

文章编号: 0451-0712(2006)06-0119-02

中图分类号: U445.7

文献标识码: B

桥梁施工缺陷分析及处理

王光明

(北京鑫畅路桥建设有限公司 北京市 101101)

摘 要: 桥梁施工过程中出现缺陷难以避免, 处理方法多种多样, 但必须因地制宜, 以经济、技术可靠为原则, 文中提及了预应力 T 构箱梁湿接缝爆裂及桩基嵌岩深度不足等问题的处理。

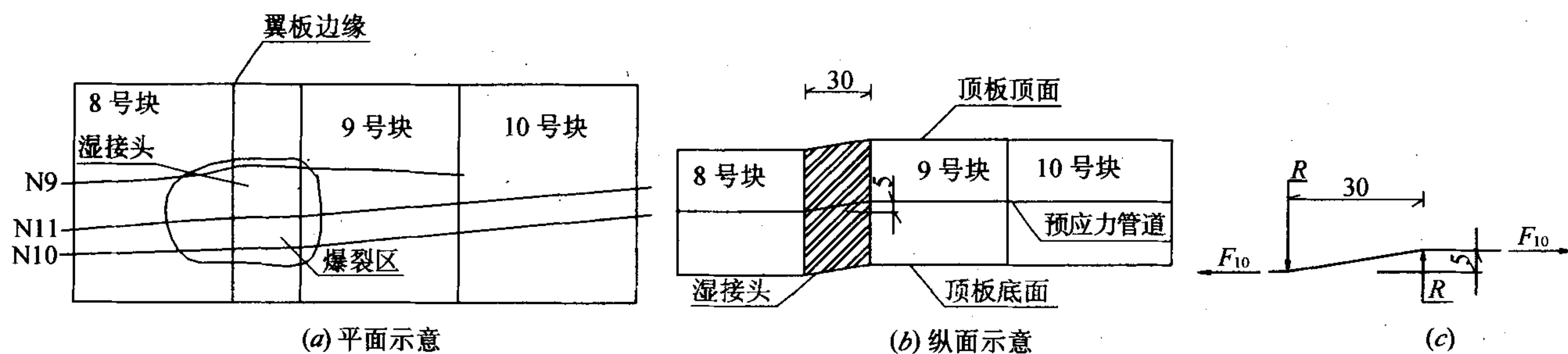
关键词: 施工缺陷; 分析; 处理

1 预应力混凝土 T 构箱梁湿接缝爆裂的处理

1.1 缺陷情况

某特大桥主跨为 110 m (含挂梁) 预应力混凝土箱形 T 构, 箱梁分节段预制悬拼。为尝试新的施工技术, 箱梁块件采用可调台座预制。因考虑是新技术, 尤

其在悬拼过程中标高和中线控制的误差, 因此预留 30 cm 长湿接缝, 以便在拼接过程中, 标高与中线偏离控制值时, 加以调整。在 8 号和 9 号块之间, 采用预留湿接缝, 当 10 号块张拉时, 箱梁顶板面在湿接缝处混凝土有局部爆裂, 面积约 $1.0 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$, 见图 1(a)。



单位: cm

图 1

1.2 原因分析

图 1(b) 为箱梁顶板在湿接缝处纵向剖面。取单元做力学分析, 如图 1(c) 所示。因做标高调整时, 该处预应力管道连接不顺 (突变), 导致经过该处的 2 束钢绞线 N_{10} 张拉时, 张力 F_{10} 产生力偶矩 M_{10} , 每根钢束设计纵向张力为 1 335 kN, 不考虑其他损失的情况下:

$$M_{10} = 0.05 \times F_{10} = 0.05 \times 2 \times 1\,335 \\ = 133.5 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

此力偶矩 M_{10} 必须由混凝土的抵抗力 R 产生的力偶矩 M_R 来平衡, 因此

$$R = M_{10} \div 0.3 = 133.5 \div 0.3 = 445 (\text{kN})$$

力 R 向上顶压混凝土, 使混凝土产生压应力 σ_R , 因管道突变, 钢束在张拉后与混凝土在突变处的接

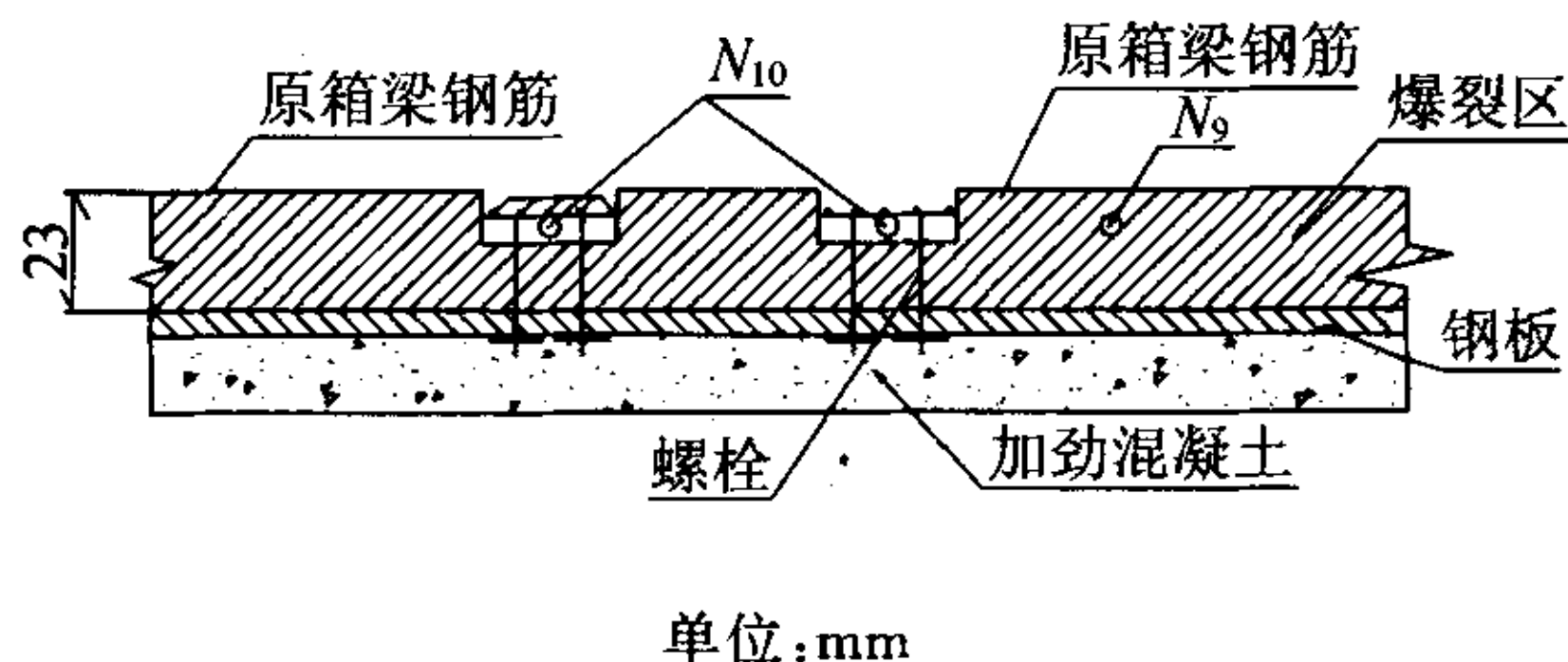
触面近似为“点接触”, 因此无法对 σ_R 值定量, 但定性分析可知 σ_R 值将远大于设计给出的混凝土极限抗压强度 $[\sigma_R]$, 因而, 使混凝土爆裂, 这是产生缺陷的主要因素。另外, 湿接缝混凝土没有加钢筋网以及 8 号块顶板厚度由于施工原因未达到设计厚度也是产生缺陷的重要因素, 因而爆裂区主要集中于 8 号块顶板面。

1.3 处理措施

(1) 解除 2 束 N_{10} 钢绞线的张力。

(2) 清除已爆裂的混凝土, 凿出相应的预制件顶板面层钢筋并切断, 凿出 N_{10} 预应力管道, 再把湿接头处该 2 束有“突变”的管道的驳接长度向 8 号块延伸 2.5 m, 拉坡接顺。

(3) 在清凿范围内用冲击钻钻穿顶板, 间距 30 cm 左右钻一个孔, 然后在顶板底面(即箱内顶面)加 10 mm 厚钢板, 用螺栓通过钻孔锁紧联结, 如图 2 所示。



单位: mm

图 2

(4) 螺栓头上焊任意方向的“丏”字形锚筋。

(5) 接好被切断的预制件钢筋网, 并浇筑好顶板混凝土。原来厚度不足 23 cm 的, 凿毛补足设计厚度。

(6) 浇筑该处箱梁顶板底面即箱内顶面的加劲混凝土。

(7) 混凝土强度达到设计要求后, 重新张拉 N_{10} 钢绞线。

1.4 处理效果评估

从处理措施可知, 爆裂区加钢筋网、锚筋、顶板底面加钢板及加劲混凝土, 使原来薄弱面得到了整体加强; 湿接缝处“突变”管道延长接顺后坡度变缓, N_{10} 再行张拉时, 对混凝土产生的“顶”力减少了, 从而对混凝土的破坏大大降低; 爆裂部分经加强后再重新张拉 2 束 N_{10} 钢绞线时, 可适当进行超张拉以弥补因湿接头做标高调整而导致管道弯道增加的摩阻损失; 处理过程未对桥梁外观造成损害。在后续工序施工过程中, 一直跟踪观察, 未见有异常情况发生。

2 桩基嵌岩深度不足

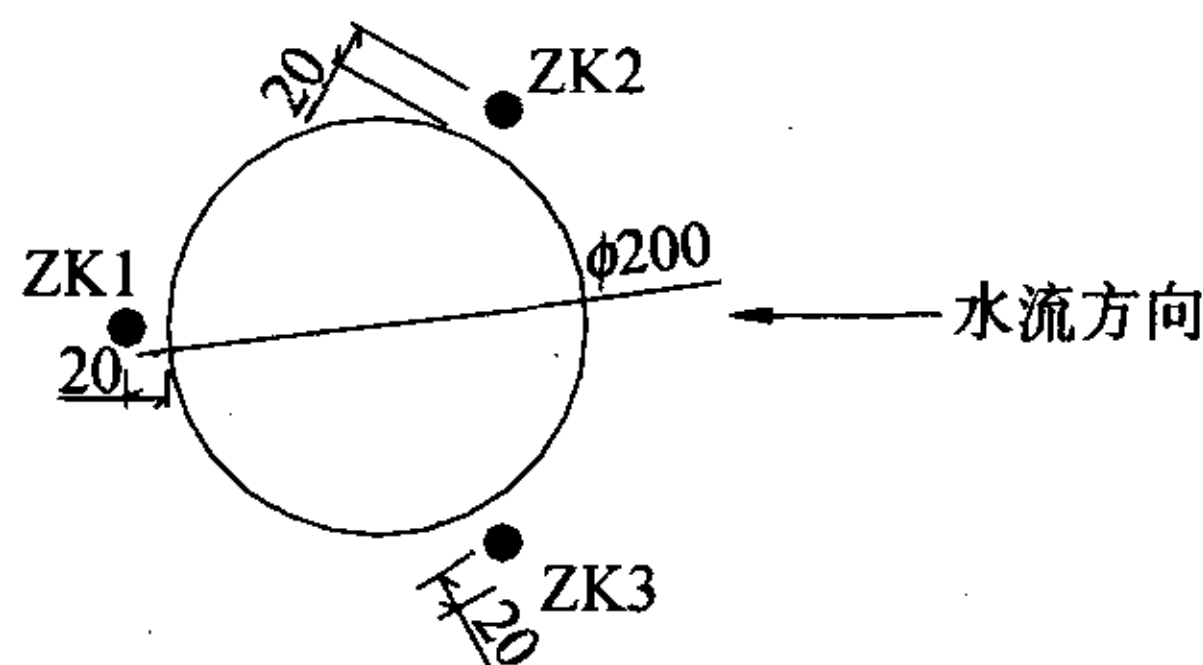
2.1 缺陷产生情况

某桥 11 号墩为排架式过渡墩, 其 2 号桩设计桩长 1 497 cm, 桩径 180 cm, 要求嵌岩部分桩径保证 160 cm, 嵌岩深度为 160 cm, 设计说明中要求在嵌岩深度得到保证时, 可根据岩面实际标高确定桩底标高。该桩采用冲击成孔, 共用了 17 d 时间。有关人员验孔时凭工班冲孔记录结合成孔有效时间测算, 认为嵌岩深度能满足设计要求, 同意在 -12.7 m 终孔并浇注混凝土。后经详细检查相关原始记录, 发现该桩嵌岩深度不满足设计要求, 造成施工缺陷。

2.2 缺陷情况调查摸底

从冲孔有效时间及成孔过程中的一些现象分析, 初步判断该桩位处基岩面标高及基岩强度与设

计时采用的推算资料有较大差异。因此, 由专业地质钻探公司在桩周钻孔(钻孔布置如图 3 之 ZK1、ZK2、ZK3), 查明该桩实际嵌岩深度, 同时对岩芯进行力学指标分析, 复核该桩的地质情况与设计及施工钻探的地质情况。钻探分析结果表明, 该桩处基岩的实际情况与设计采用的地质资料有较大的差异。其次, 该桩在实际成孔时, 先用 $\phi 193$ cm 冲锤开孔, 仅仅 1 d 时间就到了岩面, 然后用 $\phi 178$ cm 新铸造的十字形冲锤冲击基岩直至终孔, 因此, 其嵌岩部分桩径应为 180 cm。为了便于直观对比和分析, 现将设计情况及实际情况的有关数据列于表 1。



单位: cm

图 3

表 1 设计情况与实际情况比较

		嵌入基岩深度 cm	基岩强度 MPa	基岩节理 情况	嵌岩部分桩 直径/cm
设计情况		160	22.6	节理发育	160
实际 情况	ZK1	97	98.7~115.2	节理发育	180
	ZK2	80	98.7~115.2	节理发育	
	ZK3	81	98.7~115.2	节理发育	

2.3 实际情况分析

根据中华人民共和国交通部部颁标准《公路桥涵设计规范》(合订本)第 4.3.5 条: 当河床岩层有冲刷时, 桩基须嵌入基岩, 按桩底嵌固设计。其应嵌入岩层中的深度可参照式(1)计算:

$$h = \sqrt{\frac{M_H}{0.066\beta R_a D}} \quad (\text{圆形桩}) \quad (1)$$

式中: h 为桩嵌入基岩中(不计风化层)的有效深度(m), 但不得小于 0.5 m; M_H 为在基岩顶面处的弯矩; R_a 为天然湿度的岩石单轴极限抗压强度(kPa), 试件尺寸同第 4.3.4 条的规定; β 为系数, $\beta=0.5\sim 1.0$, 根据岩层构造而定, 节理发达的取小值, 节理不发达的取大值; D 为钻(挖)孔桩或管桩的设计直径(m)。

由表 1 可知, 实际嵌入基岩深度 $h > 0.5$ m, 满足基本要求。再由:

文章编号: 0451-0712(2006)06-0121-04

中图分类号: U448.27

文献标识码: B

斜拉桥主塔、斜拉索、主梁的监控及保养

利仲波

(广东佛山市三水区公路局 佛山市 528100)

摘 要: 以广东三水大桥为例, 在大桥通车运营中, 通过加强对主塔、斜拉索、主梁等进行检测监控, 注重保养, 发现病害及时实施处治。

关键词: 斜拉桥; 主塔; 斜拉索; 主梁; 监控; 保养

三水大桥是 324 国道三水段(K1033+400 处)一座跨越北江的公路特大桥, 全长为 1 560 m, 主桥为独塔不对称双索面 PC 斜拉桥, 主跨 180 m, 边跨 110 m; 引桥为 20 m 及 30 m 低高度空心板预制简支梁; 桥宽 24 m。该桥于 1996 年 2 月建成通车, 初期车流量日均约 4 000 辆, 至今车流量增至日均 35 000 辆。该桥最初设计荷载标准为汽车—20, 挂车—100, 开工建设 1 年后, 中途改变设计, 提高荷载标准为汽车—超 20, 挂车—120, 此时基础工程已接近完成, 尚未施工的部分大都做了修改设计。主桥特点: 双面斜拉索按扇形布置, 全桥拉索 116 根, 长度 37~199 m, 拉索有 109 ϕ 7、121 ϕ 7、127 ϕ 7、139 ϕ 7、151 ϕ 7 共 5 种, 采用聚氨酯+聚乙烯(PU+PE)双层防护。主塔为 H 型, 钢筋混凝土结构, 塔高自桥面算起 88 m, 塔顶为自由端, 塔身为封闭式箱形断面。主梁为矩形截面, 梁高 1.7 m, 采用肋板式横断面, 双向预应力, 钢筋混凝土结构。桥型见图 1。

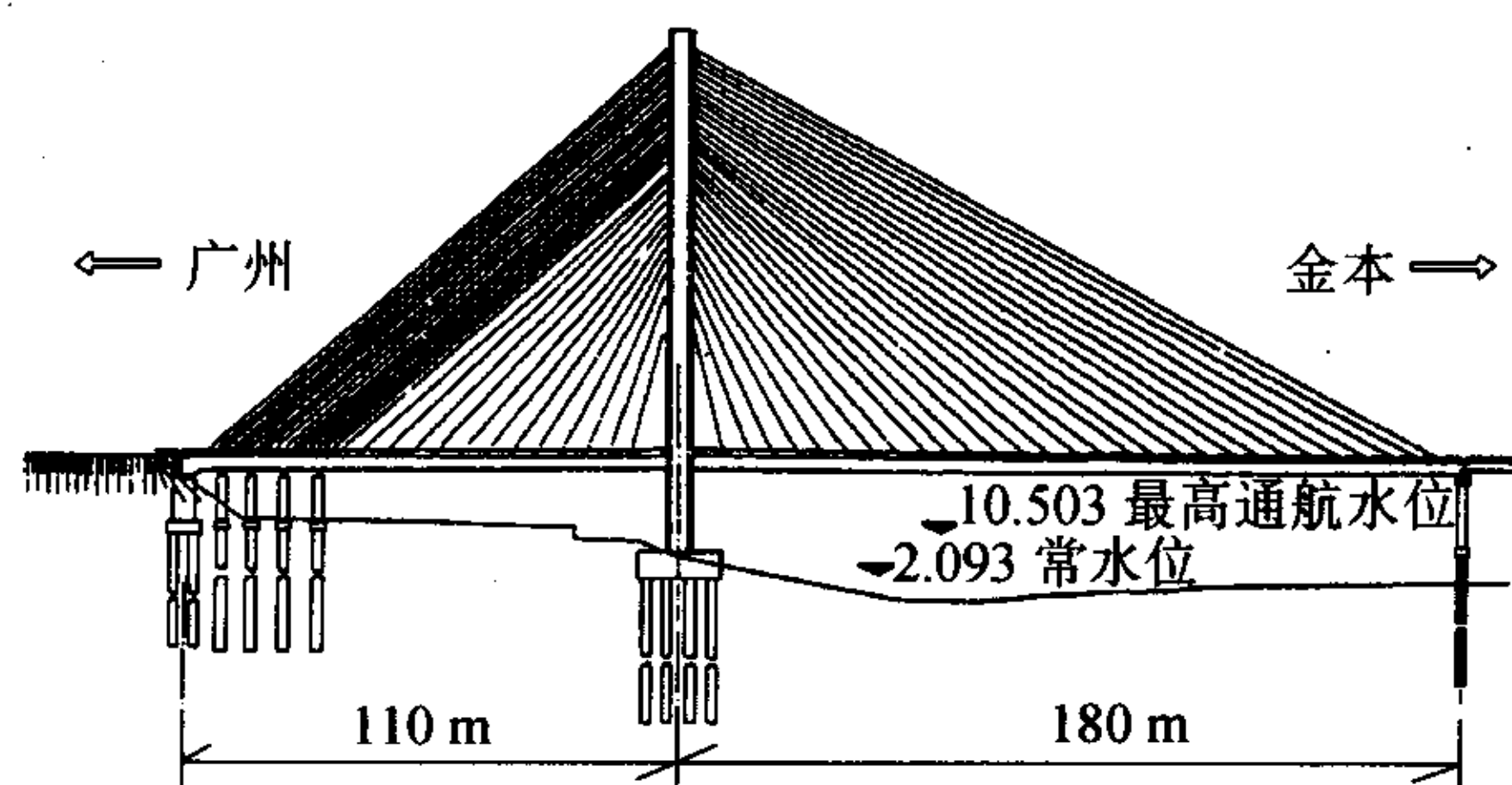


图 1 主桥桥型示意

1 监控检查

主塔、斜拉索、主梁是斜拉桥的重要组成部分, 也是承受荷载的主要结构。该桥建成通车后, 由于混凝土收缩徐变及长期荷载作用, 加上风、雨、温度等自然条件的影响, 使结构受到不同程度的损害, 因此加强监控检查, 十分重要。

足设计要求, 原则上不做任何处理。但考虑到实际嵌岩深度远比原设计嵌岩深度浅, 经业主、设计、施工及监理多方专家共同讨论决定: 在桩身周围抛 200 m³ 片石, 以改善流水对覆盖层(淤泥粉砂层)的冲刷作用。

3 结语

桥梁施工过程中由于技术原因、管理原因或其他因素影响, 产生缺陷并不可怕, 关键是要以科学的态度对缺陷进行修复补强, 确保使用效果优良。

收稿日期: 2006-03-20

$$h = \sqrt{\frac{M_H}{0.066\beta R_a D}}$$

$$\text{得: } M_H = 0.066\beta R_a D \times h^2$$

结合表 1 中的有关数据, 可求出设计中 $M_{H\text{设}}$, 即:

$$M_{H\text{设}} = 0.066\beta \times 22.6 \times 10^3 \times 1.6 \times 1.6^2 = 6\,108.64\beta (\text{kN} \cdot \text{m})$$

把 $M_{H\text{设}}$ 代入计算公式中, 可求得实际情况下, 该桩应嵌入基岩中的深度 $h = 0.69 \text{ m}$, 大于 0.5 m。

2.4 处理措施

根据上述分析, 该桩实际嵌岩 80 cm 时, 已能满足