

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2019.01.042

# 装配整体式半刚性节点在地下工程中的数值分析

王 俊<sup>1</sup>, 迟 恒<sup>2</sup>, 施良峰<sup>1</sup>, 吴 峰<sup>2</sup>

(1. 宁波东部新城开发投资有限公司, 浙江 宁波 315040;

2. 上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海 200092)

**摘 要:** 基于宁波市东部新城中央公园工程的设计方案,对预制装配式结构进行数值模拟,以实现半刚性节点在地下装配式结构动力分析及设计中的程序化应用。构建此项目梁-柱半刚性节点力学模型,分析获得  $M-\theta$  滞回曲线,并将其力学性能赋予整体结构模型中。采用 MIDAS/Gen 软件对装配式混凝土结构进行弹塑性动力时程分析,获取装配式结构的屈服准则、变形能力等抗震性能。通过对比现浇方案可得出,装配良好的梁柱构件具有较强的刚度、强度和变形恢复能力等性能,并且结构计算指标符合规范要求。

**关键词:** 地下装配式结构;半刚性节点;结构弹塑性时程分析

中图分类号: TU313

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2019)01-0233-06

## Numerical Analysis of Semi-rigid Joints of Fabricated Concrete Structure in Underground Engineering

WANG Jun<sup>1</sup>, CHI Heng<sup>2</sup>, SHI Liangfeng<sup>1</sup>, WU Feng<sup>2</sup>

(1. Ningbo Eastern New Town Development Investment Ltd., Ningbo, Zhejiang 315040, China;

2. Shanghai Municipal Engineering Design Institute (Group) Co., Ltd., Shanghai 200092, China)

**Abstract:** In order to realize the design calculation programming of the application of semi-rigid joints in dynamic analysis of underground fabricated structures, the numerical simulation of the assembly parts in Ningbo East New Town Central Park project was carried out. Based on the design scheme, the semi-rigid mechanical model of beam-column joints was constructed in a model of  $M-\theta$  hysteretic curve by numerical calculation. The mechanical properties obtained from finite-element computing were allocated to the engineering structures. Through the elastoplastic time history analysis of fabricated concrete structures, the yield principle and deformation capacity of the fabricated structure was calculated by Midas Gen. Through the comparative analysis of cast-in-place plan, we can conclude that well assembled components have strong stiffness, strength and deformation recovery ability etc., and can meet the relevant specification requirements.

**Keywords:** underground fabricated structure; semi-rigid joints; elastoplastic time history analysis of structure

在城市化进程中地下空间工程逐年增多,例如单建式地下车库、合建式地下商业开发、隧道工程及地铁站等<sup>[1]</sup>。而与地上结构相比,地下结构在设计、施工工艺上普遍存在造价高、施工质量难以保证、对周边环境影响较大等问题。而针对以上建造难题,国内外仍处于研究与应用并举的阶段<sup>[2]</sup>。

目前地下工程中应用预制装配技术多集中于规模较小、构件易标准化的领域,对于地下大空间工程应用较少。因此,目前地下装配式结构可供借鉴的案例比较缺乏,设计人员需要基于现有的规范,将装

配式部分等同于现浇结构进行设计。但设计人员需要对装配式结构从受力、变形上与现浇结构进行对比,校核此方法设计方案是否偏于安全。

因此本文依据宁波市东部新城中央公园工程设计方案,研究其装配层构件的半刚性节点,从而有效模拟装配节点的受力特性,并掌握构件在较大竖向荷载、侧向围压甚至往复荷载下力学行为。通过对比现浇方案,可进一步地分析装配式地下结构抗震性能,验证本项目装配构件节点在实际工程应用中的可行性。

# 1 半刚性力学模型

梁柱连接点是装配式结构节点设计中的关键,其性能直接影响其结构强度、刚度和稳定性。震害研究发现,组合节点在地震荷载作用下产生较大的水平剪力,易于出现剪切等脆性破坏。在传统的现浇结构设计中,通常假定梁柱连接为全刚性,或为理想铰接。而在较大竖向荷载作用下装配式梁-柱节点均处于全刚性与理想的铰接之间,即表现为半刚性<sup>[3]</sup>。因此了解半刚性节点的力学特性,对于分析装配整体式结构在不同受力状态下的变形和内力有非常重要的意义<sup>[4]</sup>。

## 1.1 节点形式

根据本工程设计要求,主体部分结构采用装配整体式框架结构体系,即由预制混凝土构件连接后现场浇筑混凝土形成构件整体的结构体系。其中预制梁柱连接点详图<sup>[5]</sup>,见图 1。

为了真实模拟项目装配式结构中半刚性节点,本文依据结构单元属性和设计方案采用 ANSYS 分离模型方法进行有限元建模。通常采用的整体式有限元模型虽建模快捷简便,但不能真实反映各个构件间受力及接触关系,如无法真实还原装配式节点在反复荷载的作用下钢筋粘结性能退化,钢筋的滑移效应使构件的强度、刚度和耗能等性能下降。其次,钢筋混凝土数值模型采用 8 节点 Solid 65 实体单元仿真模拟混凝土材料的压碎拉裂,并采用两节点的 Link 8 单元模拟钢筋的拉压受力。此模型忽略钢筋横向抗剪强度支持其塑性变形<sup>[6]</sup>。

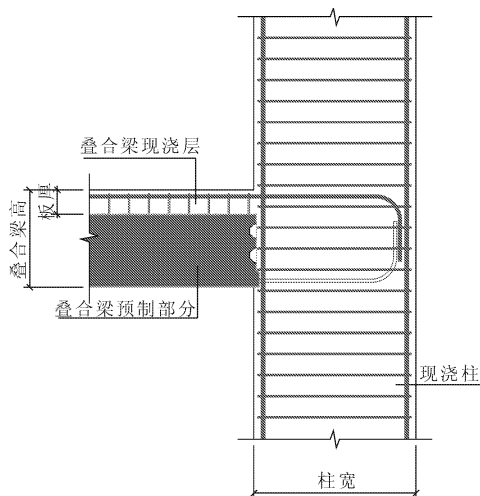


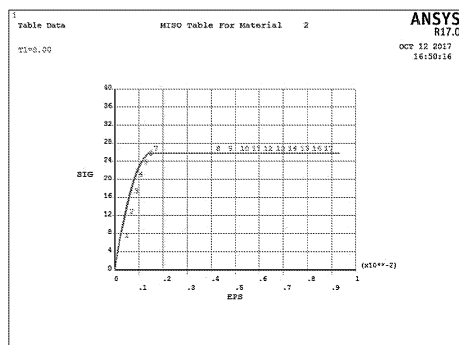
图 1 预制梁柱连接节点构造图

模型的钢筋与混凝土共节点处添加弹簧单元 Combin 39,基于 Houde 黏结滑移理论设定其弹簧单

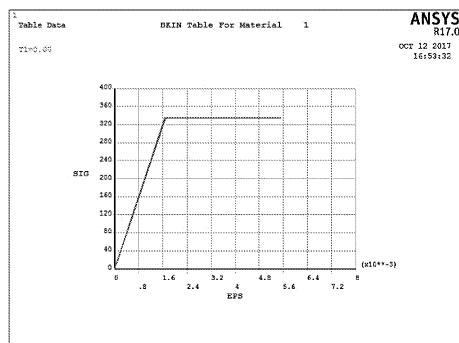
元实常数,由此考虑钢筋和混凝土在较大承载力下的滑移效应<sup>[7]</sup>,并设有粘结力下降段。在现浇层与预制构件间采用接触面单元 Conta 174 来模拟三维空间内目标面与接触单元的可变形面(柔性面)之间的接触和滑移效应。由于考虑到预制构件表面刚度较大,将其设置为 Conta 174 的目标单元属性,而现浇层接触面设置为 Target 170 单元。并通过设定统一实常数构建面-面接触形式,整体受力时一侧表面渗透到指定目标面上<sup>[8]</sup>。结合相关文献中叠合梁叠合面的摩擦滑移分析<sup>[9]</sup>,设定接触面摩擦系数为 0.6,并在接触表面设置较大的库仑应力,当相对滑动时可通过摩阻力有效模拟现浇层与预制构件接触面变形及破坏情况。通过以上构件布置可较为真实还原装配式结构的力学性能<sup>[10]</sup>。

## 1.2 材料本构

混凝土材料的本构关系可采用多线性等向强化模型,即采用 Mises 屈服准则和随动强化准则描述混凝土应力-应变关系,钢筋采用双线性随动强化模型,即采用多线性的应力-应变曲线模拟随动强化效应,考虑包辛格效应。依据《混凝土结构设计规范》<sup>[11]</sup>(GB 50010—2010),构建上升段中的应力-应变本构方程,并选取钢筋强度的标准值。其材料力学模型,见图 2。



(a) 混凝土



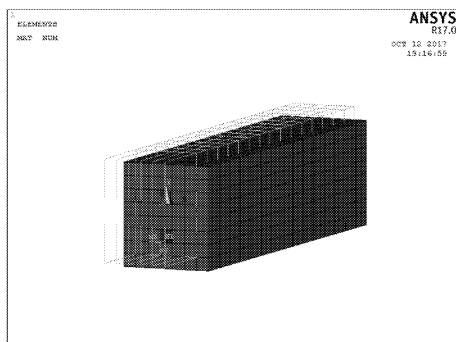
(b) 钢筋

图 2 混凝土和钢筋的应力-应变曲线

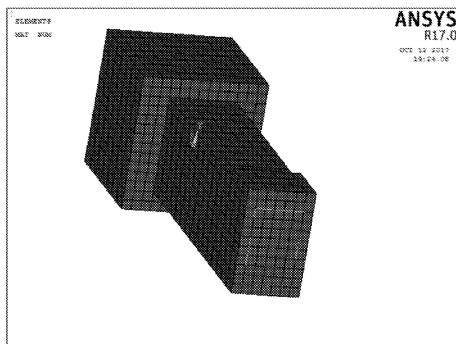
### 1.3 构建模型

依据本设计方案中预制梁柱连接点的构造图构建有限元分析模型。依次建立构件装配式部分及现浇层部分。其中选取截面尺寸为 350 mm × 500 mm, 梁计算长度设定为 1.5 m。

为避免梁-柱节点半刚性模拟计算过程中出现的不收敛的现象,网格尺寸采用 50 mm × 50 mm × 100 mm,见图 3,循环加载时各个荷载步的子步数设定为 50,设定位移收敛准则,收敛误差为 2.5%。



(a) 预制构件



(b) 叠合梁柱节点

图 3 装配式梁结构单元网格模型

混凝土破坏准则采用 Willam - Warnker 准则,其参数通过操作命令 tb,concr 和 tbddata 输入,并在其参数设定中关闭开裂及压碎准则。梁端加载位置需要添加垫板,将梁端集中力转换为垫板面上的均布面载,避免采用点加载容易引起应力奇异,加载点过早开裂或压碎而难以收敛。打开线性搜索提高收敛速度<sup>[12]</sup>。

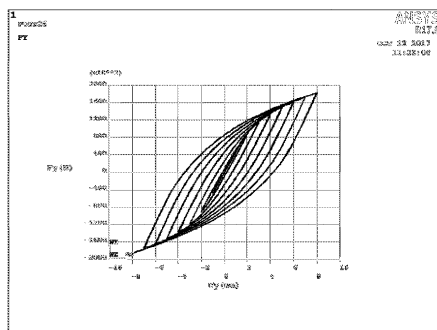
### 1.4 半刚性模拟

弯矩-转角关系是梁-柱节点的主要力学性能,反映梁柱组合节点的初始刚度、抗弯承载力和转动能力。为使半刚性节点在工程上应用,特别是在结构动力分析上实现程序化,须获得关于半刚性节点的  $M-\theta$  滞回曲线<sup>[13]</sup>。

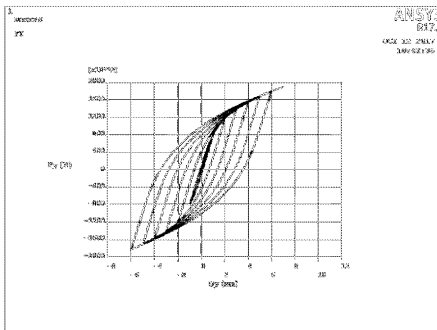
本文构件动力分析采用低周期反复加载中控制荷载加载法,其中加载幅值采用逐级递增,即先后加

载装配式混凝土节点和现浇节点并进行变幅加载对比分析,最终获得节点的应力、应变状态,塑性区的开展情况。

耗能能力是衡量构件节点抗震性能的重要指标。图 4 表示现浇式混凝土节点和装配式节点受力变形的滞回曲线。



(a) 装配式梁端节点



(b) 现浇式梁端节点

图 4 梁端荷载  $F_y$  与节点竖向位移  $U_y$  的滞回曲线

由图 4 可见,装配式节点的滞回曲线和现浇节点形状相当,所以推断出在耗能能力上本项目所采用的装配式节点力学性能比较接近于现浇混凝土节点<sup>[14]</sup>。通过研究构件在第一加载步的应力云图,可见在预制与现浇层间局部节点虽出现应力集中现象,但构件整体变形差异较小。

依据以上结果获得装配节点的  $M-\theta$  滞回曲线模型,其半刚性数值模型通常表达为:双线性模型、弹塑性模型、Ramberg - Osgood 模型、改进的双线性模型。

依据力学原理推出弯矩-转角关系式(1),其中  $\epsilon_c = \theta x/L$ ,代入得式(2)。可见如采用线性模型拟合,表达精度不高,即使在结构弹性阶段也较难保证其精度。因此,本文采用更为精确的双线性数值模型,表述半刚性连接节点  $M-\theta$  滞回曲线<sup>[15]</sup>。其恢复力模型公式表述,如式(3)。

$$M = \int_0^{\frac{h}{2}} f_c \left[ \frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] b x dx +$$

$$E_s \frac{\theta}{L} \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - a_s \right)^2 + A'_s \left( \frac{h}{2} - a'_s \right)^2 \right] \quad (1)$$

$$M = \int_0^{\frac{h}{2}} f_c \left[ \frac{2\theta x}{L\varepsilon_0} - \left( \frac{\theta x}{L\varepsilon_0} \right)^2 \right] b x dx +$$

$$E_s \frac{\theta}{L} \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - a_s \right)^2 + A'_s \left( \frac{h}{2} - a'_s \right)^2 \right] \quad (2)$$

$$M = aK_i + bK_i\theta + cK_i\theta^2 \quad (3)$$

式中： $K_i$  为初始刚度； $a$ 、 $b$ 、 $c$  分别为与加载的方式及几何参数相关的模型参数。该表达式能较为准确地拟合试验加载曲线，与线性滞回模型相比精度更高，并且不需要更多其它特征点就可以很好地反应其滞回曲线的变化规律。

依据此表达式得此组合节点的回归方程，从而近似表达装配式梁-柱节点半刚性属性，如图 5 所示。

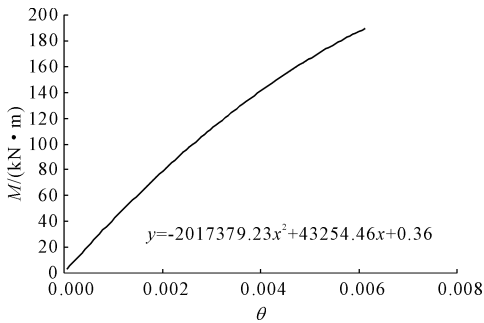


图 5 装配式梁-柱节点  $M-\theta$  滞回曲线

## 2 工程概况及应用

宁波市东部新城中央公园工程地下三层(局部地下二层)主体为框架结构,地下部分建筑功能主要为地下车库,地下一层局部范围设置一座公交车站,地下一层和二层预留与周边地块连接的连通道。其中本工程地下二层选择预制装配式结构,其它各层为现浇层。柱网尺寸主要为  $8.4\text{ m} \times 9.0\text{ m}$ ,地下一层层高  $4.1\text{ m}$ ,地下二层层高  $4.0\text{ m}$ ,地下三层层高  $4.0\text{ m}$ ,地下室顶板覆土厚  $2.5\text{ m}$  左右。整个地下空间结构楼板采用十字梁板楼盖方案,基础形式为筏

板加抗拔桩。

## 3 结构整体动力特性分析

为了进一步了解预制装配式混凝土结构地震反应特性,从变形和力学指标两个方面判断其抗震性能,本文采用有限元分析软件 MIDAS/Gen 对装配式混凝土框架结构进行建模及动力时程计算,其材料信息和本构关系同上文。分析整体结构的动力特性与现浇结构的差异,其分析步骤为:设置操作环境及定义材料和截面,导入计算模型,定义边界条件及结构分析类型,定义质量配筋,分配塑性铰特性,输入时程分析数据,最后运行分析及查看结果。

其中将 ANSYS 模拟计算得到的预制钢筋混凝土梁-柱节点的力学性能分配到框架构件中,即将表述相邻构件截面、配筋等参数的刚度函数用以非弹性铰接形式赋予地下二层中梁-柱节点上,并假定楼板为弹性楼板。其中该层其他梁截尺寸为  $300\text{ mm} \times 700\text{ mm}$  和  $500\text{ mm} \times 800\text{ mm}$ ,其构件连接方式及配筋布置同图 1,并依据上文分析方法得到其刚度函数分别为式(4)、式(5),可见梁截面尺寸大小对其相对转动刚度影响较大,数值结果符合相关文献对  $M-\theta$  滞回曲线的表述<sup>[16]</sup>。本模型考虑梁-柱节点刚度折减情况,即释放梁端刚域,其承载力降低可通过改变混凝土以及钢筋强度实现。

$$M_1 = 0.41 + 45849\theta_1 - 2108421\theta_1^2 \quad (4)$$

$$M_2 = 0.43 + 46931\theta_2 - 2188776\theta_2^2 \quad (5)$$

分析时按照结构实际尺寸及配筋进行建模,地震荷载采用 El Centro 波模拟,依据其峰值加速度可分为 4 个荷载工况,从  $0.05g$  逐级增加到  $0.2g$ ,并截取前 10 s 结果输出。表 1 列出两种结构的特征值分析。通过计算得出装配式结构的自振频率低于现浇式结构,说明构件出现裂缝后结构整体刚度降低,但与现浇结构差异较小<sup>[17]</sup>。

表 1 特征值分析

模态	频率/(rad·s <sup>-1</sup> )		周期/s		容许误差	
	现浇式	装配式	现浇式	装配式	现浇式	装配式
1	17.0877	16.7000	0.3677	0.3762	$0.00 \times 10^0$	$0.00 \times 10^0$
2	19.6637	19.3610	0.3195	0.3245	$0.00 \times 10^0$	$0.00 \times 10^0$
3	31.5812	31.3533	0.1990	0.2004	$1.99 \times 10^{-59}$	$9.77 \times 10^{-60}$
4	39.5151	39.3374	0.1590	0.1597	$1.80 \times 10^{-47}$	$1.19 \times 10^{-47}$
5	46.9502	46.7980	0.1338	0.1343	$1.73 \times 10^{-37}$	$1.32 \times 10^{-37}$
6	55.5526	55.4259	0.1131	0.1134	$4.68 \times 10^{-25}$	$4.37 \times 10^{-25}$
7	55.7184	55.5820	0.1128	0.1130	$4.62 \times 10^{-24}$	$7.28 \times 10^{-24}$
8	56.4697	56.3250	0.1113	0.1116	$2.61 \times 10^{-23}$	$2.19 \times 10^{-23}$
9	58.1239	57.9612	0.1081	0.1084	$1.05 \times 10^{-22}$	$8.56 \times 10^{-23}$

观测地下一层、二层在不同峰值加速度荷载下层位移时程曲线,可以看出,El Centro 波在前 10 s 的地震记录中最大峰值加速度出现在 2 s ~ 3 s 之间,而计算所得各工况下层位移时程曲线峰值基本接近且均出现在 4 s ~ 6 s 附近,其位移峰值滞后于加速度峰值,该滞后特性地下结构相对于地面以上框架结构更为明显。随着加速度峰值增加至 0.2g 荷载工况,计算得到的位移峰值逐渐增大,进入 0.2g 荷载工况后结构产生塑性变形,由于梁 - 柱节点刚度

逐级退化所致。

不同荷载工况下装配式框架结构位移及层间位移、层间位移角与现浇结构对比见表 2、表 3,由数值结果可见装配连接后结构地下一、二层的层位移、位移角及时程曲线相比于现浇式结构差异较小。并且在装配式结构中变形较大的地下一层层间位移角计算值为 1/373,小于《建筑抗震设计规范》关于钢筋混凝土框架弹塑性层间位移角限值。

表 2 不同峰值加速度下楼层位移

峰值加速度/g	层最大位移(装配/现浇)/mm		层平均位移(装配/现浇)/mm	
	地下一层	地下二层	地下一层	地下二层
0.05	4.1648/3.9923	2.0206/1.9585	2.0824/1.9962	1.0103/0.9793
0.10	8.3295/7.9846	4.0413/3.9170	4.1648/3.9923	2.0206/1.9585
0.15	12.4943/11.9769	6.0619/5.8756	6.2472/5.9885	3.0310/2.9378
0.20	21.6568/20.7600	10.5074/10.1843	10.8284/10.3800	5.2537/5.0922

表 3 不同峰值加速度下层间位移及层间位移角

峰值加速度/g	层间位移(装配/现浇)/mm		层间位移角(装配/现浇)/rad	
	地下一层	地下二层	地下一层	地下二层
0.05	2.1648/2.0514	1.7451/1.6759	(1/1940)/(1/2047)	(1/2292)/(1/2387)
0.10	4.3295/4.1028	3.4901/3.3517	(1/970)/(1/1024)	(1/1146)/(1/1193)
0.15	6.4943/6.1542	5.2352/5.0276	(1/647)/(1/682)	(1/764)/(1/796)
0.20	11.2568/10.6673	9.0743/8.7145	(1/373)/(1/394)	(1/441)/(1/459)

不同加速度下装配式及现浇结构地下一、二层最大位移值对比,如图 6 所示。由图 6 中位移曲线可对比两种结构计算变形结果的差异程度。其中,在加速度峰值为 0.2g 荷载工况下,位移计算值有突然增大的现象,说明加载后期结构已出现塑性拓

展。并且进入塑性阶段后装配式结构位移略大于现浇结构,并且差值率不超过 5%。依据以上结果可进一步验证本项目拟采用的预制装配式设计方案具有良好的抗震性能。

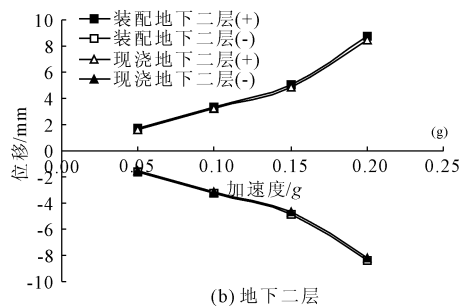
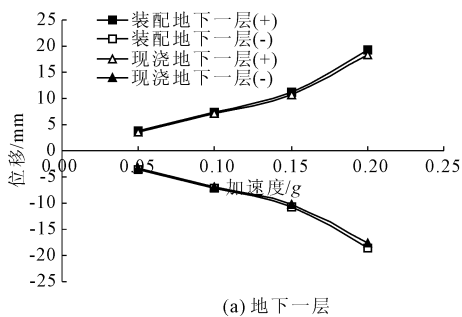


图 6 不同峰值加速度下层最大位移对比

### 4 结 论

通过对本工程地下装配式部分结构数值模拟研究,可以得到以下结论:

地下装配式结构中各构件具有较强的变形恢复

能力。加载至结构屈服后,层间位移角小于规范要求的 1/250,残余变形较小,卸载后变形基本恢复,便于震后修复。

对比不同荷载工况下梁 - 柱节点受压情况,说明装配式节点在未进入材料塑性阶段前处于弹性工

作状态,节点刚度没有明显退化,预制装配式框架可实现“强节点”。

采用 MIDAS/Gen 软件数值模拟半刚性节点特性并进行弹塑性动力分析,计算结果表明装配式与现浇结构对比变形差异较小。通过上述分析验证了本工程装配式地下结构相比于现浇结构虽存在力学特性差异,但影响较小,符合规范要求。

### 参考文献:

- [1] 任天晔. 预制装配式结构在大型市政地下工程中的施工应用[J]. 城市道桥与防洪, 2018(1): 177-180.
- [2] 叶林滨. 新型装配式村镇住宅混凝土结构体系综述[J]. 水利与建筑工程学报, 2018, 16(3): 14-19.
- [3] 胡长姣, 王新武. 半刚性连接钢框架的抗震性能研究现状[J]. 洛阳理工学院学报(自然科学版), 2014, 24(3): 27-32.
- [4] 方诗圣, 张春风, 田凯, 等. 基于半刚性碗扣式模板支撑体系的承载力分析[J]. 水利与建筑工程学报, 2016, 14(6): 35-39.
- [5] 李玉耀. 浅谈预制装配式结构的节点连接方式[J]. 河南建材, 2017(4): 141-142.
- [6] 韩冬, 布欣, 王新武, 等. 空间剖分 T 型钢梁柱连接角柱节点抗震试验[J]. 浙江大学(工学版), 2017, 51(2): 287-296.
- [7] 杨建江, 李苏盐, 余地华. 结合实例探讨钢筋屈服后混凝土楼板裂缝宽度的数值方法[J]. 特种结构, 2014(1): 30-43.
- [8] 缪俊, 程万鹏, 宋玉普. 预制装配式部分钢骨混凝土框架梁柱节点有限元分析[J]. 大连理工大学学报, 2014, 54(5): 568-574.
- [9] 林高峰. 考虑叠合面摩擦滑移的装配式混凝土结构性能与分析方法[D]. 杭州: 浙江大学, 2015: 54-66.
- [10] 曹杨, 孙千伟, 宫文军, 等. 新型装配式混凝土框架型钢节点试验[J]. 建筑科学与工程学报, 2016, 33(2): 15-23.
- [11] 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—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010: 19-21.
- [12] 刘超. 基于 ANSYS 的钢-混凝土体外预应力连续组合梁有限元分析[J]. 现代交通技术, 2018(1): 31-34.
- [13] 贺欢欢, 王新武, 陈易飞. 半刚性梁柱连接框架中柱节点有限元分析[J]. 钢结构, 2017, 32(11): 32-36.
- [14] 高向玲, 徐龙标, 李杰, 等. 预制混凝土梁柱节点试验及框架受力性能分析[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2017, 44(7): 97-103.
- [15] 潘建荣, 杨正挺, 王湛, 等. 半刚性组合框架骨架曲线实用计算方法[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2017, 48(11): 3014-3023.
- [16] 鲁浩. 预应力装配式混凝土框架结构节点半刚性研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2016: 54-72.
- [17] 禹海涛, 张张伟. 地下结构抗震设计和分析的反应剪方法[J]. 结构工程师, 2018, 34(2): 135-144.
- [8] 徐彬, 许明明, 曾浩中. 路基沉降趋势的组合预测方法研究[J]. 路基工程, 2016(2): 1-4.
- [9] 邹静蓉, 李志勇. 刚性路面黏质路基土永久变形计算分析[J]. 公路工程, 2013, 38(1): 118-121.
- [10] 中华人民共和国交通运输部. 公路路基设计规范: JTG D30—2015[S]. 北京: 人民交通出版社, 2015.
- [11] 李纯, 修占国, 王斐笠, 等. Pastor - Zienkiewicz 砂土模型静力参数变形敏感性分析[J]. 东北大学学报(自然科学版), 2018, 39(5): 741-745.
- [12] 周冕, 修占国, 沈臻鑫, 等. 路堤段地基土的变形计算方法研究[J]. 路基工程, 2018(4): 85-89.
- [13] 崔伟, 吕高航, 刘春阳. 高速公路拓宽新路基差异沉降计算分析[J]. 科学技术与工程, 2017, 17(34): 326-331.
- [14] 李力. 道路路基工作区深度的计算分析及应用[J]. 路基工程, 2015(6): 140-143.
- [15] 李纯, 修占国, 王斐笠. 大型基础下含软弱夹层的层状砂土变形计算[J]. 东北大学学报(自然科学版), 2018, 39(4): 579-583, 588.
- [16] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑地基基础设计规范: GB 5007—2011[S]. 北京: 中国标准出版社, 2011.
- [17] 章海明. 高速公路软土路基沉降及处治数值分析[J]. 水利与建筑工程学报, 2017, 15(6): 211-215.

(上接第 214 页)