

目 录

第 I 部分 因结构缺陷引起之桥梁损坏的维修加固实例.....	(1)
一、桥台转动	(1)
二、混凝土桩内的混凝土不密实	(3)
三、稳定计算中土压力计算错误	(6)
四、斜板桥钝角部位的支座破坏及剪切开裂	(7)
五、上、下部构造设计错误.....	(12)
六、主构件的内力计算错误	(14)
七、预应力钢束配置不当产生的主梁开裂	(17)
八、墩顶开裂和预留孔模板底有空洞	(20)
九、预应力混凝土上部构造大开裂及过大的挠度	(22)
十、混凝土捣固不充分	(27)
十一、预应力混凝土上部构造开裂	(29)
十二、混凝土开裂、预应力钢筋锈蚀、混凝土盐害	(33)
十三、主梁腹板、横梁腹板剪裂.....	(35)
十四、混凝土的浇灌质量差	(40)
十五、主梁、横梁开裂.....	(43)
十六、混凝土开裂及预应力钢筋锈蚀引起承载力减小	(46)
十七、混凝土的空洞和剥离	(48)
十八、上部构造的混凝土开裂	(50)
十九、顶推用的活动支座上的主梁腹板混凝土损坏	(55)
二十、预应力钢筋的连结部位破坏	(58)
二十一、顶推施工引起临时支座上的混凝土破坏	(63)
二十二、上部构造的混凝土剥离和开裂	(68)
二十三、混凝土浇灌质量不良	(70)
二十四、砂浆灌入前预应力钢筋锈蚀、套管损坏.....	(72)
二十五、预制主梁的腹板开裂	(74)
二十六、桥面板横向开裂	(78)
二十七、混凝土开裂、剥离及钢筋锈蚀.....	(81)
二十八、预应力钢筋的锚固器不良	(84)
二十九、横向张拉用的预应力钢筋固定锚多数质量不良	(86)
三十、主索张拉时连结部位的预应力钢丝滑移	(89)
三十一、钢桥的主梁腹板局部压曲	(93)
三十二、钢桥的主梁腹板局部压曲	(96)
三十三、斜拉桥的斜拉索钢丝断裂	(99)
三十四、斜拉桥的斜拉索锈蚀及钢丝断裂	(103)
三十五、钢索吊杆安装部位的高强螺栓断裂	(106)
三十六、融冰剂对预应力混凝土桥面板的作用	(109)
三十七、高温拌和式摊铺沥青混合料施工时桥面板局部压曲	(111)
三十八、防水层不完备引起的桥梁上部构造盐害	(114)
三十九、防水层漏水	(115)
四十、盐害引起的混凝土腐蚀	(117)

四十一、盐害引起的混凝土和钢筋腐蚀	(119)
四十二、砂浆欠佳的预应力钢筋因使用除锈剂造成预应力钢丝断裂	(124)
四十三、预应力钢丝腐蚀	(127)
四十四、斜拉桥的斜拉索腐蚀	(130)
四十五、有铅板的混凝土摆动支座破坏	(132)
四十六、支座破坏	(134)
四十七、支座破坏及伴随发生的后续损坏	(136)
四十八、支座破坏及伴随发生的结构物损坏	(139)
四十九、支座破坏	(144)
五十、滚动支座的支架破坏	(146)
五十一、滚动支座的隅角破坏及整体破坏	(149)
五十二、不锈钢拉杆销破坏	(152)
五十三、悬臂梁的铰机能不良	(156)
五十四、铰结构整体损坏	(157)
五十五、班德尔式支柱底部的混凝土剥离	(159)
五十六、伸缩缝破坏及悬臂吊梁的铰受到盐害	(161)
五十七、伸缩缝与混凝土构造分离	(165)
五十八、桥面集水井的安装接合部位不能防水	(167)
五十九、钢筋腐蚀	(169)
六十、维修砂浆含氯化物引起的预应力钢丝断裂	(170)

第Ⅱ部分 施工过程中发生的事故.....(173)

一、软地基上的结构物滑动	(173)
二、部分支架倒塌	(175)
三、主梁施加的预应力不足所引起的后支架倒塌	(178)
四、支架倒塌	(180)
五、施工主梁的移动式支架倒塌	(183)
六、拆除支架过程中上部构造的梁块滑落	(186)
七、大跨度施工便梁倒塌	(188)
八、临时立柱受压屈引起的支架倒塌	(191)
九、加高支座用的混凝土砌块破坏	(194)
十、竖升开启桥的液压装置被压弯	(198)
十一、顶推用的滑动支座使用错误引起桥墩立柱顶部发生大变位	(200)
十二、上部构造的混凝土局部硬化不充分	(204)
十三、混凝土组织不正常引起的损坏	(205)
十四、临时支柱拆除后桥梁塌落	(210)

第Ⅲ部分 外部因素作用引起的桥梁损坏之维修加固实例.....(215)

一、附设在桥梁中的高压煤气管道爆炸及火灾	(215)
二、车辆冲撞引起的桥梁塌落	(217)
三、车辆冲撞中间立柱引起的桥梁塌落	(219)
四、车辆冲撞中墩上的钢立柱引起的损坏	(221)
五、桥下发生火灾	(224)
六、洪水和温度作用引起的混凝土碱骨料反应	(226)
七、上部构造混凝土的碱骨料反应	(229)

再版说明.....(231)

出版说明.....(232)

第 I 部分

因结构缺陷引起之桥梁损坏的 维修加固实例

一、桥台转动

(一)概述

该桥为2孔、跨径14.28m的等高度连续钢梁桥,全长28.56m,桥宽20m,交角为73.4°(图1-1-1),建于1927年。主梁为七片钢板梁,铆接,桥墩上设固定支座,桥台上设活动支座。墩、台、立柱均为素混凝土,基础为木桩桩基。钢梁构件表面用保护层防锈,桥面为花岗岩石铺面并设有沥青胶浆防水层。地基情况参阅图1-1-2。

导致结构物损坏的重要部位及构件特征 桥台台背的板桩后面,是沼泽土或软弱粉砂层,桩基呈现一定的倾斜。

(二)损坏简况

因桥台转动引起桥台及台上滚动支座损坏,损坏程度为中等。

据对桥台上滚动支座的长期观测调查得知,两侧支座有长期持续的微小变位,由于此变位尚未停止,所以,有因支座的损坏而引起桥梁上部构造下落的危险。

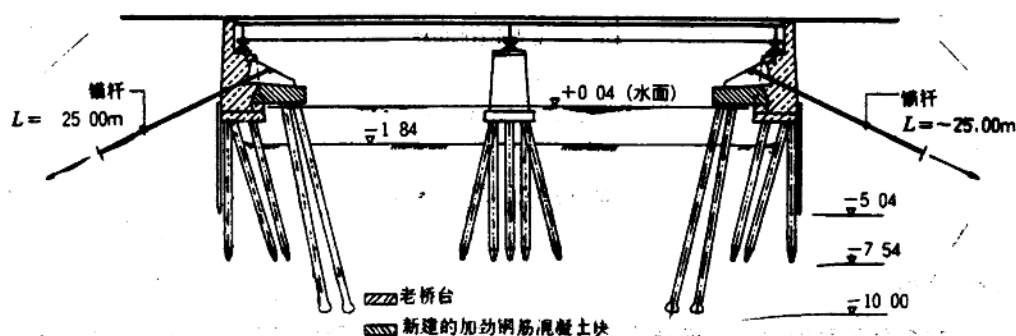


图1-1-1 侧面图

(三)损坏原因

对桥台台身的量测表明, 支座的水平移动是因两侧桥台的群桩基础偏转所致。由于作用在桥台侧面及板桩上的土压力比设计假定值大得多, 而土压力的合力又集中作用在前排桩上, 最不利的荷载组合使桩的承载力达到极限支承力, 由此即引起前排桩丧失承载能力。

(四)维修加固方法

为承受作用在群桩上的水平力, 设置25m 长的锚杆。为加宽桩基础, 在老桥台上浇筑新的钢筋混凝土块, 并以老桥台旁新浇筑的混凝土灌注桩支承此钢筋混凝土块, 新灌注的桩伸至具有支承力的土层2.5m 深并使桩尖扩大, 使之具有足够的桩尖承载力 (图1-1-2)。

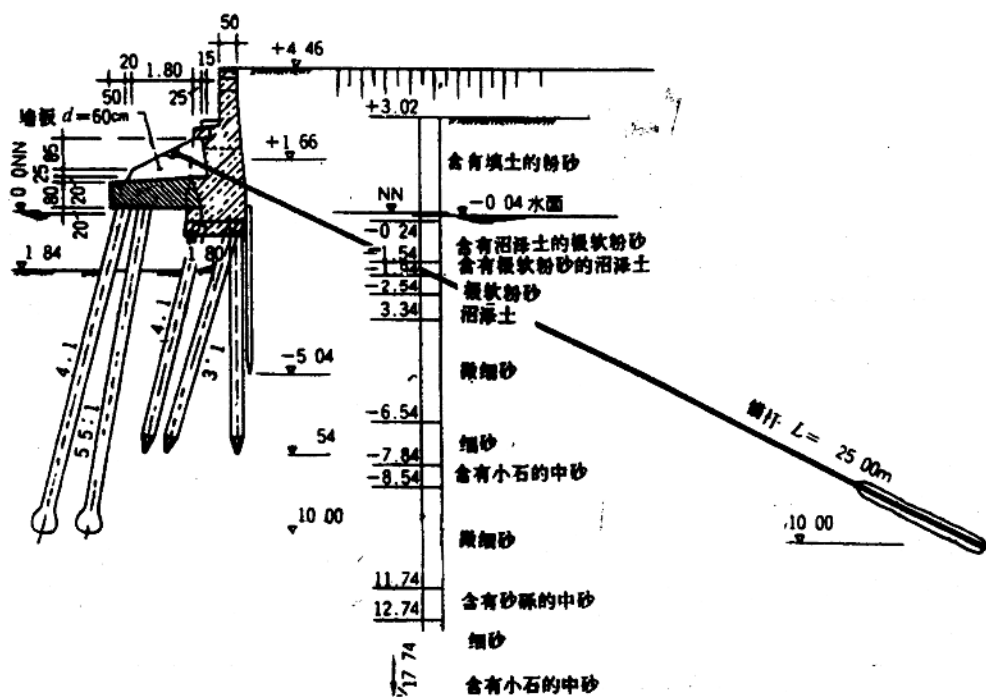


图1-1-2 桥台的补强

(五) 经验及教训

设计方面

当地基条件不明确时,从安全承受假定计算应力出发,建议加桩的断面要大一些。必要时,应以各种不同的地基系数去计算求出极限值。

二、混凝土桩内的混凝土不密实

(一)概述

该桥为29跨总长为1,371.25m的预应力混凝土连续梁桥,跨径组成为 $48.55 + 24 \times 48.8 + 40.9 + 39.6 + 36.25 + 34.75(m)$, 桥面宽21.3~24.8m, 正交(图1-2-1)。主梁为单室箱梁,除东头5孔外均为等高,以斜压杆支承悬臂桥面板;桥面为在玻璃棉上铺设8mm厚的沥青胶,再在其上铺筑 $2 \times 3.5cm$ 的高温拌和摊铺沥青混合料。地基情况为:地面下17~19m内均为粉砂、泥炭和砂夹杂交替的软弱地基,再下去才是由细砂、中砂、粗砂并包含有部分灰土、粘土和粉砂组成的支承地基。采用双室空心箱形断面桥墩,独立式桥台,墩台基础为带有套筒的现场灌注混凝土桩。本桥的施工年份是1979~1983年。

导致结构物损坏的重要部位及构件特征 直径为61cm的混凝土灌注桩桩群,桩尖混凝土的稠度为K1(干硬性混凝土),而桩中间部分的混凝土则为稠度K3(流动性混凝土)。

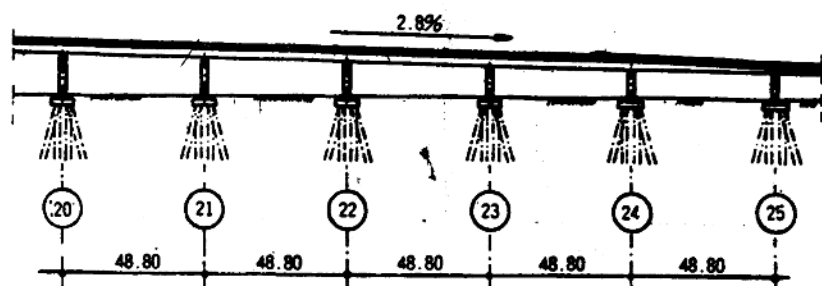


图1-2-1 侧面图

(二)损坏简况

5号墩的基桩,因桩内混凝土灌填不密实,施工中即发现有中等程度损坏。

对该墩桩基的开挖调查表明,用插入地面1.4m高的套管施工的就地灌注混凝土桩,多数桩顶尺寸不足;桩内钢筋布置,要求要有5cm以上的保护层,但施工中未能保证,造成多处钢筋外露。对深基(桩基下部2.2m)的开挖调查也确认上述现象。

由于混凝土灌填不充分、不密实,多数桩不能达到要求的直径($\phi 61cm$),造成承载力及耐久性不足,因而废弃不用。

(三)损坏原因

在初期阶段,对于桩产生缺陷的确切原因及发生损坏的原因难以找到明确的理论上的因果关系,认为损坏原因是多因素影响。为调查影响损坏的程度,就必须重新分析地基调查结

果及与此相应的桩基施工方法是否合适。

公路局的地质专家和施工单位的地质人员对地基的周密调查和评价表明,损坏部位的地基纵断面在地面以下深至19m内,均为薄砂层和粉砂层交错变化,系多层互相重迭的软弱地层。粉砂的含水量为50~100%或30~70%,弹性模量 $E_s=0.8\sim 2.0N/mm^2$,剪切系数 $C'=0.009N/mm^2$,内摩擦角 $\phi'=18^\circ$ 。地下深6m以上的地基为塑性粉砂且含有机质成分显著。

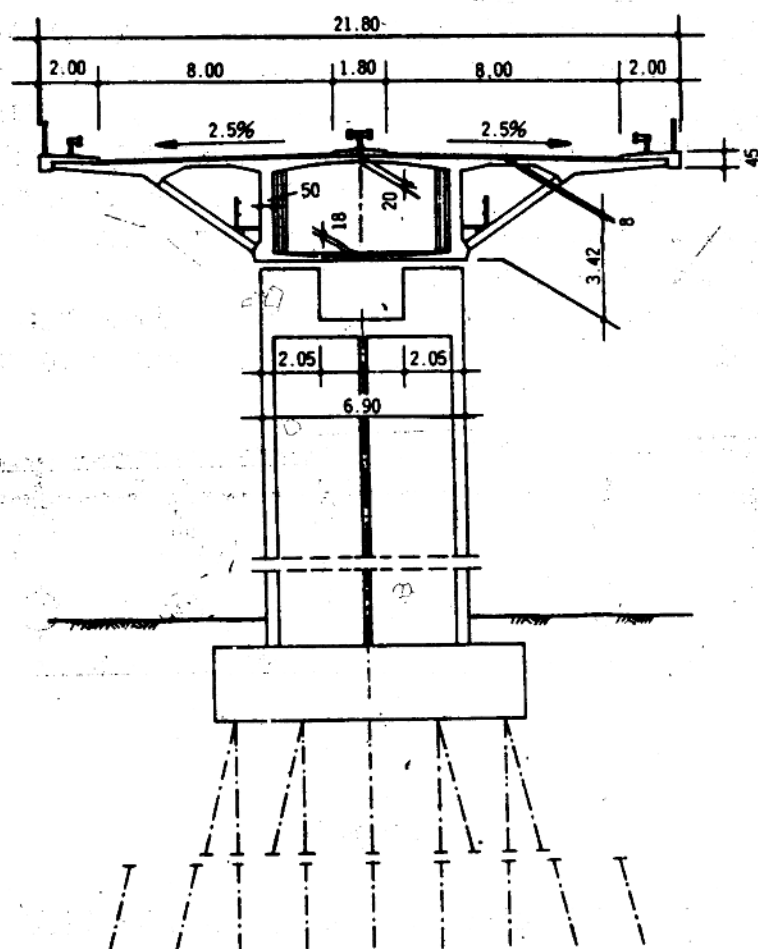


图1-2-2 主梁断面及桩基布置图

桩深19m以下部分,则嵌进细砂层、中砂层2~3.5m。

这些桩的施工系采用先打入外径61cm的粗钢管,尔后,在钢管内将新拌混凝土自由下落灌注,桩尖部分的混凝土是用捣棒一边捣实一边灌注的。这部分混凝土采用干硬性混凝土,其稠度为K1,分析认为,桩中部混凝土的捣实效果不佳,桩中部的混凝土会不均匀地挤入周围软基层内,将有造成部分钢筋的混凝土保护层不足的危险。

为此,桩的中间部分施工时采用了稠度为K3的流动性混凝土,向长度为22m的套管内灌填混凝土后,使套管边振动边上提的方法。如若求出套管中的混凝土体积,测定假设圆柱体的高度,即可求出平均直径。测定结果表明,桩的顶部混凝土浇筑高度偏低。因此,理论

上的混凝土桩直径应为65~98cm, 这样, 即使取中值亦可满足要求的最小桩径。

对已损坏的桩挖探表明, 桩上部的混凝土实际上灌填不足。推测认为, 在浇灌桩上部混凝土时, 桩中部混凝土在凝结之前会向软基内渗流, 同时, 管内尚可流动的混凝土会沉入桩尖部分, 有如图1-2-3所示, 这就会造成桩上部混凝土不足且产生空洞。基于上述现象, 所以, 以所用混凝土的体积来求算桩径的方法是不恰当的。

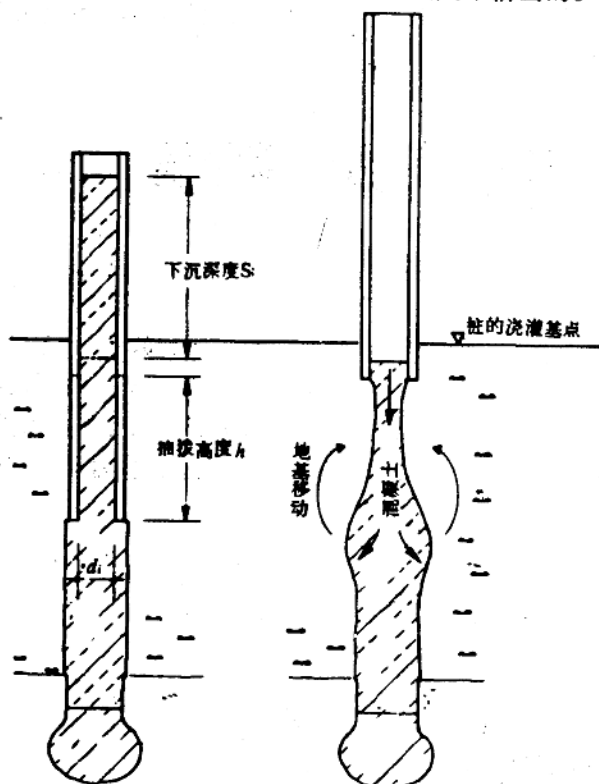


图1-2-3 由上部桩内混凝土的沉降及软基产生的土压有邻桩打入浇筑时的振动能量影响;

- 6、抽拔套管的速度过快;
- 7、桩顶混凝土捣固压力的不利作用;
- 8、施工邻近桩的间隔时间小于桩中部混凝土的凝固和硬化时间。

(四) 维修方法

对用上述施工方法所施工的桩上半部份及桩基础底的开挖调查表明, 桩的最小保护层厚度不足, 全部承载力不足, 因此, 只好以改进后的新施工方法重建桩基。

(五) 经验及教训

根据前面对桩损坏原因的分析, 对今后的灌注桩施工应采取下列措施:

- 1、支承打桩机械设备的砂袋层厚度应为1.4~4m;

有关施工人员及专家们共同调查分析后认为, 导致损坏的原因也许是下述现象及错误施工方法之单一或综合作用的结果:

1、对于这种桩基混凝土的特殊浇灌设备、地基特征值选定不当;

2、打入的套管直径过大;

3、由于桩在有一定承载能力的砂层埋入深度过大, 在支承地基对桩的打入能量过大, 其振动传入了软地基中;

4、在软地基上铺筑的为支承打桩机自重力的砂袋层厚度太小;

5、地基的振动除抽拔套管时产生的振动能量外, 还

2、为了增强对桩上部混凝土的捣固压力，宜将自重5t的桩锤直接放置在混凝土桩上进行震捣；

3、为减小传入地基内的沉桩能量，桩埋入支承地基的深度应减少为1.5m（到套管底的长度）；

4、抽拔套管时不应产生振动。

为调查用上述新施工方法施工的灌注桩的施工性能，抽查了数根桩，对基桩底作了开挖检查，确认原有施工方法所引起的桩身缺陷已不再产生。

三、稳定计算中土压力计算错误

(一)概述

该桥系单孔预应力混凝土简支梁桥，桥长19.85m，桥宽11m，交角48.87°。主梁为有端横梁的2片T形梁，两侧桥台上分别设固定支座和活动支座，桥面为5cm厚的双层高温拌和摊铺沥青混凝土。桥台为有悬臂桥头踏板的L形钢筋混凝土挡土墙（图1-3-1），由翼墙刚性支承，基础为细砂层上的底座基础。地基为细砂，细砂底下即为漂积泥灰岩层。该桥建于1955年。

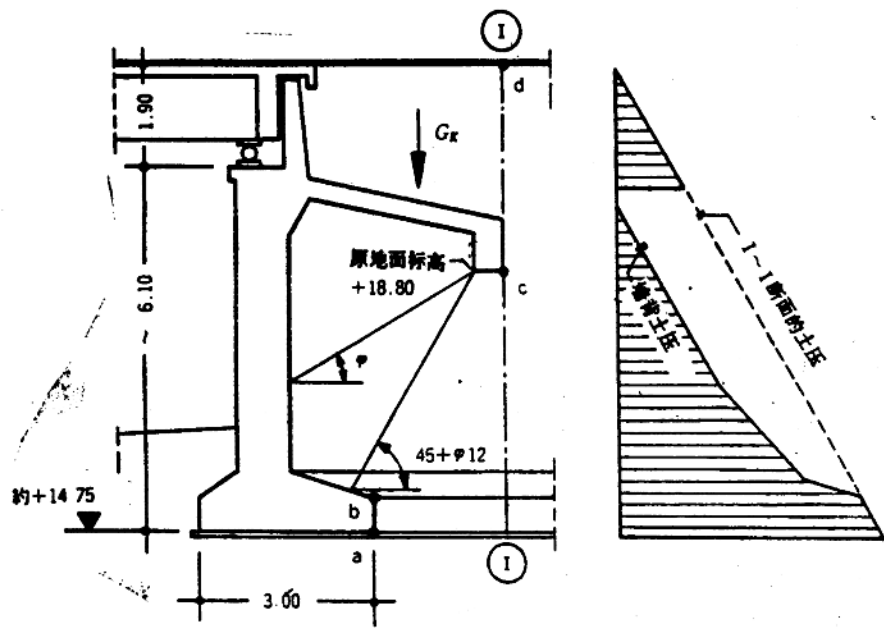


图1-3-1 桥台断面和土压力分布图

(二)损坏简况

该桥使用至1978年，发现桥台和翼墙严重损坏。两侧桥台产生移动，导致上下部结构之

间伸缩间隙逐渐消失,继而上部构造与桥台承台侧面相碰,承台侧墙发生剪切破坏,承台台身产生裂缝。

(三)损坏原因

桥台移动的原因,是由于对桥台底座地基的安全度认识不充分。图1-3-1示出了这种在后面突出有桥头踏板的桥台构造,由于这个桥头踏板的作用,理应减轻作用在台背的土压。

如图1-3-1所示,假设断面I-I的土压力比计算土压力小32%,而底座下面的弯矩比计算弯矩小45%。

这样的假设,仅对直接作用在台背的土压应力分配有利,而在桥台稳定计算中,设计时错误地作为水平方向仅有此减小了的水平土压力作用,同时出现有桥头踏板上填土的竖直土压作用力 G_K 。即使是在桥台稳定计算中,出现底部破坏面的滑动或发生地滑,也必须对最不利滑动面进行分析研究。

对这种桥台的分析,可假设简化的abcd作用线,求出作用在由此种桥台及填土组成的桥台台墙的水平力,进而求出作用在I-I断面上的土压,若用所求水平力去进行桥台的稳定计算,所得的稳定安全系数只不过是1左右。在逐年增加的活载作用下,这种不稳定的桥台就必然会产生转动破坏。

(四)维修方法

对于这种结构物,除桥台转动外,其他构件亦有损伤破坏,综合判定看,这种结构物必须报废拆除,重建新的结构物。

(五)经验及教训

设计方面

对由多种构件组成的下部构造设计分析时,除应对各构件进行应力计算和验算外,还必须对由结构物和地基组成的整体基础结构进行稳定计算。桥台和L形挡土墙的分析,用假想墙的简易算法,即可简单快速地解出计算结果。

四、斜板桥钝角部位的支座破坏及剪切开裂

(一)概述

该桥为单孔预应力混凝土平行四边形斜板简支板桥,正交桥长36m,桥宽36m,斜交36°(图1-4-1),主梁断面为空心板(图1-4-2);钝角部位附近以铰支座设置固定支座,另一端则以顶底板均有铅板的钢筋混凝土墙板设置摆动支座,其他均以顶底面有铅板的钢筋混凝土角

柱设置摆动支座(图1-4-3)。桥面为双层高温拌和式摊铺沥青混凝土。桥台为钢筋混凝土L形挡土墙,扩大基础,地基为裂隙甚多的岩层及粘土岩层。该桥建于1958~1959年。

导致结构物损坏的重要部位及构件特征 主梁腹板的预应力钢丝沿斜板自由端固定,会产生集中竖向力。采用鲍尔—莱昂哈特预应力张拉法集中施加预应力,会局部损坏支座线一侧的预应力钢丝。如图1-4-3所示,因两端的线支座不能延续到钝角部位,因而在钝角部位需各设置6个角柱摆动支座。

(二)损坏简况

施工中的1959年5月,发现本桥上部构造和摆动支座有裂缝并发生损坏,损坏程度严重。

施工中,当上部构造的预应力施加完毕并拆模后,即发现布设在两侧钝角部位各6个摆动支座有裂缝,且其顶、底面的混凝土剥离。

次年冬天,发现钝角附近的桥面板底面及自由端腹板有裂缝,这些裂缝是典型的剪切裂缝,裂缝宽为1~2mm。

1961年对所有摆动支座进行检查时,即发现全部摆动支座均有不同程度的损坏,且其顶底面混凝土剥离。

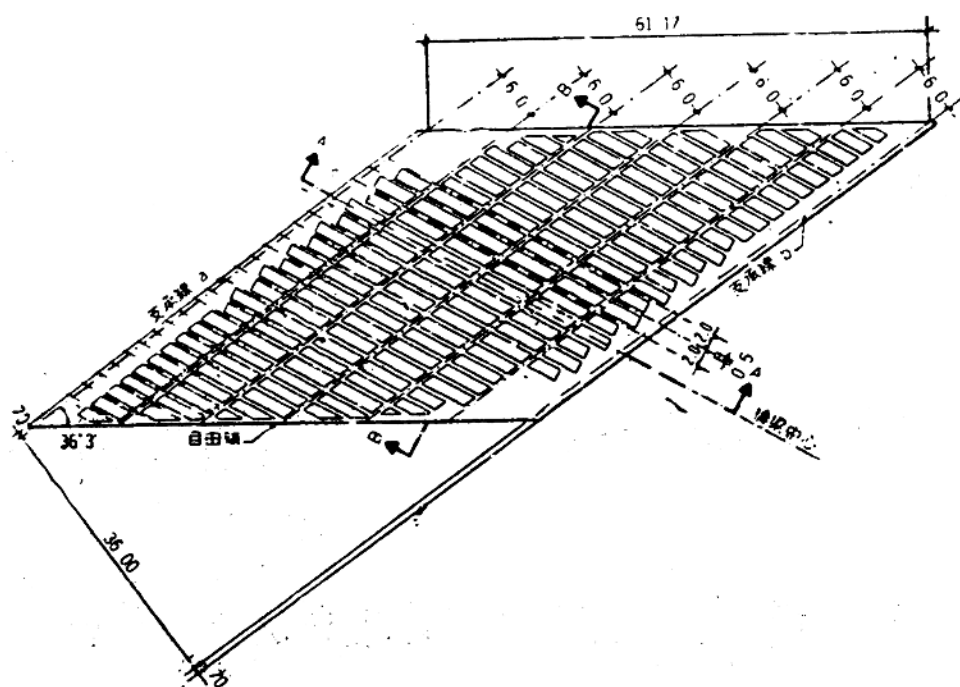


图1-4-1 平面图

(三)损坏原因

桥面板钝角部位的摆动支座损坏原因有二:一是对钝角部位的最大支承反力估算小了;

二是摆动支座的实际破坏荷载大大低于按规范规定方法计算的极限值。

虽然设计时是按模型实验数据进行上部构造的抗弯设计，并对各摆动支座的反力以钝角部位的增长系数为 $P_{max}/P_n = 3$ 进行估算，但在损坏后所进行的支座反力分布模型实验结果则为 $P_{max}/P_n = 5$ （图1-4-4）。

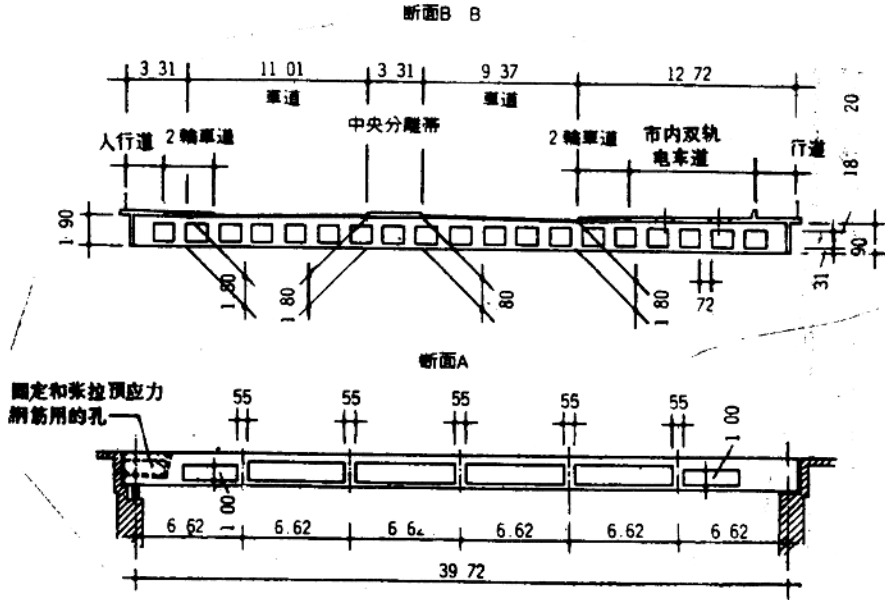


图1-4-2 断面图

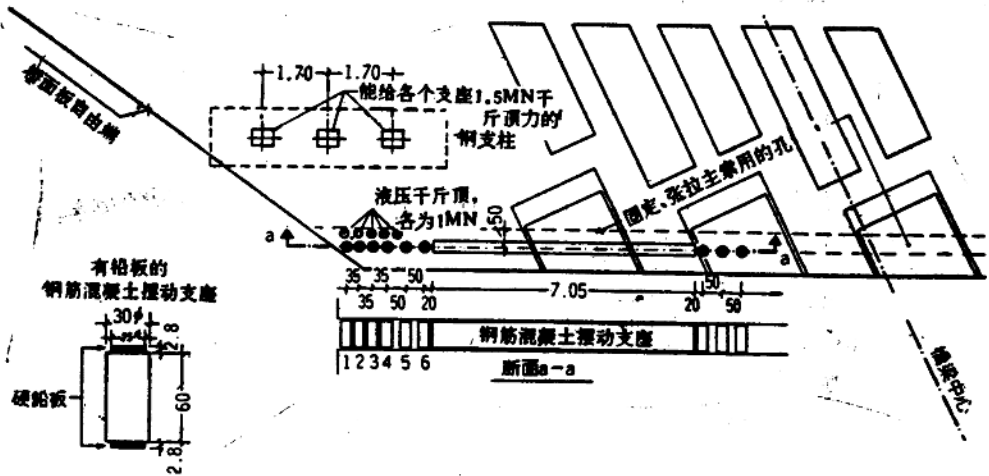


图1-4-3 斜板桥钝角部位的支承状况

与上述实验的同时，对各摆动支座本身进行了破坏试验。这一试验结果表明，这些摆动支座的实际破坏荷载仅为将其当作有螺纹钢筋的角柱所计算的极限荷载的60%左右（图1-4-5）。其原因是，铅板端部的屈服增加了柱内的开裂应力，而对角柱内承受开裂应力所需的

螺旋钢筋量不足。特别不利的是没有将角柱顶、底的螺旋钢筋牢牢地锚固（如：环状焊接锚固）。

应特别引起注意的是，开裂荷载相对于计算极限荷载说来其值甚小（图1-4-5），这是中间支座混凝土剥离的原因。

上部构造的剪切裂纹产生原因有三：一是实际剪力比计算剪力大；二是在自由端将沿主

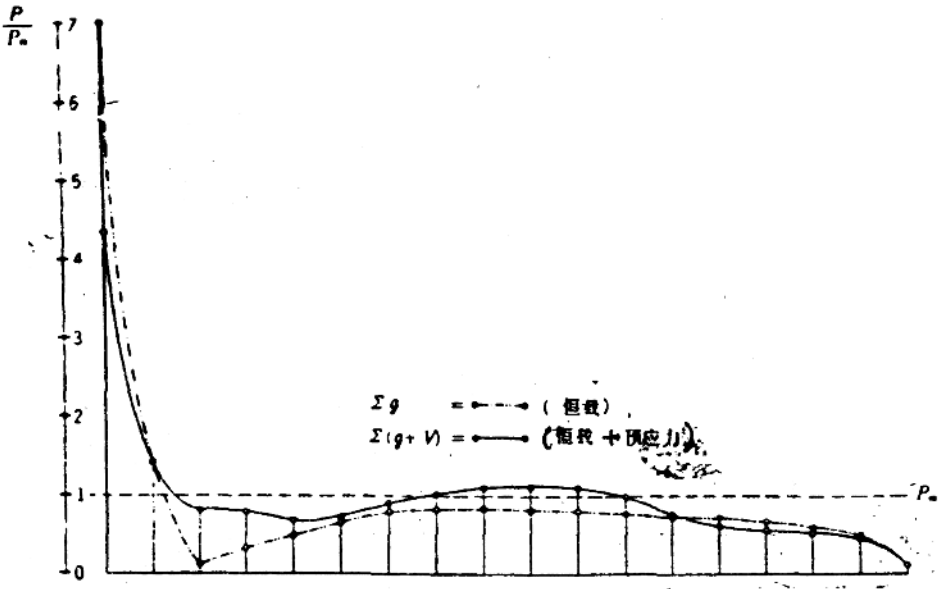


图1-4-4 恒载加预应力组成的最大恒载所产生的支座反力

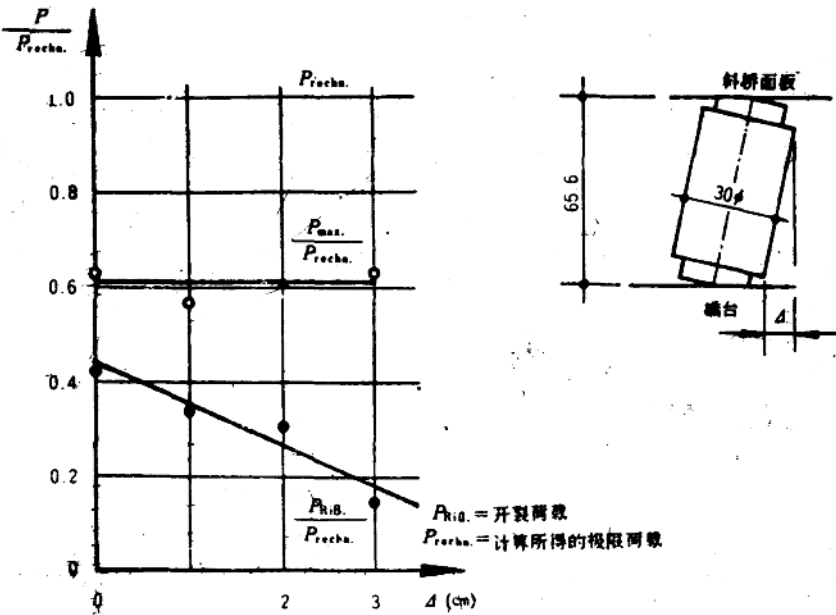


图1-4-5 摆动支座的裂纹发生荷载及极限荷载

轴向的腹板预应力钢筋锚固（图1-4-1）；三是不合适地布设钢缆索，且这些预应力钢材都伸到支座线为止。预应力钢材锚固产生的竖直分力会对桥面板自由端产生 $200\sim 300\text{KN/m}$ 的附加力，由其他预应力钢筋承受此力之能力是微小的。

为了解损坏原因而进行的模型实验结果表明，在剪切裂纹区测定的剪应力虽为 $\tau = 5\text{N/mm}^2$ ，但所配制的箍筋甚少。另外，在构造上将预应力钢筋集中锚固的方法及其张拉工艺也对上部构造的裂纹发生有不利的影响（图1-4-2、图1-4-3）。

（四）维修方法

已损坏的摆动支座的临时代用方法，是应快速在两侧钝角部位各安设5个承载能力为 1MN （100t）的液压千斤顶，由于这些千斤顶会引起桥面板底面产生裂纹，故在千斤顶的顶面布设若干层氯丁橡胶，并在桥台前面设置3根钢支柱（图1-4-3），1根钢支柱的容许荷载是 5MN ，用这些各为 1.5MN 的千斤顶力即可顶起上部构造。

因钢支柱上的千斤顶力有可能受混凝土结构蠕变的影响而发生变化，故在若干年内均应加强观测，如必要则应及时调整。另外，钢支柱和桥台也可能产生温差，也会使千斤顶力变化。为使以上影响控制在尽可能小的范围，钢支柱周围应敷设隔热材料。

由于更换钝角部位已损坏的摆动支座在构造上难予办到，因而可采用对裂纹灌注树脂、支座的顶底面设置补强用的钢环、用高强螺栓夹紧等予以维修加固（图1-4-6）。作用在这些摆动支座上的力借助钢支柱承受的并不很多，故在今后的使用中，这一处理也是可行的。

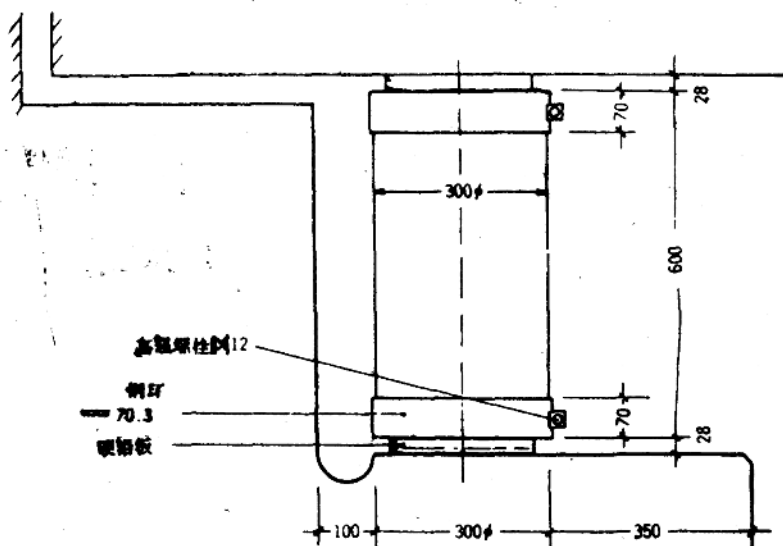


图1-4-6 摆动支座的维修

其他摆动支座，也表明其开裂荷载及破坏荷载不足，故对所有摆动支座的顶、底面均铺设加劲钢板。

用上述方法处理，虽消除了支座的损坏及其产生因素，但在上部构造钝角部位附近的剪应力仍很大。通过诸多方法比较研究，并根据模型实验结果，决定采用在自由端中央设置有

千斤顶的辅助支柱，据此即可将剪应力减少至设计假定值。此辅助支柱应设置在桥下通过的高速公路中央分隔带上。这些辅助支柱应在一定年限内适时注意观察并经常调整，所有辅助支柱都是永久性的。

(五)经验及教训

1、规范和有关规定方面

现在，由于有更为有效的材料（如：氯丁橡胶等），故带有铅板的钢筋混凝土摆动支座在德意志联邦共和国已不再生产制造。铰支座的端部，在其顶部应有更宽的混凝土，在角柱螺旋钢筋的端部必需环状焊接。即使是在支座反力很不均匀的情况下（图1-4-4），也应有充足的钢筋加劲，以对付开裂拉力。

2、设计方面

斜交角度大的桥梁，其剪力和支座反力极不均一（图1-4-4），因此，设计计算值应尽可能接近实际，必要时还应考虑备用承载力进行设计为好。另外，使用基于板理论的电算程序对设计计算是有效的。

五、上、下部构造设计错误

(一)概述

该桥为单孔预应力混凝土简支梁桥，桥长19.85m，桥面宽11m，交角48.87°，主梁为有端横梁的2片T梁，桥面为5cm厚的双层高温拌和摊铺沥青混凝土。桥台为以桥头踏板减小土压的L形钢筋混凝土挡土墙（图1-5-1），并以翼墙来提高桥台刚度。基础为奠基在细砂层上的扩大基础，地基为细砂层，细砂层下为漂积泥灰岩。该桥建于1955年。

导致结构物损坏的重要部位和构件特征 翼墙与桥面斜向连结，其基础宽1.5m，比桥台底座细长得多且伸入土堤内（图1-5-1）。

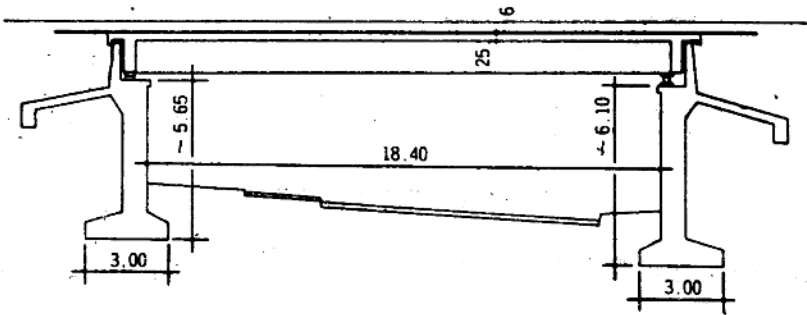


图1-5-1 侧面图

(二)损坏筒况

1978年7月20日在桥台、支座和上部构造处，发现因上下部构造设计上的错误而引起的严重损坏。

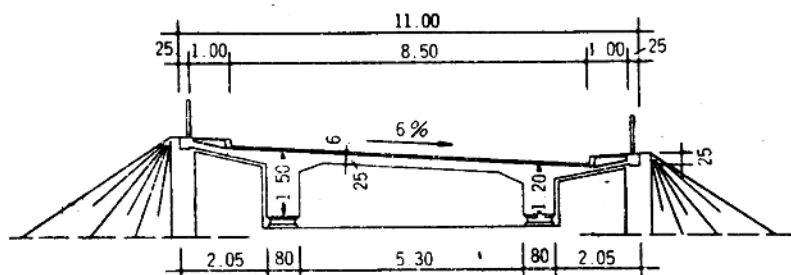


图1-5-2 断面图

竣工后约20年,桥梁的上部构造及桥台均发现有混凝土开口裂缝。水通过裂缝浸入,致使有大量游离石灰流出。

兩側橋台向土堤方向傾斜，在橋台的鈍角部位產生承台側牆剪切破壞。

上部构造不仅在相对于承台的横向错位,就是支座的侧箍也有弯曲或拉裂,固定支座的突起部件被剪切破坏。在桥台的锐角部位,端横梁与承台侧墙间伸缩缝已明显开裂。

(三)损坏原因

该桥结构虽为简支梁结构，设计者也费尽心机探求了节约良策，然而，对该桥最重要的问题却未引起注意。

在桥台的稳定计算中，已考虑了台背填土中以向后方悬臂伸出的桥头踏板土压力减小以及有利的旋转力矩这一计算结果，对于高度8m的桥台计算得出的基础宽仅为 $b=3m$ ，致使基础宽度过小（图1-5-1）。对于这种斜向结合的翼墙，在静力分析时，没有考虑结构必须与有抗弯拉刚度的桥台台身整体化。由于基础宽度甚小，当计算假定以外的土压作用时，或在悬臂值大的翼墙引起不利的旋转力矩作用时，因结构对旋转没有足够的稳定性，因而使桥台倾斜。在钝角和锐角桥台的转角部位，因不同土压力的作用而会产生桥台变形。

由于支座的构造不能承受桥台的上述动态变化, 因而使支座的水平向导杆破坏。

另外,上部构造端横梁侧面只是由薄且软的板填塞,这对扩大基础的桥台侧墙混凝土浇灌会带来不利影响,由此会约束上部构造和支座的自由相对运动,致使承台侧墙剪切破坏。

混凝土中的钢筋少、间距宽(钢筋间距为 30cm)，加之桥面板的内力计算错误，则助长了上部构造和桥台产生的宽大裂缝增大。

上部构造的防水层数年后已损坏,水从上面浸入,这对裂缝更不利。

(四)维修方法

从已确认的破坏损伤情况看,并未紧迫地危及桥梁的承载力,但由于彻底维修加固的费

用几乎与桥梁重建的费用相当,因此,在事故分析报告阶段,对维修方法尚无法决定,看来或许要到一定年限后拆除旧桥再建新桥。

作为应急措施,对桥台所有裂缝的宽度及其发展应作短周期的定期观测,寻求确保交通安全的措施。

(五)经验及教训

1、规范及有关规定方面

预应力混凝土使用增多的今天,对预应力混凝土和钢筋混凝土构件的最小用钢量要求已在逐渐增加。

与此同时,对桥梁标准设计图中只补强的构件,应合理设置一定数量的伸缩缝和施工缝,并应有其细部构造设计。

2、设计方面

与能充分准确地掌握的作用在上部构造的荷载相比,对来自地基而作用在下部构造上的荷载并不易明确掌握。因此,计算作用在下部构造的土压力时,如若发现设计假定有错,则不管土压力的大小,均应确保结构物的安全度。

在有刚结悬臂翼墙的情况下,不单要考虑由翼墙引起的不利的旋转力矩。尤其是对翼墙斜接于桥台的情况,这项计算必不可少。另外,还必须考虑三个轴向土压产生的力和力矩的平衡条件去进行稳定计算。

3、施工方面

为保证上部构造和桥台侧墙混凝土的自由相对运动,上部构造和侧墙混凝土间必须有5cm以上的伸缩余地。现浇混凝土时,先用垫板填塞伸缩缝,待混凝土硬化后必须拆去垫板。

六、主构件的内力计算错误

(一)概述

该桥为4孔的预应力混凝土连续刚架桥,跨径组成为 $54+2\times 60.615+54(m)$,桥长29.23m,桥宽27m,正交(图1-6-1及1-6-2)。上部构造为等高度双主梁,主梁为曲线形底

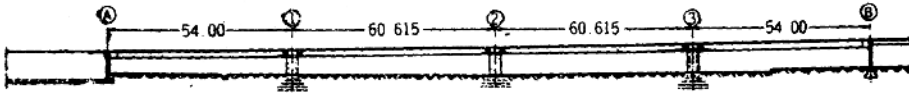


图1-6-1 侧面图

的三室箱梁,在支点横梁上间接支承(图1-6-3、图1-6-4)。桥面为7cm厚的双层高温拌沥青,未设防水层。2号墩的上部构造与基础刚结,1、3号墩刚结在上部构造上,基础上设

Technical drawing of a bridge cross-section showing two spans. The left span has a total width of 55, with a central section of 28 and side sections of 10 and 5. The right span has a total width of 55, with a central section of 28 and side sections of 10 and 5. The drawing includes various dimension lines and labels for structural components.

Technical drawing of a drainage structure cross-section. The structure is shown in a cross-sectional view with various dimensions and components labeled. The top width is 28.10. A vertical dimension of 25 is shown on the left side. A horizontal dimension of 60 is shown below the 25. A vertical dimension of 7.51 is shown on the left side of the central vertical pipe. A horizontal dimension of 7.94 is shown on the right side of the central vertical pipe. The central vertical pipe has a diameter of 1.50. The bottom of the structure is labeled 9.00/9.00. A vertical dimension of 3.00 is shown on the right side of the bottom section. The structure is labeled '排水管' (Drainage Pipe) on the left side.

构造的混凝土有大面积裂缝，尤以剪切裂缝居多，确认为处于剪切破坏状态（裂缝资料可参阅本《实例》第Ⅰ部份第十一节），尽管进行过补强，还是未解决问题。在1978年的桥梁标准调查中，又新发现有严重且宽大的裂缝——剪切裂缝增大，并在主梁底板出现大范围的弯曲裂缝（参阅图1-11-5）。

上部构造是宽14m的三室箱梁，在静力计算时，将其作为单根弯扭杆件进行分析；而在应力计算时，也只分析了杆件的内力。这种方法用于计算分析一般弯曲所产生的应力和轴

在竣工 9 年后的 1969 年, 对该桥进行桥梁标准调查时, 即发现桥梁上部