

文章编号: 1000-4750(2018)01-0182-09

预应力自复位混凝土框架节点恢复力模型研究

蔡小宁¹, 孟少平²

(1. 淮海工学院土木工程学院, 江苏, 连云港 222005; 2. 东南大学混凝土及预应力混凝土教育部结构重点实验室, 江苏, 南京 210096)

摘 要: 基于角钢-高强螺栓连接的预应力自复位混凝土框架节点(简称 PTED 节点)具有良好的自复位能力和耗能能力。通过 7 个 PTED 节点的低周反复荷载试验, 研究其恢复力特性。根据试验结果确定骨架曲线为三折线模型, 定义并理论推导骨架曲线对应的关键状态点, 构建节点恢复力滞回规则, 进而建立节点恢复力滞回模型。计算结果表明: 该文建立的节点骨架曲线、恢复力滞回模型以及计算所得的耗能能力均与试验结果较吻合, 验证了建立的恢复力模型的有效性, 可用于 PTED 节点和结构的弹塑性分析。

关键词: 自复位; 角钢; 预应力; 抗震性能; 恢复力模型

中图分类号: TU378.4 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.09.0715

RESEARCH ON RESTORING FORCE MODEL OF THE PRESTRESSED SELF-CENTERING CONCRETE FRAME JOINTS

CAI Xiao-ning¹, MENG Shao-ping²

(1. School of Civil Engineering, Huai Hai Institute of Technology, Lianyungang, Jiangsu 222005, China;

2. Key Laboratory of Concrete & Prestressed Concrete Structures of Ministry of Education, Southeast University, Nanjing, Jiangsu 210096, China)

Abstract: The prestressed self-centering concrete frame joints with angle-high strength bolts-connection (simplified as PTED joints) have good self-centering capacity and energy dissipation capacity. In order to study the restoring force characteristics, the tests of 7 PTED joints were conducted under low cyclic loading. According to the test results, the trilinear skeleton curve model was determined. The theoretical derivations for the key points of the skeleton curves were obtained. The hysteretic restoring force rules for the joints were constructed. The hysteretic restoring force model was established. The calculated results show that the skeleton curves, the established hysteretic restoring force model and the calculated energy dissipation capacity are in good agreement with the experimental results. The effectiveness of the established restoring force model was verified. The established restoring force model can be used for the elastoplastic analysis of the PTED structure.

Key words: self-centering; angle; tendons; seismic performance; restoring force model

预应力自复位混凝土结构, 主要优点是将结构的非线性变形集中于连接区域, 其它部分基本保持弹性, 而且由于预应力筋的回弹作用, 结构残余变形很小, 可实现震后结构功能的迅速恢复, 代表可持续发展工程抗震的研究方向。近年来得到较多学者的关注, 成为预制结构研究的热点之一。

耗能部件是预应力预制结构体系研究的热点。国内外学者提出了大量的耗能部件构造形式, 取得

较多的研究成果^[1-5], 但也存在如下问题: 1) 国内外学者均较多地关注预应力拼接钢结构的耗能部件, 对预应力预制混凝土结构的耗能部件研究较少, 仅提出少数的几种形式, 如常见的在梁端开槽埋置耗能钢筋, 该构造的施工及后期的更换较不方便, 腹板摩擦式预应力预制框架结构需在节点及梁端预埋较大块的钢板且对构件的平整度要求较高。为了促进预应力预制混凝土结构的发展和工程应

收稿日期: 2016-9-17; 修改日期: 2017-03-04

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(51508220); 江苏省自然科学基金项目(BK20130408); 江苏省高校自然科学基金项目(17KJB560001)

通讯作者: 蔡小宁(1985-), 男, 江苏新沂人, 副教授, 博士, 主要从事预应力预制装配结构方面的研究(E-mail: fenyun0801@163.com).

作者简介: 孟少平(1960-), 男, 江苏泰州人, 教授, 博士, 博导, 主要从事预应力混凝土结构方面的研究(E-mail: msp1960@vip.sina.com).

用,进一步开发构造简单、施工方便、受力明确的耗能部件是关键。作者以角钢作为耗能元件,提出新型的基于角钢-高强螺栓连接的预应力自复位混凝土框架结构(下文简称 PTED 结构),并进行了系列的试验研究^[6]。为了构建节点的恢复力模型,在试验研究的基础上,建立骨架曲线的理论表达并基于试验数据建立能反映其滞回规则的控制方程,为结构有限元分析模型的建立和设计理论的构建提供支撑。

1 试验概况

针对 PTED 节点的梁高 h_b 、预应力筋的有效应力 f_{pi} 及角钢厚度 t_a 、长度 l_a 等参数,进行系统的边

节点试验研究^[6],试验参数见表 1,试验模型见图 1。

表 1 试验参数
Table 1 Test parameters

试验编号	试件	角钢规格	A_p/mm^2	f_{pi}/f_{pu}
T1-4S0.5-3#	T1-E	3#	560	0.50
T1-4S0.5-2*4#	T1-W	4#	560	0.48
T2-4S0.5-1#	T2-W	1#	560	0.50
T2-4S0.3-1#	T2-E	1#	560	0.30
T4-4S0.5-2#	T4-W	2#	560	0.50
T4-3S0.5-2#	T4-E	2#	420	0.50
T5-4S0.5-1#	T5-W	1#	560	0.48

注: 1) 以 T2-4S0.5-1#为例,说明试件的命名方式: T2 为节点编号, 4 为预应力筋根数, 0.5 为预应力筋有效应力 f_{pi} 与极限强度 f_{pu} 的比值; 1#为耗能角钢规格。2) T2-W、T2-E 分别表示利用 T2 节点的西侧梁、东侧梁进行边节点试验。

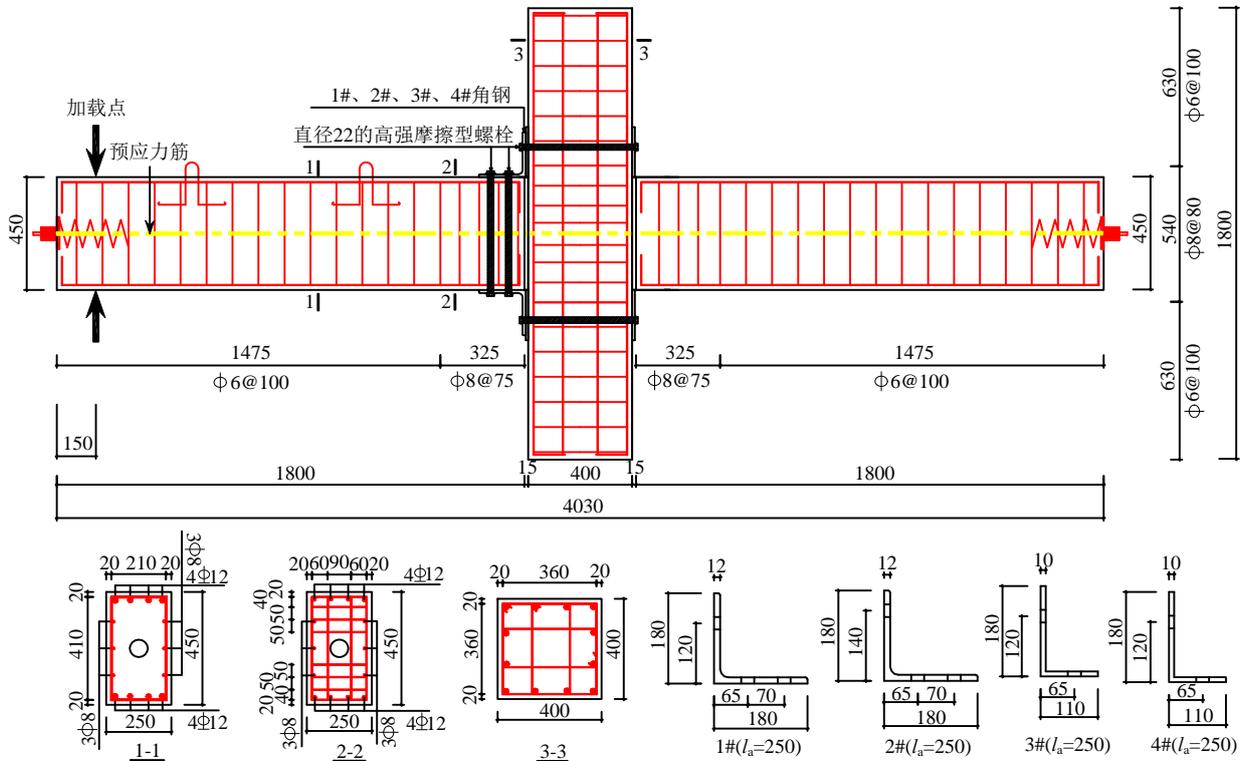


图 1 试验模型

Fig.1 The model of the tests

2 滞回恢复力模型

2.1 骨架曲线

PTED 节点 $F-\Delta$ 曲线(F 为梁端荷载, Δ 为梁端位移)有几个关键点, 分别表征以下几个极限状态^[7]: 1) 有效线性极限状态(对应的荷载、位移记为 F_e 、 Δ_e); 2) 角钢屈服极限状态(对应的荷载、位移记为 F_y 、 Δ_y); 3) 梁端约束混凝土被压碎极限状态(对应的荷载、位移记为 F_c 、 Δ_c)。为了保证预应力筋在大震下仍处于弹性阶段, 预应力筋沿梁长通长无

粘结, 预应力筋屈服较迟, 故不考虑预应力筋屈服极限状态。骨架曲线简化为三折线模型, 见图 2。

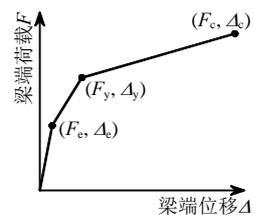


图 2 骨架曲线的三折线模型

Fig.2 Trilinear skeleton curve model

2.1.1 有效线性极限状态

有效线性极限状态是指梁端荷载与位移曲线开始偏离线性变化的临界状态,即软化点。梁的软化可由下列两种情况引起:1)梁端缝隙的张开(对应的弯矩 M_{e1} ,见图3(a));2)受压区混凝土的应力-应变曲线出现明显的非线性变化(对应的弯矩 M_{e2} ,见图3(b))。此时近似认为预应力筋的应力为初始应力。忽略角钢的受力对此状态的影响。

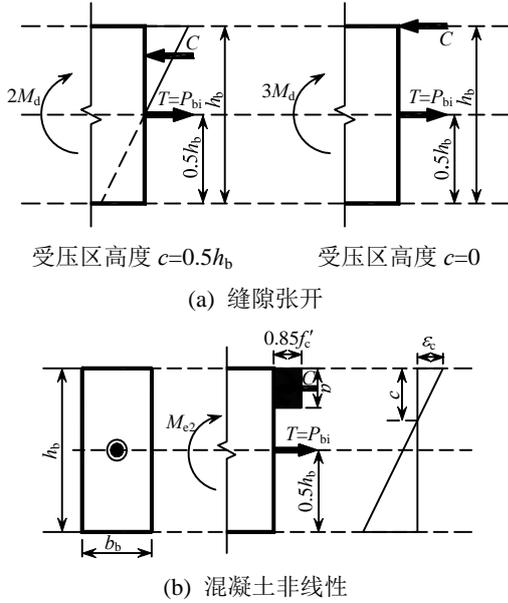


图3 有效线性极限状态梁端受力示意图

Fig.3 Force diagrams at the beam end

根据 El-Sheikh 的分析结果可知,梁端缝隙张开引起的有效线性极限状态对应的受压区高度 c 介于 $0 \sim 0.5h_b$ 。El-Sheikh 最终推荐 $M_{e1} = 2.5M_d$ (M_d 为消压极限状态(最外层混凝土纤维的预压应力为0)对应的梁端弯矩值),即采用 $c = 0.25h_b$ 确定缝隙的张开引起的梁端弯矩^[8],本文亦采用这一假定。

$$M_{e1} = \frac{5}{12} f_{pi} A_p h_b \quad (1)$$

$$M_d = \frac{1}{6} f_{pi} A_p h_b \quad (2)$$

$$M_{e2} = 0.5 f_{pi} A_p h_b \left(1 - \frac{f_{ci} / f'_c}{0.85} \right) \quad (3)$$

则梁端弯矩 M_e 为:

$$M_e / M_d = 3 \left(1 - \frac{f_{ci} / f'_c}{0.85} \right) \leq 2.5 \quad (4)$$

梁端转角 θ_e 为:

$$\theta_e = \frac{1}{2} \frac{M_e}{E_c I_g} \frac{L_{bc}}{2} = \frac{3 L_{bc} f_{ci}}{2 h_b E_c} \left(1 - \frac{f_{ci} / f'_c}{0.85} \right) \leq \frac{2.5 L_{bc} f_{ci}}{2 h_b E_c} \quad (5)$$

式中: f_{pi} 为预应力筋初始应力; A_p 为预应力筋面积; h_b 为梁高; f_{ci} 为梁截面平均初始压应力; L_{bc} 为加载点到梁柱结合面的距离, f'_c 为无约束混凝土的轴心抗压强度。

梁端荷载 $F_e = M_e / L_{bc}$,梁端位移 $\Delta_e = \theta_e L_{bc}$ 。

2.1.2 角钢屈服极限状态

角钢屈服极限状态是指耗能角钢开始屈服的极限状态,角钢屈服极限状态节点变形如图4所示。

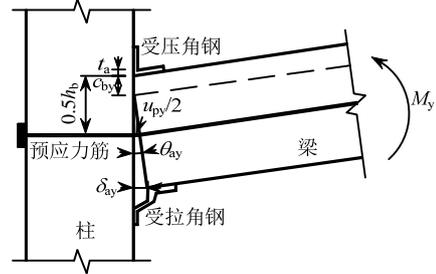


图4 节点变形示意图

Fig.4 Deformation of the joints

计算角钢屈服极限状态对应的梁端荷载 F_y 与 Δ_y 变形基于以下假定^[7]:

- ① 受拉角钢水平肢的轴力等于受拉角钢的屈服荷载 T_{ay} ^[9];
- ② 受压角钢水平肢内力为^[10]:

$$C_{ay} = 0.1 f_{ay} A_a \leq C_{as} \quad (6)$$

式中: f_{ay} 为角钢材料的屈服强度; A_a 为角钢肢截面面积; C_{as} 为角钢与梁的接触面发生相对滑移时板件间的摩擦力;

③ 梁柱结合面处梁端压应力均匀分布,应力值为无约束混凝土轴心抗压强度 f'_c ,见图5(a);

④ 忽略保护层混凝土压碎对该状态的影响。

计算步骤如下:

1) 假设此状态下预应力筋合力等于初始预应力筋合力,即:

$$P_y = P_{bi} \quad (7)$$

式中, P_{bi} 为预应力筋的初始合力, $P_{bi} = A_p f_{pi}$ 。

2) 由假定①、②可得梁端受压区混凝土合力:

$$C_{by} = P_y + T_{ay} - C_{ay} \quad (8)$$

3) 由假定③得梁端受压区混凝土高度为:

$$c_{by} = C_{by} / (f'_c b_b) \quad (9)$$

4) 计算梁端相对转角:

$$\theta_{ay} = \delta_{ay} / (h_b + 0.5 t_a - c_{by}) \quad (10)$$

式中: δ_{ay} 为角钢受拉屈服的变形值; t_a 为角钢厚度。

5) 计算预应力筋的伸长值:

$$u_{py} = \theta_{ay} (0.5h_b - c_{by}) \quad (11)$$

6) 计算预应力筋合力:

$$P_y = P_{bi} + (u_{py} / L_{pu}) E_p A_p \quad (12)$$

式中: L_{pu} 为预应力筋的无粘结长度; E_p 为预应力筋的弹性模量。

7) 若式(12)算得的 P_y 与式(7)的 P_y 不吻合, 则将式(12)算得的 P_y 代入式(7), 2)步~6)步重新计算, 直到式(12)和式(7)的 P_y 值收敛。

8) 对梁截面形心取矩, 计算梁端弯矩为:

$$M_y = C_{by} (h_b / 2 - c_{by} / 2) + 0.5(C_{ay} + T_{ay})(h_b + t_a) \quad (13)$$

9) 计算梁端总转角 θ_y 为:

$$\theta_y = M_y / K_{bi} + \theta_{ay} \quad (14)$$

式中, K_{bi} 为节点的弹性转角刚度。

10) 梁端荷载为:

$$F_y = M_y / L_{bc} \quad (15)$$

梁端位移为:

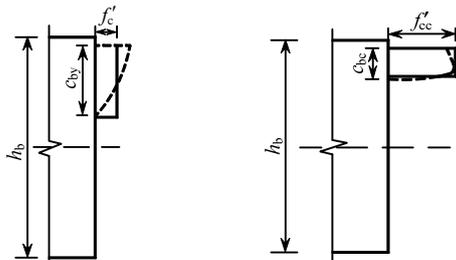
$$\Delta_y = \theta_y L_{bc} \quad (16)$$

2.1.3 约束混凝土被压碎极限状态

约束混凝土被压碎极限状态定义为核心区混凝土最外层纤维应变达到极限压应变 ϵ_{cu} 。

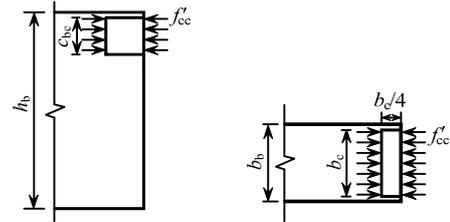
约束混凝土被压碎极限状态对应的梁端荷载 F_c 与位移 Δ_c 采用迭代法计算, 基于如下假定^[7]:

- ① 受拉角钢水平肢轴力 $T_{ac} = 2T_{ay}$;
- ② 受压角钢水平肢轴力为 $C_{ac} = T_{ac} \leq C_{as}$;
- ③ 梁端受压区混凝土应力呈矩形分布, 应力大小为约束混凝土极限抗压强度 f'_{cc} , 见图 5(b);
- ④ 由于仅梁端角部有轻微的压碎迹象, 梁端塑性铰长度较小, 取 $L_{cr} = \max\{c_{bc}, b_c / 4\}$, 见图 6。式中 c_{bc} 为约束混凝土被压碎极限状态时的梁端受压区高度; b_c 为梁端混凝土核心区宽度;
- ⑤ 忽略保护层混凝土的作用。



(a) 角钢屈服极限状态 (b) 约束混凝土被压碎极限状态
图 5 梁端混凝土应力状态

Fig.5 Concrete stress state at the beam end



(a) 梁端立面 (b) 梁端表面

图 6 梁端塑性铰长度取值

Fig.6 The plastic hinge length at the beam end

计算步骤如下:

1) 假设预应力筋合力:

$$P_c = P_{bi} \quad (17)$$

2) 由假定①和②, 计算梁端混凝土压力:

$$C_{bc} = P_c + T_{ac} - C_{ac} \quad (18)$$

式中 $T_{ac} = 2T_{ay}$ 。

3) 由假定③计算梁端受压混凝土高度:

$$c_{bc} = C_{bc} / (f'_{cc} b_b) \quad (19)$$

4) 对梁截面形心取矩, 计算梁端弯矩 M_c :

$$M_c = C_{bc} (h_b / 2 - c_{bc} / 2) + 0.5(C_{ac} + T_{ac})(h_b + t_a) \quad (20)$$

5) 计算梁端塑性曲率:

$$\varphi_{pl} = \epsilon_{cu} / c_{bc} \quad (21)$$

6) 计算梁端塑性转角:

$$\theta_{pl} = \varphi_{pl} L_{cr} \quad (22)$$

$$L_{cr} = 0.25b_c \geq c_{bc} \quad (23)$$

7) 计算梁端弹性转角:

$$\theta_{el} = M_c / K_{bi} \quad (24)$$

式中, K_{bi} 为节点的弹性转角刚度。

8) 计算梁端总的转角为:

$$\theta_c = \theta_{el} + \theta_{pl} \quad (25)$$

9) 计算预应力筋的伸长值:

$$u_{pc} = \theta_c (0.5h_b - c_{bc}) \quad (26)$$

10) 计算预应力筋合力:

$$P_c = P_{bi} + (u_{pc} / L_{pu}) E_p A_p \leq P_y \quad (27)$$

式中, P_y 为预应力筋的屈服合力, $P_y = A_p f_{py}$

11) 若式(27)算得的 P_c 与式(17)的 P_c 不吻合, 则将式(27)算得的 P_c 代入式(17), 2)步~10)步重新计算, 直到式(27)和式(17)的 P_c 收敛为止。

12) 计算梁端荷载:

$$F_c = M_c / L_{bc} \quad (28)$$

计算梁端位移:

$$\Delta_c = \theta_c L_{bc} \quad (29)$$

基于条带法, 利用 FORTRAN 语言编制 PTED

节点角钢屈服极限状态和约束混凝土被压碎极限状态的计算程序, 计算流程图见图 7、图 8。

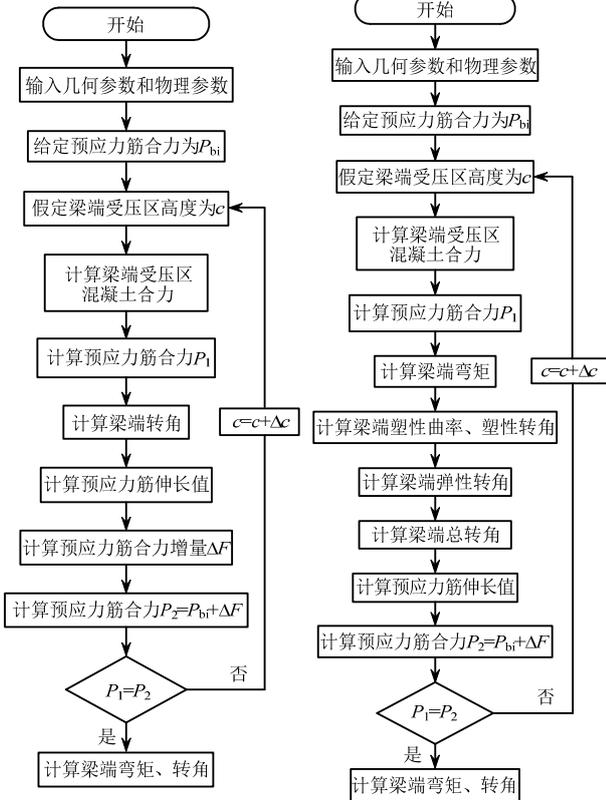


图 7 角钢屈服极限状态计算流程图
Fig.7 calculation flow chart for the angle steel yield limit state

图 8 约束混凝土被压碎极限状态计算流程图
Fig.8 calculation flow chart for the concrete crush limit state

2.2 滞回规则

PTED 节点(图 9 对应的 T3-4s0.5-1#)的梁端荷载 F_{PTED} 可由对应的 PT 节点(仅有预应力筋连接, 图 9 对应的 T3-4s0.5)的梁端荷载 F_{PT} 和 ED 节点(仅有角钢连接, 图 9 对应的 T3-1#)的梁端荷载 F_{ED} 叠加得到^[11]。

$$F_{PTED} = F_{PT} + F_{ED} \quad (30)$$

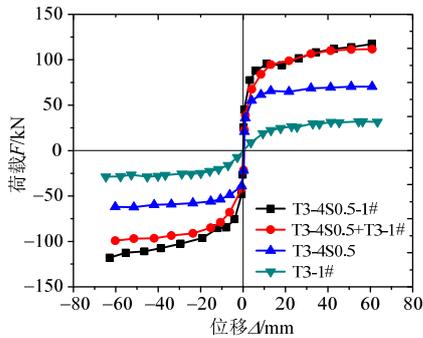


图 9 各试件的骨架曲线^[11]
Fig.9 Skeleton curves of test specimens

由试验结果可知^[11], PT 节点(仅有预应力筋连接)的滞回模型如图 10(a)所示, 呈非线性弹性; ED 节点(仅有角钢连接)的滞回模型呈刚度退化模型(图 10(b)). 在预应力筋和角钢的共同作用下, PTED 节点的滞回模型呈旗形模型(图 10(c)), 即节点具有自复位能力的同时, 兼备一定的耗能能力。

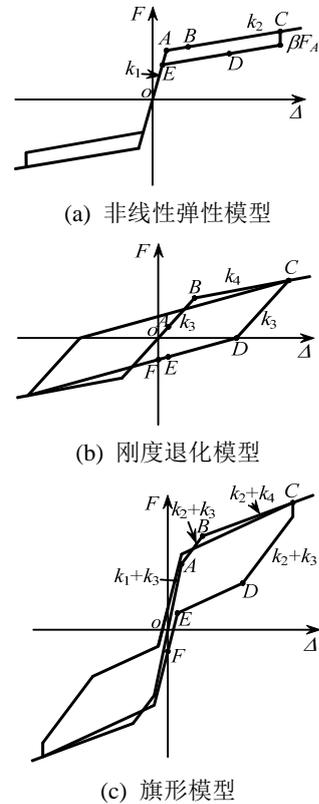


图 10 PTED 节点 $F-\Delta$ 滞回模型
Fig.10 $F-\Delta$ restoring force model

图 10(a)中 β 为考虑混凝土轻微损伤产生的滞回耗能参数, 根据试验结果建议 β 取值为: $\lambda=1.0$, $\beta=0.15$; $\lambda=0.5$, $\beta=0.35$; 中间按线性插值取值(λ 为预应力度, 定义为极限状态下由预应力筋提供的抵抗弯矩与截面总抵抗弯矩的比值)。图 10(a)中 A 点为有效线性极限状态点, C 点为卸载点, D 点在卸载路径上, E 点为卸载到与加载路径重合点。图 10(b)中 B 点为角钢屈服点。图 10(c)在 $O \rightarrow A$ 时, PTED 节点保持弹性, 梁柱连接处缝隙未张开; 在 $A \rightarrow B$ 时, 梁柱连接处缝隙张开, PTED 节点进入非线性弹性状态, 节点刚度减小; 在 $B \rightarrow C$ 时, 由于角钢屈服, PTED 节点的刚度进一步衰减。

图 10(c)可由图 10(a)和图 10(b)叠加而成, 则:

$$F_A = (k_1 + k_3)\Delta_A \quad (31)$$

$$F_B = F_A + (k_2 + k_3)\Delta_B \quad (32)$$

$$F_C = F_B + (k_2 + k_4)(\Delta_C - \Delta_B) \quad (33)$$

式中： F_A 、 F_B 分别对应PTED节点的有效线性极限状态和角钢屈服极限状态对应的荷载； k_1 为预应力筋提供的节点弹性刚度； k_2 为预应力筋提供的节点非线性弹性刚度； k_3 为角钢提供的节点弹性刚度； k_4 为角钢提供的节点屈服后刚度。

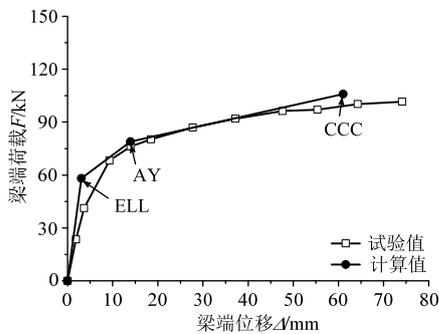
由图10(c)可知，在梁柱连接处缝隙张开(A点)之前，梁端已有位移产生，主要由梁的弯曲和剪切变形引起。

需要指出，为保证节点具有较好的自复位能力，需满足 $F_{(PTED)E} > 0$ ，即 $|F_{(PT)E}| > |F_{(ED)E}|$ ， $F_{(PT)E}$ 、 $F_{(ED)E}$ 、 $F_{(PTED)E}$ 分别为图10(a)、图10(b)、图10(c)中E点对应的荷载值。

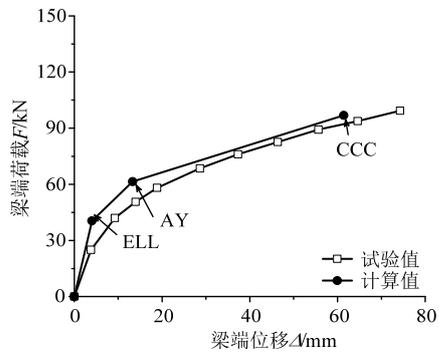
3 计算值与试验结果的对比

3.1 骨架曲线的对比

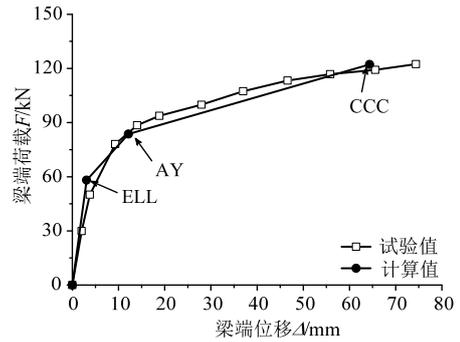
图11给出理论计算所得骨架曲线与试验结果的比较，图中 F 为梁端荷载， Δ 为梁端位移。由图11可知，理论计算结果与试验结果吻合较好，采用三折线模型可较好地预测PTED节点的 $F-\Delta$ 的关系。表2给出各极限状态对应的承载力和变形。表中 F_e 、 F_y 、 F_m 及 Δ_e 、 Δ_y 、 Δ_m 分别是有效线性极限状态、角钢屈服极限状态以及约束混凝土被压碎极限状态对应的梁端荷载及变形。



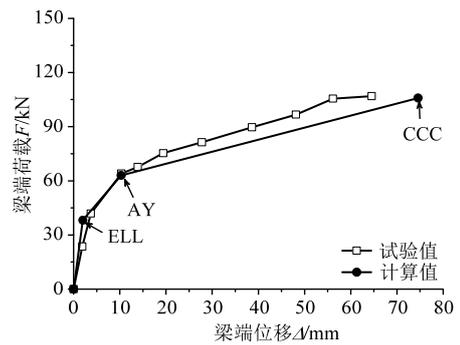
(a) T1-4S0.5-3#



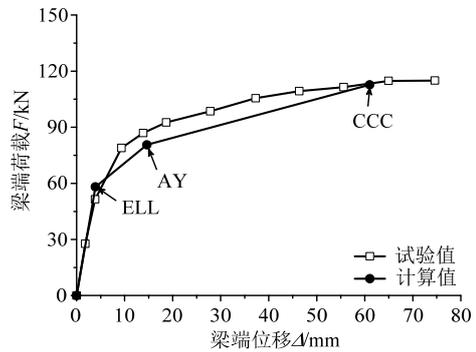
(b) T1-4S0.5-2*4#



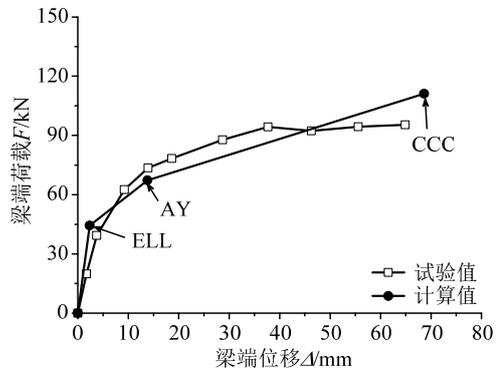
(c) T2-4S0.5-1#



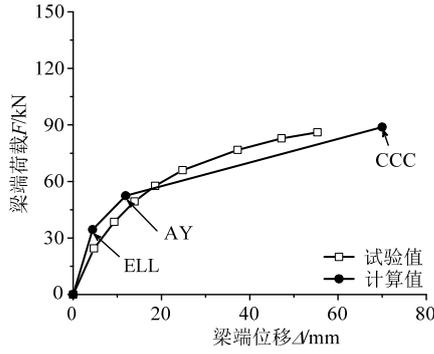
(d) T2-4S0.3-1#



(e) T4-4S0.5-2#



(f) T4-3S0.5-2#



(g) T5-4S0.5-1#

注: ELL-有效线性极限状态; AY-角钢屈服极限状态;
CCC-约束混凝土被压碎极限状态

图 11 骨架曲线计算值与试验值的比较

Fig.11 The comparisons of calculated and experimental skeleton curves

表 2 骨架曲线计算值与试验值的对比

Table 2 The comparisons of calculated and experimental skeleton curves

试件编号	F_g/kN	F_y/kN	F_m/kN
T1-4S0.5-3#	41.3/58.13	68.05/78.94	100.90/105.87
T1-4S0.5-2*4#	21.15/40.50	40.55/61.47	96.40/96.85
T2-4S0.5-1#	50.00/58.13	76.60/83.67	121.60/122.17
T2-4S0.3-1#	41.4/38.13	59.20/62.96	101.90/105.86
T4-4S0.5-2#	51.50/58.13	78.90/80.59	115.00/112.65
T4-3S0.5-2#	39.30/44.39	73.50/67.33	95.40/111.14
T5-4S0.5-1#	22.55/34.50	49.55/52.47	84.40/88.88

试件编号	Δ_e/mm	Δ_y/mm	Δ_m/mm
T1-4S0.5-3#	3.68/3.06	9.62/13.93	74.19/61.05
T1-4S0.5-2*4#	3.74/4.00	9.25/13.30	74.56/61.43
T2-4S0.5-1#	3.77/3.06	9.25/12.12	74.19/64.35
T2-4S0.3-1#	3.72/2.01	9.44/10.29	64.75/74.58
T4-4S0.5-2#	3.84/3.90	9.36/14.64	74.61/61.05
T4-3S0.5-2#	3.73/2.34	13.93/13.82	64.90/68.64
T5-4S0.5-1#	4.72/4.40	14.62/11.90	55.32/70.00

注: 表格内前一个数字为试验结果, 后一数字为理论计算结果。

3.2 预应力筋合力的计算值与试验值对比

在侧向荷载作用下, 梁柱接触面上缝隙张开使预应力筋伸长, 应力增大。由预应力筋合力的增量等于梁端压力的增量, 可得下式^[12]:

$$\delta_b = k_{pt} u_p / (k_b + k_{pt}) \quad (34)$$

式中: u_p 为预应力筋伸长量; δ_b 为预应力筋合力增大引起梁的压缩变形; k_{pt} 为预应力筋刚度, $k_{pt} = A_p E_p / L_{pu}$, A_p 为预应力筋面积, E_p 为预应力筋弹性模量; k_b 为梁构件刚度, $k_b = A_b E_c / L_b$, A_b 为梁截面积, L_b 为梁长, E_c 为混凝土弹性模量。

则预应力筋合力 P 为:

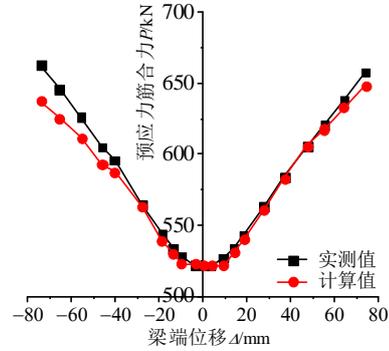
$$P = P_{bi} + k_{pt}(u_p - \delta_b) \quad (35)$$

其中, P_{bi} 是预应力筋初始合力。

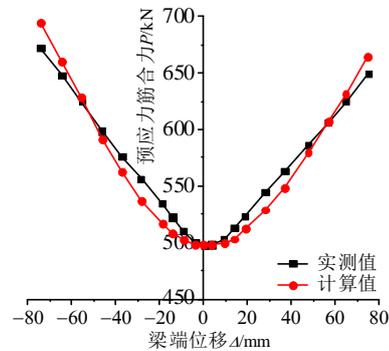
将式(34)代入式(35)中, 可得:

$$P = P_{bi} + u_p k_b k_{pt} / (k_b + k_{pt}) \quad (36)$$

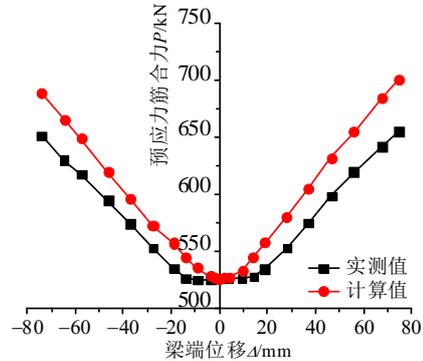
图 12 给出预应力筋合力 P 的计算值与实测值的对比, 两者较吻合, 最大误差仅为 7.47%。



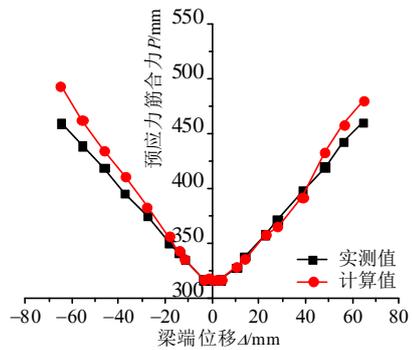
(a) T1-4S0.5-3#



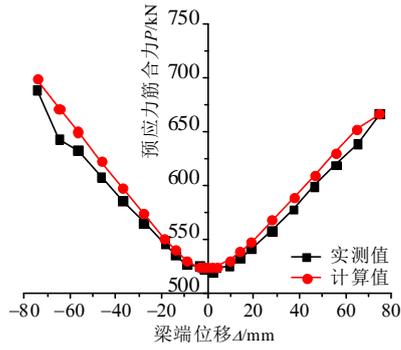
(b) T1-4S0.5-2*4#



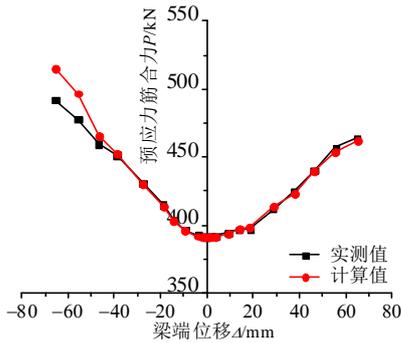
(c) T2-4S0.5-1#



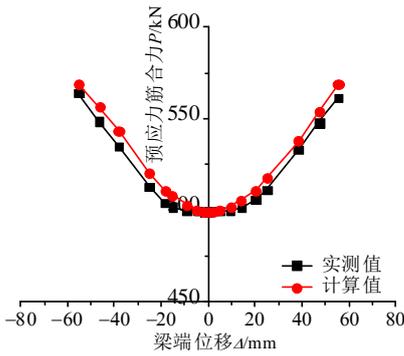
(d) T2-4S0.3-1#



(e) T4-4S0.5-2#



(f) T4-3S0.5-2#

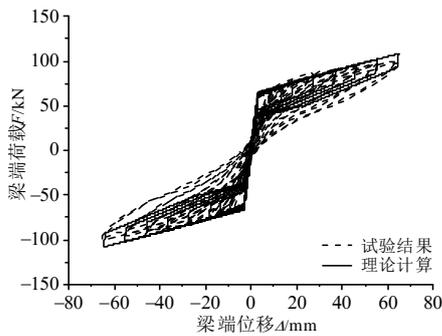


(g) T5-4S0.5-1#

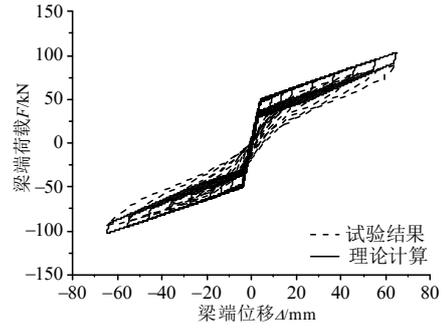
图 12 预应力筋合力实测值与理论值的比较
Fig.12 The comparisons of calculated and experimental prestressing forces

3.3 恢复力滞回模型与试验结果的对比

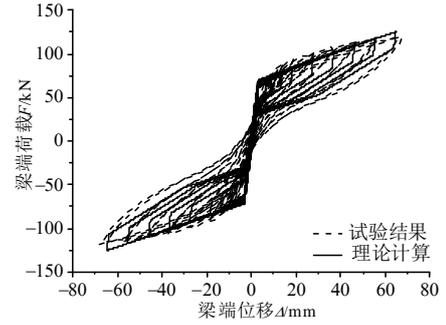
图 13 为建立的恢复力滞回模型与试验结果的对比,从图 13 可以看出,两者的骨架曲线及加载、卸载刚度与试验结果较为接近。



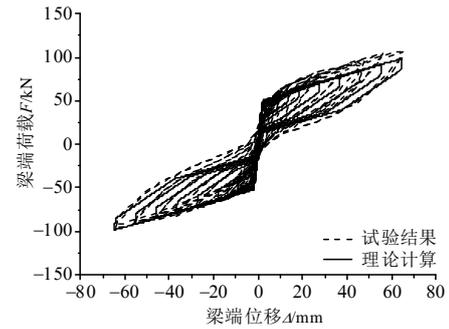
(a) T1-4S0.5-3#



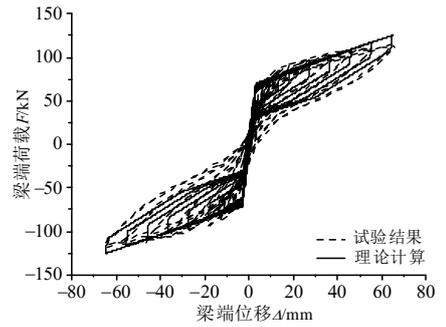
(b) T1-4S0.5-2*4#



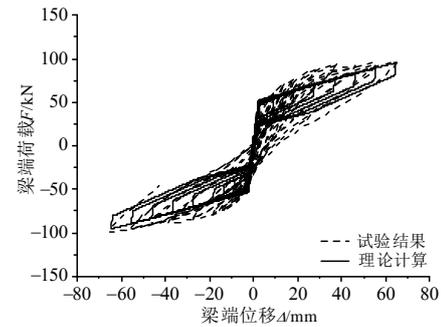
(c) T2-4S0.5-1#



(d) T2-4S0.3-1#



(e) T4-4S0.5-2#



(f) T4-3S0.5-2#

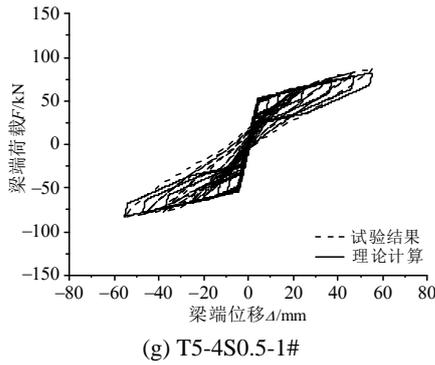


图 13 恢复力滞回模型与试验结果的对比

Fig.13 The comparisons of calculated and experimental hysteretic curves

3.4 耗能能力的对比

能量耗散系数 E 可由下式计算得到:

$$E = S_{(ABC+CDA)} / S_{(OBE+ODG)} \quad (37)$$

式中: $S_{(ABC+CDA)}$ 为滞回环的面积(见图 14 阴影部分); $S_{(OBE+ODG)}$ 为三角形 OBE 和三角形 ODG 面积之和。

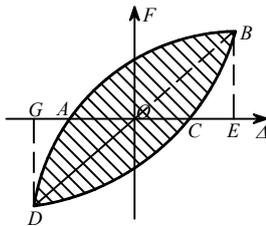


图 14 能量耗散系数图

Fig.14 Energy dissipation coefficient

图 15、图 16 分别给出恢复力滞回模型的耗散能量(滞回环的面积)及能量耗散系数的计算值与试验值的对比,其中 A_c/A_t 为耗散能量的理论计算值与试验值之比, E_c/E_t 为能量耗散系数的理论计算值与试验值之比, A_c/A_t 的平均值为 0.947, 标准差为 0.150, E_c/E_t 的平均值为 0.971, 标准差为 0.124。随着加载位移的增大两个比值越来越接近 1, 理论计算值与试验值较吻合。

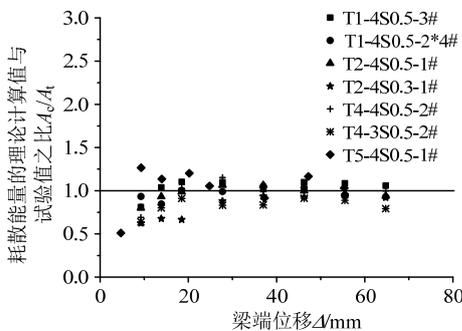


图 15 耗散能量的计算值与试验值比较

Fig.15 The comparisons of calculated and experimental dissipated energy

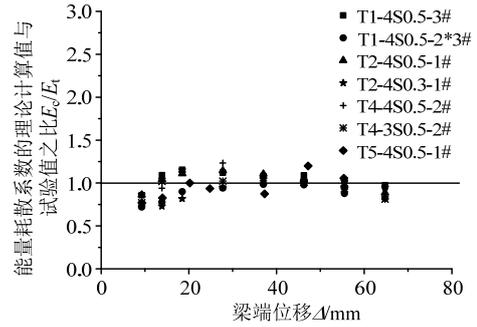


图 16 能量耗散系数的计算值与试验值比较

Fig.16 The comparisons of calculated and experimental energy dissipation coefficient

4 结论

针对 7 个 PTED 节点的低周往复荷载试验, 研究其恢复力模型, 得到下列结论:

(1) 确定 PTED 节点的骨架曲线为三折线模型, 给出确定骨架曲线关键特征点对应的荷载及位移的计算方法及步骤。

(2) PTED 节点恢复力模型呈旗形, 具有良好的自复位能力的同时还具有一定的耗能能力, 基于叠加原理, 确定 PTED 节点恢复力模型的滞回规则。

(3) 预应力筋合力的理论计算值与试验值吻合较好, 最大误差仅为 7.47%。

(4) PTED 节点的恢复力滞回模型与试验结果较接近, 能综合反映实际节点的骨架曲线、滞回规则以及耗能能力, 本文建议的恢复力滞回模型为 PTED 节点和结构的弹塑性分析提供了依据。

参考文献:

[1] 柳炳康, 黄慎江, 宋满荣, 等. 预压装配式预应力混凝土框架抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2011, 44(11): 1-8.
Liu Bingkang, Huang Shenjiang, Song Manrong, et al. Experimental study of seismic performance of prestressed fabricated PC frames [J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(11): 1-8. (in Chinese)

[2] 董挺峰, 李振宝, 周锡元, 等. 无黏结预应力装配式框架内节点抗震性能研究[J]. 北京工业大学学报, 2006, 32(2): 144-148.
Dong Tingfeng, Li Zhenbao, Zhou Xiyuan, et al. Experimental study on seismic performances of precast prestressed concrete beam-to-column connections with unbonded tendons [J]. Journal of Beijing University of Technology, 2006, 32(2): 144-148. (in Chinese)

[3] GuoTong, Song-Lianglong, Cao-Zhiliang, et al. Large-scale tests on cyclic behavior of self-centering prestressed concrete frames [J]. ACI Structural Journal, 2016, 113(6): 1263-1274.

(参考文献[4]-[12]转第 200 页)

- International Journal of Geomechanics, 2017, 17(5): E4016017.
- [12] 朱万成, 唐春安, 杨天鸿, 等. 岩石破裂过程分析(RFPA2D)系统的细观单元本构关系及验证[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 23(1): 1—30.
Zhu Wancheng, Tang Chun'an, Yang Tianhong, et al. Constitutive relationship of mesoscopic elements used in RFPA 2D and its validations [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 23(1): 1—30. (in Chinese)
- [13] 梁正召. 三维条件下的岩石破裂过程分析及其数值试验方法研究[D]. 沈阳: 东北大学, 2005.
Liang Zhengzhao. A dissertation in mining engineering three-dimensional failure process analysis of rock and associated numerical tests [D]. Shenyang: Northeastern University, 2005. (in Chinese)
- [14] 郑颖人. 岩土材料屈服与破坏及边(滑)坡稳定分析方法研讨——“三峡库区地质灾害专题研讨会”交流讨论综述[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(4): 650—659.
Zheng Yingren. Discussion on yield and failure of geomaterials and stability analysis methods of slope/landslide—Communion and discussion summary of special topic forum on geologic disasters in the three gorges project region [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(4): 650—659. (in Chinese)
- [15] 吕海洋. 基于RFPA与DDA耦合的岩石破裂过程分析方法研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2014.
Lü Haiyang. Rock failure process analysis based on RFPA combined DDA method [D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2014. (in Chinese)
- [16] 陈力华, 靳晓光. 有限元强度折减法中边坡三种失效判据的适用性研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(9): 137—145.
Chen Lihua, Jin Xiaoguang. Study on the applicability of three criteria for slope instability using finite element strength reduction method [J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(9): 137—145. (in Chinese)
- [17] 邬爱清, 丁秀丽, 卢波, 等. DDA方法块体稳定性验证及其在岩质边坡稳定性分析中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(4): 665—672.
Wu Aiqing, Ding Xiuli, Lu Bo, et al. Validation for rock block stability and its application to rock slope stability evaluation using DDA method [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(4): 665—672. (in Chinese)

(上接第 190 页)

- [4] Maurya A, Eatherton MR. Experimental study of the restoring force mechanism in the self-centering beam [J]. Frontiers of Structural and Civil Engineering, 2016, 10(3): 272—282.
- [5] Erochko J, Christopoulos C, Tremblay R, et al. Design, testing, and detailed component modeling of a high-capacity self-centering energy-dissipative brace [J]. Journal of Structural Engineering, 2015, 141(8): 1—13.
- [6] 蔡小宁, 孟少平, 孙巍巍. 自复位预制框架边节点抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(12): 29—37.
Cai Xiaoning, Meng Shaoping, Sun Weiwei. Experimental study on behaviors of beam-column connections for self-centering post-tensioned precast frame [J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(12): 29—37. (in Chinese)
- [7] Qiang Shen. Seismic analysis, behavior and design of unbounded post-tensioned hybrid coupled wall structures [D]. Indiana: University of Notre Dame, 2006.
- [8] El-Sheikh M, Pessiki S, Sause R, et al. Moment rotation behavior of unbonded post-tensioned precast concrete beam-column connections [J]. ACI Structural Journal, 2000, 97(1): 122—131.
- [9] 蔡小宁, 孟少平. 预应力自复位混凝土框架节点抗震性能数值模拟[J]. 工程力学, 2016, 33(3): 143—151.
Cai Xiaoning, Meng Shaoping. Numerical analysis for seismic behavior of self-centering post-tensioned precast beam-to-column connections [J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(3): 143—151. (in Chinese)
- [10] Brad Weldon, Yahya C Kurama. Nonlinear behavior of precast concrete coupling beams under lateral loads [J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(11): 1571—1581.
- [11] 蔡小宁, 孟少平, 孙巍巍. 自复位预制框架边节点组件受力性能试验研究[J]. 工程力学, 2014, 31(3): 160—167.
Cai Xiaoning, Meng Shaoping, Sun Weiwei. Experimental study on performance of components of the exterior self-centering post-tensioned precast connections [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(3): 160—167. (in Chinese)
- [12] Maria M Garlock, Richard Sause, James M Ricles. Behavior and design of posttensioned steel frame systems [J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(3): 389—399.