

钢-砼组合桥梁中栓钉连接件的计算*

孙国良

(郑州工学院土建系)

摘 要: 国内已将钢砼组合梁的实践应用从建筑扩展到桥梁方面, 本文就其栓钉连接件受静荷及动(疲劳)荷载的设计计算做了简要论述并附以计算实例。

关键词: 钢-砼组合梁、剪力连接件、疲劳荷载。

中国图书分类号: U441.4

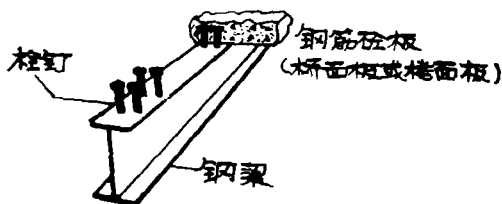


图1 钢梁与砼板连接示意图

与钢桥梁结合的钢-砼组合梁结构。其特点都是用栓钉剪力连接件(以下简称栓钉)将砼与钢结合成受力整体, 具体结构见示意图1。这种剪力连接件不仅承受静荷载, 还要承受过往车辆的动(疲劳)荷载。

我们接受委托进行了上述淮阴桥组合梁栓钉连接件的承载力试验研究, 并为南浦大桥设计单位提供参考资料。本文扼要叙述钢-砼组合梁中栓钉剪力连接件受静力和疲劳荷载的设计计算。为使读者易于掌握运用, 借用国外资料, 摘录一座内跨为37m连续组合梁栓钉连接件的计算过程作为例题。关于我们进行的桥梁剪力连接件静力和疲劳试验研究部分, 另见文献[1]。

1 栓钉连接件静力强度

1.1 计算式

我国钢结构设计规范 GBJ17-88 已颁布, 关于栓钉剪力连接件静力设计抗剪值 N_v^c 公式: (欧洲钢结构协会 ECCS 的组合结构典型规程亦有类似规定)

$$N_v^c = 0.43 A_s \sqrt{E_c f_{cc}} = 0.338 d^2 \sqrt{E_c f_{cc}} \leq 0.7 A_s f \quad (1)$$

式中, A_s —带头栓钉杆截面积;

h —栓钉全高;

f —带头栓钉的抗拉强度设计值;

* 收稿日期: 1991-03-05

d —杆身直径;

E_c —砼弹性模量;

f_{cc} —砼柱心抗压强度设计值。

栓钉与钢梁上翼焊接质量, 以及钢材与砼材料的材质对栓钉抗剪力影响很大, 上式较偏于保守, 故也可按工程实际测试, 制订值 N_v^c 。

表 1 是英国采用的在不同砼强度时, 栓钉剪力连接件额定静力强度, 供例题查用。

表 1

栓 钉		每个栓钉额定静力强度 P_m (KN)			
直径 d (mm)	全长 h (mm)	当砼立方强度 f_{cu} (N/mm ²)为			
		20	30	40	50
25	100	139	154	168	183
22	100	112	126	139	153
19	100	90	100	109	119
19	75	78	87	96	105
16	75	66	74	82	90
13	65	42	47	52	57

1.2 例题有关资料

1.2.1 布置图 三跨连续组合梁尺寸如图 2

纵向中间跨长 = 37m, 两边跨各长 = 25m, 桥的横向两侧各有悬臂砼板 = 2m, 共有 10 根纵向钢板梁。这些纵梁均用同一尺寸。全桥横截面见图 3。

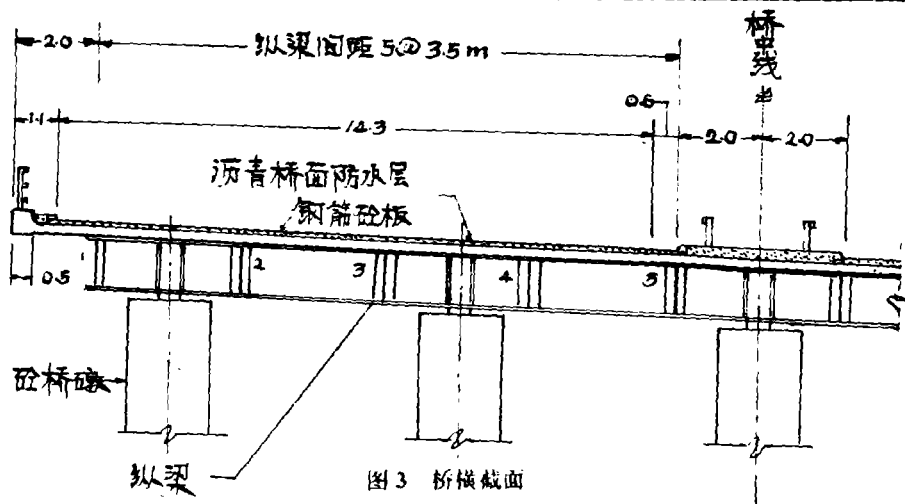
1.2.2 试选截面

本例题仅考虑中间 37m 跨的边纵梁, 根据计算选定组合梁截面。跨中纵梁及内支点处纵梁的横截面见图 4。两种截面拼接 (即变截面) 位于内支点两侧各 6.5m 处。

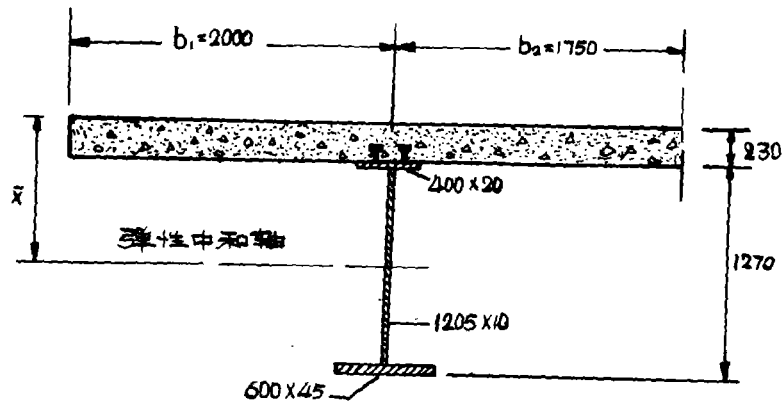
1.2.3 荷载

荷载包括: ①浇筑砼时的湿砼重和施工荷载; ②所加的恒载; ③车辆荷载; ④砼收缩的影响; ⑤砼与钢吸热散热及日光照射正背面产生的温度差异。

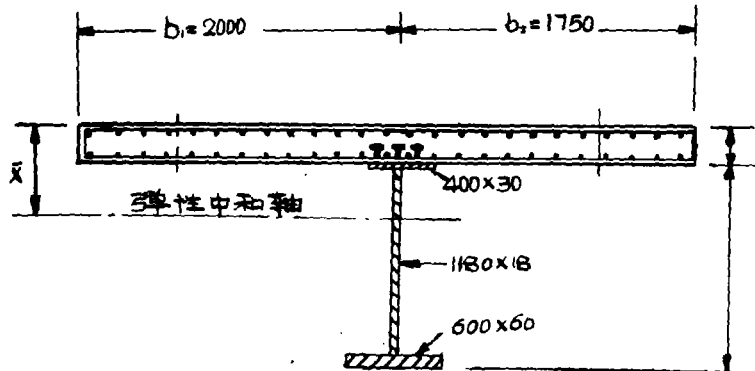
仅在砼板凝固并与钢梁形成组合截面受荷载时, 才产生交界面的纵向剪力。至于荷载的具体力学计算, 选组合梁截面方法等均从略。



a) 跨中组合梁截面



b) 内支点处的组合梁截面



纵向钢筋: 上层、 $\phi 16$ 间距150mm至板顶边50mm
 下层、 $\phi 20$ 间距150mm至板底边50mm

图4 组合桥梁横截面

1.3 组合桥梁受纵向剪力

需要计算砼板与钢梁交界面上受荷载时的纵向剪力分布,其目的有三:

①按使用极限状态 (SLS) 设计受静力荷载时的剪力连接;

②按承载力极限状态 (ULS) 进行砼板中横向钢筋设计,以阻止受静荷载时砼板受纵向剪力的破坏;

③按 SLS 进行重复荷载时剪力连接件的设计,以阻止一个或多个连接件受静荷载及疲劳荷载而破坏。

本文只考虑与剪力连接件有关的第 1 及第 3 项。

从桥梁受力而产生纵向弯曲的分析中,可直接从竖向剪力求得水平纵向剪力。对于两种极限状态 (ULS 及 SLS),在计算截面 $\frac{S}{I} = \frac{A\bar{Y}}{I}$, (式中 A 是砼截面积经过折算为钢的组合梁的截面积, I 是整个换算截面的惯性矩, \bar{Y} 是自组合梁截面中和轴至砼板与钢梁上翼交界面的距离) 均假定砼不开裂,且正负弯矩区均不考虑钢筋。用砼全翼宽来计算 $\frac{A\bar{Y}}{I}$ 。见表 2。

表 2

截面位置	荷载	钢弹性模量 E_s 砼弹性模量 $E_c = \alpha$	$\frac{A\bar{Y}}{I}$
跨中	恒载	13.2	0.699
	活载	6.6	0.739
内支点	恒载	13.2	0.664
	活载	6.6	0.73

这里需要计算两组截面的性质 (短期和长期荷载)。按 SLS 时的纵向水平剪力 (设计荷载效应 $\gamma=1$) = 按 SLS 时的竖向剪力 X 系数 ($=\frac{A\bar{Y}}{I}$)。各值见表 3。

表 3

(1) 截面	(2) 荷载	(3) $\frac{A\bar{Y}}{I}$ (m)	(4) 竖向剪力 V_s (KN)	(5) 水平纵向剪力 L_s (KN/m)
跨中	恒载	0.699		
	活载	0.739	-365	-270
	共计		-365	-270
距内支点 6.5M 拼接处(变 截面处)	恒载	0.699	-217	-145
	活载	0.739	-759	-564
	共计		-976	-709
内支点	恒载	0.664	-335	-222
	活载	0.73	-1023	-747
	共计		-1358	-969

1.4 剪力连接件静力荷载计算

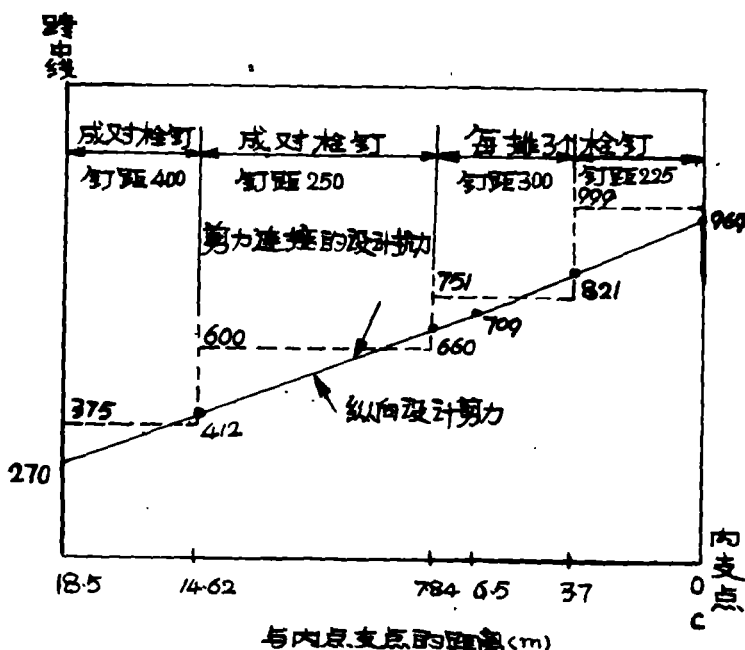


图5 37米跨边纵梁的设计纵向剪力图

载产生的水平纵向剪力 $Q = 969 \text{ kN/m}$ ，每公尺长需要栓钉的数量 $N_c = 969 / 75 = 12.9$ 个，每排栓钉用 3 个，则各排间栓钉距离 $S = 3 / 12.9 = 0.232 \text{ m}$ 。据此，在内支点 C 附近，每排 3 个，各排间距离 S 采用 225mm。

按照 BS5400-5 组合桥梁设计规定 (§ 5.3.36) 同一栓钉间距的梁长度应至少能有 $1/10$ 跨长，即分布在内支点至每侧 3.7m 处。

(2) 自图上在 3.7m 处量得纵向剪力降至 82.1 kN/m ，在此点的剪力连接件需要抗剪力至少为 $821 \times 100 / 110 = 746 \text{ kN/m}$ ，取 $Q = 746 \text{ kN/m}$ ，仍按每排三个栓钉布置，则： $S = 3 \times 75 / 746 = 0.302 \text{ m}$ 。

故此假设梁长按每排三个布置间距 $S = 300 \text{ mm}$ ，得出设计抗力 $746 \times 302 / 300 = 751 \text{ kN/m}$ 。

(3) BS5400-5 规定：剪力连接件纵向最大间距为：① $\geq 600 \text{ mm}$ ；② $\geq 3 \times$ 砼板厚，本例砼厚 230mm，即 $\geq 3 \times 230 = 690 \text{ mm}$ ；③ $\geq 4 \times$ 连接件高度，本例 $\geq 4 \times 100 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$ ，取各值的最小值，即最大间距 $\geq 400 \text{ mm}$ 。

每排布置两个栓钉，则按间距 = 400mm 时，栓钉设计抗剪力 $Q = 2 \times 75 / 0.4 = 375 \text{ kN/m}$ 。

从图 5 看出，跨中部分设计纵向剪力 = 270 kN/m ，故这样布置是适当的。

$$Q = 375 \times 110\% = 412 \text{ kN}$$

此点位于距内支点 14.62m 处。

以上各数值均在图 5 中标出。

2 栓钉剪力连接件的疲劳强度

在公路及铁路的钢-组合桥梁中，日夜不断地有过往车辆行驶，桥面的砼板与下面钢

图 5 是 37m 跨边组合梁的设计纵向剪力图。计算方法说明如下。

首先将表 3 在跨中变截面处（距内支点 6.5m 处）及内支点上的水平纵向剪力 270、709 及 969 kN/m 各值绘在图上成一斜线。

(1) 自表 1 查出栓钉 $\phi 25 \times 100 \text{ mm}$ 用 C₂₀ 砼的额定静力强度 $P_U = 139 \text{ kN}$ 。栓钉抗力分项系数 $\gamma_m = 1.85$ ，故栓钉设计抗剪能力 $= P_{Ub} / \gamma_m = 139 / 1.85 = 75 \text{ kN}$ 。

内支点处由于组合荷

梁之间的栓钉连接件,使用承载力远较仅受静荷载时为低。它的计算方法,随试验与分析的不断深入而有所发展。1967年英国首次颁布组合梁规程(CP117),1980年英国重新颁布桥梁规范(BS5400),80年代欧洲共同体制订协调西欧各国土建规范的规定,其中EC-4是钢-砼组合结构,也包括有栓钉剪力连接件的疲劳荷载计算式。本文简要介绍Oehlers等发表的试验研究资料,作为栓钉剪力连接件疲劳的依据。

2.1 计算组合梁疲劳荷载的基本情况

受疲劳荷载的钢-砼组合梁及其剪力连接件计算有下述基本情况。

(1) 组合梁应按弹性设计。

(2) 剪力连接件数量应按砼与钢梁间完全组合的要求计算。

(3) 组合梁的疲劳荷载计算主要是剪力连接件部分,一般是列入钢结构设计规范中。

我国新颁“钢结构设计规范”GBJ17-88,第六章“疲劳计算”将构件及连接计9项归纳为八类。由于组合梁连接件底部焊在钢梁上,而杆身则被包裹在砼中,与其他纯钢构件有所不同,故尚未列入新规范中。本文借鉴已为国际公认的一些资料并通过我们试验的试件予以验证。

(4) 应用于公路及铁路桥梁的组合梁承受过住车辆的荷载,应按常幅疲劳计算。即重复作用的荷载值基本不随时间随机变化,可近似视为常量,所有应力循环次数内的应力幅恒等。疲劳试验的循环次数一般规范规定不得少于二百万次。

2.2 栓钉疲劳荷载持久性的实用计算式

Oehlers等1985年发表的文章(2)认为,从进行众多的栓钉疲劳试验看出,只有疲劳开裂能通过杆身整个截面而破碎,那时达到的疲劳循环次数才能认为达到真实的疲劳使用期限。因此在过去进行150个推出试验中,剔除了其他受力不正常的试件51个外,尚余99个采用单向常幅度疲劳荷载试验。它们的参数变化:

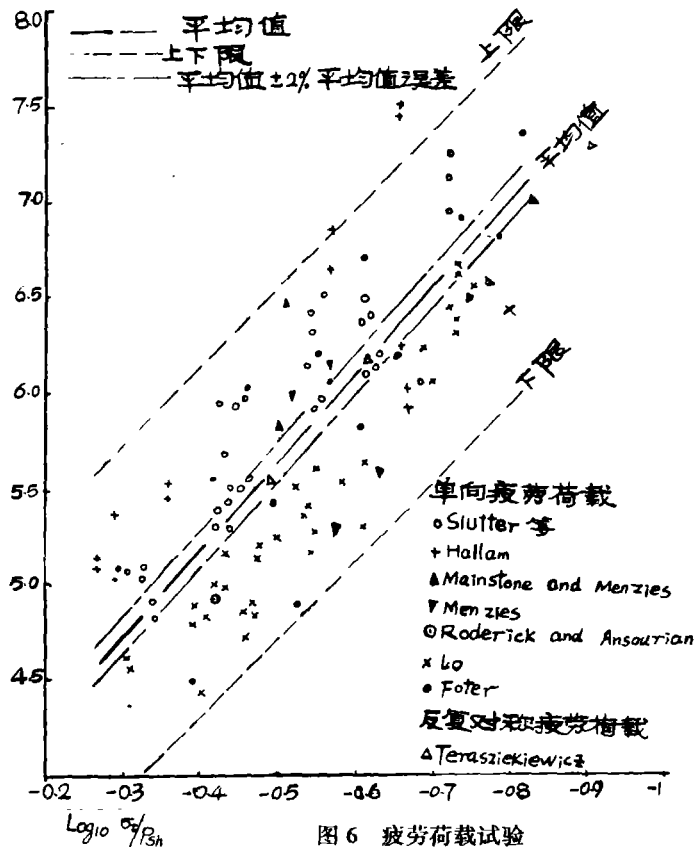


图6 疲劳荷载试验

$$\frac{\text{剪力幅 } R}{\text{仅受静力荷载的栓钉杆破坏值 } P_{sh}} = 0.15 \sim 0.54; \quad \frac{\text{最大剪力荷载 } P_m}{P_{sh}} = 0.17 \sim 0.78; \quad \text{单}$$

向荷载试件的持久性(循环次数) $N_c = 13.900 \sim 24, 300.000$; 理论疲劳使用期限 = 26,

500~31, 700, 000 次, 刚性幅度 $\frac{d\delta}{dN}$ ($\delta = \frac{\text{滑移值}}{\text{栓钉直径}}$) = $1.9 \times 10^{-9} \sim 5.5 \times 10^{-5}$, 材质及尺寸, 栓钉直径 $d_s = 13 \sim 22 \text{mm}$, 砼立方强度 $f_{cu} = 25 \sim 71 \text{N/mm}^2$, 栓钉材质极限受拉强度 $f_w = 416 \sim 640 \text{N/mm}^2$.

图 6 是上述常幅疲劳试验结果, 除一个系列进行常幅对称反向荷载 (用符号 Δ 表示) 外, 其余七个系列均采用常幅单向疲劳荷载, 两者每次循环的总荷载幅意义相等。每个系列试验结果按下节公式进行变数对数的线性回归公析。

由于栓钉是焊接在钢翼上的, 受力过程会产生裂隙, 以一个栓钉的使用持久性取决于裂隙增长率, 对于常值循环疲劳荷载可用下列公式表达:

$$\frac{da}{dN} \propto (\sigma_r)^m \quad [2]$$

式中, a ——疲劳裂缝的面积;

N ——持久性荷载循环次数;

σ_r ——应力幅;

m ——疲劳荷载下估计使用期限公式的指数。

从上式看出: 焊在钢板上受砼包裹的栓钉, 当受到水平反复荷载时, 栓钉杆身一侧受压, 另一侧受拉, 受拉侧促使栓钉开裂, 降低栓钉抗拉的截面积; 受压侧则使栓钉截面闭合, 一个完全的反复循环对称的荷载具有两个 $1/2$ 荷载幅, 和同符号 (即循环荷载的峰值及低值均在拉力区) 的荷载并无区别, 从测试数据, 亦可证明 (图 6)。

通过试验还认识到除栓钉底部在焊缝处受重复荷载而逐渐开裂, 还受到栓钉杆身与周边砼交界面上砼的抗压力, 栓钉杆不完全象一根悬臂梁那样, 而有些类似在弹性地基上的处境。经过分析可以用有限元法作近似的比喻。

$$N = C \left[\frac{R_t}{P_{sh}} \right]^{-m} \quad [3]$$

$$\text{或} \quad \log_{10} N = \log_{10} C - m \log_{10} \left[\frac{R_t}{P_{sh}} \right] \quad [4]$$

式中: N ——疲劳荷载作用期限(循环次数);

R_t ——循环荷载的拉力幅即单向荷载的总幅度;

m, C ——常数。

各系列试验的常数值列于下表:

表 4 疲劳试验统计分析结果

各系列试验人	$\log_{10} C$	m	标准偏差
• Slutter 等	3.5	4.8	0.22
Teraszkiewicz	3.6	4.1	0.10
Hallian	4.1	4.0	0.52
Lo	2.9	4.8	0.21
Foley	3.3	4.6	0.54
平均值(Teraszkiewicz 除外)	3.37	4.55	0.046

从表中看出: 各 m 值差不多是平行的, 但 $\log C$ 有较大差异, 这个可能是材质误差所

起的。将表 $3\log_{10}C$ 及 m (平均值) 代入公式[4]得:

$$\log_{10} N_f = 3.37 - 4.55 \log_{10} \left[\frac{R}{P_{sh}} \right] \quad [5]$$

2.3 例题

2.3.1 在车辆的疲劳荷载下额定竖向剪力

本文第二节已介绍了在静载下栓钉的抗剪强度, 并用例题说明剪力连接件在连续梁中的间距布置如图 5。现在验算在车辆疲劳荷载下这种栓钉的布置(间距)是否合适, 根据车辆行驶和梁格布置, 在路面几个最不利位置求出产生疲劳荷载的额定竖向最大和最小剪力, 以前例 37m 跨 (BC 跨) 边纵梁为例, 如表 5。

表 5

截 面	额定竖向剪力 KN		
	最大	最小	荷幅
内支点 C	170	-19	189
在 BS 跨中自 C 点 7.84m	118	-19	137
在 BS 跨中自 C 点 14.62m	90	-55	145

2.3.2 剪力连接件焊缝的额定应力幅。

表 6

截 面	1	2	3	4	5	6	7	8
	竖向剪力荷幅 V(KN)	$\frac{A\bar{Y}}{I}$ (m^{-1})	纵向水平剪力幅 (KN/m)	栓钉间距 (m)	每排钉数 (个)	每个栓钉纵向水平荷幅 Q_c (KN)	栓钉的设计应力幅 (N/mm ²)	$[\sigma_r]$ N/mm ²
支点 C	189	0.730	138	0.225	3	10.35	31.6	44.8
自 C 点 7.84m	137	0.739	101	0.25	2	12.66	38.7	44.8
自 C 点 14.62m	145	0.739	107	0.4	2	21.4	65.4	
				0.25	2	13.375	40.9	44.8

前文已提到栓钉受疲劳荷载破坏是在栓钉与钢梁上翼焊接面上。故要求焊缝的应力幅如表 6。过程如下:

表中第 (1) 竖行 V 值是从表 5 得来的; 第 (2) 竖行 $\frac{A\bar{Y}}{I}$ 是从纵梁各横截面 (图 4) 算出, 并查表 3 第三竖行, 于是计算第 (6) 竖行 Q_c 公式为:

$$Q_c = \frac{VA\bar{Y}}{I} \left[\frac{\text{栓钉纵向间距} m}{\text{钢梁翼上每排栓钉枚数} n} \right] = KN$$

$$\text{即 (6) = (1)} \times \text{(2)} \times \frac{(4)}{(5)} \quad \text{或} \quad \text{(6) = (3)} \times \frac{(4)}{(5)}$$

查参考文献 3 节 292 页, 在焊缝上的应力幅

$$\sigma_r = 425 \times \frac{\text{每个栓钉承受纵向剪力 } Q_c}{\text{每个栓钉额定静力强度 } P_{sh}}$$

$$\text{即 } (7) = 425 \times \frac{Q_c}{P_{sh}} \quad \text{或 } (7) = 425 \times \frac{(6)}{P_{sh}(\text{表1})}$$

2.3.3 栓钉剪力连接件的容许应力幅

英国的公路汽车道依快慢车道及宽度分为四个主要类型, 金属结构计算疲劳荷载的曲线(按有焊缝无焊缝及构件位置)分为九级, 栓钉焊接属于 S 级, 它们依受荷载长度查图解找出容许应力幅值 $[\sigma_r]$, 比较复杂。本文例题改用公式[5]的实用计算式:

$$\log_{10} N_f = 3.77 - 4.55 \log_{10} \left[\frac{R_t}{P_{sh}} \right]$$

本例 $N_f = 2,000,000$ 次, $P_{sh} = 75 \text{KN}$ [见前文第1.4节], 代入上式得

$$\log_{10} (2,000,000) = 3.37 - 4.55 \log_{10} \left[\frac{R_t}{75000} \right]$$

$$\log_{10} R_t = \log_{10} (75000) + \frac{3.37 - \log_{10} (2,000,000)}{4.55} = 4.875 + \frac{3.37 - 6.3}{4.55} = 4.231$$

$$R_t = 17022 \text{N}$$

$$\phi 22 \text{ 的栓钉截面积 } A = 380 \text{mm}^2$$

$$\text{容许应力幅 } [\sigma_r] = R_t / A = 44.8 \text{N/mm}^2$$

将 $[\sigma_r]$ 值填入表 6 第 8 竖行, 与第 7 竖行作相应对比, 看出在支点 C 及自 C 点 7.84m 两段栓钉按静荷载计算, 计算应力幅 σ_r 均小于 $[\sigma_r]$ 是可行的, 但自 C 点 14.62m 至跨中一段 $\sigma_r = 65.4 \text{N/mm}^2$ 超出 $[\sigma_r] = 44.8 \text{N/mm}^2$, 故应加以调整, 将栓钉间距改为 0.25m, 使所得 σ_r 值小于 $[\sigma_r]$ 即可。

参 考 文 献

- (1) 孙国良、方温中、王英杰: “京杭运河淮阴—号桥钢-砼组合梁栓钉连接件试验研究” 郑州工学院土建系组合结构资料 19 期 (2), 1989 年 7 月
- (2) DJOehlers 等 (1985): “The fatigue strength of stud shear connections in composite beams.”
- (3) R.P.Johnson 等 (1986): “Composite structures of steel and concrete 第二卷
- (4) 孙国良主编: “钢-砼组合结构资料不定期刊 1~21 期, 郑州工学院土建系出版 (尚有部分余存出售)。

The calculation of stud shear connectors in steel-concrete composite Bridges

Sun Guoliang

(Zhengzhou Institute of Technology)

Abstract: It is the first time to build the bridges by composite construction of steel and concrete in Huai-yin over the Great Gannel and in Shanghai over Yanggze River in China. The paper briefly described the calculation method of stud shear connectors in a steel-concrete composite bridge with the design example.

Keywords: steel-concrete composite bridge, shear connector, Fatigue loading