

高强钢平端板连接滞回性能模拟方法

孙飞飞¹, 唐志明², 孙 密^{2,3}, 李国强¹

(1. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092;

2. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 3. 国网冀北电力有限公司经济技术研究院, 北京 100038)

摘要: 为了满足高强钢平端板连接的滞回性能精细化分析和简化分析需求, 分别基于实体单元和零长度单元进行了模拟方法研究. 基于实体单元进行了隐式分析和显式分析模拟. 在隐式分析滞回模拟中存在无法收敛问题; 在显式分析模型中改进加载步设置规则, 采用每个幅值设置单独加载步的方法, 解决了同一加载步有多个加载幅值时的误差过大问题. 针对零长度单元, 提出了修正四折线模型以考虑对于高强钢平端板连接转动能力预测不可忽略的螺栓弯曲变形和梁翼缘转动两个因素; 通过卸载刚度损伤指标取值体现高强钢连接和普通钢连接损伤退化规律的差异性并建立了基于 Pinching4 模型的简化分析模型. 同时, 平端板连接的数值模拟表明简化分析模型能较好地模拟滞回曲线中的滑移效应和捏拢效应.

关键词: 平端板连接; 高强钢; 显式分析; 修正四折线模型; 简化分析模型

中图分类号: TU391

文献标志码: A

independent loading step is assigned to minimize large discrepancy occurred in a single step with different amplitudes. Aimed at the zeroLength element, a modified quadri-linear line model was proposed. Two factors, i. e. the bending deformation of the bolts and the rotation of the beam flanges, which cannot be neglected for the high-strength steel flush end-plate connection, were considered. The damage indices of the high-strength steel connection and the normal steel connection were different for the unloading stiffness and a simplified model based on the Pinching4 Model was established. The numerical simulation of the flush-end plate connection shows that the simplified analysis model can well simulate the slip effect and the pinching effect in the experimental hysteresis behavior.

Key words: flush end-plate connection; high-strength steel; explicit analysis; modified quadri-linear model; simplified mode

Hysteretic Behavior Simulation of High-Strength Steel Flush End-Plate Connection

SUN Feifei¹, TANG Zhiming², SUN Mi^{2,3}, LI Guoqiang¹

(1. State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. State Grid Jibei Electric Power Economic Research Institute, Beijing 100038, China)

Abstract: In order to meet the requirements of fine and simplified hysteretic behavior simulation analysis of high-strength steel flush end-plate connection, simulation methods based on solid element and zeroLength element were studied. Based on the solid element, implicit analysis and explicit analysis were conducted. The implicit analysis suffered from inability to converge. In the explicit analysis model, the rule of loading step was improved, and for each amplitude an

在国内外规范中, 对于高强钢平端板连接并没有相关的条文. 《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)^[1] 只适用于 Q420 及以下强度等级钢材. Eurocode 3^[2] 对节点的设计提出了组件法, 但其适用范围仅至 S460 级钢材, 虽然后面又提出了补充条文, 将其适用范围扩展到了 S700 级钢材, 但相关条款只是简单套用普通钢材的设计计算公式.

目前, 针对平端板连接已有学者进行研究. 柳春阳^[3] 采用三维有限元分析软件建立了端板连接的实体模型并验证其有效性, 分析了平端板连接的影响因素和传力路径. Ataei 等^[4] 建立了平端板连接组合节点的有限元模型, 该模型考虑了连接节点负弯曲时的材料非线性和几何非线性, 结果表明, 作为抗剪键的预拉螺栓能提高平端板连接组合节点的延性和承载力.

收稿日期: 2017-03-06

基金项目: 土木工程防灾国家重点实验室课题(SLDRCE14-B-12)

第一作者: 孙飞飞(1971—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为结构抗震分析和设计理论. E-mail: ffsun@tongji.edu.cn

同时,针对高强钢连接节点已有学者进行研究. 陈素文等^[5]对 Q690D 高强钢焊接箱形截面柱在低周反复荷载作用下的滞回反应进行了有限元模拟,结果表明,该滞回模型能够准确预测 Q690D 高强钢焊接箱形截面柱的滞回性能. 对于普通钢平端板连接的研究已经比较成熟,但对于高强钢平端板连接的研究较少. Girao Coelho 等^[6]对 S690 高强钢端板螺栓连接节点进行了单调加载情况下的试验研究,结果表明, Eurocode 3^[2] 规范可以较准确地预测高强钢节点的承载能力,但是高估了节点的转动刚度,对转动能力的预测也较为保守. 孙飞飞等^[7]对 Q690 高强钢平端板连接进行了循环加载试验,对其在循环荷载作用下的强度、刚度、变形能力进行了相关讨论. 但是,对于高强钢平端板连接在单调荷载和循环荷载作用下的有限元分析和简化分析模型的研究较少.

为此,针对高强钢平端板连接的滞回性能模拟方法的研究,拟分别建立基于三维实体单元的有限元模型和基于一维转动弹簧的简化模型,利用文献^[7]已完成的试验检验其合理性和准确性,为高强钢平端板连接的抗震性能模拟提供有效工具.

1 有限元分析

1.1 隐式分析

本文针对文献^[7]试验首先选择 ABAQUS 的隐式分析来进行有限元模拟. 模型如图 1 所示.

1.1.1 材料模型

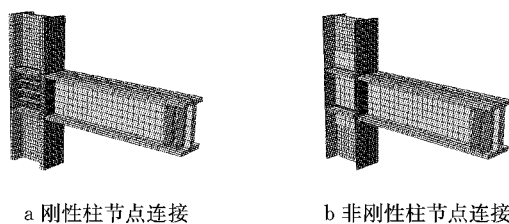


图 1 有限元模型

Fig. 1 Finite element model

(1) 端板和螺栓. 端板是本文研究的关键部位, 所以其钢材的材性数据采用通过材性试验获得的真实应力和应变. 螺栓则采用带强化段的双折线模型.

(2) 梁、柱和加劲肋. 由于 Q345 普通钢柱、钢梁及加劲肋在试验过程中均处于弹性阶段, 未进入塑性阶段, 所以均被定义为理想线弹性材料, 高强钢柱采用理想弹塑性材料, 材料的屈服强度和屈服应变取自材性试验.

1.1.2 单元类型及接触设置

模型均采用六面体非协调单元(C3D8D), 螺栓和端板的单元采用中性轴扫掠划分方法. 本文接触设置为通用接触, 切向摩擦因数为 0.3, 法向采用硬接触.

1.1.3 计算结果

隐式分析模型所模拟的单调和循环加载计算结果如图 2 所示, 图中 SR1、SR2、SR3 为试件编号. 从计算结果可以看出, 有限元单调加载曲线弹性段与试验所得滞回曲线的弹性段吻合程度较好, 但其塑性承载力高于试验值 10% 左右, 这是由于单调加载无法模拟往复加载的强度退化现象.

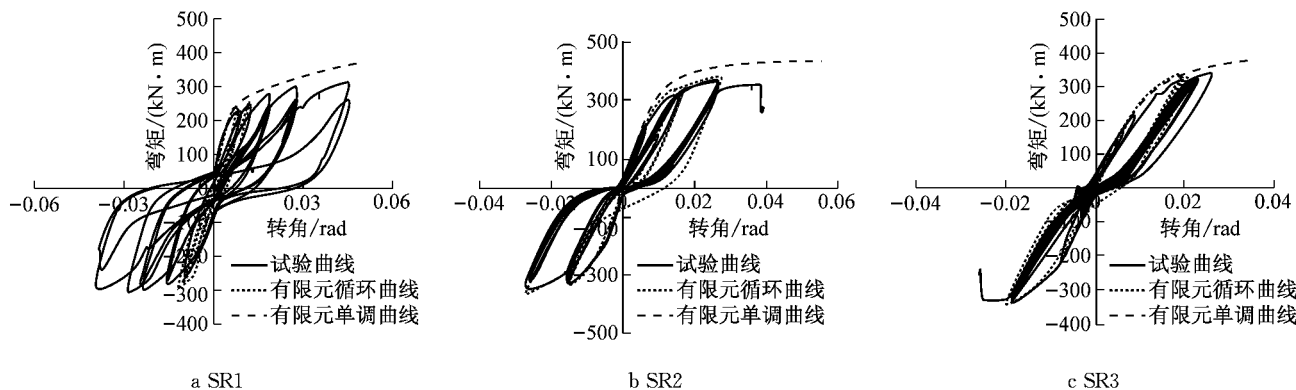


图 2 试验曲线与隐式分析曲线对比

Fig. 2 Comparison of test curve and standard analysis curve

受滞回效应的影响, 3 个试件的骨架曲线在同一转角处的弯矩均小于单调加载骨架曲线的弯矩. 对于刚性柱节点连接的 SR1 和 SR2 有限元模型, 两者均是由于加载后期单元扭曲严重, 导致无法收敛.

对于非刚性柱节点连接的 SR3 有限元模型, 增量步数设置为 10^9 步, 已达增量步数设置的上限值, 依然无法收敛. 虽然滞回模拟未收敛, 但已计算出的部分与试验结果吻合较好.

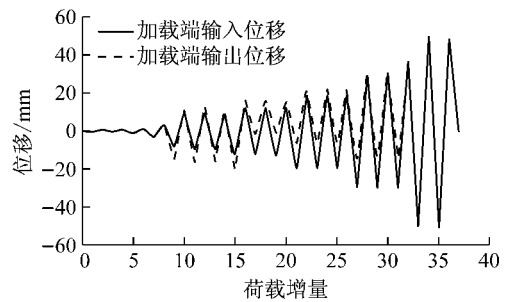
1.2 显式分析

由于 ABAQUS 的显式分析不存在收敛问题,因此本文建立显式分析模型,以避免隐式分析中无法收敛的问题。模型的基本参数与隐式分析中的相同,但显式分析中无法直接模拟螺栓的预紧力,通过给螺栓施加温度荷载来模拟螺栓预紧力。首先,在 Initial 分析步中为螺栓施加初始温度场,温度值为 A。接着,在下一个加载步中将螺栓的温度场温度值改为 B,保持 A 不变,不断修改 B,直至使施加温度荷载后螺杆中单元的 Mises 应力与隐式分析模型中的 Mises 应力相等为止。

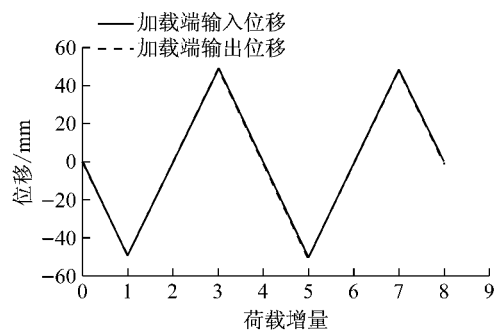
在位移加载过程中,本文对加载步的设置进行了改进,以下为改进前、后加载步设置的具体描述:原始加载步,位移加载阶段只设置一个分析步,一个幅值曲线;改进加载步,位移加载阶段设置多个分析步,每个分析步的幅值曲线与施加的位移相对应。从图 3 中可以看出,改进加载步之后,加载端输入位移与输出位移之间的误差虽然存在,但是相对原始加载步而言,随着加载步的增多,加载端输入位移与输出位移之间的误差将大为减少。

根据改进后加载步设置规则,本文对 3 个试件进行显式分析计算,试验曲线与显式分析曲线对比如图 4 所示。从图 4 中可以看出,有限元显式分析避

免了隐式分析无法收敛问题,得到了完整的滞回曲线。



a 原始加载步



b 改进加载步

图 3 加载端输入位移与输出位移对比

Fig. 3 Comparison of load side input displacement and output displacement

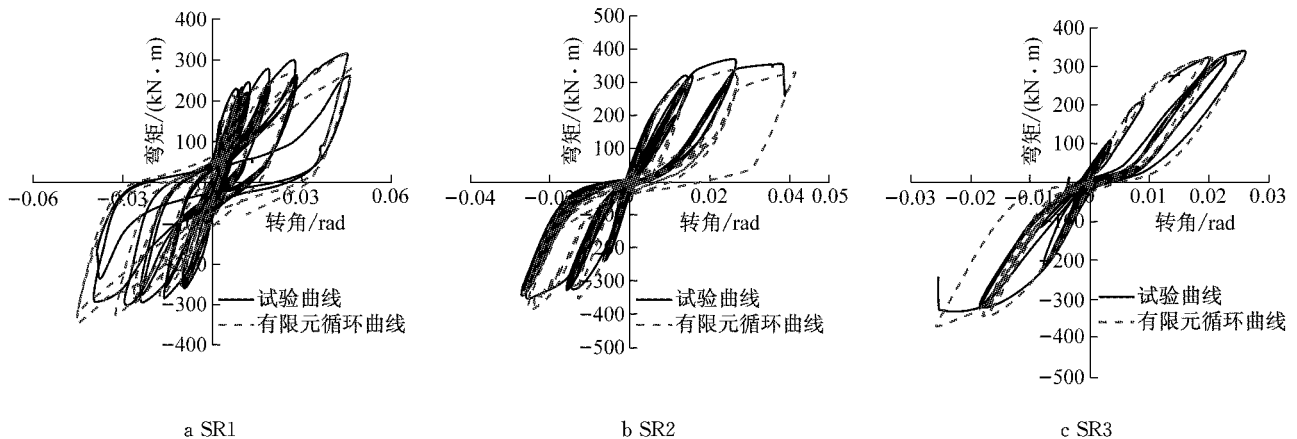


图 4 试验曲线与显式分析曲线对比

Fig. 4 Comparison of test curve and explicit analysis curve

3 个试件的试验曲线和显式分析曲线在力加载阶段吻合较好,所以只对比了位移加载最后一圈的强度和卸载刚度。从表 1 中可以得出,3 个试件强度相对误差最大值为 16.95%,卸载刚度相对误差最大值为 24.06%,模拟得到的滞回曲线的平端板连接的承载力和卸载刚度与试验的滞回曲线总体吻合较好。

2 平端板连接的修正四折线模型

2.1 四折线模型简介

以 Faella 等^[8-10]提出的四折线理论为基础,计算与钢材真实应力-应变曲线(图 5)上对应的 4 个特征点的力和位移,从而得到 T 形连接(图 6)完整的力-

位移曲线,进而得出平端板连接的 $M-\varphi$ (弯矩-转角) 曲线. 图 5 中, f_y, ϵ_y 分别为屈服强度和屈服平台初始应变, ϵ_h 为屈服平台末端应变, f_u, ϵ_m 分别为最大荷载点对应的应力、应变, f_{crac}, ϵ_u 分别为材料的极

限应力、应变. 平端板连接的弯矩-转角曲线与钢材真实应力-应变曲线对应 4 个特征点的弯矩和转角分别为 $M_{j,y}, M_{j,h}, M_{j,m}, M_{j,u}$ 和 $\varphi_{j,y}, \varphi_{j,h}, \varphi_{j,m}, \varphi_{j,u}$ (下标 j 表示节点连接).

表 1 强度与卸载刚度相对误差 (试验曲线与显式分析曲线)

Tab. 1 Relative error of strength and unloading stiffness (test curve and explicit analysis curve)

| 试件 | 加载方向 | 级数 | 强度/(kN·m) | | 强度相对误差/% | 卸载刚度/(kN·m·rad ⁻¹) | | 卸载刚度相对误差/% |
|-----|------|----|-----------|---------|----------|--------------------------------|-----------|------------|
| | | | 试验值 | 显式分析值 | | 试验值 | 显式分析值 | |
| SR1 | 正向 | 4 | 315.13 | 315.84 | 0.23 | 21 019.80 | 26 077.83 | 24.06 |
| | 反向 | 4 | -293.98 | -343.81 | 16.95 | 26 853.93 | 25 450.32 | 5.23 |
| SR2 | 正向 | 2 | 275.59 | 234.53 | 14.90 | 25 178.86 | 30 775.29 | 22.23 |
| | 反向 | 2 | -276.84 | -275.22 | 0.59 | 28 634.76 | 30 603.75 | 6.88 |
| SR3 | 正向 | 2 | 332.16 | 332.67 | 0.15 | 26 158.68 | 24 018.78 | 8.18 |
| | 反向 | 1 | -321.31 | -341.65 | 6.33 | 28 821.33 | 33 111.58 | 14.89 |

注:强度相对误差为强度测量所造成的绝对误差与试验值之比乘以 100% 所得的数值;卸载刚度相对误差为卸载刚度测量所造成的绝对误差与试验值之比乘以 100% 所得的数值.

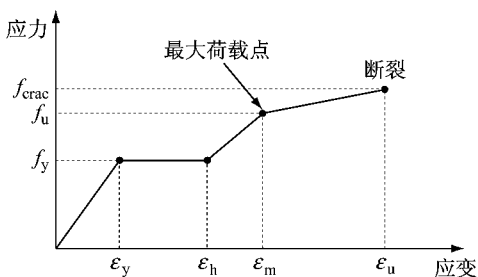


图 5 钢材真实应力-应变关系

Fig. 5 Real stress-strain relation of steel

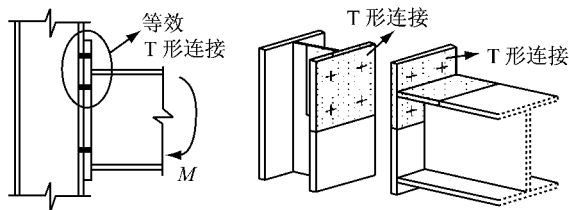


图 6 T 形连接组件定义

Fig. 6 T-stub component definition

高强钢屈服强度较高,弹性段较长,同时,在实际工程中使用的高强钢板件厚度往往比普通钢板件厚度要小很多.为简化计算,以下的修正都将最外排螺栓对应的 T 形连接简化为梁翼缘侧对应的 T 形连接,将 T 形连接中有螺栓锚固的板称为翼板,与翼板垂直相连的另一块板称为腹板.

2.2 螺栓弯曲变形

本文提出,在计算高强钢平端板连接时,螺栓的弯曲变形需要纳入考虑,螺栓的弯曲变形及其引起的 T 形连接位移增加量计算如下.

图 7 为端板达到屈服时 T 形连接的变形图,外部作用力 F_y 和撬力 Q 通过垫片传递给螺杆,将垫片上的分布力简化为集中力作用在垫片边缘,如图 7b

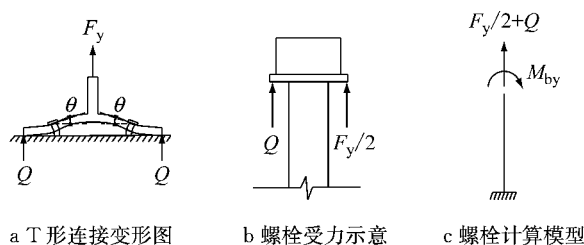


图 7 螺栓受弯示意图

Fig. 7 Bolt bending

所示,则螺杆上所承受的弯矩为

模式 2:

$$M_{by} = \left(\frac{F_y}{2} - \frac{\phi M_y}{n} \right) \frac{d_w}{2} \quad (1)$$

式中: ϕ 为螺栓中线处端板弯矩与端板和腹板连接处弯矩的比值; n 为螺栓中线离端板边缘的距离; M_y 为翼板截面边缘屈服弯矩; d_w 为螺栓垫片直径. 由于文献[7]试验中失效模式 1 未出现,此处未列出计算公式.

模式 3: 忽略撬力作用,将螺栓简化为如图 7c 所示的悬臂梁,悬臂梁长度为单侧 T 形连接端板的厚度,则该悬臂梁在弯矩作用下梁端转角为

$$\theta = \frac{M_{by} t_{ep}}{EI_b} \quad (2)$$

则螺栓头以及垫片的转动也为 θ , 由于螺栓弯曲而引起的 T 形连接位移为

$$\delta_{Mby} = \theta m \quad (3)$$

所以单侧 T 形连接的屈服位移为

$$\delta_y = \frac{F_y}{K} + \delta_{by} + \delta_{Mby} \quad (4)$$

式(2)~(5)中: t_{ep} 为端板厚度; E 为螺栓的弹性模量; I_b 为螺栓的转动惯量; m 为螺栓中线离端板边缘的距离; K 为端板刚度; δ_{by} 为螺栓的伸长量.

由计算结果可知,考虑螺栓弯曲变形之后,3个试件的转动能力均有一定程度的提高.对于非刚性柱节点连接,柱翼缘侧也会发生一定的变形,同样也会引起螺栓的弯曲变形,在本模型中忽略此变形.

2.3 梁翼缘转动

Faella 等^[8]在采用四折线模型对顶底角钢连接节点转动能力计算时,考虑了角钢与梁翼缘连接肢的转动带来的影响,借鉴此思路,在平端板连接计算时,也应考虑梁翼缘转动引起的转动能力变化,具体计算参数如图 8 所示.

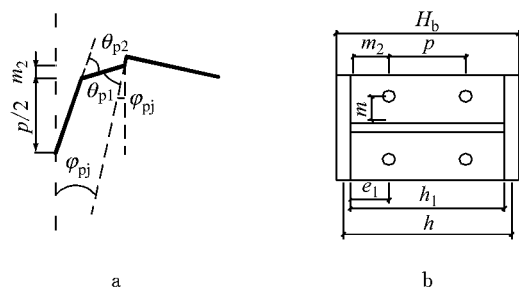


图 8 梁翼缘转动示意图及几何参数意义

Fig. 8 Beam flange rotation and its geometric parameter significance

若连接的塑性转角为 φ_{pj} ,可以得到以下关系:

$$\varphi_{pj} h = (\theta_{p1} + \varphi_{pj}) m_2 + (\theta_{p1} + \varphi_{pj} - \theta_{p2}) \frac{p}{2} \quad (5)$$

将式(5)进行变换,得到破坏模式为模式 2 的连

接.考虑梁翼缘转动后的极限塑性转角计算公式为

$$\varphi_{pj} = \frac{\delta_{pu}}{h - m_2 - \frac{p}{2}} \quad (6)$$

采用同样的方法,也可得到模式 3 的连接极限塑性转角计算公式,如下所示:

$$\varphi_{pj} = \frac{\delta_{pu}}{h - m_2} \quad (7)$$

将以上公式中的极限位移 δ_{pu} 改为 δ_{ph} 、 δ_{pm} ,可得到对应特征点的塑性转角计算公式.其中, δ_{pu} 、 δ_{ph} 、 δ_{pm} 为 T 形连接的力-位移曲线特征点的塑性位移.

2.4 修正模型理论值与试验值对比

表 2 列出了考虑梁翼缘转动和螺栓弯曲变形后修正的四折线模型预测的转动能力.从表 2 可以看出,螺栓弯曲和梁翼缘转动对高强钢节点和普通钢节点转动能力预测的影响程度是有区别的.普通钢平端板连接转动能力预测的相对误差比修正前降低了 12%,高强钢平端板连接转动能力的相对误差比修正前降低了 22%~26%.高强钢平端板连接的相对误差降低程度明显高于普通钢平端板连接,原因在于高强钢弹性刚度大和弹性承载力高,螺栓弯曲和梁翼缘转动对高强钢平端连接转动能力的预测影响较大,不可忽略.利用修正四折线模型,可提高平端板连接理论骨架曲线的准确性.

表 2 转动能力预测值与试验值对比

Tab. 2 Comparison of predictive value of rotational capability and test value

| 试件 | φ_{cd}/rad | | | | 原理论值 相对误差/% | 修改理论 值相对误差/% |
|-----|---------------------------|---------|----------------|-----------|----------------|-----------------|
| | 试验值 | 原理论值 | 仅考虑螺栓 弯曲理论值 | 修改理 论值 | | |
| SR1 | 0.034 | 0.027 3 | 0.028 6 | 0.031 3 | 19.7 | 7.9 |
| SR2 | 0.026 | 0.015 1 | 0.018 3 | 0.020 9 | 41.9 | 19.6 |
| SR3 | 0.024 | 0.016 6 | 0.019 8 | 0.022 9 | 30.8 | 4.5 |

注:原理论值相对误差为原理论计算值所造成的绝对误差与试验值之比乘以 100% 所得的数值;修改理论值相对误差为修改理论计算值所造成的绝对误差与试验值之比乘以 100% 所得的数值.

根据上述修正四折线模型,对 3 个试件的骨架曲线进行了预测.4 个特征点对应的弯矩和转角如表 3 所示,预测曲线与试验曲线的对比如图 9 所示.结果表明,连接理论曲线与试验曲线吻合得较好,所以将修正四折线理论应用于连接转动能力的预测是合理和可行的.

3 连接转动弹簧的滞回模型

3.1 滞回模型的选用

连接本构选用 OpenSees 中的 Pinching4

Material,此材料考虑在循环荷载作用下的退化效应,退化效应包括卸载时刚度退化、再加载时刚度退化和强度退化,如图 10 所示.图 10 中: $F_1 \sim F_4$ 分别为骨架曲线上关键点的强度数值; $D_1 \sim D_4$ 分别为骨架曲线上关键点的位移数值; A_1 和 A_2 分别为卸载结束时的强度与单调荷作用下最小强度和最大强度的比值; B_1 和 B_2 分别为再加载开始时的位移与历史加载中最小位移和最大位移的比值; C_1 和 C_2 分别为再加载开始时的强度与历史加载中最小强度和最大强度的比值; D_{\min} 和 D_{\max} 分别为历史加载中最小位移和最大位移; $F_{D\min}$ 和 $F_{D\max}$ 分别为历史加载中

表 3 修正四折线模型预测值

| Tab. 3 Detailed forecast values for modified multi-linear model | | | | | | | | |
|---|--------------------------------------|----------------------------|--------------------------------------|----------------------------|--------------------------------------|----------------------------|--------------------------------------|---------------------------|
| 试件 | $M_{j,y}/(\text{kN} \cdot \text{m})$ | $\varphi_{j,y}/\text{rad}$ | $M_{j,h}/(\text{kN} \cdot \text{m})$ | $\varphi_{j,h}/\text{rad}$ | $M_{j,m}/(\text{kN} \cdot \text{m})$ | $\varphi_{j,m}/\text{rad}$ | $M_{j,u}/(\text{kN} \cdot \text{m})$ | φ_{cd}/rad |
| SR1 | 147.646 | 0.001 8 | 218.283 | 0.008 0 | 273.692 | 0.019 7 | 299.151 | 0.031 3 |
| SR2 | 209.555 | 0.005 3 | 308.830 | 0.009 8 | 338.288 | 0.015 3 | 352.932 | 0.020 9 |
| SR3 | 209.555 | 0.007 0 | 308.830 | 0.012 3 | 338.288 | 0.018 0 | 352.932 | 0.022 9 |

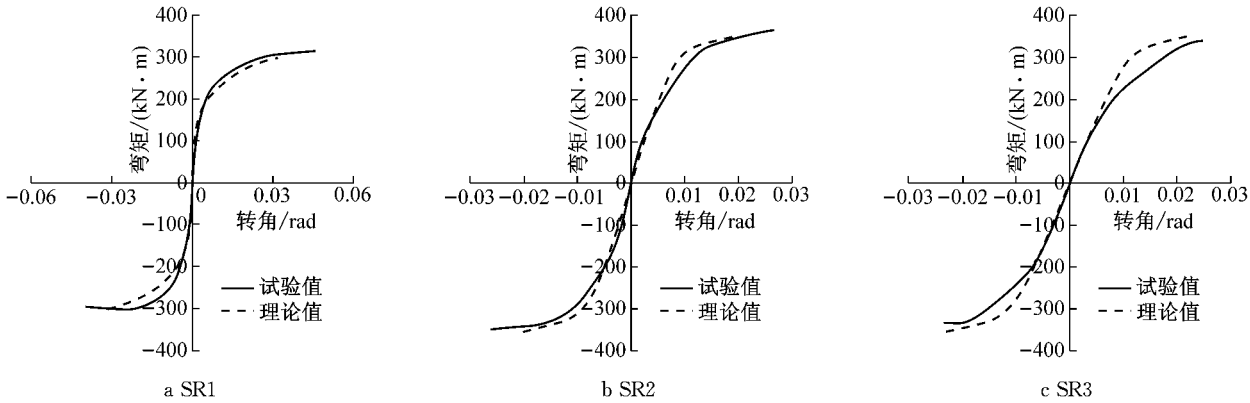


图 9 骨架曲线理论与试验值对比

Fig. 9 Comparison of theoretical value and experimental value of skeleton curve

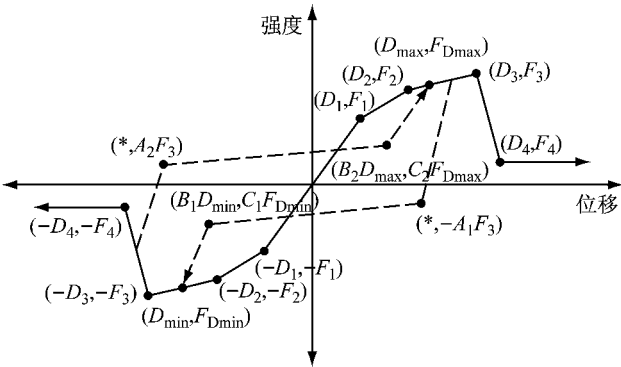


图 10 Pinching4 示意图

Fig. 10 Schematic diagram of Pinching4

最小强度和最大强度。

3.2 参数取值

3.2.1 骨架曲线关键点

骨架曲线关键点的取值与上节提出的修正四折线模型一致。

3.2.2 加、卸载曲线关键点

加、卸载曲线关键点的位移比值参数和强度比值参数可以分为两种类型,分别为正向相关和反向相关。首先从试验曲线中找出关键点的数值,获取卸载结束点和再加载转折点的取值,具体取值见表 4。

表 4 卸载结束点及再加载转折点的取值

| Tab. 4 Values of unloading end point and reloading break point | | | | | |
|--|-----|-------|-------|------------|------------|
| 类型 | 试件 | A_1 | A_2 | B_1, B_2 | C_1, C_2 |
| 刚性柱 节点连接 | SR1 | -0.1 | -0.1 | 0.1 | 0.25 |
| | SR2 | -0.1 | -0.1 | 0.1 | 0.25 |
| 非刚性柱 节点连接 | SR3 | -0.2 | -0.2 | 0.1 | 0.25 |

从表 4 可以得出, A_2 (正向卸载结束点的弯矩与骨架曲线的弯矩最大值的比值)和 A_1 (反向卸载结束点的弯矩与骨架曲线的弯矩最小值的比值)对于刚性柱连接和非刚性柱连接的取值是不同的。

3.2.3 卸载刚度损伤指标 δ_{k_i}

Pinching4 滞回模型中卸载刚度退化的表达式如下:

$$k_i = k_0(1 - \delta_{k_i}) \tag{8}$$

式中: k_0 为初始卸载刚度(无损伤); k_i 为当前卸载刚度; δ_{k_i} 为当前卸载刚度损伤指标。

将卸载刚度退化表达式进行变换得到卸载刚度的拟合公式,如下式所示:

$$k_i/k_0 = A(\varphi/\varphi_y)^B \tag{9}$$

式中: φ 为试件的当前转角; φ_y 为试件边缘屈服时所对应的转角; A, B 为相应的系数。

本试验中初始卸载刚度 k_0 取为试件边缘屈服前的加载刚度,当前卸载刚度 k_i 取为试件卸载阶段的切线刚度,试件的当前转角 φ 取为卸载开始时所对应的转角。将拟合结果转换为卸载刚度损伤指标 δ_{k_i} ,每种类型的平端板连接的卸载刚度损伤取平均值,得到的取值如表 5 和图 11 所示。

从表 5 可知,高强钢节点和普通钢节点的损伤退化规律有区别。由于高强钢平端板连接提前出现局部开裂现象,导致损伤退化规律不同于普通钢平端板连接,可通过卸载刚度损伤指标的简单取值来体现两者的差异性,普通钢连接取值为 0.646,高强钢连接取值为 0.248。同时,3 个试件数据点的变异

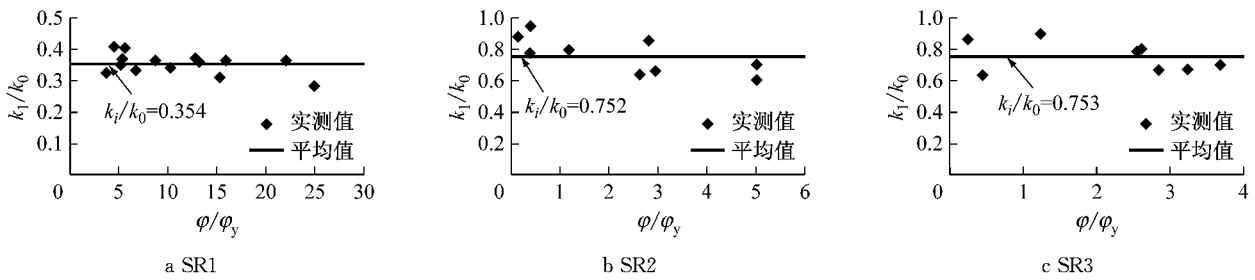


图 11 平端板连接卸载刚度确定

Fig. 11 Determination of unloading stiffness of flush end plate connection

表 5 平端板连接拟合系数和卸载刚度损伤指标 δ_{k_i} 取值

Tab. 5 Values of fitting coefficient and unloading stiffness damage index of flush end-plate connection

| 连接类型 | 试件 | A | B | 变异系数/% | δ_{k_i} |
|-------|-----|-------|---|--------|----------------|
| 普通钢连接 | SR1 | 0.354 | 0 | 9.4 | 0.646 |
| 高强度连接 | SR2 | 0.752 | 0 | 14.4 | 0.248 |
| | SR3 | 0.753 | 0 | 12.9 | 0.248 |

系数为 9.4%~14.4%,不具有随机性。

3.2.4 能量消耗及损伤类型

循环荷载作用下最大能量消耗系数取为 10,总的能量消耗等于单调荷载作用下能量消耗乘以系数;损伤演化基于位移。

3.3 数值模拟

连接的转动刚度用零长度单元 zeroLength 实现,其中节点 1 为固定端,约束节点 2 的平动自由度,连接示意图如图 12 所示。

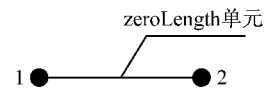


图 12 连接示意图

Fig. 12 Connection diagram

利用 OpenSees 平台对平端板连接的滞回性能进行模拟,其中 Pinching4 模型参数取值取自上节确定的数值,结果如图 13 所示。

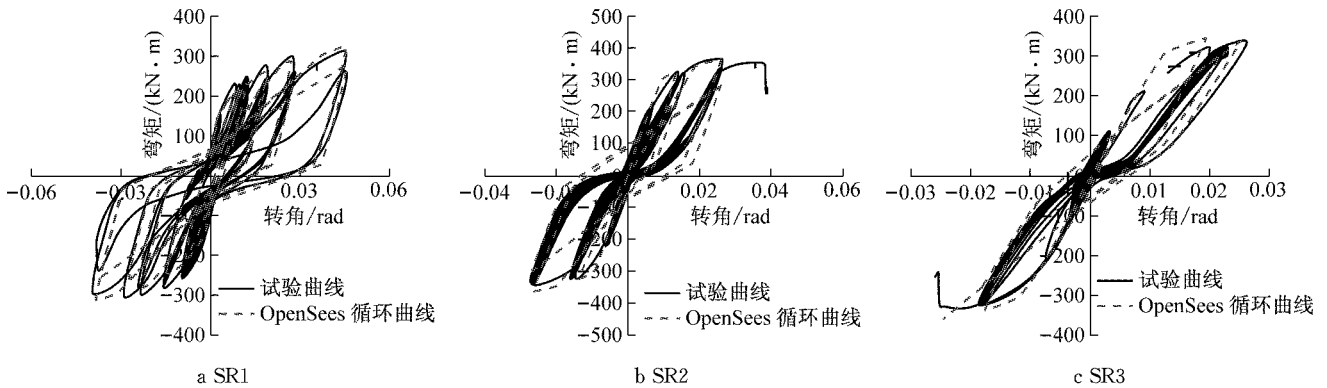


图 13 平端板数值模拟与试验结果对比

Fig. 13 Comparison of numerical simulation and experimental results of flush end plate

从上述模拟结果可以看出,Pinching4 模型能较好地模拟平端板连接的滞回性能,3 个试件的试验曲线和数值模拟曲线在力加载阶段吻合较好,所以

只对比了位移加载最后一圈的强度和卸载刚度。从表 6 可以看出,3 个试件强度相对误差最大值为 7.08%,卸载刚度相对误差最大值为 25.63%,与试

表 6 强度与卸载刚度相对误差

Tab. 6 Relative error of strength and unloading stiffness

| 试件 | 加载方向 | 级数 | 强度/(kN·m) | | 强度相对误差/% | 卸载刚度/(kN·m·rad ⁻¹) | | 卸载刚度相对误差/% |
|-----|------|----|-----------|---------|----------|--------------------------------|-----------|------------|
| | | | 试验值 | 数值模拟值 | | 试验值 | 数值模拟值 | |
| SR1 | 正向 | 4 | 315.13 | 326.58 | 3.63 | 21 019.80 | 25 513.20 | 21.38 |
| | 反向 | 4 | -293.98 | -313.76 | 6.73 | 26 853.93 | 27 627.45 | 2.88 |
| SR2 | 正向 | 2 | 275.59 | 281.23 | 2.05 | 25 178.86 | 31 632.81 | 25.63 |
| | 反向 | 2 | -276.84 | -290.61 | 4.97 | 28 634.76 | 30 288.52 | 5.78 |
| SR3 | 正向 | 2 | 332.16 | 339.76 | 2.29 | 26 158.68 | 23 890.00 | 8.68 |
| | 反向 | 1 | -321.31 | -344.06 | 7.08 | 28 821.33 | 30 056.11 | 4.28 |

注:强度相对误差为强度测量所造成的绝对误差与试验值之比乘以 100%所得的数值;卸载刚度相对误差为卸载刚度测量所造成的绝对误差与试验值之比乘以 100%所得的数值。

验滞回曲线总体吻合较好。同时,也能较好地模拟平端板连接卸载时刚度退化、再加载时刚度退化和强度退化现象,特别是能准确模拟滞回曲线中的滑移效应和捏拢效应。

4 结论

(1) 建立了平端板连接的有限元隐式分析模型。在单调模拟中,加载曲线的弹性阶段与试验滞回曲线的吻合很好,但其塑性承载力高于试验值 10% 左右,这是由于单调加载无法模拟往复加载的强度退化现象;在滞回模拟中,各试件均在第 1 级位移加载阶段出现无法收敛的现象,虽然已算部分与试验结果吻合较好。

(2) 建立了平端板连接的有限元显式分析模型。通过改进加载步设置规则,解决了同一加载步有多个加载幅值时的误差过大问题。3 个试件的滞回曲线与试验曲线的强度相对误差最大值为 16.95%,卸载刚度相对误差最大值为 24.06%,两者总体吻合较好,避免了隐式分析中滞回模拟无法收敛的问题。

(3) 提出了修正四折线模型以考虑对于高强钢平端板连接转动能力预测不可忽略的螺栓弯曲变形和梁翼缘转动两个因素。转动能力的预测值与试验值的相对误差比修正前降低了 12%(普通钢)和 22%~26%(高强钢),提高了平端板连接理论骨架曲线的准确性。

(4) 通过卸载刚度损伤指标不同取值来简单体现普通钢连接和高强钢连接损伤退化规律的差异性,普通钢连接取值为 0.646,高强钢连接取值为 0.248。

(5) 建立了基于 Pinching4 模型的高强钢平端板连接的简化分析模型。利用 OpenSees 平台对平端板连接滞回曲线进行的数值模拟,结果表明,简化分析模型能较好地模拟滞回曲线中的滑移效应和捏拢效应。但是,由于试验个数较少,卸载刚度损伤指标的取值还需采用数值分析和试验相结合的方法做进一步的研究。

参考文献:

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构设计规范: GB 50017—2003[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for design of steel structures: GB 50017—2003 [S]. Beijing: China Planning Press, 2003.
- [2] European Committee for Standardization. Eurocode 3: design of steel structures. Part 1. 8: design of joints: EN 1993-1-8 [S]. Brussels: CEN, 2005.
- [3] 柳春阳. 钢结构平齐端板连接数值模拟和实用计算方法研究[D]. 秦皇岛: 燕山大学, 2010.
LIU Chunyang. Research on simplified model and calculation method of flush end-plate connections [D]. Qinhuangdao: Yanshan University, 2010.
- [4] ATAEI A, BRADFORD M A. FE modelling of sustainable semi-rigid flush end plate composite joints with deconstructable bolted shear connectors [C] // International Conference on Composite Construction (CCVII). Queensland: ASCE, 2013: 356-374.
- [5] 陈素文, 陆志立, 陈星, 等. Q690D 高强钢箱形截面柱的滞回性能[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2015, 43(8): 1135.
CHEN Suwen, LU Zhili, CHEN Xing, *et al.* Hysteretic behavior of Q690D high strength steel box-section beam columns[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2015, 43(8): 1135.
- [6] GIRAO COELHO A M, BIJLAARD F S K. Experimental behavior of high strength steel end-plate connections [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2007, 63(9): 1228.
- [7] 孙飞飞, 孙密, 李国强, 等. Q690 高强钢端板连接梁柱节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014(4): 116.
SUN Feifei, SUN Mi, LI Guoqiang, *et al.* Experimental study on seismic behavior of high-strength steel beam-to-column end-plate connections [J]. Journal of Building Structures, 2014 (4): 116.
- [8] FAELLA C, PILUSO V, RIZZANO G. Structural semi-rigid connectios-theory, design and software [M]. Boca Raton: CRC Press, 2000.
- [9] PILUSO V, FAELLA C, RIZZANO G. Ultimate behavior of bolted T-stubs. I: theoretical model[J]. Journal of Structural Engineering, 2001, 127(6): 686.
- [10] PILUSO V, FAELLA C, RIZZANO G. Ultimate behavior of bolted T-stubs. II: model validation[J]. Journal of Structural Engineering, 2001, 127(6): 694.