

高效体外预应力结构锚固体系研究与应用

李晨光 刘航

(北京市建筑工程研究院 北京 100039)

摘要: 体外预应力技术是后张预应力体系的主要分支之一。本文进行了体外锚固系统应变测试与有限元分析对比研究, 组装件静载与疲劳试验研究, 体外弯折索试验研究。工程设计与施工实例表明该技术可在大跨桥梁、屋盖及既有结构加固中应用。

关键词: 体外预应力 锚固系统 弯折索

1. 概述

“高效体外预应力结构锚固体系的研究与应用”包括五部分内容, 即锚固单元内力平衡公式推导分析; 体外锚固系统应变测试与有限元分析对比研究; 体外锚固系统—钢绞线组装件静载与疲劳试验研究; 体外预应力索弯折特性试验研究; 以及体外预应力技术工程应用实例分析。研究成果可应用于大跨度体外预应力桥梁、屋盖与结构加固工程等领域。

2. 锚固单元内力平衡公式推导分析

体外预应力群锚锚固系统采用各根钢绞线相互独立的夹片式锚固单元, 利用楔片锚固原理, 在锚杯体的圆锥孔内采用楔形夹片组锚固预应力筋。

图1为锚固单元内力简图, 为建立锚固作用, 应满足如下几个必要条件:

(1) 锚环必须支撑在坚固的平面上, 张拉锚固后, 预应力筋承受有效拉力 F_e 。

(2) 夹片与预应力筋之间有足够大的摩擦力, 保证二者之间无相对滑动。

(3) 夹片与锚环之间的摩擦力应尽量减少, 保证二者之间可以相互滑动。

(4) 锚环与承压板之间存在摩擦力, 限制锚环的横向变形和位移。

根据以上条件, 设 β 为夹片与锚环锥孔之间的摩擦角, 相应的摩擦系数 $\mu_1 = \tan\beta$; 设锚环和承压板之间的摩擦系数为 μ_2 ; 设 α 为夹片和锚环圆锥孔的角度, $\mu_3 = \tan\alpha$; φ 为预应力筋和夹片之间和摩擦角, 相应的摩擦系数 $\mu_4 = \tan\varphi$ 。

注: 本文获第二届欧维姆优秀预应力论文三等奖

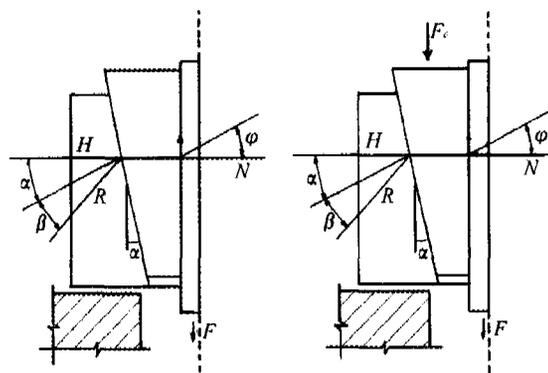


图1 锚固单元内力

内力平衡公式推导如下:

$$X-Y \text{轴平衡条件: } R \times \sin(\alpha + \beta) = F_e$$

$$R \times \cos(\alpha + \beta) = H$$

$$H = N$$

$$F_e = N \tan(\alpha + \beta) \quad (a)$$

保证可靠自锚的条件是:

$$N \tan\varphi \geq F_e \quad (b)$$

$$N \tan\varphi \geq N \tan(\alpha + \beta) \quad (c)$$

式中: R—夹片背面产生的分布压力总反力

H—总反力R在X轴的水平分力

N—夹片与预应力筋之间的夹持力。

对公式(a)、(b)、(c)进行定性半定量讨论分析如下:

(1) 式(a)中 α 为固定角度, 夹持力N随 β 角而变化, 即夹片与锚环之间的 μ_1 越小, 夹持力就越大, 相应的H也越大。如果 β 值过大, 特别是有异物夹入, 使 β 急剧升高, 则夹持力N也随之降低, 可能产生滑丝情况。

(2) 式(b)中如果 φ 值太小,则需要较高的夹持力 N 才能锚固预应力筋,这时如靠减小 α 值来增加夹持力 N ,对预应力筋可能损伤过大,强度与延伸率不能充分发挥。为保证夹片与预应力筋之间有足够的摩擦力。在夹片内表面设计各种齿形(如锯齿形、圆弧倒牙齿形、直角形、等腰梯形等)。

(3) 夹片和锚杯圆锥孔的角度 α 是一个与材质和热处理无关的重要参数,在保证自锚性的前提下, α 一般取 $5.5^\circ \sim 7.5^\circ$ 为最佳值。

(4) 由于锚固单元内部的高应力状态,必须保证各个夹片均匀受力,防止夹片出现碎裂,因此在选材和工艺上要保证夹片有适当的硬度,较高的韧性和变形能力。

根据锚固单元内力平衡公式,可以定性与半定量的分析对锚固系统设计与加工制造的初步要求,为了更深入了解锚固单元的内应力状态,将采用应变试验测试与有限元计算分析相结合的方法,定量分析锚固单元的内力状态。

3. 锚固系统应变测试与有限元分析对比研究

锚固系统传递全部预应力作用,处于高应力状态,特别是无粘结和体外预应力筋的锚具,在使用寿命期间,永久性地承担预应力的全部作用,而且不允许失效或产生过大变形引起预应力的损失。国内外对锚固体体系的验收均采用锚具-预应力筋组装件的静载、低周荷载及疲劳试验为依据,而对锚固体的机械力学特性及加工制造工艺无统一规定。为了设计和制造出既满足验收标准要求,有足够安全度,又体积小,尺寸合理的锚固系统,必须采用先进的CAD、CAM技术及有限元结构分析技术。

3.1 锚固系统应变测试研究

3.1.1 试验目的

本项试验研究是对锚具体系的应变与变形进行全面测试与分析,为下一步采用有限元方法深入了解锚固体的内部状态提供校核依据。试验包括在静载台座上安装锚具-钢绞线组装件(简称组装件)加载和在万能试验机上用模拟

夹片的压力锥(简称压力锥)加载两种方式。

3.1.2 试验测试内容

测试的项目包括沿锚杯外圆周表面的环向应变值 ε_θ 和竖向应变值 ε_z ,对多孔群锚同时测量在最大荷载($0.8F_u$)时,锚杯顶面中心的变形值 f 。试验用锚具外形尺寸及粘贴应变片位置见图2和表1。

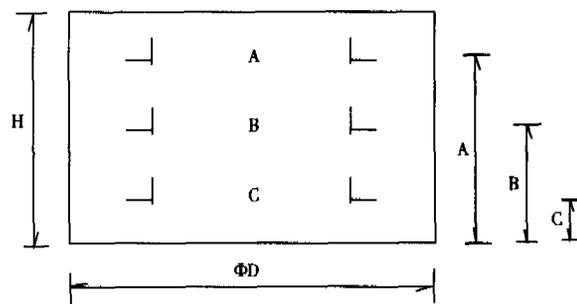


图2 锚具上粘贴应变片位置

夹片和圆锥孔的角度 $\alpha=7^\circ$,为保证试验模拟的精确度,压力锥采用与夹片相同的材料及表面热处理工艺。为了测定 ε_θ 和值 ε_z ,在锚环外表面贴应变片,沿锚环高度方向布置三个点;沿环向共布置2组测点,测得应变值后取平均值。

锚具参数和应变片位置 表1

试样编号	锚具名称及加载方式	锚具尺寸(mm)			应变片实测位置(mm)		
		H	ΦD	硬度(HRC)	A	B	C
NO.1	Z15-1 压力锥	45.36	43.15	32.00	33.49	22.90	12.36
NO.2	Z15-1 压力锥	45.30	43.20	34.00	33.13	22.78	12.53
NO.3	Z15-1 组装件	45.30	45.30	31.50	33.34	18.42	12.60
NO.4	Z15-7 组装件	45.20	43.10	32.50	33.20	19.32	11.40
NO.5	Z15-7 压力锥	60.24	130.23	33.00	48.90	28.16	9.62
NO.6	Z15-7 压力锥	60.38	130.14	34.50	48.37	31.68	7.38
NO.7	Z15-7 组装件	60.20	130.10	32.00	45.06	28.25	9.87
NO.8	Z15-7 组装件	60.10	130.15	31.00	44.65	28.31	12.33
NO.9	Z15-12 组装件	60.16	170.10	31.50	50.21	31.93	11.13

3.1.3 试验结果

(1) 锚具外圆柱表面应变-荷载曲线(如图3中No.1曲线, No.2~No.9略去),给出锚具在A、B、C三个高度位置的实测平均应变-荷载曲

线关系图。

(2) 锚具-钢绞线组装件试验中,可测出锚具顶面中心变形值,NO.7和NO.8两组试验Z15-7锚具顶面中心变形值为0.03mm和0.035mm;NO.9试验中Z15-12锚具顶面中心变形值为0.122mm。

(3) 组装件或压力锥试验卸荷后,取出夹片或压力锥,测试锚具的几何尺寸,可发现外形尺寸变化极小。

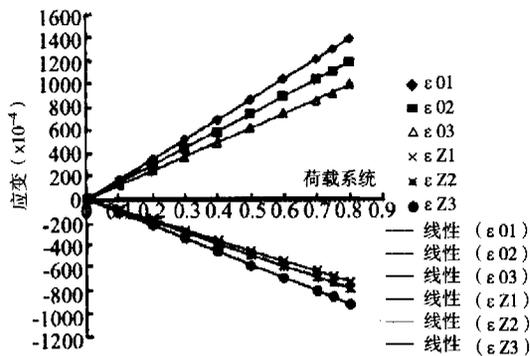


图3 试样No.1应变-荷载曲线(荷载 $F_u=267.25kN$)

3.2 体外预应力锚固系统有限元分析

3.2.1 单孔锚具弹塑性分析

单孔锚具分析时,压力锥和垫板按线弹性考虑,锚环按弹塑性材料考虑。取压力锥和锚环之间的摩擦系数 f_1 ,锚环和垫板之间的摩擦系数为 f_2 。结构尺寸和有限元网格如图4。

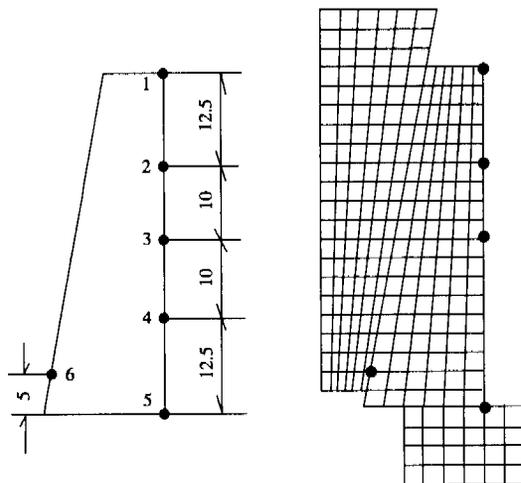


图4 单孔锚具结构图及主要测点的位置

(1) 不考虑摩擦(即 $f_1=f_2=0.0$)

当加载到 $0.40F_u$ 时,锚环上6号点开始进入屈服。当加载到 $0.80F_u$ 时,锚环内部约有54%的体积进入屈服(塑性区)。

(2) 考虑摩擦($f_1 \neq 0.0, f_2 \neq 0.0$)

表2为 $f_1=0.005-0.020, f_2=0.2$ 时2号点的应变和变形计算结果。表3为4号点的应力、应变结果。

通过对不同摩擦系数 f_1 和 f_2 的计算结果表明,在一定范围内,随着摩擦系数的增大,应力、应变、变形和塑性区比例逐渐减小,摩擦系数 f_1 比摩擦系数 f_2 的影响大。这说明夹片和锚环之间的摩擦系数对锚具受力性能有重要影响作用。图5和图6是4号点的 ϵ_θ 和 ϵ_z 有限元计算结果曲线。 $f_2=0.2, f_1=0.02$ 时,有限元分析结果与锚具实测数据比较接近,二者均表现为线性规律(荷载小于 $0.8F_u$ 时)。

$f_1=0.005-0.020, f_2=0.2$ 时,2号点计算结果 表2

摩擦系数 f_1	开始屈服 的载荷	0.8 F_u 时塑性区所占 百分比(%)	圆周方向 应变 ($\times 10^{-6}$)	圆周方向 应力 (N/mm^2)	径向变形 ($\times 10^{-2}mm$)
0.005	0.44 F_u	46	1720	334	3.62
0.010	0.44 F_u	41	1624	315	3.42
0.015	0.48 F_u	26	1318	251	2.78
0.020	0.48 F_u	23	1257	239	2.65

$f_1=0.005-0.020, f_2=0.2$ 时,4号点计算结果 表3

摩擦系数 f_1	Z方向应变 ($\times 10^{-6}$)	Z方向应力 (N/mm^2)
0.005	-944	-140
0.010	-919	-138
0.015	-865	-135
0.020	-854	-134

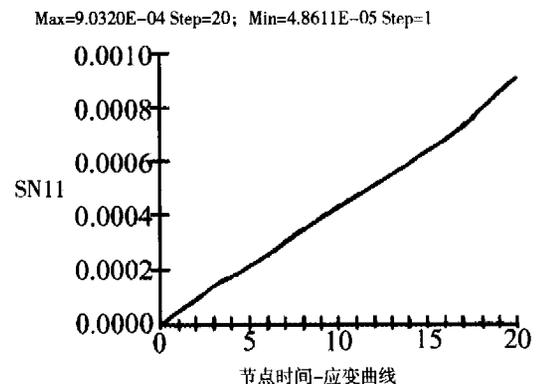


图5 环向应变 ϵ_θ -加载曲线

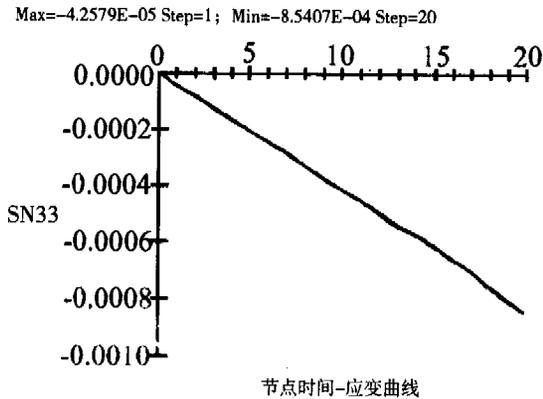


图6 环向应变 ϵ_z -加载曲线

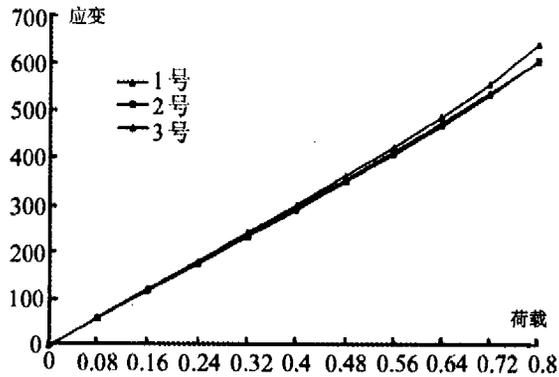


图8 应变 ϵ_θ -载荷曲线

3.2.2 十九孔锚具弹塑性分析

十九孔锚具有限元网格如图7，结构尺寸及材料参数如下：锚具材料：40Cr

$$E=2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2, \mu=0.3,$$

$$\sigma_s=550 \text{ N/mm}^2, F_u=5077.75 \text{ kN}。$$

根据对称性原则，计算模型取结构尺寸的1/12。载荷以0.08 F_u 的步长逐步加载，直到载荷加到0.8 F_u 为止。当加载到0.48 F_u 时，锚环内锥孔开始进入屈服。当加载到0.80 F_u 时，锚环内部有7.4%的体积进入屈服（塑性区）。

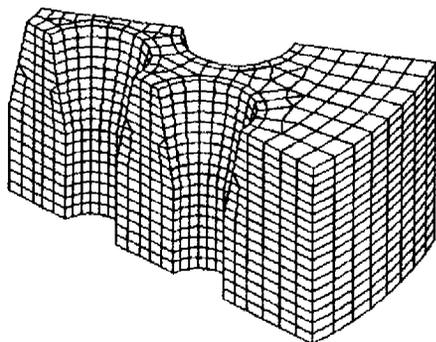


图7 十九孔锚具有限元网格

图8和图9为锚具外圆柱表面沿高度方向2、3、4三个点圆周方向的应变 ϵ_θ -载荷曲线和沿高度方向（Z方向）的应变 ϵ_z -载荷曲线。

3.3 对比研究分析

锚具的应变实测试验和有限元计算分析结果对比研究可得出如下结论：

(1) 当加载小于0.8 F_u 时，实测应变 ϵ_θ (ϵ_z)-载荷曲线与有限元计算曲线均为线性变

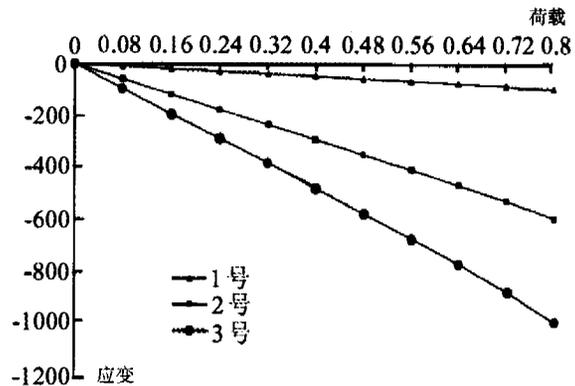


图9 应变 ϵ_z -载荷曲线

化规律，这表明锚具外圆柱表面仍处于弹性范围。表4数据表明理论计算与实测数据接近，证明有限元数值模型计算方法用于锚具内部受力机理分析是可行的。

No.1 试样应变实测数据与Z15-1有限元分析结果对比 表4

项目 荷载系统	项目			
	实测 $\epsilon_{\theta A}$	计算 $\epsilon_{\theta 2}$	实测 $\epsilon_{z C}$	计算 $\epsilon_{z 4}$
0	-3	0	-2	0
0.1	173	158	-118	-108
0.2	350	314	-229	-213
0.3	522	470	-352	-322
0.4	692	630	-465	-428
0.5	863	784	-591	-534
0.6	1035	943	-703	-640
0.7	1208	1100	-815	-748
0.8	1380	1257	-930	-854

(2) ϵ_θ -载荷曲线表明环向应变沿锚具高度方向（从上口至下口）由大逐渐变小。随着锚固单元孔数的增加，而趋于接近，这是由于群锚锚固单元夹片（压力锥）的“扩张效应”和多孔群锚锚杯本身的“弯曲效应”叠加而引起的，这二种效应对应变数值具有相反的作用。

图8中十九孔锚具沿高度方向三个点的应变 ϵ_0 相当接近,即是这二种效应叠加作用的结果。

(3) 采用有限元方法可深入了解锚具实际内部任何截面和任意点的应力、应变状态。对于锚具结构优化设计具有重要实用价值。

4. 体外预应力结构锚固系统组装件静载与疲劳试验

体外锚固系统-钢绞线组装件静载与疲劳试验是反映锚固系统宏观性能的重要指标。研究课题先后进行了Z15-1、7、12、27和ZER15-4系列锚具的静载试验,完成了ZER15-4组装件疲劳试验。试验结果达到并超过了国际预应力协会(FIP)1993年颁布的《后张预应力体系验收和应用建议》及《预应力筋用锚具、夹具和连接器》(GBPT14370-93)标准,所研制的体外预应力锚固系统完全符合设计与工程应用的要求。

(1) 体外预应力锚具-1860N/mm²钢绞线组装件静载试验效率系数 $\eta_A > 0.95$, 极限延伸率 $\epsilon_u > 2\%$, 静载试验表明锚具系统完全达到国际最高标准。

(2) 体外预应力锚具-1860N/mm²钢绞线组装件的200万次疲劳试验分别按后张预应力结构和斜拉桥拉索标准进行,即:应力上限取 $0.65f_{ptk}$, $\Delta\sigma$ 取80MPa;及应力上限取 $0.45f_{ptk}$, $\Delta\sigma$ 取200MPa两种试验标准,试验均达到了有关规程的要求。

5. 体外预应力索弯折特性分析和试验研究

5.1 影响弯折强度的主要因素分析

影响预应力筋弯折强度的主要因素包括弯折曲率、侧压力、弯折导管表面粗糙程度、预应力筋数量和叠置情况等。

(1) 弯折曲率事实上代表了弯折点支撑面的尖锐程度,曲率越大,尖锐程度越大,支撑面对预应力筋可能造成的损伤也越大。预应力筋所受侧向压力越大,其极限强度下降越多。对弯折预应力筋而言,影响侧向压力的因素主要有两个:弯折角度和弯折点接触长度。当预

应力筋达极限强度时,其侧向平均压应力可按下式计算:

$$\sigma_t = \frac{2f_{pu}A_p \sin\theta}{l_t d} \quad (d)$$

式中, σ_t -侧向压应力; f_{pu} -预应力筋极限应力; A_p -单根预应力筋截面面积; θ -预应力筋弯折角度; l_t -弯折点接触长度; d -预应力筋直径。

(2) 支撑面越粗糙,弯折点预应力筋的应力分布就越不均匀,同时接触面的突起也可能对预应力筋造成明显的损伤。

(3) 对于多根的预应力筋,由于所有的预应力筋不可能均与支撑面相接触,预应力筋之间必然出现重叠,预应力筋的总厚度变大,位于上层的预应力筋的弯曲应变势必增大,预应力筋束的总强度必然降低,因此预应力筋数量和叠置情况也是影响预应力筋强度的重要因素。

5.2 建议的理论计算公式

根据上述分析,对主要的一些影响因素如弯折曲率、侧压力和叠置情况等产生的弯曲应变的影响可以在理论上推导出有关的预应力筋强度计算公式。而对于由接触面粗糙程度等对预应力筋的强度影响则主要通过试验来确定。对于单根预应力筋的情况,在不考虑接触面粗糙程度的情况下,可以推导出预应力筋强度的降低值按下面公式计算:

$$\sigma_p = kE_p \frac{d}{2R} + v\sigma_t \quad (e)$$

式中, σ_p -预应力筋强度降低值; E_p -预应力筋弹性模量; R -预应力筋弯折曲率半径; v -泊松比,可取0.2; k -预应力筋强化段斜率降低系数,对1860N/mm²低松弛钢绞线,可取0.03。对于多根重叠预应力筋的情况,预应力筋束的强度降低值可按式计算:

$$\sigma_p = kE_p \frac{D}{2R} + v\sigma_t \quad (f)$$

式中, D -预应力筋束直径。

上述推导的公式(e)(f)中,未计及接触面粗糙程度所造成的影响,接触面粗糙程度的影响可以在公式中以某个系数来表示,同时将(e)(f)两式统一起来得到的通用计算公式的形式如下:

$$\sigma_p = a_1 \left[kE_p \frac{D}{2R} + v\sigma_t \right] \quad (g)$$

式中, a_1 —接触面粗糙程度影响系数,对于光滑的接触面, $a_1=1.0$,对于粗糙的接触面,应根据试验确定。

5.3 体外索弯折试验

5.3.1 试验参数

钢绞线弯折试验的主要变化参数为弯折曲率和弯折角度。预应力筋采用 $1860\text{N}/\text{mm}^2$ 低松弛钢绞线裸筋和无粘结筋。试验包括3种角度(5° 、 10° 、 15°)和9种曲率半径。

5.3.2 主要试验结果分析

(1) 曲率半径对钢绞线应力-应变关系的影响

图10为 15° 弯折角度下钢绞线应力-应变关系随曲率半径的变化情况(本文略去了 5° 和 10° 弯折角度曲线)。

在同一弯折角度下,当曲率半径较小时,钢绞线的屈服强度也较低,对应的极限强度也应较低。这与本文的理论计算公式是相一致的。

(2) 侧向压力对钢绞线应力-应变关系的影响

侧向压力的影响是通过弯折角度的变化反映的。图11为曲率半径 1155mm 时,钢绞线应力-应变关系随弯折角度的变化情况(其他曲率半径曲线略去)。

从图中可见,由于本文试验参数的变化幅度较小,各试验曲线均较接近。

(3) 预应力摩擦损失的变化

试验中采用了两种预应力筋:裸钢绞线和无粘结钢绞线。这两种钢筋在弯折点的一个重要区别就是摩擦系数不同,从而预应力的摩擦损失也不同。本试验中摩擦力为张拉端与锚固

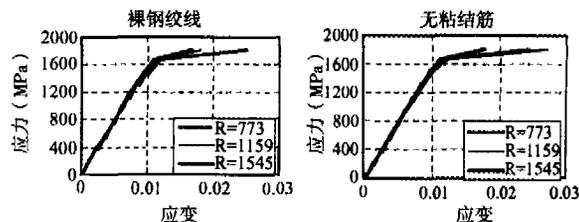


图10 弯折角度 15° 钢绞线应力-应变关系

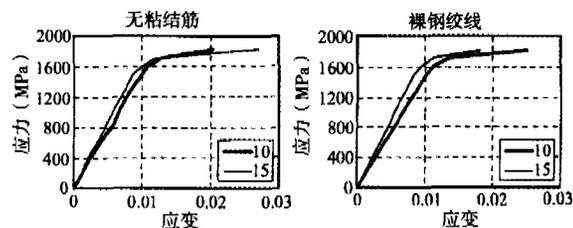


图11 曲率半径 1155mm 钢绞线应力-应变关系

端张力之差。试验数值表明,无粘结筋的弯折摩擦损失明显小于裸钢绞线;对裸钢绞线而言,当弯折角度不变时,摩擦损失随弯折曲率半径的增大而减小,而当弯折曲率半径不变时,摩擦损失随弯折角度的增大而增大。

6. 体外预应力结构锚固体系工程应用

6.1 湖口特大桥体外预应力设计

6.1.1 工程概况

湖口特大铁路桥位于鄱阳湖长江入口处。该桥主桥全长 513.6m ,共6跨,其中中间4跨每跨跨度 96m ,边跨跨度 64.8m 。桥的上部结构采用了变截面的预应力混凝土单室箱形截面梁,梁截面高度在 4m 到 6.7m 范围内变化,箱形梁中同时配置了体内预应力筋和体外预应力筋,体内与体外预应力筋的用量之比约为 $0.53:0.47$ 。

6.1.2 体外预应力特点及节点设计

(1) 端部锚固节点设计

根据计算,按图12所示布置端节点预应力锚具。端部混凝土厚度 3m ,水平分布钢筋配筋率 $>0.27\%$,纵向受拉钢筋配筋率 $>0.5\%$ 。预应力承压板下按构造配置钢筋网片和螺旋筋。

(2) 弯折节点设计

对图13所示弯折节点,有10束27孔的体外预应力筋通过该截面,并在该点产生弯折。预应力筋采用平行单排布束方式。

(3) 锚固与弯折节点的设计

对于有些部位，同时存在预应力筋锚固节点与弯折节点，进行锚固端设计时，不仅要考虑预应力筋锚固产生的荷载，还要考虑预应力筋弯折产生的竖向分力。

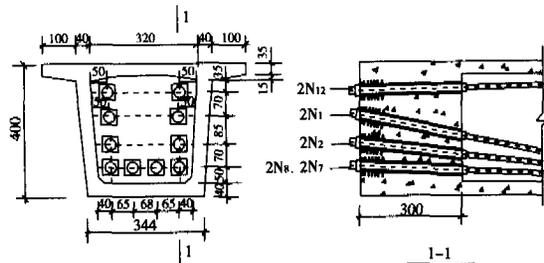


图12 桥梁端节点构造 (单位为cm)

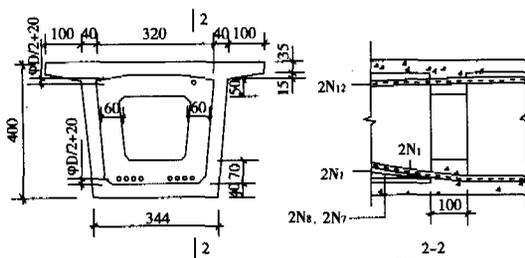
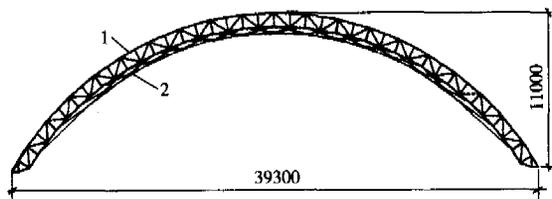


图13 弯折节点构造

6.2 拉索拱结构的预应力施工

6.2.1 工程概况

吉林工商银行培训中心体育馆主体结构为二层，底层为游泳馆，楼盖采用了预应力混凝土框架结构；二层为网球馆，屋盖采用了预应力拉索拱结构，其中主拱采用钢桁架结构，一共5榀，跨度39.3m，桁架高度1m，上弦起拱高度11m，下弦起拱高度10m。为改善结构的受力性能，钢桁架拱的下弦配置了预应力探索，如图14所示。



1-钢桁架拱; 2-预应力拉索
图14 钢桁架拱结构示意图

6.2.2 结构的受力特点

将拱结构用于大跨度的网球馆屋盖结构，一方面可以实现较大的净空高度，另一方面与

其它横向受力结构相比，可以显著减少材料用量，有着良好的经济指标。但在竖向荷载下，其支座部位会受到较大的水平推力，对下层结构受力不利。

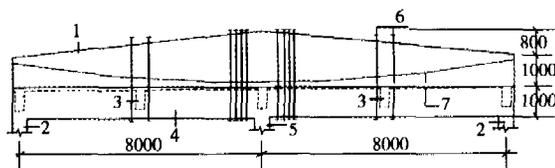
钢桁架下弦每四个单元布置一组拉索，每组拉索由四束 $3\phi 5$ 的 $1670\text{N}/\text{mm}^2$ 镀锌钢丝组成，四束拉索张拉力的合力为 80kN 。在拱的净空高度只减少了 41cm 的情况下，施工荷载下拱支座部位的水平推力减小了 60kN ，同时，在使用荷载下所产生的水平推力可以由拉索来承受，从而使整体钢拱成为一个自平衡体系。

6.2.3 预应力施工方法

施工时，首先安装一个拱架的全部拉索。并对全部拉索进行预紧，保证建立预应力前拉索处于直线状态，此时记录连接螺栓的螺杆伸出长度。然后从拱的活动支座一端开始，按对称、并行的原则建立拉索的预应力。在拧紧花篮螺栓时，尽量避免拉索的扭转，这一方面可使拉索的受力更趋于均匀，另一方面也便于预应力的建立。

6.3 某工程中的“托梁截柱”改造技术

某工程建造中，为满足使用要求，需要截掉房屋顶层一榀框架结构的中柱。原结构为跨度8米的两跨框架，截去中柱后将成为跨度16m的单跨框架，原框架梁的截面尺寸与配筋不可能满足使用安全的要求。采用了“托梁截柱”的改造方案，如图15所示。即在原有框架梁的上方增加一根跨度16m的有粘结预应力混凝土变截面大梁，在框架中柱以及两根次梁所在位置，用体外精轧螺纹预应力筋紧密连接原框架梁和新梁，在中柱截断之后，荷载通过精轧螺纹钢筋传递给新梁，并传递至框架边柱上。



1-预应力混凝土变截面大梁; 2-框架边柱; 3-次梁; 4-原框架梁;
5-框架中柱; 6-精轧螺纹预应力钢筋; 7-有粘结预应力筋

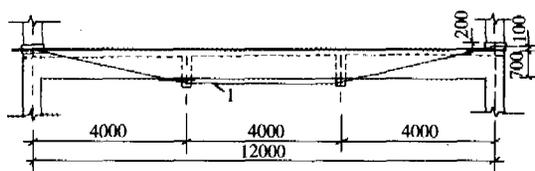
图15 “托梁截柱”方案示意

对精轧螺纹钢筋施加预应力,可以使新预应力梁与原框架梁的接合面保持一定的压应力,这对竖向荷载下新、旧梁的协同工作是有利的;但是,对精轧螺纹钢筋施加预应力的同时,也消耗了精轧螺纹钢筋的强度储备,因此,张拉控制应力既不能太小,也不能太大。本工程中采用了 $\phi 32$ 的精轧螺纹钢筋,其抗拉强度标准值为1000MPa,张拉控制应力取为200MPa。

在柱截断后,梁跨中挠度的增长较为缓慢,在40小时后即基本趋于稳定,到70小时,梁跨中的挠度约为3.6mm,这与用有限元分析计算得到的4.2mm的计算结果较为接近。表明有限元分析的结果是可信的。除了梁的挠度外,精轧螺纹钢筋的应力增长幅度也很有限,这表明各精轧螺纹钢筋的受力较为均匀,本工程达到了预期的效果。

6.4 某工程框架梁的体外预应力加固技术

某工程附属用房于1992年竣工,其主体为钢筋混凝土框架结构,共两层。在使用过程中,现浇楼板出现多条裂缝,最大裂缝宽度达1mm以上,同时,一些屋盖和楼盖主梁的跨中部位出现多条裂缝,最大裂缝宽度达0.5mm,最大裂缝延伸高度达350mm。确定用体外预应力筋对结构楼、屋盖主梁进行加固,同时对楼板裂缝进行灌浆封缝处理。体外预应力筋沿梁采用折线布置方式,如图16所示。



1-体外预应力筋

图16 体外预应力筋加固布置方式示意

每根梁采用两根 $\phi 15.24\text{mm}$, 1860N/mm^2 钢绞线进行加固,预应力筋张拉控制应力为二层楼盖梁和一层楼盖梁在预应力作用下分别可以产生和的反拱,能有效的提高楼、屋盖的刚度,减小梁中的裂缝宽度,明显改善结构在正常使用极限状态下性能。同时,用预应力筋加固后,梁的承载能力有一定程度的提高,这对梁在承载力极限状态下的工作性能是有利的。

7. 结论

本文系统的研究了高效体外预应力结构锚固体系中的关键技术,即体外预应力锚固体系受力内在机理和体外索的弯折特性。

1) 通过锚固系统内力平衡公式推导,对锚具受力机理进行了初步分析,可以定性和半定量的分析对锚固系统设计与加工制造的初步要求,如对锥孔角度 α 和夹片齿形的要求等。

2) 采用有限元数值分析方法,深入研究锚固系统内应力状态,辅之以相应的试验手段验证,可指导锚固系统的优化设计并保证体外锚固体系的可靠性。锚具应变测试和有限元对比研究表明,在正常使用状态下,锚具外层处于弹性范围,实测与计算结果较为接近。对于多孔群锚,锚具内同时存在“扩张效应”和“弯曲效应”,环向应变测试和计算均表明这两种作用相反的效应存在和叠加效果。采用有限元方法可深入了解锚具实体内部任何截面和任意点的应力、应变状态,对于锚具结构优化设计具有重要的实用价值。

3) 体外锚固系统-钢绞线组装件静载与疲劳试验证明所研制的体外预应力锚固系统达到了国际预应力协会(FIP)和国标(GBPT14370-93)的标准,完全符合设计与工程应用要求。

4) 体外索弯折试验研究与理论公式推导,对体外索在不同弯折参数条件下,给出了定量描述,可应用于体外预应力工程弯折节点设计。

5) 体外预应力工程设计应用和加固改造应用表明,该项技术在设计和施工方向具有独特的优越性,可增加新结构型式和预应力施工工法,工程实践证明具有较高的综合经济效益。

参考文献

1. A.Naaman, J.Breen. External prestressing in Bridge. ACI publications, SP2120, 1990
2. Binnekamp D. C. Strength of deflected tendons. FIP2 notes, 1988, No. 2, 1 page
3. 钟善桐. 预应力钢结构. 哈尔滨工业大学出版社, 1986
4. 李晨光. 无粘结与体外预应力混凝土结构设计与施工研究. 施工技术, Vol. 26, No. 12, 1997(12)
5. 李晨光. 体外预应力的体系及应用. 建筑技术开发, Vol. 20, No. 4, 1993(8)