

冷弯薄壁型钢-细石混凝土组合梁抗弯性能研究

邹昱瑄^{1,2},周绪红^{1,2},管宇¹,姚欣梅¹,石宇^{2†}

(1. 长安大学 建筑工程学院,陕西 西安 710061;

2. 重庆大学 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室,重庆 400045)

摘要:为研究冷弯薄壁型钢-细石混凝土组合梁的抗弯性能,对 3 个不同抗剪构造的组合梁进行了单调静载试验,考察了组合梁的破坏形式、承载能力等.组合梁的破坏特征为托梁腹板剪切破坏并出现扭转,托梁上翼缘屈服、部分抗剪螺钉拔起、混凝土出现贯通裂缝继而组合梁发生整体破坏.试验结果表明:设置抗剪件对组合梁极限承载力无显著影响但可提高组合梁抗弯刚度.建立 ANSYS 有限元模型进行数值模拟,并对验证后的有限元模型进行变参数分析,研究结果表明:减小螺钉间距、提高钢材强度、增加托梁腹板高度、增加混凝土厚度均会提高组合梁承载力.最后,基于考虑托梁腹板高度、螺钉间距等影响因素修正系数 η ,提出了组合梁抗弯极限承载力公式,并与试验结果、有限元结果对比,验证了公式的正确性.

关键词:冷弯薄壁型钢;细石混凝土;组合梁;抗弯承载力;试验研究

中图分类号:TU391;TU317.1

文献标志码:A

Study on Flexural Performance of Cold-formed Thin-walled Steel-Fine Aggregate Concrete Composite Beams

ZOU Yuxuan¹, ZHOU Xuhong^{1,2}, GUAN Yu¹, YAO Xinmei¹, SHI Yu^{2†}

(1. College of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, China;

2. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area of the Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400045, China)

Abstract: In order to study the flexural performance of cold-formed thin-walled steel-fine aggregate concrete composite beams, static tests were carried out on three composite beams with different shear structures. The failure mode and bearing capacity of composite beams were investigated. The failure characteristics of composite beams include shear failure and torsion of joist web, plastic yield of upper flange of the joists, pull-out of part of the shear screws and cracks in concrete, which lead to overall failure of composite beams. The test results show that setting shear connectors has insignificant effect on the ultimate bearing capacity, but can increase the bending stiffness. An ANSYS finite element model is established for numerical simulation as well as parametric analysis based on the calibrated model. The results show that reducing the screw spacing, increasing the strength of steel, increasing the web height of joists or the thickness of concrete can improve the bearing capacity. Bending bearing capacity formulas with a modified coefficient which considers the influence factors of the web height of joists and screw spacing are proposed.

* 收稿日期:2019-06-11

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51890902,51908047), National Natural Science Foundation of China(51890902, 51908047)

作者简介:邹昱瑄(1993—),男,甘肃天水人,长安大学博士研究生

† 通讯联系人, E-mail: shiyu7811@163.com

The accuracy of the proposed formulas is verified by comparing the theoretical calculation results with the experimental results and finite element analysis results.

Key words: cold-formed thin-walled steel; fine aggregate concrete; composite beam; bending bearing capacity; experimental study

冷弯薄壁型钢结构住宅具有绿色、自重轻、抗震性能好、施工速度快、利于住宅产业化等优点,在我国有着广泛的应用前景.冷弯薄壁型钢组合梁是冷弯薄壁楼盖体系中主要的受力构件,将楼面荷载传给墙体,墙体再传递给基础,同时也将各竖向受力构件连接成一个整体,成为竖向承重结构的水平支撑,从而增加整体结构的稳定性.冷弯薄壁型钢-细石混凝土组合梁是由自攻螺钉连接压型钢板及冷弯薄壁型钢梁,并将细石混凝土浇筑在压型钢板上所形成的组合结构.该结构形式省去了底板支模,可明显提高施工效率,具有自重轻、构造简单、良好的流动性等特点.

目前,国内外学者分别对冷弯薄壁型钢-混凝土组合梁的振动性能^[1-2]、螺钉连接受力性能^[3]进行了研究.聂建国等^[4]采用试验方法研究将栓钉作为抗剪件的冷弯薄壁箱形组合梁,结果表明:组合梁表现出良好的整体工作性能和延性,其正截面极限抗弯强度可按等效矩形应力图方法计算. Wehbe 等^[5]对轻钢-混凝土组合梁的受弯性能和失效模式进行了试验研究,结果表明:螺钉间距是组合梁承载力的主要影响因素. Lakkavalli 等^[6-7]设置3种不同的抗剪构造对冷弯薄壁型钢-混凝土组合梁进行了抗弯性能试验研究,结果表明:设置抗剪件使得承载力平均增大8%,而增加C形钢截面厚度平均极限承载力可提高19%. Hsu 等^[8-9]利用试验及有限元方法研究了冷弯薄壁型钢-混凝土组合梁的受力性能.赵根田等^[10]对采用弯起钢筋抗剪件的冷弯薄壁C形钢-轻骨料混凝土组合梁试件进行试验,结果表明:单肢C形截面组合梁的极限承载力小于双肢组合梁极限承载力的一

半.赵佩君^[11]研究了钢桁架-OSB板组合梁,结果表明:相比桁架梁,组合梁承载能力提高20%,OSB板对桁架上弦的约束作用能有效地限制上弦的塑性变形和侧向弯曲.

综上所述,国内外学者试验研究得到了不同抗剪连接构造对冷弯薄壁型钢组合梁抗弯承载力的影响.但是对于采用Z形抗剪件及钢丝网作为抗剪构造的冷弯薄壁型钢组合梁的相关研究并不多见,且相关理论尚需完善.因此,为深入了解冷弯薄壁型钢-细石混凝土组合梁的受力性能及破坏模式,并对后续研究设计方法提供依据,本文对3个不同抗剪构造的组合梁进行抗弯承载力试验研究,分析组合梁的破坏特征及弯矩-跨中位移曲线,并采用ANSYS有限元软件进行模拟并分析螺钉间距、托梁腹板高度、钢材强度、混凝土厚度等因素的影响,最后提出冷弯薄壁型钢-细石混凝土组合梁的抗弯承载力计算公式.

1 试验概况

1.1 试件设计

设计3个冷弯薄壁型钢-细石混凝土组合梁试件,试件编号及构造见表1,组合梁整体构造见图1.试件BM-B1中U型边梁嵌套在C型托梁端部,相交位置采用ST4.8自钻自攻螺钉连接且托梁跨中下翼缘设置50mm×1.0mm的扁钢带.在托梁的末端设置加劲件,高度为250mm,尺寸为C100×35mm×12mm×1.5mm.在托梁上方垂直布置压型钢板,压型钢板板肋与托梁翼缘之间采用ST5.5螺钉连

表1 试件编号及构造

Tab.1 Numbering and configurations of specimens

试件编号	组合梁尺寸(跨度×宽度)/(mm×mm)	托梁型号及间距/mm	边梁型号及间距/mm	混凝土厚度/mm	压型钢板板厚/mm	组合板构造
BM-B1						压型钢板+界面剂+细石混凝土
BM-B2	3 600 × 800	C254×40×13×1.5 间距:400	U254×40×1.5 间距:3 600	40	0.75	压型钢板+界面剂+钢丝网+细石混凝土
BM-B3						压型钢板+界面剂+Z形抗剪件+细石混凝土

接, 螺钉周边间距为 288 mm, 中间间距为 252 mm. 压型钢板表面涂刷一层界面连接剂并将细石混凝土浇筑在压型钢板表面. 试件 BM-B2 及 BM-B3 的抗剪构造分别采用在压型钢板与细石混凝土层间加入钢丝网及 Z 形抗剪件, 其中钢丝网直径为 1.9 mm, 网格尺寸为 60 mm × 60 mm, Z 形抗剪件尺寸为 Z20 mm × 15 mm × 1.5 mm, 其余构造均与试件 BM-B1 相同.

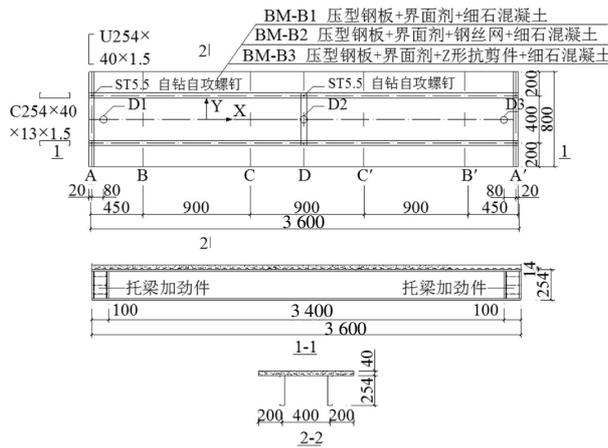


图 1 试件构造详图(mm)

Fig.1 Construction details(all dimensions in mm)

1.2 材料性能

钢材的材性试验依据《金属材料拉伸试验第 1 部分: 室温试验方法》(GB/T 228.1—2010)^[12]规定的试验方法进行, 分别从托梁腹板、压型钢板、钢丝网上各截取 3 个试样进行试验, 试验结果见表 2. 混凝土材性试验根据《普通混凝土力学性能试验方法标准》(GB/T 50081—2002)^[13]的规定, 制作标准立方体试块, 试块与组合梁同条件养护 28 d 后进行轴心抗压强度试验, 立方体抗压强度标准值为 16.50 MPa, 弹性模量为 2.34×10^4 MPa.

表 2 钢材力学性能

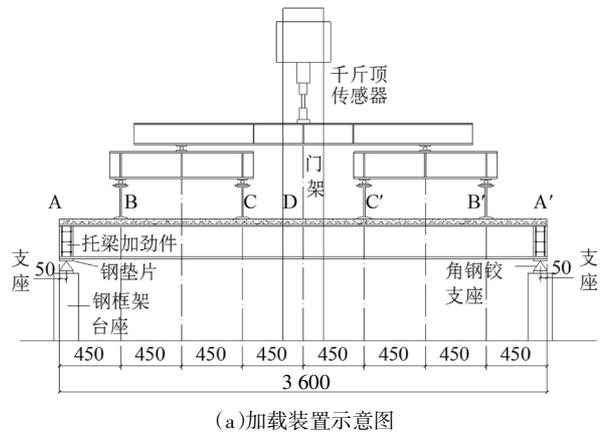
Tab.2 Material properties of steel

取样位置	屈服强度 f_y /MPa	抗拉强度 f_u /MPa	弹性模量 $E/(10^5 \text{ MPa})$	伸长率/%
C 型梁	318.4	369.6	2.09	30.4
压型钢板	356.3	438.6	2.00	14.5
钢丝网	376.5	470.6	2.06	22.3

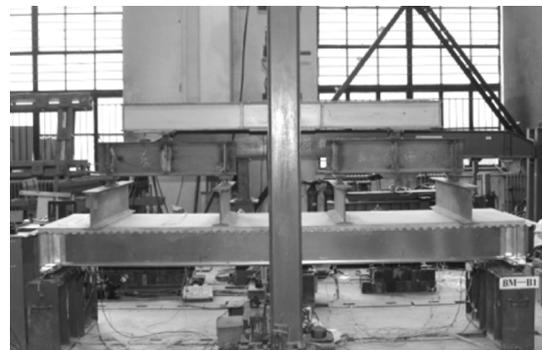
1.3 加载装置与测点布置

试验采用等效集中荷载来模拟楼面均布荷载, 通过三级分配梁进行加载. 钢框架台座上焊接 L50 mm × 5 mm 角钢作为试件的铰支座, 试验时将试件边梁端部放置在铰支座上, 加载装置如图 2 所示. 试

件按图 1 布置位移计, 在压型钢板下侧沿 X 轴方向布置 D1、D2 和 D3, 分别用来测量压型钢板左端支座、跨中、右端支座的竖向位移.



(a) 加载装置示意图



(b) 试验加载装置

图 2 加载装置(mm)

Fig.2 Test set up(mm)

1.4 试验加载制度

正式加载前, 先分三级进行预加载, 级差取预估极限荷载的 5%, 持荷 3 min, 并进行对中. 加载过程中每级级差取 3 kN; 当试件出现屈曲或荷载达到预估极限荷载的 80% 后级差减小为 1 kN, 持荷时间不变.

1.5 试件破坏特征

由于 3 个试件的破坏特征相近, 现以试件 BM-B3 来说明组合梁的破坏特征.

在荷载作用初期, 16 kN 时靠近 B-B、B'-B' 处托梁腹板出现剪切变形; 加载至 24 kN 时, 托梁轻微扭转, 跨中扁钢带向上凸起(图 3(a)), 边梁腹板轻微鼓曲. 28 kN 时, 剪切变形区域扩大(图 3(b)); 加至 36 kN 时, 组合梁端部压型钢板与混凝土间出现缝隙, 连接压型钢板和托梁的自攻螺钉出现不同程度的倾斜现象. 随着荷载的增加, 44 kN 时混凝土板出现裂纹, 托梁扭转加剧, 两托梁间距缩小, 边梁鼓屈明显(图 3(c)). 加至极限荷载 73 kN 时, 托梁跨中间距缩

小至 365 mm, 细石混凝土板最大掀起高度 4 mm(图 3(d)). 此时荷载不再增加, 托梁整体发生扭转(图 3(e)), 托梁翼缘畸变屈曲(图 3(f))及腹板压屈, 压型钢板与托梁之间的螺钉被部分拔出(图 3(g)), 混凝土板出现三条贯通裂缝(图 3(h)). 加载至荷载降低到极限荷载的 85%, 停止加载, 认为试件已不再具备承载能力.



图 3 试件 BM-B3 破坏特征

Fig.3 Failure characteristics of BM-B3

组合梁受力机制: 在荷载作用初期, 由于支座位置处托梁和压型钢板间的纵向剪力最大而远离支座处剪力最小. 因此随着荷载的增大, 托梁在加载点 B-B 和 B'-B' 附近位置, 逐步出现剪切变形并伴随扭转. 随着托梁腹板剪切变形和扭转失稳的不断发展, 跨中变形不断增大, 细石混凝土板在两端支座位置处掀起. 此时在 A-B(A'-B') 区域细石混凝土板逐渐

退出工作, 组合效应失效, 内力进行重分配, 同时托梁屈曲范围也逐渐发展至跨中, 细石混凝土板出现脆性断裂. 最终试件发生托梁扭转失稳、加载点 B-B 和 B'-B' 附近区域托梁畸变屈曲, 螺钉拔出进而组合梁丧失承载力.

1.6 试验结果及分析

各试件的极限荷载 P_{max} 及相应的跨中竖向位移 Δ_{max} 、极限弯矩 M_{max} , 见表 3. 图 4 为组合梁的弯矩-跨中位移曲线. 结合试验现象及图表分析可知, 三个试件的极限抗弯承载力均为 73 kN 左右, 无明显差异, 说明抗剪件对组合梁的极限承载力无显著影响, 其承载力受托梁失稳破坏的影响较大; 与 BM-B1 对比, BM-B2、BM-B3 的跨中竖向位移 Δ_{max} 分别降低了 13.49%、20.96%, 弯矩-跨中位移曲线斜率分别增加 13.84%、27.42%, 可见钢丝网、Z 形抗剪件可提高组合梁的抗弯刚度.

表 3 试验结果

Tab.3 Test results

试件编号	P_{max}/kN	Δ_{max}/mm	$M_{max}/(kN \cdot m)$
BM-B1	73.26	20.53	31.14
BM-B2	72.16	17.76	30.67
BM-B3	73.86	16.24	31.40

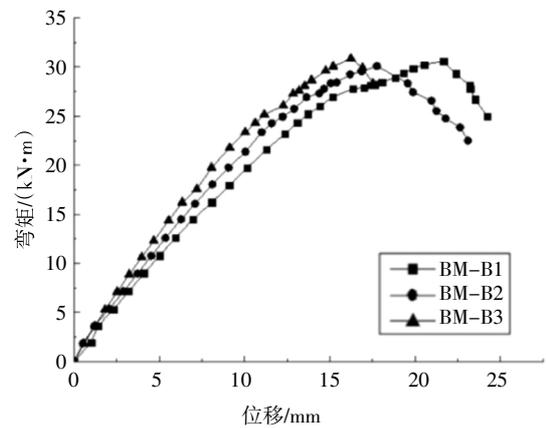


图 4 弯矩-跨中位移曲线

Fig.4 Moment-mid-span deflection curves

结合 1.5 节中破坏模式可知, 在实际工程设计中应防止以下 3 种破坏模式以增加组合梁抗弯承载力: 1) 托梁剪切破坏; 2) 托梁扭转失稳; 3) 托梁与压型钢板间连接破坏. 针对托梁剪切破坏, 可通过增加托梁腹板高度及钢材强度提高托梁抗剪承载力. 为防止托梁发生弯扭失稳, 实际工程中建议在托梁跨中

或间隔设置 X 形支撑,或在托梁下翼缘跨中位置处设置通长的扁钢带,并在扁钢带的两端和中部设置刚性支撑件以提高组合梁的整体性能.托梁与压型钢板间连接破坏可以通过增加自攻螺钉间距改善.

2 影响因素分析

2.1 有限元模型验证

采用 ANSYS 有限元软件并考虑几何、材料非线性,模拟组合梁在静力试验中的抗弯性能.采用 SOLID65 单元模拟混凝土, SHELL181 单元模拟压型钢板、托梁、边梁、加劲件、扁钢带.假定钢材为理想弹塑性,模型钢材采取双线性等向强化准则(BISO),考虑混凝土和压型钢板间滑移,将摩擦系数取为 0.30,按材性试验选取各力学参数.

压型钢板与边梁和托梁上翼缘连接的螺钉均采用两节点三维线性 BEAM188 单元,该单元考虑剪切变形的影响,可用于大转动、线性或者非线性大应变问题,自攻螺钉力学性能按照文献[3]中取值;采用耦合模拟连接托梁、边梁、加劲件的螺钉.接触部分采用 CONTA173 单元,边界条件为沿边梁简支约束.由于组合梁试件是轴对称结构,为了节约计算时间、简化计算,沿对称轴施加对称约束即约束对称面外平动及对称面内转动,建立组合梁 1/4 几何模型.试验加载过程中分配梁与楼面板始终紧密接触,且分配梁刚度远大于试件刚度,所以可认为同一加载位置上竖向位移近似相等.故施加等效均布荷载在分配梁与组合梁的接触处,有限元模型见图 5.有限元模型计算得到的跨中最大弯矩及对应位移见表 4,其中 M_u 、 M_u^* 分别表示试验和有限元计算的最大弯矩,

Δ_u 、 Δ_u^* 为对应的梁跨中最大位移.图 6 给出了各试件试验与有限元分析得到的荷载-位移曲线的对比图,从图中可以看出两者形状、走势基本一致.由表 4 可知,有限元结果均略高于试验结果,最大误差为 12%,吻合度较好,产生差异的原因是由于加工、拼接等存在初偏心、初弯曲等初始缺陷,影响了试件抗弯性能.图 7 对比 BM-B1 试件的有限元分析和试验得到的破坏特征,可以看出从初始阶段托梁剪切变形到托梁扭转、扁钢带凸起,以及最终破坏时托梁屈曲+整体弯扭的破坏模式,有限元和试验两者吻合良好.综上可以认为此建模方法正确.

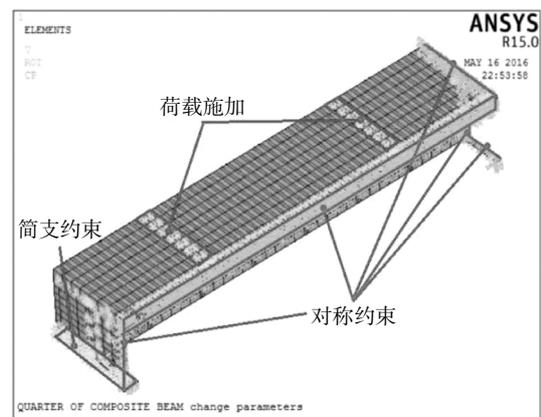


图 5 有限元模型

Fig.5 Finite element model

表 4 有限元结果和试验结果对比

Tab.4 Comparison of experimental results and finite element analysis results

试件编号	$M_u^*/(\text{kN}\cdot\text{m})$	M_u/M_u^*	Δ_u^*/mm	Δ_u/Δ_u^*
BM-B1	34.34	0.91	22.3	0.92
BM-B2	34.68	0.88	18.2	0.98
BM-B3	35.1	0.89	16.4	0.99

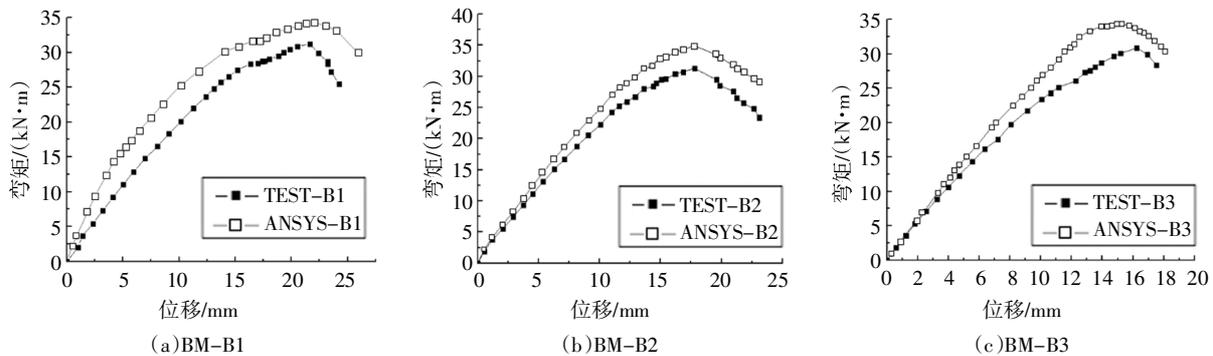


图 6 有限元与试验弯矩-位移曲线对比

Fig.6 Comparison of moment-displacement curves between finite element method and test



(a)托梁剪切变形

(b)弯扭失稳

(c)最终破坏

图7 破坏特征对比

Fig.7 Comparison of failure characteristics

2.2 螺钉间距的影响

为分析螺钉间距对组合梁受弯承载力的影响,取连接压型钢板和托梁的螺钉间距分别为压型钢板的单波距(63 mm)的1~8倍即63 mm、126 mm、189 mm、252 mm、315 mm、378 mm、441 mm、504 mm,其它参数均与BM-B1模型相同.模型的主要参数及结果见表5.组合梁的弯矩-跨中位移曲线见图8.

从表5、图8可知,当螺钉间距逐渐降低时,组合梁的极限抗弯承载力逐渐提高,分别比螺钉间距504 mm提高73.1%、58.98%、45.99%、30.52%、24.3%、20.9%、10.7%,表明组合梁受弯承载力受螺钉间距影响较大.当螺钉间距在63~315 mm范围内时,增加螺钉间距可有效提高组合梁受弯承载力,考虑工程实际建议合理的螺钉间距范围为100~300 mm.

表5 螺钉间距的影响

Tab.5 Effects of screw spacing

模型编号	螺钉个数/个	螺钉间距/mm	P_u^*/kN	$M_u^*/(kN\cdot m)$
S-63	28	63	95.91	40.76
S-126	15	126	88.09	37.44
S-189	10	189	80.89	34.38
S-252	8	252	74.16	31.52
S-315	6	315	68.89	29.28
S-378	5	378	66.99	28.47
S-441	4	441	61.34	26.07
S-504	3	504	57.76	23.55

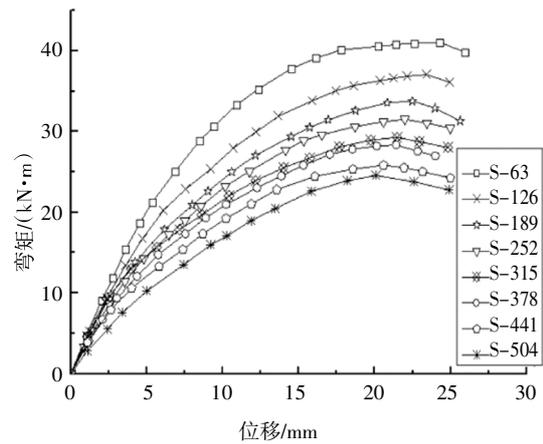


图8 螺钉间距的影响

Fig.8 Effects of screw spacing

2.3 腹板高度、钢材强度的影响

为分析钢材强度及腹板高度的影响,选用工程中常见的C205、C305及本文试验所用C254三种腹板高度,即腹板高度分别为205 mm、254 mm、305 mm.钢材的屈服强度为235 N/mm²和345 N/mm²,其余均与试件BM-B1的有限元模型相同.有限元模型计算结果见表6,组合梁的弯矩-跨中位移曲线见图9.

由表6可知,当钢材屈服强度为235 N/mm²时,腹板高度由205 mm增大为254 mm、305 mm时,极限抗弯承载力分别提高了17.60%、27.58%;而当钢

材屈服强度为 345 N/mm² 时, 极限抗弯承载力分别提高了 7.7%、27.5%。由图 9 可知, 随着腹板高度的增加, 组合梁抗弯承载力增大, 建议工程选取 254 mm、305 mm 腹板高度。

表 6 腹板高度及钢材强度的影响

Tab.6 Effects of web height and steel strength

试件编号	钢材强度	腹板高度/mm	P_u^*/kN	$M_u^*/(kN \cdot m)$
Q235-H205		205	63.06	26.80
Q235-H254	Q235	254	74.16	31.52
Q235-H305		305	80.45	34.19

Q345-H205		205	76.99	32.72
Q345-H254	Q345	254	86.45	35.24
Q345-H305		305	93.46	41.72

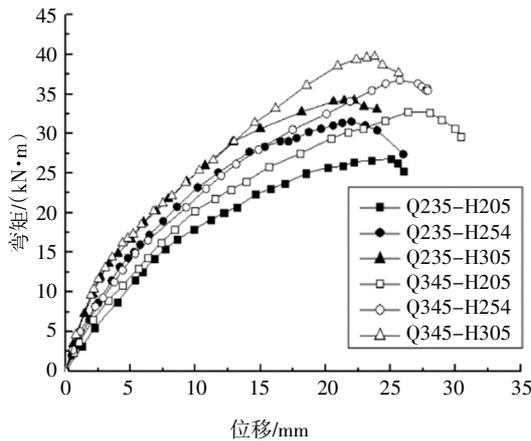


图 9 腹板高度及钢材强度的影响

Fig.9 Effects of web height and steel strength

当钢材屈服强度从 235 N/mm² 增加至 345 N/mm² 时, 组合梁腹板高度分别为 205 mm、254 mm、305 mm 时, 抗弯承载力分别提高了 22.1%、11.8%、22.0%, 说明提高钢材强度可以有效提高组合梁的承载力。

2.4 混凝土厚度的影响

取细石混凝土厚度分别为 0 mm、20 mm、30 mm、40 mm、50 mm、60 mm、70 mm、80 mm, 其它参数均与试件 BM-B1 有限元模型一致。试件的计算结果见表 7, 试件的弯矩-跨中位移曲线见图 10。

由图 10 可知, 混凝土厚度在 50 ~ 70 mm 范围内时, 随混凝土厚度增加组合梁承载力有较大提高; 混凝土厚度在其余范围时, 增加混凝土厚度对组合梁承载力提升有限。

由表 7 可知, 混凝土厚度由 0 mm 依次增至 80 mm 时, 组合梁的极限抗弯承载力分别增加了 1.7%、5.7%、12.8%、15.8%、24.1%、32.6%、35.9%。可见增加混凝土厚度可以增加组合梁的极限承载力。建议工程选取 50 ~ 70 mm 厚混凝土。

表 7 混凝土厚度的影响

Tab.7 Effects of concrete thickness

试件编号	混凝土板厚度/mm	P_u^*/kN	$M_u^*/(kN \cdot m)$
b0	0	65.76	27.95
b20	20	66.89	28.43
b30	30	69.48	29.53
b40	40	74.16	31.52
b50	50	76.16	32.37
b60	60	81.62	34.69
b70	70	87.22	37.07
b80	80	89.39	37.99

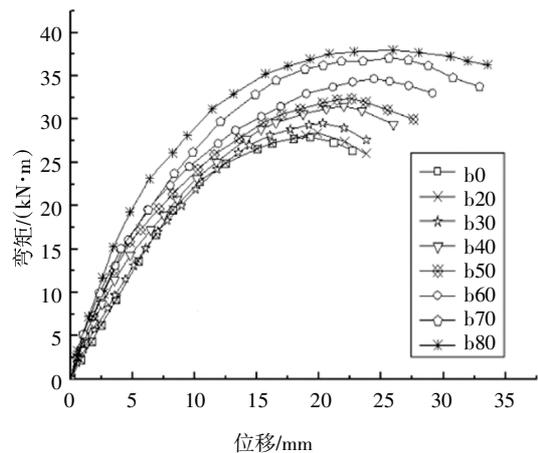


图 10 混凝土厚度的影响

Fig.10 Effects of concrete thickness

3 极限承载力的简化计算方法

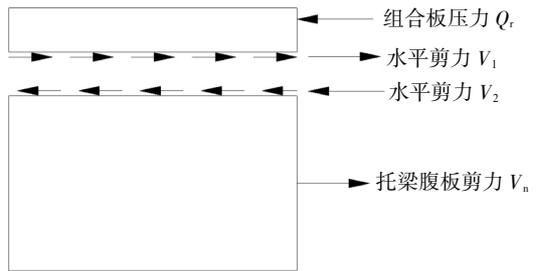
按现行《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)^[14] 中的规定计算组合梁承载力, 计算结果偏大。原因是混凝土受压区高度由抗剪连接件决定, 但由试验可知抗剪连接件对组合梁的承载力影响较小。故按照加拿大轻钢结构规范^[15], 计算抗弯极限承载力时应考虑腹板的剪应力。取组合梁截面(见图 11)为研究对象, 其抗弯极限承载力计算公式如下:

$$M_{cr} = Q_t e' + C_t e \quad (1)$$

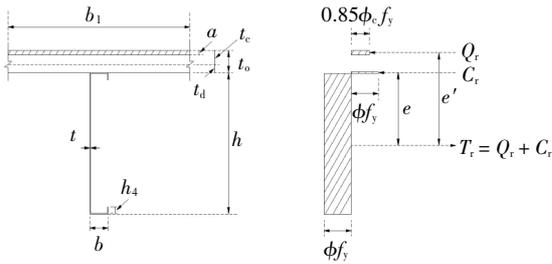
式中： Q_r 为组合翼板受压区合力，按公式(2)计算； C_r 为托梁受压区合力，按公式(4)计算； e' 为托梁受拉区合力至组合板受压区合力间的距离，按公式(10)或(12)计算； e 为托梁受拉区合力至托梁受压区合力间的距离，按公式(9)或(11)计算。

$$Q_r = 0.85\phi_c f_c b_1 a \quad (2)$$

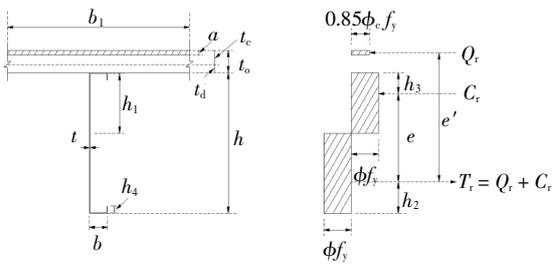
式中： ϕ_c 为混凝土折减系数，根据规范[15]取0.6； f_c 为混凝土抗压强度设计值； b_1 为组合翼板的有效宽度； a 为混凝土受压区厚度，按式(5)计算。



(a)组合梁受力图



(b)塑性中和轴在托梁上翼缘时



(c)塑性中和轴在托梁腹板时

图 11 组合梁截面应力图

Fig.11 Stress diagram of composite beam section

按照极限平衡的方法，可以得到：

$$T_r = Q_r + C_r \quad (3a)$$

$$\phi A_s f_y = C_r + T_r \quad (3b)$$

式中： T_r 为托梁受拉区截面应力的合力； A_s 为托梁截面面积； f_y 为钢材的屈服强度； ϕ 为钢材折减系数，根据规范[15]取为0.9。

根据公式(3a)和(3b)，可推导出：

$$C_r = \frac{\phi A_s f_y - Q_r}{2} \quad (4)$$

组合梁所受压力 Q_r 与托梁和压型钢板交界面上的剪力 V_1 是平衡力；托梁腹板剪力 V_n 与托梁和压型钢板交界面上的剪力 V_2 也是平衡力；由于剪力 V_1, V_2 是互为反力，故其大小相等。因此，组合梁所受压力 Q_r 与托梁腹板剪力 V_n 大小相等，即 $Q_r = V_n$ 。结合公式(2)，组合梁中混凝土受压区厚度 a 可以表述为：

$$a = \frac{V_n}{0.85\phi_c f_c b_1} \quad (5)$$

式中： V_n 为托梁腹板剪力，按公式(6)计算。

$$V_n = A_w f_v \quad (6)$$

式中： A_w 为托梁腹板截面面积； f_v 为托梁腹板剪应力，按公式(7a)~(7c)计算。即：

$$\begin{aligned} &\text{当 } \frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{f_y}} \text{ 时,} \\ &f_v = 0.60 f_y \end{aligned} \quad (7a)$$

$$\begin{aligned} &\text{当 } \sqrt{\frac{Ek_v}{f_y}} \leq \frac{h}{t} \leq 1.51 \sqrt{\frac{Ek_v}{f_y}} \text{ 时,} \\ &f_v = 0.60 \frac{\sqrt{Ek_v f_y}}{(h/t)} \end{aligned} \quad (7b)$$

$$\begin{aligned} &\text{当 } 1.51 \sqrt{\frac{Ek_v}{f_y}} \leq \frac{h}{t} \text{ 时,} \\ &f_v = 0.904 Ek_v l / (h/t)^2 \end{aligned} \quad (7c)$$

式中： E 为钢材弹性模量； k_v 为腹板剪切屈曲系数，按公式(8a)~(8b)计算； d 为托梁腹板高度； t 为托梁腹板厚度。

$$\begin{aligned} &\text{当跨高比 } l/h < 1 \text{ 时,} \\ &k_v = 4 + 5.34 / (l/h)^2 \end{aligned} \quad (8a)$$

$$\begin{aligned} &\text{当跨高比 } l/h \geq 1 \text{ 时,} \\ &k_v = 5.34 + 4 / (l/h)^2 \end{aligned} \quad (8b)$$

式中： l 为托梁中加劲件之间的距离。

如图 11(b)所示，当 $C_r \leq \phi b t f_y$ ，即塑性中和轴位于托梁上翼缘时：

$$e = \frac{(A_s h - b t^2)}{8(A_s - b t)} - \frac{t}{2} \quad (9)$$

$$e' = e + t/2 + t_0 - t_c/2 \quad (10)$$

式中： b 为托梁翼缘宽度； t_0 为组合板厚度； t_c 为混凝土厚度。

如图 11(c)所示，当 $C_r > \phi b t f_y$ ，即塑性中和轴位于托梁的腹板位置时：

$$e = h - h_2 - h_3 \quad (11)$$

$$e' = h + t_0 - h_2 - a/2 \quad (12)$$

式中： h_2 为托梁受拉区截面应力的合力至托梁下翼

缘边缘间的距离; h_3 为托梁受压区截面应力的合力至托梁上翼缘边缘间的距离。

由有限元参数分析可知,螺钉间距、托梁腹板高度等均对组合梁的抗弯极限承载力有一定的影响。结合本文 2.2~2.4 节中有限元计算结果 M_u^* 与理论计算结果 M_{cr} , 分析对比不同影响因素下 M_u^*/M_{cr} , 利用 Matlab 对所得 M_u^*/M_{cr} 进行线性回归得到考虑螺钉间距、托梁腹板高度等因素的修正系数 η 。修正公式(1)得到考虑修正系数 η 的抗弯极限承载力公式(13),理论结果与试验结果、有限元结果的对比见表 8、表 9,其中 M 为试验结果, M_u^* 为有限元计算结果, M_{ur} 为理论所得结果。

$$M_{ur} = \eta M_{cr} = \eta(Q_r e' + C_r e) \quad (13)$$

式中 η 为修正系数,取值为:

对 Q235:

$$\eta = -0.0021 \frac{h}{t} - 0.0012s + 0.1375t_c - 3.7088 \quad (14a)$$

对 Q345:

$$\eta = -0.0031 \frac{h}{t} - 0.1314s + 0.1375t_c - 3.2402 \quad (14b)$$

式中: h 为托梁腹板高度; s 为螺钉间距。

表 8 理论结果与试验结果的比较

Tab.8 Comparison of test results and theoretical calculation results

试件编号	$M/(kN \cdot m)$	$M_{ur}/(kN \cdot m)$	M/M_{ur}
BM-B1	31.14	32.94	0.95
BM-B2	30.67	32.94	0.93
BM-B3	31.40	32.94	0.95

表 9 理论结果与有限元结果的比较

Tab.9 Comparison of theoretical calculation results and finite element analysis results

试件编号	$M_u^*/(kN \cdot m)$	$M_{ur}/(kN \cdot m)$	M_u^*/M_{ur}	试件编号	$M_u^*/(kN \cdot m)$	$M_{ur}/(kN \cdot m)$	M_u^*/M_{ur}	试件编号	$M_u^*/(kN \cdot m)$	$M_{ur}/(kN \cdot m)$	M_u^*/M_{ur}
S-63	40.76	38.82	1.05	Q235-H205	26.80	25.90	1.04	b30	29.53	30.13	0.98
S-126	37.44	36.28	1.03	Q235-H254	31.52	31.92	0.99	b40	31.52	31.50	1.01
S-189	34.38	33.74	1.02	Q235-H305	34.19	38.59	0.89	b50	32.37	32.88	0.99
S-252	31.52	31.20	1.01	Q345-H205	32.72	28.86	1.13	b60	34.69	34.25	1.01
S-315	29.28	28.66	1.02	Q345-H254	35.24	37.36	0.94	b70	37.07	35.63	1.04
S-378	28.47	26.12	1.09	Q345-H305	41.72	47.37	0.88	b80	37.99	37.01	1.03
S-441	26.07	23.58	1.11	b0	27.95	26.00	1.08				
S-504	23.55	21.03	1.12	b20	28.43	28.75	0.99				

由表 8、表 9 可知,采用修正抗剪连接公式(13)计算组合梁极限抗弯承载力,与试验实测值最大误差不超过 7%,与有限元计算结果相比平均误差为 4.78%,最大误差不超过 13%。证明了公式的正确性,为冷弯薄壁型钢-细石混凝土组合梁在多层冷弯型钢住宅中的应用提供了设计方法。

4 结 论

1)组合梁的破坏特征为托梁腹板剪切破坏并出现扭转,托梁上翼缘屈服、部分抗剪螺钉拔起、混凝土出现贯通裂纹继而组合梁发生整体破坏。设置 Z 形抗剪件、钢丝网对极限抗弯承载力无显著影响,但

可以提高组合梁抗弯刚度。组合梁抗弯承载力受托梁失稳破坏影响较大,为防止托梁发生弯扭失稳,实际工程中建议在托梁跨中或间隔设置 X 形支撑,或在托梁下翼缘扁钢带设置刚性支撑件。

2)在设计阶段为提高组合梁的抗弯承载力,可优先减小螺钉间距,其次为增大托梁腹板高度,最后再考虑增加钢材强度;应严格控制螺钉间距和数量,建议合理的螺钉间距范围为 100 ~ 300 mm。

3)混凝土厚度在 50 ~ 70 mm 范围内,增加混凝土厚度对组合梁承载力有较大提高;当混凝土厚度超过或小于这一范围时,组合梁承载力增加有限。建议工程选取 50 ~ 70 mm 厚细石混凝土。

4)考虑托梁钢材强度、螺钉间距等因素,并引进

修正系数 η , 提出抗弯极限承载力公式. 对比试验结果与理论计算结果, 最大误差约为 7%, 验证了理论方法的正确性, 为冷弯薄壁型钢-细石混凝土组合梁在多层冷弯型钢住宅中的应用提供了设计方法.

参考文献

- [1] 贾子文, 周绪红. 冷弯薄壁型钢-混凝土组合楼盖振动性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2011, 44(4): 42—51.
JIA Z W, ZHOU X H. Experimental study of vibration behavior of cold-formed steel concrete composite floor [J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(4): 42—51. (In Chinese)
- [2] 管宇, 石宇, 高立. 冷弯薄壁型钢-石膏基自流平砂浆组合楼盖基频研究[J]. 振动与冲击, 2018, 37(20): 207—215.
GUAN Y, SHI Y, GAO L. A study on fundamental frequency of cold-formed thin-walled steel-gypsum based self-leveling mortar composite floor [J]. Journal of Vibration and Shock, 2018, 37(20): 207—215. (In Chinese)
- [3] 管宇, 周绪红, 姚欣梅, 等. 冷弯薄壁型钢组合楼盖和自攻螺钉连接抗剪性能试验研究 [J]. 土木工程学报, 2018, 51(10): 27—36.
GUAN Y, ZHOU X H, YAO X M, *et al.* Experimental study on shear behavior of cold-formed thin-walled steel composite floors and self-tapping screw connections [J]. China Civil Engineering Journal, 2018, 51(10): 27—36. (In Chinese)
- [4] 聂建国, 沈聚敏, 延滨, 等. 冷弯薄壁型钢-混凝土组合梁的试验研究及应用[J]. 建筑结构, 1998, 28(1): 54—56.
NIE J G, SHENG J M, YAN B, *et al.* Experimental research and application of cold-formed thin-walled steel-concrete composite beams [J]. Journal of Building Structures, 1998, 28(1): 54—56. (In Chinese)
- [5] WEHBE N, WEHBE A. Development of concrete/cord formed steel composite flexural members [C]//Structures Congress 2011. Las Vegas; Structures Congress, 2011: 3099—3199.
- [6] LAKKAVALLI B S. Experimental investigation of composite action in light gauge cold-formed steel and concrete [D]. Halifax: Nova Scotia Dalhousie University, 2005: 67—96.
- [7] LAKKAVALLI B S, LIU Y. Experimental study of composite cold-formed steel C-section floor joists [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62(10): 995—1006.
- [8] HSU C T T, PUNURAI S, PUNURAI W, *et al.* New composite beams having cold-formed steel joists and concrete slab [J]. Engineering Structures, 2014, 71: 187—200.
- [9] MAJDI Y, HSU C T T, ZAREI M. Finite element analysis of new composite floors having cold-formed steel and concrete slab [J]. Engineering Structures, 2014, 77: 65—83.
- [10] 赵根田, 刘建华. 冷弯薄壁 C 型钢-轻骨料混凝土组合梁试验研究[J]. 内蒙古科技大学学报, 2010, 29(3): 267—271.
ZHAO G T, LIU J H. Experimental studies of cold-formed thin-wall C-section steel-light weight aggregate concrete composite beam [J]. Journal of Inner Mongolia University of Science and Technology, 2010, 29(3): 267—271. (In Chinese)
- [11] 赵佩君. Z 形撑轻钢桁架梁及楼盖性能研究 [D]. 重庆: 重庆大学土木工程学院, 2011: 78—96.
ZHAO P J. Study on the performance of Z-braced light steel truss beams and floors [D]. Chongqing: College of Civil Engineering, Chongqing University, 2011: 78—96. (In Chinese)
- [12] GB/T 228.1—2010 金属材料拉伸试验第 1 部分: 室温试验方法 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2010: 9—18.
GB/T 228.1—2010 Metallic materials—tensile testing—Part 1: Method of at room temperature [S]. Beijing: China Standard Press, 2010: 9—18. (In Chinese)
- [13] GB/T 50081—2002 普通混凝土力学性能试验方法标准 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003: 9—15.
GB/T 50081—2002 Standard for test method of mechanical properties on ordinary concrete [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2003: 9—15. (In Chinese)
- [14] GB 50017—2017 钢结构设计标准 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017: 153—163.
GB 50017—2017 Standard for design of steel structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017: 153—163. (In Chinese)
- [15] CSA S136—16 North American specification for the design of cold-formed steel structural members [S]. Rexdale, Canada: Canadian Standards Association, 2016: 23—46.