

公路桥梁加固设计规范

Specifications for Strengthening Design of Highway Bridge

2025-12-16 发布

2026-04-01 实施

中华人民共和国交通运输部发布

前 言

根据《交通运输部关于下达 2014 年度公路工程行业标准制修订项目计划的通知》(厅公路字[2014]87 号)的要求,由中交第一公路勘察设计研究院有限公司承担《公路桥梁加固设计规范》(JTG/T J22—2008)(以下简称“原规范”)的修订工作。

原规范自实施以来,对我国公路桥梁加固设计起到了积极的指导作用。随着我国公路桥梁运营年限、养护需求的增加和桥梁加固技术的发展,桥梁加固的重要性和复杂性更加突出。

本次修订以安全可靠、经久耐用、经济适用、环保低碳为原则,在广泛调研和经验成果总结的基础上,充分吸纳调研成果中的成熟加固技术和理论成果,经广泛征求意见并多次讨论、修改后定稿。

本规范修订后共分 15 章和 4 个附录,主要包括:1 总则,2 术语和符号,3 基本规定,4 材料,5 增大截面加固,6 粘贴钢板加固,7 粘贴纤维复合材料加固,8 增设体外预应力加固,9 梁桥上部结构加固,10 拱桥上部结构加固,11 斜拉桥加固,12 悬索桥加固,13 桥梁下部结构加固,14 基础与地基加固,15 桥梁抗震加固,附录 A 混凝土、钢筋、钢材及圬工强度换算,附录 B 植筋锚固计算,附录 C 锚栓连接计算,附录 D 体外预应力加固计算。

本次修订在加固材料、加固计算、加固方法和构造要求等方面进行了重点修订,并充分考虑了本规范与现行相关行业标准的协调配套,主要技术修订要点如下:

1. 根据国家、行业标准中关于混凝土、圬工砌体强度等级和钢材牌号调整情况,对新、旧材料的材性指标进行规定。
2. 通过引入加固材料利用系数,对增大截面、粘贴钢板加固后构件的承载力计算公式进行简化。
3. 增补预应力混凝土构件增大截面、粘贴钢板或纤维复合材料加固后承载力的计算规定。
4. 增补混凝土、钢混组合受弯构件增设预应力碳纤维板的计算规定。
5. 增补钢筋混凝土构件加固后裂缝宽度和构件刚度的计算规定。
6. 增补圬工构件、钢构件和钢混组合构件加固后承载力、稳定性和刚度的计算规定。
7. 针对桥梁常见病害和隐患,增补部分常用加固方法、计算要求和构造要求等方面的规定。

本规范由王佐负责起草第 1 章和第 2 章,慕玉坤、牛宏负责起草第 2 章和第 3 章,

崔振山、牛宏负责起草第4章和附录A，叶见曙、黄侨、陈惟珍、樊茂林负责起草第5章和附录B，叶见曙、黄侨、陈惟珍、贾磊负责起草第6章和附录C，贺拴海、黄侨、陈惟珍负责起草第7章，黄侨、陈惟珍、崔振山负责起草第8章和附录D，慕玉坤、白鹏翔负责起草第9章，向中富、崔振山负责起草第10章，孙晓红负责起草第11章和第12章，侯旭、王技负责起草第13章和第14章，李建中、慕玉坤负责起草第15章。

请各有关单位在执行过程中，将发现的问题和意见，函告本规范日常管理组，联系人：慕玉坤(地址：陕西省西安市高新技术产业开发区科技四路205号中交一公院产业园，中交第一公路勘察设计研究院有限公司，邮编：710075；电话：029-88372356；电子邮箱：33830668@qq.com)，以便下次修订时研用。

主 编 单 位：中交第一公路勘察设计研究院有限公司

参 编 单 位：长安大学

重庆交通大学

东南大学

同济大学

交通运输部公路科学研究院

中交瑞通路桥养护科技有限公司

主 编：王 佐

主要参编人员：慕玉坤 侯 旭 王 技 叶见曙 贺拴海 牛 宏

向中富 黄 侨 李建中 陈惟珍 崔振山 孙晓红

贾 磊 白鹏翔 樊茂林

主 审：张劲泉

参与审查人员：张建东 李 华 李 健 袁 洪 彭元诚 单成林

姜友生 胡 斌 万振江 傅宇方 李毅谦 庄卫林

陈 冉 吴有铭

参 加 人 员：张娟秀 任 伟 欧阳平 赵艳峰 吴佯洋 李亚雷

赖 波 马新勇

目次

1	总则	1
2	术语和符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	3
3	基本规定	7
3.1	一般规定	7
3.2	材料要求	8
3.3	计算要求	8
3.4	设计要求	11
4	材料	12
4.1	混凝土	12
4.2	圬工砌体	13
4.3	钢筋与钢材	16
4.4	纤维复合材料	18
4.5	结构胶粘剂	19
4.6	防护与防腐材料	22
5	增大截面加固	23
5.1	一般规定	23
5.2	持久状况承载能力极限状态计算	24
5.3	持久状况正常使用极限状态计算	41
5.4	连接计算	46
5.5	构造要求	46
6	粘贴钢板加固	52
6.1	一般规定	52
6.2	持久状况承载能力极限状态计算	52
6.3	持久状况正常使用极限状态计算	63
6.4	端部锚固计算	64
6.5	构造要求	66
7	粘贴纤维复合材料加固	72
7.1	一般规定	72
7.2	持久状况承载能力极限状态计算	72

7.3	持久状况正常使用极限状态计算	83
7.4	端部锚固计算	86
7.5	构造要求	87
8	增设体外预应力加固	92
8.1	一般规定	92
8.2	持久状况承载能力极限状态计算	93
8.3	持久状况正常使用极限状态计算	104
8.4	持久状况构件应力计算	109
8.5	新增预应力加固构件计算	114
8.6	构造要求	121
9	梁桥上部结构加固	129
9.1	一般规定	129
9.2	结构加固	129
9.3	局部补强	131
9.4	加固计算	132
9.5	构造要求	135
10	拱桥上部结构加固	140
10.1	一般规定	140
10.2	结构加固	141
10.3	局部补强	142
10.4	加固计算	143
10.5	构造要求	146
11	斜拉桥加固	150
11.1	一般规定	150
11.2	结构加固	150
11.3	局部补强	151
11.4	加固计算	152
11.5	构造要求	152
12	悬索桥加固	154
12.1	一般规定	154
12.2	结构加固	155
12.3	局部补强	156
12.4	加固计算	156
12.5	构造要求	157
13	桥梁下部结构加固	159
13.1	一般规定	159

13.2	结构加固	160
13.3	局部补强	160
13.4	加固计算	161
13.5	构造要求	162
14	基础与地基加固	164
14.1	一般规定	164
14.2	结构加固	165
14.3	局部补强	166
14.4	加固计算	166
14.5	构造要求	166
15	桥梁抗震加固	169
15.1	一般规定	169
15.2	提高延性加固	170
15.3	增设减隔震设施	174
15.4	增设防落梁设施	175
15.5	防地基液化处理	177
附录 A	混凝土、钢筋、钢材及圬工强度换算	178
附录 B	植筋锚固计算	182
附录 C	锚栓连接计算	184
附录 D	体外预应力加固计算	185
	本规范用词用语说明	189

1 总则

1.0.1 为规范和指导公路桥梁加固设计，恢复桥梁使用功能或提升结构承载能力，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于各等级公路桥梁的加固设计。

1.0.3 公路桥梁加固设计应遵循安全可靠、经久耐用、经济适用、环保低碳的原则。

1.0.4 公路桥梁加固宜根据实际情况进行动态设计。

条文说明

桥梁加固实施过程中往往存在新发现的病害及缺陷，在施工中不可避免针对病害及其程度、影响范围等及时调整、完善加固设计。

1.0.5 公路桥梁加固设计荷载标准不应低于公路—Ⅱ级。

1.0.6 公路桥梁加固设计应积极稳妥地采用新技术、新材料、新工艺和新设备。

1.0.7 公路桥梁加固设计除应符合本规范的规定外，尚应符合国家和行业现行有关强制性标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 桥梁加固 bridge strengthening

对桥梁主要部件或构件采取补强、更换或调整内力等措施,使其满足使用要求的方法。

2.1.2 被动加固 passive strengthening

通过增大截面、粘贴补强材料提高桥梁构件强度、刚度、稳定性的加固方法。

2.1.3 主动加固 active strengthening

通过施加体外预应力、改变结构体系等调整桥梁结构内力的加固方法。

2.1.4 纤维复合材料 fibre reinforced polymer(FRP)

高强度的连续纤维按一定规则排列,经用胶粘剂浸渍、黏结固化后形成的具有纤维增强效应的复合材料。

2.1.5 结构胶粘剂 structural adhesive

用于构件与构件或材料与构件黏结的、能长期承受设计应力和环境作用的胶粘材料。

2.1.6 阻锈剂 corrosion inhibitor

拌和在混凝土中或涂在混凝土表面能抑制混凝土中钢筋电化学腐蚀的材料。

2.1.7 增大截面加固 structure member strengthening with increasing section area

通过增大原构件截面面积并增配钢筋,以提高其承载力和刚度的加固方法。

2.1.8 植筋 embedded steel bar

以专用的结构胶粘剂将带肋钢筋或全螺纹螺杆种植于基材混凝土中的一种后锚固连接方法。

2.1.9 锚栓 anchor bolt

将被连接件锚固到混凝土基材上的锚固组件,分为机械锚栓和化学锚栓。

2.1.10 粘贴钢板加固 structure member strengthening with bonded steel plate

将钢板或型钢通过胶粘剂粘贴在原构件表面，并利用锚固螺栓固定，以提高构件承载力的加固方法。

2.1.11 粘贴纤维复合材料加固 structure member strengthening with FRP

将纤维复合材料通过胶粘剂粘贴在原构件表面，以提高构件耐久性或承载力的加固方法。

2.1.12 围束加固 winding strengthening

对钢筋混凝土受压构件通过环向连续粘贴纤维复合材料提高其抗震延性的加固方法。

2.1.13 体外预应力加固 structure member strengthening with external prestressing

通过施加体外预应力，使原结构、构件的受力得到改善或调整的加固方法。

2.1.14 体外预应力钢筋定位装置 located device

保障体外预应力钢筋与被加固构件协调变形的构造设施。

2.2 符号**2.2.1 材料性能**

- E_c ——原构件混凝土的弹性模量；
- E_f ——纤维复合材料的弹性模量；
- $E_{p,e}$ ——体外预应力水平筋的弹性模量；
- $E_{pb,e}$ ——体外预应力斜筋的弹性模量；
- E_{s1} ——原构件普通钢筋的弹性模量；
- E_{s2} ——新增普通钢筋的弹性模量；
- f_{bd} ——纤维复合材料与基材之间的黏结强度设计值；
- f_{cd1} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值；
- f_{cd2} ——新增截面混凝土轴心抗压强度设计值；
- $f_{cu,k}$ ——原构件混凝土强度等级；
- f_{fd} ——纤维复合材料抗拉强度设计值；
- f_{fk} ——纤维复合材料抗拉强度标准值；
- f_{pd1} ——原构件纵向预应力钢筋的抗拉强度设计值；
- f'_{pd1} ——原构件纵向预应力钢筋的抗压强度设计值；
- f_{pd2} ——新增纵向预应力钢筋的抗拉强度设计值；
- f'_{pd2} ——新增纵向预应力钢筋的抗压强度设计值；

f_{sd1} ——原构件普通钢筋的抗拉强度设计值;
 f'_{sd1} ——原构件普通钢筋的抗压强度设计值;
 f_{sd2} ——新增钢筋的抗拉强度设计值;
 f'_{sd2} ——新增钢筋的抗压强度设计值;
 $f_{sd,b}$ ——原构件弯起普通钢筋的抗拉强度设计值;
 $f_{sd,v}$ ——原构件箍筋的抗拉强度设计值;
 f_{sp} ——加固钢板的抗拉强度设计值;
 f'_{sp} ——加固钢板的抗压强度设计值;
 f_{vd} ——钢材的抗剪强度设计值。

2.2.2 作用效应及承载力

$M_{cr,2}$ ——加固后构件截面的开裂弯矩;
 M_d ——构件加固后作用组合的弯矩设计值;
 N_d ——构件加固后作用组合的轴向力设计值;
 N_{d1} ——原构件单独承担的轴向压力设计值;
 N_{d2} ——构件加固后共同承担的轴向压力设计值;
 V_d ——构件加固后作用组合剪力设计值;
 W_{cr} ——构件加固后混凝土最大裂缝宽度计算值;
 ε_{cu} ——混凝土极限压应变;
 ε_f ——纤维复合材料的拉应变;
 σ_{con} ——体外预应力钢筋的张拉控制应力;
 $\sigma_{con,f}$ ——预应力碳纤维板的张拉控制应力;
 $\sigma_{f,c}$ ——围束法加固受压构件时的有效约束应力;
 $\sigma_{pe,e}$ ——体外预应力钢筋的永存预应力;
 $\sigma_{pu,e}$ ——体外预应力钢筋的极限应力设计值;
 σ_{sp} ——构件达到受弯承载能力极限状态时,加固钢板的拉应力计算值;
 σ_{ss1} ——原构件由永久作用产生的受拉钢筋应力;
 σ_{ss2} ——构件加固后由可变作用产生的原受拉钢筋应力。

2.2.3 几何参数

A_{c1} ——原构件混凝土的截面面积;
 A_{c2} ——增大截面加固新增混凝土的截面面积;
 A_f ——纤维复合材料的截面面积;
 $A_{p,e}$ ——体外预应力钢筋的截面面积;
 A_{pf} ——预应力碳纤维板的有效截面面积;
 A_{pi} ——原构件体内预应力筋的截面面积;
 A_{sp} ——加固钢板的截面面积;

- A_{s1} ——原构件受拉区普通钢筋的截面面积;
 A'_{s1} ——原构件受压区普通钢筋的截面面积;
 A_{s2} ——新增普通钢筋的截面面积;
 A_{te} ——有效受拉混凝土的截面面积;
 a_{p1} ——原构件受拉区纵向预应力钢筋合力点至加固后截面受拉区边缘的距离;
 a'_{p1} ——原构件受压区纵向预应力钢筋合力点至截面受压区边缘的距离;
 a_{p2} ——新增受拉区纵向预应力钢筋合力点至加固后截面受拉区边缘的距离;
 a_{s1} ——原构件受拉区纵向普通钢筋合力点至加固后截面受拉区边缘的距离;
 a'_{s1} ——原构件受压区纵向普通钢筋合力点至截面受压区边缘的距离;
 a_{s2} ——新增纵向受拉普通钢筋合力作用点至加固后截面受拉区边缘的距离;
 a'_1 ——原构件受压区纵向普通钢筋和预应力钢筋合力点至截面受压区边缘的距离;
 a_2 ——原构件受拉区纵向普通钢筋和纵向预应力钢筋合力点至截面受拉区边缘的距离;
 B_{01} ——原构件的全截面抗弯刚度;
 B_{02} ——构件加固后的全截面抗弯刚度;
 B_1 ——受弯构件加固前的计算刚度;
 B_2 ——受弯构件加固后的计算刚度;
 b'_f ——受压翼板的有效宽度;
 b_1 ——原构件截面宽度;
 b_2 ——加固后构件截面宽度;
 h_c ——截面受拉边或受压较小边的混凝土加厚层厚度;
 h'_c ——截面受压较大边的混凝土加厚层厚度;
 h_{fe} ——纤维复合材料的面积形心至受压边缘的有效高度;
 $h_{p,e}$ ——体外预应力钢筋合力点至截面顶面的距离;
 h_0 ——加固后构件截面有效高度;
 h_{01} ——加固前构件截面有效高度;
 h_1 ——加固前构件截面高度;
 h_2 ——加固后构件截面高度;
 l_e ——计算跨体外预应力的有效长度;
 l_f ——纤维复合材料的粘贴延伸长度;
 l_{sp} ——受拉钢板粘贴延伸长度;
 l_0 ——构件计算长度;
 t_f ——纤维复合材料的总厚度;
 t_{sp} ——受拉钢板的粘贴总厚度。

2.2.4 计算系数及其他有关符号

- α ——新增纵向普通钢筋的承载力利用系数;

α_{Ep} ——原构件体内预应力钢筋与混凝土的弹性模量之比；

γ_0 ——桥梁结构的重要性系数；

γ_1 ——原构件受拉区混凝土塑性影响系数；

γ_2 ——加固后构件受拉区混凝土塑性影响系数；

η ——增大系数或提高系数；

φ ——轴心受压构件稳定系数；

ψ_f ——纤维复合材料的强度利用系数。

交通运输部信息公开
浏览专用

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 桥梁加固的目标、要求及范围应根据检查结果、评定结论和使用要求确定。

条文说明

对桥梁病害和实际承载力的准确把握是做好加固设计的前提。实践中，需要根据检查、荷载试验及承载力评定、适应性评定、抗灾能力评定等资料对其进行详细、客观的评估，并在此基础上研究确定加固目标、要求及范围。

3.1.2 桥梁加固可采取构件补强、内力调整或构件更换等措施，并应符合下列规定：

- 1 桥梁构件承载力不足时，可通过被动加固进行构件补强。
- 2 桥梁结构承载力不足且欠缺较多时，宜通过主动加固进行内力调整。
- 3 桥梁构件无法加固利用时，应进行构件更换。

3.1.3 桥梁加固结构设计应包括下列内容：

- 1 结构现状分析。
- 2 加固前结构计算。
- 3 加固方法选择和构造设计。
- 4 加固后结构及构件的验算。

3.1.4 桥梁加固设计应避免结构或构件加固后出现脆性破坏。

3.1.5 桥梁加固设计文件除应满足现行《公路工程基本建设项目设计文件编制办法》的有关要求外，尚应包括下列内容：

- 1 施工流程和主要施工工艺要求。
- 2 专用材料和工艺的检验标准。
- 3 特定工序的交通管制要求。

条文说明

桥梁加固工程由于具有工程材料复杂多样、作业空间受限、新旧材料或结构协同工作要求高等特点,需要在设计中针对实际情况确定材料、隐蔽工程和控制性工程等的检验项目、方法、频率和标准,为施工质量控制提出相应控制依据。

为确保加固质量,裂缝注胶修复、粘贴钢板、混凝土浇筑养生等工序作业时,需避免车致振动对施工作业和工程质量的不利影响,并在加固设计时采取可控措施。

3.2 材料要求

3.2.1 桥梁加固时,原构件混凝土强度等级宜采用实测混凝土抗压强度推定值,且强度推定值不宜低于原设计混凝土强度两个等级。

3.2.2 原构件被动加固时,原构件混凝土强度等级应符合下列规定:

- 1 受压构件混凝土强度等级不应低于 C20。
- 2 受拉、受弯构件混凝土强度等级不应低于 C25。

3.2.3 原构件主动加固时,原构件混凝土强度等级应符合下列规定:

- 1 钢筋混凝土构件混凝土强度等级不应低于 C30。
- 2 预应力混凝土构件混凝土强度等级不应低于 C35。

3.2.4 加固用混凝土强度等级不应低于原构件混凝土强度等级。

3.2.5 加固用圬工材料的轴心抗压强度、轴心抗拉强度、弯曲抗拉强度和直接抗剪强度不应低于原结构圬工材料的对应强度值。

3.2.6 加固用钢材的强度设计值不应低于原构件钢材的强度设计值。

3.3 计算要求

3.3.1 加固计算时,作用取值及其效应组合、有关系数的取用应符合现行《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)和各有关桥涵设计规范的规定。

3.3.2 构件加固应进行承载能力极限状态和正常使用极限状态两类极限状态设计,并应符合下列规定:

- 1 构件加固后极限承载力应以原构件材料达到其强度设计值为原则进行计算。
- 2 钢筋混凝土受弯构件、预应力混凝土 B 类受弯构件应以加固后原构件钢筋应力计算值进行裂缝宽度验算。

3 钢筋混凝土受弯构件、预应力混凝土受弯构件应以加固后的计算刚度进行挠度验算。

条文说明

在承载能力极限状态下，当原截面材料达到其强度设计值时，新加材料应力为最大，依此控制新加材料用量。

3.3.3 加固计算应考虑分阶段受力的影响，并应符合下列规定：

- 1 新增构件或材料与原结构有效结合前施加的作用应由原结构承担。
- 2 新增构件或材料与原结构有效结合后施加的作用应由加固后的结构承担。

3.3.4 加固计算时，几何参数、材料参数、索力、荷载横向分布系数及汽车荷载冲击系数宜采用实测值。

3.3.5 构件验算时，应考虑原构件既有损伤的影响，并按现行《公路桥梁承载能力检测评定规程》(JTG/T J21)的有关规定进行折减。

3.3.6 受弯构件加固后，正截面承载能力应按下列假定进行计算：

- 1 构件弯曲后，其截面仍保持平面。
- 2 原构件钢材或混凝土与新增加固材料之间不发生界面破坏。

3.3.7 混凝土受弯和偏心受力构件在承载能力极限状态下，其加固后的正截面受压区混凝土压应力计算应符合下列规定：

- 1 正截面受压区混凝土的压应力图形应简化为等效的矩形应力图。
- 2 矩形应力图高度与实际受压区高度的比值 β 应按表 3.3.7 取用。

表 3.3.7 系数 β 值

混凝土强度等级	C50 及以下	C55	C60	C65	C70	C75	C80
β	0.80	0.79	0.78	0.77	0.76	0.75	0.74

3 矩形应力图的压力强度取混凝土的轴心抗压强度设计值 f_{cd} 。

3.3.8 钢筋混凝土或预应力混凝土构件加固设计时，受弯构件正截面相对界限受压区高度 ξ_b 的取值应按表 3.3.8 采用。

表 3.3.8 相对界限受压区高度 ξ_b

原结构中钢筋种类	混凝土强度等级			
	C50 及以下	C55、C60	C65、C70	C75、C80
I 级钢筋	0.65	—	—	—

续表 3.3.8

原结构中钢筋种类	混凝土强度等级			
	C50 及以下	C55、C60	C65、C70	C75、C80
5 号钢钢筋	0.60	—	—	—
Ⅱ、Ⅲ级钢筋	0.55	—	—	—
R235	0.62	0.60	0.58	—
HRB335	0.56	0.54	0.52	—
HPB300	0.58	0.56	0.54	—
HRB400、HRBF400、RRB400、KL400	0.53	0.51	0.49	—
HRB500	0.49	0.47	0.46	—
钢绞线、钢丝	0.40	0.38	0.36	0.35
预应力螺纹钢筋、精轧螺纹钢	0.40	0.38	0.36	—

- 注：1. 截面受拉区内配置不同种类钢筋的受弯构件，其 ξ_b 值应选用对应钢筋的较小者。
2. 表中Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ级钢筋及5号钢钢筋是指《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ 023—85)中的钢筋种类。
3. 表中R235、HRB335及KL400钢筋是指《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)中的钢筋种类。
4. 表中HPB300、HRB400、HRBF400、RRB400及HRB500钢筋是指《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)中的钢筋种类。

3.3.9 钢构件控制截面的钢材锈蚀严重，其截面面积损失率大于25%或其板件剩余厚度小于8mm时，钢材强度设计值应按表3.3.9的规定乘以相应的强度降低系数。

表 3.3.9 钢材强度腐蚀环境降低系数

桥梁结构使用环境	降低系数	桥梁结构使用环境	降低系数
Ⅰ类环境—一般环境	1.00	Ⅴ类环境—盐结晶环境	0.85
Ⅱ类环境—冻融环境	1.00	Ⅵ类环境—化学腐蚀环境	0.85
Ⅲ类环境—近海或海洋氯化物环境	0.95	Ⅶ类环境—磨蚀环境	1.00
Ⅳ类环境—除冰盐或其他氯化物环境	0.90	—	—

注：表中桥梁使用环境的分类方法同《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)第4.5.2条。

条文说明

钢材强度腐蚀环境降低系数参考《钢结构加固设计标准》(GB 51367—2019)，并结合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)中的环境分类确定。其目的是从结构耐久性角度考虑桥梁周边环境对钢材的不利影响，并对钢材的强度指标进行合理的折减。

3.3.10 采取内力调整措施进行加固时，应基于结构完好状态和结构损伤现状进行内

力计算，并符合下列规定：

- 1 基于结构完好状态计算时，应在忽略结构损伤影响的情况下建立计算模型。
- 2 基于结构损伤现状计算时，应考虑结构损伤的影响，可通过参数修正获得基于结构损伤现状的计算模型。

条文说明

桥梁结构损伤可能导致结构内力、应力与成桥时存在一定差异，且实际损伤状况一般难以精确把握，为避免过度加固影响结构安全，设计时需完好和考虑损伤影响两种状态下进行加固计算，实现包络设计。计算模型参数修正时，参数修正幅度一般根据实测数据或经验确定，修正目标以计算结果与结构病害、变形匹配为准。

3.3.11 加固设计应根据施工方法进行施工阶段验算。

3.4 设计要求

3.4.1 桥梁加固前，应根据实际情况进行技术状况评定、特殊检查及适应性评定，并依据检查评定结果进行加固设计。

3.4.2 加固设计应收集桥梁设计文件、施工资料、竣工文件、检查评定报告、监测报告及养护历史资料，并进行现场核对。

3.4.3 加固设计时，应采取可靠的连接构造措施，保证新增构件或截面与原结构结合牢固，形成整体共同受力。

3.4.4 桥梁加固设计应控制对原结构的损伤，确保原结构的受力安全。

3.4.5 构件加固时，应考虑加固措施对其他构件和附属设施的影响，并应根据需要对受影响构件和附属设施进行加固或修复。

3.4.6 桥梁加固设计应兼顾养护通道或养护设施的增设与维护。

3.4.7 桥梁进行抗震加固设计时，应按现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的有关规定进行抗震设防，并根据抗震能力验算结果采取必要的加固措施。

3.4.8 桥梁加固设计时，应按现行《公路工程混凝土结构耐久性设计规范》(JTG/T 3310)、《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定兼顾耐久性设计。

4 材料

4.1 混凝土

4.1.1 桥梁加固采用钢筋混凝土时，混凝土强度等级不应低于 C30；采用预应力混凝土时，混凝土强度等级不应低于 C40。

4.1.2 混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 、轴心抗拉强度标准值 f_{tk} 应按表 4.1.2 的规定采用。

表 4.1.2 混凝土强度标准值(MPa)

强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_{ck}	10.0	13.4	16.7	20.1	23.4	26.8	29.6	32.4	35.5	38.5	41.5	44.5	47.4	50.2
f_{tk}	1.27	1.54	1.78	2.01	2.20	2.40	2.51	2.65	2.74	2.85	2.93	3.00	3.05	3.10

4.1.3 混凝土轴心抗压强度设计值 f_{cd} 、轴心抗拉强度设计值 f_{td} 、弯曲抗拉强度设计值 f_{tmd} 、直接抗剪强度设计值 f_{vd} 应按表 4.1.3 的规定采用。

表 4.1.3 混凝土强度设计值(MPa)

强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_{cd}	6.9	9.2	11.5	13.8	16.1	18.4	20.5	22.4	24.4	26.5	28.5	30.5	32.4	34.6
f_{td}	0.88	1.06	1.23	1.39	1.52	1.65	1.74	1.83	1.89	1.96	2.02	2.07	2.10	2.14
f_{tmd}	0.66	0.80	0.92	1.04	1.14	1.24	—	—	—	—	—	—	—	—
f_{vd}	1.32	1.59	1.85	2.09	2.28	2.48	—	—	—	—	—	—	—	—

注：混凝土圬工构件或采用混凝土加固圬工构件时，其轴心抗压强度设计值应在表中数值基础上乘以系数 0.85。

4.1.4 混凝土受拉或受压时的弹性模量 E_c 宜按表 4.1.4 的规定采用。当有可靠试验依据时， E_c 可按实测数据确定。

表 4.1.4 混凝土的弹性模量($\times 10^4$ MPa)

强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
E_c	2.20	2.55	2.80	3.00	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80

4.1.5 混凝土的剪切变形模量 G_c 可按表 4.1.4 中 E_c 值的 0.4 倍采用，混凝土的泊

松比 v_c 可采用 0.2, 混凝土的线膨胀系数可采用 1.0×10^{-5} 。

4.2 圬工砌体

4.2.1 砌体结构加固用混凝土的强度等级不应低于 C30。

4.2.2 桥梁加固用砂浆砌体的轴心抗压强度设计值 f_{cd} 应按表 4.2.2-1 ~ 表 4.2.2-3 的规定采用, 轴心抗拉强度设计值 f_{td} 、弯曲抗拉强度设计值 f_{tmd} 和直接抗剪强度设计值 f_{vd} 应按表 4.2.2-4 的规定采用。

表 4.2.2-1 混凝土预制块砂浆砌体轴心抗压强度设计值 f_{cd} (MPa)

砌块强度等级	砂浆强度等级					砂浆强度
	M20	M15	M10	M7.5	M5	
C40	7.70	6.57	5.45	4.89	4.33	1.92
C35	7.20	6.15	5.11	4.57	4.05	1.80
C30	6.66	5.69	4.72	4.24	3.75	1.67
C25	6.09	5.20	4.31	3.87	3.43	1.52
C20	5.44	4.65	3.85	3.46	3.06	1.36
C15	4.71	4.02	3.34	3.00	2.65	1.18

表 4.2.2-2 块石砂浆砌体轴心抗压强度设计值 f_{cd} (MPa)

砌块强度等级	砂浆强度等级					砂浆强度
	M20	M15	M10	M7.5	M5	
MU120	8.42	7.19	5.96	5.35	4.73	2.10
MU100	7.68	6.56	5.44	4.88	4.32	1.92
MU80	6.87	5.87	4.87	4.37	3.86	1.72
MU60	5.95	5.08	4.22	3.78	3.35	1.49
MU50	5.43	4.64	3.85	3.45	3.05	1.36
MU40	4.86	4.15	3.44	3.09	2.73	1.21
MU30	4.21	3.59	2.98	2.67	2.37	1.05

注: 对各类石砌体, 应按表中数值分别乘以下列系数——细料石砌体为 1.4; 粗料石砌体为 1.2。

表 4.2.2-3 片石砂浆砌体轴心抗压强度设计值 f_{cd} (MPa)

砌块强度等级	砂浆强度等级					砂浆强度
	M20	M15	M10	M7.5	M5	
MU120	1.97	1.68	1.39	1.25	1.11	0.33
MU100	1.80	1.54	1.27	1.14	1.01	0.30
MU80	1.61	1.37	1.14	1.02	0.90	0.27
MU60	1.39	1.19	0.99	0.88	0.78	0.23

续表 4.2.2-3

砌块强度等级	砂浆强度等级					砂浆强度
	M20	M15	M10	M7.5	M5	
MU50	1.27	1.09	0.90	0.81	0.71	0.21
MU40	1.14	0.97	0.81	0.72	0.64	0.19
MU30	0.98	0.84	0.70	0.63	0.55	0.16

表 4.2.2-4 砂浆砌体轴心抗拉、弯曲抗拉和直接抗剪强度设计值 (MPa)

强度类别	破坏特征	砌体种类	砂浆强度等级				
			M20	M15	M10	M7.5	M5
轴心抗拉 f_{td}	齿缝	规则砌块砌体	0.104	0.090	0.073	0.063	0.052
		片石砌体	0.096	0.083	0.068	0.059	0.048
弯曲抗拉 f_{tmd}	齿缝	规则砌块砌体	0.122	0.105	0.086	0.074	0.061
		片石砌体	0.145	0.125	0.102	0.089	0.072
	通缝	规则砌块砌体	0.084	0.073	0.059	0.051	0.042
直接抗剪 f_{vd}	—	规则砌块砌体	0.104	0.090	0.073	0.063	0.052
		片石砌体	0.241	0.208	0.170	0.147	0.120

注：1. 砌体龄期为 28d。
2. 规则砌块砌体包括：块石砌体、粗料石砌体、细料石砌体、混凝土预制块砌体。

4.2.3 桥梁加固用小石子混凝土砌体的轴心抗压强度设计值 f_{cd} 应按表 4.2.3-1、表 4.2.3-2 的规定采用，轴心抗拉强度设计值 f_{td} 、弯曲抗拉强度设计值 f_{tmd} 和直接抗剪强度设计值 f_{vd} 应按表 4.2.3-3 的规定采用。

表 4.2.3-1 小石子混凝土砌块石砌体轴心抗压强度设计值 f_{cd} (MPa)

石材强度等级	小石子混凝土强度等级					
	C40	C35	C30	C25	C20	C15
MU120	13.86	12.69	11.49	10.25	8.95	7.59
MU100	12.65	11.59	10.49	9.35	8.17	6.93
MU80	11.32	10.36	9.38	8.37	7.31	6.19
MU60	9.80	9.98	8.12	7.24	6.33	5.36
MU50	8.95	8.19	7.42	6.61	5.78	4.90
MU40	—	—	6.63	5.92	5.17	4.38
MU30	—	—	—	—	4.48	3.79

注：砌块为粗料石时，轴心抗压强度为表值乘 1.2；砌块为细料石时，轴心抗压强度为表值乘 1.4。

表 4.2.3-2 小石子混凝土砌片石砌体轴心抗压强度设计值 f_{cd} (MPa)

石材强度等级	小石子混凝土强度等级			
	C30	C25	C20	C15
MU120	6.94	6.51	5.99	5.36
MU100	5.30	5.00	4.63	4.17
MU80	3.94	3.74	3.49	3.17
MU60	3.23	3.09	2.91	2.67
MU50	2.88	2.77	2.62	2.43
MU40	2.50	2.42	2.31	2.16
MU30	—	—	1.95	1.85

表 4.2.3-3 小石子混凝土砌体轴心抗拉、弯曲抗拉和直接抗剪强度设计值 (MPa)

强度类别	破坏特征	砌体种类	小石子混凝土强度等级					
			C40	C35	C30	C25	C20	C15
轴心抗拉 f_{td}	齿缝	块石砌体	0.285	0.267	0.247	0.226	0.202	0.175
		片石砌体	0.425	0.398	0.368	0.336	0.301	0.260
弯曲抗拉 f_{tmd}	齿缝	块石砌体	0.335	0.313	0.290	0.265	0.237	0.205
		片石砌体	0.493	0.461	0.427	0.387	0.349	0.300
	通缝	块石砌体	0.232	0.217	0.201	0.183	0.164	0.142
直接抗剪 f_{vd}	—	块石砌体	0.285	0.267	0.247	0.226	0.202	0.175
		片石砌体	0.425	0.398	0.368	0.336	0.301	0.260

4.2.4 桥梁加固用砌体的受压弹性模量、线膨胀系数和摩擦系数，应分别按表 4.2.4-1 ~ 表 4.2.4-3 的规定采用。砌体的剪变模量 G_m 宜取其受压弹性模量的 0.4 倍。

表 4.2.4-1 砌体受压弹性模量 E_m (MPa)

砌体种类	砂浆强度等级				
	M20	M15	M10	M7.5	M5
混凝土预制块砌体	$1\ 700f_{cd}$	$1\ 700f_{cd}$	$1\ 700f_{cd}$	$1\ 600f_{cd}$	$1\ 500f_{cd}$
粗料石、块石及片石砌体	7 300	7 300	7 300	5 650	4 000
细料石砌体	22 000	22 000	22 000	17 000	12 000
小石子混凝土砌体	$2\ 100f_{cd}$				

注： f_{cd} 为砌体轴心抗压强度设计值。

表 4.2.4-2 砌体线膨胀系数

砌体种类	线膨胀系数($10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)
混凝土预制块砌体	9
细料石、粗料石、块石、片石砌体	8

表 4.2.4-3 砌体摩擦系数 μ_t

材料种类	摩擦面情况	
	干燥	潮湿
砌体沿砌体或混凝土滑动	0.70	0.60
砌体沿木材滑动	0.60	0.50
砌体沿钢滑动	0.45	0.35
砌体沿砂或卵石滑动	0.60	0.50
砌体沿粉土滑动	0.55	0.40
砌体沿黏性土滑动	0.50	0.30

4.3 钢筋与钢材

4.3.1 普通钢筋的抗拉强度设计值 f_{sd} 和抗压强度设计值 f'_{sd} 应按表 4.3.1 的规定采用。

表 4.3.1 普通钢筋抗拉、抗压强度设计值 (MPa)

钢筋种类	抗拉 f_{sd}	抗压 f'_{sd}
HPB300	250	250
HRB400、HRBF400、RRB400	330	330
HRB500	415	400

注：1. 钢筋混凝土轴心受拉和小偏心受拉构件的钢筋抗拉强度设计值大于 330MPa 时，应按 330MPa 取用；在斜截面抗剪承载力、受扭承载力和冲切承载力计算中垂直于纵向受力钢筋的箍筋或间接钢筋等横向钢筋的抗拉强度设计值大于 330MPa 时，应取 330MPa。
2. 构件中配有不同种类的钢筋时，每种钢筋应采用各自的强度设计值。

4.3.2 预应力钢筋的抗拉强度设计值 f_{pd} 和抗压强度设计值 f'_{pd} 应按表 4.3.2 的规定采用。

表 4.3.2 预应力钢筋抗拉、抗压强度设计值 (MPa)

钢筋种类	抗拉强度标准值 f_{pk}	抗拉强度设计值 f_{pd}	抗压强度设计值 f'_{pd}
钢绞线 1×7(七股)	1 720	1 170	390
	1 860	1 260	
	1 960	1 330	
消除应力钢丝	1 450	1 000	410
	1 570	1 070	
	1 770	1 200	
	1 860	1 260	
预应力螺纹钢筋	785	650	400
	930	770	
	1 080	900	

注：拉索用钢丝、钢绞线的抗拉强度设计值应按现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定取用。

4.3.3 普通钢筋的弹性模量 E_s 和预应力钢筋的弹性模量 E_p 宜按表 4.3.3 的规定采用；当有可靠试验依据时， E_s 和 E_p 可按实测数据确定。

表 4.3.3 钢筋的弹性模量

钢筋种类	E_s ($\times 10^5$ MPa)	钢筋种类	E_p ($\times 10^5$ MPa)
HPB300	2.10	钢绞线	1.95
HRB400、HRB500、 HRBF400、RRB400	2.00	消除应力钢丝	2.05
		预应力螺纹钢筋	2.00

4.3.4 按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ 023—85)或《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)设计的桥梁，其普通钢筋、预应力钢筋抗拉强度标准值和抗拉、抗压强度设计值应分别按本规范附录 A 的有关规定取用。

4.3.5 混凝土构件加固用钢板、扁钢或型钢宜采用 Q235、Q355 钢，钢材的强度设计值应根据钢材的不同厚度按表 4.3.5 的规定采用。

表 4.3.5 钢材的强度设计值 (MPa)

钢材		抗拉、抗压和抗弯 f_d	抗剪 f_{vd}
牌号	厚度 (mm)		
Q235 钢	≤ 16	190	110
	16 ~ 40	180	105
	40 ~ 100	170	100
Q355 钢	≤ 16	275	160
	16 ~ 40	270	155
	40 ~ 63	260	150
	63 ~ 80	250	145
	80 ~ 100	245	140

注：表中厚度指计算点的钢材厚度，对轴心受拉和轴心受压构件指截面中较厚板件的厚度。

4.3.6 按《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》(JTJ 025—86)设计的桥梁，钢材、铸钢及锻钢的强度设计值应按本规范附录 A 的有关规定取用。

4.3.7 加固用钢材的物理性能指标应按表 4.3.7 的规定采用。

表 4.3.7 钢材的物理性能指标

弹性模量 E (MPa)	剪切模量 G (MPa)	线膨胀系数 α (1/℃)	泊松比 ν
2.06×10^5	0.79×10^5	12×10^{-6}	0.31

4.3.8 加固用锚栓的材质宜为碳素钢、合金钢、不锈钢或高抗腐蚀不锈钢，并应根据环境条件及耐久性要求选用。锚栓钢材的性能指标应符合表 4.3.8-1、表 4.3.8-2 的规定，锚栓抗拉强度设计值和抗剪强度设计值应按表 4.3.8-1、表 4.3.8-2 的规定取用。

表 4.3.8-1 碳素钢及合金钢锚栓的钢材性能指标

性能等级	抗拉强度标准值 (MPa)	抗拉强度设计值 (MPa)	抗剪强度设计值 (MPa)	断后伸长率 (%)
4.8	320	250	150	14
5.8	400	310	180	10
6.8	480	370	220	8
8.8	640	490	290	12

注：表中抗拉强度标准值为锚栓抗拉屈服强度。

表 4.3.8-2 奥氏体不锈钢锚栓的钢材性能指标

性能等级	螺纹公称直径 d (mm)	抗拉强度标准值 (MPa)	抗拉强度设计值 (MPa)	抗剪强度设计值 (MPa)	伸长值 (mm)
50	≤ 39	210	175	105	$0.6d$
70	≤ 24	450	370	225	$0.4d$
80	≤ 24	600	500	300	$0.3d$

注：表中抗拉强度标准值为锚栓抗拉屈服强度， d 为螺纹公称直径。

4.3.9 用于植筋的钢筋应采用热轧带肋钢筋，不得采用光圆钢筋。化学锚栓的螺杆应为普通全牙螺杆或特殊倒锥形螺杆。

4.3.10 承重构件用的锚栓，应采用化学锚栓或扩底型机械锚栓，不得采用膨胀型锚栓作为桥梁主要承重构件的连接件。

4.3.11 在抗震设防区应用植筋技术时，应进行开裂混凝土和裂缝反复开合下植筋承载能力检测及植筋抗震性能适用检测。

4.3.12 地震设防烈度高于 8 度或场地类别为Ⅲ、Ⅳ类时，新、旧结构或构件的结合部位直接承受地震作用时，不得使用锚栓进行连接。

4.3.13 用于抗震设防区承重结构或承受动力作用的锚栓，应进行低周反复荷载作用或疲劳荷载作用的试验验证，并应符合现行《混凝土用机械锚栓》(JG/T 160) 的有关规定。

4.4 纤维复合材料

4.4.1 纤维布的主要力学性能指标应按表 4.4.1 的规定采用。

表 4.4.1 纤维布的主要力学性能指标

纤维布类型和等级		抗拉强度标准值 f_k (MPa)	抗拉强度设计值 f_d (MPa)	弹性模量 E_r (GPa)	极限拉应变 ε_{fu} (%)	拉应变设计值 ε_{fd} (%)
碳纤维布	CFS3500	$\geq 3\ 400$	1 600	≥ 230	≥ 1.5	0.7
	CFS3000	$\geq 3\ 000$	1 400	≥ 200	≥ 1.4	0.7
玻璃纤维布	GFS2500	$\geq 2\ 500$	550	≥ 80	≥ 2.3	0.7
	GFS1500	$\geq 1\ 500$	500	≥ 75	≥ 2.0	0.7
芳纶布 AFS2000		$\geq 2\ 100$	900	≥ 110	≥ 2.0	0.8
玄武岩纤维布		$\geq 2\ 000$	600	≥ 90	≥ 2.0	0.7

4.4.2 单向复合板的主要力学性能指标应按表 4.4.2 的规定采用。

表 4.4.2 单向复合板的主要力学性能指标

纤维布类型和等级		抗拉强度标准值 f_k (MPa)	抗拉强度设计值 f_d (MPa)	弹性模量 E_r (GPa)	极限拉应变 ε_{fu} (%)	拉应变设计值 ε_{fd} (%)
碳纤维复合板	高强度 I 级	2 400	1 100	160	≥ 1.4	0.7
	高强度 II 级	2 000	950	140	≥ 1.4	0.7
玄武岩纤维复合板		1 000	350	50	≥ 2.0	0.7

4.4.3 纤维复合网格的主要力学性能指标应按表 4.4.3 的规定采用。

表 4.4.3 纤维复合网格的主要力学性能指标

复合网格类型	抗拉强度标准值 f_k (MPa)	抗拉强度设计值 f_d (MPa)	弹性模量 E_r (GPa)	极限拉应变 ε_{fu} (%)	拉应变设计值 ε_{fd} (%)
碳纤维网格	1 800	850	140	≥ 1.4	0.7
玄武岩纤维网格	900	300	45	≥ 1.6	0.7

4.4.4 纤维复合筋的主要力学性能指标应按表 4.4.4 的规定采用。

表 4.4.4 纤维复合筋的主要力学性能指标

复合筋类型	抗拉强度标准值 f_k (MPa)	抗拉强度设计值 f_d (MPa)	弹性模量 E_r (GPa)	极限拉应变 ε_{fu} (%)	拉应变设计值 ε_{fd} (%)
碳纤维复材筋	1 800	850	140	≥ 1.4	0.7
玄武岩纤维复材筋	800	380	50	≥ 1.6	0.7

4.5 结构胶粘剂

4.5.1 桥梁加固用结构胶粘剂的毒性应满足实际无毒卫生等级的要求。

4.5.2 桥梁加固设计应根据现场固化条件选用室温固化型、低温固化型或水下固化型结构胶。

4.5.3 锚固用结构胶粘剂的性能指标应符合表 4.5.3 的规定。

表 4.5.3 锚固用结构胶粘剂性能指标

项目			性能指标
胶体性能	劈裂抗拉强度 (MPa)		≥8.5
	抗弯强度 (MPa)		≥50，且不得呈碎裂状破坏
	抗压强度 (MPa)		≥60
黏结能力	钢对钢拉伸抗剪强度标准值 (MPa)		≥10
	约束拉拔条件下带肋钢筋 与混凝土黏结强度 (MPa)	C30 混凝土	≥11
		C60 混凝土	≥17
	钢对钢 T 冲击剥离长度 (mm)		≤25
热变形温度 (℃)			≥65
不挥发物含量 (%)			≥99

注：表中的性能指标除标有标准值外，其余均为平均值。

4.5.4 粘贴钢板用结构胶粘剂的性能指标应符合表 4.5.4 的规定。

表 4.5.4 粘贴钢板用结构胶粘剂性能指标

项目		性能指标	
		混凝土结构	钢结构
胶体性能	抗拉强度 (MPa)	≥ 30	≥ 45
	受拉弹性模量 (MPa)	$\geq 3.2 \times 10^3$	$\geq 4.0 \times 10^3$
	伸长率 (%)	≥ 1.2	≥ 1.8
	抗弯强度 (MPa)	≥ 45 , 且不得呈碎裂状破坏	≥ 50 , 且不得呈碎裂状破坏
	抗压强度 (MPa)	≥ 65	≥ 65
黏结能力	钢对钢拉伸抗剪强度标准值 (MPa)	≥ 15	≥ 18
	钢对钢对接黏结抗拉强度 (MPa)	≥ 33	≥ 40
	钢对钢 T 冲击剥离长度 (mm)	≤ 25	≤ 10
	钢对 C45 混凝土正拉黏结强度 (MPa)	≥ 2.5 , 且为混凝土内聚破坏	—
	钢对钢不均匀扯离强度 (kN/m)	—	≥ 30
热变形温度 (°C)		≥ 65	
不挥发物含量 (%)		≥ 99	

注：表中各项性能指标除标有标准值外，其余均为平均值。

4.5.5 粘贴纤维复合材料用结构胶粘剂的性能指标应符合表 4.5.5 的规定。

表 4.5.5 粘贴纤维复合材料用结构胶粘剂性能指标

项目		性能指标	
		混凝土结构	钢结构
胶体性能	抗拉强度 (MPa)	≥38	≥50
	受拉弹性模量 (MPa)	≥2.4 × 10 ³	≥3.3 × 10 ³
	伸长率 (%)	≥1.5	≥1.7
	抗弯强度 (MPa)	≥50, 且不得呈碎裂状破坏	≥50, 且不得呈碎裂状破坏
	抗压强度 (MPa)	≥70	≥65
黏结能力	钢对钢拉伸抗剪强度标准值 (MPa)	≥14	≥17
	钢对钢对接黏结抗拉强度 (MPa)	≥40	≥45
	钢对钢 T 冲击剥离长度 (mm)	≤20	≤10
	钢对 C45 混凝土正拉黏结强度 (MPa)	≥2.5, 且为混凝土内聚破坏	—
	钢对钢不均匀扯离强度 (kN/m)	—	≥30
热变形温度 (°C)		≥65	
不挥发物含量 (%)		≥99	

注：表中各项性能指标除标有标准值外，其余均为平均值。

4.5.6 结构胶粘剂应具有足够的耐湿热老化能力、耐长期应力作用能力和耐疲劳应力作用能力，冻融环境下使用的结构胶粘剂尚应具有足够的耐冻融能力，其在环境作用和应力作用下的性能应符合表 4.5.6 的规定。

表 4.5.6 结构胶粘剂长期使用性能指标

项目		性能要求	
		混凝土结构	钢结构
耐环境作用能力	耐湿热老化能力	在 50℃、95% 湿度环境中老化 90d 后，抗剪强度降低率应不大于 10%	在 50℃、95% 湿度环境中老化 90d 后，抗剪强度降低率应不大于 12%
	耐冻融能力	在 -25 ~ 35℃ 冻融循环温度下，每次循环 8h，经 50 次循环后，抗剪强度降低率应不大于 5%	
耐应力作用能力	耐长期应力作用能力	在 (23 ± 2)℃、(50 ± 5)% 湿度环境中承受 4.0MPa 剪应力持续作用 210d 后，蠕变变形值应小于 0.4mm	在 (60 ± 2)℃ 环境中承受 5.0MPa 剪应力持续作用 210d 后，钢对钢拉伸抗剪试件不破坏，且蠕变的变形值应小于 0.4mm
	耐疲劳应力作用能力	经 2 × 10 ⁶ 次等幅正弦波疲劳荷载作用后，试件不破坏	经 5 × 10 ⁶ 次等幅正弦波疲劳荷载作用后，试件不破坏

4.5.7 海洋环境中，水下结构胶粘剂在 (35 ± 2)℃ 的海水或人造海水环境中浸泡 90d 后，钢对钢拉伸抗剪强度下降率应不大于 7%，且不得有裂纹或脱胶。

4.6 防护与防腐材料

4.6.1 混凝土结构表面防护材料性能应符合现行《公路工程混凝土结构耐久性设计规范》(JTG/T 3310)的有关规定。

4.6.2 钢结构防腐涂装材料性能应符合现行《公路桥梁钢结构防腐涂装技术条件》(JT/T 722)的有关规定。

4.6.3 处于侵蚀性环境桥梁的钢筋防锈宜采用喷涂型阻锈剂，承重构件应采用烷氧基或氨基类喷涂型阻锈剂。其性能指标应符合现行《公路工程混凝土结构耐久性设计规范》(JTG/T 3310)的有关规定。

交通运输部信息公示
浏览专用

5 增大截面加固

5.1 一般规定

5.1.1 本方法适用于对下列构件进行加固：

- 1 钢筋混凝土及预应力混凝土、钢、钢混组合受弯构件的抗弯、抗剪加固。
- 2 钢筋混凝土、圬工受压构件的抗压加固。
- 3 拉弯、压弯及轴心受力钢构件的补强加固。
- 4 钢构件的抗疲劳加固。

5.1.2 采用混凝土对构件进行增大截面加固时，应符合下列规定：

- 1 新增混凝土应具有补偿收缩性能。
- 2 上部结构混凝土浇筑和养生期间，应禁止桥面车辆通行。

5.1.3 混凝土受弯构件的正截面抗弯承载力加固可分为在构件截面受压区或受拉区增设现浇混凝土加厚层两种方式。

条文说明

采用增大截面加固混凝土受弯构件正截面抗弯承载力主要有两种方法，即在截面受压区增设现浇混凝土加厚层和在截面受拉区增设现浇混凝土加厚层。前者是增设现浇混凝土层来增大正截面高度，进而提高构件正截面抗弯承载力和刚度，而后者一般是在受拉区截面外增设纵向钢筋，但为了保证新增纵向钢筋的正常工作，需要按构造要求新浇混凝土保护层，进而增大了截面尺寸。

5.1.4 钢筋混凝土矩形截面偏心受压构件，可采用在原构件截面的单侧增大截面或两侧对称增大截面的方法进行加固。

5.1.5 钢构件进行增大截面加固时应符合下列规定：

- 1 加固构造形式和加固工艺应控制对原结构的影响。
- 2 加固用钢材应采用厚度较薄的轧制板件，且钢材强度不应低于原构件钢材强度。
- 3 加固主要构件时，新、旧钢材应采用高强螺栓连接；加固非主要构件时，新、

旧钢材可采用焊接。

条文说明

钢桥加固时通常为带载加固，采用高强螺栓连接或黏结，能尽量减小焊接应力对主要构件的不利影响。

5.1.6 钢构件通过栓接钢板进行增大截面加固设计时，宜要求在原构件卸载后进行加固施工，并应考虑原表面锈蚀和不平的影响。

条文说明

栓接工艺需要在原构件上制孔，对原构件的截面削弱较大，在卸载条件下制孔有利于保证施工安全和施工质量。

5.2 持久状况承载能力极限状态计算

5.2.1 混凝土受弯构件仅在截面受压区增设现浇混凝土加厚层，与原构件组合成整体，构件的计算应按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定进行，并应符合下列规定：

1 受弯构件增大截面加固后的相对界限受压区高度 ξ_b ，应按本规范第 3.3.8 条的有关规定取用。

2 计算现浇混凝土加厚层与原构件之间混凝土收缩差效应时，应考虑混凝土徐变的影响。整体浇筑时，可按新增混凝土降温 15 ~ 20℃ 考虑；分段浇筑时，可按新增混凝土降温 10 ~ 15℃ 考虑。

3 经计算无须配置受压钢筋时，可在新增加厚层内按构造要求配置钢筋。

条文说明

仅在受弯构件截面受压区增设现浇混凝土加厚层的受弯构件，一般是以原构件作为支撑，在加固设计计算上按二阶段受力的混凝土组合构件考虑，可以按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)规定的方法进行。

二阶段受力组合受弯混凝土构件的截面相对界限受压高度值与相应整体截面的界限受压高度值并不相同。将《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)中对受弯构件整体截面规定的 ξ_b 值与周旺华著《现代混凝土叠合结构》一书中的 ξ_b 值作比较：钢筋混凝土受弯构件，比书中的最小值小 6% ~ 7%；预应力混凝土受弯构件，比书中的最小值小 11%。为简便，仍取与一般整体浇筑梁相同，即对二阶段受力组合受弯混凝土构件取用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)规定的 ξ_b 值是偏于安全的。

现浇混凝土层与原构件混凝土龄期相差较大,现浇混凝土层的收缩受到原构件混凝土的约束,会在现浇混凝土层与原构件内引起内力。可以按相当于现浇混凝土层内降温若干摄氏度来计算。本条建议的降温值是参照《公路桥涵设计通用规范》(JTJ 021—85)提出的。

为进一步保证增设现浇混凝土加厚层的受力,同时也为减少新增混凝土加厚层在施工期间及营运阶段发生温度、混凝土收缩引起的裂缝,因此,应按构造要求配置受力钢筋和分布钢筋。

5.2.2 混凝土受弯构件为矩形截面或翼缘位于受拉边的 T 形截面,在截面受拉区进行抗弯加固时,其正截面抗弯承载力计算应符合下列规定(图 5.2.2):

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd1} b_2 x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd1} A'_{s1} (h_0 - a'_{s1}) + (f'_{pd1} - \sigma'_{p01}) A'_{p1} (h_0 - a'_{p1}) \quad (5.2.2-1)$$

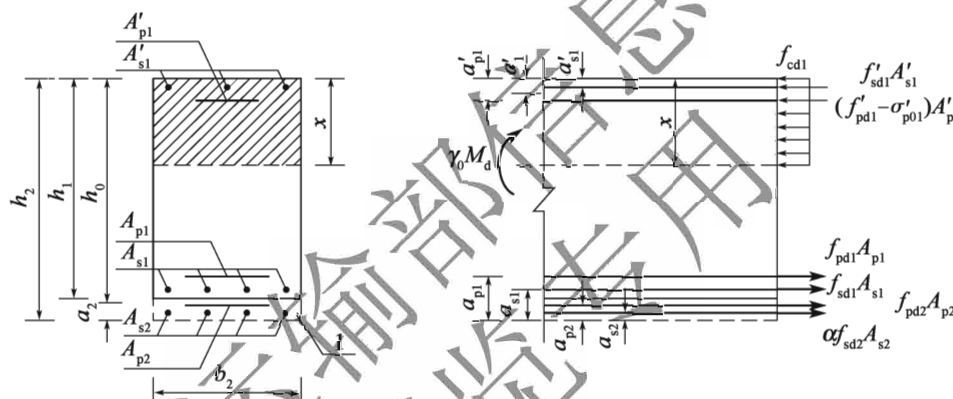


图 5.2.2 混凝土受弯构件增大截面加固正截面抗弯承载力计算

1-增加混凝土截面部分

混凝土受压区高度应按下式确定:

$$f_{cd1} b_2 x = f_{sd1} A_{s1} - f'_{sd1} A'_{s1} + \alpha f_{sd2} A_{s2} + f_{pd1} A_{p1} - (f'_{pd1} - \sigma'_{p01}) A'_{p1} + f_{pd2} A_{p2} \quad (5.2.2-2)$$

截面受压区高度应符合下列要求:

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (5.2.2-3)$$

当受压区配有纵向普通钢筋和预应力钢筋,且预应力钢筋受压即 $(f'_{pd1} - \sigma'_{p01})$ 为正时,

$$x \geq 2a'_1 \quad (5.2.2-4)$$

当受压区仅配纵向普通钢筋,或配有普通钢筋和预应力钢筋且预应力钢筋受拉,即 $(f'_{pd1} - \sigma'_{p01})$ 为负时,

$$x \geq 2a'_{s1} \quad (5.2.2-5)$$

式中: γ_0 ——桥梁结构的重要性系数,按现行《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)的规

定采用;

M_d ——加固后截面弯矩设计值($N \cdot mm$);

f_{cd1} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值(MPa), 可根据现场检测强度推算值按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)确定;

f_{sd1} 、 f'_{sd1} ——分别为原构件纵向普通钢筋的抗拉、抗压强度设计值(MPa);

f_{pd1} 、 f'_{pd1} ——分别为原构件纵向预应力钢筋的抗拉、抗压强度设计值(MPa);

σ'_{p01} ——原构件受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时预应力钢筋的应力, 按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)计算;

A_{s1} 、 A'_{s1} ——分别为原构件截面受拉区和受压区纵向普通钢筋的截面面积(mm^2);

A_{p1} 、 A'_{p1} ——分别为原构件截面受拉区和受压区纵向预应力钢筋的截面面积(mm^2);

f_{sd2} ——新增纵向普通钢筋的抗拉强度设计值(MPa);

f_{pd2} ——新增纵向预应力钢筋的抗拉强度设计值(MPa);

A_{s2} ——新增纵向普通钢筋的截面面积(mm^2);

A_{p2} ——新增纵向预应力钢筋的截面面积(mm^2);

α ——新增纵向普通钢筋强度的利用系数, 取 $\alpha = 0.9$;

h_1 ——加固前的构件截面高度(mm);

h_2 ——加固后的构件截面高度(mm);

b_2 ——加固后构件截面宽度(mm);

a_2 ——受拉区纵向普通钢筋 A_{s1} 和 A_{s2} 及纵向预应力钢筋 A_{p1} 和 A_{p2} 的合力点至截面受拉区边缘的距离(mm);

a'_1 ——原构件受压区纵向普通钢筋 A'_{s1} 和预应力钢筋 A'_{p1} 的合力点至截面受压区边缘的距离(mm);

a'_{s1} 、 a'_{p1} ——原构件受压区纵向普通钢筋合力点、预应力钢筋合力点至截面受压区边缘的距离(mm);

h_0 ——加固后截面有效高度(mm), $h_0 = h_2 - a_2$;

x ——加固后构件正截面的混凝土受压区高度(mm);

ξ_b ——正截面相对界限受压区高度, 按本规范第 3.3.8 条取用。

条文说明

桥梁混凝土受弯构件采用增大截面加固方法施工时, 一般情况下, 被加固的受弯构件下不设置临时支撑且不能卸除绝大部分的结构自重作用, 故从理论上讲受拉区采用增大截面加固钢筋混凝土受弯构件的受力属于二阶段受力的混凝土构件。

但按二阶段受力的混凝土构件理论进行的检算和试验结果表明, 若原构件的纵向受拉热轧钢筋极限拉应变能达到 0.01, 正截面受弯破坏时新增热轧钢筋都能达到屈服, 因此, 采用增大截面加固桥梁钢筋混凝土受弯构件可近似按一次受力构件计算。但是,

新增纵向受拉热轧钢筋在与原构件的连接构造及受力状态上会受到一些因素的影响，特别是现场施工的难度，可能会造成加固后新增热轧钢筋提供的承载力受到影响。

为了避免因新增钢筋数量过大而导致加固后受弯构件延性降低，以及可能出现加固后受弯构件先发生剪切破坏的情况，加固后受弯构件截面的计算混凝土受压区高度要满足式(5.2.2-3)的要求。

5.2.3 混凝土受弯构件翼缘位于受压区的 T 形截面，在受拉区采用增大截面进行抗弯加固时，其正截面抗弯承载力计算应符合下列规定：

1 当混凝土受压区高度 $x \leq h'_f$ 时，应以宽度为 b'_f 的矩形截面[图 5.2.3a)]，按本规范第 5.2.2 条公式计算正截面承载力。

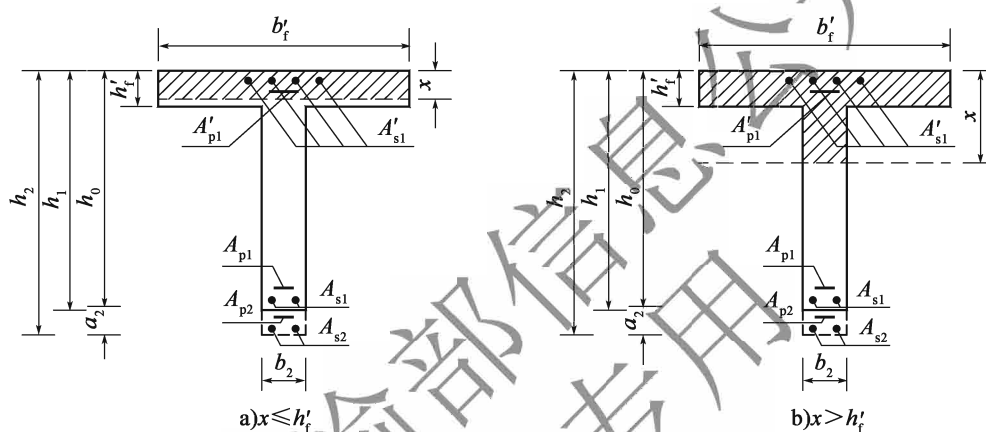


图 5.2.3 T 形截面混凝土受弯构件增大截面加固正截面抗弯承载力计算

2 当混凝土受压区高度 $x > h'_f$ 时，其正截面承载力应按下列公式计算[图 5.2.3b)]：

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd1} [b_2 x (h_0 - x/2) + (b'_f - b_2) h'_f (h_0 - h'_f/2)] + f'_{sd1} A'_{s1} (h_0 - a'_{s1}) + (f'_{pd1} - \sigma'_{p01}) A'_{p1} (h_0 - a'_{p1}) \quad (5.2.3-1)$$

混凝土受压区高度应按下列式计算，并应满足本规范式(5.2.2-3) ~ 式(5.2.2-5)的要求：

$$f_{cd1} [b_2 x + (b'_f - b_2) h'_f] = f_{sd1} A_{s1} - f'_{sd1} A'_{s1} + \alpha f_{sd2} A_{s2} + f_{pd1} A_{p1} - (f'_{pd1} - \sigma'_{p01}) A'_{p1} + f_{pd2} A_{p2} \quad (5.2.3-2)$$

式中： h'_f ——T 形截面受压翼缘厚度(mm)；

b'_f ——T 形截面受压翼缘有效宽度，按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定采用；

其他符号意义见式(5.2.2-1) ~ 式(5.2.2-5)。

5.2.4 当计算中考虑受压区纵向钢筋但不符合式(5.2.2-4)或式(5.2.2-5)条件时，正截面抗弯承载力计算应符合下列规定(图 5.2.2)：

1 当受压区配有纵向普通钢筋和预应力钢筋，且预应力钢筋受压时，

$$\gamma_0 M_d \leq f_{sd1} A_{s1} (h_2 - a_{s1} - a'_1) + \alpha f_{sd2} A_{s2} (h_2 - a_{s2} - a'_1) + f_{pd1} A_{p1} (h_2 - a_{p1} - a'_1) + f_{pd2} A_{p2} (h_2 - a_{p2} - a'_1) \quad (5.2.4-1)$$

2 当受压区仅配纵向普通钢筋,或配有普通钢筋和预应力钢筋且预应力钢筋受拉时,

$$\gamma_0 M_d \leq f_{sd1} A_{s1} (h_2 - a_{s1} - a'_{s1}) + \alpha f_{sd2} A_{s2} (h_2 - a_{s2} - a'_{s1}) + f_{pd1} A_{p1} (h_2 - a_{p1} - a'_{s1}) + f_{pd2} A_{p2} (h_2 - a_{p2} - a'_{s1}) - (f'_{pd1} - \sigma'_{p01}) A'_{p1} (a'_{p1} - a'_{s1}) \quad (5.2.4-2)$$

式中: a_{s1} ——原构件受拉区纵向普通钢筋合力点至加固后截面受拉区边缘的距离 (mm);

a_{p1} ——原构件受拉区纵向预应力钢筋合力点至加固后截面受拉区边缘的距离 (mm);

a_{s2} ——新增受拉区纵向普通钢筋合力点至加固后截面受拉区边缘的距离 (mm);

a_{p2} ——新增受拉区纵向预应力钢筋合力点至加固后截面受拉区边缘的距离 (mm);

其他符号意义见式(5.2.2-1)~式(5.2.2-5)。

5.2.5 混凝土受弯构件增大截面加固后,其抗剪截面应符合下列规定:

$$\gamma_0 V_d \leq (0.51 \times 10^{-3}) \sqrt{f_{cu,k}} b_2 h_0 \quad (5.2.5)$$

式中: V_d ——加固后构件验算截面处的剪力设计值(kN);

b_2 ——加固后构件截面宽度(mm),取斜截面所在范围内的最小值;

h_0 ——加固后纵向受拉钢筋(含预应力钢筋)合力点至截面受压边缘的距离 (mm),取加固后构件斜截面所在范围内截面有效高度的最小值;

$f_{cu,k}$ ——原构件混凝土的强度等级(MPa),原构件轴心混凝土抗压强度按棱柱体抗压强度取值时,按本规范附录 A 换算为立方体抗压强度。

5.2.6 混凝土受弯构件增大截面加固后的斜截面抗剪承载力计算应符合下列规定:

$$\gamma_0 V_d \leq (0.45 \times 10^{-3}) \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \psi b_2 h_0 \sqrt{(2 + 0.6 p_2) \sqrt{f_{cu,k} \rho_{sv2} f_{sv1}} + 0.75 \times 10^{-3} (f_{sd1} \sum A_{sb1} \sin \theta_{s1} + f_{pd1} \sum A_{pb1} \sin \theta_{p1}) + 0.75 \times 10^{-3} (f_{sd2} \sum A_{sb2} \sin \theta_{s2} + f_{pd2} \sum A_{pb2} \sin \theta_{p2})} \quad (5.2.6-1)$$

式中: V_d ——加固后构件验算截面处的剪力设计值(kN),加固后构件验算截面位置按斜截面剪压区对应正截面处取值;

α_1 ——异号弯矩影响系数,计算简支梁和连续梁近边支点梁段的抗剪承载力时, $\alpha_1 = 1.0$; 计算连续梁和悬臂梁近中间支点梁段的抗剪承载力时, $\alpha_1 = 0.9$;

α_2 ——预应力提高系数,对钢筋混凝土受弯构件, $\alpha_2 = 1.0$; 对预应力混凝土受弯构件, $\alpha_2 = 1.25$,但当由钢筋合力引起的截面弯矩与外弯矩的方向相同时,取 $\alpha_2 = 1.0$;

α_3 ——受压翼缘的影响系数,对矩形截面,取 $\alpha_3 = 1.0$;对具有受压翼缘的 T 形或工字形截面,取 $\alpha_3 = 1.1$;

ψ ——与原梁斜裂缝有关的修正系数,加固前未出现斜裂缝时,取 $\psi = 0.90$;斜裂缝宽度小于 0.2mm 时,取 $\psi = 0.84$;斜裂缝宽度大于 0.2mm 时,取 $\psi = 0.78$;

f_{sv1} ——受弯构件斜截面内原有箍筋的抗拉强度设计值(MPa);

A_{sb1} 、 f_{sd1} ——分别为加固后梁斜截面内在同一弯起平面的原有普通弯起钢筋的面积(mm^2)和抗拉强度设计值(MPa);

A_{sb2} 、 f_{sd2} ——分别为加固后梁斜截面内在同一弯起平面的新增普通弯起钢筋的面积(mm^2)和抗拉强度设计值(MPa);

A_{pb1} 、 f_{pd1} ——分别为加固后梁斜截面内在同一弯起平面的原有预应力弯起钢筋的面积(mm^2)和抗拉强度设计值(MPa);

A_{pb2} 、 f_{pd2} ——分别为加固后梁斜截面内在同一弯起平面的新增预应力弯起钢筋的面积(mm^2)和抗拉强度设计值(MPa);

θ_{s1} 、 θ_{s2} ——分别为原有普通弯起钢筋和新增普通弯起钢筋的切线与水平线的夹角,按斜截面剪压区对应正截面处取值;

θ_{p1} 、 θ_{p2} ——分别为原有预应力弯起钢筋和新增预应力弯起钢筋的切线与水平线的夹角,按斜截面剪压区对应正截面处取值;

b_2 ——加固后梁斜截面剪压区对应正截面处截面宽度(mm),对 T 形和工字形截面取腹板宽度(mm);

h_0 ——加固后梁斜截面剪压区对应正截面处的有效高度(mm), $h_0 = h_2 - a_2$;

a_2 ——加固后构件截面受拉区纵向受拉钢筋(包括纵向受拉预应力钢筋)的合力作用点至新增截面受拉边缘的距离,按式(5.2.6-2)计算;

$$a_2 = \frac{f_{sd1}A_{s1}a_{s1} + f_{pd1}A_{p1}a_{p1} + \alpha_s f_{sd2}A_{s2}a_{s2} + f_{pd2}A_{p2}a_{p2}}{f_{sd1}A_{s1} + f_{pd1}A_{p1} + \alpha_s f_{sd2}A_{s2} + f_{pd2}A_{p2}} \quad (5.2.6-2)$$

a_{s1} 、 a_{s2} ——分别为原构件纵向受拉普通钢筋的合力作用点与新增纵向受拉普通钢筋的合力作用点至加固后截面受拉区边缘的距离(mm);

a_{p1} 、 a_{p2} ——分别为原构件纵向受拉预应力钢筋的合力作用点与新增纵向受拉预应力钢筋的合力作用点至加固后截面受拉区边缘的距离(mm);

α_s ——新增纵向受拉普通钢筋强度利用系数,一般取 0.9;

p_2 ——加固后梁斜裂缝内纵向钢筋的配筋百分率, $p_2 = 100\rho_2$, ρ_2 按(5.2.6-3)计算,当 $p_2 > 2.5$ 时,取 $p_2 = 2.5$;

$$\rho_2 = (A_{s1} + A_{p1} + A_{s2} + A_{p2}) / (b_2 h_0) \quad (5.2.6-3)$$

A_{s1} 、 A_{p1} ——分别为加固后梁截面原纵向普通钢筋、原纵向预应力钢筋的面积(mm^2);

A_{s2} 、 A_{p2} ——分别为加固后梁截面新增纵向普通钢筋、新增纵向预应力钢筋的面积(mm^2);

ρ_{sv2} ——增大混凝土截面后的箍筋配筋率，按式(5.2.6-4)计算；

$$\rho_{sv2} = \frac{A_{sv1}}{S_{sv1}b_2} + \frac{A_{sv2}}{S_{sv2}b_2} \tag{5.2.6-4}$$

A_{sv1} 、 A_{sv2} ——分别为加固后斜截面内配置在同一截面的原箍筋和新增箍筋各肢总截面面积(mm^2)；

S_{sv1} 、 S_{sv2} ——分别为加固后斜截面内配置在同一截面的原箍筋和新增箍筋的间距(mm)。

条文说明

本规范按照公路桥梁钢筋混凝土梁的抗剪承载力计算的方法，参照杨斌、陈世宏《增大截面加固受弯构件的斜截面抗剪承载力计算方法》(公路交通科技，第33卷第8期)的研究并经过规范修编组进行的二阶段受力的混凝土试验梁验证，采用合并考虑新旧混凝土和新旧箍筋的综合抗剪承载力计算方法。

5.2.7 钢筋混凝土轴心受压构件采用增大截面加固时，其正截面抗压承载力计算应符合下列规定：

$$\gamma_0 N_d \leqslant 0.9\varphi[f_{cd1}A_{c1} + f'_{sd1}A'_{s1} + 0.8(f_{cd2}A_{c2} + f'_{sd2}A'_{s2})] \tag{5.2.7}$$

式中： N_d ——构件加固后的轴向力设计值(kN)；

φ ——轴心受压构件稳定系数，按表5.2.7采用；

f_{cd1} 、 f_{cd2} ——分别为原构件混凝土和新增混凝土的轴心抗压强度设计值(MPa)；

A_{c1} 、 A_{c2} ——分别为原构件的截面面积和新增部分混凝土的截面面积(mm^2)；

f'_{sd1} 、 f'_{sd2} ——分别为原构件纵向普通钢筋和新增纵向普通钢筋的抗压强度设计值(MPa)；

A'_{s1} 、 A'_{s2} ——分别为原构件纵向普通钢筋和新增纵向普通钢筋的截面面积(mm^2)。

表 5.2.7 钢筋混凝土轴心受压构件的稳定系数

l_0/b_2	$\leqslant 8$	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
l_0/d_2	$\leqslant 7$	8.5	10.5	12	14	15.5	17	19	21	22.5	24
l_0/r_2	$\leqslant 28$	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97
φ	1.0	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81	0.75	0.70	0.65	0.60	0.56
l_0/b_2	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50
l_0/d_2	26	28	29.5	31	33	34.5	36.5	38	40	41.5	43
l_0/r_2	104	111	118	125	132	139	146	153	160	167	174
φ	0.52	0.48	0.44	0.40	0.36	0.32	0.29	0.26	0.23	0.21	0.19

注：1. 表中 l_0 为加固后构件计算长度， b_2 为加固后矩形截面短边尺寸， d_2 为加固后圆形截面直径， r_2 为加固后截面最小回转半径。

2. 构件计算长度 l_0 的确定，两端固定为 $0.5l$ (l 为单跨计算跨径)；一端固定、一端为不移动的铰为 $0.7l$ ；两端均不移动的铰为 l ；一端固定、一端自由为 $2l$ 。

条文说明

式(5.2.7)中的0.8是综合考虑可能存在新增混凝土和新增受压钢筋的强度利用程度降低而取的折减系数值,该值参照《混凝土结构加固设计规范》(GB 50367—2013)取定。

5.2.8 钢筋混凝土矩形截面偏心受压构件两侧加厚,正截面抗压承载力计算应符合下列规定(图 5.2.8):

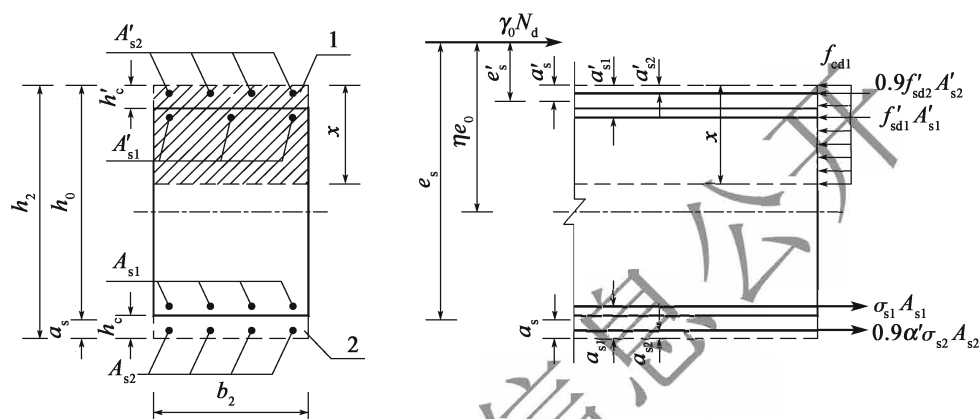


图 5.2.8 钢筋混凝土矩形截面偏心受压构件两侧加厚正截面抗压承载力计算
1-受压区增加混凝土截面部分;2-受拉区增加混凝土截面部分

$$\gamma_0 N_d \leq f_{cd1} b_2 x + f'_{sd1} A'_{s1} + 0.9 f'_{sd2} A'_{s2} - \sigma_{s1} A_{s1} - 0.9 \alpha' \sigma_{s2} A_{s2} \quad (5.2.8-1)$$

$$\gamma_0 N_d e_s \leq f_{cd1} b_2 x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + 0.9 f'_{sd2} A'_{s2} (h_0 - a'_{s2}) + f'_{sd1} A'_{s1} (h_0 - a'_{s1}) \quad (5.2.8-2)$$

$$f_{cd1} b_2 x \left(e_s - h_0 + \frac{x}{2} \right) = (\sigma_{s1} A_{s1} + 0.9 \alpha' \sigma_{s2} A_{s2}) e_s - (f'_{sd1} A'_{s1} + 0.9 f'_{sd2} A'_{s2}) e'_s \quad (5.2.8-3)$$

$$e_s = \eta e_0 + \frac{h_2}{2} - a_s \quad (5.2.8-4)$$

$$e'_s = \eta e_0 - \frac{h_2}{2} + a'_s \quad (5.2.8-5)$$

式中: N_d ——构件加固后的轴向力设计值(N);

e_s ——轴向力作用点至加固后截面受拉边或受压较小边纵向钢筋 A_{s1} 和 A_{s2} 合力点的距离(mm);

e'_s ——轴向力作用点至加固后截面受压较大边纵向钢筋 A'_{s1} 和 A'_{s2} 合力点的距离(mm);

e_0 ——轴向力对加固后截面重心轴的偏心距(mm);

x ——加固后构件截面混凝土受压区高度(mm);

f_{cd1} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值(MPa);

σ_{s1} 、 σ_{s2} ——构件达到承载能力极限状态时,原构件截面受拉边或受压较小边的纵向

普通钢筋应力(MPa)和新增纵向普通钢筋的应力(MPa),分别按本规范第5.2.9条规定执行,压应力为负号,拉应力为正号;

α' ——小偏心受压时,截面受压较小边新增纵向普通钢筋应力的修正系数,可取为0.8;

A'_{s1} 、 A'_{s2} ——分别为原构件截面受压较大边的纵向普通钢筋截面面积(mm^2)和相应新增的纵向普通钢筋截面面积(mm^2);

A_{s1} 、 A_{s2} ——分别为原构件截面受拉边或受压较小边的纵向钢筋截面面积(mm^2)和相应新增的纵向钢筋截面面积(mm^2);

f'_{sd1} 、 f'_{sd2} ——分别为原构件截面受压较大边纵向普通钢筋抗压强度设计值(MPa)和新增的纵向普通钢筋抗压强度设计值(MPa);

h_2 ——加固后构件截面高度(mm);

h_0 ——加固后构件截面受拉边或受压较小边纵向普通钢筋 A_{s1} 和 A_{s2} 的合力作用点至受压较大边缘的距离(mm);

η ——偏心受压构件轴向力偏心距增大系数,按本规范第5.2.12条的有关规定计算;

a_s ——原构件截面受拉边或受压较小边纵向普通钢筋 A_{s1} 和新增纵向普通钢筋 A_{s2} 的合力作用点至加固后截面受拉边或受压较小边的距离(mm);

a'_s ——原构件截面受压较大边纵向普通钢筋 A'_{s1} 和新增的纵向普通钢筋 A'_{s2} 的合力作用点至加固后截面受压较大边缘的距离(mm);

其他符号意义见图5.2.8。

在承载力计算中,考虑截面受压较大边的纵向受压钢筋时,截面受压区高应满足下式要求:

$$x \geq 2a'_s \quad (5.2.8-6)$$

不符合式(5.2.8-6)的条件时,加固后的偏心受压构件正截面抗压承载力的计算应符合下列规定:

$$\gamma_0 N_d e'_s \leq f_{sd1} A_{s1} (h_2 - a_{s1} - a'_s) + 0.9 f_{sd2} A_{s2} (h_2 - a_{s2} - a'_s) \quad (5.2.8-7)$$

式中: f_{sd1} 、 f_{sd2} ——分别为截面受拉边原构件纵向普通钢筋和新增纵向普通钢筋的抗拉强度设计值(MPa);

其他符号意义见图5.2.8。

对小偏心受压构件,当轴向力作用在纵向普通钢筋 A_{s1} 和 A_{s2} 合力点与 A'_{s1} 和 A'_{s2} 合力点之间时,抗压承载力计算尚应符合下列规定:

$$\gamma_0 N_d e' \leq f_{cd1} b_2 h_2 \left(h'_0 - \frac{h_2}{2} \right) + 0.9 f'_{sd2} A_{s2} (h'_0 - a_{s2}) + f'_{sd1} A_{s1} (h'_0 - a_{s1}) \quad (5.2.8-8)$$

$$e' = \frac{h_2}{2} - e_0 - a'_s \quad (5.2.8-9)$$

式中: e' ——轴向力作用点至截面受压较大边纵向受力钢筋和合力点的距离(mm),计

算时偏心距可不考虑偏心距增大系数；

h'_0 ——截面受压较小边边缘至受压较大边纵向受力钢筋合力点的距离(mm)；

h_2 ——加固后构件截面高度(mm)；

其他符号意义见式(5.2.8-1)和式(5.2.8-5)。

条文说明

关于钢筋混凝土矩形截面偏心受压构件加固后正截面承载力计算，有以下几点说明：

(1) 偏心受压构件正截面承载力计算假定之一是，在承载能力极限状态下，取原构件截面受压较大边缘混凝土压应变达到极限压应变 $\varepsilon_{cu}=0.0033$ 和原构件的纵向受拉钢筋极限拉应变能达到 0.01 ，加固计算式(5.2.8)均建立在上述计算假定上。

这里没有取新增混凝土压应变达到极限压应变，主要是考虑到加固后构件截面受压较大边缘的新增混凝土可能存在压应变滞后，若以此达到极限压应变来控制，则有可能原构件截面受压较大边缘混凝土早已压坏，造成加固构件不安全。

(2) 桥梁加固中，一般新增混凝土强度较原构件高；新增混凝土截面又较原构件小，加固计算中要按新、旧混凝土不同区域取相应的混凝土轴心抗压强度设计值，但将使加固计算复杂，因此有关文献亦建议取原构件和新增混凝土强度的平均值为加固后截面受压区混凝土强度设计代表值，简化了计算。但桥梁一般采用带载加固，结构重力作用较大且不可能大部分卸除，大部分结构重力仍由原构件承受，因此，本规范从常规加固出发偏安全考虑，加固后构件正截面承载力计算中以原构件混凝土设计强度值为代表值。

(3) 式(5.2.8-1)中的 α' 为小偏心受压构件截面受压较小边新增纵向普通钢筋应力的修正系数，仅用于矩形截面小偏心受压构件的计算。

对于加固的矩形截面小偏心受压构件，规范修编组根据国内已有的二阶段受力构件试验资料的研究，发现破坏前，加固的矩形截面小偏心受压构件截面受压较小边新增纵向普通钢筋应力试验值不太稳定，与一阶段受力构件相比，大约低 $15\% \sim 25\%$ ，规范修编组进行的一组矩形小偏心受压构件(短柱)试验结果分析也有这种情况，因此采用 α' 系数对小偏心受压构件截面受压较小边新增纵向普通钢筋应力计算值进行修订。

(4) 增大截面法加固偏心受压构件，截面受压较大边新增纵向普通钢筋应力较大，容易出现新增纵向普通钢筋受压局部屈曲现象，因此，增大截面法加固偏心受压构件设计时需要重视新增箍筋的布置间距及其与原有箍筋的可靠连接。

5.2.9 钢筋混凝土矩形截面偏心受压构件，两侧对称加厚的截面受拉边或受压较小边原纵向受力钢筋的应力 σ_{s1} 和新增纵向受力钢筋的应力 σ_{s2} 的计算应符合下列规定：

1 $\xi \leq \xi_b$ 时为大偏心受压构件，纵向受力钢筋的应力取 $\sigma_{s1} = f_{sd1}$ 、 $\sigma_{s2} = f_{sd2}$ ，截面

相对受压区高度 $\xi = x/h_0$, $h_0 = h_2 - a_s$, h_2 为加固后截面的高度。

2 $\xi > \xi_b$ 时为小偏心受压构件, 纵向受力钢筋的应力可按下列公式计算:

$$\sigma_{s1} = \varepsilon_{cu} E_{s1} \left(\frac{\beta h_{01}}{x} - 1 \right) \leq f_{sd1} \quad (5.2.9-1)$$

$$\sigma_{s2} = \varepsilon_{cu} E_{s2} \left(\frac{\beta h_{02}}{x} - 1 \right) \leq f_{sd2} \quad (5.2.9-2)$$

式中: ε_{cu} ——混凝土极限压应变, 当混凝土强度等级为 C50 及 C50 以下时, 取 0.003 3;

E_{s1} 、 E_{s2} ——分别为原构件纵向受力钢筋和新增纵向受力钢筋的弹性模量(MPa);

h_{01} 、 h_{02} ——分别为原构件截面有效高度(mm)和新增纵向受力钢筋合力点至截面受压较大边缘的距离(mm);

f_{sd1} 、 f_{sd2} ——分别原构件纵向受力钢筋和新增纵向受力钢筋的抗拉强度设计值(MPa);

x ——加固后构件截面混凝土受压区高度(mm);

β ——截面受压区矩形应力图高度与实际受压区高度的比值, 当混凝土强度等级为 C50 及 C50 以下时, 取 $\beta = 0.8$;

其他符号意义见图 5.2.8。

5.2.10 钢筋混凝土矩形截面大偏心受压构件仅对受拉区加固(构件单侧加厚)时, 其正截面承载力计算应符合下列规定, 其中 e_s 、 e'_s 按式(5.2.8-4)、式(5.2.8-5)计算。

$$\gamma_0 N_d \leq f_{cd1} b_2 x + f'_{sd1} A'_{s1} - f_{sd1} A_{s1} - 0.9 f_{sd2} A_{s2} \quad (5.2.10-1)$$

$$\gamma_0 N_d e_s \leq f_{cd1} b_2 x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd1} A'_{s1} (h_0 - a'_{s1}) \quad (5.2.10-2)$$

$$f_{cd1} b_2 x \left(e_s - h_0 + \frac{x}{2} \right) = (f_{sd1} A_{s1} + 0.9 f_{sd2} A_{s2}) e_s - f'_{sd1} A'_{s1} e'_s \quad (5.2.10-3)$$

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (5.2.10-4)$$

5.2.11 钢筋混凝土 I 形截面大偏心受压构件仅对受拉区加固(构件单侧加厚)时, 其正截面承载力计算应参照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)第 5.3.6 条和本规范第 5.2.10 条的方法进行。

5.2.12 钢筋混凝土偏心受压构件正截面承载力计算时, 对长细比 $l_0/i > 17.5$ 的构件, 应考虑构件在弯矩作用平面内的挠曲对轴向力偏心距的影响, 将轴向力对截面重心的偏心距 e_0 乘以偏心距增大系数 η , 其值应按下列公式计算:

$$\eta = \left[1 + \frac{1}{1300 e_0 / h_0} \left(\frac{l_0}{h_2} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \right] \psi_\eta \quad (5.2.12-1)$$

$$\zeta_1 = 0.2 + 2.7 \frac{e_0}{h_0} \leq 1.0 \quad (5.2.12-2)$$

$$\zeta_2 = 1.15 - 0.01 \frac{l_0}{h_2} \leq 1.0 \quad (5.2.12-3)$$

式中： l_0 ——构件的计算长度(mm)，按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的规定选用；

ζ_1 ——荷载偏心率对截面曲率的影响系数；

ζ_2 ——构件长细比对截面曲率的影响系数；

ψ_η ——偏心距增大系数的修正系数，可按截面增大形式选用。采用对称形式的增大截面，当 $e_0/h_2 \geq 0.3$ 时， $\psi_\eta = 1.1$ ；当 $e_0/h_2 < 0.3$ 时， $\psi_\eta = 1.2$ 。采用非对称形式的增大截面，当 $e_0/h_2 \geq 0.3$ 时， $\psi_\eta = 1.2$ ；当 $e_0/h_2 < 0.3$ 时， $\psi_\eta = 1.3$ 。

条文说明

本条按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362) 条文规定，并结合现行《混凝土结构加固设计规范》(GB 50367) 编制。

5.2.13 钢筋混凝土矩形截面偏心受压构件加固后，还应按轴心受压构件复核垂直于弯矩作用平面的承载力。此时可不考虑弯矩作用，按轴心受压构件计算，计算公式应符合本规范第 5.2.7 条的规定。

5.2.14 钢筋混凝土偏心受压构件，沿周边均匀配置纵向钢筋(截面内纵向钢筋根数 > 8 根)的圆形截面，采用增大截面加固时(图 5.2.14)，其正截面抗压承载力计算应符合下列规定：

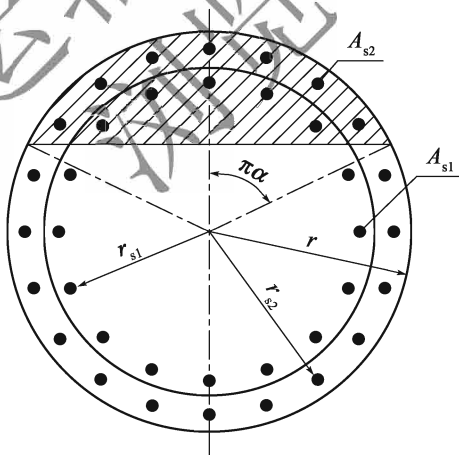


图 5.2.14 钢筋混凝土圆形截面增大截面(围套法)加固示意

$$\gamma_0 N_d \leq N_{ud} = \alpha f_{cd1} A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) + (\alpha - \alpha_t) (f_{sd1} A_{s1} + 0.80 f_{sd2} A_{s2}) \quad (5.2.14-1)$$

$$\gamma_0 N_d \eta e_0 \leq M_{ud} = \frac{2}{3} f_{cd1} A r \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + (f_{sd1} A_{s1} r_{s1} + 0.80 f_{sd2} A_{s2} r_{s2}) \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_t}{\pi} \quad (5.2.14-2)$$

$$\alpha_t = 1.25 - 2\alpha \quad (5.2.14-3)$$

式中： γ_0 ——桥梁结构的重要性系数；

N_d ——构件加固后的轴向力设计值(N)；

N_{ud} ——构件加固后的正截面抗压承载力设计值(N)；

M_{ud} ——构件加固后的正截面抗弯承载力设计值(N·mm)；

r 、 A ——分别为构件加固后的圆形截面半径(mm)和截面面积(mm²)；

A_{s1} 、 A_{s2} ——分别为原构件的全部纵向钢筋截面面积(mm²)和加固新增的全部纵向钢筋截面面积(mm²)；

r_{s1} 、 r_{s2} ——分别为原构件的纵向钢筋重心所在圆周的半径(mm)和加固新增的纵向钢筋重心所在圆周的半径(mm)；

e_0 ——轴向力对加固后截面重心轴的偏心距(mm)；

η ——偏心受压构件轴向力偏心距增大系数，采用加固后构件按本规范第5.2.12条的有关规定计算；

α ——对应于构件加固后截面受压区混凝土截面面积的圆心角(rad)与 2π 的比值；

α_t ——构件加固后截面纵向受拉钢筋截面面积与全部纵向钢筋截面面积的比值，当 $\alpha > 0.625$ 时，取 $\alpha_t = 0$ ；

f_{cd1} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值(MPa)；

f_{sd1} 、 f_{sd2} ——分别为原纵向钢筋和新增纵向钢筋的抗拉强度设计值(MPa)。

5.2.15 轴心受力钢构件增大截面加固应采用对称或不改变截面形心位置的方式，其加固后的强度计算应符合下列规定：

1 轴心受拉构件强度应满足下式要求(高强度螺栓摩擦型连接除外)：

$$\gamma_0 \left(\frac{N_{d1}}{A_{01}} + \frac{N_{d2}}{A_{02}} \right) \leq f_d \quad (5.2.15-1)$$

式中： N_{d1} ——原构件单独承担的轴向拉力设计值(N)；

N_{d2} ——加固后构件共同承担的轴向拉力设计值(N)；

A_{01} ——原构件净截面面积(mm²)；

A_{02} ——加固后构件净截面面积(mm²)；

f_d ——钢材强度设计值(MPa)，取截面中最低强度级别钢材的强度设计值。

2 新增部分高强度螺栓摩擦型连接处强度应满足下式要求：

$$\left(1 - 0.5 \frac{n_{21}}{n_2} \right) \gamma_0 \frac{N_{d2}}{A_{02}} \leq f_d \quad (5.2.15-2)$$

式中： n_2 ——新增部分在节点或拼接处，构件一端连接的高强度螺栓数量；

n_{21} ——新增部分所计算截面(最外列螺栓处)上的高强度螺栓数量。

3 轴心受压构件强度应满足下式要求：

$$\gamma_0 \left(\frac{N_{d1}}{A_{\text{eff},c1}} + \frac{N_{d2}}{A_{\text{eff},c2}} \right) \leq f_d \quad (5.2.15-3)$$

式中: N_{d1} ——原构件单独承担的轴向压力设计值(N);

N_{d2} ——加固后构件共同承担的轴向压力设计值(N);

$A_{\text{eff},c1}$ 、 $A_{\text{eff},c2}$ ——考虑局部稳定影响的原构件和加固后构件有效截面面积,按现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定计算。

5.2.16 钢梁增大截面加固后截面强度计算应符合下列规定(图 5.2.16-1、图 5.2.16-2):

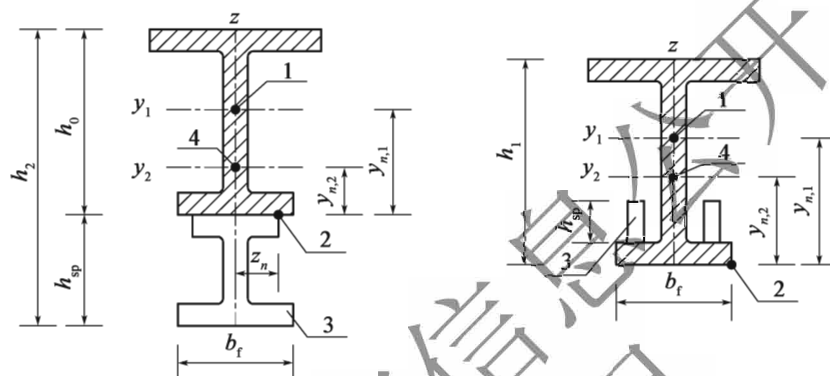


图 5.2.16-1 钢结构增大截面加固示意

1-原形心; 2-应力计算点; 3-增加钢构件部分; 4-加固后形心

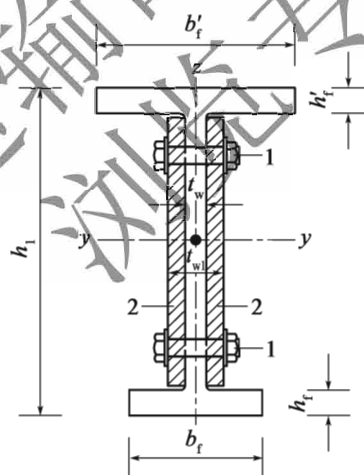


图 5.2.16-2 腹板加厚示意

1-螺栓; 2-腹板加厚钢板

1 弯曲正应力应满足式(5.2.16-1)要求:

$$\gamma_0 \sum_{i=1}^{\text{II}} \left(\frac{M_{y,i}}{I_{y,i}} y_n + \frac{M_{z,i}}{I_{z,i}} z_n \right) \leq f_d \quad (5.2.16-1)$$

式中: i ——不同的应力计算阶段, 其中 $i = \text{I}$ 表示原构件单独受力时的应力计算阶段,

$i = \text{II}$ 表示加固后形成组合梁截面之后的应力计算阶段;

n ——计算截面上相应计算位置, $n = 1, 2, \dots$;

$M_{y,i}$ ——第 i 受力阶段相对于前一受力阶段相应计算截面增加的主平面内的弯矩设计值($\text{N} \cdot \text{mm}$);

$M_{z,i}$ ——第 i 受力阶段相对于前一受力阶段相应计算截面增加的主平面外的弯矩设计值($\text{N} \cdot \text{mm}$);

$I_{y,i}$ ——第 i 受力阶段相应有效截面相对于 y 轴的截面惯性矩(mm^4);

$I_{z,i}$ ——第 i 受力阶段相应有效截面相对于 z 轴的截面惯性矩(mm^4);

y_n ——第 i 个受力阶段弯曲应力计算位置距 y 轴的距离(mm);

z_n ——第 i 个受力阶段弯曲应力计算位置距 z 轴的距离(mm);

2 腹板剪应力应满足式(5.2.16-2)的要求:

$$\gamma_0 \sum_{i=1}^{\text{II}} \tau_i \leq f_{\text{vd}} \quad (5.2.16-2)$$

式中: τ_i ——第 i 受力阶段, 原构件腹板弯曲剪应力(N), 按现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定计算;

f_{vd} ——钢材的抗剪强度设计值(MPa)。

条文说明

计算受弯钢构件增大截面加固后的截面承载能力时, 需考虑二阶段受力的影响, 分别计算原构件截面边缘、加固后组合截面边缘等不利位置的弯曲正应力。

5.2.17 拉弯、压弯钢构件增大截面加固后, 截面强度计算应符合式(5.2.17)的规定:

$$\gamma_0 \sum_{i=1}^{\text{II}} \left(\frac{N_{d,i}}{A_i} + \frac{M_{y,i} + N_{d,i} e_{y,i}}{I_{y,i}} y_n + \frac{M_{z,i} + N_{d,i} e_{z,i}}{I_{z,i}} z_n \right) \leq f_d \quad (5.2.17)$$

式中: i ——不同的应力计算阶段, 其中 $i = \text{I}$ 表示原构件单独受力时的应力计算阶段, $i = \text{II}$ 表示构件加固后与原构件共同受力的应力计算阶段;

n ——计算截面上相应计算位置, $n = 1, 2, \dots$;

$N_{d,i}$ ——第 i 受力阶段相对于前一受力阶段增加的轴力设计值(N);

A_i ——第 i 受力阶段相应有效截面面积(mm^2);

$e_{y,i}$ 、 $e_{z,i}$ ——第 i 受力阶段相应截面的有效截面形心在 y 轴、 z 轴方向距离毛截面形心的偏心距(mm);

其他符号意义见式(5.2.16-1)。

5.2.18 钢构件增大截面加固后, 结构和构件稳定性计算应计入加固材料对截面面积和构件纵向弯曲的影响, 并应符合现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定。

条文说明

以受压为主的构件，需验算构件的整体稳定性。稳定验算中需考虑加固材料的影响。

5.2.19 钢构件增大截面加固后，构件和连接部位的疲劳强度验算可按现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定执行，疲劳荷载宜采用现场活荷载调查确定，并应考虑钢构件锈蚀程度的影响。

5.2.20 钢混组合受弯构件采用钢材对钢梁部分增大截面加固后，截面承载能力计算应符合下列规定：

1 抗弯承载力应采用线弹性方法计算，以截面上任意一点达到材料强度设计值作为抗弯承载力的标志，弯曲正应力应满足下式要求：

$$\gamma_0 \sum_{i=1}^{\text{III}} \frac{M_{d,i}}{I_{\text{eff},i}} \gamma \leq f_d \quad (5.2.20-1)$$

式中： i ——不同的应力计算阶段，其中 $i = \text{I}$ 表示原构件未形成组合截面(钢梁)的应力计算阶段， $i = \text{II}$ 表示原构件形成组合梁截面之后的应力计算阶段， $i = \text{III}$ 表示加固后构件形成整体受力的应力计算阶段；

$M_{d,i}$ ——对应不同应力计算阶段，作用于钢梁或组合梁截面的弯矩设计值($\text{N} \cdot \text{mm}$)；

$I_{\text{eff},i}$ ——第 i 受力阶段相应有效截面相对于 y 轴的换算截面惯性矩(mm^4)；

γ ——相应受力阶段弯曲应力计算位置距 y 轴的距离(mm)；

f_d ——钢筋、钢梁或混凝土的强度设计值(MPa)。

2 竖向抗剪验算应满足下式要求：

$$\gamma_0 \sum_{i=1}^{\text{III}} \frac{V_{d,i}}{A_{w,i}} \leq f_{vd} \quad (5.2.20-2)$$

式中： i ——不同的应力计算阶段，其中 $i = \text{I}$ 表示原构件未形成组合截面(钢梁)的应力计算阶段， $i = \text{II}$ 表示原构件形成组合梁截面之后的应力计算阶段， $i = \text{III}$ 表示加固后构件形成整体受力的应力计算阶段；

γ_0 ——桥梁结构重要性系数；

$V_{d,i}$ ——对应不同应力计算阶段，作用于钢梁或组合梁截面的竖向剪力设计值(N)；

$A_{w,i}$ ——第 i 受力阶段相应的腹板截面面积(mm^2)；

f_{vd} ——原构件腹板或新增钢材的抗剪强度设计值(MPa)。

3 钢混组合受弯构件在弯矩和剪力共同作用时，应考虑两者耦合的影响，腹板最大折算应力应符合现行《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》(JTG/T D64-01)的有关规定。

5.2.21 钢混组合受弯构件采用混凝土在顶面增大截面加固后，截面承载能力应按现

行《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》(JTG/T D64-01)计算,并符合相关规定。

5.2.22 圬工受压构件采用钢筋混凝土增大截面加固后,截面承载能力计算应符合下列规定:

1 砌体构件加固后,其受压偏心距在现行《公路圬工桥涵设计规范》(JTG D3361)规定的限值范围内时,构件抗压承载力应按下式计算:

$$\gamma_0 N_d < \varphi(f_{cd1}A_1 + \alpha f_{cd2}A_2) \quad (5.2.22-1)$$

式中: N_d ——构件加固后的轴向力设计值(N);

f_{cd1} ——原构件砌体或混凝土轴心抗压强度设计值(MPa);

f_{cd2} ——新增混凝土轴心抗压强度设计值(MPa);

A_1 ——原构件截面面积,原构件为组合构件时,应根据强度比换算为与 f_{cd1} 对应的同种材料面积(mm^2);

A_2 ——新增混凝土截面面积(mm^2);

α ——新增混凝土强度利用系数,取 $\alpha=0.6$;

φ ——构件加固后轴向力的偏心距 e_0 和长细比 β 对受压构件承载力的影响系数,按现行《公路圬工桥涵设计规范》(JTG D3361)进行计算。

2 混凝土圬工构件加固后,其受压偏心距在现行《公路圬工桥涵设计规范》(JTG D3361)规定的限值范围内时,构件抗压承载力按下式计算:

$$\gamma_0 N_d < \varphi(f_{cd1}A_{c1} + \alpha f_{cd2}A_{c2}) \quad (5.2.22-2)$$

式中: N_d ——构件加固后的轴向力设计值(N);

f_{cd1} ——原圬工构件混凝土轴心抗压强度设计值(MPa);

f_{cd2} ——新增圬工混凝土或钢筋混凝土轴心抗压强度设计值(MPa);

A_{c1} ——原构件混凝土受压区面积(mm^2);

A_{c2} ——新增混凝土受压区面积(mm^2);

α ——新增混凝土强度利用系数,取 $\alpha=0.6$;

3 抗剪承载力应满足下式要求:

$$\gamma_0 V_d \leq f_{vd1}A_1 + 0.7f_{vd2}(A_2 - A_1) + \frac{1}{1.4}\mu_r N_k \quad (5.2.22-3)$$

式中: V_d ——构件加固后的剪力设计值(N);

f_{vd1} ——原构件材料的直接抗剪强度设计值(MPa);

f_{vd2} ——新增混凝土的直接抗剪强度设计值(MPa);

A_1 ——原构件受剪截面面积(mm^2);

A_2 ——加固后构件受剪截面面积(mm^2);

μ_r ——砌体的摩擦系数,混凝土预制块砌体取 $\mu_r=0.6$,石砌体取 $\mu_r=0.5$;

N_k ——与 V_d 取值工况对应的受剪截面的轴向力标准值(N)。

5.3 持久状况正常使用极限状态计算

5.3.1 混凝土构件增大截面加固后为预应力混凝土构件时,应按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定进行抗裂性验算。

5.3.2 钢混组合受弯构件在负弯矩区桥面板上缘采用预应力混凝土增大截面加固后的抗裂性应符合下列规定:

1 桥面板按全预应力混凝土构件设计时,其上缘的抗裂性应符合下列规定:

$$M_s \leq M_0 \quad (5.3.2-1)$$

$$M_0 = \frac{n_E I_{02}}{h_2 - y_0} \left[\frac{N_p}{n_E A_{02}} + \frac{M_p}{n_E I_{02}} (h_2 - y_0) \right] \quad (5.3.2-2)$$

$$M_p = N_p y_p \pm M'_p \quad (5.3.2-3)$$

$$y_p = h_p - y_0 + a_f \quad (5.3.2-4)$$

式中: M_s ——按作用效应频遇组合计算的弯矩值($N \cdot mm$);

M_0 ——负弯矩区混凝土桥面板上缘的消压弯矩($N \cdot mm$);

M_p ——由新增预应力钢筋有效预应力引起的弯矩($N \cdot mm$);

N_p ——由新增预应力钢筋有效预应力引起的轴向力(N);

M'_p ——由新增预应力钢筋有效预加力引起的次弯矩,其正负号取决于计算截面的位置,可从有限元计算中提取($N \cdot mm$);

n_E ——混凝土与钢梁材料的弹性模量比;

I_{02} ——加固后组合梁换算截面对其重心轴的惯性矩(mm^4);

A_{02} ——加固后组合梁换算截面面积(mm^2);

y_p ——新增预应力钢筋合力点至换算截面重心的距离(mm);

h_2 ——加固后组合梁截面高度(mm);

y_0 ——加固后换算截面重心到钢梁下缘的距离(mm);

a_f ——新增预应力钢筋合力点至混凝土桥面板上缘的距离(mm)。

2 桥面板按预应力混凝土 A 类构件设计时,其上缘的抗裂性应符合下列规定:

$$M_s \leq M_{cr} \quad (5.3.2-5)$$

$$M_{cr} = \frac{n_E I_{02}}{h_2 - y_0} \left[0.7 f_{tk} + \frac{N_p}{n_E A_{02}} + \frac{M_p}{n_E I_{02}} (h_2 - y_0) \right] \quad (5.3.2-6)$$

式中: M_{cr} ——负弯矩区桥面板上缘的开裂弯矩($N \cdot mm$);

f_{tk} ——桥面板混凝土轴心抗拉强度标准值(MPa)。

5.3.3 钢筋混凝土受弯构件截面受拉区采用增大截面进行抗弯加固后,其最大裂缝宽度 W_{cr} (mm)可按下列公式计算:

$$W_{cr} = C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{ss1} + \sigma_{ss2}}{E_s} \left(\frac{c + d}{0.36 + 1.7\rho_{te}} \right) \quad (5.3.3-1)$$

$$\sigma_{ss1} = \frac{M_{Gd,1}}{I_{cr,1}} (h_{01} - x_1) \quad (5.3.3-2)$$

$$\sigma_{ss2} = \frac{M_s - M_{Gd,1}}{I_{cr,2}} (h_{01} - x_2) \quad (5.3.3-3)$$

式中： C_1 ——钢筋表面形状系数，对光面钢筋， $C_1 = 1.40$ ；对带肋钢筋， $C_1 = 1.00$ ；对环氧树脂涂层带肋钢筋， $C_1 = 1.15$ ；

C_2 ——长期效应影响系数， $C_2 = 1 + (0.5M_1/M_s)$ ，其中 M_1 、 M_s 分别为加固后按作用准永久组合和作用频遇组合计算的弯矩设计值；

C_3 ——构件受力性质有关的系数，取 1.1；

E_s ——受拉钢筋的弹性模量(MPa)；

c ——最外排纵向受拉钢筋的混凝土保护层厚度(mm)，当 $c > 50\text{mm}$ 时，取 $c = 50\text{mm}$ ；

d ——纵向受拉钢筋直径(mm)，当用不同直径的钢筋时， d 改用换算直径 d_e ， d_e 的计算按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定进行；

ρ_{te} ——纵向受拉钢筋的有效配筋率， $\rho_{te} = \frac{A_{s1} + A_{s2}}{A_{te}}$ ，当 $\rho_{te} > 0.1$ 时，取 $\rho_{te} = 0.1$ ；
当 $\rho_{te} < 0.01$ 时，取 $\rho_{te} = 0.01$ ；

A_{te} ——加固后有效受拉混凝土截面面积(mm^2)，按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定计算；

A_{s1} 、 A_{s2} ——分别为原构件纵向受拉钢筋和新增纵向受拉钢筋截面面积(mm^2)；

σ_{ss1} ——原构件由永久作用产生的受拉钢筋应力(MPa)；

σ_{ss2} ——加固后由可变作用产生的原构件受拉钢筋应力(MPa)；

$M_{Gd,1}$ ——原构件加固前由永久作用产生的弯矩值($\text{N} \cdot \text{mm}$)；

$I_{cr,1}$ ——原构件开裂截面的换算截面惯性矩(mm^4)；

h_{01} ——原构件开裂截面的有效高度(mm)；

x_1 ——原构件开裂截面的混凝土受压区高度(mm)；

$I_{cr,2}$ ——加固后构件开裂截面的换算截面惯性矩(mm^4)；

x_2 ——加固后构件开裂截面的混凝土受压区高度(mm)。

条文说明

钢筋混凝土受弯构件截面受拉区采用增大截面进行抗弯加固后，在荷载作用下加固构件仍会产生受力的混凝土裂缝，根据国内相关室内加固构件试验文献的研究并结合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的方法，给出了考虑二阶段受力特点的增大截面抗弯加固构件混凝土弯曲裂缝最大宽度计算公式，验算结果需

满足现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的规定限值。

5.3.4 混凝土受弯构件在受压区增大截面加固后,其最大裂缝宽度可按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定进行计算。

5.3.5 钢混组合受弯构件在负弯矩区采用预应力混凝土增大截面加固后,其抗裂性无法满足本规范第 5.3.2 条的有关要求时,可采用换算截面法按下列公式计算桥面板最大裂缝宽度。

$$W_{cr} = C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{ss1} + \sigma_{ss2}}{E_s} \left(\frac{c + d}{0.36 + 1.7\rho_{te}} \right) \quad (5.3.5-1)$$

$$\sigma_{ss1} = \frac{M_{Gd,1} \pm M_{p2,1} - N_{p,1} \gamma_{p,1}}{I_{sr,1}} y_{ps,1} \pm \frac{N_{p,1}}{A_{sr,1}} \quad (5.3.5-2)$$

$$\sigma_{ss2} = \frac{M_s - M_{Gd,1} \pm M_{p2,2} - N_{p,2} \gamma_{p,2}}{I_{sr,2}} y_{ps,2} \pm \frac{N_{p,2}}{A_{sr,2}} \quad (5.3.5-3)$$

式中: C_1 ——钢筋表面形状系数,对光面钢筋, $C_1 = 1.40$; 对带肋钢筋, $C_1 = 1.0$; 对环氧树脂涂层带肋钢筋, $C_1 = 1.15$;

C_2 ——长期效应影响系数, $C_2 = 1 + (0.5M_1/M_s)$, 其中 M_1 、 M_s 分别为加固后按作用准永久组合和作用频遇组合计算的弯矩值, M_1 、 M_s 中由结构自重产生的弯矩应考虑分阶段受力的影响;

C_3 ——构件受力性质有关的系数,取 1.1;

E_s ——受拉钢筋的弹性模量(MPa);

c ——最外排纵向受拉钢筋的混凝土保护层厚度(mm),当 $c > 50\text{mm}$ 时,取 $c = 50\text{mm}$;

d ——纵向受拉钢筋直径(mm),当用不同直径的钢筋时, d 改用换算直径 d_e , d_e 的计算按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定进行;

ρ_{te} ——纵向受拉钢筋的有效配筋率, $\rho_{te} = \frac{A_{s1} + A_{s2}}{A_{te}}$, 当 $\rho_{te} > 0.1$ 时,取 $\rho_{te} = 0.1$;

当 $\rho_{te} < 0.01$ 时,取 $\rho_{te} = 0.01$;

A_{te} ——加固后有效受拉混凝土截面面积(mm^2),按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定计算;

A_{s1} 、 A_{s2} ——分别为原构件纵向受拉钢筋和新增纵向受拉钢筋截面面积(mm^2);

σ_{ss1} ——原构件由永久作用产生的桥面板上缘受拉钢筋应力(MPa);

σ_{ss2} ——加固后由可变作用产生的原构件桥面板上缘受拉钢筋应力(MPa);

$M_{Gd,1}$ ——原构件加固前由永久作用产生的弯矩值($\text{N} \cdot \text{mm}$);

$N_{p,1}$ ——原构件预应力有效预加力合力(N);

$M_{p2,1}$ ——原构件由 $N_{p,1}$ 在连续梁等超静定结构中产生的次弯矩($\text{N} \cdot \text{mm}$);

- $N_{p,2}$ ——加固后新增预应力有效预加力合力(N)；
- $M_{p2,2}$ ——加固后由 $N_{p,2}$ 在连续梁等超静定结构中产生的次弯矩(N·mm)；
- $I_{sr,1}$ ——由原构件纵向普通钢筋、体内预应力钢筋和钢梁形成的组合截面惯性矩(mm⁴)；
- $I_{sr,2}$ ——由加固后所有纵向普通钢筋、体内预应力钢筋和钢梁形成的组合截面惯性矩(mm⁴)；
- $A_{sr,1}$ ——由原构件纵向普通钢筋、体内预应力钢筋和钢梁形成的组合截面面积(mm²)；
- $A_{sr,2}$ ——由加固后所有纵向普通钢筋、体内预应力钢筋和钢梁形成的组合截面面积(mm²)；
- $y_{p,1}$ ——原构件预应力钢筋合力点至普通钢筋、体内预应力钢筋和钢梁形成的组合截面中性轴的距离(mm)；
- $y_{p,2}$ ——加固后新增预应力钢筋合力点至加固后所有普通钢筋、体内预应力钢筋和钢梁形成的组合截面中性轴的距离(mm)；
- $y_{ps,1}$ ——原构件桥面板上层普通钢筋合力点至普通钢筋、预应力钢筋和钢梁形成的组合截面中性轴的距离(mm)；
- $y_{ps,2}$ ——原构件桥面板上层普通钢筋合力点至加固后所有普通钢筋、预应力钢筋和钢梁形成的组合截面中性轴的距离(mm)。

条文说明

东南大学试验中4组连续组合梁的46个负弯矩区最大裂缝观测数据，钢筋混凝土桥面板中的钢筋应力按 $\sigma_{ss1} = \frac{M_s y_s}{I_{sr}}$ 计算，并按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362) 中钢筋混凝土偏心受拉构件进行了最大裂缝宽度验算，计算中根据试验情况取 $C_1 = 1.4$ ， $C_2 = 1.0$ ， $C_3 = 1.1$ 。计算结果表明，中支点负弯矩区混凝土桥面板上层纵向钢筋应力 σ_{ss} 的计算值与实测值的比值平均值为 1.129，标准差为 0.158；最大计算裂缝宽度 W_{fmax} 的计算值与实测值的比值平均值为 0.889，标准差为 0.107。若将受拉桥面板按轴心受拉构件考虑，最大裂缝宽度的计算值尚可提高约 10%，但合理性略有降低。考虑到实际工程计算中尚需考虑 C_2 的影响，故仍建议按偏心受拉构件计算负弯矩区桥面板的最大裂缝宽度。

5.3.6 钢混组合受弯构件在钢梁部分增大截面加固后，桥面板最大裂缝宽度应按现行《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》(JTG/T D64-01) 的有关规定进行计算。

5.3.7 钢筋混凝土受弯构件截面受拉区采用增大截面进行抗弯加固后，其刚度 B 可按式(5.3.7-1)计算，并应符合下列规定：

$$B = \frac{1}{\frac{\chi}{B_1} + \frac{1-\chi}{B_2}} \quad (5.3.7-1)$$

式中: χ ——系数, $\chi = M_{Gd,1}/M_s$, 其中 $M_{Gd,1}$ 为原构件加固前由永久作用产生的弯矩值 ($N \cdot mm$), M_s 为加固后按作用频遇组合计算的弯矩值 ($N \cdot mm$);

B_1 、 B_2 ——分别为加固前构件的计算刚度 ($N \cdot mm^2$) 和加固后构件的计算刚度 ($N \cdot mm^2$)。

1 加固前构件的计算刚度 B_1 可按式 (5.3.7-2) 计算:

$$B_1 = \frac{B_{10}}{\left(\frac{M_{cr,1}}{M_{Gd,1}}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr,1}}{M_{Gd,1}}\right)^2\right] \frac{B_{10}}{B_{1cr}}} \quad (5.3.7-2)$$

式中: B_{10} ——原构件全截面的抗弯刚度 ($N \cdot mm^2$), $B_{10} = 0.95E_c I_{01}$;

I_{01} ——原构件全截面的换算截面惯性矩 (mm^4);

B_{1cr} ——原构件开裂截面的抗弯刚度 ($N \cdot mm^2$), $B_{1cr} = E_c I_{cr,1}$;

$I_{cr,1}$ ——原构件开裂截面的换算截面惯性矩 (mm^4);

$M_{cr,1}$ ——原构件截面的开裂弯矩 ($N \cdot mm$), 对钢筋混凝土受弯构件, $M_{cr,1} = \gamma_1 f_{tk} W_{01}$;

γ_1 ——原构件受拉区混凝土塑性影响系数, 按式 (5.3.7-3) 计算;

$$\gamma_1 = \frac{2S_{01}}{W_{01}} \quad (5.3.7-3)$$

S_{01} ——原构件全截面换算截面重心轴以上(以下)部分面积对重心轴的面积矩 (mm^3);

W_{01} ——原构件全截面换算截面开裂边缘的弹性抵抗矩 (mm^3)。

2 加固后构件的计算刚度 B_2 可按式 (5.3.7-4) 计算:

$$B_2 = \frac{B_{20}}{\left(\frac{M_{cr,2}}{M_s}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr,2}}{M_s}\right)^2\right] \frac{B_{20}}{B_{2cr}}} \quad (5.3.7-4)$$

式中: B_{20} ——加固后构件全截面的抗弯刚度 ($N \cdot mm^2$), $B_{20} = 0.95E_c I_{02}$;

I_{02} ——加固后构件全截面的换算截面惯性矩 (mm^4);

B_{2cr} ——加固后构件开裂截面的抗弯刚度 ($N \cdot mm^2$), $B_{2cr} = E_c I_{cr,2}$;

$I_{cr,2}$ ——加固后构件开裂截面的换算截面惯性矩 (mm^4);

$M_{cr,2}$ ——加固后构件截面的开裂弯矩 ($N \cdot mm$), 对钢筋混凝土受弯构件, $M_{cr,2} = \gamma_2 f_{tk} W_{02}$;

γ_2 ——加固后构件受拉区混凝土塑性影响系数, 按式 (5.3.7-5) 计算;

$$\gamma_2 = \frac{2S_{02}}{W_{02}} \quad (5.3.7-5)$$

S_{02} ——加固后构件全截面换算截面重心轴以上(以下)部分面积对重心轴的面积

矩(mm^3);

W_{02} ——加固后构件全截面换算截面开裂边缘的弹性抵抗矩(mm^3)。

条文说明

由式(5.3.7-1)计算得到的刚度用于钢筋混凝土受弯构件截面受拉区部位采用增大截面进行抗弯加固后的挠度验算,加固后受弯构件的挠度计算值需满足现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的要求。

5.3.8 混凝土受弯构件在受压区增大截面加固后,刚度可按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定进行计算。

5.3.9 钢混组合受弯构件增大截面加固后,刚度可按现行《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》(JTG/T D64-01)的有关规定进行计算。

5.3.10 钢构件增大截面加固后,结构变形计算应考虑加固材料对截面面积和刚度的影响,并应符合现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定。

5.4 连接计算

5.4.1 混凝土受弯构件在受拉区和受压区增设现浇混凝土加厚层时,新旧混凝土结合面的抗剪承载力可按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定进行计算。

5.4.2 钢构件利用钢材增大截面加固,连接计算除应符合现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定外,尚应符合下列规定:

1 新旧钢材采用焊接连接时,角焊缝的强度设计值应乘以 0.85 折减系数,其他类别焊缝的强度设计值应乘以 0.95 折减系数。

2 新旧钢材采用螺栓、铆钉连接时,承载力设计值应乘以 0.95 折减系数。

5.4.3 钢构件利用混凝土增大截面加固,钢、混凝土的连接计算应符合现行《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》(JTG/T D64—01)的有关规定。

5.5 构造要求

5.5.1 采用混凝土增大截面加固时,新浇混凝土应符合下列规定:

1 新浇混凝土层的最小厚度不宜小于 150mm。

2 采用高强高性能混凝土时,新浇混凝土层最小厚度不应小于 100mm。

3 在构造复杂或新浇混凝土施工条件受限的情况下，宜采用自密实混凝土。

条文说明

增大截面法加固混凝土构件时，为保证新浇筑混凝土的施工质量，根据工程加固经验，本条对新浇混凝土的最小厚度及施工条件受限情况下的混凝土材料提出要求。

5.5.2 钢筋混凝土构件、预应力混凝土构件及圬工构件采用混凝土增大截面加固时，新、旧结合面应符合下列规定：

- 1 原构件的结合面应进行凿毛处理。
- 2 原构件为混凝土构件时，结合面宜设置齿形剪力槽，剪力槽深度应以露出原结构最外层钢筋为宜。剪力槽宽度不宜小于 100mm 且不宜大于 150mm，剪力槽齿间净距宜为 1~2 倍槽宽。
- 3 新、旧结合面应通过植筋加强连接，种植钢筋的直径不宜小于 12mm。
- 4 植筋与构件截面边缘最小距离不应小于 2.5 倍钢筋直径，植筋间距不应小于 5 倍钢筋直径，且不应大于 500mm。

5.5.3 钢构件采用混凝土增大截面加固时，新、旧结合面应符合下列规定：

- 1 原构件结合面应打磨除锈，露出金属表面。
- 2 原构件表面应设置连接件，连接件形式与构造应符合现行《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》(JTG/T D64—01)的有关规定。

5.5.4 新浇混凝土内的主钢筋直径不应小于 16mm；分布钢筋直径不应小于 12mm；箍筋直径不应小于原箍筋直径，且不应小于 10mm。

5.5.5 受弯构件在受拉区或受压区采用混凝土增大截面加固时，新增钢筋的设置应符合下列规定：

- 1 混凝土构件增大截面时，新增主钢筋可与原主钢筋焊接；无法直接焊接时，可采用连接短筋焊接成整体〔图 5.5.5a〕，短筋直径不应小于被连接钢筋的最小直径，长度不应小于其直径的 5 倍；短筋沿被连接钢筋长度方向的间距不应大于 500mm。
- 2 混凝土构件增大截面时，新增箍筋可采用植筋方式植入原结构混凝土或与原结构箍筋通过焊接连接成整体，新增主钢筋应与新增箍筋绑扎或交叉点焊〔(图 5.5.5b)、c)〕。
- 3 钢构件增大截面时，混凝土内的新增箍筋应与原钢构件焊接。
- 4 受拉区新增纵向受拉钢筋需截断时，其最小锚固长度应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定。

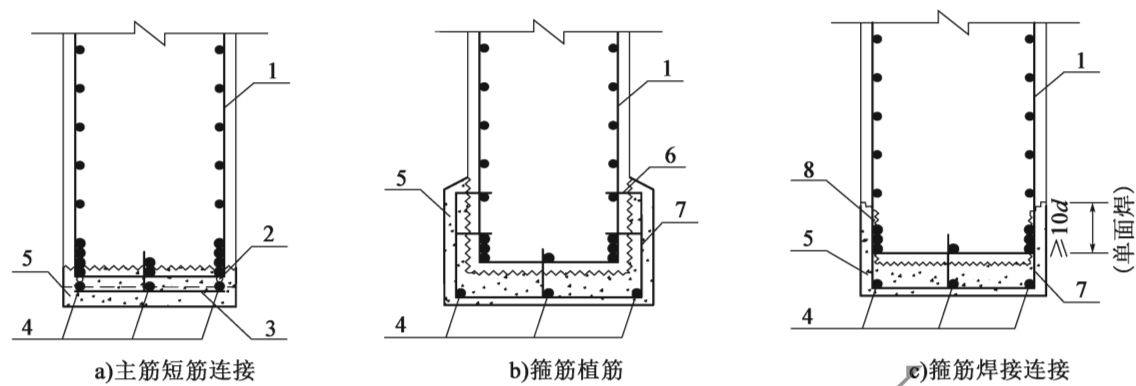


图 5.5.5 受弯构件新增纵向受拉钢筋连接构造示意

1-原箍筋；2-连接短筋；3-连系钢筋；4-新增主筋；5-新增混凝土；6-种植钢筋；7-新增箍筋；8-与原箍筋搭焊

条文说明

4 在受拉区加固时，主要依靠新增纵向受拉钢筋达到提高承载力的目的，新增混凝土主要对钢筋起到保护作用，为防止新增钢筋在混凝土中因锚固破坏而丧失作用，故对新增钢筋的最小锚固长度提出要求。

5.5.6 混凝土受弯构件在截面肋(腹)板增大截面进行抗剪加固时，新增混凝土内应设置竖向或 U 形抗剪钢筋及分布钢筋，新增箍筋宜植入原构件混凝土(图 5.5.6)。

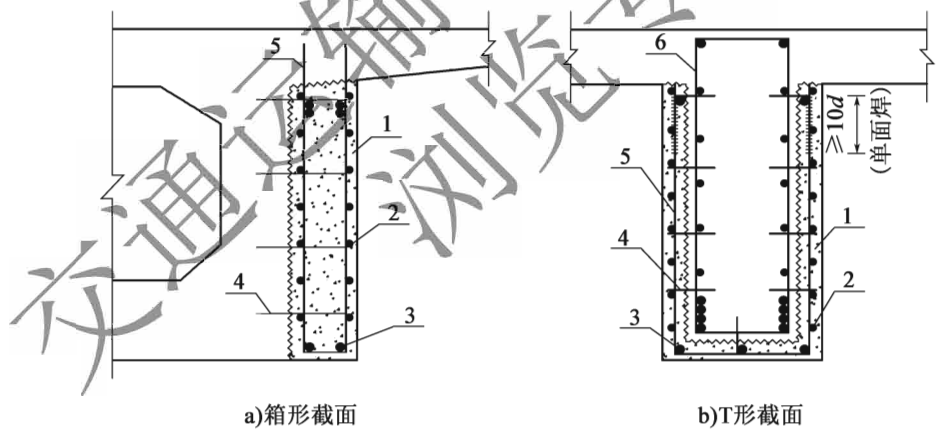


图 5.5.6 受弯构件新增抗剪钢筋连接构造示意

1-(肋)腹板加厚；2-纵向构造钢筋；3-新增主筋；4-种植钢筋；5-新增 U 形箍筋；6-原箍筋

条文说明

为充分发挥抗剪作用，新增箍筋需植入原构件混凝土。原构件混凝土材质状况较差时，设计需要按照分批、间隔种植的方式进行施工。

5.5.7 受压构件采用混凝土增大截面加固时(图 5.5.7)，新增钢筋的设置应符合下

列规定：

1 钢筋混凝土及预应力混凝土、圬工受压构件单侧或双侧增大截面加固应设置闭合箍筋或 U 形箍筋。新增箍筋可采用植筋方式植入原结构混凝土或与原结构箍筋通过焊接连接成整体，新增主钢筋应与新增箍筋绑扎或交叉点焊〔图 5.5.7a)、b)〕。

2 钢筋混凝土及预应力混凝土、圬工、钢受压构件四周增大截面加固应设置整体闭合箍筋，新增主钢筋应与新增箍筋绑扎或交叉点焊〔(图 5.5.7c)、d)、e)〕。

3 被加固构件增大截面至构件端部时，新增主钢筋应植入与其相接的混凝土或圬工构件中，植筋深度应符合本规范的有关规定；与其相接的构件为钢构件时，应按现行《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》(JTG/T D64—01)进行钢混结合部设计，并满足相关构造要求。

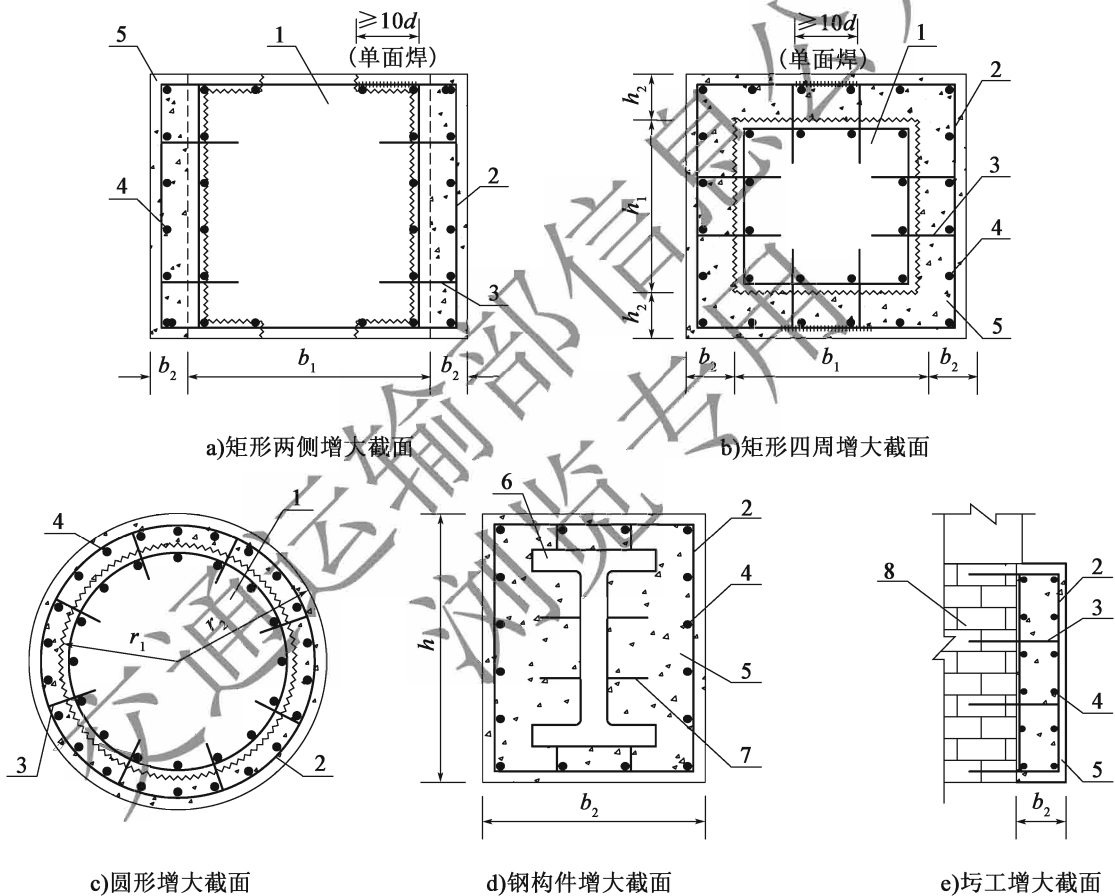


图 5.5.7 受压构件新增钢筋构造示意

1-原混凝土构件；2-新增箍筋；3-种植钢筋；4-新增主筋；5-增大截面；6-原钢构件；7-剪力钉；8-原圬工构件

5.5.8 构件增大截面加固后，混凝土截面的最小配筋率应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定。

5.5.9 构件采用混凝土增大截面加固时，新增混凝土宜配置直径不小于 8mm、间距不大于 100mm 的防裂钢筋网。

5.5.10 构件采用混凝土增大截面加固后,新增普通钢筋和预应力钢筋除应满足本章构造要求外,尚应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定。

5.5.11 用于植筋的混凝土构件,其最小厚度 $h_{\min}$ 应符合下列规定:

$$h_{\min} \geq l_d + 2D \quad (5.5.11)$$

式中: l_d ——植筋锚固深度设计值,按本规范附录 B 进行计算;

D ——钻孔直径,应按表 5.5.11 的规定取值。

表 5.5.11 植筋的钻孔直径

钢筋直径 d (mm)	钻孔直径 D (mm)	钢筋直径 d (mm)	钻孔直径 D (mm)
12	15	22	28
14	18	25	32
16	20	28	35
18	22	32	40
20	25	—	—

5.5.12 钢筋混凝土及预应力混凝土结构植筋设计时,植筋位置应避开被加固构件中的主钢筋、箍筋及预应力钢筋等主要受力钢筋。

5.5.13 承受轴向力作用的植筋最小锚固长度 $l_{\min}$ 应符合下列规定:

- 1 受拉钢筋锚固: $\max\{0.3l_s, 10d, 100\text{mm}\}$;
- 2 受压钢筋锚固: $\max\{0.6l_s, 10d, 100\text{mm}\}$ 。

条文说明

条文中的 l_s 为种植钢筋的基本锚固深度,按本规范附录 B 计算确定; d 为种植钢筋的钢筋直径。

5.5.14 植筋承受剪力作用或最小锚固长度无法满足本规范第 5.5.13 条的规定时,应按锚栓进行设计。

5.5.15 新增钢筋与植筋的连接除应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定外,尚应符合下列规定:

- 1 植筋与受拉钢筋通过绑扎连接时,搭接部位的箍筋间距不应大于受力钢筋植筋的 5 倍,且不应大于 100mm。
- 2 植筋与新增钢筋通过焊接连接时,焊点距基材混凝土表面应大于 $15d$ 。

5.5.16 钢构件采用钢材增大截面加固时，其构造应符合下列规定：

- 1 加固件应有明确、合理的传力路径，加固件与原构件应能可靠地协同工作。
- 2 轴心受力和偏心受力构件加固时，加固件的布置不宜采用导致截面形心偏移的构造方式，加固件应与原构件的支点(或节点)连接可靠。
- 3 加固件与原构件连接设计应采用对原构件截面削弱较小的连接方式。栓接时宜选用较小直径的高强螺栓，焊接时不宜采用与原构件应力方向垂直的焊缝。
- 4 加固件的截断位置应减小应力集中并使未被加固处的截面在设计荷载作用下处于弹性工作状态。
- 5 当采用螺栓或铆钉连接进行增大截面加固时，加固与被加固板件应相互压紧，并应从加固件端部向中间逐次钻孔、安装、拧紧螺栓或铆钉，减少加固过程中对截面的削弱。
- 6 加固件自身应有足够的承载力和刚度，且应适应原构件的几何形状或已发生的变形。

5.5.17 钢构件采用钢材增大截面加固除应满足本章的相关构造要求外，尚应符合现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定。

6 粘贴钢板加固

6.1 一般规定

6.1.1 本方法适用于对下列构件进行加固：

- 1 钢筋混凝土及预应力混凝土、钢及钢混组合受弯构件的抗弯、抗剪加固。
- 2 钢筋混凝土及预应力混凝土受拉构件的抗拉加固。
- 3 钢筋混凝土大偏心受压构件的抗压加固。
- 4 拉弯、压弯及轴心受力钢构件的补强加固。
- 5 钢构件的抗疲劳加固。

6.1.2 抗弯、抗剪及抗拉加固用钢板采用工厂成型的条带钢板时，其受力方式宜设计成仅受轴向力作用。

6.1.3 被加固构件处于高温、高湿、冻融、侵蚀性介质等特殊环境或对抗疲劳性能有特殊要求时，应采用耐环境因素作用或具有耐疲劳能力的胶粘剂。

6.1.4 粘贴加固用钢板应按现行《公路桥梁钢结构防腐涂装技术条件》(JT/T 722)的有关规定进行表面处理。

6.2 持久状况承载能力极限状态计算

6.2.1 混凝土受弯构件在矩形截面或翼缘位于受拉区的 T 形截面的受拉侧粘贴钢板加固(图 6.2.1)时，其正截面抗弯承载力的计算应符合下列规定：

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd1} b_1 x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd1} A'_{s1} (h_0 - a'_{s1}) + (f'_{pdl} - \sigma'_{p01}) A'_{p1} (h_0 - a'_{p1}) \quad (6.2.1-1)$$

1 截面混凝土受压区高度应按下式计算：

$$f_{cd1} b_1 x = f_{pdl} A_{p1} + f_{sd1} A_{s1} + \sigma_{sp} A_{sp} - f'_{sd1} A'_{s1} - (f'_{pdl} - \sigma'_{p01}) A'_{p1} \quad (6.2.1-2)$$

2 截面混凝土受压区高度应满足下列要求：

$$x \leq \xi_{b,sp} h_{01} \quad (6.2.1-3)$$

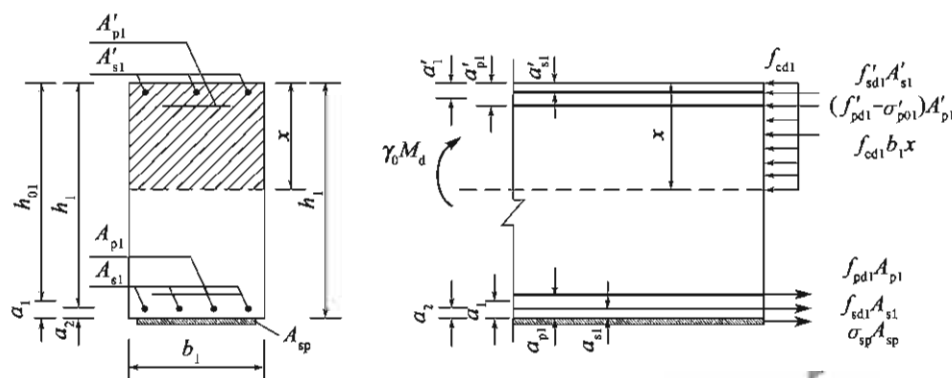


图 6.2.1 混凝土受弯构件受拉侧粘贴钢板加固正截面抗弯承载力计算

3 当受压区配有纵向普通钢筋和预应力钢筋，且预应力钢筋受压即 $(f'_{pd1} - \sigma'_{p01})$ 为正时，

$$x \geq 2a'_1 \quad (6.2.1-4)$$

4 当受压区仅配纵向普通钢筋，或配有普通钢筋和预应力钢筋且预应力钢筋受拉即 $(f'_{pd1} - \sigma'_{p01})$ 为负时，

$$x \geq 2a'_1 \quad (6.2.1-5)$$

式中： γ_0 ——桥梁结构的重要性系数；

M_d ——构件加固后的弯矩设计值 (N·mm)；

f'_{cd1} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值 (MPa)；

x ——加固后截面混凝土受压区高度 (mm)；

b_1 、 h_1 ——分别为原构件截面宽度和高度 (mm)；

f'_{sd1} 、 f'_{sd1} ——分别为原构件纵向受力普通钢筋的抗拉、抗压强度设计值 (MPa)；

f'_{pd1} 、 f'_{pd1} ——分别为原构件纵向预应力钢筋的抗拉、抗压强度设计值 (MPa)；

σ'_{p01} ——原构件受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时预应力钢筋的应力，按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362) 计算；

σ_{sp} ——构件达到受弯承载能力极限状态时的加固钢板拉应力 (MPa)， σ_{sp} 按本规范第 6.2.4 条的有关规定进行计算；

A_{sp} ——加固钢板的截面面积 (mm²)；

A_{pl} 、 A'_{pl} ——分别为原构件受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积 (mm²)；

A_{sl} 、 A'_{sl} ——分别为原构件受拉区、受压区纵向受力普通钢筋的截面面积 (mm²)；

a'_{sl} 、 a'_{pl} ——原构件受压区纵向普通钢筋合力点、预应力钢筋合力点至截面受压区边缘的距离 (mm)；

a'_1 ——原构件受压区纵向普通钢筋和预应力钢筋合力点至截面受压区边缘的距离 (mm)；

h_0 ——加固后截面有效高度 (mm)， $h_0 = h_1 - a_2$ ， h_1 为原构件截面高度， a_2 为受拉区纵向普通钢筋 A_{sl} 、纵向预应力钢筋 A_{pl} 和加固钢板 A_{sp} 的合力点至截

面受拉区边缘的距离；

h_{01} ——原构件截面有效高度(mm)， $h_{01} = h_1 - a_1$ ， h_1 为原构件截面高度， a_1 为受拉区纵向普通钢筋 A_{s1} 及纵向预应力钢筋 A_{p1} 的合力点至截面受拉区边缘的距离；

$\xi_{b,sp}$ ——加固后受弯构件相对界限受压区高度， $\xi_{b,sp} = 0.85\xi_b$ ， ξ_b 按本规范第 3.3.8 条的有关规定选用。

6.2.2 混凝土受弯构件翼缘位于受压区的 T 形截面，在受拉侧粘贴钢板进行抗弯加固时，其正截面抗弯承载力计算应符合下列规定：

1 当混凝土受压区高度 $x \leq h'_f$ 时，应以宽度为 b'_f 的矩形截面[图 6.2.2a)] 按本规范第 6.2.1 条的公式计算正截面抗弯承载力。

2 当混凝土受压区高度 $x > h'_f$ 时，其正截面承载力应按下列公式计算[图 6.2.2b)]：

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd1} \left[b_2 x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + (b'_f - b_2) \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f'_{sd1} A'_{s1} (h_0 - a'_{s1}) + (f'_{pdl} - \sigma'_{p01}) A'_{p1} (h_0 - a'_{p1}) \quad (6.2.2-1)$$

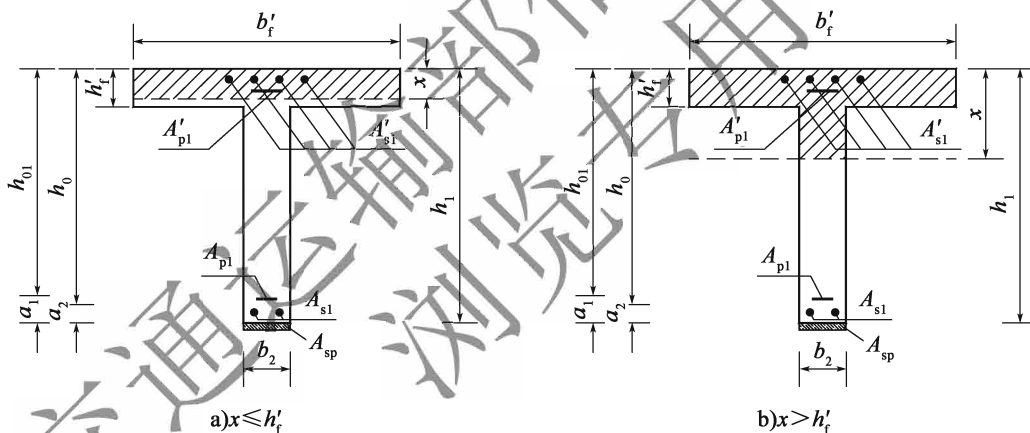


图 6.2.2 T 形截面混凝土受弯构件增大截面加固正截面抗弯承载力计算

3 混凝土受压区高度应按下式计算，并应满足本规范式(6.2.1-3)～式(6.2.1-5)的要求：

$$f_{cd1} [b_2 x + (b'_f - b_2) h'_f] = f_{sd1} A_{s1} - f'_{sd1} A'_{s1} + f_{pdl} A_{p1} - (f'_{pdl} - \sigma'_{p01}) A'_{p1} + \sigma_{sp} A_{sp} \quad (6.2.2-2)$$

式中： h'_f ——T 形截面受压翼缘厚度(mm)；

b'_f ——T 形截面受压翼缘的有效宽度(mm)，按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定计算；

其他符号意义见式(6.2.1-1)～式(6.2.1-5)。

6.2.3 当计算中考虑受压区纵向钢筋但不符合式(6.2.1-4)或式(6.2.1-5)条件时，

正截面抗弯承载力的计算应符合式(6.2.3-1)~(6.2.3-2)的规定:

1 当受压区配有纵向普通钢筋和预应力钢筋,且预应力钢筋受压时,

$$\gamma_0 M_d \leq f_{sd1} A_{s1} (h_1 - a_{s1} - a'_1) + f_{pd1} A_{p1} (h_1 - a_{p1} - a'_1) + \sigma_{sp} A_{sp} (h_1 - a'_1) \quad (6.2.3-1)$$

2 当受压区仅配纵向普通钢筋,或配有普通钢筋和预应力钢筋且预应力钢筋受拉时,

$$\gamma_0 M_d \leq f_{sd1} A_{s1} (h_1 - a_{s1} - a'_1) + f_{pd1} A_{p1} (h_1 - a_{p1} - a'_1) + \sigma_{sp} A_{sp} (h_1 - a'_1) - (f'_{pd1} - \sigma'_{p01}) A'_{p1} (a'_{p1} - a'_1) \quad (6.2.3-2)$$

式中: a_{s1} ——原构件受拉区纵向普通钢筋合力点至截面受拉区边缘的距离(mm);

a_{p1} ——原构件受拉区纵向预应力钢筋合力点至截面受拉区边缘的距离(mm);

其他符号意义见式(6.2.1-1)~式(6.2.1-5)。

6.2.4 混凝土受弯构件粘贴钢板加固后,计算正截面抗弯承载力时,加固钢板的拉应力 σ_{sp} 应按式(6.2.4-1)~式(6.2.4-9)进行计算:

1 钢筋混凝土构件:

$$\sigma_{sp} = \psi_{sp} f_{sp} \quad (6.2.4-1)$$

式中: f_{sp} ——加固钢板的抗拉强度设计值(MPa),按本规范第4.3.5条的有关规定取值;

ψ_{sp} ——考虑加固受弯构件二阶段受力以及已有混凝土裂缝影响,粘贴钢板可能达不到抗拉强度设计值而采用的利用系数,加固前受弯构件混凝土表面没有弯曲裂缝时可取 $\psi_{sp} = 0.95$,混凝土弯曲裂缝最大宽度大于或等于0.02mm时可取 $\psi_{sp} = 0.85$ 。

2 预应力混凝土构件:

先张法

$$\sigma_{sp} = \frac{\varepsilon_{cu} (\beta h_1 - x)}{x} \cdot E_{sp} + \left[\frac{N_{p0}}{A_0} + \frac{N_{p0} e_{p0}}{W_{0u}} - \frac{M_{Gd.1}}{W_{0u}} \right] \alpha_{Esp} \quad (6.2.4-2)$$

后张法

$$\sigma_{sp} = \frac{\varepsilon_{cu} (\beta h_1 - x)}{x} \cdot E_{sp} + \left[\frac{N_{pn}}{A_n} + \frac{N_{pn} e_{pn}}{W_{nu}} - \frac{M_{Gd.1}}{W_{nu}} \right] \alpha_{Esp} \quad (6.2.4-3)$$

式中: ε_{cu} ——原构件混凝土极限压应变,当混凝土强度等级为C50及C50以下时,取 $\varepsilon_{cu} = 0.0033$,当混凝土强度等级为C80时,取 $\varepsilon_{cu} = 0.003$,中间强度等级通过内插求得;

x ——截面等效矩形应力图形的混凝土受压区高度(mm);

β ——截面等效矩形应力图形受压区高度 x 与实际受压区高度的比值,按本规范第3.3.7条的规定取用;

E_{sp} ——加固钢板的弹性模量(MPa);

$M_{Gd.1}$ ——原构件加固前由永久作用产生的弯矩值(N·mm);

α_{Esp} ——加固钢板弹性模量 E_{sp} 与混凝土弹性模量 E_c 的比值；

A_0 、 W_{0u} ——分别为先张法构件截面的换算截面面积和对换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩(mm^3)；

A_n 、 W_{nu} ——分别为后张法构件截面的净截面面积和对净截面受拉边缘的弹性抵抗矩(mm^3)；

N_{p0} ——先张法构件预应力钢筋 A_p 、纵向非预应力钢筋 A_s 的合力(N)；

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p - \sigma_{16} A_s \quad (6.2.4-4)$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{\text{con}} - \sigma_1 + \sigma_{14} \quad (6.2.4-5)$$

σ_{14} 、 σ_{16} ——分别为混凝土弹性压缩引起的预应力损失和预应力钢筋合力作用点处由混凝土收缩、徐变引起的预应力损失(MPa)；

σ_{con} 、 σ_1 ——分别为预应力钢筋的张拉控制应力和全部预应力损失值(MPa)；

e_{p0} ——先张法构件预应力钢筋 A_p 、纵向普通钢筋 A_s 的合力作用点到截面换算截面重心的距离(mm)；

$$e_{p0} = \frac{\sigma_{p0} A_p y_p - \sigma_{16} A_s y_s}{N_{p0}} \quad (6.2.4-6)$$

y_p 、 y_s ——分别为先张法构件预应力钢筋 A_p 和纵向普通钢筋 A_s 的合力作用点到截面换算截面重心的距离(mm)；

N_{pn} ——后张法构件预应力钢筋 A_p 和纵向普通钢筋 A_s 的合力(N)；

$$N_{pn} = \sigma_{pe} A_p - \sigma_{16} A_s \quad (6.2.4-7)$$

$$\sigma_{pn} = \sigma_{\text{con}} - \sigma_1 + \alpha_{\text{Ep}} \sigma_{pe} \quad (6.2.4-8)$$

σ_{pe} ——由 N_{pn} 产生的截面受拉区预应力钢筋重心处的混凝土法向应力(MPa)，压应力以正值代入，拉应力以负值代入；

α_{Ep} ——预应力钢筋弹性模量 E_p 与混凝土弹性模量 E_c 的比值；

e_{pn} ——后张法构件预应力钢筋 A_p 和纵向普通钢筋 A_s 的合力作用点到截面净截面重心的距离(mm)；

$$e_{pn} = \frac{\sigma_{pe} A_p y_{pn} - \sigma_{16} A_s y_{sn}}{N_{pn}} \quad (6.2.4-9)$$

y_{pn} 、 y_{sn} ——分别为后张法构件预应力钢筋 A_p 和纵向普通钢筋 A_s 的合力作用点到截面净截面重心的距离(mm)。

由式(6.2.4-2)或式(6.2.4-3)计算的加固钢板的拉应力 $\sigma_{\text{sp}} > f_{\text{sp}}$ 时，取 $\sigma_{\text{sp}} = f_{\text{sp}}$ 。

条文说明

通常，公路桥梁粘贴钢板加固混凝土受弯构件施工前构件可能已存在混凝土弯曲裂缝并且加固后构件是属于二阶段受力构件。根据国内室内试验研究观测，加固后的混凝土受弯构件会发生由于已有弯曲裂缝或新生弯曲裂缝宽度的增大，粘贴钢板在宽度较大的裂缝处会发生与混凝土粘贴面上局部粘贴剥离的破坏，影响了粘贴钢板作用发挥和降低了加固构件的承载力，同时二阶段受力对混凝土构件已有裂缝或新生裂缝宽度的增大

比一阶段受力影响更大。基于对二阶段受力的粘贴钢板加固混凝土受弯构件结构计算方法，结合国内东南大学、长安大学、武汉水利电力大学、广西大学和辽宁工程技术大学等 15 根二阶段受力钢筋混凝土试验梁和相应的一阶段受力对比试验梁资料进行对比计算分析，采用钢板强度利用系数 ψ_{sp} 来考虑加固后受弯构件二阶段受力以及已有混凝土裂缝对粘贴钢板承载力的影响，一般取 0.85 ~ 0.95。加固前构件表面没有混凝土弯曲裂缝，取 $\psi_{sp}=0.95$ ；加固前构件已有的混凝土弯曲裂缝最大宽度达到或超过 0.2mm，可取 $\psi_{sp}=0.85$ ，当检测的混凝土弯曲裂缝最大宽度值在上述两种情况之间时，在 0.85 和 0.95 之间选取 ψ_{sp} 值。

对粘贴钢板进行预应力混凝土受弯构件正截面抗弯承载力加固的计算，因常用预应力钢筋与加固钢板的物理力学性能有一定差异，故采用二阶段受力混凝土受弯构件的一般方法计算破坏时加固钢板的拉应力 σ_{sp} 。

为了避免因粘贴钢板量过大而导致受弯构件截面的超筋破坏，加固后受弯构件截面的计算混凝土受压区高度需满足式(6.2.1-3)的要求，其中 $\xi_{b,sp}$ 为加固后受弯构件截面相对界限受压区高度，参照《混凝土结构加固设计规范》(GB 50367—2013)规定，取 $\xi_{b,sp}=0.85\xi_b$ ，保证加固后受弯构件延性的同时，限制过度粘贴钢板而出现加固后的受弯构件发生先剪切破坏的情况。

6.2.5 在钢筋混凝土受弯构件腹板侧面距受拉边缘 1/4 截面高度范围内粘贴钢板进行抗弯加固时，腹板侧面需粘贴的钢板截面面积 $A_{sp,l}$ 可按下式计算：

$$A_{sp,l} = A_{sp,b}/k \tag{6.2.5}$$

式中： $A_{sp,b}$ ——与粘贴到构件腹板侧面钢板面积等效的构件受拉侧钢板面积(mm^2)，按本规范第 6.2.1 和第 6.2.2 条计算；

k ——修正系数，应按表 6.2.5 采用。

表 6.2.5 修正系数 k 值

$h_{f,sp}/h$	0.10	0.15	0.20	0.25
钢筋混凝土受弯构件加固	0.83	0.74	0.67	0.59

注： $h_{f,sp}$ 为从构件受拉边缘算起的侧面粘贴钢板的高度， h 为构件截面高度。

条文说明

试验研究与分析表明，当粘贴在混凝土梁两侧面的钢板高度 $h_{f,sp}$ 大于 1/3 的梁高度后，加固梁破坏时钢板与原梁的受拉主筋之间的拉应变很不协调，且容易发生由钢板端部处而起的梁体混凝土斜裂缝破坏，抗弯承载力提高不明显，研究文献一般建议侧面粘贴钢板的高度要小于 (1/3 ~ 1/4) 的梁高度。公路桥梁的钢筋混凝土梁焊接钢筋骨架的受拉主筋焊接叠高一般不超过 (0.15 ~ 0.2) 的梁高度，因此，规定粘贴在混凝土梁两侧面的钢板高度 $h_{f,sp}$ 需小于 1/4 的梁高度，侧面粘贴钢板的截面重心可以尽量接近梁受拉主筋的合力作用点，发挥侧面粘贴钢板的作用。

混凝土梁侧面粘贴钢板加固后的抗弯承载力需将侧面粘贴钢板换算成等效的粘贴在梁底面(受拉面)钢板后进行计算。

与粘贴梁底面钢板受力相比,粘贴梁两侧面的钢板截面高度方向上拉应力分布不均匀,同时截面拉力的合力作用内力偶臂小,因此采用修正系数 k 来获得等效的粘贴梁底面钢板截面面积,即等效粘贴梁底面钢板面积 $A_{sp,b}=kA_{sp,1}$ 参照《混凝土结构加固设计规范》(GB 50367—2013)的方法并按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的规定计算得到表 6.2.5 的修正系数 k 值。

6.2.6 混凝土受弯构件采用粘贴钢板进行抗剪加固时,在符合本规范第 6.5 节构造要求的前提下,其加固后的斜截面抗剪承载力计算应按式(6.2.6-1)~式(6.2.6-3)计算:

$$\gamma_0 V_d \leq V_{b0} + V_{vp} + V_{sp} \quad (6.2.6-1)$$

式中: γ_0 ——桥梁结构的重要性系数;

V_d ——构件加固后验算截面处的剪力设计值(kN);

V_{b0} ——加固前受弯构件的斜截面抗剪承载力(kN),按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定进行计算;

V_{vp} ——粘贴竖向钢板的抗剪承载力设计值(kN);

V_{sp} ——与斜截面相交的斜向钢板抗剪承载力设计值(kN)。

1 钢板竖向粘贴时,其提供的抗剪承载力可按式(6.2.6-2)计算:

$$V_{vp} = \frac{1.0 \times 10^{-3} \psi_{vb} f_{sp} A_{vp} h_{vp}}{S_{vp}} \quad (6.2.6-2)$$

式中: ψ_{vb} ——考虑粘贴钢板抗剪受力状态及应力不均匀等影响的承载力修正系数,钢筋混凝土构件取 0.8,预应力混凝土构件取 0.51;

f_{sp} ——加固钢板的抗拉强度设计值(MPa),按本规范第 4.3.5 条的有关规定取值;

A_{vp} ——配置在同一截面处钢板的截面面积之和(mm^2), $A_{vp} = n_{vp} b_{vp} t_{vp}$;腹板单侧粘贴时, $n_{vp} = 1$,两侧粘贴时, $n_{vp} = 2$;

b_{vp} 、 t_{vp} ——单块钢板宽度和厚度(mm);

h_{vp} ——钢板与梁黏结的竖向高度(mm);

S_{vp} ——粘贴钢板沿构件纵向的间距(mm)。

2 钢板斜向粘贴时,其提供的抗剪承载力可按式(6.2.6-3)计算:

$$V_{sp} = 1 \times 10^{-3} \psi_{sb} \sum_{i=1}^m f_{sp} A_{b,sp} \sin \alpha \quad (6.2.6-3)$$

式中: ψ_{sb} ——考虑粘贴斜向钢板抗剪受力状态及应力不均匀等影响的承载力修正系数,钢筋混凝土构件取 0.8,预应力混凝土构件取 0.75;

i ——与斜截面相交的第 i 道斜向钢板,按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定计算, $i = 1 \cdots m$;

- f_{sp} ——加固钢板的抗拉强度设计值(MPa),按本规范第4.3.5条的有关规定取值;
- $A_{b,sp}$ ——配置在同一位置处斜向钢板截面面积之和(mm^2), $A_{b,sp} = n_{sp} b_{sp} t_{sp}$, 腹板单侧粘贴时, $n_{sp} = 1$, 两侧粘贴时, $n_{sp} = 2$;
- b_{sp} 、 t_{sp} ——钢板宽度和厚度(mm);
- α ——粘贴斜向钢板与梁中轴线的夹角($^\circ$)。

条文说明

粘贴钢板所提供的抗剪承载力计算中, ψ_{vb} 、 ψ_{sb} 是考虑粘贴钢板抗剪受力状态及应力不均匀等影响的承载力修正系数。在东南大学、福州大学、广西大学等进行的工程室内试验资料, 试验梁的剪跨比在1.3~3.05内、一阶段和二阶段受力、带裂缝加固和带压条的不同粘贴钢板形式等基础上, 结合相关研究资料简化后制定的。

对粘贴钢板进行预应力混凝土受弯构件抗剪加固后承载力计算的系数 ψ_{vb} 、 ψ_{sb} 值, 是基于东南大学进行的二阶段受力试验梁结果进行研究分析得到的, 经对福州大学进行的3根试验梁结果考证, 在加固前已有斜裂缝的最大宽度在1mm之内时, 按式(6.2.6-2)计算得到的粘贴钢板的承载力计算值与试验值 V_u/V_{ul} 之比均值为0.81, 均方差为0.04。

加固设计时, 由受弯构件的计算截面的剪力计算值 $\gamma_0 V_d$ (kN)和加固前受弯构件的斜截面承载力 V_{d0} 得到需要粘贴钢板提供的抗剪承载力计算值($\gamma_0 V_d - V_{d0}$)后, 可以进行粘贴钢板设计计算。对粘贴竖向钢板, 需假定竖向钢板尺寸, 再按式(6.2.6-2)计算粘贴钢板的间距并结合构造规定来确定钢板设计间距; 对粘贴斜向钢板, 需按式(6.2.6-3)计算得到需要的斜向钢板截面面积 $A_{b,sp}$, 再确定斜向钢板尺寸并结合构造要求布置。

6.2.7 混凝土受弯构件采用粘贴钢板进行抗剪加固后, 其抗剪截面应满足下列要求:

$$\gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b_1 h_0 \quad (6.2.7)$$

式中: γ_0 ——桥梁结构的重要性系数;

V_d ——加固后构件验算截面处的剪力设计值(kN);

$f_{cu,k}$ ——原构件混凝土的强度等级(MPa), 原构件轴心混凝土抗压强度按棱柱体抗压强度取值时, 按本规范附录A的有关规定换算为立方体抗压强度;

b_1 ——原构件截面宽度(mm);

h_0 ——原构件截面有效高度(mm)。

6.2.8 钢筋混凝土矩形截面大偏心受压构件在受拉侧粘贴钢板加固的正截面承载力应按式(6.2.8-1)~式(6.2.8-3)计算(图6.2.8):

$$\gamma_0 N_d \leq f_{cd1} b_1 x + f'_{sd1} A'_{s1} - f_{sd1} A_{s1} - \psi_{sp} f_{sp} A_{sp} \quad (6.2.8-1)$$

$$\gamma_0 N_d e \leq f_{cd1} b_1 x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd1} A'_{s1} (h_0 - a'_{s1}) \quad (6.2.8-2)$$

$$e = \eta e_0 + \frac{h_1}{2} - a_2 \quad (6.2.8-3)$$

式中： γ_0 ——桥梁结构的重要性系数；

N_d ——轴向力设计值(N)；

f_{cd1} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值(MPa)；

f_{sd1} ——原构件受拉边或受压较小边纵向普通钢筋强度设计值(MPa)；

f'_{sd1} ——原构件受压较大边纵向普通钢筋强度设计值(MPa)；

A_{s1} ——原构件受拉边或受压较小边纵向普通钢筋的截面面积(mm²)；

A'_{s1} ——原构件受压较大边纵向普通钢筋的截面面积(mm²)；

A_{sp} ——构件截面受拉边粘贴钢板的截面面积(mm²)；

f_{sp} ——加固钢板的抗拉强度设计值(MPa)，按本规范第4.3.5条的有关规定取值；

ψ_{sp} ——加固钢板的强度利用系数，一般可取0.9；

b_1 、 h_1 ——分别为原构件截面宽度和高度(mm)；

h_0 ——加固后截面有效高度(mm)， $h_0 = h_1 - a_2$ ， h_1 为原构件截面高度， a_2 为受拉区纵向普通钢筋 A_{s1} 和加固钢板 A_{sp} 的合力点至截面受拉区边缘的距离；

x ——加固后截面混凝土受压区高度(mm)；

a'_{s1} ——受压较大边普通钢筋合力点至受压较大边边缘的距离(mm)；

e ——轴向力作用点至截面受拉普通钢筋 A_s 和加固钢板 A_{sp} 合力点的距离(mm)；

e_0 ——轴向力对截面重心轴的偏心距(mm)， $e_0 = M_d / N_d$ ， M_d 为相应于 N_d 的弯矩设计值；

η ——偏心受压构件考虑二阶弯矩影响的轴向压力偏心距增大系数，按本规范第5.2.12条的有关规定计算，其中的 $\psi_\eta = 1$ ， $h_2 = h_1$ 。

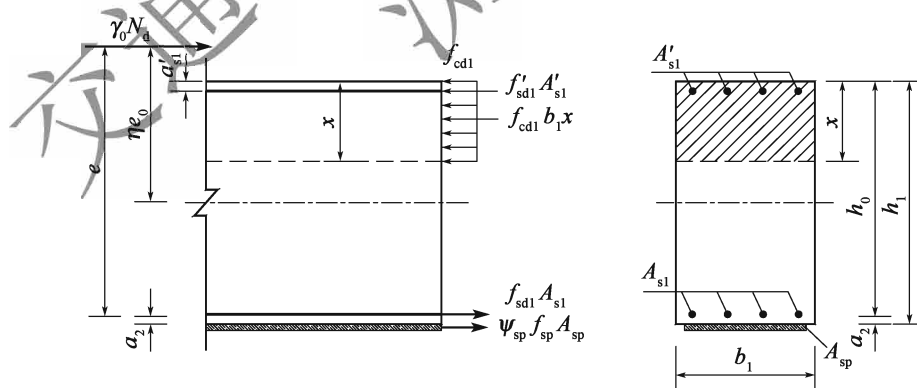


图 6.2.8 粘贴钢板加固矩形截面大偏心受压构件的正截面计算

6.2.9 钢筋混凝土 I 形截面大偏心受压构件在受拉侧粘贴钢板加固的正截面承载力计算应参照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)第 5.3.6 条和本规范第 6.2.8 条的有关规定进行计算。

$$x \geq 2a'_1 \quad (6.2.11-5)$$

3 当受压区仅配纵向普通钢筋,或配有普通钢筋和预应力钢筋且预应力钢筋受拉,即 $(f'_{pd1} - \sigma'_{p01})$ 为负时,

$$x \geq 2a'_{s1} \quad (6.2.11-6)$$

式中: γ_0 ——桥梁结构的重要性系数;

N_d ——构件加固后的轴向力设计值(N);

f_{cd1} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值(MPa);

b_1 、 h_1 ——分别为原构件截面宽度和高度(mm);

h_0 ——加固后截面有效高度(mm), $h_0 = h_1 - a_2$, h_1 为原构件截面高度, a_2 为受拉区纵向普通钢筋 A_{s1} 、预应力钢筋 A_{p1} 和粘贴钢板 A_{sp} 的合力点至截面受拉区边缘的距离;

x ——加固后截面混凝土受压区高度(mm);

a'_1 ——原构件截面受压区普通钢筋和预应力钢筋合力点至受压区边缘的距离(mm);

a'_{s1} ——原构件截面受压区普通钢筋合力点至受压区边缘的距离(mm);

f_{sd1} 、 f'_{sd1} ——分别为原构件纵向普通钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值(MPa);

f_{pd1} 、 f'_{pd1} ——分别为原构件纵向预应力钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值(MPa);

σ'_{p01} ——原构件受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时预应力钢筋的应力,按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定计算;

A_{s1} ——原构件截面受拉区纵向普通钢筋的截面面积(mm²);

A'_{s1} ——原构件截面受压区纵向普通钢筋的截面面积(mm²);

A_{p1} ——原构件截面受拉区纵向预应力钢筋的截面面积(mm²);

A'_{p1} ——原构件截面受压区纵向预应力钢筋的截面面积(mm²);

f_{sp} ——受拉加固钢板的抗拉强度设计值(MPa),按本规范第4.3.5条的有关规定取值;

A_{sp} ——受拉加固钢板的截面面积(mm²);

e ——轴向拉力作用点至截面受拉普通钢筋 A_s 、预应力钢筋 A_p 、加固钢板 A_{sp} 合力点的距离(mm);

e_0 ——轴向拉力对截面重心轴的偏心距(mm), $e_0 = M_d / N_d$, 其中 M_d 为与 N_d 相应的弯矩设计值;

ψ_{sp} ——加固钢板的强度利用系数,取0.90。

条文说明

大偏心受拉构件在受拉侧面粘贴纵向钢板加固的截面设计计算,可以联立求解式

(6.2.11-1)和式(6.2.11-2)得到截面受压区高度 x 和所需的钢板面积 A_{sp} ,其中,受压区高度 x 需满足式(6.2.11-4)的要求。

6.2.12 混凝土大偏心受拉构件粘贴钢板加固后,当计算中考虑受压区纵向钢筋但不符合式(6.2.11-5)或式(6.2.11-6)条件时,其承载力除应满足式(6.2.11-1)的要求外,尚应符合下列规定:

1 当受压区配有纵向普通钢筋和预应力钢筋,且预应力钢筋受压时,

$$\gamma_0 N_d e' \leq f_{sd1} A_{s1} (h_1 - a_{s1} - a'_1) + f_{pd1} A_{p1} (h_1 - a_{p1} - a'_1) + \psi_{sp} f_{sp} A_{sp} (h_1 - a'_1) \quad (6.2.12-1)$$

2 当受压区仅配纵向普通钢筋,或配有普通钢筋和预应力钢筋,且预应力钢筋受拉时,

$$\gamma_0 N_d e'_s \leq f_{sd1} A_{s1} (h_1 - a_{s1} - a'_{s1}) + f_{pd1} A_{p1} (h_1 - a_{p1} - a'_{s1}) + \psi_{sp} f_{sp} A_{sp} (h_1 - a'_{s1}) - (f'_{pd1} - \sigma'_{p01}) A'_{p1} (a'_{p1} - a'_{s1}) \quad (6.2.12-2)$$

式中: a_{s1} ——原构件截面受拉区纵向普通钢筋合力点至截面受拉区边缘的距离;

a_{p1} ——原构件截面受拉区纵向预应力钢筋合力点至截面受拉区边缘的距离;

e' ——轴向力作用点至加固后截面受压边纵向钢筋 A'_1 和预应力钢筋 A'_{p1} 合力点的距离;

e'_s ——轴向力作用点至加固后截面受压边纵向钢筋 A'_{s1} 合力点的距离;

其他符号意义见式(6.2.11-1)~式(6.2.11-6)。

6.2.13 钢构件粘贴钢板加固后,应分别按本规范第5.2.16条、第5.2.17条和第5.2.18条的规定进行强度验算或稳定性验算。

6.2.14 钢混组合受弯构件采用粘贴钢板加固后,其截面弹性抗弯、抗剪承载力可采用换算截面法按现行《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》(JTG/T D64-01)的有关规定进行计算,并满足相关要求。

6.2.15 钢构件粘贴钢板加固后,结构和构件稳定性计算应计入加固材料对截面面积和构件纵向弯曲的影响,并应符合现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定。

6.2.16 钢构件粘贴钢板加固后,构件和连接部位的疲劳强度验算可按现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定执行,疲劳荷载宜采用现场活荷载调查确定。

6.3 持久状况正常使用极限状态计算

6.3.1 预应力混凝土受弯构件采用粘贴钢板加固后,其正常使用极限状态的计算,

可将钢板折算为普通钢筋,按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定进行计算。

6.3.2 钢筋混凝土受弯构件粘贴钢板加固后,最大裂缝宽度可按本规范第5.3.3条的有关规定进行计算。

6.3.3 钢筋混凝土受弯构件粘贴钢板加固后,抗弯刚度可按本规范第5.3.7条的有关规定进行计算。

6.3.4 钢混组合受弯构件粘贴钢板加固后,其刚度及桥面板裂缝宽度可采用换算截面法按现行《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》(JTG/T D64-01)的有关规定进行计算。

6.3.5 钢构件粘贴钢板加固后,结构变形计算应考虑加固材料对截面面积和刚度的影响,并应符合现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定。

6.4 端部锚固计算

6.4.1 混凝土受弯构件正截面加固时,纵向受拉钢板的截断位置距其充分利用截面的距离不应小于按式(6.4.1)计算得出的粘贴延伸长度(图6.4.1):

$$l_p = \frac{f_{sp} t_{sp}}{f_{bd}} + 350 \quad (6.4.1)$$

式中: l_p ——受拉钢板粘贴延伸长度(mm);

t_{sp} ——受拉钢板的厚度(mm);

f_{sp} ——纵向受拉钢板抗拉强度设计值(MPa);

f_{bd} ——粘贴钢板与基材之间的黏结强度设计值(MPa),当基材为混凝土时,取 $f_{bd} = 0.5f_{td}$, f_{td} 为混凝土抗拉强度设计值;当 f_{bd} 的计算值高于 0.8MPa 时,取 $f_{bd} = 0.8\text{MPa}$ 。

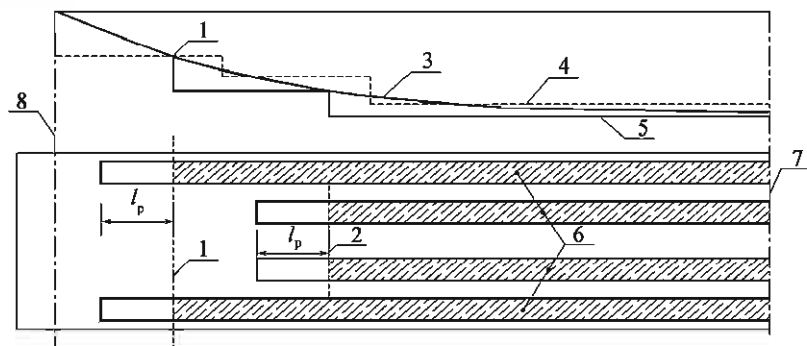


图 6.4.1 粘贴钢板延伸长度示意

1-充分利用截面; 2-充分发展截面; 3-截面弯矩包络图; 4-加固前截面抗弯承载力包络图;
5-加固后截面抗弯承载力包络图; 6-粘贴钢板; 7-跨径中心线; 8-支撑中心线

条文说明

钢板粘贴延伸长度 l_p 的计算公式是参照现行《混凝土结构加固设计规范》(GB 50367), 并按照公路桥梁相关设计规范规定进行校准计算确定的。

6.4.2 混凝土受弯构件抗弯加固采用的纵向钢板延伸长度无法满足本规范第 6.4.1 条的有关规定时, 可采用 U 形钢箍板进行端部锚固, U 形钢箍板数量 n 应符合下列规定:

1 当 $f_{vd}b_{sp} \leq 2f_{bd}l_1$ 时,

$$f_{sp}A_{sp} \leq 0.5f_{bd}l_p b_{sp} + 0.7nf_{vd}b_{sp}b_{vp} \quad (6.4.2-1)$$

2 当 $f_{vd}b_{sp} > 2f_{bd}l_1$ 时,

$$f_{sp}A_{sp} \leq (0.5l_p b_{sp} + nb_{vp}l_1)f_{bd} \quad (6.4.2-2)$$

式中: f_{vd} ——钢与钢黏结抗剪强度设计值(MPa), 取 3.0MPa;

A_{sp} ——粘贴的纵向受拉钢板总截面面积(mm^2);

f_{sp} ——粘贴的纵向受拉钢板抗拉强度设计值(MPa);

f_{bd} ——粘贴钢板与混凝土之间的黏结强度设计值(MPa), 按本规范第 6.4.1 条的有关规定取用;

l_1 ——U 形钢箍板单肢的梁侧黏结长度(mm), 可取其受弯构件侧面混凝土粘贴的竖向高度。

l_p ——粘贴的纵向受拉钢板的粘贴延伸长度(mm);

b_{sp} ——粘贴的纵向受拉钢板截面宽度(mm);

b_{vp} ——单个 U 形钢箍板宽度(mm);

n ——粘贴的纵向受拉钢板每端加贴 U 形钢箍板的道数。

6.4.3 混凝土受弯构件抗弯加固采用的纵向钢板延伸长度无法满足本规范第 6.4.1 条规定时, 可采用锚栓群进行端部锚固, 锚栓群抗剪承载力应符合下列规定:

$$f_{sp}A_{sp} \leq \min(V^a, V^c) \quad (6.4.3-1)$$

$$V^a = \psi_{E,v} f_{ud,v} A_s \quad (6.4.3-2)$$

$$V^c = 0.18\psi_v \sqrt{f_{cu,k}} c_1^{1.5} d_0^{0.3} h_{ef}^{0.2} \quad (6.4.3-3)$$

式中: V^a ——锚栓钢材受剪承载力设计值(N);

$\psi_{E,v}$ ——锚栓受剪承载力抗震折减系数; 对 6 度区及以下, 取 $\psi_{E,v} = 1.0$; 对 7 度区, 取 $\psi_{E,v} = 0.8$; 对 8 度区 I、II、III 类场地, 取 $\psi_{E,v} = 0.7$ 。

$f_{ud,v}$ ——锚栓钢材抗剪强度设计值(MPa);

A_g ——锚栓有效截面面积(mm^2)；

V^c ——锚栓连接的基材混凝土受剪承载力设计值(N)；

ψ_v ——考虑各种因素对基材混凝土受剪承载力影响的修正系数，按现行《混凝土结构加固设计规范》(GB 50367)的规定计算；

C_1 ——平行于剪力方向的边距(mm)；

d_0 ——锚栓外径(mm)；

h_{ef} ——锚栓的有效锚固深度(mm)；

其他符号意义与式(6.4.2-1)、式(6.4.2-2)相同。

6.4.4 受弯钢构件正截面加固时，纵向受拉钢板的截断位置距其充分利用截面(图6.4.1)的距离不应小于按式(6.4.4)计算得出的粘贴延伸长度：

$$l_p = \frac{f_{sp} t_{sp}}{f_{bd}} + 200 \quad (6.4.4)$$

式中： l_p ——受拉钢板粘贴延伸长度(mm)；

t_{sp} ——粘贴钢板的总厚度(mm)；

f_{sp} ——纵向受拉钢板抗拉强度设计值(MPa)；

f_{bd} ——钢板与基材之间的黏结强度设计值(MPa)，基材为钢材时，取2.0MPa。

6.5 构造要求

6.5.1 采用条带钢板加固时，钢板厚度不应小于6mm，并不宜大于10mm；钢板宽度不宜小于150mm，并不宜大于250mm，且宽厚比不宜小于30。

6.5.2 混凝土构件粘贴钢板加固时，加固用锚栓应符合下列规定：

1 钢板定位或固定可采用普通化学锚栓，端部锚固用锚栓宜采用特殊倒锥形化学锚栓或后扩底机械锚栓。

2 条带钢板定位或固定用锚栓宜按双排交错布置，锚栓间距不宜大于400mm。

3 加固用锚栓直径不宜小于12mm，锚栓间距和锚栓距构件边缘距离不应小于6倍锚栓直径，锚栓中心与钢板边缘距离不应小于2倍锚栓直径。

6.5.3 加固用锚栓的锚固深度应符合下列规定：

1 锚栓的有效锚固深度不应小于混凝土保护层厚度，后扩底机械锚栓的有效锚固深度不应小于60mm，化学锚栓的有效锚固深度应符合表6.5.3-1的规定。

2 在抗震设防区的承重结构中采用锚栓时，其有效锚固深度应分别符合表6.5.3-2和表6.5.3-3的规定。

表 6.5.3-1 化学锚栓有效锚固深度

锚栓直径 d (mm)	12	16	20	≥ 24
有效锚固深度 (mm)	≥ 70	≥ 80	≥ 90	$\geq 4d$

表 6.5.3-2 后扩底机械锚栓考虑地震作用的有效锚固深度

锚栓直径 (mm)	12	16	20	24
有效锚固深度 (mm)	≥ 80	≥ 100	≥ 150	≥ 180

表 6.5.3-3 化学锚栓考虑地震作用的有效锚固深度

锚栓直径 (mm)	12	16	20	24
有效锚固深度 (mm)	≥ 100	≥ 125	≥ 170	≥ 200

6.5.4 混凝土构件粘贴钢板加固时，混凝土基材的厚度应符合下列规定：

- 1 对于后扩底机械锚栓，基材厚度不应小于 2 倍的有效锚固深度，且不应小于 100mm。其中，有效锚固深度按产品说明书采用。
- 2 对于化学锚栓，基材厚度不应小于 1.5 倍的有效锚固深度，且不应小于 100mm。

6.5.5 混凝土受弯构件采用粘贴钢板进行正截面加固时，端部锚固措施应符合下列规定：

- 1 I 形、T 形和 π 形截面构件宜采用 U 形钢箍板进行锚固，矩形和箱形截面构件宜采用锚栓群或钢压条进行锚固。
- 2 钢箍板或钢压条不应少于 1 道 [图 6.5.5a)、b)]，锚栓群不应少于 2 排 2 列 [图 6.5.5c)]。

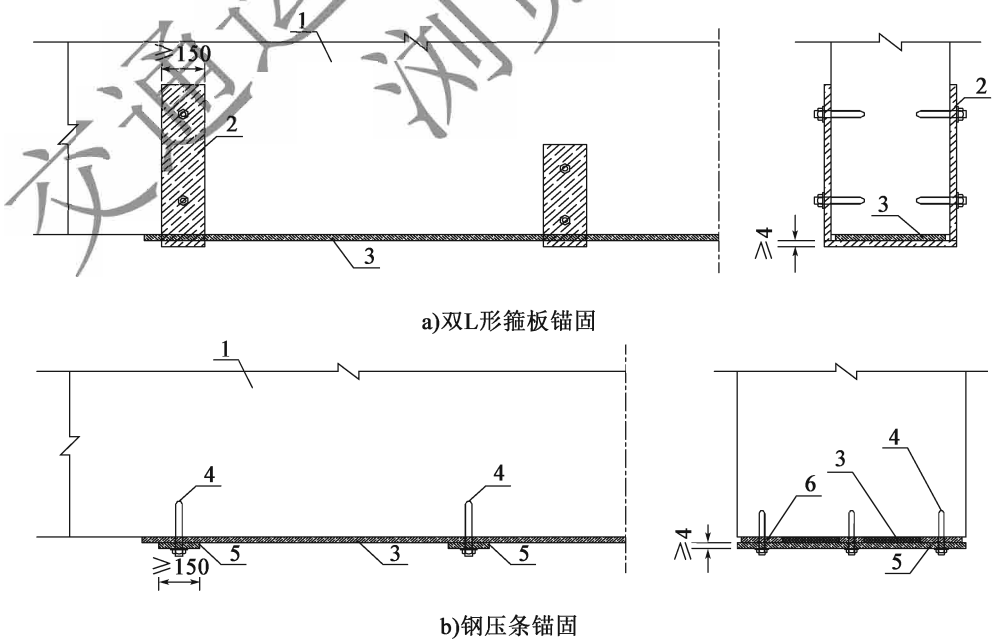
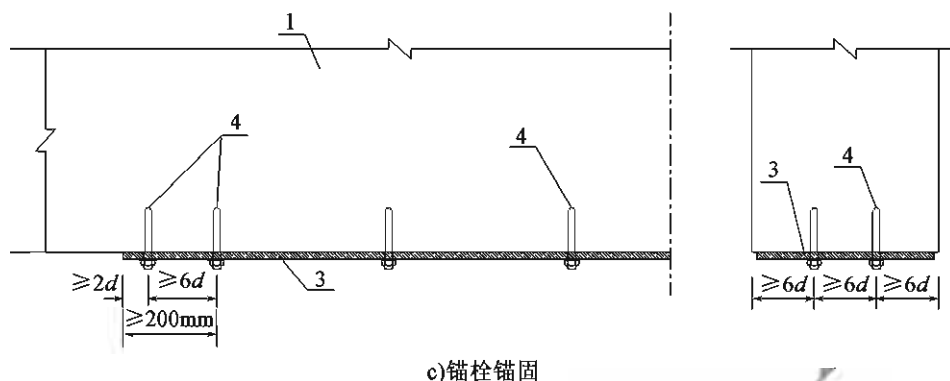


图 6.5.5



c) 锚栓锚固

图 6.5.5 受弯构件粘贴钢板端部锚固措施示意

1-混凝土梁体；2-双 L 形箍板；3-粘贴钢板；4-锚栓；5-端部钢板压条；6-钢板垫块

3 钢箍板和钢压条的宽度不应小于纵向钢板宽度的 $3/5$ ，且不小于 150mm；厚度不应小于纵向钢板厚度的 $1/2$ ，且不小于 4mm。

4 钢箍板和钢压条非重叠区域应粘贴钢板垫块。

5 端部锚栓群沿纵向钢板方向的布置范围不应小于纵向钢板宽度，且不应小于 200mm。

条文说明

公路桥梁钢筋混凝土受弯构件纵向粘贴钢板满足式(6.4.1)的延伸长度要求时，仍需采用专门端部锚固构造措施，如 U 形箍板、钢压条或端部锚栓群，统称端锚固件，作用是防止构件受弯的曲率变形可能会造成粘贴钢板端部发生径向剥离，其中端部锚栓群适用于混凝土质量较好的构件。

本条中对端锚固件的构造要求参照现行《混凝土结构加固设计规范》(GB 50367)，并结合工程实践经验确定。其中，U 形钢箍板宽度和端部锚栓群布置范围根据相关有限元分析和室内模型试验观测的端部剥离应力、钢板黏结应力的分布情况确定。

6.5.6 混凝土受弯构件采用粘贴钢板进行正截面加固，且粘贴钢板的延伸长度不满足本规范第 6.4.1 条的要求时，纵向钢板端部宜采用钢箍板或锚栓群进行锚固(图 6.5.6)，其构造除应满足本规范第 6.5.5 条的要求外，尚应符合下列规定：

- 1 钢箍板、锚栓群宜布置在纵向钢板延伸长度范围内。
- 2 钢箍板宜沿构件侧面全高范围通长布置，钢箍板末端应设置纵向钢压条。
- 3 钢箍板不应少于 2 道，弯折处附近应设置加强锚栓。

6.5.7 混凝土受弯构件正截面加固时，纵向钢板应设置中间钢箍板或钢压条，并应符合下列规定：

- 1 钢箍板或钢压条的间距不宜大于 5m；
- 2 钢箍板或钢压条的宽度不应小于 100mm；

3 钢箍板或钢压条的厚度不应小于纵向钢板厚度的 2/3。

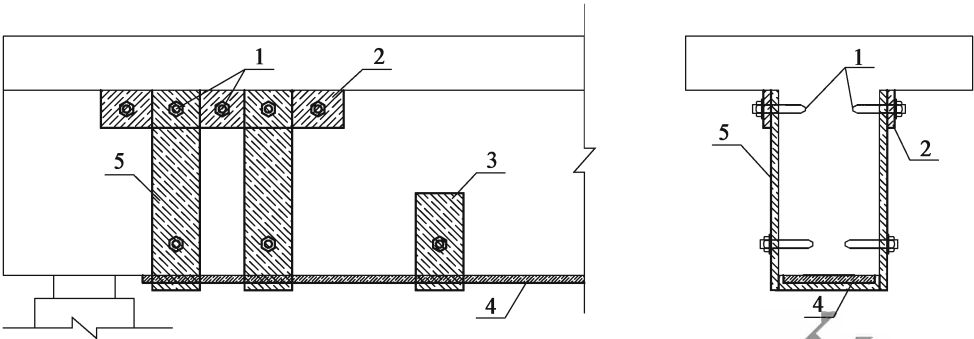


图 6.5.6 混凝土受弯构件粘贴钢板不满足延伸长度时端部锚固措施
1-锚栓；2-钢箍板端部压条；3-中间钢箍板；4-粘贴钢板；5-端部钢箍板

条文说明

粘贴的纵向钢板较长时，为保证施工质量，需要根据实际工程在纵向钢板中间区段设置一道或数道钢箍板或钢压条。

6.5.8 钢筋混凝土及预应力混凝土受弯构件采用粘贴钢板进行斜截面抗剪加固时，其构造应符合下列规定：

1 抗剪受力钢板宜采用 U 形钢板、竖向或斜向条带钢板，并应在抗剪受力钢板末端设置钢压条(图 6.5.8)。

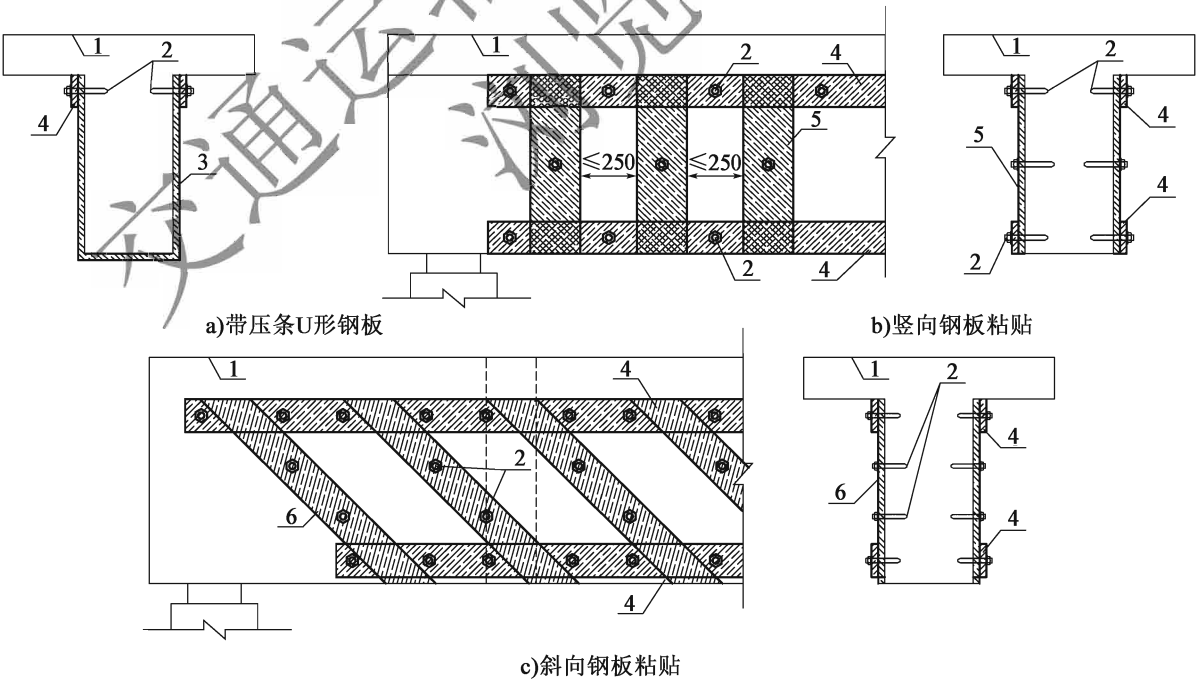


图 6.5.8 受弯构件粘贴钢板抗剪加固方式示意
1-混凝土翼缘；2-附加锚栓；3-钢箍板；4-钢板压条；5-竖向钢板；6-斜向钢板

2 竖向钢板和 U 形钢板之间的净距,不应大于 250mm;相邻斜向钢板在构件轴线上的投影应部分重叠。

3 竖向、斜向钢板的上端、下端及 U 形钢板的上端应设置纵向钢压条,纵向钢压条与抗剪受力钢板非重叠区域应设置附加锚栓,抗剪受力钢板非重叠区域应设置附加锚栓。

4 斜截面承载力加固区段的抗剪受力钢板不应少于 3 道。

条文说明

抗剪受力钢板端部设置纵向钢压条,可形成“刚架”,即相交节点处成为刚结点,防止抗剪受力钢板端部发生剥离和滑移破坏。试验表明,抗剪受力钢板间距较大时会造成各钢板的拉应力分布很不均匀,因此本条文提出钢板之间的最大间距限值。

6.5.9 混凝土受拉构件和大偏心受压构件粘贴钢板加固时,其构造应符合下列规定:

1 钢板应粘贴于原构件受拉侧,钢板长度方向应与构件纵轴线方向一致。

2 大偏心受压构件在受拉侧粘贴钢板加固时,宜设置 U 形钢箍板;受拉构件双侧或四周粘贴钢板加固时,宜设置闭合钢箍板。

3 纵向钢板应设置端部钢箍板,宽度不应小于纵向钢板宽度的 $3/5$,且不小于 150mm;厚度不应小于纵向钢板厚度的 $1/2$,且不小于 4mm。

4 纵向钢板应设置中间钢箍板,宽度不应小于 100mm,厚度不应小于 4mm,钢箍板净距不宜大于 30cm。

5 钢箍板与纵向钢板的非重叠区域应粘贴钢板垫块。

6 被加固构件与相邻构件固结,且钢板需延伸至固结区域时,钢板应与相邻构件进行可靠连接。

条文说明

钢筋混凝土大偏心受压构件采用粘贴钢板加固时,通常仅在构件的受拉侧粘贴钢板。偏心受压构件受压侧面粘贴的钢板,在构件截面混凝土受压区边缘破坏前往往会发生钢板受压的屈曲变形,造成粘贴钢板局部外凸并与构件分离,退出构件工作,因此偏心受压构件受压侧面粘贴的钢板对提高构件截面承载力作用不大。东南大学进行的粘贴钢板加固钢筋混凝土矩形截面小偏心受压构件验证试验表明,单侧、双侧粘贴钢板加固矩形截面小偏心受压构件都出现构件破坏前受压钢板的局部外凸屈曲变形与分离,而后构件截面受压边缘混凝土突然破坏,与未粘贴钢板加固的对比构件相比,实测的构件承载力仅提高不到 5%,因此,粘贴钢板加固方法不适用于矩形截面小偏心受压构件。

6.5.10 钢构件、钢混组合受弯构件粘贴钢板加固时,其构造应符合下列规定:

1 新增钢板应有明确、合理的传力路径,且与原构件应能可靠地协同工作。

2 轴心受力和偏心受力构件加固时，不宜采用导致截面形心偏移的构造方式，新增钢板应根据需要与原构件的支点(或节点)连接可靠。

3 受弯构件的受拉边或受压边粘贴钢板加固时，钢板延伸长度应满足本规范第 6.4.5 条的要求，且应在钢板端部及集中荷载作用点的两侧设置不少于 2 个直径 12mm 的连接螺栓(图 6.5.10)，受压边粘贴钢板加固时，尚应在钢板中部设置不少于一排直径 12mm 附加连接螺栓，各排间距不宜大于 3m，每排不应少于 2 个。

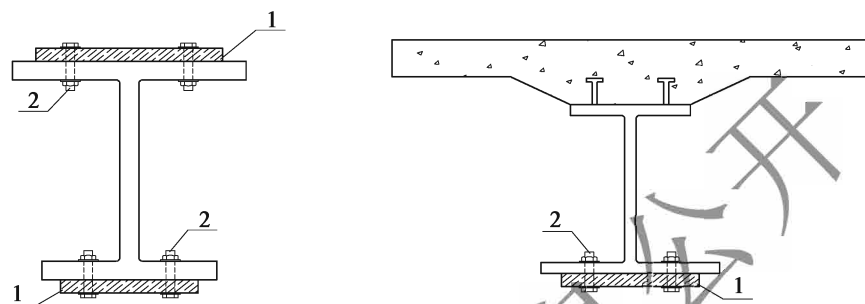


图 6.5.10 受弯钢梁粘贴钢板加固构造
1-粘贴钢板；2-螺栓

4 新增钢板端部宜削成 30° 的斜坡角，且斜坡角不应大于 45° 。

6.5.11 钢构件粘贴钢板加固除满足本章构造要求外，尚应符合现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定。

7 粘贴纤维复合材料加固

7.1 一般规定

7.1.1 本方法适用于对下列构件进行加固：

- 1 钢筋混凝土及预应力混凝土受弯构件的抗弯、抗剪加固。
- 2 钢及钢混组合受弯构件的抗弯加固。
- 3 钢筋混凝土受拉、受压构件的抗拉、抗压加固。
- 4 拉弯、压弯及轴心受力钢构件的补强加固。
- 5 钢构件的抗疲劳加固。

条文说明

本方法不适用于素混凝土构件，包括配筋率不符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)最小配筋率构造要求的构件的加固。对梁板结构，若曾经在构件截面的受压区采用增大截面法加固过，又在受拉区用粘贴纤维方法进行加固时，首先检算其最小配筋率是否符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定。

7.1.2 纤维复合材料受力方式应设计为仅承受拉应力作用。

7.1.3 被加固构件处于高温、高湿、冻融、侵蚀性介质等特殊环境或对抗疲劳性能有特殊要求时，应在界面处理方法、胶粘剂和防护材料选取时考虑其特殊需求。

7.1.4 粘贴纤维复合材料加固时，在粘贴胶体达设计强度前应采取有效措施避免对胶体固化的扰动。

7.1.5 当被加固构件的表面有防火要求时，应对纤维复合材料进行防火防护。

7.2 持久状况承载能力极限状态计算

7.2.1 混凝土受弯构件在矩形截面或翼缘位于受拉区的 T 形截面的受拉侧粘贴纤维

复合材料加固(图 7.2.1)时,其正截面抗弯承载力的计算应符合下列规定:

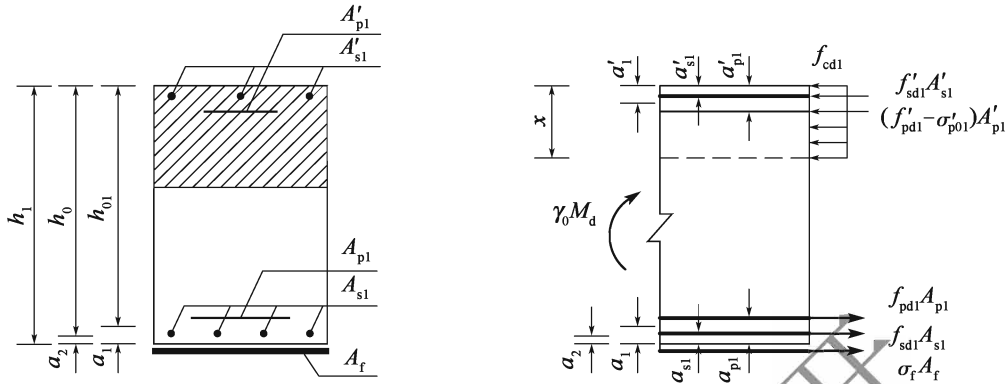


图 7.2.1 粘贴纤维复合材料的矩形截面正截面抗弯承载力计算

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd1} b_1 x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd1} A'_{s1} (h_0 - a'_{s1}) + (f'_{pd1} - \sigma'_{p01}) A'_{p1} (h_0 - a'_{p1}) \quad (7.2.1-1)$$

1 截面混凝土受压区高度应按下列式计算:

$$f_{cd1} b_1 x = f_{pd1} A_{p1} + f_{sd1} A_{s1} + \sigma_f A_f - f'_{sd1} A'_{s1} - (f'_{pd1} - \sigma'_{p01}) A'_{p1} \quad (7.2.1-2)$$

2 截面混凝土受压区高度应满足下列要求:

$$x \leq \xi_{b,f} h_{01} \quad (7.2.1-3)$$

3 当受压区配有纵向普通钢筋和预应力钢筋,且预应力钢受压即 $(f'_{pd1} - \sigma'_{p01})$ 为正时,

$$x \geq 2a'_1 \quad (7.2.1-4)$$

4 当受压区仅配纵向普通钢筋,或配有普通钢筋和预应力钢筋且预应力钢筋受拉即 $(f'_{pd1} - \sigma'_{p01})$ 为负时,

$$x \geq 2a'_{s1} \quad (7.2.1-5)$$

式中: γ_0 ——桥梁结构的重要性系数;

M_d ——构件加固后的弯矩设计值(MPa);

f_{cd1} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值(MPa);

x ——加固后截面混凝土受压区高度(mm);

b_1 、 h_1 ——分别为原构件截面宽度和高度(mm);

f_{sd1} 、 f'_{sd1} ——分别为原构件纵向普通钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值(MPa);

f_{pd1} 、 f'_{pd1} ——分别为原构件纵向预应力钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值(MPa);

σ'_{p01} ——原构件受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时预应力钢筋的应力,按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定计算;

σ_f ——构件达到受弯承载能力极限状态时,纤维复合材料的拉应力(MPa),按本规范第 7.2.4 条的有关规定进行计算;

A_f ——纤维复合材料的有效截面面积(mm²);

- A_{s1} 、 A'_{s1} ——原构件受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积(mm^2)；
- A_{p1} 、 A'_{p1} ——原构件受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积(mm^2)；
- a'_{s1} 、 a'_{p1} ——原构件受压区纵向普通钢筋合力点、预应力钢筋合力点至截面受压区边缘的距离(mm)；
- a'_1 ——原构件受压区纵向普通钢筋和预应力钢筋合力点至截面受压区边的距离(mm)；
- h_0 ——加固后截面有效高度(mm)， $h_0 = h_1 - a_2$ ， h_1 为原构件截面高度(mm)， a_2 为受拉区纵向普通钢筋 A_{s1} 、预应力钢筋 A_{p1} 和纤维复合材料 A_f 的合力点至截面受拉区边缘的距离；
- h_{01} ——加固前截面有效高度(mm)， $h_{01} = h_1 - a_1$ ， h_1 为原构件截面高度， a_1 为受拉区纵向受力普通钢筋 A_{s1} 及预应力钢筋 A_{p1} 的合力点至截面受拉区边缘的距离；
- $\xi_{b,f}$ ——加固后受弯构件相对界限受压区高度， $\xi_{b,f} = 0.85\xi_b$ 。 ξ_b 按本规范第3.3.8条的有关规定选用。

条文说明

国内外的试验研究表明，在受弯构件的受拉面粘贴纤维复合材料进行抗弯加固时，截面应变分布仍符合平截面假定。计算时，忽略纤维复合材料厚度及胶层对承载能力的影响，即认为纤维中心到受压边缘混凝土距离为梁高 h 。

为避免因纤维复合材料用量过大而导致受弯构件截面的超筋破坏，加固后受弯构件截面的计算混凝土受压区高度应满足式(7.2.1-3)的要求，其中 $\xi_{b,f}$ 为加固后受弯构件截面相对界限受压区高度，参照《混凝土结构加固设计规范》(GB 50367—2013)，取 $\xi_{b,f} = 0.85\xi_b$ ，保证加固后受弯构件延性的同时，限制纤维复合材料用量过大而出现加固后的受弯构件发生先剪切破坏的情况。

7.2.2 混凝土受弯构件翼缘位于受压区的 T 形截面，在受拉侧粘贴纤维复合材料进行抗弯加固时，其正截面抗弯承载力计算应符合下列规定：

1 当混凝土受压区高度 $x \leq h'_f$ 时，应以宽度为 b'_f 的矩形截面[图 7.2.2a)]，按本规范第 7.2.1 条的公式计算正截面承载力。

2 当混凝土受压区高度 $x > h'_f$ 时，其正截面承载力应按下式计算[图 7.2.2b)]：

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd1} [b_2 x (h_0 - x/2) + (b'_f - b_2) h'_f (h_0 - h'_f/2)] + f'_{sd1} A'_{s1} (h_0 - a'_{s1}) + (f'_{pd1} - \sigma'_{p01}) A'_{p1} (h_0 - a'_{p1}) \quad (7.2.2-1)$$

3 当混凝土受压区高度 $x > h'_f$ 时，混凝土受压区高度应按下式计算，并应满足本规范式(7.2.1-3)～式(7.2.1-5)的要求：

$$f_{cd1} [b_2 x + (b'_f - b_2) h'_f] = f_{sd1} A_{s1} - f'_{sd1} A'_{s1} + f_{pd1} A_{p1} - (f'_{pd1} - \sigma'_{p01}) A'_{p1} + \sigma_f A_f \quad (7.2.2-2)$$

式中： h'_f ——T形截面受压翼缘厚度(mm)；

b'_f ——T形截面受压翼缘的有效宽度(mm)，按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定计算；

其他符号意义见式(7.2.1-1)～式(7.2.1-4)。

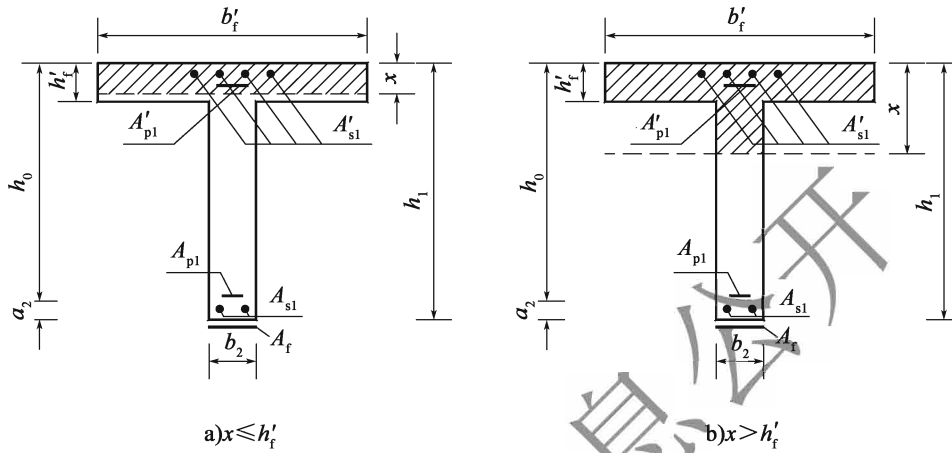


图 7.2.2 T形截面混凝土受弯构件粘贴纤维复合材料加固后的正截面抗弯承载力计算

7.2.3 当计算中考虑受压区纵向钢筋但不符合式(7.2.1-4)或式(7.2.1-5)的规定时，正截面抗弯承载力的计算应符合下列规定(图 7.2.1)：

1 当受压区配有纵向普通钢筋和预应力钢筋，且预应力钢筋受压时，

$$\gamma_0 M_d \leq f_{sd1} A_{s1} (h_1 - a_{s1} - a'_1) + f_{pd1} A_{pl} (h_1 - a_{pl} - a'_1) + \sigma_f A_f (h_1 - a'_1) \quad (7.2.3-1)$$

2 当受压区仅配纵向普通钢筋，或配有普通钢筋和预应力钢筋且预应力钢筋受拉时，

$$\gamma_0 M_d \leq f_{sd1} A_{s1} (h_1 - a_{s1} - a'_1) + f_{pd1} A_{pl} (h_1 - a_{pl} - a'_1) + \sigma_f A_f (h_1 - a'_1) - (f'_{pd1} - \sigma'_{p01}) A'_{pl} (a'_{pl} - a'_{s1}) \quad (7.2.3-2)$$

式中： a_{s1} ——原构件受拉区纵向普通钢筋合力点至截面受拉区边缘的距离(mm)；

a_{pl} ——原构件受拉区纵向预应力钢筋合力点至截面受拉区边缘的距离(mm)；

其他符号意义见式(7.2.1-1)～式(7.2.1-5)。

7.2.4 混凝土受弯构件粘贴纤维复合材料加固，计算正截面抗弯承载力时，纤维复合材料的拉应力 σ_f 应按式(7.2.4-1)～式(7.2.4-3)计算：

1 钢筋混凝土构件：

$$\sigma_f = \frac{\varepsilon_{cu} (\beta h_1 - x)}{x} E_f - \frac{M_{Gd,1} (h_{01} - x_1)}{I_{cr1}} \alpha_{Ef} \quad (7.2.4-1)$$

式中： ε_{cu} ——原构件混凝土极限压应变，当混凝土强度等级为 C50 及 C50 以下时，取 $\varepsilon_{cu} = 0.0033$ ，当混凝土强度等级为 C80 时，取 $\varepsilon_{cu} = 0.003$ ，中间强度等级通过内插求得；

x ——截面等效矩形应力图形的混凝土受压区高度(mm)；

β ——截面等效矩形应力图形受压区高度 x 与实际受压区高度的比值，按本规范第 3.3.7 条的规定取用；

E_f ——纤维复合材料的弹性模量(MPa)；

$M_{Gd,1}$ ——原构件加固前由永久作用产生的弯矩值($M \cdot mm$)；

α_{Ef} ——纤维复合材料弹性模量 E_f 与混凝土弹性模量 E_c 的比值；

x_1 ——加固前原构件开裂截面换算截面的混凝土受压区高度(mm)；

I_{cr1} ——加固前原构件开裂截面换算截面的惯性矩(mm^4)。

2 预应力混凝土构件：

先张法

$$\sigma_f = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta h_1 - x)}{x} \cdot E_f + \left[\frac{N_{p0}}{A_0} + \frac{N_{p0}e_{p0}}{W_{0u}} - \frac{M_{Gd,1}}{W_{0u}} \right] \alpha_{Ef} \quad (7.2.4-2)$$

后张法

$$\sigma_f = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta h_1 - x)}{x} \cdot E_f + \left[\frac{N_{pn}}{A_n} + \frac{N_{pn}e_{pn}}{W_{nu}} - \frac{M_{Gd,1}}{W_{nu}} \right] \alpha_{Ef} \quad (7.2.4-3)$$

式中： N_{p0} ——分别为原先张法构件预应力钢筋 A_p 和纵向非预应力钢筋 A_s 的合力(N)；

$$N_{p0} = \sigma_{p0}A_p - \sigma_{16}A_s \quad (7.2.4-4)$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_1 + \sigma_{14} \quad (7.2.4-5)$$

σ_{14} 、 σ_{16} ——分别为混凝土弹性压缩引起的预应力损失和预应力钢筋合力作用点处由混凝土收缩、徐变引起的预应力损失(MPa)；

σ_{con} 、 σ_1 ——分别为预应力钢筋的张拉控制应力和全部预应力损失值(MPa)；

e_{p0} ——先张法构件预应力钢筋 A_p 、纵向普通钢筋 A_s 的合力作用点到截面换算截面重心的距离(mm)；

$$e_{p0} = \frac{\sigma_{p0}A_p y_p - \sigma_{16}A_s y_s}{N_{p0}} \quad (7.2.4-6)$$

y_p 、 y_s ——分别为先张法构件预应力钢筋 A_p 和纵向普通钢筋 A_s 的合力作用点到截面换算截面重心的距离(mm)；

A_0 、 W_{0u} ——分别为先张法构件截面的换算截面面积(mm^2)和对换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩(mm^3)；

A_n 、 W_{nu} ——分别为后张法构件截面的净截面面积(mm^2)和对净截面受拉边缘的弹性抵抗矩(mm^3)；

N_{pn} ——后张法构件预应力钢筋 A_p 和纵向普通钢筋 A_s 的合力(N)；

$$N_{pn} = \sigma_{pe}A_p - \sigma_{16}A_s \quad (7.2.4-7)$$

$$\sigma_{pn} = \sigma_{con} - \sigma_1 + \alpha_{Ep}\sigma_{pe} \quad (7.2.4-8)$$

σ_{pe} ——由 N_p 产生的截面受拉区预应力钢筋重心处的混凝土法向应力 (MPa)，压应力以正值代入，拉应力以负值代入；

α_{Ep} ——预应力钢筋弹性模量 E_p 与混凝土弹性模量 E_c 的比值；

e_{pn} ——后张法构件预应力钢筋 A_p 和纵向普通钢筋 A_s 的合力作用点到截面净截面重心的距离 (mm)；

$$e_{pn} = \frac{\sigma_{pe} A_p y_{pn} - \sigma_{16} A_s y_{sn}}{N_{pn}} \quad (7.2.4-9)$$

y_{pn} 、 y_{sn} ——分别为后张法构件预应力钢筋 A_p 和纵向普通钢筋 A_s 的合力作用点到截面净截面重心的距离 (mm)。

3 当按式 (7.2.4-1)、式 (7.2.4-2) 或式 (7.2.4-3) 计算 σ_f 时， σ_f 尚应符合下列规定：

$$\sigma_f \leq \kappa_m f_{fk} \quad (7.2.4-10)$$

式中： σ_f ——构件达到受弯承载力极限状态时，纤维复合材料的拉应力计算值 (MPa)，当 $\sigma_f > \kappa_m f_{fk}$ 时，取 $\sigma_f = \kappa_m f_{fk}$ ；

f_{fk} ——复合纤维材料的抗拉强度标准值 (MPa)；

f_{fd} ——复合纤维材料的抗拉强度设计值 (MPa)；

κ_m ——纤维复合材料强度折减因子， κ_m 按公式 (7.2.4-11) 进行计算取值，当

$$\kappa_m > \frac{f_{fd}}{f_{fk}} \text{ 时，取 } \kappa_m = \frac{f_{fd}}{f_{fk}}；$$

$$\kappa_m = \frac{0.41}{\varepsilon_{fu}} \sqrt{\frac{f_{cd1}}{n_f E_f t_f}} \quad (7.2.4-11)$$

f_{cd1} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值 (MPa)；

E_f ——纤维复合材料的弹性模量 (MPa)；

ε_{fu} ——纤维复合材料的极限拉应变，按本规范第 4.4.1 条和第 4.4.2 条的有关规定取值；

t_f ——纤维复合材料的条带厚度 (mm)；

n_f ——纤维复合材料的条带层数。

条文说明

混凝土受弯构件粘贴纤维复合材料加固时，抗弯承载力的计算因纤维复核材料与原构件普通钢筋、预应力钢筋的物理力学性能有一定差异，故考虑二阶段受力的影响，采用一般方法计算破坏时纤维复合材料的拉应力 σ_f 。

7.2.5 在混凝土受弯构件腹板侧面距受拉边缘 1/4 截面高度范围内粘贴纤维复合材料进行抗弯加固时，腹板侧面需粘贴的纤维复合材料截面面积 $A_{f,1}$ 可按式计算：

$$A_{f,1} = A_{f,b} / (1 - 0.5h_f) \quad (7.2.5)$$

式中： $A_{f,b}$ ——与粘贴到构件腹板侧面纤维复合材料面积等效的构件受拉侧纤维复合材料截面面积(mm^2)，按本规范第7.2.1条和第7.2.2条计算确定；

h_f ——粘贴在构件腹板两侧的纤维复合材料分布高度(mm)。

条文说明

在梁侧面受拉区粘贴纤维复合材料进行抗弯加固时，仍按照平截面假定来确定纤维复合材料应变分布，纤维复合材料距受拉区边缘越远，应变越小，越不能充分发挥作用，因此纤维复合材料在构件受拉区腹板侧面的粘贴高度不能超过1/4构件截面高度。同时，为充分考虑应变不均匀分布的影响，计算时需对构件腹板侧面粘贴的纤维复合材料进行截面面积折减。

7.2.6 混凝土受弯构件采用纤维复合材料进行抗剪加固时，其加固后的斜截面抗剪承载力计算应符合下列规定(图7.2.6)：

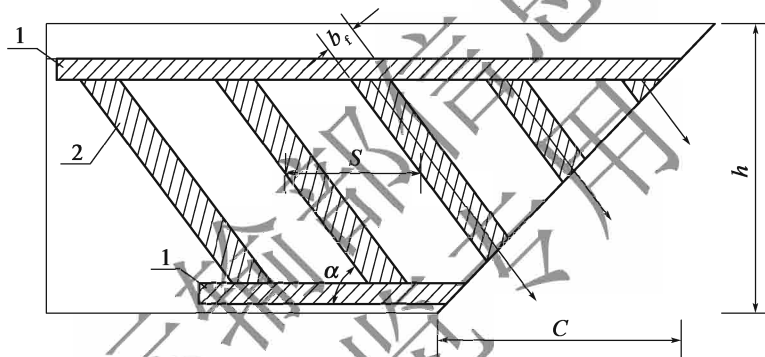


图7.2.6 粘贴纤维复合材料抗剪加固计算

1-压条；2-纤维复合材料

$$\gamma_0 V_d \leq V_{b0} + V_f \quad (7.2.6-1)$$

$$V_f = 1.0 \times 10^{-3} D_{sh} \kappa_m f_{fd} A_f \frac{C}{S} \sin \alpha \quad (7.2.6-2)$$

式中： γ_0 ——桥梁结构的重要性系数；

V_d ——构件加固后验算截面处的剪力设计值(kN)；

V_{b0} ——加固前受弯构件的斜截面抗剪承载力(kN)，按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定计算；

V_f ——粘贴纤维复合材料的抗剪承载力设计值(kN)；

C ——斜裂缝水平投影长度(mm)， $C = 0.6mh_0$ ；

m ——原构件的剪跨比；

A_f ——纤维条带截面面积(mm^2)， $A_f = n_f t_f b_f$ ；

b_f ——纤维复合材料的条带宽度(mm)；

t_f ——纤维复合材料的条带厚度(mm)；

n_f ——纤维复合材料的条带层数；

D_{sh} ——纤维应力分布系数, $D_{sh} = 1 - \frac{L_e}{h} \sin \alpha$;

α ——纤维受力方向与梁轴线的夹角($\leq 90^\circ$);

L_e ——有效粘贴长度(mm), $L_e = \sqrt{\frac{E_f n_f t_f}{\sqrt{1.7 f_{cd1}}}}$;

f_{fd} ——纤维复合材料的抗拉强度设计值(MPa);

f_{cd1} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值(MPa);

S ——斜截面加固纤维条带间距(mm), 应满足式(7.2.6-3)的要求:

$$\frac{b_f}{\sin \alpha} \leq S \leq \frac{h}{2 \tan \alpha} \quad (7.2.6-3)$$

条文说明

本方法在原规范的基础上, 参考了长安大学近年来的最新研究成果。采用纤维复合材料对混凝土梁进行抗剪加固后的承载力计算的基本原理在国际上已趋于一致, 即加固后的承载力由原梁承载力和纤维复合材料的承载力贡献值相加, 即式(7.2.6-1)。但在纤维复合材料的承载力贡献值计算上存在差异。主要表现在破坏模式和对纤维复合材料应力发挥程度的认识上。编写组分别按照不同规范对所收集到的试验梁数据进行分析, 考虑了片材条带间的应力分布不均匀现象, 同时认为加固后斜截面在破坏阶段, 片材已经出现滑移, 即混凝土已与片材之间出现不协调变形, 并据此建立了计算模型, 即式(7.2.6-2)。式中引入纤维应力分布系数 D_{sh} 、强度折减因子等。为了确保抗剪加固方式的有效性, 规定了片材条带间距的范围(式 7.2.6-3), 这样在任何情况下至少会有两条条带与假想的斜裂缝相交, 且至少有一条是有效的。

7.2.7 混凝土受弯构件加固后, 其抗剪截面应满足下列要求:

$$\gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b_1 h_0 \quad (7.2.7)$$

式中: γ_0 ——桥梁结构的重要性系数;

V_d ——构件加固后验算截面处的剪力设计值(kN);

$f_{cu,k}$ ——原构件混凝土的强度等级(MPa), 原构件轴心混凝土抗压强度按棱柱体抗压强度取值时, 按本规范附录 A 换算为立方体抗压强度;

b_1 ——原构件截面宽度(mm);

h_0 ——原构件截面有效高度(mm)。

7.2.8 圆形截面混凝土轴心受压构件长细比不大于 12、矩形截面混凝土轴心受压构件长细比不大于 14 且截面高宽比不大于 1.5, 且采用围束法进行加固时, 其正截面承载力计算应符合下列规定(图 7.2.8):

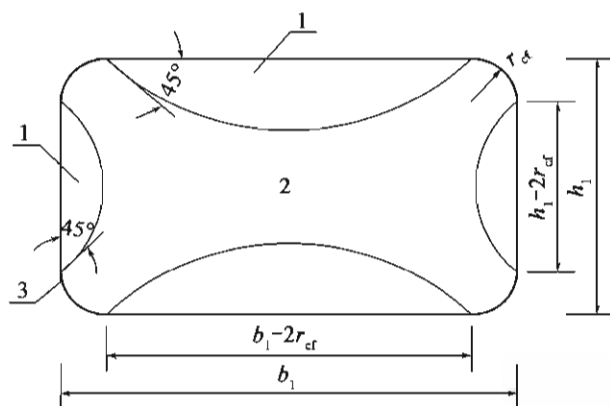


图 7.2.8 环向围束内矩形截面有效约束面积

1-约束无效面积；2-有效约束面积；3-围束

$$\gamma_0 N_d \leq 0.9\varphi (f_{cd1} + 4\sigma_{f,c}) A_{cor} + f'_{sd1} A'_{s1} \quad (7.2.8-1)$$

$$\sigma_{f,c} = 0.5\beta_c k_c \rho_f E_f \varepsilon_{fe} \quad (7.2.8-2)$$

1 圆形截面:

$$k_c = 0.95 \quad (7.2.8-3)$$

$$\rho_f = 4r_f t_f / D \quad (7.2.8-4)$$

$$A_{cor} = \pi D_{cor}^2 / 4 \quad (7.2.8-5)$$

2 矩形截面:

$$k_c = 1 - \frac{(b_1 - 2r_{cf})^2 + (h_1 - 2r_{cf})^2}{3A_{cor}(1 - \rho_s)} \quad (7.2.8-6)$$

$$\rho_s = 2r_f t_f (b_1 + h_1) / A_{cor} \quad (7.2.8-7)$$

$$A_{cor} = b_1 h_1 - (4 - \pi)r_{cf}^2 \quad (7.2.8-8)$$

式中: γ_0 ——桥梁结构的重要性系数; N_d ——构件加固后的轴向力设计值(N); φ ——轴心受压构件稳定系数,按表 5.2.7 采用; f_{cd1} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值(MPa); $\sigma_{f,c}$ ——有效约束应力(MPa); A_{cor} ——原构件截面有效面积(mm²); f'_{sd1} ——原构件纵向普通钢筋的抗压强度设计值(MPa); A'_{s1} ——原构件截面有效面积(mm²); β_c ——混凝土强度系数;当混凝土强度等级不大于 C50 时, $\beta_c = 1.0$;当混凝土强度等级为 C80 时, $\beta_c = 0.8$;其间按线性内插法确定; k_c ——环向围束的有效约束系数;

- ρ_f ——环向围束体积比；
 E_f ——纤维复合材料的弹性模量(MPa)；
 ε_{fe} ——纤维复合材料的有效拉应变设计值；重要构件取 $\varepsilon_{fe} = 0.0035$ ；一般构件取 $\varepsilon_{fe} = 0.0045$ ；
 ρ_s ——构件纵向钢筋的配筋率；
 n_f 、 t_f ——分别为纤维复合材料的层数及每层厚度(mm)；
 D ——圆形截面直径(mm)；
 D_{cor} ——圆形截面构件核心截面的直径(mm)；
 b_1 ——矩形截面宽度(mm)；
 h_1 ——矩形截面高度(mm)；
 r_{cf} ——截面棱角的圆化半径(mm)。

条文说明

采用环向围束法加固受压构件最为有效，特别是圆形截面。由于环向围束对混凝土起到约束作用，使其抗压强度得到提高，其原理与配置螺旋箍筋的轴心受压构件相同。但当受压柱长细比过大时，过大的纵向变形使得其约束作用丧失。矩形截面柱缠绕纤维复合材料时，截面棱角必须经过圆化打磨，以防纤维复合材料应力集中而破坏。矩形截面边长差异过大，会使纤维材料对混凝土的约束作用明显降低。环向围束的有效约束应力 $\sigma_{f,c}$ 的取值是参照了 ACI440、CEB-FIP 及我国台湾地区的公路规程和工业技术研究院设计实录等制定。

7.2.9 钢筋混凝土矩形截面大偏心受压构件在受拉侧沿构件轴向粘贴纤维复合材料加固时，其正截面承载力应符合式(7.2.9-1)～式(7.2.9-3)的规定(图 7.2.9)：

$$\gamma_0 N_d \leq f_{cd1} b_1 x + f'_{sd1} A'_{s1} - f_{sd1} A_{s1} - \psi_f f_{fd} A_f \quad (7.2.9-1)$$

$$\gamma_0 N_d e \leq f_{cd1} b_1 x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd1} A'_{s1} (h_0 - a'_{s1}) \quad (7.2.9-2)$$

$$e = \eta e_0 + \frac{h_1}{2} - a_2 \quad (7.2.9-3)$$

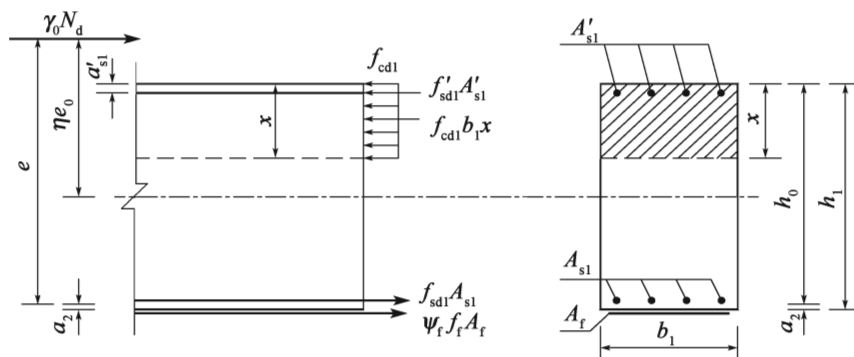


图 7.2.9 大偏心受压构件正截面承载力计算

式中： γ_0 ——桥梁结构的重要性系数；

N_d ——构件加固后的轴向力设计值(N)；

f_{cd1} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值(MPa)；

A_{s1} 、 A'_{s1} ——分别为构件受拉边或受压较小边普通钢筋和受压普通钢筋的截面面积(mm²)；

f_{fd} ——纤维复合材料抗拉强度设计值(MPa)，按本规范第4.4.1条和第4.4.2条的有关规定取值；

A_f ——纤维复合材料的截面面积(mm²)；

ψ_f ——纤维复合材料的强度利用系数，一般可取0.9；

x ——加固后截面混凝土受压区高度(mm)；

b_1 、 h_1 ——分别为原构件截面宽度和高度(mm)；

a'_{s1} ——受压区普通钢筋合力点至受压区边缘的距离(mm)；

h_0 ——加固后截面有效高度(mm)， $h_0 = h_1 - a_2$ ， a_2 为受拉区纵向普通钢筋 A_{s1} 和纤维复合材料 A_f 的合力点至截面受拉区边缘的距离(mm)；

e ——轴向力作用点至截面受拉普通钢筋 A_{s1} 和纤维复合材料 A_f 合力点的距离(mm)；

e_0 ——轴向力对截面重心轴的偏心距， $e_0 = M_d / N_d$ (mm)；

M_d ——相应于 N_d 的弯矩设计值(N·mm)；

η ——偏心受压构件考虑二阶弯矩影响的轴向压力偏心距增大系数，按本规范第5.2.12条的有关规定计算，其中的 $\psi_{\eta} = 1$ ， $h_2 = h_1$ 。

7.2.10 混凝土轴心受拉构件粘贴纤维复合材料加固的正截面承载力应符合式(7.2.10)的规定：

$$\gamma_0 N_d \leq f_{sd1} A_{s1} + f_{pdl} A_{pd1} + \psi_f f_{fd} A_f \quad (7.2.10)$$

式中： γ_0 ——桥梁结构的重要性系数；

N_d ——构件加固后的轴向力设计值(N)；

f_{sd1} 、 f_{pdl} ——原构件纵向普通钢筋、预应力钢筋的抗拉强度设计值(MPa)；

A_{s1} 、 A_{p1} ——原构件受拉普通钢筋、预应力钢筋的截面面积(mm²)；

f_{fd} ——纤维复合材料的抗拉强度设计值(MPa)，按本规范第4.4.1条和第4.4.2条的有关规定取值；

A_f ——纤维复合材料的截面面积(mm²)；

ψ_f ——纤维复合材料的强度利用系数，一般可取0.9。

7.2.11 混凝土矩形截面大偏心受拉构件通过在受拉较大边粘贴纤维复合材料加固时，正截面承载力应符合式(7.2.11-1)～式(7.2.11-3)的规定(图7.2.11)：

$$\gamma_0 N_d \leq f_{sd1} A_{s1} + f_{pdl} A_{p1} - (f'_{pdl} - \sigma'_{p01}) A'_{p1} - f_{cd1} b_1 x - f'_{sd1} A'_{s1} + \psi_f f_{fd} A_f \quad (7.2.11-1)$$

$$\gamma_0 N_d e \leq f_{cd1} b_1 x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd1} A'_{s1} (h_0 - a'_{s1}) + (f'_{pdl} - \sigma'_{p01}) A'_{p1} (h_0 - a'_{p1}) \quad (7.2.11-2)$$

$$\sigma_{ss1} = \frac{M_{Gd,1}}{I_{cr,1}}(h_{01} - x_1) \quad (7.3.2-2)$$

$$\sigma_{ss2} = \frac{M_s - M_{Gd,1}}{I_{cr,2}}(h_{02} - x_2) \quad (7.3.2-3)$$

式中： C_1 ——钢筋表面形状系数，对光面钢筋， $C_1 = 1.40$ ；对带肋钢筋， $C_1 = 1.0$ ；
 C_3 ——与构件受力性质有关的系数，对钢筋混凝土板， $C_3 = 1.15$ ；对钢筋混凝土梁， $C_3 = 1.0$ ；
 E_s ——受拉钢筋的弹性模量(MPa)；
 d ——纵向受拉钢筋直径(mm)，当用不同直径的钢筋时， d 改用换算直径 d_e ， d_e 的计算按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定执行；
 ρ_{te} ——纵向受拉钢筋的有效配筋率，当 $\rho_{te} > 0.1$ 时，取 $\rho_{te} = 0.1$ ；当 $\rho_{te} < 0.01$ 时，取 $\rho_{te} = 0.01$ ；
 σ_{ss1} ——加固前原构件由永久作用产生的受拉钢筋应力(MPa)；
 σ_{ss2} ——加固后构件由可变作用产生的原构件受拉钢筋应力(MPa)；
 M_s ——加固后按作用频遇组合计算的弯矩设计值(N·mm)；
 $M_{Gd,1}$ ——原构件加固前由永久作用产生的弯矩值(N·mm)；
 $I_{cr,1}$ ——加固前原构件开裂截面的换算截面惯性矩(mm⁴)；
 h_{01} ——加固前原构件开裂截面的有效高度(mm)；
 x_1 ——加固前原构件开裂截面的混凝土受压区高度(mm)；
 $I_{cr,2}$ ——加固后构件开裂截面的换算截面惯性矩(mm⁴)；
 h_{02} ——加固后构件开裂截面的有效高度(mm)；
 x_2 ——加固后构件开裂截面的混凝土受压区高度(mm)；
 ρ_{tef} ——加固后考虑纤维复合材料贡献的等效配筋率，即

$$\rho_{tef} = \frac{A_{s1} + \frac{E_f}{E_s} A_f}{b_1 h_{01}} \quad (7.3.2-4)$$

b_1 ——原构件截面宽度(mm)；
 h_{01} ——加固后构件截面的有效高度(mm)；
 A_f ——纤维复合材料截面面积(mm²)；
 E_f ——纤维复合材料的弹性模量(MPa)。

条文说明

该计算方法是长安大学研究团队对98片纤维复合材料加固混凝土梁的裂缝宽度试验成果进行统计分析后得出的。其与现行设计规范表达形式近似，意义明确，且既适用

于无初始荷载情况下的裂缝宽度计算,也适用于有初始荷载情况下的裂缝宽度计算。因此,本规范推荐采用。

7.3.3 钢筋混凝土受弯构件粘贴纤维复合材料加固后,正常使用极限状态下构件的刚度可按式(7.3.3-1)计算:

$$B = \frac{B_{20}}{\alpha \left(\frac{M_{cr,2}}{M_s} \right)^\beta + \left[1 - \alpha \left(\frac{M_{cr,2}}{M_s} \right)^\beta \right] \frac{B_{20}}{B_{2cr}}} \quad (7.3.3-1)$$

式中: B_{20} ——加固后构件全截面的抗弯刚度($N \cdot mm^2$), $B_{20} = 0.95 E_c I_{02}$;

I_{02} ——加固后构件全截面的换算截面惯性矩(mm^4);

B_{2cr} ——加固后构件开裂截面的抗弯刚度($N \cdot mm^2$), $B_{2cr} = E_c I_{cr,2}$;

$I_{cr,2}$ ——加固后构件开裂截面的换算截面惯性矩(mm^4);

M_s ——加固后按作用频遇组合计算的弯矩设计值($N \cdot mm$);

$M_{cr,2}$ ——加固后构件的开裂弯矩($N \cdot mm$),对钢筋混凝土受弯构件, $M_{cr,2} = \gamma_2 f_{tk} W_{02}$;

γ_2 ——加固后构件受拉区混凝土塑性影响系数,按式(7.3.3-2)计算;

$$\gamma_2 = \frac{2S_{02}}{W_{02}} \quad (7.3.3-2)$$

S_{02} ——加固后构件全截面换算截面重心轴以上(以下)部分面积对重心轴的面积矩(mm^3);

W_{02} ——加固后构件全截面换算截面开裂边缘的弹性抵抗矩(mm^3);

α 、 β ——回归系数, $\alpha = 8.16$, $\beta = 5.15$ 。

条文说明

长安大学研究团队对国内 11 家研究机构的 FRP 加固钢筋混凝土梁模型试验数据进行了统计分析,给出了基于等效刚度法的计算公式。通过误差分析表明,曲率法的计算挠度与实测挠度比值的平均数为 0.82,标准差为 0.08,但计算值小于实测值。等效刚度法的平均数为 1.26,标准差为 0.12,计算值大于实测值。两种方法的吻合程度较好,但等效刚度法偏于安全,挠度与弯矩曲线变化规律接近,且表达式与现行设计规范一致,故本规范推荐采用。

7.3.4 钢混组合受弯构件在钢梁上粘贴碳纤维板材加固后,其刚度及桥面板裂缝宽度可采用换算截面法按现行《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》(JTG/T D64-01)的有关规定进行计算。

7.3.5 钢构件粘贴碳纤维板材加固后, 变形计算应将碳纤维板材换算为钢材, 计入其对截面面积、刚度的影响, 并应符合现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64) 的有关规定。

7.4 端部锚固计算

7.4.1 混凝土受弯构件正截面加固时, 纤维复合材料的截断位置距其充分利用截面 (图 7.4.1) 的距离不应小于按式 (7.4.1) 计算得出的粘贴延伸长度:

$$l_f = \frac{f_{fd} t_f}{f_{bd}} + 350 \quad (7.4.1)$$

式中: l_f ——纤维复合材料的粘贴延伸长度 (mm);

f_{fd} ——纤维复合材料的抗拉强度设计值 (MPa);

t_f ——纤维复合材料的总厚度 (mm)。

f_{bd} ——纤维复合材料与混凝土之间的黏结强度设计值 (MPa), 可取 $f_{bd} = 0.4f_{td}$; f_{td} 为混凝土抗拉强度设计值, 当 f_{bd} 的计算值大于 0.7MPa 时, 取 $f_{bd} = 0.7\text{MPa}$ 。



图 7.4.1 纤维复合材料充分利用截面示意

1-充分利用截面; 2-充分利用截面; 3-截面弯矩包络图; 4-加固前截面抗弯承载力包络图;
5-加固后截面抗弯承载力包络图; 6-粘贴纤维复合材料; 7-跨径中心线; 8-支撑中心线

条文说明

粘贴长度是按照纤维抗拉与黏结抗剪等强度原则并留一定的安全长度给出的。其中纤维复合材料与混凝土之间黏结强度的取值, 是根据试验研究结果和经验并参照国外有关设计指南规定给出的, 考虑了施工现场与实验室的施工质量差别、黏结界面的拉应力和剪应力共同作用等因素的影响。黏结强度取值过大, 会使计算的粘贴长度过小而不安全。

7.4.2 受弯钢构件正截面加固时, 碳纤维板材的截断位置距其充分利用截面 (图 7.4.1) 的距离不应小于按式 (7.4.2) 计算得出的粘贴延伸长度:

$$l_f = \frac{f_{fd} t_f}{f_{bd}} + 200 \quad (7.4.2)$$

式中： l_f ——受拉碳纤维板材粘贴延伸长度(mm)；

t_f ——碳纤维板材的总厚度(mm)；

f_{fd} ——碳纤维板材的抗拉强度设计值(MPa)；

f_{bd} ——碳纤维板材与钢材之间的黏结强度设计值(MPa)，可取 1.5MPa。

7.5 构造要求

7.5.1 纤维复合材料宜粘贴成条带状，板材不宜超过 1 层，布材不宜超过 3 层。

条文说明

随着纤维复合材料加固量的增加，加固效果亦会提高，但并非线形增长，即随加固量的增加，纤维复合材料的利用率逐渐降低。

7.5.2 纤维复合材料的搭接应符合下列规定：

- 1 采用纤维复合板材加固时，纤维板材应连续布置，禁止进行搭接。
- 2 采用纤维复合布材加固时，纤维布材的搭接长度不应小于 150mm。
- 3 采用多条或多层纤维布材加固时，搭接位置应相互错开，错开距离不应小于 250mm。
- 4 纤维布材的搭接位置应避开其承受拉力较大的位置。

7.5.3 纤维布材绕过构件阳角时，构件的棱角应进行圆化处理(图 7.5.3)。梁的圆化半径不应小于 20mm，柱的圆化半径不应小于 25mm。

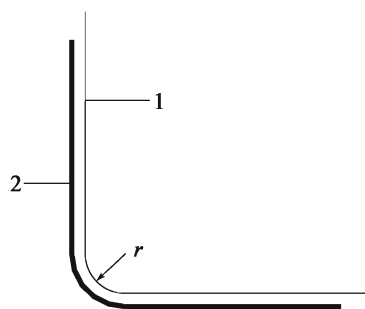


图 7.5.3 构件阳角处粘贴示意
1-构件；2-纤维复合材料； r -圆化半径

条文说明

纤维复合材料沿其纤维方向弯折时会导致应力集中和纤维丝折断，影响其强度发

挥。对于弹性模量较高的纤维复合材料,如要求纤维复合材料强度不受影响,转角处的曲率半径应该更大,但其曲率半径的大小与纤维复合材料的弹性模量高低有关。

7.5.4 粘贴多层纤维布加固时,在纤维复合材料端部宜逐层截断,截断点之间的距离不应小于 200mm,并在每层的截断处设置 U 形箍或压条,其粘贴形式可采用内短外长(图 7.5.4)。

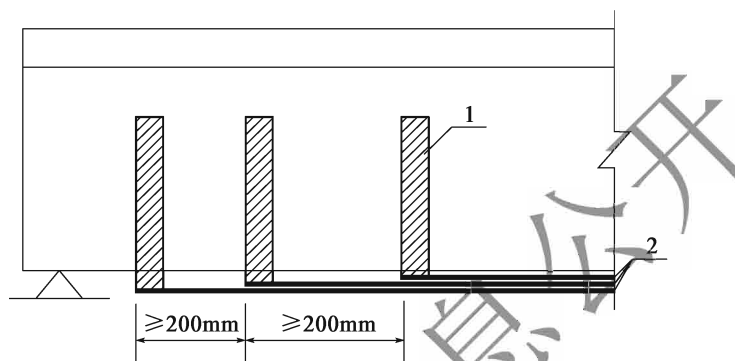


图 7.5.4 多层纤维复合材料粘贴构造
1-压条; 2-三层纤维复合材料

条文说明

研究表明,当多层粘贴时,内短外长构造优越性更突出。在粘贴多层纤维布进行加固时,分层截断是科学合理的。截断点之间要留有一定的距离,以免端头锚固传力在布材端部形成叠加,造成黏结失效。内短外长再加端部 U 形箍可以增强纤维布端头的抗剥离能力。

7.5.5 混凝土受弯构件进行正截面加固时,I 形、T 形和 π 形截面构件宜采用 U 形箍进行锚固,矩形和箱形截面构件宜采用压条进行锚固。

7.5.6 混凝土受弯构件正截面加固,当纤维复合材料的粘贴延伸长度满足本规范第 7.4.1 条的要求时,应按构造要求进行端部锚固,并应符合下列规定:

1 粘贴纤维布加固时,宜设置纤维布 U 形箍或纤维布压条进行端部锚固[图 7.5.6a)]; 粘贴纤维复合板加固时,宜设置 U 形钢箍板或钢压条进行端部锚固[图 7.5.6b)], U 形钢箍板或钢压条应采用普通化学锚栓固定。

2 纤维复合材料端部锚固用 U 形箍或压条不应少于 1 道。

3 U 形箍或压条的宽度不应小于抗弯加固纤维复合材料宽度的 1/2。

4 纤维布 U 形箍或纤维布压条的厚度不应小于抗弯加固纤维复合材料厚度的 1/2, U 形钢箍板或钢压条的厚度不应小于 4mm。

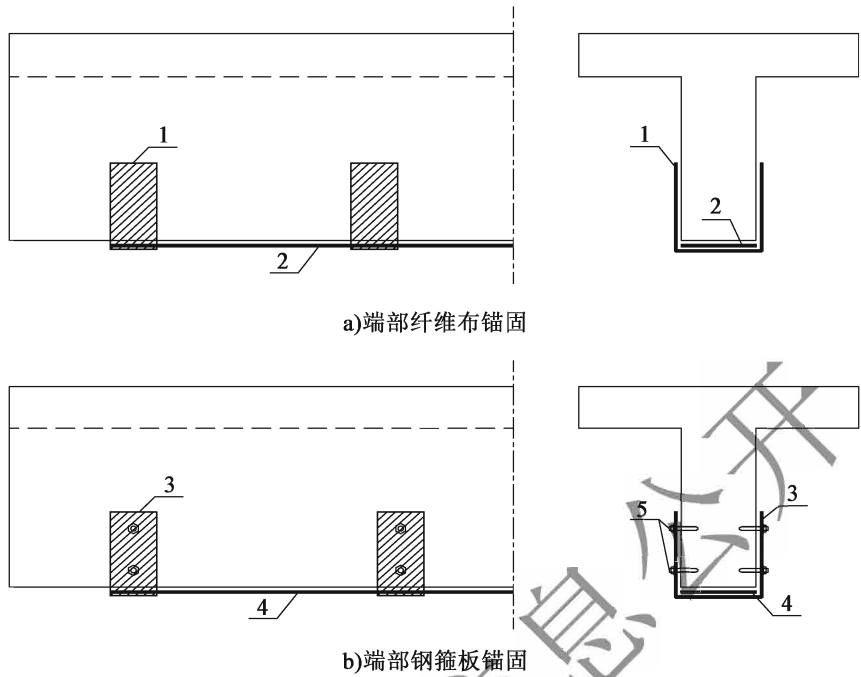


图 7.5.6 受弯构件粘贴纤维复合材料端部锚固措施
1-纤维布 U 形箍；2-纤维布；3-U 形钢箍板；4-纤维复合板；5-锚栓

7.5.7 混凝土受弯构件正截面加固，当纤维复合材料的粘贴延伸长度不满足本规范第 7.4.1 条的要求时，其端部锚固措施除应满足本规范第 7.5.6 条的要求外，尚应符合下列规定：

- 1 U 形箍或压条应在纤维复合材料的粘贴延伸长度范围内均匀布置不少于 3 道，U 形箍宜伸至翼缘板底面。
- 2 U 形箍的宽度不应小于抗弯加固纤维复合材料宽度的 $\frac{2}{3}$ ，且不应小于 150mm。压条的宽度不应小于抗弯加固纤维复合材料宽度的 $\frac{3}{5}$ [图 7.5.7a)]。
- 3 当纤维复合材料的黏结长度小于按本规范第 7.4.1 条计算所得长度的 $\frac{1}{2}$ 时，应采取可靠的附加机械锚固措施。
- 4 纤维复合材料与钢压条非重叠区域应设置附加锚栓，钢压条在纤维复合材料的每侧非重叠区域应设置不少于 1 个附加锚栓，锚栓直径不宜小于 12mm [图 7.5.7b)]。

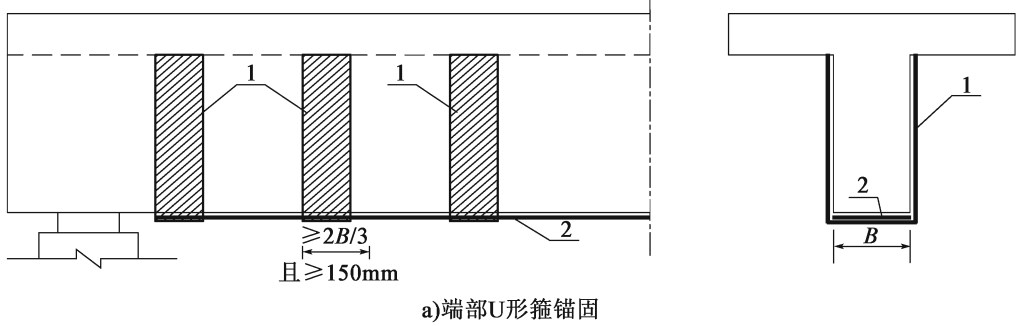


图 7.5.7

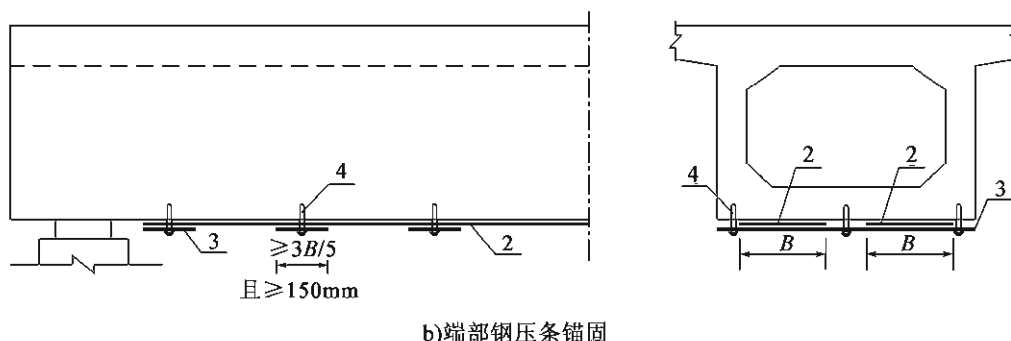


图 7.5.7 受弯构件粘贴纤维复合材料不满足延伸长度时端部锚固措施
1-U 形箍；2-纤维复合材料；3-钢压条；4-锚栓

7.5.8 混凝土受弯构件正截面加固，纤维复合材料中间 U 形箍或压条的宽度和厚度应符合本规范第 7.5.6 条的有关规定，U 形箍或压条的间距不宜大于 5m。

7.5.9 钢筋混凝土及预应力混凝土受弯构件采用粘贴纤维复合材料进行斜截面抗剪加固时，宜采用竖向 U 形纤维复合布材或竖向、斜向纤维复合板材。

7.5.10 采用粘贴纤维复合材料进行混凝土受弯构件斜截面抗剪加固时，其构造应符合下列规定：

- 1 竖向 U 形纤维复合布材或竖向纤维复合板材的净距不应大于其宽度的 2 倍，且不应大于 250mm；相邻斜向纤维复合板材在构件轴线上的投影应部分重叠。
- 2 竖向、斜向纤维复合板的端部、中部及竖向 U 形纤维布的端部、中部应设置纵向压条，纵向压条应满足本规范第 7.5.6 条的要求。
- 3 斜截面承载力加固区段上的抗剪纤维复合材料应不少于 3 道。

7.5.11 混凝土轴心受压构件采用纤维复合布材进行环向围束加固时，其构造应符合下列规定：

- 1 环向围束的纤维复合布材层数，圆形截面不应少于 2 层，矩形截面不应少于 3 层。
- 2 环向围束上下层之间的搭接宽度不应小于 50mm，纤维复合布材环向截断点的延伸长度不应小于 200mm，且各条带搭接位置应相互错开。

7.5.12 混凝土受拉构件和大偏心受压构件粘贴纤维复合材料加固时，其构造应符合下列规定：

- 1 纤维复合材料应按本规范第 7.5.6 条、第 7.5.7 条及第 7.5.8 条的要求设置 U 形箍或压条，受拉构件双侧或四周粘贴纤维复合材料加固时宜设置环形闭合箍。
- 2 被加固构件与相邻构件固结，且纤维复合材料需延伸至固结区域时，纤维复合

材料应在端部设置可靠的机械锚固措施，并与相邻构件进行可靠连接。

7.5.13 钢构件、钢混组合受弯构件的钢梁粘贴碳纤维板材加固时，其构造应符合下列规定：

- 1 新增碳纤维板材应有明确、合理的传力路径，且与原构件应能可靠地协同工作。
- 2 轴心受力和偏心受力构件加固时，不宜采用导致截面形心偏移的构造方式，新增碳纤维板材应根据需要通过机械锚固措施与原构件的支点(或节点)进行可靠连接。
- 3 受弯构件的受拉边粘贴碳纤维板材加固，粘贴延伸长度满足本规范第 7.4.1 条的要求时，应按本规范第 7.5.6 条的规定设置端部锚固措施；粘贴延伸长度不满足本规范第 7.4.1 条的要求时，应按本规范第 7.5.7 条的规定采取端部锚固措施。
- 4 端部锚固措施采用 U 形钢箍板或钢压条时，U 形钢箍板或钢压条应采用螺栓与原构件进行固定。

8 增设体外预应力加固

8.1 一般规定

8.1.1 本方法适用于对下列构件进行加固：

- 1 钢筋混凝土及预应力混凝土受弯构件的抗弯、抗剪加固；
- 2 钢混组合结构受弯构件的抗弯加固。

8.1.2 预应力混凝土构件采用体外预应力加固时，应按照原预应力混凝土构件类别控制设计，钢筋混凝土构件采用体外预应力加固时，宜按照 B 类预应力混凝土构件控制设计。

8.1.3 体外预应力加固体系宜由体外预应力钢筋或预应力碳纤维板及其配套锚具、锚固装置、转向装置、定位装置和减振装置组成，各部分材料选择应符合下列规定：

1 体外预应力材料宜采用钢绞线成品索或预应力碳纤维板，同一构件宜根据实际情况选择体外预应力钢筋或体外预应力碳纤维板中的一种材料进行加固。

2 预应力碳纤维板锚具的锚固效率系数不应小于 0.95，且预应力碳纤维板-锚具组装件的破坏形式应是预应力碳纤维板破断。

3 预应力碳纤维板-锚具组装件经受 200 万次循环荷载后，锚具及零件和预应力碳纤维板均不应发生疲劳破坏，疲劳后的静载试验实测极限拉应力不应小于 0.9 倍的预应力碳纤维板抗拉强度标准值。

4 体外预应力钢筋的锚固装置、转向装置和定位装置可采用混凝土结构或钢结构，减振装置宜采用钢结构。

5 碳纤维板的锚固装置、定位装置应采用钢结构。

6 混凝土强度等级不宜低于 C50，钢材强度等级不宜低于 Q355。

条文说明

钢筋混凝土、预应力混凝土梁(板)桥及刚构桥的主梁、混凝土可以盖梁采用体外预应力钢筋进行加固。体外预应力碳纤维(板)加固法常用于中小跨径钢筋混凝土梁(板)桥及预应力混凝土梁(板)桥的抗弯加固。

8.1.4 体外预应力锚固装置、转向装置和定位装置与原构件应可靠连接，其自身强度、安装部位基材强度及连接强度应满足受力需求。

8.1.5 体外预应力加固应考虑原结构的内力分布状况，避免产生不利的附加面内弯矩、面外弯曲效应或附加扭转效应等。

8.1.6 体外预应力钢筋应可更换、可补张、可监测、可维护。

8.1.7 加固所采用的体外预应力钢筋、锚固体系及钢构件等应进行防腐设计。

8.1.8 混凝土浇筑、养生与体外预应力张拉期间应采取有效措施避免对结构的扰动。

8.2 持久状况承载能力极限状态计算

8.2.1 混凝土受弯构件采用体外预应力钢筋加固时，正截面抗弯承载力计算应符合下列规定(图 8.2.1)：

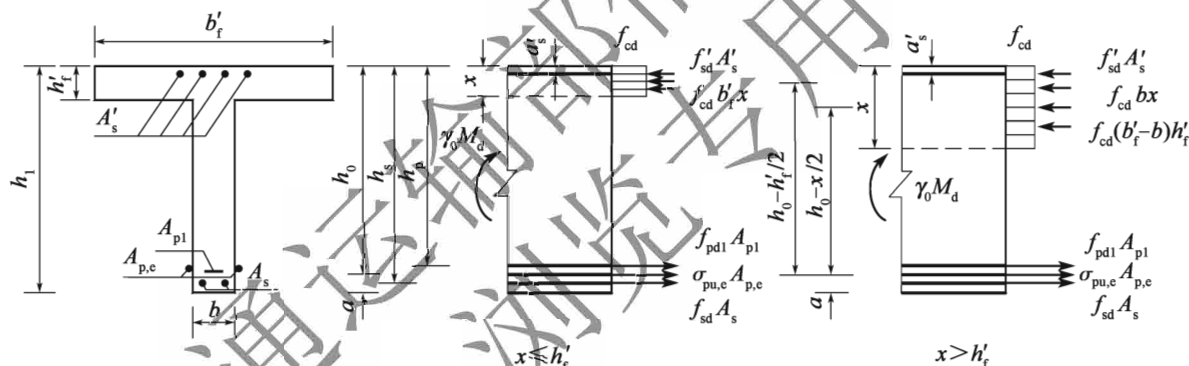


图 8.2.1 配置体外预应力矩形、T 形截面受弯构件正截面承载力计算

1 中性轴位于 T 形或 I 形截面翼板内($x \leq h_f'$)时：

$$f_{cd}b_f'x + f_{sd}'A_s' = \sigma_{pu,e}A_{p,e} + f_{pd1}A_{pl} + f_{sd}A_s \quad (8.2.1-1)$$

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd}b_f'x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{sd}'A_s' \left(h_0 - a_s' \right) \quad (8.2.1-2)$$

2 矩形截面或中性轴位于 T 形或 I 形截面腹板内($x > h_f'$)时：

$$f_{cd}bx + f_{cd}(b_f' - b)h_f' + f_{sd}'A_s' = \sigma_{pu,e}A_{p,e} + f_{pd1}A_{pl} + f_{sd}A_s \quad (8.2.1-3)$$

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd}bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{cd}(b_f' - b)h_f' \left(h_0 - \frac{h_f'}{2} \right) + f_{sd}'A_s' \left(h_0 - a_s' \right) \quad (8.2.1-4)$$

为确保加固后的混凝土梁仍为塑性破坏，且受压区钢筋应力达到其强度设计值，上述公式中的截面受压区高度 x 应满足下列要求：

$$x \leq \xi_b h_s \quad (8.2.1-5)$$

$$\text{或 } x \leq \xi_b h_p \quad (8.2.1-6)$$

$$x \geq 2a'_s \quad (8.2.1-7)$$

式中： γ_0 ——桥梁结构重要性系数；

M_d ——构件加固后的弯矩设计值(N·mm)；

$A_{p,e}$ ——体外预应力钢筋的截面面积(mm²)；

$\sigma_{pu,e}$ ——当构件达到极限抗弯承载能力时，体外预应力钢筋水平段的极限应力(MPa)，按式(8.2.1-8)计算；

A_{pl} ——原构件体内预应力钢筋的截面面积(mm²)；

f_{pdl} ——原构件体内预应力钢筋的抗拉强度设计值(MPa)；

A_s ——原构件体内纵向受拉普通钢筋的截面面积(mm²)；

A'_s ——原构件体内纵向受压普通钢筋的截面面积(mm²)；

f_{sd} ——原构件体内纵向受拉普通钢筋的抗拉强度设计值(MPa)；

f_{cd} ——原构件混凝土的轴心抗压强度设计值(MPa)；

b'_f ——T形或I形截面受压翼板的有效宽度(mm)，按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)第4.3.3条的规定取用；

b ——矩形截面宽度或T形截面的腹板宽度(mm)；

h_1 ——原构件的截面高度(mm)；

h'_f ——T形或I形截面翼缘板的厚度(mm)；

h_s 、 h_p ——分别为原构件中普通钢筋和预应力钢筋的合力作用点至受压区边缘的距离(mm)；

h_0 ——受拉区体内(外)预应力钢筋和普通钢筋的合力作用点到受压区边缘的距离(mm)， $h_0 = h - a$ ；

a ——受拉区体内(外)预应力钢筋和普通钢筋的合力作用点至受拉区边缘的距离；

a'_s ——受压区普通钢筋的合力作用点至受压区边缘的距离(mm)；

ξ_b ——原构件的相对界限受压区高度，按本规范第3.3.8条的规定取用。

3 正截面抗弯承载力计算中，体外预应力钢筋的水平段极限应力按式(8.2.1-8)计算：

$$\sigma_{pu,e} = \sigma_{pe,e} + 0.03E_{p,e} \frac{h_{p,e} - c}{\gamma_p l_e} \leq f_{pd,e} \quad (8.2.1-8)$$

式中： l_e ——体外预应力钢筋的有效长度(mm)， $l_e = \frac{2l_i}{N_s + 2}$ ；

N_s ——构件失效时形成的塑性铰数目，对于简支梁 $N_s = 0$ ，对于连续梁 $N_s = n - 1$ ， n 为连续梁的跨数；

l_i ——两端锚具间体外预应力钢筋的总长度(mm)；

- γ_p ——体外预应力钢筋的安全系数, 取 $\gamma_p = 2.2$;
 $h_{p,e}$ ——体外预应力钢筋的合力作用点到受压区边缘的距离(mm);
 $E_{p,e}$ ——体外预应力钢筋的弹性模量(MPa);
 c ——截面中性轴到受压区边缘的距离(mm), 对于 T 形截面, $c = \frac{\sigma_{pu,e}A_{p,e} + f_{sk}A_s + f_{pk}A_p - f'_{sk}A'_s - 0.75f_{cu,k}\beta(b'_f - b)h'_f}{0.75f_{cu,k}\beta b}$; 对于矩形截面, $c = \frac{\sigma_{pu,e}A_{p,e} + f_{sk}A_s + f_{pk}A_p - f'_{sk}A'_s}{0.75f_{cu,k}\beta b}$;
 β ——截面等效矩形应力图形受压区高度 x 与实际受压区高度的比值, 按本规范第 3.3.7 条的规定取用;
 $f_{cu,k}$ ——混凝土轴心抗压强度标准值(MPa);
 f_{sk} ——原构件内纵向受拉普通钢筋的抗拉强度标准值(MPa);
 f'_{sk} ——原构件内纵向受压普通钢筋的抗压强度标准值(MPa);
 f_{pk} ——原构件体内纵向预应力钢筋的抗拉强度标准值(MPa);
 $f_{pd,e}$ ——体外预应力钢筋的抗拉强度设计值(MPa);
 $\sigma_{pe,e}$ ——体外预应力钢筋的永存预应力(MPa);
 $A_{p,e}$ ——体外预应力钢筋的截面面积(mm²);
 其他符号意义见式(8.2.1-1) ~ 式(8.2.1-7)。

8.2.2 混凝土受弯构件采用预应力碳纤维板加固时(图 8.2.2), 其正截面抗弯承载力计算应符合下列规定:

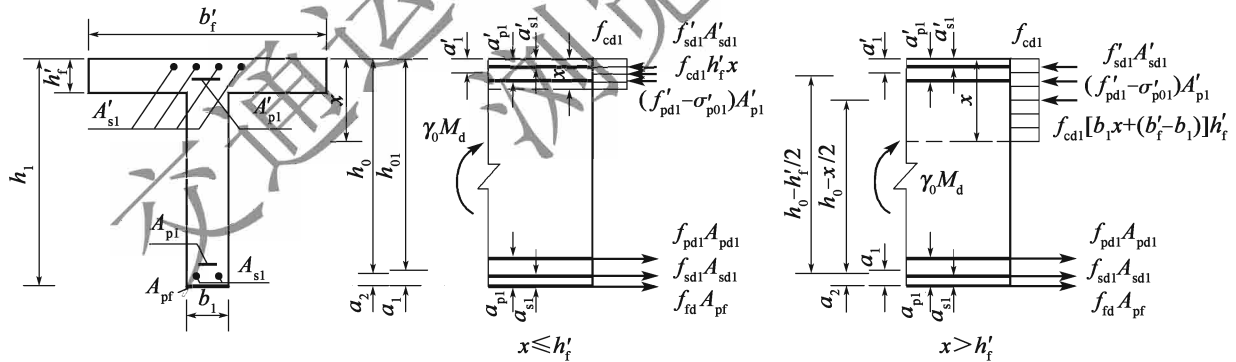


图 8.2.2 矩形、T 形截面梁正截面抗弯承载力计算

1 中性轴位于 T 形或 I 形截面翼板内($x \leq h'_f$):

$$f_{cd}b'_fx + f_{sd}A'_{s1} + (f'_{pd1} - \sigma'_{p01})A'_{p1} = f_{pd1}A_{pf} + f_{pd1}A_{p1} + f_{sd1}A_{s1} \quad (8.2.2-1)$$

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd1}b'_fx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd1}A'_{s1} \left(h_0 - a'_{s1} \right) + (f'_{pd1} - \sigma'_{p01})A'_{p1} \left(h_0 - a'_{p1} \right) \quad (8.2.2-2)$$

2 矩形截面或中性轴位于 T 形或 I 形截面腹板内($x > h'_f$):

$$f_{cd1} b_1 x + f_{cd1} (b'_f - b_1) h'_f + f'_{sd1} A'_{s1} + (f'_{pd1} - \sigma'_{p01}) A'_{p1} = f_{fd} A_{pf} + f_{pd1} A_{p1} + f_{sd1} A_{s1} \quad (8.2.2-3)$$

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd1} b_1 x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{cd1} (b'_f - b_1) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f'_{sd1} A'_{s1} (h_0 - a'_{s1}) + (f'_{pd1} - \sigma'_{p01}) A'_{p1} (h_0 - a'_{p1}) \quad (8.2.2-4)$$

截面受压区高度应符合下列要求:

$$x \leq 0.85 \xi_b h_{01} \quad (8.2.2-5)$$

当受压区配有纵向普通钢筋和预应力钢筋,且预应力钢筋受压即 $(f'_{pd1} - \sigma'_{p01})$ 为正时,

$$x \geq 2a'_1 \quad (8.2.2-6)$$

当受压区仅配纵向普通钢筋,或配有普通钢筋和预应力钢筋且预应力钢筋受拉即 $(f'_{pd1} - \sigma'_{p01})$ 为负时,

$$x \geq 2a'_{s1} \quad (8.2.2-7)$$

式中: γ_0 ——桥梁结构重要性系数;

M_d ——构件加固后的弯矩设计值(N·mm);

f_{cd1} ——混凝土的轴心抗压强度设计值(MPa);

f_{sd1} 、 f'_{sd1} ——分别为原构件纵向普通钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值(MPa);

f_{pd1} 、 f'_{pd1} ——分别为原构件纵向预应力钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值(MPa);

σ'_{p01} ——原构件受压区预应力钢筋合力作用点处混凝土法向应力等于零时预应力钢筋的应力(MPa),按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定进行计算。

f_{fd} ——预应力碳纤维板的抗拉强度设计值(MPa);

A_{s1} 、 A'_{s1} ——分别为原构件截面受拉区和受压区纵向普通钢筋的截面面积(mm²);

A_{p1} 、 A'_{p1} ——分别为原构件截面受拉区和受压区纵向预应力钢筋的截面面积(mm²);

A_{pf} ——预应力碳纤维板的有效截面面积(mm²);对于在受拉区侧面粘贴加固,计入距离受拉边缘 1/5 截面高度范围内粘贴的预应力碳纤维板,且将侧面预应力碳纤维板的截面面积乘以折减系数 $(1 - 0.5h_f/h)$,其中 h_f 为侧面 1/5 截面高度范围内预应力碳纤维板的粘贴高度;

b'_f ——T 形或 I 形截面受压翼板的有效宽度(mm),按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)第 4.3.3 条的有关规定取用;

b_1 ——矩形截面宽度或 T 形、I 形截面的腹板宽度(mm);

h'_f ——T 形或 I 形截面翼缘板的厚度(mm);

h_0 ——构件加固后的截面有效高度(mm), $h_0 = h_1 - a_2$, h_1 为原构件截面高度;

- h_{01} ——原构件截面有效高度(mm), $h_{01} = h_1 - a_1$, a_1 为受拉区纵向普通钢筋 A_{s1} 及纵向预应力钢筋 A_{p1} 的合力点至截面受拉区边缘的距离(mm);
 a'_1 ——原构件受压区纵向普通钢筋和预应力钢筋的合力点至截面受压区边缘的距离(mm);
 a'_{s1} 、 a'_{p1} ——原构件受压区纵向普通钢筋合力点、预应力钢筋合力点至截面受压区边缘的距离(mm);
 a_2 ——原构件受拉区普通钢筋、体内预应力筋和预应力碳纤维板的合力作用点至混凝土受拉边缘的距离, 当预应力碳纤维板与梁底间的环氧胶层厚度大于10mm时, a_2 值计算中宜考虑胶层厚度的影响;
 ξ_b ——原构件的相对界限受压区高度。

条文说明

本条参照了《混凝土结构加固设计规范》(GB 50367—2013)的有关规定, 给出了预应力碳纤维板加固受弯构件的相对界限受压区高度的控制值, 以避免加固量过大而发生具有超筋特征的脆性破坏。对于所有构件均采用原梁加固前相对界限受压区高度控制值的0.85倍; 满足此条件, 实际上已经规定了预应力碳纤维板的最大加固用量, 且在加固设计中便于控制。

8.2.3 混凝土受弯构件采用体外预应力钢筋加固时, 斜截面抗剪承载力计算应符合下列规定(图8.2.3):

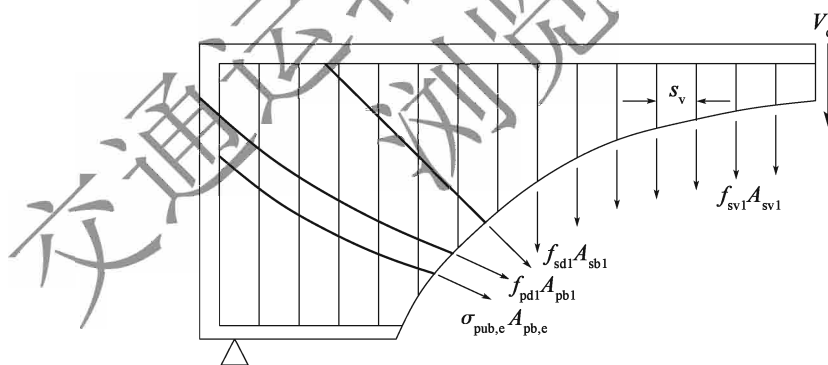


图 8.2.3 斜截面抗剪承载力验算示意

1 体外预应力加固钢筋混凝土或预应力混凝土受弯构件, 斜截面抗剪承载力应按式(8.2.3-1)计算:

$$\begin{aligned}
 \gamma_0 V_d \leq & \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \times 0.45 \times 10^{-3} b h_0 \sqrt{(2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k}} (\rho_{pv} f_{sv} + 0.6 \rho_{pv} f_{pv})} + \\
 & 0.75 \times 10^{-3} f_{sd1} \sum A_{sb} \sin \theta_s + 0.75 \times 10^{-3} f_{pd1} \sum A_{pb} \sin \theta_i + \\
 & 0.75 \times 10^{-3} \sigma_{pub,e} \sum A_{pb,e} \sin \theta_e
 \end{aligned} \quad (8.2.3-1)$$

式中: α_1 ——异号弯矩影响系数, 计算简支梁和连续梁近边支点段的抗剪承载力时,

- $\alpha_1 = 1.0$ 计算连续梁和悬臂梁近中间支点段的抗剪承载力时, $\alpha_1 = 0.9$;
- α_2 ——预应力提高系数, 构件为钢筋混凝土受弯构件 $\alpha_2 = 1.0$, 全预应力混凝土受弯构件或预应力混凝土 A 类构件 $\alpha_2 = 1.25$; 预应力混凝土 B 类受弯构件中由钢筋合力引起的截面弯矩与外弯矩的方向相同时, 取 $\alpha_2 = 1.0$;
- α_3 ——受压翼缘的影响系数, 对于 T 形截面构件, 取 $\alpha_3 = 1.1$; 对于矩形截面构件, 取 $\alpha_3 = 1.0$;
- $f_{cu,k}$ ——原构件混凝土的强度等级(MPa), 原构件轴心混凝土抗压强度按棱柱体抗压强度取值时, 按本规范附录 A 的有关规定换算为立方体抗压强度;
- f_{svl} 、 f_{pvl} ——分别为原构件箍筋和竖向预应力钢筋的抗拉强度设计值(MPa);
- f_{sdl} ——原构件普通弯起钢筋的抗拉强度设计值(MPa);
- f_{pdl} ——原构件体内预应力筋的抗拉强度设计值(MPa);
- P ——原构件斜截面内纵向受拉钢筋的配筋率; $P = 100\rho$, $\rho = (A_{s1} + A_{p1})/(bh_0)$, 当 $P > 2.5$ 时, 取 $P = 2.5$;
- A_{s1} 、 A_{p1} ——分别为原构件斜截面内纵向普通钢筋、原纵向预应力钢筋的面积(mm^2);
- b 、 h_0 ——分别为原构件计算斜截面顶端正截面的腹板宽度和有效高度(mm);
- A_{sv} 、 A_{pv} ——斜截面内同一截面各肢箍筋、竖向预应力钢筋的总截面面积(mm^2);
- ρ_{sv} 、 ρ_{pv} ——斜截面内箍筋、竖向预应力钢筋配筋率, $\rho_{sv} = A_{sv}/(s_v b)$ 、 $\rho_{pv} = A_{pv}/(s_p b)$;
- s_v 、 s_p ——斜截面内的箍筋、竖向压应力钢筋间距(mm);
- A_{pb} ——斜截面内体内弯起预应力筋的截面面积(mm^2);
- A_{sb} ——原钢筋混凝土构件中, 斜截面一排普通弯起钢筋(或斜筋)的截面面积(mm^2);
- $A_{pb,e}$ ——斜截面体外预应力弯起钢筋的截面面积(mm^2);
- θ_i ——体内预应力钢筋在斜截面受压端正截面处与梁轴线的夹角;
- θ_e ——体外预应力钢筋在竖直平面内的弯起角度, $\theta_e \leq 45^\circ$;
- θ_s ——体内普通弯起钢筋的弯起角度;
- 其他符号意义见图 8.2.3。

2 体外预应力钢筋弯起段的极限应力 $\sigma_{pub,e}$, 与转向块处的摩阻情况有关, 可按式(8.2.3-2)计算:

$$\sigma_{pub,e} = \lambda \sigma_{pu,e} \quad (8.2.3-2)$$

有转向块(或转向横梁)时或采用水平向移动的滑块时:

$$\lambda = \frac{1}{\cos\theta_e + f_0 \sin\theta_e} \quad (8.2.3-3)$$

采用楔形滑块时:

$$\lambda = \cos\theta_e - f_0 \sin\theta_e \quad (8.2.3-4)$$

式中: λ ——体外预应力钢筋弯起段拉力与水平段拉力的比例系数;

f_0 ——摩擦系数, 在缺少可靠试验数据的情况下, 钢材间的摩擦取 $f_0 = 0.16$; 采用四氟乙烯滑板时取 $f_0 = 0.06$; 混凝土与钢材间的摩擦取 $f_0 = 0.25$ 。

8.2.4 体外预应力加固的矩形、T形和I形截面的受弯构件，其抗剪截面应满足式(8.2.4)的要求：

$$\gamma_0 V_d - 1 \times 10^{-3} \sigma_{pub,e} A_{pb,e} \sin \theta_e \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 \tag{8.2.4}$$

式中： V_d ——斜截面受压端剪力的组合设计值(kN)；
 $\sigma_{pub,e}$ ——体外预应力钢筋弯起段的极限应力(MPa)，按式(8.2.3-2)计算；
 $A_{pb,e}$ ——体外预应力钢筋弯起段的截面面积(mm²)；
 b ——相应于剪力组合设计值处的矩形截面宽度或T形、I形截面腹板宽度(mm)；
 h_0 ——相应于剪力组合设计值处的截面有效高度，即自纵向受拉钢筋合力作用点至受压边缘的距离(mm)；
 θ_e ——体外预应力钢筋在竖直平面内的弯起角度， $\theta_e \leq 45^\circ$ ；
其他符号意义同前。

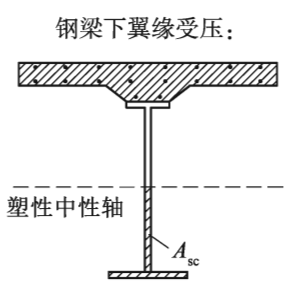
8.2.5 钢混组合受弯构件采用体外预应力加固时，简支梁可按本规范附录 D 进行内力分析，连续梁可采用有限元模型进行内力分析，其截面弹性抗弯、抗剪承载力可采用换算截面法按现行《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》(JTG/T D64-01)的有关规定进行计算，并满足相关要求。

8.2.6 钢混组合受弯构件采用体外预应力加固，且钢梁受压板件的宽厚比满足表 8.2.6 的要求时，其塑性抗弯承载力可按本规范第 8.2.7 条和第 8.2.8 条的有关规定进行计算。

表 8.2.6 钢梁板件宽厚比限值

截面形式		
正、负弯矩作用区段截面示意图		翼缘
正弯矩作用区段		符合构造要求 $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{34}{\alpha} \sqrt{\frac{345}{f_y}}$
		当 $\alpha > 0.5$ 时： $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{376}{13\alpha - 1} \sqrt{\frac{345}{f_y}}$ 当 $\alpha \leq 0.5$ 时： $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{34}{\alpha} \sqrt{\frac{345}{f_y}}$

续表 8.2.6

正、负弯矩作用区段截面示意图		翼缘	腹板
负弯矩作用区段	 钢梁下翼缘受压: 塑性中性轴 A_{sc}	下翼缘: $\frac{b}{t} \leq 8 \sqrt{\frac{345}{f_y}}$ $\frac{b_0}{t} \leq 31 \sqrt{\frac{345}{f_y}}$	当 $\alpha > 0.5$ 时: $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{376}{13\alpha - 1} \sqrt{\frac{345}{f_y}}$ 当 $\alpha \leq 0.5$ 时: $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{34}{\alpha} \sqrt{\frac{345}{f_y}}$

注:表中 α 为钢梁受压区腹板高度的比例系数,可近似采用下列公式计算:

$$\text{正弯矩作用区段,塑性中性轴在钢梁截面内时: } A_{sc} = \frac{A_s f_d - A_c f_{cd} - A_r f_{sd}}{2 f_d}, \alpha = \frac{A_{sc} - A_{st}}{h_w t_w};$$

$$\text{负弯矩作用区段: } A_{sc} = \frac{A_s f_d + A_r f_{sd}}{2 f_d}, \alpha = \frac{A_{sc} - A_{sb}}{h_w t_w}。$$

其中 A_{st} 、 A_{sb} 分别为钢梁上翼缘、下翼缘面积; A_{sc} 为钢梁受压区的截面面积。

条文说明

钢梁板件宽厚比限值是钢结构按塑性理论计算的前提,对于不满足宽厚比限值的钢结构,在构件达到塑性状态之前,将首先出现局部失稳破坏,进而可导致整体失稳提前发生。

8.2.7 钢混组合受弯构件采用预应力碳纤维板在正弯矩区加固时,其正截面塑性抗弯承载力计算应符合下列规定:

1 组合截面的塑性中性轴位于混凝土板内(图 8.2.7-1),即受压区高度 $x \leq h_d$,塑性抗弯承载力计算应符合下列规定:

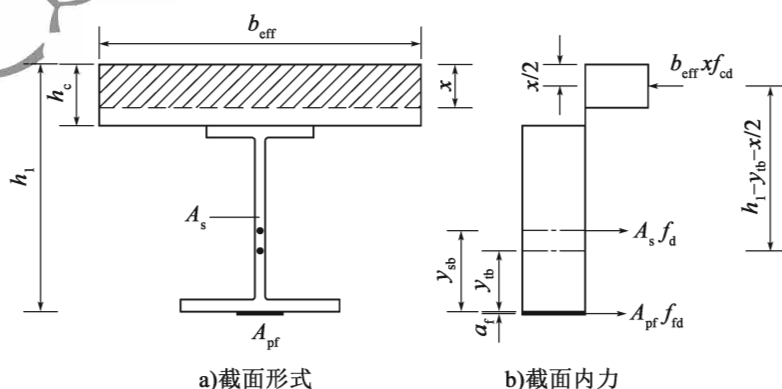


图 8.2.7-1 塑性中性轴位于桥面板内的截面计算

$$\gamma_0 M_d \leq (A f_d + A_{pf} f_{fd}) \left(h_1 - y_{tb} - \frac{x}{2} \right) \quad (8.2.7-1)$$

$$b_{eff} x f_{cd1} = A f_d + A_{pf} f_{fd} \quad (8.2.7-2)$$

式中: γ_0 ——桥梁结构的重要性系数;

M_d ——截面基本组合的弯矩设计值($N \cdot mm$);

f_{cd1} ——混凝土的轴心抗压强度设计值(MPa);

f_d ——钢材的抗拉、抗压强度设计值(MPa);

f_{fd} ——碳纤维板的抗拉强度设计值(MPa);

A ——钢梁的截面面积(mm^2);

A_{pf} ——碳纤维板的截面面积(mm^2);

b_{eff} ——混凝土板的有效宽度(mm);

h_c ——混凝土板的高度(mm);

h_1 ——原构件截面高度(mm);

y_{tb} ——加固后组合截面受拉区钢梁和碳纤维板合力作用点至钢梁下边缘的距离(mm), 按式(8.2.7-3)计算;

$$y_{tb} = \frac{Af_d y_{sb}}{Af_d + A_{pf} f_{fd}} \quad (8.2.7-3)$$

y_{sb} ——钢梁截面重心至组合截面下边缘的距离(mm);

a_f ——碳纤维板的形心至钢梁下边缘的距离(mm), 可忽略其影响, 即取 $a_f = 0$ 。

2 组合截面的塑性中性轴位于钢梁腹板中(图 8.2.7-2), 即 $x \geq h_c + t'$, 塑性抗弯承载力计算应符合式(8.2.7-4) ~ 式(8.2.7-5)的规定:

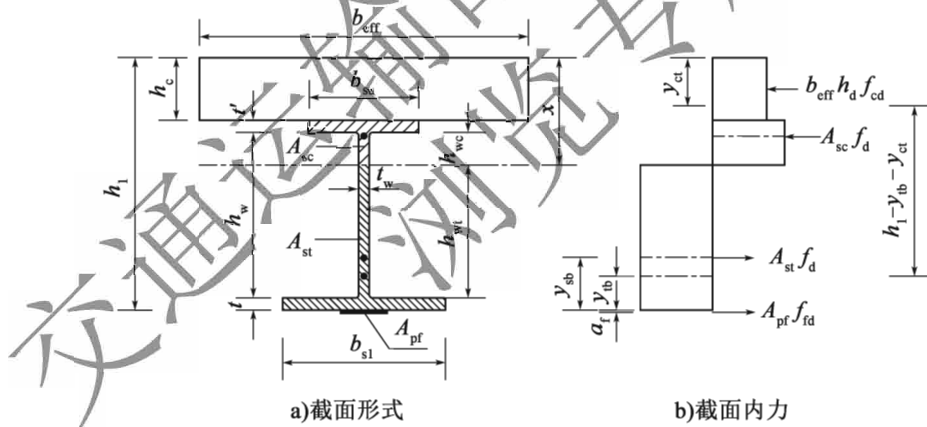


图 8.2.7-2 塑性中性轴位于钢梁腹板中的截面计算

$$\gamma_0 M_d \leq (A_{st} f_d + A_{pf} f_{fd}) (h_1 - y_{tb} - y_{ct}) \quad (8.2.7-4)$$

$$b_{eff} h_c f_{cd1} + b_{su} t' f_d + (x - h_c - t') t_w f_d = (h_1 - x - t) t_w f_d + b_{sl} t f_d + A_{pf} f_{fd} \quad (8.2.7-5)$$

式中: y_{tb} ——加固后组合截面受拉区钢梁和碳纤维板合力作用点至钢梁下边缘的距离(mm), 按式(8.2.7-6)计算;

$$y_{tb} = \frac{Af_d y_{stb}}{A_{st} f_d + A_{pf} f_{fd}} \quad (8.2.7-6)$$

A_{st} ——钢梁受拉区面积(mm^2), $A_{st} = t_{wt} h_{wt} + b_{sl} t$;

y_{stb} ——钢梁受拉区的合力作用点至钢梁下边缘的距离 (mm)，按式(8.2.7-7)计算；

$$y_{\text{stb}} = \frac{t_w h_{\text{wt}} (t + h_{\text{wt}}/2) + b_{\text{sl}} t^2/2}{A_{\text{st}}} \quad (8.2.7-7)$$

y_{ct} ——组合截面受压区混凝土板和钢梁合力作用点至混凝土板上边缘的距离 (mm)，按式(8.2.7-8)计算；

$$y_{\text{ct}} = \frac{f_d}{2} + \frac{h_c}{2} \cdot \frac{A_{\text{sc}} (h_d + t') + A_{\text{wc}} (h_{\text{wc}} + t')}{b_{\text{eff}} h_d f_{\text{cdl}} + A_{\text{sc}} f_d} \quad (8.2.7-8)$$

h_{wc} ——钢梁受压腹板高度 (mm)， $h_{\text{wc}} = x - h_d - t'$ ；

A_{wc} ——钢梁受压腹板面积 (mm²)， $A_{\text{wc}} = h_{\text{wc}} t_w$ ；

A_{sc} ——钢梁受压区面积 (mm²)， $A_{\text{sc}} = A_{\text{wc}} + b_{\text{su}} t'$ 。

条文说明

按塑性理论对钢混组合受弯构件进行承载能力验算时，认为混凝土板及钢梁的受压区、受拉区均进入塑性状态，其截面应力分布均为矩形。同时，加固用碳纤维板应力达到其材料抗拉强度设计值。

采用预应力碳纤维加固钢混组合受弯构件时，需避免加固后的组合截面塑性中性轴出现在钢梁上翼缘板内。

8.2.8 钢混组合受弯构件采用体外预应力钢筋在负弯矩区混凝土板上缘加固时，截面塑性抗弯承载力计算应符合下列规定(图8.2.8)：

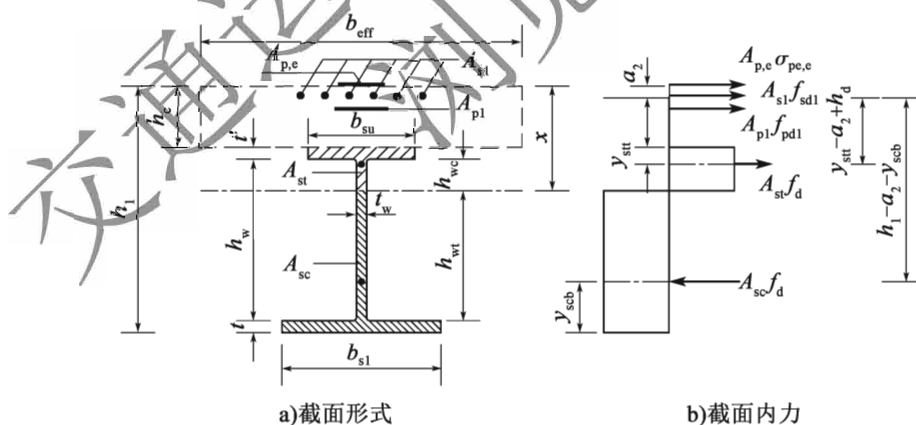


图 8.2.8 负弯矩区截面塑性抗弯承载力计算

$$\gamma_0 M_d \leq A_{\text{sc}} f_d (h_1 - a_2 - y_{\text{scb}}) - A_{\text{st}} f_d (y_{\text{stt}} - a_2 + h_c) \quad (8.2.8-1)$$

塑性中性轴应位于钢梁腹板内，即

$$A_{\text{sl}} f_{\text{sd1}} + A_{\text{pl}} f_{\text{pd1}} + A_{\text{p,e}} \sigma_{\text{pe,e}} + 2b_{\text{su}} t' f_d \leq A f_d \quad (8.2.8-2)$$

截面的拉力比应满足下列要求：

$$\gamma = (A_{\text{sl}} f_{\text{sd1}} + A_{\text{pl}} f_{\text{pd1}} + A_{\text{p,e}} \sigma_{\text{pe,e}}) / (A f_d) \leq 0.5 \quad (8.2.8-3)$$

式中： γ_0 ——桥梁结构的重要性系数；

A_{s1} ——原构件混凝土板有效宽度内的纵向普通钢筋截面面积(mm^2)；

f_{sd1} ——原构件纵向普通钢筋的抗拉强度设计值(MPa)；

$A_{p,e}$ ——加固后新增体外预应力钢筋的截面面积(mm^2)；

$\sigma_{pe,e}$ ——新增体外预应力钢筋扣除预应力损失后的有效应力(MPa)；

A_{p1} ——原构件负弯矩区混凝土板内预应力钢筋的截面面积(mm^2)；

f_{fd1} ——原构件负弯矩区混凝土板内预应力钢筋抗拉强度设计值(MPa)；

f_d ——钢材的抗拉、抗压强度设计值(MPa)；

A_{sc} 、 A_{sl} ——分别为钢梁受压区、受拉区面积(mm^2)，按式(8.2.8-4)计算；

$$A_{sc} = \frac{A_{s1} f_{sd1} + A_{p1} f_{fd1} + A_{p,e} \sigma_{pe,e} + A f_d}{2f_d} \quad (8.2.8-4)$$

$$A_{sl} = A_s - A_{sc} \quad (8.2.8-5)$$

A ——钢梁的截面面积(mm^2)；

h_1 ——原构件截面高度(mm)；

h_c ——原构件混凝土板的厚度(mm)；

a_2 ——原构件受拉区普通钢筋、预应力钢筋和加固后新增体外预应力钢筋合力作用点至混凝土板桥面板上缘的距离(mm)，按式(8.2.8-6)计算；

$$a_2 = \frac{A_{s1} f_{sd1} a_{s1} + A_{p1} f_{fd1} a_{p1} + A_{p,e} \sigma_{pe,e} a_{p2}}{A_{s1} f_{sd1} + A_{p1} f_{fd1} + A_{p,e} \sigma_{pe,e}} \quad (8.2.8-6)$$

a_{s1} ——原构件受拉区普通钢筋合力作用点至混凝土板上缘的距离(mm)；

a_{p1} ——原构件受拉区预应力钢筋的截面重心至混凝土板上缘的距离(mm)；

a_{p2} ——新增体外预应力钢筋合力作用点至混凝土板上缘的距离(mm)；

y_{scb} ——钢梁塑性受压区合力作用点到钢梁下边缘的距离(mm)，按下式计算；

$$y_{scb} = \frac{t_w h_{wc} (t + h_{wc}/2) + b_{sl} t^2/2}{A_{sc}} \quad (8.2.8-7)$$

y_{slt} ——钢梁塑性受拉区合力作用点到钢梁上边缘的距离(mm)，按下式计算；

$$y_{slt} = \frac{t_w h_{wl} (t' + h_{wl}/2) + b_{su} t'^2/2}{A_{sl}} \quad (8.2.8-8)$$

h_{wc} 、 h_{wl} ——分别为钢梁腹板受压区、受拉区的高度(mm)，按下式计算；

$$h_{wc} = \frac{A_{sc} - b_{sl} t}{t_w} \quad (8.2.8-9)$$

$$h_{wl} = h_w - h_{wc} \quad (8.2.8-10)$$

b_{su} 、 t' ——钢梁上翼缘板的宽度、厚度(mm)；

b_{sl} 、 t ——钢梁下翼缘板的宽度、厚度(mm)；

t_w ——钢梁腹板厚度(mm)。

条文说明

按塑性理论对钢混组合受弯构件进行承载能力验算时,认为混凝土板及钢梁的受压区、受拉区均进入塑性状态,其截面应力分布均为矩形。同时,新增体外预应力钢筋的应力取用其永存有效预应力 $\sigma_{pe,e}$,忽略其在使用阶段可变作用产生的应力增量影响。

研究表明,当负弯矩区同时配有普通钢筋和预应力钢筋时,由于在极限状态下预应力筋的合力很大,因此合成截面中性轴到钢梁截面重心轴间的距离数值剧增,甚至会超过钢梁腹板的高度,这意味着等效图式已不成立。因此对于配有普通钢筋和预应力钢筋的组合受弯构件,其负弯矩截面的总拉力比 γ 需控制在合理范围内,才能直接由截面平衡方程的方法验算其塑性抗弯承载力。当总拉力比 γ 不满足本条文规定时,则不能采用体外预应力的加固方法。

8.3 持久状况正常使用极限状态计算

8.3.1 钢筋混凝土及预应力混凝土受弯构件采用体外预应力加固时,其构件设计应符合下列规定:

1 体外预应力加固后满足预应力混凝土受弯构件关于抗裂性设计要求时,应按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定进行构件设计。

2 体外预应力加固后不满足现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的B类预应力混凝土受弯构件关于抗裂性设计要求时,可仅按B类预应力混凝土受弯构件验算裂缝宽度,且裂缝宽度不应超过限值。

8.3.2 体外预应力加固后的预应力混凝土受弯构件,计算弹性阶段应力时,构件截面性质的采用除应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定外,尚应符合下列规定:

- 1 全预应力混凝土构件或预应力混凝土A类构件采用全截面;
- 2 预应力混凝土B类构件采用开裂截面。

条文说明

不论原梁是钢筋混凝土梁还是预应力混凝土梁,只要其加固后为全预应力混凝土或预应力混凝土A类构件,加固后的梁体混凝土截面不开裂,均采用全截面的换算截面几何性质,其截面应力计算需按不开裂的偏心受压构件考虑。

8.3.3 体外预应力加固后的预应力混凝土受弯构件,进行弹性内力分析时,应采用原梁全截面换算截面几何性质,不计入体外预应力钢筋、预应力碳纤维板对换算截面几何性质的影响。

8.3.4 体外预应力张拉控制应力应符合下列规定：

1 钢绞线、钢丝束：

$$\sigma_{\text{con}} = 0.65f_{\text{pk}} \quad (8.3.4-1)$$

2 精轧螺纹钢：

$$\sigma_{\text{con}} = 0.7f_{\text{pk}} \quad (8.3.4-2)$$

3 预应力碳纤维板：

$$\sigma_{\text{con},f} = 0.55f_{\text{fk}} \quad (8.3.4-3)$$

式中： σ_{con} ——体外预应力钢筋的张拉控制应力(MPa)；

$\sigma_{\text{con},f}$ ——预应力碳纤维板的张拉控制应力(MPa)；

f_{pk} ——体外预应力钢筋的抗拉强度标准值(MPa)；

f_{fk} ——碳纤维板材的抗拉强度标准值(MPa)。

条文说明

考虑到体外预应力结构的预应力损失比体内预应力筋小很多，可变作用引起的拉力增量相对于其有效预应力的比例也很小，而且体外预应力钢筋在正常使用阶段也不能长期处于高应力状态，因此对于体外预应力加固结构，其体外预应力钢筋的张拉控制应力取值 σ_{con} 比现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)中关于体内预应力钢筋的取值要小一些。这与近些年的桥梁加固工程实践也是相符合的。

预应力碳纤维板的张拉控制应力通常受到锚固能力、预应力损失及其强度设计值的制约，目前取值的差异性较大。根据国内外调研结果，其张拉控制应力一般取 $(0.42 \sim 0.6)f_{\text{fk}}$ ，从提高碳纤维板材料强度利用率和现有锚固装置的锚固能力两方面考虑，且保证构件抗弯破坏时预应力碳纤维板的伸长率大于1.5%，建议取张拉控制应力为 $\sigma_{\text{con},f} = 0.55f_{\text{fk}}$ 。

8.3.5 体外预应力钢筋或预应力碳纤维板的预应力损失应考虑表8.3.5所列各项因素。预应力损失宜根据实测数据确定；当无可靠实测数据时，可按本节的有关规定进行计算。

表 8.3.5 体外预应力的预应力损失影响因素

预应力损失影响因素	体外预应力钢筋	预应力碳纤维板
管道摩擦	σ_{11}	—
锚具变形、预应力材料回缩和接缝压缩	σ_{12}	$\sigma_{12,f}$
季节温差	σ_{13}	$\sigma_{13,f}$
混凝土弹性压缩	σ_{14}	$\sigma_{14,f}$
应力松弛	σ_{15}	$\sigma_{15,f}$

条文说明

考虑到被加固桥梁通常已使用了一定年限，其混凝土的收缩、徐变已基本完成，因

此不再考虑由于混凝土收缩、徐变引起的预应力损失。

8.3.6 体外预应力钢筋与管道之间的摩擦引起的预应力损失 σ_{l1} ，可按式(8.3.6)计算：

$$\sigma_{l1} = \sigma_{\text{con}} (1 - e^{-(ks + \mu\theta)}) \quad (8.3.6)$$

式中： k ——单位长度管道轴线局部偏差的摩擦系数(1/m)；

s ——自张拉端的管道累计计算长度(m)；

μ ——体外预应力钢筋与曲线管道的摩擦系数，可按表 8.3.6 取值；

θ ——自张拉端的管道累计偏转角(rad)，对于空间布束方式，应考虑空间包角的影响。

表 8.3.6 摩擦系数 k 与 μ 值

管道种类	k	μ
钢管穿无黏结钢绞线	0.004	0.09
钢管穿光面钢绞线	0.001	0.25
HDPE 管穿光面钢绞线	0.002	0.13

条文说明

对于体外预应力钢筋，如采用无黏结钢绞线，管道理解为其外部的 PE 套管；采用光面钢绞线(束)，管道则理解为转向块中钢管或 HDPE 管。管道的累计计算长度是指钢筋在转向和锚固构造内的累计长度。

8.3.7 锚具变形、预应力材料回缩和接缝压缩引起的预应力损失 σ_{l2} 可按下列规定进行计算：

1 体外预应力钢筋的预应力损失 σ_{l2} 可按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定进行计算。

2 预应力碳纤维板的预应力损失 $\sigma_{l2,f}$ 可按式(8.3.7)计算：

$$\sigma_{l2,f} = E_f \frac{\sum \Delta l}{l} \quad (8.3.7)$$

式中： E_f ——碳纤维板的弹性模量(MPa)；

Δl ——锚具变形、预应力材料回缩或接缝压缩值(mm)，锚具变形、预应力材料回缩取 2mm，接缝压缩值按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定取值。

l ——碳纤维板张拉端至锚固端的净距(mm)。

8.3.8 季节温差造成的预应力损失 σ_{l3} 可按式(8.3.8-1)、式(8.3.8-2)计算：

体外预应力钢筋

$$\sigma_{13} = \Delta T / \alpha_p - \alpha_c / E_p \quad (8.3.8-1)$$

预应力碳纤维板

$$\sigma_{13,f} = \Delta T / \alpha_f - \alpha_c / E_f \quad (8.3.8-2)$$

式中: ΔT ——季节温度差, 对体外预应力钢筋, 取年最高月平均气温与预应力张拉锚固时的环境温度差; 对预应力碳纤维板, 取年最低月平均气温与预应力张拉锚固时的环境温度差;

E_p ——体外预应力钢筋的弹性模量(MPa);

α_p 、 α_f 、 α_c ——分别为体外预应力钢筋、碳纤维板和混凝土的轴向温度线膨胀系数, 可取 $\alpha_p = 1.2 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$, $\alpha_f = 1.0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, $\alpha_c = 1.0 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ 。

条文说明

混凝土材料与体外预应力材料的温度线膨胀系数存在差异, 以张拉锚固时的环境温度为准, 环境气温升高时, 混凝土的伸长量要小于预应力钢筋的伸长量, 进而产生温差损失; 环境气温降低时, 混凝土的缩短量要大于碳纤维板的缩短量, 进而产生温差损失。由于季节温差引起的有效预应力增量与张拉控制应力相比较小, 不考虑其影响。月平均气温根据调查资料取用, 无可靠资料时, 按《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015)第4.3.12条的规定取用。

8.3.9 混凝土弹性压缩引起的预应力损失按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定执行。

条文说明

原构件预应力钢筋的混凝土弹性压缩损失需计入体外预应力张拉的影响。

8.3.10 应力松弛引起的预应力损失计算应符合下列规定:

1 体外预应力钢筋的松弛损失 σ_{15} 按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定进行计算。

2 预应力碳纤维板的松弛损失 $\sigma_{15,f}$ 可按式(8.3.10)计算:

$$\sigma_{15,f} = \zeta_f \sigma_{\text{con}} \quad (8.3.10)$$

式中: ζ_f ——预应力碳纤维板的松弛系数, 可取 $\zeta_f = 6.0\%$ 。

条文说明

目前国内关于预应力碳纤维板的长期松弛研究仍很少, 且局限在1000h。《混凝土结构加固设计规范》(GB 50367—2013)在松弛损失计算时的建议值为 $\zeta_f = 2.2\%$; 柳州OVM公司的相关试验为 $\zeta_f = 3.8\%$, 且与其张拉控制应力有关; 广西大学邓朗妮博士的

试验结果表明, 预应力碳纤维板加固试验梁张拉 7d 后的预应力损失量大约在 2.4% ~ 7.7% 范围内, 且张拉应力越高, 其相对应力损失量越小, 其建议的碳纤维板的预应力的总损失量的设计估算值可在 10% ~ 15% 范围内; 日本最新的相关研究表明, 碳纤维板的长期松弛可以达到 6%。在上述数据的基础上偏于安全地建议取为 $\zeta_t = 6.0\%$, 待将来有更多的松弛试验数据时再作调整。

8.3.11 预应力混凝土受弯构件采用体外预应力加固后, 其正截面和斜截面的抗裂性验算应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362) 的有关规定。

条文说明

使用年限较久的桥梁, 考虑到旧桥混凝土可能存在损伤或缺陷, 有时不能对其施加过大的预压应力, 故针对体外预应力加固后全预应力混凝土构件和 A 类构件, 在现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362) 有关抗裂性要求的基础上, 可以考虑对正截面抗裂性控制条件适当放宽, 如全预应力混凝土正截面的抗裂控制条件由 $\sigma_{st} - 0.85\sigma_{pc} \leq 0$ 、 $\sigma_{st} - 0.8\sigma_{pc} \leq 0$ 放宽至 $\sigma_{st} - 0.9\sigma_{pc} \leq 0$ 、 $\sigma_{st} - 0.85\sigma_{pc} \leq 0$; A 类构件正截面的控制条件由 $\sigma_{st} - \sigma_{pc} \leq 0.7f_{ck}$ 放宽至 $\sigma_{st} - \sigma_{pc} \leq 0.75f_{ck}$ 。

8.3.12 钢混组合受弯构件采用体外预应力加固后, 应按本规范第 5.3.2 条的有关规定进行抗裂性验算。

8.3.13 体外预应力加固后的预应力混凝土 B 类构件应按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362) 的有关规定进行裂缝宽度验算, 其钢筋应力 σ_{ss} 的计算应符合下列规定:

- 1 原构件为钢筋混凝土构件时, 钢筋应力 σ_{ss} 应取加固后原构件普通钢筋应力。
- 2 原构件为预应力混凝土构件时, 钢筋应力 σ_{ss} 应取加固后原构件体内预应力钢筋相对于其重心点混凝土应力为零时的拉应力增量。

8.3.14 钢混组合受弯构件在负弯矩区混凝土板上缘采用体外预应力钢筋加固后, 抗裂性验算无法满足本规范第 8.3.12 条的要求时, 混凝土板的裂缝宽度可采用换算截面法按式(5.3.5-1)计算, 其中 σ_{ss2} 计算时, 应将 $I_{sr,2}$ 和 $A_{sr,2}$ 替换为 $I_{sr,1}$ 和 $A_{sr,1}$ 。

8.3.15 体外预应力加固后的预应力混凝土受弯构件, 应按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362) 的有关规定进行使用阶段的挠度验算, 并应符合下列规定:

- 1 使用阶段的挠度应为按永久作用标准值(不含新增预加力)、新增预加力标准值和可变作用频遇组合值计算的挠度之和。
- 2 永久作用标准值(不含新增预加力)对应的挠度长期增长系数按现行《公路钢筋

混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定取用,可变作用频遇组合值对应的挠度长期增长系数取 $\eta_0 = 1.20$ 。

3 新增预加力标准值引起的挠度(反拱)可用结构力学方法按刚度 $E_0 I_0$ 进行计算,其对应的挠度长期增长系数取 $\eta_0 = 1.35$ 。

4 B类预应力混凝土受弯构件的截面开裂弯矩计算时,应计入新增体外预应力的影响。

条文说明

若原梁是已开裂的钢筋混凝土梁或部分预应力混凝土梁,其混凝土的抗拉强度已不存在,故上式截面开裂弯矩 M_{cr} 中的混凝土抗拉强度标准值 f_{tk} 取为零。体外预应力加固梁的变形计算中的刚度取值和可变作用的挠度控制指标取值均与《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)相同。但考虑到旧桥的混凝土收缩、徐变已基本完成,因此对于计算可变作用和预应力反拱的长期增长系数 η_0 均作了折减,其折减量约为 2/3,即认为混凝土的徐变的 2/3 已完成。考虑到现有旧桥的混凝土强度等级多在 C40 以下,因此将可变作用(或活载)挠度计算的长期增长系数取为 $\eta_0 = 1.20$;若原梁的混凝土强度等级高于 C40,则长期增长系数 η_0 按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)第 6.5.3 条的有关规定取用,并按上述方法折减。由体外预应力引起的使用阶段的反拱值,在计算中长期增长系数取为 $\eta_0 = 1.35$ 。

8.3.16 钢混组合受弯构件采用体外预应力加固后,刚度可按现行《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》(JTG/T D64-01)的有关规定进行计算。

8.4 持久状况构件应力计算

8.4.1 体外预应力加固的混凝土受弯构件在进行持久状况设计时,应计算其使用阶段正截面混凝土法向压应力、斜截面混凝土主压应力、原构件受拉区预应力钢筋的拉应力以及体外预应力钢筋或预应力碳纤维板的拉应力。计算时作用应取其标准值,汽车荷载应考虑其冲击作用。

8.4.2 混凝土受弯构件采用体外预应力钢筋加固后,使用阶段体外预应力钢筋的拉应力及拉力可按下列公式计算:

$$\sigma_{p,e} = \sigma_{pe,e} + \Delta\sigma_{p,e} \text{ 或 } \sigma_{p,e} = N_{p0,e}/A_{p,e} \quad (8.4.2-1)$$

$$N_{p0,e} = (\sigma_{pe,e} + \Delta\sigma_{p,e}) A_{p,e} \quad (8.4.2-2)$$

式中: $\sigma_{p,e}$ ——在使用阶段,体外预应力钢筋的拉应力(MPa);

$N_{p0,e}$ ——在使用阶段,体外预应力钢筋产生的拉力(N);

$A_{p,e}$ 、 $\sigma_{pe,e}$ ——分别为体外预应力钢筋的截面面积(mm^2)和永存预应力(MPa);

$\Delta\sigma_{p,e}$ ——在使用阶段,体外预应力钢筋由可变作用标准值引起的拉应力增量(MPa),简支桥梁可按本规范附录D计算,连续梁可通过有限元模型计算。

8.4.3 混凝土受弯构件采用预应力碳纤维板加固后,使用阶段预应力碳纤维板的拉应力及拉力计算应符合下列规定:

1 碳纤维板的拉应力可按下列公式计算:

全预应力混凝土构件或A类预应力混凝土构件

$$\sigma_{f,e} = \sigma_{pe,f} + \Delta\sigma_{f,e} = \sigma_{con,f} - \sigma_{lf} + \alpha_{Ef} \frac{M_{Qk}}{I_0} e_f \quad (8.4.3-1)$$

B类预应力混凝土构件

$$\sigma_{f,e} = \sigma_{pe,f} + \alpha_{Ef} \sigma_{ec} \frac{h-x}{x} - \alpha_{Ep} \frac{M_{Gk}}{I_{cr}} (h-c) \quad (8.4.3-2)$$

2 碳纤维板的拉力可按式(8.4.3-3)计算:

$$N_{fe,e} = \sigma_{pe,f} A_f = (\sigma_{con,f} - \sigma_{lf}) A_f \quad (8.4.3-3)$$

式中: $\sigma_{f,e}$ ——在使用阶段,预应力碳纤维板的拉应力(MPa);

$\sigma_{pe,f}$ ——预应力碳纤维板的永存预应力(MPa);

σ_{ec} ——原构件混凝土开裂截面最大压应力(MPa),按本规范第8.4.5条的有关规定计算;

$\Delta\sigma_{f,e}$ ——由可变作用标准值引起的预应力碳纤维板的拉应力增量(MPa);

$\sigma_{con,f}$ ——预应力碳纤维板的张拉控制应力(MPa);

σ_{lf} ——预应力碳纤维板的应力损失(MPa);

α_{Ef} ——预应力碳纤维板的弹性模量与混凝土弹性模量之比, $\alpha_{Ef} = E_f/E_c$;

α_{Ep} ——原构件预应力钢筋的弹性模量与混凝土弹性模量之比, $\alpha_{Ep} = E_p/E_c$,当被加固的原梁为钢筋混凝土梁时,应取 $\alpha_{Ep} = 0$;

M_{Gk} ——由构件自重和二期恒载标准值引起的截面弯矩(N·mm);

M_{Qk} ——由可变作用标准值(含冲击作用)引起的截面弯矩(N·mm);

$N_{fe,e}$ ——预应力碳纤维板的永存预加力的合力(N);

I_0 ——构件加固后全截面换算截面惯性矩(mm⁴);

I_{cr} ——构件加固后开裂截面换算截面惯性矩(mm⁴);

A_f ——预应力碳纤维板的截面面积(mm²);

h ——原梁的高度(mm);

x ——加固后开裂截面受压区高度(mm),按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3363—2018)附录J的有关规定进行计算;

c ——截面受压区边缘至开裂换算截面重心轴的距离(mm);

e_f ——碳纤维板截面重心到全截面换算截面重心的距离(mm)。

条文说明

对碳纤维板施加预应力是在其与混凝土表面粘贴之前,属后张法施工。因此,其张拉控制应力或张拉吨位是在加固梁的自重、恒载作用下读取的,因此计算中不再考虑原梁自重、恒载的作用效应。在加固后的使用阶段,认为预应力碳纤维板已与混凝土表面黏结,无滑移,并与梁体混凝土共同工作。因此,对于不开裂的混凝土截面,由可变作用引起的碳纤维板中应力增量需借助于换算截面方法计算确定。

8.4.4 混凝土受弯构件采用体外预应力加固后为全预应力混凝土构件或 A 类预应力混凝土构件时,由作用标准值产生的混凝土法向压应力和原构件内预应力钢筋应力增量计算应符合下列规定:

- 1 原构件为钢筋混凝土受弯构件时,混凝土法向应力可按式(8.4.4-1)计算:

$$\sigma_{\text{kep}} \text{ 或 } \sigma_{\text{ktp}} = \frac{N_e}{A_0} \pm \frac{N_e e_e}{I_0} y_0 \pm \frac{M_k}{I_0} y_0 \pm \frac{M_{e2}}{I_0} y_0 \quad (8.4.4-1)$$

式中: σ_{kep} ——使用阶段由作用(或荷载)标准值产生的混凝土法向压应力(MPa);

σ_{ktp} ——使用阶段由作用(或荷载)标准值产生的混凝土法向拉应力(MPa);

N_e ——体外预应力在使用阶段产生的拉力(N),采用预应力钢筋时 $N_e = N_{p0,e}$,采用预应力碳纤维板时, $N_e = N_{fe,e}$;

M_{e2} ——由预加力 N_e 在连续梁等超静定结构中产生的次弯矩(N·mm);

M_k ——按作用(不含预加力)标准值组合计算的弯矩值(N·mm);

I_0 ——构件加固后全截面换算截面惯性矩(mm⁴);

A_0 ——构件加固后全截面面积(mm²);

e_e ——体外预应力合力点至换算截面重心轴的距离(mm);

y_0 ——原梁换算截面重心轴至受压区或受拉区计算纤维处的距离(mm)。

2 原构件为预应力混凝土构件时,在体内、体外预应力水平筋和作用(或荷载)标准值组合的共同作用下,原构件的混凝土法向应力可按式(8.4.4-2)、式(8.4.4-3)计算:

先张法:

$$\sigma_{\text{kep}} \text{ 或 } \sigma_{\text{ktp}} = \frac{N_e + N_{p0}}{A_0} \mp \frac{N_e e_e}{I_0} y_0 \mp \frac{N_{p0} e_{p0}}{I_0} y_0 \pm \frac{M_k}{I_0} y_0 \pm \frac{M_{e2}}{I_0} y_0 \quad (8.4.4-2)$$

后张法:

$$\sigma_{\text{kep}} \text{ 或 } \sigma_{\text{ktp}} = \frac{N_e}{A_0} + \frac{N_p}{A_n} \mp \frac{N_e e_e}{I_0} y_0 \mp \frac{N_p e_{pn}}{I_0} y_n \pm \frac{M_k}{I_0} y_0 \pm \frac{M_{p2}}{I_n} y_n \pm \frac{M_{e2}}{I_0} y_0 \quad (8.4.4-3)$$

式中: N_{p0} ——先张法构件中原预应力钢筋和原普通钢筋的合力(N),按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)式(6.1.7-1)进行计算;

N_p ——后张法构件中原预应力钢筋和原普通钢筋的合力(N),按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)式(6.1.7-3)进行计算;

M_{p2} ——由预加力 N_p 在后张法预应力混凝土连续梁等超静定结构中产生的次弯矩(N·mm),与 M_k 同号为正,异号为负;

A_n 、 I_n ——分别为原构件净截面面积(mm²)和惯性矩(mm⁴);

σ_{kcp} 或 σ_{ktp} ——原梁混凝土截面由体内、体外预应力、作用(或荷载)标准值组合及预加力二次弯矩引起的法向压、拉应力(MPa);

e_{p0} 、 e_{pn} ——分别为原梁中先张法或后张法构件的预应力钢筋和普通钢筋的合力 N_{p0} 或 N_p 对换算截面或净截面的偏心距(mm),按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)式(6.1.7-2)或式(6.1.7-4)进行计算。

3 原构件为预应力混凝土构件时,原构件内预应力钢筋的最大应力可按式(8.4.4-4)计算:

$$\sigma_{p,i} = \sigma_{pe,i} + \alpha_{Ep} \left(\frac{M_k}{I_0} y_0 \pm \frac{M_{p2}}{I_n} y_n \pm \frac{M_{c2}}{I_0} y_0 \right) \quad (8.4.4-4)$$

式中: α_{Ep} ——原梁体内预应力钢筋与混凝土的弹性模量之比, $\alpha_{Ep} = E_p/E_c$;

$\sigma_{pe,i}$ ——原梁体内预应力筋的永存预应力(MPa),应包括体外预应力对其引起的弹性压缩影响。

条文说明

预应力钢筋在相应作用引起结构变形后张拉时, M_k 计算时不计入相应作用标准值的影响。

8.4.5 混凝土受弯构件采用体外预应力加固后为B类预应力混凝土构件时,由作用标准值产生的混凝土法向压应力和原构件内预应力钢筋应力增量计算应符合下列规定:

1 开裂截面混凝土法向压应力 σ_{cc} 可按式(8.4.5-1)计算:

$$\sigma_{cc} = \frac{N_{pe}}{A_{cr}} + \frac{N_{pe} e_{0n} c}{I_{cr}} \quad (8.4.5-1)$$

式中: N_{pe} ——混凝土法向应力等于零时原普通钢筋、原体内预应力钢筋、原体外预应力钢筋和新增体外预应力钢筋或预应力碳纤维板的合力(N),应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)第6.1.6条和第6.1.7条的公式计算,计算中需增加一项体外预应力水平筋的拉力 $N_{p0,e}$ 或预应力碳纤维板的拉力 $N_{fe,e}$;

e_{0n} —— N_{pe} 作用点至开裂截面重心轴的距离(mm), $e_{0n} = e_n + c$;

e_N —— N_{pe} 作用点至截面受压边缘的距离(mm), N_{pe} 位于截面之外为正, N_{pe} 位于

$$\text{截面之内为负, } e_N = \frac{M_k \pm M_{p2} \pm M_{e2}}{N_{pe}} - h_{pse};$$

c ——截面受压区边缘至开裂换算截面重心轴的距离(mm);

A_{cr} 、 I_{cr} ——分别为 B 类构件开裂截面换算截面的面积(mm^2)和对其重心轴的惯性矩(mm^4);

M_k ——按作用标准值组合计算的弯矩($\text{N} \cdot \text{mm}$), 包括原梁自重、二期恒载和可变荷载作用;

h_{pse} ——体内、外预应力钢筋(或预应力碳纤维板)与普通钢筋合力点至截面受压边缘的距离(mm), 应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)的式(7.1.4-4)计算, 计算时其分子中须增加 $\sigma_{p,e}A_{p,e}(h+a_{p,e})$ 或 $\sigma_{pe,f}A_f h$ 一项, 分母中应包括 $N_{p0,e}$ 或 N_{pe} 。

2 开裂截面原体内预应力钢筋的应力增量 $\Delta\sigma_{p,i}$ 可按式(8.4.5-2)计算:

$$\Delta\sigma_{p,i} = \alpha_{Ep} \left[\frac{N_{pe}}{A_{cr}} - \frac{N_{pe}e_{0n}(h_p - c)}{I_{cr}} \right] \quad (8.4.5-2)$$

式中: α_{Ep} ——原构件体内预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值;

h_p ——原构件受拉预应力钢筋合力点至截面受压边缘的距离(mm)。

3 开裂截面原体内预应力钢筋的最大拉应力 $\sigma_{p,i}$ 可按式(8.4.5-3)和式(8.4.5-4)计算:

原构件为先张法构件:

$$\sigma_{p,i} = \sigma_{pe,i} + \Delta\sigma_{p,i} + \sigma_{l4,i} \quad (8.4.5-3)$$

原构件为后张法构件:

$$\sigma_{p,i} = \sigma_{pe,i} + \Delta\sigma_{p,i} + \alpha_{Ep} \sigma_{pe} - \alpha_{Ep} \left(\frac{M_{G1k}}{I_n} \gamma_{pn} + \frac{M_{G2k}}{I_0} \gamma_{p0} \right) \quad (8.4.5-4)$$

式中: $\sigma_{pe,i}$ ——原构件体内预应力钢筋的永存预应力(MPa);

$\Delta\sigma_{p,i}$ ——开裂截面体内预应力钢筋的应力增量(MPa);

M_{G1k} ——原构件自重引起的截面弯矩($\text{N} \cdot \text{mm}$);

M_{G2k} ——原构件二期恒载引起的截面弯矩($\text{N} \cdot \text{mm}$);

I_n 、 I_0 ——分别为原构件全截面的净截面和换算截面惯性矩(mm^4);

γ_{pn} 、 γ_{p0} ——分别为原构件中预应力钢筋重心至净截面和换算截面重心的距离(mm)。

条文说明

本规范采用了《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)第 7.1.4 条中关于部分预应力混凝土 B 类构件开裂后的应力计算方法。其基本思路是将使用阶段可变作用的标准值作用下体外预应力水平筋中的拉力 $N_{p0,e}$ 计入混凝土法向应力等于零时预应力和非预应力钢筋的合力 N_{p0} 、 N_p 、 $N_{p,ex}$ 之中, 即第 6.1.6 条的相关公式, 得到 N_{pe} ; 然后按偏心受压构件计算开裂截面的混凝土压应力和原梁开裂截面中预

应力钢筋的拉应力增量,进而考虑原梁预应力钢筋中的永存预应力,求出其最大拉应力。

原构件普通钢筋按构造钢筋配置时, N_{p0} 、 N_p 、 N_{pe} 计算不计普通钢筋影响,原构件普通钢筋按受力主筋配置时,需计入普通钢筋影响。

当原梁为钢筋混凝土结构时,《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)中表示预应力钢筋和普通钢筋合力重心处的收缩、徐变损失的 σ_{l6} 或 σ'_{l6} 的物理意义,应改为由体外预应力引起的原梁受拉区、受压区普通钢筋 A_s 或 A'_s 中的压应力,并忽略原钢筋混凝土梁的收缩、徐变引起普通钢筋的应力变化。可将体外预应力水平筋中的拉力 $N_{p0,e}$ 以偏心压力的方式求出作用在 A_s 或 A'_s 各自重心处的压应力。在一般情况下,体外预应力引起的受压区普通钢筋 A'_s 中的应力可能为拉应力,因此近似取其为 $\sigma'_{l6}=0$ 。

体外预应力加固后为混凝土 B 类构件时,中性轴的位置 η 不仅与截面尺寸、材料性质有关,还与截面上的预加力及荷载作用的大小有关,需求解一元三次方程确定,其计算图式和计算方法参见《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)图 7.1.4 中的受压区高度 x 的相关计算方法。

采用预应力碳纤维板加固属于后张法施工,其张拉时构件自重恒载已经参与工作。在式(8.4.5-1) e_N 计算时 M_k 中已包含了构件自重和二期恒载产生的弯矩,使用阶段应力增量 $\Delta\sigma_{p,i}$ 是在截面完全消压基础上计算的,多考虑了自重和二期恒载的影响,因此在 $\sigma_{p,i}$ 和 $\sigma_{f,e}$ 计算时应分别减去由原构件自重、二期恒载弯矩引起的应力值。

8.4.6 使用阶段体外预应力筋或碳纤维板加固受弯构件正截面混凝土的压应力、预应力钢筋中的拉应力应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定。预应力碳纤维板的最大拉应力应满足式(8.4.6)的要求:

$$\sigma_{f,e} \leq 0.5f_{fk} \quad (8.4.6)$$

式中: f_{fk} ——碳纤维板材的强度标准值(MPa)。

8.4.7 混凝土受弯构件体外预应力加固后,由作用标准值和预加力产生的主压应力、主拉应力应按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定进行计算。

8.5 新增预应力加固构件计算

8.5.1 转向装置的作用效应设计值根据体外预应力钢筋有效预加力 $N_{pe,e}$ 进行计算,忽略可变荷载应力增量的影响,作用分项系数可取 1.3。承受空间体外预应力作用的转向装置,在极限状态下其作用效应的水平力和竖向力设计值 N_{hd} 和 N_{vd} 可按下列公式计算(图 8.5.1):

$$N_{hd} = 1.3N_{pe,e} \sqrt{1 - 2\cos\theta_e \cos\beta_e + \cos^2\theta_e} \quad (8.5.1-1)$$

$$N_{vd} = 1.3N_{p,e}\sin\theta_e \quad (8.5.1-2)$$

式中： N_{hd} ——转向装置的水平作用设计值，即体外预应力束张拉时对转向装置的合力在水平面的分力设计值(N)；

N_{vd} ——转向装置的竖向作用设计值，即体外预应力束张拉时对转向装置的合力在竖直方向的分力设计值(N)；

$N_{p,e}$ ——体外预应力束的永存预加力(N)，其值为 $N_{p,e} = \sigma_{pe,e}A_{p,e}$ ；

θ_e ——体外预应力钢筋在竖直平面内的弯起角度(竖弯角)；

β_e ——体外预应力钢筋在水平面内的弯转角(平弯角)；

$\sigma_{pe,e}$ ——体外预应力钢筋的永存预应力(MPa)；

$A_{p,e}$ ——体外预应力水平筋的截面面积(mm²)。

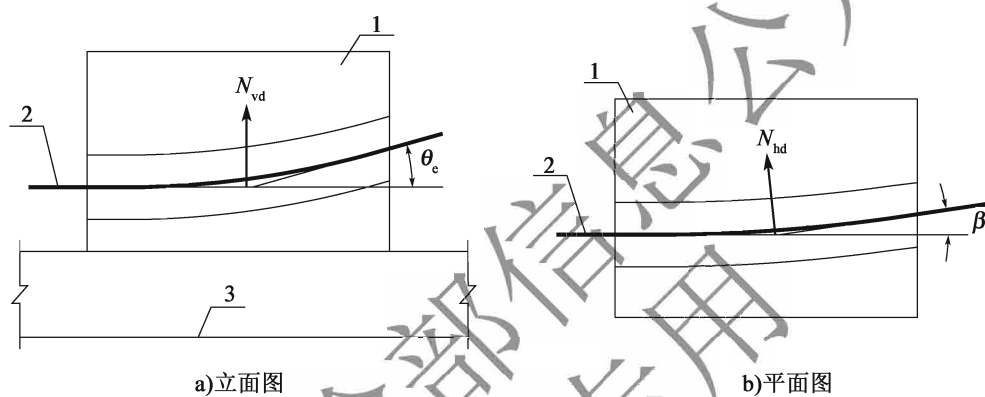


图 8.5.1 体外预应力束的竖直转角和水平转角示意

1-转向装置；2-预应力束；3-混凝土板/梁

条文说明

转向块设计采用的内力应为由于体外预应力钢筋产生的最大转向力。为便于计算，在此采用永存预加力 $N_{p,e}$ 。考虑到体外预应力束的空间效应，将其按 θ_e 角分解在竖直方向，按 β_e 角分解在水平面内，分别得到其竖向分力 N_{vd} 和水平面内分力 N_{hd} (当 $\beta_e \neq 0$ 时， N_{hd} 为出竖直平面的水平力)，并用于转向装置的抗拉强度和抗剪强度计算。在极限承载力计算时，预应力的作用应按自重作用考虑其安全系数，即取 1.2。但用于转向装置设计采用的最大控制力为永存预加力，未考虑可变荷载引起的体外预应力钢筋拉力增量及其可变作用安全系数的影响。由于体外预应力水平筋的可变作用的拉力增量与其永存预加力相比较小，为便于计算，忽略可变作用拉力增量的影响，且偏安全地取用 1.3 作为预应力作用的安全系数。考虑到预应力钢材的安全系数为 $\gamma_s = 1.25$ (高强钢丝和钢绞线)、 $\gamma_s = 1.2$ (精轧螺纹钢筋) 及结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.1$ ，则转向块承载力设计的安全系数可以达到 1.787 ~ 2.102。

8.5.2 混凝土块式转向装置应计算其与原构件混凝土连接界面(图 8.5.2-1 中 A—A 截面)的抗剪承载力和抗拉承载力，其应符合下列规定：

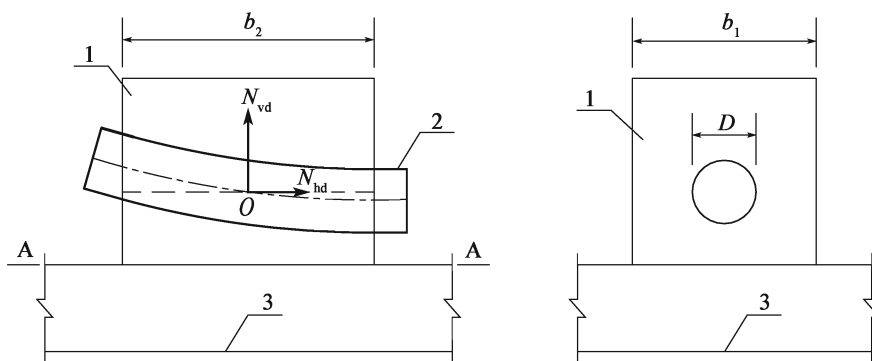


图 8.5.2-1 混凝土转向装置计算示意
1-转向装置；2-转向钢管；3-混凝土板/梁

1 抗剪承载力可按下列公式计算：

$$\gamma_0 N_{hd} \leq \varphi_v f_{sd} \sum A_s \quad (8.5.2-1)$$

式中： γ_0 ——结构重要性系数，计算时取 $\gamma_0 = 1.1$ ；

φ_v ——由剪拉组合作用引起的环向箍筋抗剪承载力降低系数，取

$$\varphi_v = 1 / \sqrt{3 + (N_{vd} / N_{hd})^2}$$

f_{sd} ——箍筋的抗拉强度设计值 (MPa)，按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362) 所给抗拉强度设计值的 0.8 倍取用；

$\sum A_s$ ——A—A 截面上箍筋截面面积之和 (mm²)。

2 抗拉承载力可按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362) 中的偏心受拉构件进行计算。当转向装置中的抗拉箍筋采用等间距、对称布置时，其抗拉承载力可按下列公式计算 (图 8.5.2-2)：

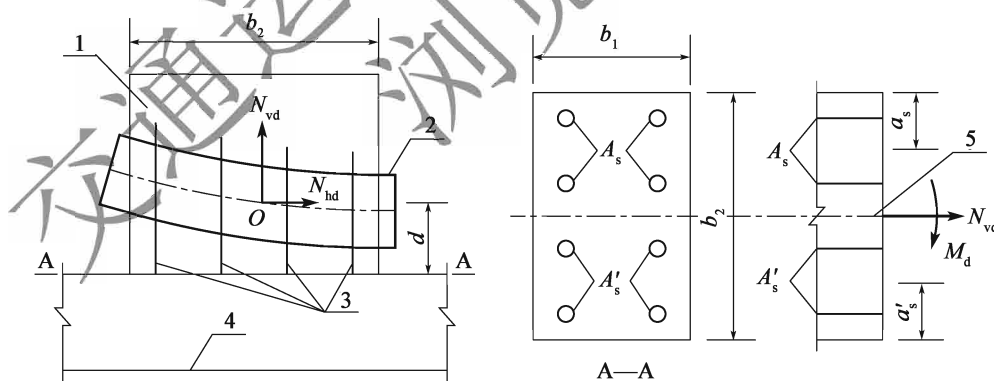


图 8.5.2-2 混凝土转向块抗拉承载力计算

1-转向装置；2-转向钢管；3-箍筋；4-混凝土板/梁；5-箍筋截面重心

$$\gamma_0 N_{vd} e_s \leq \varphi_p f_{sd} A'_s (b_0 - a'_s) \quad (8.5.2-2)$$

$$\gamma_0 N_{vd} e'_s \leq \varphi_p f_{sd} A_s (b_0 - a_s) \quad (8.5.2-3)$$

其中：

$$b_0 = b_2 - a_s, \quad b'_0 = b_2 - a'_s$$

$$e_s = b_2/2 - e_0 - a_s, \quad e'_s = e_0 + b_2/2 - a'_s$$

$$M_d = N_{hd}d, e_0 = M_d/N_d$$

式中： φ_p ——由剪拉组合作用引起的环向箍筋抗拉承载力的降低系数，建议取

$$\varphi_p = 1/\sqrt{1 + 3(N_{hd}/N_{vd})^2}$$

a_s ——受拉较大侧环向箍筋、锚固钢筋或植入钢筋合力作用点到该侧混凝土边缘距离(mm)；

a'_s ——受拉较小侧环向箍筋、锚固钢筋或植入钢筋合力作用点到该侧混凝土边缘距离(mm)；

A_s ——受拉较大侧环向箍筋、锚固钢筋或植入钢筋的截面面积(mm²)；

A'_s ——受拉较小侧环向箍筋、锚固钢筋或植入钢筋的截面面积(mm²)；

d ——钢管转向器形心距混凝土板表面的竖直距离(mm)；

b_1 、 b_2 ——分别为转向块横桥向和纵桥向的平面尺寸(mm)；

e_s 、 e'_s ——分别为偏心竖向力 N_{vd} 作用点距受拉较大边和受拉较小边钢筋重心的距离(mm)。

条文说明

根据有限元分析及试验结果，可认为在正常使用阶段水平剪力即体外预应力束对转向块合力的水平分力由混凝土和箍筋共同承担；在极限状态下，当混凝土转向块受拉开裂后，水平剪力主要由箍筋承担。达到极限状态时，混凝土转向块受到的拔出力即体外预应力束对转向装置合力的竖向分力由箍筋承担。

转向块中的箍筋受拉力和剪力的复合作用。在此情况下，箍筋的设计强度需考虑组合作用下材料强度的折减。根据第四强度理论的分析结果，引入箍筋的抗剪承载力降低系数 φ_v 和抗拉承载力的降低系数 φ_p 。这两个系数的取值与计算目的有关，与环向箍筋中拉力和剪力所占的比例有关。考虑到转向块混凝土的抗剪破坏机理尚不够明确，以受拉破坏为主，因此在其抗剪承载力的计算中未计入混凝土的抗剪能力，这样做是偏于安全的。上一版加固规范中认为转向块中的箍筋非对称布置，即 $A_s \neq A'_s$ ，因此 M_d 由 N_{hd} 和 N_{vd} 两项作用效应构成。考虑到实际工程中，转向块中的箍筋通常采用均匀、对称、等间距布置，截面重心与箍筋面积 A_s 、 A'_s 的重心重合， N_{vd} 为偏心拉力，故将原公式 $M_d = N_{hd}d_1 + N_{vd}d_2$ 简化为 $M_d = N_{hd}d$ ，并取消了参数 d_1 和 d_2 。图 8.5.2-2 也作了相应的调整。

混凝土转向块处于剪拉复合受力状态。考虑混凝土开裂的影响，在计算时可不考虑混凝土抗剪作用，全部剪力由钢筋承担。混凝土转向块内的环向箍筋也处于剪拉组合作用下，其承载能力应有所降低，故引入抗剪承载力降低系数 φ_v 。

计算转向块抗拉承载力时，忽略预应力钢束平弯的影响。考虑到水平力作用点一般要高于验算截面 A—A，且箍筋沿纵桥向布置亦有非对称情况，因此认为在竖向力 N_{vd} 和力矩 M_d 作用下应为偏心受拉构件。

根据哈尔滨工业大学最新完成的混凝土转向块试验研究，考虑到转向块受拉的同时

有弯矩存在的实际情况,提出了按偏心受拉构件的计算模式。体外预应力钢筋的转向块采用拉杆-压杆模型计算,即钢筋的抗拉承载力需满足 $\gamma_0 N_d \leq f_{sd} A_s$ 的要求,其中 A_s 为转向块中全部受拉钢筋的截面面积。分析结果表明,按偏心受拉的计算承载力要比按中心受拉的计算结果有所降低,其降低程度与偏心距 e_0 的大小有关。计算中近似认为 N_{vd} 作用点在转向钢管的形心处,而转向钢管的形心通常情况下可近似认为与转向块水平面形心重合。因此,当箍筋的截面重心与转向块截面形心重合时,近似取 $d_2=0$ 。

箍筋或植入的受拉钢筋须有足够的锚固强度。考虑到转向块裂缝控制的需要,建议上述计算中环形箍筋或受拉钢筋的抗拉强度设计值取用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)第3.2.3条规定的0.8倍。这相当于转向块承载力设计的安全度在1.787~2.102的基础上又提高了25%,即达到了2.234~2.627。可以认为,桥梁体外预应力加固结构的关键部位,即转向块(肋)已具有足够的安全性。

箍筋或植入的受力钢筋受到拉力和剪力的组合作用,在此情况下材料的强度可由材料力学中第四强度理论确定,即有:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq [\sigma] \quad (8-1)$$

式中: σ 、 τ ——分别为钢筋中的拉应力和剪应力;

$[\sigma]$ ——钢筋的单向受拉容许应力,在极限状态下取 $[\sigma] = f_{sd}$ 。

由推导可以得到 $\sigma = \frac{N_{vd}}{N_{hd}} \tau$,代入式(8-1)中有:

$$\left(\frac{N_{vd}}{N_{hd}} \tau\right)^2 + 3\tau^2 \leq f_{sd}^2, \text{ 即 } \sigma = \frac{N_{vd}}{N_{hd}} \tau \leq \sqrt{\frac{1}{3 + (N_{vd}/N_{hd})^2}} \cdot f_{sd} = \varphi_v f_{sd}$$

即环向钢筋抗剪强度折减系数可定义为: $\varphi_v = 1/\sqrt{3 + (N_{vd}/N_{hd})^2}$ 。

同理,将 $\tau = \frac{N_{hd}}{N_{vd}} \sigma$ 代入公式(8-1),则有:

$$3\left(\frac{N_{hd}}{N_{vd}} \sigma\right)^2 + 3\sigma^2 \leq f_{sd}^2, \text{ 即 } \sigma \leq \sqrt{\frac{1}{1 + 3(N_{hd}/N_{vd})^2}} \cdot f_{sd}$$

即箍筋抗拉强度折减系数定义为: $\varphi_p = 1/\sqrt{1 + 3(N_{hd}/N_{vd})^2}$ 。

8.5.3 混凝土肋式转向装置与原构件混凝土受拉连接界面的抗剪承载力和抗拉承载力可偏安全地按块式转向装置进行计算。

条文说明

在混凝土竖向转向肋的计算中,由于混凝土腹板对转向肋的影响目前还难以给出简化、有效的定量分析,因此需采用有限元分析方法作模拟分析。在有限元分析中考虑腹板对混凝土竖向转向肋的影响。

8.5.4 混凝土转向装置应对转向器凹向区域内的混凝土进行局部承压计算, 且应满足式(8.5.4)的要求:

$$\gamma_0 N_{vd} \leq \beta f_{cd} A_1 \quad (8.5.4)$$

式中: f_{cd} ——转向装置混凝土轴心抗压强度设计值(MPa);

β ——局部承压强度提高系数, 对于混凝土肋式转向装置取 $\beta = 1.732$;

A_1 ——转向器下混凝土局部受压面积(mm^2), $A_1 = Db_2$;

D ——转向钢管的外径(mm);

b_2 ——转向钢管在混凝土转向装置中的长度(mm)。

条文说明

在混凝土转向肋中转向器的凹向区域内的混凝土承受局部压力, 设计中必须考虑局部承压强度的问题, 必要时在钢管转向器的凹向区域内配置局部承压钢筋网。局部承压的计算方法引用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)第5.7.1条的计算方法。

8.5.5 钢转向装置的承载力验算应符合下列规定:

1 作用效应设计值应根据体外预应力钢筋有效预加力 $N_{pe,e}$ 进行计算, 忽略可变荷载应力增量的影响, 作用分项系数应取 1.3, 并应计入结构重要性系数 γ_0 。

2 转向装置自身的强度和稳定性应符合现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定。

3 转向装置与混凝土通过锚栓和结构胶进行连接时, 应按本规范附录 C 对锚栓钢材承载力和基材混凝土的承载力进行验算。

4 转向装置与钢构件通过焊接或高强螺栓进行连接时, 其焊缝强度或螺栓承载力应符合现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定。

条文说明

钢转向装置的钢材应力及锚栓内力一般采用有限元模型分析获取。钢转向装置与混凝土的连接计算仅考虑锚栓提供的锚固连接承载力, 不考虑结构胶的贡献。

当按黏结-摩擦型锚固体体系设计时, 连接计算仅计入黏结层的抗剪强度, 高强螺栓提供的抗剪强度作为安全储备, 钢转向装置与混凝土之间的摩擦力按式(8-2)估算:

$$\frac{nP\mu n_m}{K} = 1.3N_{pe,e} \quad (8-2)$$

式中: n ——用于锚固的高强度螺栓个数;

P ——一个高强螺栓的设计拉力;

K ——锚固安全系数, 取 $K = 2.0$;

n_m ——摩擦面个数；

μ ——包含黏结力影响的摩擦系数，取 $\mu=0.5$ 。

8.5.6 锚固装置的强度验算应符合下列规定：

1 作用效应设计值根据锚下张拉力 N_{con} 计算，忽略可变荷载应力增量的影响，其作用分项系数应取1.3，并应计入结构重要性系数 γ_0 。

2 混凝土锚固装置与原构件混凝土连接时，预应力锚固区承载力计算应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定。

3 钢锚固装置自身的强度和稳定性应符合现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定。

4 钢锚固装置与混凝土通过锚栓和结构胶进行连接时，应按本规范附录C对锚栓钢材承载力和基材混凝土的承载力进行验算。

5 钢锚固装置与钢构件通过焊接或高强螺栓进行连接时，其焊缝强度或螺栓承载力应符合现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定。

8.5.7 采用体外预应力加固时，应对锚固、转向装置位置的原结构进行局部分析。当锚固、转向装置布置在原结构的横梁、横隔板时，应对横梁、横隔板的承载能力进行验算。

8.5.8 混凝土转向装置与原构件混凝土连接界面在体外预应力钢筋有效预应力 $N_{pe,e}$ 作用下的裂缝宽度应按下列公式计算：

$$W_{tk} = C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(\frac{c+d}{0.36+1.7\rho} \right) \quad (\text{mm}) \quad (8.5.8-1)$$

$$\sigma_{ss} = \frac{N_{vc}}{A_s + A'_s} \quad (8.5.8-2)$$

$$N_{hc} = 1.1 N_{pe,e} \sqrt{1 - 2\cos\theta_e \cos\beta_e + \cos^2\theta_e} \quad (8.5.8-3)$$

$$N_{vc} = 1.1 N_{pe,e} \sin\theta_e \quad (8.5.8-4)$$

$$M_c = N_{hc} d_1 + N_{vc} d_2 \quad (8.5.8-5)$$

式中： C_1 ——钢筋表面形状系数，对光圆钢筋， $C_1=1.4$ ；对带肋钢筋， $C_1=1.0$ ；对环氧树脂涂层带肋钢筋， $C_1=1.15$ ；

C_2 ——作用(或荷载)长期效应影响系数，对于混凝土转向块抗裂性计算，取 $C_2=1.0$ ；

C_3 ——与构件受力性质有关的系数，混凝土转向块为偏心受拉构件， $C_3=1.1$ ；

N_{hc} ——有效预加力的水平分力(N)；

N_{vc} ——有效预加力的竖向分力(N)；

M_c ——由有效预加力产生的弯矩($N \cdot mm$);
 σ_{ss} ——受拉钢筋拉应力(N/mm^2);
 d ——受拉箍筋直径(mm);
 ρ_{te} ——受拉钢筋配筋率, $\rho_{te} = (A_s + A'_s)/(b_1 b_2)$;
 b_1 、 b_2 ——混凝土转向装置的宽度和长度(mm)。
 其他符号意义见图 8.5.1 和图 8.5.2-2。

条文说明

考虑到可变作用引起的体外预应力钢筋拉力增量 $\Delta N_{p,e}$ 的不利影响, 作用效应在体外预应力的有效预加力 $N_{p,e}$ 基础上乘以 1.1 的放大系数。

8.6 构造要求

8.6.1 体外预应力加固时, 应根据桥梁结构的内力分布状况、运输条件、预应力材料规格、原结构构造和施工空间等因素合理布置预应力钢筋或预应力碳纤维板, 并确定锚固装置、转向装置和定位装置的位置。

8.6.2 体外预应力钢筋宜采用钢绞线(束)、钢丝(束)或精轧螺纹钢筋, 预应力碳纤维板宜采用单向复合板, 体外预应力总体布设应符合下列规定:

1 体外预应力应在受拉侧且远离截面中性轴对称、均衡布设, 可采用直线型或折线型。

2 简支结构的体外预应力钢束宜单跨通长布设(图 8.6.2-1), 连续结构的体外预应力钢束可多跨连续布设(图 8.6.2-2)或分跨、分段布设(图 8.6.2-3)。采用多跨连续布设时, 连续布设范围不宜大于 3 跨。

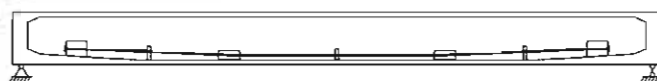


图 8.6.2-1 单跨布设体外预应力钢筋示意

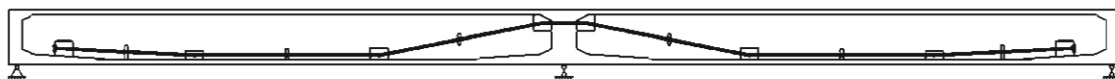


图 8.6.2-2 多跨连续布设体外预应力钢筋示意

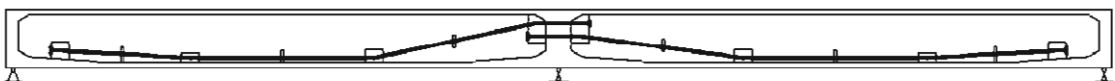


图 8.6.2-3 分跨交叉布设体外预应力钢筋示意

3 体外预应力按折线型布设时应采用预应力钢绞线(束),钢绞线(束)的最小弯曲半径应满足表 8.6.2 的要求。

表 8.6.2 钢绞线(束)最小半径 $R_{\min}$ 控制值

规格	控制值	规格	控制值
$\leq 7 \times \phi 15.2$	3.0(m)	$27 \times \phi 15.2$	4.5(m)
$12 \times \phi 15.2$	3.5(m)	$31 \times \phi 15.2$	5.0(m)
$19 \times \phi 15.2$	4.0(m)		

4 预应力碳纤维板宜布置在被加固梁的底面,布置在梁侧面的底部时,其布置高度不应大于梁高的 $1/5$ 。

条文说明

国内外的相关试验研究表明,预应力碳纤维板布置在被加固梁的底面时,其材料利用率要明显高于布置在梁的侧面;当原梁底面的受力钢筋较多而需布置在侧面时,亦尽可能靠近梁底布置,且对其布置的高度加以控制。建筑结构加固中预应力碳纤维板的布置高度控制在梁高的 $1/4$ 。桥梁 T 形梁的结构高度相对较大,为提高碳纤维板材的利用率,建议其布置高度不大于梁高的 $1/5$ 。

8.6.3 体外预应力锚固装置、转向装置的布置应符合下列规定:

- 1 锚固装置宜布置在横梁、横隔板根部或腹板、顶底板加厚段等构造加强处。
- 2 转向装置宜靠近原结构的梗腋、倒角或承托布置。
- 3 锚固装置、转向装置不宜与原结构既有锚固齿板位于同一截面。
- 4 弯梁桥宜设置水平转向装置,并应使体外预应力钢束与主梁平面线形基本相符。

8.6.4 混凝土锚固装置可采用块式、肋式、半横梁式或横梁式(图 8.6.4),其构造除符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定外,尚应符合下列规定:

- 1 体外预应力张拉产生的锚后牵拉力较大时,应采取设置倒角或在原结构表面粘贴钢板等措施进行局部补强。
- 2 利用原构件横梁、横隔板进行体外预应力锚固时,横梁、横隔板的局部受力应满足要求;无法满足要求时应采取增大截面或粘贴钢板等措施进行局部补强。
- 3 新、旧混凝土结合面应设置齿形剪力槽,剪力槽深度不宜小于混凝土保护层厚度,剪力槽宽度宜为 100~150mm,剪力槽齿间净距不宜小于 150mm。
- 4 锚固装置与原构件的连接钢筋植入原构件的深度应符合本规范第 5 章的有关规定,且连接钢筋的直径不应小于 12mm。

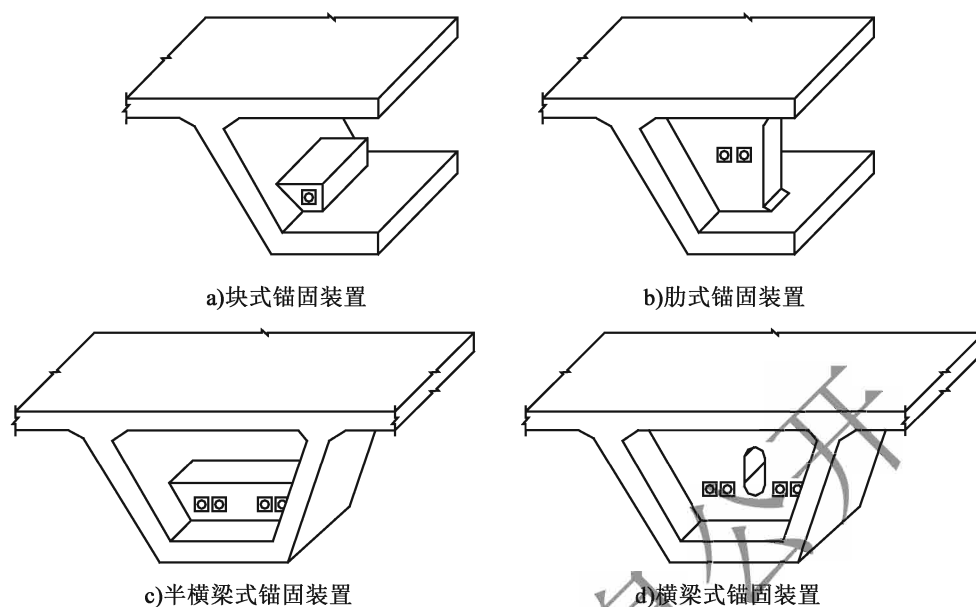


图 8.6.4 混凝土锚固装置构造示意

8.6.5 基材为混凝土时，体外预应力钢筋的钢锚固装置可采用块式[图 8.6.5a)]、肋式[图 8.6.5b)]或抱箍式[图 8.6.5c)]，其构造除应符合现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)和本规范第 6 章的有关规定外，尚应符合下列规定：

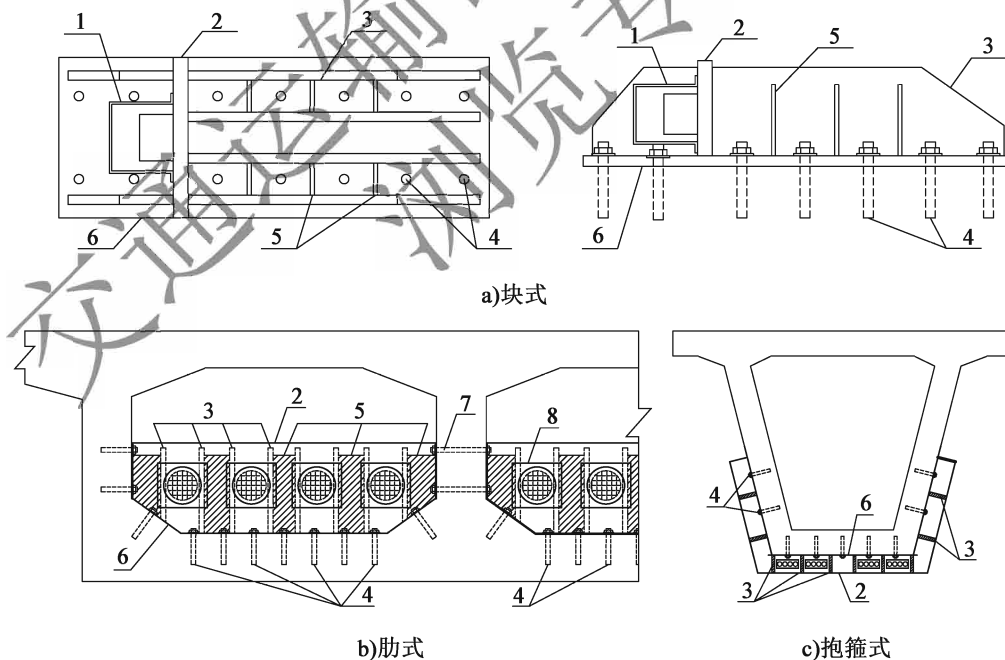


图 8.6.5 钢锚固装置构造示意

1-密封罩；2-承压板；3-纵向加劲肋；4-锚栓；5-横向加劲肋；6-锚板；7-对拉锚栓；8-锚垫板

1 锚固装置的锚板、承压板及加劲肋应采用整板，不得采用拼接钢板。其总体尺寸应根据体外预应力布置、锚具规格、锚栓或螺栓布置、受力需要和张拉空间等确定。

2 锚板厚度应根据其平面尺寸、强度及变形计算确定，且不宜小于 20mm，宜采用灌胶工艺粘贴于原结构基材表面，并应通过锚栓与原结构可靠连接。

3 锚板上的锚栓孔与锚板边缘净距不宜小于 2 倍锚栓直径，锚板上的锚孔最大直径及孔壁与锚栓之间的最大间隙控制值应符合表 8.6.5 的规定。

表 8.6.5 锚孔最大直径及最大间隙控制值

锚栓直径(mm)	12	14	16	18	20	22	24	27	30
锚孔孔径(mm)	14	16	18	20	22	24	26	30	33
最大间隙(mm)	2	2	2	2	2	2	2	3	3

4 承压板应与体外预应力钢筋轴向垂直，高度和宽度应满足防松止退装置、封锚组件安装和张拉空间要求，厚度不宜小于 20mm，且满足强度及变形计算要求。

5 承压板上应预留体外预应力钢筋通过的孔道，体外预应力钢筋与预留孔道边缘的距离不应大于 5mm。

6 纵、横向加劲肋可根据强度及变形计算要求设置，竖向宜与锚板垂直布置，厚度不宜小于 8mm。纵、横向加劲肋与锚板上的锚栓孔或螺栓孔边缘净距不宜小于 50mm。在横向加劲肋上开孔时，其开孔要求应与承压板相同。

7 锚固装置宜采用工厂制作，焊缝等级不应低于 I 级。

8.6.6 预应力碳纤维板的钢锚固装置宜采用配套产品，亦可参照本规范第 8.6.5 条进行自行设计，自行设计的锚固装置应满足预应力碳纤维板的张拉受力需要及锚具安装要求。

8.6.7 体外预应力钢筋的混凝土转向装置可采用块式或肋式(图 8.6.7-1)，其构造除应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定外，尚应符合下列规定：

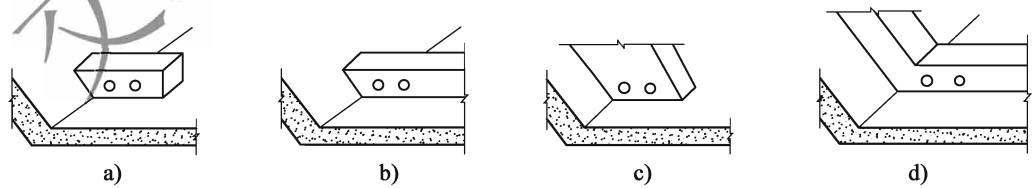


图 8.6.7-1 混凝土转向装置示意

1 转向装置的尺寸应根据体外预应力规格、束数、间距、弯曲半径及转向力大小等因素确定，转向装置上的预应力孔道边缘厚度不宜小于 100mm。

2 新、旧混凝土结合面应设置齿形剪力槽，剪力槽深度不宜小于混凝土保护层厚度，剪力槽宽度宜为 100 ~ 150mm，剪力槽齿间净距不宜小于 150mm。

3 转向装置与原构件的连接钢筋植入原构件的深度应符合本规范第 5 章的有关规定，且连接钢筋的直径不应小于 12mm(图 8.6.7-2)。

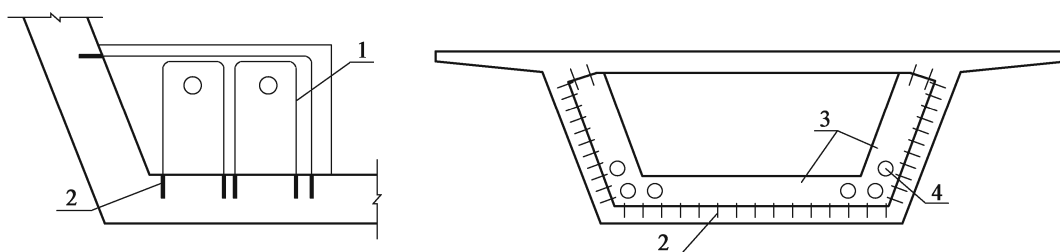


图 8.6.7-2 混凝土转向装置配筋示意
1-箍筋；2-种植钢筋；3-转向(横)肋；4-预留转向孔

8.6.8 基材为混凝土时，体外预应力钢筋的钢转向装置宜为块式(图 8.6.8)，其构造除应符合现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)和本规范第 6 章的有关规定外，尚应符合下列规定：

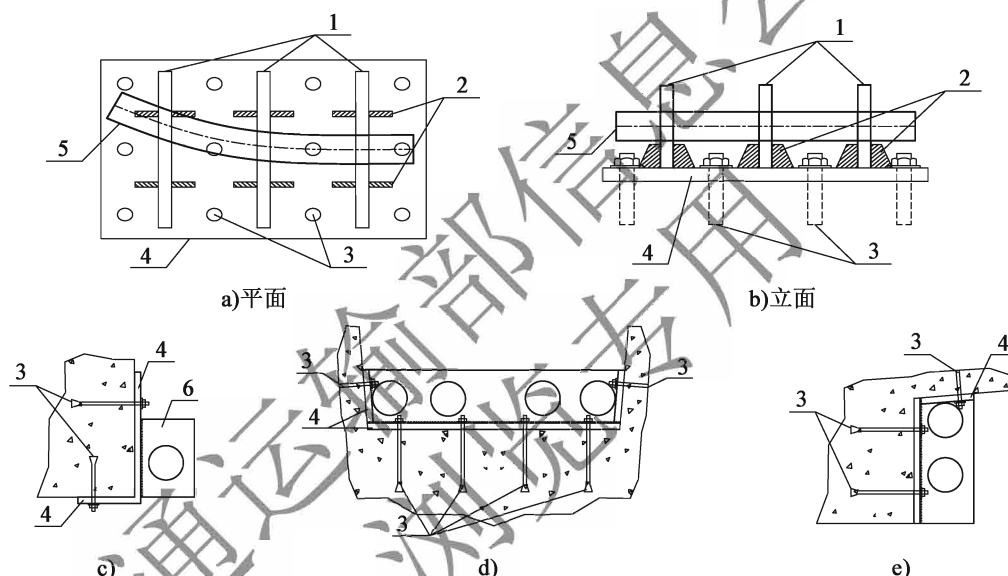


图 8.6.8 以混凝土为基材的钢转向装置示意
1-定位板；2-加劲肋；3-锚栓；4-锚板；5-转向器

1 转向装置的锚板、定位板及加劲肋应采用整板，不得采用拼接钢板。其总体尺寸应根据体外预应力布置、转向器尺寸、锚栓或螺栓布置、受力需要等确定。

2 定位板应沿钢束法线方向设置，并应与锚板平面垂直。定位板厚度不宜小于 8mm，其外边缘与转向器孔道边缘距离不宜小于 100mm。

3 定位板上的转向器孔道中心距离不宜小于转向器截面尺寸的 2 倍，净距不宜小于 50mm，定位板与转向器应采用焊接连接。

4 加劲肋可根据转向装置强度及变形计算要求设置，与定位板及锚板垂直布置，厚度不宜小于 6mm。

5 定位板、加劲肋与锚板上的锚栓孔或螺栓孔边缘净距不宜小于 50mm。

6 转向装置宜采用工厂制作，焊缝等级不应低于 I 级。

7 锚板及锚板上的锚栓孔构造应符合本规范第 8.6.5 条的有关规定。

8.6.9 基材为钢材时，体外预应力钢筋的钢锚固装置、转向装置(图 8.6.9)构造应符合下列规定：

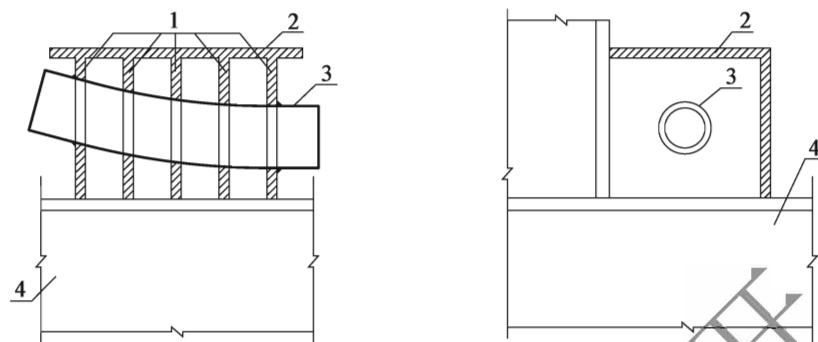


图 8.6.9 以钢结构为基材的钢转向装置示意

1-转向装置肋板；2-钢制转向装置；3-转向钢管；4-钢主梁；

- 1 锚固装置宜由承压板及加劲肋焊接而成，构造应符合本规范第 8.6.5 条的有关规定。
- 2 转向装置宜由定位板及加劲肋焊接而成，构造应符合本规范第 8.6.8 条的有关规定。
- 3 锚固装置、转向装置与原构件宜通过焊缝连接，连接构造应符合现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定。
- 4 原构件的锚固装置、转向装置安装部位宜采用焊接加劲肋等方式进行局部加强。

8.6.10 体外预应力钢筋的转向装置中应设置转向器，并应符合下列规定：

- 1 成品索可采用集束式转向器，非成品索可采用散束式转向器。
- 2 转向器纵向长度应大于体外预应力钢束弯曲长度，其管口与钢束直弯点距离不应小于 100mm。
- 3 采用弧形钢管作为集束式转向器时，钢管壁厚不宜小于 6mm，钢管端部应设置喇叭口，管口内壁与钢束边缘距离不应小于 10mm。
- 4 采用散束式转向器时，其导向管和内填材料应具有足够的强度，在张拉力作用下导向管管口位移与管口变形之和应不大于 5mm。

条文说明

集束式转向为预应力束整束在转向器中转向，散束式转向为钢绞线按一定次序、间距分散在转向器截面上并沿转向器进行转向。

8.6.11 受弯构件采用体外预应力钢束进行正截面抗弯加固时，应在构件跨中设置一个定位装置(图 8.6.11)，在正弯矩包络范围内钢束锚固装置、转向装置和定位装置之间的相互距离不应大于 8m。

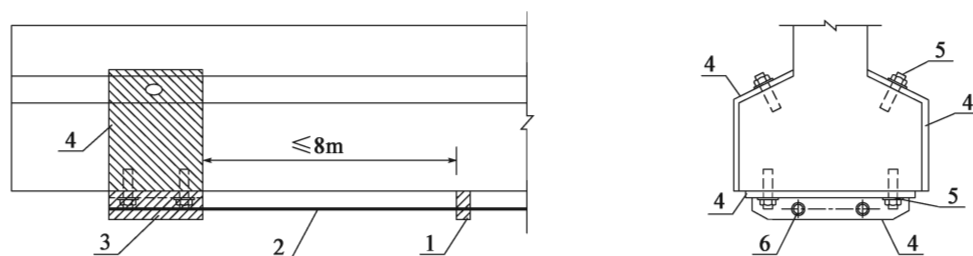


图 8.6.11 定位装置布置示意

1-定位装置；2-钢束；3-锚固装置；4-钢板；5-锚栓；6-隔振材料

条文说明

主梁正弯矩区采用体外预应力加固时，为保证极限状态条件下，主梁和体外预应力钢束在主梁挠曲变形较大区域仍具有较好的协调变形能力，充分发挥体外预应力对极限承载力的贡献，除钢束转向需要的构造措施外，尚需采取必要的钢束定位措施，以限制钢束与主梁间的竖向相对变形。

8.6.12 体外预应力钢筋自由长度超过 8m 时，应设置减振装置(图 8.6.12)，减振装置宜采用钢结构，钢筋与减振护套之间应采用隔振材料填实。



图 8.6.12 减振装置示意

1-减振装置；2-可调拉杆；3-钢束；4-隔振材料

8.6.13 预应力碳纤维板的宽度不宜大于 100mm，碳纤维板胶层厚度不应大于 5mm。

条文说明

根据同济大学等单位相关实验研究结果，推荐预应力碳纤维板的宽度采用 100mm，当预应力碳纤维板宽度大于 100mm 时，对锚具的要求会更高。

8.6.14 预应力碳纤维板在粘贴区域应设置 U 形钢箍板或钢压条，并应符合下列规定：

- 1 U 形钢箍板或钢压条的宽度不宜小于 100mm，压条厚度不宜小于 4mm。
- 2 U 形钢箍板或钢压条的间距不应大于 5m，端部首道钢箍板或钢压条与碳纤维板弯折接触部位应磨圆，且该处碳纤维板弯折角度不宜大于 1°。

3 U形钢箍板或钢压条两端应设置固定锚栓(基材为混凝土)或连接螺栓(基材为钢材),锚栓或螺栓直径不宜小于12mm。

8.6.15 体外预应力锚具为夹片锚时,宜采用自带防松止退装置的成品锚具,亦可在设计中采取有效的防松止退构造措施。

8.6.16 体外预应力钢筋锚头应设置防护罩,锚固装置导管前端应密封,并应在防护罩和导管内部满注防腐油脂。

8.6.17 预应力碳纤维板锚固后,应对其表面进行封闭防护。

交通运输部信息公开
浏览专用

9 梁桥上部结构加固

9.1 一般规定

9.1.1 根据梁桥上部结构缺损状况，可进行结构加固和局部补强。

9.1.2 对梁桥上部结构，可采用增强横向整体性、改变结构体系、增加构件或更换构件等方法进行结构加固。

9.1.3 对梁桥上部结构，开展结构加固和局部补强设计时，应明确加固施工流程、施工工艺及施工监控要求，并应对各工况下的新、旧结构进行验算。

条文说明

相较于其他加固方法，改变结构体系加固施工较为复杂，且施工流程、工艺对加固施工过程及加固施工完成后的结构受力状态影响较大，故需在设计阶段予以明确，并按确定的施工流程进行施工阶段验算，同时需对施工监控提出相关技术要求，以保障加固施工过程的结构受力安全。

9.1.4 因加固导致梁桥上部结构自重增加或边界条件发生变化时，除应对上部承重构件进行验算外，尚应对支座、墩台、基础和地基等相关构件进行验算。

9.1.5 梁桥上部结构的结构加固和局部补强除应符合本章的有关规定外，尚应符合本规范第5~8章的有关规定。

9.2 结构加固

9.2.1 梁桥主梁承载能力不足，可采取改变主梁截面构造的措施进行增大截面加固，并应符合下列规定：

- 1 箱形梁可采取箱内增设腹板的措施进行加固。
- 2 钢板梁可采取增设次纵梁的措施进行加固。

9.2.2 装配式混凝土组合梁和钢混组合梁增强横向整体性加固时，应符合下列规定：

- 1 原桥荷载横向分布效果较差时，可通过增设横梁、横隔板等进行加固。
- 2 混凝土 T 形梁干接缝处桥面板连接失效时，宜将其改造为湿接缝。

9.2.3 装配式预制空心板增强横向整体性加固时，应符合下列规定：

- 1 混凝土板铰缝失效严重时，宜采取重做铰缝、增设整体化层的措施进行加固。
- 2 混凝土板铰缝局部失效时，可采取板底沿板间接缝增设纵向钢混组合结构加劲肋或钢结构剪力传递装置的措施进行加固。

条文说明

部分早期建设的装配式混凝土空心板桥铰缝尺寸偏小，容易发生开裂、破损，严重时可能导致铰缝失效。调研发现，在板底增设纵向加劲肋或其他可靠的剪力传递装置，能够对铰缝失效起到较好的预防作用，并能有效改善板间荷载横向分布能力、提高上部结构的整体受力性能，结合整体化层改造应用时效果更加明显。

9.2.4 混凝土梁桥改变结构体系加固时，应符合下列规定：

- 1 桥下空间具备利用条件时，可通过增设桥墩、斜向撑杆等支撑结构减小原桥上部结构跨径，亦可通过新增钢拱将其改造为上承式梁-拱组合体系桥。
- 2 多跨简支梁具备改造条件时，可通过在相邻两跨梁端之间设置纵向连接构造将其改造为连续梁桥。
- 3 大跨径梁桥上部结构承载能力或刚度不足时，可通过新增索塔和斜拉索将其改造为斜拉桥，亦可通过新增拱式结构将其改造为中、下承式梁-拱组合体系桥。

条文说明

改变结构体系是一种主动加固法，本条仅列出了桥梁加固工程中应用较多的改变结构体系加固方法。其中，桥下增设支撑构件适用于对外观要求不高的桥梁，该方法施工简便，常用于抢险工程和大件运输等临时性加固工程；桥下新增钢拱适用于桥下具备施工条件的桥梁，新增钢拱多采用钢肋拱、钢桁拱或波形钢拱，该方法具有承载能力提升幅度大、加固施工对交通干扰小的优点；将简支梁改变为连续梁能够有效减小由汽车荷载引起的主梁跨中弯矩和挠度，从而提高原桥上部结构承载能力和刚度，通常结合桥面结构层改造一并实施；将大跨径梁桥改变为斜拉桥或中、下承式梁-拱组合体系桥，能够调整原桥结构内力状态，对大跨径梁桥主梁下挠有明显抑制作用，是改善该类桥梁上部结构受力状态和几何线形的有效方法。

9.2.5 钢梁桥改变结构体系加固时，应符合下列规定：

- 1 桥下空间具备利用条件时，可通过支撑结构减小原桥上部结构跨径。

2 桥墩具备改造条件时,可将墩顶纵向单排单支座改造为墩顶纵向双排双支座。

9.2.6 梁桥增加构件加固时,应符合下列规定:

1 钢板梁跨中抗弯承载力不足时,可采取梁底增设加劲杆或增设体外预应力的措施进行加固。

2 钢桁梁杆件承载力不足时,可采取增加弦杆或梁底增设加劲杆或增设体外预应力进行加固。

条文说明

采用增设体外预应力的方法加固钢梁桥时,能够起到调整构件(杆件)内力、提高承载能力的作用,但对结构刚度的贡献不大,对减小可变作用引起的变形效果不明显。对于永久作用引起的变形较大的钢梁桥,采用增设体外预应力方法能够有效地减小主梁的长期变形,改善其使用性能。

9.2.7 梁桥构件更换加固时,应符合下列规定:

1 构件承载力或稳定性不足且无法加固利用时,可采取构件更换措施进行加固。

2 钢构件出现疲劳裂纹时,应更换疲劳开裂构件。

3 钢梁桥高强螺栓出现延迟断裂、摩擦型高强螺栓出现滑移、节点板弯折损伤伴有裂纹时,应对构件进行拆换。

9.2.8 梁桥上部结构刚度不足时,宜通过改变结构体系或增大截面提高刚度的方法进行结构加固。

9.2.9 梁桥上部结构出现异常变位影响结构安全或正常使用时,可采取结构复位、限位及其他加固补强措施进行综合处治。

9.3 局部补强

9.3.1 桥面板承载力不足时,局部补强应符合下列规定:

1 混凝土桥面板可采取增加桥面板厚度、增设横向加劲肋、粘贴钢板等措施进行加固。

2 钢桥面板可采取增设混凝土整体化层或增设横向加劲肋等措施进行加固。

9.3.2 混凝土梁桥上部结构局部补强,应符合下列规定:

1 箱形梁牛腿,可采取张拉斜向预应力、在角隅处增设竖向加劲肋等措施进行加固。

2 T形梁牛腿,可采取增大截面、粘贴钢板、张拉斜向预应力或在角隅处增设竖

向加劲肋等措施进行加固。

3 主梁预应力锚固区开裂时,可采用增大截面、粘贴钢板等方法加固。

4 混凝土局部质量较差或破损严重时,可进行混凝土局部置换。

5 变截面混凝土箱梁的底板发生混凝土分层、剥落时,可采取增加横向加劲肋、增设钢夹板和局部置换混凝土等措施进行加固。

6 混凝土桁架梁的弦杆、腹杆或节点部位开裂时,宜采用增大截面、粘贴钢板等方法对弦杆、腹杆或节点部位进行局部补强加固。

9.3.3 对钢梁桥上部结构进行局部补强,应符合下列规定:

1 钢构件出现疲劳裂纹且不具备更换条件时,应在消除诱发因素的条件下采取增加盖板、嵌板或钻止裂孔等措施进行修复。

2 钢梁的纵、横梁腹板上出现疲劳裂纹时,应在节点上方增设鱼形板加固或在开裂处采用堵焊的方法修补裂纹,并应采用高强螺栓贴补板件。

3 钢梁连接强度不足时,宜按原结构连接构造和实际情况采用焊接、普通螺栓或高强螺栓连接进行连接补强加固。

4 连接部位的铆钉脱落时,宜采用高强螺栓予以更换。

9.3.4 对钢混组合梁桥上部结构进行局部补强,应符合下列规定:

1 钢梁部分可参照本规范第9.3.3条的规定进行局部补强加固。

2 负弯矩区混凝土桥面板开裂时,可采用增设体外预应力、粘贴钢板、增大截面并增加负弯矩区配筋的方法进行加固。

3 梁端混凝土桥面板与钢梁之间发生相对滑移时,可通过局部更换桥面板进行加固,并应根据受力需要增加连接件数量。

9.4 加固计算

9.4.1 装配式混凝土组合梁桥增加、更换主梁或采用混凝土增大截面进行主梁抗弯加固时,应计入混凝土收缩徐变对结构内力或应力的影响,同时考虑加固过程中负弯矩钢束张拉对新、旧梁的综合影响。

9.4.2 装配式混凝土组合梁桥和钢混组合梁桥通过增加横向联系进行加固时,应计入新增横向联系自重及荷载横向分布系数变化对结构内力的影响。

9.4.3 改变结构体系加固时,结构计算应符合下列规定:

1 桥下增设支撑结构或钢拱时,可通过对原上部结构临时预顶调整其内力,预顶力的大小应通过计算确定,新增支撑部位不得出现负反力,结构内力计算应计入预顶力的影响。原主梁新增支点处在作用基本组合下不宜出现负弯矩。

2 多跨简支梁改造为连续梁且在连续端采用双排支座时，应对桥墩墩身、基础的承载能力进行验算。

3 混凝土上部结构主梁改造为索梁组合体系桥时，应通过计算合理确定拉索及吊杆索力，达到调整主梁内力或桥面线形的预期目标，且保证拉索及吊杆始终处于受拉状态。

4 单支座改为双支座时，应通过计算合理确定支座间距，新支座不得出现负反力。

5 内力计算时应考虑混凝土收缩徐变、基础不均匀沉降和变位、不同材料线膨胀系数差异等因素的影响。

6 加固设计应对新旧构件连接构造、新增拉索锚固构造、新增吊杆锚固构造等进行局部验算。

7 改变结构体系加固时，除应对构件进行相关验算外，尚应根据加固后的结构体系类型，按有关桥涵设计规范对结构的动力特性、抗震性能、抗风性能和稳定性进行验算。

8 新、旧结构和临时受力结构等应进行施工过程验算。

条文说明

桥下增设支撑结构或钢拱时，新增桥墩或拱上立柱与原主梁可以采用固结或铰接形式进行连接，支撑点的位置由该点原主梁截面所容许承担的弯矩和剪力来确定，一般以主梁该位置在作用基本组合下不出现负弯矩作为控制标准。

新增桥墩、钢拱圈或拱上立柱与原主梁连接设计时，要充分考虑基础沉降和可变作用引起的结构变形对新、旧结构连接和受力的影响，为避免加固后新增结构与原主梁发生接触部位脱离或接触部位出现负反力，新旧结构连接前，需要对原主梁临时支顶，待新、旧结构形成整体后再卸除临时预顶力，使新增结构始终处于有效支撑状态。

目前简支变连续的加固实践中，保留原有的双排支座及更换为单排支座的情形均存在，两者在受力上并无太大区别。为经济方便起见，原支座基本完好时，优先保留原双排支座。但由于原双排支座距离较近，体系转换后其中一排支座可能脱空，这时在自重作用下墩柱承受偏心力作用，故需对桥墩墩身和基础进行承载能力验算。

9.4.4 钢桁梁通过增加第三弦或加劲杆进行加固时，应计入新增构件自重及桁架体系变化对结构内力的影响。

9.4.5 采用体外预应力加固时，加固计算应符合下列规定：

- 1 连续梁应考虑预加力产生的次内力影响。
- 2 钢梁和钢混组合梁按弹性理论进行计算分析时，预加力应按外荷载考虑，并计入其影响。
- 3 钢桁梁应验算每一根杆件的强度、刚度和稳定性。

9.4.6 钢梁采用钢构件加固时，连接计算应符合下列规定：

1 连接计算可按现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定执行。其中，进行新、旧构件的连接计算时，角焊缝强度设计值应乘以 0.85，其他连接强度设计值或承载力设计值应乘以 0.95。

2 原构件铆钉部分更换为摩擦型高强螺栓形成混合连接时，其承载力按铆钉和高强螺栓共同工作考虑。

3 采用焊缝连接加固普通螺栓或铆钉连接时，不考虑两种连接共同工作，应按焊接承受全部作用力计算。

4 采用焊缝与高强度螺栓混合连接时，新加焊缝的承载力与原有高强度螺栓的承载力的比值宜大于或等于 0.5。连接的內力可由高强度螺栓和焊缝共同承担。其承载力可按式(9.4.6)计算，并取其中的较小值：

$$N = \min \{ 0.9(N_w + N_b), N_w + 0.62N_b \} \quad (9.4.6)$$

式中： N ——连接的总承载力(N)；

N_w ——焊缝的承载力(N)；

N_b ——高强度螺栓的承载力(N)。

5 当负荷下进行结构加固，需拆除结构原有螺栓、铆钉或增加、扩大螺栓、铆钉孔径时，除应验算结构原有和新增连接件的承载力外，尚应校核板件的净截面强度。

9.4.7 钢混组合梁桥需更换混凝土桥面板或增加连接件时，连接件承载力和数量应按现行《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》(JTG D64-01)的有关规定经计算确定。

9.4.8 上部结构加固导致结构內力重分布、结构体系发生变化或结构自重增加时，应视具体情况对下部结构、基础及其他相关构件进行承载力、稳定性验算。

9.4.9 上部结构主梁整体或局部拆除时，应根据拆除工艺、工序对被拆除构件及相关构件进行施工过程验算。

9.4.10 结构复位设计时，应通过计算分析确定支顶位置和支顶力大小，并应对相关构件的整体和局部强度、刚度、稳定性进行验算。

9.4.11 主梁新增牛腿、加劲肋、锚固装置或转向装置等小型构件时，加固计算应符合下列规定：

1 应验算新增构件自身的承载能力。

2 新增构件与主梁通过植筋、锚栓、焊接或高强螺栓连接时，应进行连接强度验算。

3 宜对新增构件、新增构件与主梁连接部位进行局部应力分析。

9.5 构造要求

9.5.1 装配式组合梁桥增强横向整体性加固时，构造应符合下列规定：

- 1 新增横梁或横隔板宜与既有横梁、横隔板间隔均匀布置，并应采取植筋等措施与原结构进行可靠连接，新增横隔板厚度不宜大于主梁腹板厚度。
- 2 采用增大截面法加固既有混凝土横梁、横隔板时，横桥向钢筋宜植入主梁腹板，植筋深度无法满足要求时，横向钢筋可穿过腹板连续通长布置，增大截面后的横隔板厚度不宜大于主梁腹板厚度。
- 3 采用粘贴钢板加固既有混凝土横梁、横隔板时，横向钢板端部应通过锚栓与主梁腹板进行可靠连接。

9.5.2 装配式空心板桥增强横向整体性加固时，构造应符合下列规定：

- 1 增设整体化层时，其最小厚度不宜小于 100mm，横桥向钢筋直径不宜小于 12mm。整体化层与原梁间应通过植筋连接，植筋数量应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)第 8.1.6、8.1.7 条的规定计算确定。
- 2 梁底增加纵向钢混组合加劲肋时，其宽度不宜小于 150mm，高度不宜小于 40mm，槽形钢板厚度不宜小于 4mm，与原结构连接的锚栓间距不宜大于 30cm，槽形钢内应灌注聚合物砂浆或水泥基注浆料。

9.5.3 桥下增设支撑结构加固时，构造应符合下列规定：

- 1 新增支撑结构与主梁铰接时，新增支承结构与主梁之间应设置支座，新增支座宜采用高度可调的智能支座，并应支撑在主梁腹板底部。
- 2 新增支撑结构与主梁固结时，新增桥墩顶顺桥向抗弯刚度不宜大于对应支撑位置主梁的竖向抗弯刚度。
- 3 桥下新增支撑结构及基础应满足现行相关设计规范的有关规定。

9.5.4 多跨简支变连续改变结构体系加固时，构造应符合下列规定：

- 1 墩顶采用普通钢筋形成连续构造时，纵向受力钢筋应采用螺纹钢筋，直径不应小于 12mm；布设长度应超出连续梁墩顶的负弯矩包络图范围，并不应小于梁高的 2 倍，且应与原梁钢筋牢固连接，采用植筋连接时，应符合本规范第 5 章的有关规定。
- 2 墩顶采用预应力钢束形成连续构造时，宜采用小吨位预应力扁锚分散错位锚固，纵向错位间距不宜小于 1.5m，布设长度应超出连续梁墩顶负弯矩包络图范围，并不宜小于梁高的 4 倍。
- 3 墩顶连续构造处顶面应设置一定数量的防裂钢筋，新旧混凝土结合面应设置一定数量抗剪钢筋。墩顶两端横隔板间宜现浇形成整体横梁，混凝土强度应高于原梁一个等级，并采取措施做好桥面防水。

4 加固后的主梁墩顶宜采用单支座。

5 连续钢筋或预应力钢束具体构造应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定。

条文说明

该加固方法的构造难点是中支点处连续构造,目前常用普通钢筋和预应力钢束连接。前者构造简单、施工方便,但效果不如后者。纵向受力钢筋的布设长度,除满足结构受力要求外,亦按照经验给出了最小限值,是为了确保连接构造有效。

9.5.5 连续梁、连续刚构、T形刚构改变为斜拉桥加固时,构造应符合下列规定:

1 新增桥塔宜设置在中墩位置,混凝土桥塔宜支撑在新增基础上,钢塔可支撑在原桥墩或基础上。

2 钢塔与原桥墩或基础结合处应设置钢-混结合部,钢塔柱在钢-混结合部与新增混凝土结构宜采用螺栓锚固式或螺栓锚固与埋入式结合的方式连接。

3 斜拉索的索梁锚固区宜设置在腹板与肋板的交汇处。在原梁顶板上设置索梁锚固区时,应采取增设横梁等措施进行加强。

4 新增基础、桥墩、塔柱、斜拉索等的构造应符合现行相关设计规范的有关规定。

条文说明

该加固法涉及新增斜拉体系的建造和新、老结构的连接构造(斜拉索与梁的锚固、索塔与墩的连接等),其各自构造需满足对应的现行规范要求。对于斜拉索在梁上的锚固、托梁的构造及其与梁的连接构造,在安全可靠的前提下,需控制对原结构的损伤。

9.5.6 桥下增设钢拱将梁桥改变为梁-拱组合体系桥加固时,构造应符合下列规定:

1 钢拱结构形式应根据行洪、通航、过车及施工方便等要求选择。跨径不宜大于桥梁净跨径,矢高不宜高于桥梁净高,并不宜采用坦拱结构。

2 钢拱宜支撑在新增基础上,钢拱需支撑在原桥基础上时,应根据受力需要对原桥基础进行加固,并在钢拱与原基础结合处设置钢-混结合部,钢拱深入新增基础或钢-混结合部的深度不宜小于拱肋高度的2倍。

3 钢拱结构宜采用工厂化分段制作、现场拼装,各节段可采用焊接或螺栓进行连接。

4 新增钢拱拱背与原梁间可通过填充微膨胀混凝土等材料进行连接,填充材料厚度不宜小于8cm。

5 钢拱与原主梁采用立柱连接时,宜先对原主梁进行预顶后再连接,立柱与钢拱宜固结,立柱与原主梁宜通过支座连接。

- 6 新增钢拱、基础、立柱等构造应符合现行相关设计规范的有关规定。
- 7 钢拱构件应按照腐蚀环境、构件工作条件、维护条件等定期进行涂装防腐。

条文说明

通过梁底增设钢拱加固梁桥，涉及钢拱结构的建造和新增钢拱与原上部结构、基础的连接，钢拱的构造需满足现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的规定。钢拱与原上部结构的连接，通常预先以钢拱结构为支点对原上部结构进行顶升后再进行连接，或采用微膨胀混凝土进行连接。钢拱与基础需可靠连接。

9.5.7 增设主梁或更换主梁时，新主梁宜选择加强型主梁，新主梁应与原主梁间隔使用，主梁的截面高度宜与原主梁高度相同，其他截面尺寸由结构构造及计算确定。

9.5.8 上部结构更换、增设主梁时，构造应符合下列规定：

1 上部结构拆除方案设计时，应根据结构计算分析明确拆除工艺、工序、临时支撑措施及废弃梁体的处置措施。

2 上部结构局部拆除时，混凝土桥面铺装拆除范围应在梁体拆除范围基础上四周各增加最少 1.0m，沥青混凝土桥面铺装拆除范围应在混凝土桥面铺装拆除范围基础上四周各增加最少 0.5m。

3 预应力混凝土梁桥局部拆除时，应明确存在干扰的预应力钢束拆除、恢复方案。

4 钢箱梁、钢板梁及钢-混组合梁局部拆除时，腹板处切割线宜设置“┐”形接口。预制混凝土桥面板局部拆除更换时，应整块拆除更换。

5 桁梁桥杆件拆除时，应设置临时传力杆件，临时杆件轴向力的合力作用点宜与被拆除杆件保持一致，临时杆件的强度、刚度不宜小于被拆除杆件的强度、刚度。

6 原桥面铺装及混凝土主梁拆除应保留足够的钢筋连接长度，钢筋连接应满足现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定。

7 新旧梁的翼板及横向联系宜采用湿接缝连接，接缝宽度不宜少于 300mm，原梁的翼板及横向联系凿除宽度不宜少于 150mm，新旧结构间应设置环形连接钢筋，并现浇形成整体，混凝土强度宜高于原梁一个等级。

8 新更换主梁、杆件及其与原结构连接应符合现行相关设计规范的有关规定。

9.5.9 混凝土置换应根据计算分析结果确定置换批次、区块大小和先后顺序，相邻区块间宜设置剪力键，剪力键高度应不小于 50mm，高宽比宜取为 1:2。

9.5.10 钢板梁可通过在桥下增设加劲杆进行加固(图 9.5.10)。

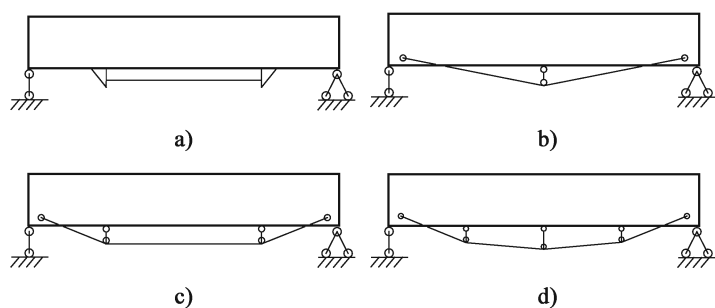


图 9.5.10 钢板梁增加桥下加劲杆加固示意

9.5.11 钢桁梁加固时，构造应满足下列要求：

1 钢桁梁可通过增加桥下加劲杆[图 9.5.11-1a)]、安装第三弦[图 9.5.11-1b)]、变更连续梁支承位置或减小跨径[图 9.5.11-1c)]、改变桁梁体系[图 9.5.11-1d)]进行加固。

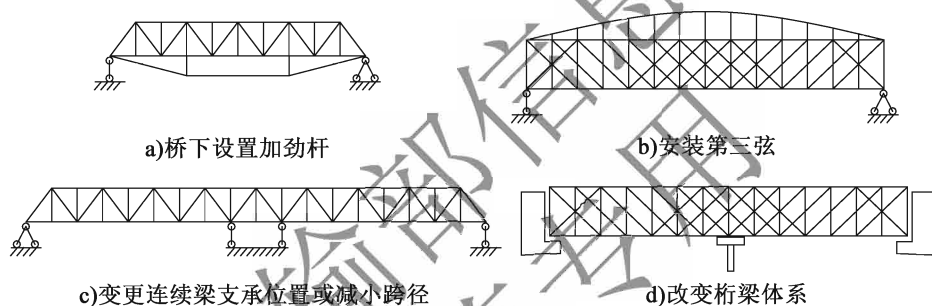


图 9.5.11-1 钢桁梁改变结构体系加固示意

2 上承式钢桁梁加固时，可将原桥面板拆除，设置抗剪连接件并重新浇筑钢筋混凝土或预应力混凝土桥面板，形成钢混组合结构桥梁。

3 钢桁梁增设体外预应力加固时，体外预应力钢筋的锚固点与转向点应布置在桁架节点位置(图 9.5.11-2)。

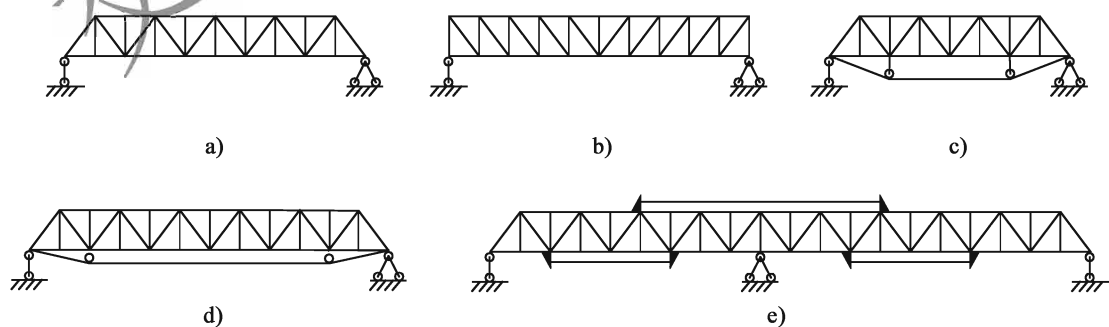


图 9.5.11-2 钢桁梁增设体外预应力加固示意

4 钢桁梁加固时，宜避免在杆件截面及连接部位产生附加的偏心，并应使加固杆件拆卸的铆钉数量达到最小。

5 采用钢板加固工形、箱形截面主桁弦杆时，宜将原铆钉更换为高强螺栓。

6 应避免同时沿板(束)全宽拆掉弦杆加固区段的铆钉,可将整块水平钢板分成两窄条钢板分别进行加固,亦可使用角钢代替窄条钢板。

7 原有螺栓松动、损伤失效或连接强度不足需要更换或新增时,宜采用相同直径的高强螺栓连接。若钢材的可焊性满足要求,也可采用焊接。用高强螺栓更换有缺陷的螺栓或铆钉时,可选用直径比原钻孔小 $1\sim 3\text{mm}$ 的高强螺栓;承载力不能满足要求时,在满足强度和构造要求的前提下可扩大螺栓孔径,并应将更换的螺栓直径提高一级。

8 通过增设盖板对钢桁梁行车道的纵、横梁腹板上的疲劳裂纹进行加固时,应在裂纹两侧或缺陷区域四周布置双排螺栓,盖板尺寸应满足布置螺栓要求,且盖板周边应超出裂纹或缺陷区域不小于 150mm 。

9.5.12 钢梁加固时,连接焊缝应符合下列规定:

1 原始资料不全、原结构钢材材质不明时,应取样检验确定其可焊性,不同材质的钢材不宜互相焊接。

2 新增焊缝宜布置在应力集中最小、远离原构件的变截面以及缺口、加劲肋的截面处。

3 应使焊缝对称于作用力,并应避免使之交叉。

4 新增的对接焊缝与原构件加劲肋、角焊缝、变截面等之间的距离不宜小于 100mm 。

5 各焊缝之间的距离不应小于被加固板件厚度的 4.5 倍。

6 采用焊接连接加固普通螺栓或铆钉连接时,不宜拆除原有连接件。

9.5.13 采用高强螺栓替代钢梁桥连接部位缺损的铆钉时,宜将同一连结部位的其他铆钉一并更换。

9.5.14 采用盖板加固承受动荷载的钢构件时,盖板端部应采取平缓过渡的构造措施。

10 拱桥上部结构加固

10.1 一般规定

10.1.1 根据拱桥上部结构缺损状况,可进行结构加固和局部补强。

10.1.2 对拱桥上部结构,可采用增强横向联系、改变结构体系、调整压力线、增加构件、更换吊杆或系杆等方法进行结构加固。

10.1.3 加固导致主拱内力发生变化时,应按加固措施和施工工序对称、均衡的原则进行设计。

10.1.4 原桥采用拱式拱上结构、墩梁固接且纵向连续的梁式拱上结构时,加固计算可计入拱上结构与主拱的联合作用。

10.1.5 对混凝土双曲拱桥、刚架拱桥和桁架拱桥上部结构进行加固时,加固计算可不计拱波、微弯板参与受力。

10.1.6 因加固导致拱桥上部结构自重增加或边界条件发生变化时,应对主拱、腹拱、拱座、基础及地基等相关构件进行验算。

10.1.7 对拱桥上部结构,开展结构加固和局部补强设计时,应明确加固施工流程、施工工艺及施工监控要求,并应对各工况下的新、旧结构进行验算。

10.1.8 通过更换吊杆、系杆对拱桥上部结构进行加固时,应将主拱线形、桥面线形和吊杆、系杆索力实测结果作为加固设计依据。

10.1.9 拱桥上部结构的结构加固和局部补强除应符合本章的有关规定外,尚应符合本规范第5~9章的有关规定。

10.2 结构加固

10.2.1 对承载能力不足的主拱圈，应进行结构加固，并应符合下列规定：

- 1 圬工拱圈、钢筋混凝土板拱可采取在拱腹新增拱肋或拱圈的措施进行加固。
- 2 钢筋混凝土肋拱、双曲拱可采取新增底板的措施，将其改造为箱形拱。
- 3 钢筋混凝土箱拱可采取新增纵向腹板的措施进行加固。
- 4 钢箱拱可采取新增纵向腹板或纵向加劲肋的措施进行加固，亦可采取拱脚空心段内灌混凝土或拱脚实心段外包混凝土的措施进行加固。
- 5 钢管混凝土拱桥可采取外套钢管混凝土套箍或外包钢筋混凝土的措施进行加固。

10.2.2 通过增强横向联系对拱桥上部结构进行加固时，应符合下列规定：

- 1 肋拱桥、双曲拱、桁架拱、刚架拱，可采取增设横向联系构件或增设横向拉杆增强上部结构横向整体性。
- 2 双曲拱、桁架拱、刚架拱桥，可采取将拱波、微弯板、预制桥面板改造为钢筋混凝土整体现浇板的措施增强整体性。
- 3 大跨径钢拱桥、钢管混凝土拱桥，可采取新增一字撑、K撑、X撑或改变既有横向联系结构形式等措施增强上部结构横向整体性。

10.2.3 通过增加构件对拱桥上部结构进行加固时，应符合下列规定：

- 1 混凝土肋拱桥，可采取增加拱肋和横向联系构件的措施进行加固。
- 2 混凝土刚架拱、桁架拱桥，可采取增加拱片和横向联系构件的措施进行加固。
- 3 中、下承式拱桥，吊杆、系杆承载能力不足或耐久性无法保证时，可采取增设辅助吊杆、系杆的措施进行加固。
- 4 无加劲纵梁的中、下承式拱桥，宜采取增设加劲纵梁的措施提高结构冗余度。
- 5 多跨连拱桥，可采取增加抗推力墩数量或加强既有抗推力墩抗推刚度的措施降低连拱效应。

条文说明

《交通运输部办公厅关于发布〈公路危旧桥梁排查和改造技术要求〉的通知》（交办公路函〔2021〕321号文）中要求对无加劲纵梁吊杆拱桥等结构冗余度明显不足的桥梁进行排查，并制定改造方案，本条根据交通运输部文件精神提出对该类桥梁通过增设加劲纵梁提高结构冗余度的加固方法。增设加劲纵梁使桥梁结构自重增加或结构内力发生变化，需根据结构验算结果对主拱圈、吊杆、系杆、拱上结构等相关部件进行必要的加固。

10.2.4 通过更换构件对拱桥上部结构进行加固时，应符合下列规定：

- 1 更换桥面板(梁)时,应符合本规范第9章的有关规定。
- 2 吊杆、系杆承载能力不足或耐久性无法保证时,宜更换吊杆、系杆。
- 3 吊杆、系杆发生严重锈蚀、断丝时,应对其进行更换。用于更换的吊杆、系杆应针对既有吊杆、系杆病害成因进行改进设计。

10.2.5 通过改变结构体系对拱桥上部结构进行加固时,应符合下列规定:

- 1 中、下承式拱桥,可采取新增刚性、柔性系杆的措施将有推力拱改造为无推力拱或部分推力拱。
- 2 两铰拱可采取释放拱顶弯矩的措施将其改造为三铰拱,亦可采取拱脚增大截面并与拱座固结的措施将其改造为无铰拱。
- 3 无加劲纵梁的中、下承式拱桥,可采取行车道板(梁)连续化改造的措施提高结构冗余度。

10.2.6 通过调整压力线对拱桥上部结构进行加固时,应符合下列规定:

- 1 实腹式圬工拱桥、混凝土拱桥,可采取更换拱上填料、改变拱上填料自重及其分布等措施对主拱压力线进行调整。
- 2 空腹式圬工拱桥、混凝土拱桥,可采取改造拱上结构或在拱背局部增大截面、增加配重等措施对主拱压力线进行调整。
- 3 拱座基础出现沉降或水平位移时,可根据受力需要对主拱采取顶推措施调整主拱线形及内力。

条文说明

拱轴线与压力线偏离幅度越大,主拱圈弯矩越大。通过调整压力线,减小压力线与拱轴线的偏离幅度,能够有效提高主拱圈的承载能力。调整主拱圈压力线时,通常采取能够减轻原桥拱上结构自重的相关措施,以避免增大主拱圈轴向力。

10.3 局部补强

10.3.1 拱上结构进行加固时,应符合下列规定:

- 1 腹拱圈可采用钢筋混凝土或钢混组合结构在拱腹增大截面加固。
- 2 由于拱上填料横向推移导致桥面沉陷、开裂时,可对拱上填料进行注浆加固,并对桥面进行局部修复;桥面沉陷、开裂严重时,宜更换拱上填料。
- 3 腹拱拱脚与立墙上的拱座错位时,可采取在拱脚增加支撑牛腿的措施进行加固。
- 4 拱上侧墙发生外倾时,宜采取增设横向拉杆或横向注浆锚杆的措施进行加固。

10.3.2 钢管混凝土主拱管内混凝土脱空或节点处管内混凝土空洞可采取灌注无收缩灌浆料或结构胶粘剂等措施进行加固,非节点处管内混凝土空洞可采取开孔浇筑补偿收

缩混凝土的措施进行加固。

10.3.3 桁架拱连接节点的局部补强应符合下列规定：

- 1 混凝土桁架拱的弦杆、腹杆或节点部位开裂时，宜采用增大截面、粘贴钢板等方法，对弦杆、腹杆或节点部位进行局部补强。
- 2 刚架拱、桁架拱桥预制节段接缝处可采取新增钢筋混凝土套箍、钢板套箍或钢混组合结构套箍的措施进行局部补强。
- 3 钢桁拱连接节点强度不足时，宜按原结构连接构造和实际情况采用焊接、普通螺栓或高强螺栓连接进行连接补强。
- 4 杆件连接节点的铆钉脱落时，宜采用高强螺栓予以更换。

10.3.4 桥面板(梁)加固应符合本规范第9章的有关规定，拱上立柱、立墙、盖梁、柱间系梁等构件加固应符合本规范第13章的有关规定。

10.4 加固计算

10.4.1 加固设计计算应计入既有结构损伤与材料劣化、新增结构与既有结构之间的结合性能、新增混凝土收缩徐变与材性差异等因素的影响。

10.4.2 拱圈采用增大截面加固时，内力或应力计算应符合下列规定：

- 1 采用支架方式在拱腹增大截面时，新增恒载应由加固后的组合截面拱圈承担；采用吊架方式在拱腹增大截面时，新增恒载及施工临时荷载应由既有拱圈承担。
- 2 在拱背或拱箱内增大截面时，新增恒载及施工临时荷载应由既有拱圈承担。
- 3 加固中临时卸除的恒载恢复及使用荷载应由加固后的组合截面拱圈承担。

条文说明

在拱腹增大截面以支架方式实现的加固效率最高，但在桥梁高度较大且不便搭设支架时，通过在既有拱圈上悬吊模板系统的吊架方式也常有使用。

10.4.3 增大截面加固的拱圈强度验算时，应符合下列规定：

- 1 圬工拱桥采用钢筋混凝土增大截面后，可将新增混凝土与既有拱圈视为整体，并应计入既有拱圈初应力对加固后拱圈整体截面强度的影响，同时应按本规范第5.2.22条规定及现行《公路圬工桥涵设计规范》(JTG 3361)的有关规定验算加固后的拱圈强度。
- 2 钢筋混凝土箱、肋拱采用钢筋混凝土增大截面比例较小时，可根据本规范第5章的有关规定按钢筋混凝土偏心受压构件验算加固后拱圈强度；增大截面比例较大时，可采用双拱模型法计算新、旧拱圈内力，并可按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土

桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定验算新、旧拱圈强度。

3 钢桁拱和混凝土桁架拱、刚架拱的构件增大截面加固时,应按本规范第5章的有关规定对加固构件进行验算。

4 钢箱拱采用钢材增大截面加固时,可根据本规范第5章的有关规定分别对新、旧材料的强度进行验算。

5 新浇混凝土与既有混凝土或砌体结合面的抗剪能力应满足要求。

6 采用应力叠加法计算的既有拱圈与新增拱圈截面上、下缘不应出现拉应力,且压应力 σ_a 应满足式(10.4.3)要求:

$$\sigma_a \leq f_{cd} \quad (10.4.3)$$

式中: f_{cd} ——混凝土或圬工材料强度设计值。

10.4.4 圬工拱桥和钢筋混凝土箱拱、板拱、肋拱的整体强度-稳定验算时,应符合下列规定:

1 圬工拱圈采用钢筋混凝土增大截面加固时,可将新增混凝土与既有拱圈视为整体,并可按现行《公路圬工桥涵设计规范》(JTG 3361)和本规范第5章的有关规定进行验算。

2 钢筋混凝土箱拱、板拱、肋拱采用钢筋混凝土增大截面加固时,可将新增混凝土与既有拱圈视为整体混凝土结构并按现行《公路圬工桥涵设计规范》(JTG 3361)和本规范第5章的有关规定进行验算。

3 加固中主拱圈截面未改变但内力发生变化时,应按现行《公路圬工桥涵设计规范》(JTG 3361)的有关规定进行拱的整体强度-稳定验算。

10.4.5 混凝土桁架拱、刚架拱采用体外预应力加固时,应对各组成构件进行验算。计算中预加力应视为结构外荷载,并应计入预加力产生的次内力影响。

10.4.6 钢管混凝土拱加固计算时,应符合下列规定:

1 外套钢管混凝土增大截面加固时,计算中可针对恒载与使用荷载分别计入既有钢管混凝土拱截面和新增钢管混凝土部分的套箍效应,并应计入外套钢管与既有拱圈之间混凝土的收缩徐变影响。其强度验算应符合现行《公路钢管混凝土拱桥设计规范》(JTG/T D65-06)的有关规定。

2 采用外包混凝土增大截面加固时,可针对分次形成的组合截面进行结构强度验算,并应计入外包混凝土部分的收缩徐变影响,可计入既有钢管混凝土拱截面部分的套箍效应。其强度验算可将原主拱钢管换算为混凝土并按本规范第5章的有关规定执行。

3 钢管混凝土拱管内混凝土脱空、空洞病害处治后应按现行《公路钢管混凝土拱桥设计规范》(JTG/T D65-06)的有关规定验算拱圈强度。

10.4.7 主拱增强横向联系加固计算时,应符合下列规定:

1 钢筋混凝土肋拱、双曲拱、桁架拱、刚架拱桥通过新增横向联系构件或对原横向联系增大截面加固时，主拱圈强度验算应计入新增横向联系自重及拱桥横向分配系数变化对结构内力的影响。

2 钢筋混凝土双曲拱、桁架拱、刚架拱桥将拱波、微弯板、预制拼装桥面板改造为整体现浇钢筋混凝土板加固时，整体现浇板与原构件结合面抗剪应满足受力需要，主拱圈计算时应计入整体现浇板的作用，并应根据本规范第5章的有关规定进行截面强度验算，同时应按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定对整体现浇钢筋混凝土板的强度和裂缝宽度进行验算。

10.4.8 改变结构体系加固计算时，应符合下列规定：

1 新增刚性系杆加固主拱时，可变作用应由系杆与原结构共同承担，系杆的抗拉承载力应能够抵抗由可变作用产生的拱脚推力。

2 新增柔性系索加固主拱时，系索的张拉力不应大于由永久作用标准值产生的拱脚推力，系索的承载力应符合现行《公路钢管混凝土拱桥设计规范》(JTG/T D65-06)的有关规定。

3 两铰拱改造为三铰拱前，应按三铰拱对主拱圈强度、稳定性等进行验算；两铰拱改造为无铰拱时，由永久作用产生的拱圈内力可按两铰拱计算，由可变作用产生的拱圈内力可按无铰拱计算。

10.4.9 无加劲纵梁的中、下承式拱桥增设加劲纵梁或将非连续桥面板(梁)改造为连续结构时，应对桥梁结构各施工阶段的强度、刚度、稳定性等进行分析验算，加固后的结构验算应考虑同一断面上、下游吊杆(索)同步失效工况。

10.4.10 主拱圈调整压力线加固计算时，应符合下列规定：

1 调整后的拱轴线与恒载压力线应基本重合。

2 计算中应计入拱上建筑自重及其分布变化对主拱圈内力的影响，并应对施工过程中主拱圈强度和稳定性进行验算。

10.4.11 钢筋混凝土肋拱、双曲拱、桁架拱、刚架拱增加拱肋或拱片加固时，应按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定进行结构强度验算。

10.4.12 中、下承式拱桥吊杆(索)、系杆(索)加固计算时，应符合下列规定：

1 新增辅助吊杆(索)、系杆(索)加固时，吊杆(索)、其承载力不应小于原吊杆(索)、系杆(索)的轴向拉力设计值。加固后的拱圈、纵梁和桥面板(梁)内力应针对新增辅助吊杆(索)、系杆(索)进行分析验算。

2 原吊杆(索)、系杆(索)更换中，应根据施工工序按现行《公路钢管混凝土拱桥

设计规范》(JTJ/T D65-06)的有关规定对主拱圈、纵梁和桥面板(梁)等进行结构验算。

10.4.13 桁架拱桥、钢拱桥、钢管混凝土拱桥上部加固导致结构自重增加、内力发生重分布时,除应进行强度验算外,尚应采用全桥空间模型对其整体稳定性、动力性能或抗风性能进行验算。

10.4.14 钢拱桥的连接加固计算时,应符合本规范第9.4.6条的有关规定。

10.4.15 增加横向拉杆或注浆锚杆加固拱上侧墙时,侧墙抗倾覆稳定性验算可按现行《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ 3363)的有关规定执行。

10.4.16 上部结构加固导致下部结构受力增加时,应对下部结构、基础及其他相关构件进行承载力、稳定性验算。

10.4.17 拱上建筑、行车道系进行局部拆除改造时,应根据施工工序对主拱圈的强度、稳定性进行验算,多跨连拱尚应对桥墩进行抗倾覆稳定性验算。

10.5 构造要求

10.5.1 钢筋混凝土箱、板、肋拱桥或圬工拱桥增大拱圈截面加固构造应符合下列规定:

1 砌体拱圈拱腹新增混凝土层厚度不应小于200mm[图10.5.1c];混凝土拱圈拱腹新增混凝土层厚度不应小于150mm[图10.5.1b],混凝土拱圈顶面、侧面新增混凝土层厚度不应小于100mm。

2 拱腹新增钢筋混凝土拱肋宽度不宜大于2m;砌体拱圈新增拱肋高度不宜小于300mm,混凝土拱圈新增拱肋高度不宜小于250mm[图10.5.1a],箱拱新增拱肋宜设置在原腹板底部;拱顶、四分点处拱肋间应设置横系梁,系梁宜与拱肋等高,厚度不宜小于250mm。

3 双曲拱改造为箱形拱的新增底板厚度不得小于150mm[图10.5.1d]。

4 新增混凝土内应按受力需要和现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ 3362)的有关规定设置纵向钢筋和箍筋,钢筋间距不应大于200mm。

5 新增混凝土内设置的纵向钢筋在拱上横墙、立柱、横系梁等部位应保持连续,或通过植筋使其满足锚固长度要求。

6 新增混凝土内应设置防裂钢筋网,其间距不宜大于150mm×150mm,直径不宜小于6mm。

7 新、旧材料结合面应种植剪力筋,直径不应小于12mm,间距应不大于400mm,并应与其他新增钢筋形成整体。植筋位置距离砌体拱圈结构边缘不得小于100mm,距

离混凝土拱圈结构边缘不得小于 50mm。

8 拱腹增大截面加固后的新、旧结合面存在缝隙时，应采取注浆或返工处理。

9 拱圈增大截面加固时，新增纵向钢筋应通过增大拱座尺寸或植筋实现锚固，且钢筋锚固长度及锚固筋至结构边缘的距离应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定。

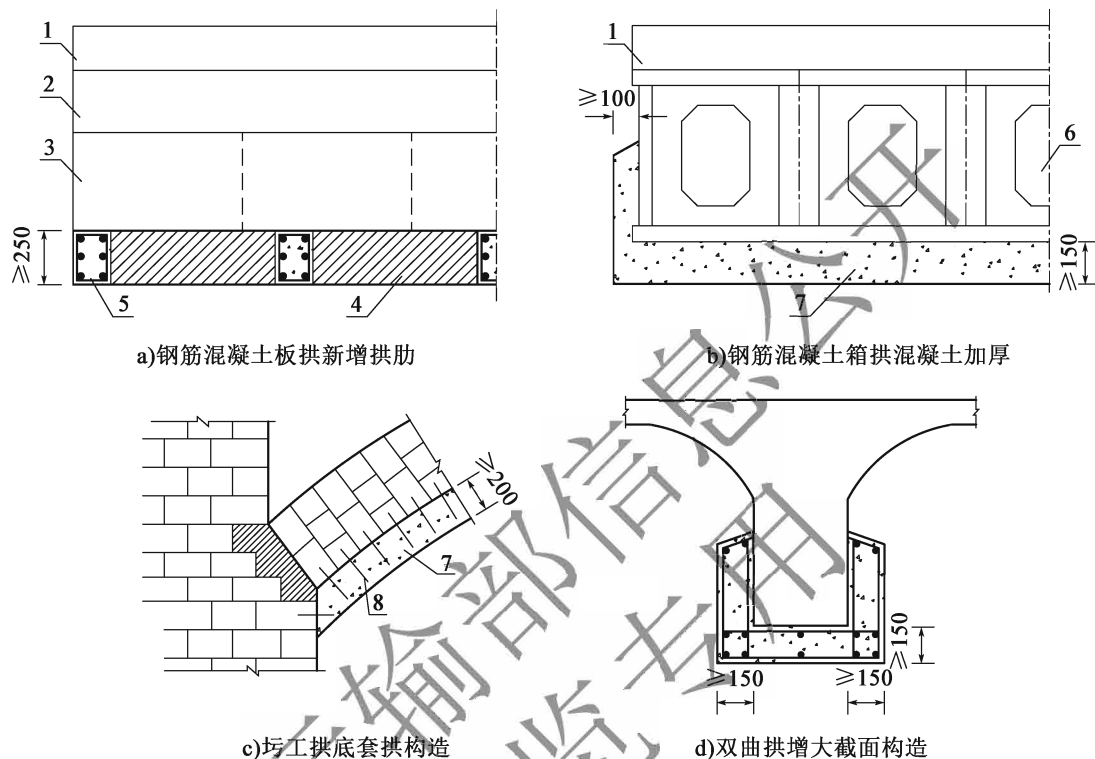


图 10.5.1 增大拱圈截面加固构造示意(单位: mm)

1-路面结构; 2-拱上建筑; 3-混凝土拱圈; 4-横系梁; 5-新增拱肋; 6-拱箱; 7-混凝土加厚层; 8-种植钢筋

10.5.2 钢筋混凝土桁架拱、刚架拱桥增大截面加固时，构造应符合下列规定：

- 1 新增混凝土厚度不应小于 100mm。
- 2 新增混凝土内应设置主钢筋和封闭箍筋，主钢筋直径不宜小于 12mm；箍筋直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 150mm。
- 3 新增混凝土内的主钢筋在杆件节点处以及下弦杆与拱座连接处的锚固长度应满足受力要求。

10.5.3 钢箱拱、钢管混凝土拱拱圈增大截面加固时，构造应符合下列规定：

- 1 钢箱拱内灌注混凝土增大拱圈截面加固时，钢箱内应设置横向和竖向连接缀板，并在混凝土截止处设置封堵横隔板，缀板与横隔板应满足混凝土灌注时的受力要求。
- 2 钢管混凝土拱圈外套钢管增大拱圈截面加固时，外套管直径不宜小于原管直径 + 200mm。

3 钢管混凝土拱圈外包钢筋混凝土增大拱圈截面加固时,外包混凝土厚度不宜小于 200mm,主钢筋直径不宜小于 20mm,箍筋直径不宜小于 12mm。

4 新增钢管或钢筋应通过增大拱座尺寸、增加植筋或剪力键等方式与拱肋及拱座连接可靠。新增钢筋锚固长度及锚固筋至结构边缘的距离应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定。

10.5.4 桁架拱、刚架拱或肋式拱桥增加拱片或拱肋加固时,构造应符合下列规定:

- 1 新增拱片、拱肋的构造尺寸宜与原拱片、拱肋保持一致。
- 2 新增拱片、拱肋在拱脚处应通过增大拱座尺寸、增加植筋或剪力键等方式与拱座连接可靠。
- 3 新增拱片、拱肋与原拱片、拱肋间应设置横向联系,其构造尺寸宜与原横向联系保持一致。

10.5.5 主拱增强横向联系加固时,构造应符合下列规定:

- 1 新增横向联系加固时,其位置宜选择在拱顶、拱肋分段接头处、腹拱墩(或立柱)下和拱脚附近,并应通过种植钢筋或锚栓与原结构可靠连接。混凝土横向联系的构造应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定,钢结构横向联系的构造应符合现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定。
- 2 采用增大截面法加固既有横系梁时,新增横桥向宜植入原拱肋,加固后的横系梁厚度不宜大于原拱肋腹板厚度。
- 3 采用粘贴钢板加固既有混凝土横梁、横隔板时,钢板端部应通过锚栓与主拱圈进行可靠连接。
- 4 增设横向拉杆加固时,宜在跨中、 $1/8$ 跨径和 $1/4$ 跨径附近对应横系梁位置设置横向拉杆。
- 5 拱波、微弯板等改造为整体现浇钢筋混凝土板时,现浇板厚度不宜小于 150mm,现浇板内应配置纵、横向受力钢筋,并应通过植筋与既有主拱圈进行可靠连接,顺桥向植筋间距不宜大于 300mm,种植钢筋直径不宜小于 12mm。
- 6 预制节段拼装接缝处采用钢筋混凝土、钢板或钢混组合结构套箍进行局部加固时,加固范围应大于原现浇接头纵向长度,且不得小于接头处截面高度的 2 倍。

10.5.6 大跨径钢拱桥、钢混组合拱新增横向联系或改造既有横向联系加固时,相关构造应符合现行《公路钢管混凝土拱桥设计规范》(JTG/T D65-06)的有关规定。

10.5.7 主拱圈增设系杆加固时,构造应符合下列规定:

- 1 在桥面以上增设系杆(索)时,宜布置在吊索区范围内。
- 2 刚性系杆应与原行车道系横梁进行可靠连接,柔性系索应通过支架体系支撑在既有行车道系的纵梁或横梁上。

3 新增系杆(索)宜靠近主拱对称布置,系杆(索)的锚固位置应设置锚块、横梁等传力构件。

10.5.8 腹拱圈由两铰拱改造为三铰拱时,宜在腹拱圈跨中下缘增设预切缝,切缝深度宜为 $1/5$ 拱圈厚度;主拱圈或腹拱圈由两铰拱改变为无铰拱时,新增截面承压面积不应小于原拱圈在拱脚处的截面面积,新增截面内应配置纵向钢筋和箍筋,纵向钢筋应通过增大拱脚尺寸、植筋与原结构可靠连接。

10.5.9 中、下承式拱桥增加纵梁时,构造应符合下列规定:

- 1 新增纵梁可采用钢结构或混凝土结构,并应沿桥跨纵向通长设置。
- 2 在桥面以上增设纵梁时,纵梁可通过兜吊方式与既有横梁连接;在桥面以下增设纵梁时,纵梁可通过固接或兜吊等方式与既有横梁可靠连接。

10.5.10 中、下承式拱桥,增设辅助吊杆(索)、系杆(索)或更换吊杆(索)、系杆(索)时,构造应符合下列规定:

- 1 新增辅助吊杆(索)、系杆宜对称布置在原吊杆(索)、系杆(索)两侧,辅助吊杆(索)截面面积不应小于原吊杆(索)截面面积。
- 2 吊杆(索)、系杆(索)更换宜借助工具式吊杆、系杆进行。
- 3 系杆(索)更换应逐根进行,更换过程中的系杆(索)力应在预控范围内。
- 4 更换后的短吊杆(索)上、下端应采用球铰或耳板连接。
- 5 更换后的吊杆(索)、系杆(索)及其锚固系统防水、防腐性能应满足设计要求。

10.5.11 拱上结构加固时,构造应符合下列规定:

- 1 腹拱圈拱腹增大截面加固时,应对腹拱拱座进行相应加固。
- 2 腹拱拱脚新增支撑牛腿时,应在拱脚增设楔形支撑垫块,并应水平支撑在新增牛腿上,垫块边缘与牛腿边缘距离不宜小于 50mm,垫块和牛腿与原结构应可靠连接,且二者中间应设置支座。
- 3 拱上侧墙增加横向拉杆或注浆锚杆时,拉杆或锚杆间距不应大于 2.0m。
- 4 拱上填料注浆加时,注浆范围应在缺陷范围基础上外延不少于 1.5m。
- 5 拱上结构加固时,应恢复和保留原变形缝,变形量不足时应进行改造。

11 斜拉桥加固

11.1 一般规定

11.1.1 根据斜拉桥缺损状况,可进行结构加固和局部补强。

11.1.2 对斜拉桥可采用增强主梁横向联系、索力调整或换索、增加构件等方法进行结构加固。

11.1.3 斜拉索索力调整或换索时,应实测主梁、索塔线形及拉索索力作为加固设计依据。

11.1.4 斜拉索更换应按病害严重程度确定更换次序。斜拉桥索力调整应以优化索力及改善结构受力状况为目标,兼顾主梁线形及索塔变位。

11.1.5 加固导致斜拉桥自重增加、索力变化时,应对相关主要部件进行验算。

11.1.6 斜拉桥加固后主梁、索塔及斜拉索气动外形发生变化,应对加固后的结构进行动力特性分析和抗风验算。

11.1.7 对斜拉桥开展结构加固和局部补强设计时,设计应明确加固施工流程、工艺及施工监控要求,并应对各工况下的新、旧结构进行验算。

11.1.8 斜拉桥的结构加固和局部补强除应符合本章的有关规定外,尚应符合本规范第5~9章的有关规定。

11.2 结构加固

11.2.1 斜拉桥主梁承载能力不足时,主梁加固可按本规范第9章的有关规定执行。

11.2.2 分体式箱形截面、边箱梁截面主梁增强横向整体性时,可采取增设中间横梁的措施进行加固。

11.2.3 斜拉桥主梁线形异常或索力偏差较大时,可采取斜拉索索力调整措施进行加固。

11.2.4 斜拉索承载能力不足、索体断裂、防护体系完全失效、索体或锚具损伤严重,宜进行斜拉索更换。

11.2.5 索塔下横梁承载能力不足或开裂时,可采取增加斜撑等措施进行加固。

11.2.6 斜拉桥抗风稳定不足时应进行加固,并应符合下列规定:

- 1 主梁可通过增加辅助墩、增加或改造风嘴、改造栏杆形状或增加导流装置等措施进行综合处治。
- 2 斜拉索可通过增设阻尼器、辅助索或改变索体气动外形等措施进行处治。
- 3 抗风支座、阻尼器及拉索减振装置等抑振设施损坏或性能不满足要求时,应对其进行修复或更换。

11.3 局部补强

11.3.1 斜拉桥索、梁锚固区的加固应符合下列规定:

- 1 混凝土主梁的索、梁锚固区开裂或承载能力不足时,可通过局部增大截面、粘贴钢板进行加固。
- 2 钢主梁、钢混组合结构主梁的索、梁锚固区开裂或承载能力不足时,可采取在锚固区周边增加传力板件或对既有构件增大截面、粘贴钢板加固,降低原锚固区周边钢构件的应力水平等措施。

11.3.2 斜拉桥索塔加固时,应符合下列规定:

- 1 混凝土索塔的索、塔锚固区开裂或承载能力不足时,可通过局部增大截面并配环向预应力或粘贴钢板进行加固。
- 2 钢索塔的索、塔锚固区开裂或承载能力不足时,可在锚固区周边增加传力板件或对既有构件增大截面、粘贴钢板加固。
- 3 钢锚梁与索塔结合部位出现开裂、开焊等病害时,可采取局部增大截面或增加传力板件等措施进行加固。

11.3.3 混合结构主梁的钢混结合段出现脱开、滑移等病害时,可采用局部增大截面或分区置换等方法进行加固处治。

11.3.4 斜拉索护套破损影响其安全使用时应进行加固,并应符合下列规定:

- 1 成品索防护局部破损、开裂失去防护功能时,可采用同材料的 PE 进行修补,并可在护套外部缠包 PVF 缠包带。

2 PE 护套局部老化开裂或环状开裂且难以修复时,可通过护套更换进行处治。

11.3.5 钢结构主梁桥面铺装无法满足使用要求时,应综合考虑结构特点、交通荷载状况、环境气候条件和施工条件等因素选择适宜的铺装结构对其进行更换。

11.4 加固计算

11.4.1 斜拉桥加固导致结构自重或气动外形发生变化时,除应进行静力分析外,尚应进行稳定分析和动力分析,加固施工阶段和加固后成桥状态下结构的强度、刚度和稳定性应满足现行规范要求。

11.4.2 斜拉索换索时,加固计算应符合下列规定:

- 1 斜拉索更换顺序应通过计算确定,新换斜拉索的承载能力应符合现行《公路斜拉桥设计规范》(JTG/T 3365-01)的有关规定。
- 2 新更换的斜拉索索力可根据更换后的结构线形、应力等目标值经计算确定。
- 3 斜拉索更换应计算主梁、索塔、斜拉索控制截面的位移、应力等,并应进行施工全过程验算,验算内容应包括各施工阶段的主梁挠度、索塔偏位、相邻斜拉索索力及各承重构件的承载能力等。采用非对称方式更换斜拉索时,应计算主梁因扭转产生的附加应力。

11.4.3 斜拉索调索时,其加固计算应符合下列规定:

- 1 斜拉索调索顺序应通过计算确定,调索后斜拉索的承载能力应符合现行《公路斜拉桥设计规范》(JTG/T 3365-01)的有关规定。
- 2 斜拉索调索后的索力目标值应根据斜拉索承载能力、结构应力和线形等综合确定。
- 3 斜拉索调索应计算主梁、索塔、斜拉索控制截面的位移、应力等,并应进行施工全过程验算,验算内容应包括各施工阶段的主梁挠度、索塔偏位及各承重构件的承载能力等。

11.4.4 斜拉桥主梁、索塔进行构件补强加固时,其加固计算应符合现行《公路斜拉桥设计规范》(JTG/T 3365-01)及本规范第5~9章的有关规定。

11.4.5 斜拉桥主梁、索塔锚固区进行局部加固时,应对应力扰动区进行承载能力验算。

11.5 构造要求

11.5.1 斜拉桥构件采用增大截面加固、粘贴钢板加固、粘贴纤维复合材料加固、增

设体外预应力加固等方法时，其构造要求应符合本规范第 5 ~ 8 章的有关规定。

11.5.2 斜拉桥主梁构件或杆件更换、混凝土局部置换等的构造要求应符合本规范第 9 章的有关规定。

11.5.3 混合结构主梁的钢混结合段局部补强时，其构造要求应符合现行《公路钢混组合梁桥设计与施工规范》(JTG D64-01)的有关规定。

11.5.4 新更换斜拉索宜采用智能斜拉索或设计专用测力装置，其构造应符合下列规定：

- 1 新更换斜拉索索体、锚具构造应与原结构相匹配，并应便于张拉、检查和更换。
- 2 新换斜拉索的构造设计应符合现行《公路斜拉桥设计规范》(JTG/T 3365-01)的有关规定。
- 3 新更换斜拉索锚头应设计专用排水通道，并宜设置专用通风、除湿设备及配套组件。

11.5.5 斜拉索 PE 护套采用 PVF 缠包加固时，其构造应符合下列规定：

- 1 加固用 PVF 缠包带相邻缠绕层的重叠率不应小于 50%。
- 2 斜拉索索导管内的缠包范围不宜小于 300mm，缠包带端部应采用夹箍固定。

11.5.6 斜拉桥主梁、索塔通过增设气动措施改善或提高抗风性能时，应通过专项研究确定气动措施的构造，并应通过风洞试验或虚拟风洞试验对其有效性进行验证。

11.5.7 通过增加阻尼器改善斜拉索抗风性能时，阻尼器的设计宜综合考虑阻尼器安装位置、阻尼器刚度、阻尼非线性、斜拉索垂度与倾角等因素的影响。黏滞性阻尼器的阻尼系数应按现行《公路桥梁抗风设计规范》(JTG 3360-01)的有关规定计算确定。

12 悬索桥加固

12.1 一般规定

12.1.1 根据悬索桥缺损状况,可进行结构加固和局部补强。

12.1.2 对悬索桥可采用加强主缆防护、更换吊索、改善动力性能等方法进行结构加固。

12.1.3 吊索更换时,应实测加劲梁、主缆与索塔线形、吊索索力作为加固设计依据。

12.1.4 加固导致悬索桥加劲梁或索塔自重增加时,应对相关主要部件进行验算。

12.1.5 悬索桥加固后加劲梁、索塔主缆及吊索气动外形发生变化,应对加固后结构进行动力特性分析和抗风验算。必要时应进行风洞试验或数值模拟风洞试验。

12.1.6 对悬索桥开展结构加固和局部补强设计时,应明确加固施工流程、工艺及施工监控要求,并应对各工况下的新、旧结构进行验算。

12.1.7 悬索桥加固设计时,应按照构件腐蚀环境、工作条件、维护条件等进行防腐设计。

条文说明

本章修订主要从结构满足安全性、耐久性的角度进行加固设计规定。安全性是指结构及构件强度、刚度、稳定性等受力性能满足设计要求;耐久性是指结构及构件在预定的期限内的正常使用性能满足设计要求。

12.1.8 锚碇出现异常变位时,应通过专项研究确定其加固方案。

12.1.9 悬索桥的结构加固和局部补强除应符合本章的有关规定外,尚应符合本规范

第5~9章的有关规定。

12.2 结构加固

12.2.1 悬索桥主缆加固时，应符合下列规定：

- 1 主缆钢丝严重锈蚀或断丝时，可根据病害严重程度采用钢丝局部拼接更换、增加辅助斜拉索等方法进行加固。
- 2 因主索鞍移位导致主缆线形产生偏差时，可对主索鞍位置进行纠偏。
- 3 主缆下挠时，可采用跨中减载、不平衡配重等方法调整主缆线形。
- 4 主缆防护体系失效时，可采取更换防护体系的措施进行处治，并应在主缆内部采取除湿措施。
- 5 主缆缠丝锈蚀或表面涂装破损时，应对锈蚀或破损部位进行更换或修复。主缆表面涂装老化开裂时，可采用 PVF 缠包带进行防护。
- 6 主缆内部存在积水时，可通过在主缆下缘设置排水孔进行临时处治，待积水排除后应对排水孔位置进行修复，修复后应进一步对主缆进行除湿。

12.2.2 悬索桥吊索加固时，应符合下列规定：

- 1 成品索防护局部破损、开裂，失去防护功能时，可采用同材料的 PE 进行修补，或在护套外部缠包 PVF 缠包带补充防护。
- 2 钢丝、钢绞线局部裸露、锈蚀并经评估可修复利用时，应对锈蚀钢丝、钢绞线除锈。
- 3 吊索索夹螺杆紧固力不足时，可通过螺杆复拧进行处治；索夹或螺杆病害严重且无法修复时，可通过更换索夹或螺杆进行处治；吊杆索夹变位时，可在吊杆卸载后对索夹进行复位。

12.2.3 吊索承载能力不足、吊索断裂、吊索与成桥索力偏差较大、吊索防护体系完全失效、吊索护套或锚具损伤严重时，宜进行吊索更换，用于更换的新索应针对吊索病害成因进行必要的改进设计。

12.2.4 通过改善悬索桥动力性能进行抗风稳定加固时，应符合下列规定：

- 1 主梁可采取增加或改造风嘴、改造栏杆形状或增加导流装置等措施进行综合处治。
- 2 吊索可通过增设横向连接器抑制索体振动。
- 3 抗风支座、阻尼器或吊索横向连接器等抑振设施损坏或性能不满足要求时，应对其进行修复或更换。

12.3 局部补强

12.3.1 悬索桥吊索索夹加固时,应符合下列规定:

- 1 吊索索夹螺杆紧固力不足时,可通过螺杆复拧进行处治。
- 2 索夹或螺杆病害严重且无法修复时,可通过更换索夹或螺杆进行处治。
- 3 吊杆索夹变位时,可在吊杆卸载后对索夹进行复位。

12.3.2 悬索桥加劲梁局部补强时,应符合下列规定:

- 1 加劲梁索、梁锚固区开裂或承载能力不足时,可采取在锚固区周边增加传力板件或对既有构件增大截面、粘贴钢板加固等措施,降低原锚固区周边钢构件的应力水平。
- 2 混合结构主梁的钢混结合段出现脱开、滑移等病害时,可采用局部增大截面或分区置换等方法进行加固处治。

12.3.3 正交异形钢桥面板抗疲劳加固应符合下列规定:

- 1 U肋与顶板焊缝、U肋与横隔板脚趾焊缝开裂时,可采用焊接的方法进行修复。
- 2 原正交异性钢桥面板的U肋与顶板采用单侧焊接时,宜在U肋内侧将U肋与顶板焊接;U肋与顶板连接焊缝处裂纹贯通顶板时,增加U肋内焊缝后应对顶板开槽补焊。
- 3 U肋与横隔板连接处U肋腹板开裂时,可通过粘贴L形钢板进行加固。
- 4 顶板开裂时,可通过局部粘贴钢板进行加固。横隔板开裂时,可通过在横隔板两侧增加钢盖板进行加固。
- 5 桥面板强度或刚度不足时,可通过在桥面板顶面粘贴横向条带钢板或采用高性能混凝土进行增大截面加固。

12.3.4 悬索桥索鞍病害处治时,应符合下列规定:

- 1 鞍座偏位超限时,可采取顶推复位、桥面减载等措施进行纠偏。
- 2 主索鞍和散索鞍(套)锚栓、螺栓出现开裂或断裂时,应对其进行更换。
- 3 索鞍结构出现裂纹时,应通过专项研究确定处治方案。

12.3.5 悬索桥索塔加固可按本规范第11章的有关规定执行。

12.4 加固计算

12.4.1 悬索桥上部结构加固导致结构自重或气动外形发生变化时,除应进行静力分析外,尚应进行稳定分析和动力分析,加固施工阶段和加固后成桥状态下结构的强度、刚度和稳定性应满足现行规范要求。

12.4.2 悬索桥主梁、索塔进行构件补强加固时，其加固计算应符合现行《公路悬索桥设计规范》(JTG/T D65-05)及本规范的有关规定。

12.4.3 悬索桥主梁锚固区进行局部加固时，应对应力扰动区进行承载能力验算。

12.4.4 吊索换索时，其加固计算应符合下列规定：

1 吊索更换顺序应通过计算确定，新换吊索及临时吊索的承载能力应符合现行《公路悬索桥设计规范》(JTG/T D65-05)的有关规定。

2 新更换的吊索索力可根据更换后的结构线形、应力等目标值经计算确定。

3 吊索更换应计算加劲梁、索塔、主缆、吊索控制截面的位移、应力等，并应进行施工全过程验算，验算内容应包括各施工阶段的加劲梁挠度、索塔偏位、主缆线形、相邻吊索索力及各承重构件的承载能力等。采用非对称方式更换吊索时，应计算主梁因扭转产生的附加应力。

12.5 构造要求

12.5.1 悬索桥上部结构采用增大截面加固、粘贴钢板加固、粘贴纤维复合材料加固、增设体外预应力加固等方法进行补强加固时，其构造要求应符合本规范第5~8章的有关规定。

12.5.2 悬索桥加劲梁构件或杆件更换、混凝土局部置换等的构造要求应符合本规范第9章的有关规定。

12.5.3 主梁钢混结合段局部补强时，其构造要求应符合现行《公路钢混组合梁桥设计与施工规范》(JTG D64-01)的有关规定。

12.5.4 新更换吊索宜采用智能吊索或设计专用测力装置，其构造应符合下列规定：

1 新更换吊索索体、锚头构造应与原结构相匹配，并应便于张拉、检查和更换。

2 新换吊索的构造设计应符合现行《公路悬索桥设计规范》(JTG/T D65-05)的有关规定。

12.5.5 主缆或吊索采用PVF缠包加固构造应符合下列规定：

1 加固用PVF缠包带相邻缠绕层的重叠率不应小于50%。

2 吊索索导管内的缠包范围不宜小于300mm，缠包带端部应采用夹箍固定。

3 主缆索夹处应缠包紧密，并用夹箍固定。

12.5.6 主缆防护体系更换时，新的防护体系应符合现行《公路悬索桥设计规范》

(JTG/T D65-05)的有关规定。

12.5.7 悬索桥加劲梁、索塔通过增设气动措施改善或提高抗风性能时，宜通过专项研究确定气动措施的构造，并应通过风洞试验或虚拟风洞试验对其有效性进行验证。

12.5.8 锚室或索鞍增设专用除湿设备时，设备选型及设备功率等应符合现行《公路悬索桥设计规范》(JTG/T D65-05)的有关规定。

交通运输部信息公开
浏览专用

13 桥梁下部结构加固

13.1 一般规定

13.1.1 根据桥梁下部结构缺损状况，可进行结构加固和局部补强。

13.1.2 桥梁下部加固可采用增加构件、增加注浆锚杆、纠偏复位等方法进行加固。

13.1.3 桥梁下部结构在外力作用下产生倾斜变位、开裂等病害，应先判明原因与影响范围，宜在消除或卸载不利作用并纠偏复位后，再进行结构加固。

13.1.4 对桥梁下部结构开展结构加固和局部补强设计时，应关注上部结构在施工过程的稳定性，必要时应对施工过程中安全保障措施、施工监控等提出明确要求。

13.1.5 下部结构加固设计应同时考虑耐久性防护，水位变动区桥墩、承台等加固应根据病害类型、环境类别明确工艺措施和材料性能指标。

条文说明

水位变化区各构件受有害离子侵蚀、冰凌泥沙磨蚀、冻融循环作用，易发生各类病害，维修加固时建议论证病害类别、产生原因、环境影响等因素，并参照现行《公路工程混凝土结构耐久性设计规范》(JTG/T 3310)进行加固设计。

13.1.6 墩台受冲击损伤，应经论证或采取必要措施，确保安全后再移除撞击物，经全面检测后根据损伤程度进行加固。

条文说明

墩台被撞击后，撞击物可能与墩台共同处于临时稳定平衡状态，如贸然移动将可能破坏这种平衡，造成更大的次生事故。故移除前需要进行详细论证或采取必要的支护措施，确保桥梁主体结构安全。

13.1.7 通航桥梁应根据桥梁通航安全风险及抗撞性能综合评估结论,增设防撞保护装置。

条文说明

参照《船舶碰撞桥梁隐患治理三年行动实施方案》(交水办[2020]69号)和现行《公路桥梁抗撞设计规范》(JTJ/T 3360-02)、《公路桥梁防船撞装置技术指南》(T/CHTS 20005—2018)执行。

13.1.8 桥梁下部结构的结构加固和局部补强除应符合本章的有关规定外,尚应符合本规范第5~9章的有关规定。

13.2 结构加固

13.2.1 盖梁的加固应按本规范第5~9章的有关规定执行。

13.2.2 主梁在桥墩位置为单点支撑时,可根据主梁抗倾覆验算结论采取增加墩柱或盖梁、独柱墩改造为墩梁固结、增设抗拉拔装置等措施进行加固。

13.2.3 圯工墩台整体性较差时,可采取增设混凝土加厚层、框架梁、增加预应力拉杆或注浆锚杆等措施增强其整体性。

13.2.4 下部结构发生偏位时,纠偏应遵循下列原则:

- 1 桥台、墩柱倾斜等的复位可采用外力纠偏法或基底堆载、卸载纠偏法。
- 2 下部结构复位时应关注上部结构,如需纠偏可一并实施,采用液压同步顶升并设反力装置复位的方法。
- 3 进行桥梁结构物纠偏复位前应明确导致桥梁位移出现的原因,在复位前进行处治,并采取相应防范措施。
- 4 必要时应设置临时支撑体系,宜采用便于安装与拆除的钢管支撑。

13.2.5 下部结构稳定性不足时,可通过增大构件截面或增加系梁、承台等措施进行加固。

13.3 局部补强

13.3.1 桩柱式桥墩的墩身与桩基结合部位缺损严重时,可采取局部增大截面、钢抱箍内灌注混凝土等措施进行加固。

13.3.2 预制拼装结构接缝部位可通过局部增加钢筋混凝土套箍或钢套箍恢复其整体性。

13.3.3 台后填土不密实、沉降过大导致桥台开裂或异常变位时，可通过换填或注浆进行加固，换填时应重做台后防、排水系统。

13.3.4 桥下净空不足时，可采取降低被交路路面高程、加高墩台或调整支座垫石高度等措施进行加固。

13.4 加固计算

13.4.1 下部结构墩台身及系梁等构件的加固计算应符合本规范第5~8章的有关规定。

13.4.2 墩台盖梁加固后跨中部分的跨高比 $l/h > 5.0$ 时，应按本规范第5~8章的有关规定进行承载力验算。

13.4.3 墩台盖梁加固后跨中部分的跨高比 $2.5 < l/h \leq 5.0$ 时，其承载力验算应符合下列规定：

- 1 按本规范第5~8章的有关规定计算的正截面抗弯承载力应乘以系数 $(0.75 + 0.05l/h)$ 。
- 2 抗剪截面验算时应乘以系数 $0.1(l/h + 10.3)$ ，并应符合本规范第5~9章的有关规定。
- 3 按本规范第5~8章的有关规定计算的斜截面抗剪承载力应乘以系数 $0.1(14 - l/h)$ 。

13.4.4 墩台盖梁的悬臂部分承受竖向力作用时，其加固后承载力验算应符合下列规定：

- 1 当竖向力作用点至柱边缘的水平距离(圆形截面可换算为边长等于0.8倍直径的方形截面柱)大于盖梁截面高度时，按本规范第5~9章的有关规定进行计算。
- 2 当竖向力作用点至柱边缘的水平距离小于或等于盖梁截面高度时，可按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定采用拉压杆模型进行计算，截面尺寸按加固后尺寸取值，新增拉杆的抗拉设计强度按80%计取。

13.4.5 布置双支座的独柱墩墩帽顶部横向受拉部位的抗拉承载力，可按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的有关规定采用拉压杆模型进行计算，截面尺寸按加固后尺寸取值，新增拉杆的抗拉设计强度按80%计取。

13.4.6 钢筋混凝土盖梁加固后,跨中部分跨高比为 $2.5 < l/h \leq 5.0$ 时,其最大裂缝宽度应按本规范第5~9章的有关规定进行计算,系数 C_3 可取为 $(1 + 0.4l/h)/3$ 。

13.4.7 钢筋混凝土盖梁加固后,跨中部分的跨高比 $l/h > 5.0$ 时,其挠度验算应符合本规范第5~9章的有关规定。

13.4.8 下部结构采用增大截面法加固时,应根据需要对地基与基础进行验算。

13.4.9 下部结构纠偏复位时,应对临时支撑体系、限位构件等进行强度、刚度、稳定性及局部承压验算。

13.5 构造要求

13.5.1 下部结构采用增大截面、粘贴钢板、粘贴纤维复合材料和增设体外预应力等方法进行加固时,其构造要求应符合本规范第5~8章的有关规定。

13.5.2 墩柱通过外包钢抱箍内灌注混凝土进行补强加固时,其构造应符合下列规定:

- 1 钢抱箍壁厚不宜小于10mm,其内壁与墩柱表面的间隙不宜小于100mm。
- 2 在墩柱全高增设钢抱箍时,钢抱箍应通过法兰盘、锚栓与相邻盖梁、承台进行有效连接。
- 3 钢抱箍内壁应设置剪力键,原墩柱应进行表面凿毛并种植抗剪钢筋。
- 4 钢抱箍内灌注的混凝土强度等级不应小于原墩柱混凝土强度等级,且不应小于C30。

13.5.3 下部结构增加系梁加固时,其构造除应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)、《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG 3363)的有关规定外,尚应满足下列要求:

- 1 新增系梁纵向钢筋间距不应大于200mm。
- 2 新增系梁纵向钢筋应植入原墩柱内,植筋锚固深度应符合本规范第5章的有关规定。

13.5.4 下部结构增加承台加固时,其构造除应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)、《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG 3363)的有关规定外,尚应满足下列要求:

- 1 原墩柱设置横系梁时,新增承台宜叠置在原横系梁上或将原横系梁置于新增承台内。

2 将原横系梁置于新增承台内时，新增承台表面与原横系梁表面的距离不应小于200mm，且二者应种植钢筋进行可靠连接。

3 位于原墩柱范围内的新增承台受力主筋应植入原墩柱内，植筋锚固深度应符合本规范第5章的有关规定。植筋深度无法满足要求时，相应钢筋应按构造钢筋考虑。

13.5.5 桥台台身增设框架梁辅以注浆锚杆加固时，其构造应符合下列规定：

1 框架梁混凝土强度等级不应小于 C30。

2 框架梁的肋宽不宜小于 250mm，厚度不宜小于 200mm，肋间距不宜大于 2m。

3 框架梁应设置直径不小于 22mm 的纵向钢筋，并通过种植钢筋与原桥台台身有效连接，种植钢筋直径不小于 16mm，植筋间距不应大于 400mm。

4 注浆锚杆应设置在框架梁横肋、竖肋的交叉节点处，锚杆外露部分应采用混凝土封锚或进行防腐处理。

13.5.6 桥台更换台后填土时，宜采用轻质混凝土、片石混凝土等免压实材料填筑，亦可采用砂性土、级配碎石等透水性材料或无机结合料填筑。

14 基础与地基加固

14.1 一般规定

14.1.1 根据桥梁基础缺损状况,可进行结构加固和局部补强。

14.1.2 桥梁基础可采用增加构件、地基注浆、增大基础底面积、纠偏复位等方法进行结构加固。

14.1.3 桥梁基础加固应注意过程控制,并符合下列规定:

1 基础加固应保证上部结构在施工过程的稳定性,必要时应增加临时设施,并对沉降、位移等主要指标的监测提出技术要求。

2 基础加固应避免扰动原基础和周边建筑,基坑开挖深度以及土体稳定应符合相关规范要求,条件受限时应采取加固或支护措施。

3 水中基础加固应考虑损坏位置、有效埋深、水流流速、桥下净空、通航要求等因素影响。

4 扩大基础增大基底面积加固时,应对地基承载力进行原位测试,达不到设计要求时,应采取设置砂砾垫层、砂石桩等措施对地基进行加固。

5 新增桩基按摩擦桩设计时,宜按设计桩顶反力采用等效荷载进行预压。

14.1.4 桥梁基础加固应根据病害类型、环境类别明确工艺措施和材料性能指标。

条文说明

水位变动区各构件受有害离子侵蚀、冰凌或泥沙磨蚀、冻融循环作用,土体中的不良介质亦影响结构耐久性,基础加固时需根据病害类别、病害成因、环境影响因素等,参照现行《公路工程混凝土结构耐久性设计规范》(JTG/T 3310)进行耐久性设计。

14.1.5 处治因基础沉降引起的上部结构、下部结构病害时,应优先对地基进行加固。

条文说明

基础沉降引起的墩台身、上部结构等病害,如仅针对既有病害处治,不能根治,设

计时需要与地基加固一并考虑。

14.1.6 基础加固时，应根据需要判明土体或岩体的类别、工程特性和周边环境的影响，必要时应补充勘探或原位测试。

条文说明

由地基引发的病害多与两方面因素有关，一是地基勘察深度不足，未发现局部软弱土层或取样测试环节存在瑕疵；二是地基环境发生变化，影响其工程特性，如地下水位变化影响其承载力、附近堆筑填土引起负摩阻力及周边扰动引起挤土效应等。

14.1.7 基础加固时，应分析评价加固方法、施工工艺对既有构造物附加变形的影响。

14.1.8 桥梁基础的结构加固和局部补强除应符合本章的有关规定外，尚应符合本规范第5~8章的有关规定。

14.2 结构加固

14.2.1 基础承载力不足或发生沉降时，应采用下列方法进行加固：

- 1 桩基础可采取增加桩基、桩周注浆、基底注浆等措施进行加固。
- 2 扩大基础可采取增大基础底面积、基底注浆、增设基桩、改为桩基础等措施进行加固。

14.2.2 基础受堆载、开挖等因素影响发生异常变位或结构损伤，宜采取增加卸载沟、应力释放孔等措施卸除水平推力，再进行复位或结构加固。

条文说明

通常情况下桥梁的墩身、桩基配筋不考虑水平抗弯。堆载或开挖等引起的软弱土层横向滑移，相当于给基础施加了水平荷载，易造成桩基的横向承载力不足，引起变位、开裂甚至剪断。基础变位联动下部结构、上部结构和桥面系发生变位和损伤，情况严重时可能引起桥梁垮塌。堆载或开挖等影响较小时，通过设置变形缝卸除水平推力。影响较大时，通过增设桩基、承台和横系梁形成排架桩或群桩，提高基础的抗推刚度和承载力。

14.2.3 基础冻胀可采取基侧换填、增设隔离层或分离套管等方法进行处治。

14.2.4 涉河、涉水桥梁一般冲刷较大,基础大量外露时,除应对外露基础进行必要的加固外,尚应对河道采取上游设导流坝、下游设回淤坝等措施进行综合治理。

14.3 局部补强

14.3.1 桩基础局部缺损时,可采用增大截面法、增设钢抱箍内灌混凝土或纤维复合材料套筒内灌复合砂浆等方法进行局部补强。

14.3.2 扩大基础基底局部脱空时,应采用混凝土将脱空部位填塞密实,并在基础周边增设群墙进行防护。

14.3.3 基础局部冲刷较大时,可依据水文特征、地质条件采用抛石、砌石防护、石笼等进行防冲刷加固。

14.4 加固计算

14.4.1 扩大基础增大基础底面积加固后应进行抗弯、抗冲切等验算,基底面积应按现行《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG 3363)的有关规定由地基承载力和基础偏心距验算确定,并进行沉降、稳定性验算。

14.4.2 桩基础应进行承载力、沉降等计算并考虑二阶段受力。增补桩基加固计算应考虑新、旧桩基支撑条件、桩径、桩间距等因素。增补桩基数量及群桩基础沉降量应按现行《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG 3363)的有关规定进行计算。

14.4.3 基础冲刷加固计算时,考虑因素应符合下列规定:

- 1 基础的冲刷深度应取现有河床断面计算最大冲刷深度。
- 2 回淤坝顶、底面高程应按实际冲刷深度计算。基础承载力验算应考虑回淤影响。
- 3 桩基承载能力验算应考虑冲刷深度变化的影响。采用抛石防护的桩基,其承载力应计入抛石的负摩阻力。

14.5 构造要求

14.5.1 基础采用增大截面、粘贴钢板等方法进行加固时,其构造要求应符合本规范第5章、第6章及第10章的有关规定。

14.5.2 桩基通过钢抱箍内灌注混凝土加固时,其构造要求应符合本规范第13.5.2条的有关规定。

14.5.3 桩基通过纤维复合材料套筒内灌复合砂浆进行耐久性加固时，其构造应符合下列规定：

- 1 纤维复合材料套筒应通过在顶部、底部设置卡环或采用钢钉进行定位。
- 2 纤维复合材料套筒与桩基之间应设置限位器，套筒内壁与桩基表面的间隙不应小于 20mm。
- 3 纤维复合材料套筒底部应采用橡胶密封条等可压缩材料封底，顶部应采用结构胶进行密封。

14.5.4 增补桩基、承台加固应符合下列规定：

- 1 新增桩基的直径不宜大于既有桩基直径，其构造应符合现行《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG 3363)的有关规定。
- 2 增补桩基加固应考虑新增桩基的成孔方法对既有基础的影响。灌注桩成孔方法应综合考虑原桩基深度、地基类型、桥下空间等因素确定。
- 3 静压桩应考虑压桩对临近桩基以及地面隆起的影响，影响过大时，应采取可靠措施予以消除。
- 4 新增承台构造应符合本规范第 13.5.4 条的有关规定。

14.5.5 通过增加应力释放孔进行基础复位或卸除由堆载、开挖等引起的基础水平推力时，应符合下列规定：

- 1 增加应力释放孔适用于淤泥、淤泥质土等软弱地基。
- 2 钻孔位置和取土顺序应根据基础异常变位情况和土层性质确定。
- 3 钻孔的直径及深度应根据基础类型、基础尺寸和附加应力的影响范围等确定，取土深度不应小于 3m，钻孔直径不应小于 300mm。
- 4 设计应明确钻孔顺序、基础复位控制值及复位控制速率，并对复位过程中的施工监控提出技术要求。
- 5 基础复位完成后，应采用砂砾或碎石对应力释放孔回填密实。

14.5.6 通过开挖卸载沟进行基础复位或卸除由堆载、开挖等引起的基础水平推力时，应符合下列规定：

- 1 卸载沟的开挖范围、沟槽位置、宽度、深度应根据基础异常变位程度、地基土性质、基础尺寸、上部结构支反力中心位置等，结合实际工程经验和现场试验综合确定。
- 2 设计应明确基础复位控制值及复位控制速率，并对复位过程中的施工监控提出技术要求。
- 3 基础复位完成后，应采用砂砾、碎石或卵石对卸载沟进行回填并分层压实。

14.5.7 地基采用注浆加固时，应符合下列规定：

- 1 注浆孔可在基础周边或基础内按矩形或梅花形布置,注浆孔间距视浆液有效扩散距离、注浆相互重叠宽度而定,可取 1.0~2.0m。
- 2 注浆量、注浆有效范围根据实际情况和工程经验确定,注浆点上的覆盖土厚度不宜小于 2.0m。
- 3 注浆加固设计应按分序加密的原则明确注浆顺序。
- 4 注浆加固设计应明确注浆结束标准,宜按注浆压力、注浆量、注浆孔单位吸浆量或周边环境变化达到设计要求作为控制原则。

14.5.8 基础防冲刷加固应符合下列规定:

- 1 采用砌石进行冲刷防护时,宜在桥位上游 6~8m 至桥位下游 8~12m 范围铺砌浆砌片石。
- 2 采用抛石、石笼等措施进行扩大基础(或承台)冲刷防护时,其防护高度应达到基础底面以上 1.0m,顶面坡度应不大于 1:1。
- 3 抛石防护高度宜为石料粒径的 3~4 倍,并不得小于石料粒径的 2 倍。

15 桥梁抗震加固

15.1 一般规定

15.1.1 本章适用于中小跨径梁桥、拱桥的抗震加固设计，斜拉桥、悬索桥、单跨跨径超过 150m 的梁桥和拱桥抗震加固应进行专门研究。桥梁震后的病害处治或构件加固可按本规范其他章节的有关规定执行。

条文说明

单跨跨径超过 150m 的特大跨径桥梁，以及大跨径的斜拉桥和悬索桥等特殊桥梁在日常的交通和经济运行中占据非常重要的地位，并常常处于震后交通生命线的关键节点部位，部分桥梁甚至还承担电力、城市用水等的输送功能，其抗震设防标准与性能目标要根据其功能需求进行深入的研究，故不在本规范加固适用范围内。

15.1.2 桥梁抗震性能评价应按现行《公路桥梁抗震性能评价细则》(JTG/T 2231-02)的有关规定执行。

15.1.3 桥梁抗震加固的抗震设防标准应符合现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的有关规定。

15.1.4 E1 和 E2 地震作用下不同设防类别桥梁所采用的抗震分析方法和桥梁结构构件抗震能力计算除应符合现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的有关规定外，尚应符合下列规定：

- 1 E1 地震作用下，应对被加固构件进行强度验算。
- 2 E2 地震作用下，应按现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的有关规定验算加固后桥墩潜在塑性铰区域沿顺桥向和横桥向的塑性转动能力或验算桥墩墩顶的位移。
- 3 E2 地震作用下，对于桩基础的加固方法和加固后的抗震验算，需进行专题研究。

条文说明

桥梁桩基础抗震加固工程量大，造价高，如果桩基础抗震能力不足，首先建议采用

减隔震加固方法，减小桩基础的地震反应方面。如采用减、隔震加固方法，桩基础仍然满足不了现行桥梁抗震规范的要求，可进行专门研究，考虑适当放宽对桩基础的抗震性能要求，容许桩基础进入有限延性工作状态。

15.1.5 桥梁抗震措施的使用不宜导致桥梁主要构件的地震反应发生明显改变，否则，在进行抗震分析时，应考虑抗震措施的影响。

条文说明

抗震加固设计不能因局部加强或刚度突变而产生新的薄弱部位，同时需考虑结构刚度增大而导致地震作用效应增大的影响。

15.1.6 基础抗震加固设计时应考虑土的特性及各种可能的破坏模式。

条文说明

在桥梁抗震加固中，基础的加固可能是最昂贵的。震后发现的基础缺陷主要有承台弯曲强度、剪切强度、承台/柱剪切强度、桥墩纵筋锚固、桩承载力和抗倾覆能力等不足。

15.1.7 桥梁抗震加固除应符合本章的有关规定外，尚应符合本规范其他章节的有关规定。

15.2 提高延性加固

15.2.1 墩柱潜在塑性铰区强度或延性不足时，可采用增大截面、外包钢抱箍、环向围束法或增设柱间系梁、X 撑等方法进行加固。

15.2.2 桥墩加固后，截面等效屈服曲率 ϕ_y 和极限破坏状态的曲率能力 ϕ_u 应按现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01) 的有关规定计算，其中混凝土的极限压应变 ε_{cu} 的计算应符合下列规定：

1 增大截面加固时，混凝土的极限压应变 ε_{cu} 可按现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01) 的有关规定计算。

2 圆形截面墩柱外包钢抱箍加固时，桥墩混凝土的极限压应变 ε_{cu} 可按式(15.2.2-1)计算：

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{0.672tf_{yk}}{Df'_{cc}} \quad (15.2.2-1)$$

$$f'_{cc} = f_{ck} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f_1}{f_{ck}} - \frac{2f_1}{f_{ck}}} \right) \quad (15.2.2-2)$$

式中: t ——外包钢抱箍壁厚(mm);

D ——外包钢抱箍直径(mm);

f_{yk} ——外包钢抱箍抗拉强度标准值(MPa);

f'_{cc} ——外包钢抱箍约束混凝土的峰值应力(MPa);

f_{ck} ——加固前桥墩混凝土的抗压强度标准值(MPa);

f_l ——外包钢抱箍屈服时,对桥墩混凝土的横向约束应力(MPa)。

3 采用纤维复合材料通过环向围束法进行桥墩延性加固时,极限破坏状态的曲率能力 ϕ_u 宜通过试验确定,亦可按现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的有关规定计算,其中混凝土的极限压应变 ε_{cu} 可按式(15.2.2-3)计算:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_{s,f} \cdot f_{kh} \cdot \varepsilon_{su}^R}{f'_{cc}} \quad (15.2.2-3)$$

$$\rho_{s,f} = \rho_{vs} + \rho_{vf} \quad (15.2.2-4)$$

$$\rho_{vf} = k_c \rho_f \frac{b_f f_f}{s_f f_{sv}} \quad (15.2.2-5)$$

式中: $\rho_{s,f}$ ——加固后原箍筋与环向围束的换算体积含筋率;

f_{kh} ——原构件箍筋的抗拉强度标准值(MPa);

f_{sv} ——原构件箍筋的抗拉强度设计值(MPa);

f'_{cc} ——约束混凝土的峰值应力(MPa),可取1.25倍的混凝土抗压强度标准值;

ε_{su}^R ——约束钢筋的折减极限应变, $\varepsilon_{su}^R = 0.09$;

ρ_{vs} ——被加固柱原有箍筋的体积含筋率;

ρ_{vf} ——环向围束作为附加箍筋换算的箍筋体积含筋率的增量;

ρ_f ——环向围束体积比,按本规范第7.2.8条规定计算;

k_c ——环向围束的有效约束系数,圆形截面取0.90,正方形截面取0.66,矩形截面取0.42;

b_f ——环向围束条带的宽度;

s_f ——环向围束条带的中心间距;

f_f ——环向围束纤维复合材料的抗拉强度设计值。

条文说明

本规范给出的以环形围束作为附加箍筋的体积含筋率计算公式是由同济大学做了大量分析后给出的,经试算表明略偏于安全,供延性加固计算使用。桥梁墩柱尺寸较大,尺寸效应影响的研究近年进展不大。

15.2.3 E2 地震作用下,墩柱加固后塑性铰区域的抗剪强度应满足下列要求:

1 增大截面加固后,墩柱沿纵桥向和横桥向的斜截面抗剪强度应符合现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的有关规定。

2 圆形截面墩柱外包钢抱箍加固后,由钢抱箍提供的抗剪承载力可按式(15.2.3)

计算:

$$V_{sp,0} = 0.001\phi \left(\frac{\sqrt{3}\pi}{4} t_{sp,0} f_{sp} D \right) \quad (15.2.3)$$

式中: $V_{sp,0}$ ——钢抱箍提供的抗剪承载力(kN);

ϕ ——抗剪强度折减系数, $\phi = 0.85$;

$t_{sp,0}$ ——外包钢抱箍壁厚(mm);

D ——外包钢抱箍直径(mm);

f_{sp} ——外包钢抱箍的抗拉强度设计值(MPa)。

3 采用环向围束法加固桥墩时,宜考虑粘贴纤维复合材料对加固区抗剪承载力的提高,并应通过试验确定。

15.2.4 墩柱潜在塑性铰区采用增大截面法进行抗震加固时(图 15.2.4),其构造应符合下列规定:

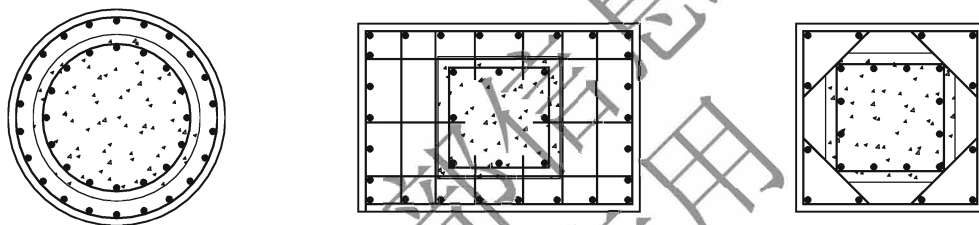


图 15.2.4 墩柱增大截面加固示意

1 墩柱潜在塑性铰区增大截面抗震加固宜结合盖梁或承台加高、加宽进行,墩柱新增纵向钢筋在盖梁、承台混凝土中的锚固长度应符合现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的有关规定。

2 圆形墩柱应采用环向箍筋或螺旋式箍筋;矩形截面墩柱应添加多角形辅助箍筋,可根据需要凿去原有墩柱角隅处混凝土。墩柱加固后的最小配箍率及箍筋构造应符合现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的有关规定。

3 增大截面加固法钢筋搭接长度应满足式(15.2.4)要求:

$$l_s \geq \frac{0.25d_b f_{sd}}{\sqrt{f_{cd}}} \quad (15.2.4)$$

式中: d_b ——纵筋直径(mm);

f_{sd} ——箍筋抗拉强度设计值(MPa);

f_{cd} ——混凝土轴心抗压强度设计值(MPa)。

条文说明

墩柱增大截面法加固后,由于外包混凝土与新增箍筋对核心混凝土的约束作用,提高了墩柱的剪切强度及延性能力。墩柱增大截面与承台加高同步进行时,纵向钢筋便于锚入承台,能够有效提高墩柱的弯曲强度,若纵筋在承台表面处被切断,则弯曲强度不

会增加。圆形墩柱通过增加环向箍筋或螺旋式箍筋,即可获得对原墩柱截面较好的约束效果,矩形截面墩柱则需要通过添加多角形辅助箍筋,方可获得较好的约束效果。

15.2.5 墩柱潜在塑性铰区通过外包钢抱箍进行抗震加固时,其构造应符合下列规定:

1 钢抱箍宜采用两块弧形钢板经现场焊接而成,矩形墩柱可选用椭圆形钢抱箍进行加固(图 15.2.5-1)。

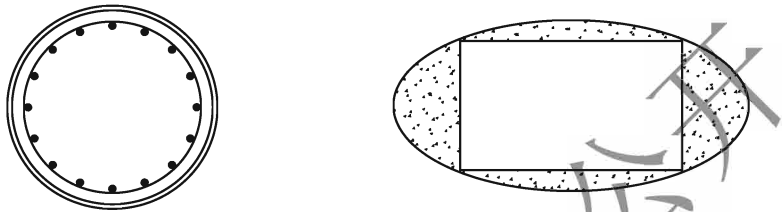


图 15.2.5-1 墩柱外包钢抱箍加固示意

- 2 钢抱箍的下端与承台顶面的距离宜为 30~50mm。
- 3 钢抱箍内壁与墩柱表面的间隙不大于 40mm 时,可灌注微膨胀水泥砂浆;间隙大于 40mm 时,可灌注与原墩柱混凝土相同强度等级的微膨胀混凝土。
- 4 钢抱箍的壁厚(图 15.2.5-2)应满足下式要求:

$$t \geq \frac{f_i D}{400} \quad (15.2.5)$$

式中: t ——钢抱箍壁厚(mm);
 D ——外包钢管内直径(mm);
 f_i ——外包钢管屈服时,混凝土的横向约束应力(MPa)。

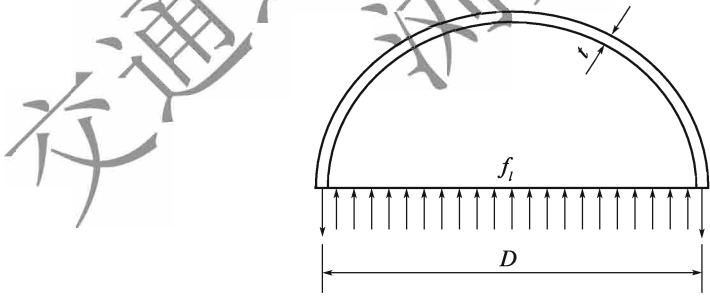


图 15.2.5-2 外包钢管对原混凝土的约束

条文说明

钢抱箍下端与承台顶面留有一定间隙,防止桥墩在地震作用下弯曲时因钢管的受压而增加截面的弯曲强度。钢抱箍提供的是有效的被动约束应力,约束应力来自混凝土受压膨胀受到钢抱箍限制。类似的效果当桥墩发生对角剪切破坏裂缝时也存在。因此,钢抱箍可被看作连续的环向箍筋。矩形墩柱采用矩形钢抱箍进行加固时,对提高墩柱的抗

剪能力是有效的,但提供的延性能力很差,故建议加固时采用椭圆形的钢抱箍。

15.2.6 墩柱潜在塑性铰区采用环向围束法进行抗震加固时,应全段环向连续粘贴纤维复合材料,并应符合本规范第 7.5.11 条的有关规定。

15.3 增设减隔震设施

15.3.1 桥梁抗震能力不足时,宜优先采用减隔震措施提高桥梁整体抗震性能,并应符合下列规定:

- 1 采用减隔震支座时,可选择铅芯橡胶支座、高阻尼橡胶支座和摩擦摆式减隔震支座。
- 2 采用阻尼器时,可选择附加弹塑性阻尼器或黏滞阻尼器。

15.3.2 设置减隔震措施后桥梁抗震分析宜采用非线性动力时程分析方法。

条文说明

由于弹性反应谱分析方法具有简洁性且已为大多数设计人员所熟悉,同时在一定条件下,使用该方法进行减隔震桥梁的分析仍可得到较理想的计算结果。尤其在初步设计阶段,可帮助设计人员迅速把握结构的动力特性和响应值。因此,它仍是隔震桥梁分析中一种十分重要的分析方法。但由于目前大多数减隔震装置的力学特性是非线性的,必须借助于等效线性化模型才能采用反应谱分析方法。由于隔震装置的非线性特性,在分析开始时,隔震装置的设计位移是未知的,因而其等效刚度、等效阻尼比也是未知的,所以弹性反应谱分析过程是一个迭代过程。正是由于隔震装置的非线性特性及其与桥墩非线性特性的相互影响,以及隔震桥响应对伸缩装置、挡块等防落梁装置的敏感性等,如果需要合理考虑这些因素的影响,宜采用非线性动力时程分析方法。因此,在进行抗震性能校核时,要求采用非线性动力时程分析方法进行分析。

15.3.3 采用减隔震措施进行抗震加固时,应符合下列规定:

- 1 减隔震装置宜构造简单、性能可靠,并应具有可换性。
- 2 桥梁基本振动周期较短、桥墩高度相差较大或桥址区的预期地面运动特性主要能量集中在高频段时,可采取减隔震措施加固。
- 3 当基础土层不稳定、原有结构的固有周期比较长、位于软弱场地易引起共振或支座中出现负反力时,不宜采取减隔震措施加固。
- 4 减隔震支座应具有足够的刚度和屈服强度,在正常使用条件下不应出现因风荷载、制动力等引起的桥梁有害振动。
- 5 设置减隔震支座时,应保证相邻上部结构之间具有足够的位移空间。

条文说明

在桥梁抗震设计中,引入隔震技术的目的就是利用隔震装置在满足正常使用功能要求的前提下,达到延长结构周期,消耗地震能量,降低结构的响应。因此,对于桥梁的隔震设计,最重要的因素就是设计合理、可靠的隔震装置并使其在结构抗震中充分发挥作用。即桥梁结构的大部分耗能、塑性变形集中于这些装置,允许这些装置在罕遇地震作用下发生大的塑性变形和存在一定的残余位移,而结构其他构件的响应基本为弹性或有限塑性。值得注意的是,当隔震装置采用铅芯橡胶支座或高阻尼橡胶支座时,已改变了传统钢支座等提供的约束关系,其与传统的钢支座不同,不再是提供简单的“固定”“可动”约束条件,而是弹性约束条件。对于基础土层不稳定,易于发生液化的场地;下部结构柔性大,桥梁结构本身的固有周期比较长;位于场地特征周期比较长,延长周期可能引起地基与桥梁结构共振以及支座中出现较大负反力等情况,不能采用隔震技术。

15.3.4 减隔震装置的设计、校核应符合下列规定:

- 1 减隔震装置应进行正常使用条件下的性能校核。
- 2 橡胶型减隔震支承,在 E1 地震作用下产生的剪切应变必须在 100% 以下, E2 地震作用下产生的剪切应变必须在 250% 以下,并应校核其稳定性。
- 3 非橡胶型减隔震装置,应根据具体的产品指标进行设计与校核。

15.4 增设防落梁设施

15.4.1 地震作用下,板式橡胶支座的抗滑性能不满足时,应增设限位装置;固定支座水平抗震能力不足时,可通过在墩台与梁之间增设承力构件与支座共同承担水平地震力。

15.4.2 防止落梁措施不满足抗震要求时,可通过采取增设挡块(限位器)、增设连接拉杆、增加主梁搁置长度等措施进行加固。

15.4.3 在水平地震力作用下,桥台处梁端与背墙、相邻两联的梁端可能发生冲击时,宜局部增设缓冲橡胶垫或其他弹性衬垫。

15.4.4 支座位置处需设置与其共同承担地震水平力作用的承力构件时,承力构件的构造应符合下列规定:

- 1 承力构件可采用钢筋混凝土限位块、钢结构限位块或钢拉杆,应通过植筋或锚栓与墩台或主梁可靠连接。
- 2 承力构件应不得限制支座的正常竖向变形。
- 3 固定支座处的承力构件在限制主梁水平变位的同时,应不得影响主梁正常弯曲变形。

15.4.5 防落梁抗震加固设计应符合现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的有关规定。纵、横桥向防落梁装置可按图 15.4.5-1、图 15.4.5-2 所示进行设置,亦可采取其他更为可靠的构造措施。

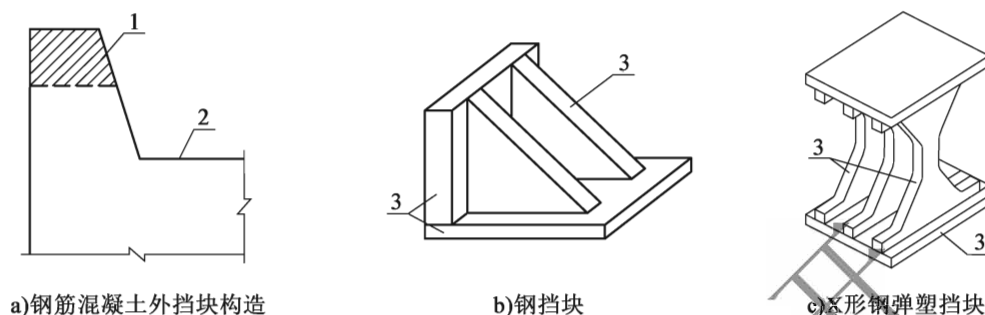


图 15.4.5-1 横桥向防落梁构造示意
1-混凝土挡块; 2-桥台/盖梁; 3-钢板

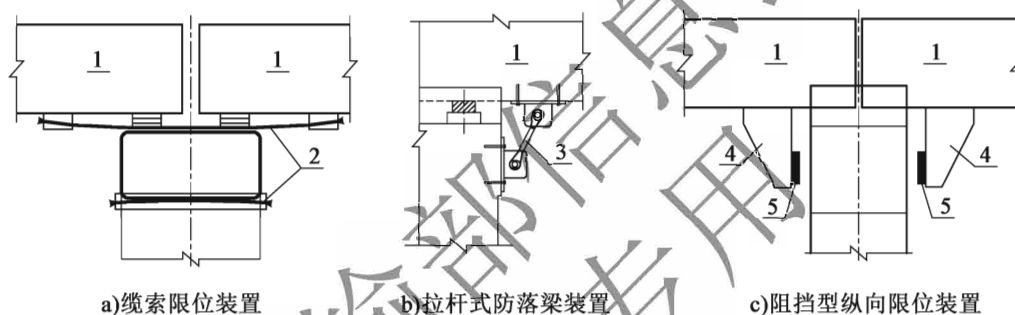


图 15.4.5-2 纵桥向防落梁构造示意
1-主梁; 2-缆索; 3-纵向限位拉杆; 4-纵向防落梁挡块; 5-橡胶块

15.4.6 防落梁装置应具有足够的强度和变形能力,且不得影响主梁和支座的正常变形。

条文说明

使用横向和纵向限位装置可以实现桥梁结构的内力反应和位移反应之间的协调,一般来讲,限位装置的间隙小,内力反应增大,而位移反应减小;相反若限位装置的间隙大,则内力反应减小,但位移反应增大;横向和纵向限位装置的使用应使内力反应和位移反应二者之间达到某种平衡,另外桥轴方向的限位装置移动能力应与支承的变形能力相适应;限位装置不能影响支承的移动或回转等功能且不能碍于防落梁构造机能的发挥和支座日常维护。

15.4.7 桥台背墙与梁端、相邻两联的梁端之间加装的橡胶垫或其他弹性衬垫不应限制梁体在正常使用时的自由伸缩,可按图 15.4.7-1、图 15.4.7-2 进行设置。

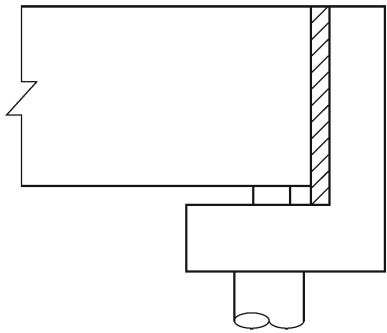


图 15.4.7-1 梁与桥台之间的缓冲设施

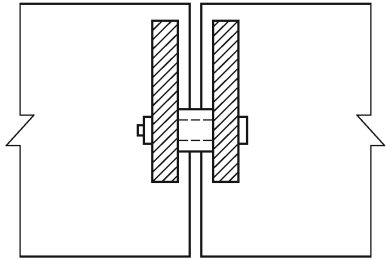


图 15.4.7-2 梁与梁之间的缓冲设施

15.5 防地基液化处理

15.5.1 对于饱和砂土或饱和粉土(不含黄土)等存在液化风险的地基,可采用加密法(碎石桩、水泥碎石桩)、固结法(注浆、旋喷桩)或通过增加地下连续防护结构(封闭钢板桩、地下连续墙)、增加桩基进行防地基液化加固。

条文说明

采用地下连续防护结构围封可液化地基,减小地基的剪切变形、隔断间隙水压上升,消除或减轻液化破坏的危害性;通过对可液化地基进行加密、固结,能够改变可液化土的性质,消除液化条件,防止其在地震时液化。增加桩基穿过液化土层,减小地基液化影响。

15.5.2 防地基液化加固时,应符合下列规定:

- 1 采用加密法(碎石桩、水泥碎石桩)或固结法(注浆、旋喷桩)加固时,沿地基竖向应处理至液化深度下界,基础边缘以外的处理宽度应超过基础底面以下处理深度的 $1/2$ 且不小于基础宽度的 $1/5$ 。
- 2 采用加密法或固结法加固后,复合地基的标准贯入锤击数应符合现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的有关规定。
- 3 通过增加桩基加固时,新增桩基应穿越液化土层,桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度(不包括桩尖部分)应按计算确定。

附录 A 混凝土、钢筋、钢材及圬工强度换算

A.1 混凝土强度换算

A.1.1 本规范的混凝土强度等级与《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ 023—85)的混凝土标号可按表 A.1.1 进行变换。

表 A.1.1 本规范混凝土强度等级与 85 规范混凝土标号的变换关系

85 规范混凝土标号	20	25	30	35	40	45	50	55	60
本规范混凝土强度等级	C18	C23	C28	C33	C38	C43	C48	C53	C58

A.1.2 当按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ 023—85)设计的桥梁需按本规范进行计算或设计时，其混凝土强度标准值、设计值和弹性模量，可将《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ 023—85)中的混凝土标号变换为本规范的混凝土强度等级后，按本规范表 4.1.2、表 4.1.3 和表 4.1.4 中的数值用直线插入法求得。

A.2 钢筋强度换算

A.2.1 当按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ 023—85)设计的桥梁需按本规范进行计算或设计时，其钢筋、钢丝抗拉强度标准值和抗拉、抗压强度设计值分别按表 A.2.1-1 和表 A.2.1-2 取值。

表 A.2.1-1 85 规范钢筋种类及其强度标准值、设计值 (MPa)

钢筋种类		抗拉强度标准值	抗拉强度设计值	抗压强度设计值
Ⅰ级钢筋		240	200	200
Ⅱ级钢筋		340	280	280
Ⅲ级钢筋		380	315	315
Ⅳ级钢筋		550	455	330
5 号钢钢筋		280	230	230
冷拉Ⅱ级钢筋	双控	450	375	280
	单控		350	
冷拉Ⅲ级钢筋	双控	530	440	315
	单控		415	

续表 A. 2. 1-1

钢筋种类		抗拉强度标准值	抗拉强度设计值	抗压强度设计值
冷拉Ⅳ级钢筋	双控	750	625	330
	单控		580	
冷拉Ⅴ号钢钢筋	双控	450	375	230
	单控		330	
热处理钢筋(Ⅴ级钢筋)		1 500	1 000	330

注：1. Ⅱ级钢筋当其直径等于或大于 28mm 时，其设计强度应取 265MPa。

2. 轴心受拉和小偏心受拉构件的受拉钢筋抗拉强度标准值大于 340MPa 时，其抗拉、抗压强度设计值应取 280MPa，其他构件的受拉钢筋抗拉强度标准值大于 380MPa 时，其抗拉、抗压强度设计值应取 315MPa。

表 A. 2. 1-2 85 规范钢丝种类及其强度标准值、设计值(MPa)

钢丝种类		抗拉强度标准值		抗拉强度设计值		抗压强度设计值
冷拔低碳钢丝	φ3	I 组	Ⅱ 组	I 组	Ⅱ 组	360
	φ4	750	700	510	475	
	φ5	700	650	475	440	
		650	600	440	405	
碳素钢丝	φ2.5	1 900		1 290		400
	φ3.0	1 800		1 220		
	φ4.0	1 700		1 155		
	φ5.0	1 600		1 085		
刻痕钢丝	φ2.5	I 组	Ⅱ 组	I 组	Ⅱ 组	400
	φ3.0	1 900	1 600	1 290	1 085	
		1 800	1 500	1 220	1 020	
		1 700	1 400	1 155	950	
		1 600	1 300	1 085	880	
钢绞线	7.5(7φ2.5)	1 800		1 220		380
	9.0(7φ3.0)	1 700		1 155		
	12.0(7φ4.0)	1 600		1 085		
	15.0(7φ5.0)	1 500		1 020		

A. 2. 2 当按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)设计的桥梁需按本规范进行计算或设计时，其普通钢筋、预应力钢筋抗拉强度标准值和抗拉、抗压强度设计值分别按表 A. 2. 2-1 和表 A. 2. 2-2 取值。

表 A. 2. 2-1 04 规范普通钢筋种类及其强度标准值、设计值(MPa)

钢筋种类	抗拉强度标准值	抗拉强度设计值	抗压强度设计值
R235 钢筋 $d=8 \sim 20\text{mm}$	235	195	195
HRB335 钢筋 $d=6 \sim 50\text{mm}$	335	280	280
HRB400 钢筋 $d=6 \sim 50\text{mm}$	400	330	330
KL400 钢筋 $d=8 \sim 40\text{mm}$	400	330	330

注：钢筋混凝土轴心受拉和小偏心受拉构件的钢筋抗拉强度设计值大于 330MPa 时，仍应按 330MPa 取用。

表 A.2.2-2 04 规范预应力钢筋种类及其强度标准值、设计值 (MPa)

预应力钢筋种类	抗拉强度标准值	抗拉强度设计值	抗压强度设计值
钢绞线	1 470	1 000	390
1×2(二股)	1 570	1 070	
1×3(三股)	1 720	1 170	
1×7(七股)	1 860	1 260	
消除应力光面钢丝 和螺旋肋钢丝	1 470	1 000	410
	1 570	1 070	
	1 670	1 140	
	1 770	1 200	
消除应力刻痕钢丝	1 470	1 000	410
	1 570	1 070	
精轧螺纹钢筋	540	450	400
	785	650	
	930	770	

A.3 钢材强度换算

A.3.1 当按《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》(JTJ 025—86)设计的桥梁需按本规范进行计算或设计时,其钢材的强度设计值按表 A.3.1 取值,A3、16Mn 钢的焊缝强度设计值可分别按《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)中 Q235、Q345 钢对应的焊缝强度设计值取用。

表 A.3.1 86 规范钢材强度设计值 (MPa)

强度种类	钢号						
	A3	16Mn	ZG25 II	ZG35 II	ZG45 II	45 号钢	35 号锻钢
抗拉、抗压和抗弯	190	270	175	200	230	280	250
抗剪	105	155	100	115	130	160	145
端面承压(刨平顶紧)	270	345	—	—	—	—	—
铰轴紧密接触时径向受压	95	135	85	100	115	140	125
辊轴或摇轴自由接触时径向受压	7.0	10.0	6.5	8.0	9.0	11.0	10.0
销孔承压	140	205	130	155	175	—	190

A.3.2 对于按《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》(JTJ 025—86)设计的桥梁,当采用容许应力法进行加固设计时,可参照《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》(JTJ 025—86)进行计算,加固用新牌号钢材的容许弯曲应力值不应大于 $f_{sk}/1.7$,可按表 A.3.2 取用。

表 A.3.2 加固用新牌号钢材的容许应力值 (MPa)

应力种类	钢材种类						
	Q235	Q355	ZG230-450	ZG270-500	ZG310-570	35 号钢	45 号钢
轴向应力	140	200	130	150	170	—	210
弯曲应力	145	210	135	155	180	220	220
剪应力	85	120	80	90	100	110	125
端部承压应力	210	300	—	—	—	—	—
紧密接触的承压应力	70	100	65	75	85	105	105
自由接触的承压应力	5.5	8.0	5.0	6.0	7.0	8.5	8.5
节点销子的孔壁承压应力	210	300	195	195	255	180	—
节点销子的弯曲应力	210	340	—	—	—	—	360

- 注：1. 表列 Q355 钢的容许应力与屈服点 340MPa 对应；如按《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591) 的有关规定，由于厚度影响，屈服点有变动时，各类容许应力可按屈服点的比例予以调整。
2. 验算紧密接触和自由接触的承压应力时，其面积取枢轴或辊轴的直径及其长度的乘积。其容许承压应力取两接触钢材强度较低者。
3. 节点销子的孔壁容许压应力系指被连接件钢材的孔壁承压应力；节点销子的容许弯应力仅适用于被连接构件之间只有极小缝隙的情况。

条文说明

在钢桥加固中，对非标准钢材，容许应力值 $[\sigma]$ 不应大于 $f_{sk}/1.7$ 。钢材强度设计值为 $f_{sd}=f_{sk}/1.2$ 。其中 f_{sk} 为钢材的强度标准值(或屈服强度)。在确定钢材分项安全系数时，考虑到旧桥已存在疲劳损伤和桥梁荷载的动载特性，材料分项安全系数取 $\gamma_{fs}=1.2$ 。

A.4 圬工材料强度换算

A.4.1 本规范的石材强度等级与《公路砖石及混凝土桥涵设计规范》(JTJ 022—85) 的石料标号可按表 A.4.1 进行变换。

表 A.4.1 本规范石材强度等级与 85 规范石料标号的变换关系

85 规范石材标号	30	40	50	60	80	100
本规范石材强度等级	MU21	MU28	MU35	MU42	MU56	MU70

A.4.2 当按《公路砖石及混凝土桥涵设计规范》(JTJ 022—85) 设计的桥梁需按本规范进行计算或设计时，砌体或素混凝土的强度设计值和弹性模量可根据换算后的石材强度等级或混凝土强度等级按本规范第 4.3 节相关表格中的数值用直线插入法求得。

A.4.3 当按《公路圬工桥涵设计规范》(JTG D61—2005) 设计的桥梁需按本规范进行计算或设计时，混凝土预制块砂浆砌体的强度按本规范取值；半细料石砌体强度按本规范细料石砌体强度取用。

附录 B 植筋锚固计算

B.0.1 承重构件的植筋锚固计算应符合下列规定：

- 1 植筋设计应在计算和构造上防止混凝土发生劈裂破坏；
- 2 植筋仅承受轴向力，且仅允许按充分利用钢材强度的计算模式进行设计；
- 3 植筋胶粘剂的黏结强度设计值应按本附录的规定值采用；
- 4 抗震设防区的承重结构，其植筋承载力仍按本附录的有关规定进行计算，但其锚固深度设计值应乘以考虑位移延性要求的修正系数。

B.0.2 单根植筋锚固的承载力设计值应符合下列规定：

$$N_t^b = f_y A_s \quad (\text{B.0.2-1})$$

$$l_d \geq \psi_N \psi_{ae} l_s \quad (\text{B.0.2-2})$$

式中： N_t^b ——植筋钢筋轴向受拉承载力设计值；

f_y ——植筋用钢筋的抗拉强度设计值；

A_s ——钢筋截面面积；

l_d ——植筋锚固深度设计值；

l_s ——植筋的基本锚固深度，按本附录第 B.0.3 条确定；

ψ_N ——考虑各种因素对植筋受拉承载力影响而需加大锚固深度的修正系数，按本附录第 D.2.5 条确定；

ψ_{ae} ——考虑植筋位移延性要求的修正系数；当混凝土强度等级不高于 C30 时，对 6 度区及 7 度区一、二类场地，取 $\psi_{ae} = 1.1$ ；对 7 度区三、四类场地及 8 度区，取 $\psi_{ae} = 1.25$ 。当混凝土强度高于 C30 时，取 $\psi_{ae} = 1.0$ 。

B.0.3 植筋的基本锚固深度 l_s 应按下列公式确定：

$$l_s = 0.2 \alpha_{spt} d f_y / f_{bd} \quad (\text{B.0.3})$$

式中： d ——植筋公称直径(mm)；

α_{spt} ——为防止混凝土劈裂引用的计算系数，按本附录表 B.0.3 的规定取值；

f_{bd} ——植筋用胶黏剂的黏结强度设计值(N/mm^2)，按本规范表 B.0.4 的规定取值。

表 B.0.3 考虑混凝土劈裂影响的计算系数 α_{spt}

混凝土保护层厚度 c (mm)		25	30	35	≥ 40
横向钢筋间距 s (mm)		在植筋锚固深度范围内, s 不应大于 100mm			
植筋直径 d (mm)	≤ 20	1.00	1.00	1.00	1.00
	25	1.10	1.05	1.00	1.00
	32	1.25	1.15	1.10	1.05

注: 1. 当植筋直径介于表列数值之间时, 可按线性内插法确定 α_{spt} 值。

2. 横向钢筋间距不满足表中要求时, 应按素混凝土种植锚栓进行设计。

B.0.4 植筋用胶粘剂的黏结强度设计值 f_{bd} 应按表 B.0.4 的规定值采用。当基材混凝土强度等级大于 C30, 且采用快固型胶粘剂时, 其黏结抗剪强度设计值 f_{bd} 应乘以调整系数 0.8。

表 B.0.4 黏结强度设计值 f_{bd}

构造条件	混凝土强度等级				
	C20	C25	C30	C40	$\geq \text{C50}$
$s_1 \geq 5d$; $s_2 \geq 2.5d$	2.3	2.7	3.7	4.0	4.5
$s_1 \geq 6d$; $s_2 \geq 3.0d$	2.3	2.7	4.0	4.5	5.0
$s_1 \geq 7d$; $s_2 \geq 3.5d$	2.3	2.7	4.5	5.0	5.5

注: 1. 当使用表中的 f_{bd} 值时, 其构件的混凝土保护层厚度, 不应低于现行《混凝土结构设计规范》(GB 50010) 的规定值。

2. 表中 s_1 为植筋间距, s_2 为植筋边距。

3. 表中 f_{bd} 值仅适用于带肋钢筋或全螺纹螺杆的黏结锚固。

B.0.5 考虑各种因素对植筋受拉承载力影响而需加大锚固深度的修正系数 ψ_N , 应按下列公式计算:

$$\psi_N = \psi_{\text{br}} \psi_w \psi_T \quad (\text{B.0.5})$$

式中: ψ_{br} ——考虑结构构件受力状态对承载力影响的系数: 主要承重构件取 1.5; 其他构件取 1.0;

ψ_w ——混凝土孔壁潮湿影响系数, 对耐潮湿型胶粘剂, 按产品说明书的规定值采用, 但不得低于 1.1;

ψ_T ——使用环境的温度 T 影响系数, 当 $T \leq 60^\circ\text{C}$ 时, 取 $\psi_T = 1.0$; 当 $T > 60^\circ\text{C}$ 时, 应采用耐高温胶粘剂, 并按产品说明书规定的 ψ_T 值采用。

B.0.6 承重结构植筋的锚固深度必须经设计计算确定, 严禁按短期拉拔试验值或厂商技术手册的推荐值采用。

附录 C 锚栓连接计算

C.0.1 承重结构锚栓连接的设计计算,应采用开裂混凝土的假定;不得考虑非开裂混凝土对其承载力的提高作用。

C.0.2 锚栓内力宜按下列基本假定进行计算:

- 1 被连接件与基材结合面受力变形后仍保持平面,锚板平面外弯曲变形可忽略不计;
- 2 锚栓本身不传递压力,锚栓连接的压力应通过被连接件的锚板直接传给基材混凝土;
- 3 群锚锚栓内力按弹性理论计算;当锚栓钢材性能等级不大于 5.8 级且锚固破坏为锚栓钢材破坏时,可考虑塑性应力充分布计算。

C.0.3 锚栓的内力计算应符合现行《混凝土结构加固设计规范》(GB 50367)和《混凝土结构后锚固技术规程》(JGJ 145)的有关规定。

C.0.4 锚栓的承载力验算应按锚栓受拉、受剪及拉剪复合作用三种受力情况分别进行。

C.0.5 机械锚栓后锚固连接承载力计算时,应根据其受力情况及锚固破坏类型按现行《混凝土结构后锚固技术规程》(JGJ 145)的有关规定执行。锚固破坏类型可分为:

- 1 受拉承载力计算:锚栓钢材破坏、混凝土锥体受拉破坏和劈裂破坏。
- 2 受剪承载力计算:锚栓钢材破坏、混凝土剪撬破坏和混凝土边缘破坏。
- 3 拉剪复合受力承载力计算:锚栓钢材破坏和混凝土破坏。

C.0.6 化学锚栓后锚固连接承载力计算时,应根据其受力情况及锚固破坏类型按现行《混凝土结构后锚固技术规程》(JGJ 145)的有关规定执行。锚固破坏类型可分为:

- 1 受拉承载力计算:锚栓钢材破坏、混合破坏、混凝土锥体受拉破坏和劈裂破坏。
- 2 受剪承载力计算:锚栓钢材破坏、混凝土剪撬破坏和混凝土边缘破坏。
- 3 拉剪复合受力承载力计算:锚栓钢材破坏和混凝土破坏。

附录 D 体外预应力加固计算

D.0.1 对于用体外预应力加固的简支梁体系，其整体计算图式为一次内部超静定结构，见图 D.0.1，可采用结构力学方法、虚功法或有限元方法进行力学分析。

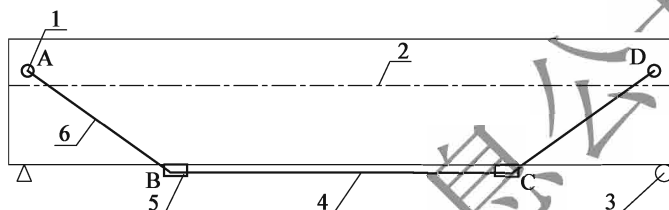


图 D.0.1 体外预应力加固简支体系整体图式

1-锚固装置；2-换算截面重心轴；3-支座；4-水平筋；5-转向块；6-斜筋

D.0.2 对于用体外预应力加固的连续梁或连续刚构体系，宜采用有限元方法计算。计算中需将体外预应力钢筋单元在转向器(块)处固结，计算轴线至固结点之间采用刚臂表示转向构造，见图 D.0.2。计算中可忽略体外预应力在转向器中的滑动作用，且应考虑由体外预应力引起的二次效应。

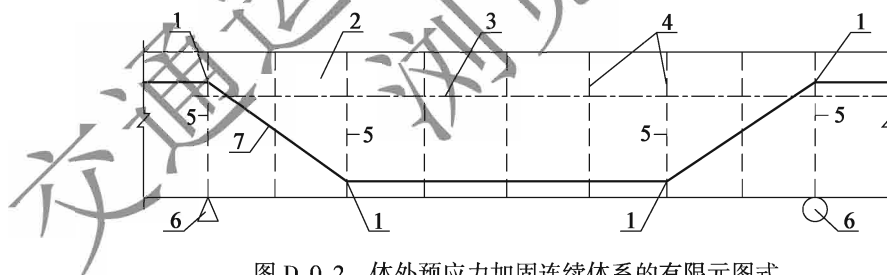


图 D.0.2 体外预应力加固连续体系的有限元图式

1-体外索节点；2-混凝土构件单元；3-构件轴线；4-混凝土构件节点；5-刚臂；6-支座；7-体外钢束单元

D.0.3 体外预应力简支加固体系由可变作用标准值产生的体外预应力筋应力增量的计算方法见图 D.0.3。

拉力增量：

$$\Delta N_{p,e} = -\Delta_{1p}/\delta_{11} \quad (D.0.3-1)$$

$$\Delta N_{pb,e} = \lambda \Delta N_{p,e} \quad (D.0.3-2)$$

应力增量：

$$\Delta \sigma_{p,e} = \Delta N_{p,e}/A_{p,e} \quad (D.0.3-3)$$

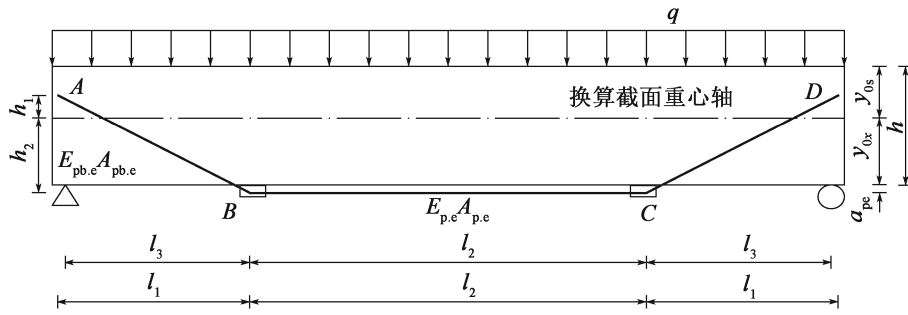


图 D.0.3 体外预应力加固简支体系整体计算

$$\Delta\sigma_{pb,e} = \Delta N_{pb,e} / A_{pb,e} \quad (D.0.3-4)$$

有转向块(或转向横梁)时或采用水平向移动的滑块时:

$$\lambda = \frac{1}{\cos\theta_e + f_o \sin\theta_e} \quad (D.0.3-5)$$

采用楔形滑块时:

$$\lambda = \cos\theta_e - f_o \sin\theta_e \quad (D.0.3-6)$$

$$\Delta_{1p} = \frac{1}{E_c I_0} (2\omega_1 \lambda h_1 \cos\theta_e - 2\omega_1 y_1 - \omega_2 h_2) \quad (D.0.3-7)$$

$$\delta_{11} = \frac{2\lambda^2 l_1}{E_{pb,e} A_{pb,e} \cos\theta_e} + \frac{l_2}{E_{p,e} A_{p,e}} + \frac{1}{E_c A_0} (2l_1 \lambda^2 \cos^2\theta_e + l_2) + \frac{1}{E_c I_0} \left[\frac{2}{3} a \lambda^2 h_1^2 \cos^2\theta_e + \frac{2}{3} b (M_{DX} + M_{NX})^2 + l_2 h_2^2 \right] \quad (D.0.3-8)$$

$$\omega_1 = \frac{1}{2} q l_3^2 (L/2 - l_3/3) \quad (D.0.3-9)$$

$$\omega_2 = \frac{1}{12} q L^3 - q l_3^2 (L/2 - l_3/3) \quad (D.0.3-10)$$

$$y_1 = (l_1 - x_e) \lambda \sin\theta_e \quad (D.0.3-11)$$

$$x_e = \frac{l_3 (2L - l_3)}{6L - 4l_3} \quad (D.0.3-12)$$

$$a = h_1 \cot\theta_e \quad (D.0.3-13)$$

$$b = l_1 - h_1 \cot\theta_e \quad (D.0.3-14)$$

$$M_{NX} = \lambda h_1 \cos\theta_e \quad (D.0.3-15)$$

$$M_{DX} = \lambda l_1 \sin\theta_e \quad (D.0.3-16)$$

式中: $\Delta N_{p,e}$ ——体外预应力水平筋的可变作用拉力增量;

$\Delta N_{pb,e}$ ——体外预应力弯起筋的可变作用拉力增量;

$\Delta\sigma_{p,e}$ ——体外预应力水平筋的可变作用拉应力增量;

$\Delta\sigma_{pb,e}$ ——体外预应力弯起筋的可变作用拉应力增量;

- λ ——体外预应力水平和弯起筋的拉力比例系数，按前述公式计算；
 f_o ——摩擦系数，在缺少可靠试验数据的情况下，钢材间的摩擦取 $f_o = 0.16$ ；
 采用四氟乙烯滑板时取 $f_o = 0.06$ ；混凝土与钢材间的摩擦取 $f_o = 0.25$ 。
 ω_1 ——垫板中心至支座中心范围内可变作用弯矩图的面积；
 ω_2 ——两垫板中心范围内可变作用弯矩图的面积；
 θ_e ——体外预应力钢筋在竖直平面内的弯起角度(竖弯角)， $\theta_e \leq 45^\circ$ ；
 a ——单位力引起的梁端弯矩零点至上锚固点的水平距离；
 b ——单位力引起的梁端弯矩零点至垫板中心的水平距离；
 y_1 ——单位力引起的梁端弯矩图面积重心的竖坐标；
 q ——作用在一片梁上的可变作用集度。当取标准值计算时，对于车辆荷载可取其等效荷载；对于车道荷载取 $q = q_1 + q_2$ ，其中 q_1 为车道荷载的均布荷载， q_2 为由车道荷载的集中力 P 产生的等效均布荷载， $q_2 = 2P/L$ ；当取可变作用的频遇值或准永久值计算时，应考虑相应汽车荷载的频遇值系数或准永久值系数进行组合计算；
 L ——简支梁桥的计算跨径， $L = 2l_3 + l_2$ ；
 y_{os} 、 y_{ox} ——分别为原梁(跨中)换算截面重心至截面上、下缘的距离；
 a_{pe} ——体外预应力水平筋重心到原梁底面的距离，以水平筋位于原梁底面以下为正，以上为负；
 h_1 、 h_2 ——分别为原梁(跨中)换算截面重心至上锚固点和水平筋中心的垂直距离，上锚固点位于原梁(跨中)换算截面重心上方为正，下方为负，在重心上为零， $h_2 = y_{ox} + a_{pe}$ ；
 l_1 ——上锚固点至滑块垫板中心的水平距离；
 l_2 ——两滑块垫板中心间的水平距离；
 l_3 ——滑块垫板中心至支座中心的水平距离；
 $E_{p,e}$ 、 $E_{pb,e}$ ——分别为体外预应力水平筋、斜筋的弹性模量；
 $A_{p,e}$ 、 $A_{pb,e}$ ——分别为体外预应力水平筋、斜筋的截面面积；
 E_o ——原梁混凝土弹性模量；
 A_o 、 I_o ——分别为原梁(跨中)换算截面面积和惯性矩。

D.0.4 当原梁为钢筋混凝土梁且体外预应力斜筋的锚固点位于支承截面上时，可采用下式近似估算体外预应力水平筋的拉(应)力增量：

$$\Delta N_{p,e} = \Delta \sigma_{p,e} A_{p,e} = \alpha_{ES} e_{re} \frac{M_q}{I_o} A_{p,e} \quad (D.0.4-1)$$

$$e_{re} = 0.8 \left(\frac{1}{\alpha} + 0.5 \right) h_2 - 0.2667 \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) h_1 \quad (D.0.4-2)$$

式中： α_{ES} ——原梁钢筋与混凝土的弹性模量之比；

M_q ——按简支梁计算的跨中截面可变作用弯矩，根据计算目的选用其标准值、

频遇值或准永久值组合；

e_{re} ——体外预应力钢筋的折算偏心距；

α ——体外预应力钢筋两转向点间的距离与梁的跨径之比， $\alpha = l_2/L$ 。

D.0.5 对于连续梁和连续刚构加固体系，各段体外预应力的水平筋中可变作用的拉(应)力增量需采用有限元方法计算求得。

交通运输部信息公开
浏览专用

本规范用词用语说明

1 本规范执行严格程度的用词，采用下列写法：

- 1) 表示很严格，非这样做不可的用词，正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；
- 2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词，正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；
- 3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词，正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；
- 4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的用词，采用“可”。

2 引用标准的用语采用下列写法：

- 1) 在标准总则中表述与相关标准的关系时，采用“除应符合本规范的规定外，尚应符合国家和行业现行有关强制性标准的规定”。
- 2) 在标准条文及其他规定中，当引用的标准为国家标准和行业标准时，表述为“应符合《××××××》(×××)的有关规定”。
- 3) 当引用本规范中的其他规定时，表述为“应符合本规范第×章的有关规定”、“应符合本规范第×.×节的有关规定”、“应符合本规范第×.×.×条的有关规定”或“应按本规范第×.×.×条的有关规定执行”。