

全体外索预应力混凝土箱形梁桥的设计与模型试验

刘 岚 编译

摘 要 第二东名天龙川桥是一座全长 1585.8m 共 23 跨全体外索预应力混凝土连续梁桥,本文介绍该桥的体外索设计概要及其足尺模型试验。

关键词 预应力混凝土桥 连续梁 体外索 设计 模型试验

1 前 言

第二东名天龙川桥(见图 1)位于静冈县滨北市中瀬~静冈县磐田郡丰冈村,距现在的东名高速公路约 10km,是一座共 23 跨、长 1585.5m 的预应力混凝土连续箱形梁桥,其连续长度居目前日本同类桥梁之最。

在全长 1585.5m 桥长中,以河流部分为中心,约 1200m 的区间采用悬臂施工法,两侧部分采用支架施工法。

本桥最大的特点是主梁杆件轻型化和预应力钢材维护管理简便。包括悬臂施工用的悬臂索在内的所有预应力索全部布置在混凝土杆件外侧,故称全体外索结构。

在各个施工节段,悬臂索均锚固在顶板和腹板交点附近的锯齿块上。因为估计在这种锯齿块及其附近的主梁上会发生较高的局部应力,所以,进行了有限元分析和足尺模型试验,以验证设计的可靠性和结构主体的安全性。试验内容为:采用足尺锯齿块单元模型进行张拉试验,采用足尺主梁模型进行体外索张拉试验和抗剪试验。

本文将介绍第二东名天龙川桥的体外索设计

概要和三种足尺模型试验。

2 桥梁概要

线路名称:第二东海汽车道 横滨名古屋线

道路标准:第 1 种第 1 级 A 标准

结构形式:预应力混凝土 23 跨连续箱形梁桥
桥 长:1585.5m

跨径划分:(35.6+3×43.0+60.0+92.0+12×85.5+64.5+3×45.0+41.0)m

活 载:B 活载

有效宽度:上行线 16.5~25.172m

下行线 16.5~23.709m

平面线形: $R=\infty\sim 3000m$

纵 坡:0.451%(↘)~0.612%(↗)~0.500%(↘)

横 坡:上行线 2.5%(↘)~4.0%(↘)
下行线 2.5%(↘)~4.0%(↘)

斜 角: $A_1\sim P_4, P_{18}\sim AP_2$ 为 90°
 $P_5\sim P_{17}$ 为 80°

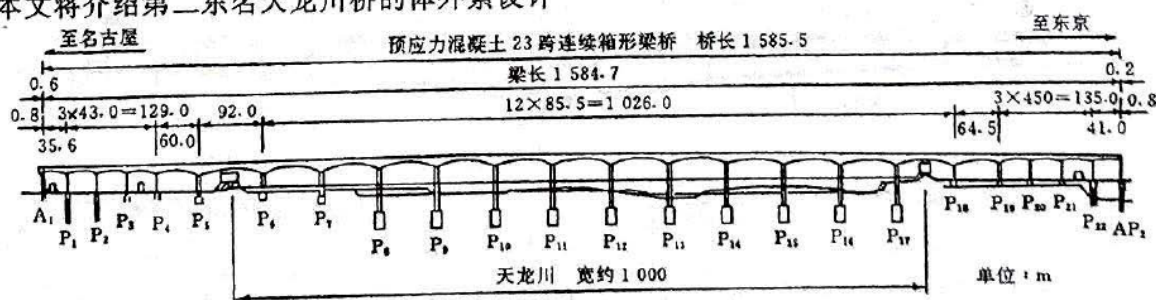


图 1 天龙川桥的总图

本桥分为 A_1 侧 4 跨、 AP_2 侧 4 跨的两端高架桥部分及河流部分 15 跨共 3 个区段。河流部分的下部结构工程于 1999 年 2 月完成,同时开始上部结构的施工。

在进行了详细设计和各种试验之后,从 2000 年 4 月开始进行悬臂架设。第 2 年由于洪水期,6~9 月河流内的工程停工。

悬臂施工部分的标准跨长为 85.5m,在 1 个桥墩的两侧共有 18 个节段采用挂篮悬浇施工法进行施工。河流部分主要从低水位中心附近先行架设,依次向两侧进行连接。河流部分架设连接完毕之后,再将两侧区段的高架桥部分(在脚手架上施工)进行连接,使之全部成为一体,连接结束后进行支座的后应变调整。

3 体外索的布置

3.1 主梁的设计条件

3.1.1 设计方针

主梁的设计根据日本道路公团“设计要领第二集”桥梁建设篇:混凝土桥中的 PRC 结构中“方法 A”,计入对主梁在桥梁纵向弯曲的影响。

(1)全恒载作用时,混凝土的边缘拉应力控制在发生裂缝的限值以内。

(2)设计荷载作用时,将裂缝宽度控制在环境分类和设计位置产生裂缝宽度的限制以内。

(3)极限荷载作用时,估计体外索的拉力增加为 100MPa,计算弯曲破坏抵抗力矩,求出对作用力矩的安全系数。

(4)施工时,混凝土拉力边缘的拉应力限制在 1MPa 左右。

3.1.2 主要材料

混凝土: $\sigma_{ck} = 49\text{MPa}$

钢筋: SD345

预应力钢筋(纵向筋):

19S15.2 SWPR7B 环氧规格

27S15.2 SWPR7B 环氧规格

3.1.3 截面内力的计算

分析图示采用与体内索构造一样把体外索当作内力处理的方法。截面内力的计算考虑了施工顺序。

计入混凝土收缩徐变产生的主梁轴向力,不考虑因橡胶支座的后应变调整产生的轴向力影响,只考虑由于温度变化产生的约束力。采用插入铅销的橡胶支座作为抗震结构。

3.2 体外索的布置

按照上述设计条件进行设计,决定体外索的布置。标准跨径部分的体外索布置的概要示于图 2。

在悬臂架设时布置的 19S15.2 称为 1 次索,在主梁连接下一跨时布置的 27S15.2 称为 2 次索。

1 次索是在悬臂施工节段设置的各锯齿块上锚定的 1 根索。从墩顶 0 号节段和使用挂篮悬浇到 ⑧号节段为止共计布置了 18 根索。位于前端的 ⑨号节段,因在完成结构体系时不需要,故不布置体外索。对于架设时不足的预应力部分,布置共计 10 根 12S12.7 的临时索。这种体内索在主梁连接之后放松张力并拆除。2 次索是在主梁刚刚连接以后张拉的 1 个跨长的 2 根索,布置 2 个跨长(171m)连续的 14 根索,在支点横梁上面锚定。

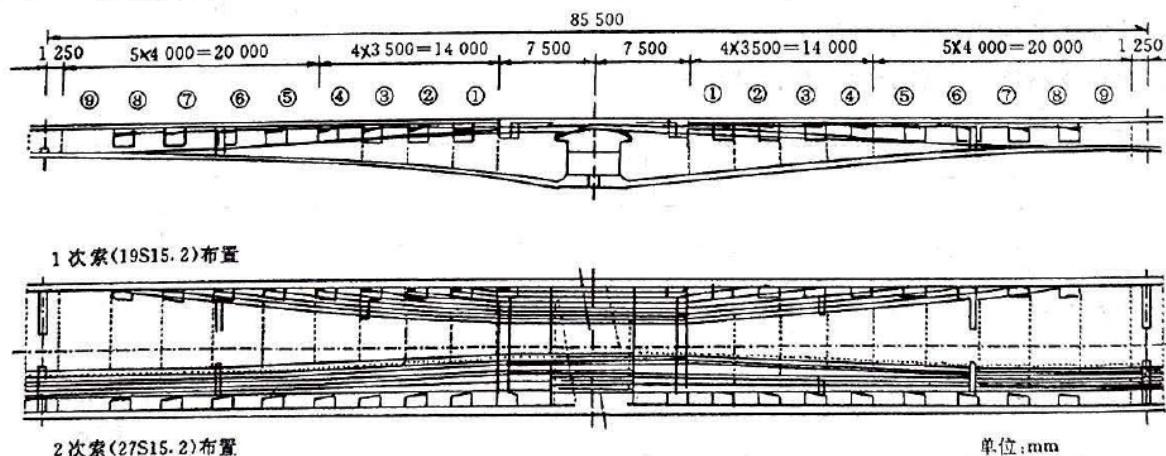


图 2 体外索的布置概要(P_{10} 为例)

3.3 锯齿块的设计

用于1次索的锯齿块根据有限元法来决定形状以及决定加强筋的布置。

3.3.1 决定形状

图3表示有限元分析的结果。在图中的锯齿块下方内侧(A处)、锯齿块侧面(B处)以及锯齿块附近(C处)都将产生较高的混凝土拉应力。从图4的变形概要图也可以确认,在锯齿块内起作用的体外索偏转力主要产生垂直方向的拉应力。通过改变锯齿块形状的大小和偏转角度可以缓和偏转力的值,但是要考虑增加锯齿块重量、索的布置等条件。本桥把在A、B位置发生的主拉应力最大为3MPa,该值以下当作大致标准来决定形状。

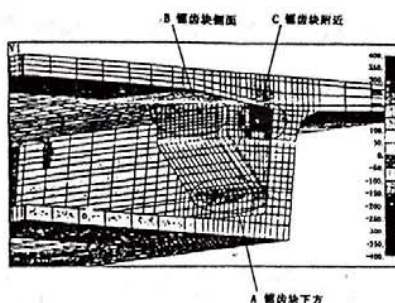


图3 拉应力的分布

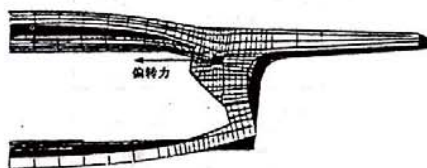


图4 变形概要图

3.3.2 加强钢筋数量的计算

在锯齿块、主梁的顶板以及和腹板之间的分界面上,会由于张拉力和索的偏转力产生拉力和剪力。对于拉力,作为只由钢筋负担的力计算了加强钢筋数量。对于剪力,根据土木学会《混凝土标准规范·设计篇》中的6.3.7,通过考虑了偏转力影响的剪力传递屈服强度进行验算,计算加强钢筋量。钢筋的拉应力限制值:验算拉力时为120MPa,验算剪力时为350MPa。图5表示锯齿块的形状和钢筋布置。加强钢筋的直径都是D19。

4 锚定部分安全性能确认试验

4.1 试验概要

4.1.1 试验目的

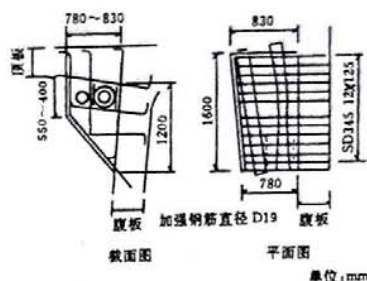


图5 锯齿块形状以及钢筋布置

为了确认由张拉力引起的锚定部分附近的应力状态和安全性,进行了足尺锚定部分单元模型的张拉试验。

4.1.2 试件的概要

使用19S15.2环氧钢丝束,用2种锚定施工法进行了试验。考虑到压应力的传递长度和实际构造物的尺寸,决定试件的桥梁纵向长度为2000mm。在正式试验时的设计阶段,因为要在每个锯齿块上锚定2根19S15.2的体外索,所以布置并张拉2根体外索进行了试验。

4.1.3 试验顺序

将图6所示的1号索张拉至0.70Pu(3500kN,相当于施加张拉力时)。考虑千斤顶装置的布置,从反面的锚定面开始将2号索张拉至0.7Pu,再把2号索张拉至0.86Pu(4300kN,相当于极限时),然后将1号索张拉至0.86Pu。

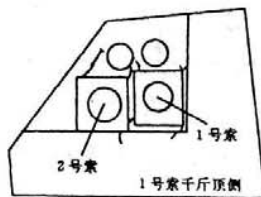


图6 裂缝发生状况

4.2 试验结果

4.2.1 外观状况

当加载1500kN时,从锚定部分开始在1个地方呈放射状地发生了裂缝。当加载3500kN×2

根的张拉力时,在8个地方均发生了以锚定板拐角附近为起点的放射状的裂缝,但是裂缝宽度较小,最大为0.08mm。增加荷载至 $0.86P_u \times 2$ 再释放到 $0.70P_u \times 2$ 后观测其结果,13处有裂缝。虽然确定了裂缝的伸展但并不认为试件存在异常,确认了其安全性。图6表示1号索的张拉面裂缝。

4.2.2 试验结果与计算值的比较

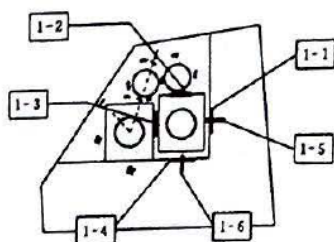


图7 混凝土应变的检测位置

1号索的圆周应力检测结果(应力换算值)和有限元分析值的比较示于图8。图中的正值表示拉应力,负值表示压应力。把成为锚定部分周围放射状裂缝起因的方向应力和分析结果进行比较,其值较小,但是和分析结果一样,表示受压区的应力滞后性状。

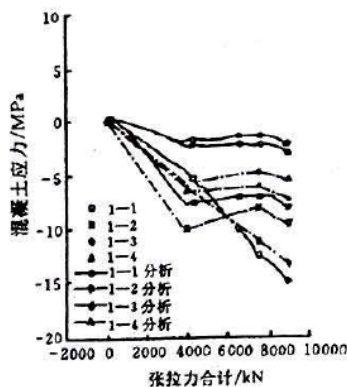


图8 锚定部分圆周方向应力

5. 主梁安全性能确认试验

5.1 试验概要

5.1.1 试验目的

为了确认与作用在锯齿块部分的较大张拉力状态有关的有限元分析验证和锚定部分及主梁主体的安全性,用足尺主梁模型进行了张拉试验。

5.1.2 试件的概要

图9表示试件的概要。试件的形状尺寸确定是根据有限元分析结果中应力最不利的梁高最小截面(顶板宽度为17140mm,梁高为2400mm,腹板厚度为450mm)选取的。根据体外索的角度变化和有限元分析的结果,桥梁纵向长度为16000mm,在宽度为2800mm的横梁部分,由梁下的反力平台和螺纹钢筋刚性连接并支承。

因为试验试件有4个锯齿块,所以,把实桥上使用的2种不同的锚定系统、不同的水平方向偏转角、锯齿块锚定面距节段端面的距离、加强钢筋的直径等当作试验参数(表1)。确保距节段端面的距离为50mm,这是考虑了在做施工缝处理时不伤害锚定体。但是,如果要做更大的保证就必须注意会产生较大的局部拉力(200mm的情况下为5MPa左右)。

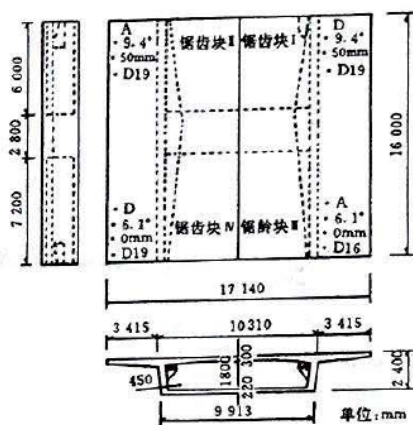


图9 试件的概要

表1 试验参数

锯齿块	锚定方法	水平方向 角度变化/(°)	距节段端面 的距离/mm	加强钢筋 的直径
I	迪维达格式	9.4	50	D19
II	迪维达格式	9.4	50	D19
III	迪维达格式	6.1	0	D16
IV	迪维达格式	6.1	0	D19

5.1.3 试验顺序

试验中按照下面2个步骤确认安全性能。

(1) 0.70 P_u 张拉试验

假定在施工时进行早期混凝土强度的施加预应力验证。混凝土目标强度为 31MPa, 张拉荷载为每根索 3500kN ($=0.70P_u$)。

(2) 0.86 P_u 张拉试验

进行假定达到极限荷载时的验证。混凝土目标强度为 40MPa, 张拉荷载为每根索 4300kN ($=0.86P_u$)。当索的拉力达到屈服点时也可以保证锚定部分的性能。

5.2 0.70 P_u 张拉试验结果

5.2.1 外观状况

0.70 P_u 张拉试验时的混凝土抗压强度为 31.6MPa, 弹性模量为 2.43×10^4 MPa。试验结果在锯齿块下方(图 3A 点)以及锯齿块侧面(图 3B 点)上即使加载至 0.70 P_u 也未看到有裂缝发生。

0.86 P_u 张拉试验到可能发现混凝土强度为止约需 7 天时间, 保持了 0.70 P_u (3500kN) 的张拉力, 却没有裂缝发生。

5.2.2 试验值和分析值的比较

图 10、11 表示观察点(图 3A、B、C)的混凝土应力和有限元分析结果的比较。图中的应力是试验中得到的应变值乘以弹性模量求出来的。在 3 个观察点上, 全部锯齿块的试验值都比分析值小, 与应力滞后现象的趋势类似。

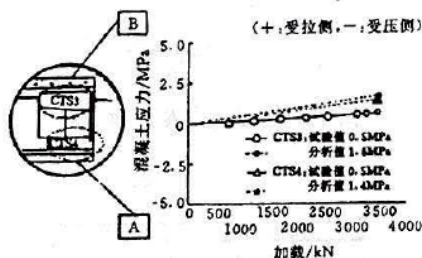


图 10 观察点 A 和 B 的比较

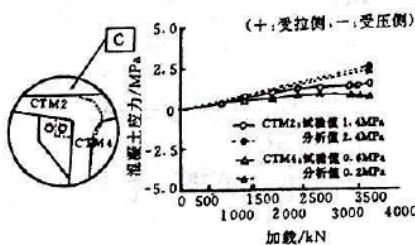


图 11 比较观察点 C

5.2.3 节段端面的变形

图 12 表示节段端面处的变形。变形量最大也仅在 1mm 以下, 很微小, 但是有限元分析值和试验值基本一致。

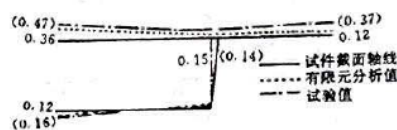


图 12 节段端面的变形性状

5.2.4 应力分布

将顶板上上面体外索预应力产生的桥梁纵向应力分布检测和分析值进行了比较。图 13 表示有限元分析的结果。图 14 表示应变检测位置, 图 15 表示各测点的检测结果(应力换算)与梁的模型产生的计算值和有限元分析值。图中的数值正为拉应力, 负为压应力。

在后期加载时(3500kN), 从张拉端开始在 6.0m 的 II-III 截面呈基本一致的分布, 由于箱梁内锚定和幅宽的影响, 在悬索桥面板有前端发生分布的滞后现象。

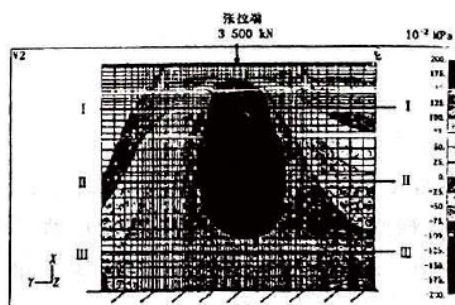


图 13 顶板纵向的应力分布

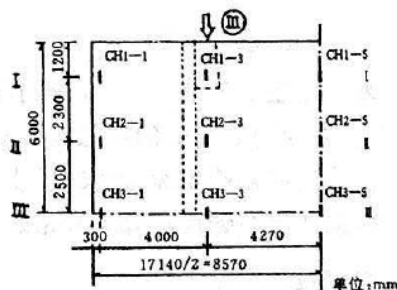


图 14 应变检测位置

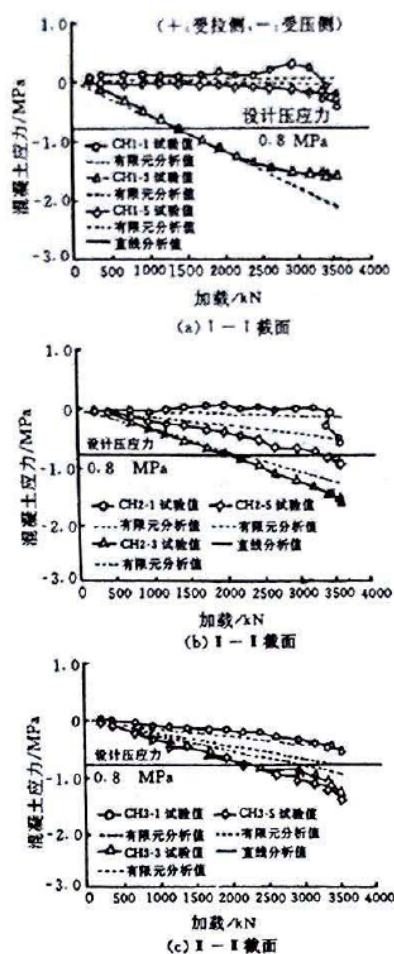


图 15 截面检测点的应力

5.3 0.86P_u 张拉试验结果。

5.3.1 外观状况

在混凝土强度达到 40MPa 的阶段,一次释放张拉力,然后再加载至 0.86P_u。试验结果表明,在加载 2500~3000kN 的情况下,在图 3 的 A 和 B 部分出现了微细的裂缝。然后张拉至 0.86P_u 又增加了裂缝条数。在加强钢筋为 D16 的锯齿块 II,虽然裂缝条数多一些,但各锯齿块的裂缝性状相类似,这些裂缝的宽度最大为 0.04m 左右,很微小。

5.3.2 试验结果

图 16 表示在图 3 的 A 和 B 部分的混凝土应变检测结果。应变随着荷载的增加大致呈线形增加,不能根据检测值来确定裂缝何时发生。对于极限荷载来说,被认定在锯齿块处无异常。

6 剪切试验

6.1 试验概要

6.1.1 试验目的

使用足尺试件,以掌握全体外索桥的设计荷载水平方面的抗剪性能以及确认剪切裂缝的发生状况为目的进行了抗剪试验。

6.1.2 试件的概要

图 17 表示试件的概要。试验采用在主梁主体安全性能试验中制作的试件,在桥面组拼 H 形钢制作加载装置。试验对象是图 9 所示的锯齿块 III-IV (图 17 中的左侧 7200mm 部分)的腹板。加载是把事先制作的预应力混凝土梁当作反力平台,通过张拉 6 根螺纹钢筋(φ32)进行。在固定侧(图 17 中的右侧 6000mm 部分)刚性连接试件和反力平台。

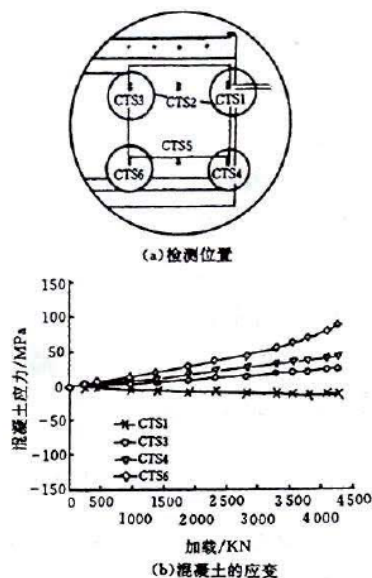


图 16 混凝土应变检测结果

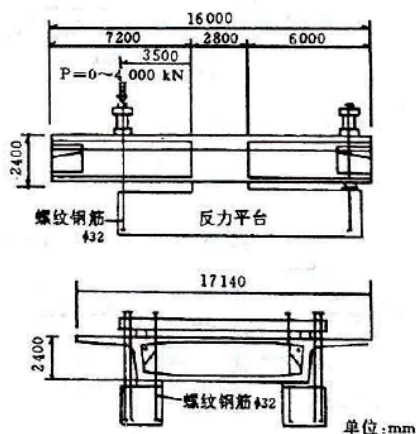


图 17 试件的概要

6.1.3 试验顺序

试验使用6台千斤顶,每台开始加载50kN,共计300kN,直至4000kN。

混凝土试验时的抗压强度为42.7MPa,抗拉强度为-3.8MPa,弹性模量为 2.71×10^4 MPa。

6.2 加载位置的研究

图18表示剪切的检测截面及剪切检测截面中性轴位置的主拉应力 σ_1 (图中的○部分)和支点部分主梁上翼缘的拉应力 σ_0 (图中的△部分)间的关系。该图中的主拉应力考虑了主梁自重、预应力及加载的全部荷载。剪切检测截面为自横梁起1200mm(梁高的1/2)处。

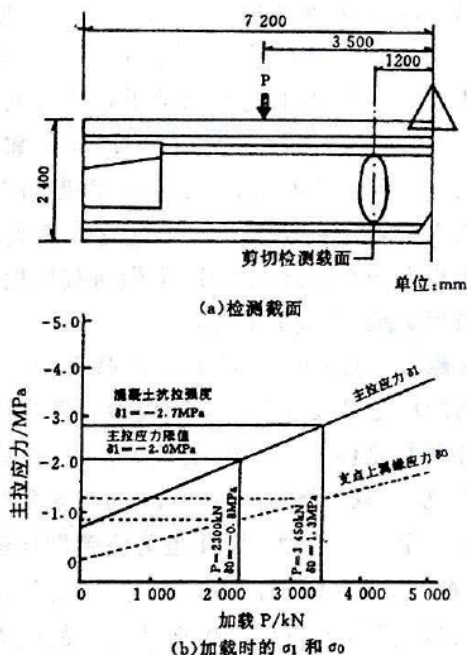


图18 剪切试验结果

加载位置设在由△部分的弯曲引起的拉应力较低水平处,观测分析在○部分产生的主拉应力是否超过混凝土的设计拉力,再决定其加载位置。当加载345kN时,剪切检测位置的斜拉应力为-2.7MPa,横梁根的截面上翼缘的拉应力为-1.3MPa。

6.3 试验结果

6.3.1 外观状况

在加载2700kN时,在加载侧两腹板处发生

了剪切裂缝。

早期裂缝的发生位置在剪切检测截面的中性轴附近,发生在所有的面上。然后随着加载的增加,裂缝伸展,在锯齿块Ⅲ侧的腹板上荷载为3300kN时重新发生了大的斜向裂缝,当加载4000kN时,斜向裂缝大致从加载点连向支点,还伸展到箱梁内的顶板下侧。

这些裂缝的宽度在加载4000kN时最大,约为0.10mm。

6.3.2 钢筋变形

钢筋变形的检测位置及其滞后现象示于图19。图中显示,在剪切检测截面中性轴位置的钢筋变形在加载2700kN以后变形发生突变,由于发生斜向裂缝,拉力的负担从混凝土移向钢筋。钢筋应变仪显示最大应变约为1000 μ ,换算成应力约为200MPa。

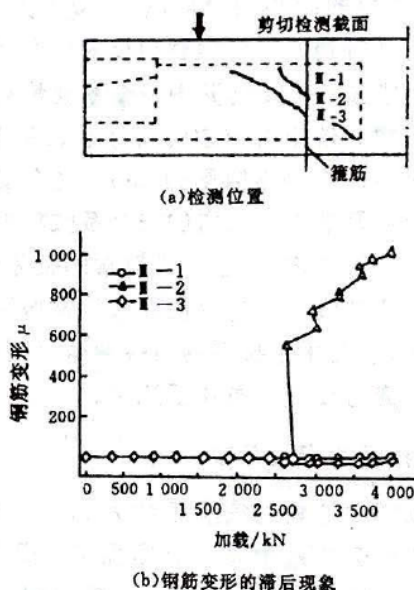


图19 钢筋变形检测

6.3.3 主拉应力

主拉应力的检测位置示于图20,计算值和试验值的比较示于表2和图21。此处着眼于锯齿块Ⅲ腹板外侧的剪切检测中性轴位置附近。表中的计算值1是考虑自重、体外索张力以及加载之后算出的主拉应力,计算值2是仅由加载产生的主拉应力。计算值3是由加载影响产生的有限元分析结果。

(下转第23页)

加处理,所以加固费用比较低。

为了了解本加固法的长期效果,我们对二个加固工程钢绞线的应变值和加固后的使用效果进行了近四年的测试和观察。

从89年2月至92年12月对宁海县工业供销公司综合楼5根加固后大梁15根钢绞线上的近100个测点的应变值作了5次测试,并对上部四层砖混结构的墙体裂缝作了全面检查。检查结果,钢绞线的应变变化范围绝大部分小于5%(详见表1);原有墙体斜裂缝基本稳定,没有明显变化。

从90年11月至93年2月,对杭州第二棉纺织厂南纺车间271根加固后风道大梁钢绞线上近500个测点应变值作了4次测试,并仔细检查了大梁裂缝情况。检查结果,钢绞线的应变变化范围也绝大部分小于5%(详见表2);大梁上没有发现裂缝。

根据长期观察、测试结果,表明本加固法结构性能可靠。

表1 宁海县工业供销公司综合楼钢绞线
应力变化范围所占的比例(%)

应力变化范围	-5%~0	0~1%	1~2%	2~3%	3~4%	4~5%	5~6%	6~7%
89年2.15测	0	0	0	0	0	0	0	0
89.5.17测	99	1						
89.8.24测	47	26	19	7	1			
90年2月测			4	15	17	24	19	21
93.8.30测			11	31	29	24	5	
92.12.16测	82	15	3					

注:表中“-”数表示应力增大

表2 杭二棉南纺车间风道大梁钢绞线
应力变化范围所占的比例(%)

应力变化范围	-5%~0	0~1%	1~2%	2~3%	3~4%	4~5%	5~6%	6~7%
90年11月测	0	0	0	0	0	0	0	0
91年7月测	0.6	17.0	29.0	28.0	16.0	8.4	1.6	0.4
92年1月测	0.4	0.6	17.0	29.0	28.0	16.0	1.6	0.4
92年7月测	25.3	29.9	26.3	15.6	2.7	0.2	0	0
93年2月测	3.7	14.4	43.1	28.7	6.9	2.4	0.4	0.4

注:表中“-”数表示应力增大

(上接第9页)

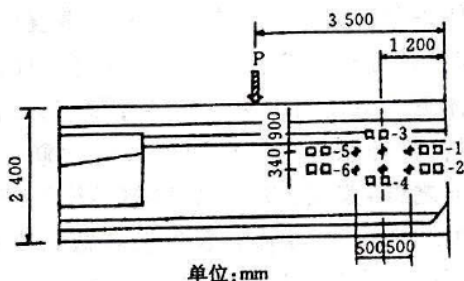


图20 混凝土应变的检测位置

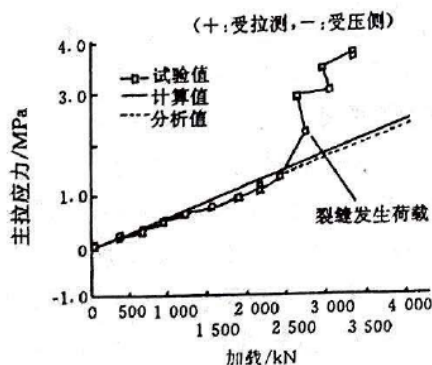


图21 主拉应力的滞后现象

表2 分析值和试验值的比较

加载/kN	主拉应力/MPa			试验结果
	计算值1	计算值2	计算值3	
0	-0.7	0.0	0.0	0.0
1200	-1.4	-0.7	-0.6	-0.6
2400	-2.1	-1.4	-1.3	-1.2
2700	-2.3	-1.6	-1.5	-1.7
3450	-2.7	-2.0	-1.9	-
4000	-3.0	-2.4	-2.3	-

在剪切加载试验时,从与试验准备等有关自重以及索的张力起作用的状态起进行检测。因此,用应变仪测定出的值相当于只有加载影响的应力。

如果把计算值2和试验结果进行比较可以发现,到发生裂缝之前的2400kN为止,计算值和试验值都基本一致。

在发生了裂缝的加载2700kN时,在腹板上产生的全荷载引起的主拉应力为-2.3MPa,出现了超过主拉应力限值的剪切裂缝。而且,裂缝在2400kN的加载附近一次出现,然后随着荷载的增加,显示出不分散地伸展的剪切裂缝性状。

参考文献

桥梁と基础,2000,(10):2-9.

(本文原载《国外桥梁》2001年第3期)