

文章编号:1671-8879(2014)01-0042-07

高强钢绞线网加固 RC 梁界限用量

黄 华^{1,2}, 曾志成¹, 刘伯权¹, 贺拴海², 吴 涛¹

(1. 长安大学 建筑工程学院, 陕西 西安 710061;

2. 长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064)

摘 要: 为了研究加固构件的极限承载力以及加固材料的界限用量, 在试验研究基础上建立有限元模型, 对高强钢绞线网-渗透性聚合物砂浆加固钢筋混凝土梁正截面和斜截面的界限配筋数量进行数值分析, 并对 2 类截面的应力状况进行研究, 建立了抗弯加固梁和抗剪加固梁的钢绞线界限用量计算公式, 并对其进行了验证。研究表明: 抗弯加固最大界限用量计算结果相当于实际最大用量的 0.80, 以保证加固结构必要的延性性能; 抗剪加固最大界限用量计算结果相当于实际最大用量的 0.99 和 1.01; 给出的计算公式可用于判断加固钢绞线的用量是否超限, 从而避免加固材料浪费和出现不合适的破坏模式。

关键词: 桥梁工程; 高强钢绞线网; 聚合物砂浆; 加固; 界限用量

中图分类号: U445.72 **文献标志码:** A

Critical dosage of high strength steel wire mesh for strengthened RC beams

HUANG Hua^{1,2}, ZENG Zhi-cheng¹, LIU Bo-quan¹, HE Shuan-hai², WU Tao¹

(1. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, Shaanxi, China;

2. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China)

Abstract: For researching the ultimate bearing capacity and critical dosage of strength steel wire mesh of strengthened members, based on the experimental study, the finite element models were established to analyze the critical dosage of high strength steel wire mesh for strengthened RC beams. The stress states of normal section and inclined section of the strengthened beam were analyzed and the formulas were proposed to calculate the critical dosage of high strength steel wire mesh, including the calculation methods for the maximal dosage and the minimal dosage at the two aspects, flexural behavior and shear behavior. The results show that the calculated maximal dosage of high strength steel wire mesh of flexural strengthened RC beams is about 0.80 of the practical maximal dosage, which can ensure the necessary ductility performance of the strengthened structures. The calculated maximal dosage of shear strengthened RC beams is about 0.99 and 1.01 of the practical maximal dosage. The calculation methods can be used in critical dosage analysis for avoiding the reinforcement material waste and the appearance of unreasonable failure modes. 2 tabs, 4 figs, 10 refs.

Key words: bridge engineering; high strength steel wire mesh; polymer mortar; rehabilitation; critical dosage

收稿日期: 2013-02-06

基金项目: 国家自然科学基金项目(51308065); 陕西省自然科学基金基础研究计划项目(2012JQ7024);

中国博士后科学基金项目(2012M511956); 高等学校博士点专项科研基金项目(20130205130001)

作者简介: 黄 华(1979-), 男, 江苏常州人, 副教授, 工学博士, 博士后, E-mail: huanghua23247@163.com.

0 引 言

目前对高强钢绞线网-聚合物砂浆加固钢筋混凝土梁的研究主要集中在抗弯性能和抗剪性能 2 个方面,本文作者完成了 5 根 6 m 跨长的 T 型 RC 梁加固试验,聂建国等完成了 4 根 3 m、3 根 3.1 m 跨长的矩形 RC 梁的抗弯加固试验,对一次受力、二次受力加固梁的抗弯性能进行了系统研究,并提出了抗弯加固设计方法^[1-7];本文作者完成了 9 根剪跨比 1.6,跨长 2.2 m 的矩形 RC 梁加固试验,聂建国等完成了 5 根剪跨比 1.84,跨长 3 m 的矩形 RC 梁抗剪加固试验,对一次受力、二次受力加固梁的抗剪性能进行了系统研究,并提出了抗剪加固设计方法^[1-7]。不可否认的是:加固构件的承载力、刚度、裂缝等性能最终受制于原梁本身的力学性能,主要包括原梁混凝土强度、配筋数量、剪跨比等的影响,其承载能力不可无限制地增加。这就需要对加固构件的极限承载力以及与之对应的加固材料界限用量进行研究,而这方面的报道甚少^[8]。为此,本文在分析抗弯和抗剪加固试验及有限元模拟基础上,对高强钢绞线网-聚合物砂浆加固 RC 梁的界限用量进行研究,提出相应的计算公式。

1 抗弯加固钢绞线界限用量计算

对于抗弯构件,当纵筋配筋率过低时,梁开裂后,钢筋承担全部弯矩,立即发生屈服,甚至被拉断,梁很快发生破坏。这种梁的破坏由混凝土抗拉强度控制,破坏过程短促,没有先兆,破坏前截面应力、中和轴和曲率的变化都与素混凝土梁接近,通常称为少筋破坏。同样,配筋量很大的梁,最终破坏时,压区混凝土被压酥,破坏区往下扩展,形成三角破坏区而很快丧失承载力,但受拉钢筋始终没有屈服。这种梁的破坏由混凝土受压控制,裂缝开展不充分,先兆不明显,钢筋强度不能充分利用,通常称为超筋破坏。由于其脆性破坏特征,少筋梁和超筋梁在实际工程中是不允许出现的,对应这 2 种破坏的配筋率称为最小配筋率和最大配筋率。

1.1 抗弯加固钢绞线最小用量计算

对需要加固的构件而言,通常情况下由于承载

力不足,需进行加固,最小配筋率的实际意义不大。但由于设计和施工等原因,可能存在需加固的少筋梁,因而也就需验算最小配筋率是否满足要求。为防止加固后仍不满足最小配筋率要求,可按式(1)计算换算钢筋截面积 A'_s 为

$$A'_s = A_s + \frac{E_{sw}}{E_s} A_{sw} \quad (1)$$

式中: A'_s 为钢绞线截面积按刚度等效原则换算以后的钢筋截面积; E_{sw} 为钢绞线弹性模量; A_{sw} 为钢绞线截面积; E_s 为钢筋弹性模量; A_s 为钢筋截面积。

则配筋率 ρ 满足

$$\rho = \frac{A'_s}{bh_0} \geq \rho_{\min}$$

则有

$$A_{sw_{\min}} = \frac{E_s}{E_{sw}} (\rho_{\min} bh_0 - A_s) \quad (2)$$

式中: b 为截面宽度; h_0 为截面有效高度;最小配筋率 ρ_{\min} 按《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2010) 的规定取值^[9]。

由于高强钢绞线设计应力远远高于钢筋,故此简化处理实际上增大了配筋量,是偏于安全的。

1.2 抗弯加固钢绞线最大用量计算

抗弯加固构件当加固材料过量后无非是发生 2 种破坏:一种是由于抗剪强度不足引起的剪切破坏,这可以通过验算抗剪承载力进行控制;另一种即为混凝土压碎控制的超筋破坏,这就需要通过最大配筋率来进行控制。根据下页图 1 所示矩形(或受压区高度 $x \leq h'_f$ (翼缘高度)的 T 形梁)加固梁纯弯段截面应力-应变关系,可得式(3)的受力平衡方程为

$$\beta_1 f_c b x_{cu} = E_s \epsilon_s A_s + E_{sw} \epsilon_{sw1} A_{sw1} + E_{sw} \epsilon_{sw2} A_{sw2} \quad (3)$$

式中: β_1 为截面受压区矩形应力图高度与实际受压区高度的比值,按《规范》^[9] 7.1.3 取值; f_c 为混凝土轴心抗压强度设计值; x_{cu} 为极限受压区高度; ϵ_s 为底部纵向钢筋应变; ϵ_{sw1} 为侧面纵向钢绞线应变; ϵ_{sw2} 为底部纵向钢绞线应变; A_{sw1} 为底部纵向钢绞线的截面总面积; A_{sw2} 为侧面纵向钢绞线的截面总面积。

对压应力合力作用点起矩,并将侧面钢绞线网

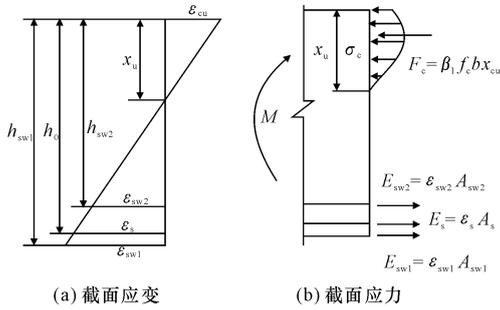


图1 纯弯段应力和应变

Fig. 1 Stress and strain of pure bending section

其中: ϵ_{cu} 为混凝土的极限压应变; h_{sw1} 、 h_{sw2} 分别为其对应的截面有效高度; x_u 为混凝土受压区高度; h_0 为截面有效高度; σ_c 为混凝土压应力; M 为弯矩。

转化至底面, 以 A_{sw3} 表示, 合并后的钢绞线截面面积用 A_{sw} 表示。计算方程为

$$A_{sw3} = \frac{h_{sw2} - \beta_1 x_{cu}/2}{h_{sw1} - \beta_1 x_{cu}/2} A_{sw2} \quad (4)$$

$$A_{sw} = A_{sw1} + A_{sw3} = A_{sw1} + \frac{h_{sw2} - \beta_1 x_{cu}/2}{h_{sw1} - \beta_1 x_{cu}/2} A_{sw2} \quad (5)$$

$$\beta_1 f_c b x_{cu} = E_s \epsilon_s A_s + E_{sw} \epsilon_{sw} A_{sw} \quad (6)$$

由平截面假定可得应变关系为

$$\epsilon_{sw1} = \frac{h_{sw1} - x_{cu}}{x_{cu}} \epsilon_{cu}, \quad \epsilon_s = \frac{h_0 - x_{cu}}{x_{cu}} \epsilon_{cu}$$

表1 高强钢绞线抗弯加固界限用量计算

Tab. 1 Critical dosage of high strength steel wire mesh used in flexural strengthened RC beams

试件编号	钢筋截面面积/mm ²	钢绞线截面面积/mm ²	混凝土压碎时应力应变相对值			
			σ_s/f_y	ϵ_s/ϵ_y	σ_{sw}/f_{wy}	$\epsilon_{sw}/\epsilon_{wy}$
FEMF-1	1 846.8	160.32	1.162	16.042	拉断	
FEMF-2		240.48	1.128	14.564	拉断	
FEMF-3		480.96	1.052	9.870	1.398	2.069
FEMF-4		601.20	1.000	8.092	1.321	1.696
FEMF-5		721.44	1.000	6.894	1.233	1.445
FEMF-6		841.68	1.000	5.966	1.147	1.251
FEMF-7		1 082.16	1.000	4.732	0.995	0.992
FEMF-8		1 322.64	1.000	4.000	0.864	0.838
FEMF-9		1 563.12	1.000	3.468	0.769	0.525

由表1的计算数据可见, 当钢绞线总截面积较低时, 混凝土压碎时钢绞线被拉断, 钢筋进入强化阶段。随钢绞线总截面积增大, 钢筋应力减小, 钢绞线应力同样降低。当钢绞线总截面积增大到一定数值后, 钢筋达到屈服应力, 而钢绞线不再被拉断。

高强钢绞线界限抗弯加固用量数值试验曲线如下页图2所示。由挠度曲线可见, 随钢绞线用量增加, 屈服荷载逐步由钢筋控制转变为钢绞线控制, 并

进而可得

$$x_{cu} = \frac{\epsilon_{cu} h_{sw1}}{\epsilon_{sw1} + \epsilon_{cu}} \quad (7)$$

$$\epsilon_s = \frac{h_0 - x_{cu}}{h_{sw1} - x_{cu}} \epsilon_{sw1} \quad (8)$$

由于高强钢绞线弹性模量 E_{sw} 在 $(1.05 \sim 1.26) \times 10^5$ MPa 之间, 与钢筋弹性模量 E_s 在 2.0×10^5 MPa 左右相比, 相差几乎一倍, 故在钢筋屈服时, 高强钢绞线应力相对较低。因而对加固钢绞线最大用量时的钢筋、钢绞线应变取值需作深入探讨。

现以本文作者所做 T 形梁加固试验为基础, 建立完整加固梁有限元模型, 探讨高强钢绞线界限用量 (有限元模型验证见文献[1])。有限元模型中, 通过改变高强钢绞线截面大小来实现其用量的增加, 以利于模型间的相互比较。其中 $\Phi 3.2$ 高强钢绞线“屈服”强度 $f_{wy} = 1\ 100$ MPa, 对应的应变 $\epsilon_{wy} = 9\ 196.02 \times 10^{-6}$; 钢筋屈服强度 $f_y = 385.57$ MPa, 对应的应变 $\epsilon_y = 1\ 927.85 \times 10^{-6}$; 混凝土强度为 40.13 MPa。混凝土压碎时数值计算所得钢筋、钢绞线的应力、应变见表1。表中 σ_{sw} 为钢绞线应力; σ_s 为钢筋应力; ϵ_{sw} 为钢绞线应变; ϵ_s 为钢筋应变。

且梁的屈服点不再明显。由钢筋应力曲线可见钢绞线用量较低时, 混凝土压碎, 钢筋进入强化阶段, 钢绞线截面积大于 601.20 mm² 后, 钢筋都没有进入强化阶段, 构件挠度也大大减小, 加固梁延性急剧下降。结合表1的数值, 取钢筋和钢绞线设计强度的应力、应变作为式(6)的计算值比较合理, 与表中 FEMF-7 计算结果相近。此时, 原梁钢筋已经屈服, 混凝土压碎时挠度有一定发展, 达到 74 mm, 为梁

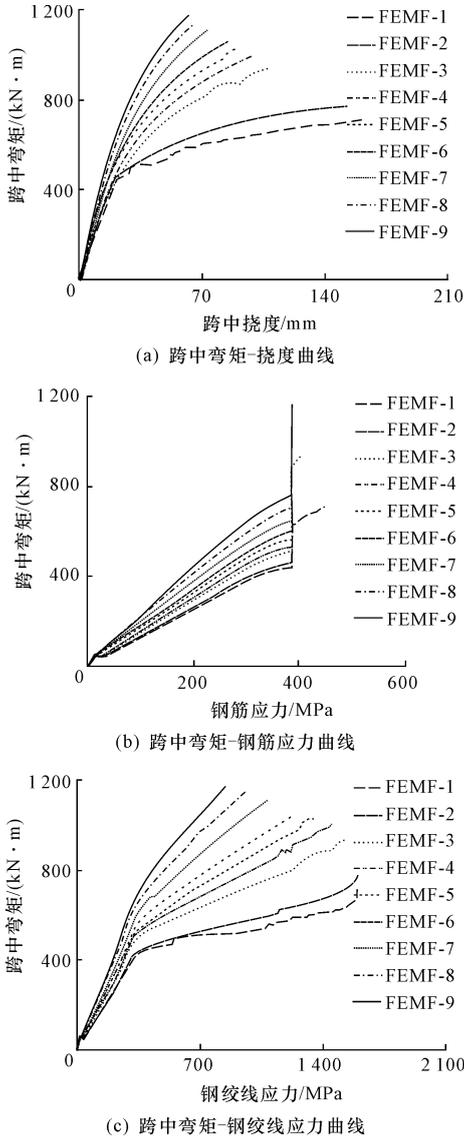


图 2 抗弯加固数值试验曲线

Fig. 2 Numerical test curves of flexural strengthened beams

计算跨度的 1/82。

此时,将式(7)代入式(6),可得

$$\beta_1 f_c b \frac{\epsilon_{cu} h_{sw1}}{\epsilon_{sw1} + \epsilon_{cu}} = A_s E_s \epsilon_s + E_{sw} A_{sw} \epsilon_{sw1} \quad (9)$$

当高强钢绞线应变达极限应变 ϵ_{wy} 时,钢筋已达 ϵ_y ,得高强钢绞线最大用量为

$$A_{sw_{max}} \frac{\beta_1 f_c b \epsilon_{cu} h_{sw1} / (\epsilon_{wy} + \epsilon_{cu}) - A_s E_s \epsilon_y}{E_{sw} \epsilon_{wy}} \quad (10)$$

当为 T 形梁且满足 $x > h'_i$ 时,式(10)变为

$$f_c (b'_i - b) h'_i + \beta_1 f_c b \frac{\epsilon_{cu} h_{sw1}}{\epsilon_{sw1} + \epsilon_{cu}} = E_s \epsilon_s A_s + E_{sw} \epsilon_{sw1} A_{sw} \quad (11)$$

此时,高强钢绞线最大用量为

$$A_{sw_{max}} = \frac{f_c (b'_i - b) h'_i + \beta_1 f_c b \epsilon_{cu} h_{sw1} / (\epsilon_{wy} + \epsilon_{cu}) - A_s E_s \epsilon_y}{E_{sw} \epsilon_{wy}} \quad (12)$$

式中: h'_i 为 T 形梁截面翼缘高度; b'_i 为 T 形梁截面翼缘宽度。

由式(12)计算表中模型的最大钢绞线用量为 867.98 mm^2 ,与 FEMF-6 最接近,为其加固量的 1.031。而 FEMF-6 破坏时的挠度为 84.82 mm ,为梁计算跨度的 1/72,延性好于 FEMF-7。但公式计算值要低于 FEMF-7 的用量,为 FEMF-7 的 0.80。为了确保构件不发生脆性破坏,国外有些规范将构件的配筋率取得更低,如美国规范取 $\rho \leq 0.75 \rho_{max}$,将界限配筋率进行 0.75 的折减,以此作为构件配筋率的限制条件。因此,本文计算公式相当于进行 0.80 的折减,由数值计算来看是比较合理的,能够确保加固构件具有较大的延性。

对二次受力构件,由于存在应力滞后,可根据钢绞线修正应力-应变曲线,将 ϵ_{wy} 修正为 $\epsilon_{wy} - \epsilon_{sw0}$ (ϵ_{sw0} 为钢绞线的初始应变),从而可计算高强钢绞线最大用量时的截面积^[1]。

2 抗剪加固钢绞线界限用量计算

对于抗剪加固构件,同样存在少筋破坏和超筋破坏,对应这 2 种破坏的箍筋配筋率称为最小配箍率和最大配箍率。

2.1 抗剪加固钢绞线最小用量计算

由于抗剪加固构件存在原梁箍筋和加固钢绞线两类受力筋,现定义 ρ'_{sv} 为加固后的等效配箍率。计算如下

$$\rho'_{sv} = \rho'_{sv0} + \rho_{svw} \quad (13)$$

式中: ρ'_{sv0} 为原箍筋在加固构件内的配箍率, $\rho'_{sv0} = A_{sv} / [(b + 2t_m) s]$; ρ_{svw} 为加固钢绞线的配箍率, $\rho_{svw} = A_{sww} / [(b + 2t_m) s_w]$; A_{sv} 为原梁箍筋截面积; t_m 为加固层厚度; s 为原梁箍筋间距; s_w 为钢绞线间距。

为防止加固后仍不满足最小配箍率要求,依据最小配箍率计算公式和式(13),可得最小配箍率计算公式为

$$\rho'_{sv_{min}} = 0.24 f_t / f'_{yv} \quad (14)$$

式中: f_t 为混凝土抗拉强度; f'_{yv} 为箍筋等效屈服强度。

由于少筋梁受力后箍筋很快屈服,甚至拉断,荷载的增加全部由高强钢绞线承担,且试验中出现的破坏模式基本为加固层剥离破坏,钢绞线达不到设计强度,故此处采用箍筋设计强度 f_{yv} 作为箍筋等效屈服强度来计算钢绞线的最小用量,是偏于安全的。

$$A_{s_{wv\min}} = 0.24(b + 2t_m)s_w f_t / f_{yv} - A_{sv} s_w / s \quad (15)$$

2.2 抗剪加固钢绞线最大用量计算

当加固构件斜截面抗剪承载力大于抗弯承载力后,梁的破坏方式将转变为弯曲破坏,此时箍筋用量增加,其利用率降低,造成浪费。此外,梁腹混凝土达到其抗压极限强度而发生斜压破坏,此时箍筋用量增加,承载力提高不大,同样造成加固材料的浪费。

根据大量试验数据的回归分析,影响极限抗剪承载力 V_u 的因素主要有剪跨比 λ 、混凝土抗压强度 f_c 、钢筋屈服强度 f_y 等,其关系曲线见图3^[10]。图中离散点为试验点,图3(a)中曲线a和曲线b服从如下方程

$$\frac{V_u}{f_c b h} = \frac{0.175}{\lambda + 1.0} + \frac{\rho_{sv} f_{yv}}{f_c}$$

其中,曲线a的剪跨比 $\lambda = 1.4$,曲线b的剪跨比 $\lambda = 3$ 。

由图3可见,在满足规范可靠度要求下,承载力与配箍率之间存在某种关系,当配箍率达某一数值时,其极限承载力不再增大,而为常数,这一值即为最大配箍率。

根据图3(a),得集中荷载作用下

$$0.25 = \frac{0.175}{\lambda + 1.0} + 1.0 \frac{\rho'_{sv\max} f'_{yv}}{f_c}$$

所以有

$$\rho'_{sv\max} = \left(0.25 - \frac{0.175}{\lambda + 1.0} \right) \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (16)$$

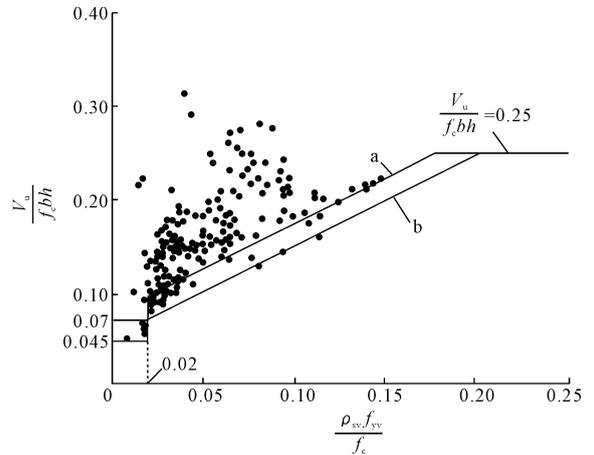
$$A_{s_{wv\max}} = \left(0.25 - \frac{0.175}{\lambda + 1.0} \right) (b + 2t_m) s_w \frac{f_c}{f_{yv}} - A_{sv} \frac{s_w}{s} \quad (17)$$

根据图3(b),得均布荷载作用下

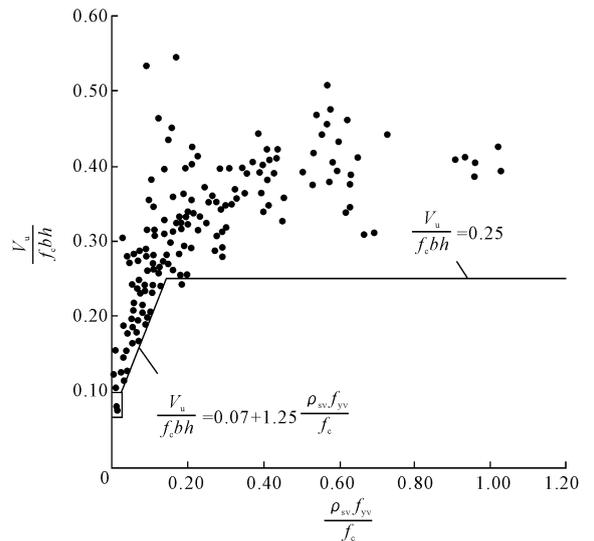
$$0.25 = 0.07 + 1.25 \frac{\rho'_{sv\max} f'_{yv}}{f_c}$$

$$\rho'_{sv\max} = 0.144 \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (18)$$

$$A_{s_{wv\max}} = 0.144(b + 2t_m) s_w f_c / f_{yv} - A_{sv} s_w / s \quad (19)$$



(a) 集中荷载作用



(b) 均布荷载作用

图3 梁抗剪承载力试验值与计算值比较

Fig. 3 Comparison of beams' shear bearing capacities between test results and calculation results

由于加固构件最终皆发生剥离破坏,原梁箍筋屈服,但钢绞线达不到设计强度。因此,必须对箍筋等效屈服强度 f_{yv} 的取值作深入探讨。

现以本文作者所做矩形梁加固试验为基础,建立完整加固梁有限元模型,探讨高强钢绞线界限用量(有限元模型验证见文献[1])。加固梁剪跨比1.6,配箍率见下页表2。高强钢绞线“屈服”强度 $f_{wyv} = 1\ 100$ MPa、对应的应变 $\epsilon_{wyv} = 9\ 196.02 \times 10^{-6}$;箍筋屈服强度 $f_{yv} = 353.63$ MPa,对应的应变 $\epsilon_{yv} = 1\ 768.15 \times 10^{-6}$;混凝土强度为41.18 MPa。混凝土压碎时数值计算所得钢筋、钢绞线的应力、应变见表2。表中 σ_{wv} 为钢绞线应力; σ_{sv} 为箍筋应力; ϵ_{wv} 为钢绞线应变; ϵ_{sv} 为箍筋应变。

表 2 高强钢绞线抗剪加固界限用量计算

Tab. 2 Critical dosage of high strength steel wire mesh used in shear strengthened RC beams

试件编号	$\rho_{sv0}/\%$	$\rho_{swv}/\%$	构件破坏时应力应变相对值				破坏模式
			σ_{sv}/f_{yv}	$\varepsilon_{sv}/\varepsilon_{yv}$	σ_{wv}/f_{wyv}	$\varepsilon_{wv}/\varepsilon_{wyv}$	
FEMS-1	0.18	0.14	1.00	5.25	0.70	0.73	剥离、混凝土压碎
FEMS-2	0.28	0.14	1.00	4.13	0.67	0.65	剥离、混凝土压碎
FEMS-3	0.48	0.14	1.00	3.36	0.53	0.52	弯曲破坏、剥离
FEMS-4	0.18	0.09	1.00	5.79	0.77	0.77	剥离、混凝土压碎
FEMS-5	0.18	0.32	1.00	3.70	0.41	0.39	剥离、混凝土压碎
FEMS-6	0.18	0.65	1.00	5.99	0.21	0.16	剥离、混凝土压碎

高强钢绞线抗剪加固界限用量数值试验曲线如图 4 所示。由图 4(a)可见,随配箍率增加,破坏模式逐步由加固层剥离,混凝土压碎向弯曲破坏转变,如 FEMS-3。但钢绞线的配箍率增大到一定程度,由于剥离破坏的发生,承载力反而减小。FEMS-6 的最大值仅为 FEMS-5 的 0.973,由此可见,再增大钢绞线用量不再提高其抗剪承载力,却造成加固材料的浪费。由图 4(b)可见,原梁箍筋均发生屈服,但没有进入强化阶段。由图 4(c)可见,钢绞线均未达到设计强度,钢绞线配箍率越小,构件破坏时应力越大。箍筋屈服后,增加的剪力由钢绞线和混凝土承担。

由此可见,此时箍筋等效屈服强度 f'_{yv} 的值取决于钢绞线设计强度和箍筋设计强度,令

$$f'_{yv} = f_{yv} + \alpha f_{wyv}$$

式中: α 为破坏时钢绞线应力发挥系数,根据表 2 中 FEMS-3 和 FEMS-5 的 σ_{wv}/f_{wyv} 的值,取 $\alpha=0.5$ 。

此时,根据式(17)计算 FEMS-3 的 $A_{swv_{max}}$ 为 10.1 mm^2 ,为实配面积的 0.99;计算 FEMS-5 的 $A_{swv_{max}}$ 为 23.38 mm^2 ,为实配面积的 1.01,可见以上取值是合适的。

因此,集中荷载作用下钢绞线最大用量计算为

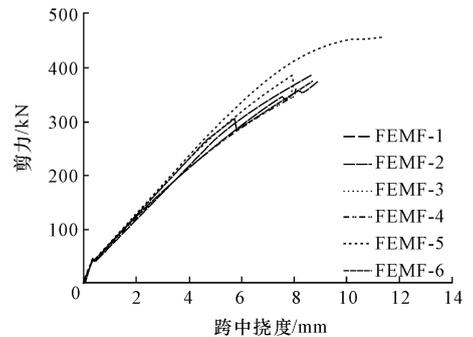
$$A_{swv_{max}} = \left(0.25 - \frac{0.175}{\lambda + 1.0}\right) \frac{(b + 2t_m)s_w f_c}{f_{yv} + 0.5f_{wyv}} - A_{sv} \frac{s_w}{s} \quad (20)$$

均布荷载作用下钢绞线最大用量计算为

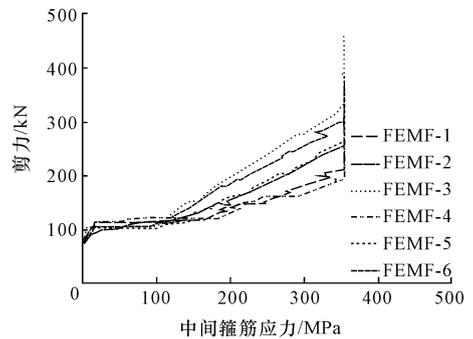
$$A_{swv_{max}} = 0.144(b + 2t_m)s_w \frac{f_c}{f_{yv} + 0.5f_{wyv}} - A_{sv} \frac{s_w}{s} \quad (21)$$

3 结 语

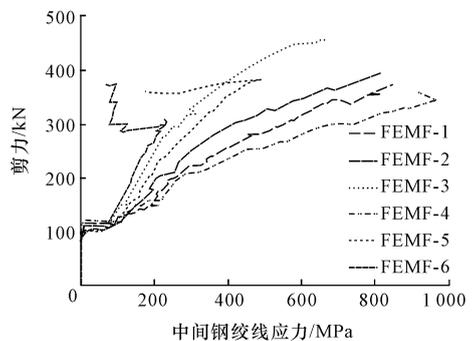
(1)在试验基础上建立有限元模型进行数值分析,并结合理论分析建立了高强钢绞线网-聚合物砂



(a) 剪力-挠度曲线



(b) 剪力-箍筋应力曲线



(c) 剪力-钢绞线应力曲线

图 4 抗剪加固数值试验曲线

Fig. 4 Numerical test curves of shear strengthened beams
浆抗弯加固钢筋混凝土梁的钢绞线最小界限用量计算式(2)、最大界限用量计算式(10)和式(12);其中最大界限用量计算结果相当于实际最大用量的 80%,以保证加固结构必要的延性性能。

(2)在试验基础上建立有限元模型进行数值分析,并结合理论分析建立了高强钢绞线网-聚合物砂浆抗剪加固钢筋混凝土梁的钢绞线最小界限用量计算式(15)、最大界限用量计算式(20)和式(21);其中最大界限用量计算结果相当于实际最大用量的0.99和1.01,符合较好。

(3)以上钢绞线界限用量计算公式可用于判断加固钢绞线用量是否超限,从而避免材料浪费和不合适的破坏方式出现。

参考文献:

References:

- [1] 黄 华. 高强钢绞线网-聚合物砂浆加固钢筋混凝土梁式桥试验研究与机理分析[D]. 西安: 长安大学, 2008.
HUANG Hua. Experimental study and theoretical analysis on strengthening RC girder bridge with steel wire mesh and polymer mortar [D]. Xi'an: Chang'an University, 2008. (in Chinese)
- [2] 黄 华, 刘伯权, 邢国华, 等. 高强不锈钢绞线网-渗透性聚合砂浆加固的 T 型梁桥试验[J]. 中国公路学报, 2007, 20(4): 83-90.
HUANG Hua, LIU Bo-quan, XING Guo-hua, et al. Experiment on RC T-type beam bridge strengthened with high strength stainless steel wire mesh and permeability polymer mortar [J]. China Journal of Highway and Transport, 2007, 20(4): 83-90. (in Chinese)
- [3] 聂建国, 王寒冰, 张天申, 等. 高强不锈钢绞线网-渗透性聚合砂浆抗弯加固的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2005, 26(2): 1-9.
NIE Jian-guo, WANG Han-bing, ZHANG Tian-shen, et al. Experimental study on flexural behavior of RC beams strengthened with stainless steel wire mesh and permeability polymer mortar [J]. Journal of Building Structures, 2005, 26(2): 1-9. (in Chinese)
- [4] 黄 华, 刘伯权, 刘卫铎. 高强钢绞线网-聚合物砂浆抗剪加固梁二次受力试验研究[J]. 工业建筑, 2009, 39(2): 99-102.
HUANG Hua, LIU Bo-quan, LIU Wei-duo. Experimental study of shear behavior of RC beams strength-

ened with stainless steel wire mesh and polymer mortar under secondary load [J]. Industrial Construction, 2009, 39(2): 99-102. (in Chinese)

- [5] 黄 华, 刘伯权, 刘卫铎. 高强钢绞线网-聚合物砂浆加固层与 RC 结构黏结面性能试验[J]. 中国公路学报, 2009, 22(3): 70-75.
HUANG Hua, LIU Bo-quan, LIU Wei-duo. Experiments on bond performance between reinforced layer with steel wire mesh and polymer mortar and RC structures [J]. China Journal of Highway and Transport, 2009, 22(3): 70-75. (in Chinese)
- [6] 黄 华, 刘伯权, 刘卫铎. 高强钢绞线网-聚合物砂浆加固层粘结滑移[J]. 长安大学学报: 自然科学版, 2009, 29(5): 71-75.
HUANG Hua, LIU Bo-quan, LIU Wei-duo. Bond-slip of reinforced layer with steel wire mesh and polymer mortar [J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2009, 29(5): 71-75. (in Chinese)
- [7] 聂建国, 蔡 奇, 张天申, 等. 高强不锈钢绞线网-渗透性聚合砂浆抗剪加固的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2005, 26(2): 10-17.
NIE Jian-Guo, CAI Qi, ZHANG Tian-shen, et al. Experimental study on shear behavior of RC beams strengthened with stainless steel wire mesh and permeability polymer mortar [J]. Journal of Building Structures, 2005, 26(2): 10-17. (in Chinese)
- [8] 卜良桃. 高性能复合砂浆钢筋网(HPF)加固混凝土结构新技术[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.
BO Liang-tao. New technology of using high capability ferrocement mortar to strengthen RC structures [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2007. (in Chinese)
- [9] GB 50010-2010, 混凝土结构设计规范[S].
GB 50010-2010, Code for design of concrete structures[S]. (in Chinese)
- [10] 东南大学, 天津大学, 同济大学. 混凝土结构[M]. 第3版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
Southeast University, Tianjin University, Tongji University Concrete structures[M]. 3rd ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2005. (in Chinese)