

文章编号:1671-683X(2006)01-0009-06

# 锚贴钢板加固钢筋混凝土梁受弯性能的试验研究

刘立新, 陈伟, 李晓芬

(郑州大学土木工程学院, 河南 郑州 450002)

摘要: 提出了一种锚贴钢板加固方法, 通过2根采用锚贴钢板加固的钢筋混凝土梁(1根采用粘贴钢板加固的梁和1根对照梁)的受弯性能试验, 分析了锚贴钢板加固梁的受力特点以及加固效果, 并与粘贴钢板加固梁和对照梁进行了对比. 试验研究结果表明, 与粘贴钢板加固相比, 锚贴钢板加固具有施工工艺简单、加固效果好、加固质量容易保证等优点, 是一种新的有广泛工程应用前景的加固技术.

关键词: 混凝土梁结构加固; 锚贴钢板; 粘贴钢板; 受弯性能

中图分类号: TU 375.1 文献标识码: A

## 0 引言

采用钢板加固钢筋混凝土梁是工程加固中常用的方法之一, 目前常用的做法是用粘结力很强的结构胶将钢板粘贴在梁表面, 称为粘钢加固. 由于其易受结构胶质量和施工工艺的影响, 因而其施工质量不易保证, 且施工工艺复杂. 笔者提出的锚贴钢板加固方法是将事先钻孔的钢板在梁底就位, 用电锤对准钢板孔并垂直梁底面往混凝土中打孔, 接着清除孔内灰尘并往孔内注胶, 随后用手锤打入铆钉, 完成一个铆钉的施工. 然后对称地施工下一个铆钉, 直到完成. 其施工方便、快捷, 施工质量容易得到保证. 目前国内外鲜见到锚贴钢板加固钢筋混凝土梁的试验研究报告, 为了论证这种加固方法的可行性, 我们进行了锚贴钢板加固钢筋混凝土梁与未锚贴钢板以及粘钢加固的对比试验.

文中试验梁的尺寸及配筋均相同, 尺寸为 3 200 mm × 300 mm × 150 mm, 梁底主筋配 2 根直径为 14 mm 变形钢筋, 架立筋和箍筋直径均为 8 mm 光面钢筋, 仅在弯剪段配置间距 110 mm 的箍筋. 加固钢板均为 Q235, 其尺寸均为 2 700 mm × 61 mm × 5.7 mm, 所有加固钢板对称布置在梁底, 粘钢及铆钉孔内的注胶均为 CJ-1 型建筑结构胶. 对于锚贴钢板加固梁, 铆钉孔的直径 14 mm, 其布置见图 1, 试验梁加固情况见表 1.

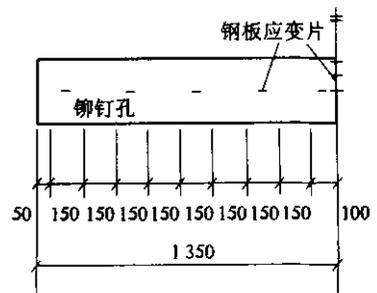


图1 梁底钢板

Fig.1 Steel plate at the bottom of the beam

## 1 试验概况

### 1.1 试件设计

表1 混凝土强度和加固情况

Tab.1 Material behavior of concrete and strengthening

项目	梁编号			
	ASB1	ASB2	ASB3	ASB4
立方体抗压强度 $f_{cu}/\text{MPa}$	58.75	44.33	45.51	52.51
轴心抗压强度 $f_c/\text{MPa}$	44.65	33.69	34.59	39.91
试验梁加固情况	未加固	直接粘钢加固	直接锚钢加固	压裂至裂缝宽度 0.2 mm 卸载后锚钢加固

说明:  $f_c = 0.76 \times f_{cu}$ .

收稿日期: 2005-11-30; 修订日期: 2005-01-03

作者简介: 刘立新(1947-), 男, 湖北汉川人, 郑州大学教授, 博士生导师, 主要从事混凝土结构、砌体结构基本理论及应用研究.

### 1.2 加载方案

本试验采用三分点加载方案,通过液压同步千斤顶及反力梁施加荷载,利用7V13数据采集系统配合压力传感器控制加载.采用分级加载制度,在临近开裂荷载、屈服荷载及破坏荷载时,减小级差,以保证测量数据的准确性.

根据研究需要,本试验重点测量以下内容:跨中钢筋及混凝土的纵向应变(应变片布置示意图见图2)、钢板纵向及跨中横向钢板的纵向应变(应变片布置示意图见图1)、各级荷载下挠度及裂缝变化等.加载装置及仪表布置如图2所示.

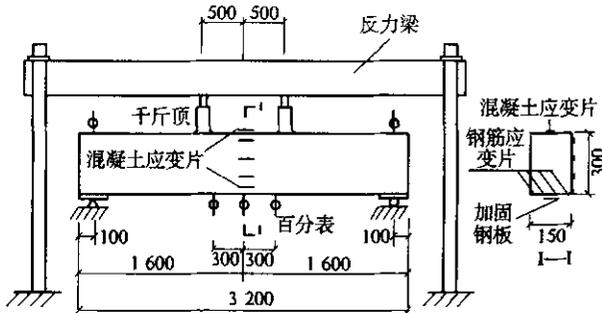


图2 加载装置及仪表布置图

Fig.2 Loading fixture and instruments collocation

### 1.3 材料性能试验结果

每根试验梁预留一组100 mm × 100 mm × 100 mm试块进行同条件养护,以便试验时确定试验梁的混凝土强度.另外再做两组试块,一组进行同条件养护7 d试压了解混凝土强度的发展情况,另一组进行标准养护28 d试压了解该批混凝土实际配合比强度.但由于在浇注混凝土时振捣棒出现故障,试块的振捣条件与试验梁的振捣条件差别较大,为较准确得到各试验梁的混凝土强度,我们在梁做完试验后在其完好部位取混凝土芯样进行测定,试验结果见表1.钢筋、钢板、铆钉材料性能见表2.

表2 钢材性能试验结果

Tab.2 Material behavior of steel MPa

类别	屈服强度	抗拉强度	抗剪强度
直径8 mm 钢筋	334.0	486.0	—
直径14 mm 钢筋	377.0	565.0	—
Q235 钢板	308.1	—	—
异形加固铆钉	—	—	790.7

### 1.4 试验现象

梁 ASB1 发生跨中受拉主筋先屈服,然后是受压区混凝土被压碎的适筋梁破坏,破坏时混凝土压碎区高度约110 mm.梁 ASB2 的裂缝在纯弯段较细密,而且呈现较明显的均匀分布,而梁

ASB3、ASB4 的裂缝在纯弯段多从铆钉孔处发展而成,受铆钉孔位置分布的影响,而表现明显的不均匀性.梁 ASB2 发生典型的钢板从梁端撕脱的脆性破坏,当加载到61 kN时固定铰支座端的钢板剥离,致使混凝土与钢板强度未充分发挥.混凝土无压碎区,观察撕脱钢板与混凝土的粘结面,发现仅有薄薄一层混凝土表皮被粘掉.梁 ASB3 滚动支座附近在56 kN时出现剪切斜裂缝,继续加载受弯裂缝变化大,而受剪裂缝变化不大,当加到66 kN时,靠近加载点外侧铆钉孔的弯曲裂缝急剧发展导致受压区混凝土被压碎,其压碎区高达140 mm.梁 ASB4 在荷载达到45 kN以前主要是靠近固定铰支座端的加载点外侧附近的弯剪斜裂缝的发展,此后弯剪斜裂缝延伸很少,加载点内侧垂直的弯曲裂缝宽度发展较快,其长度延伸较慢,直到荷载达到61 kN发生弯曲破坏,大约4~5 s之后,弯剪段钢板发生从铆钉处脱落,同时部分铆钉被拉弯.

## 2 试验结果分析

### 2.1 沿梁高跨中截面应变

锚贴钢板加固梁在未开裂前与匀质材料梁相同,其截面应变符合平截面假定;当截面开裂以后,虽然裂缝截面的应变分布已不再保持平面,但实测的裂缝间距的平均应变仍然是符合平截面假定的.锚贴钢板加固梁 ASB3、ASB4 的跨中截面应变分别见图3和图4.

### 2.2 裂缝

与对照梁 ASB1 相比,锚贴钢板加固梁 ASB3 的裂缝出现较晚,在试验过程中锚贴钢板加固梁 ASB3 的开裂荷载为15 kN,未加固的对照梁 ASB1 的开裂荷载为8 kN,构件开裂后在同一外荷载作用下梁 ASB3、ASB4 的裂缝宽度明显小于梁 ASB1,

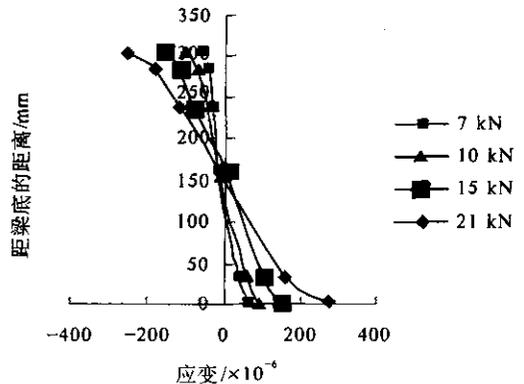


图3 ASB3 截面应变分布

Fig.3 Strain distributions across section of ASB3

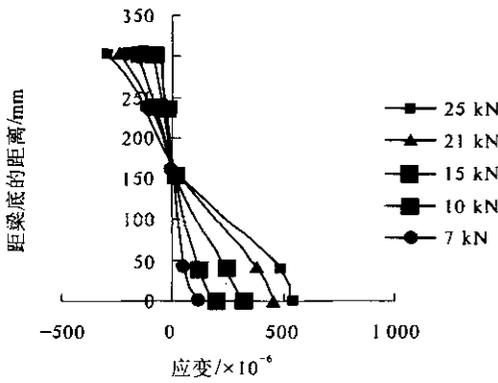


图 4 ASB4 截面应变分布

Fig.4 Strain distributions across section of ASB4

如在外荷载 21 kN 作用下,梁 ASB3、ASB4、ASB1 的裂缝宽度依次为 0.07 mm、0.05 mm、0.25 mm 由此可说明锚贴钢板加固不仅可以提高构件的开裂荷载还可以有效限制构件裂缝宽度的开展。由于锚贴钢板的作用,为保持梁轴方向力的平衡,与未加固的普通钢筋混凝土梁 ASB1 相比,开裂前的中和轴略有下移,而根据平截面假定,中和轴的下移要减少受拉区混凝土的应变,这种应变减少量抵消了一部分受拉区混凝土因荷载增加的应变量,使受拉区混凝土拉应变增加缓慢,这是锚贴钢板加固梁 ASB3 的开裂荷载远大于未加固的普通钢筋混凝土梁 ASB1 开裂荷载的原因之一。

锚贴钢板加固梁的裂缝一般从铆钉孔处发展而成,成为梁破坏的诱因,究其原因一是由于打孔的过程中对混凝土有损伤,留下的微裂纹,成为混凝土的薄弱环节,在以后受较大荷载的过程中不断的传播和发展而成;另一原因是由于铆钉孔处的应力集中,造成混凝土的主拉应力超过其开裂荷载而出现的裂缝。

### 2.3 承载力

承载力试验结果见表 3。由表 3 可以看出,相对于未加固的对照梁 ASB1,锚贴钢板加固梁 ASB3 的屈服弯矩提高了 96%,梁 ASB4 则提高了 100%;梁 ASB3 的极限弯矩提高了 53.8%,梁 ASB4 则提高了 51.1%。由此可说明梁底锚贴钢板可以显著地提高构件的受弯承载力,尤其对延缓钢筋屈服作用更大。由于在梁底锚贴钢板,相当于增加混凝土构件内的钢筋量,所锚钢板限制了混凝土的开裂,同时增加了受拉力臂的长度,从而提高了构件的承载力。梁 ASB3、ASB4 试验结果的相似性还说明被加固梁是否开裂对锚贴钢板的加固效果无明显影响。

表 3 承载力试验结果

Tab.3 The experimental results of bearing capacity kN·m

试验梁名称	屈服弯矩	极限弯矩
ASB1	25	41.69
ASB3	49	64.12
ASB4	50	62.99

根据试验结果,梁的截面的应变分布基本符合平截面假定,在达到承载力极限状态下的截面应力分布可简化为图 5,其中  $h_p$  和  $h_0$  分别表示加固钢板和受拉主筋中心线到梁上表面的距离;  $a_s$  和  $a'_s$  分别表示纵向受拉和受压钢筋合力点至截面近边的距离;  $\beta_1$  表示等效矩形应力图的受压区高度与按截面应变保持平面的假定所确定的中和轴高度的比值;  $\alpha_1$  表示等效矩形应力图的应力值与混凝土轴心抗压强度设计值  $f_c$  的比值;  $t_p$  表示加固钢板的厚度;  $A_{p0}$  表示扣除铆钉孔的钢板净横截面面积;  $f_{py}$  表示加固钢板的抗拉强度设计值。

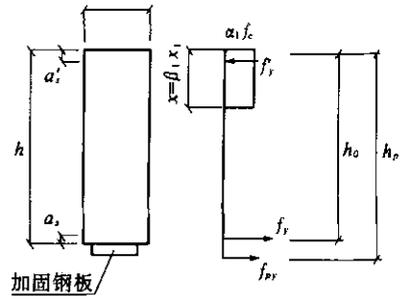


图 5 梁截面应力分布

Fig.5 Sectional stress distribution of specimen

由平衡条件可得

$$\alpha_1 \beta_1 f_c b x_1 + f'_y A'_s - f_y A_s - f_{py} A_{p0} = 0 \quad (1)$$

$$M = \alpha_1 \beta_1 f_c b x_1 \left( h_0 - \frac{\beta_1 x_1}{2} \right) + f'_y A'_s \left( h_0 - a'_s \right) + f_{py} A_{p0} \left( \frac{t_p}{2} + a_s \right) \quad (2)$$

为方便公式的运用,设  $x$  为等效矩形应力图形的受压区高度,则  $x = \beta_1 x_1$ ,因此上述公式可简化为

$$\alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - f_y A_s - f_{py} A_{p0} = 0 \quad (3)$$

$$M = \alpha_1 f_c b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s \left( h_0 - a'_s \right) + f_{py} A_{p0} \left( \frac{t_p}{2} + a_s \right) \quad (4)$$

由于异形加固铆钉在实际工作中是有变形的,因此假定异形加固铆钉为刚性剪力连接件,就不可避免的带来钢板应变的实际值会比按平截面假定计算的值小,从而钢板对抗弯承载力的实际贡献就会比按平截面假定计算的值小。为了消除

这一假定带来的误差,建议引入锚贴钢板与混凝土共同工作的影响系数 $\beta$ ,建议取 $\beta = 0.9$ ,那么公式(4)变为

$$M = \alpha_1 f_c b x (h_0 - \frac{x}{2}) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + 0.9 f_{py} A_{p0} (\frac{l_p}{2} + a_s) \quad (5)$$

运用上述公式对锚贴钢板加固梁进行受弯承载力计算,其结果见表4.

表4 公式计算值与试验值的比较

Tab.4 Comparison between experimental results and theoretical values

试验梁编号	试验值 $P_u^t$ /kN	不考虑 $\beta$ 计算值 $P_u^c$ /kN	考虑 $\beta$ 计算值 $P_u^{\beta c}$ /kN	$P_u^t / P_u^c$	$P_u^t / P_u^{\beta c}$
ASB3	64.12	52.54	52.29	1.220	1.226
ASB4	62.99	52.20	51.89	1.207	1.214

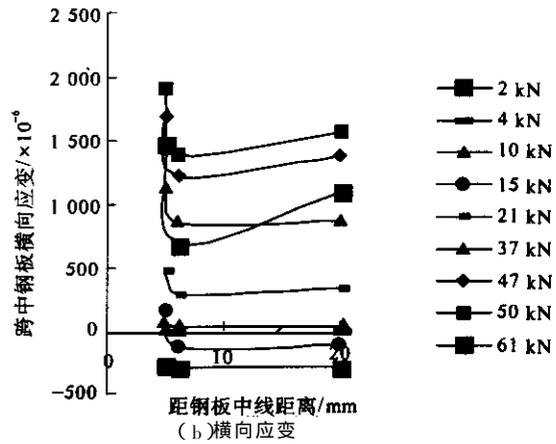
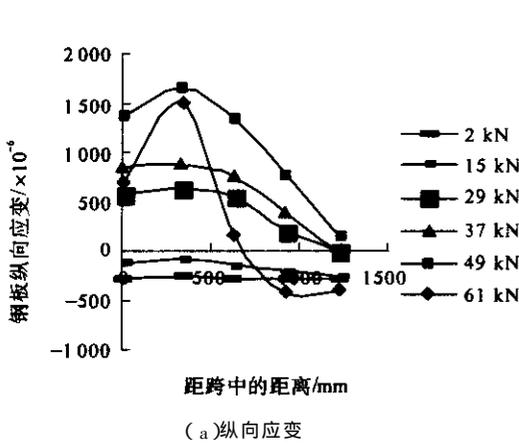


图6 ASB2 钢板应变

Fig.6 Strain of steel plate ASB2

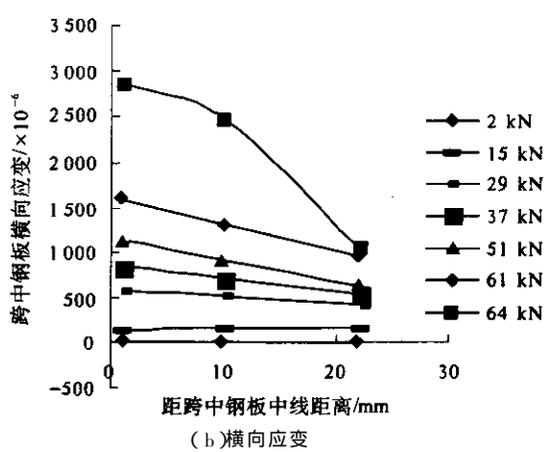
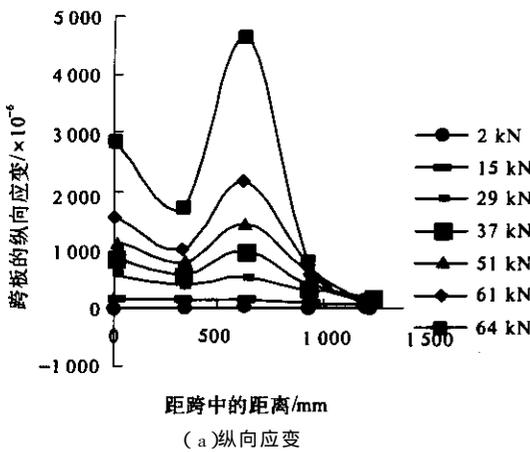


图7 ASB3 钢板应变

Fig.7 Strain of steel plate ASB3

通过试验梁计算值与试验值对比,可以发现它们吻合较好,且计算公式留有安全储备,偏于安全.因此锚贴钢板加固梁的受弯承载力计算完全可以用本文建议的式(3)和(5)进行理论计算,并且精度也相对较高.

2.4 钢板应变

图6(a)、7(a)、8(a)给出了钢板应变沿钢板长度的变化情况(本文出现的钢板应变均指钢板的纵向应变).图6(a)、7(b)、8(b)给出跨中钢板应变沿其宽度的变化情况.从图中可以看出在荷载小于开裂荷载15 kN时,各梁的钢板应变随长度和宽度的变化规律基本相同.混凝土开裂以后,钢板作用增加,各梁才有了较明显的差别.

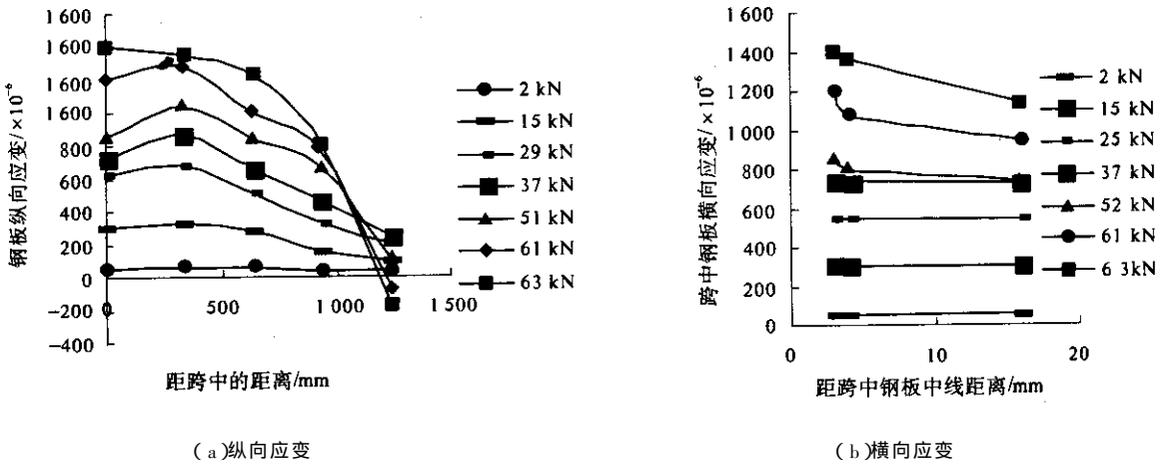


图 8 ASB4 钢板应变  
Fig.8 Strain of steel plate ASB4

以上表明,在混凝土开裂以前,各梁整个钢板上的受力基本是一致的,当梁开裂以后,由于混凝土的非线性,以及粘贴钢板与锚贴钢板的传力机理不同才引起了较大的差别.对于图 7(a)、8(a)锚贴钢板应变曲线受加载点及铆钉孔位置的影响,出现拐点,说明该处的应变变化大,引起应力集中,成为加固梁的薄弱环节.例如:梁 ASB3、ASB4 的裂缝发展大多始于铆钉孔处,而且它们破坏时都是由于距加载点较近的铆钉孔处形成的弯曲裂缝急剧发展的结果.在图 6(a)中,当荷载达到 61 kN 时距梁端部的钢板应变由拉应变突变为压应变,这是由于钢板端部与梁剥离,端部钢板弹性回缩造成.比较图 6(a)与图 8(a)还可以发现,在相等的外荷载作用下压裂后再锚贴钢板的梁 ASB4 的钢板应变沿梁长度方向的变化曲线比粘贴钢板加固梁 ASB2 丰满,因此梁 ASB4 的钢板变形比梁 ASB2 的大,从而保证了梁 ASB4 在承受荷载较大的后期,在梁变形较大的情况下,锚贴钢板仍能与加固梁共同变形,不发生剥离现象.

对于图 6(a)、7(b)、8(b),当荷载较大时梁 ASB2 的跨中钢板应变在极小的范围内急剧减小,之后出现较均匀分布,说明仅靠结构胶与钢板的单面粘贴,在应力较大时不能充分利用钢板的强度,而梁 ASB3、ASB4 尤其是梁 ASB4 在荷载较大时钢板应变变化曲线较平缓,说明其钢板强度的利用率较高.由于异形铆钉被锚固在混凝土中至少 60 mm,且铆钉的抗剪强度达 790.77 MPa,铆钉带动其自身长度范围内的混凝土和整个钢板厚度的钢材参与受力,其受力和传力的体系较为合

理,而粘贴钢板仅靠一薄层结构胶与混凝土和钢板的表面粘结力来传递力和变形显然单薄的多.

2.5 延性及刚度

由于本试验采用三分点加载方式,且各试验梁的跨度相同,因而可直接用弯矩与挠度关系曲线进行刚度分析.从图 9 梁 ASB3、ASB4、ASB1 的弯矩与挠度关系曲线可以看出在同一外荷载作用下梁 ASB3、ASB4 的挠度也明显小于梁 ASB1,如在外荷载 30 kN 作用下,梁 ASB3、ASB4、ASB1 的挠度依次为 4.31 mm、4.6 mm、9.67 mm,即梁 ASB3、ASB4 比梁 ASB1 有更大的抵抗变形的能力,由此可说明锚贴钢板加固可以显著提高构件的刚度,从而减小构件在外荷载作用下的变形.

由图 10 可以看出在跨中主筋屈服前三条曲线基本重合,说明在此阶段两种加固方式对刚度的影响差别不大,但在此后随外荷载增加,与粘贴钢板加固梁 ASB2 相比,锚贴钢板加固梁 ASB3、ASB4 的弯矩与挠度关系曲线均发生较大转折,说明在此阶段锚贴钢板加固梁 ASB3、ASB4 的刚度降低较多,因此构件的变形较大,使得梁 ASB3、ASB4 的挠度增加很大才达到其承载力,而梁 ASB2 挠度增加很小就发生钢板剥离现象,其挠度比(破坏时挠度除以屈服时挠度)为 1.44;临近破坏时梁 ASB3、ASB4 曲线的延伸段是梁 ASB2 的 2.81 倍,其挠度比为 5.51,梁 ASB3、ASB4 的挠度比是 ASB2 挠度比的 3 倍多,由此说明锚贴钢板加固的梁 ASB3、ASB4 比粘贴钢板加固的梁 ASB2 有更大的耐受变形的能力,表现出较好的延性性能.

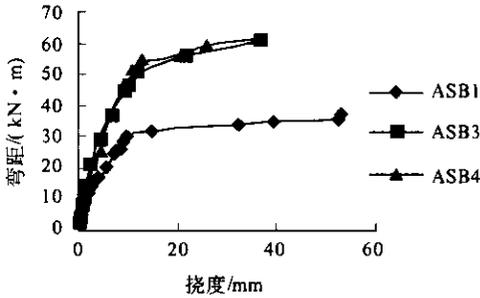


图9 梁 ASB1、ASB3、ASB4 弯矩与挠度的关系

Fig.9 Moment - deflection curve of beams

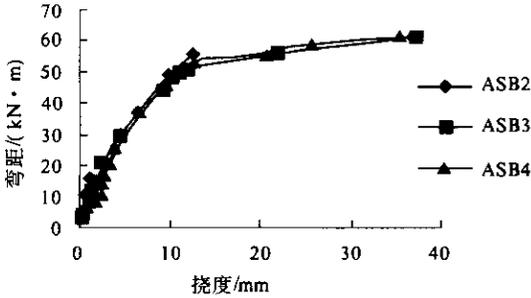


图10 梁 ASB2、ASB3、ASB4 弯矩与挠度的关系

Fig.10 Moment - deflection curve of beams

### 3 结论及建议

从以上试验分析,可以得到以下几点初步结论:

(1) 锚贴钢板加固钢筋混凝土梁可显著提高构件的受弯承载力。

(2) 当荷载较大、构件的变形也较大时,粘钢板会发生钢板剥离现象,而锚贴的钢板能够自始至终的与被加固梁共同变形,不发生钢板剥离现象。说明锚贴的钢板加固的效果要优于粘钢加固的效果。

(3) 采用锚贴钢板加固钢筋混凝土梁,被加

固梁是否开裂,对加固效果无明显影响。

(4) 与粘钢相比,铆贴钢板加固钢筋混凝土梁施工较为方便、快捷,施工质量容易得到保证。

由于异形加固铆钉是保证加固钢板与被加固钢筋混凝土梁协同工作的关键,因此研究铆钉在钢筋混凝土梁中的受力机理和加固铆钉数量的计算方法就显得非常重要,为此还需做大量关于铆钉在混凝土中抗剪与抗拔方面的研究。

### 参考文献:

- [1] GB 50152—92. 混凝土结构试验方法标准[S].
- [2] 滕智明. 钢筋混凝土基本构件[M]. 第2版,北京:清华大学出版社,1987.
- [3] 万墨林,韩继云. 混凝土结构加固技术[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2001.
- [4] 范锡盛,曹薇,岳清瑞. 建筑物改造与维修加固新技术[M]. 北京:中国建材工业出版社,1999.
- [5] 欧阳煌,钱在兹. 粘贴片材加固混凝土梁的粘结剪应力分析[J]. 工程力学,2000,17(6):92~97.
- [6] 袁迎曙,蔡跃,黄振安,等. 胶泥修复与粘钢加固混凝土板的试验研究[J]. 建筑结构,2000(3):38~43.
- [7] 周旺华. 现代混凝土叠合结构[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1998.
- [8] 曹双寅,孙永新,朱海峰,等. 粘钢加固梁粘结锚固性能的试验研究及建议[J]. 工业建筑,2000,30(2):6~7.
- [9] BASUMBUL J A. Repaired reinforced concrete beams[J]. ACI Materials Journal, July-August, 1990.
- [10] 孔琴,刘立新. 碳纤维布加固钢筋混凝土梁受弯性能的试验研究[J]. 郑州大学学报(工学版),2004,25(4):24~28.

## Experimental Study on Flexural Properties of R. C. Beams Strengthened by Steel Plate Anchored with Rivets

LIU Li-xin, Chen Wei, LI Xiao-fen

(School of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450002, China)

**Abstract:** A new strengthening technique by using steel plate anchored with rivets, is introduced. This paper discusses the flexural properties of two reinforced concrete beams strengthened by steel plate anchored with rivets, one steel-bonded reinforcement beam, and the other unstrengthened beam. The experiments are conducted to investigate the stressing characteristics and strengthening effect. The experimental results show that the strengthening by steel plate anchored with rivets have many advantages over the steel-bond reinforcement beam.

**Key words:** concrete beam; strengthening structure; steel plate anchored with rivets; steel plate anchored with chemical adhesive; flexural properties of beams