(19)中华人民共和国国家知识产权局

(12)发明专利

(10)授权公告号 CN 110409607 B
(45)授权公告日 2020.10.09

(21)申请号 201910711847.3
(22)申请日 2019.08.02
(65)同一申请的已公布的文献号
申请公布号 CN 110409607 A
(43)申请公布日 2019.11.05
(73)专利权人 中国航空规划设计研究总院有限公司
地址 100120 北京市西城区德外大街12号
(72)发明人 葛家琪 张国军 刘鑫刚 刘金泰 黄威振 朱鸿钧
(74)专利代理机构 北京中建联合知识产权代理事务所(普通合伙) 11004
代理人 高芳 李丹
(51)Int.Cl.
E04B 1/00(2006.01)
E04B 1/24(2006.01)
E04B 1/58(2006.01)
E04B 1/98(2006.01)
E04H 9/02(2006.01)
G06F 30/13(2020.01)
G06F 30/23(2020.01)

(56)对比文件
CN 107587603 A,2018.01.16
CN 207453136 U,2018.06.05
CN 202705888 U,2013.01.30
CN 109267652 A,2019.01.25
US 10179991 B2,2019.01.15

审查员 许志凡

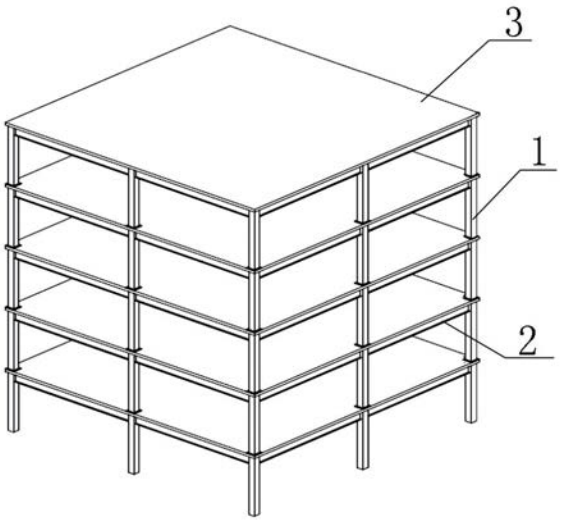
权利要求书5页 说明书11页 附图8页

(54)发明名称

一种装配式柱杵连接的钢结构体系的设计方法

(57)摘要

一种装配式柱杵连接的钢结构体系的设计方法，包括至少两层沿竖向叠放的钢框架结构；竖向相邻的两层钢框架结构的钢柱均在与下层的楼板连接处断开，相邻两层钢框架结构之间柱杵连接；在下层钢框架结构中的每根钢柱顶部设置有榫槽；榫槽的底面为向下凹陷的凹曲面，在榫槽的顶部设置有卡边；在上层钢框架结构中的钢柱底部设置有榫头，榫头的底面凸曲面；上层钢柱底部的榫头对应插接在下层钢柱顶部的榫槽中，榫头与卡边之间留有间距，榫槽的顶部与上层钢柱底部之间留有间距；榫头的竖向侧壁上设有弹块；榫头内部设置有将弹块弹出的弹性构件。本发明解决了传统的装配钢结构建筑节点结构复杂、施工效率、耗散地震能量性能差和抗震性能低的技术问题。



CN 110409607 B

1.一种装配式柱杵连接的钢结构体系的设计方法，其特征在于：装配式柱杵连接的钢结构体系包括有至少两层沿竖向叠放的钢框架结构；每层钢框架结构包括有钢柱(1)、钢梁(2)和楼板(3)；其中，钢柱(1)有一组，沿钢框架结构的边缘间隔布置；所述钢梁(2)有一组，对应连接在横向相邻的钢柱(1)之间和纵向相邻的钢柱(1)之间；所述楼板(3)设置在一组钢梁(2)的顶部；其特征在于：竖向相邻的两层钢框架结构的钢柱(1)均在与下层的楼板(3)连接处断开，且相邻两层钢框架结构之间柱杵连接；在下层钢框架结构中的每根钢柱(1)顶部设置有榫槽(4)；所述榫槽(4)的底面为向下凹陷的凹曲面，且在榫槽(4)的顶部内侧、沿环向通长设置有水平的卡边(5)；所述钢梁(2)连接在钢柱(1)上、位于榫槽(4)顶部以下的位置处；所述楼板(3)的顶面与榫槽(4)的顶面平齐；在上层钢框架结构中的每根钢柱(1)底部设置有榫头(6)；所述榫头(6)呈筒状，且竖向连接在上层钢框架结构的钢柱(1)底部，榫头(6)的底面为与榫槽(4)底面相适应的凸曲面；上层钢框架结构的钢柱(1)底部的榫头(6)对应插接在下层钢框架结构的钢柱(1)顶部的榫槽(4)中，并且榫头(6)的底部对应支撑在榫槽(4)的底面上，榫头(6)与卡边(5)之间留有间距，榫槽(4)的顶部与上层钢框架结构的钢柱(1)底部之间留有间距；所述榫头(6)四周的竖向侧壁上、位于卡边(5)下方的部位上沿环向间隔开设有一组穿孔(7)，在穿孔(7)中对应设置有弹块(8)；所述弹块(8)的外端超出榫头(6)的外侧壁，弹块(8)的顶面与卡边(5)底部之间留有间距，弹块(8)的外侧面为由下而上逐渐向外倾斜的斜面；所述榫头(6)内部还设置有用以将弹块(8)弹出的弹性构件，且弹性构件与弹块(8)的内侧面固定连接；

该设计方法包括步骤如下：

步骤一，初步确定钢结构体系的各个参数：该参数包括有每层钢框架结构的整体尺寸，每层钢框架结构中钢梁(2)的尺寸、钢柱(1)的尺寸、楼板(3)的尺寸，柱杵连接节点处的榫头(6)底面的曲率半径R_1、榫槽(4)底面的曲率半径R_2，榫头(6)与榫槽(4)之间发生相对滑动时榫头(6)的起滑力F_{Si}，榫头(6)与榫槽(4)之间无滑动时榫头(6)的初始刚度K_i，榫头(6)与榫槽(4)之间滑动时榫头(6)的等效刚度K_{eff}，榫头(6)与榫槽(4)之间发生相对滑动位移小于30mm时的小位移摩擦系数u_1，榫头(6)与榫槽(4)之间发生相对滑动位移大于等于30mm时的大位移摩擦系数u_2，榫头(6)与榫槽(4)之间相对滑动最大位移行程L，榫槽(4)的最大承受轴力N_{cmax}，榫头(6)的最大抗拔力N_{pmax}；其中，i为柱杵连接节点的编号；

曲率半径：榫头(6)底面的曲率半径R_1、榫槽(4)底面的曲率半径R_2均根据钢柱(1)的截面尺寸大小进行确定，取50mm~3000mm；

起滑力F_{Si}：$F_{Si}= u_1W$，其中u_1为小位移摩擦系数，W为对应的柱杵连接节点以上结构的重力荷载；

初始刚度K_i：$K_i= 12EI/h^3$，其中E为钢材弹性模量，I为钢柱(1)的截面惯性距，h为柱杵连接节点的高度；

等效刚度：$K_{eff}=W/R+F_S/L$，为对应的柱杵连接节点以上结构的重力荷载；

相对滑动最大位移行程L：L榫槽(4)底面的曲率半径R_2和钢柱(1)的截面尺寸确定；

榫槽(4)的最大承受轴力N_{cmax}：$N_{cmax}=f\times S$，其中，f为钢材抗压强度设计值，S为榫槽(4)与榫头(6)的接触面积；

榫头(6)的最大抗拔力$N_{pmax}=4f_{yv}\times b_1 \times b_2$；其中，$b_1$为弹块(8)的宽度，$b_2$为弹块(8)的高度，$f_{yv}$为钢材受剪强度设计值；

步骤二，按照初步确定的每层钢框架结构的整体尺寸对结构体系进行建模：在模型中相邻两层钢框架结构中的钢柱(1)之间断开，并采用柱杵连接节点进行连接，考虑上层钢框架结构中钢柱(1)底部的榫头(6)与下层钢框架结构中钢柱(1)顶部的榫槽(4)之间的摩擦连接作用，将步骤一中确定的上下层钢框架结构的钢柱(1)摩擦连接的F_{Si}、初始刚度K_i、等效刚度K_{eff}、小位移摩擦系数u_1、大位移摩擦系数u_2、最大承受轴力N_{cmax}、最大抗拔力N_{pmax}输入模型中的柱杵连接节点上；

步骤三，运用有限元分析软件对结构体系进行多遇地震作用下结构体系的分析，具体分析方法包括步骤如下：

步骤1，在模型中提取对应的地震作用下每层钢框架结构中单根钢柱(1)底部的轴向压力值$N_{多遇i}$，并验证轴向压力值$N_{多遇ci}$和轴向拉力值$N_{多遇pi}$是否满足下列公式要求：$N_{多遇pi}<N_{pmax}$，$N_{多遇ci}<N_{cmax}$；

若$N_{多遇pi}<N_{pmax}$，且$N_{多遇ci}<N_{cmax}$，继续步骤2的过程；

若$N_{多遇i}\geq N_{pmax}$，或者$N_{多遇ci}\geq N_{cmax}$，在步骤一中对榫头(6)与榫槽(4)的接触面积或者榫头(6)的最大抗拔力N_{pmax}进行调整，并且重复步骤一至步骤1的过程，直至满足要求后继续步骤2的过程；

步骤2，在模型中提取地震作用下每根榫头(6)与榫槽(4)的接触面处产生的剪力$V_{多遇i}$，判断柱杵连接节点处剪力$V_{多遇i}$是否小于起滑力F_{si}；

若$V_{多遇i}<F_{si}$，继续步骤3的过程；

若$V_{多遇i}\geq F_{si}$，在步骤一中调整榫头(6)的初始刚度K_i和起滑力F_{si}，并且重复步骤一至步骤2的过程，直至满足要求后继续步骤3的过程；

步骤3，在模型中提取柱杵连接节点处榫头(6)与榫槽(4)之间的最大水平相对位移△$u_{多遇1i}$，并验证最大水平相对位移△$u_{多遇1i}$是否小于相对滑动最大位移行程L；

若△$u_{多遇1i}<L$，继续步骤4过程；

若△$u_{多遇1i}\geq L$，在步骤一中调整榫头(6)的初始刚度K_i或调整相对滑动最大位移行程L或调整钢柱(1)和/或钢梁(2)的截面面积，并且重复步骤一至步骤3的过程，直至满足要求后继续步骤4的过程；

步骤4，在模型中提取钢框架结构的每根钢柱(1)上下两端的最大水平相对位移△$u_{多遇2i}$，并验证层间位移角$\theta_{多遇i}$否小于对应地震作用下的层间位移角限值1/250；其中，层间位移角$\theta_{多遇i}=\triangle u_{多遇2i}/H$，H为每层钢框架结构中钢柱(1)的高度；

若$\theta_{多遇i}<1/250$，继续步骤5的过程；

若$\theta_{多遇i}\geq 1/250$，在步骤一中调整每层钢框架结构的钢梁(2)和/或钢柱(1)的截面尺寸，并且重复步骤一至步骤4的过程，直至满足要求后继续步骤5的过程；

步骤5，在模型中提取出构件的应力$f_{多遇e}$，并验证构件的应力$f_{多遇e}$是否小于构件的抗震承载力设计值，即$f_{多遇e}\leq f/0.75$，其中f为钢材强度设计值；所述构件包括钢柱(1)和钢梁(2)；

若$f_{多遇e}\leq f/0.75$，继续步骤四的过程；

若$f_{多遇e}>f/0.75$，在步骤一中调整每层钢框架结构的钢梁(2)和/或钢柱(1)的截面尺寸，并且重复步骤一至步骤5的过程，直至满足要求后继续步骤四的过程；

步骤四，运用有限元分析软件对结构体系进行设防地震作用下结构体系的分析，具体

分析方法包括步骤如下：

步骤Ⅰ，在模型中提取对应的地震作用下每层钢框架结构中单根钢柱(1)底部的轴向压力值$N_{设防i}$，并验证轴向压力值$N_{设防ci}$和轴向拉力值$N_{设防pi}$是否满足下列公式要求：$N_{设防pi}<N_{pmax}$，$N_{设防ci}<N_{cmax}$；

若$N_{设防pi}<N_{pmax}$，且$N_{设防ci}<N_{cmax}$，继续步骤Ⅱ的过程；

若$N_{设防i}\geq N_{pmax}$，或者$N_{设防ci}\geq N_{cmax}$，在步骤一中对榫头(6)的初始刚度K_i或者榫头(6)的最大抗拔力N_{pmax}进行调整，并且重复步骤一至步骤Ⅰ的过程，直至满足要求后继续步骤Ⅱ的过程；

步骤Ⅱ，在模型中提取柱杵连接节点处榫头(6)与榫槽(4)之间的最大水平相对位移△$u_{设防1i}$，并验证最大水平相对位移△$u_{设防1i}$是否小于相对滑动最大位移行程L；

若△$u_{设防1i}<L$，继续步骤Ⅲ的过程；

若△$u_{设防1i}\geq L$，在步骤一中调整榫头(6)的初始刚度K_i或调整相对滑动最大位移行程L，并且重复步骤一至步骤Ⅱ的过程，直至满足要求后继续步骤Ⅲ的过程；

步骤Ⅲ，在模型中提取钢框架结构的每根钢柱(1)上下两端的最大水平相对位移△$u_{设防2i}$，并验证层间位移角$\theta_{设防i}$否小于对应地震作用下的层间位移角限值1/125；其中，层间位移角$\theta_{设防i}=\triangle u_{设防2i}/H$，H为每层钢框架结构中钢柱(1)的高度；

若$\theta_{设防i}<1/125$，继续步骤Ⅳ的过程；

若$\theta_{设防i}\geq 1/125$，在步骤一中调整钢梁(2)和/或钢柱(1)的截面，并且重复步骤一至步骤Ⅲ的过程，直至满足要求后继续步骤Ⅳ的过程；

步骤Ⅳ，在模型中提取出构件的应力$f_{设防e}$，并验证构件的应力$f_{设防e}$是否小于构件的屈服强度，即$f_{设防e}\leq f_y$，其中f_y为钢材屈服强度设计值；所述构件包括钢柱(1)和钢梁(2)；

若$f_{设防e}\leq f_y$，继续步骤五的过程；

若$f_{设防e}>f_y$，在步骤一中调整榫头(6)的起滑力F_{si}或者调整钢框架结构的钢梁(2)和/或钢柱(1)的截面尺寸，并且重复步骤一至步骤Ⅳ的过程，直至满足要求后继续步骤五的过程；

步骤五，运用有限元分析软件对结构体系进行设防地震作用下结构体系的分析，具体分析方法包括步骤如下：

步骤i，在模型中提取对应的地震作用下每层钢框架结构中单根钢柱(1)底部的轴向压力值$N_{罕遇i}$，并验证轴向压力值$N_{罕遇ci}$和轴向拉力值$N_{罕遇pi}$是否满足下列公式要求：$N_{罕遇pi}<N_{pmax}$，$N_{罕遇ci}<N_{cmax}$；

若$N_{罕遇pi}<N_{pmax}$，且$N_{罕遇ci}<N_{cmax}$，继续步骤ii的过程；

若$N_{罕遇i}\geq N_{pmax}$，或者$N_{罕遇ci}\geq N_{cmax}$，在步骤一中对榫头(6)的初始刚度K_i或者榫头(6)的最大抗拔力N_{pmax}进行调整，并且重复步骤一至步骤i的过程，直至满足要求后继续步骤ii的过程；

步骤ii，在模型中提取柱杵连接节点处榫头(6)与榫槽(4)之间的最大水平相对位移△$u_{罕遇1i}$，并验证最大水平相对位移△$u_{罕遇1i}$是否小于相对滑动最大位移行程L；

若△$u_{罕遇1i}<L$，继续步骤iii的过程；

若△$u_{罕遇1i}\geq L$，在步骤一中调整榫头(6)的起滑力F_{si}或调整相对滑动最大位移行程L或调整钢框架结构的钢梁(2)和/或钢柱(1)的截面尺寸，并且重复步骤一至步骤ii的过程，直

至满足要求后继续步骤ⅲ的过程；

步骤ⅲ，在模型中提取钢框架结构的每根钢柱(1)上下两端的最大水平相对位移△$u_{罕遇2i}$，并验证层间位移角$\theta_{罕遇i}$否小于对应地震作用下的层间位移角限值1/60；其中，层间位移角$\theta_{设防i}=\triangle u_{罕遇2i}/H$，H为每层钢框架结构中钢柱(1)的高度；

若$\theta_{设防i}<1/60$，继续步骤ⅳ的过程；

若$\theta_{设防i}\geq1/60$，在步骤一中调整钢梁(2)和/或钢柱(1)的截面，并且重复步骤一至步骤ⅲ的过程，直至满足要求后继续步骤ⅳ的过程；

步骤ⅳ，在模型中提取出钢结构体系的基底总剪力V_S和基底倾覆弯矩M_S，验证基底总剪力V_S是否小于基础抗剪承载力V_R；基底倾覆弯矩M_S是否小于基础抗倾覆弯矩承载力M_R；

若$V_S<V_R$，且$M_S<M_R$，继续步骤ⅴ的过程；

若$M_S\geq M_R$或者$V_S\geq V_R$，在步骤一中调整结构中钢梁(2)和/或钢柱(1)的截面尺寸，并且重复步骤一至步骤ⅳ的过程，直至满足要求后继续步骤ⅴ的过程；

步骤ⅴ，在模型的钢结构体系中提取出塑性铰的数量，并评估该钢结构体系在罕遇地震下的抗震性能：对同层钢框架结构内钢梁(2)和钢柱(1)形成的塑性铰与钢梁(2)和钢柱(1)的节点总数量的比例Q进行统计，判断是否满足Q<20%；

若Q<20%，设计结束；

若Q≥20%，调整起滑力F_{si}或者调整钢梁(2)和/或钢柱(1)的截面尺寸，并且重复步骤一至步骤ⅴ的过程，直至满足要求设计完毕。

2.根据权利要求1所述的装配式柱杵连接的钢结构体系的设计方法，其特征在于：所述钢柱(1)的水平切面呈矩形或者呈圆形，在上层钢框架结构中的钢柱(1)底部设置有封板(9)，所述榫头(6)连接在封板(9)的底部，榫头(6)的水平切面形状与钢柱(1)的水平切面形状相适应，且榫头(6)的水平切面尺寸小于钢柱(1)的水平切面尺寸；在钢柱(1)的内部、靠近顶部位置处设置有向下凹陷的曲面板(10)；所述榫槽(4)为曲面板(10)与位于曲面板(10)以上的钢柱(1)侧壁围合而成；所述榫槽(4)顶部与上层钢框架结构的钢柱(1)底部之间的间距为5mm~60mm。

3.根据权利要求1所述的装配式柱杵连接的钢结构体系的设计方法，其特征在于：所述弹性构件为弹片(11)；所述弹片(11)有一组，对应设置在一组弹块(8)的内侧；其中，弹片(11)的上部与榫头(6)的内侧壁连接，弹片(11)的下部与弹块(8)的内侧面连接；弹块(8)的顶面与卡边(5)底部之间的间距为5~30mm。

4.根据权利要求1所述的装配式柱杵连接的钢结构体系的设计方法，其特征在于：所述弹性构件包括有弹簧(12)和支柱(13)；所述支柱(13)支撑在榫头(6)底面与上层钢框架结构的钢柱(1)的底面之间；所述弹簧(12)有一组，水平设置在支柱(13)与一组弹块(8)之间；其中，弹簧(12)的外端与弹块(8)连接，弹簧(12)的里端与支柱(13)连接。

5.根据权利要求1所述的装配式柱杵连接的钢结构体系的设计方法，其特征在于：所述弹块(8)的外端与榫槽(4)的侧壁之间紧密贴合；所述卡边(5)与榫头(6)之间的间距为5~15mm。

6.根据权利要求1所述的装配式柱杵连接的钢结构体系的设计方法，其特征在于：榫头(6)的最大抗拔力N_{pmax}的调整方法为对弹块(8)的高度和/或弹块(8)的宽度进行调整。

7.根据权利要求1所述的装配式柱杵连接的钢结构体系的设计方法，其特征在于：相对

滑动最大位移行程L的调整方法为对榫槽(4)底面的曲率半径R_2和/或钢柱(1)的截面尺寸进行调整。

8.根据权利要求1所述的装配式柱杵连接的钢结构体系的设计方法,其特征在于:初始刚度K_i的调整方法为对钢柱(1)的截面惯性距和/或对柱杵连接节点的高度进行调整。

9.根据权利要求1所述的装配式柱杵连接的钢结构体系的设计方法,其特征在于:起滑力F_{si}的调整方法为对小位移摩擦系数u_1和/或大位移摩擦系数u_2和/或榫槽(4)底面的曲率半径R_2和/或相对滑动最大位移行程L进行调整。

一种装配式柱杵连接的钢结构体系的设计方法

技术领域

[0001] 本发明属于结构工程技术领域，特别是一种装配式柱杵连接的钢结构体系的设计方法。

背景技术

[0002] 装配式钢结构建筑是以工业化建造方式为基础，部品部件工厂化生产，现场拼装的装配式建筑。具备施工效率高、环境污染小，可拆卸、可回收循环使用且易维护等诸多优势，成为未来建筑发展的一种主旋律。然而目前的装配钢结构建筑大部分采用螺栓连接或焊缝连接，一定程度上降低了施工效率；另一方面螺栓连接或焊缝连接均为刚性连接，其耗散地震的性能比较差，结构的抗震性能低。

发明内容

[0003] 本发明的目的是提供一种装配式柱杵连接的钢结构体系的设计方法，要解决传统的装配钢结构建筑节点结构复杂、施工效率、耗散地震能量性能差和抗震性能低的技术问题。

[0004] 为实现上述目的，本发明采用如下技术方案。

[0005] 一种装配式柱杵连接的钢结构体系，包括有至少两层沿竖向叠放的钢框架结构；每层钢框架结构包括有钢柱、钢梁和楼板；其中，钢柱有一组，沿钢框架结构的边缘间隔布置；所述钢梁有一组，对应连接在横向相邻的钢柱之间和纵向相邻的钢柱之间；所述楼板设置在一组钢梁的顶部；竖向相邻的两层钢框架结构的钢柱均在与下层的楼板连接处断开，且相邻两层钢框架结构之间柱杵连接；在下层钢框架结构中的每根钢柱顶部设置有榫槽；所述榫槽的底面为向下凹陷的凹曲面，且在榫槽的顶部内侧、沿环向通长设置有水平的卡边；所述钢梁连接在钢柱上、位于榫槽顶部以下的位置处；所述楼板的顶面与榫槽的顶面平齐；在上层钢框架结构中的每根钢柱底部设置有榫头；所述榫头呈筒状，且竖向连接在上层钢框架结构的钢柱底部，榫头的底面为与榫槽底面相适应的凸曲面；上层钢框架结构的钢柱底部的榫头对应插接在下层钢框架结构的钢柱顶部的榫槽中，并且榫头的底部对应支撑在榫槽的底面上，榫头与卡边之间留有间距，榫槽的顶部与上层钢框架结构的钢柱底部之间留有间距；所述榫头四周的竖向侧壁上、位于卡边下方的部位上沿环向间隔开设有一组穿孔，在穿孔中对应设置有弹块；所述弹块的外端超出榫头的外侧壁，弹块的顶面与卡边底部之间留有间距，弹块的外侧面为由下而上逐渐向外倾斜的斜面；所述榫头内部还设置有用以将弹块弹出的弹性构件，且弹性构件与弹块的内侧面固定连接。

[0006] 优选的，所述钢柱的水平切面呈矩形或者呈圆形，在上层钢框架结构中的钢柱底部设置有封板，所述榫头连接在封板的底部，榫头的水平切面形状与钢柱的水平切面形状相适应，且榫头的水平切面尺寸小于钢柱的水平切面尺寸；在钢柱的内部、靠近顶部位置处设置有向下凹陷的曲面板；所述榫槽为曲面板与位于曲面板以上的钢柱侧壁围合而成；所述榫槽顶部与上层钢框架结构的钢柱底部之间的间距为5mm~60mm。

[0007] 优选的，所述弹性构件为弹片；所述弹片有一组，对应设置在一组弹块的内侧；其中，弹片的上部与榫头的内侧壁连接，弹片的下部与弹块的内侧面连接；弹块的顶面与卡边底部之间的间距为5~30mm。

[0008] 优选的，所述弹性构件包括有弹簧和支柱；所述支柱支撑在榫头底面与上层钢框架结构的钢柱的底面之间；所述弹簧有一组，水平设置在支柱与一组弹块之间；其中，弹簧的外端与弹块连接，弹簧的里端与支柱连接。

[0009] 优选的，所述弹块的外端与榫槽的侧壁之间紧密贴合；所述卡边与榫头之间的间距为5~15mm。

[0010] 一种装配式柱杵连接的钢结构体系的设计方法，包括步骤如下。

[0011] 步骤一，初步确定钢结构体系的各个参数：该参数包括有每层钢框架结构的整体尺寸，每层钢框架结构中钢梁的尺寸、钢柱的尺寸、楼板的尺寸，柱杵连接节点处的榫头底面的曲率半径R_1、榫槽底面的曲率半径R_2，榫头与榫槽之间发生相对滑动时榫头的起滑力F_{Si}，榫头与榫槽之间无滑动时榫头的初始刚度K_i，榫头与榫槽之间滑动时榫头的等效刚度K_{eff}，榫头与榫槽之间发生相对滑动位移小于30mm时的小位移摩擦系数u_1，榫头与榫槽之间发生相对滑动位移大于等于30mm时的大位移摩擦系数u_2，榫头与榫槽之间相对滑动最大位移行程L，榫槽的最大承受轴力N_{cmax}，榫头的最大抗拔力N_{pmax}；其中，i为柱杵连接节点的编号。

[0012] 曲率半径：榫头底面的曲率半径R_1、榫槽底面的曲率半径R_2均根据钢柱的截面尺寸大小进行确定，取50mm~3000mm。

[0013] 起滑力F_{Si}：$F_{Si}= u_1W$，其中u_1为小位移摩擦系数，W为对应的柱杵连接节点以上结构的重力荷载。

[0014] 初始刚度K_i：$K_i= 12EI/h^3$，其中E为钢材弹性模量，I为钢柱的截面惯性距，h为柱杵连接节点的高度。

[0015] 等效刚度：$K_{eff}=W/R+F_S/L$，为对应的柱杵连接节点以上结构的重力荷载。

[0016] 相对滑动最大位移行程L：L榫槽底面的曲率半径R_2和钢柱的截面尺寸确定。

[0017] 榫槽的最大承受轴力N_{cmax}：$N_{cmax}=f\times S$，其中，f为钢材抗压强度设计值，S为榫槽与榫头的接触面积。

[0018] 榫头的最大抗拔力$N_{pmax}=4f_{yv}\times b_1\times b_2$；其中，$b_1$为弹块8的宽度，$b_2$为弹块8的高度，$f_{yv}$为钢材受剪强度设计值。

[0019] 步骤二，按照初步确定的每层钢框架结构的整体尺寸对结构体系进行建模：在模型中相邻两层钢框架结构中的钢柱之间断开，并采用柱杵连接节点进行连接，考虑上层钢框架结构中钢柱底部的榫头与下层钢框架结构中钢柱顶部的榫槽之间的摩擦连接作用，将步骤一中确定的上下层钢框架结构的钢柱摩擦连接的F_{Si}、初始刚度K_i、等效刚度K_{eff}、小位移摩擦系数u_1、大位移摩擦系数u_2、最大承受轴力N_{cmax}、最大抗拔力N_{pmax}输入模型中的柱杵连接节点上。

[0020] 步骤三，运用有限元分析软件对结构体系进行多遇地震作用下结构体系的分析，具体分析方法包括步骤如下。

[0021] 步骤1，在模型中提取对应的地震作用下每层钢框架结构中单根钢柱底部的轴向压力值$N_{多遇i}$，并验证轴向压力值$N_{多遇ci}$和轴向拉力值$N_{多遇pi}$是否满足下列公式要求：$N_{多遇pi}<$

N_{pmax}，$N_{多遇ci}$＜N_{cmax}；

[0022] 若$N_{多遇pi}$＜N_{pmax}，且$N_{多遇ci}$＜N_{cmax}，继续步骤2的过程；

[0023] 若$N_{多遇i}$≥N_{pmax}，或者$N_{多遇ci}$≥N_{cmax}，在步骤一中对榫头与榫槽的接触面积或者榫头的最大抗拔力N_{pmax}进行调整，并且重复步骤一至步骤1的过程，直至满足要求后继续步骤2的过程。

[0024] 步骤2，在模型中提取地震作用下每根榫头与榫槽的接触面处产生的剪力$V_{多遇i}$，判断柱杵连接节点处剪力$V_{多遇i}$是否小于起滑力F_{si}；

[0025] 若$V_{多遇i}$＜F_{si}，继续步骤3的过程；

[0026] 若$V_{多遇i}$≥F_{si}，在步骤一中调整榫头的初始刚度K_i和起滑力F_{si}，并且重复步骤一至步骤2的过程，直至满足要求后继续步骤3的过程。

[0027] 步骤3，在模型中提取柱杵连接节点处榫头与榫槽之间的最大水平相对位移△$u_{多遇1i}$，并验证最大水平相对位移△$u_{多遇1i}$是否小于相对滑动最大位移行程L；

[0028] 若△$u_{多遇1i}$＜L，继续步骤4过程；

[0029] 若△$u_{多遇1i}$≥L，在步骤一中调整榫头的初始刚度K_i或调整相对滑动最大位移行程L或调整钢柱和/或钢梁的截面面积，并且重复步骤一至步骤3的过程，直至满足要求后继续步骤4的过程。

[0030] 步骤4，在模型中提取钢框架结构的每根钢柱上下两端的最大水平相对位移△$u_{多遇2i}$，并验证层间位移角$\theta_{多遇i}$否小于对应地震作用下的层间位移角限值1/250；其中，层间位移角$\theta_{多遇i}$=△$u_{多遇2i}$/H，H为每层钢框架结构中钢柱的高度；

[0031] 若$\theta_{多遇i}$＜1/250，继续步骤5的过程；

[0032] 若$\theta_{多遇i}$≥1/250，在步骤一中调整每层钢框架结构的钢梁和/或钢柱的截面尺寸，并且重复步骤一至步骤4的过程，直至满足要求后继续步骤5的过程。

[0033] 步骤5，在模型中提取出构件的应力$f_{多遇e}$，并验证构件的应力$f_{多遇e}$是否小于构件的抗震承载力设计值，即$f_{多遇e}$≤f/0.75，其中f为钢材强度设计值；所述构件包括钢柱和钢梁；

[0034] 若$f_{多遇e}$≤f/0.75，继续步骤四的过程；

[0035] 若$f_{多遇e}$＞f/0.75，在步骤一中调整每层钢框架结构的钢梁和/或钢柱的截面尺寸，并且重复步骤一至步骤5的过程，直至满足要求后继续步骤四的过程。

[0036] 步骤四，运用有限元分析软件对结构体系进行设防地震作用下结构体系的分析，具体分析方法包括步骤如下。

[0037] 步骤I，在模型中提取对应的地震作用下每层钢框架结构中单根钢柱底部的轴向压力值$N_{设防i}$，并验证轴向压力值$N_{设防ci}$和轴向拉力值$N_{设防pi}$是否满足下列公式要求：$N_{设防pi}$＜N_{pmax}，$N_{设防ci}$＜N_{cmax}；

[0038] 若$N_{设防pi}$＜N_{pmax}，且$N_{设防ci}$＜N_{cmax}，继续步骤Ⅱ的过程；

[0039] 若$N_{设防i}$≥N_{pmax}，或者$N_{设防ci}$≥N_{cmax}，在步骤一中对榫头的初始刚度K_i或者榫头的最大抗拔力N_{pmax}进行调整，并且重复步骤一至步骤I的过程，直至满足要求后继续步骤Ⅱ的过程。

[0040] 步骤Ⅱ，在模型中提取柱杵连接节点处榫头与榫槽之间的最大水平相对位移△$u_{设防1i}$，并验证最大水平相对位移△$u_{设防1i}$是否小于相对滑动最大位移行程L；

[0041] 若△$u_{设防1i}$＜L，继续步骤Ⅲ的过程；

[0042] 若$\triangle u_{设防1i} \geq L$，在步骤一中调整榫头的初始刚度$K_i$或调整相对滑动最大位移行程L，并且重复步骤一至步骤Ⅱ的过程，直至满足要求后继续步骤Ⅲ的过程。

[0043] 步骤Ⅲ，在模型中提取钢框架结构的每根钢柱上下两端的最大水平相对位移$\triangle u_{设防2i}$，并验证层间位移角$\theta_{设防i}$否小于对应地震作用下的层间位移角限值1/125；其中，层间位移角$\theta_{设防i}=\triangle u_{设防2i}/H$，H为每层钢框架结构中钢柱的高度；

[0044] 若$\theta_{设防i}<1/125$，继续步骤Ⅳ的过程；

[0045] 若$\theta_{设防i} \geq 1/125$，在步骤一中调整钢梁和/或钢柱的截面，并且重复步骤一至步骤Ⅲ的过程，直至满足要求后继续步骤Ⅳ的过程。

[0046] 步骤Ⅳ，在模型中提取出构件的应力$f_{设防e}$，并验证构件的应力$f_{设防e}$是否小于构件的屈服强度，即$f_{设防e} \leq f_y$，其中f_y为钢材屈服强度设计值；所述构件包括钢柱和钢梁；

[0047] 若$f_{设防e} \leq f_y$，继续步骤五的过程；

[0048] 若$f_{设防e}>f_y$，在步骤一中调整榫头的起滑力F_{si}或者调整钢框架结构的钢梁和/或钢柱的截面尺寸，并且重复步骤一至步骤Ⅳ的过程，直至满足要求后继续步骤五的过程。

[0049] 步骤五，运用有限元分析软件对结构体系进行设防地震作用下结构体系的分析，具体分析方法包括步骤如下。

[0050] 步骤i，在模型中提取对应的地震作用下每层钢框架结构中单根钢柱底部的轴向压力值$N_{罕遇i}$，并验证轴向压力值$N_{罕遇ci}$和轴向拉力值$N_{罕遇pi}$是否满足下列公式要求：$N_{罕遇pi}<N_{pmax}$，$N_{罕遇ci}<N_{cmax}$；

[0051] 若$N_{罕遇pi}<N_{pmax}$，且$N_{罕遇ci}<N_{cmax}$，继续步骤ii的过程；

[0052] 若$N_{罕遇i} \geq N_{pmax}$，或者$N_{罕遇ci} \geq N_{cmax}$，在步骤一中对榫头的初始刚度K_i或者榫头的最大抗拔力N_{pmax}进行调整，并且重复步骤一至步骤i的过程，直至满足要求后继续步骤ii的过程。

[0053] 步骤ii，在模型中提取柱杵连接节点处榫头与榫槽之间的最大水平相对位移$\triangle u_{罕遇1i}$，并验证最大水平相对位移$\triangle u_{罕遇1i}$是否小于相对滑动最大位移行程L；

[0054] 若$\triangle u_{罕遇1i}<L$，继续步骤iii的过程；

[0055] 若$\triangle u_{罕遇1i} \geq L$，在步骤一中调整榫头的起滑力$F_{si}$或调整相对滑动最大位移行程L或调整钢框架结构的钢梁和/或钢柱的截面尺寸，并且重复步骤一至步骤ii的过程，直至满足要求后继续步骤iii的过程。

[0056] 步骤iii，在模型中提取钢框架结构的每根钢柱上下两端的最大水平相对位移$\triangle u_{罕遇2i}$，并验证层间位移角$\theta_{罕遇i}$否小于对应地震作用下的层间位移角限值1/60；其中，层间位移角$\theta_{设防i}=\triangle u_{罕遇2i}/H$，H为每层钢框架结构中钢柱的高度；

[0057] 若$\theta_{设防i}<1/60$，继续步骤iv的过程；

[0058] 若$\theta_{设防i} \geq 1/60$，在步骤一中调整钢梁和/或钢柱的截面，并且重复步骤一至步骤iii的过程，直至满足要求后继续步骤iv的过程。

[0059] 步骤iv，在模型中提取出钢结构体系的基底总剪力V_S和基底倾覆弯矩M_S，验证基底总剪力V_S是否小于基础抗剪承载力V_R；基底倾覆弯矩M_S是否小于基础抗倾覆弯矩承载力M_R；

[0060] 若$V_S<V_R$，且$M_S<M_R$，继续步骤v的过程；

[0061] 若$M_S \geq M_R$或者$V_S \geq V_R$，在步骤一中调整结构中钢梁和/或钢柱的截面尺寸，并且重复步骤一至步骤iv的过程，直至满足要求后继续步骤v的过程。

[0062] 步骤ⅴ，在模型的钢结构体系中提取出塑性铰的数量，并评估该钢结构体系在罕遇地震下的抗震性能：对同层钢框架结构内钢梁和钢柱形成的塑性铰与钢梁和钢柱的节点总数量的比例Q进行统计，判断是否满足Q＜20%；

[0063] 若Q＜20%，设计结束；

[0064] 若Q≥20%，调整起滑力F_{si}或者调整钢梁和/或钢柱的截面尺寸，并且重复步骤一至步骤ⅴ的过程，直至满足要求设计完毕。

[0065] 优选的，榫头的最大抗拔力N_{pmax}的调整方法为对弹块的高度和/或弹块的宽度进行调整。

[0066] 优选的，相对滑动最大位移行程L的调整方法为对榫槽底面的曲率半径R_2和/或钢柱的截面尺寸进行调整。

[0067] 优选的，初始刚度K_i的调整方法为对钢柱的截面惯性距和/或对柱杵连接节点的高度进行调整。

[0068] 优选的，起滑力F_{si}的调整方法为对小位移摩擦系数u_1和/或大位移摩擦系数u_2和/或榫槽底面的曲率半径R_2和/或相对滑动最大位移行程L进行调整。

[0069] 与现有技术相比本发明具有以下特点和有益效果。

[0070] 1、本发明的装配式柱杵连接的钢结构体系中上下层钢框架结构的钢柱之间采用榫头与榫槽插接连接，实现了上层钢柱与下层钢柱之间的无焊接和螺栓连接，保证了上下层钢框架结构之间的高效装配，极大减少了现场施工工期和现场大量人力物力的同时提高了结构的抗震性能，减少了环境污染；并且榫头与榫槽之间的摩擦，实现了柱连接节点处的摩擦耗能，减少了节点的损伤，提高了结构的抗震性能，针对该体系的设计方法，保证该体系的受力性能，降低工程造价。

[0071] 2、本发明的装配式柱杵连接的钢结构体系中在榫头的竖向侧壁上设置弹块；在弹块内侧设有用以将弹块弹出的弹性构件；同时在榫槽的顶部内侧、位于弹块的上方设置有水平的卡边；利用卡边与弹块实现上层钢框架结构的钢柱与下层钢框架结构的钢柱之间自锁，提高了上下层钢框架结构之间的高效装配，减少了环境污染。

[0072] 3、本发明的榫头的顶部超出榫槽的顶部，且卡边与榫头之间留有间距，保证了榫头与榫槽在地震作用下能够滑动产生摩擦耗能，这种结构减少了节点损伤，提高结构抗震性能。

[0073] 4、本发明的装配式柱杵连接的钢结构体系结构简单、传力路径明确，且震后容易修复，具有良好的使用性能。

附图说明

[0074] 下面结合附图对本发明做进一步详细的说明。

[0075] 图1是本发明的钢结构体系的立体结构示意图。

[0076] 图2是本发明的钢结构体系相邻两层钢框架结构断开的结构示意图。

[0077] 图3是本发明中当弹性构件为弹簧和支柱时，榫头插入榫槽前的节点结构示意图。

[0078] 图4是本发明中当弹性构件为弹簧和支柱时，榫头插入榫槽后的节点结构示意图。

[0079] 图5是本发明中当弹性构件为弹簧和支柱时，榫头的水平切面结构示意图。

[0080] 图6是本发明中当弹性构件为弹片时，榫头插入榫槽前的节点结构示意图。

[0081] 图7是本发明中当弹性构件为弹片时，榫头插入榫槽后的节点结构示意图。

[0082] 图8是本发明中当弹性构件为弹片时，榫头的水平切面结构示意图。

[0083] 图9是本发明中曲面板底部设置托架的结构示意图。

[0084] 图10是本发明中当弹性构件为弹片时，榫头中设置竖向支撑的结构示意图。

[0085] 图11是本发明中当弹性构件为弹簧和支柱时，榫头中设置竖向支撑的结构示意图。

[0086] 图12是本发明中榫头的侧壁上开设穿孔的水平切面结构示意图。

[0087] 附图标记：1－钢柱、2－钢梁、3－楼板、4－榫槽、5－卡边、6－榫头、7－穿孔、8－弹块、9－封板、10－曲面板、11－弹片、12－弹簧、13－支柱、14－托架、14.1－横向曲杆、14.2－纵向曲杆、15－竖向支撑。

具体实施方式

[0088] 如图1-12所示，这种装配式柱杵连接的钢结构体系，包括有至少两层沿竖向叠放的钢框架结构；每层钢框架结构包括有钢柱1、钢梁2和楼板3；其中，钢柱1有一组，沿钢框架结构的边缘间隔布置；所述钢梁2有一组，对应连接在横向相邻的钢柱1之间和纵向相邻的钢柱1之间；所述楼板3设置在一组钢梁2的顶部；竖向相邻的两层钢框架结构的钢柱1均在与下层的楼板3连接处断开，且相邻两层钢框架结构之间柱杵连接；在下层钢框架结构中的每根钢柱1顶部设置有榫槽4；所述榫槽4的底面为向下凹陷的凹曲面，且在榫槽4的顶部内侧、沿环向通长设置有水平的卡边5；所述钢梁2连接在钢柱1上、位于榫槽4顶部以下的位置处；所述楼板3的顶面与榫槽4的顶面平齐；在上层钢框架结构中的每根钢柱1底部设置有榫头6；所述榫头6呈筒状，且竖向连接在上层钢框架结构的钢柱1底部，榫头6的底面为与榫槽4底面相适应的凸曲面；上层钢框架结构的钢柱1底部的榫头6对应插接在下层钢框架结构的钢柱1顶部的榫槽4中，并且榫头6的底部对应支撑在榫槽4的底面上，榫头6与卡边5之间留有间距，榫槽4的顶部与上层钢框架结构的钢柱1底部之间留有间距；所述榫头6四周的竖向侧壁上、位于卡边5下方的部位上沿环向间隔开设有一组穿孔7，在穿孔7中对应设置有弹块8；所述弹块8的外端超出榫头6的外侧壁，弹块8的顶面与卡边5底部之间留有间距，弹块8的外侧面为由下而上逐渐向外倾斜的斜面；所述榫头6内部还设置有用以将弹块8弹出的弹性构件，且弹性构件与弹块8的内侧面固定连接。

[0089] 本实施例中，所述钢柱1的水平切面呈矩形或者呈圆形或者为H形，在上层钢框架结构中的钢柱1底部设置有封板9，所述榫头6连接在封板9的底部，榫头6的水平切面形状与钢柱1的水平切面形状相适应，且榫头6的水平切面尺寸小于钢柱1的水平切面尺寸；在钢柱1的内部、靠近顶部位置处设置有向下凹陷的曲面板10；所述榫槽4为曲面板10与位于曲面板10以上的钢柱1侧壁围合而成，且榫槽4呈盆状；所述榫槽4顶部与上层钢框架结构的钢柱1底部之间的间距为5mm~60mm。

[0090] 当然在其他实施例中，所述钢柱1的水平切面还可以为圆形或者五边形或者六边形等多边形。

[0091] 本实施例中，所述弹性构件为弹片11；所述弹片11有一组，对应设置在一组弹块8的内侧；其中，弹片11的上部与榫头6的内侧壁连接，弹片11的下部与弹块8的内侧面连接。

[0092] 本实施例中，所述弹性构件包括有弹簧12和支柱13；所述支柱13支撑在榫头6底面

与上层钢框架结构的钢柱1的底面之间;所述弹簧12有一组,水平设置在支柱13与一组弹块8之间;其中,弹簧12的外端与弹块8连接,弹簧12的里端与支柱13连接。

[0093] 本实施例中,所述弹块8的外端与榫槽4的侧壁之间紧密贴合;所述卡边5与榫头6之间的间距为5~15mm。

[0094] 本实施例中,榫槽4底面涂有相应的摩擦材料,该摩擦材料为高性能碳纤维或者黄铜或者酚醛树脂。

[0095] 本实施例中,所述钢梁2与钢柱1之间采用全焊接或者栓焊混合连接或者全螺栓连接,在钢梁2之间还连接有次梁,次梁与钢梁2之间采用铰接连接。

[0096] 本实施例中,所述钢梁2的截面形式可以为矩形或H形,楼板3为现浇或预制的钢筋混凝土楼板。

[0097] 本实施例中,所述弹块8的竖向切面呈梯形;其中,弹块8的顶面和底面均为水平的光滑面,并且顶面的尺寸大于底面的尺寸;弹块8的外侧面为斜面,内侧面为竖直面。

[0098] 当然在其他实施例中,所述弹块8的竖向切面还可以呈矩形。

[0099] 本实施例中,为了提高曲面板10的竖向承载能力,在曲面板10的底部设置有托架14;所述托架14的顶面为与曲面板10的顶面相适应的凹曲面,并且该托架14为一组横向曲杆14.1和一组纵向曲杆14.2连接而成。

[0100] 本实施例中,为了提高榫头6的受压能力,在榫头6的内部间隔设置有竖向支撑15。

[0101] 本实施例中,榫头6与上层钢框架结构的钢柱1在工厂进行焊接,榫槽4中的曲面板10直接与下层钢框架结构的钢柱1进行焊接;现场装配时,直接将上层钢框架结构的钢柱1的榫头6直接放入下层钢框架结构的钢柱1的榫槽4内,弹块8刚开始受到挤压,缩进榫头6内,之后进入榫槽4后弹块8弹出,完成自锁,实现了上下层钢框架结构的连接。

[0102] 本实施例中,所述钢梁2和钢柱1根据吊装能力的需要,可采取现场地面拼装后整体吊装或者构件单独吊装后再拼接方式;所述榫头6与榫槽4之间留有间隙,结构在地震作用下发生侧向位移时,上下层钢框架结构柱节点处的榫头6和榫槽4之间相互摩擦,产生滑动消耗地震能量减少节点损伤,提高结构抗震性能。

[0103] 这种装配式柱杵连接的钢结构体系的设计方法,钢结构体系的性能化设计目标为多遇地震作用下,上下柱之间进行滑动,控制层间最大位移角小于1/250,结构构件完好,满足小震作用下强度和变形的结构性能指标,保证小震不坏的性能化设计要求。设防地震作用下,上下柱之间进行滑动,控制层间最大位移角小于1/125,结构轻微破坏,结构构件简单修理后继续使用,保证中震可修的性能化设计要求。罕遇地震作用下,上下柱之间进行滑动,控制层间最大位移角小于1/60,结构具有轻微至中等破坏,结构构件修复后继续使用,保证大震可修的性能化设计要求。为达到上述性能化设计目标,针对该体系提出了多遇地震、设防地震和罕遇地震三阶段设计方法;包括步骤如下。

[0104] 步骤一,初步确定钢结构体系的各个参数:该参数包括有每层钢框架结构的整体尺寸,每层钢框架结构中钢梁2的尺寸、钢柱1的尺寸、楼板3的尺寸,柱杵连接节点处的榫头6底面的曲率半径R_1、榫槽4底面的曲率半径R_2,榫头6与榫槽4之间发生相对滑动时榫头6的起滑力F_{Si},榫头6与榫槽4之间无滑动时榫头6的初始刚度K_i,榫头6与榫槽4之间滑动时榫头6的等效刚度K_{eff},榫头6与榫槽4之间发生相对滑动位移小于30mm时的小位移摩擦系数u_1,榫头6与榫槽4之间发生相对滑动位移大于等于30mm时的大位移摩擦系数u_2,榫头6与榫槽4

之间相对滑动最大位移行程L，榫槽4的最大承受轴力N_{cmax}，榫头6的最大抗拔力N_{pmax}；其中，i为柱杵连接节点的编号。

[0105] 曲率半径：榫头6底面的曲率半径R_1、榫槽4底面的曲率半径R_2均根据钢柱1的截面尺寸大小进行确定，取50mm~3000mm。

[0106] 起滑力F_{Si}：$F_{Si}= u_1W$，其中u_1为小位移摩擦系数，W为对应的柱杵连接节点以上结构的重力荷载。

[0107] 初始刚度K_i：$K_i= 12EI/h^3$，其中E为钢材弹性模量，I为钢柱1的截面惯性距，h为柱杵连接节点的高度。

[0108] 等效刚度：$K_{eff}=W/R+F_S/L$，为对应的柱杵连接节点以上结构的重力荷载。

[0109] 相对滑动最大位移行程L：L榫槽4底面的曲率半径R_2和钢柱1的截面尺寸确定。

[0110] 榫槽4的最大承受轴力N_{cmax}：$N_{cmax}=f\times S$；其中，f为钢材抗压强度设计值，S为榫槽4与榫头6的接触面积。

[0111] 榫头6的最大抗拔力$N_{pmax}=4f_{yv}\times b_1\times b_2$；其中，$b_1$为弹块8的宽度，$b_2$为弹块8的高度，$f_{yv}$为钢材受剪强度设计值。

[0112] 步骤二，按照初步确定的每层钢框架结构的整体尺寸对结构体系进行建模：在模型中相邻两层钢框架结构中的钢柱1之间断开，并采用柱杵连接节点进行连接，考虑上层钢框架结构中钢柱1底部的榫头6与下层钢框架结构中钢柱1顶部的榫槽4之间的摩擦连接作用，将步骤一中确定的上下层钢框架结构的钢柱1摩擦连接的F_{Si}、初始刚度K_i、等效刚度K_{eff}、小位移摩擦系数u_1、大位移摩擦系数u_2、最大承受轴力N_{cmax}、最大抗拔力N_{pmax}输入模型中的柱杵连接节点上。

[0113] 步骤三，运用有限元分析软件对结构体系进行多遇地震作用下结构体系的分析，具体分析方法包括步骤如下：

[0114] 步骤1，在模型中提取对应的地震作用下每层钢框架结构中单根钢柱1底部的轴向压力值$N_{多遇i}$，并验证轴向压力值$N_{多遇ci}$和轴向拉力值$N_{多遇pi}$是否满足下列公式要求：$N_{多遇pi}<N_{pmax}$，$N_{多遇ci}<N_{cmax}$；

[0115] 若$N_{多遇pi}<N_{pmax}$，且$N_{多遇ci}<N_{cmax}$，继续步骤2的过程；

[0116] 若$N_{多遇i}\geq N_{pmax}$，或者$N_{多遇ci}\geq N_{cmax}$，在步骤一中对榫头6与榫槽4的接触面积或者榫头6的最大抗拔力N_{pmax}进行调整，并且重复步骤一至步骤1的过程，直至满足要求后继续步骤2的过程。

[0117] 步骤2，在模型中提取地震作用下每根榫头6与榫槽4的接触面处产生的剪力$V_{多遇i}$，判断柱杵连接节点处剪力$V_{多遇i}$是否小于起滑力F_{si}；

[0118] 若$V_{多遇i}<F_{si}$，继续步骤3的过程；

[0119] 若$V_{多遇i}\geq F_{si}$，在步骤一中调整榫头6的初始刚度K_i和起滑力F_{si}，并且重复步骤一至步骤2的过程，直至满足要求后继续步骤3的过程。

[0120] 步骤3，在模型中提取柱杵连接节点处榫头6与榫槽4之间的最大水平相对位移$\triangle u_{多遇1i}$，并验证最大水平相对位移$\triangle u_{多遇1i}$是否小于相对滑动最大位移行程L；

[0121] 若$\triangle u_{多遇1i}<L$，继续步骤4过程；

[0122] 若$\triangle u_{多遇1i}\geq L$，在步骤一中调整榫头6的初始刚度K_i或调整相对滑动最大位移行程L或调整钢柱1和/或钢梁2的截面面积，并且重复步骤一至步骤3的过程，直至满足要求后继

续步骤4的过程。

[0123] 步骤4，在模型中提取钢框架结构的每根钢柱1上下两端的最大水平相对位移△$u_{多遇2i}$，并验证层间位移角$\theta_{多遇i}$否小于对应地震作用下的层间位移角限值1/250；其中，层间位移角$\theta_{多遇i}=\triangle u_{多遇2i}/H$，H为每层钢框架结构中钢柱1的高度；

[0124] 若$\theta_{多遇i}<1/250$，继续步骤5的过程；

[0125] 若$\theta_{多遇i}\geq1/250$，在步骤一中调整每层钢框架结构的钢梁2和/或钢柱1的截面尺寸，并且重复步骤一至步骤4的过程，直至满足要求后继续步骤5的过程。

[0126] 步骤5，在模型中提取出构件的应力$f_{多遇e}$，并验证构件的应力$f_{多遇e}$是否小于构件的抗震承载力设计值，即$f_{多遇e}\leq f/0.75$，其中f为钢材强度设计值；所述构件包括钢柱2和钢梁2；

[0127] 若$f_{多遇e}\leq f/0.75$，继续步骤四的过程；

[0128] 若$f_{多遇e}>f/0.75$，在步骤一中调整每层钢框架结构的钢梁2和/或钢柱1的截面尺寸，并且重复步骤一至步骤5的过程，直至满足要求后继续步骤四的过程。

[0129] 步骤四，运用有限元分析软件对结构体系进行设防地震作用下结构体系的分析，具体分析方法包括步骤如下。

[0130] 步骤Ⅰ，在模型中提取对应的地震作用下每层钢框架结构中单根钢柱1底部的轴向压力值$N_{设防i}$，并验证轴向压力值$N_{设防ci}$和轴向拉力值$N_{设防pi}$是否满足下列公式要求：$N_{设防pi}<N_{pmax}$，$N_{设防ci}<N_{cmax}$；

[0131] 若$N_{设防pi}<N_{pmax}$，且$N_{设防ci}<N_{cmax}$，继续步骤Ⅱ的过程；

[0132] 若$N_{设防i}\geq N_{pmax}$，或者$N_{设防ci}\geq N_{cmax}$，在步骤一中对榫头6的初始刚度K_i或者榫头6的最大抗拔力N_{pmax}进行调整，并且重复步骤一至步骤Ⅰ的过程，直至满足要求后继续步骤Ⅱ的过程。

[0133] 步骤Ⅱ，在模型中提取柱杵连接节点处榫头6与榫槽4之间的最大水平相对位移△$u_{设防1i}$，并验证最大水平相对位移△$u_{设防1i}$是否小于相对滑动最大位移行程L；

[0134] 若△$u_{设防1i}<L$，继续步骤Ⅲ的过程；

[0135] 若△$u_{设防1i}\geq L$，在步骤一中调整榫头6的初始刚度K_i或调整相对滑动最大位移行程L，并且重复步骤一至步骤Ⅱ的过程，直至满足要求后继续步骤Ⅲ的过程。

[0136] 步骤Ⅲ，在模型中提取钢框架结构的每根钢柱1上下两端的最大水平相对位移△$u_{设防2i}$，并验证层间位移角$\theta_{设防i}$否小于对应地震作用下的层间位移角限值1/125；其中，层间位移角$\theta_{设防i}=\triangle u_{设防2i}/H$，H为每层钢框架结构中钢柱1的高度；

[0137] 若$\theta_{设防i}<1/125$，继续步骤Ⅳ的过程；

[0138] 若$\theta_{设防i}\geq1/125$，在步骤一中调整钢梁2和/或钢柱1的截面，并且重复步骤一至步骤Ⅲ的过程，直至满足要求后继续步骤Ⅳ的过程。

[0139] 步骤Ⅳ，在模型中提取出构件的应力$f_{设防e}$，并验证构件的应力$f_{设防e}$是否小于构件的屈服强度，即$f_{设防e}\leq f_y$，其中f_y为钢材屈服强度设计值；所述构件包括钢柱2和钢梁2；

[0140] 若$f_{设防e}\leq f_y$，继续步骤五的过程；

[0141] 若$f_{设防e}>f_y$，在步骤一中调整榫头6的起滑力F_{si}或者调整钢框架结构的钢梁2和/或钢柱1的截面尺寸，并且重复步骤一至步骤Ⅳ的过程，直至满足要求后继续步骤五的过程。

[0142] 步骤五，运用有限元分析软件对结构体系进行设防地震作用下结构体系的分析，具体分析方法包括步骤如下。

[0143] 步骤i，在模型中提取对应的地震作用下每层钢框架结构中单根钢柱1底部的轴向压力值$N_{罕遇i}$，并验证轴向压力值$N_{罕遇ci}$和轴向拉力值$N_{罕遇pi}$是否满足下列公式要求：$N_{罕遇pi}<N_{pmax}$，$N_{罕遇ci}<N_{cmax}$；

[0144] 若$N_{罕遇pi}<N_{pmax}$，且$N_{罕遇ci}<N_{cmax}$，继续步骤ii的过程；

[0145] 若$N_{罕遇i}\geq N_{pmax}$，或者$N_{罕遇ci}\geq N_{cmax}$，在步骤一中对榫头6的初始刚度K_i或者榫头6的最大抗拔力N_{pmax}进行调整，并且重复步骤一至步骤i的过程，直至满足要求后继续步骤ii的过程。

[0146] 步骤ii，在模型中提取柱杵连接节点处榫头6与榫槽4之间的最大水平相对位移△$u_{罕遇1i}$，并验证最大水平相对位移△$u_{罕遇1i}$是否小于相对滑动最大位移行程L；

[0147] 若△$u_{罕遇1i}<L$，继续步骤iii的过程；

[0148] 若△$u_{罕遇1i}\geq L$，在步骤一中调整榫头6的起滑力F_{si}或调整相对滑动最大位移行程L或调整钢框架结构的钢梁2和/或钢柱1的截面尺寸，并且重复步骤一至步骤ii的过程，直至满足要求后继续步骤iii的过程。

[0149] 步骤iii，在模型中提取钢框架结构的每根钢柱1上下两端的最大水平相对位移△$u_{罕遇2i}$，并验证层间位移角$\theta_{罕遇i}$否小于对应地震作用下的层间位移角限值1/60；其中，层间位移角$\theta_{设防i}=\triangle u_{罕遇2i}/H$，H为每层钢框架结构中钢柱1的高度；

[0150] 若$\theta_{设防i}<1/60$，继续步骤iv的过程；

[0151] 若$\theta_{设防i}\geq 1/60$，在步骤一中调整钢梁2和/或钢柱1的截面，并且重复步骤一至步骤iii的过程，直至满足要求后继续步骤iv的过程。

[0152] 步骤iv，在模型中提取出钢结构体系的基底总剪力V_S和基底倾覆弯矩M_S，验证基底总剪力V_S是否小于基础抗剪承载力V_R；基底倾覆弯矩M_S是否小于基础抗倾覆弯矩承载力M_R；

[0153] 若$V_S<V_R$，且$M_S<M_R$，继续步骤v的过程；

[0154] 若$M_S\geq M_R$或者$V_S\geq V_R$，在步骤一中调整结构中钢梁2和/或钢柱1的截面尺寸，并且重复步骤一至步骤iv的过程，直至满足要求后继续步骤v的过程。

[0155] 步骤v，在模型的钢结构体系中提取出塑性铰的数量，并评估该钢结构体系在罕遇地震下的抗震性能：对同层钢框架结构内钢梁2和钢柱1形成的塑性铰与钢梁2和钢柱1的节点总数量的比例Q进行统计，判断是否满足Q<20%；

[0156] 若Q<20%，设计结束；

[0157] 若Q≥20%，调整起滑力F_{si}或者调整钢梁2和/或钢柱1的截面尺寸，并且重复步骤一至步骤v的过程，直至满足要求设计完毕。

[0158] 本实施例中，调整榫头6的最大抗拔力N_{pmax}的方法为采用调整弹块8的高度和/或调整弹块8的宽度。

[0159] 本实施例中，调整相对滑动最大位移行程L的方法为调整榫槽4底面的曲率半径R_2和/或调整钢柱1的截面尺寸。

[0160] 本实施例中，调整初始刚度K_i的方法为调整钢柱1的截面惯性距和/或调整柱杵连接节点的高度。

[0161] 本实施例中，调整起滑力F_{si}的方法为调整小位移摩擦系数u_1和/或调整大位移摩

擦系数u_2和/或调整榫槽4底面的曲率半径R_2和/或相对滑动最大位移行程L。

[0162] 上述实施例并非具体实施方式的穷举,还可有其它的实施例,上述实施例目的在于说明本发明,而非限制本发明的保护范围,所有由本发明简单变化而来的应用均落在本发明的保护范围内。

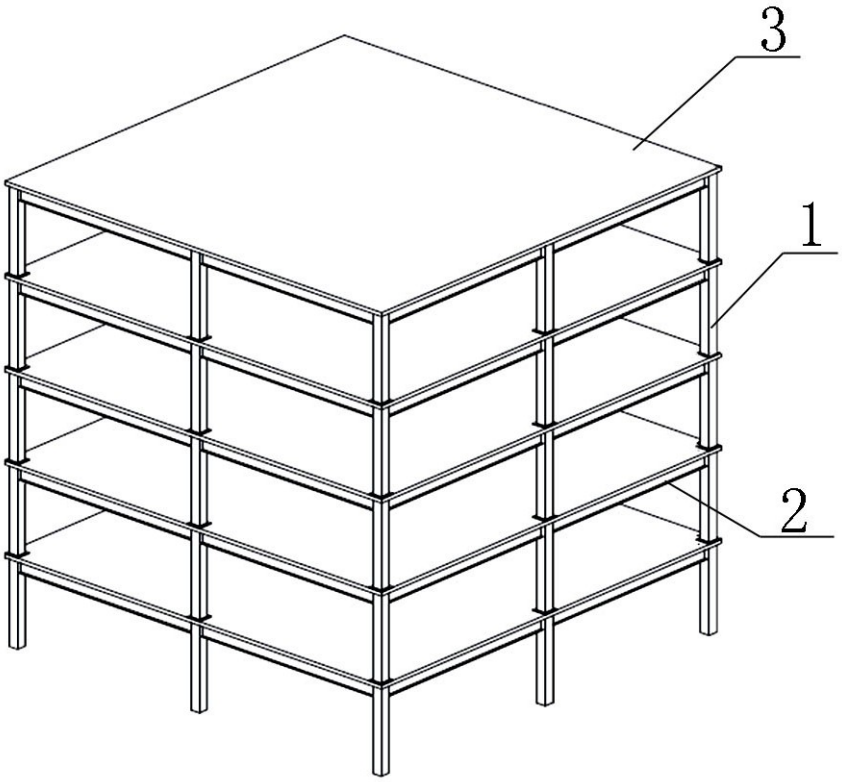


图1

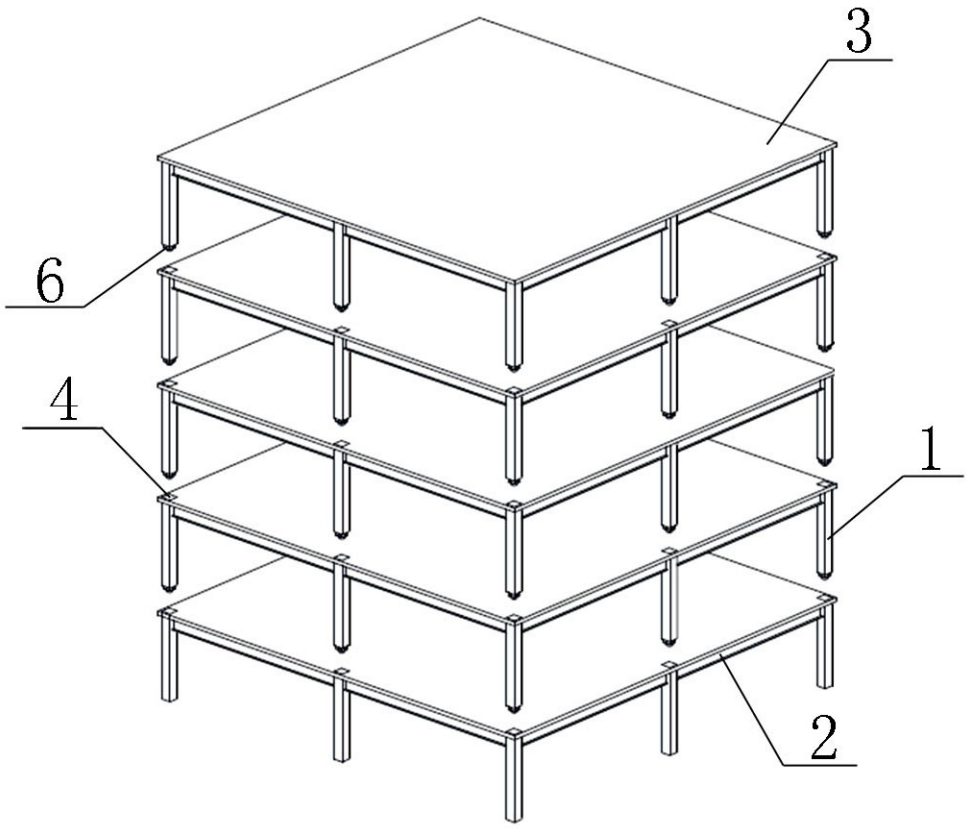


图2

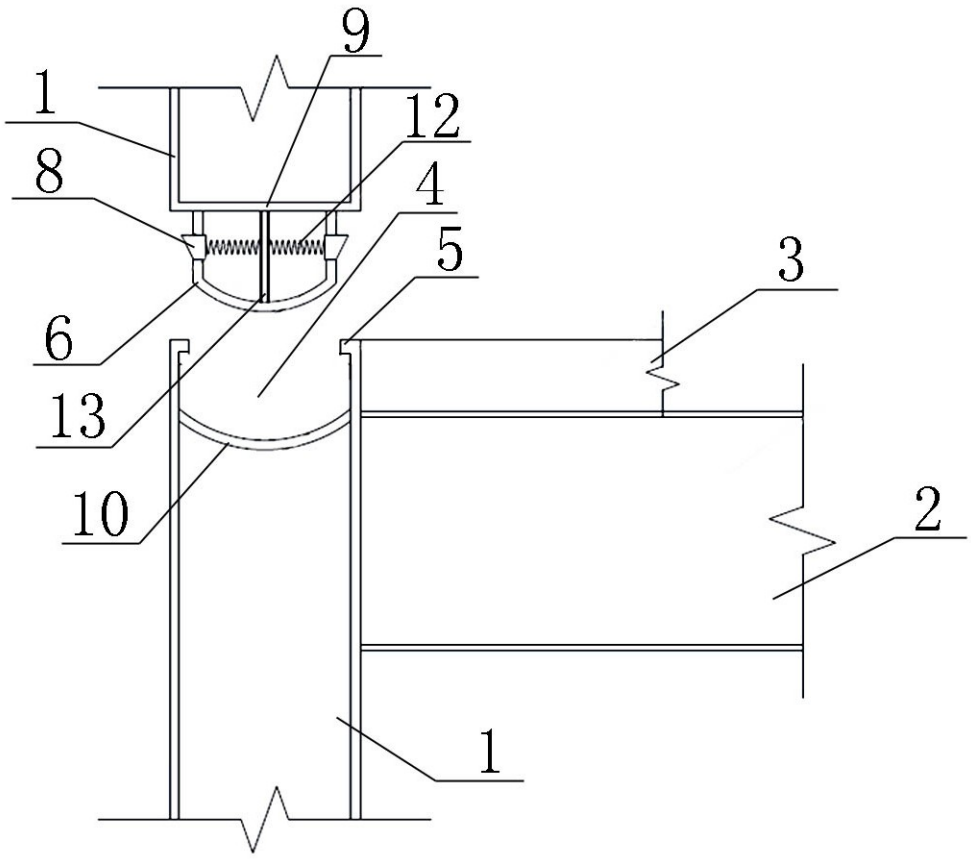


图3

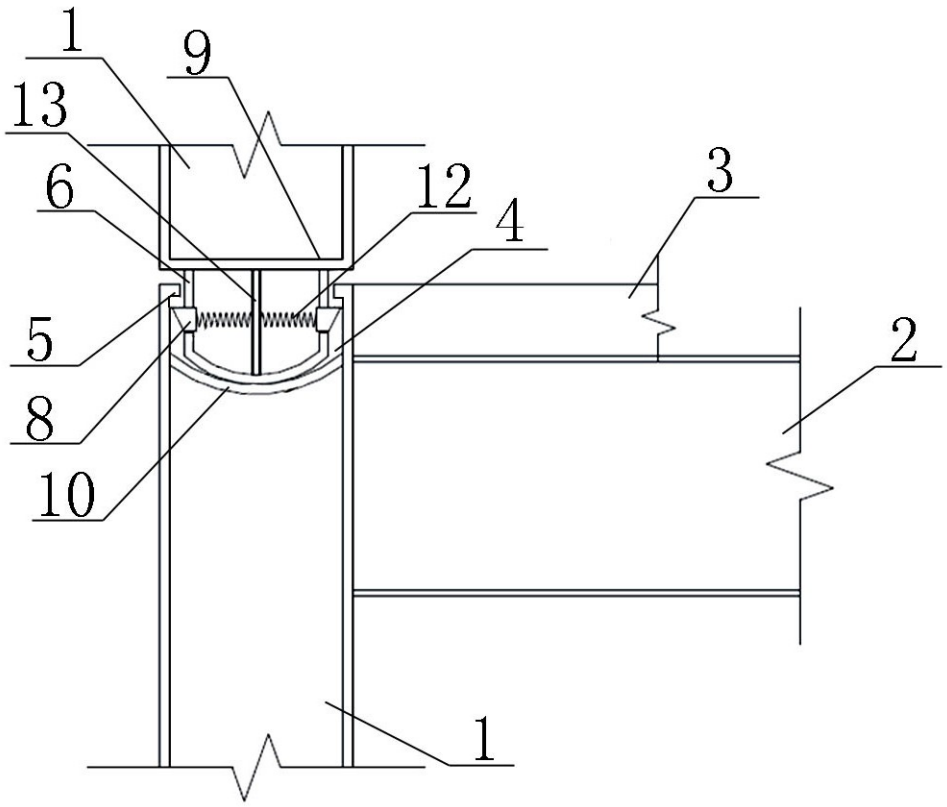


图4

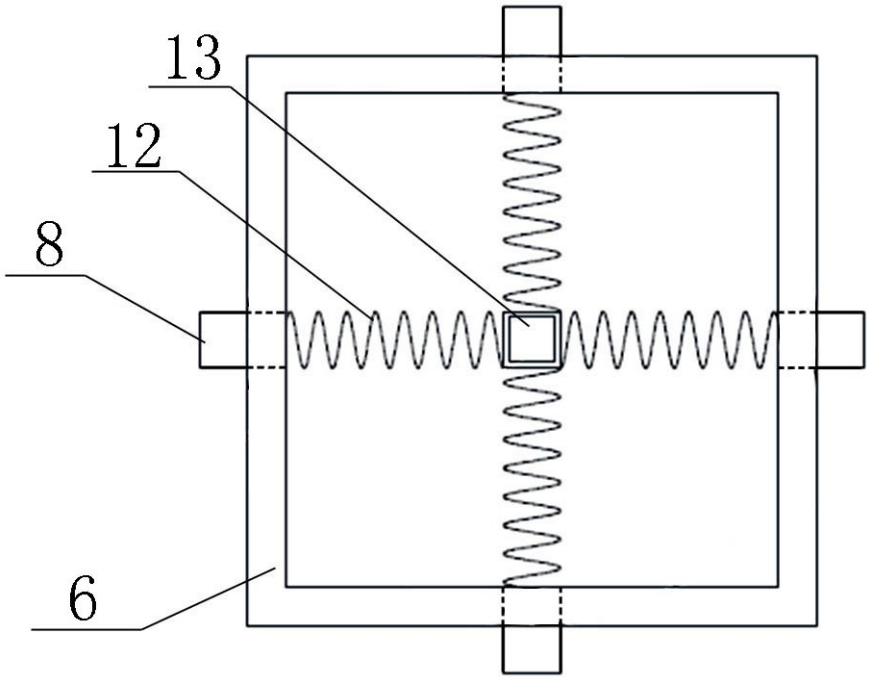


图5

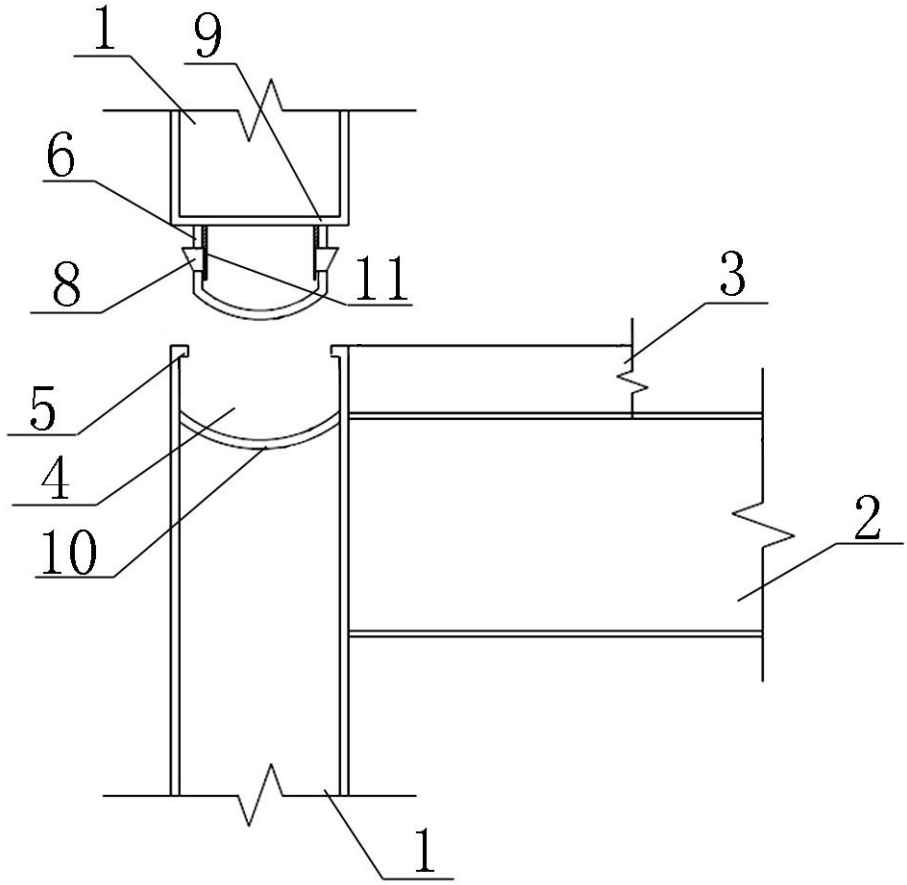


图6

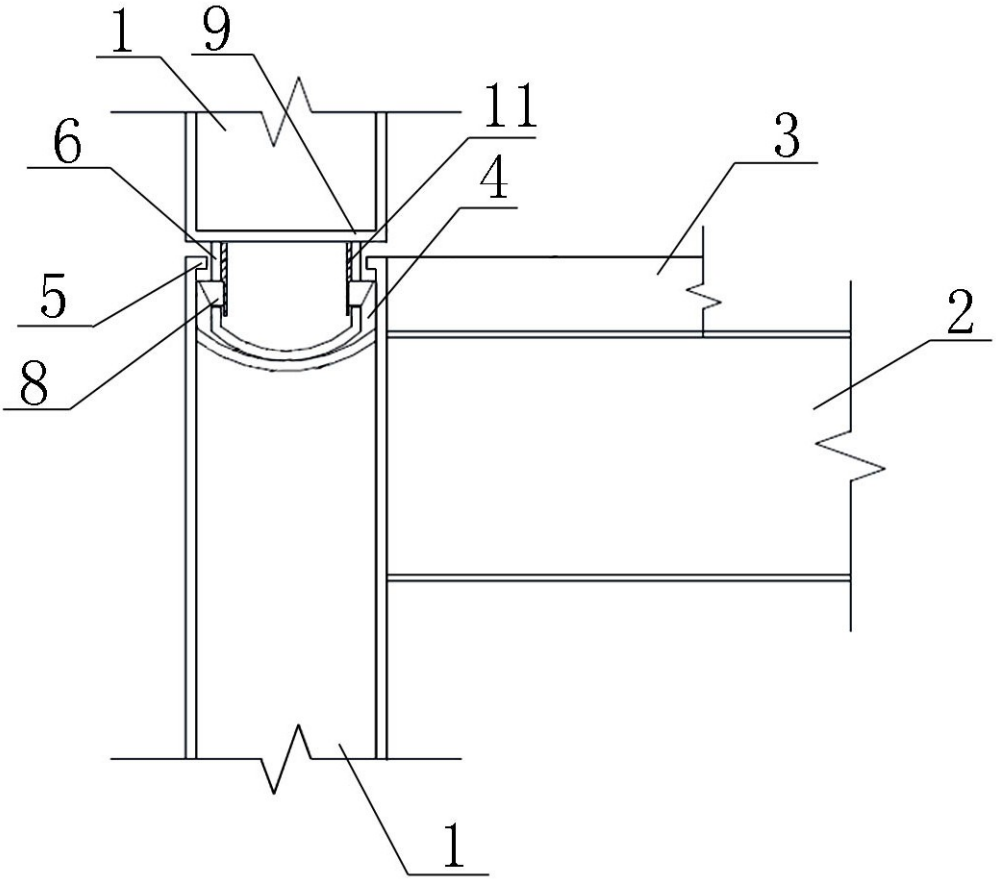


图7

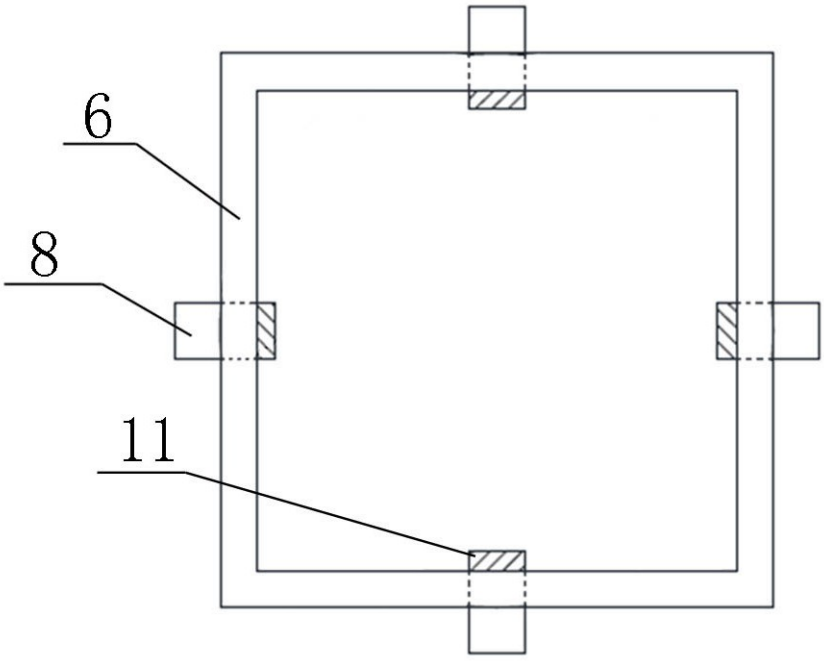


图8

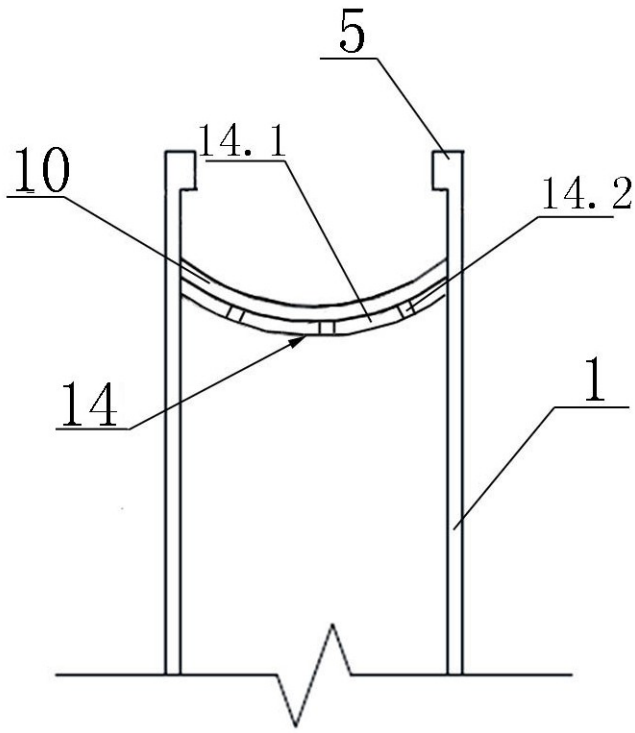


图9

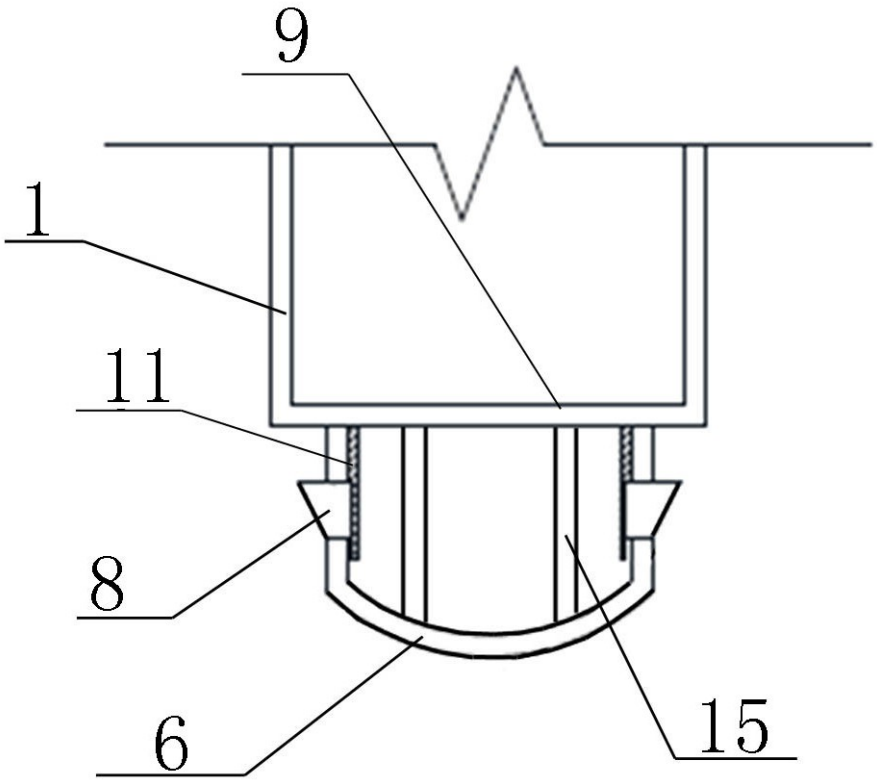


图10

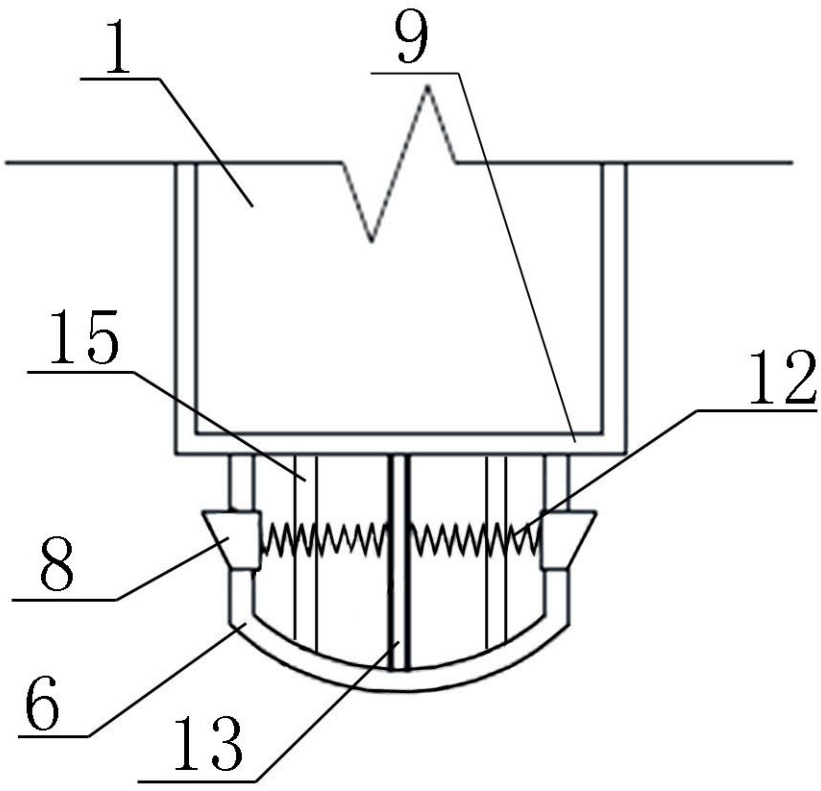


图11

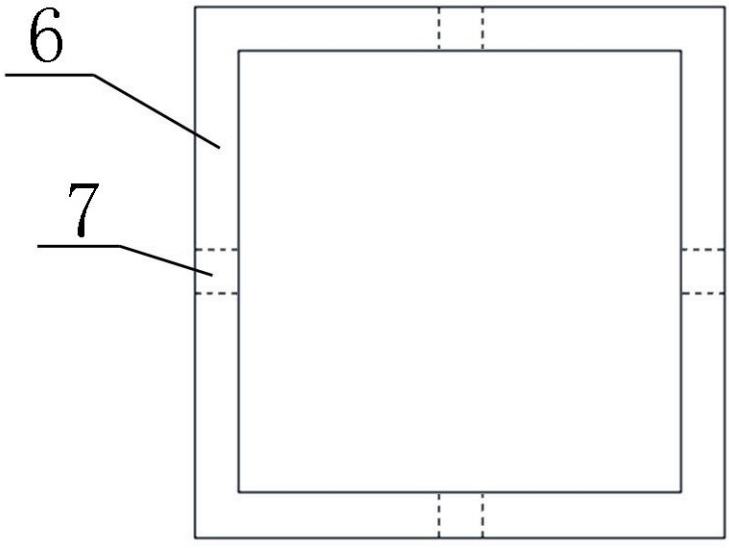


图12