# $\pi_{34 \oplus \pi_4 \#}$ 石家庄铁道大学学报(自然科学版)

Vol. 34 No. 4

2021年12月 Journal of Shijiazhuang Tiedao University(Natural Science Edition) Dec. 2021

# 双钢板混凝土偏压构件受力性能试验研究

雷升祥<sup>1</sup>, 李占先<sup>2</sup>, 刘 勇<sup>3</sup>

(1.中国铁建股份有限公司,北京 100855;2.中铁十四局集团有限公司,山东 济南 250000;
3.石家庄铁道大学 土木工程学院,河北 石家庄 050043)

摘要:为研究管幕预筑结构受力性能,明确钢-混凝土工作机理,以栓钉布置、偏心距为参数, 设计完成了双钢板-混凝土组合构件偏压试验,研究了不同连接件设置偏压构件的受力机理和破 坏模式,分析了构件截面应变分布、承载能力、滑移。结果表明,在不发生屈曲的前提下,栓钉的 布置对试件的受力性能几乎无影响,两侧不布置栓钉的试件,尽管两侧受拉钢板与混凝土界面 上均出现了微小的界面滑移,但对承载能力影响较小。

关键词:双钢板混凝土结构;管幕预筑结构;偏压构件;连接件;承载力 中图分类号:TU375.4 文献标志码:A 文章编号:2095-0373(2021)04-0028-06

0 引言

随着地下空间开发利用规模及范围的不断扩大,复杂环境下建造的地下空间项目将越来越多,提出 安全性高、对周边环境影响小的地下结构形式具有重要意义<sup>[1-5]</sup>。管幕预筑结构由钢管、钢板、钢筋混凝 土、立柱组成,具有整体刚度大、地层变形控制能力强等优点,适用于修建地铁车站、下穿既有建筑等地表 沉降控制要求严格的复杂环境下地下工程。施工时,先将钢管顶进,切割钢管两侧,用2块钢板将切割后 相邻钢管焊接,上下2块钢板之间架设钢立柱,在所形成的空间内浇筑混凝土<sup>[6]</sup>,最终形成的典型结构形

式如图 1 所示。将此类结构应用于地下工程中,不仅提高了结构可靠性, 而且能够有效减少对既有建筑的影响、降低地表沉降,在地下工程中应用 前景广阔<sup>[7-8]</sup>。目前,此类结构在国内已成功应用于沈阳新乐遗址地铁站 和太原迎泽大街下穿火车站工程,但管幕预筑板系结构的设计方法目前 尚未形成体系,以往的设计中按照传统钢筋混凝土结构进行设计,未考虑 钢板的承载能力。在此类结构中,如能采取合理的措施,使钢板和混凝土之 间具有足够的连接,形成组合作用,共同参与受力,可将结构构件的承载能 力发挥到最大,进而减小截面尺寸,降低工程造价,获得最大经济效益。



图1 管幕预筑结构

管幕预筑结构中,当按照或接近合理拱轴线设计断面时(图 1),截面主要承受轴向力或者较小弯矩的 作用,可以视为轴心受压构件,但受现场各种因素的影响,某些情况下实际工程中管幕预筑结构的设计断 面与合理拱轴线相差较大,构件截面轴力有较大偏心距<sup>[9]</sup>,处于具有较大弯矩的偏压状态,管幕预筑结构 本质上属于双钢板-混凝土组合结构。地上工程中,双钢板-混凝土组合构件主要为墙式构件或梁式构件, 现有研究成果主要针对构件的受弯<sup>[10-11]</sup>、轴压<sup>[12-14]</sup>、压弯<sup>[15]</sup>及受剪性能<sup>[16]</sup>,对于偏压性能的研究鲜见报 道,因此有必要对双钢板-混凝土组合偏压构件的受力机理和破坏模式进行深入研究,为形成合理的管幕 预筑结构设计方法提供理论基础。

本论文设计完成了3根双钢板-混凝土组合构件偏压试验,探究偏压构件受力全过程力学性能,分析

收稿日期:2021-06-15 责任编辑:车轩玉 DOI:10.13319/j. cnki. sjztddxxbzrb. 20210137

基金项目:国家重点研发计划(2018YFC0808704);国家自然科学基金-青年科学基金(52008271);中铁第四勘察设计院集团有限公司科技 研究开发计划(2020K163)

雷升祥,李占先,刘勇.双钢板混凝土偏压构件受力性能试验研究[J].石家庄铁道大学学报(自然科学版),2021,34(4):28-33.

作者简介:雷升祥(1965—),男,博士,正高级工程师,研究方向为城市地下空间开发与利用。E-mail:18192088688@163.com

栓钉配置对试验构件的受力性能及破坏形式的影响,研究设置栓钉对构件极限承载力、界面滑移及截面 应变分布规律等的作用,得出其受力机理。

#### 试验概况 1

以偏心距和连接件布置为参数,设计制作3个具有相同尺寸的双钢板-混凝土组合偏压试件,根据实 验室加载设备的量程,并结合现有偏压试验相关研究,初步选定试件的形状及相关参数取值如图 2 和表 1 所示,试件工作段长度为 300 mm,上下两端均设置牛腿,加强牛腿处配筋,并在牛腿范围内,将钢板与混 凝土用加密的栓钉连接,使得构件工作段各截面均处于全截面共同受力状态。连接件采用栓钉形式。



(a)构件形状



(b)构件尺寸



(c)配筋图

表 1					mm	
试件编号	l	$b \times h$	t	е	e:h	
WSD	800	$120 \times 160$	8	40	0.25	
DSD	800	$120 \times 160$	8	40	0.25	
SSD	800	$120 \times 160$	8	60	0.375	

图 2 试件设计(单位:mm)

注:WSD 代表双钢板无栓钉组合柱:DSD 代表双钢板单侧(受压)栓钉组合柱:SSD 代表双钢板双侧栓钉组合柱。

试件栓钉直径为 8 mm,长度为 55 mm,工作段栓钉纵向间距为 100 mm,横向间距为 86 mm,纵向距厚 比为 12.5,远小于现有研究中所得构件不发生受压屈曲的距厚比限值,保证了试件受压侧钢板不会发生 屈曲。采用 Q345 钢板,实测钢材钢板屈服强度为 309 MPa,极限强度为 460 MPa。混凝土强度等级为 C35,立方体抗压强度为 35.7 MPa,轴压强度计算为 23.9 MPa。

试件制作过程为:①按设计尺寸加工相对受拉及受压侧钢板;②在钢板指定位置焊接栓钉,并在测点 位置粘贴应变片,安装顶底侧木模板,见图 3(a),图 3(b);③按试配出的混凝土配合比进行混凝土拌和,浇 筑混凝土形成整体,并在标准条件下养护,粘贴混凝土应变片,见图 3(c)、图 3(d)。



(a)焊接栓钉



(b)安装木模

(c)浇筑混凝土



(d)粘贴混凝土应变片

图 3 试件制作

位移计及应变片测点布置如图 4 所示,测量试验柱工作区段截面上的应变分布,在中间截面的混凝土上 粘贴 4 个混凝土应变片,同样高度钢板的中间位置内、外两侧各粘贴 1 个应变片。加载装置如图 5 所示,图 中矩形块为应变片,圆圈为位移计,受拉钢板及受压钢板两侧(内外)相同位置上均贴有应变片。





1.试件;2.压力机;3.加载块;4.载荷传感器。

图 4 位移计及应变片测点布置

图 5 试验加载装置示意图(单位:mm)

采用非接触式光学 3D 应变测量系统测量界面滑移及跨中挠度。如图 6 所示,散斑点  $P_0$  位置最靠近 受拉侧, $P_1$  和  $P_2$  点分别位于界面两侧且非常靠近界面的钢板和混凝土上,采用 DIC 技术,测量  $P_0$  点的 水平位移,所得结果即为构件的跨中挠度,测量  $P_1$  和  $P_2$  点水平位移和竖向位移,两点的竖向位移差即为 滑移,水平位移差即为界面剥离。



(b)试验现场

图 6 非接触式光学 3D 应变测量系统

## 2 试验结果及分析

#### 2.1 试验现象及破坏形态分析

WSD 试件加载至 50 kN 时,试件发出"噼啪"声 响,上部牛腿受压侧钢板与混凝土之间出现微裂缝; 至 473 kN 时,上部牛腿与工作段结合处下方的受压 区出现竖向微裂缝,并快速向下发展;至 520 kN 时, 试件受压区的竖向裂缝继续增加,受拉区混凝土没有 明显变化;荷载继续增加,距离试件顶部 300 mm 的 范围内受压侧钢板与混凝土接触面上出现少量起皮、 脱落现象,此后,裂纹不断开展延伸;加载至 670 kN 时,试件整个工作区段受压侧钢板与混凝土交界面上 混凝土不断脱落(图 7(a));至 691 kN 时,构件承载 力下降,受压区混凝土并没有立刻压溃,这是由于钢



(a)小偏压破坏

(b)牛腿破坏



板对混凝土有一定的约束作用,混凝土没有直接剥落,随着加载的进行,试件发出较大"噼啪"声,试件表 面的混凝土逐步剥落;荷载下降到 670 kN 时停止加载,表现为明显的小偏心受压破坏特征。DSD 试件与 WSD 试件破坏过程基本相似,均为脆性破坏,主要区别为 DSD 试件的裂缝总体上更为均匀,且宽度较小。 SSD 试件加载至 150 kN(30%最大荷载)时,试件顶部牛腿范围内出现竖向微裂纹;加载至 250 kN 时,竖向微裂缝继续发展,上、下牛腿相同位置均出现竖向裂缝;加载至 300 kN时,牛腿顶部混凝土保护 层开始出现压酥迹象,此后竖向裂缝继续向下延伸(图 7(b));加载至 377 kN时,上部垫板呈现两边向上 凸起的趋势,下部垫板两侧则向下凸起;加载至 425 kN时,上下垫板的变形已非常明显;加载至 441 kN 时,正面牛腿下部范围内混凝土压碎脱落;加载至 448 kN时,背面裂缝加宽,周围混凝土压碎,无法继续 增加荷载,试验结束。由于试件距厚比较小,因而 DSD、WSD 及 SSD 3 试件均未出现钢板屈曲的现象。 2.2 荷载-变形曲线

试件的荷载-侧向挠度曲线如图 8(a) 所示,侧向挠度值为 3D 应变测量系统中提取的试件柱中部散斑 点的位移信息。从图 8(a) 中可以看出,加载初期,试件处于弹性工作阶段,达到 50 kN 后,试件开裂,进入 带裂缝工作状态,刚度稍有降低,在 521 kN 和 503 kN 时,WSD 试件与 DSD 试件受压侧钢板发生屈服。 WSD 试件在达到峰值荷载后,立即发生破坏,而 DSD 试件有一个较短的平台段,延性比 WSD 试件好。 总体上,2 个试件的开裂荷载、受压侧钢板屈服的荷载以及峰值荷载较为接近,刚度基本一致,均在达到峰 值荷载后很快发生破坏,未出现明显的下降段,延性较差,呈现出脆性破坏的特征。图 8(b)为偏心距为 60 mm,两侧均布置了栓钉试件,由于该试件偏心距较大,且存在安装误差,在加载初期(侧向挠度 1 mm 之前)测得构件挠度偏大,导致初期刚度过小。



图 8 试件的荷载-变形曲线

#### 2.3 截面应变分布

为测得试件截面上的应变分布,在跨中截面距离对称轴不同高度上粘贴7个应变片。图9所示为跨 中截面的应变分布图,图中最左及最右侧两点为相应一侧钢板内外两面上布置的测点(图4)。从截面应 变图中可以看出,即使未布置连接件的受拉侧钢板上,应力也较大,设计中应充分考虑两侧钢板对承载力 的贡献。试件中间核心混凝土上3个测点的应变分布完全符合平截面假定,截面应变分布斜率基本相 同,受拉侧钢板上应变分布斜率与混凝土上应变分布斜率并不一致。在加载初期中,两者斜率差值较小, 随着荷载等级的增大,斜率差值增加,说明界面滑移在增大。



WSD 试件的整个截面上,3 部分材料的应变呈 3 段折线形分布(图 9(a)),也就是在试件拉、压侧钢 板与混凝土界面上,既不是完全组合,也不是完全叠合,而是一种介于组合及叠合之间的带有界面滑移的 状态。DSD 试件受压侧应变分布线的斜率基本与混凝土应变分布斜率相同,这主要因为 DSD 上受压侧 钢板与混凝土的界面上设置有栓钉,有效地减小了界面滑移,但因受拉侧存在界面滑移,应变分布斜率与 混凝土应变分布斜率不同,整个截面上应变分布规律呈 2 折线形分布(图 9(b))。与 WSD 试件与 DSD 试 件相比较,SSD 试件由于设置了受拉侧连接件,因而更符合平截面假定(图 9(c))。

2.4 荷载-界面滑移分析

WSD 试件"相对受拉侧"钢板与混凝土界面上的荷载-滑移曲线如图 10(a)所示,可以看出,加载初期,滑移量随荷载缓慢增加,加载至 400 kN 之前,滑移量仅为 0.01 mm,此后滑移量增加较快,该结果与 图 9(a)所示截面应变分布中,受拉侧钢板上的应变略小于平截面假定值,且加载过程中钢板与混凝土应 变差值随荷载的增大而增大的趋势一致。

图 10(b)所示为偏心距为 60 mm 的 SSD 试件远离偏心距一侧(受拉侧)的荷载-滑移曲线。可以看 出,试件加载至 30 kN 前,受拉侧钢板与混凝土之间的滑移在较小荷载作用下快速增大,这主要是因为 SSD 试件在远离轴力的一侧受拉,由于加载板无法传递拉力,荷载仅能直接作用在混凝土和受压钢板上, 借助受拉侧钢板与混凝土之间的化学黏结力带动受拉侧钢板受力,另外传感器、加载板、试件之间存在间 隙,因此加载初期滑移较大。随着荷载的增大,滑移刚度增大,这主要是因为随着化学黏结作用破坏,栓 钉发挥抗剪作用。



#### 图 10 试件的荷载-滑移曲线

通过 WSD 试件与 SSD 试件相对受拉侧钢板与混凝土之间的滑移曲线对比可知,在端部约束为牛腿 形式的双钢板混凝土偏压试件中,由于端部并不是刚臂,因而施加的偏心外荷载很难保证共同施加于整 个截面上,无论是整个的加载过程中处于全截面受压的 WSD 试件,还是布置了栓钉的 SSD 试件,在"相 对受拉侧"均产生了一定的界面滑移。SSD 试件滑移量较 WSD 滑移量小 50%以上,也说明了栓钉在试 件中发挥了作用。此外,两试件均未出现界面剥离现象。

3 结论

(1)偏心距比较小时,无栓钉试件与仅在受压布置栓钉的试件破坏过程基本一致:受压侧钢板首先屈服,试件继续承载,直至受压侧混凝土压溃,试件发生破坏;破坏时,"相对受拉侧"(远离轴向力的一侧)或 受压或受拉,但均未达屈服应变,属小偏心受压破坏。

(2)通过对不同栓钉布置试件的试验结果对比可知,双钢板混凝土偏压构件受拉侧钢板栓钉的布置 对试件的承载力几乎无影响,在不发生受压屈曲前提下,即使相对受拉及受压侧均不布置栓钉,界面的滑 移应变也较小,两侧钢板应力均较大,设计中应充分考虑两侧钢板对承载力的贡献。

### 参考文献

[1]李文江,刘志春,贾晓云.淤泥质地层浅埋暗挖通道管幕预支护施工效应分析[J]. 石家庄铁道学院学报,2005,18

(3): 1-4,16.

- [2]王文胜. 浅埋大跨黄土隧道下穿公路方案比选[J]. 石家庄铁道大学学报(自然科学版), 2016, 29(2): 45-49,55.
- [3]陈智慧.大跨隧道下穿建筑物施工方案对比分析及施工技术[J].石家庄铁道大学学报(自然科学版),2015,28(2): 50-56.
- [4]李文江,朱永全,刘志春. 浅埋、软土隧道穿越铁路站场施工效应分析[J]. 石家庄铁道学院学报,2004,17(4):5-8.
- [5]张永利.大跨度浅埋软弱围岩隧道施工工法比较[J].石家庄铁道大学学报(自然科学版),2012,25(1):68-70.
- [6]金春福. 地下大跨度新管幕结构体系施工力学性能研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2012.
- [7]Jia P J, Zhao W, Chen Y, et al. A case study on the application of the steel tube slab structure in construction of a subway station[J]. Applied Sciences, 2018, 8(9): 1437.
- [8] 贾鹏蛟, 赵文, 关永平, 等. 新管幕结构受力模式及关键技术分析[J]. 东北大学学报(自然科学版), 2019, 40(6): 891-895.
- [9]马禹川. 隧道断面合理轴线的确定[J]. 长安大学学报(自然科学版), 1990, 10(3): 28-36.
- [10]杨悦. 核工程双钢板一混凝土结构抗震性能研究[D]. 北京:清华大学, 2015.
- [11]刘进. 核电工程钢板混凝土组合剪力墙面外弯剪性能研究[D]. 北京:北京工业大学, 2016.
- [12]张有佳. 核电工程钢板混凝土结构抗震性能试验与计算分析[D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 2014.
- [13]**韦芳芳**,郑泽军,喻君,等. 基于钢板屈曲分析的双钢板-混凝土组合剪力墙轴压承载力计算方法[J]. 工程力学, 2019,36(2):154-64.
- [14]**刘阳冰,杨庆年,刘晶波,等.双钢板-混凝土剪力墙轴心受压性能试验研究**[J].四川大学学报(工程科学版),2016, 48(2):83-90.
- [15]李晓虎. 核电工程双钢板混凝土组合剪力墙抗震性能研究[D]. 北京:北京工业大学, 2017.
- [16] **冷予冰**, 宋晓冰, 葛鸿辉, 等. 钢板-混凝土组合墙体结构平面外抗剪承载力试验分析[J]. 建筑结构, 2013, 43(22): 15-21.

# Experimental Study on Mechanical Performance of Eccentrically Loaded Steel-Concrete-Steel Sandwich Composite Members

#### Lei Shengxiang<sup>1</sup>, Li Zhanxian<sup>2</sup>, Liu Yong<sup>3</sup>

(1. China Railway Construction Corporation Co. Ltd., Beijing 100855, China;

2. China Railway 14th Bureau Group Co. Ltd., Jinan 250000, China;

3. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China)

Abstract: In order to study the mechanical performance of members in pipe-roof precast plate structures, and clarify the working mechanism of steel and concrete, the eccentric compression test of three steel-concrete-steel sandwich members was completed with connector arrangement and eccentricity as parameters. The stress mechanism and failure mode of members with and without connectors were studied, and the strain distribution, bearing capacity and interface slip of the members were analyzed. The results reveal that, when the steel plates in compression are not buckled, the arrangement of connectors has little effect on the mechanical properties of the members. Although there are small inter-facial slippages at the interface between steel plate and concrete on both sides of the specimens without connectors, the bearing capacities of these specimens are basically identical.

Key words: steel-concrete-steel sandwich structures; pipe-roof precast structures; eccentric compression members; connector; bearing capacity