

doi: 10.11835/j.issn.1000-582X.2025.03.008

引用格式:张望喜,叶缘,周靓,等.考虑黏结滑移影响的叠合梁-现浇柱子结构承载性能多参数分析[J].重庆大学学报,2025,48(3): 94-106.



考虑黏结滑移影响的叠合梁-现浇柱子结构承载性能多参数分析

张望喜^{1a,1b}, 叶缘^{1a}, 周靓², 杨学峰^{1a}, 易伟建^{1a,1b}

(1. 湖南大学 a. 土木工程学院; b. 工程结构损伤诊断湖南省重点实验室, 长沙 410082; 2. 湘西民族职业技术学院, 湖南吉首 416007)

摘要:利用 ABAQUS 接口 User Element(UEL)子程序,建立了分离式自计算单元长度的界面黏结单元 BS1,该单元能按指定的黏结滑移关系工作。基于简化的 Eligehausen 黏结滑移本构,对叠合梁-现浇柱子结构试验开展了数值模拟,结果与试验吻合良好。同时,验证了单元自计算长度的准确性,对比时间效率提高了 25%。基于上述验证,建立 30 个叠合梁-现浇柱子结构模型,采用叠合梁现浇层厚度、T 型翼缘板宽度、力作用方向等参数进行分析。结果表明,采用 90°弯钩锚固和锚固板锚固的 2 种子结构,承载性能相差不大,延性相差约 12%,宜优先选择 90°弯钩锚固形式;承载力分析表明我国规范中对于叠合梁的 T 型翼缘板的宽度规定较国外规范更加可靠;地震作用下,力作用方向的改变,子结构前后承载力相差 12%,变形能力相差 55%,这种差异值得深入讨论。研究结果为考虑黏结滑移的装配式混凝土结构的数值分析提供了可靠参考。

关键词:界面单元;叠合梁-现浇柱子结构;黏结滑移;锚固形式;多参数分析

中图分类号:TU313

文献标志码:A

文章编号:1000-582X(2025)03-094-13

Multiple parameter analysis of bearing behavior of composite beams-cast-in-place column subassemblages considering bond slip

ZHANG Wangxi^{1a,1b}, YE Yuan^{1a}, ZHOU Liang², YANG Xuefeng^{1a}, YI Weijian^{1a,1b}

(1a. College of Civil Engineering; 1b. Hunan Provincial Key Lab on Damage Diagnosis for Engineering Structures, Hunan University, Changsha 410082, P. R. China; 2. Xiangxi Vocational and Technical College for Nationalities, Jishou, Hunan 416007, P. R. China)

Abstract: A discrete interfacial bonding element(BS1) was developed using the User Element (UEL) interface in ABAQUS, and it's capable of automatically calculating element length based on a specified bond-slip relationship. Numerical simulations of beam-cast-in-place column subassemblages were carried out using the simplified Eligehausen bond-slip constitutive model. The results were consistent with experimental data. The BS1 element demonstrated a 25% improvement in computational efficiency due to its automatic length calculating

收稿日期:2024-05-26

基金项目:国家自然科学基金资助项目(52478167)。

Supported by National Natural Science Foundation of China (52478167).

作者简介:张望喜(1971—),男,教授,博士,主要从事装配式混凝土结构研究,(E-mail)wxizhang2000@hnu.edu.cn。

feature. A total of 30 finite element models of PC beam-column subassemblages were established for multi-parameter analysis, considering variables such as the thickness of the cast-in-place layer, the slab width of T-composite beams, and the direction of load application. Results show that subassemblages with 90° hooked bars and headed bars exhibit nearly equivalent bearing capacities, though the ductility index differs by 12%, favoring the 90° hooked bar. The slab width specified in Chinese design codes proved more reliable for bearing capacity performance than those in foreign codes. Furthermore, changes in load directions result in a 12% variation of bearing capacity and a 55% difference in deformation capacity, highlighting the need for further investigation. This study provides valuable insights and reliable references for the numerical analysis of prefabricated concrete structures considering bond-slip effects.

Keywords: interface element; composite beam-cast-in-place column subassemblages; bond slip; anchorage type of reinforcement; multi-parameter analysis

在钢筋混凝土(RC)结构中,钢筋与混凝土之间的黏结滑移效应对构件或结构的受力性能、抗震性能、抗连续倒塌、抗大变形能力的影响较为突出^[1-2],受到越来越多的学者们关注^[3]。在装配式混凝土(PC)结构中,黏结滑移影响需进一步探讨^[4]。现有RC框架子结构研究^[5-6]为PC框架子结构提供了有力参考。

随着PC框架结构的广泛应用,装配式混凝土结构的有限元数值模拟研究方法受到国内外学者关注。Zhao等^[7]发现应变渗透效应,不考虑黏结滑移会高估混凝土结构局部的损伤及整体效应,开发了黏结滑移纤维单元并应用到构件模拟中,精细地解决系列问题。在PC框架结构节点及子构件的有限元分析中,黏结滑移尤为重要^[8-9]。基于黏结纤维单元的PC框架抗震^[10-11]、抗倒塌^[12-13]等研究表明,黏结滑移直接影响结构响应计算的精准性。随着有限元计算发展,黏结滑移模拟更加多样化,如本构修正、三维弹簧^[14],特定黏结单元^[15]等,PC框架结构精细化有限元模拟中,黏结滑移成为重要考量因素^[16]。

PC框架结构中,钢筋的锚固及搭接是联系梁柱等构件的关键,影响构件及节点的受力性能。目前,钢筋搭接的研究较多^[17],而钢筋锚固性能影响研究较少,亟需完善。抗震性能方面,锚固板形式的机械锚固,在PC框架边结点可靠的^[18-19],但在框架中节点存在钢筋滑移,降低了抗震性能^[20],锚固长度严重影响叠合梁的延性;在连续倒塌等结构大变形时,袁鑫杰等^[21]发现梁底纵筋仅采用弯起锚固时,PC框架试件倒塌变形能力基本与RC试件一致,这与Kang等^[22]的研究存在差异。

目前,PC结构设计采用等同现浇处理,但与RC结构相比,PC结构因根本构造而引起结构性能的差异仍需重视,可建立精细化有限元数值模拟,考虑黏结滑移、不同搭接及锚固形式以及叠合面的处理等因素,使得PC结构有限元分析更加精确。

分析PC框架梁柱子结构性能是研究PC框架结构整体性能的基础,为了解PC框架子结构在构造参数等影响下的结构响应规律,文中基于ABAQUS中UEL(User Element)子程序,建立自计算界面长度黏结单元,模拟钢筋混凝土黏结滑移效应。对现浇柱-叠合梁子结构试件采用精细化建模,发现计算结果与试验结果吻合较好,验证了该单元的高效性,分析多项构造参数敏感性,对比各锚固形式对子结构的影响,为PC框架子结构及节点精细化模拟提供参考。

1 分离式单元建立

利用ABAQUS中UEL接口子程序,自主开发了一种新型自计算长度分离式空间黏结界面单元,单元基于Fortran语言编程中加入了计算空间节点距离相应语句,实现单元长度的自行计算,可减少计算迭代,提升计算效率,如图1所示。单元的类型代号为BS1,该单元有4个节点,每个节点存在3个自由度,分别标定为1,2,3;同时,引入所连接的2个基层单元的材性描述参数,分别为钢筋直径(单位:mm)、混凝土强度标准值(单位:MPa);单元记录变量数为24个,前12个为前一增量步结束时的节点力 P ,后12个为前一增量步结束

时的节点位移 δ 。UEL 端口输入格式为: *USER ELEMENT, TYPE=BS1, NODES=4, COORDINATES=3, PROPERTIES=2, VARIABLES=24, 1, 2, 3。

BS1 单元变形计算迭代是基于 Newton-Raphson 法建立, 如图 2 所示。在某级荷载 P 下, 近似求解位移 δ , 进而在迭代计算中更新切线刚度, 其指定的更新规则(黏结滑移本构关系)通过单元总位移来判断, 再根据更新切线刚度和节点不平衡力, 进而逼近求解对应位移, 直至满足相关收敛要求。式(1)和式(2)为迭代计算公式。

$$\{\Delta\delta_n\} = [k_n]^{-1} \{\Delta P_n\}, \quad (1)$$

$$\{\delta_n\} = \{\delta_{n-1}\} + \{\Delta\delta_n\}, \quad (2)$$

式中: $\Delta\delta_n$ 为位移增量; k_n 为切向刚度; ΔP_n 为节点力增量; δ_n 为位移总量。

单元刚度矩阵确定其变形准则, 先根据 4 个节点位移差计算得节点位移, 建立切向力所作虚功 W 和节点外力所作虚功 T , 根据 D'Alembert's 原理建立关系求解出轴向刚度 K_u 。

$$K_u = \frac{1}{6} \pi d l k \begin{bmatrix} 2 & -2 & -1 & 1 \\ -2 & 2 & 1 & -1 \\ -1 & 1 & 2 & -2 \\ 1 & -1 & -2 & 2 \end{bmatrix}. \quad (3)$$

$$K_v = K_w = \frac{100}{6} \pi d l k_1 \begin{bmatrix} 6 & 0 & -6 & 0 \\ 0 & 6 & 0 & -6 \\ -6 & 0 & 6 & 0 \\ 0 & -6 & 0 & 6 \end{bmatrix}. \quad (4)$$

$$K_e = \frac{1}{6} \pi d l \begin{bmatrix} A & B & -B & -A \\ B & A & -A & -B \\ -B & -A & A & B \\ -A & -B & B & A \end{bmatrix}. \quad (5)$$

参考 Keuser 所提方法^[23]建立与主轴垂直的 2 个方向刚度 K_v 和 K_w , 最后组装成总刚度矩阵 K_e , 并通过整体坐标 (x, y, z) 与局部坐标转换 $(1, 2, 3)$, 用于单元 BS1 的变形迭代运算。式中, d 为钢筋直径; l 为单元长度; k 为材料弹性模量; k_1 为环向初始刚度^[23]; $A = [2k \ 0 \ 0; 0 \ 600k_1; 0 \ 0 \ 600k_1]$; $B = [k \ 0 \ 0; 0 \ 0 \ 0]$ 。单元刚度建立过程如图 3 所示, 图中 Δu 为单元切向位移差; u_i 为节点 i 的位移; ξ 为归一化节点坐标; τ 为切向应力。

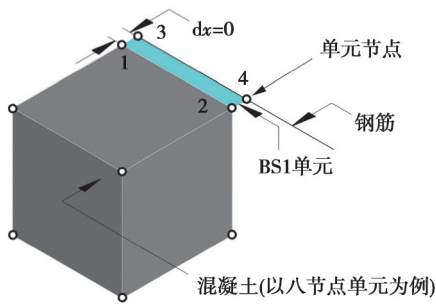


图1 混凝土、钢筋与界面单元建模示意图
Fig. 1 Modeling details of concrete, steel bar and interface element

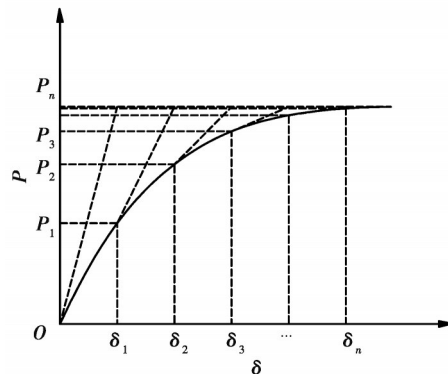


图2 Newton-Raphson 法
Fig. 2 Newton-Raphson method

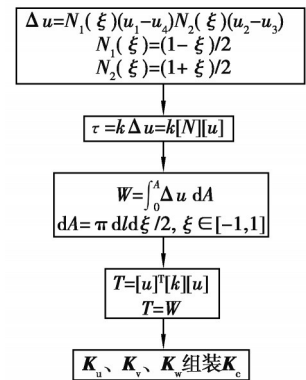


图3 单元刚度矩阵建立
Fig. 3 Establishing stiffness matrix of the element

界面单元4个节点分别与混凝土单元(C3D8R)和钢筋单元(B31)的节点Tie在一起,通过黏结界面单元变形来表征钢筋与混凝土之间滑移量。同时,四节点黏结滑移单元采用非线性位移方程,模拟精度要高于常规使用的弹簧^[11],在分析黏结滑移效应时能按预设进行工作,依照所选黏结滑移本构控制单元变形规则,即各节点之间相对位移。BS1单元根据节点坐标来连接单元,按照已划分网格单元的坐标,进行空间单元长度计算,提高计算分析效率。

2 试验验证分析

2.1 混凝土及钢筋本构

BS1单元变形与混凝土和钢筋2种材料的弹塑性参数有关。其中,混凝土材料,选用ABAUS中提供的塑性损伤模型(Concrete damaged plasticity model, CDP模型),观察对比混凝土塑性发展,本构选自我国规范《混凝土结构设计规范》(GB50010)附录C^[24],如图4所示。图中, $f_{c,r}$ 为混凝土轴心抗压强度; $\varepsilon_{c,r}$ 为混凝土峰值压应变; ε_{cu} 为应力-应变曲线下降段应力等于 $0.5f_{c,r}$ 时的混凝土压应变; $f_{t,r}$ 为混凝土轴心抗拉强度; $\varepsilon_{t,r}$ 为混凝土峰值拉应变。钢筋选用双斜线性强化本构,如图5所示, E_0 为钢筋弹性模量; $f_{y,r}$ 为钢筋屈服强度; $f_{sl,r}$ 为钢筋极限强度。

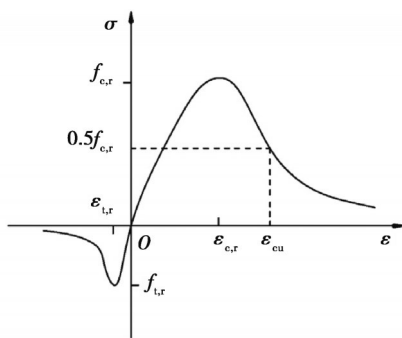


图4 混凝土本构模型

Fig. 4 Concrete constitutive model

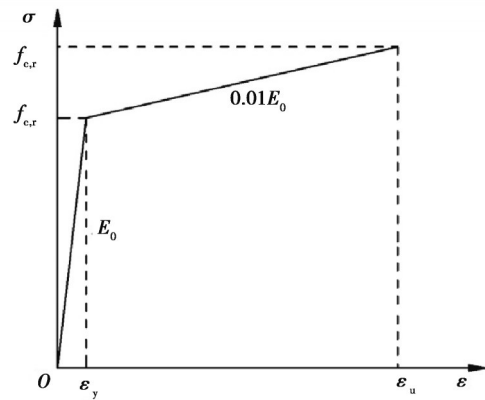
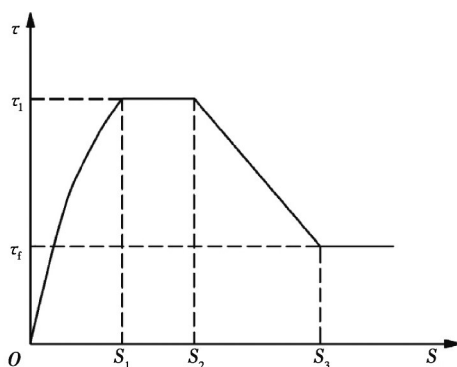


图5 钢筋本构模型

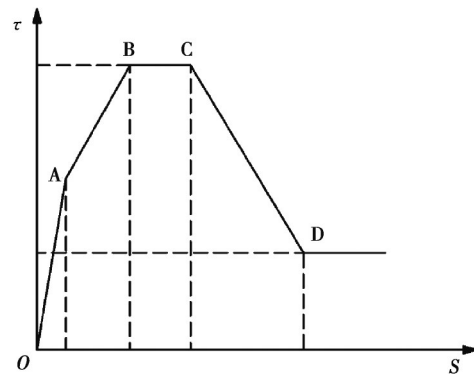
Fig. 5 Steel constitutive model

2.2 黏结-滑移本构

综合考虑现有黏结滑移本构关系,为更好体现滑移峰值阶段稳定性,选用Eligehausen等^[25]提出的变形钢筋与混凝土之间黏结滑移本构模型,如图6(a)所示。图中, S_1 为起始峰值黏结应力对应的滑移值; S_2 为黏结应力下降时对应的滑移值; S_3 为残余段开始时对应的滑移值; τ_1 为峰值点对应黏结应力; τ_f 为残余段黏结应力。



(a) Eligehausen本构



(b) 文中简化本构

图6 黏结-滑移本构模型

Fig. 6 Bond-slip constitutive model

为优化编程过程和保证模拟的收敛性及精确性,参考Lowe^[26]的简化处理方法,将幂函数阶段简化为线弹性段和线性上升段,其黏结应力和对应的滑移量如表1所示,简化结果如图6(b)所示。

表 1 简化后黏结滑移模型参数
Table 1 Parameters of simplified bond-slip model

节点	τ/MPa	s/mm	节点	τ/MPa	s/mm
线弹性终点 A	$0.1^{0.4}(20 - d/4)\sqrt{f'_c/30}$	$0.1\sqrt{f'_c/30}$	峰值段终点 C	$(20 - d/4)\sqrt{f'_c/30}$	0.003
峰值段始点 B	$(20 - d/4)\sqrt{f'_c/30}$	$\sqrt{f'_c/30}$	残余点 D	$(5.5 - 0.7S/H)\sqrt{f'_c/27.6}$	0.01

注: d 为钢筋直径; H 为变形钢筋肋高; s 为变形钢筋肋净距; f'_c 为混凝土轴心抗压强度。

2.3 子结构模型验证

地震或冲击倾覆等灾害中,因复杂边界条件及刚度分布等问题,混凝土框架结构中损伤更易集中在底层边跨处,参考文献[27]中PC框架边跨子结构(简称子结构)倒塌试验建立有限元分析。从6层4×4跨PC框架,选取底层边跨子结构PC-0-B,并进行2/3缩尺处理,设计地震分组为第1组,场地为Ⅱ类,抗震设防烈度为7度(0.5g),设计满足相关规范^[24,28]要求,构件尺寸以及配筋如图7所示。PC-0-B子结构采用90°弯钩锚固,其中,梁截面尺寸为200 mm×380 mm;柱截面尺寸为350 mm×350 mm;梁柱混凝土均为C30;梁柱纵筋采用HRB400;箍筋采用HPB300,相关材料属性如表2所示。试验在距离梁右端1 025 mm设置梁中线加载点,屈服前采用5 kN级力控制加载,屈服后采用3 mm级位移控制加载,直至破坏,试验的加载装置如图8所示。

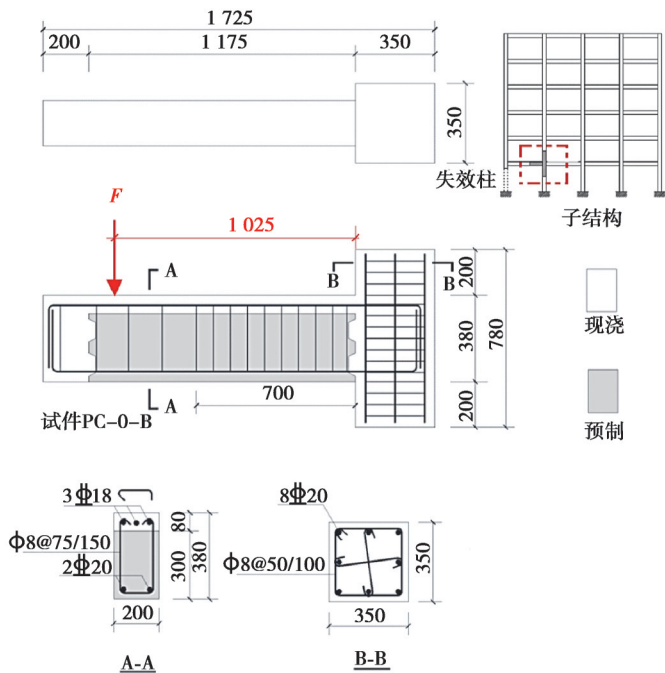


图 7 试件PC-0-B几何尺寸及配筋(单位:mm)

Fig. 7 Dimension and details of specimen PC-0-B(unit:mm)

为验证BS1单元在PC框架结构有限元模拟中的可行性,根据PC-0-B有限元模型。对子结构中的柱构件,分析试验中边界条件并进行合理简化处理,以便建模分析,混凝土采用C3D8R实体单元,CDP模型塑性参数如表3所示。柱中钢筋笼和梁中锚固钢筋均采用考虑强化的塑性模型线单元(即T3D2桁架单元和B31梁单元);钢筋和混凝土大体网格均取40 mm,单元处局部采用12.5 mm。

表 2 混凝土与钢筋材料属性
Table 2 Concrete and steel material properties

材料	f_y /MPa	f_u /MPa	A /%	$f_{cu,m}$ /MPa
预制梁	—	—	—	37.4
现浇部分	—	—	—	34.2
A8(梁、柱)	390	561	28.3	—
C20(柱)	476	602	23.0	—
C20(梁)	482	625	21.0	—
C18(梁)	503	622	23.3	—

注: f_y 为钢筋屈服强度; f_u 为钢筋极限抗拉强度; A 为钢筋断后伸长率; $f_{cu,m}$ 为混凝土抗压强度平均值。

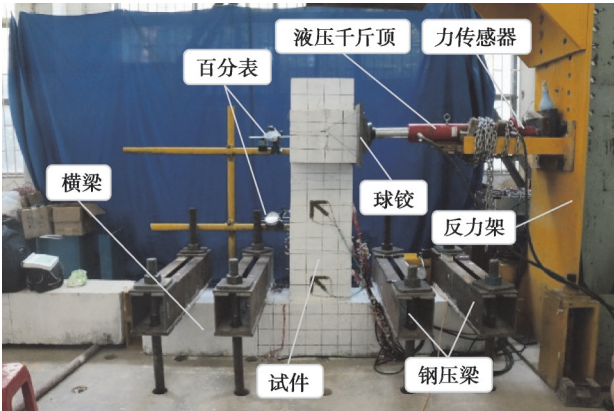


图 8 试验装置图
Fig. 8 Test setup

表 3 CDP 模型塑性参数
Table 3 CDP model plastic parameters

泊松比	偏心率	膨胀角	f_{bt}/f_{c0}	K	黏性系数
0.2	0.1	30°	1.16	0.667	0.000 5

对于水平叠合面和竖向键槽结合面的处理,文中采用“接触对”进行设置,通过定义“接触对”的法向作用和切向作用来实现新旧混凝土交界面按指定条件工作。对于法向作用,采用“硬接触”,接触面只传递正向法向应力,无法传递拉应力,可设置分离与否;对于切向作用,采用各向同性库伦摩擦模型来定义,其中,摩擦系数参考美国 ACI 规范^[29]中摩擦系数的设置,叠合面处摩擦系数取 1.0,结合面处摩擦系数取 1.4,PC-0-B 的有限元模型如图 9 所示。

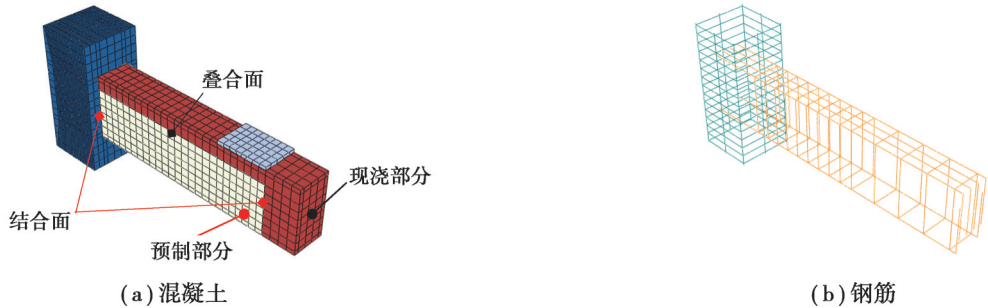


图 9 PC-0-B 有限元模型
Fig. 9 Finite element model of PC-0-B

计算结果如图 10 所示,从混凝土塑性损伤云图可以看出,模型梁的塑性损伤分布与试件中梁混凝土的开裂与压溃分布较符合;试验梁中主裂缝沿键槽结合面分布,受弯裂缝沿梁长方向呈 45°发展。此外,试件在叠合面(距梁顶 1/3 梁高处)出现顺叠合面裂缝,这与图中模型梁叠合面处损伤出现不连续的现象相符,模型中叠合面和结合面的处理是可行的。同时,试验梁的梁顶纵筋被拉断,与图 10(c)中钢筋的 *mise* 应力分布相符。试验的破坏如图 11 所示,综合对比混凝土损伤和真实混凝土裂缝分布,以及钢筋的屈服状况,该模型破坏模式是可靠的。

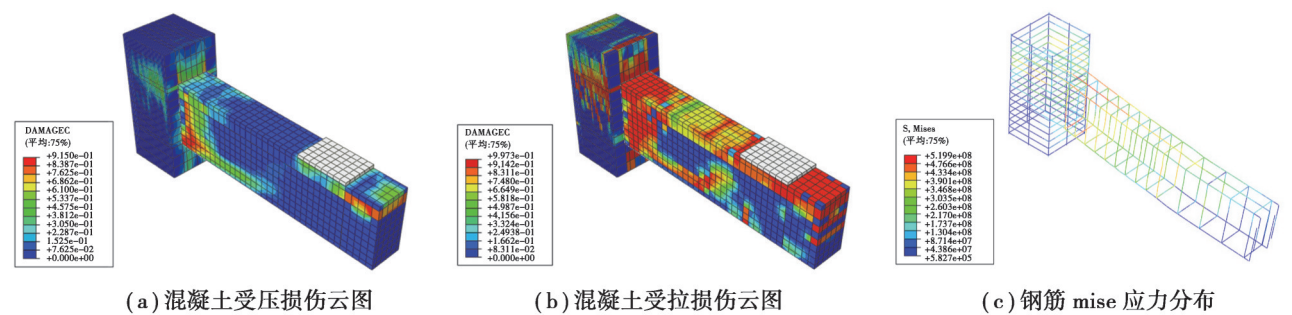


图 10 子结构混凝土塑性损伤及钢筋 *mise* 应力分布

Fig. 10 Mises stress distribution of bars and damage cloud of composite beams-cast-in-place column subassemblages

图 12 为荷载-位移曲线汇总,可见黏结界面单元 BS1 在 PC 框架结构模拟中表现良好,两者峰值荷载和峰值位移基本吻合;不考虑黏结滑移模型(Embedded)的结果表明,两者在变形能力上有一定差异,影响结构的延性表现。在 PC 框架结构设计中,在承载力“等同现浇”前提下,结构整体的变形能力是重要考量,精细化模拟需考虑钢筋与混凝土黏结滑移效应,以全面分析承载能力和变形能力。

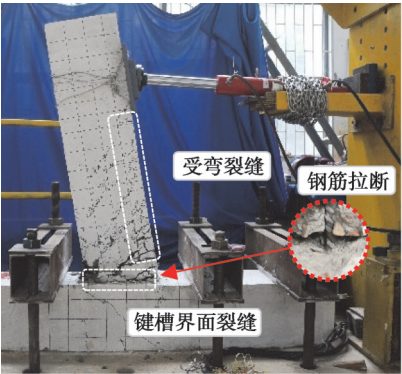


图 11 试验试件破坏模式

Fig. 11 Experimental failure mode of specimen

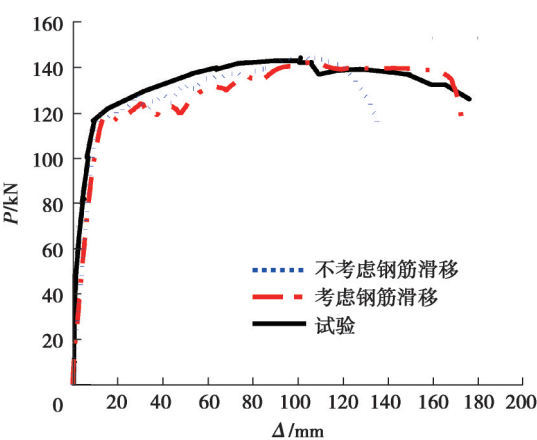


图 12 试验和数值模拟荷载-位移曲线

Fig. 12 Load-displacement of test and numerical simulation

2.4 单元自计算长度分析

基于上述分析,为验证黏结单元自计算长度对分析结果的影响,在 Fortran 语言编程中隐藏单元自计算长度语句,选取单元长度为 5 mm、10 mm 和 25 mm 3 种,对比使用单元自计算长度时 12.5 mm 情况,以观察不同黏结单元长度下,PC-0-B 模型计算收敛性和精确性,并验证自计算单元长度的可靠性。

图 13 表征了不同界面单元长度下的荷载-位移曲线。4 个数值模型的峰值荷载和峰值位移存在差异,随着网格密度的提高,曲线中破坏位移先变大后减小。结合试验和模型的结果,考虑峰值点后的变形能力,当界面单元长度取 12.5 mm 时,子结构的弹塑性变化过程与试验走势更加契合,并且曲线拐点出现位移对应更佳,整体模拟效果更好。统计 log. 结果文件,对上述计算时间成本对比分析,模型整体网格越密,通常计算时间成本越高,但对比 25.0 mm 单元长度,相对减少 27 min,时间效率提高了 25%。

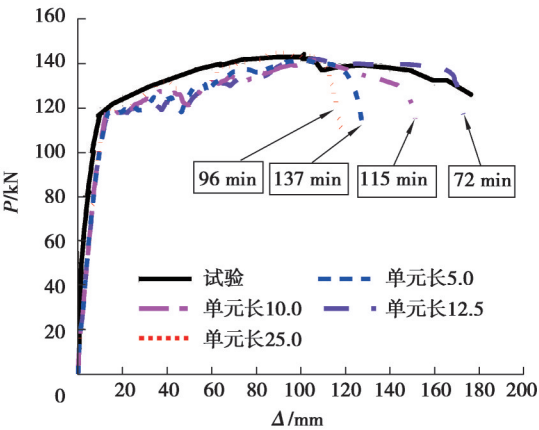


图 13 不同界面单元尺寸的荷载-位移曲线

Fig. 13 Load-displacement of different interface element sizes

3 子结构多参数分析

在 PC-0-B 模型基础上,设计 90°弯钩锚固和锚固板锚固 2 种子结构分析模型,设立不考虑黏结滑移模型为对照组,3 种模型的材性、构造和配筋与试验试件 PC-0-B 保持一致,锚固形式均满足规范^[23]中相关构造要求,建立下列有限元参数分析。

3.1 叠合梁现浇层厚度

依据规范^[28]中叠合梁最小现浇厚度要求,基于 PC-0-B 试件所采用的 2/3 缩尺比例,模型设置了 3 种钢筋锚固处理形式:考虑黏结滑移的 90°弯钩(H)、考虑黏结滑移的锚固板(A)、不考虑黏结滑移 90°弯钩(N)。现浇厚度设有 60 mm、80 mm(原试件)、100 mm 和 120 mm。各模型编号定义如下:PC-H-CT60 为采用 90°弯钩锚固,现浇厚度为 60 mm。

表 4 不同参数下各子结构模型计算特征值

Table 4 Computational characteristic values of PC models under different parameters							
模型	P_y /kN	Δ_y /mm	P_m /kN	Δ_m /mm	μ	P_m 相对值	μ 相对值
PC-N-CT60	122.69	29.67	140.73	180.00	6.07	0.98	1.25
PC-N-CT80	126.06	27.38	144.07	135.96	4.85	1.00(1.01)	1.00(0.87)
PC-N-CT100	123.29	23.86	137.78	140.90	5.91	0.95	1.22
PC-N-CT120	125.22	25.34	139.22	167.47	6.52	0.97	1.34
PC-H-CT60	123.18	25.47	140.13	200.90	7.79	0.99	1.38
PC-H-CT80	123.88	30.50	142.12	172.91	5.65	1.00*	1.00*

续表 4

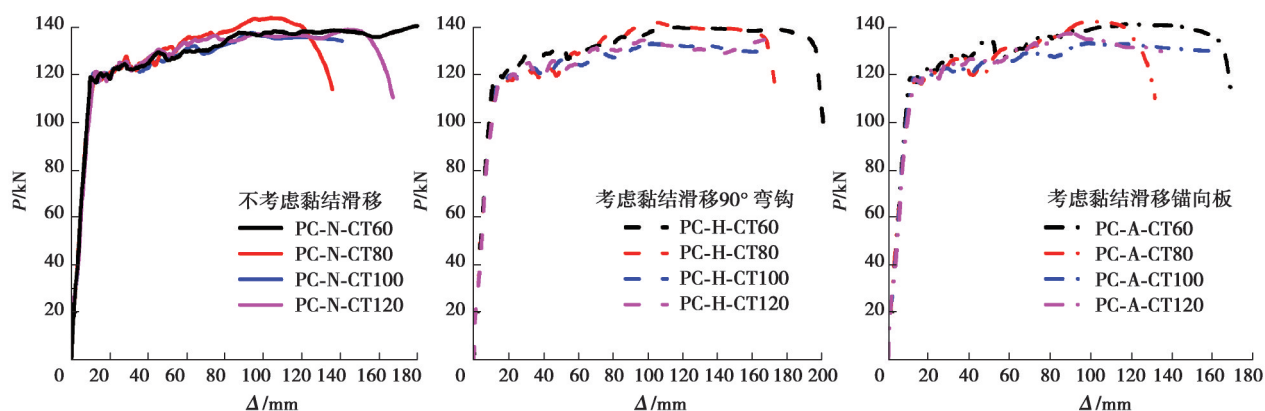
模型	P_y/kN	Δ_y/mm	P_m/kN	Δ_m/mm	μ	P_m 相对值	μ 相对值
PC-H-CT100	119.63	23.97	133.71	167.11	6.97	0.94	1.23
PC-H-CT120	122.30	29.11	135.48	172.69	5.93	0.95	1.05
PC-A-CT60	127.75	25.66	141.65	169.82	6.54	0.99	1.49
PC-A-CT80	124.04	29.34	142.77	131.58	4.40	1.00(1.00)	1.00(0.79)
PC-A-CT100	119.72	22.02	133.48	160.62	7.29	0.93	1.66
PC-A-CT120	119.15	24.39	137.64	134.75	5.52	0.96	1.25
PC-N-TW990	159.54	28.73	177.48	153.43	5.34	0.98	1.05
PC-N-TW1160	165.55	31.88	180.55	161.56	5.07	1.00(0.94)	1.00(1.19)
PC-N-TW1280	163.22	28.70	180.87	149.72	5.22	1.00	1.03
PC-N-TW1350	164.28	28.51	181.10	142.77	5.01	1.00	0.99
PC-H-TW990	170.09	48.87	196.48	204.79	4.06	1.02	0.95
PC-H-TW1160	172.61	42.14	193.03	183.96	4.26	1.00*	1.00*
PC-H-TW1280	173.68	39.18	183.88	186.23	4.61	0.95	1.08
PC-H-TW1350	175.10	40.13	194.09	179.95	4.48	1.00	1.05
PC-A-TW990	170.02	36.17	188.44	169.13	4.67	0.96	1.15
PC-A-TW1160	172.41	44.52	195.84	180.90	4.06	1.00(1.01)	1.00(0.95)
PC-A-TW1280	173.16	36.62	192.51	174.23	4.76	0.98	1.17
PC-A-TW1350	173.72	38.90	193.88	174.72	4.49	0.99	1.11
PC-N-FU	98.21	24.39	121.29	64.54	2.48	0.84	0.51
PC-N-FD	126.06	27.38	144.07	135.96	4.85	1.00(1.01)	1.00(0.86)
PC-H-FU	97.02	26.26	120.71	72.75	2.56	0.85	0.45
PC-H-FD	123.88	30.50	142.12	172.91	5.65	1.00*	1.00*
PC-A-FU	97.70	24.46	121.46	64.58	2.54	0.85	0.58
PC-A-FD	124.04	29.34	142.77	131.58	4.40	1.00(1.00)	1.00(0.78)

注： P_y 为屈服荷载； Δ_y 为屈服位移； P_m 为峰值荷载； Δ_m 为屈服位移； μ 为延性系数。 μ 相对值中*代表参数整体大组（锚固形式）的基准对照，括号代表大组内不同锚固形式的小组（各参数）对照，例如：第二行 P_m 相对值中 1.00(1.01) 中 1.00 为本小组（不考虑粘结滑移时）基准，1.01=144.07/142.12。

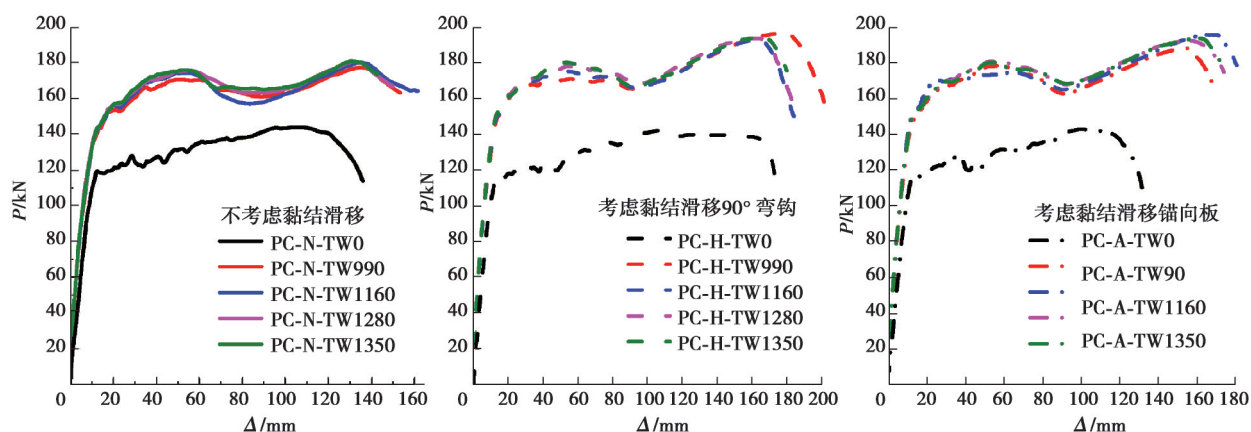
图 14(a)为荷载-位移曲线汇总,相关特征值如表 4 所示。不考虑黏结滑移模型整体刚度稍偏大,并且提前屈服;3 种钢筋构造下,现浇厚度为 80 mm 时,峰值承载力均达到最大,但破坏位移均为最小,变形能力较差;现浇厚度为 60 mm 时,破坏位移均能达到最大,这是因为现浇厚度减小,剪力键结合面增大,抗剪能力提高。对比分析 PC-N/A/H-80 三者结果,延性相差较大,PC-A-80 相对 PC-H-80 延性提高了 20%。整体上采用 90°弯钩锚固与采用锚固板锚固的子结构承载力相差不大,延性后者高出前者 15%~20%。按规范设计保证承载力前提下,为提高 PC 框架结构的变形能力,宜优先选用 90°弯钩锚固。

3.2 T 型翼缘板宽度

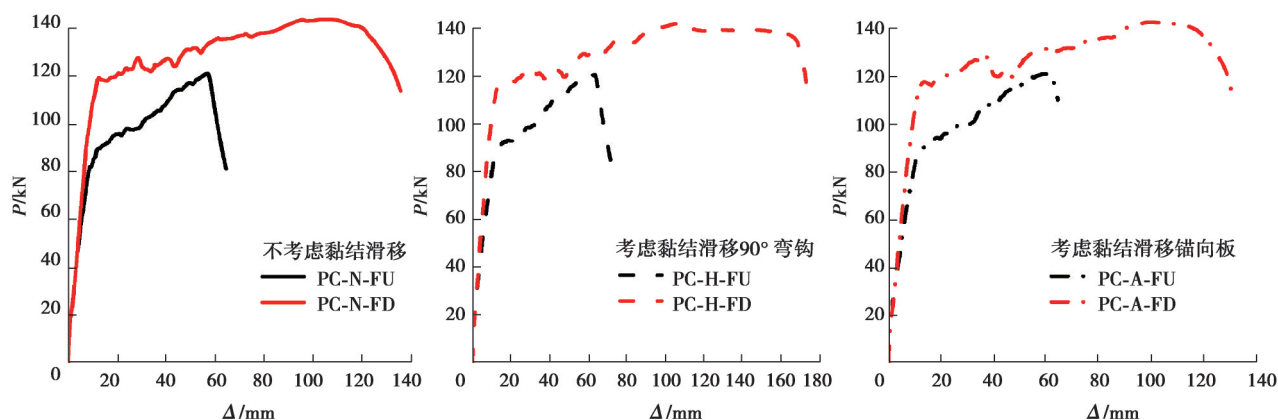
考虑楼板效应对子结构的影响,参考中、美、加、欧等国家及地区相关规范^[24,30-31],计算得到 4 种翼缘板影响宽度:1 160 mm、1 350 mm、1 280 mm 和 990 mm,板厚按试验缩尺比例定义为 90 mm,布筋形式为双层双向 A6@200,梁柱钢筋设置同上。模型编号定义方式如下:PC-H-TW1160 为采用 90°弯钩锚固,翼缘板宽度为 1 160 mm。



(a) 不同叠合梁现浇厚度下荷载-位移曲线



(b) 不同T型翼缘板宽度下荷载-位移曲线



(c) 不同力作用方向下荷载-位移曲线

图14 不同参数子结构的荷载-位移曲线

Fig. 14 Load-displacement under different parameters

图14(b)为荷载-位移曲线汇总,相关特征值如表4所示。结果表明,不考虑黏结滑移情况下,增设翼缘板子结构整体承载力低于考虑黏结滑移情况下的子结构;因考虑翼缘板作用,子结构承载性能提高了约26%,变形能力提高了约27%。通过各规范模拟计算对比,相对其他规范设定的考虑翼缘板宽度子结构承载性能表现,中国规范所得结果在延性方面普遍偏低,相差5%~17%,但在承载力方面表现相当。综上所述,中国规范对翼缘板宽度计算考虑较为合理,并且对比分析PC-N/A/H-1160三者模拟结果,90°弯钩锚固对子结构综合性能提升更显著,其他规范的计算结果表现均如此。

3.3 力作用方向

地震或者往复荷载作用下,PC框架结构中受力方向发生改变,其结构性能存在一定差异。设置向上(FU)和向下(FD)2种加载方向,探讨2种受力状态下子结构承载性能差异。模型编号定义方式:PC-H-FU为采用90°弯钩锚固,加载方向向上。图14(c)为计算所得荷载-位移曲线,相关特征值如表4所示。可见,采用90°弯钩锚固子结构整体延性均高于不考虑黏结滑移的子结构和锚固板锚固的子结构,平均高出20%,承载性能相当,不考虑黏结滑移的结果和锚固板锚固相差不大。现浇层受压时,预制部分剪力键结合面处受拉状态,受拉损伤较为集中,整体承载力和延性相对受拉时降低了近12%,与文献中[32]试验结果吻合。对比分析PC-N/A/H-FD 3个模拟结果,可得在PC框架结构中,梁端钢筋锚固形式宜选择90°弯钩锚固形式;在地震作用下,装配式结构正反受力时表现的差异有待继续研究。

4 结 论

文中利用ABAQUS中UEL端口开发了新型自划分网格黏结滑移单元BS1,将单元应用至装配式混凝土现浇柱-叠合梁子结构的有限元模拟中,结果表现良好,并开展了系列参数分析,主要结论如下:

1)单元长度自计算功能有利于高效可靠计算,时间成本降低了25%,该单元可应用至装配式混凝土结构有限元精细化模拟计算分析。

2)经可靠验证后,利用BS1单元建立不考虑黏结滑移、90°弯钩锚固和锚固板锚固3种子结构模型,分析了现浇层厚度、翼缘板影响宽度、力作用方向等参数影响;发现梁端90°弯钩锚固设置更能有效保证子结构的整体延性,建议装配式混凝土结构中钢筋锚固采用90°弯钩锚固形式。

3)对比中、美、加、欧等国家及地区相关规范,根据各规范计算翼缘板影响宽度并建立模型分析,结果表明,在翼缘板影响下,子结构承载性能提高了约26%,变形能力提高了约27%;对比发现,采用我国规范规定的翼缘板影响宽度计算分析时,子结构的延性偏低,承载力相当,整体比较适用。

4)在力作用方向改变下,子结构正反受力承载性能相差约12%,主要因为力方向的改变使结合面和叠合面处拉压应力的差距,其影响叠合梁的破坏损伤分布,从而对整体结构产生影响,结合面的构造需进一步考虑地震作用,加强界面设计。

参考文献

- [1] Lin H W, Zhao Y X, Özbolt J, et al. The bond behavior between concrete and corroded steel bar under repeated loading[J]. *Engineering Structures*, 2017, 140: 390-405.
- [2] 杨红,高文生,王志军.空间框架简化为平面模型的抗震分析[J].*重庆大学学报*, 2008, 31(11): 1267-1272.
Yang H, Gao W S, Wang Z J. The rationality of plane model simplifying three-dimension frame in seismic response analysis[J]. *Journal of Chongqing University*, 2008, 31(11): 1267-1272. (in Chinese)
- [3] Sezen H, Setzler E J. Reinforcement slip in reinforced concrete columns[J]. *ACI Structural Journal*, 2008, 105(3): 280-289.
- [4] 周新刚.混凝土后锚钢筋的静动力黏结特性与工程应用——第十三届全国结构工程学术会议特邀报告[J].*工程力学*, 2004, 21(S1):231-237.
Zhou X G. Static and dynamic bonding characteristics and engineering application of concrete back anchor reinforcement: Invited Report of 13th National Conference on Structural Engineering[J]. *Engineering Mechanics*, 2004, 21(S1): 231-237. (in Chinese)
- [5] Santos J, Henriques A A. New finite element to model bond - slip with steel strain effect for the analysis of reinforced concrete structures[J]. *Engineering Structures*, 2015, 86: 72-83.
- [6] Alfara B, Murcia-Delso J, López-Almansa F, et al. RC structures cyclic behavior simulation with a model integrating plasticity, damage, and bond-slip[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2018, 47(2): 460-478.

- [7] Zhao J, Sritharan S. Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures[J]. ACI structural journal, 2007, 104(2): 133.
- [8] 蔡建国, 冯健, 王赞, 等. 预制预应力混凝土装配整体式框架抗震性能研究[J]. 中山大学学报(自然科学版), 2009, 48(2): 136-140.
- Cai J G, Feng J, Wang Z, et al. Seismic behavior of frame comprised of precast prestressed concrete components[J]. Acta Scientiarum Naturalium Universitatis Sunyatseni, 2009, 48(2): 136-140. (in Chinese)
- [9] 陈适才, 闫维明, 王文明, 等. 大型预制混凝土结构梁-柱-叠合板边节点抗震性能研究[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(6): 60-67.
- Chen S C, Yan W M, Wang W M, et al. Seismic behavior of exterior beam to column joints with layered slab of large precast concrete structures[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(6): 60-67. (in Chinese)
- [10] 曹徐阳, 冯德成, 王淳, 等. 基于 OpenSEES 的装配式混凝土框架节点数值模拟方法研究[J]. 土木工程学报, 2019, 52(4): 13-27.
- Cao X Y, Feng D C, Wang Z, et al. Investigation on modelling approaches for prefabricated concrete beam-to-column connections using openSEES[J]. China Civil Engineering Journal, 2019, 52(4): 13-27. (in Chinese)
- [11] Feng D C, Wu G, Lu Y. Finite element modelling approach for precast reinforced concrete beam-to-column connections under cyclic loading[J]. Engineering Structures, 2018, 174: 49-66.
- [12] Feng D C, Wu G, Lu Y. Numerical investigation on the progressive collapse behavior of precast reinforced concrete frame subassemblages[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2018, 32(3): 04018027.
- [13] Feng D C, Wang Z, Wu G. Progressive collapse performance analysis of precast reinforced concrete structures[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2019, 28(5): e1588.
- [14] Sarraz A, Nakamura H, Kanakubo T, et al. Bond behavior simulation of deformed rebar in fiber-reinforced cementitious composites using three-dimensional meso-scale model[J]. Cement and Concrete Composites, 2022, 131: 104589.
- [15] Zhang N, Wu Y Z, Gu Q, et al. Refined three-dimensional simulation of ribbed bar pull-out tests based on an enhanced peridynamic model[J]. Engineering Structures, 2023, 278: 115519.
- [16] 罗小勇, 龙昊, 曹琨鹏. 灌浆套筒连接装配式梁柱节点精细有限元模型[J]. 哈尔滨工程大学学报, 2021, 42(5): 641-648.
- Luo X Y, Long H, Cao K P. High-precision finite element model of prefabricated reinforced concrete beam-column joint with grout sleeve[J]. Journal of Harbin Engineering University, 2021, 42(5): 641-648. (in Chinese)
- [17] 高培楠, 邓扬, 李爱群, 等. 装配式混凝土框架结构连接节点抗震性能研究进展[J]. 工业建筑, 2021, 51(2): 171-185, 152.
- Gao P N, Deng Y, Li A Q, et al. Review on seismic performance of connection joints of prefabricated concrete frame structures [J]. Industrial Construction, 2021, 51(2): 171-185, 152. (in Chinese)
- [18] 刘璐, 黄小坤, 田春雨, 等. 配置大直径大间距 HRB500 高强钢筋的装配整体式钢筋混凝土框架节点抗震性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2016, 37(5): 247-254.
- Liu L, Huang X K, Tian C Y, et al. Experimental study on seismic performance of precast RC frame joints with HRB500 high strength rebars of large diameter and spacing[J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(5): 247-254. (in Chinese)
- [19] 赵作周, 韩文龙, 钱稼茹, 等. 梁纵筋锚固板锚固装配整体式梁柱边节点抗震性能试验[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2016, 48(12): 19-27.
- Zhao Z Z, Han W L, Qian J R, et al. Seismic behavior of assembled monolithic beam-column exterior joints with beam longitudinal rebars anchored by heads[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2016, 48(12): 19-27. (in Chinese)
- [20] 陈适才, 闫维明, 李振宝, 等. 大型预制混凝土梁柱叠合板中节点整体抗震性能试验研究[J]. 工程力学, 2012, 29(2): 135-141.
- Chen S C, Yan W M, Li Z B, et al. Experimental study on seismic behavior of layered slab and beam to column interior joints in precast concrete structures[J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(2): 135-141. (in Chinese)
- [21] 袁鑫杰, 李易, 陆新征, 等. 湿式连接装配式混凝土框架抗连续倒塌静力试验研究[J]. 土木工程学报, 2019, 52(12): 46-56.

- Yuan X J, Li Y, Lu X Z, et al. Static progressive collapse test on prefabricated concrete frames with wet connections[J]. China Civil Engineering Journal, 2019, 52(12): 46-56. (in Chinese)
- [22] Kang S B, Tan K H, Yang E H. Progressive collapse resistance of precast beam - column sub-assemblages with engineered cementitious composites[J]. Engineering Structures, 2015, 98: 186-200.
- [23] Euser M K, Mehlhorn G, Cornelius V. Bond between prestressed steel and concrete: computer analysis using ADINA[J]. Computers & Structures, 1983, 17(5/6): 669-676.
- [24] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB 50010—2002[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
Ministry of Construction of the People's Republic of China. Code for design of concrete structures: GB 50010—2002[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2004. (in Chinese)
- [25] Eligehausen R, Popov E P, Bertero V V. Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitation: experimental results and analytical model[D]. Berkeley: California Univ, 1983: 162-180.
- [26] Lowes L N. Finite element modeling of reinforced concrete beam-column bridge connections[D]. Berkeley: California Univ, 1999, 235-256.
- [27] 庞博. 装配整体式梁-柱子结构角柱失效后承载性能研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2019.
Pang B. Research on bearing capacity of monolithic precast concrete beam-column subassemblages under corner column removal scenarios [D]. Changsha: Hunan University, 2019. (in Chinese)
- [28] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 装配式混凝土结构技术规程: JGJ 1—2014[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical specification for precast concrete structures: JGJ 1—2014[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014. (in Chinese)
- [29] ACI 318M-19. Building code requirements for structural concrete[S]. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019.
- [30] NBCC. The national building code of Canada [S]. Ottawa: National Research Council, 2010.
- [31] EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structure -Part 1-1: General rules and rules for buildings[S]. Committee for Standardization, Brussels, 2004.
- [32] 薛伟辰, 杨云俊, 窦祖融, 等. 钢筋混凝土T型叠合梁抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(6): 1-8.
Xue W C, Yang Y J, Dou Z R, et al. Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete composite T-beams[J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(6): 1-8. (in Chinese)

(编辑 陈移峰)