

基于钢牛腿连接的可拆卸混凝土梁柱 L 型节点抗震性能分析

赵雨晴^{1,2}, 王军伟³, 张文学^{1,2}, 罗震^{1,2}

(1. 北京工业大学 建筑工程学院, 北京 100124; 2. 北京工业大学 桥梁工程安全与韧性全国重点实验室, 北京 100124; 3. 安阳工学院 土建与交通工程学院, 河南 安阳 455000)

摘要:当前装配式结构通常不可拆卸并重复利用,为此一种基于钢牛腿连接的可拆卸装配式混凝土框架结构被提出。为探究其 L 型节点的抗震性能,通过 Ansys 有限元模型分析了其在柱顶水平往复荷载和梁端竖向往复荷载下的滞回行为及损伤过程。结果表明,L 型节点表现出良好的耗能能力和延性,节点核心区变形主要由组件的塑性变形和组件间的相对滑移变形组成。主要的破坏模式为钢牛腿的弯曲、剪切破坏及节点核心区的剪切破坏。为保证节点抗震性能,钢楔强度应大于钢牛腿强度。适当提高钢牛腿、混凝土或钢楔的强度可增强节点的抗震性能,增大轴压比对节点的耗能能力有小幅提升。最后,给出了 L 型节点参数的建议设计值。

关键词:可拆卸预制混凝土节点;抗震性能;钢牛腿;有限元分析;循环荷载;L 型节点

中图分类号: TU375 **文献标志码:** A **文章编号:** 2095-0373(2026)02-0023-16

0 引言

近年来,装配式建筑得到了显著发展和应用。节点处的连接方法主要可分为 2 类:湿连接和干连接^[1]。随着对建筑绿色化的进一步发展需求,可拆卸性连接相关研究进入了众多学者的视野。这一概念最早由荷兰学者提出,优点是损坏的结构构件可以用新的替换,最大限度地减少了损失^[2]。采用干连接的钢混装配式结构是实现可拆卸建筑的可行路径^[3-4],具有结构性能好、能量耗散高的优点^[5-6],部分学者对这种结构进行了一定的试验和分析^[7-8]。Yang et al^[9]开发了一种结合 H 型钢板的混合预制混凝土梁系统,试验证实该系统具有良好的承载力和延性,但所有的测试试件全部是梁。Metelli et al^[10]开发了一种延性梁-柱连接,柱和梁使用高强度螺纹钢筋、钢板和纤维增强混凝土连接在一起,这种连接在循环测试中表现出良好的性能,但部分测试件在柱侧连接处发生了脆性破坏。Ding et al^[11]将牛腿与螺栓结合提出了一种梁柱螺栓节点,足尺试验表明此节点具有良好的抗震性能,但占据了额外的空间,也对建筑美观性产生了一些影响。Li et al^[12]开发了一种通过在预制梁和柱嵌入钢构件并通过螺栓连接的混合钢-混凝土梁柱连接节点,节点在往复荷载作用下表现出足够的刚度、良好的能量耗散能力和延性,但部分破坏机理尚不清楚。

综上所述,目前可拆卸节点的发展存在一定局限性,需要开发更多类型的节点并深入探究其性能,以丰富可拆卸结构的连接形式。受可拆卸性连接启发^[13],结合牛腿连接结构^[14],提出了一种基于钢牛腿连接的可拆卸混凝土梁柱(简称 CCBSC)框架结构。为了评估这种新型结构的抗震性能,使用 Ansys 建立了 CCBSC-L 型节点的有限元模型,对节点在柱顶水平往复荷载和梁端竖向往复荷载作用下的损伤演化过程、滞回性能和参数影响进行了系统性研究。

收稿日期:2026-02-11 责任编辑:车轩玉 DOI:10.13319/j.cnki.sjztdxxxbzrb.20260024

作者简介:赵雨晴(1997—),女,硕士研究生,研究方向为装配式建筑。E-mail:luoyexue20@163.com

赵雨晴,王军伟,张文学,等.基于钢牛腿连接的可拆卸混凝土梁柱 L 型节点抗震性能分析[J].石家庄铁道大学学报(自然科学版),2026,39(2):23-38.

1 CCBSC 节点构造

可拆卸装配式结构如图 1 (a) 所示,适用于工程建设的临时用房和应急医疗场所建设等临时结构。该结构角板处通过 CCBSC-L 型节点进行连接,如图 1 (b) 所示。CCBSC-L 型节点主要由预制混凝土上柱、下柱、梁板和钢扣组成。楼板与梁采用一体化预制并预留洞口,在梁内预埋加强钢板,框架柱在楼层位置断开,预制混凝土上柱在柱端预埋柱底钢牛腿,并在柱底面设置接头。预制混凝土下柱在柱端预埋柱顶钢牛腿,并在柱顶面设置杯口。受到 L 型节点位置的影响,在柱外侧使用钢扣替代预制混凝土梁板,钢扣分为上扣板、下扣板、压板 3 部分。上扣板预埋在预制混凝土上柱底端,下扣板预埋在预制混凝土下柱顶端。节点通过框架梁及钢楔实现上下柱对接,在搭接到位后还需要将钢扣压板压紧,最终形成整体受力结构。

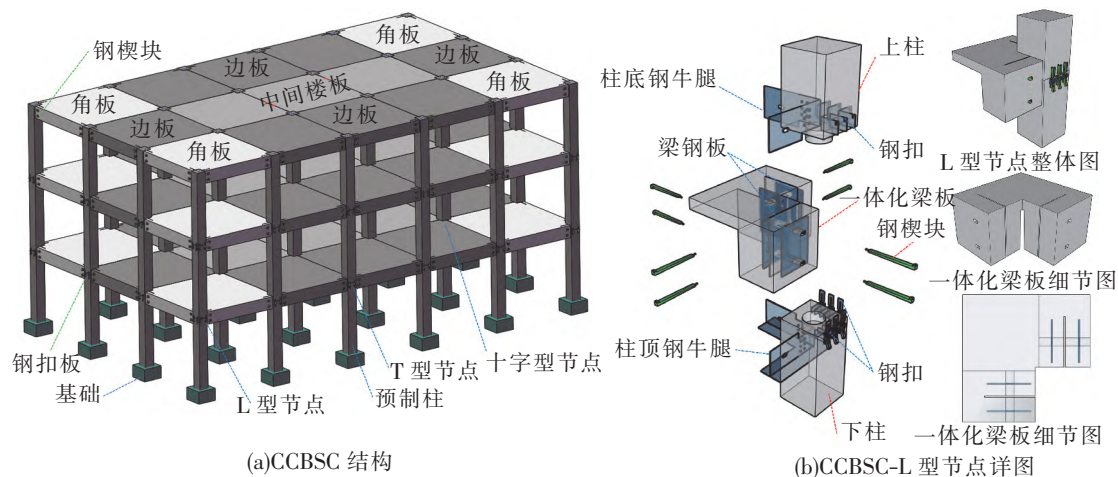


图 1 CCBSC 结构

需特别说明的是,CCBSC 节点采用独特的分体式钢楔实现上下柱连接,如图 2 所示。实施钢楔连接时需采用分体式钢楔工艺:从左右两侧同步插入 2 组钢楔,将其压入预制孔洞内;钢楔压实后通过螺栓进行紧固加固。

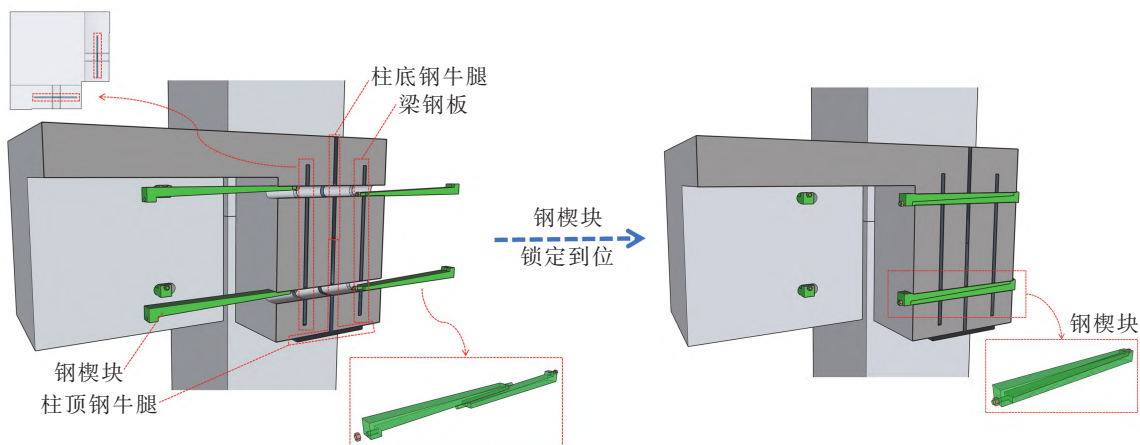


图 2 钢楔锁定过程

2 有限元模型建立与验证

2.1 有限元建模

2.1.1 模型设计

采用 ETABS 软件建立了 5 层的钢筋混凝土框架结构,根据规范^[15-18]要求进行了结构计算,并进行了

梁、柱的截面及配筋设计,在此基础上以在钢牛腿处形成塑性铰为原则,对各构件进行了详细设计,如图 3 所示。

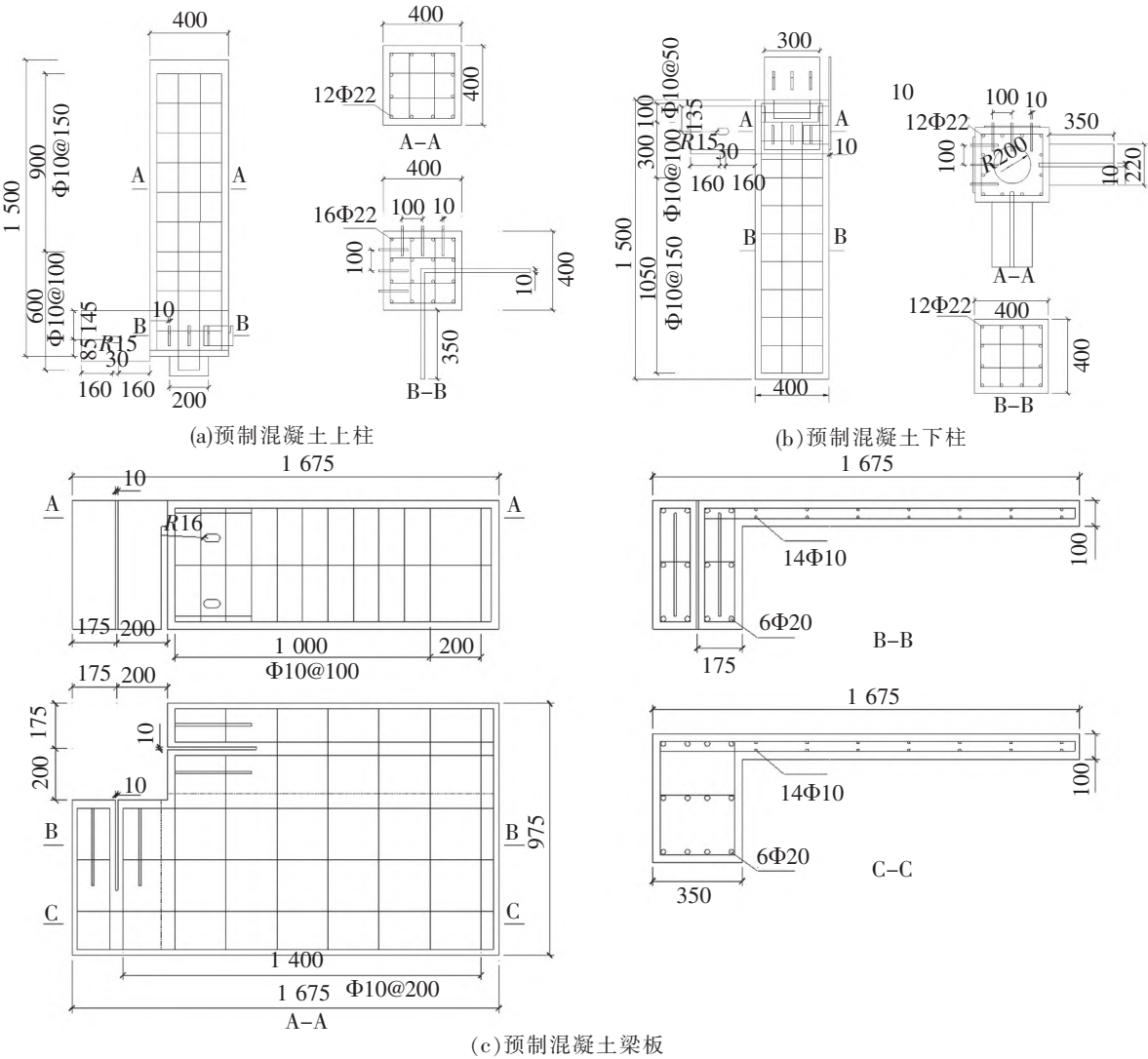


图 3 CCBSC-L 型节点配筋图(单位:mm)

2. 1. 2 材料属性与单元选择

根据规范^[16, 19-20],钢楔采用 8.8 级高强度钢,钢牛腿、钢扣采用 Q235 钢材;预制上下柱和梁板混凝土强度等级为 C40,纵向钢筋选用 HRB400 级螺纹钢,箍筋采用 HPB355 光圆钢筋。具体力学性能详见表 1 (表中, f_y 为钢材屈服强度; f_u 为钢材极限强度; f_c 为混凝土极限抗压强度; f_t 为混凝土极限抗拉强度; E_s 为弹性模量)。

		表 1 材料参数				MPa
材料等级	构件	f_y	f_c	f_u	f_t	E_s
Q235	钢牛腿	235		375		2.06×10^5
Q235	钢扣	235		375		2.06×10^5
8.8	钢楔	640		800		2.06×10^5
HRB400	纵向钢筋	400		540		2.06×10^5
HRB300	箍筋	300		420		2.06×10^5
C40	预制混凝土上柱、下柱、梁板		26.8		2.39	3.25×10^4

混凝土单元选用 SOLID65 模拟开裂压碎行为,如图 4 所示,其应力-应变关系模型采用多线性随动强化模型,破坏准则采用 William-Warnke 五参数强度准则,相关取值按《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010^[16]选取;钢筋单元采用 LINK180 模拟屈服行为,应力-应变曲线按双线性等向强化模型设置,相关取值按规范选取;通过 CEINTF 命令实现钢筋与混凝土黏结耦合;钢牛腿、钢楔与钢扣选用 SOLID45 单元,其应力-应变曲线同钢筋单元。

混凝土-混凝土、混凝土-钢材、钢楔-钢牛腿间的接触关系采用 CONTA174 与 TARGE170 单元模拟。依据规范^[16],普通混凝土

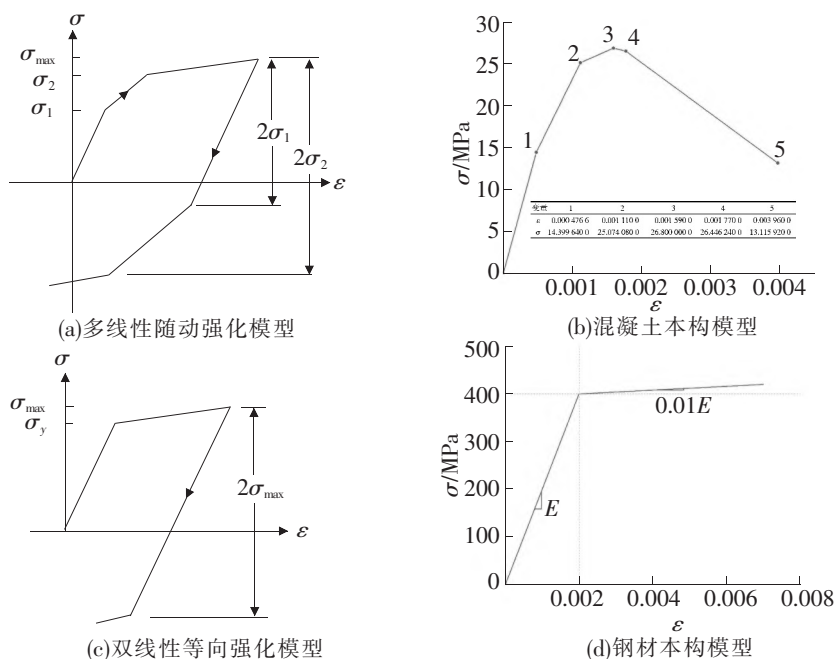


图 4 单元采用的模型

土接触面摩擦系数取 0.5,钢材接触面摩擦系数取 0.45。钢筋、钢扣、钢牛腿与混凝土通过共节点法实现连接。采用 SLOAD 命令模拟螺栓对钢楔施加的预紧力。为了准确模拟结构在往复荷载作用下的 P - Δ 效应,在有限元求解过程中激活了大变形效应。

2.1.3 边界条件与荷载

因节点核心区构造特殊,且不同的加载方式会影响节点的抗震性能^[21],故采用 2 种加载方式模拟结构在地震荷载作用下的响应:一种是在上柱顶部施加水平往复荷载(简称 L-ch),如图 5 (a)所示;另一种是在梁端施加竖向往复荷载(简称 L-bv),如图 5 (b)所示。具体加载方式如图 6 所示。采用位移控制法进行加载,逐级增加的位移角水平为 0.5%、0.75%、1.0%、1.5%、2.0%、2.5%、3.0%、3.5%、4.0%、5.0%、6.0%。

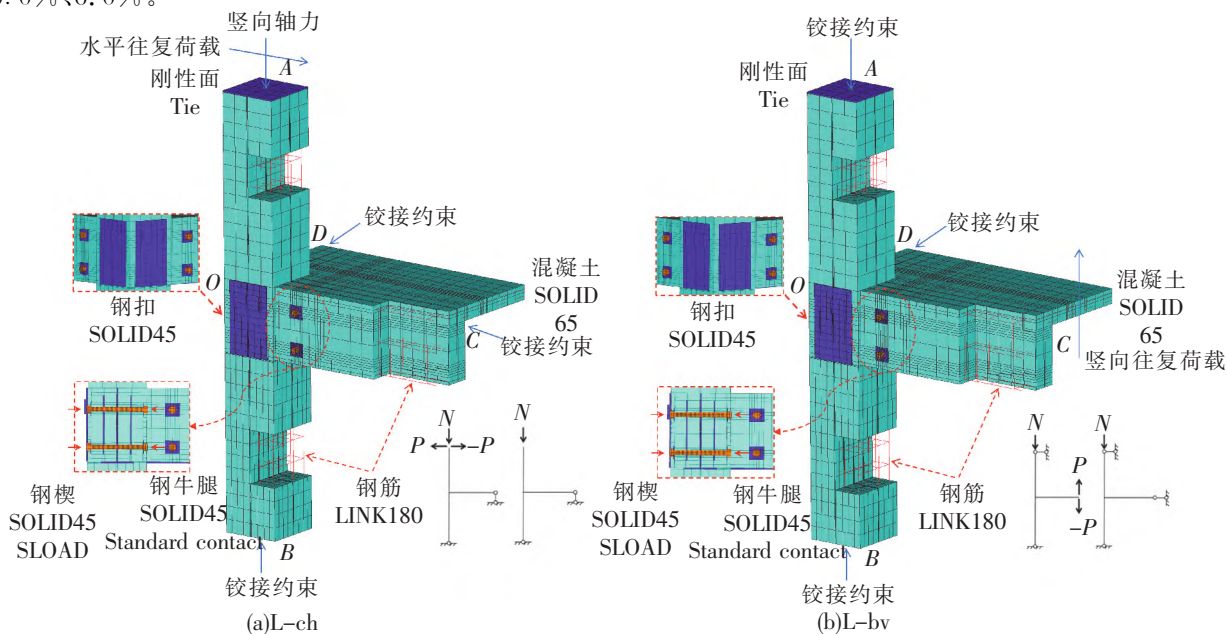


图 5 有限元模型加载边界条件

2.2 有限元模型验证

鉴于有限元法(FEM)的通用性,采用装配式框架梁柱结构隐蔽式牛腿连接节点试验验证本文建模技术的可行性。文献[22]中柱节点试验结果与本文建模技术计算结果对比如图7所示。试验结果正向承载力为126.9 kN,负向承载力为93.284 kN;有限元结果正向承载力为129.48 kN,负向承载力为115.36 kN。对比结果表明,有限元模型所得滞回曲线整体略高于试验结果,其中正向相对误差为2.03%,负向相对误差为23.7%。其中试验试件本身正负向承载力就相差较大,根据文献中的分析,此结果本身具有一定误差,主要源于试件浇筑制作过程中混凝土振捣不均匀,作动器加载方向与加载面不垂直等因素^[22]。除此以外,误差的主要原因是在试验中加载后期角钢顶角处出现裂纹,使其负向承载力快速下降,而有限元模拟时,采用的双线性模型在模拟全过程中角钢的承载力不会下降,故而在进入弹塑性阶段后误差逐渐加大^[23]。综合来看,有限元结果与试验结果的误差尚在可接受范围内,并且核心区混凝土拉压损伤形态与试验结果吻合,梁端斜裂缝分布规律一致,有限元结果在整体上仍能较好地反映试件的受力性能,因此认为本文的有限元建模技术具备可行性与准确性。

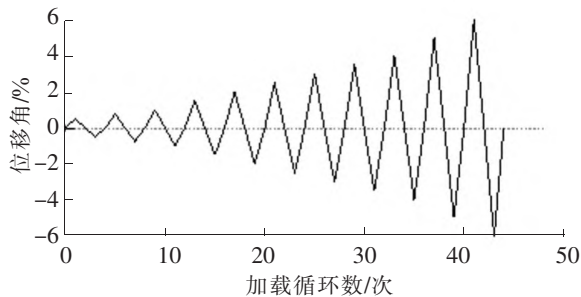
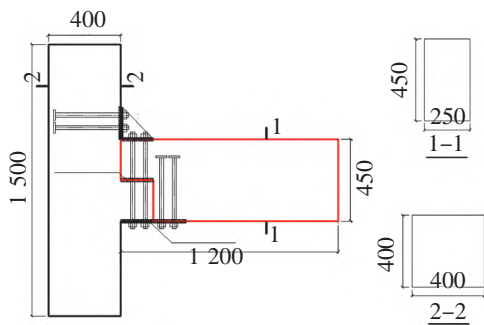
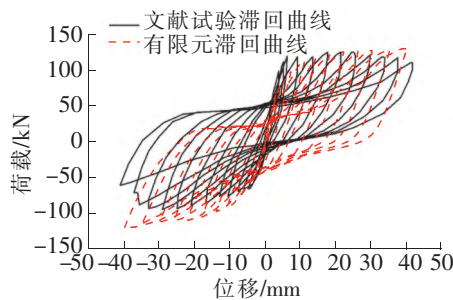


图6 有限元模型加载方式



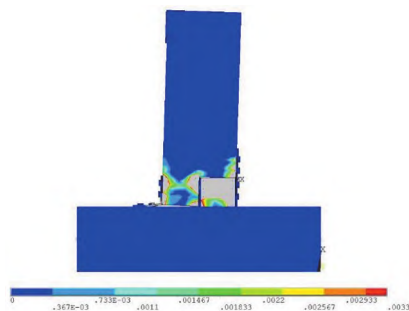
(a)节点示意图(单位:mm)



(b)试验结果与有限元结果对比



(c)试验破坏形态



(d)有限元破坏形态

图7 有限元模型验证

3 CCBSC-L 型节点拟静力响应

3.1 荷载传递机制与损伤演化过程

L型节点在L-ch加载下的荷载传递机制如下:上柱主要通过钢牛腿与钢楔的剪切作用将荷载传递给梁板和下柱柱顶钢牛腿,同时通过上柱柱底接头与下柱柱顶杯口的摩擦接触将荷载传递给下柱。随着钢牛腿变形的增加,上柱还会通过压力作用将荷载传递给梁板的内侧。L型节点在L-bv加载下的荷载传递机制如下:梁板通过与钢楔、钢牛腿的接触作用将竖向荷载传递到上下柱,同时随着钢牛腿的变形,梁板内侧通过挤压作用以及侧向钢楔的对拉作用将水平荷载传递给上下柱。同时,在2种加载情况下,节点

各个部件间均为摩擦接触关系,随着钢牛腿的变形增大,各个部件的接触面间相对滑移变形增大。综合分析得出,节点在往复荷载作用下的破坏模式为以钢牛腿的弯曲破坏、剪切破坏和节点核心区剪切破坏为主导因素,以各预制构件间的相对滑移为次要因素共同组成的破坏形态。

L 型节点在 L-ch 作用下和在 L-bv 作用下的损伤过程分别如图 8、图 9 所示。采用等效塑性应变量化节点损伤,其破坏模式可划分为 3 阶段:弹性阶段末期,钢牛腿孔壁出现初始屈服,混凝土无可见损伤,构件间开始发生明显分离;屈服阶段,钢牛腿根部发生屈服,伴随柱侧及梁板内混凝土局部破坏,钢楔底部出现屈服;破坏阶段,钢牛腿发生全截面失效形成塑性铰,核心混凝土大面积损伤,钢扣一直未达到屈服极限。

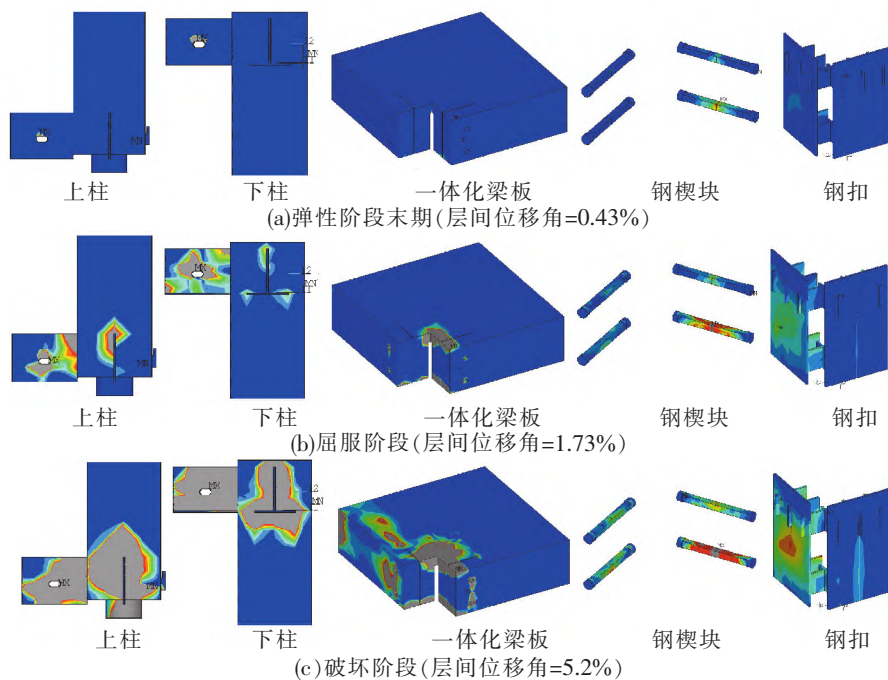


图 8 L-ch 加载下的等效塑性应变结果

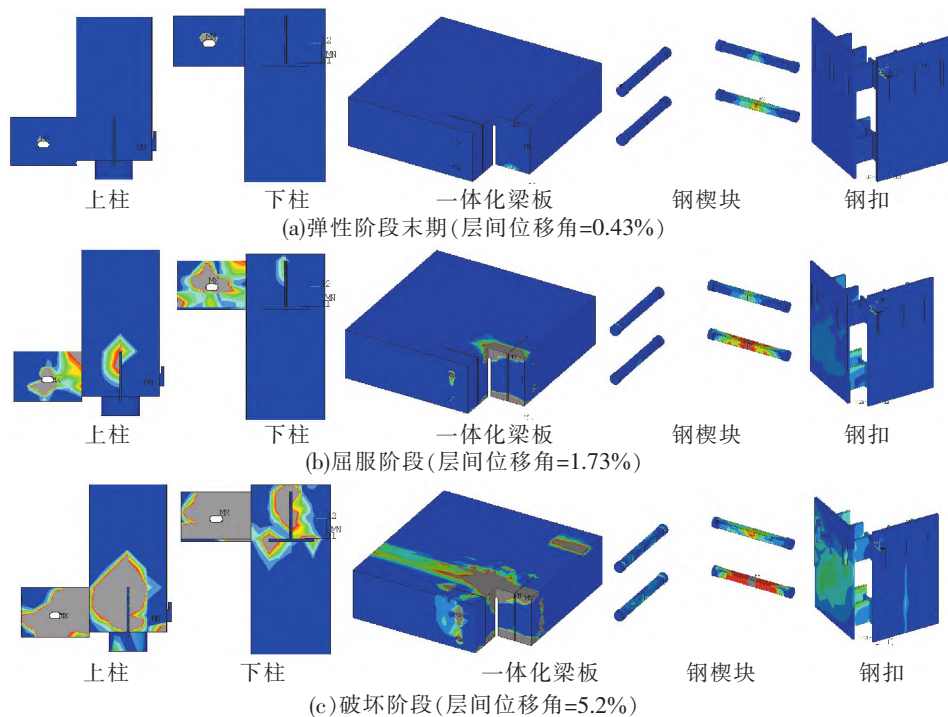


图 9 L-bv 加载下的等效塑性应变结果

3.2 典型滞回性能分析

图 10 展示了 CCBSC-L 型节点模型在 0.1 轴压比下分别在 L-ch、L-bv 作用下的典型滞回曲线、骨架曲线。CCBSC-L 型节点在 L-ch 加载下的滞回曲线呈现反 S 形特征,在 L-bv 加载下的滞回曲线呈现非对称反 S 形特征,表明其均具有良好耗能能力。主要耗能机制为钢牛腿的塑性变形。在 L-bv 情况下,节点正向承载力大于负向承载力。这是因为楼板和梁形成了正 T 形结构,正向加载下混凝土的受压面积大于负向加载。另一方面,下柱顶部倒 T 形钢牛腿在正向加载下的抗剪能力大于上柱底部矩形牛腿在负向加载下的抗剪能力。由于钢牛腿在柱根部全截面屈服形成塑性铰,以及模拟的组件间间隙所导致的滑移现象也反映在滞回曲线中。骨架曲线可划分为弹性、屈服与破坏 3 阶段。屈服点 A 对应曲线斜率显著变化,破坏点 B 标志着组件间的分离开始(如有限元结果所示)。

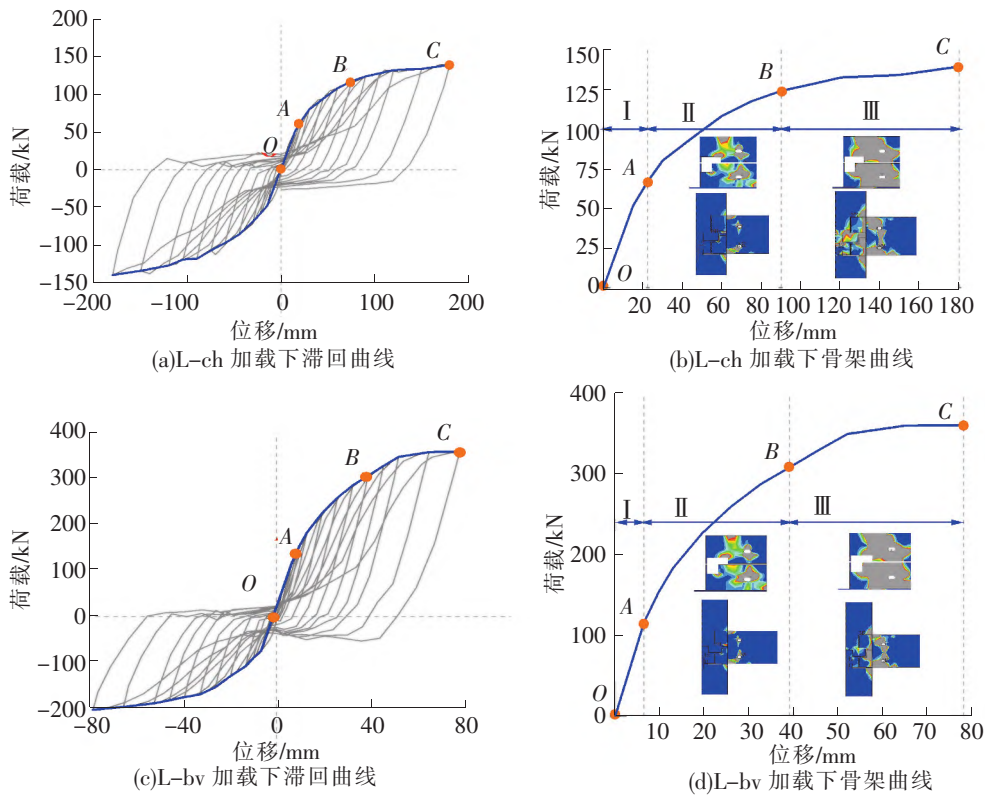


图 10 骨架曲线和滞回曲线

4 参数分析

为进一步研究主要参数对 CCBSC-L 型节点在 L-ch 和 L-bv 加载下抗震性能的影响,分析了 5 个关键参数:钢牛腿强度、钢扣强度、混凝土强度、轴压比和钢楔强度,其参数值如表 2 所示。

表 2 关键参数

参数	强度等级	f_y	f_u	E_s	参数	强度等级	f_c	f_t	E_s
钢牛腿强度	Q235	235	375	2.06×10^5	混凝土强度	C30	20.1	2.01	3.25×10^4
	Q355	355	470	2.06×10^5		C40	26.8	2.39	3.25×10^4
钢扣强度	Q420	420	520	2.06×10^5		C50	32.4	2.64	3.25×10^4
钢楔强度	5.6	300	500	2.06×10^5	轴压比	0.1			
	6.8	480	600	2.06×10^5		0.2			
	8.8	640	800	2.06×10^5		0.3			
	10.9	900	1 000	2.06×10^5		0.4			

注:下划线标记表示原始模型中使用的参数。

4.1 钢牛腿强度影响

钢牛腿强度对 CCBSC-L 型节点在 L-ch 和 L-bv 加载下滞回曲线和骨架曲线的影响分别如图 11、图 12 所示。随着钢牛腿强度的增加,节点的屈服强度、极限侧向承载能力和耗能能力均有一定程度的提高,刚度退化也有所缓解。当钢材强度从 Q355 提高到 Q420 时,T 型节点抗震性能的提升幅度明显小于从 Q235 提高到 Q355 时的提升幅度。因此,钢牛腿宜采用 Q355。

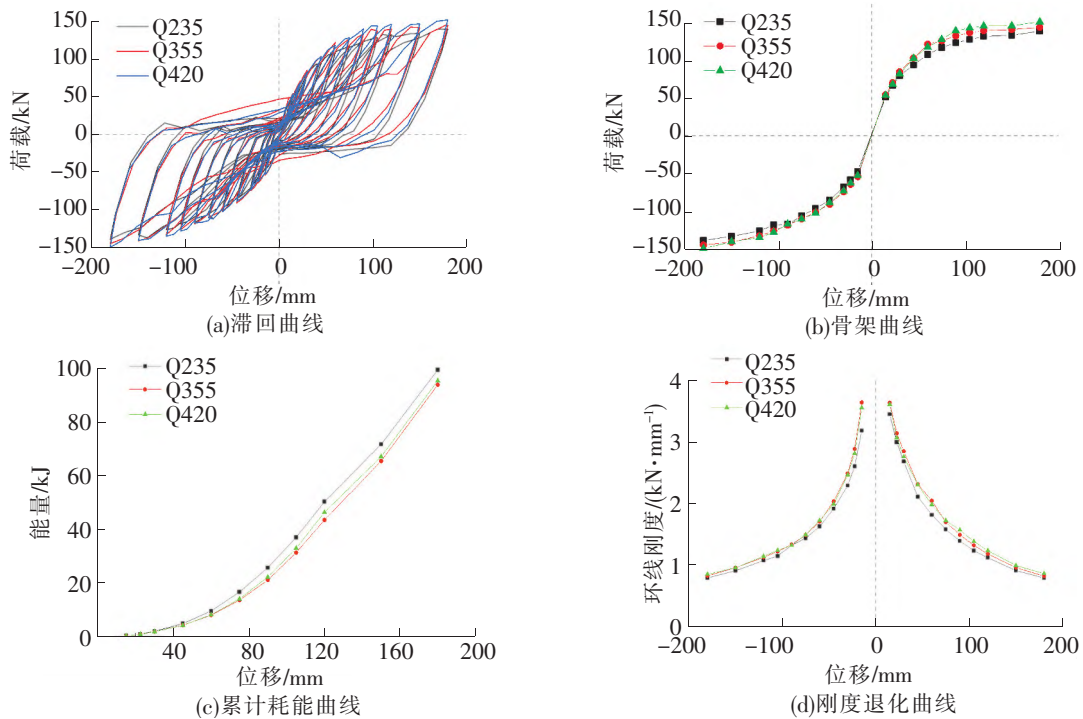


图 11 不同钢牛腿强度在 L-ch 下的影响

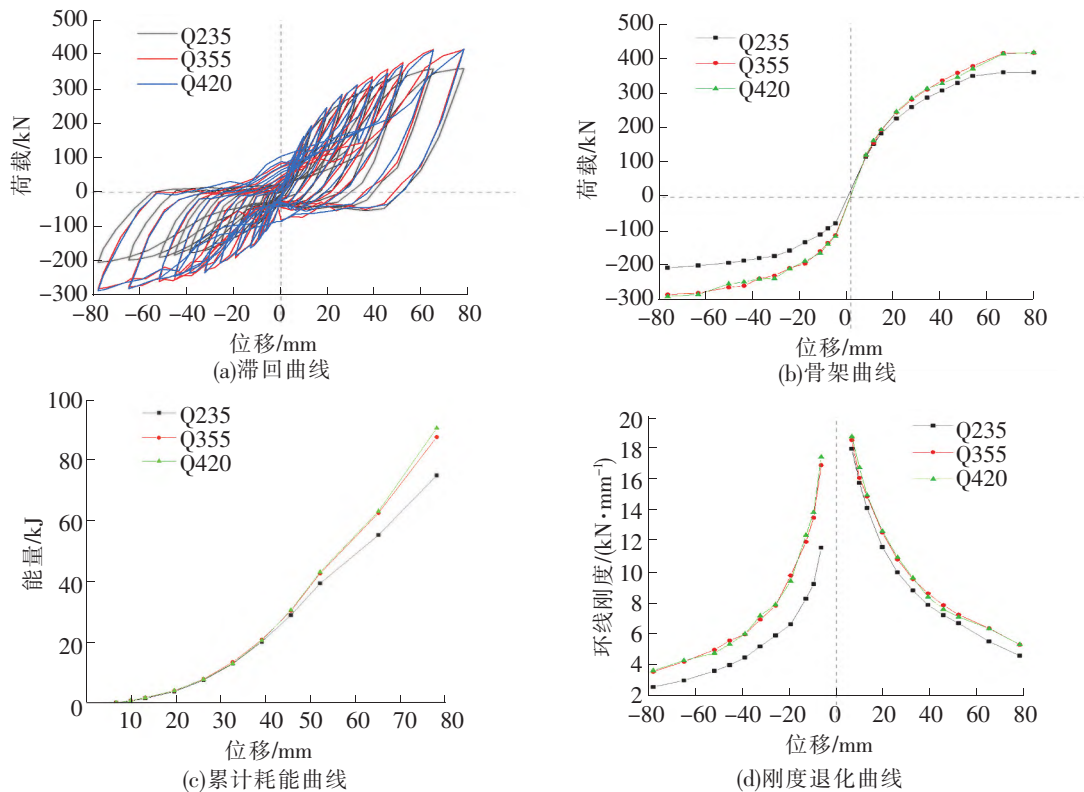


图 12 不同钢牛腿强度在 L-bv 下的影响

通过观察 L-bv 加载下极限状态时的应力-应变云图(见图 13~图 15)发现,随着钢牛腿强度的增加,节点的破坏模式发生了显著转变。随着钢牛腿强度的增加,L 型节点核心区混凝土的损伤范围以及钢楔的屈服范围均相应增加,而钢牛腿的塑性变形减小。钢牛腿强度提升时,节点的破坏模式从节点核心区混凝土破坏和钢牛腿破坏为主,逐渐演变为节点核心区混凝土破坏和钢楔破坏为主。这一现象揭示出,作为节点中的主要承重部件,钢牛腿的强度直接支配着 L 型节点的屈服机制和破坏模式^[24]。

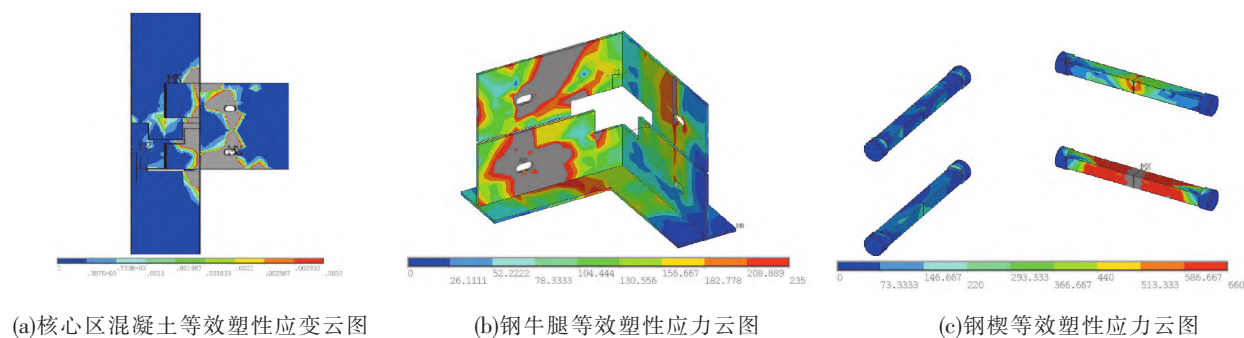


图 13 钢牛腿强度为 Q235 应力-应变云图

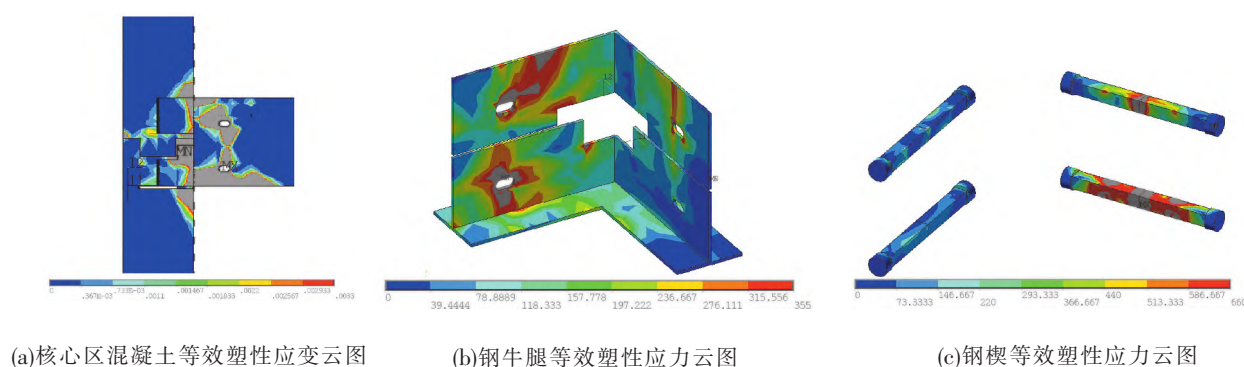


图 14 钢牛腿强度为 Q355 应力-应变云图

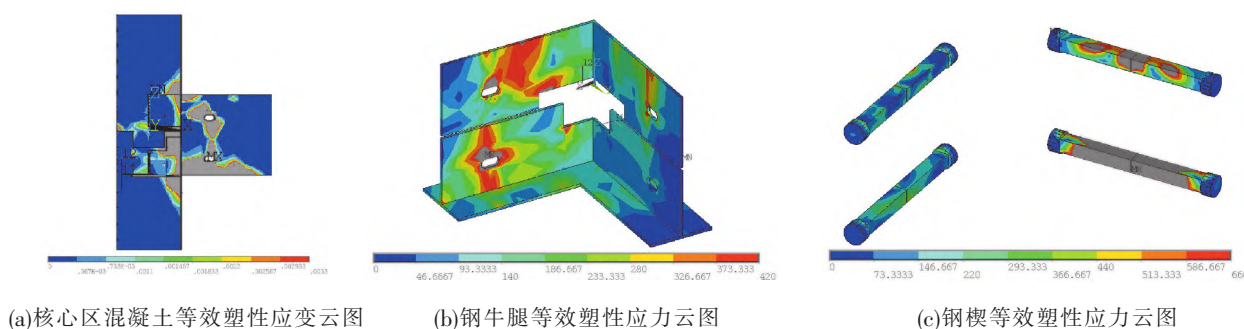


图 15 钢牛腿强度为 Q420 应力-应变云图

4.2 钢扣强度影响

图 16 和图 17 分别说明了不同钢扣件强度下,L 型节点在 L-ch 和 L-bv 加载下的抗震性能变化。结果表明,钢扣的强度对节点的屈服强度、极限侧向承载能力、耗能能力和刚度退化影响甚微。这主要是因为 Q235 钢扣件在整个加载过程中均未达到其屈服强度。因此,提高钢扣件强度未能有效改善节点的抗震性能。

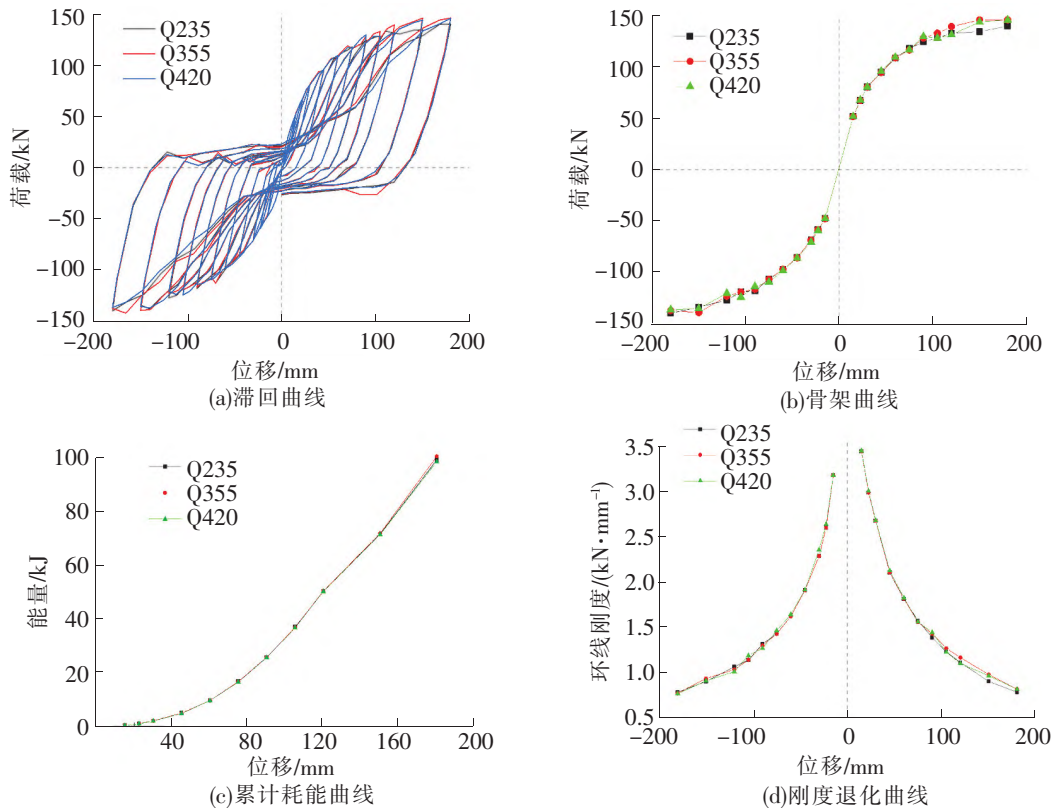


图 16 不同钢扣强度在 L-ch 下的影响

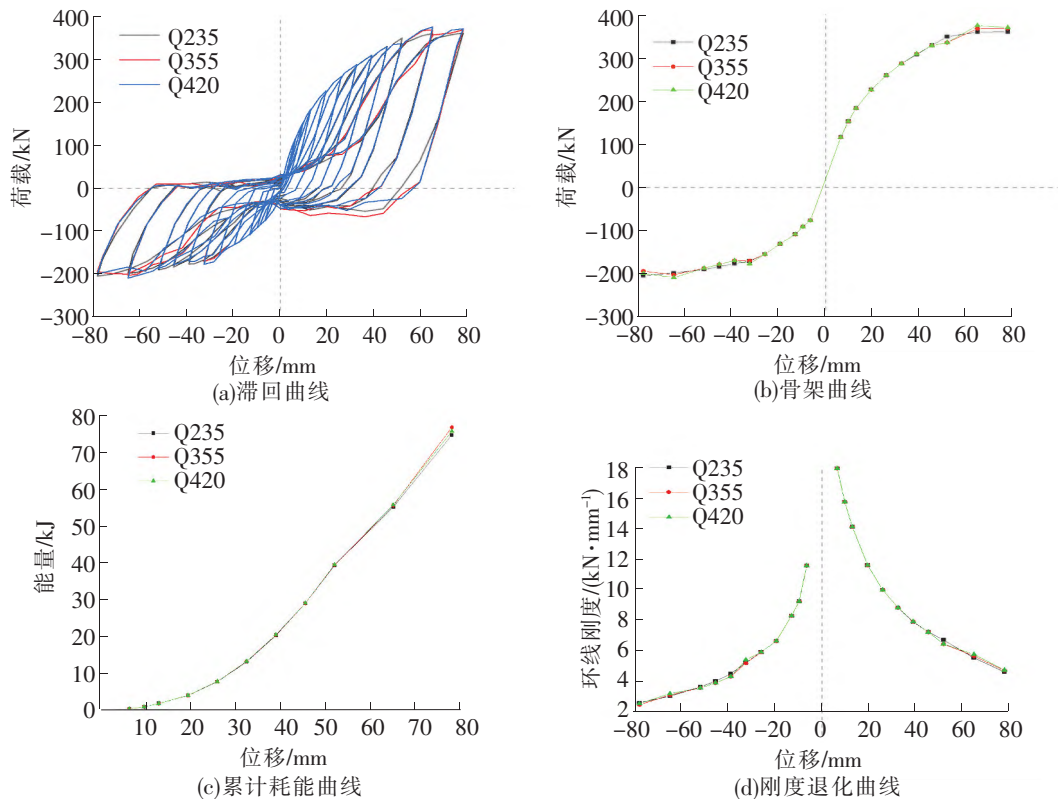


图 17 不同钢扣强度在 L-bv 下的影响

4.3 混凝土强度影响

混凝土强度对 L 型节点抗震性能的影响如图 18、图 19 所示。随着混凝土强度的增加,节点的屈服强度、极限侧向承载能力和初始刚度均得到显著提高。同时,混凝土强度的增加也提高了耗能能力并减弱

了刚度退化。这主要是因为,当钢牛腿强度为 Q235 且混凝土强度为 C30 时,破坏模式为混凝土破坏和钢牛腿屈服并存。增强混凝土可以减轻混凝土损伤,提高节点的极限承载力和刚度。

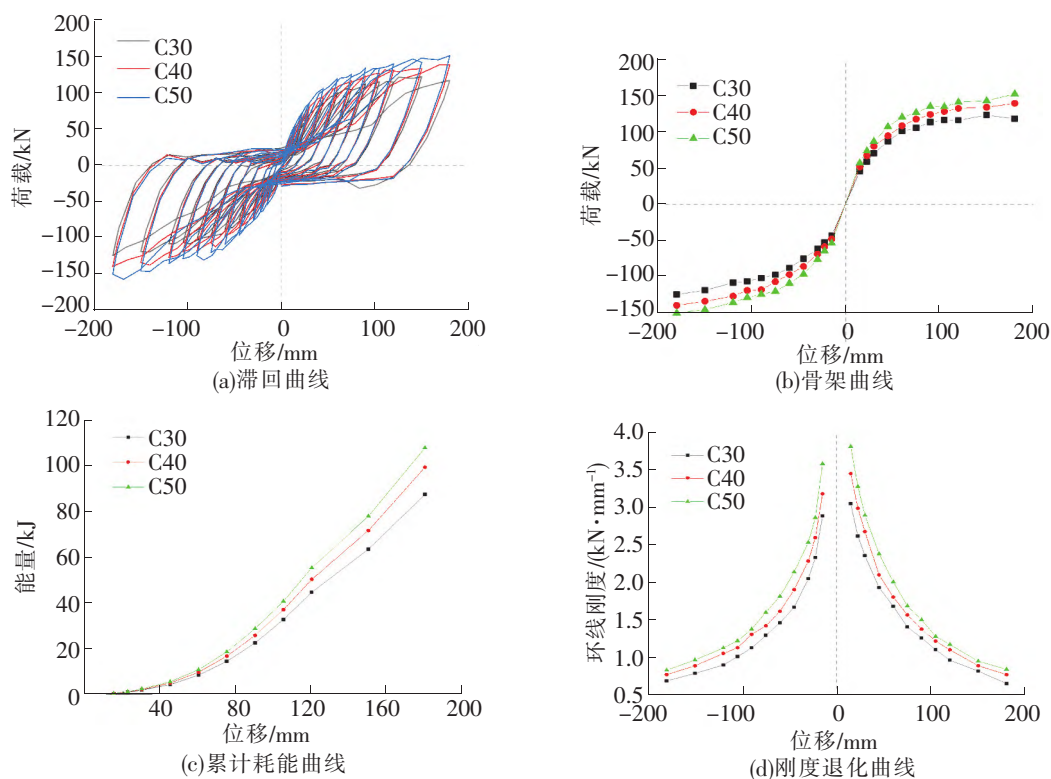


图 18 不同混凝土强度在 L-ch 下的影响

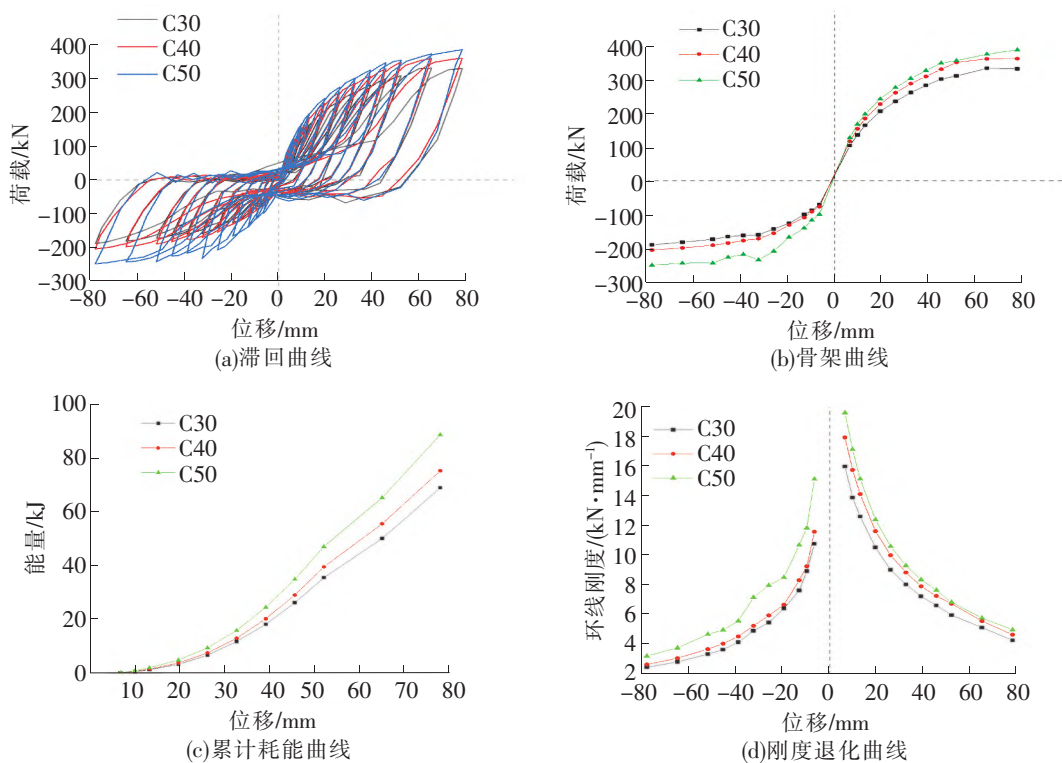


图 19 不同混凝土强度在 L-bv 下的影响

4.4 轴压比强度影响

研究了轴压比(ACR)为 0.1、0.2、0.3、0.4 时对 L 型节点抗震性能的影响,结果如图 20、图 21 所示。

可以看出:①在 L-ch 加载下,随轴压比的增加,节点的屈服荷载和极限侧向承载能力显著下降,刚度也相应退化,而节点的耗能能力得到提高;②在 L-bv 加载下,钢扣的强度对节点的屈服强度、极限侧向承载能力和刚度退化几乎没有影响,但节点耗能能力有所提高。

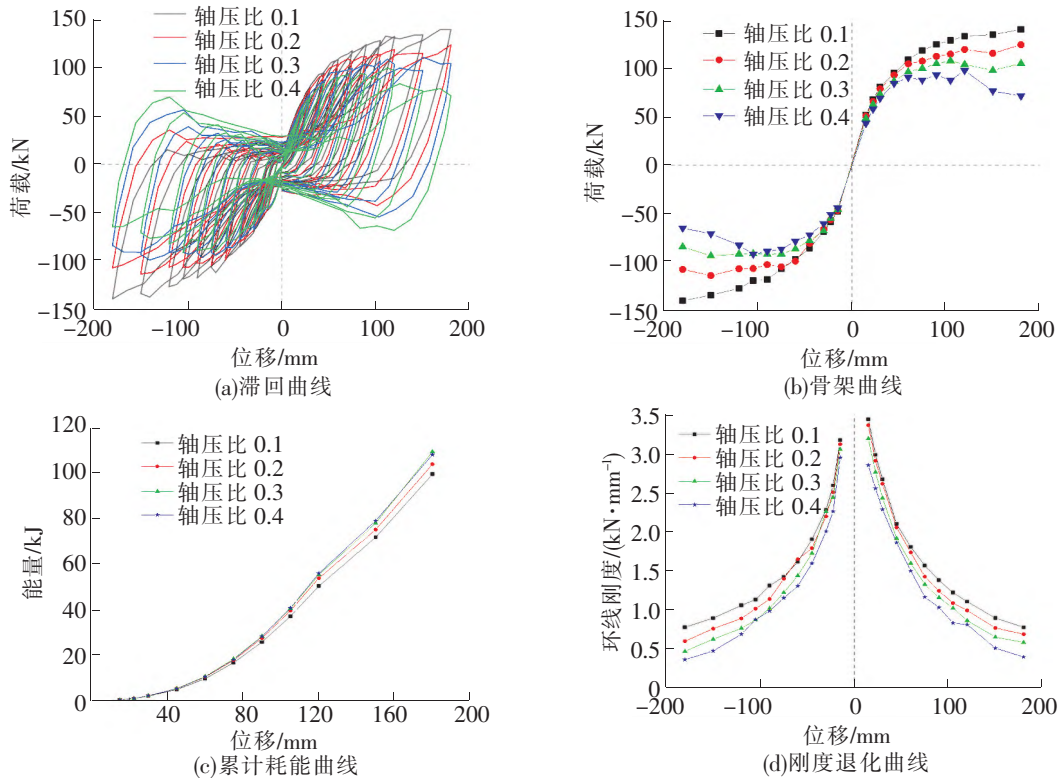


图 20 不同轴压比在 L-ch 下的影响

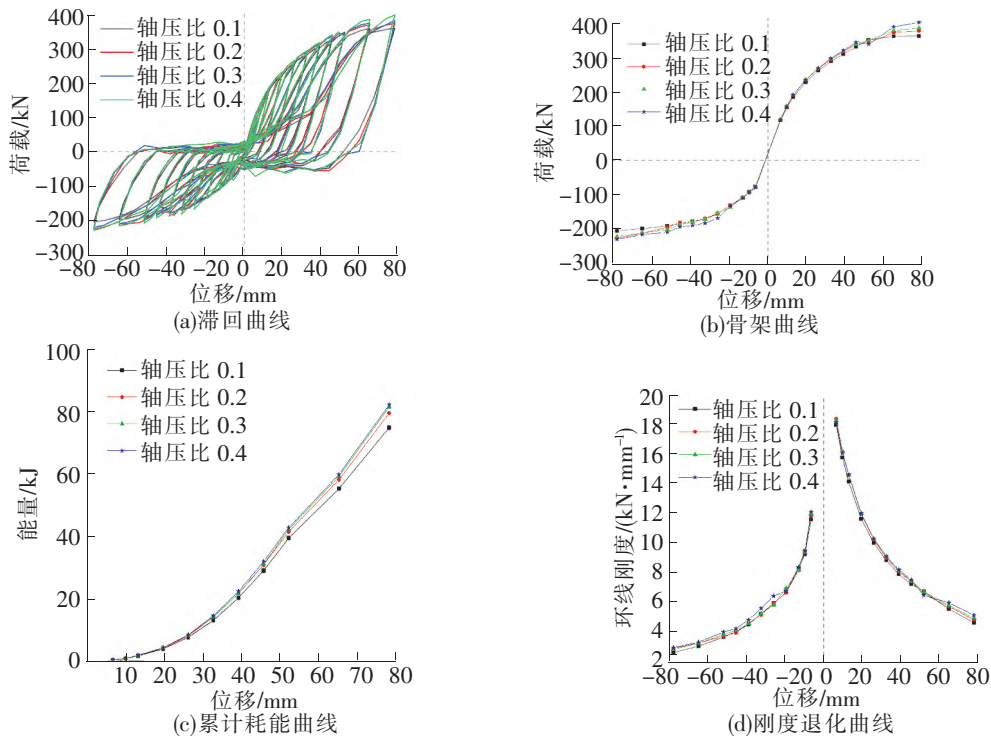


图 21 不同轴压比在 L-bv 下的影响

观察在 L-ch 加载下屈服状态时的应力-应变云图(见图 22、图 23)发现,随着轴压比的增加,节点核心区损伤减少,钢牛腿和梁板损伤加剧。其机理在于,轴压比的增加一方面可以有效地控制上、下柱之间的

间隙,增强节点核心的整体性,降低核心区损伤;另一方面, $P-\Delta$ 效应导致钢牛腿和梁板变形增大,构件间的摩擦滑移也随之加剧。从而在提高了节点的整体耗能能力的同时,导致节点更早进入屈服阶段。

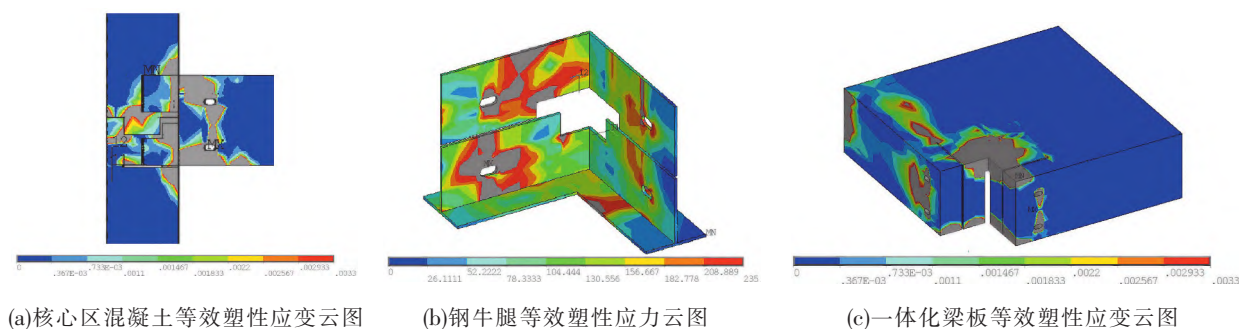


图 22 轴压比为 0.1 应力-应变云图

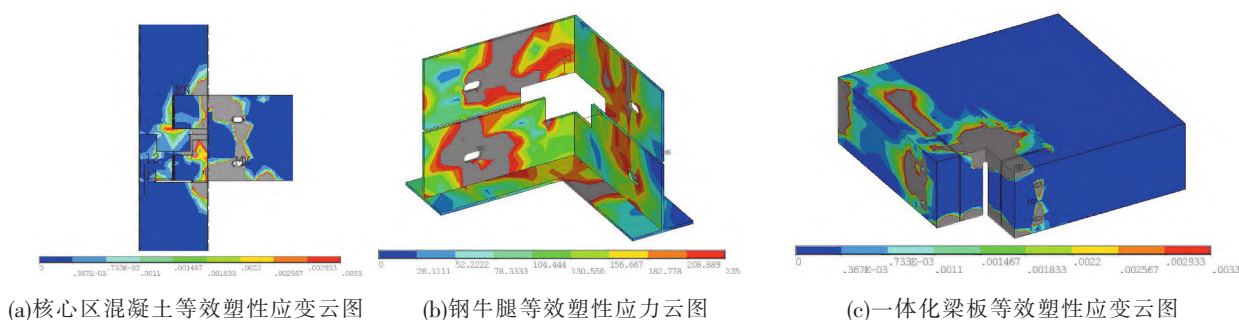


图 23 轴压比为 0.4 应力-应变云图

4.5 钢楔强度影响

图 24、图 25 说明了不同钢楔强度下,CCBSC-L 型节点在 L-ch 加载和 L-bv 加载下抗震性能的影响。结果表明:强度为 10.9 和 8.8 的钢楔的滞回曲线表现出高度的相似性。相比之下,当强度等级低于 6.8 时,钢楔的极限承载能力显著下降,其滞回曲线表现出明显的滑移现象,耗能能力也有所降低。强度等级为 5.6 的钢楔甚至过早屈服。

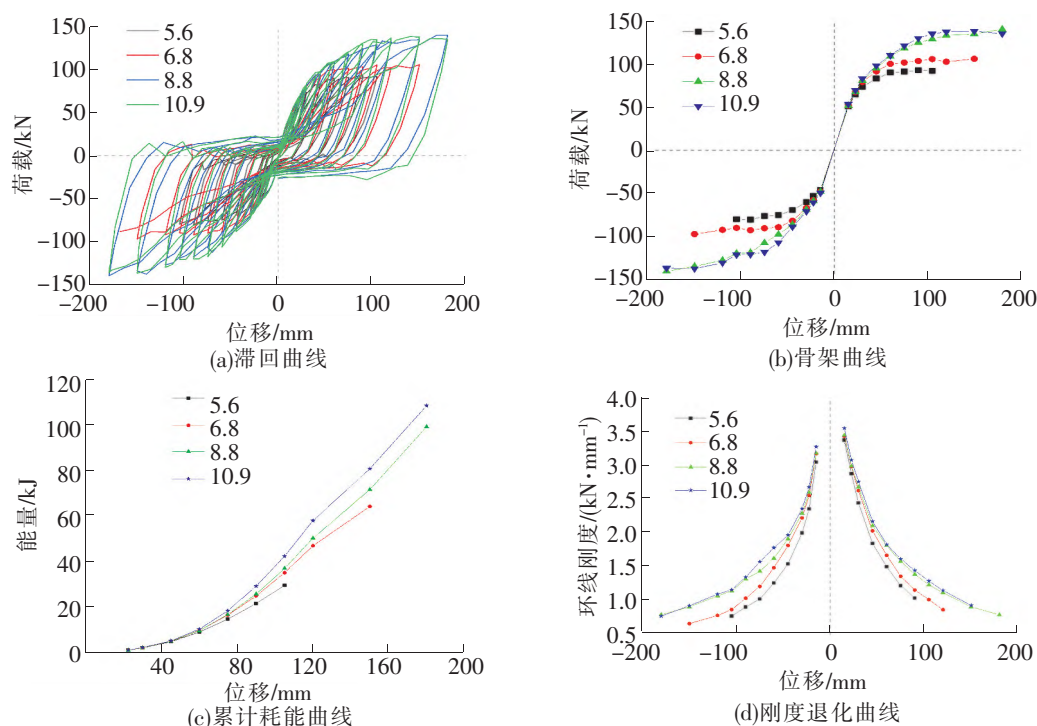


图 24 不同钢楔强度在 L-ch 下的影响

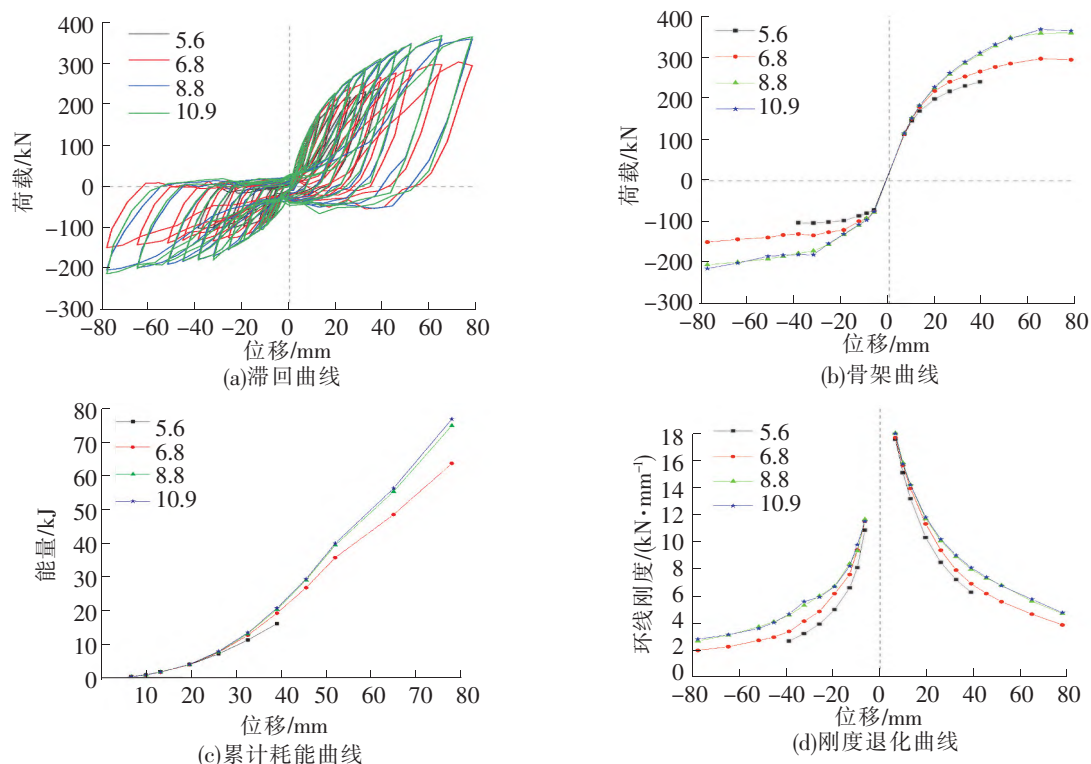


图 25 不同钢楔强度在 L-bv 下的影响

对比节点开始进入塑性时的应变和应力云图发现,节点的破坏模式发生了变化:①当钢楔强度为 10.9 或 8.8 时,钢牛腿和混凝土在钢楔之前屈服,如图 26 所示。混凝土表现出显著的塑性应变,钢牛腿根部出现明显屈服,而钢楔尚未屈服。在这种情况下,节点承载能力主要取决于钢牛腿和混凝土的强度。②当钢楔强度为 6.8 或 5.6 时,钢楔在钢牛腿和混凝土之前屈服,如图 27 所示。混凝土无明显塑性应变,钢牛腿根部未观察到屈服,而钢楔底部已经发生屈服。强度等级为 5.6 的钢楔甚至发生了剪切破坏。在这种情况下,节点承载能力由钢楔的强度控制。综上,建议在节点设计中选择强度等级高于 8.8 的钢楔。

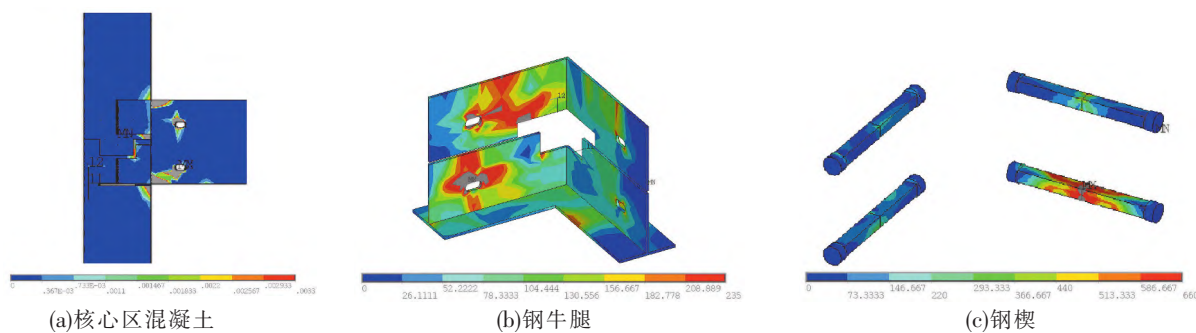


图 26 节点关键部位应力-应变云图(钢楔对应强度等级 10.9 或 8.8)

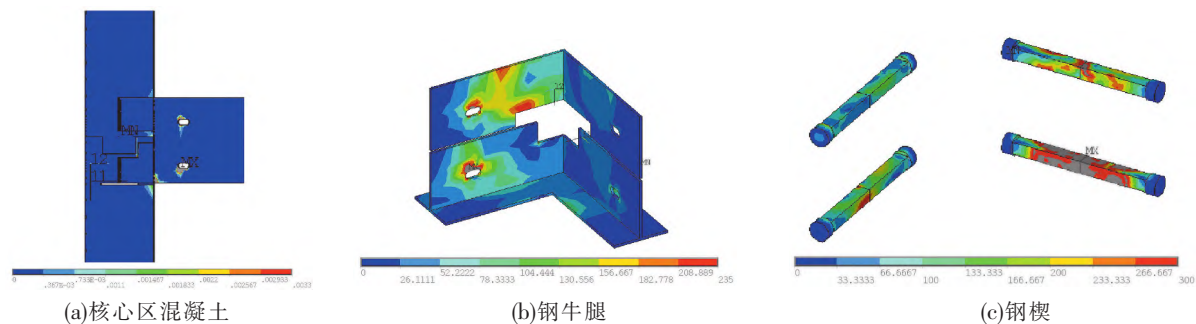


图 27 节点关键部位应力-应变云图(钢楔对应强度等级 6.8 或 5.6)

5 结论与局限性

本文提出了一种 CCBSC 框架节点,基于数值模型对其抗震性能开展了系统分析,主要结论如下:

(1)L 型节点具有可拆卸的优点,在往复荷载作用下其滞回曲线形状呈反 S 形,表现出良好的耗能能力和延性。

(2)L 型节点的损伤过程可分为 3 个阶段:弹性阶段、屈服阶段和破坏阶段。节点核心区的变形包括各个部件的塑性变形和它们之间的相对滑移变形。节点破坏模式主要为钢牛腿的弯曲破坏、剪切破坏及节点核心区的剪切破坏。

(3)适当增加钢牛腿、混凝土或钢楔的强度可以提高 L 型节点的抗震性能。为确保 L 型节点良好的抗震性能,钢楔的强度等级应设置高于钢牛腿,以防止钢楔在钢牛腿之前破坏,从而导致节点抗震性能下降。增加轴压比可能降低节点的屈服荷载和极限侧向承载能力,但同时会提高耗能能力。

(4)本文利用精细化有限元建模研究了 CCBSC-L 型节点的抗震性能,但为更客观、全面评估其性能,研究结果仍需通过后续的实验研究进一步验证,并对整体框架结构的性能进行评估。

参 考 文 献

- [1]吴刚,冯德成.装配式混凝土框架节点基本性能研究进展[J].建筑结构学报,2018,39(2):1-16.
- [2]Reinhardt H W. Demountable concrete structures;an energy and material saving building concept[J]. International Journal of Sustainable Materials and Structural Systems, 2012, 1(1): 18-28.
- [3]Aninthaneni P K, Dhakal R P. Demountable precast concrete frame-building system for seismic regions: conceptual development[J]. Journal of Architectural Engineering, 2017, 23(4): 04017024.
- [4]Ding Tao, Xiao Jianzhuang, Zhang Qingtian, et al. Experimental and numerical studies on design for deconstruction concrete connections: an overview[J]. Advances in Structural Engineering, 2018, 21(14): 2198-2214.
- [5]Lim W Y, Kim S. Experimental assessment of seismic vulnerability of precast concrete beam-to-beam connections with steel slit damper[J]. International Journal of Steel Structures, 2017, 17(3): 1249-1260.
- [6]Alsalloum Y A, Alrubaidi M A, Elsanadedy H M, et al. Strengthening of precast RC beam-column connections for progressive collapse mitigation using bolted steel plates[J]. Engineering Structures, 2018, 161: 146-160.
- [7]Aninthaneni P K, Dhakal R P, Marshall J, et al. Experimental investigation of “dry” jointed precast concrete frame sub-assemblies with steel angle and tube connections[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2020, 18(8): 3659-3681.
- [8]Aninthaneni P K, Dhakal R P. Analytical and numerical investigation of “dry” jointed precast concrete frame sub-assemblies with steel angle and tube connections[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2019, 17(9): 4961-4985.
- [9]Yang K H, Myoung H O, Kim M H, et al. Flexural behavior of hybrid precast concrete beams with H-steel beams at both ends[J]. Engineering Structures, 2010, 32(9): 2940-2949.
- [10]Metelli G, Riva P. Behaviour of a beam to column “dry” joint for precast concrete elements[C]//Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008:1-8.
- [11]Ding Kewei, Ye Yu, Ma Wei. Seismic performance of precast concrete beam-column joint based on the bolt connection [J]. Engineering Structures, 2021, 232:111884.
- [12]Li B, Kulkarni S A, Leong C L. Seismic performance of precast hybrid-steel concrete connections[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2009, 13(5): 667-689.
- [13]喻岩,段树金,张裕.榫卯式连接钢框架节点承载力性能研究[J].石家庄铁道大学学报(自然科学版),2015,28(1): 1-5.
- [14]Loo Y C, Yao B Z. Static and repeated load tests on precast concrete beam-to-column connections[J]. PCI Journal, 1995, 40(2): 106-115.
- [15]GB 50009—2012 建筑结构荷载规范[S].
- [16]GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S].
- [17]GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S].
- [18]GB 55001—2021 工程结构通用规范[S].

- [19]GB 50017—2017 钢结构设计标准[S].
- [20]GB/T 3098.1—2010 紧固件机械性能 螺栓、螺钉和螺柱[S].
- [21]Yang Hong, Zhao Wentong, Zhu Zhenzhen, et al. Seismic behavior comparison of reinforced concrete interior beam-column joints based on different loading methods[J]. *Engineering Structures*, 2018, 166: 31-45.
- [22]陈星宇. 装配式框架梁柱暗牛腿角钢连接节点受力性能的数值模拟分析[D]. 西安:西安理工大学, 2021:33-38.
- [23]Kwan W P, Billington S L. Simulation of structural concrete under cyclic load[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2001, 127(12): 1391-1401.
- [24]张国泰,陈宗学,乔文涛,等. 装配式弦支混凝土组合楼盖施工过程力学性能试验研究[J]. *石家庄铁道大学学报(自然科学版)*, 2023, 36(4): 8-13.

Research on Seismic Performance of L-Shaped Joint in Demountable Concrete Column-Beam Based on Steel Corbel Connection

ZHAO Yuqing^{1,2}, WANG Junwei³, ZHANG Wenxue^{1,2}, LUO Zhen^{1,2}

(1. College of Architecture and Civil Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China;

2. State Key Laboratory of Bridge Engineering Safety and Resilience, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China;

3. School of Civil and Architectural Engineering, Anyang Institute of Technology, Anyang 455000, China)

Abstract: Conventional prefabricated structures generally lack demountability and reusability. Therefore, a demountable precast concrete frame structure based on steel corbel connections was proposed. To investigate the seismic performance of its L-shaped joint. The hysteretic behavior and damage process under cyclic horizontal loading at the column top and cyclic vertical loading at the beam end were analyzed using Ansys finite element model. The results indicate that the L-shaped joint exhibit favorable energy dissipation capacity and ductility. The deformation in the joint core area primarily consists of plastic deformation of components and relative slip deformation between components. Primary failure modes include bending and shear failure of the steel corbel, as well as shear failure in the joint core area. To ensure the seismic performance of the joints, the strength of the steel wedge should exceed that of the steel corbel. Appropriately increasing the strength of the steel corbel, concrete, or steel wedge can enhance the seismic performance of the joints. Increasing the axial compression ratio slightly improves the energy dissipation capacity of the joints. Finally, recommended design values for L-shaped joint parameters are provided.

Key words: demountable precast concrete joints; seismic performance; steel corbel; finite element analysis; cyclic loading; L-shaped joint