



(12)发明专利

(10)授权公告号 CN 103835367 B

(45)授权公告日 2016.08.17

(21)申请号 201410065356.3

(22)申请日 2014.02.25

(73)专利权人 中国电力科学研究院

地址 100192 北京市海淀区清河小营东路
15号

(72)发明人 张雪松

(74)专利代理机构 北京志霖恒远知识产权代理
事务所(普通合伙) 11435

代理人 孟阿妮

(51)Int.Cl.

E04B 1/30(2006.01)

E04B 1/58(2006.01)

E04B 1/98(2006.01)

(56)对比文件

US 5595040 A, 1997.01.21,

JP 2000144901 A, 2000.05.26,

CN 203238779 U, 2013.10.16,

钱勇.局部聚合物混凝土结构动力学性能研
究.《中国学位论文全文数据库》.2012,

张雪松.翼缘狗骨式削弱的型钢混凝土框架
抗震性能研究.《中国学位论文全文数据库》
.2009,

审查员 卓雷棚

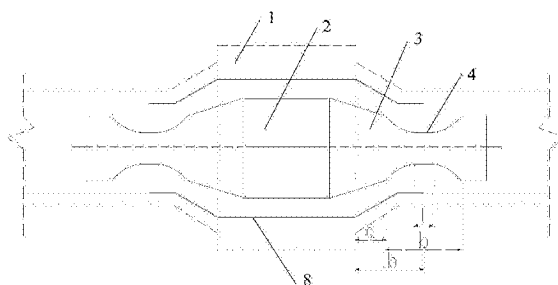
权利要求书2页 说明书10页 附图3页

(54)发明名称

高阻尼型钢混凝土框架的构造优化方法

(57)摘要

本发明提供一种高阻尼型钢混凝土框架的构造优化方法。该优化方法所涉及的构造包括多个型钢柱,型钢柱上固定连接有横向延伸的梁型钢弧形连接段,梁型钢弧形连接段包括等截面段、弧形削弱段及自梁型钢翼缘削弱段到型钢柱端依次横向延伸的扩大段。根据横梁端部和所述翼缘最大削弱处抗弯能力的极差,确定所述削弱段为塑性铰的塑性铰区。在确定的所述塑性铰区浇注高阻尼混凝土以形成塑性铰并提高这一部位的耗能能力。在梁型钢弧形连接段的翼缘上根据级差,使得节点处塑性铰外移,防止塑性铰区的非线性变形对节点核心区的破坏,避免了核心区混凝土开裂,提高了核心区抗剪能力。



1. 一种高阻尼型钢混凝土框架的构造优化方法,其特征在于,

所述高阻尼型钢混凝土框架包括多个型钢柱,所述型钢柱上固定连接有横向延伸的梁型钢弧形连接段,所述梁型钢弧形连接段包括自型钢柱依次横向延伸的扩大段、削弱段和等截面段;所述扩大段自所述削弱段至所述型钢柱的宽度逐渐变大,所述削弱段由所述梁型钢弧形连接段的翼缘向中心弧形削弱形成;所述弧形削弱的轮廓包括直线部及所述直线部两端连接的弧形部;两个对应的所述等截面段连接有横梁;所述型钢柱、所述梁型钢弧形连接段及所述横梁外设置有箍筋,所述扩大段为等腰梯形;

所述高阻尼型钢混凝土框架的优化方法包括:根据横梁端部和所述翼缘最大削弱处抗弯能力的极差,确定所述削弱段的弧形削弱处为塑性铰区;在确定的所述塑性铰区浇注高阻尼混凝土以形成塑性铰;

根据以下参数确定所述削弱段的形状及位置:

$$c \leq 0.25b_f;$$

$$l \leq 0.25b_f;$$

$$b = 0.75h_b + 0.25b_f;$$

$$s = 0.00129 + 0.999557L + 0.016987F + 2.481439 \frac{F^2}{L};$$

$$0.05 \leq \frac{F}{L} \leq 0.1;$$

其中,c为所述弧形削弱的深度;F为所述弧形部的拱跨;L为所述弧形部拱高;s为弧形部的弧长; b_f 为梁型钢弧形连接段翼缘的宽度; h_b 为梁型钢弧形连接段的高度;b为所述弧形部的长度;l为直线部的长度。

2. 根据权利要求1所述的高阻尼型钢混凝土框架的构造优化方法,其特征在于,所述优化方法还包括:

确定梁型钢弧形连接段靠近型钢柱一端钢筋混凝土的屈服弯矩、以及梁型钢弧形连接段靠近型钢柱一端到所述翼缘最大削弱处之间的区域的钢筋混凝土的实际屈服弯矩;

比较所述屈服弯矩和所述实际屈服弯矩,如果所述屈服弯矩小于所述实际屈服弯矩,则增加所述区域的配筋量以使所述屈服弯矩大于所述实际屈服弯矩。

3. 根据权利要求2所述的高阻尼型钢混凝土框架的构造优化方法,其特征在于,所述屈服弯矩和所述实际屈服弯矩的计算、以及二者关系需满足:

$$M_{by}^s = (L_a - a - 0.5b)M_{dy}^s / L_a;$$

$$M_{dy}^c = M_{by}^c L_a / l_a;$$

$$M_b^s / M_{dy}^s < M_{by}^s / M_{dy}^s;$$

其中, M_{dy}^s 为梁型钢弧形连接段靠近型钢柱一端的屈服弯矩; M_b^s 为梁型钢弧形连接段靠近型钢柱一端到所述翼缘最大削弱处之间的区域的钢筋混凝土的实际屈服弯矩; M_{by}^c 为削弱段最大削弱处钢筋混凝土的屈服弯矩, l_a 为削弱段最大削弱处到加载点的距离; L_a 为加载点到型钢柱的距离。

4. 根据权利要求1所述的高阻尼型钢混凝土框架的构造优化方法,其特征在于,在确定

的所述塑性铰区浇注高阻尼混凝土以形成塑性铰之前,还包括:确定所述塑性铰区的抗剪能力是否合格,如果合格,在所述塑性铰区浇注高阻尼混凝土以形成塑性铰;

确定所述塑性铰区的抗剪能力是否合格包括:确定所述塑性铰区能够承受的最大剪力 V_{bmax} ;根据所述横梁的截面计算横梁的抗剪能力 V_b ;如果所述 V_b 大于所述 V_{bmax} ,则确定所述所述塑性铰区的抗剪能力合格。

5.根据权利要求4所述的高阻尼型钢混凝土框架的构造优化方法,其特征在于,所述 V_{bmax} 、所述 V_b 的计算、以及二者关系需满足:

$$V_{bmax} = M_b^0 / l_b;$$

$$V_b = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{0.056}{\lambda - 0.5} f_c b h_0 + \frac{1.3}{\lambda + 1.5} f_{sw} t_w h_w + \frac{A_{sv}}{S} f_{yv} h_0 \right);$$

$$V_b > V_{bmax};$$

$$V_k = \frac{(M_{b,l} + M_{b,r})}{(h_b - 2a_b)} \times \frac{H_n}{H};$$

$$V_j = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\Psi(0.3 + 0.1\eta) f_c b_j h_j + \frac{A_{sv}}{s_1} f_{yv} h_j + \frac{1}{\sqrt{3}} t_w h_w f_s + \frac{b_f h_f^2}{h_{bw}} f_s \right];$$

$$V_k > V_j;$$

其中, V_{bmax} 为塑性铰实际能够承受的最大剪力; l_b 为反弯点到梁型钢弧形连接段翼缘最大削弱处的距离; f_c 为塑性铰区高阻尼混凝土90天的实际抗压强度; V_b 为梁的抗剪能力; $M_{b,l}$ 、 $M_{b,r}$ 分别为型钢柱左右两侧梁型钢弧形连接段翼缘最大削弱位置处考虑此处弯矩超强系数后的弯矩值; H 为相邻两层横梁的净高; H_n 为型钢柱的净高; h_b 为横梁的截面高度; a_b 为横梁受拉主筋形心至截面受拉边缘距离; Ψ 是为了考虑四侧直交梁对节点约束影响系数取1.5,在四侧直交梁至少缺省一根梁时取1.00; η 为轴压比; b_j 、 h_j 分别为型钢柱的截面宽度和高度; f_{yv} 为箍筋的抗剪强度设计值; A_{sv} 为箍筋的截面面积; s_1 为箍筋的间距; t_w 、 h_w 分别为节点区型钢柱翼缘的厚度与高度; b_f 、 h_f 分别为横梁翼缘的截面宽度和高度, h_{bw} 为横梁中型钢腹板的截面宽度; f_s 为节点区型钢抗拉强度设计值; γ_{RE} 为承载力抗震调整系数取0.85。

6.根据权利要求1-5任一项所述的高阻尼型钢混凝土框架的构造优化方法,其特征在于,还包括:确定所述型钢柱与所述梁型钢弧形连接段连接处为节点核心区,在所述节点核心区设置T形加劲肋,并将所述T形加劲肋固定连接于所述型钢柱上。

7.根据权利要求6所述的高阻尼型钢混凝土框架的构造优化方法,其特征在于,沿所述型钢柱的长度延伸方向设置所述T形加劲肋,且使所述T形加劲肋的长度延伸方向与所述型钢柱的长度延伸方向一致。

8.根据权利要求1-5任一项所述的高阻尼型钢混凝土框架的构造优化方法,其特征在于,在所述削弱段的两侧分别设置加强钢筋,且使加劲肋位于所述梁型钢弧形连接段的上下两翼缘之间,且所述加强钢筋沿所述梁型钢弧形连接段及所述型钢柱的外缘弯折延伸。

9.根据权利要求1-5任一项所述的高阻尼型钢混凝土框架的构造优化方法,其特征在于,在所述型钢柱的相对两侧均设置所述梁型钢弧形连接段,且在所述型钢柱与所述梁型钢弧形连接段连接位置处的外侧设置加强钢筋,使所述加强钢筋从两所述梁型钢弧形连接段之一的削弱段中部,延伸至另一所述梁型钢弧形连接段的削弱段的中部。

高阻尼型钢混凝土框架的构造优化方法

技术领域

[0001] 本发明涉及型钢混凝土组合结构技术领域,尤其涉及一种高阻尼型钢混凝土框架的构造优化方法。

背景技术

[0002] 型钢混凝土节点具有良好的延性和耗能能力。但在地震作用下型钢混凝土节点的塑性铰区一般产生在梁端,梁端塑性铰区的非线性变形向节点核心区渗透容易造成梁柱连接焊缝应力增高,引起焊缝断裂;此外,梁端塑性铰区的非线性变形向节点核心区的渗透作用还容易造成节点核心区混凝土开裂,降低节点核心区混凝土的抗剪能力。

发明内容

[0003] 在下文中给出关于本发明的简要概述,以便提供关于本发明的某些方面的基本理解。应当理解,这个概述并不是关于本发明的穷举性概述。它并不是意图确定本发明的关键或重要部分,也不是意图限定本发明的范围。其目的仅仅是以简化的形式给出某些概念,以此作为稍后论述的更详细描述的前序。

[0004] 本发明提供一种高阻尼型钢混凝土框架的构造优化方法,用以解决现有型钢混凝土节点存在节点核心区混凝土开裂,抗剪能力差的问题。

[0005] 本发明提供一种高阻尼型钢混凝土框架的构造优化方法,

[0006] 所述高阻尼型钢混凝土框架包括多个型钢柱,所述型钢柱上固定连接有横向延伸的梁型钢弧形连接段,所述梁型钢弧形连接段包括自型钢柱依次横向延伸的扩大段、削弱段和等截面段;所述扩大段自所述削弱段至所述型钢柱的宽度逐渐变大,所述削弱段由所述梁型钢弧形连接段的翼缘向中心凹陷弧形削弱形成;所述弧形削弱的轮廓包括直线部及所述直线部两端连接的弧线部;两个对应的所述等截面段连接有横梁;所述型钢柱、所述梁型钢弧形连接段及所述横梁外设置有箍筋;

[0007] 所述高阻尼型钢混凝土框架的优化方法包括:根据横梁端部和所述翼缘最大削弱处抗弯能力的极差,确定所述削弱段的弧形削弱处为塑性铰的塑性铰区;在确定的所述塑性铰区浇注高阻尼混凝土以形成塑性铰。

[0008] 本发明提供的高阻尼型钢混凝土框架的构造优化方法,在梁型钢弧形连接段设置扩大段,且采用轮廓包括直线部及所述直线部两端连接的弧线部的削弱段,使得在梁型钢弧形连接段的翼缘上根据级差,使得节点处塑性铰外移,防止塑性铰区的非线性变形对节点核心区的破坏,避免了核心区混凝土开裂,提高了核心区抗剪能力。

附图说明

[0009] 参照下面结合附图对本发明实施说明,会更加容易地理解本发明的以上和其它目的、特点和优点。附图中的部件只是为了示出本发明的原理。在附图中,相同的或类似的技术特征或部件将采用相同或类似的附图标记来表示。

- [0010] 图1为本发明实施例提供的高阻尼型钢混凝土节点的俯视图；
[0011] 图2为本发明实施例提供的高阻尼型钢混凝土节点的弧形削弱轮廓图；
[0012] 图3为本发明实施例提供的高阻尼型钢混凝土节点的主视图；
[0013] 图4为本发明实施例提供的高阻尼型钢混凝土框架局部的示意图；
[0014] 图5为本发明实施例提供的高阻尼型钢混凝土框架的示意图；
[0015] 图6为图5的A-A剖视图；
[0016] 图7为图5的B-B剖视图；
[0017] 图8为图5的C-C剖视图；
[0018] 图9为图5的D-D剖视图。

具体实施方式

[0019] 下面参照附图来说明本发明的实施例。在本发明的一个附图或一种实施方式中描述的元素和特征可以与一个或更多个其它附图或实施方式中示出的元素和特征相结合。应当注意,为了清楚的目的,附图和说明中省略了与本发明无关的、本领域普通技术人员已知的部件和处理的表示和描述。

[0020] 图1为本发明实施例提供的高阻尼型钢混凝土节点的俯视图;图2为本发明实施例提供的高阻尼型钢混凝土节点的弧形削弱轮廓图;图3为本发明实施例提供的高阻尼型钢混凝土节点的主视图;图4为本发明实施例提供的高阻尼型钢混凝土框架的示意图。如图1-4所示,本发明实施例提供的高阻尼型钢混凝土框架的构造优化方法,本方法用于优化上述结构的高阻尼型钢混凝土框架。其中,另参见图5,高阻尼型钢混凝土框架包括多个型钢,2,型钢柱2上固定连接有横向延伸的梁型钢弧形连接段,梁型钢弧形连接段包括自型钢柱依次横向延伸的扩大段、削弱段和等截面段;扩大段自所述型钢柱至削弱段的宽度逐渐变大,也即在靠近型钢柱的端部形成扩大端,削弱段由所述梁型钢弧形连接段的翼缘向中心弧形削弱形成;弧形削弱的轮廓包括直线部及直线部两端连接的弧线部;削弱段的弧形削弱处浇注有高阻尼混凝土形成塑性铰;两个对应的等截面段连接有横梁7;型钢柱、梁型钢弧形连接段及横梁7外设置有箍筋10、13(另参见图6-图9);

[0021] 所述高阻尼型钢混凝土框架的优化方法包括:根据横梁7端部和所述翼缘最大削弱处抗弯能力的极差,确定所述削弱段的弧形削弱处为塑性铰的塑性铰区;在确定的所述塑性铰区浇注高阻尼混凝土15以形成塑性铰。

[0022] 本发明提供的高阻尼型钢混凝土框架的优化方法,在梁型钢弧形连接段的翼缘上根据级差,使得节点处塑性铰外移,防止塑性铰区的非线性变形对节点核心区的破坏,避免了核心区混凝土开裂,提高了核心区抗剪能力。

[0023] 实际使用中,型钢柱2及梁型钢弧形连接段3,横梁均可但不限于采用工字钢。型钢柱2外自下而上套有多个箍筋10,多个箍筋10通过纵筋11连接,在型钢柱2的第二削弱段浇注高阻尼混凝土12,在型钢柱的其它位置浇注一般混凝土。横梁7的外侧,从左至右套有多个箍筋13,多个箍筋13通过纵筋14连接,在横梁7的第一削弱段浇注高阻尼混凝土15,其它部位浇注一般混凝土。

[0024] 本发明提供的高阻尼型钢混凝土框架的优化方法,通过计算在梁型钢弧形连接段3的翼缘上设有弧形削弱4,使得节点处塑性铰外移,防止塑性铰区(参见图3)的非线性变形

对节点核心区的破坏,避免了节点核心区1混凝土开裂,提高了节点核心区1抗剪能力。此外,由于具有自型钢柱2依次横向延伸的扩大段,使得梁端部和弧形削弱4形成的削弱部位形成抗弯刚度的级差,从而进一步使得塑性铰区从梁的端部转移出去。

[0025] 在上述方法中,为了避免梁端塑性铰区的非线性变形对节点核心区造成侵害,在距离节点核心区一定距离的梁型钢翼缘采用了弧形削弱,如图1所示。图1中,a为削弱部位距柱的距离 $a=0.5b_f$,可根据削弱部位塑性铰区对梁柱连接焊缝的影响程度来确定, b_f 为梁型钢翼缘的宽度。

[0026] 图2中弧形削弱4的轮廓包括直线部及所述直线部两端连接的弧线部,且 $c \leq 0.25b_f$;其中,c为弧形削弱4的深度,弧形削弱4的深度用来控制塑性铰在梁中的位置及向节点核心区1传递的弯矩大小。

[0027] 图2型钢翼缘最大削弱位置的设计参数,需要满足公式(1)和(2)。

[0028] $l \leq 0.25b_f$; ... (1)

[0029] 公式(1)中,l为最大削弱部位水平段的长度,主要是控制最大应力区的范围,使塑性铰在这一范围内充分发展,防止在这一部位产生应力集中。

[0030] $b=0.75h_b+0.25b_f$; (2)

[0031] 公式(2)中,b为削弱长度,主要是为了控制塑性铰区变形的程度,其中 h_b 为型钢截面的高度。

[0032] 为了避免在梁型钢翼缘截面改变的部位产生应力集中,本专利在这一部位采用了弧形过渡(如附图2所示),这一弧形过渡区为抛物线弧形过渡,这样可以更好的避免在这一过渡区域产生应力集中的现象,经过反复有限元计算,本专利给出最优的抛物线弧长的计算公式为:

$$[0033] \quad s = 0.00129 + 0.99955Z + 0.01698F + 2.481439 \frac{F^2}{L} \quad 0.05 \leq \frac{F}{L} \leq 0.1 \quad (3)$$

[0034] 公式(3)中,F为弧形部的拱高;L为弧形部拱跨;s为弧形部的弧长; b_f 为梁型钢弧形连接段翼缘的宽度;弧形削弱4采用弧形部进行过渡,实际使用中,弧形部的轮廓线为抛物线,采用抛物线过渡可以更好的避免出现应力集中的问题。

[0035] 该优化方法还包括:确定梁型钢弧形连接段靠近型钢柱一端钢筋混凝土的屈服弯矩、以及梁型钢弧形连接段靠近型钢柱一端到所述翼缘最大削弱处之间的区域的钢筋混凝土的实际屈服弯矩;比较所述屈服弯矩和所述实际屈服弯矩,如果所述屈服弯矩小于所述实际屈服弯矩,则增加所述区域的配筋量以使所述屈服弯矩大于所述实际屈服弯矩。实际屈服弯矩通过实验获取具体值。

[0036] 梁端部型钢翼缘的屈服弯矩和梁型钢翼缘最大削弱位置处的弯矩应满足公式(4)。

$$[0037] \quad M_{by}^s = (L_a - a - 0.5b)M_{dy}^s / L_a \quad (4)$$

[0038] 公式(4)中, M_{dy}^s 为梁型钢端部的屈服弯矩; M_{by}^s 为梁型钢翼缘最大削弱处实际屈服弯矩。

[0039] 通过调整削弱深度c,可使型钢翼缘削弱中心位置处的实际屈服弯矩 M_b^s 低于

M_{dy}^s , 则有:

$$[0040] \quad M_b^s / M_{dy}^s < M_{by}^s / M_{dy}^s \quad \dots\dots\dots (5)$$

[0041] 此时, 削弱中心位置处的型钢要先于梁端根部的型钢发生屈服。

[0042] 梁端根部钢筋混凝土部分的屈服弯矩可以按照下面的公式计算:

$$[0043] \quad M_{dy}^c = M_{by}^c L_a / l_a \quad \dots\dots\dots (6)$$

[0044] 公式(6)中, M_{by}^c 为削弱段最大削弱处钢筋混凝土的屈服弯矩, l_a 削弱段最大削弱处到加载点的距离; L_a 为加载点到型钢柱的距离。

[0045] 为了保证节点核心区不发生破坏, 本专利对节点核心区的采用了两点技术措施: 一是对节点核心区进行了强节点设计, 以防塑性铰将转移到节点核心区域, 从而形成对抗震不利的机构。二是加强了对节点核心区的约束, 使节点核心区的混凝土处于三项受压的状态, 节点核心区的约束构造为: 一是为了保证梁、柱的内力能够可靠地传递, 通常在柱型钢腹板与梁型钢上下翼缘相应的位置设置通长的水平加劲肋, 水平加劲肋与柱上下翼缘采用全熔透坡口焊缝, 用引弧板; 下翼缘焊接衬板要割除, 割除后, 焊根用焊缝补焊; 上翼缘衬板焊后保留, 用焊缝封闭; 柱翼缘加劲板与梁翼缘等厚。二是在节点核心区柱型钢腹板焊接 T 型加劲肋(如附录图 2 所示), 三是对节点核心区的进行箍筋的配置。通过在 T 型加劲肋、柱横向加劲肋、柱翼缘和横向箍筋对节点核心区混凝土进行约束。

[0046] 对于型钢混凝土梁, 其正截面抗弯承载力为型钢混凝土部分抗弯承载力与钢筋混凝土部分抗弯承载力值和。

$$[0047] \quad M_b^0 = M_{by}^{s0} + M_{by}^{c0}$$

$$[0048] \quad M_{by}^{s0} = f_a A_{af} (h_0 - a_a) \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$[0049] \quad M_{by}^{c0} = f_y A_s r h_0$$

[0050] 公式式(7) f_y 受拉钢筋抗拉强度设计值; $r h_0$ 受拉钢筋截面重心至混凝土受压区边缘的距离, f_a 为型钢的抗拉压弯强度设计值; A_{af} 为梁端型钢受拉翼缘最大削弱位置的截面面积, 其计算公式为:

$$[0051] \quad A_{af} = (b_f - 2c) \cdot t_f \quad \dots\dots\dots \cdot \dots (8)$$

[0052] 公式(8)中, b_f 梁型钢翼缘的宽度, c 梁型钢翼缘的最大削弱深度, t_f 为梁型钢翼缘的厚度。

[0053] 本发明型钢翼缘的削弱深度相同则有:

$$[0054] \quad x = \frac{f_y' A_s' - f_y A_s}{f_c b} \quad (9)$$

$$[0055] \quad r h_0 = h_0 - x / 2 \quad (10)$$

[0056] 公式(10)中 f_c 取梁中塑性铰区高阻尼聚合物混凝土 90 天的实际抗压强度。公式(7)可以在不考虑地震荷载作用下使用, 但在地震荷载作用下, 型钢混凝土梁塑性铰区的钢材往往达到屈服甚至强化阶段, 这时型钢混凝土梁塑性铰区的实际所需的抗弯能力要大于按公式(7)计算的设计值。因此, 在地震荷载的作用下而钢筋混凝土部分应该按照公式(12)计算, 而型钢混凝土框架梁塑性铰区的抗弯设计必须考虑钢材应变强化、局部约束钢材超

强等实际情况。在地震荷载作用下,型钢部分的受弯承载力应该按公式(11)计算,

$$[0057] \quad M_{by}^{s0} = \lambda_1 f_a A_{af} (h_0 - a_a) \quad (11)$$

$$[0058] \quad M_{by}^{c0} = \lambda_2 f_y A_s r h_0 \quad (12)$$

[0059] 公式(11)中 λ_1 为型钢部分的超强系数,考虑到钢材的超强、型钢应变强化、局部约束等额外加强的实际因素,这时 $\lambda_1 = 1.33$ 。公式12中 λ_2 钢筋混凝土部分的超强系数,虑钢材的超强、钢筋的应变强化等额外加强的实际因素,设计时此值取 $\lambda_2 = 1.25$;在地震荷载作用下,型钢混凝土框架梁的塑性较区的弯曲超强系数 ϕ_{b0} 可以用公式(13)来表示。

$$[0060] \quad \phi_{b0} = M_b^0 / M_b \quad \dots \quad (13)$$

[0061] 其中,框架梁塑性较区抗剪计算如下:

[0062] 为了避免框架梁塑性较区发生剪切破坏首先应该根据梁塑性区的弯矩超强,计算梁塑性较区实际能够承受的最大剪力 V_{bmax} 。

$$[0063] \quad V_{bmax} = M_b^0 / l_b \quad (14)$$

[0064] l_b 为反弯点到梁型钢翼缘最大削弱处的距离。塑性较区抗剪能力可根据下面的公式14计算:

$$[0065] \quad V_b = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{0.056}{\lambda - 0.5} f_c b h_0 + \frac{1.3}{\lambda + 1.5} f_{sw} t_w h_w + \frac{A_{sv}}{S} f_{yv} h_0 \right) \dots \dots \dots (15)$$

[0066] 公式(15)中, f_c 取塑性较区高阻尼聚合物混凝土90天的实际抗压强度, t_w 、 h_w 分别为节点区型钢翼缘的厚度与高度, λ 计算截面剪跨比 f_{yv} 为箍筋的抗剪强度设计值, A_{sv} 为箍筋的截面面积 t_w 、 h_w 分别为梁型钢翼缘的厚度与高度; f_{sw} 为梁型钢腹板抗拉强度设计值; γ_{RE} 为承载能力抗震调整系数取0.85。

[0067] 根据梁的截面设计求出梁的抗剪能力 V_b ,如果 $V_b > V_{bmax}$ 就可以防止塑性较区发生剪切破坏。

[0068] 其中,节点核心区的抗剪计算如下:

[0069] 根据附图3节点左右两端梁塑性较区型钢翼缘最大削弱的位置的超强弯矩在节点核心区所形成的剪力 V_k 为:

$$[0070] \quad V_k = \frac{(M_{b,l} + M_{b,r})}{(h_b - 2a_b)} \times \frac{H_n}{H} \dots \dots \dots (16)$$

[0071] 式(16)中, $M_{b,l}$ 、 $M_{b,r}$ 分别为型钢柱左右两侧梁型钢弧形连接段翼缘最大削弱位置处考虑此处弯矩超强系数后的弯矩值; H 为相邻两层横梁的净高; H_n 为型钢柱的净高; h_b 为横梁的截面高度; a_b 为横梁受拉主筋形心至截面受拉边缘距离。

[0072] 型钢混凝土节点的抗剪能力计算公式可以用公式(17)表达为:

$$[0073] \quad V_j = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\Psi (0.3 + 0.1\eta) f_c b_j h_j + \frac{A_{sv}}{s} f_{yv} h_j + \frac{1}{\sqrt{3}} t_w h_w f_s + \frac{b_f h_f^2}{h_{bw}} f_s \right] \quad (17)$$

[0074] 公式(17)中, Ψ 是为了考虑直交梁对混凝土抗剪能力提高的影响; η 为轴压比; f_c 取节点核心区混凝土90天的实际抗压强度, b_j 、 h_j 分别为柱的截面宽度和高度; f_{yv} 为箍筋的抗剪强度设计值, A_{sv} 为箍筋的截面面积, s 为箍筋的间距; t_w 、 h_w 分别为节点区型钢翼缘的厚

度与高度; b_f 、 h_f 分别为横梁翼缘的截面宽度和高度, h_{bw} 为横梁中型钢腹板的截面宽度; f_s 为节点区型钢抗拉强度设计值; r_{RE} 为承载能力抗震调整系数取0.85。实际设计时只要保证 $V_k > V_j$ 就可以保证节点核心区不发生损坏。

[0075] 其中,框架柱(也即型钢柱)的抗震能力计算如下:

[0076] 对二层以上框架柱进行抗震能力设计时要注意以下两个方面:一是框架柱必须能够承受从旁边梁传递的最大弯矩。二是需要考虑地震的动力效应对框架柱的影响,基于以上分析,二层以上框架柱的抗弯设计可按公式来确定。

$$M_c^0 = \phi_{bo} w M_c$$

$$= \phi_{bo} w (M_{cy}^{ss} + M_{cu}^{rc}) \quad \dots\dots\dots (18)$$

[0078] 其中 M_c 设计地震作用下型钢混凝土柱的弯矩, M_{cy}^{ss} 为柱型钢部分的受弯承载力, M_{cu}^{rc} 为柱钢筋混凝土部分的受弯承载力, ϕ_{bo} 为梁中塑性铰的弯曲超强系数, w 为柱子的动力放大系数,此值可按公式(19)确定

$$w = 0.6T_1 + 1.2; \quad \dots\dots\dots (19)$$

[0080] 式中 T_1 为框架的计算基本周期,以s计,定义

$$\eta = \sum M_c^0 / \sum M_b^0 \quad \dots\dots\dots (20)$$

[0082] 其中, $\sum M_c^0$ 和 $\sum M_b^0$ 分别二层以上柱与梁的抗弯强度之和。对SRC框架节点核心区附近梁端型钢翼缘采取狗骨式削弱后可以降低框架梁端塑性铰区的受弯承载力,在不增大柱截面的前提下提高柱梁的抗弯强度比 η ,从而有助于梁塑性铰先于柱塑性铰出现。

[0083] 其中,底层柱的抗震能力计算如下:

[0084] 在大震作用下底层柱塑性铰区延性对于框架延性起着控制作用。这就要求底层柱铰应该具有良好的转动延性。为了确保底层型钢混凝土柱塑性铰区转动延性,首先应该防止框架柱塑性铰区的发生对剪切破坏。如果型钢混凝土框架底层柱塑性铰区的抗剪强度大于底层柱塑性铰区实际所受的剪力,型钢混凝土框架柱塑性铰区将不会发生剪切破坏。型钢混凝土框架柱塑性铰区的抗剪强度可按公式(21)计算:

$$V_c = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{0.056}{\lambda - 0.5} f_c b h_o + \frac{1.3}{\lambda + 1.5} f_{sw} t_w h_w + \frac{A_{sv}}{S} f_{yv} h_o + 0.056 N \right) \quad \dots\dots\dots (21)$$

[0086] 公式(21)中的符号的意义如下: f_c 取柱脚塑性铰区高阻尼聚合物混凝土90天的实际抗压强度; r_{RE} 承载能力抗震调整系数取0.8; λ 为剪跨比,取 $1 < \lambda < 2.5$;N为轴力; f_{sw} 型钢腹板抗拉强度设计值;

$$V_{cf} = M_c^0 / l \quad \dots\dots\dots (22)$$

[0088] 公式(22) M_c^0 底层柱的抗弯承载力,可以按照公式18计算,但不乘动力放大系数;1为底层柱反弯点到柱铰的长度。当 $V_c > V_{cf}$ 时,可确保柱脚塑性铰区不发生剪切破坏。为了保证在地震荷载的作用下底层柱塑性铰区的安全可靠,对型钢混凝土柱脚设计时应选用埋入式柱脚。

[0089] 在确定的所述塑性铰区浇注高阻尼混凝土以形成塑性铰之前,还包括:确定所述塑性铰区的抗剪能力是否合格,如果合格,在所述塑性铰区浇注高阻尼混凝土以形成塑性

较；

[0090] 确定所述塑性较区的抗剪能力是否合格包括：确定所述塑性较区能够承受的最大剪力 V_{bmax} ；根据所述横梁的截面计算横梁的抗剪能力 V_b ；如果所述 V_b 大于所述 V_{bmax} ，则确定所述塑性较区的抗剪能力合格。在抗剪能力不合格的情况下，增加配筋或降低弧形削弱的深度。即 V_{bmax} 及 V_b 满足以下关系：

$$[0091] \quad V_{bmax} = M_b^0 / l_b \quad \dots\dots\dots (23)$$

[0092] 公式(23)中， V_{bmax} 为塑性较区实际能够承受的最大剪力； l_b 为反弯点到梁型钢弧形连接段翼缘最大削弱处的距离；

$$[0093] \quad V_b = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{0.056}{\lambda - 0.5} f_c b h_o + \frac{1.3}{\lambda + 1.5} f_{sw} t_w h_w + \frac{A_{sv}}{S} f_{yv} h_o \right) \dots\dots\dots (24)$$

[0094] 公式(24)中， V_b 为梁的抗剪能力， f_c 为塑性较区高阻尼混凝土90天的实际抗压强度； f_{yv} 为箍筋的抗剪强度设计值； A_{sv} 为箍筋的截面面积；

$$[0095] \quad V_b > V_{bmax} \dots\dots\dots (25)$$

[0096] 当塑性较区的抗剪能力满足公式(25)时，塑性较区不会发生剪切破坏。

$$[0097] \quad V_k = \frac{(M_{b,l} + M_{b,r})}{(h_b - 2a_b)} \times \frac{H_n}{H} \quad (26)$$

[0098] 公式(26)中， $M_{b,l}$ 、 $M_{b,r}$ 分别为型钢柱左右两侧梁型钢弧形连接段翼缘最大削弱位置处考虑此处弯矩超强系数后的弯矩值； H 为相邻两层横梁的净高； H_n 为型钢柱的净高； h_b 为横梁的截面高度； a_b 为横梁受拉主筋形心至截面受拉边缘距离。

$$[0099] \quad V_j = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\Psi(0.3 + 0.1\eta) f_c b_j h_j + \frac{A_{sv}}{s_1} f_{yv} h_j + \frac{1}{\sqrt{3}} t_w h_w f_s + \frac{b_f h_f^2}{h_{bw}} f_s \right] \quad (28)$$

[0100] 公式(27)中， Ψ 是为了考虑四侧直交梁对节点约束影响系数取1.5，不满足上述条件时取1.00； η 为轴压比； b_j 、 h_j 分别为型钢柱的截面宽度和高度； f_{yv} 为箍筋的抗剪强度设计值； A_{sv} 为箍筋的截面面积； s_1 为箍筋的间距； t_w 、 h_w 分别为节点区型钢柱翼缘的厚度与高度； b_f 、 h_f 分别为横梁翼缘的截面宽度和高度， h_{bw} 为横梁中型钢腹板的截面宽度； f_s 为节点区型钢抗拉强度设计值； r_{RE} 为承载力抗震调整系数取0.85。

$$[0101] \quad V_k > V_j \quad (29)$$

[0102] 当节点核心区的抗剪能力满足公式(29)时，塑性较区不会发生剪切破坏。

[0103] 梁型钢弧形连接段3外浇注有高阻尼混凝土11(参见图3)，高阻尼混凝土11位于弧形削弱4处。在弧形削弱4处浇注高阻尼混凝土进一步增强了塑性较区的耗能能力，并降低了弧形削弱4处混凝土的开裂。通过设置弧形削弱4及在弧形削弱4处浇注高阻尼混凝土，不仅使塑性较从梁端转移到梁翼缘削弱的位置，从而避免了梁端塑性较区的非线性变形对节点核心区造成侵害，而且由于在弧形削弱4形成的削弱区浇注高阻尼混凝土，使得该部位的耗能能力大大增强，在大震作用下，节点的残余强度提高，减少地震对节点的破坏程度，便于震后的修复工作。另外，在弧形削弱4的两侧设置有竖向的加强钢筋17。弧形削弱4开设在翼缘19上。

[0104] 型钢柱2浇注有混凝土构成立柱，弧形削弱4的起始端与距立柱的距离 a 为梁型钢弧形连接段翼缘的宽度的一半。 l_b 为弧形削弱4中部到立柱的距离。

[0105] 实际使用中,高阻尼混凝土包括以下重量份的各组份:水泥100份;水42份;沙子145份;石子300份;PU(聚氨酯;Polyurethane)/EP(环氧树脂;Epoxy Resin)/UP(不饱和聚酯;Unsaturated Polyester Resin)聚合物12份;石墨5份;高阻尼纤维7份;硅灰8份;减水剂1份。

[0106] 具体地,PU/EP/UP聚合物包括以下重量份的各组份:PU47份;EP23份;UP23份,使得该PU/EP/UP聚合物具有宽温、高阻尼特性,在20-75℃的温度范围内介质损耗因数 $\tan\delta > 0.6$ 。

[0107] 高阻尼纤维为外表涂有高阻尼涂层的碳纤维,该涂层由三个步骤制成,第一步是在氩气保护下除去碳纤维表面的胶层;第二步则是利用反应气体的受热分解,在脱胶后的碳纤维表面上沉积分解产物;第三步是在高温下进行石墨化处理。高阻尼纤维可填充到PU/EP/UP聚合物网络体系中增强纤维之间以及增强纤维与PU/EP/UP聚合物之间的摩擦,增强纤维与PU/EP/UP聚合物界面间的滑移以及界面处的位错运动从而提高了高阻尼纤维的阻尼。

[0108] 高阻尼混凝土中的石墨采用片状石墨填料。片状石墨填料的加入一方面能扩大阻尼温度范围并提高了混凝土中粘弹性材料组分比例,片状石墨填料能增大混凝土内部各质点之间的摩擦,内摩擦能够损耗一部分能量。

[0109] 硅灰是一种非常细的粉末,硅灰的加入可以使水泥水化产物发生二次水化反应,生成新的凝胶体并对其宏观的物理、力学性能起着重要的影响。

[0110] 河砂是构成EPS(膨胀聚苯乙烯;Expanded Polystyrene)轻集料混凝土弹性骨架最重要的材料,它和硅酸盐水泥共同对EPS轻集料混凝土的力学性能(如抗压强度)起重要的作用。河砂可以但不限于采用堆积密度为1274kg/m³,吸水率为1%。塑性较区的石子可以但不限于选用致密的花岗岩并带有棱角,骨料级配应在要求范围以内,骨料的粒径应控制在10-20mm之间。减水剂可以但不限于采用天津建筑研究院生产的UNF-5非引气型高效减水剂。

[0111] 该高阻尼混凝土在配置时,首先将水泥和砂拌合均匀然后加入石子,继续拌合至均匀,然后加入石墨和硅灰,搅拌均匀后,再加入水和减水剂,拌合3-5分钟,保证水泥颗粒表面湿润。最后加入PU/EP/UP聚合物和高阻尼纤维,搅拌3-5分钟。

[0112] 型钢柱2与梁型钢弧形连接段3连接处为节点核心区,节点核心区设置有T形加劲肋6,且T形加劲肋6固定连接于型钢柱2上。具体地,T形加劲肋6可以焊接在型钢柱2的腹板上。通过设置T形加劲肋6使得其和型钢柱2翼缘及框在型钢柱2外的箍筋共同形成对节点核心区1的混凝土约束,从而提高节点核心区1混凝土的抗剪切强度和变形的能力。

[0113] T形加劲肋6的长度延伸方向与型钢柱2的长度延伸方向一致。

[0114] 削弱段的两侧分别设置有加强钢筋,加强钢筋位于梁型钢弧形连接段的上下两翼缘之间。防止削弱段梁型钢弧形连接段的端部发生侧向屈曲,从而影响塑性铰的转动性能,且可在一定程度上承受平面外扭转。

[0115] 型钢柱2的相对两侧均设置有梁型钢弧形连接段3,且型钢柱2与梁型钢弧形连接段3连接位置处的外侧设置有加强钢筋8,加强钢筋8从两梁型钢弧形连接段3之一的削弱段中部,延伸至另一梁型钢弧形连接段3的削弱段的中部。通过设置加强钢筋8,提高了型钢柱2与梁型钢弧形连接段3根部的配筋量,提高了型钢柱2与梁型钢弧形连接段3根部的连接强

度,使得在地震时节点的破坏位置位于削弱段,减少地震对型钢柱与梁型钢弧形连接段根部的破坏程度,便于震后的修复工作。此外,加强钢筋8沿梁型钢弧形连接段3及型钢柱2的外缘弯折延伸,避免出现采用直线延伸的加强钢筋,在型钢柱宽度较大时,需要在型钢柱上开孔来穿设该直线延伸的加强钢筋,而造成对型钢柱不必要的削弱,影响整体性能的问题出现。

[0116] 如图4所示,采用高阻尼型钢混凝土框架的优化方法进行连接时,采用螺栓将梁7的腹板固定连接到梁型钢弧形连接段3的腹板上,然后将梁7的上下翼缘分别与梁型钢弧形连接段3的上下翼缘进行焊接。采用此种连接方式可以大大加快施工进度。

[0117] 上述高阻尼型钢混凝土框架可以采用装配整体式结构,由于该框架采用了装配整体式连接方式,加快了该种框架的施工进度。此外,该发明提供了高阻尼型钢混凝土框架抗震能力设计方法,该设计方法可提高该框架结构的抗震性能。

[0118] 实际使用中,在具有两层以上的梁的情况,型钢柱必须能够承受从旁边梁传递的最大弯矩。同时,还需要考虑地震的动力效应对型钢柱的影响。由此,二层以上型钢柱的抗弯设计可按以下公式来确定。

$$M_c^0 = \phi_{bo} w M_c$$

[0119]

$$= \phi_{bo} w (M_{cy}^{ss} + M_{cu}^{rc})$$

[0120] 其中, M_c 为设计地震作用下型钢柱浇注混凝土后形成的柱子的弯矩, M_{cy}^{ss} 为型钢柱部分的受弯承载力, M_{cu}^{rc} 为钢柱浇注混凝土后形成的柱子的混凝土部分的受弯承载力, ϕ_{bo} 为梁中塑性铰的弯曲超强系数, w 为柱子的动力放大系数,且, $w=0.6T_1+1.2$;

[0121] 其中, T_1 为框架的计算基本周期,以s计,定义 $\eta = \sum M_c^0 / \sum M_b^0$,其中, $\sum M_c^0$ 和 $\sum M_b^0$ 分别二层以上型钢柱与梁的抗弯强度之和。对SRC框架节点核心区附近梁端型钢翼缘采取上述结构的弧形削弱后可以降低框架梁端塑性铰区的受弯承载力,在不增大柱截面的前提下提高柱梁的抗弯强度比 η ,从而有助于梁塑性铰先于柱塑性铰出现。

[0122] 为了使型钢柱底层铰具有良好的转动延性,以确保底层型钢混凝土柱塑性铰区转动延性,防止框架柱塑性铰区的发生对剪切破坏。如果型钢混凝土框架底层柱塑性铰区的抗剪强度大于底层柱塑性铰区实际所受的剪力,型钢混凝土框架柱塑性铰区将不会发生剪切破坏。型钢混凝土框架柱塑性铰区的抗剪强度

$$V_c = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{0.056}{\lambda - 0.5} f_c b h_0 + \frac{1.3}{\lambda + 1.5} f_{sw} t_w h_w + \frac{A_{sv}}{S} f_{yv} h_0 + 0.056 N \right);$$

$$[0123] \quad V_{cj} = M_c^0 / l;$$

$$[0124] \quad V_c > V_{cj}.$$

[0125] 其中, f_c 为型钢柱底部塑性铰区高阻尼混凝土90天的实际抗压强度; γ_{RE} 为承载能力抗震调整系数,取0.8; λ 为剪跨比,取 $1 < \lambda < 2.5$; N 为轴力; f_{sw} 为型钢柱腹板抗拉强度设计值; M_c^0 为底层型钢柱的抗弯承载力。

[0126]

加载阶段	屈服	最大荷载	极限荷载
普通型钢混凝土节点	0.137	0.303	0.434
本发明高阻尼型钢混凝土框架的节点	0.205	0.357	0.501

[0127] 表1

[0128] 表1为普通型钢混凝土节点与本发明高阻尼型钢混凝土框架节点的等效粘滞阻尼系数。由表1可见,本发明高阻尼型钢混凝土框架的节点的等效粘滞阻尼系数要明显高于普通型钢混凝土节点的等效粘滞阻尼系数,这说明,在型钢翼缘削弱段添加高阻尼混凝土,增加了节点的阻尼,使得节点的耗能能力强于普通型钢混凝土节点,从而提高了翼缘削弱的型钢混凝土节点抗震性能。

[0129]

加载阶段	屈服	最大荷载	极限荷载
	e	e	e
普通型钢混凝土框架	0.42	0.76	1.68
外移塑性铰的高阻尼型钢	0.58	0.89	1.91

[0130]

混凝土框架			
-------	--	--	--

[0131] 表2

[0132] 表2为普通型钢混凝土框架与该发明中高阻尼型钢混凝土框架的能量耗散系数,可以看出:该发明中高阻尼型钢混凝土框架的能量耗散系数要明显高于普通型钢混凝土框架的能量耗散系数,这说明,在型钢翼缘削弱段添加高阻尼混凝土,增加了框架的阻尼,使得该框架的耗能能力强于普通型钢混凝土框架,从而提高了外移塑性铰的高阻尼型钢混凝土框架的抗震性能。

[0133] 最后应说明的是:以上实施例仅用以说明本发明的技术方案,而非对其限制;尽管参照前述实施例对本发明进行了详细的说明,本领域的普通技术人员应当理解:其依然可以对前述各实施例所记载的技术方案进行修改,或者对其中部分技术特征进行等同替换;而这些修改或者替换,并不使相应技术方案的本质脱离本发明各实施例技术方案的精神和范围。

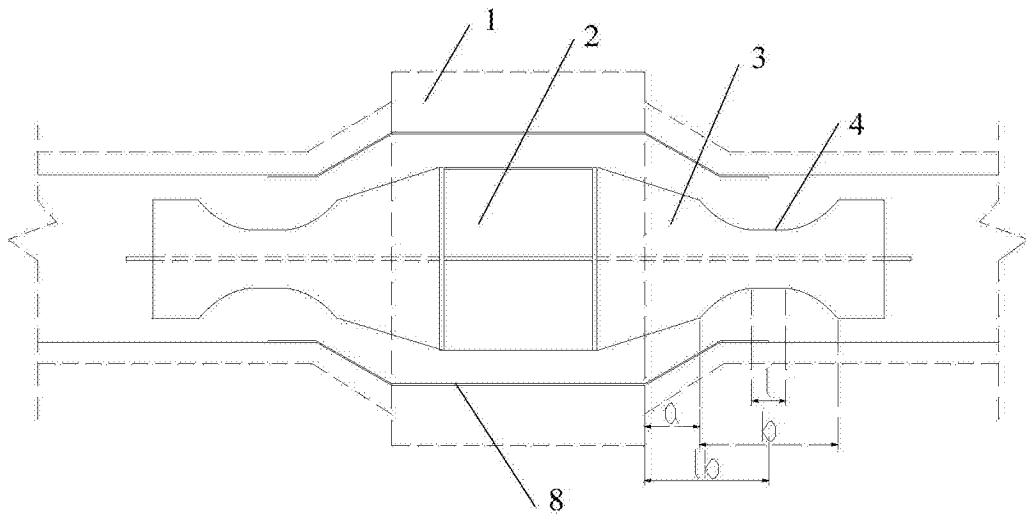


图1

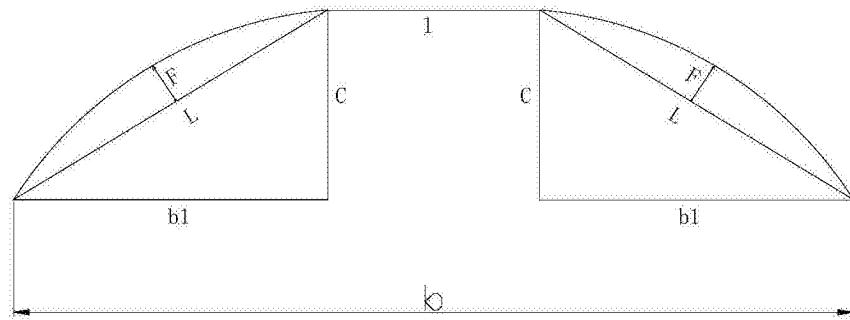


图2

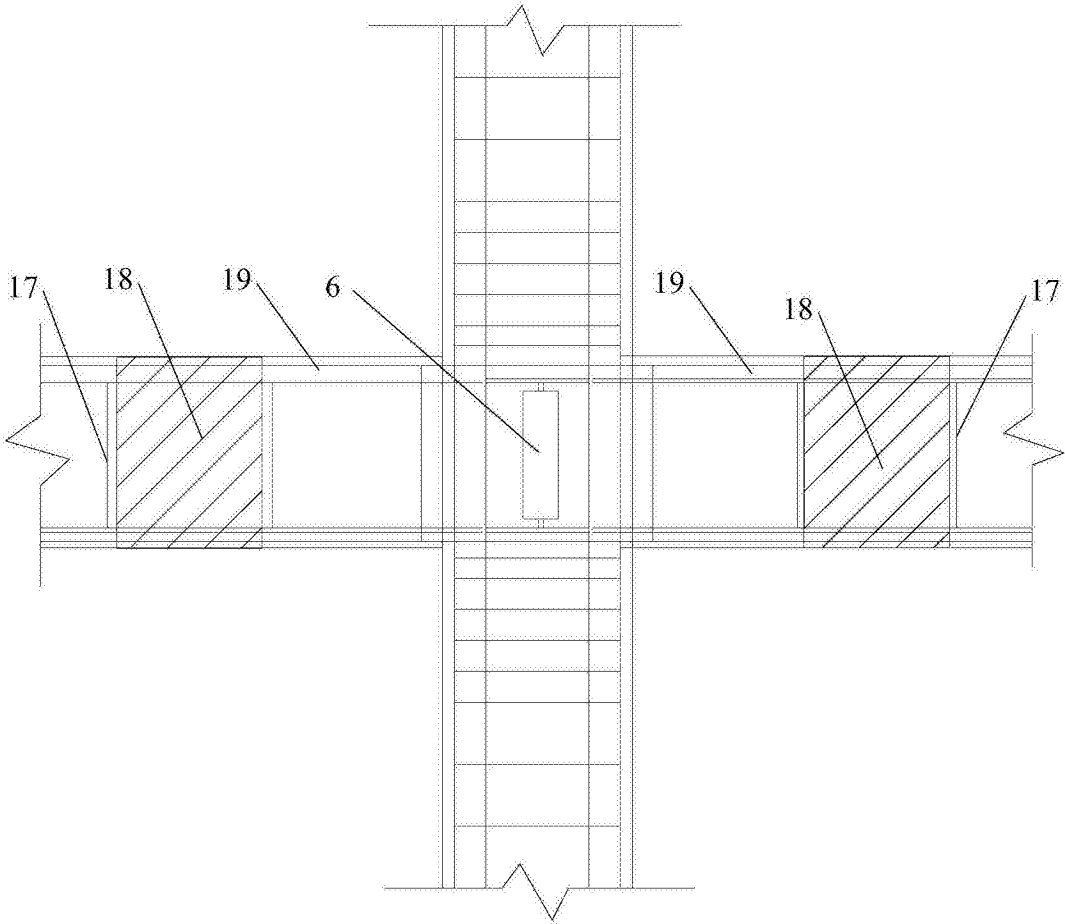


图3

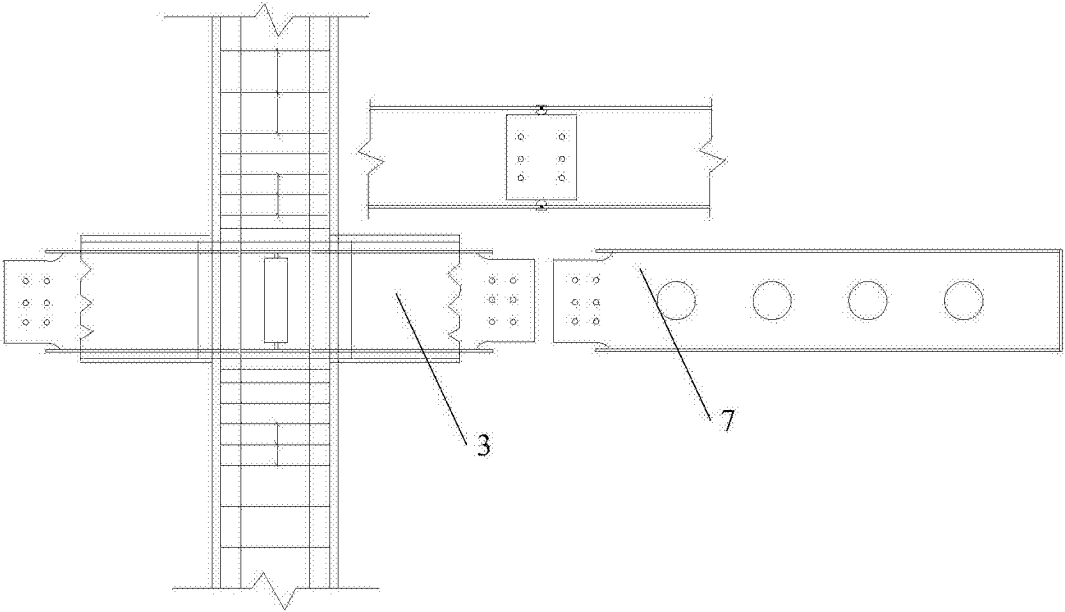


图4

