

DOI: 10.20098/j.cnki.1001-5132.2023.0926

端板支承式多肋预制底板承载力试验研究

叶钰蓉, 饶超敏, 朱元臣, 杨煌涛, 王建民*

(宁波大学 土木工程与地理环境学院, 浙江 宁波 315211)

摘要: 端板支承式多肋叠合板是一种主肋在端部收齐, 端部主筋弯起, 再焊以抗剪角钢部件后设计的新型叠合板, 主要应用于现代物流仓储等承载力大、对空间要求较高的场景. 为研究多肋预制底板在施工过程中的受力及破坏特征, 设计了多肋预制底板的简支均布静载试验来分析预制底板的承载力、支座受力特征等. 试验表明, 随着荷载的增加, 多肋混凝土预制底板的抗弯强度呈下降趋势, 达到最大承载力时, 支座位置出现断裂, 此时角钢达到屈服应变; 且该多肋混凝土预制底板的破坏特征与适筋梁破坏形式类似, 构件的破坏过程可分为 3 个阶段. 最后, 通过有限元模拟软件 ABAQUS 对角钢的变形状态以及在加载的 4 个阶段对不同部位的纵筋应变进行分析, 将试验结果与 ABAQUS 模拟结果进行对比研究, 得出有限元软件可较好模拟并呈现多肋混凝土预制底板破坏形态的结果, 这一结果可为后续叠合板的研究提供一定的依据.

关键词: 多肋叠合板; 混凝土预制构件; 抗弯性能; 荷载—位移曲线; 有限元

中图分类号: TU375.2

文献标志码: A

文章编号: 1001-5132 (2024) 02-0048-09

混凝土叠合板是由预制底板和后浇层叠合而成的, 以此整体受力^[1-2]. 这种结构兼有装配式结构和现浇结构的特点, 整体性能良好, 抗裂性强、抗震性能优越; 同时又具有节约材料、施工方便、缩短工期的特点^[3]. 近年来, 随着对叠合板的大量研究应用, 带肋混凝土叠合板渐渐进入大众视野. 英国混凝土公司最早采用凹槽叠合结构, 通过简单的凹槽来与现浇混凝土相结合. 侯和涛等^[4]对波纹钢腹板预应力混凝土叠合板的抗弯性能进行研究, 该种叠合板不仅自重轻, 而且抗剪能力强, 但是钢材耗费相对较高. 黄二位等^[5]对 PK 预应力混凝土叠合板进行抗弯性能试验研究, 通过设置板肋, 使得预制构件具有较好的抗弯性能; 但是 PK 板肋部结构制作复杂, 需要耗费大量的人工和模板, 生产效率较低^[6-7]. 孟宪宏等^[8]自行设计预应力带肋叠合板进行均布加载试验, 并通过 ABAQUS 进行模拟分析, 结果表明, 带肋板凸起肋既代替了

桁架筋, 同时制作工序简单, 整体性能良好. 王庆华等^[9]对一种底板中部带肋的预应力叠合板进行均布加载试验, 结果表明, 底板带肋可以提高板的刚度, 有效减少裂缝的产生. 倪东阳^[10]对单跨度单肋的钢筋桁架混凝土叠合板进行试验并结合有限元软件对带肋钢筋混凝土叠合板受力性能进行分析, 结果表明, 肋的存在可以提高底板的刚度, 减少裂缝的产生, 降低位移极值. 目前, 带肋底板叠合板的研究基本集中于采用相同高度的单跨单向肋设置, 较少采用符合受力需求的多跨度、多肋的设计.

本文所研究的端板支承式多肋叠合板适用于现代物流仓储, 由于场地空间限制, 需考虑在提高结构承载力的同时进一步提高空间利用率. 因此在设计时, 该叠合板主肋在两端支座位置收起, 为提高构件端部局部受剪承载力, 每条主肋纵筋弯起两端焊接 L 形角钢. 在工厂完成预制底板浇筑和

收稿日期: 2023-09-28.

宁波大学学报(理工版) 网址: <http://journalg.nbu.edu.cn/>

基金项目: 国家自然科学基金 (51878360); 宁波市自然科学基金 (202003N4136).

第一作者: 叶钰蓉, 硕士研究生, 主要研究方向: 混凝土结构. E-mail: 1509710002@qq.com

*通信作者: 王建民, 博士/教授, 主要研究方向: 结构抗震和防灾减灾. E-mail: wangjianmin@nbu.edu.cn

养护,在施工现场完成现浇混凝土层浇筑,形成多肋混凝土叠合板。

为研究该多肋叠合预制底板在施工阶段的受力及最终破坏形态和底板极限承载力,本文先对多肋预制底板进行静载试验,并通过 ABAQUS 对其进行模拟分析,进而得到该多肋预制底板在施工阶段的受力及破坏特征。

1 试验概况

本试验为多肋预制底板简支试验,采用四级分配梁中心集中加载的方式来模拟施工荷载,研究该端板支承式多肋叠合板预制底板的破坏特征、荷载-位移规律以及内部角钢的应变状况,将试验结果与 ABAQUS 模拟结果进行对比研究,计算试验与模拟的相对误差。

1.1 试验方案

端板支承式多肋板预制底板部分基本尺寸参数、配筋信息如图 1 所示。预制部分采用 C50 混凝土浇筑;主肋端部收齐部分内部主筋两端焊接 L 型

支承角钢,搭接在支座上。由于肋部两端在支座位置处收起,没有直通,支座处受力主要由焊接角钢以及局部混凝土承担,受力复杂。为了更直观地了解支座部位的受力及破坏情况,在①、③、⑤肋的角钢端部粘贴钢筋应变花。同时,在①、③、⑤肋跨中主筋部位粘贴钢筋应变片;为了验证测试数据的准确性,在③肋主筋跨中同时焊接预埋弦式钢筋应变计^[1]。相关测点布置如图 1 所示。

待预埋应变计及应变片布置完毕后,将钢筋放入模具中绑扎成型,然后进行现场浇筑。待构件在室外自然养护 28 d 后运至实验室,进入试验准备和测试阶段。

将多肋预制底板吊装至试验加载场地后,在试件外表面进行定位、划线处理,完成上述操作后进行预制底板的支承与固定。按试验方案分别在①、③、⑤肋端部向内 10 cm 及跨中位置布置百分表,对各应变片、位移计进行接线标定。设计四级分配梁模拟预制底板板面内的均布加载,简支多肋底板静载加载装置如图 2 所示。

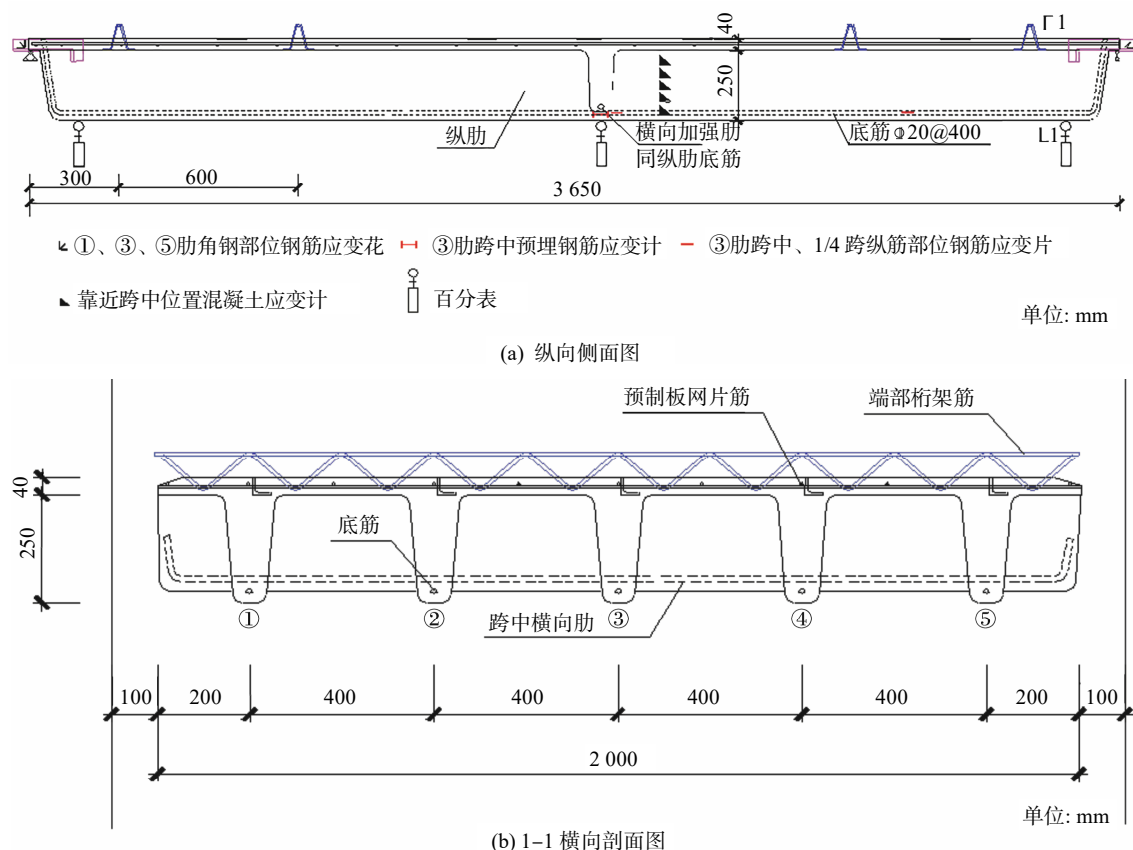


图 1 端板支承式多肋板预制部分



图2 多肋预制底板试验加载布置

1.2 加载方案

试验前通过理论计算,估计简支板极限承载力约为315 kN.考虑构件相对较大、多级分配梁加载装置及试验加载安全等因素,最后确定以位移控制进行试验加载.试件自重约2 100 kg,加载分配梁系统约800 kg.将各级分配梁作为预加载,检验支座以及加载设备是否正常,确认无误后按照前20级每级加载时间1 min,每级荷载控制位移1 mm,后5级每级加载时间1 min,每级荷载控制位移2 mm的方案开始加载.

1.3 加载试验破坏中止条件

为保证试验加载安全及试验结果的准确性,出现下述情况之一即可停止试验加载:(1)加载过程中记录荷载值较上一级加载步或同级加载过程明显下降;(2)简支板端部支座明显开裂变形,或对应肋端部竖向位移明显增大;(3)各肋跨中竖向位移明显增大,或个别裂缝快速发展;(4)加载装置明

显偏离对中位置,或分配梁系统明显倾斜移位;(5)其他可能影响试验安全的情况.

2 试验结果分析

2.1 裂缝发展及分布

简支多肋预制底板静载破坏形态与适筋梁受弯特征相似.根据试验记录以及裂缝发展分布,多肋预制板的静载过程可分为3个阶段.

(1)弹性阶段:0~40 kN,多肋预制底板处于无裂缝弹性工作阶段.试验加载初期,主肋混凝土整体无开裂,与主筋协同工作,多肋板刚度较大,荷载主要由肋底部混凝土和主筋共同承担;试件表面无明显裂缝产生,跨中及支座位置挠度发展平稳且变化较小;继续增加荷载,底部受拉区混凝土处于一种似裂非裂状态.

(2)弹塑性带裂缝工作阶段:40~275 kN,预制底板处于弹塑性工作阶段.当加载至45 kN时,多肋板①肋跨中纯弯段受拉区混凝土底部首先出现竖直裂缝,紧接着,各肋跨中陆续出现微小裂缝并由下往上延伸,此阶段荷载转移主要由各肋主筋承担;当加载至161 kN时,一级分配梁两端部所对应的位置及支座内侧出现多条大致呈45°的斜裂缝;继续加载至173 kN时,跨中部位裂缝发展至面板底部,此过程产生裂缝多达50余条;当荷载

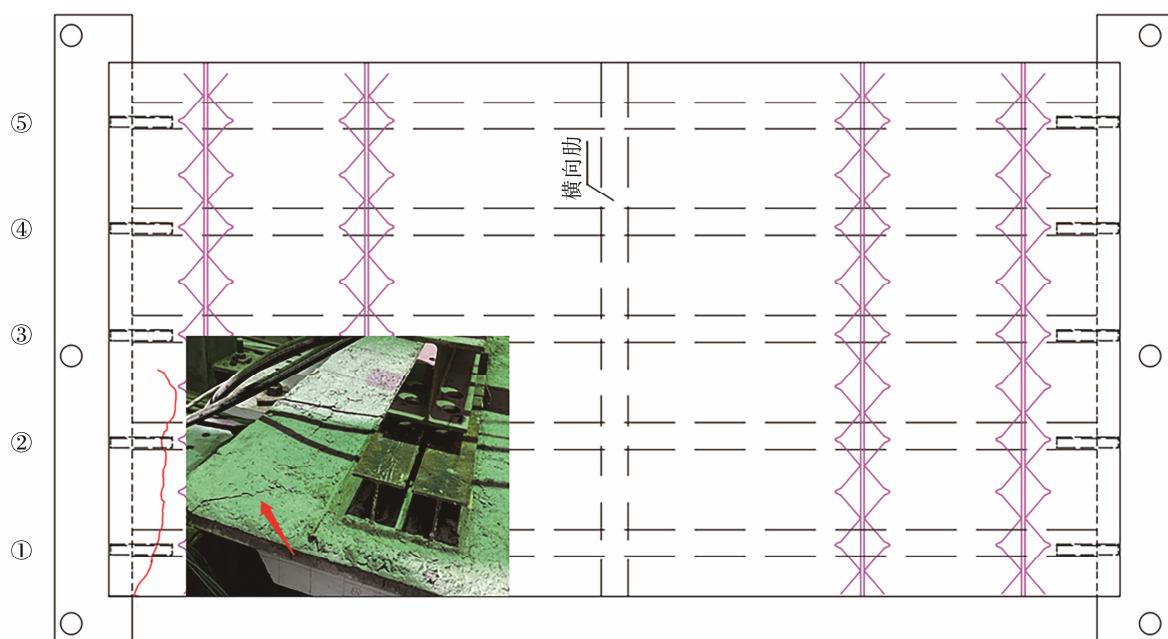


图3 多肋底板支座端部破坏图

超过 173 kN 后,简支板各肋靠近跨中及加载点位置的裂缝几乎延伸至板底;继续增加荷载,板肋钢筋接近屈服阶段,此阶段为带裂缝工作状态。

(3)屈服后破坏阶段:继续加载至 286 kN,钢筋达到屈服阶段,受压区混凝土被破坏,预制底板左侧支座①、②肋顶部在此刻出现明显断裂,导致该预制板破坏,破坏图及①肋侧面裂缝分布图分别如图 3、图 4 所示。

2.2 荷载—位移关系

分别对简支板①肋、③肋、⑤肋端部及跨中位移进行测量,得到如图 5 所示的荷载—位移曲线。

各肋荷载—位移曲线同样验证了简支板从加载到最终破坏所表现的典型三阶段特征:在简支板未开裂阶段,跨中及肋端部位移随荷载增加;随着荷载和位移增大,各肋开裂裂缝逐渐增多,且主要裂缝沿肋向上发展,构件整体刚度逐渐降低,此阶段为简支板带裂缝弹性工作阶段;随着荷载继续增大,简支板各肋主筋相继屈服,此时,简支板进入最终破坏阶段,板左侧支座肋端部位置沿横向支承出现明显开裂,支座附近位移急剧增大,荷载明显降低,简支板最终破坏。

由图可知,简支板 3 条肋各部位位移随荷载变

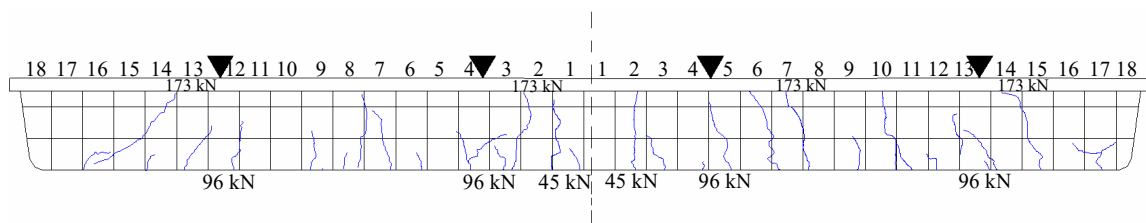


图4 ①肋侧面裂缝分布

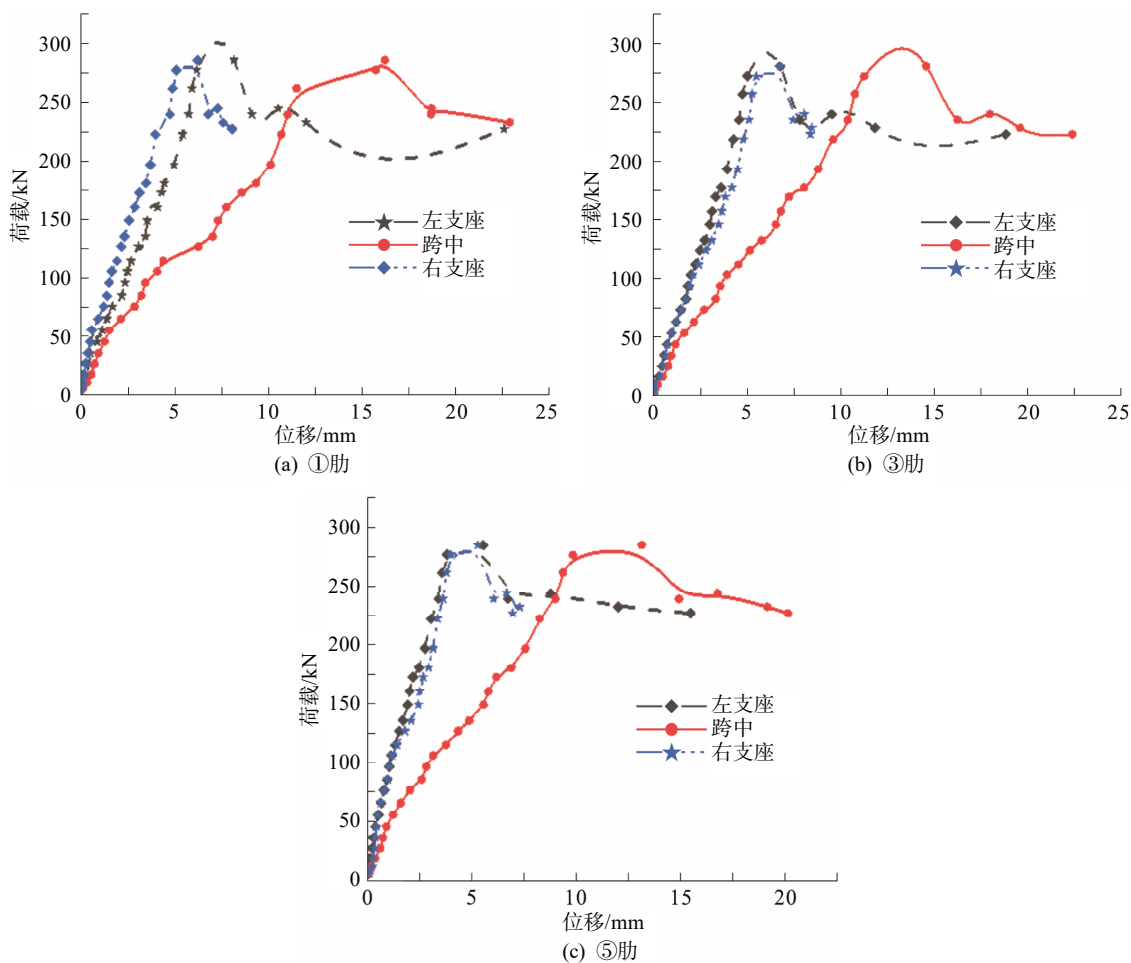


图5 各肋各部位荷载—位移曲线

化规律基本一致. 在 0~40 kN 加载初期, 位移均随着荷载增大基本呈线性增大; 超过 40 kN 后, 跨中位移随荷载增大加速, 对应简支板各肋跨中底部出现混凝土开裂, 各肋跨中位移曲线的波动也反映了裂缝数量的增大和裂缝的发展; 加载至 286 kN 后, 简支板左支座①、②肋端部与预制底部连接位置沿板横向发生明显开裂, 随之①肋左支座位移开始急剧增大至 22.60 mm, 极度接近跨中位移 22.91 mm. 由于试验过程中③、⑤肋左支座位置未发生横向开裂, 所对应左支座位移均明显小于各自跨中位移; 简支板 3 条肋的右支座位置均未发生横向开裂, 因此曲线中右支座位移明显小于左支座, 在 7 mm 左右.

2.3 角钢部位应变分析

试验前, 在预制底板①肋、③肋、⑤肋端部角钢部位粘贴钢筋应变花, 用于测试加载过程中角钢局部应变发展变化, 并绘制出角钢应变—荷载曲线(图 6). 角钢的屈服应变为 0.001 675, 试验所采用的钢筋应变最大量程为 0.02. 由图 6 可知, ①肋、③肋部位角钢的最大应力均超过屈服值, 说明①肋、③肋端部角钢局部已经屈服, 而⑤肋左支座端部角钢并未屈服. 结合试验观测可知, 当加载至 283 kN 时, ①肋、③肋面板左支座附近沿横向出现明显开裂. 试验结束后, 将①肋、③肋端部角钢部位凿开(图 7), 观察发现角钢焊接部位未出现开裂, 角钢部位肉眼未见明显变形, 结合混凝土结构设计规范^[12], 热轧钢筋的极限拉应变为 0.01, 而各部位角钢应变最大值为 0.005, 可以推断, ①、③肋端部角钢最终屈服但尚未达到其极限应变.

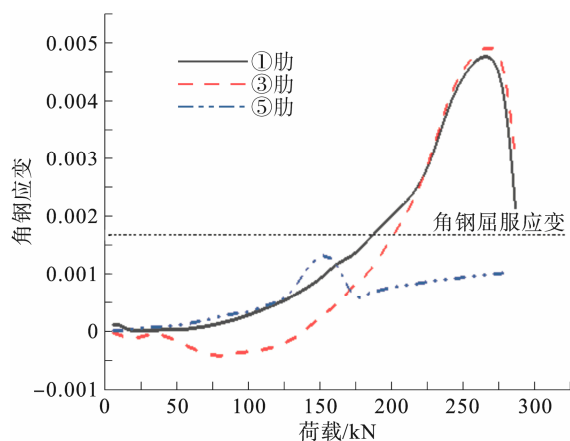


图 6 角钢应变—荷载曲线



图 7 角钢内部细化图

3 有限元分析

利用 ABAQUS 有限元软件对试验对象端板承载式多肋混凝土预制底板进行静载模拟分析, 研究其抗弯承载性能以及荷载—位移曲线规律. 取该预制底板的 1/5 宽进行有限元建模. 混凝土材料本构关系采用塑性损伤模型, 模型中相关参数依据设计图纸及《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[12]中附录 C 的混凝土本构关系式(C.2.3-1~C.2.3-4)和式(C.2.4-1~C.2.4-5)确定; 钢筋本构关系采用双折线模型^[13], 第 2 段折线斜率取为前一段的 1/100^[14], 模型中其他参数取构件设计值. 预制底板采用三维实体单元(C3D8R); 钢筋采用三维桁架单元(C3D2). 钢筋与混凝土采用嵌入区域约束(Embedded region)方式耦合, 采用静力加载中的位移控制来进行加载, 采用全牛顿迭代法^[14]求解, 模型边界条件与试验边界条件相同.

3.1 荷载—位移关系分析

根据试验所布置的百分表位置, 在模型中取同样位置的点作为模拟的位移观测点, 绘制各部位荷载—位移曲线, 如图 8 所示. 为方便分析, 将预制板模拟部分的荷载—位移曲线分为 3 个阶段.

(1)弹性阶段: 0~50 kN 时, 预制板各部位位移随荷载的增加呈线性增长.

(2)弹塑性带裂缝工作阶段: 50~100 kN 时, 肋部主要裂缝依次出现并延伸. 随荷载增加, 构件在纯弯段的主裂缝依次出现, 跨中位移增长较快, 荷载与位移失去线性关系, 构件刚度开始降低; 当加载至 200 kN 左右时, 以跨中位移变形为特征, 随荷载增加, 各部位位移明显增大, 肋底部纯弯段主要裂缝逐渐拓展, 两侧剪切裂缝逐渐扩展, 试件刚度进一步减小.

(3)屈服后破坏阶段:随荷载增加,构件底部位移及裂缝进一步扩大,达到极限承载力时,构件变形急剧增大,荷载明显降低,试件破坏。

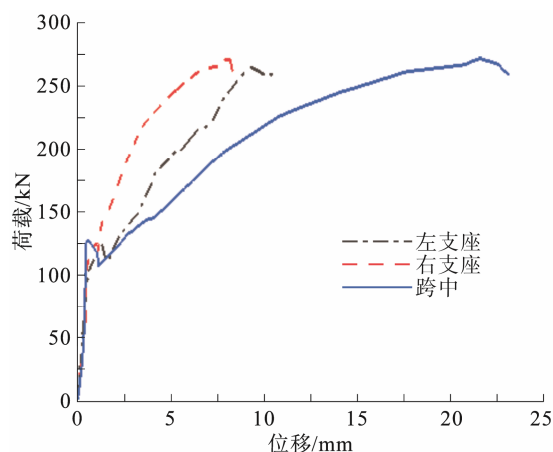


图8 模拟荷载—位移曲线

将试验结果与模拟结果进行对比,得到各部位荷载—位移曲线对比图,如图9所示。

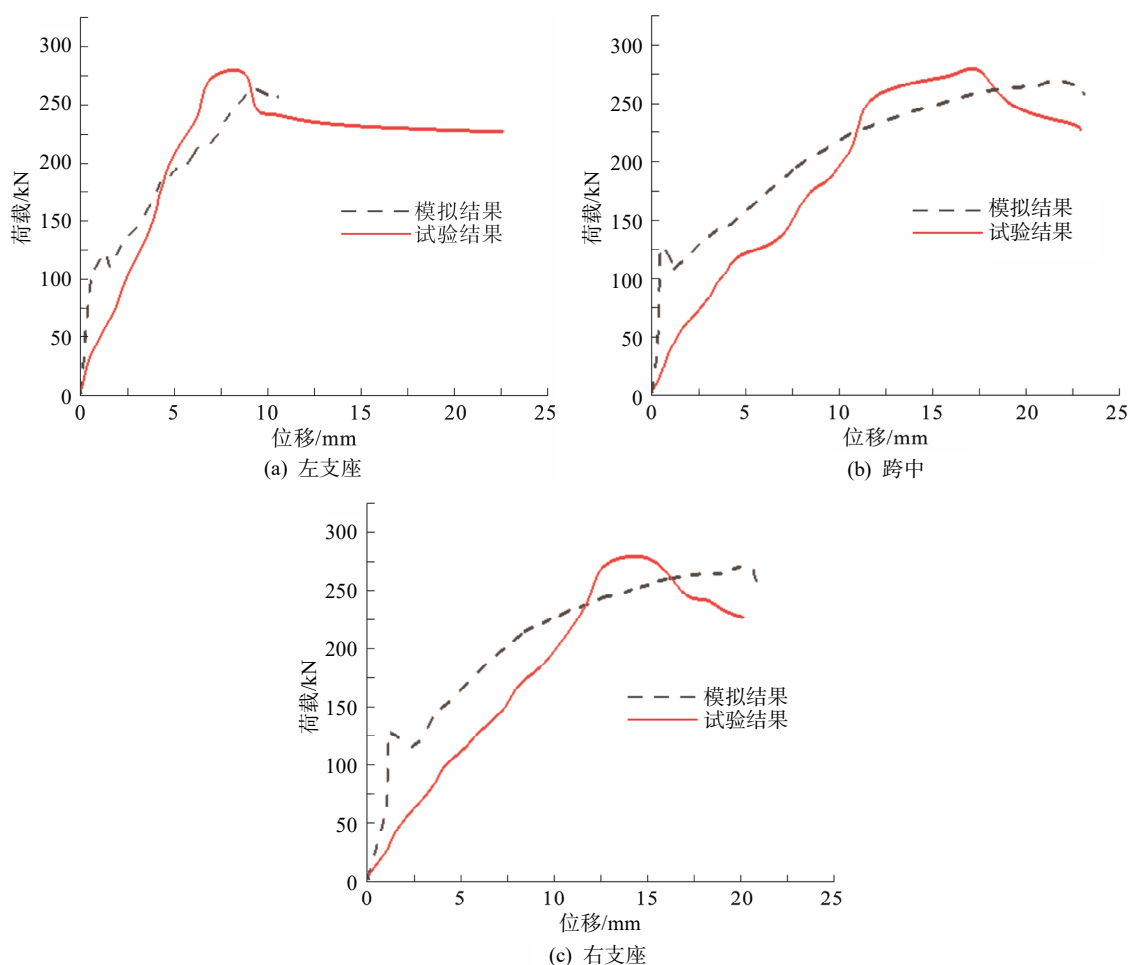


图9 各部位荷载—位移曲线对比

(1)由于试验构件在实际制作中从材料到施工振捣及养护等环节均存在缺陷,试验结果从弹性阶段到弹塑性阶段的特征并不明显,从试验加载开始到屈服阶段的位移明显大于模拟结果;而有限元模拟的是理想状态下的加载状况,开始有明显的线性增长阶段,随后构件开始开裂,荷载和位移逐渐失去线性关系,慢慢进入弹塑性阶段,达到其极限承载力时,构件破坏。

(2)通过图9可知,试验与模拟所达到的最大承载力以及预制板在最大承载力作用下出现的位移基本一致,而图中两曲线在达到最大承载力前存在较大落差的原因在于:有限元模拟较试验结果多了弹性阶段的明显线性增长段以及裂缝的出现和延伸阶段,更能反映构件在加载时的破坏状态,同时模拟曲线的各个阶段清晰可见,使得结果更符合理论认知。

为进一步验证有限元模拟的准确性,将有限

元计算结果与试验结果进行误差分析. 由于有限元建模时取 1/5 标准板宽进行分析, 因此, 取试验结果中③肋数据与之对比, 具体数据见表 1. 由于试验过程中简支板左支座破坏导致左侧位移下降明显, 因此, 不考虑左支座误差值, 只对跨中、右支座位移以及荷载进行对比, 并计算误差值, 发现相对误差在 10%以内, 所建有限元模型能够较好地反映试验状态下构件的受力及破坏, 可以为后续叠合板的研究提供依据.

表 1 试验与模拟结果

项目	最大荷载/ kN	最大位移/mm		
		左支座	跨中	右支座
试验数据	286	18.84	22.40	8.39
模拟数据	280	10.40	23.12	8.34
误差/%	2.10	-	3.22	0.60

3.2 纵筋各部位应力分析

为探究纵筋各部位应变随荷载的变化情况, 以跨中为中心, 将纵筋右半部分平均划分成 25 个单元, 通过有限元计算提取相关单元的数据, 并按照 3 个试验阶段绘制出不同部位纵筋应变关系曲线, 如图 10 所示.

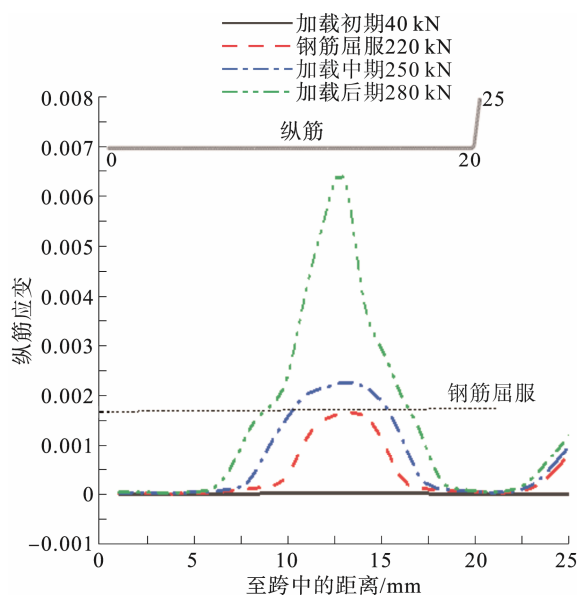


图 10 纵筋不同部位、不同状态下应变关系

由图 10 可以发现, 加载初期, 纵筋基本未加入工作, 各部位纵筋应变几乎为 0, 此时预制板肋部未出现裂缝; 在加载中期 250 kN 时, 预制板裂缝明显增多, 说明此时拉力全部由各肋主筋承担,

纵筋应变明显增大; 纵筋应变从跨中到端部先变大后变小; 纵筋弯起端部应变在各阶段大于初始弯起部位. 结合构件设计, 纵筋两端弯起一定角度后, 弯起部位用来承受弯矩和剪力产生的主拉应力, 跨中部位纵筋应变被大大削弱. 靠近 1/4 跨部位纵筋应变明显, 且在加载后期超过钢筋屈服应变.

为进一步验证有限元分析的可行性, 将模拟结果与试验所得 1/4 跨纵筋应变结果进行对比, 如图 11 所示. 试验与模拟结果均呈递增趋势. 其中, 模拟结果在 120 kN 时出现波峰, 此时构件处于弹性阶段, 拉力全部由钢筋承担, 纵筋应变增速开始变快, 直至纵筋应变达到 0.003 6 后构件破坏.

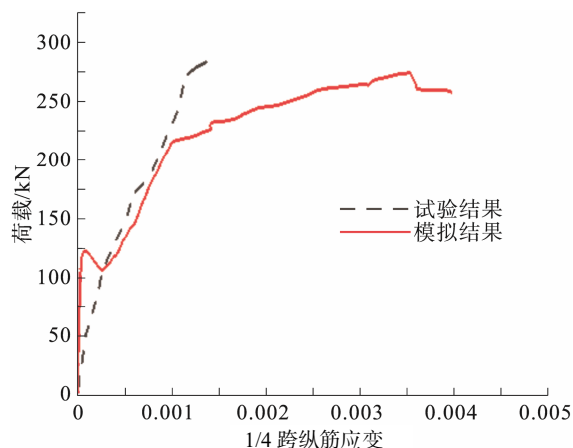


图 11 1/4 跨纵筋应变—荷载关系对比

3.3 角钢部位破坏情况

由于该多肋预制底板的左右支座仅依靠焊接在纵筋端部的角钢承受荷载, 因此对角钢及纵筋部位的应力情况进行分析, 角钢变形对比如图 12 所示(彩色部分为最终破坏状态), 纵筋变形对比如图 13 所示.

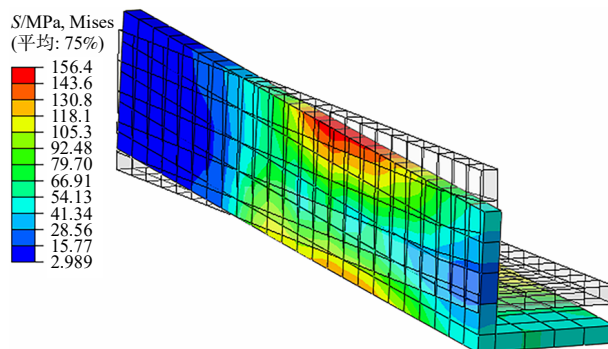


图 12 多肋预制底板角钢应力云图

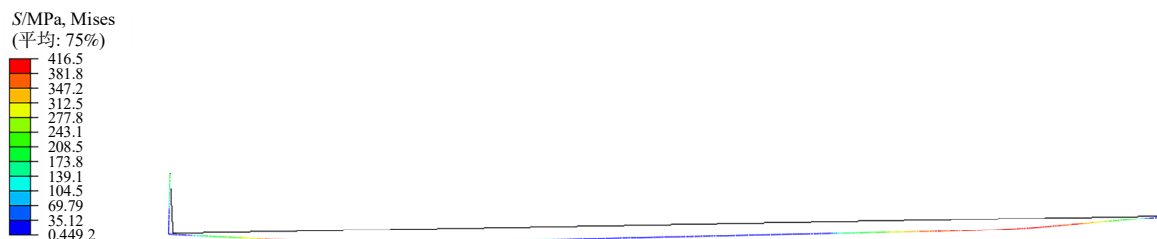


图13 多肋预制底板纵筋应力云图

由图12可知,角钢部位最大应力为156.4 MPa,还远远未达到角钢的屈服应力,但角钢发生变形,荷载增大至最大极限状态,角钢由原来的与水平面平行变为倾斜,且纵筋出现较大的弯曲变形。在试验中,角钢部位最大应力为1000 MPa,试验与模拟数据存在差距的原因在于试验加载后期预制板支座位置沿横向出现断裂,使角钢部位受力突然增加,最后屈服;而有限元模拟的则是理想受力状态,在整个加载过程中,模拟的预制板并未出现试验中的横向断裂现象,因此角钢部位未达到其屈服应力。由图13可知,纵筋在1/4跨附近应力最大,其值为416.5 MPa,纵筋在该部位已经屈服,但还未达到其极限应力理论值,与试验数据吻合,说明该模型的有限元结果可以较好地模拟和呈现试验中各个构件的破坏形态。

4 结论

本文通过对端板支承式多肋混凝土预制底板进行简支静载试验,得到如下结论:

(1)多肋混凝土预制底板的受力破坏过程与适筋梁破坏过程相似,分为3个阶段:弹性阶段、弹塑性带裂缝工作阶段、屈服后破坏阶段;弹性阶段预制底板未出现裂缝,弹塑性阶段预制底板出现开裂,随荷载增加裂缝逐渐延伸增多,大致沿板长方向呈对称分布,且加载点周围裂缝数量最多。

(2)通过有限元模拟得出多肋简支预制底板最大承载力为280 kN,且模拟所得的荷载—位移曲线较好地呈现了多肋预制底板在理想状态下的受弯性能;通过有限元软件对4个不同加载时期不同部位纵筋应变变化进行模拟,发现在加载初期,由于钢筋未加入工作,纵筋各部位应变近趋于0;当荷载大于140 kN时,进入加载中期,拉力全部由纵筋承担,在靠近1/4跨纵筋处钢筋应变最大,跨

中部位应变最小;当荷载加载至280 kN时,进入加载后期,靠近纵筋弯折部位应变波动较大,靠近1/4跨纵筋部位的钢筋应变最大。

(3)由于构件在制作及浇筑等方面存在缺陷,在试验加载后期,预制板左支座部位混凝土出现明显横向开裂,受力状态由原来的钢筋混凝土共同受力变为由肋部纵筋及角钢单独受力,最终角钢部位屈服;通过有限元软件ABAQUS验证角钢部位的应力情况,发现角钢部位并未发生屈服,但由于纵筋受拉变形导致角钢也发生细微变形。

参考文献:

- [1] 刘翔. 钢—预制带肋混凝土叠合板组合梁抗弯性能理论分析[D]. 济南: 山东大学, 2017.
- [2] 聂建国, 姜越鑫, 聂鑫, 等. 叠合板中桁架钢筋对预制板受力性能的影响[J]. 建筑结构学报, 2021, 42(1):151-158.
- [3] 陈科. 大跨度PK预应力混凝土叠合板的试验研究与理论分析[D]. 长沙: 湖南大学, 2009.
- [4] 侯和涛, 马天翔, 叶海登, 等. 波纹钢腹板预应力混凝土叠合板的抗弯性能试验研究[J]. 建筑钢结构进展, 2013, 15(6):42-45, 51.
- [5] 黄二位, 吕忠琬, 马素, 等. PK预应力混凝土叠合板的抗弯性能研究[J]. 工程建设与设计, 2013(7):149-152.
- [6] 刘世, 刘海卿, 李冬. 预应力混凝土叠合板弯曲性能研究[J]. 硅酸盐通报, 2019, 38(11):3605-3610.
- [7] LIU J P, HU H F, LI J, et al. Flexural behavior of prestressed concrete composite slab with precast inverted T-shaped ribbed panels[J]. Engineering Structures, 2020, 215:110687.
- [8] 孟宪宏, 沙连凯, 佟林, 等. 预应力带肋板与叠合板抗弯性能试验[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2017, 33(1):77-85.
- [9] 王庆华, 樊则森, 孙占琦, 等. 预应力带肋叠合板力学性能试验研究[J]. 施工技术, 2020, 49(8):9-12.
- [10] 倪东阳. 带肋钢筋混凝土叠合板的有限元分析及优化

- 设计[D]. 包头: 内蒙古科技大学, 2019.
- [11] GB/T 50152—2012. 混凝土结构试验方法标准[S].
- [12] GB 50010—2010. 混凝土结构设计规范[S].
- [13] 王强, 朱丽丽, 李哲, 等. 用于 ABAQUS 显式分析梁单元的钢筋本构模型研究[J]. 土木工程学报, 2013, 46(增刊 2):100-105.
- [14] 高欣, 吴晓伟, 田俊. 轻骨料混凝土剪力墙非线性有限元模型的构成及影响其抗震性能的因素[J]. 吉林大学学报(工学版), 2015, 45(5):1428-1435.

Experimental study on bearing capacity of end-plate-supporting multi-ribbed composite concrete plate

YE Yurong, RAO Chaomin, ZHU Yuanchen, YANG Huangtao, WANG Jianmin

(School of Civil & Environmental Engineering and Geography Science, Ningbo University, Ningbo 315211, China)

Abstract: The end-plate bearing multi-ribbed composite plate is a new type of composite plate designed after the series process with the main rib being folded at the end, the main reinforcement being bent up at the end, and then being welded with the shear angle steel parts. It is mainly used in modern logistics warehousing and other scenes with large bearing capacity and high space requirements. In order to study the stress and failure characteristics of multi-ribbed precast plate during construction, a simply supported and uniformly distributed static load test of multi-ribbed precast plate was designed, and the bearing capacity and bearing characteristics of precast plate were analyzed. The test shows that the bending strength of the multi-ribbed concrete precast plate decreases with the increasing of load. The bearing position breaks when the bearing reaches its maximum bearing capacity and the angle steel reaches the yield strain. The failure characteristics of the multi-ribbed concrete precast plate are similar to the failure mode of the reinforced beam, and the failure process of the component can be divided into three stages. Finally, the finite element simulation software ABAQUS was used to analyze the deformation state of the angle steel and the strain of the longitudinal reinforcement at different parts in the four stages of loading. The experimental results were compared with the ABAQUS simulation results. It is concluded that the finite element simulation can better simulate and present the failure mode of the multi-ribbed concrete precast plate. The results can provide a basis for the study of the subsequent composite slab.

Key words: multi-ribbed composite plate; concrete prefabricated components; bending resistance; load-displacement curve; finite element

(责任编辑 韩 超)