文章编号:1674-2974(2025)09-0069-11 DOI:10.16339/j.cnki.hdxbzkb.2025088

钢板网-高性能砂浆加固偏心RC柱的试验研究

陈周熠†,李瑾 ,邹曜远 ,石建光
(厦门大学 建筑与土木工程学院,福建 厦门 361005)

摘 要:为满足对历史建筑混凝土构件进行加固时“较小干预”和“材料相容”的原则要求,提出利用钢板网-高性能砂浆进行薄层加固的方法.开展了采用该方法对混凝土设计强度为C20的钢筋混凝土柱试件进行加固后的小偏心荷载受压试验研究.试验结果表明,钢板网层数和加固层砂浆厚度的增加能显著提高试件的承载力,试件的延性也得到了提升.试件破坏时,加固层砂浆的裂缝主要集中在受压面、受压区角部以及两侧面靠近受压区的部位,这表明加固层在受压侧的围箍约束作用明显.考虑钢板网-高性能砂浆约束作用对基体混凝土受压强度的提升效应,对加固后的小偏心受压柱进行了正截面极限状态分析,求得的极限承载力计算值与试验值较为吻合.

关键词:钢板网;砂浆;加固;柱
中图分类号:TU375.3 **文献标志码**:A

Experimental Study on Strengthening Eccentric RC Columns with Expanded Steel Mesh and High Performance Mortar

CHEN Zhouyi†, LI Jin, ZOU Yaoyuan, SHI Jianguang
(College of Architecture and Civil Engineering, Xiamen University, Xiamen 361005, China)

Abstract: A strengthening method using a thin layer composed of longitudinally expanded steel mesh (ESM) and high-performance mortar is proposed to meet the principles of “minimal intervention” and “material compatibility” in the strengthening of concrete components for historical buildings. An experimental study was conducted on reinforced concrete columns with a designated concrete strength of C20. These columns was strengthened using the afore-mentioned method under small eccentric compression loading. The test results show that an increase in the number of steel mesh layers and the thickness of the strengthening mortar can significantly improve the bearing capacity and the ductility of the specimens. The cracks that appeared in the strengthening mortar when the specimen failed were mainly concentrated on the compression surface, the corners of the compression zone, and the two sides near the compression zone. This indicates that the strengthening layer has a significant confinement effect on the concrete in the compression zone. Considering the improvement effect of ESM and high-performance mortar on the compressive strength of constrained concrete, a limit state analysis was conducted on the strengthened columns under small eccentric compression, and the calculated values of their ultimate capacity were

* **收稿日期**:2024-09-21
基金项目:国家自然科学基金资助项目(51978591),National Natural Science Foundation of China(51978591)
作者简介:陈周熠(1974—),男,福建南平人,厦门大学副教授,博士
† 通信联系人,E-mail: chenzy@xmu.edu.cn

in good agreement with the experimental ones.

Key words: expanded steel mesh; mortar; strengthening; columns

目前,对既有钢筋混凝土构件的加固,已有多种成熟的措施,如增大截面法、外粘型钢加固法和粘贴纤维复合材加固法等[1]. 但采用这些方法对历史风貌建筑钢筋混凝土构件进行加固时,加固方案通常得不到建筑文物专家的认可. 在这些方法中,采用增大截面法加固时,面层的最小厚度按构造要求要在60 mm以上[1]. 较厚的加固面层不仅会减少既有建筑的使用空间,还会导致门窗开启困难,通常无法满足历史风貌建筑的修缮保护要求. 而采用外粘型钢加固法和粘贴纤维复合材加固法加固时,所用黏结剂通常是有机树脂,这不符合历史风貌建筑加固的材料相容性原则,其耐久性和防火性能也不理想[2].

为了解决上述问题,在部分历史风貌建筑的加固改造项目中,采用了钢板网-高性能复合砂浆薄层加固技术,可将加固面层最小厚度减小到约10 mm,这一改进不仅受到了建筑文物专家的肯定,还取得了较好的加固效果. 钢板网又称不锈钢扩张网,是采用不锈钢金属板材经机械切割延伸、扩张成型而产生的孔状网,具有配筋分散、整体性好、耐腐蚀性高等优点. 与高性能砂浆联合使用时,其优越的配筋分散性可对大面积砂浆形成有效约束,使得钢板网-高性能砂浆加固层具有较高强度,兼具良好的延性;同时钢板网的不锈钢材质,外加高性能砂浆的防护,也确保了钢板网-高性能砂浆加固层具有必要的耐久性[3].

为了推广钢板网-高性能砂浆加固技术在历史风貌建筑加固保护中的应用,为实际工程设计和施工提供相应的理论支持,本课题组[3-4]开展了钢板网-高性能砂浆加固技术的系列研究.

目前,已有不少学者开展了与钢板网砂浆加固偏心RC柱相关的研究. 尚守平等[5]开展了钢筋网高性能复合砂浆加固钢筋混凝土方柱抗震性能的研究,验证了用钢筋网高性能复合砂浆加固钢筋混凝土柱以提高其抗震性能的有效性,不仅柱的抗震承载能力有明显提高,而且其抗震延性有大幅度改善,抗震耗能能力也有一定程度的增强. 卜良桃等[6]也开展了水泥钢纤维砂浆钢筋网加固矩形RC偏压柱的试验研究,研究了加固方式不同的纵、横向网筋间距对构件极限荷载、抗裂性能的影响,结果表明,水泥钢纤维砂浆钢筋网薄层加固是一种效果显著、工作性能优良的加固方法. 相较于钢筋网,钢丝网在砂浆中的配筋分散性更高. 曾令宏等[7]对用钢丝网复合砂浆加固的钢筋混凝土梁进行了正截面抗弯试验研究,结果表明,钢丝网复合砂浆薄层可以明显提高钢筋混凝土梁的抗弯承载力,提高抗裂性能,增强构件的抗弯刚度. Paramasivam等[8]对钢丝网砂浆加固文献进行了总结,并研究了钢丝网砂浆与加固构件之间的剪力传递,验证了用钢丝网砂浆加固钢筋混凝土构件的可行性. 与普通钢丝网经焊接或编织成型不同,钢板网是经一体张拉成型,因此它较普通钢丝网强度更高、韧性更好. El-Kholy等[9]使用钢板网代替部分横向约束钢筋,制作了方形钢筋混凝土柱试件,轴向受压试验表明,安装钢板网层可以在不损失试件极限荷载的情况下,大幅降低其箍筋配筋率. Shaaban等[10]用钢板网砂浆加固梁柱节点,完成的低周反复荷载试验表明,用钢板网砂浆加固节点可以有效提高其抗震承载力和延性. Abdallah等[11]开展了钢板网砂浆加固搭接长度不足钢筋混凝土梁的试验,讨论了加固长度和加固方法等因素对加固效果的影响. 李振宝等[12]开展了钢板网约束高强混凝土柱的抗震性能试验研究,结果表明,采用钢板网外包约束高强混凝土柱可显著提高试件的水平承载力及变形耗能能力.

现有研究表明,钢板网砂浆的侧向约束可以有效提高钢筋混凝土柱的受力性能,然而,目前尚未见到关于采用钢板网砂浆加固基体混凝土强度较低的钢筋混凝土柱的研究发表. 为此,本文拟在以往研究的基础上,针对历史风貌建筑钢筋混凝土构件基体混凝土强度较低的特点,开展混凝土强度为C20的钢筋混凝土柱采用钢板网-高性能砂浆加固后,在小偏心荷载下的力学性能的试验研究.

1　试验概况

1.1　试验材料

1.1.1　待加固 RC 柱基体构造

试验中用于加固的钢筋混凝土柱的截面尺寸为 250 mm×250 mm，为减小“二阶效应”的影响，将试件设计为短柱，即控制柱的长度与柱的断面高度之比 $l_0/h\leqslant 5$，构件整体长度取为 1 200 mm[13]. 为了模拟历史建筑中待加固钢筋混凝土柱的混凝土强度普遍较低的特点，试件基体采用 C20 混凝土浇筑，为防止局部发生破坏，每根柱端部设钢筋网片，钢筋网片由直径为 6 mm 的钢筋，以 60 mm×60 mm 的间距绑扎而成. 跨中箍筋设为 C6@150，在两端牛腿部位适当加密，设为 C6@100. 保护层厚度为 25 mm，配筋如图 1 所示.

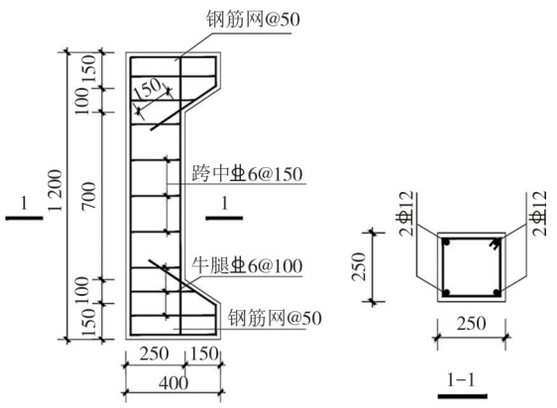


图 1　待加固 RC 柱构件尺寸及配筋示意图（单位：mm）

Fig.1　Schematic diagram of dimensions and reinforcement for columns to be strengthened (unit: mm)

混凝土浇筑采用厦门市路欣建材有限公司提供的商品混凝土，由浇筑时预留的 150 mm 立方体试块测试得到的抗压强度平均值为 22.39 MPa. 钢筋由厦门市同安区佳石通实业公司提供，直径为 12 mm 钢筋的实测抗拉屈服强度和极限强度平均值分别为 425.0 MPa 和 603.4 MPa，弹性模量为 196 GPa；直径为 6 mm 钢筋的实测抗拉屈服强度和极限强度平均值则分别为 411.0 MPa 和 608.8 MPa. 这里需要指出，本课题组曾经从建于 1927 年的厦门鼓浪屿延平戏院混凝土构件中抽取两种钢筋样本检测，其中 1# 钢筋样本的屈服强度和极限强度指标分别为 397.92 MPa 和 620.79 MPa，2# 分别为 670.59 MPa 和 856.02 MPa，两种钢筋的强度指标分别相当于 HRB400 和 HRB600 钢筋的要求[14]；因此本试验中待加固构件钢筋配置时选取了和 1# 钢筋样本强度等级相当的钢筋. 但通常而言，对众多被加固混凝土构件，特别是历史建筑中的构件，早期钢筋的性能指标较低. 因此，在后续开展相关试验时，浇筑试验构件应考虑选取强度指标较低的钢筋.

1.1.2　高性能水泥复合砂浆

本文拟采用课题组自行研发配制的两种高性能纤维复合砂浆用于加固试验，即低收缩高黏性多元复合修复砂浆（low shrinkage and high viscosity multi-component repair mortar，LSHVRM）[15]和纤维增强水泥基复合材料砂浆（high performance cement-based composite mortar，HPCCM）[16]. 其中，LSHVRM 的水胶比为 0.3，胶砂比为 2.2，其详细配合比为：P·O 42.5R 水泥占比为 40%，一级粉煤灰占比为 45%，S95 级矿粉占比为 15%；内掺 8%SY-G 型高性能膨胀剂；外掺 2% 体积掺量的超高性能聚乙烯纤维，2% 丁苯胶粉，0.3% 的聚羧酸高性能减水剂. HPCCM 的水胶比为 0.3，胶砂比为 2.0，其详细配合比为：P·O 42.5R 水泥占比为 45%，一级粉煤灰占比为 40%，S95 矿粉占比为 15%；外掺 1.5% 体积掺量的高强高模聚乙烯醇纤维. 砂浆材料性能见表 1.

表 1　高性能砂浆的材料性能

Tab.1　Material properties of high-performance mortars

高性能复合砂浆类型	抗压强度/MPa	抗折强度/MPa	抗拉强度/MPa	稠度/mm
LSHVRM	51.3	14.52	4.96	70
HPCCM	63.1	11.4	—	75

1.1.3　钢板网

选用靖江市泽昊五金交电经营部生产的不锈钢板网，网格尺寸分 15 mm×25 mm 和 20 mm×40 mm 两种，网面丝梗的截面尺寸均为 2 mm×2 mm. 该材料网丝实测抗拉屈服强度和极限强度分别为 312.0 MPa 和 503.5 MPa，弹性模量为 194 GPa，伸长率为 62.7%.

1.2　试验方案设计

试验参数变量选择如下：

1）加固砂浆种类：分别采用 LSHVRM 和 HPCCM 进行加固；以具有较高力学性能兼具良好耐久性的 LSHVRM 为主要变量，HPCCM 为参照变量.

2）钢板网层数：单层、双层.

3）钢板网砂浆加固层总厚度：10 mm、20 mm、30 mm.

4）钢板网规格：网格间距为 15 mm×25 mm 的钢板网、网格间距为 20 mm×40 mm 的钢板网（均为 2 mm 厚）.

5)受力形式为小偏心加载,偏心距取为0.2h,h为柱截面高度.

根据上述参数变化,制作出8根受压试件并编号.编号规则按顺序分别由受力形式、钢板网规格及层数、砂浆类型、加固层砂浆厚度4部分组成.其中,受力形式标记为小偏心受压(SE);钢板网规格标记为15 mm×25 mm钢板网(A)与20 mm×40 mm钢板网(B);砂浆类型标记为低收缩高黏性多元复合修复砂浆(表2中缩写为LM)与纤维增强水泥基复合材料(表2中缩写为HM);砂浆厚度以mm为单位标记.具体试件设计参数汇总见表2,其中SE-0表示受小偏心荷载作用的未加固RC柱试件.

表2 试件设计参数汇总表

Tab.2 Summary table for design parameters test specimens

编号	加载方式	钢板网规格/(mm×mm)	钢板网层数	加固层砂浆种类	加固层厚度/mm
SE-0	小偏心	—	—	—	—
SE-A1-LM-10	小偏心	15×25	1	LSHVRM	10
SE-A1-LM-20	小偏心	15×25	1	LSHVRM	20
SE-A1-HM-20	小偏心	15×25	1	HPCCM	20
SE-B1-LM-10	小偏心	20×40	1	LSHVRM	10
SE-A2-LM-20	小偏心	15×25	2	LSHVRM	20
SE-B2-LM-20	小偏心	20×40	2	LSHVRM	20
SE-A2-LM-30	小偏心	15×25	2	LSHVRM	30

1.3 试件加固施工步骤

在基体养护完成后,按如下步骤进行加固层施工:1)根据试验参数设计方案确定加固形式;2)制备高性能水泥复合砂浆;3)构件表面清理、浸湿,采用钢刷清理、打磨混凝土构件表面;4)在装钉钢板网前涂抹2~3 mm底浆;5)使用42 mm长龙骨钉及钉枪装钉所需钢板网,铺设时要确保钢板网的长节距方向沿柱的轴向;如图2(a)所示,参考蒋隆敏等[17]关于钢丝网水泥砂浆加固的总结,将抗剪销钉的间距控制在150 mm以内,不仅能起到固定钢板网的作用,还可以提高界面性能;6)继续抹压砂浆至设计厚度;7)覆膜养护3 d,随后洒水养护,直至28 d.图2为加固中的柱试件,图3给出了加固层厚度分别为10 mm和20 mm试件的断面示意图.

1.4 试验加载和测点布置

试验在厦门大学结构工程实验室进行,采用8 000 kN电液伺服长柱试验机进行加载.试件柱顶与试验机上压板之间采用双向刀口铰支座连接,柱底与试验机下压板接触,由于下压板为球铰装置,可产生一定旋转角度,加载装置示意图见图4.试件按照设定的偏心距e_0采用连续加载的方式,加载速度采用位移控制,保持在1 mm/min,直至试件破坏.



(a)销钉布置 (b)抹压砂浆

图2 加固施工中的柱试件

Fig.2 Column specimens during strengthening construction

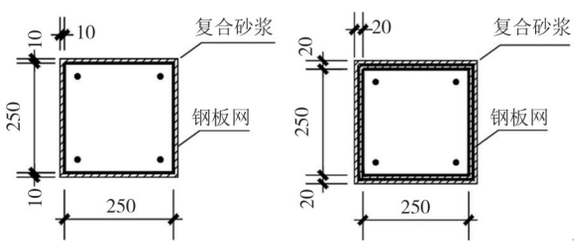


图3 加固试件断面图(单位:mm)

Fig.3 Cross-section of strengthened specimens(unit:mm)

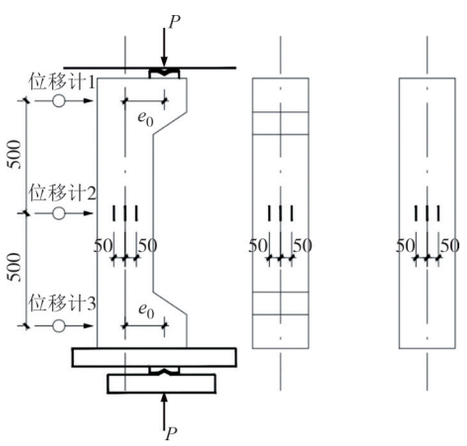


图4 加载装置与测点布置(单位:mm)

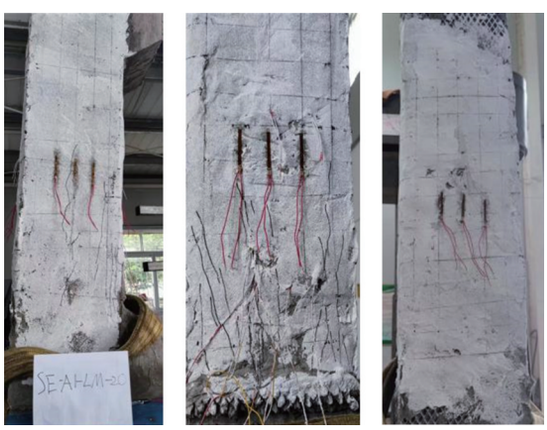
Fig.4 Loading device and measuring points (unit: mm)

如图 4 所示，试验构件采用 3 个 YHD-50 型位移计测定柱的侧向位移. 在试件的侧面、受压面和受拉面中部的加固层砂浆表面各粘贴了 3 个应变片，间距 50 mm，并在对应柱中部位置的内部 4 根纵筋表面粘贴了应变片；竖向位移及试验荷载则由加载设备记录.

2　试验结果分析

2.1　破坏形态

未加固试件 SE-0 在加载前期无异常，加载至极限荷载时，受压区混凝土起酥、开裂，受拉区可见细微水平裂缝，柱身呈现轻微挠曲变形，属于典型的小偏心破坏. 7 个加固试件虽然也都是发生小偏心破坏，但由于加固层的存在，破坏形态与未加固试件有差异. 以试件 SE-A1-LM-20 为例说明其破坏过程，如图 5 所示.



(a)侧面　　(b)受压面　　(c)受拉面

图 5　SE-A1-LM-20 试件破坏形态

Fig.5　Failure morphology of specimen SE-A1-LM-20

构件在加载初期，未见明显裂缝产生；当荷载加至 550 kN 左右时，试件受压一侧下部的加固层砂浆开始出现裂缝；随着荷载继续增加，受压试件出现轻微挠曲变形，可见牛腿与柱身夹角变小，此时下部柱身的加固层砂浆在受压面与两侧面的转角部位沿竖向受拉开裂，表明加固层在受压一侧已产生围箍约束作用；此后，随着荷载继续增加，受压面下部砂浆裂缝持续出现并不断延伸，两侧面下部靠近受压区一侧裂缝数量也不断增多. 到达极限荷载后，试件承载力迅速下降. 直至试件破坏，试件背部受拉区加固层也未见明显裂缝，与基体黏结完好. 其他加固试件的破坏过程和形态也大体相同，不同的只是有些试件的开裂部位集中在柱身的中上部.

在整个加固过程中，除 SE-A1-LM-20 外，所有试件均未发现加固层与基体有剥离脱开的现象；但发现试件 SE-A1-LM-10、SE-B1-LM-10 和 SE-A1-HM-20 在破坏时，其受压区钢板网的加固销钉出现了拔出破坏. 这表明本文试验中采用的钢板网砂浆加固方法，在受荷过程中能较好地确保加固层与原有混凝土基层的黏结. 一方面，缘于钢板网中以 150 mm 间距布置的抗剪销钉的贡献；另一方面，大部分试件所采用的低收缩高黏性多元复合修复砂浆，根据文献[15]的研究，其黏结强度达到 1.9 MPa，超过《修补砂浆》(JC/T 2381—2016)对于修补砂浆黏结强度不低于 1.0 MPa 的要求，也增强了加固层与原有混凝土基层的黏结效果. 这一点可以从采用低收缩高黏性多元复合修复砂浆加固试件的加固层砂浆的多裂缝破坏形态得到验证. 反之，对于采用纤维增强水泥基复合材料砂浆加固的试件 SE-A1-HM-20，如图 6 所示，其破坏时有贯通主裂缝出现，加固层砂浆出现了局部剥离和脱落现象.



(a)侧面　　(b)受压面　　(c)受拉面

图 6　SE-A1-HM-20 试件破坏形态

Fig.6　Failure morphology of specimen SE-A1-HM-20

2.2　承载力和延性系数

图 7 为各试件的荷载-位移曲线. 在荷载-位移曲线的基础上，按照图 8 所示的作图法[18]确定了各试件的屈服位移，并取下降段中对应极限承载力 85% 的点的横坐标值为极限位移，由极限位移与屈服位移的比值确定延性系数，计算结果见表 3.

由表 3 和图 7 可知，相较于未加固试件 SE-0，其他加固试件的承载力和延性均有不同程度的提高.

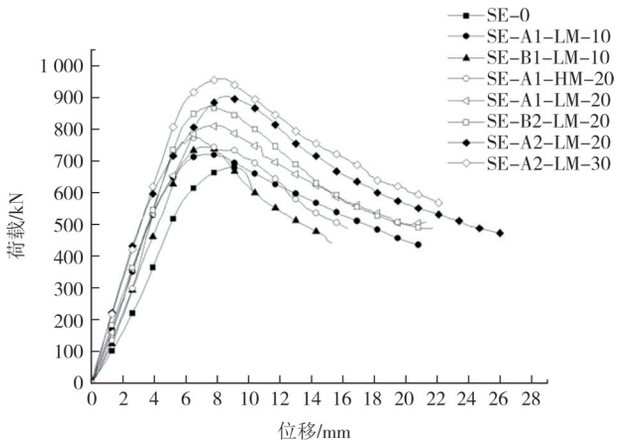


图7 试件荷载-位移曲线

Fig.7 Load-displacement curve of specimens

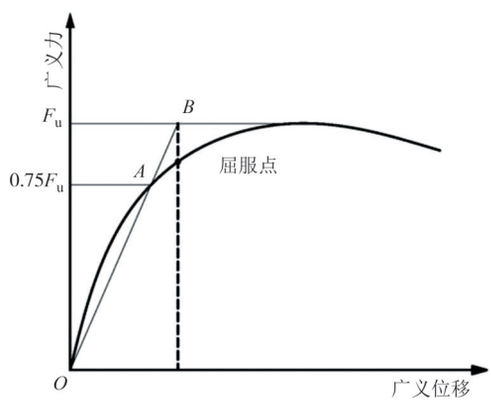


图8 作图法确定屈服位移

Fig.8 Drawing method to determine yield displacement

表3 小偏心试件试验结果

Tab.3 Test results of small eccentric specimens

编号	极限承载力/kN	承载力提高幅度/%	延性系数	延性系数提高幅度/%
SE-0	679.8	—	2.04	—
SE-A1-LM-10	721.4	6	3.07	50
SE-A1-LM-20	811.0	19	2.56	25
SE-A1-HM-20	773.4	14	2.72	33
SE-B1-LM-10	744.3	9	2.06	1
SE-A2-LM-20	903.4	33	2.68	31
SE-B2-LM-20	872.8	28	2.50	22
SE-A2-LM-30	960.3	41	2.73	34

由于柱构件小偏心受压主要是受压区混凝土的压碎导致构件失效,采用钢板网-高性能砂浆对柱子进行加固后,增强了对原有基体混凝土的约束,同时加固层自身也可参与受力,因此提高了柱子的承载力和延性.

从表3可以看出,未加固的小偏心试件SE-0的极限承载力为679.8 kN,延性系数为2.04. 对于SE-A1-LM-10和SE-B1-LM-10构件,因为仅使用单层钢板网加固,且加固砂浆层厚度较薄,仅有10 mm,它们的极限承载力提升幅度不大;但试件SE-A1-LM-10的延性系数提高了50%. 当使用20 mm厚加固砂浆层时,使用单层钢板网加固的SE-A1-LM-20以及SE-A1-HM-20构件的承载力提高幅度分别为19%与14%,延性系数也分别提高了25%和33%,这表明当砂浆层增厚后,试件承载力和延性都有了明显的提升;此外,使用低收缩高黏性多元复合修复砂浆和纤维增强水泥基复合材料砂浆进行加固的效果相差不大. 使用两层钢板网加固的SE-A2-LM-20与SE-B2-LM-20试件,承载力的提高幅度分别达到了33%与28%,延性系数也分别提高了31%和22%,这表明双层钢板网与受压区加固层砂浆共同作用,进一步提高了试件的承载力;同时,由两个试件的比较也可知,网格尺寸较小的试件的加固效果较网格尺寸大的试件要好一些. SE-A2-LM-30试件使用了30 mm加固层砂浆,与双层钢板网共同作用,承载力提高幅度最大,也具有较大的延性.

需要特别指出的是,对于试件SE-B1-LM-10,从荷载位移曲线可知,与其他试件相比,该试件的曲线下降段较为陡峭,相对于未加固试件的延性系数提高幅度仅为1%,说明该试件的加固层在破坏阶段,未能对原有基体混凝土起到有效的围箍作用来延缓试件的破坏. 与之不同,网格尺寸较密但其他参数相同的试件SE-A1-LM-10,其延性系数提高幅度达到50%. 因此,在采用钢板网-高性能砂浆对混凝土试件进行加固时,对钢板网应有一个最低配置的要求,不宜采用单层网格尺寸为20 mm×40 mm的钢板网进行加固.

2.3 应变分析

通过对试件各测点的应变分析,可以进一步了解试件的工作情况. 这里取试件SE-A2-LM-30加以说明,图9为各测点的荷载-应变曲线. 图中测点1、2、3、4、5和6分别对应加固层侧面中部靠近受压区砂浆应变、侧面中部靠近受拉区砂浆应变、受拉面砂浆应变、受压钢筋应变、受拉钢筋应变和加固层受压面砂浆应变. 从图9可以看出,因为测点1和测点2靠近截面中部,所以整个加载过程中,应变增长缓慢,数值较小. 测点3和测点5的应变也增长缓慢,因为是小偏心受压,所以受拉侧的钢筋和砂浆应变数

值也都较小,由图9可知,受拉钢筋在极限荷载时尚未屈服.测点4在加载后期增长较快,到达极限荷载时,已经屈服.值得关注的是,测点6在加载初期,应变增长比测点4大,因其离中和轴距离更远,但是在荷载达到极限承载力值的40%左右后,测点6的增长已经开始滞后于测点4的增长,并且在达到极限承载力时,应变值在700 με左右.这说明在加载的中后期,受压一侧的加固层砂浆与柱身基体之间逐渐产生了相对滑移,到达极限状态时加固层砂浆本身只发挥了部分抗压能力.结合2.1节中这些试件在加载的中后期在加固层砂浆就已经出现竖向裂缝的情况,这些裂缝应该是加固层在发挥对原有基体混凝土的约束时所产生的裂缝,说明钢板网-砂浆加固层的约束效应是提高柱子承载力和延性的重要原因.当然,考虑到加固层砂浆的抗压强度为51.3 MPa,而基体混凝土的强度只有22.39 MPa,加固层砂浆除了提供侧向约束之外,自身竖向抗压能力的贡献也不可忽视.

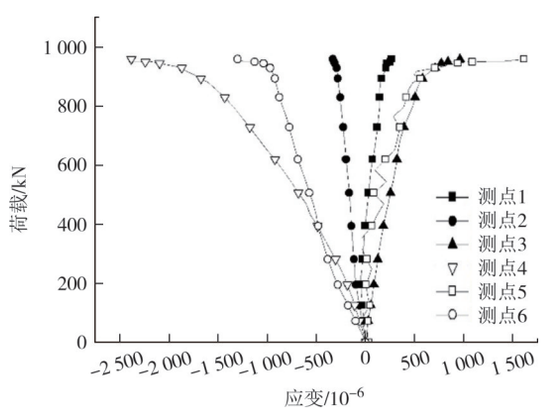


图9　SE-A2-LM-30试件荷载-应变曲线

Fig.9　Load-strain curve of specimen SE-A2-LM-30

2.4　加固参数分析

从上述各试件的破坏情况及承载力和延性分析结果,可以得出各加固参数对加固效果的影响.

1)加固砂浆种类:本文采用的两种高性能纤维复合砂浆,均能配合钢板网提高加固试件的承载力和延性.试件SE-A1-LM-20和SE-A1-HM-20分别采用了LSHVRM和HPCCM,虽然LSHVRM的抗压强度为51.3 MPa,小于HPCCM抗压强度的63.1 MPa,但前者的极限承载力提高幅度为19%,大于后者的14%.此外,采用LSHVRM的试件破坏时表现为多裂缝破坏,而采用HPCCM的试件破坏时有贯通主裂缝出现.

2)钢板网层数:从单层钢板网加固试件SE-A1-LM-20和双层钢板网加固试件SE-A2-LM-20的比较可知,极限荷载提高幅度从19%增大为33%,延性系数提高幅度从25%增大为31%.试验表明钢板网层数的增加可以提升加固的效果.

3)加固层厚度:采用单层钢板网以及10 mm厚砂浆和20 mm厚砂浆的加固试件SE-A1-LM-10和SE-A1-LM-20,极限承载力提高幅度分别为6%与19%,延性系数提高幅度分别为50%和25%.采用双层钢板网以及20 mm厚砂浆和30 mm厚砂浆的加固试件SE-A2-LM-20和SE-A2-LM-30,极限承载力提高幅度分别为33%与41%,延性系数提高幅度为31%和34%.可知加固层砂浆厚度的增加可以提升构件的承载力,但对构件延性的影响不大.

4)钢板网规格:采用单层钢板网和10 mm厚砂浆,但分别采用网格尺寸为15 mm×25 mm和20 mm×40 mm两种规格钢板网的加固试件SE-A1-LM-10和SE-B1-LM-10,极限承载力提高幅度分别为6%与9%,延性系数提高幅度分别为50%和1%.采用双层钢板网和20 mm厚砂浆,但分别采用网格尺寸为15 mm×25 mm和20 mm×40 mm两种规格钢板网的加固试件SE-A2-LM-20和SE-B2-LM-20,极限荷载提高幅度分别为33%与28%,延性系数提高幅度分别为31%和22%.说明钢板网网格尺寸增大对构件承载力的提升影响不明显,但延性系数会有所降低.

由以上分析可知,在对小偏心RC柱的加固工程设计时,建议采用LSHVRM进行加固,如需保证加固柱的承载力和延性均有一定提升,可以采用单层钢板网配合20 mm厚砂浆进行加固,当希望承载力进一步提升时,可以再增加一层钢板网.

3　极限承载力计算

3.1　基本假定与材料本构模型

3.1.1　基本假定

1)原有柱子基体各部分应变仍服从平截面假定.

2)原有柱子基体受压区混凝土的应力图用等效矩形应力图替换,并考虑加固层的约束对其抗压强度的提高效应.

3)不考虑受拉区混凝土及加固砂浆的作用.

4)在受压区加固层中,砂浆的应变滞后于原有柱子基体混凝土,从而提供相应的受压承载力.

5)由于平行于弯矩方向两侧面中的钢板网大部分区域的应变都较小,为简化计算,不考虑这部分钢板网的拉压应力;此外,钢板网的薄壁网格结构不利于抗压,因此,受压区的钢板网也不考虑其抗压承载力.

3.1.2 考虑约束的基体混凝土抗压强度

针对横向钢筋对混凝土抗压强度的增强效应,Mander等[19]提出了横向钢筋对轴压荷载下混凝土的约束增强公式:

$$f_{cc}=f_{co}\left(-1.254+2.254\sqrt{1+\frac{7.94f_l}{f_{co}}}-2\frac{f_l}{f_{co}}\right) \quad (1)$$

式中:f_{cc}为约束混凝土的抗压强度;f_{co}为无侧压混凝土抗压强度;f_l为混凝土的侧向围压,按下式计算:

$$f_l=\frac{1}{2}k_e\rho_s f_{yh} \quad (2)$$

$$k_e=\frac{\left(1-\frac{s}{2d_s}\right)^2}{1-\rho_{cc}} \quad (3)$$

式中:k_e为约束有效系数;ρ_s为横向约束钢筋体积与约束混凝土芯体积之比;f_{yh}为横向约束钢筋的屈服强度;ρ_{cc}为纵向钢筋面积与混凝土截面核心面积之比;d_s为混凝土截面宽度;s为横向约束钢筋之间的净间距.

如上文中图2所示,钢板网的网孔呈棱形网状布置.在应用式(1)计算时,可以将每个网孔纵向交角的2根网面丝梗的横截面沿纵向投影,等效为纵筋;而网孔横向交角的2根网面丝梗的横截面沿横向投影,则等效为横向箍筋.对应地,可以将钢板网的短节距T_L和长节距T_B分别视为纵筋和箍筋的间距.

注意到钢板网受拉性能和材料网丝的拉伸性能是不同的,而且钢板网作为网片整体沿纵向和横向的拉伸性能也不相同.文定坤[20]开展了钢板网网片试样沿纵向和横向的拉伸试验研究,以拉伸荷载与网丝投影面积的比值作为应力,拉伸位移与测试标距的比值作为应变,得到了钢板网网片沿纵向和横向的拉伸弹性模量分别为43 GPa和17 GPa,近似为钢筋弹性模量的1/5和1/10.因此,在应用式(1)计算时,钢板网由网丝面沿纵向投影得到的面积还应该乘以1/5,才能作为等效纵筋面积;而钢板网由网丝面沿横向投影得到的面积则应该乘以1/10才能作为等效横向箍筋的面积.

3.1.3 加固层砂浆抗压强度的计算

如2.3节所述,在达到极限承载力时,加固层受压面的砂浆应变与原有柱子基体混凝土应变相比存在应变滞后,大小约为700 με.参照文献[8],通过试验求得LSHVRM的弹性模量为31.9 GPa,峰值应变为1 460 με.因此,可假定此时加固层砂浆仍处于应力应变曲线上升的线性段,据此可求得加固层受压面的砂浆应力为22.33 MPa.

相应地,对于加固层平行于弯矩方向两侧面受压区的砂浆压应力分布,可等效为最大应力为22.33 MPa的三角形应力图来计算.

在实际工程中,加固层受压面的砂浆应力可以按上述方法偏安全地取为砂浆抗压强度的40%,后续可通过进一步的试验研究来提高该计算系数的准确性.

3.1.4 钢板网的拉应力计算

对加固层中钢板网的拉伸应力计算,需将网孔纵向交角的2根网面丝梗的横截面沿纵向投影,作为有效拉伸面.拉伸应变则由柱身应变的平截面假定得到,因为在加载过程中,受拉面的加固层与柱身黏结完好,无相对滑移.如3.1.2节所述,注意在计算钢板网的拉伸应力时,应采用网片沿纵向的拉伸弹性模量(43 GPa).

3.2 钢板网复合砂浆加固RC柱小偏心承载力计算

钢板网复合砂浆加固钢筋混凝土柱小偏心破坏的极限状态为原柱身受压区混凝土达到极限压应变时.此处,同样考虑加固层的约束作用,可以参照文献[11]计算约束混凝土的极限应变:

$$\varepsilon'_{cu}=0.003\,3\left[1+5\left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}}-1\right)\right] \quad (4)$$

按照3.1节的计算假定,极限承载力计算简图如图10所示,可列出以下平衡方程进行计算:

$$N_u=\sigma_h\delta(b_1+2\delta)+\sigma_h\delta(x_u+\delta)+\alpha_1\beta_1 f_{cc}b_1x_u+\sigma'_{s1}A'_{s1}-\sigma_{s1}A_{s1}-\sigma_{s2}A_{s2} \quad (5)$$

$$N_ue=\sigma_h\delta(b_1+2\delta)\left(x_u+\frac{\delta}{2}\right)+\frac{2}{3}\sigma_h\delta(x_u+\delta)^2+\frac{1}{2}\alpha_1\beta_1 f_{cc}b_1x_u^2+\sigma'_{s1}A'_{s1}(x_u-a')+\sigma_{s1}A_{s1}(d_1-x_u-a)+\sigma_{s2}A_{s2}(d_1-x_u) \quad (6)$$

其中:N_u为极限受压承载力;σ_h为加固层受压区砂浆

应力;δ为加固层砂浆厚度;b_1为加固前柱截面宽度;x_u为原柱身混凝土受压区高度;σ'_{s1}为受压区钢筋应力;A'_{s1}为受压区钢筋面积;σ_{s1}为受拉区钢筋应力;A_{s1}为受拉区钢筋面积;σ_{s2}为加固层钢板网应力;A_{s2}为加固层钢板网有效拉伸面积;e为轴向力作用点至中和轴的距离;α_1和β_1为混凝土等效矩形应力系数,根据规范取值为1.0和0.8;a'和a分别为受压、受拉钢筋保护层厚度;d_1为加固前柱截面高度.

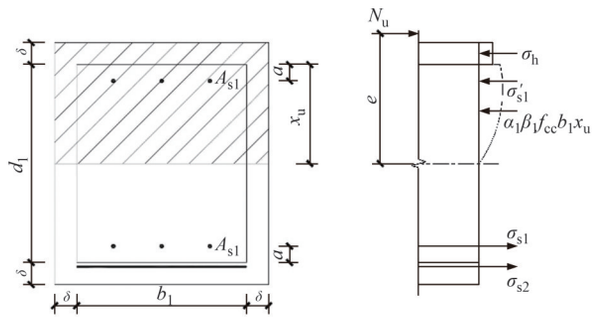


图10　极限承载力计算简图

Fig.10　Ultimate capacity calculation

联立式(5)与式(6),结合上文中的计算假定、本构关系,对未加固试件以及采用LSHVRM加固的试件进行计算,结果如表4所示.试件极限承载力计算值与试验值之比的平均值为1.043,方差为0.054 4,吻合较好.该计算方法可供后续研究及工程设计参考.

表4　计算结果对比

Tab.4　Comparison of calculation results

构件编号	试验值N/kN	计算值N_c/kN	N_c/N	$N_s/N_{加}$
SE-0	679.8	639.2	0.940	—
SE-A1-LM-10	721.4	759.6	1.053	0.35
SE-A1-LM-20	811.0	903.4	1.114	0.25
SE-B1-LM-10	744.3	790.0	1.061	0.37
SE-A2-LM-20	903.4	918.4	1.017	0.20
SE-B2-LM-20	872.8	907.5	1.040	0.22
SE-A2-LM-30	960.3	1 032.8	1.075	0.16

如1.1.1节所述,待加固试件基体的钢筋强度等级参照厦门鼓浪屿延平戏院的1#钢筋样本选取,屈服强度为425.0 MPa.但通常对众多被加固混凝土构件而言,特别是历史建筑中的构件,早期的钢筋性能指标较低.因此,本文分别计算了各试件极限状态时纵向钢筋轴力值N_s和加固层轴力值$N_{加}$的比值,衡量它们对试件承载力的贡献占比,以考察纵向钢筋对加固效果的影响.由表4可知,加固层厚度为10 mm的试件SE-A1-LM-10和SE-B1-LM-10的$N_s/N_{加}$值分别为0.35和0.37,可知加固层的贡献较大,当加固层厚度增加到20 mm和30 mm之后,$N_s/N_{加}$值减小到0.20左右,加固层对试件承载力的贡献越发重要.因此,在其他条件相同的情况下,如果待加固试件的钢筋弱化程度越高,则加固层对加固试件的承载力提高幅度越大.这表明,通过合理设计,可以使钢板网-高性能砂浆加固满足相应构件对承载力提升的加固需求.

3.3　关于尺寸效应和二次受力的讨论

本文试件采用约1:2的缩尺模型,试验结果存在一定的尺寸效应.已有相关研究表明[21],相同偏心距不同几何尺寸的钢筋混凝土柱的极限承载力实测值与规范计算值的比值会随着尺寸的增大而减小,但变化值不大.以该研究中的一组试件为例,其断面尺寸分别为200 mm×200 mm、400 mm×400 mm和800 mm×800 mm,三者的比值依次为1.45、1.40和1.35;此外,不同尺寸构件的受压破坏形态、截面应变分布规律仍基本相似,表明尺寸效应不明显.对于本文试件,3.2节在计算其极限承载力时,采用的仍是基于平截面假定的各部分应力叠加方法.计算外围钢板网约束作用的公式还考虑了外围钢板网网丝面积与核心基体混凝土面积之间的尺寸关系.因此,参考文献[21]的研究结论,当将该计算方法应用于足尺构件的计算时,由此引起的尺寸效应影响误差在实际工程中是可以接受的.

此外,本文加固试验中采用的加固试件是先加固后加载的一次受力构件,但在实际加固工程中均为负载下的二次受力构件.此时,由于钢板网-高性能砂浆加固层存在一定的应力滞后效应,二次受力构件中加固层对承载力的提高幅度通常会小于一次受力构件的提高幅度.因此,在实际工程应用中,对钢板网-高性能砂浆加固构件进行极限承载力复核时,一方面,应按原构件实际估算荷载的初应力水平,考虑二次受力进行加固层的应力计算;另一方面可参照《混凝土结构加固设计规范》(GB 50367—2013)[1],采用折减参数法对加固层的贡献进行计算.另外,针对加固后构件延性的提高,考虑二次受力通常是有利的.因为加固层应力滞后,在柱构件达到极限承载力之后,加固层的围箍效应仍能持续发生作用.这一点已在相关研究[22]中通过试验得到验证.

4 结 论

本文开展了采用钢板网-高性能砂浆加固偏心RC柱的试验研究,得到以下主要结论:

1)加固后试件的破坏除受压面砂浆开裂外,在受压区角部及靠近受压区的两侧面砂浆均出现开裂,表明加固层在受压侧的围箍约束作用明显;但受拉区的砂浆均未见明显裂缝;此外,部分试件破坏时还伴随出现加固销钉的拔出.

2)加固试件的承载力和延性均有不同程度的提高.其中,使用两层钢板网加固的SE-A2-LM-20与SE-B2-LM-20试件,承载能力的提升幅度达到了33%与28%,延性系数也分别提高了31%和22%.试验结果表明,钢板网层数和砂浆厚度的增加能显著提高试件的承载力.相比之下,加固砂浆种类和钢板网的网格尺寸对试件承载力提升效果的影响则不明显.

3)考虑钢板网-高性能砂浆约束作用对基体混凝土受压的增强效应,对加固后的小偏心受压柱进行正截面极限状态分析,求解其极限承载力.计算值与试验值之比的平均值为1.043,方差为0.054 4,两者较为吻合.

参考文献

[1] 混凝土结构加固设计规范:GB 50367—2013[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2014.
Code for design of strengthening concrete structure: GB 50367—2013[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014. (in Chinese)

[2] CALIANO E, GALLO C, MESSUTI N, et al. Colors, materials, and techniques in historical buildings in Rome: diagnostic investigations and case studies[J]. Studies in Conservation, 2023, 68(3):365-379.

[3] 马杰,石建光,谢益人,等.钢板网-高性能复合砂浆材料单轴拉伸性能试验研究[J].工业建筑, 2024, 54(7): 232-238.
MA J, SHI J G, XIE Y R, et al. Experimental research on uniaxial tensile properties of expanded steel mesh with high performance cement composite mortar [J]. Industrial Construction, 2024, 54(7): 232-238. (in Chinese)

[4] 马杰.钢板网-高性能水泥复合砂浆薄层加固混凝土构件力学性能研究[D].厦门:厦门大学,2023.
MA J. Study on mechanical properties of concrete members strengthened with expanded steel mesh and high performance cement composite mortar thin layer [D]. Xiamen: Xiamen University, 2022. (in Chinese)

[5] 尚守平,蒋隆敏,张毛心. 钢筋网高性能复合砂浆加固钢筋混凝土方柱抗震性能的研究[J]. 建筑结构学报,2006,27(4):16-22.
SHANG S P, JIANG L M, ZHANG M X. Study on seismic behavior of RC square columns strengthened using high-performance composite mortar reinforced with mesh reinforcements[J]. Journal of Building Structures, 2006, 27(4): 16-22. (in Chinese)

[6] 卜良桃, 鲁晨, 朱健. 水泥钢纤维砂浆钢筋网加固矩形RC偏压柱试验研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版),2013,40(3):15-20.
BU L T, LU C, ZHU J. Experimental study of RC columns strengthened with steel fiber cement mortar with mesh reinforcement under eccentric loading [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2013, 40(3): 15-20. (in Chinese)

[7] 曾令宏,尚守平,彭晖. 钢丝网复合砂浆加固混凝土梁抗弯刚度计算[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2003,30(增刊1):127-129.
ZENG L H, SHANG S P, PENG H. Calculation of flexural stiffness of concrete beams strengthened with steel wire mesh composite mortar [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2003, 30(Sup.1): 127-129. (in Chinese)

[8] PARAMASIVAM P, LIM C T E, ONG K C G. Strengthening of RC beams with ferrocement laminates[J]. Cement and Concrete Composites, 1998, 20(1): 53-65.

[9] EL-KHOLY A M, DAHISH H A. Improved confinement of reinforced concrete columns[J]. Ain Shams Engineering Journal, 2016,7(2):717-728.

[10] SHAABAN I G, SEOUD O A. Experimental behavior of full-scale exterior beam-column space joints retrofitted by ferrocement layers under cyclic loading [J]. Case Studies in Construction Materials, 2018, 8:61-78.

[11] ABDALLAH A M, BADAWI M, ELSAMAK G, et al. Strengthening of RC beams with inadequate lap splice length using cast-in-situ and anchored precast ECC ferrocement layers mitigating construction failure risk [J]. Case Studies in Construction Materials, 2024, 20: e02747.

[12] 李振宝,王新宇,解咏平,等. 钢板网约束高强混凝土柱抗震性能试验[J]. 华北理工大学学报(自然科学版),2018,40(4):51-58.
LI Z B, WANG X Y, XIE Y P, et al. Experimental study of seismic behavior of high-strength concrete columns with expanded

metal lath[J]. Journal of North China University of Science and Technology (Natural Science Edition), 2018, 40(4): 51-58.(in Chinese)

[13] 朱伯龙, 颜德姮, 张誉, 等. 混凝土结构设计原理(上册)[M]. 3版. 上海: 同济大学出版社, 1992.
ZHU B L, YAN D H, ZHANG Y, et al. Principles of concrete structure design (volume 1) [M]. 3rd ed. Shanghai: Tongji University Press, 1992.(in Chinese)

[14] 石建光, 李国聪, 胡红梅, 等. 鼓浪屿历史建筑带肋方形钢筋的物理性状和腐蚀原因分析[J]. 建筑科学与工程学报, 2023, 40(6): 10-18.
SHI J G, LI G C, HU H M, et al. Analysis on physical properties and corrosion causes of ribbed square steel bars in Gulangyu historic building [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2023, 40(6): 10-18.(in Chinese)

[15] 朱杰. 历史建筑修复用低收缩高粘性多元复合修复砂浆研究[D]. 厦门:厦门大学, 2022.
ZHU J. Study on low shrinkage and high viscosity multi-component composite repair mortar for historical building restoration[D]. Xiamen: Xiamen University, 2022.(in Chinese)

[16] 陈剑敏. 既有混凝土构件局部受损修复技术研究[D]. 厦门: 厦门大学, 2021.
CHEN J M. Study on repair technology of local damage of existing concrete members [D]. Xiamen: Xiamen University, 2021.(in Chinese)

[17] 蒋隆敏, 张毛心. 钢丝网水泥砂浆片材用于结构加固的研究综述[J]. 建筑结构, 2004, 34(3): 7-11.
JIANG L M, ZHANG M X. Review of research on strengthening of structure with Ferro-cement laminates[J]. Building Structure, 2004, 34(3): 7-11.(in Chinese)

[18] PARK R. State of the art report ductility evaluation from laboratory and analytical testing [C]// Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo, Kyoto, Japan, 1988: 605-616.

[19] MANDER J B, PRIESTLEY M J N, PARK R. Observed stress-strain behavior of confined concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8): 1827-1849.

[20] 文定坤. 扩张网材性试验方法及配网混凝土单向板抗弯性能的研究[D]. 重庆:重庆大学, 2004.
WEN D K. Study on test method of expanded mesh properties and flexural performance of one-way slab with mesh concrete[D]. Chongqing: Chongqing University, 2004.(in Chinese)

[21] 杜修力, 卢爱贞, 赵均. 小偏心钢筋混凝土柱受压性能的尺寸效应试验[J]. 建筑科学与工程学报, 2015, 32(1): 1-7.
DU X L, LU A Z, ZHAO J. Experiment on size effect of small eccentric reinforced concrete columns under compressive loads [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2015, 32(1): 1-7.(in Chinese)

[22] 蒋隆敏. 钢筋网高性能水泥复合砂浆加固RC柱在静载与低周反复荷载作用下的性能研究[D]. 长沙:湖南大学, 2006.
JIANG L M. Study on the performance of RC columns strengthened with steel mesh and high performance cement composite mortar under static load and low cyclic loading[D]. Changsha: Hunan University, 2006.(in Chinese)