# 钢网构架混凝土复合结构多层住宅 墙体抗震性能试验研究

初明进13 冯 鹏1 侯建群2 叶列平1 刘彦生24

(1. 清华大学结构工程与振动教育部重点实验室,北京 100084 2 清华大学建筑设计研究院,北京 100084, 3. 烟台大学,山东烟台 264005, 4. 浙江清华长三角研究院,浙江嘉兴 314006)

摘要:钢网构架混凝土复合结构是一种免模板的新型钢 混凝土组合结构体系,由腹板开孔冷弯薄壁型钢和与之正 交的型钢拉条构成钢构骨架,再外覆钢模网充当永久模板,最后浇入混凝土从而形成墙体和楼板等住宅建筑中的 基本构件。通过 4个钢网构架混凝土复合结构墙体在水平反复荷载作用下的拟静力试验,研究这种新型结构形式 的剪力墙的破坏形态、滞回特性、延性、刚度退化等受力性能,分析其破坏机理。研究表明,此新型墙体在多层住宅 结构中具有较高的承载力和较好的延性,其中型钢和钢模网共同影响着墙体的破坏形态,墙体中配钢能显著提高 墙体的延性和承载力。在试验的基础上,对此墙体的设计计算方法进行研究,基于现行钢筋混凝土剪力墙的计算 公式建议钢网构架混凝土复合墙体的承载力计算方法。

关键词:钢网构架混凝土复合结构;剪力墙;延性;新型墙体;钢骨混凝土;住宅

中图分类号: TU398 文献标识码: A

文章编号: 1000-131X(2009)07-0036-10

Experimental study on the seism ic behavior of innovated CTSRC composite shear walls for multi story residences

Chu Ming jih<sup>3</sup> Feng Peng Hou Jianquri Ye Lieping Liu Yansheng<sup>4</sup> (1. Key Laboratory of Structural Engineering and Vibration of China Education Ministry Tsinghua University Beijing 100084 China, 2. Architectural Design & Research Institute Tsinghua University Beijing 100084 China, 3. Yanta iUniversity Yanta i264005 China, 4. Yangtze Delta Region Institute of Tsinghua University Zhejiang Jiaxing 314006 China

Abstract An innovated formwork free steel concrete composite structure, CTSRC (Cold-formed Thin-walled Steel Reinforced Concrete) composite structure, is presented Walls and floors in residential buildings may use such structural system that is composed of skeleton of vertical cold-formed thin-walled steel study with web openings connected to horizontal steel strips permanent formwork of steel meshes and cast in concrete Four CTSRC composite shearwalls are tested quasi-statically under bw cyclic lateral loads. The behaviors including failure modes hysteretic characteristics ductility and stiffness degradation are investigated and the failure mechanism is analyzed. It is shown that the CTSRC shear walls possess adequate strength and ductility for multi-story residential buildings. It is found that their failure modes depend on the steel study and the meshes, and that the ductility and the carrying capacity can be enhanced significantly by increasing the amount of steel reinforcements. Based on the test results a design approach is developed for CTSRC walls

Keywords CTSRC (Coll-formed Thin-walled Steel Reinforced Concrete) composite structure shear wall ductility innovated wall steel reinforced concrete residential buildings

E-mail fengpen @ tsinghua edu cn

基金项目: 长江学者和创新团队发展计划(IRT00736)、浙江省科技攻关 计划(2006<sup>C</sup>31058)、山东省自然科学基金(Y2008 F43)和嘉 兴市科技计划(2006<sup>AZ</sup>2003)

作者简介:初明进,博士研究生,副教授

引 言

对于住宅建筑,现浇钢筋混凝土结构具有整体性

收稿日期, 2008-03-21 ?1994-2018 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net 好、刚度大、易于就地取材和耐火性好等优点,但施工 复杂、工期长,施工中间环节所需的模板、脚手架等消 耗的材料和人力较大。预制装配式混凝土结构能实 现构件生产工业化,加快施工进度,减少人工消耗和 材料消耗,但整体性较差,不利于抗震,也容易造成漏 水、冷桥等使用问题。轻钢结构具有布局灵活、设计 制造安装工期短、自重轻等优点<sup>(11)</sup>,但造价较高,防





火、保温、隔音等性能不及混凝土结构。

钢网构架混凝土复合结构体系 (简称 " CISRC结

构")是综合了轻钢和混凝土结构的优点发展起来的

一种新型结构体系,由格构钢(即腹板开孔的冷弯薄

壁型钢 \ 钢拉条与钢模网 (外墙包括保温板) 形成钢

构骨架,再浇入混凝土形成受力构件的新型组合结构

#### 图 1 钢网构架混凝土复合结构的构成

#### Fig 1 Configuration of CTSRC structure

CTSRC结构体系适合在多、高层住宅中应用,主要 构件形式为墙体和楼板,具有以下优势:①施工阶段具 有轻钢结构的特点,钢模网、拉条和格构钢组成的钢构 骨架在工厂分片制造,运到工地后组装成结构受力骨 架,可实现标准化、工业化、装配化,提高生产效率;②钢 模网替代了一般混凝土结构的模板,格构钢能承受施工 荷载,减少脚手架用量,格构钢和钢拉条等代替钢筋作 为结构的受力骨架,减少了钢筋下料和绑扎工序,工厂 加工能确保质量,显著降低结构施工环节的人工和材料 损耗,节省施工费用,工期短,进度快;③现浇结构的整 体性好、刚度大,同时构件表面的钢模网可限制混凝土 墙体表面的收缩、温度等裂缝,大大减少了墙体开裂;④ 外保温与钢模网相配套一次装配,既保证了保温层的质 量,又减少了施工工序。

从结构受力上看, CTSRC构件是由冷弯薄壁型钢 为受力钢骨、表面配置钢网的混凝土构件。格构钢在 构件中竖向布置,间距为 300<sup>mm</sup>左右,墙体中不再配 置竖向钢筋。对于这种构造形式的墙体,目前还未见 有研究。现有的钢骨剪力墙主要是针对两端集中配 置钢骨,或在剪力墙中内置钢骨架、钢桁架。清华大 学<sup>[23</sup>进行端部配置钢骨剪力墙的抗弯和抗剪试验, 研究其破坏特征,提出相应的计算公式和构造措施 等。黄雄军、赵世春<sup>[46]</sup>等研究钢骨混凝土低剪力墙 的抗震性能,提出带边框低剪力墙抗剪承载力叠加法 计算公式,并提出边框柱发生弯曲破坏的低剪力墙极 限承载能力的计算模型和计算公式,,刘航、蓝宗建、 王曙光等人<sup>[78]</sup>提出内设梁柱边框钢骨和交叉钢骨的 混凝土剪力墙,研究其抗震性能,建议抗剪承载力计 算公式和恢复力模型。曹万林等<sup>[9-14]</sup>对内藏钢桁架混 凝土组合剪力墙进行大量研究,提出相关设计方法和 建议。吕西林等人<sup>[1517]</sup>研究中部配置钢骨的剪力墙, 表明这种剪力墙具有很好的抗震性能,并建立相应的 恢复力模型和承载力计算公式;这种钢骨剪力墙中部 型钢间距较大,截面也较大,型钢间布置竖向钢筋共 同受力。可见, CTSRC剪力墙与现有的钢骨混凝土剪 力墙构造形式均不同。

本文进行了 4片 CTSRC墙体在低周反复水平荷载 下的试验 研究其破坏形态和特征,分析其承载力、刚度、 延性等受力性能,为 CTSRC墙体的设计计算和 CTSRC结 构体系在多层住宅建筑中的推广应用提供依据。

1 试验设计

1.1 试件

4片 CTSRC墙体试件截面为 1200<sup>mm</sup>× 130<sup>mm</sup>,高度 1200<sup>mm</sup>,高宽比为 1.0 钢材配置情况详见图 2和表 1.

表 1 试件构造及混凝土强度

Table 1 Configuration and concrete strength of specimens

编号	表面钢网	墙端钢筋	混凝土立方体抗压强度 (MPa)
W1-W0R0	无	无	17. 1
$W_2 - W_0 R_1$	无	有	19. 7
W3-W1R0	有	无	19. 7
W4-W1R1	有	有	17. 9

\*\*\*?1994-2018 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

在多层 CTSRC住宅结构中, 竖向格构钢间距为 300<sup>mm</sup>左右, 水平钢拉条根据施工阶段受力要求设 置,主要作用是连接竖向格构钢、固定钢模网、组成承 受施工荷载的骨架,一般设置 4道:窗户洞口上下各一 道,楼面板上下标高处各一道,配置量较小,仅用作构 造不考虑其受力,因此在试件中不配置横向钢拉条。



图 2 试件尺寸及配钢图

Fig 2 Dimensions and steel reinforcom ent of specimens

竖向格构钢为冷弯薄壁 (型钢,在腹板开圆孔减 轻重量,同时卷边提高刚度,格构钢截面尺寸见表 2。 钢模网是由镀锌薄钢板冷加工而成的蛇皮网 (照片见 图 1),在蛇皮网上有等间距平行排列的 <sup>V</sup>形肋,具有 平面外刚度,质量为 1.32 k<sup>g/n²</sup>,钢模网在 <sup>V</sup>形肋部位 用钢钉固定在格构钢上。

表 2 C 型格构钢最小净截面尺寸 Table 2 Minimum net section dimensions of C-shaped stud

H(mm)	B(mm)	b(mm)	R(mm)	t(mm)	$A(\text{ mm}^2)$			
100	31	9.3	57	1.5	204			

试件中混凝土设计强度 C20 实测 150<sup>mm</sup>立方体抗 压强度平均值见表 1。钢筋采用 HRB355级,实测抗拉 屈服强度平均值为 399<sup>MP,a</sup>抗拉极限强度平均值为 609<sup>MP,a</sup> 在 <sup>C</sup>型钢翼缘冷弯区域外取样, 实测抗拉屈服强度平均值为 316<sup>MP,a</sup>极限强度平均值为 423<sup>MP,a</sup>

# 1.2 加载与量测设备

在恒定竖向荷载作用下,对试件进行水平往复加载, 试验加载装置见图 3. 多层住宅中墙体的设计轴压比一 般为 0.15~0 2 因此试件的试验轴压比取为 0.1 设计轴 压比为 0.18左右。试验时根据实测混凝土试块的平均抗 压强度确定竖向荷载值,4个试件分别为 200 kN 230 kN 230 kN和 210 kN 水平加载采用荷载 位移混合控制<sup>[18]</sup>: 在试件达到屈服荷载前,采用荷载控制,加载级差 40 kN 每级荷载反复一次;当试件实测水平力 位移关系曲线出 现明显拐弯后改用位移控制,取等效屈服位移值为级差, 每级位移反复 2次,直至荷载降低到峰值荷载的 85%停 止试验,各试件的加载制度见图 4



#### 图 3 加载装置图 Fg 3 Test set up



图 5 W2-W0R1 测点布置图 Fig. 5 Layout of measuring points for W2-W0R1

试验中量测构件的荷载、位移、钢材应变和混凝 土应变等。以 W2-W0R1为例,测点布置如图 5所示, 其他试件的量测布置基本相同。试验中用 MP数据 采集系统实时采集所有量测数据。

2 试验结果与分析

2.1 试验现象

4个试件的破坏过程和破坏形态有明显的差异, 具体如下。

试件 W1-W0 R0 表面无钢模网,端部无附加钢筋。 正向 80 kN时和负向 64 kN时,试件底部出现水平裂缝;正向 97 kN时底部水平裂缝 0.15<sup>mm</sup>,115 kN时 0.2<sup>mm</sup>,负向 120 kN时底部水平裂缝 0.1<sup>mm</sup>,屈服后, 正向 1.2<sup>mm</sup>时,沿中部型钢出现细微的垂直裂缝(见 图 6<sup>a</sup>),负向 1.2<sup>mm</sup>时沿中部另一型钢和边型钢出现 竖向裂缝,裂缝宽度为 0.05<sup>mm</sup>,正向 166 kN时,出现 第一条斜裂缝 1, 斜裂缝与水平轴之间角度约 32°, 负向 166 kN出现斜裂缝 2, 两条斜裂缝交叉, 试件两侧钢骨屈服, 应变达到 22004 ε。负向 2, 4mm时, 斜裂缝宽 0, 2mm, 顶点位移从 2, 4mm增加到 6, 0mm, 未出现新的斜裂缝, 裂缝宽度增大。顶点位移负向 7, 2mm时竖向沿钢骨的裂缝增大, 同时出现斜裂缝 3, 顶点位移正向 9, 6mm时, 出现斜裂缝 4, 这两条裂缝为局部斜裂缝, 分布在中部型钢之间。最后由于顺钢骨竖向裂缝的开展, 墙体两侧型钢与墙体分离, 受压失稳, 承载力急剧降低, 破坏形态见图 7 ( <sup>a</sup>)。试件破坏为弯曲破坏, 具有较好的延性, 但也出现了明显的剪切斜裂缝。

试件 W2-W0R,表面无钢模网,端部配置 3根直径 22的 HRB35钢筋。正向 110 kW时,试件底部出现 细微的水平裂缝;正向 138 kW时,出现斜裂缝 1 (见图 6 b),宽度 0.2 mm,从试件底部中心点延伸向上,与水 平轴夹角约 45°;正向 150 kW时,沿中部型钢出现竖向 裂缝;负向 131 kN时,沿中部型钢出现竖向裂缝;正向 204 kN时,出现斜裂缝 2 位于试件中部两个钢骨之间,斜裂缝 1 宽度增加到 0 45<sup>nm</sup>;负向 173 kN时,出 现斜裂缝 3 分布在中部型钢与边型钢之间,与水平轴 之间角度约 60°。随着荷载增大,试件两侧边出现细 微的水平裂缝。正向 243 kN时,出现斜裂缝 4 此后, 斜裂缝逐渐增多,基本分布于型钢之间,未出现贯通 整个墙体的斜裂缝,墙体斜裂缝呈网状分布。同时沿 型钢出现竖向裂缝开展,中间两个钢骨表面的混凝土 逐渐剥落,将试件分割成 3个子墙体,导致承载力降低 而破坏。在受力过程中,两侧型钢受拉应变没达到屈 服应变。顺型钢裂缝把墙体分隔成剪跨比较大的子 墙体,具有较好的延性。可以看出,W2-W0R1由于配 置了端部钢筋,受弯裂缝出现较晚,最终破坏为混凝 土的剪切破坏,破坏形态见图 7(b)。 试件 W3-W1 R0 表面有钢模网, 端部无附加钢筋。 正向 65 k 时, 试件底部出现水平裂缝, 负向 75 k 时底 部也出现水平裂缝; 随荷载增加, 墙底角部的细微裂缝 逐渐增多; 正向 120 k 时, 沿中部型钢出现细微的竖向 裂缝; 正向 160 k 位移 3 0 mm第一循环时出现斜向裂 缝 1 见图 6 °, 与水平轴之间角度约 30°, 同级荷载负向 出现斜向裂缝 2 裂缝宽度 0 3 mm, 试件两侧型钢屈服; 同级荷载第二循环出现斜裂缝 3 正向 180 k 位移 4 5 mm, 出现斜裂缝 4 当顶点位移负向 11 mm, 荷载 187 k 出现斜裂缝 5 最终, 墙体两侧底部混凝土压碎, 一侧底部的型钢在最薄弱截面处断裂, 墙体破坏。主要 斜裂缝分布与 W1相同, 由于表面有钢模网, 墙体表面 的裂缝宽度和数量都大大减小, 得到了有效抑制。底部 水平裂缝开展较大, 破坏时根部型钢拉断, 混凝土压碎, 为弯曲破坏, 破坏形态见图 7( °)。



图 6 试件裂缝分布 F g 6 Cracksofwalls

试件 W4-W1 R1, 表面有钢模网, 端部有附加钢筋。 负向 144 №时, 试件根部出现水平裂缝。正向 200 № 时, 出现 4条斜裂缝, 其中 1条 (斜裂缝 1)从加载点到 剪压区 (见图 6 d), 与水平轴之间角度约 45<sup>°</sup>。负向 190 kN时, 沿中部型钢出现细微竖向裂缝; 负向 240 kN 时, 位移达到 3.0<sup>mm</sup>时出现斜裂缝 2.5水平轴之间 角度约 45°, 与斜裂缝 1交叉; 此后随着荷载增加, 斜裂缝 1和斜裂缝 2宽度不断发展, 裂缝宽度增加, 斜裂缝处钢模网断裂, 混凝土剥落。最终这两条斜裂缝宽度大于 3<sup>mm</sup>, 裂缝两端混凝土发生错动, 承载力降低而剪切破坏, 破坏形态见图 7(d。



## 图 7 试件破坏形态 Fg 7 Failure patterns of walls

由 4个试件的破坏过程和破坏形态可知,W1-W0R0和 W3-W1R0为弯曲破坏,破坏时端部型钢屈 服,底部混凝土压溃,墙体主要斜裂缝分布基本相同。 由于钢模网的存在,W1-W0R0和 W3-W1R0的破坏过 程有所区别,W1-W0R0的中间型钢抑制主斜裂缝发 展,顺竖向型钢裂缝开展明显,将墙体分割成小墙体, 端部型钢屈服后墙体中部斜裂缝开展比较充分,裂缝 宽度较大,最终端部型钢受压整体屈曲,不能承受竖 向压力而破坏,W3-W1R0表面钢模网限制了沿型钢 竖向裂缝的开展,端部型钢屈服后墙体斜裂缝宽度较 小,墙体受弯裂缝开展明显,破坏时由于钢网的拉结 作用,边缘型钢没有发生整体屈曲,受拉侧型钢拉断, 受压侧混凝土压溃。

配置端部钢筋的 W2-W0R 和 W4-W1R1达到极限 荷载时,端部型钢受拉没有屈服,墙体为剪切破坏,承载 力明显提高。W2-W0R1沿型钢竖向裂缝将墙体分割成 3个子墙体,使剪跨比为 1.0的整体墙体转变为 3个剪 跨比约 3.0的子墙体的分缝墙,中间型钢抑制主斜裂缝 的贯通发展,斜裂缝主要分布在子墙体上,因此 W2-W0R1的延性较好,这是此类结构所特有的。W4-W1R1 中钢模网使墙体整体性增强,没有形成子墙体,破坏时 墙体斜裂缝少而宽,为斜拉剪切破坏,延性较差,但承载 力略高。

由于 C型钢翼缘端部弯折 10<sup>mm</sup>, 同时腹板开孔、 卷边, C型钢与混凝土结合良好, 对所包裹的混凝土有 一定约束效应, 形成组合暗柱。 W1-W0R0破坏时, 端部 型钢受压失稳, 中部型钢由于混凝土的约束, 未出现失 稳现象, 暗柱承担了较大的竖向力; W2-W0R1属于剪切 破坏, 峰值荷载后, 混凝土被交叉斜裂缝分割, 破坏较严 重, 但是墙体能够保持竖向承载力, 并且水平承载力降 低很缓慢, 型钢暗柱发挥了承担竖向力、抵抗水平力的 作用; W4-W1R1 峰值荷载后主斜裂缝宽度达到 3<sup>mm</sup>, 将 墙体分成两部分, 但是裂缝两边混凝土没有出现明显错 动现象, 墙体仍能提供一定的抗剪承载力, 主要是与斜 裂缝相交的暗柱提供了抗剪承载力。

综上可见, CTSRC墙体试验中出现的破坏模式有 3种:整体弯曲破坏 (包括边缘钢压屈 W1和混凝土压 坏 W3)分体墙的剪切破坏 W2 整体剪切破坏 W4。 这些破坏形式由构件中的配钢形式所决定。

#### 2.2 滞回曲线

低周反复荷载作用下的滞回曲线能够综合的反 映墙体的承载力、刚度、变形能力和耗能能力等。4个 试件的水平力 预点位移滞回曲线见图 8 在试件开 裂前,顶点水平力 位移曲线基本为一条直线,滞回环 面积基本为零,试件处于弹性工作状态。随着荷载增 大,试件处于非弹性工作阶段,加载时滞回曲线斜率 逐渐减小,试件刚度退化,滞回环包围的面积逐渐增 大,形状也由梭形转化为捏拢形,水平荷载为 0时,试 件残余变形逐渐增大。试件达到极限荷载后,滞回环 捏拢现象更加明显。由图 8 可见,W1-W0R0,W3-W1R0滞回曲线捏拢较小,滞回环较饱满,在峰值荷载 后经历较大位移增量下,承载力降低程度不大,延性 较好;而 W2-W0R1,W4-W1R1的滞回曲线捏拢明显较 大,但承载力较高。

## 2.3 骨架曲线

将各构件滞回曲线中各循环的峰值点连接就得 到骨架线,骨架线的形状反映了构件整个历程的受力 和变形特征。图 9为 4个试件的骨架曲线。W1-W0R0和 W3-W1R0骨架曲线基本重合,表明受弯破 坏时,钢模网对构件受力特性影响不明显;W1-W0R0、 W2-W0R1和 W3-W1R0达到极限荷载后,骨架曲线的 下降段比较平缓,有较好的延性。W4-W1R1达到极 限荷载后,承载力下降较快,延性较差。

# 2.4 承载力和延性系数

采用几何作图法<sup>[19]</sup>由骨架曲线确定试件的名义 屈服点,得到名义屈服荷载  $P_y$ 和名义屈服位移  $\Delta_{y_s}$ 极限位移  $\Delta_u$ 为试件达到极限点时的顶点水平位移,



图 8 各试件顶点水平力 位移滞回曲线

Fig 8 Top lateral force displacement hysteretic pops of walls

定义承载力下降至最大承载力的 85% 时为极限点, 定 义位移延性系数  $\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_x$ 。各试件的开裂荷载  $P_{cx}$  名义屈服荷载  $P_x$ 名义屈服位移  $\Delta_x$ 峰值荷载  $P_u$ 峰 值位移  $\Delta_m$ 、极限位移  $\Delta_u$ 和位移延性系数  $\mu_\Delta$ 见表 3。

表 3 主要试验结果 Table 3 Test results

试件编号		开裂 P <sub>cr</sub> (kN)	屈服		峰值			Δ /H	<u>л</u> (Ц	
			$P_y(kN)$	$\Delta_y(mm)$	$P_u(k\!\!N)$	$\Delta_{\rm m}({\rm mm})$	1χρις Δ <sub>u</sub> (mm)	Δ <sub>y</sub> /11	Δ <sub>u</sub> /Π	$\mu_{\Delta}$
W1-W0R0	推	80	134	1. 19	191	9 18	15 60	1/1008	1/76	13 1
	拉	64	129	1. 10	185	9 80	14 43	1/1090	1/83	13 1
W2-W0R1	推	110	197	2.00	289	8 85	14 83	1 /600	1/81	7.4
	拉	105	174	1. 47	267	15 11	20 35	1/816	1/59	13 8
W3-W1R0	推	65	108	1. 29	192	8 72	17.18	1 /983	1/70	13 4
	拉	75	135	1. 15	190	8 99	13 99	1/1048	1/86	12 2
W4-W1R1	推	200	206	1. 25	308	3 86	6 17	1 /960	1 /194	49
	拉	144	178	1. 52	303	6 32	11 05	1 /789	1/108	7.3

由表 3可知, 端部配置附加钢筋后, 开裂荷载、屈 服荷载和峰值荷载都有大幅度提高, 钢模网能推迟斜 裂缝的出现, 但降低了墙体的位移延性系数; 当墙体 受弯破坏时, 钢模网对承载力没有影响; 当墙体受剪 破坏时, 钢模网能够提高墙体的抗剪承载力, 但比较 有限, 平均为 27.5 kN 低于相同质量的钢筋网片可提 供的抗剪承载力。 21994-2018 China Academic Journal Electronic Publishing

由于没有配置横向钢筋或者水平钢拉条,试件的 屈服位移较小, $\Delta_y$ /H在 1/1000左右,钢模网作用不明 显。试件的极限位移  $\Delta_u$ /H基本小于 1/100 位移延性 比  $\mu_{\Delta}$ 较大; W2-W0R1 和 W4-W1R1 是剪跨比为 1的 低墙,尽管为剪切破坏,但是延性比较好。 W2-W0R1 在剪切破坏时  $\mu_{\Delta}$ 达到 7.4 表明试件不配置钢模网 时,型钢限制整体斜裂缝,开展,将墙体分割成剪跨比

° 42°

较大的子墙体,可以提高墙体的延性; W4-W1 R1 为剪 切斜拉破坏,由于型钢暗柱承担了竖向荷载和水平荷 载,主斜裂缝充分发展时,墙体仍能够保持一定的承 载力, 心达到 4.9。



图9 试件的骨架曲线

Fig. 9 Skeleton curves of walls



#### 2.5 抗侧刚度

通过水平力 位移关系曲线的割线斜率,得到试件 的抗侧刚度,如图 10所示。由图可见,刚度随着水平 位移增大而降低。墙体开裂后,刚度迅速退化。W1- $W_0$  R0和  $W_3$ - $W_1$  R0 刚度变化曲线基本重合;  $W_2$ - $W_0$ R1和 W4-W1R1刚度退化较缓慢,表明端部附加 钢筋有效提高墙体抗侧刚度;在极限承载力到达以 前,相同位移下  $W_4$ - $W_1$  R1的刚度大干  $W_2$ - $W_0$  R1的刚 度,最大高出 32%,说明在剪切破坏模式下,钢模网能 提高墙体的抗侧刚度。

26 耗能性能

本文采用等效阻尼比来衡量结构的阻尼性质。 阻尼比定义如下

$$\zeta = \frac{S_{l}}{(4\pi S_{s})} \tag{1}$$

式中: Si为滞回曲线包络面积: Si为结构按线弹性假 定时相应荷载所做的功。

根据试验滞回曲线,可以计算出各试件的等效黏 滞阻尼比,见图,11,可以看出,发生弯曲破坏的,W1

W0R0和 W3-W1R0的阻尼比比剪切破坏的 W2-W0R1 和 W4-W1 R1 略高, 说明破坏模式对试件的等效黏滞 阻尼比有一定的影响,弯曲破坏比剪切破坏大。 W1-W0R0与W3-W1R0,W2-W0R1与W4-W1R1相差不明 显,说明表面钢模网对墙体的滞回耗能性能的影响 较小。



Fg 11 Equivalent viscous damping coefficients of walls

# 3 承载力设计计算公式

CTSRC墙体在水平荷载作用下,承载力计算包括 抗弯承载力和抗剪承载力计算。墙体的正截面抗弯 承载力计算采用《钢 骨混 凝 十结构 设计 规程》(YB 9082-2006)<sup>[20]</sup> 规定,可写出计算公式为.

$$N = \alpha_{1} \, \$ \xi \, bh_{\theta} + f_{y} A'_{s} - \sigma_{s} A + N_{sv} \qquad (2)$$

$$N^{e} = \, \$ \xi (1 - 0 \, 5\xi) \, bh_{\theta}^{2} + f_{y} A'_{s} (h_{\theta} - a'_{s}) + M_{sv} \qquad (3)$$

式中: <sup>{</sup>/A, <sup>/</sup>为端部配置的钢筋和型钢面积总有效强 度, Na和 Mac分别为中部型钢提供的轴力和弯矩, 计 算方法与钢筋混凝土墙体中均匀配置的钢筋类似。

墙体的抗剪承载力为混凝土、水平分布钢筋、轴 力和端部钢骨的贡献之和、依据《钢骨混凝土结构设 计规程》(YB9082-2006)<sup>[20]</sup>确定,计算公式为:

$$\ll \frac{1}{\lambda - 0.5} \left( 0.5 \text{ f } b_{x} h_{0} + 0.13 \text{ N} \frac{\text{A}}{\text{A}} \right) + \frac{1}{b_{h} \frac{\text{A}_{h}}{\text{s}} h_{0} + 0.15 \text{ f }_{sy} \sum \text{A}_{s} }{\lambda = 1.5 - 2.2}$$

$$(4)$$

试验证明,钢模网提供的抗剪承载力较小,因此 不考虑其抗剪作用。W2-W0R1和 W4-W1 R1的端部 附加钢筋在 (型钢包裹的暗柱里,由于 (型钢的约束 作用,附加钢筋能够与型钢共同抗剪,与型钢作用类 似,抗剪效果比较明显(如表 4所示),应将钢筋面积 折算成型钢面积计算抗剪承载力。

各试件承载力计算结果见表 4 W1-W0R0和 W3-W1 R0的正截面承载力计算值小于斜截面承载力计算 值,试验时发生弯曲破坏; W2-W0R1和 W4-W1R1斜

截面承载力计算值远小于正截面承载力计算值,试验时发生了剪切破坏;如将端部 C型钢约束范围内所配钢筋的销栓作用不可忽视,可视为型钢计算其抗剪承载力贡献,计算结果与试验结果吻合较好,且偏于安全。相关的整体结构试验研究也证明了这点<sup>[21]</sup>。

表 4 试件承载力计算值与试验值

Table4 Calculated results and experiment results of specimen resistant capacity

试件	$V_t(kN)$	H(kN)	$V_q$ (kN)	$V_{2}(k\!N)$	破球型	$V_t\!\!\!/V_q$	$V_t/V_2 V_t/H$
W1-W0R	0 191	145	165	165	弯曲破坏		1 32
W2-W0R	1 289	574	254	182	剪切破坏	1 14	1 58
W3-W1 R	0 192	158	182	182	弯曲破坏		1 22
W4-W1 R	1 308	566	242	170	剪切破坏	1 27	1 81

注:  $V_t$ 为试件的峰值荷载试验值:  $V_q$ 为按照公式 (4)计算值,将端 部钢筋计入型钢面积:  $V_q$ 为不考虑端部钢筋抗剪作用的计算值, H为按 照公式 (2)、(3)计算得到的试件正截面承载力所对应顶点水平力。带 下划线结果为本文建议的设计公式的计算结果。

# 4 结 论

本文进行了 4个钢网构架混凝土复合结构墙体的 试验,并进行了分析,主要获得了以下结论。

(1)复合墙体中型钢和混凝土能够共同工作受力,并且具有较好的延性,证明了这种新型结构构件的实用性和可靠性。

(2)端部不配置附加钢筋的钢网构架混凝土复合 结构低墙,在水平力作用下破坏模式为弯曲破坏;端 部配置附加钢筋后,可以提高墙体开裂荷载、屈服荷 载、峰值荷载和刚度。

(3)墙体受弯破坏时,钢模网对承载力和刚度没 有影响;墙体受剪破坏时,钢模网能够提高墙体的承 载力和刚度,但影响较小。钢模网可以增强墙体整体 性,改变墙体的破坏模式。钢模网还可以改善墙体的 适用性,减少裂缝数量和宽度。

(5) 格构钢与混凝土结合良好,可形成组合暗柱, 承受竖向荷载,提供抗剪销拴力,提高墙体的延性。

(6)钢网构架混凝土复合结构抗弯承载力可以依 据《钢骨混凝土结构设计规程》(YB9082-2006)的规 定计算,将分布竖钢等效为竖向钢筋;抗剪承载力为 混凝土、水平分布钢筋、轴力和钢骨的贡献之和,依据 《钢骨混凝土结构设计规程》(YB9082-2006)确定; 计算抗剪承载力时不应考虑钢模网的抗剪作用,端部 C型钢约束范围内钢筋可按照型钢计算对抗剪承载力 的贡献。 工业建筑. 2000 30 (4): 18-23 (Liu Chengzong Zhou Zh yong Discussion on buildings of lightweight steel structure and the development in China [ J. Industrial Construction 2000 30(4): 18-23 (in Chinese))

- [2] 王志浩,方鄂华,钱稼茹. 钢骨混凝土剪力墙的抗弯性 能[J.建筑结构, 1998 28 (2): 13-16(Wang Zhhao, Fang Ehua Qian Jianu Flexural behavior of steel reinforced concrete shear walls [J]. Building Structure 1998 28 (2): 13-16(in Chinese))
- [3] 乔彦明, 钱稼茹, 方鄂华. 钢骨混凝土剪力墙抗剪性能的试验研究[].建筑结构, 1995 25(8): 3-7
- [4] 黄雄军,赵世春.带劲性钢筋混凝土边框低剪力墙的 试验研究[J.西南交通大学学报:自然科学版, 1999 34 (5): 535-539(Huang Xiongjun, Zhao Shichun, Test study on steel reinforced concrete low shear walk [J]. Journal of Southwest Jaotong University Natural Science 1999 34 (5): 535-539 (in Chinese))
- [5] 罗英,赵世春.带 SRC边框低剪力墙的抗震性能试验研究[J.西安公路交通大学学报, 1999, 19(2); 68-71 (Luo Ying Zhao Shichun The experimental investigation of antiseismic behavior on the SRC framed squat shear wall
  [J. Journal of Xi'An H Shway University 1999, 19 (2); 68-71 (in Chinese))
- [6] 黄双华,黄雄军. 劲性混凝土带边框低剪力墙极限承载 力的计算[J.西南交通大学学报, 2001 36 (4): 360-364(Huang Shuanghua Huang Xiongjun Computation of the ultimate bearing capacity of steel reinforced concrete low rise shear walls with frame [J]. Journal of Southwest Jiaotong University 2001 36 (4): 360-364 (in Chinese))
- [7] 刘航, 蓝宗建, 庞同和, 等. 劲性钢筋混凝土低剪力墙抗 震性能试验研究 [ J. 工业建筑, 1997, 27 (5): 32-36 47 (Liu Hang Lan Zongjan Pang Tonghe, et al Test and analysis on seismic behavior of low rise steel encased reinforced concrete shear walls [ J]. Industrial Construction 1997, 27 (5): 32-36 47 (in Chinese))
- [8] 王曙光. 蓝宗建. 劲性钢筋混凝土开洞低剪力墙拟静力 试验研究[J]. 建筑结构学报, 2005 26 (1). 85-90 (Wang Shuguang Lan Zongjian Experimental research on seismic capability of steel reinforced concrete bw shear wall with opening [J. Journal of Building Structures 2005 26 (1). 85-90 (in Chinese))
- [9] 曹万林,范燕飞,张建伟,等.不同轴压比下内藏钢桁架 混凝土组合剪力墙抗震研究[J].地震工程与工程振动, 2007 27 (4). 42-46 (CaoWanlin FanYan fei Zhang Janwei et al Experimental study on seismic behavior of h gh-rise RC shear wall with concealed steel truss in different axial load ratios J. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2007, 27 (4), 42-46 (in

#### 参考文献

- [10] 范燕飞.曹万林.张建伟,等.高轴压比下内藏钢桁架混凝土组合高剪力墙抗震试验研究[J.世界地震工程.
  2007 23 (3): 18-22 (Fan Yan fei Cao Wanlin Zhang Jianwei et al Experimental study on seismic behavior of high RC shear wall with concealed steel truss under axial bad ratio[J. World Earthquake Engineering 2007, 23 (3): 18-22 (in Chinese))
- [11] 郑同亮,曹万林,张静娜,等.内藏钢桁架混凝土组合高 剪力墙抗震性能试验研究[J.世界地震工程,2006 22 (2),77-83(Zheng Tongliang, CaoWanlin, Zhang Jingna et al Experimental studies on seismic behavior of h gh-rise shear walls with concealed steel truss [J]. World Earthquake Engineering 2006 22 (2),77-83 (in Chinese))
- [12] 王志惠,曹万林,张建伟,等.高轴压比下钢桁架 混凝 土组合剪力墙抗震研究[J.世界地震工程,2007 23 (2):102-106(Wang Zhihui CaoWanlin Zhang Jianwei et al Study on seism ic behavior of a steel truss concrete shear wall with high axial compressive ratio [J]. World Earthquake Engineering 2007, 23 (2): 102-106 (in Chinese))
- [13] 陶军平,曹万林,张静娜,等.内藏钢桁架混凝土组合低 剪力墙抗震性能试验研究[J.世界地震工程,2006 22 (2):131-137(Tao Junping CaoWanlin Zhang Jingna et al Experimental studies on seismic behavior of bw\_rise shear walls with concealed steel truss [J]. World Earthquake Engineering 2006 22 (2): 131-137 (in Chinese))
- [14] 张静娜,曹万林,郑同亮,等.内藏钢桁架混凝土组合中 高剪力墙抗震性能试验研究[J].地震工程与工程振动,2006/26(4):108-113(Zhang Jingna, CaoWan]n, Zheng Tongliang et al Experimental study on seismic behavior of mid-rise shear wall with concealed steel truss
  [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vbration

2006 26 (4) 108-113 (in Chinese))

- [15] 董宇光 吕西林,丁子文,型钢混凝土剪力墙抗剪承载 力计算公式研究[J].工程力学,2007 24(Sl):114-118(Dong Yuguang Lii Xilin Ding Ziwen Calculation method for shear resistant capacity of steel reinforced concrete walls [J]. Engineering Mechanics 2007, 24 (Sl):114-118(in Chinese))
- [16] 董宇光.吕西林.型钢混凝土剪力墙轴压比计算及其限 值研究[J.地震工程与工程振动, 2007, 27 (1): 80-85 (Dong Yuguang Lii Xilin Study on axial compression ratio calculation and limit value for steel reinforced concrete walls [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration 2007, 27 (1): 80-85 (in Chinese))
- [17] 吕西林、董宇光、丁子文、截面中部配置型钢的混凝土 剪力墙抗震性能研究[J].地震工程与工程振动、2006 26(6).101-107(Lii Xilin Dong Yuguang Ding Ziwen Study on seismic behavior of steel reinforced concrete wall
  [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration 2006 26(6).101-107(in Chinese))
- [18] JGJ101—96建筑抗震试验方法规程[9] (JGJ101—96 Specification of testing methods for earthquake resistant building 9 (in Chinese))
- [19] 过镇海. 钢筋混凝土原理[<sup>M</sup>]. 第 1版. 北京:清华大学 出版社, 1999
- [20] YB 9082-2006 钢骨混凝土结构设计规程[S] (YB 9082-2006 Technical specification of steel reinforced concrete structures[S] (in Chinese))
- [21] 冯鹏,初明进,候建群,等.钢网构架混凝土复合结构多层住宅足尺模型抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2009 30(3),1-10(Feng Peng Chu Mingjin Hou Jianqun, et al Experimental study on aseismic performance of a full scale multi-story residential building of CTSRC structure J. Journal of Building Structures, 2009 30(3), 1-10(in Chinese))

初明进(1973-),男,博士研究生,副教授。主要从事新材料结构与新型结构研究。 冯 鹏(1977-),男,博士,副教授。主要从事新材料结构与新型结构研究。 侯建群(1955-),男,硕士,研究员。主要从事结构工程研究。 叶列平(1960-),男,博士,教授。主要从事结构工程与抗震研究。 刘彦生(1965-),男,硕士,研究员。主要从事结构工程与抗震研究。