献[12],限于篇幅,此处不再重复给出.总体上,1/50 侧移角内,钢梁塑性区被外移到加强区以外的梁段上,加强区域基本处于弹性状态.楼层的水平荷载-位移曲线,以及钢框架板件局部变形等方面,试验和模拟结果吻合较好<sup>[12]</sup>,表明前述模拟方法是可行的.且试验<sup>[11]</sup>和有限元分析<sup>[12]</sup>均表明,为减小支撑连于框架节点时的偏心,支撑连于钢梁或钢柱,采用图 1(c)和(d)两种节点的结构抗震性能均较好.采用能力设计的 BF1 和 BF2,1/50 侧移角范围内,支

撑可大幅屈服耗能、柱子塑性发展较少、钢梁可适度发展塑性.往复大侧移作用下,钢梁非加强段的端部区域形成塑性铰.除底层柱下端较多地发展塑性,其余各层柱翼缘没有屈服.

## 2 算例设计和建模

由文献[5]对纯框架梁端翼缘盖板的加强设计可知,增设盖板可提高梁端的抗弯承载力(图 2),即确保设置盖板的梁端抗弯承载力  $M_u$  不低于梁端弯矩  $M_f (= M_{pr} + V_{pr}x)$ .其中,  $M_{pr}$  为钢梁在塑性铰处的弯矩;  $V_{pr}$  为塑性铰处钢梁承受的剪力;  $x$  为塑性铰到梁端(柱面)的距离,  $x = l_{cp} + d$ ,  $l_{cp}$  为盖板长度,  $d$  为钢梁塑性铰至盖板末端的距离(图 2).当连接支撑时,梁端受力还应结合支撑的具体连接情况来确定.

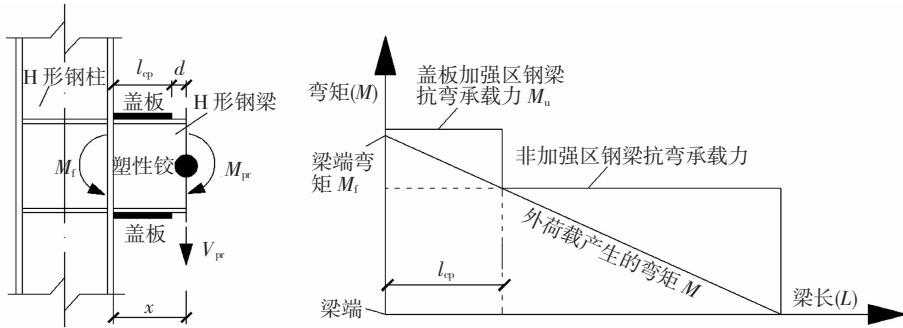


图 2 设置盖板来提高梁端抗弯承载力

Fig. 2 Flexural capacity of beam end improved by cover plates

BF1 和 BF2 为两层单跨的缩尺试验结构,梁柱连接节点属于边柱情况,且因试验主要考察结构的抗侧能力,未施加重力荷载<sup>[11]</sup>.因此,为更全面地考察边柱和中柱情况下构件和节点的受力情况,进一步设计了三层三跨的、支撑跨分别在中间跨和两边跨的足尺算例 BF2-Z1 和 BF2-Z2(图 3).结构层高 3 m,跨度 5.1 m.结构布置和荷载情况等详见文献[13],结构的抗震等级为三级.足尺算例采用和 BF1 及 BF2 一致的能力设计法<sup>[11,13]</sup>,用以确保在 1/50 层间侧移角内结构的耗能主要来自支撑,框架尽量少地发展塑性.

除了缩尺结构 BF1 和 BF2,其他缩尺和足尺算例中钢材屈服强度  $f_y$  的取值参照图 1 试验中的实测值<sup>[11]</sup>.钢梁和钢柱均采用 Q345 钢,  $f_y = 373.4$  MPa;支撑仍然采用 Q235 钢,  $f_y = 266.6$  MPa.部分结构中构件的截面见表 1 和表 2.例如,本文 BF2-S1 是在 BF2 基础上重新设计的缩尺算例,钢梁和钢柱均采用 Q345 钢.所有算例的钢梁主要采用中翼缘 H 形截面.

足尺算例有限元模型见图 3.为简化分析,且考虑楼层结构平面布置中主梁跨中有一根次梁的情况<sup>[13]</sup>,

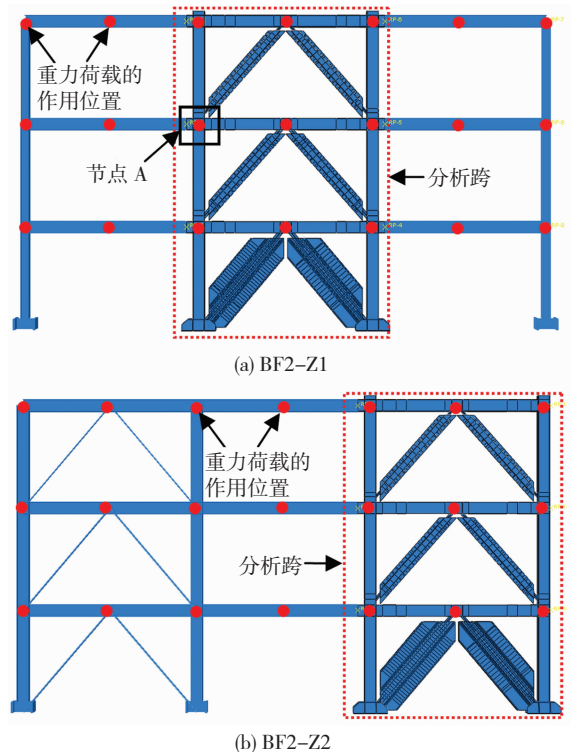


图 3 足尺结构的分析模型

Fig. 3 Analysis models for full scale structures

楼层重力荷载采用集中力施加于梁跨中以及梁柱节点上.分析跨主要采用壳元建模,其余跨采用简化的梁杆单元建模,梁杆单元的建模方法按文献[12]进行.

表1 足尺算例的构件截面

试件编号	H形钢梁	H形钢柱	钢板支撑
BF2-Z1	H350×230(220)× 12×15(14)	H350×270× 14×22	116(108)×20
BF2-Z2	H300×240(235)× 12×15	H350×255× 12×17	83(81)×20

注:括号内数值为第二、三层构件截面取值,括号前数值为第一层构件截面取值,无括号时表明三层截面相同.

分析中,结构的柱脚底部固接,对结构顶部(沿顶层钢梁的轴线)施加水平往复位移加载来考察结构中节点和构件的受力性能.对于缩尺算例,数值模拟与试验的加载制度类似<sup>[12]</sup>.弹性阶段每级位移增量为1.5 mm,每级循环一周,直至±9 mm;支撑屈服后,从±12 mm起,每级位移增量约为2.67倍的屈服位移( $\Delta_y$ ),每级循环两周,直至最大加载位移为100 mm(对应平均层间侧移角为1/30). $\Delta_y$ 对应为支撑屈服时结构的平均层间水平侧移,加载中取 $\Delta_y=4.5$  mm;对于足尺模型,因单元数量较多,计算较耗时,故适当减少了加载级数.弹性阶段每级位移增量为9 mm,每级循环一周,直至±27 mm;支撑屈服后,从±60 mm起,每级位移增量约为6.67倍的屈服位移( $\Delta_y$ ),每级循环两周,直至最大加载位移为300 mm(对应平均层间侧移角为1/30). $\Delta_y$ 对应为支撑屈服时结构的平均层间水平侧移,加载中取 $\Delta_y=9$  mm.本文约定向右拉结构为正向加载;向左推结构为负向加载.

### 3 算例结果分析

#### 3.1 梁端翼缘盖板尺寸和塑性铰位置的确定

试验<sup>[11]</sup>和分析均表明,大侧移下,钢梁非加强段端部区域先屈服,并从翼缘向腹板发展,形成塑性区.塑性区内钢梁抗弯承载力接近考虑压弯作用的全塑性弯矩.侧移角接近1/50时,受压翼缘普遍发生了局部屈曲.侧移角超过1/50后,翼缘的大幅局部屈曲导致对腹板的约束降低,腹板受压区也逐渐鼓曲,翼缘局部屈曲中心两侧的钢梁轴线发生明显的相对转角(图7),形成塑性铰.因此,塑性铰位置取为屈曲中心.

为考察盖板长度 $l_{cp}$ 变化对钢梁塑性铰位置(距离 $d$ )的影响,对BF2、BF2-S1和BF2-Z1三个结构算例进行分析.构件截面见表2.BF2-S1梁翼缘

和腹板的宽厚比分别约为6.9和26.2.BF2-Z1梁翼缘和腹板的宽厚比分别约为7.4和26.8.

BF2中盖板长度 $l_{cp}$ 依次为梁高 $h_b$ 的1.0倍、0.62倍、0.3倍;BF2-S1中依次为0.7倍、0.46倍、0.23倍;BF2-Z1中依次为1.0倍、0.57倍、0.3倍.以BF2为例,由图4可见,同一截面钢梁,塑性铰到梁端的距离随盖板长度而变化,但到盖板末端的距离 $d$ 却基本不变.BF2中 $d$ 约100 mm;BF2-S1约90 mm;BF2-Z1约160 mm.总体上, $d$ 约为梁高 $h_b$ 的0.46~0.52倍.

表2 算例的构件截面

算例	钢梁	钢柱	支撑	盖板
BF2	H194×149.24× 5.87×8.06	H200×200× 7.93×12.19	66.63×9.68	194×149.24×8 120×149.24×8 60×149.24×8
	H175×130× 6×9	H150×120× 5×7		120×130×8 80×130×8 40×130×8
BF2-Z1	H350×220× 12×14	H350×270× 14×22	108×20	350×220×16 200×220×16 105×220×16

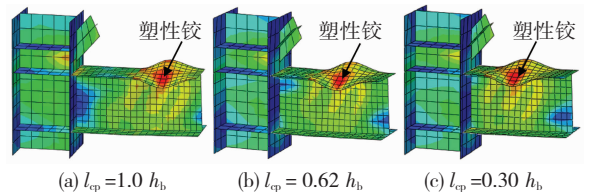


图4 BF2中一层梁端盖板分析

Fig.4 Analysis for cover plates on the 1st story of BF2

另外,试验的BF1(盖板长240 mm)和BF2(盖板长80 mm)的钢梁塑性铰位置见图5.图中钢梁均采用Q235钢<sup>[11]</sup>(实测屈服强度 $f_y$ 为275.5 Mpa),热轧H型钢梁翼缘和腹板的宽厚比约为6.9和24.9.量测塑性铰到盖板末端的距离 $d$ 均约为梁高 $h_b$ 的0.5倍.

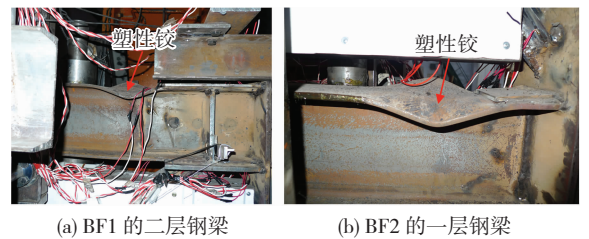


图5 试验中钢梁塑性铰位置

Fig.5 Location of plastic hinges in the tested beams

因此,采用盖板加强后可近似取 $d=0.5 h_b$ .文献[5]中对各种梁端加强型连接,统一取 $d=0.25 h_b$ ,并建议如有试验依据时,也可按试验取

值<sup>[5]</sup>. 这表明,  $d$  的取值可能因加强方式和梁截面类型等的不同而变化.

为考察盖板长度  $l_{cp}$  对节点域柱腹板受力的影响, 以 BF2 为例, 提取结构平均层间侧移角  $1/50$  时一层节点域柱腹板 (图 4) 的 Mises 应力, 见图 6. 因盖板增长导致梁端弯矩及节点域的剪力增大, 应力随盖板长度的增加而增大. 不难预见, 盖板过长会使梁端 (柱面) 弯矩增大过多, 进而使节点域较早屈服, 削弱抗侧刚度, 因此盖板不宜过长. 但盖板过短可能造成传力不均, 梁端塑性区不能有效地外移, 还将导致平行钢梁轴线方向上盖板两侧与钢梁翼缘的连接焊缝长度过短, 使焊缝连接变得不可靠. 文献 [5] 中  $l_{cp}$  取  $0.5 h_b \sim 0.75 h_b$ . 结合分析和试验, 当支撑连于柱时 (图 1(d)), 建议  $l_{cp}$  取  $0.4 h_b \sim 0.7 h_b$ ; 当支撑连于钢梁时,  $l_{cp}$  可取至超出支撑侧边与钢梁翼缘的交点约 50 mm 处 (图 1(c)). 同时,  $l_{cp}$  取值还应能合理布置焊缝.

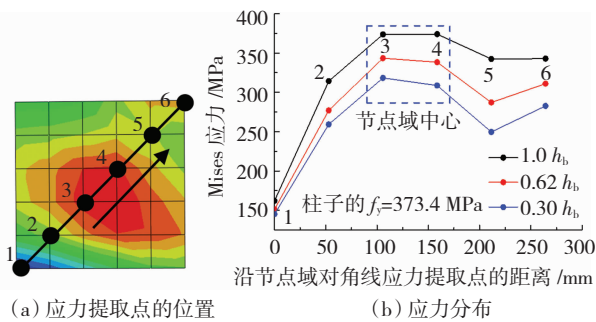


图 6 节点域柱腹板 Mises 应力

Fig. 6 Mises stress in the panel zone of column web

### 3.2 梁端轴力、剪力和弯矩的传递机制和计算

以算例 BF1 (支撑连于梁) 和 BF2 - Z1 (支撑连

于柱) 为例, 对梁端内力进行分析, 来探讨支撑连接位置、重力荷载的作用及被撑柱为中柱或边柱等情况下的梁端内力的计算方法. 本文约定, 剪力  $V_i$  和弯矩  $M_i$  的下标  $i$  表示截面编号, 构件截面间距离均以  $l_{\text{截面号}-\text{截面号}}$  表示.

以 BF1 正向大侧移时为例, 一层梁的变形见图 7(a), 对梁端和两塑性铰之间的隔离体进行受力分析, 计算简图见图 7(b). 因原试验 BF1 钢梁上无重力荷载, 通过受力分析, 可得如下计算公式:

$$V_2 = V_3 = \frac{M_2 + M_3}{l_{2-3}}, \quad (1)$$

$$M_1 = M_2 + V_2 \times l_{1-2} - N_{brb} \times l_0, \quad (2)$$

$$V_1 = V_2 + N_{brb} \sin \theta. \quad (3)$$

式中:  $l_0$  为支撑轴线相对于梁柱轴线交点的偏心距,  $\theta$  为支撑轴线相对于水平面的倾角,  $N_{brb}$  为支撑轴力.

不难发现, 上述基于计算简图的公式计算属于一阶分析, 未考虑构件等变形对内力计算的影响, 而有限元分析是二阶弹塑性分析, 考虑了变形对内力的影响. 经验算, 上述公式计算值与从分析中提取的截面内力值较一致, 表明采用上述公式进行内力计算是可行的, 且便于内力计算. 由式 (3) 可知, 梁端剪力为塑性铰位置剪力和支撑轴力竖向分力之和. 分析还表明, 因支撑连于梁时, 梁内轴力和支撑轴力水平分力相平衡, 靠近梁端 (即靠近柱面的部分) 轴力基本可忽略, 故不再给出加强段梁端轴力的近似计算方法.

同样, 以 BF2 - Z1 正向大侧移时为例, 二层钢梁的梁端和两塑性铰之间隔离体的受力见图 8.

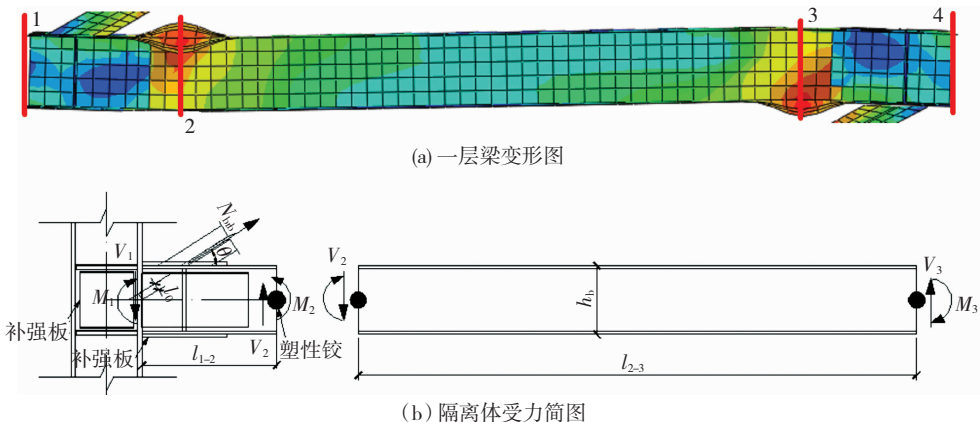


图 7 BF1 构件受力分析

Fig. 7 Analysis for forces of member in BF1

因墙板内置支撑受压不会失稳, 模拟中不考虑墙板与支撑间的摩擦等导致支撑受压承载力的进一步提高, 即支撑在相同轴向应变幅值时其受拉和受

压轴力基本相等, 因此, 梁跨中几乎无竖向不平衡力. 对图 8 进行分析, 可得计算公式:

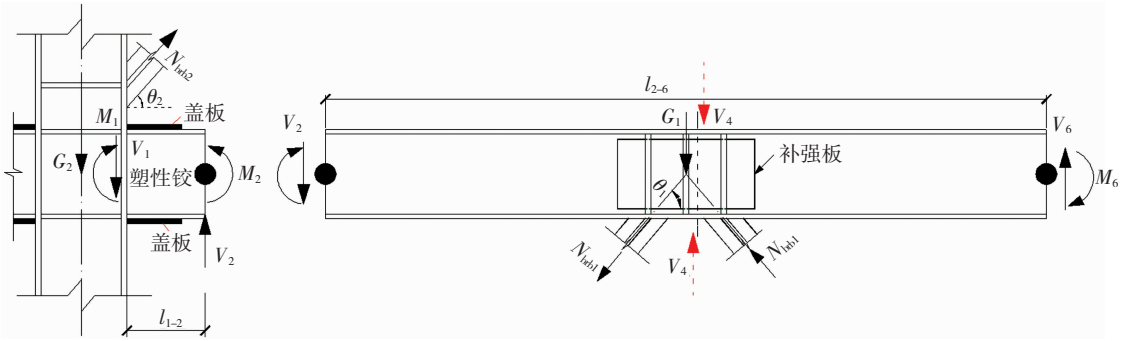


图8 BF2-Z1 构件受力分析

Fig. 8 Analysis for forces of member in BF2-Z1

$$V_1 = V_2 = \frac{M_2 + M_6}{l_{2-6}} + \frac{G_1}{2}, \quad (4)$$

$$M_1 = M_2 + V_2 \times l_{1-2}, \quad (5)$$

$$V_4 = V_2 + N_{bb1} \sin\theta_1 + G_1. \quad (6)$$

式中:  $G_1$  为一层梁上的重力集中荷载,  $\theta_1$  为一层支撑的倾角,  $N_{bb1}$  为一层支撑的轴力。

算例 BF2 及 BF2-Z2 也采用与 BF2-Z1 一致的方法进行计算. 同样, 经验算, 这些公式计算值与分析获取的截面内力值较一致. 此外, 对这些人字形支撑连于柱的结构分析均表明, 梁端轴力可近似取一根支撑轴力的水平分力。

上述分析可见, 当采用能力设计进行节点域柱腹板的验算时, 为获得梁端(柱面)的内力, 需先确定塑性铰的位置和此处的弯矩值, 以及支撑的轴力值. 塑性铰位置已由 3.1 节分析得到, 下文将主要考察大侧移下(例如 1/50 层间侧移角时)支撑的轴力以及塑性铰位置弯矩的取值。

### 3.3 支撑轴力分析

以 BF1 为例, 二层的支撑滞回曲线见图 9(a). 由图 9 可见, 因墙板内置支撑不失稳, 随结构层间侧移的增大, 支撑的轴向应变和应力均增大, 支撑的轴力及其水平分量(承担的水平剪力)未出现退化. 其他结构中支撑的滞回性能与此类似. 综合文献 [3-4,6] 对墙板内置支撑的拟静力试验结果, 支撑屈服时均具有明显的拐点, 其骨架曲线可简化为双折线. 因此, 墙板内置支撑的轴力按下列公式计算(图 9(b)).

$$\text{受拉轴力: } N_T = \omega N_y, \quad (7)$$

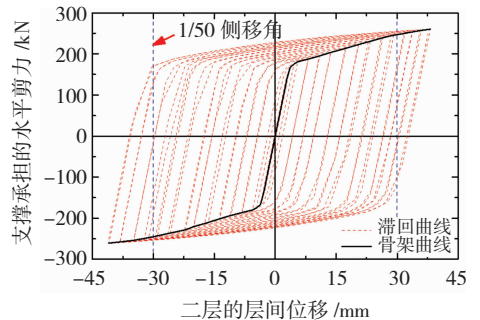
$$\text{受压轴力: } N_C = \beta \omega N_y = \beta N_T. \quad (8)$$

式中:  $N_y$  为支撑的屈服轴力, 且  $N_y = A_f f_y$ ,  $A_f$  分别为内置支撑钢板的横截面面积和钢材屈服强度;  $\beta$ 、 $\omega$  分别为支撑受压承载力提高系数和钢材应变硬化系数。

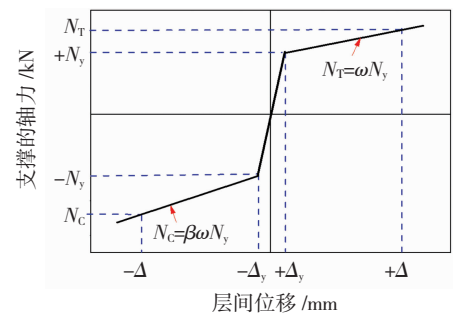
实际应用中, 针对墙板内置支撑的具体构造, 通过试验等可获得支撑的简化骨架曲线(图 9(b)), 进而可得所考虑的层间侧移( $\pm\Delta$ )水平下的支撑轴力。

当缺乏试验时, 还可根据已有试验<sup>[3-4,6]</sup>来确定. 例如, 当层间侧移角为 1/50 时, 考虑支撑受压时与墙板间摩擦等效应导致受压承载力提高, 可取  $\beta = 1.2$ ; 往复作用下由于钢材应变硬化, 可取  $\omega = 1.35$ 。

因模拟中没有考虑支撑和墙板间的摩擦作用, 即式(8)中系数  $\beta = 1.0$ , 式(7)和(8)的计算结果相同。



(a) BF1 中支撑的滞回曲线



(b) 简化的骨架曲线

图9 支撑的轴力计算

Fig. 9 Calculation for axial strength of brace

### 3.4 塑性铰截面处的弯矩值分析

因支撑跨的钢梁为压弯(或拉弯)构件, 当梁大幅屈服后其截面强度可按压弯(或拉弯)构件的全截面屈服准则计算. 经有限元分析提取钢梁的轴力发现, H 形钢梁的轴力  $N \leq A_w f_y$  ( $A_w$  为梁腹板面积), 此时如果近似认为塑性铰处钢梁已全截面屈服, 其轴力和弯矩相关公式见式(9). 因此, 据有限元分析获得的钢梁轴力, 可近似由式(9)计算塑性铰处的弯矩值  $M_{pr}$ . 算例 BF1 和 BF2-Z1 弯矩的计算值和通过有限元分析直接提取钢梁的弯矩值见图 10, 可见梁截面大幅屈服后无局部屈曲时(层间侧

移角约为 1/75 ~ 1/50, 图 10 中虚线框范围内), 二者较接近。

$$\frac{(2\alpha + 1)^2}{4\alpha + 1} \cdot \frac{N^2}{N_p^2} + \frac{M_{pr}}{M_{px}} = 1, \quad (9)$$

式中:  $\alpha = A_r/A_w$ ,  $A_r$  和  $A_w$  分别为钢梁的单个翼缘和腹板面积;  $N$  和  $N_p$  分别为钢梁所受轴力和截面的屈服轴力 ( $N_p = A_b f_y$ ,  $A_b$  为钢梁截面面积);  $M_{pr}$  和  $M_{px}$  分别为钢梁所受弯矩和截面的塑性弯矩。

需说明的是, 图 10 中一定侧移范围内 (特别是小侧移范围内) 钢梁未屈服时, 塑性铰处弯矩的提取和计算值相差较大。其原因是, 按式 (9) 计算时, 均假定钢梁在不同轴力水平下符合完全塑性条件, 弯矩计算值均较大。而通过有限元分析直接提取钢梁的弯矩值时, 当钢梁尚未屈服时, 弯矩较小, 因此提取值与式 (9) 的计算值差别较大。

这表明, 采用式 (9) 计算接近 1/50 层间侧移角时钢梁塑性铰位置的弯矩值是可行的, 这就便于采用能力设计时梁端内力的确定。此外, 除了直接获得钢梁轴力, 初步设计时还可按前述 3.2 节的方法, 根据支撑轴力来近似确定梁内轴力。

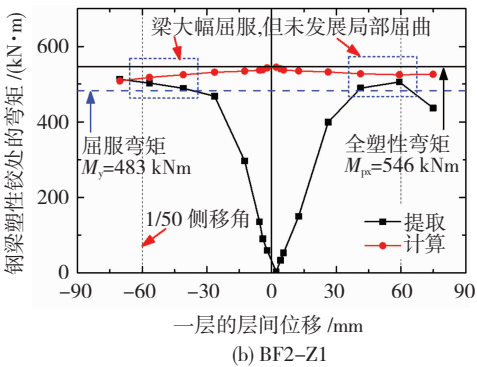
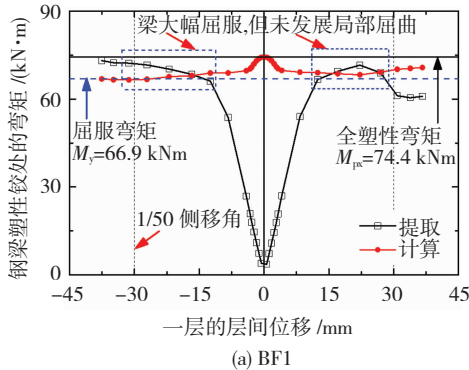


图 10 塑性铰位置弯矩对比

Fig. 10 Comparison of bending moments at plastic hinges

此外, 本文的全部结构算例中, 钢梁截面板件宽厚比均满足抗震等级为三级时的要求<sup>[5]</sup>。例如, 对  $f_y$  为 373.4 MPa 和 275.5 MPa 的两种钢梁, 翼缘宽厚比的限值为 7.9 和 9.2。因此, 为了进一步考察板件宽厚比满足相应抗震等级的被撑钢梁截面在大侧移往复作用下的抗弯性能, 重点分析了 1/50 层间侧移

角范围内, 当钢梁非加强段端部大幅屈服后, 各个算例钢梁塑性铰中心处钢梁承受的最大弯矩值  $M_{pr}$ , 并与梁截面塑性弯矩  $M_{px}$  ( $M_{px} = W_p \times f_y$ ,  $W_p \times f_y$  分别为钢梁塑性截面模量及钢材屈服强度) 进行了对比。分析发现, 1/50 层间侧移角下, 钢梁翼缘不屈曲或已少许屈曲 (图 10)。最大弯矩在 BF1 为 0.98  $M_{px}$ ; 在 BF2 中为 1.01  $M_{px}$ ; 在 BF2-Z1 中为 0.95  $M_{px}$ ; 在 BF2-Z2 中为 1.0  $M_{px}$ 。以 BF2 和 BF2-Z2 为例, 塑性铰截面弯矩 - 侧移曲线见图 11。因此, 采用式 (1) ~ (6) 计算接近 1/50 层间侧移角的钢梁内力时, 也可近似取塑性铰处弯矩  $M_{pr} = M_{px}$ 。

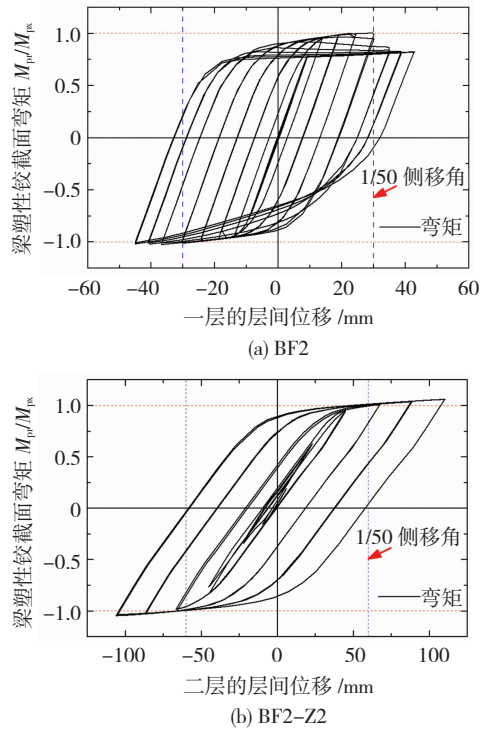


图 11 梁塑性铰位置的弯矩

Fig. 11 Bending moments at plastic hinges of beam

由图 11(a) 还可见, 楼层侧移角很大时 (例如超过 1/50), 梁塑性铰处受压翼缘的大幅局部屈曲和腹板受压区的局部屈曲导致钢梁有效抗弯截面减小, 钢梁的受弯承载力出现退化。

### 3.5 柱节点域的传力和抗剪机理分析

取图 3(a) 中算例 BF2-Z1 节点域 A 的上部水平加劲肋周围的隔离体进行受力分析 (图 12(a)), 可得式 (10)。同样, 取下部水平加劲肋周围的隔离体进行分析可得式 (11)。

$$V_{pz1} = N_{f11} + N_{f12} - V_{c1}, \quad (10)$$

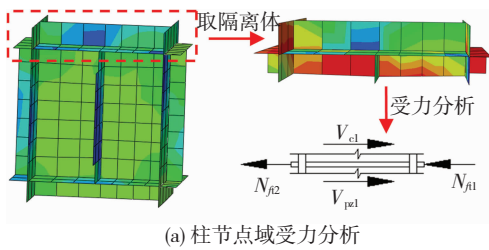
$$V_{pz2} = N_{f11} + N_{f12} - V_{c2}. \quad (11)$$

式中:  $V_{c1}$  和  $V_{c2}$  分别为节点域外围且靠近节点域的上、下柱内剪力,  $V_{pz1}$  和  $V_{pz2}$  分别为节点域上、下剪力 (分析发现, 节点域范围内的柱翼缘剪力值与腹板剪力值相比可忽略, 故可认为剪力全部由节点域柱

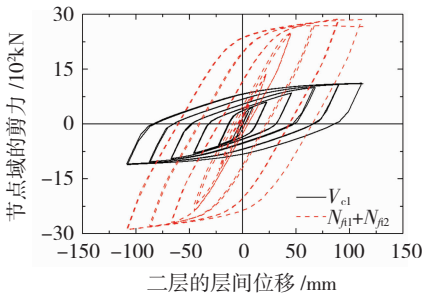
腹板承担);  $N_{f11}$ 、 $N_{f12}$  分别为节点域两侧梁上翼缘的传力,  $N_{fb1}$ 、 $N_{fb2}$  分别为节点域两侧梁下翼缘的传力.

内力分析发现,因紧靠节点域外围的上、下柱中剪力大小不同,使  $V_{pz1}$  和  $V_{pz2}$  也不同. 故应取  $V_{pz1}$  和  $V_{pz2}$  的较大值进行节点域的抗剪验算.

文献[5]对纯框架结构,仅考虑梁端弯矩对节点区柱腹板的剪切作用,略去柱中剪力作用. 算例 BF2-Z1 中节点域外围上柱的剪力  $V_{c1}$  及梁端上翼缘传力  $N_{f11} + N_{f12}$  对比见图 12(b), 1/50 层间侧移角时前者约占后者的 35%. 可见,对于支撑钢框架结构,柱剪力对节点域剪力的影响较大,特别是支撑连于柱时,应考虑柱中的剪力作用. 下文将进一步考察梁翼缘的传力及靠近节点域的柱端剪力计算方法.



(a) 柱节点域受力分析



(b) 柱端剪力和梁翼缘轴力对比

图 12 BF2-Z1 靠近节点域的剪力

Fig. 12 Shear forces around plastic hinges in BF2-Z1

1) 梁端翼缘传力分析

文献[5]对纯框架结构,针对梁柱焊接连接的刚性节点,考虑梁端弯矩对节点域柱腹板的剪切作用时,验算公式中梁端弯矩仅通过两个翼缘传给节点域. 该做法是否切实,尚待验证.

当支撑跨梁端既有轴力又有弯矩,分析表明,梁端翼缘传力符合如下规律:节点域两侧梁端的弯矩  $M_b$  按翼缘和腹板的抗弯刚度比例进行分配,而钢梁轴力  $N_b$  按翼缘和腹板的面积比例分配. 以图 3(a) 中节点域 A 的右侧梁为例,梁上下翼缘的传力可由式(12)和(13)计算.

上翼缘传力:  $N_{f11} = \frac{I_f}{I_1 h} M_{b1} + \frac{A_{f11}}{A_1} N_{b1}$ , (12)

下翼缘传力:  $N_{fb1} = \frac{I_f}{I_1 h} M_{b1} + \frac{A_{fb1}}{A_1} N_{b1}$ . (13)

式中:  $M_{b1}$  和  $N_{b1}$  分别为节点域右侧梁端的弯矩和轴力,  $I_1$  和  $A_1$  分别为右侧梁截面的惯性矩和面积,  $I_f$

为右侧双轴对称截面梁翼缘总的惯性矩,  $A_{f11}$ 、 $A_{fb1}$  分别为上、下翼缘面积,  $h$  为上下翼缘中心间高度.

验证表明,提取梁端弯矩  $M_b$  和轴力  $N_b$  后,按式(12)和(13)计算的翼缘传力与有限元分析中直接提取翼缘的内力基本一致,以右侧梁下翼缘为例,对比见图 13. 可见,支撑跨梁端翼缘传给节点域的剪力并不能按文献[5]的公式进行计算. 因此,可用上述公式计算值来近似考虑翼缘的传力. 其他算例结果也类似. 这样,在大侧移时,结合前述方法计算出的梁端内力便可计算节点域两侧梁翼缘传力.

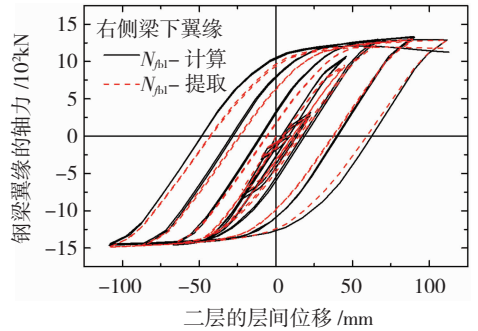


图 13 BF2-Z1 翼缘传力对比

Fig. 13 Comparison of forces in the flanges of BF2-Z1

2) 靠近节点域外围的柱端剪力分析

内力分析表明,上、下柱的反弯点位置的弯矩值可忽略,且该位置剪力大小较接近. 因此,为简化计算,假定上、下柱反弯点位置剪力近似相等,且该假定对于支撑连于柱或连于梁的情况均适用. 以支撑连于柱的结构为例,隔离体受力见图 14. 这样,对节点域中心 O 点取矩,则柱中反弯点位置剪力  $V_c$  可由式(14)计算得到.

$$V_c = \frac{M_{b1} + V_{b1}l + M_{b2} + V_{b2}l - N_{brb}l_0}{h}$$
, (14)

式中  $V_{b1}$  和  $V_{b2}$  分别为节点域右侧和左侧的梁端剪力.

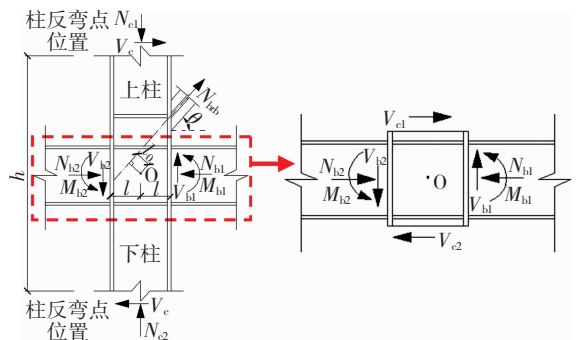


图 14 柱内剪力计算

Fig. 14 Calculation for shear forces in column

以 BF2-Z1 为例,层间侧移角 1/65 时,  $V_c$  的计算值为 359 kN, 直接提取上、下柱中反弯点位置  $V_c$  分别为 343 kN 和 362 kN; 层间侧移角 1/45 时,  $V_c$  的计算值为 441 kN, 直接提取上、下柱中反弯点位置  $V_c$  分别为 442 kN 和 425 kN. 这表明,用式(14)

来计算钢柱反弯点位置剪力是可行的。

这样,由图 14,靠近节点域外围的上柱端剪力  $V_{c1}$  和下柱端剪力  $V_{c2}$  可由式 (15) 和 (16) 计算,进而由式 (10) 和 (11) 便可计算得到节点域剪力。

$$V_{c1} = V_c + N_{brb} \cos\theta, \quad (15)$$

$$V_{c2} = V_c. \quad (16)$$

分析还表明,支撑跨柱的反弯点不一定在 0.5 倍层高位置.图 3(a) 分析模型的柱反弯点距柱端下部在一层、二层和三层大致分别位于 2/3、1/2 和 1/3 倍层高位置.因此,采用式 (14) 时应先确定柱反弯点的位置,以获得较准确的柱子剪力。

当支撑连于梁时,此时梁端内力已包括支撑轴力影响,上、下柱反弯点位置剪力  $V_c$  可由式 (14) 并略去  $N_{brb}l_0$  一项进行计算,此时剪力  $V_c$  与上下端剪力  $V_{c1}$  和  $V_{c2}$  相等。

此外,除采用上述公式计算  $V_{c1}$  和  $V_{c2}$ ,也可通过结构弹塑性分析来直接获得实际柱端剪力  $V_{c1}$  和  $V_{c2}$ 。

## 4 连接支撑的钢框架节点补强设计

### 4.1 梁端翼缘盖板加强的原则和板厚等尺寸确定

梁端翼缘补强盖板的设计可按如下步骤进行:

1) 选定梁端翼缘的盖板长度  $l_{cp}$  与盖板宽度

当支撑连于柱时,  $l_{cp}$  可取  $0.4 h_b \sim 0.7 h_b$  ( $h_b$  为梁高);当支撑连于梁时,  $l_{cp}$  可取至超出支撑侧边与钢梁翼缘的交点约 50 mm 处;并考虑支撑连接(如图 1(c) 所示的支撑连于梁端时)和焊缝布置等因素来确定盖板宽度,当支撑连于柱时,盖板宽度也可按文献[5]取值。

2) 确定钢梁塑性铰处的弯矩  $M_{pr}$  和剪力  $V_{pr}$

塑性铰处的弯矩  $M_{pr}$  可按 3.4 节公式计算(也可近似取  $M_{pr} = M_{px}$ );因塑性铰距离盖板末端约  $0.5 h_b$ ,则梁两端塑性铰之间的距离为  $L - 2l_{cp} - 2 \times 0.5 h_b$  (其中  $L$  为梁的净跨度),进而由式 (4) 得塑性铰处的剪力(若梁跨中连接人字形支撑且考虑竖向不平衡力,支撑竖向不平衡力也可按式 (4) 中的跨中集中力处理,此时只需将公式 (4) 中的重力集中荷载  $G1$  用两支撑竖向不平衡力与  $G1$  的合力进行代替即可)。

3) 计算梁端弯矩  $M_1$  和剪力  $V_1$

支撑连于梁时(图 15(a)),梁端弯矩和剪力由式 (17) 和 (18) 计算.随支撑倾角和偏心距的不同,支撑轴力可能增大梁端弯矩,也可能减小梁端弯矩。

$$M_1 = M_{pr} + V_{pr} \times (l_{cp} + 0.5 h_b) \pm N_{brb} \times l_0, \quad (17)$$

$$V_1 = V_{pr} + N_{brb} \sin\theta. \quad (18)$$

支撑连于柱时(图 15(b)),梁端弯矩和剪力由式 (19) 和 (20) 计算得到。

$$M_1 = M_{pr} + V_{pr} \times (l_{cp} + 0.5 h_b), \quad (19)$$

$$V_1 = V_{pr}. \quad (20)$$

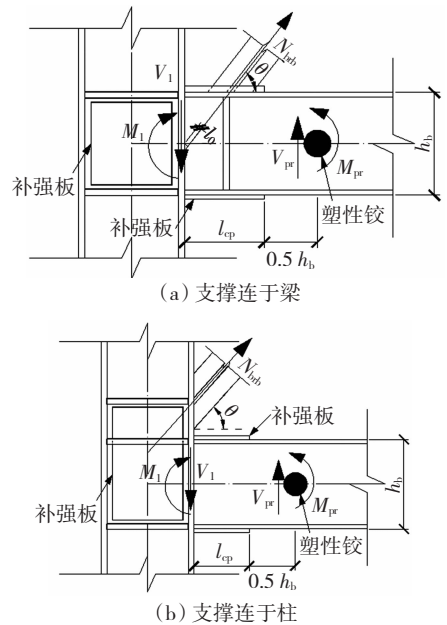


图 15 梁端受力

Fig. 15 Forces at the end of the beam

### 4) 计算梁端翼缘补强盖板的厚度

按能力设计,若要使 1/50 侧移角时设置盖板的梁段处于弹性,以实现大震下框架加强区段基本处于弹性而支撑可大幅屈服耗能的设计目标,在盖板宽度确定后,盖板厚度应满足下列公式的要求:

$$W_{cpe} f_y \geq M_1, \quad (21)$$

式中:  $M_1$  为梁端弯矩,  $W_{cpe}$  为带有盖板的钢梁弹性截面模量,  $f_y$  为盖板钢材的屈服应力。

### 4.2 钢梁腹板抗剪验算及补强设计

因内置支撑不失稳,拉、压作用下支撑均可屈服且大侧移下轴向承载力进一步提高.当支撑与钢梁连接时,还应对梁腹板进行抗剪验算:1) 对于连接人字形支撑的钢梁跨中区域(图 8),虽然支撑与梁的轴线相交,但支撑先通过和梁翼缘连接来传递支撑轴力.梁在连接两支撑间的截面腹板仍然承受较大的剪力,类似式 (6),可由式 (22) 计算该剪力,其中  $G$  为作用于梁跨中的集中力;2) 当支撑连于靠近梁柱节点区域的钢梁时,梁端腹板承受剪力也可由类似计算得到。

$$V = V_{pr} + N_{brb} \sin\theta + G. \quad (22)$$

当腹板厚度不满足抗剪强度要求时应对其进行进行局部加强,使腹板厚度 ( $t_w + t_a$ ) 满足式 (23) 要求:

$$V \leq A_w f_{vy} = (h_b - 2t_f) (t_w + t_a) \times 0.58 f_y, \quad (23)$$

式中:  $t_w$  为钢梁腹板厚度,  $t_a$  为补强板厚度,  $t_f$  为钢梁翼缘厚度,  $f_{vy} = 0.58 f_y$  为钢材抗剪强度。

沿钢梁轴向,腹板加厚的范围可伸出加劲肋不小于 150 mm,且取至超出支撑侧边与钢梁翼缘的交

点约 50 mm 处. 连接支撑处的钢梁应设置横向加劲肋,加劲肋设置在支撑轴线与梁翼缘交点处.

### 4.3 节点域柱腹板的抗剪性能和加强设计

以图 1 中 BF1 二层左侧上部柱节点域在无加强板时的剪应力(节点域靠近水平加劲肋的平均剪应力)和剪应变滞回曲线为例,见图 16. 其他结构的节点域剪切屈服后的滞回曲线与此类似. 可见柱节点域腹板受剪达到屈服剪应力  $f_{vy}$  后受剪屈服,剪切变形增大.

需要说明的是,图 16 中的剪应变由图 17 计算得来. 以一层梁左端节点域为例,剪切变形  $\gamma_1 = \Delta_{BC}/h_{c1} - \Delta_{AB}/h_{b1}$ . 其中  $h_{b1}$  和  $h_{c1}$  分别为一层梁和一层柱的两翼缘中心间的高度. 可见,节点域的剪切变形导致结构的层间侧移增大. 分析还表明,结构处于弹性状态时,节点域剪切变形对结构的层间侧移影响甚小;进入弹塑性阶段后,当二层左端节点域剪

切屈服后,其剪切变形对二层层间侧移的影响逐渐增大,1/50 层间侧移角内剪切变形引起的最大层间侧移占总层间侧移的比值约 10%. 不难预见,若柱上、下端的节点域均屈服,将进一步增大层间侧移. 因此,应对节点域柱腹板进行合理的补强,避免产生过大的剪切变形.

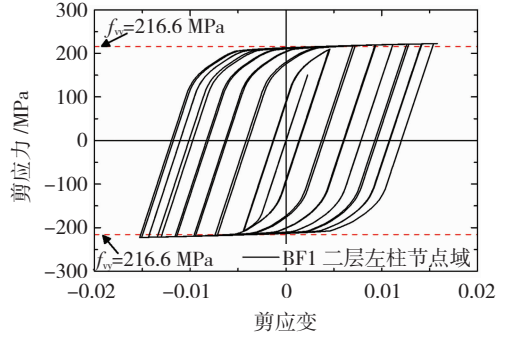


图 16 节点域腹板剪应力和应变曲线

Fig. 16 Curves of shear stress and strain in the panel zone

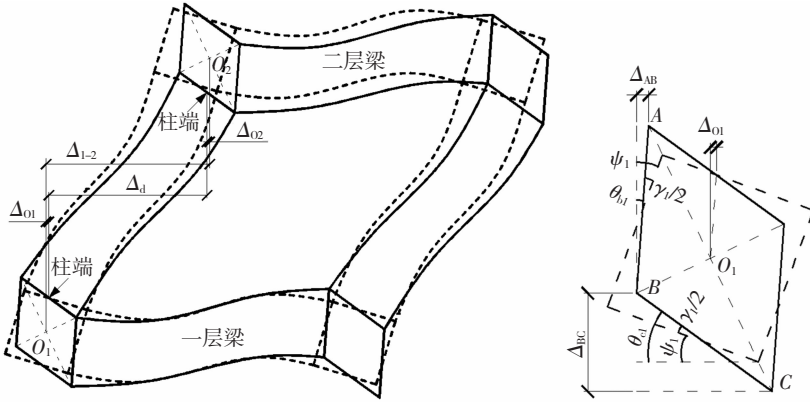


图 17 节点域与框架构件的变形

Fig. 17 Deformation of framing members and panel zones

由式(10)或(11)可计算得到节点域剪力值. 宜控制节点域不受剪屈服,且原节点域柱腹板厚度  $t_{cw}$  不足时,可按式(24)计算节点域柱腹板所需贴焊的钢板厚度  $t_a$ ;若  $t_{cw}$  足够时,则不必再用贴板加强.

$$V_{pz} \leq A_{cw} f_{vy} = (h_c - 2t_{cf})(t_{cw} + t_a) \times 0.58f_y, \quad (24)$$

式中: $A_{cw}$ 为节点域柱腹板抗剪截面, $h_c$ 为钢柱截面高度, $t_{cf}$ 为钢柱翼缘厚度.

贴板宜采用掏孔塞焊与节点域腹板连接. 此外,当支撑仅与柱连时(图 1(d)和图 15(b)),可按式(15)计算柱端剪力来验算柱端腹板受剪强度,为避免柱节点域外侧的柱腹板受剪屈服,还可在此区域腹板进行贴板加强. 当节点域需贴板时,可将柱节点域腹板的贴板延伸至支撑轴线与柱子内翼缘外侧面交点高度处设置的水平加劲肋的侧面,并与加劲肋焊接,即同时将节点域腹板和柱端腹板进行贴板加强.

## 5 结 论

经有限元分析重点考察了支撑连于钢框架不同

位置时连接区域的传力机理,以及贴板加强措施和相应的设计方法. 得到如下结论:

1) 贴板加强可有效提高所加强处钢梁的承载力,使屈服区域外移到非加强的钢梁上. 对于本文算例中主要采用的中翼缘 H 形钢(即 HM 型)截面的钢梁,塑性铰中心距加强板端约为梁高的一半. 基于支撑连于框架的位置,大侧移下,钢梁的轴力值可近似由支撑轴力的水平分量确定出. 在侧移角接近 1/50 时,被撑钢梁塑性铰位置的最大抗弯承载力可结合钢梁轴力近似计算出. 分析还表明,钢梁截面板件宽厚比满足抗震等级为三级的要求时,接近 1/50 层间侧移角时,钢梁翼缘不屈曲或已少许屈曲,钢梁在塑性铰截面处的最大抗弯承载力接近塑性弯矩值.

2) 可由塑性铰处弯矩和剪力以及支撑连于框架的位置等确定出梁端的弯矩、剪力. 采用能力设计时,为确保侧移角 1/50 范围内框架在支撑连接区域基本保持弹性,上述梁端内力的确定为梁端贴板加强以及节点域柱腹板的抗剪验算提供了依据.

与现有规范中采用梁端弯矩仅通过两翼缘传给节点域柱腹板的做法不同,节点域传力分析表明,对于支撑跨的钢梁,梁端内力传给节点域时,节点域两侧梁端的弯矩按梁翼缘和腹板的抗弯刚度比例进行分配。且钢梁轴力按翼缘和腹板的横截面面积比例分配。

3) 内置支撑直接与 H 形钢梁或柱子焊接连接时,框架构件的腹板可能会因承受较大的剪力而屈服,应进行腹板的抗剪验算和进行必要的贴板补强。节点域柱腹板受剪屈服后其剪切变形大幅增加,将增大结构的层间侧移。应根据大侧移下构件的内力进行节点域柱腹板的抗剪验算,以尽可能实现 1/50 层间侧移角范围内框架的塑性变形不出现且更不要集中于节点域。

## 参考文献

- [1] INOUE K, SAWAIZUMI S, HIGASHIBATA Y. Stiffening requirements for unbonded braces encased in concrete panels[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2001, 127(6):712
- [2] CHEN C C, LU L W. Development and experimental investigation of a ductile CBF system [C]// *Proceedings of the 4th National Conference on Earthquake Engineering*. Palm Springs: Earthquake Engineering Research Institute (EERI), 1990:575
- [3] DING Yukun. Cyclic tests for unbonded steel plate brace encased in reinforced concrete panel or light-weight assembled steel panel[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2014, 94:91
- [4] DING Yukun. Cyclic tests of unbonded steel plate brace encased in steel-concrete composite panel[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2014, 102: 233
- [5] 高层民用建筑钢结构技术规程:JGJ 99—2015 [S]. 北京:中国建筑工业出版社,2015  
Technical specification for steel structure of tall building: JGJ 99—2015 [S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2015
- [6] 丁玉坤. 无黏结内藏钢板支撑剪力墙滞回性能及其应用研究 [D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学,2009  
DING Yukun. Hysteretic behavior and application of unbonded steel plate brace encased in reinforced concrete panel [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2009
- [7] American Institute of Steel Construction. Seismic provisions for structural steel buildings[S]. Chicago: AISC, 2016
- [8] LÓPEZ W A, SABELLI R. Seismic design of buckling-restrained braced frames [R]. Moraga, Calif: Steel tips, Structural Steel Education Council, 2004:1
- [9] PALMER K D. Seismic behavior, performance and design of steel concentrically braced frame systems[D]. Washington: University of Washington, 2012
- [10] PALMER K D, ROEDER C W, LEHMAN D E. Connection design recommendations for improved BRBF performance[J]. *Engineering Journal*, 2016, 53(1): 29
- [11] 郑睿. 新型墙板内置无黏结支撑钢框架体系抗震性能研究 [D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学, 2014  
ZHENG Rui. Seismic behavior of steel frames with novel types of unbonded steel brace encased in panel [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2014
- [12] 丁玉坤, 邹学粉, 张文元, 等. 墙板内置无黏结支撑钢框架滞回性能数值模拟 [J]. *哈尔滨工业大学学报*. 2018, 50(12): 141  
DING Yukun, ZOU Xuefen, ZHANG Wenyuan, et al. Numerical simulation on hysteretic behavior of steel frame with unbonded steel plate brace encased in panel [J]. *Journal of Harbin Institute of Technology*, 2018, 50(12):141
- [13] 邹学粉. 墙板内置无粘结支撑钢框架结构的抗震性能和设计方法 [D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学, 2018  
ZOU Xuefen. Seismic behavior and design methods for steel frame with unbonded brace encased in panel [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2018

(编辑 赵丽莹)