

三谷川二桥索鞍结构的足尺模型试验

刘海燕 陈开利 编译

摘要:自从在屋代南、屋代北桥上采用贯通锚固式斜拉索锚固结构之后,该结构在低塔斜拉桥中便得到广泛应用。本文介绍经改良后的滑抗锚头式索鞍结构在三谷川二桥上的应用及足尺模型试验,试验内容包括:基础性试验、索鞍锚固装置的性能试验、拉力差传递变化等。

关键词:低塔斜拉桥 索鞍结构 锚固装置 模型试验

三谷川二桥位于日本德岛高速公路美马—川之江东 JCT 间,距井川池田 IC 约 13km,是一座预应力混凝土 2 跨连续低塔斜拉桥。该桥桥长 152.0m,桥面宽 20.4m,跨径组合为 57.9m + 92.9m。塔高 12.8m,梁高 6.5m。

该桥结构形式采用在日本少见的使用单根主塔的低塔斜拉桥,为不等跨(文跨比 1: 1.6)的曲线桥($R = 1000\text{m}$),主塔的斜拉索配置(索鞍)结构为贯通锚固方式,锚固采用与以往不同的“抗滑锚头锚固方式”。

1 索鞍结构概要

该桥塔上斜拉索锚固(索鞍)结构采用贯通锚固方式。这种方式的索鞍结构具有以下几个性能:①可抑制斜拉索上产生的疲劳;②控制左右两侧的拉力差使斜拉索无法滑动;③可确实进行斜拉索防锈;④可更换斜拉索。

该桥采用与以往不同的抗滑锚头锚固方式。抗滑锚头式索鞍结构具有可将斜拉索的拉力差从斜拉索上通过砂浆传到内管、再用抗滑锚头锚固的性能。斜拉索拉力差的传递原理见图 1。为确认这种抗滑锚头式锚固装置的性能,从桥塔索鞍结构中截取一部分,进行了足尺模型试验。

桥塔索鞍结构的有关参数如下:

(1)斜拉索:19S15.2(SWRP7B);

(2)斜拉索配置:辐射状单索面形式(2 排 7 对,在索鞍部上下左右的间距为 400mm);

(3)斜拉索倾角:12.89 ~ 21.29°;

(4)索鞍弯曲半径:3.5 ~ 5.9m;

(5)索鞍内管长:2.9 ~ 3.6m。

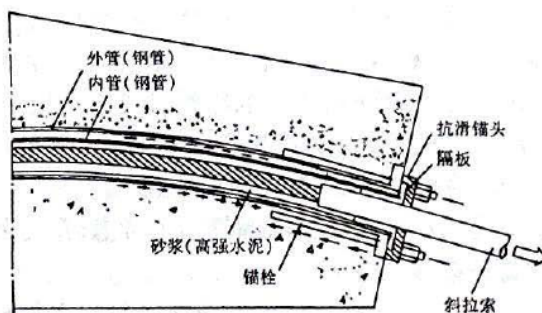


图1 斜拉索拉力差的传递概念

2 索鞍结构的设计

索鞍结构杆件按可承受最大拉力差 $\Delta P = 340\text{kN}$ (地震时的 1.5 倍) 设计。该荷载通过砂浆的粘结传递,在斜拉索拉力增加的一侧通过抗滑锚头锚固。

图 2 为索鞍端部结构。内管和砂浆的组合截面承受拉力差,内管决定截面形状。砂浆分担的荷载由隔板顶端的楔形部承压。斜拉索拉力差通过内管和隔板传递到抗滑锚头上,然后用锚栓锚固在主塔上。锚栓为 4 根变截面 PC 钢筋。

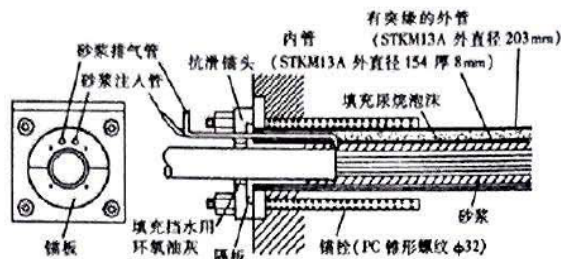


图2 索鞍端部结构

3 基础性试验

3.1 砂浆粘结长度

填充在内管的砂浆采用高强水泥砂浆。这是因为其除用于 PC 力筋防锈之处,还用于大偏心力体外索的斜拉索固定,所以要求强粘结力和适当的粘结长度。

粘结长度要考虑钢绞线→砂浆→内管这一传力途径各自的传递长度。设计粘结长度 $L = L_1 + L_2 = 708\text{mm}$, 钢绞线和砂浆的粘结长度 $L_1 = \Delta P / (19\pi\Phi_s f_{bod})$, 内管和砂浆的粘结长度 $L_2 = \Delta P / (19\pi\Phi_p f_{bod})$ 。式中, ΔP 为拉力差, Φ_s 为钢绞线直径, f_{bod} 为粘结强度, Φ_p 为内管直径。

钢管的粘结强度按与圆钢相等考虑,是变截面钢筋粘结强度的 40%。

根据三维 FEM 分析求得弹性模量的变化与粘结长度的关系见图 3。

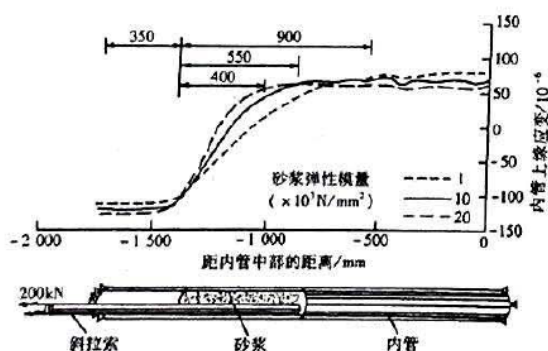


图3 弹性模量和粘结长度的关系

3.2 砂浆的材料特性

进行高强水泥砂浆的“材料特性确认试验”和“PC 力筋粘结试验”。粘结强度的值为用粘结面积除最大荷载。用于粘结试验的钢绞线

($\Phi 15.2\text{mm}$) 分为 2 类: A 类为本桥中使用的 PE 涂层 PC 钢绞线; B 类为一般的光面 PC 钢绞线。砂浆的水灰比为 37%, 砂浆的搅拌及现场养护温度为 10°C , 在 J_{14} 漏斗试验中砂浆流动性为 2.77s, 膨胀及水泥浮浆率为 0。对硬化后的砂浆进行了压缩、静弹性模量、粘结强度试验, 其结果见表 1。

表1 砂浆的特性值

龄期 d	抗压强度 MPa	静弹性模量 MPa	粘结强度/MPa A 类 B 类
1	12.7	4 700	2.10 -
3	26.8	8 000	3.40 2.15
7	37.8	10 200	3.16 -
14	46.9	11 800	3.05 -
28	47.3	12 100	2.96 2.11

表 1 中, 砂浆的静弹性模量为 1000MPa 左右。A 类钢绞线的粘结强度比 B 类高。A 类钢绞线在龄期 3d 时粘结强度超过最大值 3.3MPa。因此, 可确认使用 PE 涂层 PC 钢绞线无问题。

3.3 锚栓的抗拉力

抗滑锚头式索鞍是一种通过锚固在主塔上的锚栓的拉拔来抵抗斜拉索被拔出的结构。变截面 PC 钢筋与混凝土间的粘结力也相当强, 斜拉索在索鞍区密集配置, 属群锚斜拉索。为验证粘结力是否满足设计要求, 通过索鞍部实际配置的试验来确认。试验要领为: 以埋入长度及有无螺旋加强筋作为参数的 4 种条件下 (表 2), 混凝土达到设计基准强度 (50 MPa) 时, 拉到设计荷载 85kN (用 4 根锚栓锚固作用荷载), 锚栓的抗拉力最大可达到 240kN (粘结强度为 4.7MPa)。

表2 锚栓的拉拔

名称	埋置长/cm	有无加强筋	有无拉拔 85kN	有无拉拔 240kN
N5*	50	无	无	无
S5	50	有	无	无
N7	70	无	无	无
S7	70	有	无	无

*注: 为采用方案。

由此可知, 在所有的条件下, 群锚的锚栓上即使作用设计荷载, 锚栓也不会拉拔。图 4 表示各级荷载下埋入深度方向的应变分布状况, 当荷载

达到240kN时,锚栓应变有向深度方向降低的趋势,可认为始终有粘结抵抗。

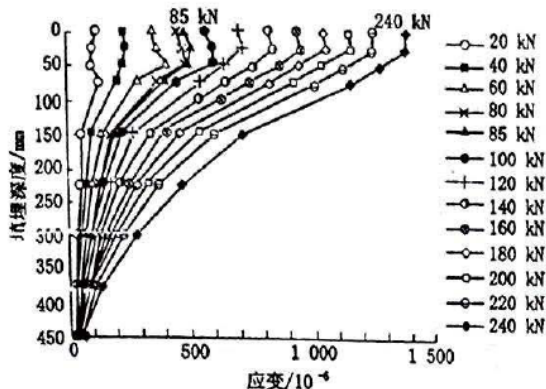


图4 N5深度方向应变分布

图5为混凝土表面拉拔位移量的测量结果,由此可知,拉拔位移量与拉拔力的关系为线性的,可以认为粘结一直是连续的。埋入部分的应变降低趋势假定为三角形分布,经伸长量换算后,可推测应变的传递长度(L_b)为340mm。

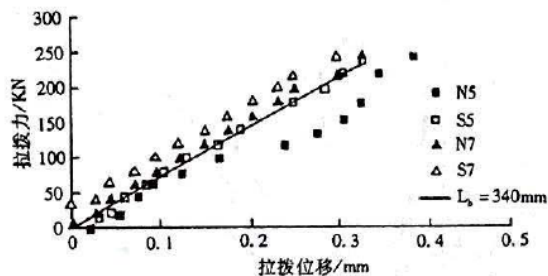


图5 各种锚栓的拉拔位移量

4 索鞍锚固装置的性能试验

4.1 试验方法

根据荷载变化情况,以拉力明显增加的最上面一对斜拉索(斜拉索倾角为 14° ,索鞍内弯曲半径为5.9m)为试验段,即截取主塔索鞍部上面的2根斜拉索作为试件。试验在如图6所示的结构上进行,试验方法有2种。按照图7所示加载步骤进行各项试验。试验状况见图8。

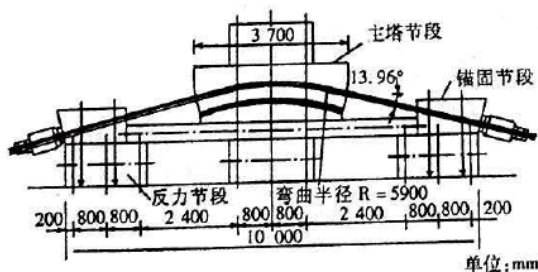


图6 索鞍锚固装置的性能试验

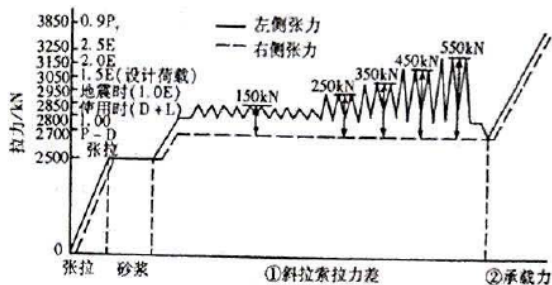


图7 试验加载步骤

4.1.1 斜拉索拉力差的传递机理

根据施工时荷载变化和活荷载或地震荷载引起的拉力差,把握作用在索鞍内的应力传递状况,设计中,1根斜拉索的拉力为2500kN,恒载时,由于施工时的截面内力变化引起斜拉索左右两侧拉力各自增加270kN、180kN,拉力差为90kN;活荷载时,拉力差为40kN;地震时,拉力差为135kN。在试验中,对1根斜拉索施加的拉力差为:使用时(恒载+活载)130kN、地震时(恒载+地震)225kN,以此作为标准拉力差,试验时斜拉索拉力每50kN为一级。进而可以设定各阶段的斜拉索拉力;右侧斜拉索静载时为2700kN(P-D),左侧斜拉索恒载时2800kN(1.0D)、使用时2850kN(D+L)、地震时为2950kN(1.0E)。

试验方法:用2台千斤顶左右对称地张拉至标准值2500kN,然后往内管内灌浆。达到设计强度后,左右对称张拉,使右侧拉力达到恒载时斜拉索拉力2700kN(P-D),之后使左侧斜拉索拉力达到恒载时的拉力2800kN(1.0D)。将这种状态作为活荷载时(D+L)及地震时(1.0E)的始点。关于活荷载状态的研究,通过单侧反复张拉10次来分析应力状态,对于地震荷载,每次施加的拉力差为0.5倍,一直到2.5倍为止。

4.1.2 索鞍结构的承载力

做定拉力差试验后,使斜拉索拉力卸至静载前的状态2700kN(P-D)。在这个状态下,使两侧的斜拉索拉力增加至最大 $0.9P_y$,以确认索鞍结构的性能是否降低。

4.2 试验结果与分析

用抗滑锚头锚固拉力增加一侧的斜拉索,索鞍中部作用拉力时,拉力增加一侧的索鞍端部受压。图8表示在各级荷载作用下内管应变分布状

况。在活荷载和承载力试验阶段,两侧张拉增加拉力时,左右的内管端部都发生压缩应变。在地震荷载作用下,只有单侧张拉力大的一侧受压。另外,即使活荷载反复作用,内管的应变分布也没有变化,地震时,张拉到3150kN(2.0E),固定侧的内管不受拉力差影响。由此可知,在索鞍结构设计时所假定的砂浆粘结传递机理在设计拉力为3050kN(1.5E,)时确实一直存在。斜拉索的拉力差引起的张拉应变一般最大为图中的C点,因此,可以认为砂浆的粘结长度为900mm左右。

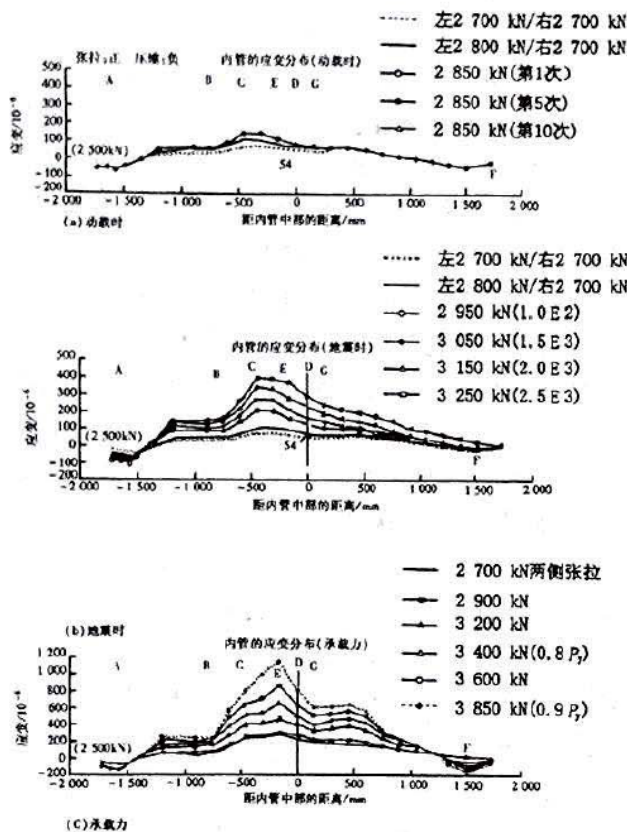


图8 内管截面应变

图9为内管应变分布图的A—F点截面在分级荷载作用下的拉力(张拉侧)和应变的推移。因此,在斜拉索上,即使作用类似地震时的拉力差,在直接承受拉力差的内管中部拉应变也与拉力成比例地增加,所以可认为砂浆的粘结效果还

在持续。另外,在地震时的3050kN(1.5E),拉应变最大值为270 μ (换算成砂浆应力为2.6MPa),从这点来看,也可认为达到设计拉力差时粘结力也没破坏。

实测抗滑锚头的位移结果见图10。从图中可知,不管是“单侧张拉”,还是“两侧张拉”,抗滑锚头不发生位移的拉力为2850kN。可以认为内管和外管间相对拉力2500kN的静摩擦力在350kN以上。

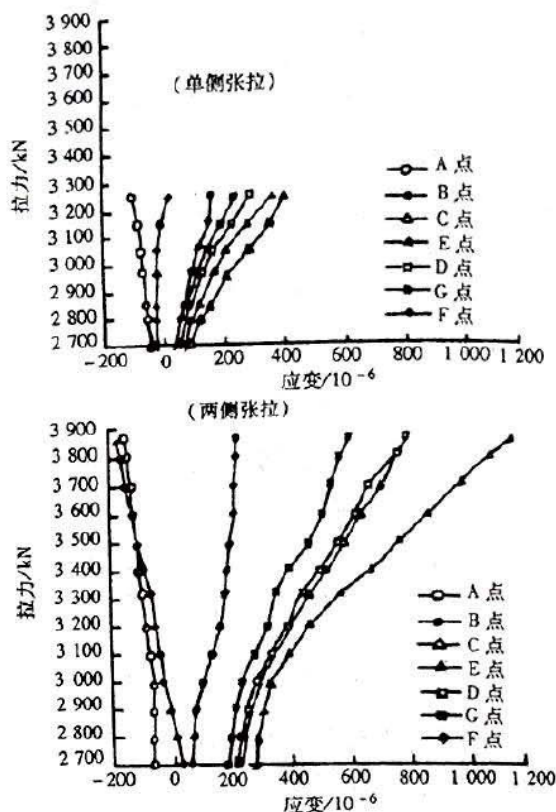


图9 内管截面应变分布

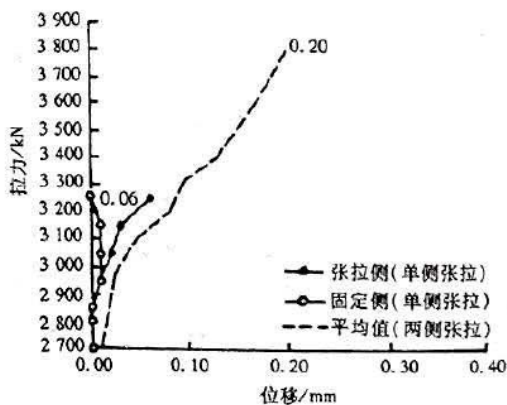


图10 抗滑锚头位移

5 索鞍结构的拉力差传递变化

为确认拉力差的传递机构,采用图 12、13 所示的简易弹性模型进行试算。此外,在内管端部粘结不完全的区间(700mm 上),弹簧的刚性只采用内管的值(K_1);在粘附完全的区间(2100mm),采用斜拉索、砂浆、内管三者的合成值(K_2)。另外,假设变化的拉力作用在将这些弹簧串联联结的中间节点上。

图 11 为按图 7 左右对称增加 200kN 拉力得到的(P-D)状态下内管应变分布状态,图 12 为受 2.5 倍地震荷载作用 550kN 的拉力差时(2.5E)状态下内管应变分布状态。在(P-D)的状态下,在没有端部锚固的情况下,内管中部发生拉应变(内管①),在有端部锚固的情况下,由于拉伸变形受端部弹簧约束,在整个内管上发生压缩应变(内管②)。实际的应变分布要将它们综合起来,拉力增加 200kN 时,内管中部作用 111kN 的拉力,内管端部作用 89kN 的压力并转换成压力作用在抗滑锚头上。另外,在(2.5E)的状态下,端部压缩应变为 636μ ,反力为 489kN。

二者的拉应变都和实测值几乎相等,但压应变比实测值大。这个差值可认为是内管和外管间摩擦引起的,通过试验确认的摩擦阻力为 350kN,压应变也得到和实测值同等的结果。

6. 总结

对抗滑锚头索鞍锚固装置所进行的试验,其结果如下:

(1)本索鞍结构采用的高强水泥砂浆满足设计要求的粘结性能。

(2)锚栓的抗拔力在主塔混凝土布置群锚时也满足设计要求的粘结力。

(3)将斜拉索·砂浆·内管换成简易的弹性模型,可推测索鞍结构的张拉力传递变化。

(4)在设计拉力差作用时,拉力差的传递性能健全,即便作用斜拉索屈服强度的 90% 的拉力,在索鞍锚固装置上也没有发现有害的变形及损伤,有充分的承载性能。

从这次试验可确认抗滑锚头式索鞍锚固装置的性能。

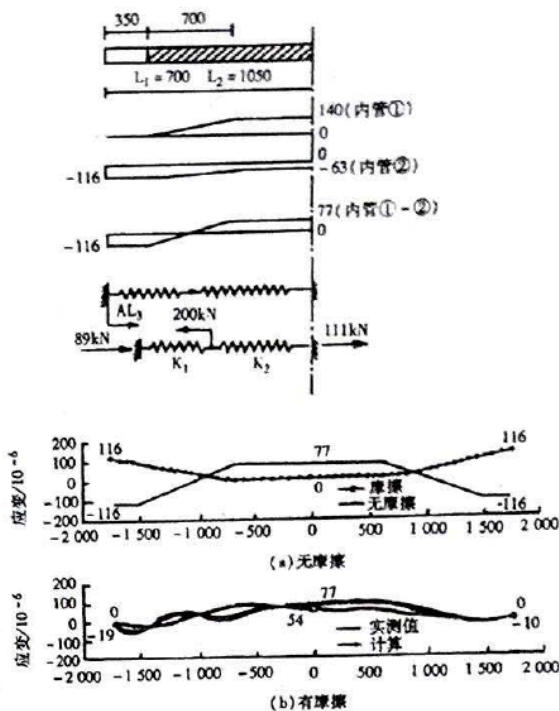


图 11 根据增量拉力(P-D)推测的内管应变分布

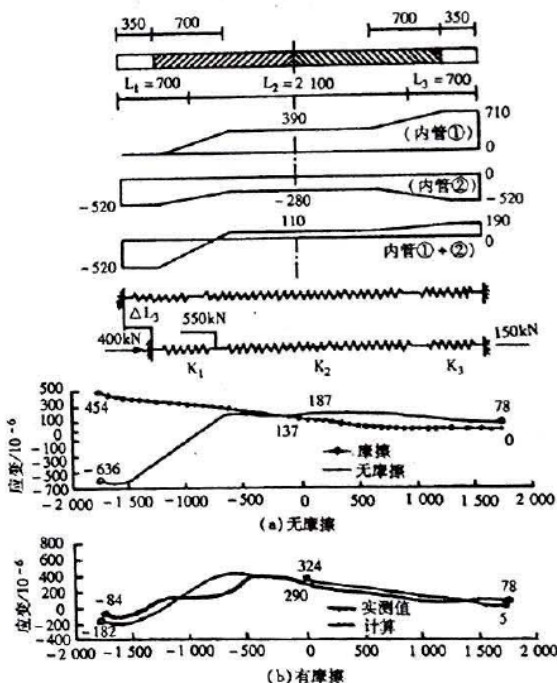


图 12 根据拉力差(2.5E)推测内管应变分布

参考文献

プレストレストコンクリート, 1999, 41(1): 51-55