

第21届
全国结构工程学术会议
论文集

第Ⅲ册

PROCEEDINGS OF THE TWENTY-FIRST NATIONAL
CONFERENCE ON STRUCTURAL ENGINEERING

No. III

主编：崔京浩

《工程力学》杂志社
2012.10

郑重声明

全国结构工程学术会议每年召开一届，并出版论文集属内部学术交流资料。为了扩大影响，确保作者论文能够得到广泛交流和宣传，便于同行学者及有关部门随时查阅、检索和引用，论文组织委员会每届均作如下的承诺和声明：

1. 会议论文集向全国 70 多个省市（包括港澳台地区）200 多所高等学校图书馆和情报部门免费赠送，总数有 300 多套
2. 为了扩大学术交流，会议论文集被中国有关信息部门及学术期刊光盘版收录。
3. 会议严格执行文责自负的原则。关于涉及保密问题及有关抄袭等学术不端行为，均由作者本人负责。

序

一年一度的全国结构工程学术会议去年在宁波渡过了它 20 岁生日，今年在沈阳开始了它 20 周岁之后的第一年——第 21 届全国结构工程学术会议。

沈阳是清王朝入关以前的政治中心，至今有保留完整的沈阳故宫，同时又是西安事变发起人张学良家族的发迹地，至今也保留了当年的一些可供参观的博物馆，如少帅府等。沈阳还是解放前夕辽沈战役的战略重镇之一。

沈阳是我国传统的老工业基地，为解放初期中国经济恢复立下了汗马功劳，但同时带来了严重的城市环境问题，曾一度被列入“世界十大污染城市”。改革开放后，贯彻科学创新和谐发展的理念，随着国家振兴东北计划的开展，沈阳一马当先，优化产业结构，淘汰落后产能，如今一跃成为全国装备制造业的领军城市之一，沈阳人骄傲地说哪里有重大装备，哪里就有沈阳制造。与此同时环境也获得了极大的改善，成为理想的碧水蓝天的国家级优秀旅游城市并获得了明年（2013 年）第 12 届全国运动会的举办权。

今年会议的东道主沈阳建筑大学，学校的前身是 1948 年中国人民解放军东北兵工专门学校的一部分，建国后逐渐发展成以建筑、土木、机械等学科为特色，以工为主，工、管、理、文、农、法、艺术等学科协调发展的省部共建高等学校，又是教育部“卓越工程师教育培养计划”实施的学校之一。校园独具特色体现了建筑美与园艺美、人工美与自然美、野生与农艺、人文与景观的有机结合，是一个学者们共同交流相互切磋的理想园地。

论文集主编 崔京浩

2012 年 10 月

第 21 届全国结构工程学术会议论文集

本次会议论文集收录论文 258 篇，共计 1406 页，分装成 3 册，每册独立编页。第 I 册载入全套论文集的总目录，第 II 册、第 III 册只载本册目录。

第 I 册论文 78 篇（共 476 页），包括特邀报告和两个学科类别：特邀报告；1. 力学分析与计算；2. 岩土、地基与基础、隧道及地下结构

第 II 册论文 93 篇（共 476 页），包括四个学科类别：3. 钢筋混凝土结构、材料与构件；4. 公路、铁路、桥梁、水工与港工；5. 舰船、车辆、机械制造、航空航天结构；6. 设计、施工、加固、优化、可靠度及事故分析

第 III 册论文 87 篇（共 454 页），包括三个学科类别：7. 钢结构、材料与构件；8. 抗震、爆炸、冲击、动力与稳定；9. 新材料、新能源、交叉学科及其他

第 21 届全国结构工程学术会议论文集目录

第Ⅲ册目录

7. 钢结构、材料与构件

支撑失效后板式连接节点的受压性能分析	杜 鹏 张文元 (001)
薄钢板剪力墙简化分析模型	郭兰慧 李 然 张素梅 (008)
螺栓滑移过程的数值模拟	黄伟东 陈海波 王 朋 高 康 (014)
基于蒙特卡罗的考虑随机初始缺陷的分析方法	金 路 张壮南 王春刚 张耀春 (018)
薄壁截面几何特性的单肢解析化分析方法	金 声 程 睿 周淑容 戴国欣 李开禧 (022)
套筒型限位支座滑移性能试验研究及有限元模拟	柯 珂 赵宪忠 陈以一 罗魏凌 (030)
矩形钢管内约束混凝土轴压短柱力学性能研究	李 刚 丁发兴 龚永智 余志武 (035)
方 CFRP-钢管混凝土(S-CFRP-CFST)受弯性能分析	李 佳 王庆利 (042)
不同类型近断层脉冲型地震动对框架剪力墙结构的影响	李 明 刘 勇 孙哲哲 袁 赫 (049)
铸钢相贯柱脚节点承载力有限元分析	李甲君 贾连光 (053)
方钢管柱装配式柱脚试验研究	李黎明 王 凯 牟在根 (060)
特高压输电塔组合截面偏心受压构件计算长度修正系数	李正良 余 周 (066)
脱空缺陷对钢管混凝土构件静力性能影响的试验研究	廖飞宇 李永进 (072)
圆钢管混凝土柱-钢梁节点的研究现状	刘 勇 李 明 袁 赫 孙哲哲 (076)
翼缘安装阻尼器的弱梁刚性连接钢框架节点有限元分析	毛 剑 郑 宏 韩 斌 于旭光 (081)
钢管塔全环板插板节点极限承载力的有限元分析	倪 娜 严立新 吕宝华 张晓栋 王虎长 张 陵 (085)
高温下方钢管柱与钢梁外伸端板连接的力学性能及破坏机理	史伟伟 王静峰 盛宏玉 姚 斌 (090)
左右梁高不同异形节点设计方法及力学性能研究	隋伟宁 孙 希 王占飞 李帼昌 (096)
国内钢筋混凝土叠合板的研究进展	孙哲哲 李 明 赵唯坚 刘 勇 (102)
钢管直径对 T 形截面钢管混凝土芯柱抗爆性能的影响研究	王 傲 徐亚丰 (106)
热轧 H 型钢梁在侧向冲击荷载作用下动力响应的参数分析	王 蕊 裴 畅 (110)

板件中间 V 形加劲复杂卷边槽钢轴压构件的稳定性能研究.....	王春刚 张壮南 贾连光 马 平 (115)
结构用铝合金 6082-T6 材料本构关系及力学参数试验研究.....	王誉瑾 钱宏亮 范 峰 (119)
圆形钢管混凝土短柱轴压作用下的力学性能研究.....	王占飞 杨 阳 李帼昌 庞 辉 (125)
端部约束对爆炸荷载作用下钢骨—钢管混凝土柱动力响应的影响.....	王 帅 徐亚丰 (130)
柱脚锚栓的抗拉设计	吴桂芳 (134)
带涂层钢结构的腐蚀性能试验研究	徐善华 刘小微 尹英杰 (139)
方 CFRP-钢管混凝土(S-CFRP-CFST)压弯构件滞回性能试验研究.....	闫 煦 周 博 (144)
钢管混凝土柱与伸臂桁架连接节点试验研究	严 鹏 王 伟 陈以一 (149)
具有厚型防火涂料的 H 型钢梁抗火性能数值分析.....	阎 石 衣 欣 綦宝晖 刘福学 (154)
腐蚀对 Q235 钢疲劳性能影响的试验研究.....	徐善华 曾桃桃 孔正义 (159)
剪跨比不同时钢骨—钢管混凝土柱的受剪承载力研究.....	杨 旭 徐亚丰 (163)
加劲肋对钢板深梁内填钢框架抗震性能的影响	于长亮 于旭光 韩 斌 (167)
翼缘加劲的冷弯薄壁型钢受弯构件弹性屈曲应力研究.....	于欣永 王春刚 贾连光 马 平 (173)
基于 MATLAB 的梁柱刚度比对半刚性钢框架位移影响的研究	郁士文 程华虎 周 炜 (177)
碳纤维钢骨-钢管混凝土柱受不同部位侧向冲击的动力响应分析	杨文龙 徐亚丰 (182)
钢板深梁填充钢框架结构的恢复力模型研究	于旭光 于长亮 郑 宏 刘志杰 (186)
球面壳体结构风荷载特性试验研究	翟 晶 刘庆宽 马文勇 (190)
异型空间钢结构施工控制与仿真分析	张伟林 吴志新 陈百会 (194)
基于 ANSYS 的单轴对称焊接工字形截面残余应力分析	张壮南 赵亚楠 胡 磊 (199)
十字形钢管混凝土芯柱在不同约束条件下侧向冲击作用的动力响应分析.....	于 璐 徐亚丰 (203)
整体几何缺陷对受压 U 肋加劲板稳定承载力的影响.....	赵 秋 (207)
带填充墙的钢框架受力性能分析	邹 昀 张鹏飞 (212)

8. 抗震、爆炸、冲击、动力与稳定

多层穿孔间隙复合装甲位置效应研究	安子阳 何 煌 李金涛 (217)
高强钢筋高强混凝土柱损伤模型试验研究	陈 鑫 阎 石 李 兵 赵乃志 (222)
两种 TC4 靶板抗弹能力的数值仿真研究	陈光涛 宣海军 刘璐璐 叶 冬 (229)
填充墙 RC 框架结构的有限元模拟与分析	冯兴科 韩建平 李 慧 (234)
民用建筑燃气爆炸泄压模型	韩 笑 谢 超 魏雪英 (239)
考虑地震扭转分量的异形柱框架结构的时程分析.....	韩文英 徐东强 赵 雯 (244)

中交南方总部大楼动力弹塑性分析	胡 凯 瞿 革 周坚荣 张 录 (248)
圆柱钢壳内部爆炸加载下的动态变形和断裂特征分析.....	胡永乐 王峰超 白书欣 张 虹 (256)
不同肢长异型柱抗震性能数值模拟分析	陈 鑫 赵乃志 李 兵 (261)
高层建筑围护结构地震破坏导致次生灾害的初步研究.....	黄秋昊 黄盛楠 陆新征 胡皓宇 汪家继 (267)
大跨度屋盖结构风振响应的频域分析法	李先婷 刘庆宽 马文勇 (272)
陶瓷/铝/UFRP/钢复合靶板有效防护区研究	李亚秋 晏麓晖 朱 林 李正超 (276)
K8 单层球面网壳结构地震空间相关性效应研究.....	李玉刚 曾庆龙 支旭东 范 峰 (280)
航空发动机复合材料机匣叶片包容性研究	刘璐璐 宣海军 张 娜 (285)
地震作用下滑移体稳定的极限平衡分析	刘耀儒 冷旷代 钱京娟 黄跃群 杨 强 (292)
地铁引发场地振动的实测信号能量分析	吕 鹏 宗 刚 李文涛 单涛涛 (300)
自锚式斜拉-悬索协作体系桥纵向隔震研究	苗 峰 石 磊 郭子华 (305)
车辆荷载作用下预应力梁桥预应力动力识别研究.....	齐忠强 孙 智 (309)
腐蚀海底管线悬跨段的地震响应分析	孙 丽 张新收 张美真 (314)
防屈曲支撑钢管混凝土组合框架结构基于 MPA 和 IDA 的抗震性能分析	孙建波 贾明明 吕大刚 (318)
SMART-I 台阵多维多点地震激励下输电塔线体系响应分析.....	田 利 李宏男 侯和涛 (325)
侧向冲击下钢管混凝土构件损伤演化数值分析	王新征 李 萍 杨文喜 王峰超 袁晓宁 (330)
基于 Pushover 分析的刚构桥抗震设计方法研究.....	王占飞 庞 辉 李帼昌 杨 阳 (336)
配筋混凝土砌块墙体的爆炸效应分析	谢 超 韩 笑 魏雪英 (342)
复合隔震系统研究进展综述	严红莲 (348)
薄壁钢管爆炸冲击响应的数值模拟研究	姚术健 朱新明 蒋志刚 (352)
地震作用下多跨桥相邻桥面间的碰撞分析	张 海 林君南 (357)
基于 PFD-SMA 支撑体系的海洋平台结构振动控制研究	张纪刚 刘艳梅 王贤茂 (362)
带耗能支撑再生混凝土框架-剪力墙结构振动台试验研究	张建伟 孟少宾 曹万林 池彦忠 (367)
室内燃气爆炸作用下钢框架结构动力响应分析	张秀华 吴燕燕 李玉顺 (374)
基于小波分析的射弹序列图像对比度增强	张绪淦 陈 斌 李胜明 (381)
单自由度摩擦碰撞振动系统的动力学分析	张有强 王 伟 丁旺才 (385)
不同截面钢管混凝土结构抗冲击性能比较	章 琪 蒋 庆 陆新征 (389)
爆炸荷载作用下 CFRP 加固开孔砌体墙的数值模拟.....	郑 洪 郭玉荣 (395)
斜拉桥斜拉索雷诺数效应的测压试验研究	郑云飞 刘庆宽 (400)

9. 新材料、新能源、交叉学科及其他

PVA-UHTCC 单轴受压应力-应变全曲线.....	蔡向荣 徐世烺 (404)
特定跨度楼盖设计方案的比选	刘中华 耿翠珍 (408)
群体高层建筑行人区域风环境试验研究	马文勇 刘庆宽 刘小兵 尉耀元 (413)
网状 CBF 增强砖砌体轴心受力性能试验研究.....	
..... 沈 祥 沙吾列提·拜开依 阿力琴·阿布力提甫 热依沙·艾海提 巴格兰·叶尔麦克 (418)	
页岩气储层压裂引起的套管完整性数值评价	沈新普 (425)
关于民用建筑墙体自保温的研究	舒 阳 舒子杨 王敬东 陈守松 王 东 (429)
透水性路面过滤层材料的去污效果评价	汪鸿山 解晓光 冯德成 (434)
扬声器动圈振动系统主共振	杨志安 张玉佳 (439)
钢纤维聚合物混凝土应力应变全过程曲线试验研究.....	张新乐 李 磊 曹 海 郭晓辉 (444)
PTFE 膜材的循环拉伸性能	张营营 张其林 雷 克 蒯蓓蕾 (449)

支撑失效后板式连接节点的受压性能分析

*杜 鹏, 张文元

(哈尔滨工业大学土木工程学院, 黑龙江, 哈尔滨 150090)

摘 要: 支撑是支撑框架结构中主要的抗侧力构件, 可以方便地通过节点板将支撑与框架梁、柱相连。因此, 节点板性能的优劣能够在很大程度上影响整个结构体系的抗震性能。当在强震作用下支撑失效后, 节点板端部将不再有支撑失效前提供的转动刚度。为了研究在这种情况下节点板的受压性能, 使用有限元软件 ABAQUS 开展了一系列的弹塑性屈曲分析, 提出了用于验算支撑失效后节点板稳定承载力的稳定系数公式。在强震等循环荷载作用下节点板被反复拉压, 由于塑性累积, 节点板不能被完全拉直, 使得节点板的受力模式发生改变, 受压性能也将随之劣化。对节点板在循环荷载作用下产生塑性累积后受压性能的变化情况进行分析, 提出在设计中考虑这一效应的方法。

关键词: 支撑框架; 节点板; 受压性能; 稳定系数; 塑性累积

THE COMPRESSIVE BEHAVIOR OF GUSSET PLATE CONNECTIONS AFTER THE FAILURE OF BRACE

*DU Peng, ZHANG Wen-yuan

(School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin, Heilongjiang 150090, China)

Abstract: Braces are main lateral-load resisting members in braced frames, which can be connected to beams and columns by gusset plates conveniently. The performance of gusset plates has a significant impact on the seismic behavior of braced frames. Braces cannot provide rotational stiffness to the end of gusset plates when they become invalid under strong earthquakes. To research the compressive behavior of gusset plates in this case, a series of elasto-plastic buckling analyses are conducted by the finite element program ABAQUS. Base on the result of buckling analyses, an instructive formula for the calculation of stability coefficients in the design of compressed gusset plates is put forward. Under the cyclic load in strong earthquakes, the gusset plate cannot be pulled straight due to plastic accumulation. The stress mode of gusset plates is also changed, which will deteriorate the compressive performance of gusset plates. The compressive behavior of gusset plates under cyclic load is studied, and a design method which can consider this deterioration effect is proposed.

Key words: braced frame; gusset plate; compressive behavior; stability coefficient; plastic accumulation

节点板在支撑框架结构体系中常被用于支撑和框架梁、柱的连接中, 如图 1 所示为典型的节点板连接构造。与传统的支撑刚性连接节点相比, 这种连接制作和安装方便, 接近于理想铰接, 不会在结构中产生较大的次弯矩^[1]。已有的关于节点板性能的研究主要集中在受拉性能上, 而关于其受压性能的研究还相对较少。Whitmore(1952)认为支撑轴力按照 30° 的扩散角在节点板上传播, 如图 1 所示, 并据此提出使用有效宽度法来计算节点板受拉和受压时的承载力^[2]。Thornton(1984)提出节点板的稳定承载力可以按照宽为 b_E 、厚为 t_g (t_g 为节点板厚度)且两端嵌固的受压板带进行计算^[3]。Tsai 等发现人字形支撑与横梁连接处节点板的变形形状与节点板端部只有较低的由支撑提供的转动刚度时的屈曲形状很接近, 这与通常分析时所采用的节点板端部具有无限大转动刚度的假定不符^{[4][5]}。因此, 节点板端部是否受到支撑的转动约束对其受

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51178145); 《钢结构设计规范》国家标准管理组科研专项基金资助项目(GB500172010-20)

作者简介: *杜 鹏(1985—), 男, 河北人, 硕士生, 主要从事多高层钢结构设计方法的研究(E-mail: pengdu5219@hotmail.com);

张文元(1972—), 男, 辽宁人, 副教授, 博士, 主要从事钢结构稳定理论、高层钢结构的研究(E-mail: hitzwy@163.com)。

力性能有较大影响。

当支撑在地震等往复荷载作用下第一次受压失效后,即使能够反向受拉,也很难完全卸载或是被拉直,再次受压时会出现承载力退化现象,且长细比越大,退化现象越严重,其能够为节点板端部提供的转动刚度也已经很小。我国《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)和《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ99-98)对中心支撑框架结构中的支撑构件提出了考虑其受循环荷载作用时的强度降低系数^{[6][7]}。与支撑相同,节点板在罕遇地震的主震及余震作用下将会产生很大的塑性累积,当其受压失稳后,再受拉时不能被完全拉直,进而导致受力模式发生改变,受压性能也会随之劣化。但是国内外的设计规范或设计手册仅简单规定了节点板在普通受压时稳定承载力的验算方法,并未考虑支撑失效后或节点板具有较大塑性累积时稳定承载力的计算方法。如美国钢结构设计手册^[8]仅引入了 Thornton 的假想板带法;我国《钢结构设计规范》(GB50017-2003)对在桁架结构中使用节点板时稳定承载力的计算方法进行了规定^[9];我国《锅炉钢结构设计规范》(GB/T22395-2008)^[10]则直接使用了美国钢结构设计手册中的相关公式。

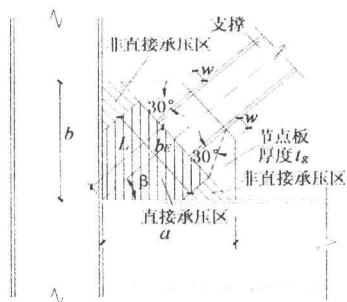


图1 支撑与框架梁、柱连接节点板

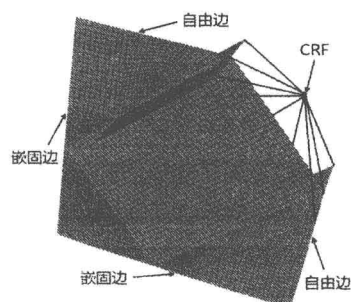


图2 典型分析模型

本文通过对端部没有支撑提供的转动刚度的节点板进行不同参数组合下的弹塑性屈曲分析和往复加载分析,研究支撑失效后各参数对节点板受压性能的影响规律及塑性累积对节点板受压性能的劣化程度,提出节点板在支撑失效后以及循环荷载作用下稳定承载力的计算方法,供设计参考。

1 弹塑性屈曲分析模型

在弹塑性屈曲分析中,使用有限元软件 ABAQUS 中的壳单元 S4R 和 S3 对节点板进行模拟。材料的本构模型为 Q235 钢的双线性强化模型(弹性模量 E 为 206GPa,切线模量 E_t 为 5% E)。模型通过一致缺陷模态法引入缺陷,即获得其最低阶屈曲模态后乘以一定的放大系数(本文取 5%的板厚)作为初始几何缺陷导入分析模型。分析时使用弧长法以期获得节点板弹塑性屈曲的荷载-位移全过程曲线(包括下降段)。为使分析更具针对性,忽略支撑屈曲和弹塑性发展对节点板受压性能产生的影响,模型将不包括全部支撑构件。但为避免直接加载而在节点板上引起应力集中,模型中包括了部分支撑并在其端面附近设置了一个与端面耦合的参考点 CRF(Control Reference Point),作为加载和提取数据的控制点。通过将节点板与梁、柱连接处完全嵌固来模拟节点板与梁、柱连接边的边界条件。由于不考虑支撑对于节点板端部转动的约束作用,支撑端部不附加任何转动约束。CRF 的位置和有限元模型如图 2 所示。

本文选定节点板厚度(t_g)、支撑轴线与梁轴线夹角(β)、节点板上为支撑连接预留的构造宽度(w)、支撑端部沿支撑轴线到节点板边缘的距离(L)与节点板 Whitmore 有效宽度(b_e)的比值 L/b_e 作为模型参数,如图 1 所示。模型按照 β 分为 B1 组($\beta=45^\circ$)、B2 组($\beta=37.5^\circ$)以及 B3 组($\beta=30^\circ$),由对称性,60°和 52.5°时的情况分别由 30°和 37.5°的模型考虑; t_g 取 16mm, 24mm 以及 32mm 分别代表薄板、中厚板以及厚板时的情况; w 取为 20mm(代号为 A)、100mm(代号为 B)和 180mm(代号为 C),其中 20mm 为焊缝连接时的预留宽度,100mm 为单排螺栓短角钢连接时的预留宽度,而 180mm 是采用双排螺栓短角钢连接时的预留宽度; L/b_e 的下限值根据支撑端部不与梁、柱发生空间位置上的冲突并满足节点板强度的要求确定,上限则是以保证支撑端部远离嵌固线的距离最大不超过 $4t_g$ 确定, B1 组 L/b_e 变化范围为 0.5~1.2, B2 组为 0.5~1.8, B3 组为 0.5~2.9,取值步长为 0.1。

为便于比较,所有模型中的支撑截面均取为 300mm 高,200mm 宽的焊接工字型截面,其翼缘和腹板的厚度是以保证支撑板件不发生局部屈曲为依据试算确定的。试算确定的支撑截面尺寸如表 1 所示,其中由于第一组模型节点板较薄,由试算确定的支撑板件厚度也相对较小,为下文中能有效地对比 t_g 的影响,附加建立了 1*组模型。

表 1 模型支撑截面

组号	节点板板厚(mm)	工字型截面规格
1	16	H300×200×8×14
1*	16	H300×200×24×30
2	24	H300×200×24×30
3	32	H300×200×24×30

2 支撑失效后节点板的失稳模式

弹塑性屈曲分析结束后,提取 CRF 处沿支撑轴线方向的反力和面外位移并合并为该模型的荷载-位移曲线,以其极值点作为判断节点板极限承载力 F_U 的依据。当节点板端部无转动刚度时,其失效模式均为整体平面外侧移失稳。图 3 为典型的节点板在其端部无转动刚度时失稳后不同视角下的面外位移云图,图中变形均放大了 4 倍。

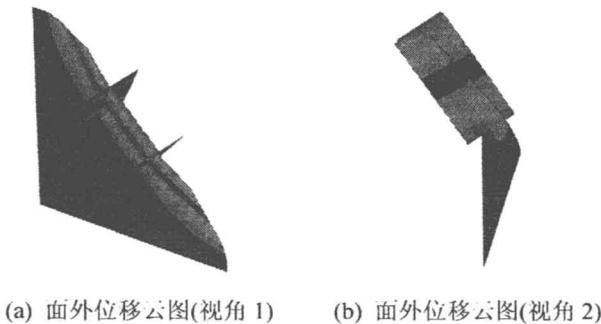


图 3 节点板的失稳模式

3 节点板端部无转动刚度与有转动刚度时受压承载力对比

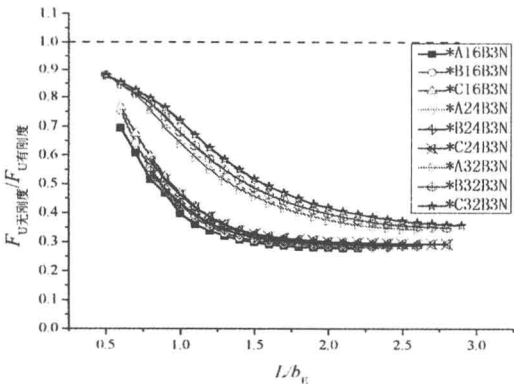


图 4 β 为 30° 时 $F_{U\text{无刚度}}/F_{U\text{有刚度}}$

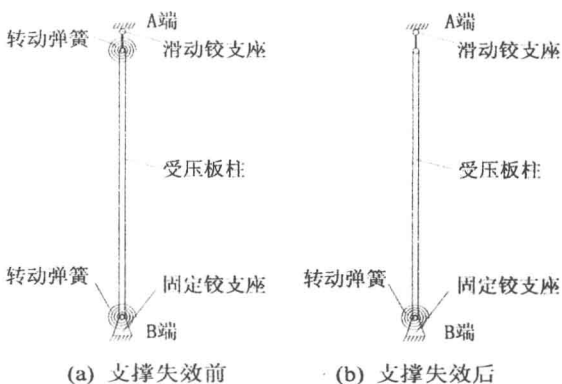


图 5 板柱模型示意图

将 β 等于 30° 时支撑失效后节点板的受压极限承载力与相应的支撑未失效时的受压极限承载力相除,其结果随 L/b_E 的变化曲线如图 4 所示。由图可见,比值始终小于 1,说明当节点板端部没有支撑提供的转动刚度时,其受压极限承载力将有所降低,当 β 取其他角度时有类似规律。这一现象可用假想板柱受到的约束来加以解释,节点板上由支撑端部提供的转动约束可理解为板柱可动端的转动弹簧(如图 5(a)中 A 端),节点板与梁、柱连接处附近非直接承压板带对于直接承压板带的约束作用则可理解为板柱不动端的转动弹

簧(如图 5(a)中 B 端)。当长细比相同时, 受压板柱两端约束越强, 稳定承载力越高, 这就使得节点板端部有转动刚度时的极限承载力高于无转动刚度时的情况。图 5(a)为支撑失效前受压板柱模型, 图 5(b)为支撑失效后受压板柱模型。

4 各参数对节点板受压性能的影响

4.1 节点板厚度对受压性能的影响

分析板厚影响时, 16mm 厚节点板模型使用表 1 中的 1*组支撑截面, 以消除支撑截面差异的影响。图 6 所示为典型模型的受压极限承载力随板厚的变化曲线(图中各曲线以 L/b_E , w 代号, t_g , β 代号为顺序命名, *表示自变量, N 表示没有支撑提供的约束, 下同)。由图可知, 节点板的受压极限承载力随板厚的增大近似成线性增加且增加的幅度较大, 其他模型也具有相同规律。这是因为 t_g 的增加使得直接承压面积增大, 相同荷载下, 板中的应力水平降低, 而且 t_g 的增加使假想受压板带的回转半径增大, 有利于降低其长细比。另外, 节点板中非直接承压部分对假想板带的支承作用随 t_g 的增加也在增强, 极限承载力随之提高。

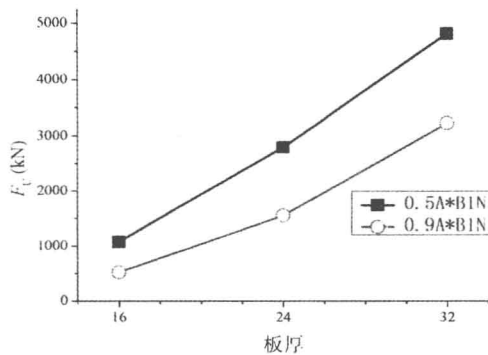


图 6 F_u 随 t_g 变化曲线

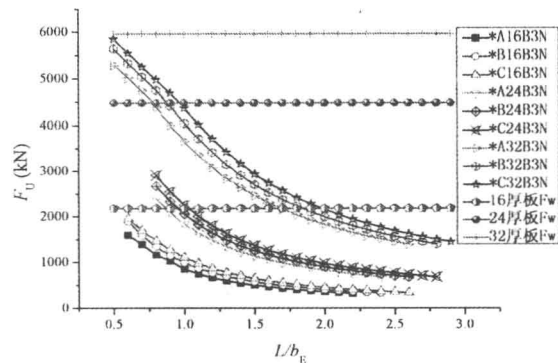


图 7 β 为 30° 时 F_u 随 L/b_E 变化曲线

4.2 L/b_E 对受压性能的影响

将 β 等于 30° 时节点板受压极限承载力随 L/b_E 的变化曲线以及按照 Whitmore 有效宽度法计算的节点板不同板厚受压强度破坏承载力(F_w)绘制在同一张图中, 如图 7 所示。节点板的受压极限承载力是随着 L/b_E 的增加而不断下降的, 而且 F_u 始终低于相应板厚的 F_w 。此时使用 Whitmore 有效宽度法计算节点板的受压承载力将偏于危险, 其他支撑角度时规律相同。产生这一现象的原因是随着 L/b_E 的增大, 假想受压板柱的长细比是在不断增加的, 使得节点板更易于发生失稳。从图中还可以发现, 当 L/b_E 较小时, 受压极限承载力 F_u 随着 L/b_E 下降的速度较快, 但随着 L/b_E 持续增加到较大值后, 受压极限承载力随 L/b_E 的下降速度会逐渐变慢, 这是因为 L/b_E 的增加使得节点板的几何尺寸也在增大, 非直接承压板带的面积也相应增加, 其对直接承压板带的限制作用在加大, 当板柱长度增长的劣化效应与非直接承压板带面积增大的加强效应达到平衡时, 节点板的受压极限承载力将趋近于一个定值。

4.3 支撑两侧预留构造宽度对受压性能的影响

对 β 为 30° 时, 不同 L/b_E 取值下节点板受压极限承载力随支撑两侧预留构造宽度(w)的变化曲线(图 8)分析后发现: 随着 w 的增大, 节点板的极限承载力近似成线性增加, 但增加的幅度较小。这是因为当其他参数相同时, 随 w 增加, 节点板的几何尺寸也将相应增大, 同样会使对受压板带起约束作用的非直接承压板带的面积增加, 有利于提高节点板的稳定承载力。其他支撑角度时规律类似。

4.4 与节点板相连支撑角度对受压性能的影响

定义 F_u 除以相应板厚的 F_w 为该节点板的稳定系数。绘制板厚为 32mm 时承载力系数随与节点板相连支撑角度(β)的变化曲线如图 9 所示。由于支撑失效后, 节点板的失稳模式均为整体平面外侧移失稳, 节点板与梁、柱连接处附近非直接承压板带对受压板柱的约束作用成为维持节点板稳定的主要因素, β 从 30° 到 45° 变化时, 受压板柱与梁或柱的距离越来越远, 其受到的约束有减小趋势, 稳定系数有一定程度的降

低。其他板厚时规律相同。

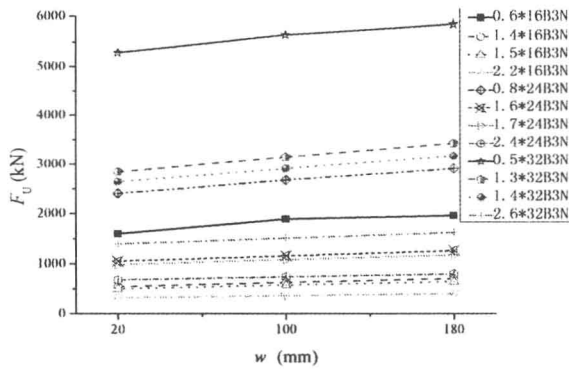


图 8 β 为 30° 时 F_u 随 w 变化曲线

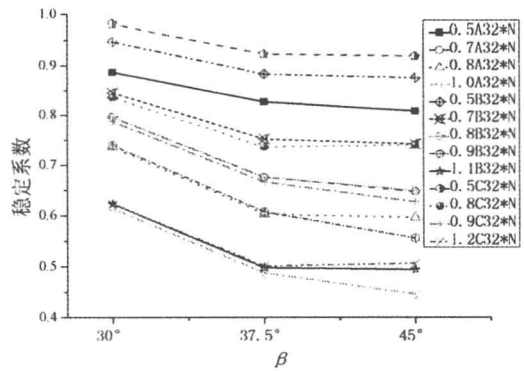


图 9 t_g 为 32mm 时承载力系数随 β 变化曲线

5 支撑失效后节点板稳定承载力计算

绘制不同支撑角度(β)、不同节点板厚度(t_g)以及不同支撑两侧预留构造宽度(w)模型的稳定系数随 L/b_E 的变化曲线如图 10 所示。

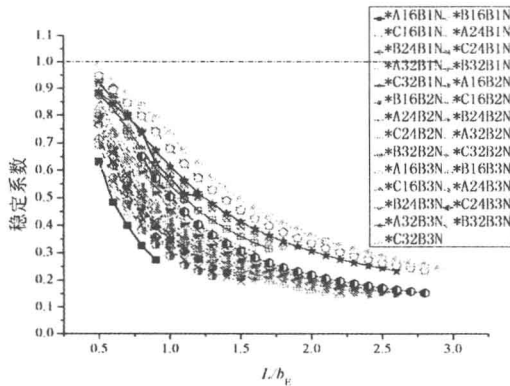


图 10 稳定系数随 L/b_E 变化曲线

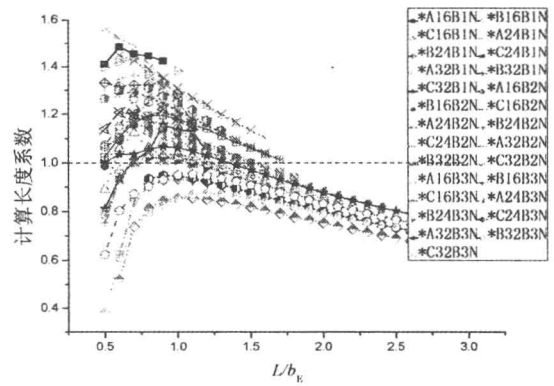


图 11 计算长度系数随 L/b_E 变化曲线

本文仍旧采用 Thornton(1984)提出的假想板带^[3]以及轴心受压构件稳定承载力计算公式来验算支撑失效后节点板的稳定承载力。将图 10 中的稳定系数根据《钢结构设计规范》(GB50017-2003)^[9]附录 C 中提供的公式反算出假想受压板带的长细比 λ ，然后依据假想板带的长度(L_G)和 t_g ，用公式(1)计算相应的计算长度系数(μ)，结果如图 11 所示。

$$\mu = \frac{\lambda t_g}{\sqrt{12} L_G} \quad (1)$$

因图 11 中计算长度系数的变化范围较大且规律性较差，直接取包线不能准确反映其规律并使计算过于保守，因此本文建议在计算支撑失效后节点板的稳定承载力时采用不同支撑角度时稳定系数的下包线，其统一表达式如公式(2)所示，其中 α 为考虑与节点板相连支撑角度(β)取不同值时的修正系数，与 β 在数值上相等。

$$\varphi = \left[4.1 - 2.7 \times \left(1 - e^{-\frac{L/b_E}{0.2}} \right) - 1.3 \times \left(1 - e^{-\frac{L/b_E}{0.57}} \right) \right] \cdot \frac{30}{\alpha} \quad L/b_E \geq 0.5 \quad (2)$$

实际应用时，首先根据节点板 L/b_E 的取值，利用公式(2)计算出稳定系数(φ)，然后根据公式(3)验算节点板的稳定承载力。

$$\frac{N}{\varphi b_E t_g} \leq f \quad (3)$$

图 12 是支撑失效后节点板稳定承载力设计值(本文建议公式的计算值 N_G 和锅炉规范公式^[10]的计算值 N_{G1})与数值解 N_A 的比值。从图中可知, N_G/N_A 均大于 1, 最大值甚至达到 3.32, 说明用规范公式对支撑失效后的节点板进行设计是偏于危险的, 且危险程度随着 L/b_E 的增加有增大的趋势。 N_C/N_A 均小于 1, 说明本文建议公式能够对节点板在这种情况下的稳定承载力给出具有一定安全储备的估计。

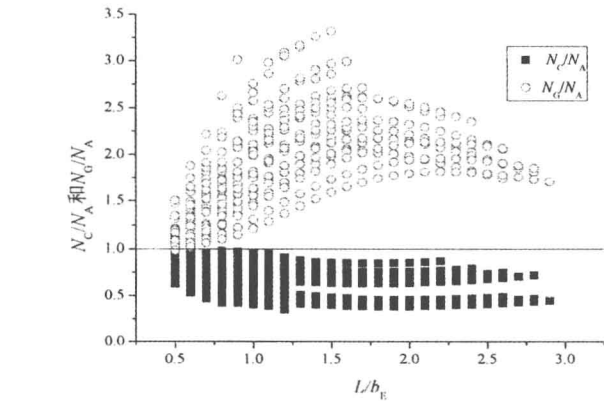


图 12 稳定承载力设计值与数值解比值

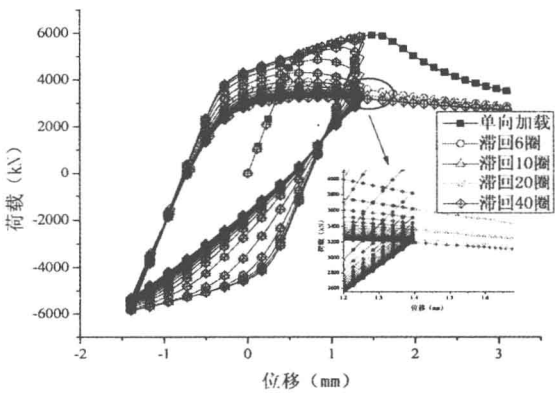


图 13 模型 0.5C32B2N 在 $0.9\Delta_b$ 作用下滞回曲线

6 塑性累积对节点板受压性能影响

6.1 分析模型及加载制度

由于只有在受到较大的循环荷载作用时(如强烈地震), 节点板才会发生较大的塑性累积, 此时与节点板相连接的支撑已经失效, 不能再为节点板端部提供转动约束, 因此本节分析模型的材料本构关系、分析参数、参数取值、缺陷导入方法、模型边界条件、单元类型等均与前文相同, 并通过对模型施加循环位移荷载来近似模拟地震作用。考虑到设计意图是保证节点板在受往复荷载作用时始终不发生失稳破坏, 因此循环加载过程以前文弹塑性屈曲分析得到的节点板发生失稳破坏时 CRF 沿支撑轴向的位移(Δ_b)为基准值, 考虑 0.8 倍的 Δ_b 和 0.9 倍的 Δ_b 两种情况进行加载。

6.2 塑性累积对节点板受压性能劣化效应分析

对模型 0.5C32B3N 施加幅值为 $0.9\Delta_b$ 的荷载后循环 6 圈、10 圈、20 圈和 40 圈的滞回曲线如图 13 所示。从图中可以看到, 当圈数较少时, 弹塑性屈曲承载力下降幅度较小, 说明此时塑性累积的影响还不明显, 随着循环圈数的增加, 节点板弹塑性屈曲承载力不断下降, 而受拉承载力变化却不大。总的来说, 塑性累积对节点板性能的影响是: 只有当塑性累积达到一定程度后, 节点板的稳定承载力才有较大幅度的下降, 但对于受拉承载力的影响始终不大, 这一结论与 1993 年 Rabinovitch 和 Cheng^[11]的实验研究结果相同。

6.4 不同工况下 θ 的变化规律及建议取值

计算弹塑性屈曲分析时塑性发展较多的模型在不同循环荷载工况下稳定承载力的最小值与其单调加载时稳定承载力的比值, 定义这个比值为稳定承载力劣化系数(θ), 并以此作为衡量循环劣化程度的指标。表 2 列出了本文分析的模型在 $0.8\Delta_b$ 和 $0.9\Delta_b$ 作用下循环 40 圈后的稳定承载力劣化系数。

为了在设计高烈度区支撑框架结构的节点板时考虑塑性累积对稳定承载力的劣化效应, 本文建议偏安全地取表 2 中所有稳定承载力劣化系数的最小值 0.55(实际最小值 0.54975 的近似值)为设计用稳定承载力劣化系数的取值。另外, 除塑性发展较多的模型(0.5B32B3N 和 0.5C32B3N)外, 稳定承载力劣化系数均高于 0.95。当结构处于抗震设防烈度不高的地区时, 其可能受到的循环荷载幅值较小, 本文建议选取 0.95 作为该情况下塑性发展较少节点板的稳定承载力劣化系数。另外, 在进行弹塑性屈曲分析时发现, 板厚较大且平面内几何尺寸紧凑的节点板在发生弹塑性屈曲时塑性发展较多, 而这种较容易发展塑性的节点板即使在较低的循环荷载幅值下也会产生较大的稳定承载力劣化(如表 2 所示 0.5B32B3N 和 0.5C32B3N)。因此在抗震设防烈度不高的地区使用这种紧凑且较厚实的节点板时, 其设计用稳定承载力劣化系数仍应同高烈度区一样取 0.55。

表 2 塑性发展较多模型的稳定承载力劣化系数

模型	θ		模型	θ	
	$0.8\Delta_b$	$0.9\Delta_b$		$0.8\Delta_b$	$0.9\Delta_b$
0.5B32B1N	0.99006	0.6873	0.5A32B3N	0.98223	0.66297
0.5C32B1N	0.95492	0.57369	0.5B32B3N	0.62656	0.57005
0.6C32B1N	0.99075	0.76908	0.5C32B3N	0.57984	0.54975
0.5B32B2N	0.98417	0.62564	0.6A32B3N	0.99747	0.98982
0.5C32B2N	0.96128	0.57543	0.6B32B3N	0.98	0.63437
0.6B32B2N	1.00	0.98635	0.6C32B3N	0.95653	0.58503
0.6C32B2N	0.98727	0.7021			

在实际设计中,用前文建议的方法计算出节点板稳定承载力(N_C)后,乘以本节建议的稳定承载力劣化系数(θ)就可以得到考虑塑性累积影响的节点板稳定承载力(N_{CD}),如式(4)所示。

$$N_{CD} = \theta \cdot N_C \quad (4)$$

7 结论

- (1) 支撑失效后,节点板受压时主要发生整体平面外侧移失稳。
- (2) 节点板的稳定承载力随板厚、支撑两侧预留的构造宽度的增加而增长,随支撑与梁轴线夹角的增加而减小,但板厚和支撑角度影响较大,构造宽度的影响较小。
- (3) 随着 L/b_E 的增加,受压极限承载力降低,使用 Whitmore 有效宽度法对支撑失效后节点板受压承载力的估算偏于危险。
- (4) 本文建议的方法可以对支撑失效后节点板的稳定承载力做出具有一定安全储备的估计。
- (5) 塑性累积对于节点板受压性能有劣化作用,且劣化程度随塑性累积量的增加而增大,利用本文提出的稳定承载力劣化系数可在设计中考虑这一效应。

参考文献:

- [1] 张文元,陈世桢,张耀春.支撑与梁柱板式连接节点低周疲劳分析及设计方法研究[J].工程力学,2011,28(1):96-104.
- [2] Whitmore, R.E. Experimental investigation of stresses in gusset plate[R]. Tennessee: University of Tennessee, 1952.
- [3] Thornton WA. Bracing connections for heavy construction[J]. Engineering Journal(AISC), 1984, 21(3):139-148.
- [4] Tsai KC, Hsiao PC, Wang KJ, Weng YT, Lin ML, Lin KC, et al. Pseudo-dynamic tests of a full scale CFT/BRB frame—Part I: Specimen design, experiment and analysis [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2008, 37(7):1081-1098.
- [5] Tsai KC, Hsiao BC. Pseudo-dynamic test of a full-scale CFT/BRB frame—Part II: Seismic performance of buckling-restrained braces and connections[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2008, 37(7): 1099- 1115.
- [6] 中华人民共和国国家标准.高层民用建筑钢结构技术规程(JGJ 99-98)[S].北京:中国建筑工业出版社,1998:41.
- [7] 中华人民共和国国家标准.建筑抗震设计规范(GB50011-2010) [S].北京:中国建筑工业出版社,2010:102.
- [8] AISC. Manual of steel construction load and resistance factor design[S]. 3rd edition. Chicago (IL): American Institute of Steel Construction, 2001.
- [9] GB50017-2003.钢结构设计规范[S].北京:中国计划出版社,2003.
- [10] GB/T 22395-2008.锅炉钢结构设计规范[S].北京:中国标准出版社,2008.
- [11] Rabinovitch JS, Cheng JJR. Cyclic behavior of steel gusset plate connections [R].Edmonton:University of Alberta, 1993: 135-138.

薄钢板剪力墙简化分析模型

*郭兰慧^{1,2}, 李 然³, 张素梅¹

(1. 哈尔滨工业大学 土木工程学院, 黑龙江, 哈尔滨 150090; 2. 黑龙江省建设集团博士后工作站, 黑龙江, 哈尔滨, 150090;

3. 中国建筑科学研究院, 北京 100013)

摘 要: 在结构体系中钢板剪力墙作为抗侧力构件能充分发挥其承载力高、延性好、耗能能力强等优点。采用 ANSYS 有限元软件分析了薄钢板剪力墙在滞回荷载作用下的力学性能, 并用试验结果验证了有限元分析的正确性。在此基础上分析了高厚比为 500 的钢板剪力墙滞回性能, 探讨了薄钢板剪力墙的工作机理与受力模型。基于已有的等效拉杆模型, 并针对其不足提出了改进型“混合杆系”模型, 能更精确模拟其在滞回荷载作用下的承载力和耗能能力。

关键词: 钢板剪力墙; 薄壁; 混合杆系模型; 滞回性能; 耗能能力

SIMPLIFIED MODEL OF THIN-WALLED STEEL PLATE SHEAR WALLS

*GUO Lan-hui^{1,2}, LI Ran³, ZHANG Su-mei¹

(1. Harbin Institute of Technology, Harbin, 150090, China; 2. Heilongjiang Construction Group Co. LTD, Harbin, 150001, China;

3. China Academy of Building Research, Beijing, 100013 China)

Abstract: Steel plate shear walls (SPSWs) as a kind of new lateral load resisting members have the strong points, such as high loading-carrying capacity, good ductility and excellent energy dissipation capacity. This paper presents the finite element analysis of thin-walled SPSWs under cyclic load, whose results are validated by comparing with experimental results. Based on the finite element model, the hysteretic behavior of SPSWs with height-to-thickness ratio of 500 is analyzed. Then a simplified Combined Strip Model is proposed, which is suitable for the analysis of SPSWs in structural analysis.

Key words: steel plate shear walls (SPSWs); thin-walled; Combined Strip Model; hysteretic behavior; energy dissipation capacity

墙钢板剪力墙是指把钢板用于结构体系中作为主要抗侧力构件, 通过其抗剪抵抗水平荷载, 从而增加结构侧向刚度、减小结构的水平位移的构件^[1]。钢板剪力墙具有承载力高、延性好、耗能能力强等优点, 能有效提高结构体系的抗震性能。按照钢板承受剪力模式的不同分为厚钢板剪力墙和薄钢板剪力墙, 厚钢板剪力墙是指剪切屈曲承载力高于其屈服承载力的剪力墙, 在水平剪力作用下钢板不会发生平面外失稳破坏, 近似保持平面内受力状态, 其滞回曲线较为饱满, 耗能能力强; 薄钢板剪力墙是指剪切屈曲承载力低于屈服承载力的剪力墙, 当钢板较薄时, 剪力墙承受水平荷载时钢板沿对角线方向受压, 钢板易产生出平面失稳, 在往复荷载作用下荷载—位移关系滞回曲线出现捏缩, 在一定程度上降低了构件的耗能能力, 但当层间位移角较大时, 薄钢板在周边框架梁、柱的嵌固作用下沿对角线方向形成斜向拉力带, 此时钢板仍具有较高的承载力和良好的延性^[2,3]。厚钢板剪力墙相对用钢量较多, 不经济, 因此在实际工程中薄钢板剪力墙应用较多, 利用其优越的屈曲后性能来抵抗水平剪力, 加拿大和美国学者对薄钢板剪力墙的性能进行

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50005016); 中国博士后基金资助项目

作者简介: *郭兰慧(1978—), 男, 河北人, 博士, 副教授, 主要从事钢—混凝土组合结构和钢结构方面的研究(E-mail: guolanhui@hit.edu.cn);

李 然(1981—), 男, 黑龙江人, 博士, 主要从事钢—混凝土组合结构的研究;

张素梅(1963—), 女, 辽宁人, 博士, 教授, 主要从事钢—混凝土组合结构和钢结构方面的研究。

了系统研究，并把相应的设计方法列入规程中^[4,5]。

到目前为止，国内外大量学者对钢板剪力墙进行了系统的试验研究和理论分析，证明了薄钢板剪力墙的良好延性和优越的耗能能力^[1-3,6]。在带有钢板剪力墙的结构体系中，采用传统的壳单元模拟钢板剪力墙将导致计算过于复杂，程序不易收敛，无法有效模拟结构体系的整体受力性能等优点，因此各国学者一直致力于钢板剪力墙简化分析模型的研究。1983 年加拿大学者 Thorburn 提出了薄钢板剪力墙的简化模型——等效拉杆模型(Strip Model)^[6]，模型中用一系列倾角相同的只拉杆代替钢板来模拟薄钢板剪力墙承受水平剪力作用时形成的拉力带，同时忽略钢板的承压能力。等效拉杆模型模拟钢板剪力墙使有限元分析得到了简化，为薄钢板剪力墙在实际工程中的应用提供便捷、有效的分析方法。由于周边框架的锚固作用，使得钢板剪力墙角部和框架周边区域在一定程度上能够承受斜向压力，因此已有的等效拉杆模型过低估计了钢板剪力墙的耗能能力。在文献[7]研究成果的基础上，对宽厚比为 300-600 的钢板剪力墙滞回性能进行分析，基于等效拉杆模型，提出了改进型“混合杆系”模型，能更精确模拟钢板剪力墙的耗能能力。

1 有限元模型的建立与验证

采用 ANSYS 有限元软件分析了四边连接钢板剪力墙在滞回荷载作用下的性能，梁、柱采用 BEAM189 单元模拟，钢板采用 SHELL181 单元模拟。选取的钢材以 Mises 折算应力达到屈服强度作为钢材屈服的判别依据。钢板的初始几何缺陷按照一阶屈曲模态的变形模式施加，初始缺陷的最大幅值取钢板长边的 1/1000。

文献[8]对采用低屈服点钢材的钢板剪力墙进行了试验研究，其中钢板剪力墙试件尺寸及材料属性如图 1(a)所示，试验中框架梁采用“狗骨式”耗能梁段，在有限元模拟中也考虑了此影响因素。图 1(b)给出了有限元分析结果和试验结果的对比，层间位移角为层间位移和层高的比值，从图中可以看出有限元分析结果能较好的模拟钢板剪力墙的承载力、屈曲破坏模式，试验结果验证了有限元分析的正确性。以下采用有限元软件分析了钢板剪力墙在往复荷载作用下的受力机理。

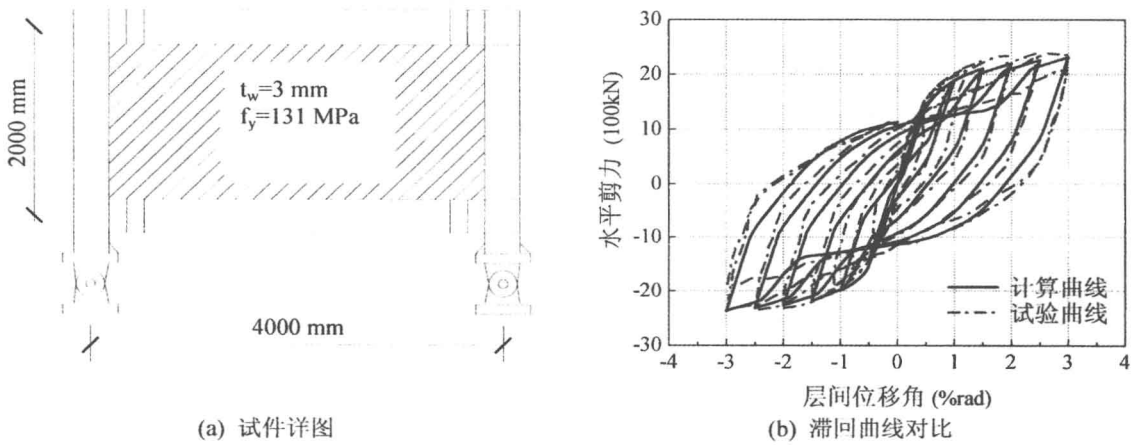


图 1 试件详图及滞回曲线对比

Fig.1 Specimen dimension and comparison of hysteretic curves

2 薄钢板剪力墙的滞回性能分析

有限元模型由两侧框架柱、上下框架梁以及内嵌钢板组成，由于对钢板剪力墙进行滞回分析时，钢板将产生较多的屈曲波，且在往复荷载作用下屈曲波不断转换方向，分析过程中收敛困难，因此模型层高采取工程中常用模数 3600mm 的一半以减少模型中节点总数量，模型层高固定 $H=1800\text{mm}$ ，通过改变钢板跨度来调整剪力墙的跨高比；通过改变钢板厚度 t_w 来调整钢板的高厚比。在建立有限元模型时采用 $500\times 500\text{mm}$ 实心截面梁，框架柱为工字型截面，尺寸为 $H400\times 20\times 420\times 15\text{mm}$ ，具有较高的抗弯刚度，为了消除框架梁柱节点对钢板剪力墙抗侧能力的影响，框架梁柱节点为铰接，使所施加的侧向力全部由钢板