

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2023.063



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



基于截面分类的 U 形钢-混凝土组合梁 外包钢板件宽厚比限值

程睿^{a,b}, 余元林^a, 章珈瑜^a, 张青峰^a

(重庆大学 a. 土木工程学院; b. 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 U 形钢-混凝土组合梁(U 形钢组合梁)基于截面分类的外包钢板件宽厚比限值, 对 5 根 U 形钢组合梁试件进行单调静力加载试验, 分析不同外包钢腹板受压区高厚比及受压翼缘宽厚比情况下 U 形钢组合梁的破坏模式、荷载-位移曲线及塑性变形能力。试验结果表明, 外包钢板件宽厚比对 U 形钢组合梁的屈曲变形和塑性变形能力有直接影响, 所有试件在达到峰值承载力前均发生了局部屈曲, 破坏模式为弯曲塑性破坏。有限元参数分析结果表明, 外包钢腹板与受压翼缘之间的非线性行为相互影响, 板件的屈曲时刻随着相邻板件宽厚比的增大而提前, 增大外包钢板件宽厚比会降低 U 形钢组合梁的塑性发展程度。基于试验与有限元参数分析结果, 提出 U 形钢组合梁的 II 类截面(Class 2)外包钢板件宽厚比限值建议, 并将提出的限值与规范限值进行对比分析, 结果表明, 该限值更符合 U 形钢组合梁的真实受力性能, 可在一定程度上更加充分地发挥其结构优势。

关键词: U 形钢-混凝土组合梁; 截面分类; 宽厚比; 试验研究; 有限元分析

中图分类号: TU375 文献标志码: A 文章编号: 2096-6717(2025)04-0066-12

Width-thickness ratio limit of outer steel plate of steel-concrete composite beam with U-section based on section classification

CHENG Rui^{a,b}, YU Yuanlin^a, ZHANG Jiayu^a, ZHANG Qingfeng^a

(a. School of Civil Engineering; b. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China)

Abstract: In order to study the plate width-thickness ratio limits of steel palte based on section classification for Steel-Concrete Composite Beam with U-section (SCBU), monotonic static loading tests were conducted on five TSCU specimens. The damage modes, load-displacement curves and plastic deformation capacities of SCBU with different combinations of height-thickness ratios of outer steel-encased web in compression area and width-thickness ratios of compressed flange were analyzed. The testing results show that the width-thickness ratio of the steel plate has a direct influence on the buckling deformation and plastic deformation capacity of the SCBU. All the specimens suffered local buckling before reaching the peak bearing capacity, the failure mode was bending plastic damage. Meanwhile, the finite element analysis results show that the nonlinear behavior

收稿日期: 2023-03-16

基金项目: 国家重点研发计划(2016YFC0701506)

作者简介: 程睿(1977-), 男, 博士, 副教授, 主要从事钢结构和组合结构研究, E-mail: chengrui@cqu.edu.cn。

Received: 2023-03-16

Foundation item: National Key R & D Program (No. 2016YFC0701506)

Author brief: CHENG Rui (1977-), PhD, associate professor, main research interests: steel structures and composite structures, E-mail: chengrui@cqu.edu.cn.

between the steel plate web and compressed flange interacts with each other, the buckling moment of the plate advances with the increase of width-thickness ratio of the adjacent plate, and the degree of plastic development of the SCBU decreases with the increase of width-thickness ratio of steel plate. Based on the results of the test and finite element parametric analysis, the recommended limit value of width-thickness ratio for class II section (Class 2) steel palte of SCBU is proposed, and the proposed limit is compared and analyzed with the code limit, and the results show that this limit value is more consistent with the real force performance of the SCBU and could give fuller play to its structural advantages to a certain extent.

Keywords: steel-concrete composite beam with U-section (SCBU); section classification; width-thickness ratio; experimental study; finite element analysis

U形钢-混凝土组合梁(U形钢组合梁)外包钢对内部填充混凝土有较强的变形约束作用,能提高后者的抗压强度,同时,内部填充混凝土能有效抑制外包钢的内屈变形,使外包钢局部屈曲半波由3个变为1个,提高了U形钢组合梁的整体稳定性、抗弯承载力和塑性发展程度^[1]。

目前,针对U形钢组合梁的工作性能研究已经取得了一定成果,但大部分仅限于其极限承载力和抗剪连接设计等方面的内容,仅少部分涉及其外包钢板件宽厚比的问题^[2-6]。计明明等^[2]通过有限元分析研究了外包钢厚度与截面尺寸对耐火极限的影响。党相柱^[3]、郭喜^[4]研究了不同截面尺寸及外包钢厚度对U形钢组合梁抗弯承载力提高速率的影响规律。然而,以上工作仅限于研究局部稳定对U形钢组合梁极限承载力的影响,均未讨论外包钢板件宽厚比对U形钢组合梁屈曲变形及塑性变形能力的影响。单纯针对局部稳定问题提出的外包钢板件宽厚比限值研究仍然较少,特别是针对U形钢组合梁基于宽厚比等级的截面分类准则更是少见。Zhao等^[5]通过试验观察,初步提出了腹板高厚比建议值,然而该方法缺乏理论论证,还有待进一步研究。周学军等^[6]则提出U形钢组合梁外包钢板件宽厚比限值依据《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)^[7]来确定。而现行的相关规范^[8-11]也并未涉及此类新型构件,《组合结构设计规范》(JGJ 138—2016)^[8]未给出受弯构件板件宽厚比限值,而《钢管混凝土结构技术规范》(GB 50936—2014)^[9]也仅对圆形与矩形截面钢管混凝土构件给出了相应宽厚比限值,且该限值未区分腹板与翼缘,更未确定构件的截面分类,因此,对于腹板与翼缘处于不同应力状态的U形钢组合梁,该限值适用范围还有待明确。欧洲规范EC4^[10]采用欧洲规范EC3^[11]的截面分类准则,将组合梁截面划分为4类,而对组合梁中钢构件腹板,EC4仍采用EC3中的宽厚比限值,这与其实际受力状态不符。有研究表明,内部填充混凝土能提高组合梁的整体延性,使其在发生局部屈曲后仍存在良

好的承载能力^[12]。JBJ 138—2016在框架柱章节也提及,日本学者提出可将矩形钢管混凝土柱的钢管壁宽厚比限值条件相比箱形钢管放宽1.5倍^[13]。

此外,板件间相关作用对板件宽厚比限值有重要影响,但目前该方面的研究工作主要集中于钢构件^[14-16]。对于组合结构,特别是针对U形钢组合梁外包钢板件间的相关作用还未开展系统的研究。而在研究中考虑板件间相关作用才能清晰地认识板件受力行为间的相互影响,更符合其真实受力状态。因此,考虑板件间相关作用,并基于截面分类,将板件宽厚比限值与构件的不同受力性能相对应,对U形钢组合梁的外包钢板件宽厚比限值进行深入研究十分必要。

为此,笔者基于5根U形钢组合梁的单调静力加载试验,对比考察不同外包钢板件宽厚比下U形钢组梁的破坏模式、荷载-位移曲线与塑性变形能力。通过有限元分析,研究外包钢板件宽厚比对U形钢组合梁塑性发展程度的影响。根据试验与有限元分析结果,参考EC4组合梁截面分类准则,提出U形钢组合梁Ⅱ类截面外包钢板件宽厚比限值的计算公式,并将所提出的限值与规范限值进行对比分析。

1 试验研究

在梁柱节点处,U形钢组合梁承受负弯矩与剪力的共同作用,最易发生局部屈曲,从而影响其塑性发展程度。因此,试验进行负弯矩方向(组合梁翼板受拉)单调静力加载,为简化模型,试件采用悬臂梁形式。为使讨论结果具有参考性,定义腹板受压区高厚比

$$r_w = \alpha \cdot h_w / (t_w \cdot \epsilon_k) \quad (1)$$

下翼缘宽厚比

$$r_f = b / (t_b \cdot \epsilon_k) \quad (2)$$

式中: h_w 为外包钢腹板高度; α 为计算全塑性受弯承载力时腹板塑性受压区高度与腹板高度之比; t_w 与 t_b 分别为外包钢腹板和下翼缘厚度; b 为下翼缘宽度;

ϵ_k 为应力修正系数, $\epsilon_k = \sqrt{235/f_y}$, f_y 为钢材实测屈服强度值。相关参数示意见图1。

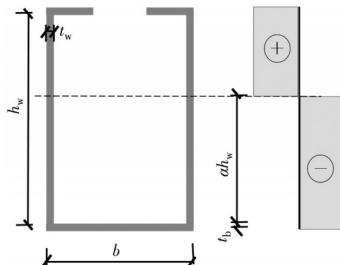


图1 宽厚比定义参数示意图

Fig. 1 Diagram of the width-thickness ratio definition parameters

对于有抗震设计要求的建筑,截面设计通常采用I类或II类截面。本研究主要确定U形钢组合梁的II类截面外包钢板件宽厚比限值(即II、III类截面板件宽厚比界限值)。按图2所示截面构造,设计并制作了5根U形钢组合梁试件。由于混凝土翼板共同受力且外包钢上翼缘并未封口,通常情况下,外包钢腹板受压区高度占比 α 不为定值,可将EC3中II类截面压弯构件的板件宽厚比限值换算为 r_w 后,按文献[15]所提建议放宽1.5倍,用于 r_w 试验设计参考;下翼缘与钢管混凝土构件翼缘的受力状态相似, r_f 试验设计时参考《钢管混凝土结构技术规范》(GB 50936—2014)^[9]中的矩形截面管壁宽厚比限值,如图3所示。试验的主要变化参数为梁高度 h_0 与下翼缘宽度 b 。试验采用完全抗剪连接设计,且仅在外包钢板上翼缘焊接槽钢抗剪连接件。为使试件发生弯曲破坏,以全截面塑性时固定端截面所受剪力远小于极限抗剪承载力且该截面外包钢腹板所受剪应力小于剪切屈曲应力为原则,结合U形钢组合梁在剪跨比小于2时仍呈现为弯曲破坏的研究理论^[1],将剪跨比定为3左右,对各试件加载力臂 L 进行取值。试件的截面尺寸及配筋见图4,各试件的详细参数见表1。以试件BM-50-60为例(表示试件 $r_w=50$ 、 $r_f=60$),外包钢厚度均为4 mm,钢材为Q355B,采用C35混凝土进行浇筑。

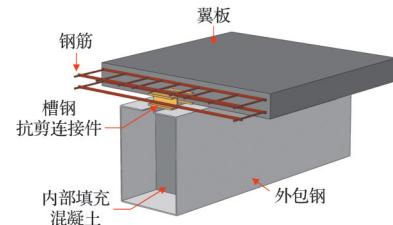


图2 U形钢组合梁构造

Fig. 2 Construction of U-shaped steel composite beam

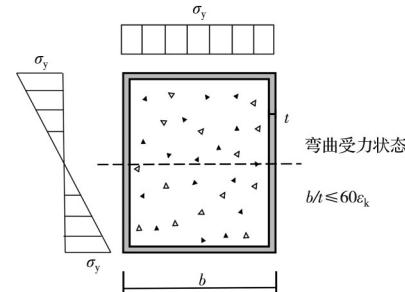


图3 翼缘宽厚比限值(GB 50936—2014)

Fig. 3 The width-thickness ratio limit of the lower flange in GB 50936—2014

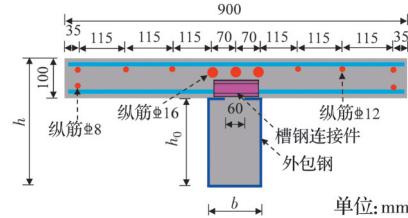


图4 U形钢组合梁的尺寸及配筋图

Fig. 4 Dimensional and reinforcement diagram of U-shaped steel composite beam

1.1 试验设计

目前,中国的组合结构相关规范未对组合梁进行截面分类,而EC4采用EC3中的截面分类准则对组合梁截面进行4类划分,定义I、II类截面(Class 1与Class 2)均能达到全截面塑性,但II类截面由于发生局部屈曲而塑性发展程度相对有限;III类截(Class 3)要求能达到屈服弯矩值即可。因此,采用EC4截面分类方法,对U形钢组合梁进行截面划分。

1.2 材料性能

各类钢材的屈服强度 f_y 、极限强度 f_u 、弹性模量

表1 试件参数

Table 1 Specimen details

试件	r_w	h_0/mm	b/mm	r_f	L/mm	$M_{C,\max}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$P_{C,\max}/\text{kN}$	$Q_{C,\max}/\text{kN}$
BM-50-50	50.97	350	165	51.41	1 000	334	334	549
BM-60-50	61.34	450	165	51.41	1 850	465	251	702
BM-70-50	71.70	550	165	51.41	2 350	616	262	855
BM-50-60	47.91	350	195	60.76	1 000	356	356	558
BM-50-70	44.77	350	230	71.66	1 000	381	381	568

注: $M_{C,\max}$ 为试件负弯矩全塑性受弯承载力理论计算值^[17]; $P_{C,\max} = M_{C,\max}/L$; $Q_{C,\max}$ 为试件极限抗剪承载力理论计算值^[6]。

E_s 和强屈比 f_u/f_y 见表2。混凝土立方体抗压强度为35.2 MPa,弹性模量 $E_c=29.6$ GPa。

表2 钢材材性

Table 2 Properties of steel

类型	直径 (厚度)/mm	f_y /MPa	f_u /MPa	E_s /MPa	f_u/f_y
U形钢	4	365	473	196 842	1.29
C16钢筋	16	428	625	197 200	1.46
C12钢筋	12	430	627	201 300	1.46

1.3 试验装置与测点布置

试验装置见图5,试件进行负弯矩方向加载。通过加强固定混凝土墩,防止试件发生翻转与滑移;在加载点处架设位移计,采集水平位移数据;在外包钢腹板上布置倾角仪,采集截面旋转角度。试验采用单调加载,当承载力降至试验极限荷载 $P_{T,u}$ 时($P_{T,u}=0.85P_{T,max}$, $P_{T,max}$ 为试验峰值荷载),停止试验。试件测试主要包括:试件加载点处水平位移值、梁端部转角、U形钢应变、混凝土翼板应变、翼板内纵筋应变。应变片布置见图6。

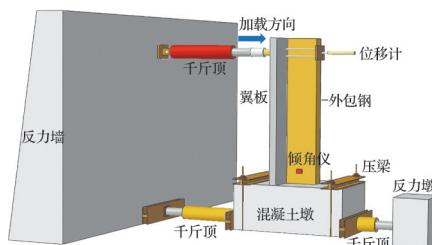
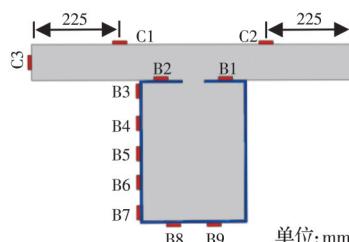
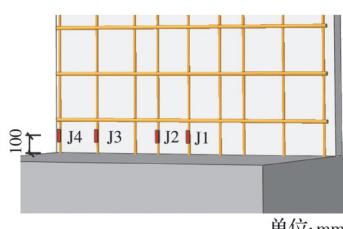


图5 试验装置图

Fig. 5 Test setup



(a) U形钢及混凝土翼板测点布置图



(b) 纵筋测点布置图

图6 应变片布置图

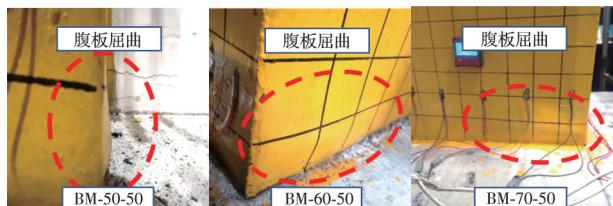
Fig. 6 Strain gauge arrangement diagram

2 试验结果与讨论

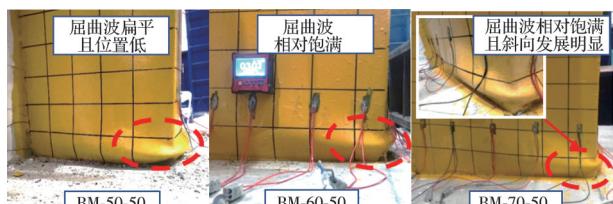
2.1 破坏模式

2.1.1 腹板受压区高厚比试验组

腹板受压区高厚比试验组由试件BM-50-50、BM-60-50及BM-70-50组成,试验现象如图7所示。在加载过程中,各试件靠近固定端部外包钢板均发生了局部屈曲现象。试件首次发生局部屈曲时,外包钢板对内部混凝土的约束减弱,试件荷载上升速度变缓;加载至峰值荷载时,发生了明显的鼓曲变形,腹板上外凸屈曲波由下翼缘端向上翼缘端方向发展;试件承载力下降过程中,外包钢对内部填充混凝土变形约束减弱,内部填充混凝土被压碎,导致外包钢板的局部屈曲变形明显加快。各试件破坏时翼板内纵筋及外包钢全截面均已达到屈服强度,发生弯曲塑性破坏。此外,试件BM-50-50腹板与翼缘几乎同时发生屈曲变形,而随着 r_w 的增大,腹板较下翼缘先发生局部外凸屈曲的现象愈加明显。



(a) 外包钢腹板首次屈曲



(b) 外包钢屈曲状态(峰值荷载时刻)

图7 腹板高厚比试验组试验现象

Fig. 7 Test phenomenon of the r_w test group

2.1.2 翼缘宽厚比试验组

翼缘宽厚比试验组由试件BM-50-50、BM-50-60及BM-50-70组成,试验现象见图8。该试验组试件加载变形过程与腹板受压区高厚比试验组基本相同,各试件均发生弯曲塑性破坏。同时,增大 r_f 会使下翼缘早于腹板发生局部屈曲的现象愈加明显;加载至峰值荷载时,试件BM-50-70下翼缘屈曲位置明显高于腹板(如图8(b)所示)。可见,外包钢板宽厚比对U形钢组合梁的屈曲变形过程有直接影响。

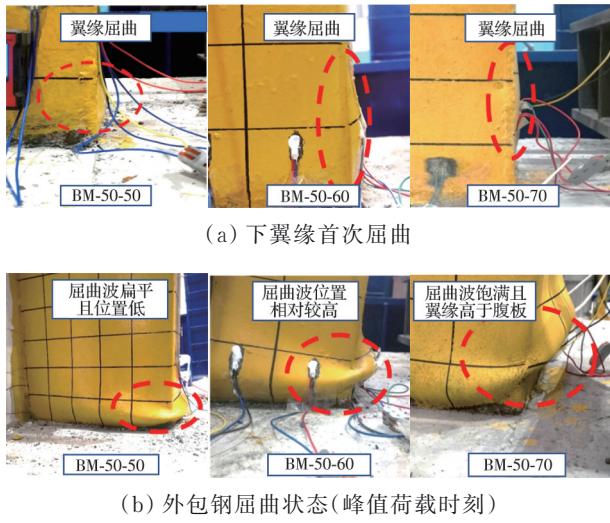


图 8 翼缘宽厚比试验组试验现象

Fig. 8 Test phenomenon of the r_t test group

2.2 荷载-位移曲线

各试件的荷载-位移曲线如图 9 所示, 其中 $P_{c,e}$ 为试件的屈服荷载理论计算值, $P_{c,max}$ 为试件的全塑性荷载理论计算值, $P_{T,e}$ 为采用能量法从试件荷载-位移曲线确定的屈服荷载值^[18]。试验各理论计算值均采用钢材材性试验实测的屈服强度计算, 而试件在试验时进入了强化阶段, 由表 2 可知, 钢材的强屈比为 1.29, 因此, 各理论计算值均小于试验值。

由图 9 可知, 随着外包钢板件宽厚比的减小, 试件由弹性屈曲逐步向弹塑性屈曲转变, 当局部屈曲发生后, 试件的承载力上升速度减缓, 到达峰值点的荷载增幅随着板件宽厚比的减小而下降。表 3 给

出了试件各特征点处的荷载值, 由表 3 可知, 试件发生弹性屈曲后, 其承载力仍有部分提升(增幅在 $10\%P_{T,e}$ ~ $16\%P_{T,e}$ 之间), 这是由于 U 形钢组合梁的受压主体是混凝土, 虽然外包钢在弹性阶段发生局部屈曲, 但此阶段混凝土未被压溃, 仍能继续承载, U 形钢组合梁甚至仍能达到全截面塑性承载力。而 EC3 截面分类中定义, 弹性阶段发生局部屈曲的构件将达不到全截面塑性承载力, 应划分为 III、IV 类截面。对于组合结构, EC4 也采用该类定义进行截面划分, 可见, 参考 EC4, U 形钢组合梁外包钢板件宽厚比限值偏于保守。此外, 试件试验与理论计算弯矩峰值的比值随着外包钢板件宽厚比的增大而减小, 原因在于, 当受压区混凝土抗压强度下降时, 截面内力重分布, 宽厚比越大, 试件外包钢屈曲变形加剧速度越快, 试件的塑性发展程度越低, 从而降低了试件的承载能力。

2.3 变形分析

试验加载端的水平位移 Δ 主要分为两部分: 弹性变形产生的水平位移 Δ_e 和塑性变形产生的水平位移 Δ_p ^[18]。弹性变形的计算假设不发生塑性变形, 计算公式为

$$\Delta_e = PL^3 / 3E_b I_b \quad (3)$$

式中: P 为试验外加荷载实测值, 且 $0 \leq P \leq P_{T,e}$; L 为加载力臂; $E_b I_b$ 为 U 形钢组合梁的抗弯刚度。塑性变形的计算假定不发生弹性变形, 计算公式为

$$\Delta_p = \pi \theta L / 180 \quad (4)$$

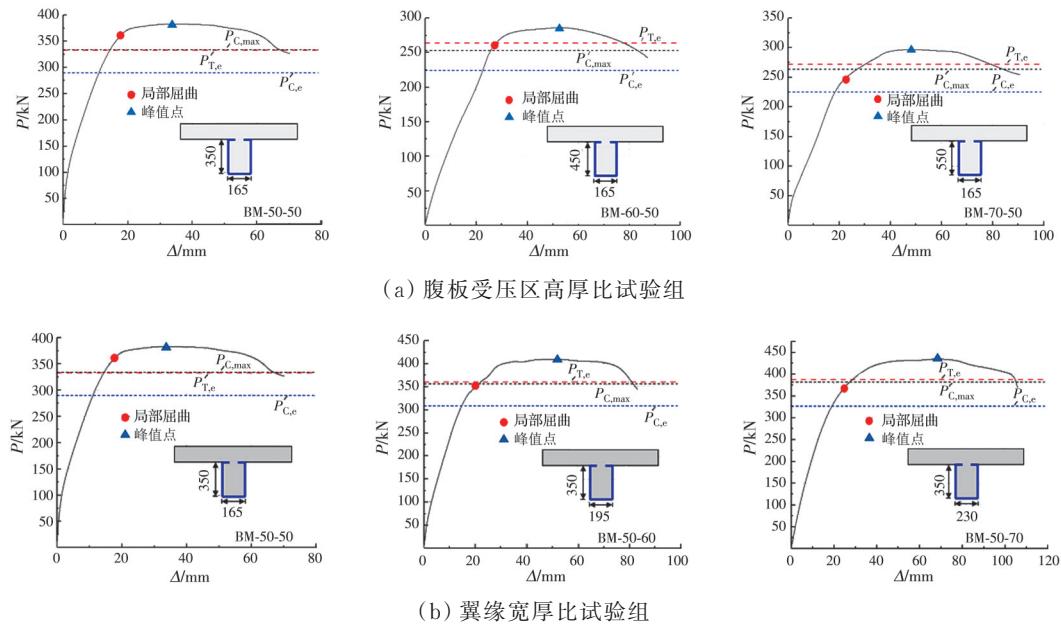


图 9 试件荷载-位移曲线

Fig. 9 Load-displacement curves of specimens

表3 各阶段试件的承载力值
Table 3 Load capacity values of specimens at each moment

试件	r_w	r_f	P_0/kN	$P_{T,e}/\text{kN}$	$P_{T,\max}/\text{kN}$	$M_{T,\max}/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{C,\max}/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$(P_{T,\max}-P_0)/P_{T,\max}$	$M_{T,\max}/M_{C,\max}$
BM-50-50	50.97	51.41	360	333	386	386	334	0.06	1.156
BM-60-50	61.34	51.41	260	266	287	531	465	0.10	1.142
BM-70-50	71.70	51.41	250	273	298	700	616	0.16	1.136
BM-50-60	47.91	60.76	353	360	409	409	356	0.14	1.149
BM-50-70	44.77	71.66	369	390	435	435	381	0.15	1.142

注: P_0 为试件发生局部屈曲时的荷载; $P_{T,\max}$ 为峰值荷载; $M_{T,\max}$ 为峰值弯矩, 且 $M_{T,\max}=P_{T,\max}\cdot L$ 。

式中: θ 为试验时外包钢板上倾角仪实测转角, (°)。

图 10 显示了各试件在承载力分别为 $P_{T,e}/2$ 、 $P_{T,e}$ 、 $P_{T,\max}$ 和 $P_{T,u}$ 时 Δ_e 与 Δ_p 占比的变化规律。由图 10 可知, 变形分析得出的弹性与塑性变形之和与试验的总变形值吻合较好。承载力为 $P_{T,e}/2$ 和 $P_{T,e}$ 时, Δ_p 的占比随着外包钢板件宽厚比的增大而增大, 这是由于板件宽厚比较大的试件发生了弹性局部屈曲, 而局部屈曲变形增大了 Δ_p 的占比。当承载力达到 $P_{T,u}$ ($P_{T,u}=0.85P_{T,\max}$) 时, Δ_p 的占比随着外包钢板件宽厚比的增大而减小, 这是因为屈曲变形使外包钢参与承载的有效面积减小, 而增大板件宽厚比使得外包钢板提前发生局部屈曲, 从而导致后续加载阶段局部屈曲变形叠加效应明显, 加快了有效面积的减小速率, 使得试件的塑性变形得不到充分发展, Δ_p 在承载力为 $P_{T,u}$ 时的占比也随之减小。此外, 随着 r_w 的增大, $P_{T,u}$ 时刻 Δ_p 的占比由 74% 降至 57%, 在相同增幅条件下增大 r_f , $P_{T,u}$ 时刻 Δ_p 的占比由 74% 降至 67%, 可见增大 r_w 对 U 形钢组合梁塑

性发展的不利影响更为明显。原因可能在于外包钢腹板与翼缘之间存在相关作用, 翼缘宽厚比试验组腹板高度恒定, 导致 r_f 增大时 r_w 相对减小, 削弱了 r_f 对试件塑性发展程度的影响。

2.4 应变分析

典型的截面应变变化规律如图 11 所示(试件 BM-50-60)。由图 11 可知, 外荷载约为 $0.64P_{T,\max}$ 之前, 截面应变保持线性分布, 符合平截面假定。应变片粘贴位置稍高于外包钢屈曲位置, 因此, 当发生屈曲变形时, 应变片表现为压应突增。如图 11(a) 所示, U 形钢上翼缘首先屈服, 同时下翼缘处应变增长明显加快, 而腹板上应变分布仍保持线性关系。表明在此荷载水平下, 下翼缘先于腹板发生屈曲变形, 这与试验观测现象一致。试验达到极限荷载时, 外包钢全截面与翼板内纵筋均达到屈服应变, 表明该试件即使发生了局部屈曲, 也仍达到全截面塑性, 最终发生弯曲塑性破坏。

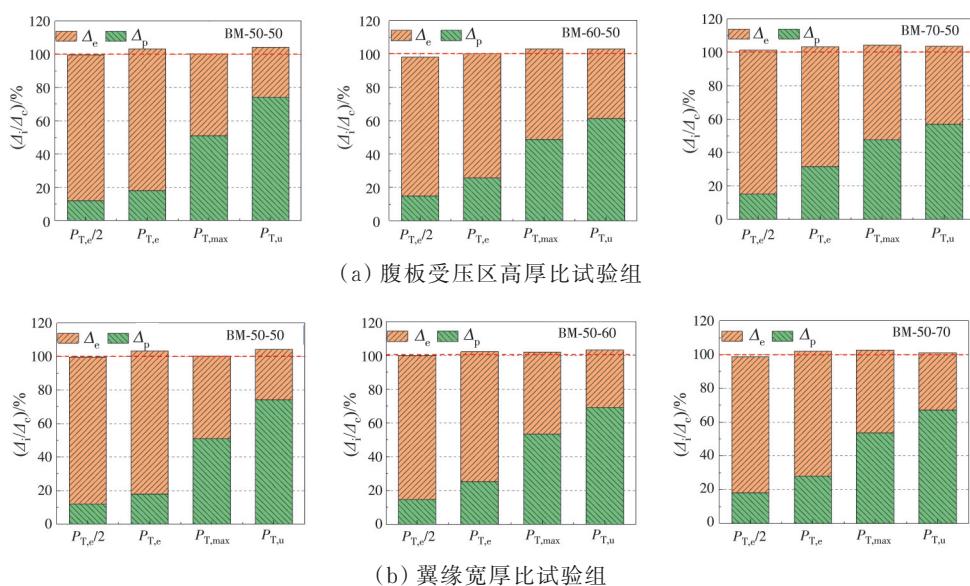


图 10 试件试验加载变形分析

Fig. 10 Test loading deformation analysis of specimens

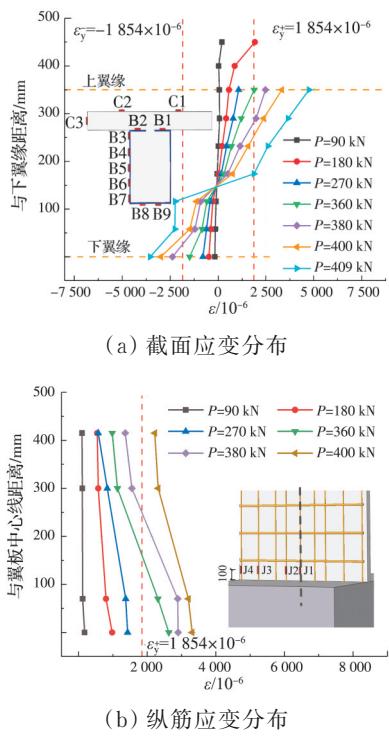


图 11 U 形钢组合梁应变分布 (BM-50-60)
Fig. 11 Strain distribution of U-shaped steel composite beam (BM-50-60)

3 有限元分析

3.1 有限元模型建立

采用有限元分析软件 ABAQUS 建模, 各构件模型尺寸、边界条件及加载方式均与试验保持一致, 如图 12 所示。为简化模型, 将混凝土墩简化为高弹性模量的钢块, 将外包钢、混凝土与纵筋端部绑定于钢块, 形成悬臂梁。外包钢板采用壳单元, 钢筋采用桁架单元, 其余部件均采用实体单元。混凝土采用塑性损伤模型, 受压本构采用文献[19]中的单向压应力-应变曲线, 受拉本构采用《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[20]中的单向拉应力-应变曲线, 塑性流动参数取值为: 膨胀角 $\phi=35^\circ$; 偏心率 $\epsilon=0.1$; $f_{bo}/f_{eo}=1.16$; 形状系数 $K_c=0.667$; 黏性系数 $\mu=0.0001$ ^[21]。外包钢采用基于 Von-Mises 屈服准则的双折线模型, 其弹性模量与强度均取材性实测数据(见表 2), 泊松比取 0.3, 为考虑屈曲变形对承载力的影响, 引入钢材的柔性损伤(ductile damage)^[22], 应力三轴度取 1/3, 等效塑性应变比取 0.1, 损伤应变取钢材实测的极限应变 0.0549。其余钢材均采用理想弹塑性模型。外包钢板与混凝土之间采用面与面接触, 切向采用罚函数定义的摩擦公式, 摩擦系数为 0.44, 法向采用硬接触, 允许接触后脱离。根据文献[23-24]的研究成果, 冷轧型钢在冷成型过程中对钢材强度损失影响较大的薄膜

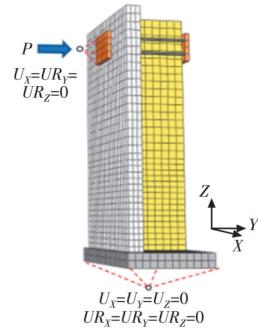


图 12 网格划分与边界条件

Fig. 12 Mesh generation and boundary conditions

残余应力主要存在于构件的角部, 其在平整区段的取值接近于零, 而构件角部在冷成型过程中屈服强度会有所提高, 可近似认为两种相反的作用相互抵消, 因此, 在进行有限元分析时未考虑残余应力的影响。图 13 为有无几何初始缺陷条件(局部鼓曲峰值取为截面各边长的 1/200^[25])下部分 U 形钢组合梁模型的极限抗弯承载力对比结果, $M_{FE, max}^1$ 与 $M_{FE, max}^0$ 分别为有无几何初始缺陷时的极限抗弯承载力。由图 13 可知, 几何初始缺陷对 U 形钢组合梁极限抗弯承载力的影响很小($(M_{FE, max}^0/M_{FE, max}^1)_{max}=1.01$)。此外, 文献[26]的分析结果也表明, 几何初始缺陷对矩形钢管混凝土构件中钢壁板屈曲后强度的影响并不显著, 且界面摩擦也可以提高钢壁板的屈曲后强度。因此, 可以认为 U 形钢组合梁极限抗弯承载力受几何初始缺陷影响的程度很小, 为节约计算成本, 有限元分析时未考虑初始缺陷的影响。

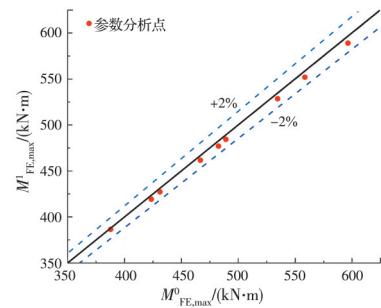


图 13 极限抗弯承载力对比

Fig. 13 Comparison of ultimate flexural capacity

3.2 模型验证

各试件有限元模型计算所得荷载-位移曲线(FE)与试验结果(Test)的对比见图 14, 可见, 有限元结果与试验结果吻合较好, 由于有限元无法考虑试件的内部缺陷, 且无法真实模拟试验过程中混凝土的开裂行为; 此外, 当加载力过大时, 底座的约束限位装置负担过大, 导致部分试件底座发生微量滑移, 因此, 试件有限元模型刚度大于试验结果。图 15 对比了试件有限元模型与试验的破坏模式, 有限

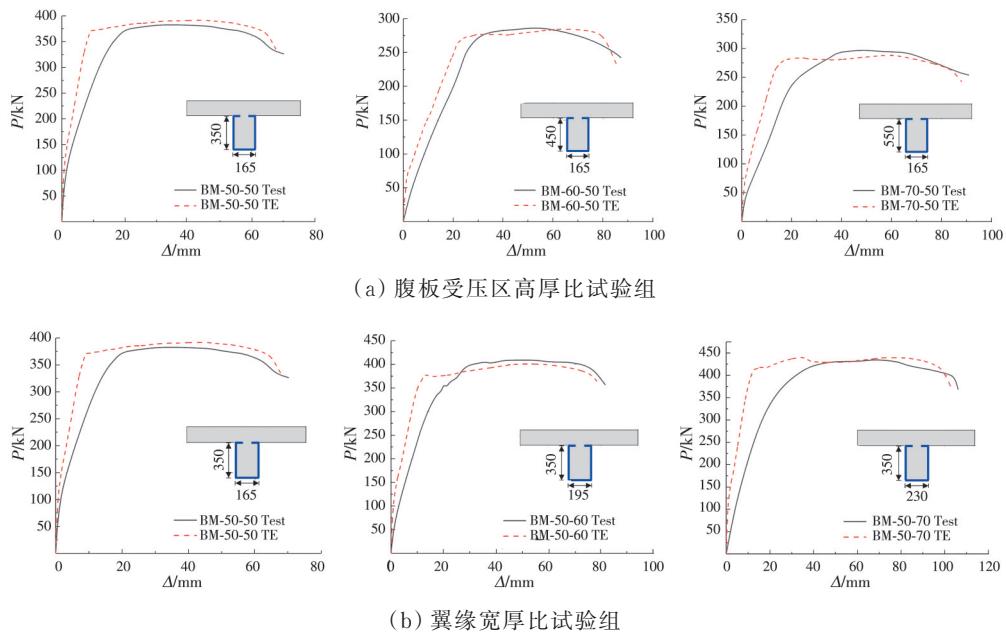


图 14 试验与有限元荷载-位移曲线对比

Fig. 14 Comparison of the load-displacement curves between test and FE

元模型外包钢屈曲位置与屈曲变形过程与试验保持一致,该模型能较好地预测试件的破坏模式。表4对比了试验与有限元计算的试件峰值承载力,两者比值均值为0.99,标准差为0.02,可见,有限元模拟结果与试验结果吻合较好,验证了模型的合理性。

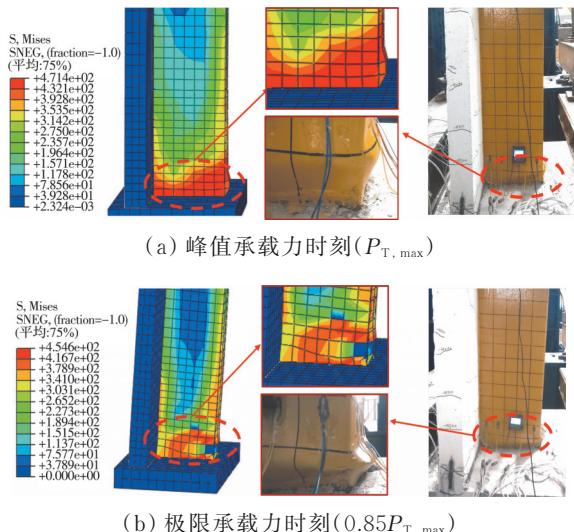


图 15 试验与有限元破坏模式对比

Fig. 15 Comparison of the failure mode between test and FE

3.3 板件宽厚比的影响参数分析

以试件BM-60-50的模型为基础,通过改变外包钢腹板与翼缘厚度,对U形钢组合梁外包钢板件宽厚比进行参数分析。参数设置见表5,将 r_w 和 r_f 进行两两组合建立模型,该参数范围包含了实际工程中可能出现的大部分情况。

表 4 试验与有限元峰值承载力对比

Table 4 Comparison of peak bearing capacity between test and FE

试件	$P_{T,\max}/\text{kN}$	$P_{FE,\max}/\text{kN}$	$P_{FE,\max}/P_{T,\max}$
BM-50-50	386	391	1.01
BM-60-50	287	284	0.99
BM-70-50	298	288	0.97
BM-50-60	409	401	0.98
BM-50-70	435	440	1.01
平均值			0.99
标准差			0.02

表 5 有限元参数取值

Table 5 Finite element parameter settings

r_w	r_f
50, 60, 70, 80, 90, 100, 110, 120	40, 45, 50, 55, 60, 65, 70, 75

3.3.1 板件屈曲相关行为对变形的影响

图16显示了试件腹板和下翼缘面外法向位移的发展过程,图中 Δ 为加载水平位移值, Δ_e 为试件水平屈服位移值。由图16可知,随着加载的进行,腹板靠近下翼缘区域(W5)的面外法向位移因发生局部屈曲而迅速增长,增大 r_w 会使腹板屈曲变形向上翼缘方向发展,导致腹板靠近上翼缘区域(W1)的面外法向位移值也发生明显增长。试件BM-50-50屈服后,腹板与下翼缘几乎同时发生局部屈曲,增大板件宽厚比会使试件局部屈曲提前发生,且随着 r_w 的增大,试件BM-70-50腹板较下翼缘明显先发生局部屈曲。随着 r_f 的增大,试件BM-50-70的下翼缘明显先于腹板发生局部屈曲,与试验现象保持一致。此外,试件BM-70-50的下翼缘明显先于试件

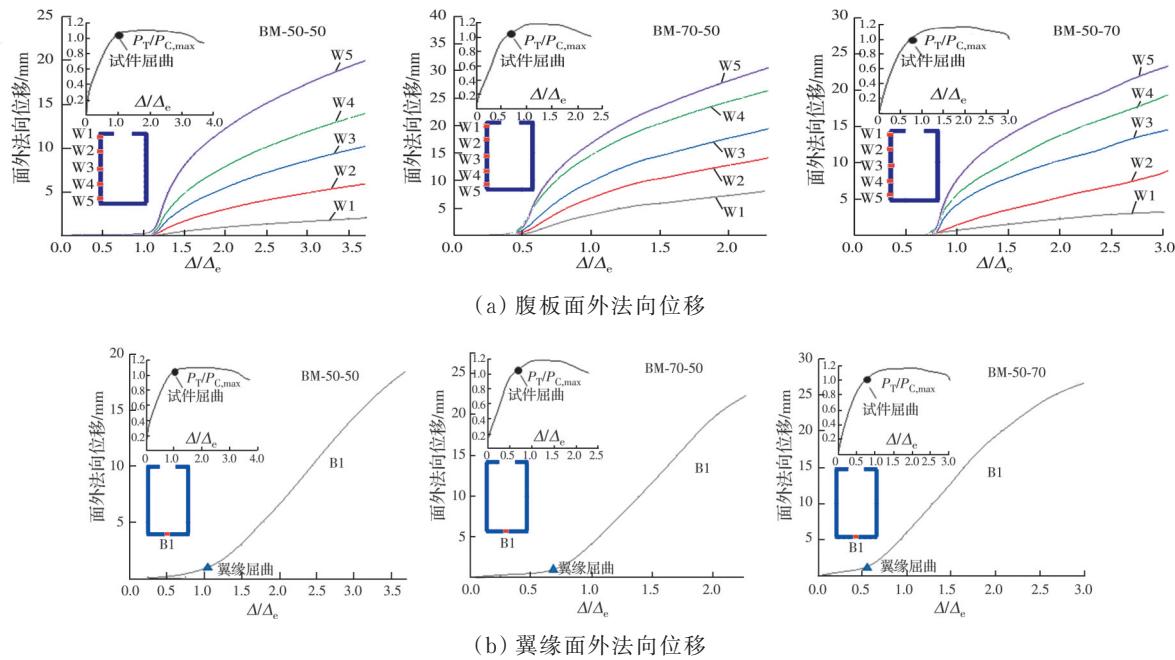


图 16 外包钢面外法向位移发展图

Fig.16 Development of out-of-plane normal displacement of steel-encased

BM-50-50发生局部屈曲,且试件BM-50-70的腹板也明显先于试件BM-50-50发生局部屈曲,可见,外包钢腹板与翼缘之间的非线性行为(局部屈曲及变形发展)相互影响,增大 $r_w(r_f)$ 会导致下翼缘(腹板)局部屈曲提前发生,从而降低U形钢组合梁的塑性发展。因此,在研究U形钢组合梁外包钢板件宽厚比限值时,应考虑外包钢腹板与翼缘之间的相关作用。

3.3.2 有限元抗弯承载力计算结果

图17所示为不同宽厚比参数下U形钢组合梁极限抗弯承载力的变化规律。其中 $M_{FE,max}$ 为有限元分析值,为直观反应 r_w 与 r_f 对U形钢组合梁塑性发展程度的影响,将其无量纲化为 $M_{FE,max}/M_{C,max}$ 。由图17可知,宽厚比越大, $M_{FE,max}/M_{C,max}$ 比值越小,表明 r_w 与 r_f 对U形钢组合梁的塑性发展有着直接影响;不同 r_w 与 r_f 的组合对U形钢组合梁塑性发展的影响程度不同,当 r_w 与 r_f 超过一定限值时,U形钢组

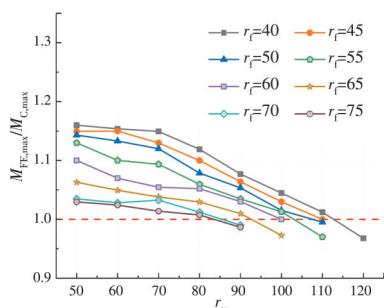


图 17 有限元抗弯承载力结果汇总

Fig.17 Summarized results of finite element flexural load-bearing capacity

合梁的极限抗弯承载力会低于全塑性受弯承载力理论计算值。

3.4 II类截面板件宽厚比限值

根据EC4的截面分类准则,将U形钢组合梁划分为4类(I~IV类截面分别对应于Class 1~Class 4截面)。II类与III类截面均允许发生局部屈曲,本质区别在于构件是否能达到全截面塑性。根据图16所示的U形钢组合梁极限抗弯承载力分析结果,可得到在考虑外包钢腹板与翼缘相互作用时U形钢组合梁的II类截面(Class 2)外包钢板件宽厚比限值。采用线性内插法从图16中提取出 $M_{FE,max}/M_{C,max}=1$ 的宽厚比值组配点(r_f, r_w)。用最小二乘法回归出 $M_{FE,max}/M_{C,max}=1$ 的 r_w 与 r_f 关系表达式

$$r_w = -1.052r_f + 161.57 \quad (5)$$

式中: r_w 为U形钢组合梁的II类截面外包钢腹板受压区高厚比限值。

分析结果见图18。由图18可知,全截面塑性时,U形钢组合梁外包钢腹板的应力分布随着截面尺寸及配筋构造的变化而变化,即 α 不恒为定值,因此,参考EC3中截面拉压应力非对称分布的板件宽厚比限值形式,需对式(5)进行更加严格的限定。试验通过采用最大配筋率来提高 α 值,试验及有限元分析中的外包钢板件宽厚比参数包含了工程运用中可能出现的大部分情况,而满足限值构件的 α 取值均不大于0.46。因此,综合考虑,对U形钢组合梁进行II类截面设计时,外包钢板件宽厚比应满足式(6)。

$$r_w \leq \min\{R_w, 113.49\}, r_f \leq 76.16 \text{ 且 } \alpha \leq 0.46 \quad (6)$$

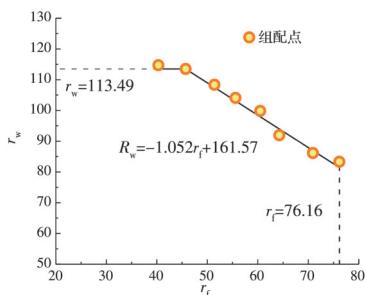
图 18 $M_{FE,max}/M_{C,max}=1$ 时板件宽厚比相关关系

Fig.18 Correlations of plate width-thickness ratio

$$(M_{FE,max}/M_{C,max}=1)$$

3.5 宽厚比限值比较

图 19 为式(6)划定的 U 形钢组合梁 II 类截面外包钢板件宽厚比限值 R_w 与依据各钢结构设计规范中 II 类截面板件宽厚比限值放大 1.5 倍^[13](1.5R)后的结果对比。如前文所述,考虑到全截面塑性时外包钢腹板的应力分布情况,在进行宽厚比限值比较时,1.5R 是基于各钢结构设计规范中考虑截面拉压应力分布不均情况下的 II 类截面板件宽厚比限值而得到。

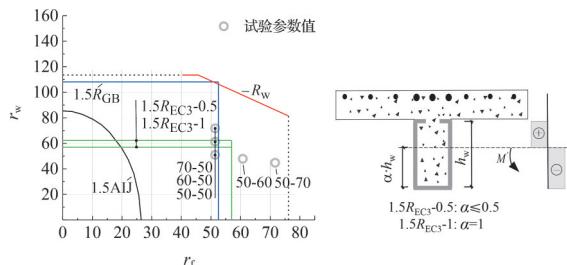


图 19 II 类截面板件宽厚比上限值比较

Fig.19 Comparison of the plate width-thickness ratio upper limits for Class II section

由图 19 可知,按文献[13]所提建议,参考基于日本钢结构规范 AIJ^[27]、EC3 和 GB 50017 中 II 类截面板件宽厚比限值所得的 1.5 倍界限值,试件 BM-50-60 与 BM-50-70 均不属于 II 类截面组合梁,而上述试件都达到了全截面塑性,按照 EC4 的截面分类准则,均应划分为 II 类截面组合梁,可见,进行合理的截面板件宽厚比限值划分能更充分地发挥 U 形钢组合梁的优良性能。此外,对于 U 形钢组合梁,式(6)所划定的 II 类截面外包钢板件宽厚比限值相对宽松,这是由于:一方面,EC3 与 GB 50017 进行截面划分时未考虑板件间的相关作用,对此,相关研究也表明,单一板件的分析方法偏于保守,板件相关作用对截面分类具有重要影响,更符合截面的真实承载状态^[16-18];另一方面, AIJ 虽然考虑了腹板与翼

缘的相关作用,但其板件宽厚比限值是基于 I 类截面中 H 形截面轴压短柱试验回归所确定的,且系数 1.5 也是基于对矩形钢管混凝土柱的研究所得,将其与受弯为主的 U 形钢组合梁 II 类截面板件宽厚比限值比较,该限值与系数不一定合适。

4 结论

通过对 U 形钢组合梁 II 类截面外包钢板件宽厚比限值进行试验研究与有限元分析,得出以下主要结论:

1) 与普通钢-混组合梁不同,由于内部填充混凝土的存在,即使外包钢发生局部屈曲,U 形钢组合梁的承载力仍有明显提升,且仍有可能达到全截面塑性,发生弯曲塑性破坏。减小外包钢板件宽厚比,U 形钢组合梁外包钢板由弹性局部屈曲转变为弹塑性局部屈曲,而屈曲后的承载力提升幅度随板件宽厚比的增大而增大。

2) 外包钢腹板与翼缘之间存在相互作用,两者的非线性行为(局部屈曲及变形发展)相互影响,板件的屈曲时刻随着相邻板件宽厚比的增大而提前,而屈曲变形直接影响 U 形钢组合梁的塑性发展程度。因此,进行基于截面分类的外包钢板件宽厚比限值研究时,应考虑腹板受压区高厚比与翼缘宽厚比的共同作用。

3) 参考 EC4 中组合梁的截面分类准则对 U 形钢组合梁进行截面划分,根据试验及有限元分析结果,在同时考虑外包钢腹板与翼缘之间的相关作用及 U 形钢组合梁塑性发展程度的条件下,提出了 U 形钢组合梁 II 类截面(Class 2)外包钢板件宽厚比限值建议,该方法更符合 U 形钢组合梁的真实受力性能,在一定程度上能更充分地发挥其结构优势。

参考文献

- [1] 赵庆龙,王伟,沈建华.薄壁 U 型钢-混凝土组合梁抗剪性能的试验研究[J].土工基础,2016,30(2): 274-280. ZHAO Q L, WANG W, SHEN J H. Experimental study on the shear behavior of the U-section thin-walled steel-concrete composite beams [J]. Soil Engineering and Foundation, 2016, 30(2): 274-280. (in Chinese)
- [2] 计明明.U 形外包钢再生块体混凝土梁的受弯及耐火性能研究[D].广州:华南理工大学,2019. JI M M. Study on bending and fire resistance of U-shaped steel-clad recycled block concrete beams [D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2019. (in Chinese)
- [3] 翁相柱.外包 U 型钢-再生混凝土组合梁抗弯性能研究

- [D]. 西安: 长安大学, 2018.
- DANG X Z. Study on flexural behavior of composite beams wrapped with U-shaped steel and recycled concrete [D]. Xi'an: Chang'an University, 2018. (in Chinese)
- [4] 郭喜. 新型冷弯薄壁U型钢-混凝土组合梁抗弯性能研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2018.
- GUO X. Research on flexural behavior of a novel cold-formed U-shaped steel-concrete composite beam [D]. Chongqing: Chongqing University, 2018. (in Chinese)
- [5] ZHAO Y, ZHOU X H, YANG Y L, et al. Shear behavior of a novel cold-formed U-shaped steel and concrete composite beam [J]. Engineering Structures, 2019, 200: 109745.
- [6] 周学军, 林彦. 外包U型钢混凝土组合梁理论研究与设计应用[M]. 北京: 科学出版社, 2016: 240.
- ZHOU X J, LIN Y. Theoretical research and design application of composite beam wrapped with U-shaped steel reinforced concrete [M]. Beijing: Science Press, 2016: 240. (in Chinese)
- [7] 钢结构设计标准: GB 50017—2017 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- Code for design of steel structure: GB 50017—2017 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017. (in Chinese)
- [8] 组合结构设计规范: JGJ 138—2016 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- Code for design of composite structures: JGJ 138—2016 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016. (in Chinese)
- [9] 钢管混凝土结构技术规范: GB 50936—2014 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014.
- Technical code for concrete filled steel tubular structures: GB 50936—2014 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014. (in Chinese)
- [10] Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings: EN 1994-1-1 [S]. London: British Standards Institution, 2004.
- [11] Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings: EN 1993-1-1 [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
- [12] 席季柳, 卢春玲, 郑艳. 部分充填混凝土窄幅钢箱连续组合梁负弯矩区局部屈曲分析与试验研究[J]. 建筑结构, 2016, 46(2): 54-58, 81.
- XI J L, LU C L, ZHENG Y. Analysis and experimental study on local buckling behavior of negative bending region of partial-concrete-filled narrow-width steel box continuous composite beams [J]. Building Structure, 2016, 46(2): 54-58, 81. (in Chinese)
- [13] MATSUI C. Local buckling of concrete filled steel square tubular columns [C]// IABSE-ECCS Symposium Luxembourg, 1985.
- [14] 程欣, 侯雪松, 李卓峰. 考虑板件相关作用的H形截面分类准则[J]. 工程力学, 2020, 37(4): 178-185.
- CHENG X, HOU X S, LI Z F. Cross-section classification criteria of steel H-sections considering the plate interaction effect [J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(4): 178-185. (in Chinese)
- [15] 杨悦. 冷成型钢矩形管梁截面分类的研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2016.
- YANG Y. Study on section classification of cold-formed steel rectangular tube beam [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2016. (in Chinese)
- [16] 李娟. 冷成形钢矩形管梁在循环荷载作用下的截面分类研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2018.
- LI J. Study on section classification of cold-formed steel rectangular tube beam under cyclic load [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2018. (in Chinese)
- [17] XU X, CHENG R, YANG P, et al. Experimental and numerical investigations on square CFST column to U-shaped steel-concrete composite beam joints with internal T-shaped diaphragms [J]. Journal of Building Engineering, 2022, 60: 105172.
- [18] XU X, CHENG R, YANG P, et al. Experimental study of U-shaped steel-concrete composite beam to square CFST column joint [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2022, 192: 107220.
- [19] 成宇, 杨远龙, 李彬洋. 多腔式钢管混凝土异形柱-H形钢梁框架U形板连接节点承载力研究[J]. 建筑结构学报, 2021, 42(增刊2): 100-108.
- CHENG Y, YANG Y L, LI B Y. Research on strength of U-shaped diaphragm joint between multi-cell special-shaped CFST column and H-shaped steel beam [J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(Sup 2): 100-108. (in Chinese)
- [20] 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- Code for design of concrete structures: GB 50010—2010 [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016. (in Chinese)
- [21] LIU X G, LIU J P, YANG Y L, et al. Resistance of special-shaped concrete-filled steel tube columns under compression and bending [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2020, 169: 106038.
- [22] 李文超. 钢材微观损伤准则在钢框架极端荷载条件下损伤分析中的应用[D]. 西安: 长安大学, 2014.
- LI W C. The application of micromechanical damage criterion of structural steel in damage analysis of steel

- frame under extreme loads [D]. Xi'an: Chang'an University, 2014. (in Chinese)
- [23] SCHAFFERB W, PEKÖZT. Computational modeling of cold-formed steel: Characterizing geometric imperfections and residual stresses [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1998, 47(3): 193-210.
- [24] DUBINA D, UNGUREANU V. Effect of imperfections on numerical simulation of instability behaviour of cold-formed steel members [J]. Thin-Walled Structures, 2002, 40(3): 239-262.
- [25] Eurocode 3: Design of steel structures: Part 1-5: Plated structural elements: EN 1993-1-5 [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2006.
- [26] 孙立鹏, 刘永健. 矩形钢管混凝土壁板的屈曲后强度 [J]. 建筑结构学报, 2022, 43(10): 259-273.
- SUN L P, LIU Y J. Post-buckling strength of rectangular concrete-filled steel tube panels [J]. Journal of Building Structures, 2022, 43(10): 259-273. (in Chinese)
- [27] Recommendation for limit state design of steel structures: AIJ98 [S]. Tokyo: Architecture Institute of Japan, 2002.

(编辑 王秀玲)