

文章编号:1673-2049(2010)03-0094-08

钢板-混凝土组合加固带损伤钢筋混凝土 T 梁的抗弯性能试验

王春生,高珊,任腾先,徐岳

(长安大学 桥梁与隧道陕西省重点实验室,陕西 西安 710064)

摘要:为了研究钢板-混凝土组合加固钢筋混凝土 T 梁在静载作用下的抗弯性能,对带损伤的 2 片混凝土 T 梁组合加固后进行了抗弯承载力试验,得到了构件破坏时的极限抗弯承载力以及受力特性,揭示了钢板-混凝土组合加固钢筋混凝土 T 梁的弯曲破坏机理;建立了钢板-混凝土组合加固钢筋混凝土 T 梁的有限元模型,并进行了非线性静力计算。结果表明:考虑材料非线性的静力计算结果与试验结果吻合良好;采用塑性分析方法建立的试验梁极限抗弯承载力简化计算公式的计算结果与试验结果吻合良好。

关键词:桥梁工程;钢板-混凝土组合加固;钢筋混凝土 T 梁;抗弯承载力;损伤

中图分类号:U442 **文献标志码:**A

Bending Behavior Experiment of Damage RC T-beams with Steel Plate and Concrete Composite Strengthening

WANG Chun-sheng, GAO Shan, REN Teng-xian, XU Yue

(Key Laboratory for Bridge and Tunnel of Shaanxi Province, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China)

Abstract: In order to study the bending behavior of steel plate and concrete composite strengthening T-beam under static loads, bending capacity experiments of two damaged RC T-beams with steel plate and concrete composite strengthening (SPCCS) were carried out, and the ultimate bending capacity and mechanical behavior of the specimen were obtained, and the flexural failure mechanism of reinforced concrete (RC) T-beams with SPCCS was summarized. Then, a finite element model of RC T-beams with SPCCS was established, furthermore, the nonlinear static calculation was presented. Results show that the numerical results of nonlinear static analysis are in good agreement with the experiment results. The ultimate bending capacity can be calculated by plastic analysis method, it can be illustrated that the calculation results are in good accordance with the experiment results.

Key words: bridge engineering; steel plate and concrete composite strengthening; reinforced concrete T-beam; bending capacity; damage

0 引言

随着交通运输业的发展和通行荷载等级的提

高,大量现役桥梁需要进行荷载提升和维修加固。同时由于地震及钢筋锈蚀等自然因素,以及施工不当、超载、汽车撞击以及火灾等人为因素的影响,混

混凝土桥梁整体或局部的损坏日益严重。在尽量不影响交通的情况下,如何有效地对混凝土桥梁进行加固和维修是亟待解决的问题。钢板-混凝土组合加固是在钢-混凝土组合梁基础上发展起来的一种新型加固技术,也是加大截面加固法及粘钢加固法的有效组合^[1-4]。它不仅成功地利用了这2种方法的优点,更有效地避免了两者原有的缺点,是对结构加固技术的一种创新与发展。钢板-混凝土组合加固是通过在钢板上焊接栓钉、在原混凝土表面植筋、在原结构及加固钢板间浇注混凝土等措施使加固部分与原混凝土结构形成整体共同工作。组合加固方法充分利用了新、旧材料的性能,而且新老混凝土及钢板与新混凝土之间都有必要的连接构造,受力性能可靠。新老混凝土通过植筋协同工作,钢板和后浇的混凝土通过栓钉相连接,而新混凝土则作为钢板与原结构之间的连接层,这样原结构和新混凝土、钢板形成了共同工作的整体,使加固后的结构具有承载力高、刚度大、抗震性能好、自重增加较小、施工快速方便、耐久性良好等优点。

目前,国外尚无钢板-混凝土组合加固的研究报道,但有学者在钢板-混凝土组合结构方面做了一些研究^[5-8],并取得了较好的研究进展。在中国,有学者对混凝土梁桥的损伤状况、承载力与加固方法开展了有益的研究工作^[9-11],其中聂建国等首先提出了钢板-混凝土组合加固的构思,并进行了试验研究。钢筋混凝土T梁在桥梁中有着广泛的应用,由于设计标准与交通需求的变化,大量的既有钢筋混凝土T梁需要通过加固来提高其承载力,因此开展钢板-混凝土组合加固钢筋混凝土T梁抗弯承载力理论与试验研究十分必要,不仅可以深入认识这种新型加固结构的受力行为,而且可为这种新型加固技术在桥梁工程中的推广应用奠定基础。

1 抗弯承载力试验

1.1 试验模型设计

为了更好地模拟实际工程中钢板-混凝土组合加固钢筋混凝土T梁桥的受力与损伤情况,设计了由5片钢筋混凝土T梁组成的单跨简支全桥模型。在进行钢板-混凝土组合加固之前,对全桥模型施加荷载使T梁形成了典型损伤,各梁裂缝分布如图1所示,其中1[#]、5[#]边梁以竖向裂缝为主,2[#]、4[#]中梁有竖向裂缝和斜裂缝,3[#]中梁以斜裂缝为主。钢筋混凝土T梁横截面尺寸如图2所示。

为了对带损伤的钢筋混凝土T梁进行加固前

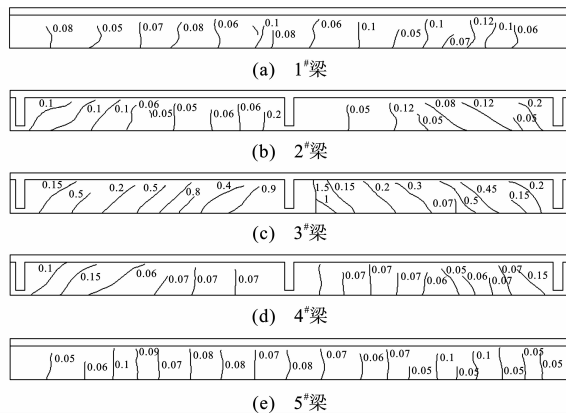


图1 钢筋混凝土T梁裂缝分布(单位:mm)

Fig. 1 Crack Distributions of RC T-beams (Unit:mm)

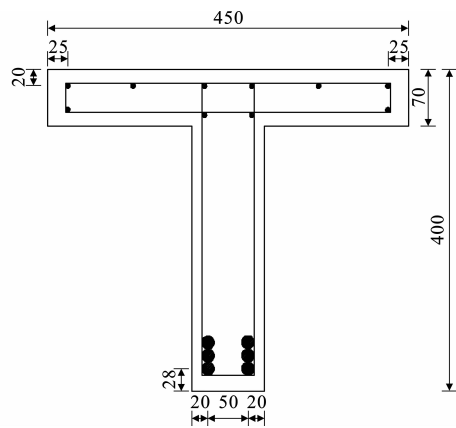


图2 钢筋混凝土T梁横截面(单位:mm)

Fig. 2 Cross-section of RC T-beams (Unit:mm)

后承载力的对比分析,首先对3[#]T梁采用跨中单点加载的方式进行抗弯承载力试验,得到的最终破坏荷载为158 kN。由于1[#]、5[#]梁主要以竖向裂缝为主,本文中对其进行钢板-混凝土抗弯组合加固。为了不增加梁高,梁底不植筋,梁底与加固钢板间仅填充砂浆,主要依靠梁体侧面栓钉、植筋和新浇混凝土实现与原结构保持共同工作。模型设计的目标是保证组合加固后试验梁仍能发生弯曲破坏,也就是说,当构件处于极限状态时,在加固钢板的应力达到屈服强度的同时,混凝土受压边缘应变也达到极限压应变,因此需要合理确定加固构造与细部尺寸,如加固钢板的厚度等。加固钢板的厚度除了满足栓钉焊接的构造要求外,还要保证加固钢板屈服时受压区混凝土被压坏。经过有限元分析,确定加固钢板的合理厚度为4 mm。试验梁组合加固构造如图3所示。

钢筋混凝土T梁的混凝土设计强度等级为C30,混凝土采用与试件同条件养护的立方体标准

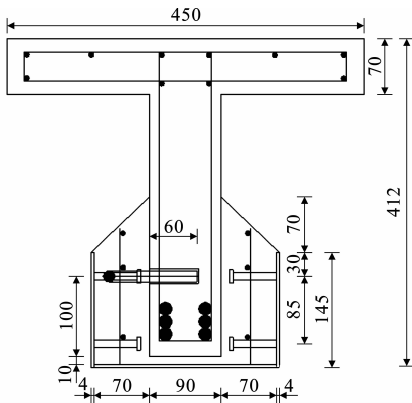


图3 组合加固后钢筋混凝土T梁构造(单位:mm)

Fig.3 Detail of RC T-beams with SPCCS (Unit:mm)

试块测试其立方体抗压强度,采用 $300\text{ mm} \times 150\text{ mm} \times 150\text{ mm}$ 的棱柱体试块测试其弹性模量。28 d的混凝土立方体抗压强度平均值为 45.9 MPa ,弹性模量平均值为 28.8 GPa 。纵向受拉钢筋为 $6\Phi 16$,屈服强度为 390 MPa ;受压钢筋、箍筋及纵向分布钢筋均选择 $\phi 6$ 的钢筋,屈服强度为 317 MPa ;箍筋间距为 150 mm 。加固部分混凝土的设计强度等级为C40。加固钢板采用Q235钢材,厚度为 4 mm ,屈服强度为 337 MPa 。加固用植筋选用 $\Phi 16$ 的HRB335钢筋,植入深度为 60 mm ,为了避免在同一个断面上造成过大截面削弱,植筋沿梁交错布置。加固钢板通过栓钉与加固混凝土连接,栓钉型号为 $\phi 10 \times 55$,屈服强度为 310 MPa ,极限抗拉强度为 460 MPa ,在加固钢板上焊接的间距为 100 mm 。为了保证整体性及传力均匀,构造钢筋网片采用 $\phi 6$ 的光圆钢筋绑扎成形。植筋胶选用喜利得HY150MAX,其属于快凝型植筋胶。

1.2 加载装置与测点布置

该试验所选用的2片钢板-混凝土组合抗弯加固试验梁编号为SPCCSB-1及SPCCSB-2的梁,其中SPCCSB-1对1#梁经过钢板-混凝土组合加固后并对原梁混凝土表面进行了凿毛处理,增加新老混凝土的结合能力;SPCCSB-2对5#梁进行钢板混凝土组加固,原有混凝土表面未凿毛。由2片试验梁可以了解原有混凝土梁表面凿毛与否对组合加固承载能力的影响。试验采用跨中单点加载方法,根据有限元分析所得的极限承载力选择 500 kN 千斤顶进行加载,荷载由压力传感器测量,采用TDS-602静态电阻应变仪对试验全过程的应变和位移进行数据采集。

为了准确反映试验梁在外荷载作用下的应变分布及变形,明确钢板-混凝土组合加固钢筋混凝土梁

的受力机理和破坏形式,试验中主要测量了跨中及 $1/4$ 截面的竖向挠度、新老混凝土结合面的相对滑移、加固钢板与加固混凝土界面的相对滑移、加固钢板应变、混凝土应变及原结构钢筋应变等,其布置见图4,其中,SB表示栓钉应变测点,SZJ表示植筋应变测点,S1~S16表示箍筋应变测点,SS1、SS2、SS3表示主筋应变测点,SCT表示混凝土顶面应变测点,SF表示底面钢板应变测点,SW表示侧面钢板应变测点,位移计DH1、DH2、DH5、DH6、DH9、DH10测新老混凝土相对滑移,DH3、DH4、DH7、DH8测新混凝土与钢板相对滑移,DW表示腹板应变测点。试验梁SPCCSB-1与试验梁SPCCSB-2的测点布置相似。

1.3 试验结果与分析

1.3.1 荷载-位移曲线

图5为钢板-混凝土组合加固试验梁及钢筋混凝土对比梁跨中截面荷载-位移曲线。由荷载-位移曲线的变化趋势可以看出,试验梁的工作过程可分为3个阶段:

(1)当荷载小于 $0.2P_u$ 时为弹性阶段(P_u 为破坏荷载),荷载-位移关系曲线基本呈线性关系。此时加固钢板及原结构钢筋的应变水平都较低,远未达到屈服应变。

(2)当荷载大于 $0.2P_u$ 小于 $0.8P_u$ 时,荷载-位移呈非线性关系,混凝土开裂,试件刚度有一定程度的下降。当荷载约为 $0.4P_u$ 时,端部新老混凝土斜坡界面出现横向裂缝,主要是由于新老混凝土之间的粘结力丧失造成的;当荷载达到 $0.5P_u$ 时,腹板混凝土开始出现斜裂缝,这一阶段裂缝开展缓慢,裂缝宽度增长不大,试验梁进入弹塑性阶段。

(3)当荷载超过 $0.8P_u$ 时,荷载-位移呈上升的非线性关系,截面刚度远小于弹性阶段。这时试验梁跨中截面塑性开始发展,原结构受拉钢筋及侧面加固钢板的下半部分相继屈服,跨中竖向位移的增长速度加快,试验梁进入破坏阶段。当加载到 315 kN 时,试验梁发出响声,上翼缘加载点处混凝土开始崩裂。此后,试验梁SPCCSB-1荷载增长很小而变形迅速增加,当外荷载增加到 345 kN 时,达到极限承载力;试验梁SPCCSB-2在荷载达到 315.6 kN 时破坏。试验过程中2片试验梁的新老混凝土、加固钢板与加固混凝土均能够较好地共同工作,无显著剥离破坏现象。试验表明,钢板-混凝土组合加固钢筋混凝土梁具有较高的抗弯承载力和延性性能。试验梁的破坏形式如图6所示。

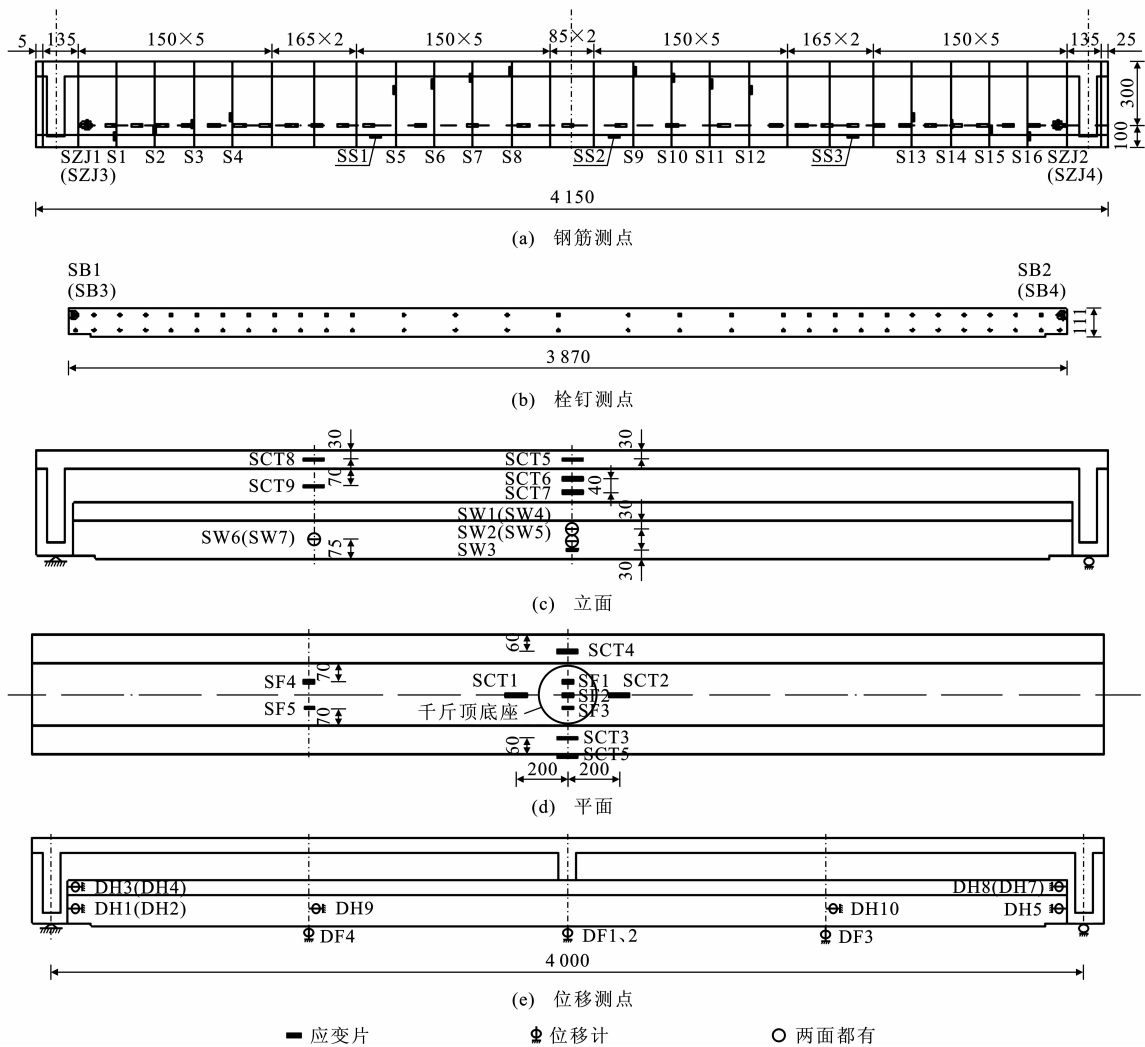
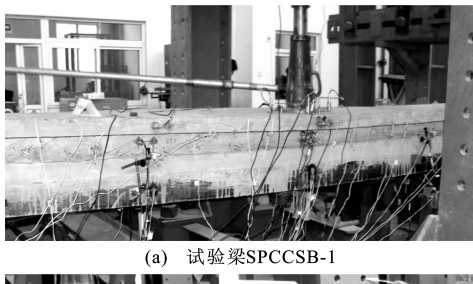


图 4 测点布置(单位:mm)

Fig. 4 Arrangements of Measuring Points (Unit:mm)



(a) 试验梁SPCCSB-1



(b) 试验梁SPCCSB-2

图 5 跨中荷载-位移曲线

Fig. 5 Load-displacement Curves of Mid-span

1.3.2 新老混凝土之间的相对纵向滑移

图 7 为 2 个试验梁新老混凝土结合面的荷载-纵向滑移曲线。从图 7 可以看出,试验梁 SPCCSB-2 的滑移量明显大于试验梁 SPCCSB-1 的纵向滑移量,由此可见,在原结构混凝土表面采取凿毛处理可有效提高新老混凝土结合面的粘结强度,保证新老混凝土的共同工作,以确保组合加固效果。

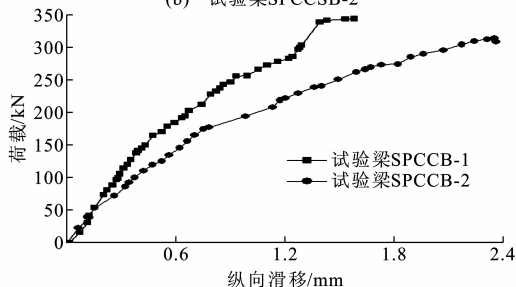


图 6 组合加固试验梁的破坏形式

Fig. 6 Failure Modes of Test Beams with Composite Strengthening

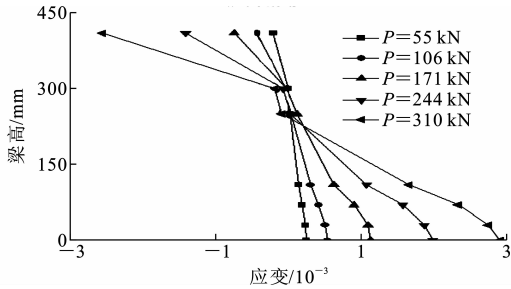


图7 新老混凝土结合面的荷载-纵向滑移曲线

Fig. 7 Load-vertical Slip Curves of Interfacial Bonding of New to Old Concrete

从图5、7可以看出,无论对原结构混凝土表面是否采取凿毛处理,组合加固后结构均可以达到其塑性抗弯极限状态,对原结构混凝土表面进行凿毛处理的试验梁SPCCSB-1的抗弯承载力、刚度较未经凿毛处理的SPCCSB-2略高。

1.3.3 跨中截面沿梁高方向的应变分布

图8为钢板-混凝土抗弯组合加固混凝土梁在各级荷载 P 作用下跨中截面的纵向应变沿梁高方向的分布。图8纵坐标表示测点在梁高方向的相对位置, y 轴0点为试验梁下翼缘,其中正值为拉应变,负值为压应变。

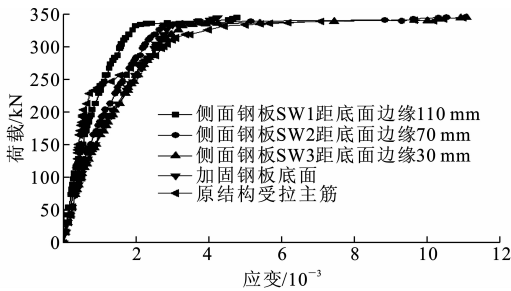


图8 跨中截面应变沿梁高分布

Fig. 8 Distributions of Mid-span Section Strain Along Beam Depths

从图8可以看出,在各个加载阶段,试验梁截面变形基本上符合平截面假定。在加载初期,试验梁截面处于弹性阶段,随着荷载的增大,应变从加固钢板底面到混凝土上翼缘呈线性分布;随荷载的增大,受压区应变增长速度与受拉区应变增长速度都有所增加,但受拉区应变增长速度的增长幅度大于受压区,说明试验梁受拉区先于受压区进入弹塑性阶段。试验结果表明,随着荷载的增大,底面加固钢板首先屈服,而后侧面加固钢板从下至上依次达到屈服极限,最后受压区混凝土压碎。

1.3.4 跨中加固钢板的荷载-应变关系

图9为跨中截面位置原结构受拉主筋与加固钢

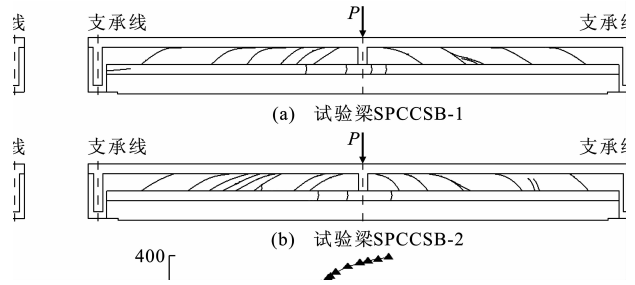


图9 跨中主筋及加固钢板的荷载-应变曲线

Fig. 9 Load-strain Curves of Mid-span Reinforced Bars and Steel Plates

板不同位置处的荷载-应变关系。从图9可以看出,随着荷载的增大,底面加固钢板首先达到屈服,而后原结构受拉主筋进入屈服状态,最后侧面加固钢板由下至上依次达到屈服极限。由此可知,加固钢板充分发挥了其抗拉强度,同时也说明了钢板-混凝土组合加固混凝土梁有效地提高了结构承载力,而且结构的延性也得到了充分发挥。

1.4 抗弯承载力与刚度分析

钢板-混凝土组合加固梁与钢筋混凝土对比梁的主要试验结果见表1。从表1可以看出,组合加固试验梁SPCCSB-1的抗弯承载力提高了近1.2倍,试验梁SPCCSB-2的抗弯承载力提高了近1倍。在整个加载过程中,新老混凝土之间及加固钢板与加固混凝土之间均能够很好地共同工作,没有发生界面剥离现象,试验梁的破坏形式为弯曲破坏。混凝土的开裂是结构刚度下降的主要因素,钢板-混凝土组合加固的外包加固钢板很大程度地限制了裂缝的发展,提高了梁体的刚度。另外加固混凝土不仅起到使加固钢板与原结构混凝土共同工作的作用,而且增加了结构的横截面,提高了刚度。

表1 抗弯承载力试验结果对比

Tab. 1 Comparisons of Experiment Results of Bending Capacities

试验梁编号	抗弯承载力试验值/kN	提高率/%
对比梁	158.0	
SPCCSB-1	345.0	118.0
SPCCSB-2	315.6	99.7

1.5 裂缝分布

由于钢板-混凝土组合加固混凝土梁的加固钢板位于梁体外侧,因此梁体的裂缝不外露,加上加固部分对原结构混凝土具有很好的约束作用,很大程度上限制了裂缝的出现和发展。组合加固试验梁裂缝分布如图10所示。从图10可以看出,除了跨中区域有些弯曲裂缝外,梁体裂缝以腹板斜裂缝为主,这主要是原梁箍筋配置数量较少所致。

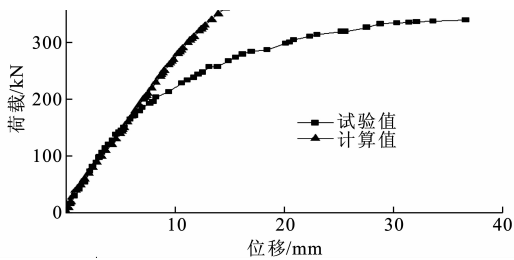


图 10 钢板-混凝土组合加固钢筋混凝土 T 梁的裂缝分布

Fig. 10 Crack Distributions of RC T-beams with SPCCS

2 数值分析

2.1 有限元模型

为了对试验梁在外荷载作用下的响应进行较好的模拟,采用壳单元 Shell143 模拟加固钢板,三维实体单元 Solid65 模拟混凝土,两节点单元 Link8 模拟钢筋。建模时假设新老混凝土之间及加固钢板与加固混凝土之间无纵向滑移,采用共用节点的方法实现界面之间的连接。

2.2 有限元计算结果与试验结果的比较

从表 2 可以看出,考虑了材料非线性的有限元计算结果 P_1 与试验实测结果 P_2 十分接近。说明有限元模型可以较好地模拟结构的真实受力状态,并用于构件抗弯承载力的计算。

表 2 有限元计算结果与试验结果的比较

Tab. 2 Comparisons of Finite Element Calculated Results and Experiment Results

荷载	P_1 /kN	P_2 /kN	$P_1 \cdot P_2^{-1}$
P_u	171	158	1.08
P_y	257	231	1.11
P_u	377	345	1.09

注: P_u 为组合加固前梁破坏时的极限荷载; P_y 为组合加固后加固钢板底面达到屈服应力时的屈服荷载。

图 11 为跨中荷载-位移曲线。从图 11 可以看出,数值计算结果与试验所得的构件跨中荷载-位移关系曲线变化规律一致,在弹性阶段荷载-位移关系曲线基本重合。当构件进入弹塑性阶段后荷载-位移关系曲线有一定的差异,同一荷载作用下位移的计算值小于试验值,这是由于计算分析时采用公用节点的方法,忽略新老混凝土之间及加固钢板与加固混凝土之间的滑移,将其视为整体共同工作,导致梁体计算刚度大于实际值。

3 计算分析

若假设新老混凝土之间及加固钢板与加固混凝土

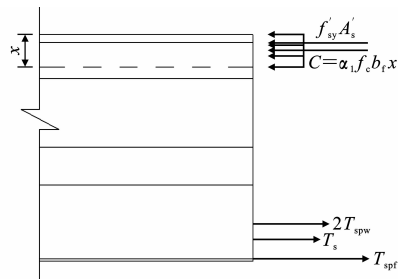


图 11 跨中荷载-位移曲线对比

Fig. 11 Comparisons of Load-displacement Curves of Mid-span

土之间能够共同工作,则可采用钢筋混凝土双筋梁的塑性分析方法计算钢板-混凝土组合加固梁的极限抗弯承载力。

正截面受弯承载力的计算模型如图 12 所示。当加固钢板及受拉钢筋属于适筋梁范围内时,可得到正截面受弯承载力的计算公式为

$$\alpha_1 f_c b_f x + f'_{sy} A'_s = \Psi_{sp} (f_{spsy} A_{spf} + 2f_{spsy} A_{spw}) + f_{sy} A_s \quad (1)$$

$$M_u = f_{sy} A_s (h_{o1} - \frac{x}{2}) + \Psi_{sp} [f_{spsy} A_{spf} (h - \frac{t_{sp}}{2} - \frac{x}{2}) + 2f_{spsy} A_{spw} (h - \frac{h_{spw}}{2} - \frac{x}{2})] + f'_{sy} A'_s (\frac{x}{2} - a'_s) \quad (2)$$

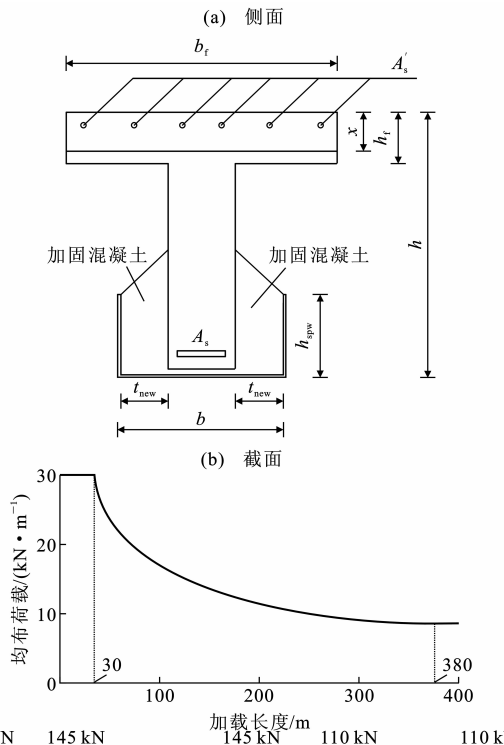


图 12 钢板-混凝土组合加固正截面承载力的计算模型

Fig. 12 Calculated Model of Bearing Capacity with SPCCS

$$\Psi_{sp} = \frac{0.8\epsilon_{cu}h/x - \epsilon_{cu} - \epsilon_{sp,o}}{f_{sp}/E_{sp}} \quad (3)$$

$$\epsilon_{sp,o} = \frac{\alpha_{sp}M_{ok}}{E_s A_s h_0} \quad (4)$$

式中： Ψ_{sp} 为考虑二次受力影响时，加固钢板抗拉强度达不到设计值而引用的折减系数，当 $\Psi_{sp} > 1.0$ 时，取 $\Psi_{sp} = 1.0$ ； $\epsilon_{sp,o}$ 为考虑二次受力影响时，加固钢板的滞后应变，若不考虑二次受力，取 $\epsilon_{sp,o} = 0$ ； α_1 为受压区混凝土矩形应力值与混凝土轴心抗压强度设计值的比值，小于C50的混凝土， $\alpha_1 = 1.0$ ； ϵ_{cu} 为混凝土极限压应变，取 $\epsilon_{cu} = 0.0033$ ； f_{spy} 为加固钢板的屈服强度； f_{sy} 、 f'_{sy} 分别为受拉、受压钢筋的屈服强度； E_{sp} 为加固钢板的弹性模量； α_{sp} 为综合考虑受弯构件开裂截面内力臂变化、钢筋拉应变不均匀以及钢筋排列影响的计算系数； a'_s 为纵向受压钢筋合力点至混凝土受压区边缘的距离； h_{o1} 为构件加固前的截面有效高度； h_0 为构件加固后的截面有效高度； h 为构件加固后的截面高度； A_s 、 A'_s 分别为结构受拉、受压钢筋面积； A_{sp1} 为加固钢板底板面积； A_{spw} 为侧面加固钢板面积； h_{spw} 为侧面加固钢板高度； M_{ok} 为作用在原结构上的初始弯矩。

由于这2片试验梁组合加固前结构上的作用效应 M_{ok} 较小，经计算，应力水平指标 $\beta < 0.2$ ，而且在加固前卸掉了作用在原结构上的外荷载，应力滞后现象不明显，所以不考虑二次受力影响。采用式(1)~(4)及参考相关材料性试验得到的实际材料强度计算结构的极限抗弯承载力，计算结果与试验结果比较见表3。计算时采用材性试验实测值 $f_c = 40.55$ MPa， $f_{sy} = 390$ MPa， $f_{spy} = 337$ MPa。表3中 $M_{u,t}$ 为由试验得到的极限弯矩， $M_{u,c}$ 为由计算得到的极限抗弯承载力。

表3 极限抗弯承载力计算结果与试验结果比较

Tab. 3 Comparisons of Calculated Results and Experiment Results of Ultimate Bending Capacities

试验梁编号	$M_{u,c}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_{u,t}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_{u,c} \cdot M_{u,t}$
SPCCSB-1	389.8	345.0	1.13
SPCCSB-2	389.8	315.6	1.24

从表3可以看出，按双筋梁的塑性方法计算钢板-混凝土组合加固梁SPCCSB-1的极限抗弯承载力结果与试验结果吻合很好，说明理论简化计算模型能够较好地反映试验梁的极限抗弯承载力。但SPCCSB-2的计算结果与试验结果偏差较大，主要是因为本文中提出的简化计算模型尚无法计入界面结合程度及其相对滑移的影响。

4 结语

(1)通过模型试验得到了钢板-混凝土组合加固钢筋混凝土T梁的抗弯承载力以及模型的变形特征、跨中截面应变变化规律和应变分布规律，揭示了钢板-混凝土组合加固钢筋混凝土T梁的受弯破坏机理。

(2)在原结构混凝土表面采取凿毛措施可有效提高新老混凝土结合面的粘结强度，保证新老混凝土的共同工作。不进行凿毛处理虽然会使承载力有所降低，但仍可使组合加固钢筋混凝土T梁达到塑性抗弯极限状态。

(3)组合加固中，界面剥离破坏为脆性破坏，设计时应避免。试验证明：通过合理配置植筋及栓钉剪力连接件，可以实现新老混凝土之间及加固钢板与加固混凝土之间良好的共同工作，加固试件呈现出典型的弯曲破坏形式，具有良好的抗弯承载力和延性性能。侧面加固钢板与底面加固钢板焊接成整体如同U形套箍，使钢筋混凝土梁的强度及刚度均有很大程度的提高。

(4)利用有限元程序ANSYS对钢板-混凝土组合加固钢筋混凝土T梁有限元模型进行了考虑材料非线性的非线性静力计算，并将计算结果与试验结果进行对比分析，结果表明，非线性静力计算结果与试验结果吻合良好。

(5)对于最终破坏形式是弯曲破坏的钢板-混凝土组合加固钢筋混凝土T梁，采用钢筋混凝土双筋梁的塑性计算方法得到的极限抗弯承载力是比较准确的，可以用于实际钢筋混凝土T梁组合加固承载力计算。

参考文献：

References:

- [1] GB 50367—2006, 混凝土结构加固设计规范[S]. GB 50367—2006, Design Code for Strengthening Concrete Structures[S].
- [2] 聂建国, 朱林森, 任明星, 等. 北京某地下人行通道的加固处理[J]. 建筑结构, 2001, 31(9): 56-57. NIE Jian-guo, ZHU Lin-sen, REN Ming-xing, et al. Application of Steel and Concrete Composite Structures in Rehabilitation of Passageways in Beijing[J]. Building Structure, 2001, 31(9): 56-57.
- [3] 聂建国, 赵洁, 唐亮. 钢板-混凝土组合在钢筋混凝土梁加固中的应用[J]. 桥梁建设, 2007(3): 76-79. NIE Jian-guo, ZHAO Jie, TANG Liang. Application

- of Steel Plate and Concrete Composite to Strengthening of Reinforced Concrete Girder[J]. Bridge Construction, 2007(3):76-79.
- [4] 聂建国,赵洁. 钢板-混凝土组合加固钢筋混凝土简支梁试验研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(5):50-56.
NIE Jian-guo, ZHAO Jie. Experimental Study on Simply Supported RC Beams Strengthened by Steel Plate-concrete Composite Technique[J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(5):50-56.
- [5] WRIGHT H D, ODUYEMI T O S, EVANS H R. The Design of Double Skin Composite Elements[J]. Journal of Constructional Steel Research, 1991, 19(2):111-132.
- [6] WRIGHT H D, ODUYEMI T O S, EVANS H R. The Experimental Behaviour of Double Skin Composite Elements[J]. Journal of Constructional Steel Research, 1991, 19(2):97-110.
- [7] WRIGHT H D, ODUYEMI T O S. Partial Interaction Analysis of Double Skin Composite Beams[J]. Journal of Constructional Steel Research, 1991, 19(4):253-283.
- [8] ROBERTS T M, EDWARDS D N, NARAYANAN R. Testing and Analysis of Steel-concrete-steel Sandwich Beams[J]. Journal of Constructional Steel Research, 1996, 38(3):257-279.
- [9] 姚晓飞,徐岳,付迎春. 混凝土铰接T梁桥结构体系损伤评价试验[J]. 长安大学学报:自然科学版, 2009, 29(2):65-69.
YAO Xiao-fei, XU Yue, FU Ying-chun. Test on Damage Assessment of Hinged Concrete T-beam Bridge System[J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2009, 29(2):65-69.
- [10] 赵卫国. 预应力混凝土梁超载能力分析[J]. 交通运输工程学报, 2007, 7(5):73-76.
ZHAO Wei-guo. Overload Capacity Analysis of Prestressed Reinforced Concrete Beam [J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2007, 7(5):73-76.
- [11] 任伟,贺拴海,赵小星,等. 黏贴钢板加固持荷钢筋混凝土T型梁模型试验[J]. 中国公路学报, 2008, 21(3):64-68.
REN Wei, HE Shuan-hai, ZHAO Xiao-xing, et al. Model Test on Preloaded RC T-beam Strengthened by Bonded Steel Plates [J]. China Journal of Highway and Transport, 2008, 21(3):64-68.

《建筑结构学报》2011年征订通知

《建筑结构学报》是由中国科学技术协会主管,中国建筑学会主办的国家一级学术性刊物,创刊于1980年,自1992年起入选为中文核心期刊,2007年起被美国《工程索引》(Ei)收录,期刊影响因子连续多年在国内同类期刊中名列前茅。

《建筑结构学报》为月刊,大16开本,128页,每期定价25元,全年共300元。

欢迎您直接汇款至《建筑结构学报》编辑部订阅本刊,通过编辑部订阅全年杂志可享受九折优惠(免收邮资费),并可获赠《建筑结构学报》创刊30周年纪念光盘一张(其中收录《建筑结构学报》自1980年创刊至2009年的全部论文),数量有限,赠完为止。

欢迎国内外读者订阅!

地址:北京市三里河路9号住房和城乡建设部内

网址:<http://jzjgxb.chinaasc.org>

邮编:100835

电话:(010)58933734

E-mail:ascjgxb@126.com