ICS

点击此处添加中国标准文献分类号

DB

广 西 壮 族 自 治 区 地 方 标 准

DB XX/ XXXXX—2016

代替 DB

广西既有桥梁加固设计与施工技术规程

Technical Specifications for Strengthening Design and Construction of Old Bridge in Guangxi

（征求意见稿）

XXXX－XX－XX 发布　　XXXX－XX－XX

广西壮族自治区住房与城乡建设厅　　发布

广西壮族自治区地方标准

广西既有桥梁加固设计与施工技术规程

Technical Specifications for Strengthening Design and Construction of Old Bridge in Guangxi

DBXX/XXXX-2016

主编单位：广西壮族自治区交通规划勘察设计研究院

批准部门：广西壮族自治区住房和城乡建设厅

施行日期：2016 年 XX 月 XX 日

XXXX 出版社

前　言

按照广西壮族自治区住房和城乡建设厅桂建标[2015]7 号文的要求，根据广西特有的环境和条件, 结合以往城市桥梁维修加固的经验, 由南宁市城乡建设委员会、广西壮族自治区交通规划勘察设计研究院作为主编单位，完成了《广西既有桥梁加固设计与施工技术规程》（以下简称《规程》）的编制工作。

本规程的编写将按照《中华人民共和国标准化法》, (1988 年 12 月 29 日通过)、《地方标准管理办法》(1999 年 8 月 24 日国家技术监督局第 10 号令)、《广西壮族自治区地方标准标准管理规定》(桂质技监[2000]185 号)要求进行, 基本术语、符号按照国家标准《工程结构设计基本术语和通用符号》(GBJ 132-90)和《道路工程术语标准》(GBJ 124-88)的规定采用。

本规程在广西区内城市桥梁现有资料搜集、经验总结和研究分析的基础上, 以《城市桥梁养护技术规范》(CJJ 99-2003)、《公路桥梁加固设计规范》(JTG/T J22-2008)、《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)、《公路桥梁加固施工技术规范》(JTG/T J23-2008)、《公路桥涵施工技术规范》(JTG/T F50-2011）为主要依据, 并广泛的征求意见, 不断补充调研, 经过反复讨论和修改, 最后由广西壮族自治区住房和城乡建设厅审查定稿。

本技术规范为推荐性地方标准, 适用于广西壮族自治区内既有桥梁加固设计与施工。主要技术内容是：总则；术语和符号；桥梁维修加固原则及设计基本规定；加固用材料；常用构件的加固方法；梁桥、拱桥、悬索桥、斜拉桥、钢桥及钢混组合桥梁常见病害及加固设计计算与构造要求；桥梁下部结构和基础常见病害及加固；桥梁维修加固施工与质量要求。

本规程由广西壮族自治区住房和城乡建设厅负责管理，由主编单位负责具体技术内容的解释。为了不断提高《广西既有桥梁加固设计与施工技术规程》的编制质量和水平，请在本规程的执行过程中注意总结经验和积累资料，如有意见或建议，请寄送南宁市城乡建设委员会（地址：南宁市青秀区金湖路 59-1 号，邮编：530028）。

本规程主编单位：南宁市城乡建设委员会

广西壮族自治区交通规划勘察设计研究院

本规程参编单位：柳州欧维姆机械股份有限公司

本规程主要起草人：罗吉智、杨涟、熊劲松、谭海晖、朱政敏、罗彦、韦达洁、周里鸣、唐赓、黄建初、杨礼明、毛建平、侯攀、刘鑫、蒙方成、舒凯、黄政聪、陆绍辉、庞中华

本规程主要审查人：

目　　次

1　总则……1
2　术语和符号……1
3　桥梁维修加固原则及设计基本规定……4
3.1　一般规定……4
3.2　加固设计计算基本假定……4
3.3　加固基本原则与设计程序……4
4　加固用材料……5
4.1　材料选用原则……5
5　增大截面加固法……15
5.1　一般规定……15
5.2　受弯构件加固计算……15
5.3　受压构件加固计算……20
5.4　新老混凝土结合计算……27
5.5　构造要求……28
6　粘贴钢板加固法……28
6.1　一般规定……28
6.2　受弯构件加固计算……29
6.3　偏心受压构件加固计算……32
6.4　受拉构件正截面加固计算……35
6.5　构造要求……37
7　粘贴纤维复合材料加固法……39
7.1　一般规定……39
7.2　受弯构件加固计算……40
7.3　受压构件加固计算……45
7.4　大偏心受压构件加固计算……46
7.5　受拉构件加固计算……47
7.6　墩柱延性加固计算……48
7.7　构造要求……49
8　体外预应力加固法……52
8.1　一般规定……52
8.2　加固计算……52
8.3　构造要求……71
9　改变结构体系加固法……77
9.1　一般规定……77

9.2 加固方法.....77
9.3 构造要求.....78
10 预应力高强钢丝绳网片+聚合物砂浆外加层加固法.....79
10.1 一般规定.....79
10.2 受弯构件加固计算.....79
10.3 受剪构件加固设计.....87
10.4 构造要求.....89
11 增设构件加固法.....93
11.1 一般规定.....93
11.2 加固方法.....93
11.3 加固计算.....94
11.4 构造要求.....94
12 混凝土裂缝处理.....95
12.1 一般规定.....95
12.2 裂缝修补材料的性能及要求.....95
12.3 裂缝修补方法.....95
13 混凝土表层缺陷修补方法.....95
13.1 一般规定.....95
13.2 混凝土表层缺陷修补材料的性能及要求.....96
13.3 混凝土表层缺陷修补方法.....96
14 梁桥常见病害及加固.....96
14.1 常见病害.....96
14.2 一般规定.....97
14.3 加固方法.....97
14.4 加固计算.....98
14.5 构造要求.....99
15 拱桥常见病害及加固.....99
15.1 常见病害.....99
15.2 一般规定.....103
15.3 加固方法.....103
15.4 加固计算.....107
15.5 构造要求.....110
16 悬索桥、斜拉桥常见病害及加固.....112
16.1 常见病害.....112
16.2 一般规定.....113
16.3 加固方法.....113
16.4 加固计算.....113
16.5 构造要求.....114
17 钢桥及钢-混凝土组合桥梁常见病害及加固.....114

17.1 常见病害.....114
17.2 一般规定.....114
17.3 加固方法.....116
17.4 钢桥加固计算.....116
17.5 钢一混凝土组合梁桥加固计算.....118
17.6 构造要求.....119
18 桥梁下部结构和基础常见病害及加固.....124
18.1 墩台常见病害.....124
18.2 基础常见病害.....124
18.3 墩台、基础病害的维修处置.....125
18.4 基础加固方法.....125
18.5 墩台加固方法.....127
19 支座常见病害及维修更换.....128
19.1 支座常见病害.....128
19.2 桥梁支座维修与更换.....130
20 桥梁维修加固施工与质量要求.....130
20.1 施工准备与施工组织.....130
20.2 混凝土裂缝修补处理.....131
20.3 混凝土表层缺陷处理.....132
20.4 粘贴钢板加固技术.....135
20.5 粘贴碳纤维加固技术.....135
20.6 体外预应力加固技术.....137
20.7 增大截面加固技术.....138
20.8 预应力高强钢丝绳网片+聚合物砂浆外加层加固技术.....140
20.9 增设构件加固技术.....1
20.10 梁桥加固.....1
20.11 拱桥加固.....2
20.12 悬索桥、斜拉桥加固.....4
20.13 钢桥及钢-混组合结构桥梁加固.....7
20.14 桥面系及桥梁附属结构维修处治.....10
20.15 桥梁同步顶升支座更换.....13
20.16 桥梁下部结构及基础加固.....15
20.17 化学静压注浆加固地基.....18
20.18 高压喷射注浆加固地基.....19
20.19 超重车辆临时通行加固.....20
20.20 独柱墩抗倾覆加固.....21
20.21 跨线桥梁防护墩加固.....22

1 总则

1.0.1 为了满足广西区内城市桥梁维修加固处治工程设计、施工、监理和检测的需要，满足安全适用、技术可靠、经久耐用、环境保护的要求，确保加固工程质量，特编制本《规程》。

1.0.2 本规程适用于广西壮族自治区城市桥梁以恢复使用功能、提高承载能力、增强安全性和耐久性为目的的加固设计及施工。

1.0.3 桥梁加固前，应按照有关要求和规范对其技术状况、承载能力进行检测、评定，并对桥梁维修加固方案进行社会、经济和技术比较。

1.0.4 有特殊使用要求的桥梁，其荷载标准、加固设计基准期、功能要求通过专门研究确定。

1.0.5 城市桥梁加固工程施工应遵照国家基本建设程序，做好施工前的准备工作及技术交底，编制实施性施工组织设计，制定必要的施工工艺细则，采取有效措施，确保加固质量。并应遵照本规程的规定进行施工与验收。

1.0.6 城市桥梁加固坚持动态施工原则。

【条文说明】城市桥梁加固工程施工是对在役桥梁缺陷和病害的处理，与新、改建相比，情况更复杂，动态施工在加固工程中尤为重要。必须加强施工前的复查和施工中的观测与检查，及时反馈信息指导施工。在施工前，若发现原结构或相关工程隐蔽部位的构造有严重缺陷或与设计不相符的情况，应通知设计单位修改方案。施工过程中若出现异常变形、裂缝有较大较快发展，应立即停止施工，采取有效措施进行处理，经确认后方可继续进行。加固完工后，应检验加固效果，特大桥与技术复杂桥梁应进行荷载试验。

1.0.7 城市桥梁加固工程施工应积极推广使用成熟的并经主管部门鉴定或批准的新技术、新工艺、新材料、新设备。

1.0.8 城市桥梁加固设计及施工除应满足本《规程》有关规定外，尚应符合国家、行业相关标准、规范的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 桥梁加固 Strengthening of existing bridges

对桥梁的主要承重结构、构件及其相关部分采取增强、局部更换或调整其内力等措施，使其满足现行设计规范要求。

2.1.2 原构件 Existing structure member

桥梁实施加固前的原有构件。

2.1.3 主要承重构件 Main structure member

其自身失效将直接影响或危及桥梁结构安全的承重构件。

2.1.4 纤维复合材料 Fibre reinforced ploymer(FRP)

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

2.1.5 植筋 Bonded rebars

以专用的结构胶黏剂将带肋钢筋或螺杆锚固于基材中。

2.1.6 锚栓 Anchor bolt

将被连接件锚固到混凝土基材上的锚固组件。

2.1.7 结构胶黏剂 Structural adhesives

用于承重结构能长期承受外力和环境作用的胶黏剂。

2.1.8 聚合物砂浆 Polymer mortar

掺有改性环氧乳液或其他改性共聚物乳液的高强度水泥砂浆。

2.1.9 环氧混凝土 Epoxy resin concrete

以改性环氧树脂乳液为主剂,掺如石子、砂等材料形成的高强度混凝土。

2.1.10 阻锈剂 Corrosion inhibitor for reinforcing steel in concrete

对混凝土结构钢筋其保护作用,能抑制或减轻其锈蚀的材料。

2.1.11 增大截面加固法 Structure member strengthening with R.C&P.C

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方法。

2.1.12 粘贴钢板加固法 Structure member strengthening with bonded steel plate

采用结构胶黏剂粘贴钢板(型钢)以提高构件承载力的方法。

2.1.13 粘贴纤维复合材料加固法 Structure member strengthening with FRP

采用结构胶黏剂粘贴纤维复合材料以提高构件承载力的方法。

2.1.14 体外预应力加固法 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方法。

2.1.15 改变结构体系加固法 Strengthening by changing structure system

通过改变结构体系,使原结构的受力得到改善或调整的方法。

2.1.16 高强钢丝绳 High strength steel wire ropes

由高强不锈钢钢丝或高强镀锌钢丝制成的钢丝绳。

2.1.17 锚板 Anchor

用于高强钢丝绳锚固，与锚具整体焊接，通过胶粘剂、锚栓或植筋等安装在混凝土结构构件锚

固区的钢板。

2.1.18 铝合金套管 Aluminum alloy sleeve

截面类似数字“8”的形状，用于锚固钢丝绳的装置。简称套管。

2.1.19 锚固系统 Archorage system

由锚头、锚具、锚板组成，固定于混凝土结构构件，实现对高强钢丝绳锚固的体系。

2.1.20 界面剂 Interface agent

涂抹或喷刷在混凝土结构构件表面，用于增强聚合物砂浆与混凝土之间粘结力的材料。

2.1.21 碳纤维板 carbon fiber board

碳纤维板为连续碳纤维单向或多向排列、并经树脂浸渍固化的板状碳纤维制品。

2.1.22 预应力碳纤维板 prestressed carbon fiber sheet

在预应力结构中用于建立预加应力的碳纤维板。

2.1.23 预应力碳纤维板锚具 Anchorage prestressed carbon fiber board

由夹片、锚头组成，通过机械式夹持方式将预应力碳纤维板充分夹持、稳固的锚固单元，简称锚具。

2.1.24 预应力碳纤维板-锚具组装件 anchorage prestressed carbon fiber board assembly

预应力碳纤维板和安装在端部的锚具组合装配而成的受力单元，简称锚具组装件。

2.1.25 预应力碳纤维板锚固体系 prestressed carbon fiber plate anchorage system

在后张法结构或构件中，用于保持预应力碳纤维板的拉力并将其传递到混凝土上所用的永久性锚固装置。可分为两类：

a）张拉端锚固体系：安装在预应力碳纤维板端部且可用以张拉的锚具、支座、张拉杆等装置。

b）固定端锚固体系：安装在预应力碳纤维板固定端的锚具及支座。

2.1.5 锚固区 Anchorage zone

结构中能够支承锚具、张拉体系的荷载并将其传递给结构的局部区域。

2.1.6 受力长度 Bearing length

受力试验或施工张拉时，碳纤维板两端的锚具之间的净距离。

2.2 符号

2.2.1 材料参数符号

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；

E_{c} —— 原构件混凝土的弹性模量；

E_{sp} ——粘贴钢板的弹性模量；

E_f ——纤维复合材料的弹性模量；

$E_{p,e}$、$E_{pb,e}$ ——分别为体外预应力水平筋(束)、斜筋(束)的弹性模量；

$f_{cu,k}$ ——原构件混凝土强度等级；

f_{cd1}、f_{cd} ——分别为原构件和新增截面混凝土轴心抗压强度设计值；

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

f_{sd2}、f'_{sd2} ——分别为新增钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值；

$f_{sd,v}$、$f_{sd,b}$ ——分别为原梁弯起普通钢筋和箍筋的抗拉强度设计值；

$f_{pd,i}$ ——原构件体内预应力筋的抗拉强度设计值；

f_p、f'_p ——加固钢板的抗拉、抗压强度设计值；

f_f ——纤维复合材料抗拉强度设计值；

f_{rk} ——高强钢丝绳抗拉强度标准值；

E_{rw} ——高强钢丝绳的弹性模量。

2.2.2 作用效应及承载力符号

M_d ——构件加固后的弯矩组合设计值；

N_d ——构件加固后的轴向力组合设计值；

V_d ——构件加固后剪力组合设计值；

$\sigma_{pu,e}$ ——体外预应力筋(束)的极限应力设计值；

ε_p ——粘贴钢板的拉应变；

ε_f ——纤维复合材料的拉应变。

2.2.3 几何参数符号

A_{s1}、A'_{s1} ——分别为原构件受拉区和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_{c1} ——原构件混凝土截面面积；

A_{c2} ——新增部分混凝土截面面积；

$A_{p,i}$ ——原梁体内预应力筋的截面面积；

$A_{p,e}$ ——体外预应力筋(束)的截面面积；

A_{sp} ——钢板的截面面积；

A_f ——纤维复合材料的截面面积；

h_0 ——加固后构件截面有效高度；

h ——加固后构件截面的高度；

h'_c ——截面受压较大边的加厚混凝土厚度；

h_c ——截面受拉边或受压较小边的加厚混凝土厚度；

$h_{p,e}$ ——体外预应力筋(束)合力点到截面顶面的距离；

l_e ——计算跨体外索的有效长度；

l_p ——受拉钢板粘贴延伸长度；

l_d ——纤维复合材料从强度充分利用截面向外延伸所需的黏结长度。

2.2.4 计算系数及其他有关符号

α_{Es} ——原构件钢筋与混凝土弹性模量之比；

α_{Ep} ——原梁体内预应力钢筋与混凝土的弹性模量之比；

ψ ——修正系数、折减系数或不均匀系数；

η ——增大系数或提高系数。

η_q ——静力荷载试验效率；

S_S ——静力试验荷载作用下,某一加载试验项目对应的加载控制截面内力或变位的最大计算效应值；

S' ——控制荷载产生的同一加载控制截面内力或变位的最不利效应计算值；

γ_r ——高强钢丝绳抗拉强度设计值材料分项系数。

3 桥梁维修加固原则及设计基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 桥梁经过技术状况评定及承载能力鉴定，确认经过加固能满足结构安全或正常使用要求，方可进行加固，加固工作的内容及范围应根据评定结论和使用要求确定。

3.2 桥梁结构由于结构失效或损伤评估不满足承载力要求或正常使用要求时，必须进行加固。

3.2.1 加固后的桥梁结构应达到原设计标准。

3.2.2 桥梁加固应尽可能不损伤原结构，避免不必要的拆除或更换，防止加固中造成新的结构损伤或伤害。

3.2.3 桥梁加固应注重各种加固补强技术的综合应用。

3.2.4 在加固施工过程中，尽可能减少对桥上和桥下通行车辆及行人的干扰，采取必要的措施，减小对周围环境的污染。

3.2.5 特大桥、大桥主要承重构件加固时，应作多方案的技术、经济比选。

3.3 加固设计计算基本假定

3.3.1 桥梁加固时，应考虑分阶段受力，在新加材料与原结构(构件)未有效结合前，其恒载(含新加材料重量)应由原结构截面承担；有效结合后施加的荷载(恒载、活载、附加载)由加固后的组合截面承担。

3.3.2　在不同受力阶段，截面变形符合平截面假定。

3.3.3　在极限状态下，原结构受压区边缘混凝土的应变达到极限值，截面受压区应力可以简化为矩形计算，混凝土取抗压强度设计值。

3.3.4　在极限状态下，原结构受拉区钢筋仍为理想弹塑性材料，钢筋取抗拉强度设计值。

3.3.5　混凝土结构加固后的极限承载力，应以原结构截面中混凝土或钢筋强度设计值控制。

3.4　加固基本原则与设计程序

3.4.1　加固设计应依据原桥梁竣工图和设计图及检测评估报告进行,并经现场核对。

3.4.2　加固设计计算，应考虑结构病害影响、材料劣化、新旧材料的结合性能及材性差异。材料、几何等参数的取值,应采用桥梁现状的检测结果。

3.4.3　加固设计应进行各施工阶段构件的强度、稳定性及结构变形验算。

3.4.4　加固后的结构验算应考虑附加荷载(温度变化、混凝土收缩及徐变、预加应力、墩台位移、安装应力等)的影响。

3.4.5　改变结构体系加固时,结构构件任一截面上的应力不宜超过材料强度的设计值。

3.4.6　加固验算时,应根据桥梁建设年代的设计荷载、材料性能进行相应计算。

3.4.7　桥梁加固设计可按下列程序进行：加固工程可行性研究(含估算)→加固方案初步设计(含概算)→加固施工图设计(含预算)。

4　加固用材料

4.1　材料选用原则

4.1.1　桥梁加固用材料的品种、规格及使用性能,应符合国家、行业相关标准的规定,并满足设计要求。

4.1.2　采用纤维复合材料加固桥梁结构时,应采用与此纤维材料相配套的树脂类找平、黏结和表面防护材料。

4.1.3　桥梁加固用新材料必须通过相关管理部门组织的技术鉴定。

4.2　水泥混凝土

4.2.1　桥梁结构加固用混凝土的强度等级应比原结构构件提高一级,且不得低于C30；当采用预应力混凝土进行加固时,其强度等级不得低于C40。

4.2.2　水泥的品种、性能和质量应符合下列要求：

1　应采用强度等级不低于32.5级的硅酸盐水泥、快硬硅酸盐水泥或普通硅酸盐水泥；当有耐腐蚀、耐高温的要求时,应采用相应的特种水泥。

2　当配置加固用聚合物砂浆时,所采用的水泥强度等级不应低于42.5级。

4.2.3　集料的品种和质量应符合下列要求：

1　粗集料应选用质密、坚硬、强度高、耐久性好的碎石或卵石。对于主要承重构件，加固用集料的最大粒径：拌合混凝土应不超过 20mm,小石子混凝土不超过 10mm。不得使用含有活性二氧化硅石料制成的粗集料。

2　细集料应选用中、粗砂,其细度模数宜控制在 2.6~3.7 之间。

4.2.4　混凝土拌合用水应符合下列要求：

1　水中不应含有影响水泥正常凝结与硬化的有害杂质或油脂、糖类及游离酸类等。

2　污水、pH 值小于 5 的酸性水及含硫酸盐量按 SO_4^{2-} 计超过水的质量 0.27mg/cm^3 的水不得使用。

3　不得用海水拌制混凝土。

4　可采用供饮用的水。

4.2.5　混凝土所掺的粉煤灰应是 I 级灰,且烧失量应不大于 3%。

4.2.6　当桥梁加固选用聚合物混凝土、微膨胀混凝土或合成短纤维混凝土时,应在施工前进行试配,并应检验其强度、抗干缩性及耐腐蚀性。

4.2.7　混凝土中掺用外加剂时,其质量及相关技术规定应符合《混凝土外加剂》(GB 8076)与《混凝土外加剂使用技术规范》(GB 50119)的要求；不得使用含有氯盐、亚硝酸盐、碳酸盐和硫氰酸盐类成分的外加剂；不应使用铝粉作为混凝土的膨胀剂。

4.3　钢材

4.3.1　普通钢筋应采用热轧 R235、HRB335、HRB400 及 KL400 钢筋。

4.3.2　钢板、型钢、扁钢和钢管应采用 Q235 钢、Q345 钢、Q390 钢、Q420 钢；对重要结构的焊接构件,应采用 Q235-B 级、Q345-C 级等可焊性好的钢材。

4.3.3　预应力钢材的品种、质量和性能应符合下列要求：

1　预应力钢材的基本性能指标应满足《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)表 3.2.3-2 的要求；

2　体外预应力索应采用防腐性能可靠的产品,宜采用成品索；采用环氧涂层预应力钢材应检测涂层的质量及主要性能指标。

4.3.4　焊接材料的型号和质量应符合下列要求：

1　焊条材料的品种、规格应符合设计要求；其型号应与被焊接钢材的强度相适应。

2　焊缝连接的设计指标应符合公路桥梁钢结构设计规范的相关规定。

4.3.5　高强螺栓应符合国家、行业现行规范的相关规定。

4.4　锚固件

4.4.1　桥梁加固需要植筋时,宜采用 HRB335 级热轧带肋钢筋,也可采用 HRB400 级和 RRB400 级热轧带肋钢筋。

4.4.2　锚固件使用钢螺杆时,应采用全螺纹非焊接螺杆,钢材等级应为 Q345 级或 Q235 级。

4.4.3　锚固件为锚栓时,其钢材的性能指标必须符合表 4.4.3 中的有关规定。

表 4.4.3　加固用锚栓主要性能指标

性能等级		性能项目		
		抗拉强度标准值(MPa)	屈服强度标准值(MPa)	伸长率(%)
碳素钢及合金钢锚栓	4.8级	400	320	14
	5.8级	500	400	10
	6.8级	600	480	8
	8.8级	800	640	12
不锈钢锚栓	50(d ≤39mm)	500	210	0.6d
	70(d ≤24mm)	700	450	0.4d
	80(d ≤24mm)	800	600	0.3d

注： 表中的 d 表示锚栓的公称直径。

4.5 纤维复合材料

4.5.1 纤维复合材料用的纤维应为连续纤维,通常采用碳纤维、玻璃纤维及芳纶纤维,其品种和性能应符合下列要求：

1 碳纤维应选用不大于 12k(1k＝1000)的小丝束聚丙烯腈基(PAN 基纤维),不得使用大丝束纤维。

2 玻璃纤维,应选用 S 型玻璃纤维或 E 型玻璃纤维,不得使用 A 型玻璃纤维或 C 型玻璃纤维。

3 碳纤维与玻璃纤维复合材料的主要力学性能，应符合表 4.5.1 的规定。

4 芳纶纤维复合材料的力学指标参照《桥梁结构用芳纶纤维复合材料》(JT/T 531—2004)执行。

表 4.5.1 桥梁加固用纤维复合材料主要力学性能指标

纤维类别			性能项目					
			抗拉强度标准值(MPa)	弹性模量(MPa)	伸长率(%)	弯曲强度(MPa)	纤维复合材料与混凝土正拉黏结强度(MPa)	层间剪切强度(MPa)
碳纤维	布材	Ⅰ级	≥3400	≥2.4×10^5	≥1.7	≥700	≥2.5 且为混凝土内聚破坏	≥45
		Ⅱ级	≥3000	≥2.1×10^5	≥1.5	≥600		≥35
	板材	Ⅰ级	≥2400	≥1.6×10^5	≥1.7	—		≥50
		Ⅱ级	≥2000	≥1.4×10^5	≥1.5	—		≥40
玻璃纤维	S 型(高强)		≥2200	≥1.0×10^5	≥2.5	≥600		≥40
	E 型(无碱)		≥1500	≥7.2×10^4	≥2.0	≥500		≥35

注：纤维复合材料的抗拉强度标准值应根据置信水平 C=0.99、保证率为 95%的要求确定。

4.5.2 加固用纤维复合材料与胶黏剂应进行以下适配性检验,且检验结果必须符合表 4.5.1 的规定。

1　抗拉强度标准值；

2　纤维复合材料与混凝土正拉黏结强度；

3　层间剪切强度。

4.5.3　在材料性能检验和桥梁加固设计中,纤维复合材料截面面积的计算应符合以下规定：

1　对纤维布材,应按纤维的净截面积计算,即取纤维布材的计算厚度乘以宽度,纤维布材的计算厚度应按其单位面积质量除以纤维密度确定。

2　对单向纤维板材,应按不扣除树脂体积的板截面面积计算,即应按实测的板厚乘以宽度计算。

4.5.4　纤维复合材料的单位面积纤维质量和纤维体积应符合下列规定：

1　单层碳纤维布材的单位面积纤维质量,不应低于 200g/m2,不宜高于 300g/m2。单向碳纤维板材的厚度不应小于 1.0mm,不宜大于 2.0mm;板的宽度不宜大于 150mm;碳纤维体积含量不应低于 60%。

2　单层芳纶纤维布材的单位面积纤维质量,不应低于 280g/m2；不宜高于 830g/m2。

3　玻璃纤维布材的单位面积纤维质量,不应低于 300g/m2；不宜高于 600g/m2。

4.6　胶黏剂

4.6.1　桥梁加固用胶黏剂,根据所加固结构的重要程度分为 A 级胶与 B 级胶；其中 A 级胶用于重要结构或构件的加固,B 级胶用于一般结构或构件的加固。

4.6.2　桥梁承重结构(构件)加固用浸渍、粘贴纤维复合材料的胶黏剂的安全性能指标必须符合表 4.6.2 的规定。不得使用不饱和聚酯树酯、醇酸树脂等作为浸渍、粘贴胶黏剂。

表 4.6.2　碳纤维浸渍、粘贴用胶黏剂安全性能指标

性能项目		性能要求	
		A 级胶	B 级胶
胶体性能	抗拉强度(MPa)	≥40	≥30
	抗拉弹性模量(MPa)	≥2500	≥1500
	抗弯强度(MPa)	≥50	≥40
		且不得呈脆性破坏	
	抗压强度(MPa)	≥70	
	伸长率(%)	≥1.5	
黏结能力	钢－钢拉伸抗剪强度标准值(MPa)	≥14	≥10
	钢－钢不均匀扯离强度(kN/m)	≥20	≥15
	与混凝土的正拉黏结强度(MPa)	≥2.5,且为混凝土内聚破坏	
不挥发物含量(固体含量)(%)		≥99	

注：1.表中的胶黏剂性能指标,应根据置信水平 C=0.90、保证率为 95%的要求确定；

2.表中的性能指标除标有标准值外,余均为平均值；

3.用于粘贴碳纤维板的胶黏剂,当涂抹厚度小于 3mm 时,材料的流挂应小于 1mm。

4.6.3 浸渍、粘贴芳纶纤维复合材料用的胶黏剂,其安全性能指标不应低于 A 级胶的要求,采用的底胶与修补胶也应与之相适配。

4.6.4 粘贴纤维复合材料用的底胶与修补胶应与浸渍、粘贴胶黏剂相适配,其安全性能指标应符合表 4.6.4 的规定。

表 4.6.4 底胶及修补胶的安全性能指标

性能项目		性能要求	
		A 级胶	B 级胶
底胶	钢－钢拉伸抗剪强度标准值(MPa)	≥14	≥10
	与混凝土的正拉黏结强度(MPa)	≥2.5,且为混凝土内聚破坏	
	不挥发物含量(固体含量)(%)	≥99	
	混合后初粘度(23℃时)(mPa·s)	≤6000	
修补胶	胶体抗拉强度(MPa)	≥30	
	胶体抗弯强度(MPa)	≥40,且不得呈脆裂破坏	
	与混凝土的正拉黏结强度(MPa)	≥2.5,且为混凝土内聚破坏	

注： 表中的性能指标除标有标准值外,均为平均值。

4.6.5 粘贴钢板或型钢用的胶黏剂,其安全性能指标必须符合表 4.6.5 的规定。

表 4.6.5 粘贴钢板或型钢用胶黏剂安全性能指标

性能项目		性能要求	
		A 级胶	B 级胶
胶体性能	抗拉强度(MPa)	≥30	≥25
	抗拉弹性模量(MPa)	≥3500(≥3000)	
	抗弯强度(MPa)	≥45	≥35
		且不得呈脆性破坏	
	抗压强度(MPa)	≥65	
	伸长率(%)	≥1.3	≥1.0
黏结能力	钢－钢拉伸抗剪强度标准值(MPa)	≥15	≥12
	钢－钢不均匀扯离强度(kN/m)	≥16	≥12
	钢－钢黏结抗拉强度(MPa)	≥33	≥25
	与混凝土的正拉黏结强度(MPa)	≥2.5,且为混凝土内聚破坏	
不挥发物含量(固体含量)(%)		≥99	

注： 表中括号内的抗拉弹性模量指标仅用于灌注黏结型胶黏剂。

4.7　混凝土桥梁结构锚固用的胶黏剂,必须采用专用改性环氧胶黏剂、改性乙烯基酯胶黏剂剂或改性氨基甲酸酯胶黏剂，其安全性能指标必须符合表 4.6.6 的要求；其填料必须在工厂制胶时添加,严禁在施工现场掺入。不得使用以水泥和微膨胀剂为主要成份配制的锚固剂作为黏结材料。

表 4.6.6　锚固用胶黏剂安全性能指标

性能项目			性能要求	
			A 级胶	B 级胶
胶体性能	劈裂抗拉强度(MPa)		≥8.5	≥7.0
	抗压强度(MPa)		≥60	
	抗弯强度(MPa)		≥50	≥40
黏结能力	钢－钢(钢套筒法)拉伸抗剪强度标准值(MPa)		≥16	≥13
	约束拉拔条件下带肋钢筋与混凝土的黏结强度(MPa)	C30　ϕ25　L=150mm	≥11	≥8.5
		C60　ϕ25　L=125mm	≥17	≥14
不挥发物含量(固体含量)(%)			≥99	

注：　表中的性能指标除标有标准值外,均为平均值。

4.7.1　混凝土桥梁加固用胶黏剂,其钢－钢黏结抗剪性能必须经过湿热老化检验合格,湿热老化检验应在 50℃温度和 98%相对湿度环境下进行；老化时间：重要构件不得小于 90d,一般构件不得小于 60d；经湿热老化后的试件,应在常温条件下进行钢－钢黏结拉伸抗剪试验,其强度降低的百分率(%)应符合下列要求：

1　A 级胶不得大于 10%；
2　B 级胶不得大于 15%。

4.7.2　桥梁加固用胶黏剂应进行毒性检验,对完全固化的胶黏剂,其检验结果应符合实际无毒卫生等级的规定。

4.7.3　在桥梁加固用的胶黏剂中,不得使用乙二胺作为改性环氧树脂的固化剂；不得在其中掺入挥发性有害溶剂和非反应性稀释剂。

4.7.4　地区桥梁加固用胶黏剂应通过耐冻融性能检验。

4.8　裂缝修补用材料

4.8.1　混凝土桥梁裂缝注射或压力灌注用修补胶的安全性能指标必须符合表 4.7.1 的规定。

表 4.7.1　裂缝修补用胶(注射剂)安全性能指标

性能项目		性能指标
胶体性能	抗拉强度(MPa)	≥20
	抗拉弹性模量(MPa)	≥1500

	抗压强度(MPa)	≥50
	抗弯强度(MPa)	≥30,且不得呈脆性破坏
钢－钢拉伸抗剪强度标准值(MPa)		≥10
不挥发物含量(固体含量)(%)		≥99
可灌注性		在产品说明书规定的压力下,能注入宽度为 0.1mm

4.8.2 桥梁混凝土裂缝修补用聚合物水泥注浆料的安全性能指标必须符合表 4.7.2 的规定。

表 4.7.2 裂缝修补用聚合物水泥注浆料安全性能指标

性能项目		性能指标
浆体性能	劈裂抗拉强度(MPa)	≥5
	抗压强度(MPa)	≥40
	抗折强度(MPa)	≥10
注浆料与混凝土正拉黏结强度(MPa)		≥2.5,且为混凝土破坏

4.9 混凝土表层缺陷修复及防护用材料

4.9.1 混凝土表层缺陷修复材料可采用混凝土(砂浆)、聚合物水泥混凝土(砂浆)、改性环氧混凝土(砂浆)等材料。其质量及性能应符合现行相关标准、规范的规定或满足设计要求。

4.9.2 处于侵蚀性环境桥梁的钢筋防锈宜采用渗透型阻锈剂,其质量及性能指标应符合现行国家、行业标准的相关规定；不得采用以亚硝酸盐类为主成分的阳极型阻锈剂。

4.9.3 受侵蚀性环境影响的混凝土桥梁,其表面防护用涂装材料可采用丙烯酸类、聚氨脂类、硅烷类或环氧类涂料,各层涂料间应具有良好的相容性。

4.10 预应力高强钢丝绳

4.10.1 混凝土结构构件的加固可采用高强不锈钢钢丝绳和高强镀锌钢丝绳。高强钢丝绳抗拉强度标准值（f_{tk}）不应小于表 4.9.1 的规定。

表 4.9.1 高强钢丝绳抗拉强度标准值

种类	符号	公称直径（mm）	不锈钢钢丝绳		不锈钢钢丝绳	
			抗拉强度标准值（MPa）	材料分项系数（γ_r）	抗拉强度标准值（MPa）	材料分项系数（γ_r）
1×19	Φ^s	3.0~7.0	1650	1.47	1560	1.47
			1770	1.47	1650	1.47

4.10.2 高强钢丝绳抗拉强度设计值应按表 4.9.1 中的强度标准值除以材料分项系数（γ_r）确定。

4.10.3 高强钢丝绳的弹性模量、伸长率不应小于表 4.9.3 的规定。

表 4.9.3　钢丝绳弹性模量、伸长率

类别	弹性模量 E_{rw}（MPa）	伸长率（%）
不锈钢钢丝绳	1.10×10^5	1.6
镀锌钢丝绳	1.40×10^5	2.1

4.10.4　高强钢丝绳不得涂有油脂。

4.10.5　对处于腐蚀环境的混凝土结构构件进行加固时，应采用高强不锈钢钢丝绳；对处于一般环境的混凝土结构构件进行加固时，可选用高强镀锌钢丝绳，但应采取有效的防锈措施。

4.11　聚合物砂浆

4.11.1　砂浆的基本性能指标应符合表 4.10.1 的规定。

表 4.10.1　砂浆基本性能指标

砂浆等级	劈裂抗拉强度（Mpa）	正拉粘结强度(MPa)	抗折强度（MPa）	抗压强度（MPa）	钢套筒粘结抗剪强度标准值（MPa）
Ⅰ	≥7.0	≥2.5，且为混凝土内聚破坏	≥12.0	≥50.0	≥12.0
Ⅱ	≥5.5		≥10.0	≥40.0	≥9.0

注：表中的指标值为龄期 28d 指标。

4.11.2　端部锚固区范围及反力支撑范围应选用Ⅰ级砂浆，涂抹厚度不应小于 25mm。端部锚固区范围（d_1）应自锚具外边缘起沿跨中方向不小于 500mm 的范围；反力支撑范围（d_2）应为圆钢棒两侧不小于 200mm 的范围（图 4.10.2）。

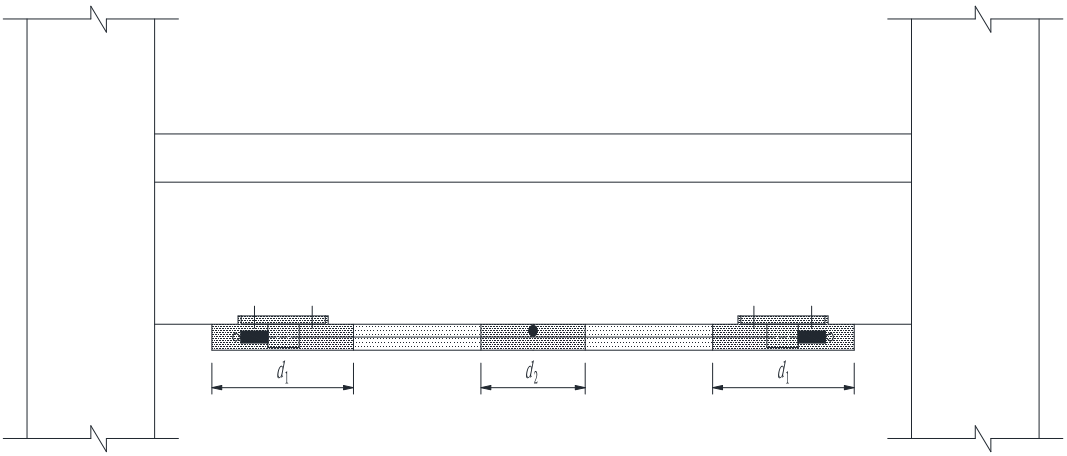


图 4.10.2　Ⅰ级砂浆使用范围

4.11.3　锚固区和反力支撑范围以外可选用Ⅱ级砂浆。

4.11.4　砂浆粘结剪切性能应经湿热老化检验，且试验方法应按现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 执行，合格后方可使用。

4.11.5　砂浆现场拌制时，应按预先确定的配合比进行拌制，且每次的拌合量宜在 30min 内使用完毕。

5 增大截面加固法

5.1 一般规定

5.1.1 本方法适用于钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件、钢筋混凝土受压构件的加固，以提高受弯构件的抗弯承载力、抗剪承载力和刚度；提高受压构件的正截面承载力和刚度。

5.1.2 按现场检测结果确定的原结构构件混凝土强度应满足下列要求：

1 钢筋混凝土受弯构件不应低于 C20，受压构件不应低于 C15；
2 预应力混凝土构件不应低于 C30。

5.1.3 原构件混凝土表面处理、界面构造及施工质量符合本规程第 5.5.1、第 5.5.3、第 5.5.5 条要求时，新加混凝土与原构件混凝土变形协调、共同受力，可按加固后构件整体截面计算。

5.1.4 增大截面加固桥梁构件的作用(或荷载)效应，按下列两个阶段进行计算：

1 第一阶段：新浇混凝土层达到强度标准值之前，构件按原构件截面计算，荷载应考虑加固时包括原构件自重在内的恒载、现浇混凝土层自重及施工荷载。

2 第二阶段：新浇混凝土层达到强度标准值后，构件按加固后整体截面计算，作用(或荷载)应考虑包括加固后构件自重在内的恒载，二期作用的恒载及使用阶段的可变作用。作用效应组合系数取值：恒载的荷载效应分项系数 1.2；使用阶段的可变作用效应分项系数按现行《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60—2004）取用。

5.2 受弯构件加固计算

5.2.1 采用增大正截面的加固可分为在截面受压区或受拉区增设现浇混凝土加厚层两种方法。

5.2.2 仅在受压区增设现浇混凝土加厚层的钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件，在加固施工中以原构件为支撑，在其上浇筑混凝土加厚层并与原构件组合，构件的计算应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)第 8.1 节的规定进行。

1 受弯构件截面增大后的相对界限受压区高度ξ_b，可根据原构件混凝土强度等级和截面受拉区钢筋种类，按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)表 5.2.1 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。无可靠技术资料作依据时，对整体浇筑的混凝土加厚层，可按相应于温度降低 15℃~20℃考虑；对分段浇筑的混凝土加厚层，可按相应于温度降低 10℃~15℃考虑。

3 若计算结果表明增设现浇混凝土加厚层即可满足要求，也应按构造要求配置加厚层内的钢筋。

5.2.3 在受拉区加固受弯构件时的承载力计算，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 D62—2004)对受弯构件正截面承载力计算的基本假定外，尚应满足下列要求：

1 在受弯承载能力极限状态下，截面受压边缘混凝土应变达到极限压应变ε_{cu}。截面受压区混凝土应力按等效矩形应力图形，混凝土抗压强度取原构件混凝土轴心抗压强度设计值f_{cd1}。

2 构件达到受弯承载能力极限状态时，新增普通钢筋的拉应变ε_{s2}按平截面假定确定。新增普

通钢筋的拉应力 σ_{s2} 应为钢筋的弹性模量 E_{s2} 与其拉应变 ε_{s2} 的乘积。

5.2.4 在矩形截面或翼缘位于受拉边的 T 形截面钢筋混凝土受弯构件的受拉区进行抗弯加固时，其正截面受弯承载力应按下列公式计算（图 5.2.4）：

$$\gamma_0 M_d \leqslant f_{cd1} bx(h_0 - \frac{x}{2}) + f'_{sd1} A'_{s1} (h_0 - a'_{s1}) \tag{5.2.4-1}$$

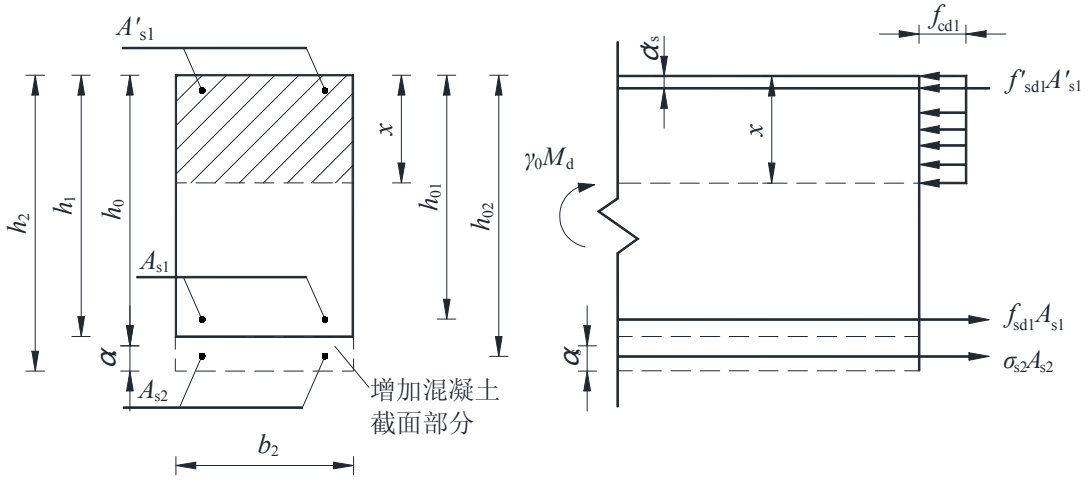


图5.2.4 受弯构件的抗弯承载力计算

混凝土受压区高度应按下式确定

$$f_{cd1} bx = f_{sd1} A_{s1} - f'_{sd1} A'_{s1} + \sigma_{s2} A_{s2} \tag{5.2.4-2}$$

$$\sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} E_{s2} \leqslant f_{sd2} \tag{5.2.4-3}$$

混凝土受压区高度尚应符合下列条件

$$2a'_{s1} \leqslant x \leqslant \xi_b h_{01} \tag{5.2.4-4}$$

式中：γ_0 —— 桥梁结构的重要性系数，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 D62—2004）规定采用；

M_d —— 第二阶段弯矩组合设计值；

f_{cd1} —— 原构件混凝土轴心抗压强度设计值，可根据现场检测强度推算值按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62—2004）确定；

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；

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

A_{s2} —— 新增纵向普通钢筋的截面面积；

b_2 —— 加固后构件截面宽度；

h_0 —— 加固后截面有效高度，$h_0 = h_2 - a_s$，此处 h_2 为加固后截面全高，a_s 为受拉区纵向普通钢筋 A_{s1} 和 A_{s2} 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，为原构件受拉区纵向普通钢筋 A_{s1} 合力点至截面受压区边缘距离；

x —— 等效矩形应力图形的混凝土受压区高度，简称混凝土受压区高度；

σ_{s2} —— 新增纵向普通钢筋的拉应力；

E_{s2} —— 新增纵向普通钢筋的弹性模量；

ε_{s2} —— 在构件达到承载能力极限状态时，新增纵向普通钢筋的拉应变，按本规程第 5.2.6 条计算；

f_{sd2} —— 新增纵向普通钢筋的抗拉强度设计值；

ξ_b —— 正截面相对界限受压区高度，按原构件混凝土和受拉钢筋强度级别，按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)表 5.2.1 规定选用。

当 $x < 2a'_{s1}$ 时，正截面抗弯承载力按下列公式计算：

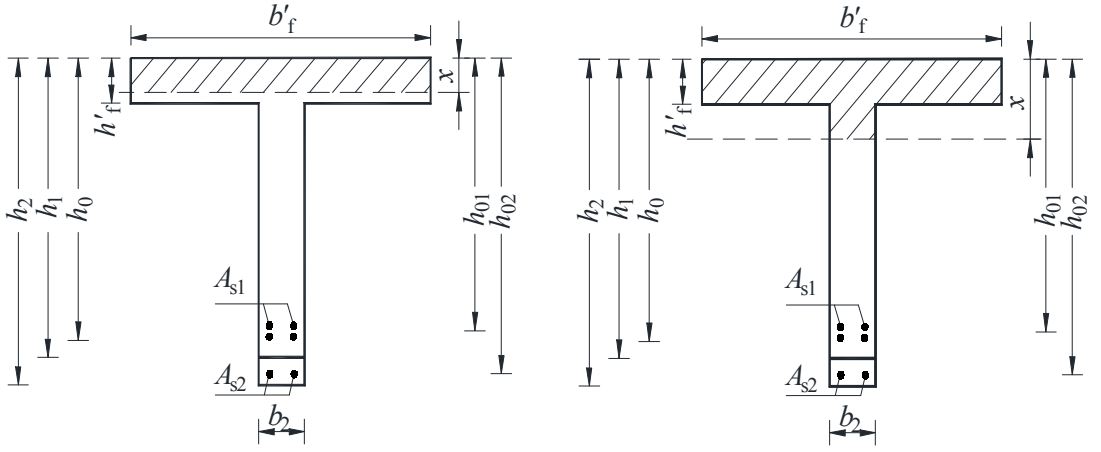
$$\gamma_0 M_d \leqslant f_{sd1} A_{s1} \left(h_{01} - a'_{s1} \right) + \sigma_{s2} A_{s2} \left(h_{02} - a'_{s1} \right) \tag{5.2.4-5}$$

式中：h_{02}——新增纵向普通钢筋的合力点至截面受压边缘的距离。

其他符号意义见式(5.2.4-1)~式(5.2.4-4)。

5.2.5 对翼缘位于受压区的 T 形钢筋混凝土截面受弯构件，当在其受拉区采用增大截面进行抗弯加固后的正截面抗弯承载力应按下列规定计算。

1 当混凝土受压区高度 $x \leqslant h'_f$ 时，应以宽度为 b'_f 的矩形截面(图 5.2.5a)，按本规程第 5.2.4 条公式计算正截面抗弯承载力。



a) b)

图 5.2.5 T 形截面受弯构件正截面承载力计算

a) $x \leqslant h'_f$ ； b) $x > h'_f$

2 当混凝土受压区高度 $x > h'_f$ 时，其正截面抗弯承载力应按下列公式计算[图 5.2.5b)]：

$$\gamma_0 M_{\mathrm{d}} \leqslant f_{\mathrm{cd}}[b_2 x(h_0-\frac{x}{2})+(b'_{\mathrm{f}}-b_2)h'_{\mathrm{f}}\ (h_0-\frac{h'_{\mathrm{f}}}{2})] \tag{5.2.5-1}$$

混凝土受压区高度应按下式计算，并应满足本规程式(5.2.4-4)的要求，

$$f_{\mathrm{cd}} b_2 x + f_{\mathrm{cd}}(b'_{\mathrm{f}}-b_2)h'_{\mathrm{f}} = f_{\mathrm{sd1}} A_{\mathrm{s1}} + \sigma_{\mathrm{s2}} A_{\mathrm{s2}} \tag{5.2.5-2}$$

式中：h'_{f} ——T 形截面受压翼缘厚度；

b'_{f} ——T 形截面受压翼缘的有效宽度，按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）第 4.2.2 条的规定采用。

其他符号意义见式(5.2.4-1)~式(5.2.4-4)。

5.2.6 在受拉区采用增大截面加固的钢筋混凝土受弯构件达到受弯承载能力极限状态时，新增纵向普通钢筋的拉应变 $\varepsilon_{\mathrm{s2}}$ 按下列公式计算，参见图 5.2.6：

$$\varepsilon_{\mathrm{s2}} = \frac{\varepsilon_{\mathrm{cu}}(\beta h_{02}-x)}{x} - \frac{\varepsilon_{\mathrm{c1}}(h_{02}-x_1)}{x_1} \tag{5.2.6-1}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{c1}} = \frac{M_{\mathrm{d1}}}{E_{\mathrm{c}} I_{\mathrm{cr}}} x_1 \tag{5.2.6-2}$$

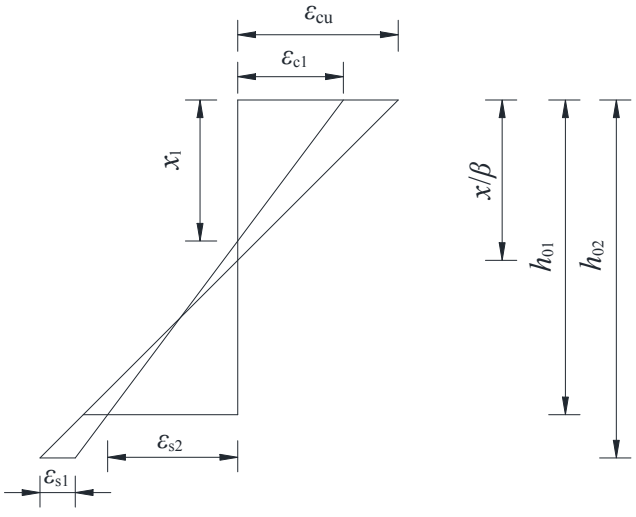


图 5.2.6 截面应变图

式中：M_{d1} ——第一阶段弯矩组合设计值；

$\varepsilon_{\mathrm{cu}}$ ——混凝土极限压应变，当混凝土强度等级为 C50 及 C50 以下时，取 $\varepsilon_{\mathrm{cu}}=0.0033$；

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 $\beta=0.8$；

h_{02} ——受拉区新增纵向普通钢筋 A_{s2} 合力点至截面受压区边缘距离；

ε_{c1} ——在M_{d1}作用下，原构件截面上边缘的混凝土压应变；

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；

I_{cr} ——加固前原构件开裂截面换算截面的惯性距；

E_c ——原构件混凝土的弹性模量。

图 5.2.6 中，ε_{s1}为在M_{d1}作用下原构件截面上受拉区纵向普通钢筋的拉应变。

5.2.7 钢筋混凝土受弯构件在截面受拉区加固和增大梁肋厚度后，其截面尺寸应满足下列要求：

$$\frac{\gamma_0 V_{d1}}{b_1 h_{01}} + \frac{\gamma_0 V_{d2}}{b_2 h_0} \leqslant 0.51\times 10^{-3}\sqrt{f_{cu,k}} \tag{5.2.7}$$

式中：V_{d1} ——加固时原构件由荷载产生的验算截面处的剪力组合设计值（kN）。若封闭桥上交通进行加固，则为恒载作用的剪力组合设计值(kN)；

V_{d2} ——加固后构件验算截面处由后加恒载，车辆荷载及其他作用产生的剪力组合设计值(kN)；

b_1、b_2 ——分别为原构件截面宽度和加固后构件宽度(mm)；

h_{01} ——原构件相应于剪力组合设计值处的截面有效高度(mm)；

h_0 ——加固后构件相应于剪力组合设计值处的截面有效高度，即自原构件截面纵向受拉钢筋和新增纵向受拉钢筋的合力点至截面受压边缘的距离(mm)；

$f_{cu,k}$ ——原构件混凝土强度等级。

5.2.8 钢筋混凝土受弯构件在截面受拉区加固后，斜截面抗剪承载力按下列公式计算：

$$\gamma_0 V_d \leqslant 0.43\times 10^{-3}\alpha_1\alpha_3 b_2 h_0 \psi_{cs}\sqrt{(2+0.6P)\sqrt{f_{cu,k}}\rho_{sv} f_{sv}}$$

$$+0.75\times 10^{-3} f_{sd} A_{sb} + \psi_{vb} V_{d2} \tag{5.2.8}$$

式中：V_d —— 加固后构件验算截面处第二阶段剪力组合设计值(kN)；

V_{d2} —— 加固后由后期恒载，车辆荷载及其他可变荷载作用的剪力组合设计值(kN)；

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_3 —— 受压翼缘的影响系数，对矩形截面$\alpha_3 = 1.0$；对具有受压翼缘的 T 形或工字形截面，取$\alpha_3 = 1.1$；

b_2 —— 加固后梁斜截面顶端正截面处腹板宽度(mm)；

h_0 —— 加固后梁斜截面受压端正截面的有效高度(mm)，参见式(5.2.4-1)；

ψ_{cs} —— 与原梁斜裂缝有关的修正系数，加固前未出现斜裂缝时，取$\psi_{cs} = 1.0$；斜裂缝宽度小于 0.2mm 时，取$\psi_{cs} = 0.835$；斜裂缝宽度大于 0.2mm 时，取$\psi_{cs} = 0.78$；

P —— 加固后计算截面斜裂缝范围纵向钢筋的配筋百分率，$P = 100\rho$，$\rho = \left(A_{s1} + A_{s2}\right)\Big/ bh_0$，$A_{s1}$和$A_{s2}$分别为原梁截面纵向钢筋面积和新增纵向钢筋面积，当$P > 2.5$时，$P = 2.5$；

ρ_{sv} —— 原梁斜截面内箍筋配筋率，$\rho_{sv} = A_{sv}\big/\left(S_v b_2\right)$；

S_v —— 原梁斜截面内箍筋的间距(mm)；

A_{sv1} —— 原梁斜截面内配置在同一截面的箍筋各肢总截面面积(mm²)；

A_{sb} —— 与斜裂缝相交的普通弯起钢筋的总截面面积(mm²)；

f_{sv} —— 原梁箍筋抗拉强度设计值(MPa)；

f_{sd} —— 普通弯起钢筋的抗拉强度设计值(MPa)；

ψ_{vb} —— 修正系数，ψ_{vb} 计算公式为

$$\psi_{sv}=\frac{0.8A_{sv2}}{A_{sv1}+0.707A_{sb}A_{sv2}}$$

A_{sv2} —— 与斜裂缝相交的同一截面后增箍筋各肢总截面面积(mm²)；

其他符号意义见式(5.2.4-1)。

5.3 受压构件加固计算

5.3.1 采用增大截面加固钢筋混凝土轴心受压构件时，其正截面受压承载力应按下列公式计算：

$$\gamma_0 N_d \leqslant 0.9\varphi(f_{cd1}A_{c1}+f'_{sd1}A'_{s1}+\sigma_{c2}A_{c2}+\sigma_{s2}A'_{s2}) \qquad (5.3.1\text{-}1)$$

式中：γ_0 ——桥梁结构的重要性系数，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 D62)规定采用；

N_d ——第二阶段轴向力组合设计值；

φ ——轴心受压构件稳定系数，按表 5.3.1 采用；

f_{cd1}、f'_{sd1} ——分别为原构件混凝土轴心抗压强度设计值和纵向钢筋抗压强度设计值；

A_{c1}、A_{c2} ——分别为原构件和新增部分混凝土截面面积；

A'_{s1}、A'_{s2} ——分别为原有纵向普通钢筋和新增纵向普通钢筋的全部截面面积；

σ_{c2} ——在达到承载能力极限状态时，新增混凝土的应力，$\sigma_{c2}=E_c\varepsilon_{c2}\leqslant f_{cd1}$；

ε_{c2} ——新增混凝土的应变；

$$\varepsilon_{c2}=\varepsilon_{cu}-\frac{N_{d1}}{(b_1h_1+\alpha_{Es}A'_{s1})E_c} \qquad (5.3.1\text{-}2)$$

σ_{s2} ——在达到承载能力极限状态时，新增纵向钢筋 A'_{s2} 的应力，$\sigma_{s2}=E_{s2}\varepsilon_{s2}\leqslant f'_{sd2}$；

ε_{s2} —— 新增钢筋 A_{s2} 的应变；

$$\varepsilon_{s2}=\varepsilon_{cu}-\frac{N_{d1}}{(b_1h_1+\alpha_{Es}A'_{s1})E_c} \qquad (5.3.1\text{-}3)$$

ε_{cu} ——轴心受压混凝土极限压应变，计算时可取 $\varepsilon_{cu}=0.002$；

E_c、E_{s2} ——分别为原构件混凝土弹性模量和新增纵向受压钢筋的弹性模量；

α_{Es} ——原构件纵向普通钢筋与混凝土弹性模量比，$\alpha_{Es}=E_{s1}/E_c$；

b_1、h_1 ——分别为原构件截面宽度与高度；

N_{d1} ——第一阶段轴向力组合设计值。

表 5.3.1 钢筋混凝土轴心受压构件的稳定系数 φ

l_0/b_2	≤8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
l_0/d_2	≤7	8.5	10.5	12	14	15.5	17	19	21	22.5	24
l_0/r_2	≤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 为矩形截面短边尺寸，d_2 为圆形截面直径，r_2 为截面最小回转半径。

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

当加固后截面全部纵向钢筋配筋率大于 3%时，式(5.3.1-1)中的 A_{c1} 应改用 $A_{n1}=A_{c1}-A'_{s1}$，A_{c2} 应改用 $A_{n2}=A_{c2}-A'_{s2}$。

5.3.2　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加厚和两侧加厚的增大截面加固法。

5.3.3　两侧加厚的矩形截面偏心受压正截面抗压承载力按下列公式计算：

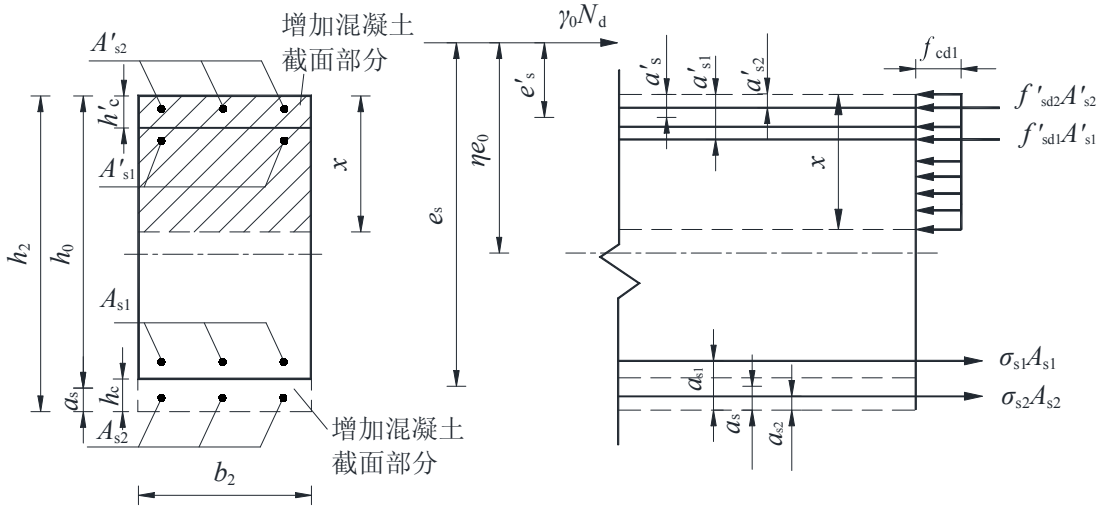


图 5.3.3 两侧加厚矩形截面偏心受压构件正截面抗压承载力计算图式

$$\gamma_0 N_d \leqslant f_{cd1} b_2 x + f'_{sd2} A'_{s2} + f'_{sd1} A'_{s1} - \sigma_{s1} A_{s1} - \sigma_{s2} A_{s2} \tag{5.3.3-1}$$

$$\gamma_0 N_{\mathrm{d}} e_{\mathrm{s}} \leqslant f_{\mathrm{cd1}} b_2 x\left(h_0-\frac{x}{2}\right)+f'_{\mathrm{sd2}} A'_{\mathrm{s2}}(h_0-a'_{\mathrm{s2}})+f'_{\mathrm{sd1}} A'_{\mathrm{s1}}(h_0-a'_{\mathrm{s1}}) \tag{5.3.3-2}$$

$$f_{\mathrm{cd1}} bx\left(e_{\mathrm{s}}-h_0+\frac{x}{2}\right)=(\sigma_{\mathrm{s1}} A_{\mathrm{s1}}+\sigma_{\mathrm{s2}} A_{\mathrm{s2}})e_{\mathrm{s}}-(f'_{\mathrm{sd1}} A'_{\mathrm{s1}}+f'_{\mathrm{sd2}} A'_{\mathrm{s2}})e'_{\mathrm{s}} \tag{5.3.3-3}$$

$$e_{\mathrm{s}}=\eta e_0+\frac{h_2}{2}-a_{\mathrm{s}} \tag{5.3.3-4}$$

$$e'_{\mathrm{s}}=\eta e_0-\frac{h_2}{2}+a'_{\mathrm{s}} \tag{5.3.3-5}$$

式中：N_{d} —— 第二阶段轴向力组合设计值；

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；

e_0 —— 轴向力对加固后截面重心轴的偏心距，$e_0=M_{\mathrm{d}}/N_{\mathrm{d}}$；

M_{d} —— 相应于轴向力 N_{d} 的第二阶段弯矩组合设计值；

x —— 加固后构件截面混凝土受压区高度；

h'_{c} —— 截面受压较大边的加厚混凝土厚度；

f_{cd1} —— 原构件混凝土抗压强度设计值；

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和新增纵向普通钢筋的应力，$\sigma_{\mathrm{s1}} \leqslant f_{\mathrm{sd1}}$，$\sigma_{\mathrm{s2}} \leqslant f_{\mathrm{sd2}}$；

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积和新增的纵向普通钢筋截面积；

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积和新增的纵向钢筋截面积；

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和新增的纵向普通钢筋抗压强度设计值；

h_2 —— 加固后截面的高度；

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} 截面重心至受压较大边缘的距离，$h_0=h_2-a_{\mathrm{s}}$；

η —— 偏心受压构件轴向力偏心距增大系数，按本规程第 5.3.7 条的规定计算；

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；

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；

其他符号意义见图 5.3.3。

5.3.4 两侧加厚的矩形截面偏心受压构件截面受拉边或受压较小边纵向普通钢筋的应力 σ_{s1} 应按下列情况采用。

1 当 $\xi \leqslant \xi_b$ 时为大偏心受压构件，此处，相对受压区高度 $\xi = \dfrac{x}{h_0}$，$h_0 = h_2 - a_s$，h_2 为加固后截面的高度。原构件截面受拉边纵向普通钢筋 A_{s1} 的应力取 $\sigma_{s1} = f_{sd1}$。

2 当 $\xi > \xi_b$ 时为小偏心受压构件，原构件截面受拉边或受压较小边纵向普通钢筋 A_{s1} 的应力可按下列公式计算：

$$\sigma_{s1} = \varepsilon_{cu} E_{s1} \left(\frac{\beta h_{01}}{x - \beta h'_c} - 1 \right) \tag{5.3.4-1}$$

$$-f_{sd1} \leqslant \sigma_{s1} \leqslant f_{sd1} \tag{5.3.4-2}$$

式中：σ_{s1} —— 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，压应力为负号，拉应力为正号；

ε_{cu} —— 混凝土极限区应变，当混凝土强度等级为 C50 及 C50 以下时，取 $\varepsilon_{cu} = 0.0033$；

E_{s1} —— 原构件截面受拉边或受压较小边的纵向普通钢筋的弹性模量；

h_{01} —— 原构件截面有效高度；

f_{sd1} —— 原构件纵向普通钢筋的抗拉强度设计值；

x —— 加固后构件截面混凝土受压区高度；

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 5.3.3。

5.3.5 两侧加厚的矩形截面偏心受压构件截面受拉边或受压较小边新增加纵向普通钢筋的应力 σ_{s2} 应按下列公式计算：

$$-f_{sd2} \leqslant \sigma_{s2} = E_{s2} \varepsilon_{s2} \leqslant f_{sd2} \tag{5.3.5-1}$$

$$\varepsilon_{s2}=\left(\frac{\beta h_{02}-x}{x-\beta h'_{c}}\right)\varepsilon_{cu}-\varepsilon'_{s2} \tag{5.3.5-2}$$

式中：E_{s2} ——截面受拉边或受压较小边新增纵向普通钢筋 A_{s2} 的弹性模量；

ε_{s2} ——截面受拉边或受压较小边新增纵向普通钢筋的应变，拉应变为正号，压应变为负号；

ε'_{s2} ——第一阶段受力时原构件截面相应于新增纵向普通钢筋 A_{s2} 位置处的应变，计算时应计入应变符号，拉应变为正号，压应变为负号；

f_{sd2} ——截面受拉边或受压较小边新增纵向普通钢筋的强度设计值；

h_{02} ——加固后截面受拉边或受压较小边新增纵向普通钢筋 A_{s2} 截面重心至受压较大边缘距离，$h_{02}=h_2-a_{s2}$；

其他符号意义见图 5.3.3。

5.3.6　第一阶段受力时原矩形截面偏心受压构件截面受压较大边缘混凝土压应变 ε_{c1} 和相应于新增纵向普通钢筋 A_{s2} 位置处的应变 ε'_{s2} 按下列公式计算：

1　原构件为轴心受压构件时

$$\varepsilon_{c1}=\frac{N_{d1}}{\left[b_1h_1+\alpha_{Es}\left(A_{s1}+A'_{s1}\right)\right]E_c} \tag{5.3.6-1}$$

$$\varepsilon'_{s2}=\varepsilon_{c1} \tag{5.3.6-2}$$

式中：N_{d1} ——第一阶段轴力组合设计值；

b_1、h_1 ——分别为原构件矩形截面的宽度和高度；

A_{s1}、A'_{s1} ——分别为原构件截面受拉边或受压较小边纵向普通钢筋面积和截面受压较大边纵向普通钢筋面积；

α_{Es} ——原构件钢筋与混凝土弹性模量之比；

E_c ——原构件混凝土弹性模量。

2　原构件为大偏心受压构件时

$$\varepsilon'_{s2}=\frac{x_1-h_{02}+h'_{c}}{x_1}\varepsilon_{c1} \tag{5.3.6-3}$$

式中：h_{02} ——加固后截面受拉边新增纵向普通钢筋 A_{s2} 截面重心至受压较大边缘距离，

$h_{02}=h_2-a_{s2}$，见图 5.3.3；

x_1 ——原构件开裂截面换算截面的混凝土受压区高度；

h'_c ——截面受压较大边的加厚混凝土厚度；

ε_{c1} ——原构件截面受压较大边混凝土的计算压应变，按本规程附录 B 的规定计算。

3 当原构件为小偏心受压构件时

$$\varepsilon'_{s2}=\varepsilon_{c1}-\frac{h_{02}-h'_c}{h_{01}-h'_c}(\varepsilon_{c1}-\varepsilon_{s1}) \tag{5.3.6-4}$$

式中：h_{01} —— 原构件受拉边或受压较小边纵向普通钢筋 A_{s1} 至加固后截面受压较大边缘的距离；

ε_1 —— 第一阶段原构件截面受拉边或受压较小边纵向普通钢筋 A_{s1} 的应变，按本规程附录 B 的规定计算；

其他符号意义见图 5.3.3。

运用式(5.3.6-1)~式(5.3.6-4)计算时，应变应计入应变符号，拉应变为正号，压应变为负号。

5.3.7 计算偏心受压构件正截面承载力时，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。此时，应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，其值按下列公式计算：

$$\eta=[1+\frac{1}{1400e_0/h_0}(\frac{l_0}{h_2})^2\zeta_1\zeta_2]\psi_\eta \tag{5.3.7-1}$$

$$\zeta_1=0.2+2.7\frac{e_0}{h_0}\leqslant 1.0 \tag{5.3.7-2}$$

$$\zeta_2=1.15-0.01\frac{l_0}{h_2}\leqslant 1.0 \tag{5.3.7-3}$$

式中：l_0 —— 构件的计算长度，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 D62)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≥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≥0.3 时，$\psi_\eta=1.2$；当e_0/h_2＜0.3 时，$\psi_\eta=1.3$；

其他符号意义见式(5.3.3-4)。

5.3.8 对加固后偏心受压构件还应按轴心受压构件复核垂直于弯矩作用平面的承载力。此时不考虑弯矩作用，按第二阶段作用轴心受压构件计算，计算公式见第 5.3.1 条。

5.4 新老混凝土结合计算

5.4.1 在受压区增设现浇混凝土加厚层的梁，当满足本规程第 5.5.1 条、第 5.5.3 条和第 5.5.5 条构造要求时，原构件与新增混凝土现浇层之间结合面的抗剪承载力按下式计算：

$$\gamma_0 V_d \leqslant 0.12 f_{cd} b h_0 + 0.85 f_{sv} \frac{A_{sv}}{S_v} h_0 \tag{5.4.1}$$

式中：V_d —— 加固后最大剪力组合设计值(N)；

f_{cd} —— 混凝土抗压强度设计值。当原构件与现浇混凝土不同时，取两者中较低者(MPa)；

b —— 新老混凝土的结合面宽度(mm)；

h_0 —— 加固后构件截面的有效高度(mm)；

f_{sv} —— 结合面配置的箍筋或植筋抗拉强度设计值(MPa)；

A_{sv} —— 结合面上同一竖向截面配置的箍筋各肢总截面面积或植筋总截面面积(mm²)；

S_v —— 箍筋或植筋的间距(mm)。

5.4.2 在受压区增设现浇混凝土加厚层的板，当在新老混凝土的结合面上不配置抗剪钢筋且符合本规程第 5.5.5 条的构造规定时，其结合面抗剪承载力应满足下列要求：

$$\frac{\gamma_0 V_d}{b h_0} \leqslant 0.45 \text{ (MPa)} \tag{5.4.2-1}$$

式中符号意义同式(5.4.1)。

当结合面符合本规程第 5.5.3 条的构造规定要求，且同一竖向截面配置不少于$0.3\frac{bS_v}{f_{sd}}$（以㎜²计)的竖向结合钢筋时，新老混凝土结合面抗剪承载力应符合下列满足：

$$\frac{\gamma_0 V_d}{b h_0} \leqslant 2 \text{ (MPa)} \tag{5.4.2-2}$$

在受拉区采用增大截面加固的受弯梁，原构件与新增混凝土现浇层之间结合面的抗剪承载力可

按式(5.4.1)计算。

5.5 构造要求

5.5.1 新浇混凝土应符合下列规定：

1 新浇混凝土强度级别宜比原构件混凝土强度提高一级，并不低于C25。

2 新浇混凝土层的最小厚度，对板不宜小于100mm；对梁和受压构件不宜小于150mm。

3 当新浇混凝土层厚度小于100mm时，可采用小石子混凝土或喷射高性能抗拉复合砂浆。在结构尺寸复杂和新浇混凝土施工条件差的情况下，可采用微膨胀或自密实混凝土。

5.5.2 加固用受力钢筋直径不小于12mm，不宜大于25mm；构造钢筋直径不小于10mm；箍筋直径不宜小于8mm。

5.5.3 新增钢筋应按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62)要求进行设置，并应符合下列规定：

1 当新增纵向钢筋与原构件受力钢筋采用短筋焊接时，短筋的直径不宜小于12mm，各短筋的中距不应大于500mm。

2 当用单侧或双侧加固时，应设置U型箍筋或封闭式箍筋并与原构件牢固连接。

5.5.4 在受拉区增设混凝土加固的受弯构件，新增纵向钢筋需截断时，应从计算截断点外至少增加一个锚固长度。受压构件新增纵向受力钢筋应伸入原结构中并满足锚固要求。

5.5.5 新老混凝土结合面处，原构件的表面应凿成凹凸差不小于6mm的粗糙面。

5.5.6 为满足公式(5.4.1)和公式(5.4.2-2)要求，需要在原构件混凝土中植抗剪钢筋时，数量应根据受力及构造要求确定，植筋设计见附录A。

6 粘贴钢板加固法

6.1 一般规定

6.1.1 本方法适用于钢筋混凝土受弯、受拉和受压构件的加固。

6.1.2 被加固混凝土构件的混凝土强度要求见本规程5.1.2条。

6.1.3 粘贴钢板外表面应进行防护处理。表面防护材料对钢板及胶黏剂应无害。

6.1.4 被加固构件处于特殊环境(如高温、高湿、介质侵蚀等)时，应采用耐环境因素作用的胶黏剂，并按专门的工艺要求施工。

6.1.5 粘贴钢板加固混凝土构件时，宜将钢板受力方式设计成仅承受轴向力作用。

6.1.6 粘贴钢板加固桥梁构件的作用效应宜分别按下列两个阶段进行计算：

1 第一阶段：粘贴钢板加固施工前，作用(或荷载)应考虑加固时包括原构件自重在内的实际恒载及施工时的其他荷载。

2 第二阶段：粘贴钢板加固后，作用(或荷载)应考虑包括构件自重在内的恒载、二期恒载作用及使用阶段的可变作用。作用效应组合系数取值：恒载的荷载效应分项系数1.2；使用阶段的可变作用效应分项系数按现行《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)取用。

6.2 受弯构件加固计算

6.2.1 采用粘贴钢板对钢筋混凝土受弯构件进行抗弯加固时，除应遵守《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)第 5.1.4 条正截面承载力计算的基本假定外，尚应符合下列规定：

1 构件达到受弯承载能力极限状态时，应按平截面假定确定钢板的拉应变 ε_{sp}。钢板应力 σ_{sp} 等于拉应变 ε_{sp} 与弹性横量 E_{sp} 的乘积，且小于钢板抗拉强度设计值。

2 在达到受弯承载能力极限状态前，必须采取可靠的锚固措施，避免发生钢板与混凝土之间的黏结剥离破坏。

6.2.2 在矩形截面或翼缘位于受拉区的钢筋混凝土 T 形截面受弯构件的受拉面粘贴钢板进行加固时，其正截面承载力应按下列公式计算(图 6.2.2)：

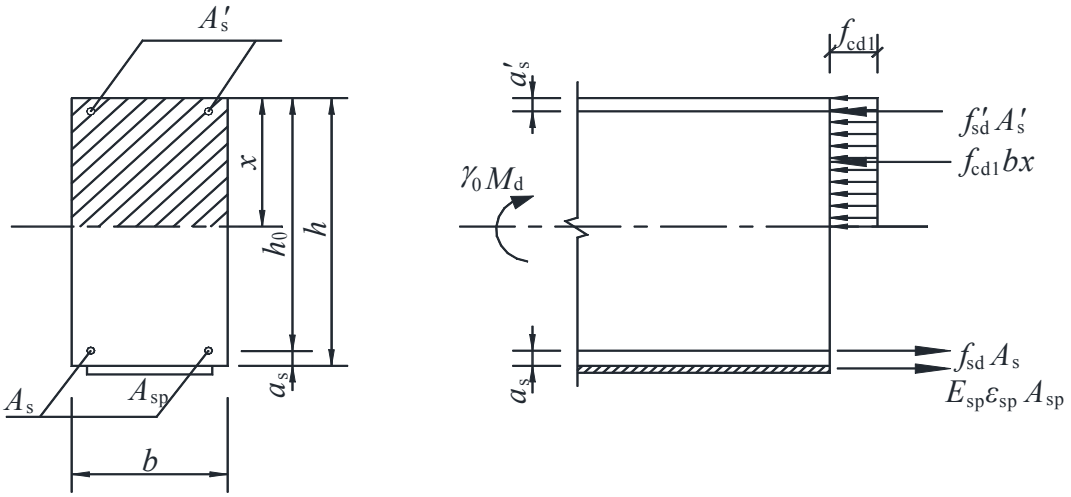


图 6.2.2 正截面受弯承载力计算

$$\gamma_0 M_d \leqslant f_{cd1} bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + E_{sp}\varepsilon_{sp} A_{sp} a_s \tag{6.2.2-1}$$

混凝土受压区高度应按下式确定：

$$f_{cd1} bx = f_{sd} A_s + E_{sp}\varepsilon_{sp} A_{sp} - f'_{sd} A'_s \tag{6.2.2-2}$$

混凝土受压区高度尚应满足下列条件：

$$2a'_s \leqslant x \leqslant \xi_b h_0 \tag{6.2.2-3}$$

式中：γ_0 —— 桥梁结构的重要性系数，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 D62）规定采用；

M_d —— 第二阶段弯矩组合设计值；

f_{cd1} —— 原构件混凝土抗压强度设计值；

x —— 等效矩形应力图形的混凝土受压区高度，简称混凝土受压区高度；

b、h —— 分别为原构件截面宽度和高度；

f_{sd}、$f_{sd}^{'}$ —— 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；

E_{sp} —— 加固钢板的弹性模量；

ε_{sp} —— 构件达到承载能力极限状态时，加固钢板的拉应变；

A_{sp} —— 加固钢板的截面面积；

A_s、A_s' —— 分别为原构件受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积；

a_s、a_s' —— 受拉区、受压区普通的钢筋合力点至受拉区边缘、受压区边缘的距离；

h_0 —— 原构件截面有效高度，$h_0 = h - a_s$

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 $\varepsilon_{cu} = 0.0033$

ξ_b —— 相对界限受压区高度，按原构件混凝土和受拉普通钢筋强度级别，应按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)表 5.2.1 规定选用。

当 $x < 2a_s'$ 时，正截面抗弯承载力按下式计算：

$$\gamma_0 M_d \leqslant f_{sd} A_s (h_0 - a_s') + E_{sp} \varepsilon_{sp} A_{sp} \left(h - a_s' \right) \tag{6.2.2-4}$$

式中各项符号意义同式(6.2.2-1)。

6.2.3 加固钢板的拉应变 ε_{sp} **按下列公式计算：**

$$\varepsilon_{sp} = \frac{\varepsilon_{cu} \left(\beta h - x \right)}{x} - \frac{\varepsilon_{c1} \left(h - x_1 \right)}{x_1} \tag{6.2.3-1}$$

$$\varepsilon_{c1} = \frac{M_{d1} x_1}{E_c I_{cr}} \tag{6.2.3-2}$$

式中：M_{d1} —— 第一阶段弯矩组合设计值；

f_{sp} —— 加固钢板的抗拉强度设计值；

x —— 混凝土受压区高度；

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；

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 $\beta = 0.8$；

E_c —— 原加固构件混凝土的弹性模量；

I_{cr} —— 加固前原构件开裂截面换算截面的惯性矩；

ε_{c1} —— 在 M_{d1} 作用下，原构件截面受压边缘混凝土压应变；

其他符号意义见式(6.2.2-1)。

6.2.4 对翼缘位于受压区的 T 形截面受弯构件的受拉面粘贴钢板进行受弯加固时，可参照本规程第 5.2.5 条方法计算。

6.2.5 对受弯构件正弯矩区的正截面加固，受拉钢板的截断位置距其充分利用截面的距离应不小于按下式确定的粘贴延伸长度：

$$l_{\mathrm{p}}=\frac{f_{\mathrm{sp}}A_{\mathrm{sp}}}{\tau_{\mathrm{p}}b_{\mathrm{p}}}+300 \tag{6.2.5}$$

式中：l_{p} ——受拉钢板粘贴延伸长度(mm)；

b_{p} ——对梁为受拉面粘贴钢板的总宽度(mm)，对板为 1m 板宽范围内粘贴钢板的总宽度（mm）

f_{sp} ——加固钢板的抗拉强度设计值；

A_{sp} ——加固钢板的截面面积

τ_{p} ——钢板与混凝土之间的黏结强度设计值(MPa)，设计时可参照表 6.2.5 的设计值采用。

表 6.2.5　钢板与混凝土之间的黏结强度设计值(MPa)

混凝土强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	≥C60
黏结强度设计值τ_{p}	0.61	0.80	0.94	1.05	1.14	1.21	1.26	1.31	1.35

6.2.6　受弯构件加固后的斜截面应满足下列条件

$$\gamma_0 V_{\mathrm{d}} \leqslant 0.51\times10^{-3}\sqrt{f_{\mathrm{cu,k}}}bh_0 \tag{6.2.6}$$

式中：V_{d} —— 加固后构件验算截面处的第二阶段剪力设计组合值(kN)；

γ_0 ——桥梁结构的重要性系数，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 D62）规定采用；

$f_{\mathrm{cu,k}}$ —— 原构件混凝土强度等级；

b —— 原构件截面宽度(mm)；

h_0 —— 原构件截面有效高度(mm)。

6.2.7　采用加锚箍、竖直粘贴的各种 U 型箍、L 形箍或斜向钢板对钢筋混凝土梁进行抗剪加固时，其斜截面承载力按照本规程第 5.2.8 条计算，其中系数ψ_{vb}按下式计算：

$$\psi_{\mathrm{vb}}=\frac{0.8A_{\mathrm{spv}}E_{\mathrm{sp}}}{A_{\mathrm{sv}}E_{\mathrm{sv}}+0.707A_{\mathrm{sb}}E_{\mathrm{sb}}+A_{\mathrm{spv}}E_{\mathrm{sp}}} \tag{6.2.7}$$

式中：A_{spv} ——配置在同一截面处箍板的全部截面面积(mm²)：$A_{\mathrm{spv}}=2b_{\mathrm{spv}}t_{\mathrm{spv}}\sin\theta_{\mathrm{spv}}$，此处：$b_{\mathrm{spv}}$、$t_{\mathrm{spv}}$和$\theta_{\mathrm{spv}}$分别为箍板宽度、箍板厚度和箍板的切线与梁纵轴的夹角；

A_{sv} ——配置在同一截面处箍筋的全部截面面积(mm²)；

A_{sb} ——与斜裂缝相交的普通弯起钢筋的总截面面积(mm²)；

E_{sp} ——钢板的弹性模量(MPa)；

E_{sv} ——配置在同一截面处箍筋的弹性模量(MPa)；

E_{sb} ——配置在同一截面处弯起钢筋的弹性模量(MPa)。

6.3　偏心受压构件加固计算

6.3.1　偏心受压的钢筋混凝土构件正截面承载力应按下列公式计算(图 6.3.1)：

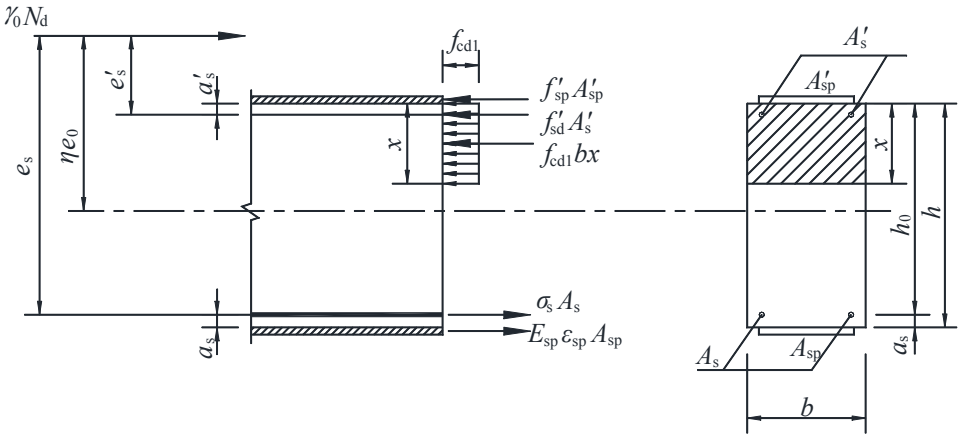


图 6.3.1 偏心受压构件正截面承载力计算

$$\gamma_0 N_d \leqslant f_{cd1} bx + f'_{sd} A'_s + f'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - E_{sp}\varepsilon_{sp} A_{sp} \tag{6.3.1-1}$$

$$\gamma_0 N_d e_s \leqslant f_{cd1} bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + f'_{sd} A'_s \left(h_0 - a'_s\right) + f'_{sp} A'_{sp} h_0 + E_{sp}\varepsilon_{sp} A_{sp} a_s \tag{6.3.1-2}$$

$$f_{cd1} bx\left(e_s - h_0 + \frac{x}{2}\right) = \sigma_s A_s e_s + E_{sp}\varepsilon_{sp} A_{sp}\left(e_s + a_s\right) - f'_{sd} A'_s e'_s - f'_{sp} A'_{sp}\left(e'_s - a'_s\right) \tag{6.3.1-3}$$

$$e_s = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a_s \tag{6.3.1-4}$$

$$e'_s = \eta e_0 - \frac{h}{2} + a'_s \tag{6.3.1-5}$$

式中：γ_0 —— 桥梁结构的重要性系数，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 D62）规定采用；

N_d —— 第二阶段轴向力组合设计值；

f_{cd1} —— 原构件混凝土抗压强度设计值；

f_{sd}、f'_{sd} —— 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；

A_s、A'_s —— 分别为构件截面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；

x —— 混凝土受压区高度；

b、h —— 分别为原构件截面宽度和高度；

a_s、a'_s —— 受拉区、受压区普通钢筋合力点至受拉区边缘、受压区边缘的距离；

h_0 —— 原构件截面有效高度，$h_0 = h - a_s$；

e_s、e'_s —— 分别为轴向力作用点至截面受拉普通钢筋 A_s 合力点和受压普通钢筋 A'_s 合力点的距离；

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

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，按本规程第 5.3.7 条的规定计算；

f'_{sp} —— 加固钢板的抗压强度设计值；

σ_s —— 受拉边或受压较小边纵向普通钢筋的应力；

M_d —— 相应于 N_d 的第二阶段弯矩组合设计值；

E_{sp} —— 加固钢板的弹性模量；

ε_{sp} —— 构件达到承载能力极限状态时加固钢板的拉应变。

6.3.2 两侧粘贴钢板加固的矩形截面偏心受压构件截面受拉边或受压较小边纵向普通钢筋的应力 σ_s 应按下列情况采用：

1 当 $\xi \leqslant \xi_b$ 时为大偏心受压构件，截面受拉边原构件纵向普通钢筋 A_s 的应力取 $\sigma_s = f_{sd}$。

2 当 $\xi > \xi_b$ 时为小偏心受压构件，截面受拉边原构件纵向普通钢筋 A_s 的应力可按下列公式计算：

$$\sigma_s = \varepsilon_{cu} E_s \left(\frac{\beta h_0}{x} - 1\right) \tag{6.3.2-1}$$

$$-f_{sd} \leqslant \sigma_s \leqslant f_{sd} \tag{6.3.2-2}$$

式中：ε_{cu} —— 混凝土极限区应变，当混凝土强度等级为 C50 及 C50 以下时，取 $\varepsilon_{cu} = 0.0033$；

E_s —— 原构件受拉区纵向普通钢筋的弹性模量；

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 $\beta = 0.8$；

其他符号意义见式(6.3.1-2)。

6.3.3 两侧粘贴钢板加固的矩形截面偏心受压构件截面受拉边或受压较小边钢板的应力 σ_{sp} 可按下列公式计算：

$$-f_{sp} \leqslant \sigma_{sp} = \varepsilon_{sp} E_{sp} \leqslant f_{sp} \tag{6.3.3-1}$$

$$\varepsilon_{sp} = \frac{\beta h - x}{x} \varepsilon_{cu} - \varepsilon_{p1} \tag{6.3.3-2}$$

式中：ε_{sp} —— 截面受拉边或受压较小边钢板的应变，拉应变为正号，压应变为负号；

ε_{p1} —— 原构件在第一阶段荷载作用下钢板的滞后应变，按本规程第 6.3.4 条的规定计算，计算时应计入应变符号，拉应变为正号，压应变为负号。

f_{sp} —— 加固钢板的抗拉强度设计值；

其他符号意义见式(6.3.1-1)、式(6.3.1-5)、式(6.3.2-1)。

6.3.4 两侧粘贴钢板加固的矩形截面偏心受压构件钢板的滞后应变应 ε_{p1} 按下列公式计算：

1 第一阶段受力时，原构件为轴心受压构件

$$\varepsilon_{p1} = \frac{N_{d1}}{[bh + \alpha_{Es}\left(A_s + A'_s\right)]E_c} \tag{6.3.4-1}$$

$$\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{p1} \tag{6.3.4-2}$$

式中：N_{d1} ——第一阶段轴力组合设计值；

α_{Es} ——原构件普通钢筋与混凝土弹性模量之比；

E_c ——原构件混凝土弹性模量。

2 第一阶段受力时，原构件为大偏心受压构件

$$\varepsilon_{p1}=\frac{h-x_1}{x_1}\varepsilon_{c1} \tag{6.3.4-3}$$

式中：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；

ε_{c1} ——原构件受压较大边混凝土的应变(负号)，按本规程附录 B 的规定计算。

3 当原构件为小偏心受压构件时

$$\varepsilon_{p1}=\varepsilon_{c1}-\frac{h}{h_0}\left(\varepsilon_{c1}-\varepsilon_{s1}\right) \tag{6.3.4-4}$$

式中：ε_{s1} ——第一阶段原构件截面受拉边或受压较小边纵向普通钢筋的应变，按本规程附录 B 的规定计算。

其他符号意义见式(6.3.1-1)、式(6.3.1-5)、式(6.3.4-3)。

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

$$\gamma_0 N_d e' \leqslant f_{cd1} bh\left(h'_0-\frac{h}{2}\right)+f'_{sd1}A_{s1}\left(h'_0-a_s\right)+f'_{sp}A_{sp}h'_0-f'_{sp}A'_{sp}a'_s \tag{6.3.5-1}$$

$$e'=\frac{h}{2}-e_0-a'_s \tag{6.3.5-2}$$

式中：e' ——轴向力作用点至截面受压较大边纵向普通钢筋 A'_s 合力点的距离，计算时偏心距 e_0 可不考虑增大系数 η；

h'_0 ——截面受压较小边边缘至受压较大边纵向普通钢筋合力点的距离，$h'_0=h-a_s$；

h ——原构件截面高度。

其他符号意义同式(6.3.1-1)、式(6.3.1-5)。

6.3.6 单侧贴钢板加固或两侧粘贴钢板加固的 I 形截面偏心受压构件，正截面承载力计算应按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)第 5.3.6 条和本规程第 6.3.1 条~第 6.3.4 条方法进行。

6.4 受拉构件正截面加固计算

6.4.1 两侧粘贴钢板加固轴心受拉构件的正截面承载力应按下列公式确定(图 6.4.1)：

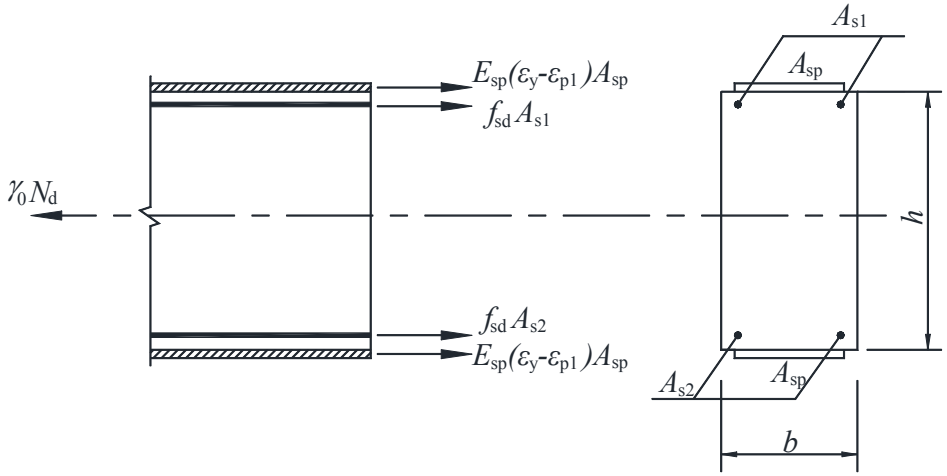


图 6.4.1 轴心受拉构件正截面承载力计算

$$\gamma_0 N_d \leqslant f_{sd} A_s + E_{sp}\left(\varepsilon_y - \varepsilon_{p1}\right) A_{sp} \tag{6.4.1-1}$$

$$\varepsilon_{p1} = \frac{N_{d1}}{A_s E_s} \tag{6.4.1-2}$$

式中：N_d ——第二阶段轴向力组合设计值；

N_{d1} ——第一阶段轴向力组合设计值；

f_{sd} ——原构件纵向普通钢筋的抗拉强度设计值；

A_s ——原构件受拉普通钢筋全部截面面积；

A_{sp} ——钢板全部截面面积；

E_s ——原构件受拉普通钢筋的弹性模量；

E_{sp} ——加固钢板的弹性模量；

ε_y ——与原构件受拉普通钢筋强度设计值相对应的应变，$\varepsilon_y = f_{sd} / E_s$；

ε_{p1} ——原构件在第一阶段荷载作用下受拉边钢板的滞后应变；

其他符号意义见图 6.4.1。

6.4.2　两侧粘贴钢板加固矩形截面大偏心受拉构件的正截面承载力按下列公式计算(图 6.4.2)：

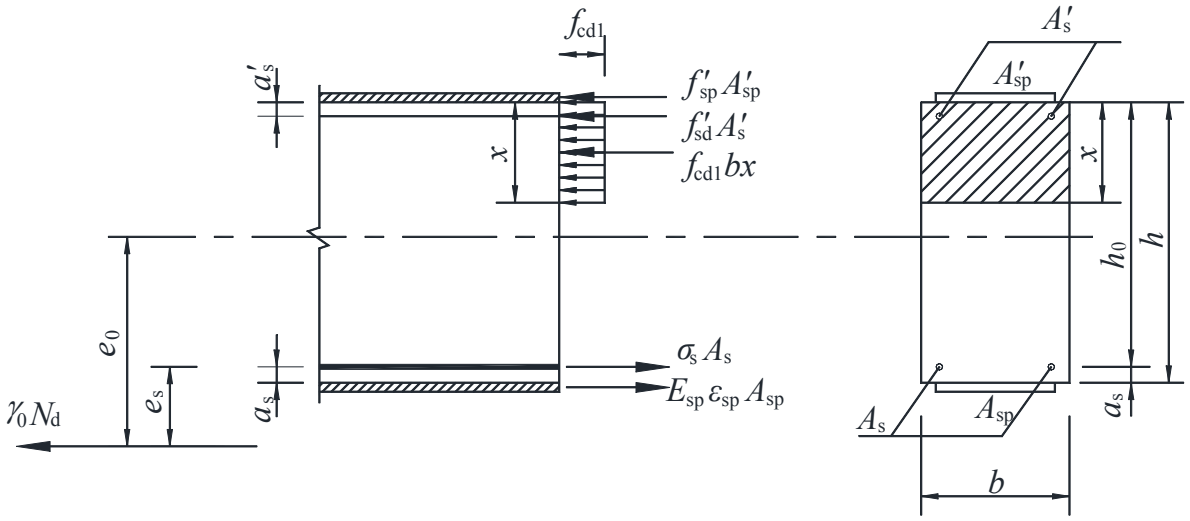


图 6.4.2 大偏心受拉构件正截面承载力计算

$$\gamma_0 N_d \leqslant f_{sd}A_s + E_{sp}\varepsilon_{sp}A_{sp} - f_{cd1}bx - f'_{sd}A'_s - f'_{sp}A'_{sp} \tag{6.4.2-1}$$

$$\gamma_0 N_d e_s \leqslant f_{cd1}bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + f'_{sd}A'_s\,(h_0 - a'_s) + f'_{sp}A'_{sp}h_0 + E_{sp}\varepsilon_{sp}A_{sp}a_s \tag{6.4.2-2}$$

$$e_s = e_0 - \frac{h}{2} + a_s \tag{6.4.2-3}$$

混凝土受压区高度尚应满足下列条件：

$$2a'_s \leqslant x \leqslant \xi_b h_0 \tag{6.4.2-4}$$

式中：γ_0 ——桥梁结构的重要性系数，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 D62）采用；

N_d ——第二阶段轴向力组合设计值；

f_{cd1} ——原构件混凝土抗压强度设计值；

f_{sd}、f'_{sd} ——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；

A_s、A'_s ——分别为原构件受拉区和受压纵向普通钢筋的截面面积；

A_{sp}、A'_{sp} ——分别为受拉钢板和受压钢板的截面面积；

x ——混凝土受压区高度；

b、h ——分别为矩形截面宽度和高度；

a_s、a'_s ——受拉区、受压区普通钢筋合力点至受拉区边缘、受压区边缘的距离；

h_0 ——原构件截面有效高度，$h_0 = h - a_s$；

e_s ——轴向力作用点至截面受拉普通钢筋 A_s 合力点的距离；

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

f'_{sp} ——加固钢板的抗压强度设计值；

E_{sp} ——加固钢板的弹性模量；

ε_{sp} ——构件达到承载能力极限状态时，加固钢板的拉应变；

ξ_b ——相对界限受压区高度，按原构件混凝土和受拉普通钢筋强度级别，应按照《公路钢

筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)表 5.2.1 选用。

6.4.3 两侧粘贴钢板加固的矩形截面大偏心受拉构件截面受拉边钢板的应力 σ_{sp} 应按下列公式计算：

$$\sigma_{sp} = \varepsilon_{sp} E_{sp} \tag{6.4.3-1}$$

$$\varepsilon_{sp} = \frac{\varepsilon_{cu}\left(\beta h - x\right)}{x} - \frac{\varepsilon_{c1}\left(h - x_1\right)}{x_1} \leqslant \frac{f_{sp}}{E_{sp}} \tag{6.4.3-2}$$

$$\varepsilon_{c1} = \frac{N_{d1} e_0 x_1}{E_c I_{cr}} \tag{6.4.3-3}$$

式中：f_{sp} ——加固钢板的抗拉强度设计值；

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；

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 $\beta = 0.8$；

E_c ——原构件混凝土的弹性模量；

E_{sp} ——加固钢板的弹性模量；

I_{cr} ——加固前原构件开裂截面换算截面的惯性矩；

e_0 ——轴向力对截面重心轴的偏心距，$e_0 = M_{d1} / N_{d1}$；

ε_{c1} ——在 $N_{d1} e_0$ 作用下，原构件截面上边缘混凝土压应变。

6.5 构造要求

6.5.1 采用直接涂胶粘贴的钢板厚度不应大于 5mm；钢板厚度大于 5mm 时，应采用压力注胶粘结。

6.5.2 对钢筋混凝土受弯构件进行正截面加固时，钢板宜采用条带粘贴，钢板的宽厚比不应大于 50。

6.5.3 当粘贴的钢板延伸至支座边缘仍不满足本规程第 6.2.5 条延伸长度的要求时，应采取下列锚固措施：

1 对梁，应在延伸长度范围内均匀设置 U 形箍(图 6.5.3)，且应在延伸长度的端部设置一道加强箍。U 形箍应伸至梁翼缘板底面。U 形箍的宽度，对端箍不应小于 200mm；对中间箍不应小于受弯加固钢板宽度的 1/2，且不应小于 100mm。U 形箍的厚度不应小于受弯加固钢板厚度的 1/2。U 形箍的上端应设置纵向钢压条；压条下面的空隙应加胶粘钢垫块填平。

2 对板，应在延伸长度范围内通长设置垂直于受力钢板方向的压条。压条应在延伸长度范围内均匀布置，且应在延伸长度的端部设置一道。钢压条的宽度不应小于受弯加固钢板宽度的 3/5，钢压条的厚度不应小于受弯加固钢板厚度的 1/2。

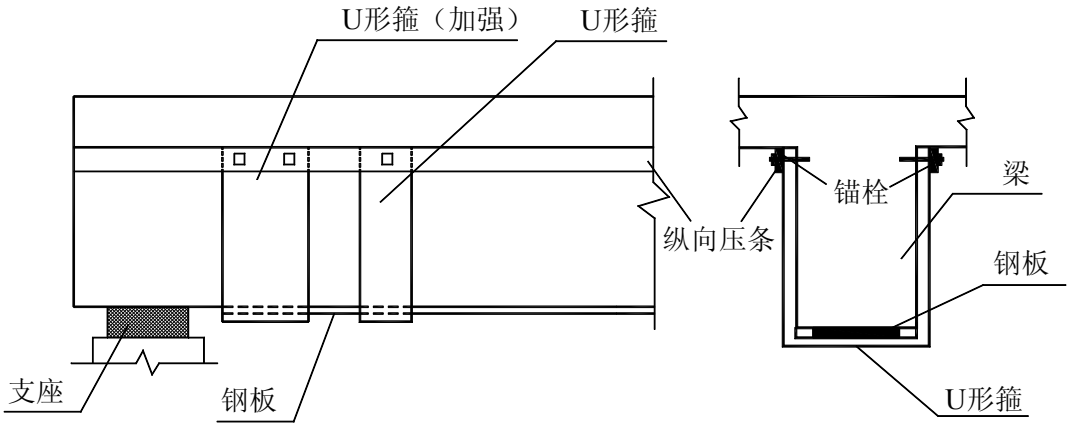


图 6.5.3　梁粘贴钢板端部锚固措施

6.5.4　当采用钢板对受弯构件负弯矩区进行正截面承载力加固时，应采取下列构造措施(图 6.5.4)：

1　对负弯矩区进行加固时，钢板应在负弯矩包络图范围内连续粘贴；其延伸长度的截断点应按本规程 6.2.5 条的原则确定。

2　对无法延伸的一侧，应粘贴钢板压条进行锚固。钢压条下面的空隙应加胶粘钢垫块填平。

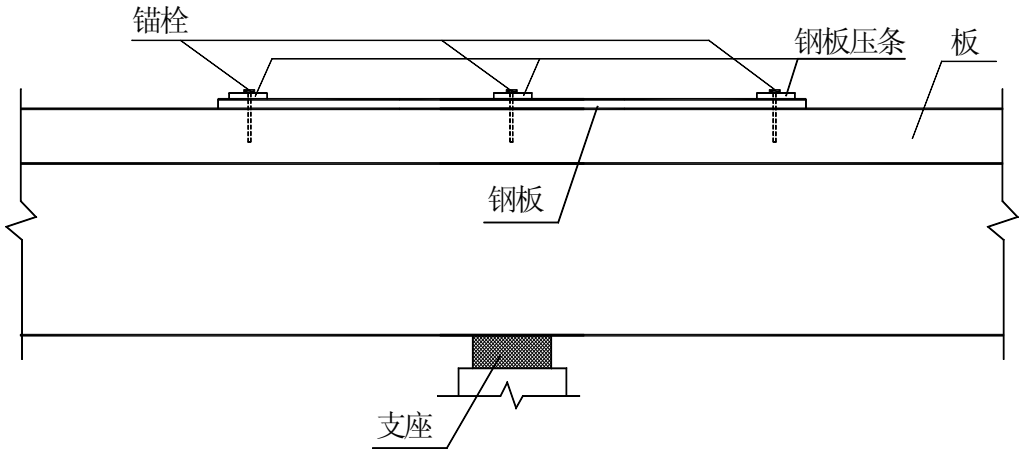


图 6.5.4　负弯矩区粘贴钢板端部锚固措施

6.5.5　当加固的受弯构件需粘贴一层以上钢板时，相邻两层的截断位置应错开一定距离，错开的距离不应小于 300mm，并应在截断处加设 U 形箍(对梁)或横向压条(对板)进行锚固。

6.5.6　当采用钢板进行斜截面承载力加固时，应粘贴成斜向钢板、U 形箍或 L 形箍(图 6.5.6)。斜向钢板和 U 形箍、L 形箍的上端应粘贴纵向钢压条予以锚固。

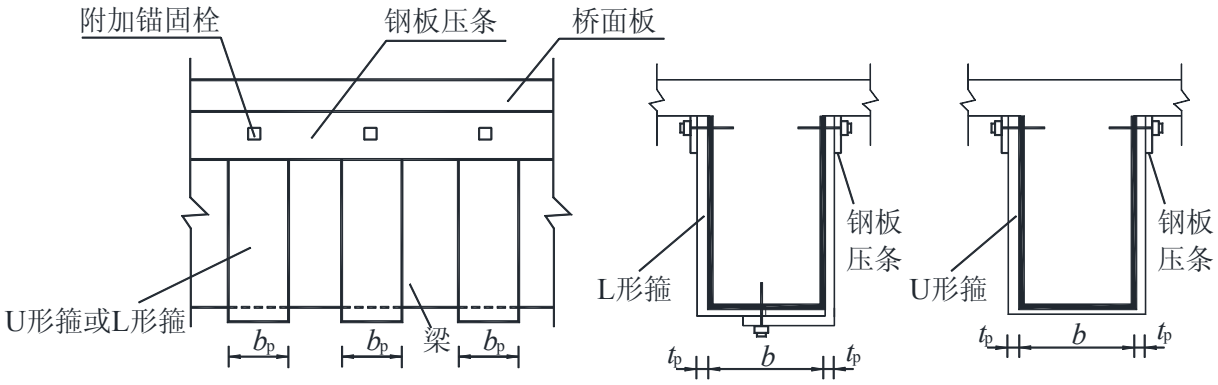


图 6.5.6　钢板抗剪箍及其粘贴方式示意图

6.5.7　直接涂胶粘贴钢板宜使用锚固螺栓，锚固深度不应小于 6.5 倍螺栓直径。螺栓布置的间距应满足下列要求：

1　螺栓中心最大间距为 24 倍钢板厚度；最小间距为 3 倍螺栓孔径。

2　螺栓中心距钢板边缘最大距离为 8 倍钢板厚度或 120㎜ 中的较小者。最小距离为 2 倍螺栓孔径。

如果螺栓只用于钢板定位或粘贴加压时，不受上述限制。

7　粘贴纤维复合材料加固法

7.1　一般规定

7.1.1　本方法适用于钢筋混凝土受压柱，以提高延性、耐久性的加固；亦可用于梁、板的加固。

7.1.2　采用纤维复合材料加固受压柱时，原构件混凝土强度等级不宜低于 C15。

7.1.3　采用碳纤维复合材料加固梁、板时，混凝土强度等级不宜低于 C25；采用芳纶纤维复合材料、玻璃纤维复合材料时，混凝土强度等级不宜低于 C20。

7.1.4　混凝土表面的黏结强度应满足拉拔试验要求，试验方法见附录 B。

7.1.5　纤维复合材料、黏结材料和表面防护材料的性能及使用环境等均应符合本规程第 4.5 节和第 4.6 节的要求。

7.1.6　采用纤维复合材料加固时，必须将纤维复合材料与构件牢固地粘贴在一起，变形协调，共同受力。

7.1.7　加固时宜卸除作用在结构上的部分荷载。

7.1.8　结构设计计算，必须进行分阶段受力和整桥结构验算。

7.1.9　加固后构件的承载能力由原构件中受拉钢筋(预应力钢束)或受压混凝土达到其强度设计值控制。

7.1.10　采用纤维复合材料加固受弯构件时，其破坏形式应为正截面破坏先于斜截面破坏。

7.1.11　墩柱延性不足时，应采用全长无间隔环向连续粘贴纤维复合材料加固，即环向围束法加固。

7.1.12　必要时应采取可靠的锚固措施。

7.2　受弯构件加固计算

7.2.1　对钢筋混凝土受弯构件进行抗弯加固时，除应遵守现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG　D62)相关假定外，尚应遵守下列规定：

1　受弯构件的作用荷载效应应按两个阶段受力进行计算。

第一阶段为加固前，作用(或荷载)应包括原构件自重在内的实际恒载及施工荷载。

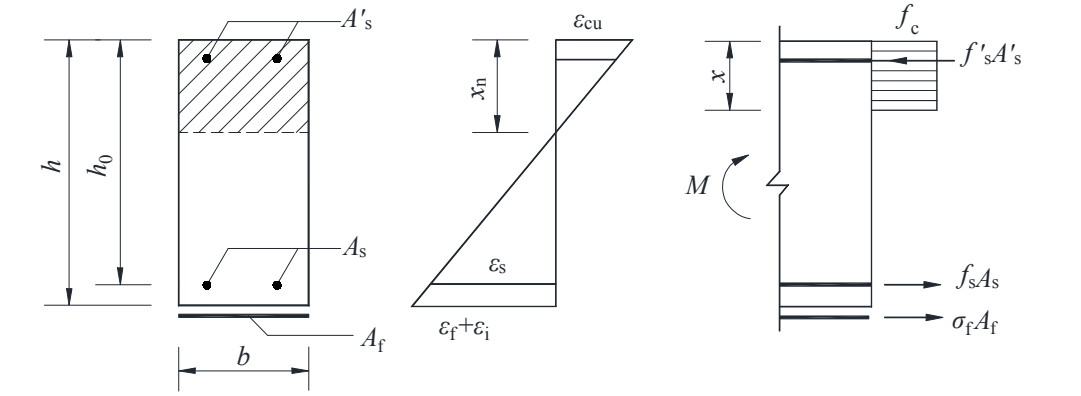
第二阶段为加固后，作用(或荷载)应考虑包括构件自重在内的恒载，二期作用的恒载及使用阶段的可变作用。作用效应组合系数取值：恒载的荷载效应分项系数取 1.2；使用阶段的可变作用效应分项系数按现行《公路桥涵设计通用规范》(JTG　D60)取用。

2　达到受弯承载能力极限状态时，按平截面假定确定纤维复合材料的拉应变 ε_f 且纤维复合材料的拉应变 ε_{f} 不应超过纤维复合材料的允许拉应变 $[\varepsilon_{\mathrm{f}}]$。

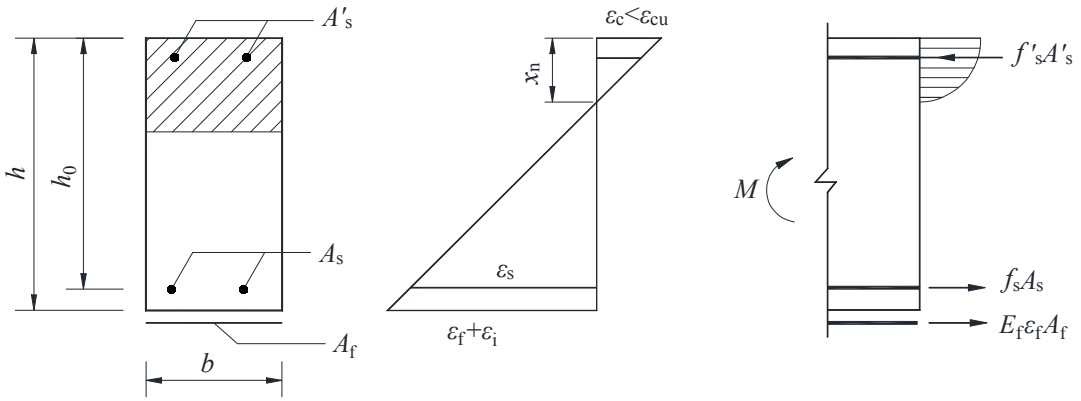
纤维复合材料应力 σ_{f} 取拉应变 ε_{f} 与弹性模量 E_{f} 的乘积，即 $\sigma_{\mathrm{f}}=E_{\mathrm{f}}\varepsilon_{\mathrm{f}}$。

3　构件达到正截面承载能力极限状态时，纤维复合材料与混凝土之间不应发生粘结剥离破坏。

7.2.2　对矩形截面或翼板位于受拉边的钢筋混凝土 T 形截面受弯构件，在受拉面粘贴加固时，正截面承载力按下列公式计算(图 7.2.2)：



a)



b)

图 7.2.2 粘贴纤维复合材料的矩形截面正截面受弯承载力计算

a)$x>\xi_{fb}h$；b)$x\leq\xi_{fb}h$

1　当混凝土受压区高度x大于$\xi_{fb}h$，且小于$\xi_b h_0$时

$$\gamma_0 M_d \leqslant f_{cd}bx\left(h_0-\frac{1}{2}x\right)+f_{sd}'A_s'\left(h_0-a_s'\right)+E_f\varepsilon_f A_f a_s \tag{7.2.2-1}$$

混凝土受压区高度x和受拉面纤维复合材料拉应变ε_f按下列公式联立求解：

$$f_{sd}'\ A_s'+f_{cd}bx=f_{sd}A_s+E_f\varepsilon_f A_f \tag{7.2.2-2}$$

$$(\varepsilon_{cu}+\varepsilon_f+\varepsilon_l)x=0.8\varepsilon_{cu}h \tag{7.2.2-3}$$

2　当混凝土受压区高度$x\leqslant\xi_{fb}h$时

$$\gamma_0 M_d \leqslant f_{sd}A_s\left(h_0-0.5\xi_{fb}h\right)+E_f\varepsilon_f A_f h(1-0.5\xi_{fb}) \tag{7.2.2-4}$$

3　当混凝土受压区高度$x<2a_s'$时

$$\gamma_0 M_d \leqslant f_{sd}A_s(h_0-a_s')+E_f\varepsilon_f A_f(h-a_s') \tag{7.2.2-5}$$

式中：A_f ——受拉面粘贴的纤维复合材料的截面面积；

f_{cd} ——原构件混凝土抗压强度设计值，可根据现场检测强度推算值按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG　D62)确定；

E_f ——纤维复合材料的弹性模量；

x_n ——混凝土实际受压区高度，见图 7.2.2；

ε_f ——纤维复合材料的拉应变；

ξ_{fb} ——纤维复合材料达到其允许拉应变与混凝土压坏同时发生时的界限相对受压区高度；

$$\xi_{fb}=\frac{0.8\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+[\varepsilon_f]+\varepsilon_l}h \tag{7.2.2-6}$$

ε_l ——考虑二次受力影响时，加固前构件在初始弯矩作用下，截面受拉边缘混凝土的初始应变，按式 7.2.2-8 计算，当不考虑二次受力时，取 0；

$[\varepsilon_f]$ ——纤维复合材料的允许拉应变，取$[\varepsilon_f]=\kappa_m\varepsilon_{fu}$，且不应大于纤维复合材料极限拉应变的 2/3 和 0.007 两者中的较小值，ε_{fu}为纤维复合材料的极限拉应变；

κ_m ——纤维复合材料强度折减因子，取κ_{m1}与κ_{m2}中的较小值，κ_{m1}按公式(7.2.2-7)计算，κ_{m2}的取值见表 7.2.2；

$$\kappa_{m1}=\begin{cases}1-\dfrac{n_f E_f t_f}{428000} & n_f E_f t_f \leqslant 214000\\ \dfrac{107000}{n_f E_f t_f} & n_f E_f t_f > 214000\end{cases} \tag{7.2.2-7}$$

当$\kappa_m > 0.9$时，取κ_m=0.9。

n_f ——纤维复合材料的层数；

t_f ——每层纤维复合材料的厚度；

其他符号意义见本规程第 6.2.2 条。

表 7.2.2　纤维复合材料环境影响折减系数κ_{m2}

环境分类	片材类型	折减系数
Ⅰ类	碳纤维	0.85
	芳纶纤维	0.75
	玻璃纤维	0.65
Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ类	碳纤维	0.85
	芳纶纤维	0.70
	玻璃纤维	0.50

4　加固前在第一阶段弯矩M_{d1}作用下，截面受拉边缘混凝土的初始应变ε_1(纤维复合材料的滞后应变)按下列公式计算：

$$\varepsilon_1=\frac{M_{d1}x_1}{E_c I_{cr}} \tag{7.2.2-8}$$

式中符号意义见本规程第 6.2.3 条。

当弯矩M_{d1}小于未加固截面受弯承载力的 20%时，可忽略二次受力的影响。

7.2.3　对翼缘位于受压区的 T 形截面受弯构件，当在其受拉面粘贴纤维复合材料，应按本规程 7.2.2 条的规定和《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)第 5.2.3 条计算。

7.2.4　计算正截面受弯承载力时，尚应满足下列要求：

1 受压区高度x不宜大于$0.8\xi_b h_0$，其中界限相对受压区高度ξ_b按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62)的规定确定；

2　加固后在荷载效应基本组合下受拉钢筋的拉应力不应超过其抗拉强度设计值。

7.2.5　纤维复合材料粘贴于受拉区的梁侧时，正截面受弯承载力按式(7.2.2-1)～式(7.2.2-4)计算，其中h采用纤维复合材料截面面积形心至梁受压区边缘的距离h_{f0}代替，并将侧面纤维复合材料的截面面积乘以折减系数$(1-0.5h_f/h)$。其中h_f为侧面纤维复合材料的粘贴高度。

7.2.6　加固后的受弯构件截面应符合下列条件：

$$\gamma_0 V_d \leqslant 0.51\times10^{-3} C\sqrt{f_{cu,k}}bh_0 \tag{7.2.6}$$

式中：C ——截面翼缘扩大系数，对 T 形、I 形截面取 C=1.1，其他截面取 C=1；

其他符号意义同本规程第 6.2.6 条。

7.2.7　采用纤维复合材料对梁、板构件进行斜截面加固时，其斜截面承载能力计算应符合下列要求(图 7.2.7)：

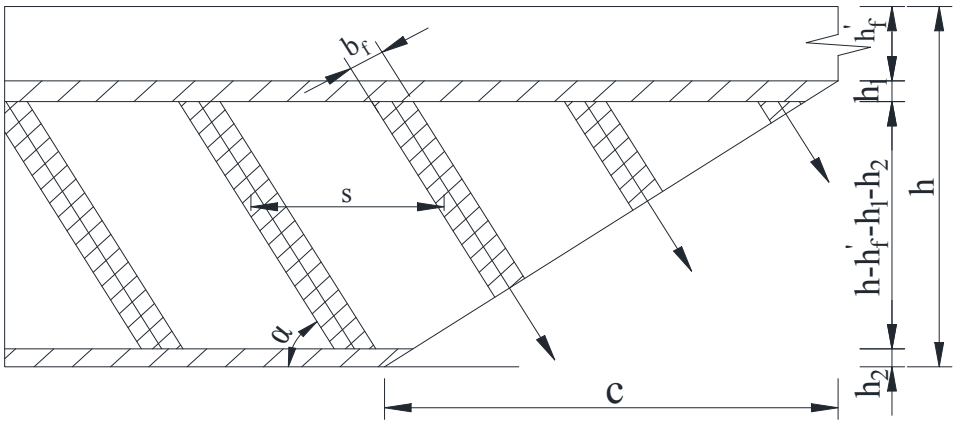


图 7.2.7 粘贴纤维复合材料抗剪加固计算

$$\gamma_0 V_d \leqslant 0.43\times10^{-3}\alpha_1\alpha_3 bh_0\psi_{cs}\sqrt{(2+0.6P)\sqrt{f_{cu,k}}\rho_{sv}f_{sv}} +0.75\times10^{-3} f_{sd}\sum A_{sb}\sin\theta_b + V_f \tag{7.2.7-1}$$

$$V_f = D_{sh}\kappa_m f_f n_f t_f b_f \frac{C-C_1}{s}\sin\alpha \tag{7.2.7-2}$$

$$C_1 = \frac{C(h_1+h_2)}{h-h_f'} \tag{7.2.7-3}$$

式中：V_f ——粘贴纤维复合材料加固后抗剪承载力的提高值；

C ——斜裂缝水平投影长度，$C=0.6mh_0$；

h_1 ——纤维上侧锚固区压条宽度；

h_2 ——纤维下侧锚固区压条宽度，对于 U 型粘贴取 0；

h_f' ——梁顶面至上侧锚固区上边缘的距离；

m ——原构件的剪跨比；

D_{sh} ——纤维应力分布系数；$D_{sh}=1-\dfrac{L_e}{h-h_f'-h_1}\sin\alpha$；

α ——纤维受力方向与梁轴线的夹角($\leqslant 90^0$)；

L_e ——有效粘贴长度，$L_e=\sqrt{\dfrac{E_f n_f t_f}{\sqrt{1.18 f_{ck}}}}$；

b_f ——纤维条带宽度(mm)；

f_f ——复合纤维材料的抗拉强度设计值，应符合本规程第 4.5.1 条规定；

L ——粘贴长度(mm)；

S ——斜截面加固纤维条带间距，应满足：

$$S \leqslant S_{max}=\frac{h-h_f'-h_1}{2\tan\alpha} \tag{7.2.7-4}$$

其他符号意义同本规程第 5.2.8 条。

7.3 受压构件加固计算

7.3.1 一般规定

1 轴心受压构件可采用全长无间隔环向连续粘贴纤维复合材料的方法(环向围束法)进行加固。

2 环向围束加固轴心受压构件适用于下列情况：

1)长细比 $l/D\leqslant 12$ 的圆形截面柱；

2)长细比 $l/b\leqslant 14$ 、截面高宽比 $h/b\leqslant 1.5$，且截面棱角经过圆化打磨的正方形或矩形截面柱。圆化半径见本规程第 7.7.1 条第 4 款的规定。

7.3.2 加固计算

1 环向围束加固的轴心受压构件，正截面承载力应符合下列规定：

$$\gamma_0 N_d \leqslant 0.9\left[\left(f_{cd}+4\sigma_1\right)A_{cor}+f_{sd}'\ A_s'\ \right] \tag{7.3.2-1}$$

$$\sigma_1=0.5\beta_c k_c \rho_f E_f \varepsilon_{fe} \tag{7.3.2-2}$$

式中：f_{cd} ——原构件混凝土抗压强度设计值，可根据现场检测强度推算值按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTC D62—2004)确定；

σ_1 ——有效约束应力；

A_{cor} ——原构件构件截面有效面积，按式(7.3.2-6)、式(7.3.2-7)计算；

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，按本条第二款的规定采用；

ρ_f ——环向围束体积比，按本条第二款的规定计算；

E_f ——纤维复合材料的弹性模量；

ε_{fe} ——纤维复合材料的有效拉应变设计值；取 $\varepsilon_{fe}=0.0035$；

其他符号意义见本规程第 6.3.1 条。

2 计算参数 k_c 和 ρ_f。

1）有效约束系数 k_c 值

对圆形截面柱约束系数为 $k_c=0.95$；

对正方形和矩形截面柱，应按下式计算：

$$k_c = 1 - \frac{(b-2r)^2 + (h-2r)^2}{3A_{cor}(1-\rho_s)} \tag{7.3.2-3}$$

式中：ρ_s ——柱中纵向钢筋的配筋率；

r——截面棱角的圆化半径；

b ——正方形截面边长或矩形截面宽度；

h ——矩形截面高度；

其他符号意义见式(7.3.2-1)。

2）体积比 ρ_f 值

对圆形截面柱，应按下式计算：

$$\rho_f = 4n_f t_f / D \tag{7.3.2-4}$$

对正方形和矩形截面柱，应按下式计算：

$$\rho_f = 2n_f t_f (b+h) / A_{cor} \tag{7.3.2-5}$$

式中：n_f、t_f ——分别为纤维复合材料的层数及每层厚度；

D——圆形截面直径；

其他符合意义见式（7.3.2-3）。

3 A_{cor} 的计算

对圆截面：

$$A_{cor} = \pi D^2 / 4 \quad (7.3.2\text{-}6)$$

对矩形截面(图 7.3.2)：

$$A_{cor} = bh - (4-\pi)r^2 \quad (7.3.2\text{-}7)$$

式中：D——圆截面有效直径；

r ——截面棱角的圆化半径；

其他符号意义见式(7.3.2-5)。

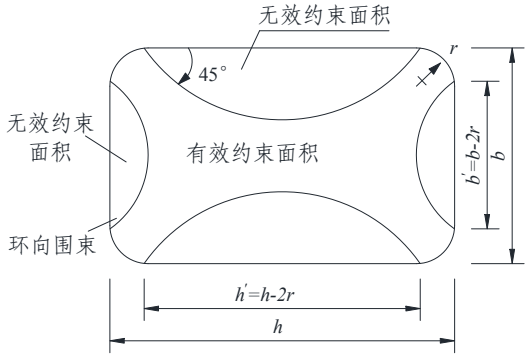


图 7.3.2 环向围束内矩形截面有效约束面积

7.4 大偏心受压构件加固计算

对矩形截面大偏心受压构件进行加固时，其正截面承载力应按下列公式计算(图 7.4)：

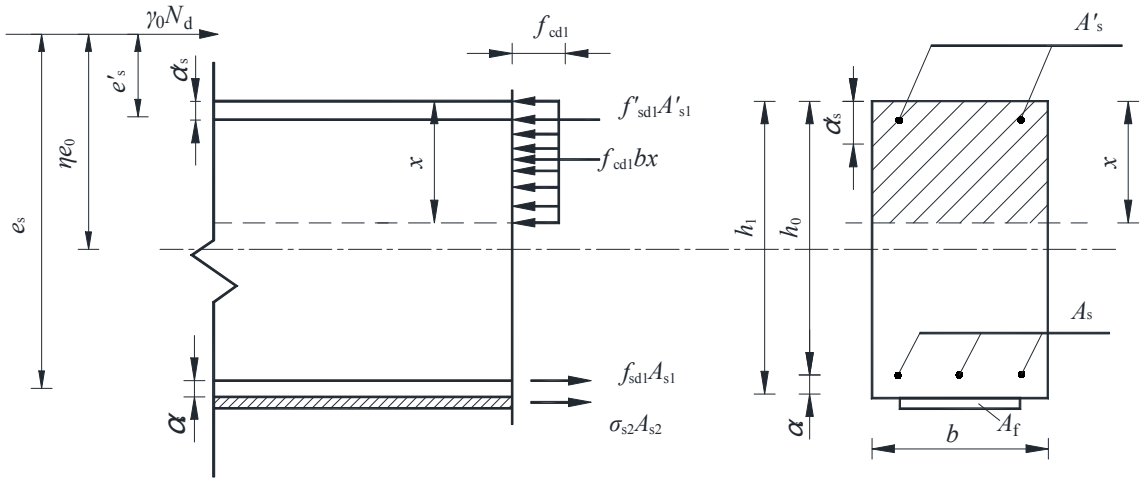


图 7.4 大偏心受压构件正截面承载能力计算

$$\gamma_0 N_d \leqslant f_{cd1} bx + f'_{sd} A'_s - f_{sd} A_s - \sigma_f A_f \tag{7.4-1}$$

$$\gamma_0 N_d e \leqslant f_{cd1} bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + f'_{sd} A'_s \left(h_0 - a'\right) + \sigma_f A_f a_s \tag{7.4-2}$$

$$f_{cd1} bx\left(e_s - h_0 + \frac{x}{2}\right) = f_{sd} A_s e_s + \sigma_f A_f \left(e_s + a_s\right) - f'_{sd} A'_s e'_s \tag{7.4-3}$$

$$e_s = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a_s \tag{7.4-4}$$

$$e'_s = \eta e_0 - \frac{h}{2} + a'_s \tag{7.4-5}$$

式中：f_{cd1} ——原构件混凝土抗压强度设计值；

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，按本规程第 5.3.7 条规定计算

A_f ——纤维复合材料的面积；

σ_f ——纤维复合材料应力计算值，按平截面假定计算；

其他符号意义见本规程第6.3.1条。

7.5 受拉构件加固计算

7.5.1 对轴心受拉构件进行加固时，正截面承载力应符合下列要求：

$$\gamma_0 N_d \leqslant f_{sd} A_s + \sigma_f A_f \tag{7.5.1}$$

式中：N_d ——轴向拉力设计值；

其他符号意义见本规程第 7.4 节。

7.5.2　对矩形截面大偏心受拉构件加固时，正截面承载力应按下列公式计算（图 7.5.2）：

$$\gamma_0 N_{\mathrm{d}} \leqslant f_{\mathrm{sd}} A_{\mathrm{s}} + \sigma_{\mathrm{f}} A_{\mathrm{f}} - f_{\mathrm{cd1}} bx - f'_{\mathrm{sd}} A'_{\mathrm{s}} \tag{7.5.2-1}$$

$$\gamma_0 N_{\mathrm{d}} e_{\mathrm{s}} \leqslant f_{\mathrm{cd1}} bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + f'_{\mathrm{sd}} A'_{\mathrm{s}} \left(h_0 - a'_{\mathrm{s}}\right) + \sigma_{\mathrm{f}} A_{\mathrm{f}} a_{\mathrm{s}} \tag{7.5.2-2}$$

$$e_{\mathrm{s}} = e_0 - \frac{h}{2} + a_{\mathrm{s}} \tag{7.5.2-3}$$

式中：e_{s}——轴向拉力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离；

其他符号意义见本规程第 7.4 节。

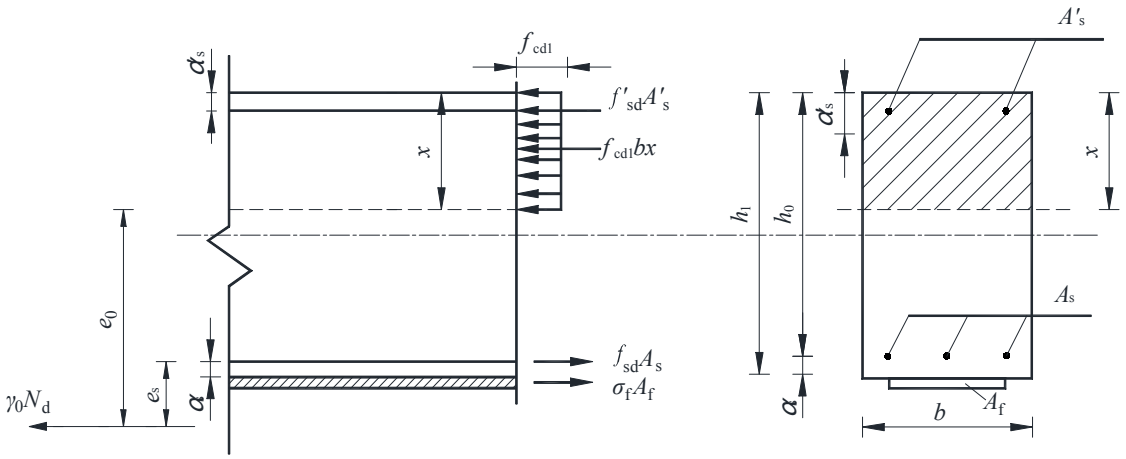


图 7.5.2　大偏心受拉构件正截面承载力计算

7.6　墩柱延性加固计算

采用粘贴封闭式纤维复合材料对墩柱的延性加固后，总折算体积含筋率可按下列公式计算：

$$\rho_{\mathrm{v}} = \rho_{\mathrm{ve}} + \rho_{\mathrm{vf}} \tag{7.6-1}$$

$$\rho_{\mathrm{vf}} = k_{\mathrm{c}} \rho_{\mathrm{f}} \frac{b_{\mathrm{f}} f_{\mathrm{f}}}{s_{\mathrm{f}} f_{\mathrm{sv}}} \tag{7.6-2}$$

式中：ρ_{ve} ——被加固柱原有箍筋的体积含筋率；当需要重新复核时，应按箍筋范围内的核心截面进行计算；

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，按本规程式(7.3.2-4)、(7.3.2-5)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，参见本规程表 4.5.1 之规定；

f_{sv} ——原构件箍筋抗拉强度设计值。

7.7 构造要求

7.7.1 一般规定

1 纤维复合材料宜粘贴成条带状，非围束时板材不宜超过 2 层，布材不宜超过 3 层。

2 对钢筋混凝土柱进行粘贴纤维复合材料加固时，条带应粘贴成环形箍，且纤维方向应与柱的纵轴线垂直。

加固大偏心受压构件，可将纤维复合材料粘贴于构件受拉区边缘混凝土表面，纤维方向应与柱的纵轴线方向一致。

加固受拉构件，纤维方向应与构件受拉方向一致。

梁的受拉区两侧粘贴纤维复合材料进行抗弯加固时，粘贴高度不宜高于 1/4 梁高。

采用封闭式粘贴或 U 形粘贴对梁、柱构件进行斜截面加固，纤维方向宜与构件轴线垂直或与其主拉应力方向平行。

3 纤维复合材料沿纤维受力方向的搭接长度不应小于 100mm；当采用多条或多层纤维复合材加固时，其搭接位置应相互错开。

4 当纤维复合材料绕过构件(截面)的外倒角时，构件的截面棱角应在粘贴前打磨成圆弧面(图 7.7.1-1)，圆化半径，梁不应小于 20mm；柱不应小于 25mm。对于主要受力纤维复合材料不宜绕过内倒角。

5 粘贴多层纤维复合材料加固时，宜将纤维复合材料逐层截断，并在每层截断处最外侧加压条，其粘贴形式采用内短外长式，见图 7.7.1-2。

6 采用纤维复合材料对钢筋混凝土梁或柱的斜截面承载力进行加固时，其构造应符合下列规定：

1)宜选用环形箍或加锚固的 U 形箍；仅按构造需要设箍时，也可采用一般 U 形箍。

2)U 形箍的纤维受力方向应与构件轴向垂直。

3)一般情况下，在梁的中部应增设一道纵向中压带。

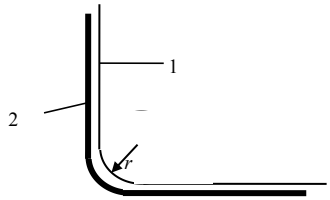


图 7.7.1-1　构件外倒角处粘贴示意

1-构件；　2-纤维复合材料

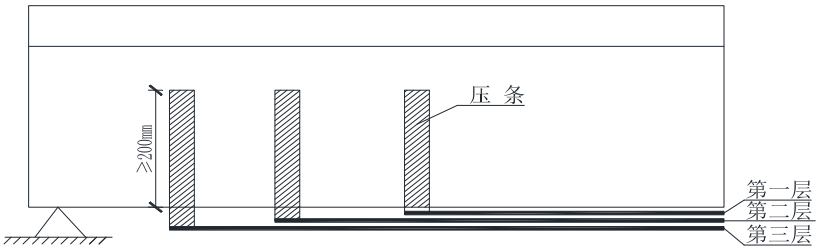


图 7.7.1-2 多层纤维复合材料粘贴构造

7.7.2　柱的加固

1 沿柱轴向粘贴纤维复合材料加固时，应有足够的锚固长度。必要时可在纤维复合材料两端增设锚固措施。

2　采用纤维复合材料的环向围束对钢筋混凝土柱进行延性加固时，其构造应符合下列规定：

1)环向围束的纤维复合材料层数，对圆形截面不应少于 2 层，对矩形截面不应少于 3 层。

2)环向围束上下层之间的搭接宽度不应小于 50mm，纤维织物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。

7.7.3　梁和板加固

对梁、板进行抗弯加固时，可在纤维复合材料两端设置 U 形箍或横向压条。其切断位置距其充分利用截面的距离不应小于按下式计算得出的黏结长度 l_{d} (图 7.7.3-1)：

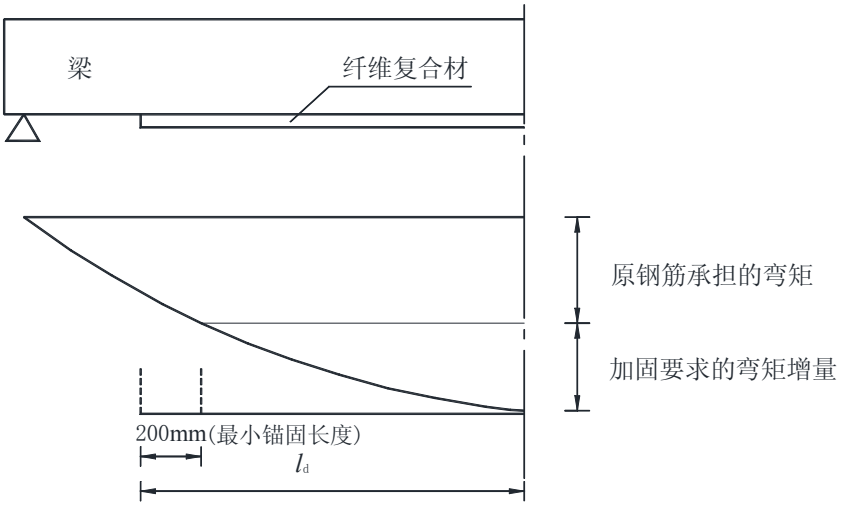


图 7.7.3-1 纤维复合材料的粘贴延伸长度

$$l_{\mathrm{d}}=\frac{E_{\mathrm{f}}\varepsilon_{\mathrm{f}}A_{\mathrm{f}}}{\tau_{\mathrm{f}}b_{\mathrm{f}}}+200 \tag{7.7.3}$$

式中：l_{d} —— 纤维复合材料从强度充分利用截面向外延伸所需的黏结长度(mm)；

ε_f —— 充分利用截面处纤维复合材料的拉应变，按本规程第 7.2.2 条确定；

τ_f —— 纤维复合材料与混凝土间的黏结强度设计值，一般取 0.5MPa；

b_f —— 受拉面上粘贴的纤维复合材料的宽度(mm)。

当纤维复合材料延伸至支座边缘仍不满足黏结长度 l_d 的规定时，应采取以下锚固措施：

1　对于梁，在纤维复合材料延伸长度范围内至少应设置两道纤维复合材料 U 形箍锚固(图 7.7.3-2a)。U 形箍宜在延伸长度范围内均匀布置，且在延伸长度端部必须设置一道。U 形箍的粘贴高度宜伸至顶板底面。每道 U 形箍的宽度不宜小于受弯加固纤维复合材料宽度的 1/2，U 形箍的厚度不宜小于受弯加固纤维复合材料厚度的 1/2。

2　对于板，在纤维复合材料延伸长度范围内至少设置两道垂直于受力纤维方向的压条(图 7.7.3-2b)。压条宜在延伸锚固长度范围内均匀布置，且在延伸长度端部必须设置一道。每道压条的宽度不宜小于受弯加固纤维复合材料条带宽度的 1/2，压条的厚度不宜小于受弯加固纤维复合材料厚度的 1/2。

3　当纤维复合材料的黏结长度小于按公式(7.7.3)计算所得长度的 1/2 时，应采取可靠的附加机械锚固措施。

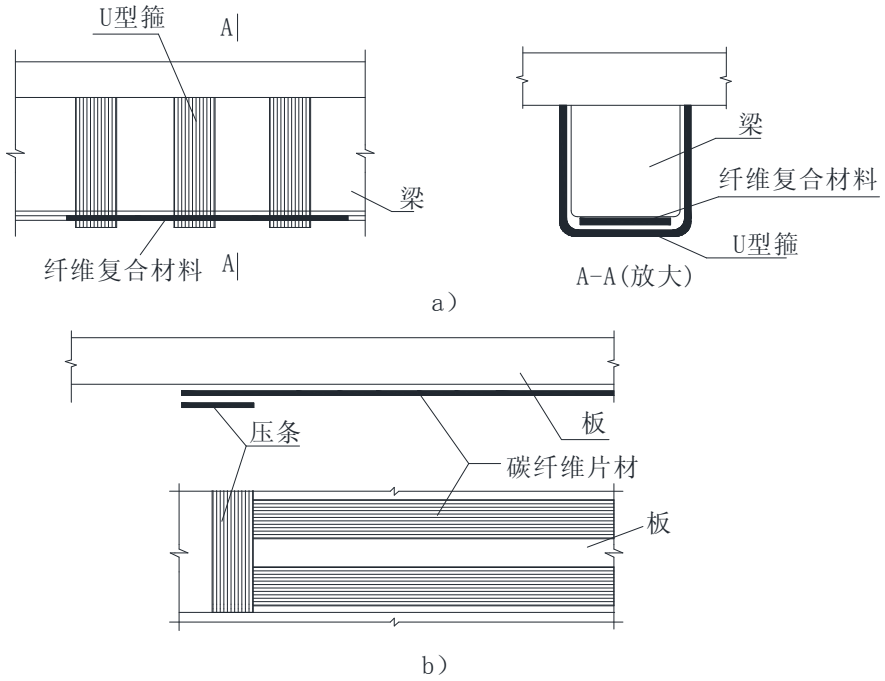


图 7.7.3-2 抗弯加固时纤维复合材料端部附加锚固措施
a)U型箍；b)纤维复合材压条

8　体外预应力加固法

8.1　一般规定

8.1.1　体外预应力(简称体外索)加固是通过增设体外预应力索(包括钢绞线、高强钢丝束和精轧螺纹钢筋)对既有混凝土梁体主动施加外力，以改善原结构的受力状况的加固方法。

8.1.2　预应力钢筋(束)可由水平筋(束)和斜筋(束)组成，亦可由通长布置的钢丝束或钢绞线组成。加固中采用的体外索应具有防腐能力，且宜具有可更换性。

8.1.3　转向装置可采用钢部件、现浇混凝土块体或附加钢锚箱结构。转向装置必须与梁体连接可靠，其连接强度须进行验算。

8.1.4　体外索的自由长度超过 10m 时应设置定位装置。

8.1.5　当被加固构件的混凝土强度等级低于 C25 时，不宜采用预应力加固方法。

8.1.6　转向装置的尺寸设计应综合考虑体外预应力产生的径向力大小、体外预应力束的根数及其曲线形状、孔道直径、普通钢筋间距及混凝土保护层等因素。

8.2　加固计算

8.2.1　体外索加固整体计算应包括：持久状况承载能力极限状态计算、持久状况正常使用极限状态计算、持久状况和短暂状况的应力计算。

8.2.2　体外索加固局部计算内容：转向构造的承载力和抗裂性计算、锚固区的承载力和抗裂性计算、持久状况下的其他局部构件的承载力计算。

8.2.3　持久状况承载能力极限状态计算

1　正截面抗弯承载力计算

1) 体外索加固梁的正截面抗弯承载力计算图式参见图 8.2.3-1：

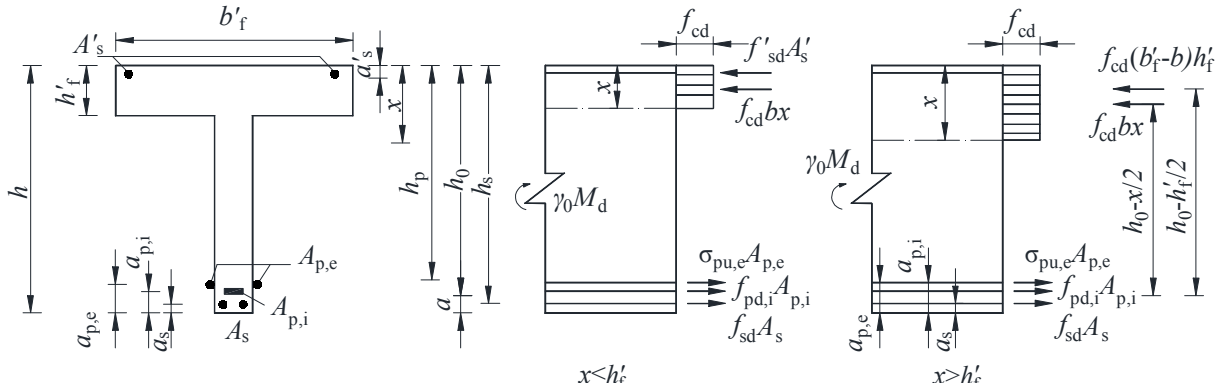


图 8.2.3-1 矩形、T 形截面梁正截面抗弯承载力计算图式

2) 加固结构抗弯承载力计算时应根据截面形状和中性轴的位置分两种情况考虑。

(1) 矩形截面或中性轴位于 T 形或 I 形截面翼板内($x \leqslant h'_f$)：

$$f_{cd}b'_f x + f'_{sd}A'_s = \sigma_{pu,e}A_{p,e} + f_{pd,i}A_{p,i} + f_{sd}A_s \tag{8.2.3-1}$$

$$r_0 M_d \leqslant f_{cd}b'_f x\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) \tag{8.2.3-2}$$

(2) T 形或 I 形截面且中性轴位于截面腹板内（$x > h'_f$）：

$$f_{cd}bx + f_{cd}(b'_f - b)h'_f + f'_{sd}A'_s = \sigma_{pu,e}A_{p,e} + f_{pd,i}A_{p,i} + f_{sd}A_s \quad (8.2.3\text{-}3)$$

$$\gamma_0 M_d \leqslant f_{cd}bx(h_0 - \frac{x}{2}) + f_{cd}(b'_f - b)h'_f(h_0 - \frac{h'_f}{2}) + f'_{sd}A'_s(h_0 - a'_s) \quad (8.2.3\text{-}4)$$

为确保加固后的混凝土梁仍为塑性破坏，上述公式中的截面受压区高度 x 应满足下列条件：

$$x \leqslant \xi_b h_s \text{ 或 } x \leqslant \xi_b h_p$$

$$x \geqslant 2a'_s$$

式中：γ_0 ——桥梁结构重要性系数；

M_d ——计算截面弯矩组合设计值；

$A_{p,e}$ ——体外预应力水平钢筋(束)的截面面积；

$\sigma_{pu,e}$ ——当构件达到极限抗弯承载能力时，体外预应力筋(束)的极限应力计算值按公式(8.2.3-5)计算；

$A_{p,i}$ ——原梁体内预应力筋的截面面积；

$f_{pd,i}$ ——原梁体内预应力筋的抗拉强度设计值；

A_s ——原梁体内纵向受拉普通钢筋的面积；

A_s ——原梁体内纵向受压普通钢筋的面积；

f_{sd} ——原梁体内纵向受拉普通钢筋的抗拉强度设计值；

f_{cd} ——混凝土的抗压强度设计值；

b'_f ——受压翼板的有效宽度，按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）第 4.2.2 条规定取用；

b ——矩形截面宽度或 T 形截面的腹板宽度；

h'_f ——受压翼板的厚度；

h_s、h_p ——分别为原梁中普通钢筋和预应力钢筋的合力作用点至梁顶面的距离；

h_0 ——体(内)外预应力筋和原梁普通钢筋的合力点到梁顶面的距离，$h_0 = h - a$；

a ——受拉区体内(外)预应力筋(束)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；

ξ_b ——原钢筋混凝土梁或原预应力混凝土梁的相对界限受压区高度。

3) 相对界限受压区高度 ξ_b 可根据原梁中受拉钢筋的种类由表 8.2.3 查取。

表 8.2.3 相对界限受压区高度 ξ_b

原结构中钢筋种类	C50 及 C50 以下混凝土
R235(Ⅰ级钢筋)	0.62
HRB335(Ⅱ级钢筋)	0.56
HRB400、KL400(Ⅳ级钢筋)	0.53
5 号钢	0.60
钢绞线、钢丝	0.40
精轧螺纹钢钢筋	0.40

注：1 截面受拉区内配置不同种类钢筋的受弯构件，其 ξ_b 值应选用相应于各种钢筋的较小者。

2 原构件混凝土强度等级超过 C50 时，ξ_b 的取值应按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)第 5.2.1 条规定取值。

3 表中Ⅰ、Ⅱ、Ⅳ级钢钢筋及 5 号钢是指《钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ 023—85)中的钢筋牌号。

4)正截面抗弯承载力计算中，体外索的水平筋(束)极限应力 $\sigma_{pu,e}$ 按下式计算：

$$\sigma_{pu,e}=\sigma_{pe,e}+0.03E_{p,e}\frac{h_{p,e}-c}{\Upsilon_p l_e}\leqslant f_{pd,e} \tag{8.2.3-5}$$

式中：l_e —— 计算跨体外索的有效长度，$l_e=\dfrac{2l_i}{N_s+2}$；

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 —— 两端锚具间体外索的总长度；对于简支梁加固体系，$l_e=l_i$；

Υ_p —— 体外预应力钢材的安全系数，取 Υ_p=2.2；

$h_{p,e}$ —— 体外预应力筋(束)合力点到截面顶面的距离；

$E_{p,e}$ —— 体外预应力筋(束)的弹性模量；

c —— 截面中性轴到混凝土受压区顶面的距离；

对于 T 形截面：$c=\dfrac{A_{p,e}\sigma_{pu,e}+A_s f_{sk}+A_p f_{pk}-A_s' f_{sk}'-0.75f_{cu,k}\beta(b_f'-b)h_f'}{0.75f_{cu,k}b\beta}$

对于矩形截面：$c=\dfrac{A_{p,e}\sigma_{pu,e}+A_s f_{sk}+A_p f_{pk}-A_s' f_{sk}'}{0.75f_{cu,k}b\beta}$

β —— 混凝土受压区高度折减系数，取 $\beta=0.80$。当混凝土强度等级高于 C50 时，应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)表 5.3.3 折减；

$f_{cu,k}$ —— 混凝土轴心抗压强度标准值；

$f_{pd,e}$ —— 体外预应力筋(束)的抗拉强度设计值；

$\sigma_{pe,e}$ —— 体外预应力筋(束)的永存预应力；

$A_{p,e}$ —— 体外预应力筋(束)的截面面积；

其他符号意义见式(8.2.3-1)~式(8.2.3-4)。

2 斜截面抗剪承载力计算

1) 体外索加固的矩形、T 形和 I 形截面的受弯构件，其截面尺寸应符合下列要求：

$$\gamma_o V_d - \frac{1}{\gamma_{fs}}\sigma_{pub,e}A_{pb,e}\sin\theta_e \leqslant 0.51\times10^{-3}\sqrt{f_{cu,k}}bh_o \qquad (8.2.3\text{-}6)$$

式中：V_d —— 斜截面受压端剪力的组合设计值(kN)。变高度梁段应考虑附加剪力的影响，见《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)第 5.2.7 条注(3)；

γ_0 —— 结构重要性系数；

γ_{fs} —— 体外预应力斜筋(束)的材料安全系数：对于钢绞线和钢丝 $\gamma_{fs}=1.47$，对于精轧螺纹钢 $\gamma_{fs}=1.2$；

$\sigma_{pub,e}$ —— 体外预应力斜筋(束)的极限应力(MPa)；

$A_{pb,e}$ —— 体外预应力斜筋(束)的截面面积(mm^2)；

b —— 相应于剪力组合设计值处的矩形截面宽度(mm)或 T 形和 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点至受压边缘的距离(mm)；

θ_e —— 体外预应力筋(束)在竖直平面内的弯起角度(竖弯角)，$\theta_e \leq 45°$；

其他符号意义同前。

2) 体外索加固梁的斜截面的抗剪承载力可按钢筋混凝土或预应力混凝土梁计算，参见图式 8.2.3-2，但须考虑穿过验算斜截面的体外预应力斜筋的竖向分力的影响。见公式(8.2.3-7)。

$$\begin{aligned}\gamma_o V_d \leqslant{}& \alpha_1\alpha_2\alpha_3\times0.45\times10^{-3}bh_o\sqrt{(2+0.6P)\sqrt{f_{cu,k}}\rho_{sv}f_{sd,v}}\\ &+0.75\times10^{-3}f_{sd,b}\Sigma A_{sb}\sin\theta_s+0.75\times10^{-3}f_{pb,i}\Sigma A_{pb,i}\sin\theta_i\\ &+0.8\times10^{-3}\sigma_{pub,e}\Sigma A_{pb,e}\sin\theta_e\end{aligned} \qquad (8.2.3\text{-}7)$$

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，$\alpha_1=0.9$；

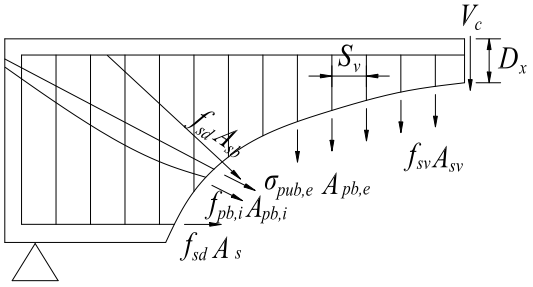


图 8.2.3-2 截面梁的抗剪承载力计算图式

α_2 —— 预应力提高系数，原梁为钢筋混凝土受弯构件，$\alpha_2=1.0$，为预应力混凝土受弯构件$\alpha_2=1.25$，但原梁中由钢筋合力引起的截面弯矩与外弯矩的方向相同时，或加固梁为预应力混凝土 B 类受弯构件，取$\alpha_2=1.0$；

α_3 —— 受压翼缘的影响系数，对于 T 形截面梁，取$\alpha_3=1.1$；对于矩形截面梁，取$\alpha_3=1.0$；

$f_{\mathrm{cu,k}}$ —— 边长为 150mm 的混凝土立方体抗压强度标准值(MPa)，即混凝土的强度等级；

P —— 原梁斜截面内纵向配筋率，$P=100\rho$，$\rho=(A_{\mathrm{s}}+A_{\mathrm{p,i}})/(bh_0)$；

b,h_0 —— 分别为原梁计算斜截面顶端正截面的腹板宽度和有效高度(mm)；

ρ_{sv} —— 斜截面内箍筋配筋率，$\rho_{\mathrm{sv}}=A_{\mathrm{sv}}/(S_{\mathrm{v}}\,b)$(mm)；

s_{v} —— 斜裂缝范围内的箍筋间距(mm)；

$f_{\mathrm{sd,v}}$、$f_{\mathrm{sd,b}}$ —— 分别为原梁弯起普通钢筋和箍筋的抗拉强度设计值(MPa)；

A_{sv} —— 斜裂缝范围内同一截面内箍筋各肢的总截面面积(mm²)；

$f_{\mathrm{pb,i}}$ —— 体内预应力筋的抗拉强度设计值(MPa)；

$A_{\mathrm{pb,i}}$ —— 斜裂缝范围内体内弯起预应力筋的截面面积(mm²)；

A_{sb} —— 原钢筋混凝土梁中，一排普通弯起钢筋（或斜筋）的截面面积；

$A_{\mathrm{pb,e}}$ —— 体外预应力弯起筋（束）的截面面积

θ_{i} —— 体内预应力筋(束)在斜截面受压端正截面处与梁轴线的夹角；

θ_{e} —— 体外预应力筋(束)在竖直平面内的弯起角度(竖弯角)，$\theta_{\mathrm{e}}\leqslant 45^{\circ}$；

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。

3) 体外索的斜筋极限应力$\sigma_{\mathrm{pub,e}}$，与转向块处的摩阻情况有关，可由水平筋(束)的极限应力$\sigma_{\mathrm{pub,e}}$求得：

$$\sigma_{\mathrm{pub,e}}=\lambda\sigma_{\mathrm{pu,e}} \tag{8.2.3-8}$$

式中：λ —— 体外索斜筋(束)拉力与水平筋(束)拉力的比例系数，按如下方法确定：

采用有水平向移动的滑块或有转向块时

$$\lambda = \frac{1}{\cos\theta_e + f_0 \sin\theta_e} \tag{8.2.3-9}$$

采用楔形滑块时

$$\lambda = \cos\theta_e - f_0 \sin\theta_e \tag{8.2.3-10}$$

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 $f_0 = 0.25$。

3 转向装置计算

1）转向装置的设计计算应遵循以下原则：

(1) 混凝土块式转向装置承载力计算时可忽略混凝土抗力的影响，转向力的竖向分力和水平分力均由箍筋承担。

(2) 转向块的承载能力计算可分为抗拉承载力计算和抗剪承载力计算两部分。

(3) 混凝土转向装置在正常使用极限状态和承载能力极限状态下的应力状况需经计算确定。

(4) 须对转向块或转向肋位置的原结构进行局部分析。

2）转向装置的作用效应取值

计算转向装置的作用效应设计值时，不考虑可变荷载应力增量的影响，取永存预加力 $N_{pe.e}$，荷载分项系数取 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的水平力和竖向力设计值 N_{hd} 和 N_{vd} 由下式确定，参见图 8.2.3-3。

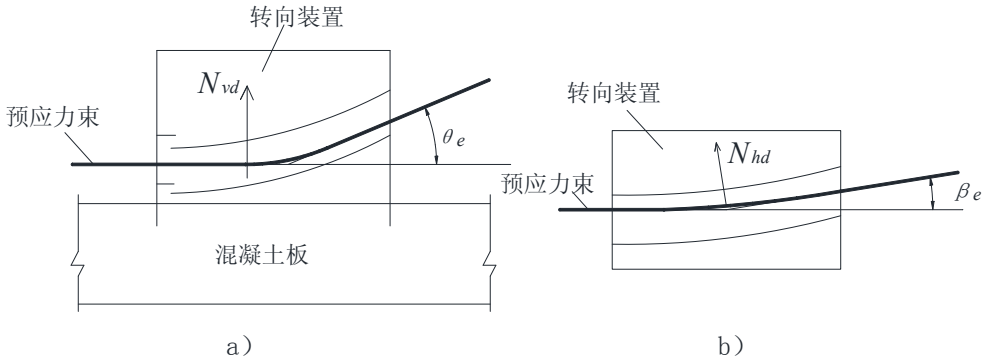


图 8.2.3-3 体外预应力束的竖直转角和水平转角示意图

a)立面图；b)平面图

$$N_{hd} = 1.3N_{p,e}\sqrt{1 - 2\cos\theta_e \cos\beta_e + \cos^2\theta_e} \tag{8.2.3-11}$$

$$N_{vd} = 1.3N_{p,e}\sin\theta_e \tag{8.2.3-12}$$

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_{vd} ——转向装置的竖向作用设计值，既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；

$N_{\mathrm{p,e}}$ —— 体外预应力束的永存预加力，其值为 $N_{\mathrm{p,e}}=\sigma_{\mathrm{pe,e}}A_{\mathrm{p,e}}$；

θ_{e} —— 体外预应力筋(束)在竖直平面内的弯起角度(竖弯角)；

β_{e} —— 体外预应力筋(束)在水平面内的弯转角(平弯角)；

$\sigma_{\mathrm{pe,e}}$ —— 体外预应力筋(束)的永存预应力；

$A_{\mathrm{p,e}}$ —— 体外预应力水平筋(束)的截面面积。

3) 混凝土转向块承载力计算

混凝土转向块承载力计算时，应计算其与混凝土板连接界面，即图 8.2.3-4 中 A—A 截面的抗剪承载力和抗拉承载力。

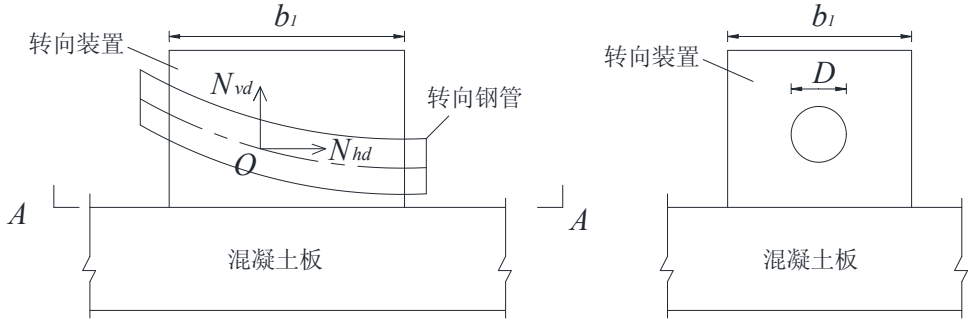


图 8.2.3-4 混凝土转向装置计算示意图

(1) 转向块抗剪承载力计算

转向装置的剪切承载力可按下式计算：

$$\gamma_0 N_{\mathrm{hd}} \leqslant \phi_{\mathrm{v}} f_{\mathrm{sd}} \sum A_s \tag{8.2.3-13}$$

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：

$$\phi_{\mathrm{v}}=1\Big/\sqrt{3+\left(N_{\mathrm{vd}}/N_{\mathrm{hd}}\right)^2}$$

f_{sd} —— 箍筋的抗拉强度设计值，按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)表 3.2.3-1 值的 0.8 倍取用；

$\sum A_s$ —— A—A 截面上箍筋截面面积之和。

(2) 转向块抗拉承载力计算

计算转向块抗拉承载力时，按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)第 5.4.2 条规定计算，参见图 8.2.3-5。

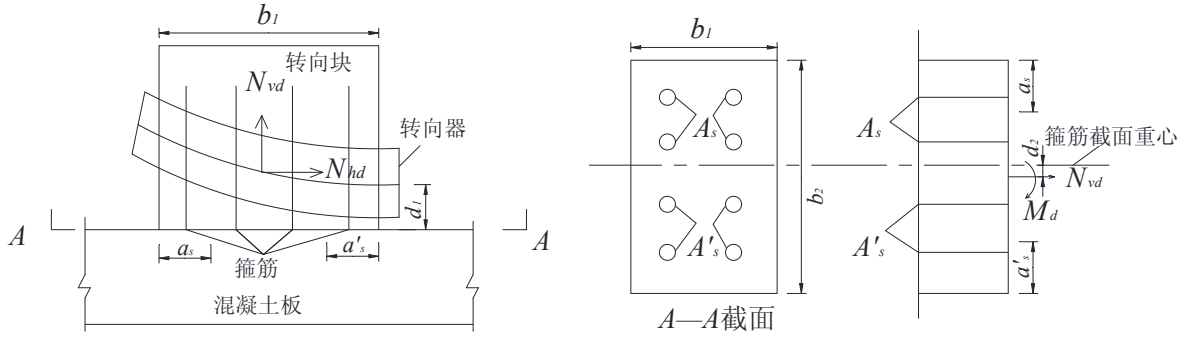


图 8.2.3-5 混凝土转向块抗拉承载力计算图式

$$\gamma_0 N_{\mathrm{vd}} e_{\mathrm{s}} \leqslant \phi_{\mathrm{p}} f_{\mathrm{sd}} A'_{\mathrm{s}} (b_0 - a'_{\mathrm{s}}) \tag{8.2.3-14}$$

$$\gamma_0 N_{\mathrm{vd}} e'_{\mathrm{s}} \leqslant \phi_{\mathrm{p}} f_{\mathrm{sd}} A_{\mathrm{s}} (b'_0 - a_{\mathrm{s}}) \tag{8.2.3-15}$$

其中：

$$b_0 = b_2 - a_{\mathrm{s}}\ ,\quad b'_0 = b_2 - a'_{\mathrm{s}}$$

$$e_{\mathrm{s}} = b_2/2 - e_0 - a_{\mathrm{s}}\ ,\quad e'_{\mathrm{s}} = e_0 + b_2/2 - a'_{\mathrm{s}}$$

$$M_{\mathrm{d}} = N_{\mathrm{hd}} d_1 + N_{\mathrm{vd}} d_2\ ,\quad e_{\mathrm{o}} = M_{\mathrm{d}} / N_{\mathrm{vd}}$$

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：

$$\phi_{\mathrm{p}} = 1\Big/\sqrt{1 + 3\left(N_{\mathrm{hd}}/N_{\mathrm{vd}}\right)^2}$$

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；

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；

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；

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；

d_1 —— 钢管转向器形心距混凝土板表面的竖直距离；

d_2 —— 钢管转向器形心距箍筋截面重心的水平距离，当转向块内箍筋沿纵桥向对称布置时，应取 d_2=0；

b_1、b_2 —— 分别为转向块横桥向和纵桥向的平面尺寸；

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。

4）对于钢制转向块必须计算其与混凝土接触界面连接的抗剪承载力和抗拉承载力，计算方法与混凝土转向块的计算方法相同。钢制转向块需满足钢结构的受力要求。

5）混凝土转向肋承载力计算

混凝土横向转向肋的抗拉和抗剪承载力计算方法可偏安全地参见混凝土转向块的计算方法。

6）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，应进行局压承载力验算，计算公式如下：

$$\gamma_0 N_{\mathrm{Vd}} \leqslant \beta f_{\mathrm{cd}} A_l \tag{8.2.3-16}$$

式中：f_{cd} ——转向装置混凝土抗压强度设计值；

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_l ——转向器下混凝土局部受压面积，A_l=Db_2；

D ——转向钢管的外径；

b_2 ——转向钢管在混凝土转向装置中的长度。

7）当采用黏结-摩擦型锚固体系时，锚固力的大小仅计算黏结层的抗剪强度。

8）转向装置须进行锚下局部承压区的截面尺寸和局部抗压承载力验算，计算方法见《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)第 5.7 节。

9）当锚固在原桥结构的横(隔)梁时，应对原结构配筋进行抗弯、抗剪强度验算。

8.2.4 持久状况正常使用极限状态计算

1 体外预应力加固受弯构件按下列三种情况设计：

1） 全预应力混凝土加固结构。在作用(或荷载)短期效应组合下控制截面边缘不容许出现拉应力，在结构自重和体外预应力作用下简支梁控制截面的上缘不得消压；

2） A 类体外预应力混凝土加固结构。在作用(或荷载)短期效应组合下控制截面边缘可出现不超过限值的拉应力；

3） B 类体外预应力混凝土加固结构。在作用(或荷载)短期效应组合下控制截面边缘可出现超过限值的拉应力，但裂缝宽度应小于限值。

2 体外预应力混凝土结构弹性内力分析时，应采用原梁全截面换算截面几何性质，亦可近似采用毛截面几何性质。

计算体外预应力混凝土结构的弹性应力时，全预应力构件、A 类构件应采用全截面换算截面积几何性质；B 类构件应采用开裂的换算截面积几何性质。

3 体外预应力钢材的张拉控制应力：

钢绞线、钢丝束：

$$\sigma_{\mathrm{con,e}} \leqslant 0.65 f_{\mathrm{pk,e}} \tag{8.2.4-1}$$

精轧螺纹钢：

$$\sigma_{\mathrm{con,e}} \leqslant 0.75 f_{\mathrm{pk,e}} \tag{8.2.4-2}$$

式中：$f_{\mathrm{pk,e}}$——体外预应力钢材的抗拉强度标准值，按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)表 3.2.3-2 取值。

4 体外预应力筋(束)的预应力损失计算中应考虑：体外预应力筋(束)转向和锚固构造管道中的摩擦损失σ_{l1}，锚具变形、预应力筋(束)回缩和接缝压密损失σ_{l2}，分批张拉损失σ_{l4}，预应力筋(束)的松弛损失σ_{l5}。

上述各项预应力损失宜根据实验确定，当无可靠试验资料时可按下列公式估算：

1）在转向和锚固构造管道内的摩擦引起的预应力损失

$$\sigma_{l1} = \sigma_{\mathrm{con}}(1 - e^{-(kx+\mu\theta)}) \tag{8.2.4-3}$$

式中： k—— 单位长度管道轴线局部偏差的摩擦系数(1/m)；
x—— 自张拉端的管道累计计算长度(m)；
μ—— 体外预应力筋(束)与曲线管道的摩擦系数；

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。

体外预应力钢筋(束)的摩擦系数可按表 8.2.4-1 取值。

表 8.2.4-1 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

2）锚具变形、筋(束)回缩和接缝压密引起的预应力损失

$$\sigma_{l2}=E_{\mathrm{p,e}}\frac{\sum\Delta l}{l} \tag{8.2.4-4}$$

式中：$E_{\mathrm{p,e}}$ —— 体外预应力钢筋(束)的弹性模量；

Δl —— 锚具变形、筋(束)回缩或接缝压密值，按表 8.2.4-2 取用；

l —— 预应力筋(束)的计算总长度，对于折线布筋(束)情况应为相关各段长度之和。

表 8.2.4-2 锚具变形、筋(束)回缩和接缝压密值(mm)

锚具、接缝类型		Δl	锚具、接缝类型	Δl
夹片锚具	有顶压	4	镦头锚具	1
	无顶压	6	每块后加钢垫板的缝隙	1
带螺帽锚具的螺帽缝隙		1	水泥或环氧树脂砂浆的接缝	1

注：表中数据以一个锚具或接缝计。

3）分批张拉引起的构件混凝土弹性压缩预应力损失

弹性压缩损失的平均值可近似按下式估算：

$$\sigma_{l4}=\frac{m-1}{2}\alpha_{\mathrm{E_P}}\Delta\sigma_{\mathrm{pe}} \tag{8.2.4-5}$$

式中：$\alpha_{\mathrm{E_P}}$ —— 体外预应力筋(束)的弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

$\Delta\sigma_{\mathrm{pe}}$ —— 在计算截面先张拉的体外预应力钢(束)中心处，由后张拉每一批体外预应力筋(束)产生的混凝土法向应力；

m —— 体外预应力筋(束)分批张拉的次数。

由于施加体外预应力引起的原构件预应力筋(束)的弹性压缩损失$\sigma_{l4\mathrm{o}}$可按下式计算：

$$\sigma_{l4\mathrm{o}}=\alpha_{\mathrm{E_P}}m\Delta\sigma_{\mathrm{pe}} \tag{8.2.4-6}$$

式中：$\Delta\sigma_{\mathrm{pe}}$——原梁控制截面上预应力钢筋重心处，由张拉的一批体外预应力筋(束)产生的法向应力。

4）钢筋松弛引起的预应力损失终极值

预应力钢丝、钢绞线：

$$\sigma_{l5}=\Psi\zeta\left(0.52\frac{\sigma_{\mathrm{p,ei}}}{f_{\mathrm{pk}}}-0.26\right)\sigma_{\mathrm{p,ei}} \tag{8.2.4-7}$$

式中：Ψ ——张拉系数，一次张拉时，Ψ=1.0；超长拉时，Ψ=0.9；

ζ ——钢筋松弛系数，普通松弛ζ=1.0；低松弛ζ=0.3；

$\sigma_{\mathrm{p,ei}}$ ——传力锚固时体外预应力筋(束)的应力，$\sigma_{\mathrm{p,ei}}=\sigma_{\mathrm{con,e}}-\sigma_{l1}-\sigma_{l2}-\sigma_{l4}$；

f_{pk} ——体外预应力筋（束）的抗拉强度标准值。

精轧螺纹钢筋：

一次张拉：

$$\sigma_{l5}=0.05\sigma_{\mathrm{con,e}} \tag{8.2.4-8}$$

超张拉：

$$\sigma_{l5}=0.035\sigma_{\mathrm{con,e}} \tag{8.2.4-9}$$

5）体外预应力筋（束）的应力损失总值

$$\sigma_{l}=\sigma_{l1}+\sigma_{l2}+\sigma_{l4}+\sigma_{l5} \tag{8.2.4-10}$$

正常使用阶段，体外预应力筋(束)中的永存预应力$\sigma_{\mathrm{pe,e}}$按下列计算

$$\sigma_{\mathrm{pe,e}}=\sigma_{\mathrm{con,e}}-\sigma_{l}=\sigma_{\mathrm{con,e}}-(\sigma_{l1}+\sigma_{l2}+\sigma_{l4}+\sigma_{l5}) \tag{8.2.4-11}$$

5　抗裂性验算

1）正截面抗裂性验算

整体浇筑或整体预制构件在作用(或荷载)短期效应组合下正截面混凝土的抗裂性要求为：

$$\sigma_{st}-0.90\sigma_{\mathrm{pc}}\leqslant 0 \tag{8.2.4-12}$$

分段浇筑或分段拼装的构件为：

$$\sigma_{\mathrm{st}}-0.85\sigma_{\mathrm{pc}}\leqslant 0 \tag{8.2.4-13}$$

A 类预应力混凝土：

在作用（或荷载）短期效应组合下

$$\sigma_{\mathrm{st}}-\sigma_{\mathrm{pc}}\leqslant 0.75f_{\mathrm{tk}} \tag{8.2.4-14}$$

在作用（或荷载）长期效应组合下

$$\sigma_{lt}-\sigma_{\mathrm{pc}}\leqslant 0 \tag{8.2.4-15}$$

式中：σ_{pc} ——由体外（内）预应力筋（束）的永存预加力和水平筋（束）中可变作用频遇值或准永久值产生的拉力增量$\Delta N_{\mathrm{p,e}}$在构件抗裂验算边缘产生的混凝土预压应力；

σ_{st} ——由作用（或荷载）短期效应组合引起的截面抗裂验算边缘混凝土拉应力；

σ_{lt} —— 由作用（或荷载）长期效应组合引起的构件抗裂验算边缘混凝土拉应力。

2）斜截面抗裂性验算

体外索加固的全预应力混凝土构件在作用（或荷载）短期效应组合下的抗裂要求为：

整体浇筑或整体预制：

$$\sigma_{tp} \leqslant 0.65 f_{tk} \tag{8.2.4-16}$$

分段浇筑或分段拼装：

$$\sigma_{tp} \leqslant 0.45 f_{tk} \tag{8.2.4-17}$$

整体浇筑或整体预制A类和B类构件、分段浇筑或分段拼装A类的加固构件在作用（或荷载）短期效应组合下斜截面抗裂要求为：

整体浇筑或整体预制构件：

$$\sigma_{tp} \leqslant 0.75 f_{tk} \tag{8.2.4-18}$$

分段浇筑或分段拼装构件：

$$\sigma_{tp} \leqslant 0.55 f_{tk} \tag{8.2.4-19}$$

式中：σ_{tp} —— 斜截面上由作用（或荷载）短期效应组合引起的混凝土主拉应力；

f_{tk} —— 混凝土抗拉强度标准值，按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62—2004）表3.1.3取值；

上述各项拉应力或主拉应力的计算方法可参见《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62—2004）第6.3.2条和第6.3.3条，但计算中须考虑由可变作用（或荷载）频遇值或准永久值引起的体外预应力筋（束）的拉力增量和加固中新增附加恒载的影响。

3）混凝土转向装置与原结构的交界面在永存张拉力$N_{pe,e}$作用下除按偏心受拉构件验算其承载力之外，还需验算其裂缝宽度。在裂缝宽度验算时，转向装置的水平分力N_{hc}、竖向分力N_{vc}和弯矩M_c分别取为：

$$N_{hc} = 1.1 N_{pe,e} \sqrt{1 - 2\cos\alpha_e \cos\beta_e + \cos^2\theta_e} \tag{8.2.4-20}$$

$$N_{vc} = 1.1 N_{pe,e} \sin\theta_e \tag{8.2.4-21}$$

$$M_c = N_{hc} d_1 + N_{vc} d_2 \tag{8.2.4-22}$$

上述式(8.2.4-20)~式(8.2.4-22)中的符号意义见图8.2.3-5。

根据上述计算内力，按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62—2004）第6.4.3条和第6.4.4条中的偏心受拉构件计算混凝土转向块根部截面的裂缝宽度，计算公式为：

$$W_{tk} = C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(\frac{30 + d}{0.28 + 10\rho} \right) (\text{mm}) \tag{8.2.4-23}$$

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；

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；

d —— 箍筋或受拉钢筋直径(mm)；

ρ —— 受拉较大侧钢筋配筋率，$\rho = A_s/(b_1 b_2)$；

b_1、b_2 —— 混凝土转向块的宽度和长度，参见图 8.2.3-5；

σ_{ss} —— 受拉较大边的钢筋拉应力，按下式计算：

$$\sigma_{ss} = \frac{N_{vc} e'_s}{A_s (b_2 - a_s - a'_s)}$$

e'_s —— 轴向拉力作用点至受拉较小边钢筋合力点的距离：

$$e'_s = e_0 + h/2 - a'_s$$

4）预应力混凝土 B 类构件，在正常使用极限状态下的裂缝宽度，应按作用（或荷载）短期效应组合并考虑长期效应影响进行计算。其计算的最大裂缝宽度不应超过下列规定的限值：

（1）原梁为钢筋混凝土梁：

Ⅰ类或Ⅱ类环境　　0.20mm

Ⅲ类或Ⅳ类环境　　0.15mm

（2）原梁为预应力混凝土梁：

Ⅰ类或Ⅱ类环境　　0.10mm

Ⅲ类或Ⅳ类环境　　不得采用 B 类构件

整体浇筑或整体预制 B 类加固构件的裂缝宽度计算方法按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)第 6.4 节执行。其中原构件为钢筋混凝土梁时，钢筋应力 σ_{ss} 应取为加固后原构件普通钢筋的应力；原构件为预应力混凝土时，钢筋应力 σ_{ss} 应取为加固后原构件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。

6　正常使用极限状态下的挠度，根据给定的截面刚度计算

1）全预应力混凝土或 A 类预应力混凝土构件刚度：

$$B_0 = 0.95 E_c I_0 \tag{8.2.4-24}$$

2）B 类预应力混凝土构件刚度：

在开裂弯矩 Mcr 作用下：

$$B_0 = 0.95 E_c I_0 \tag{8.2.4-25}$$

在(M_s—M_{cr})作用下：

$$B_{cr} = E_c I_{cr} \tag{8.2.4-26}$$

3）截面开裂弯矩 Mcr 按下式计算：

$$M_{cr} = (\sigma_{pc} + \gamma f_{tk}) W_0, \quad \gamma = \frac{2S_0}{W_0} \tag{8.2.4-27}$$

式中：S_0 —— 原梁全截面换算截面重心轴以上(或以下)部分面积对重心轴的面积矩；

σ_{pc} —— 由体外(内)预应力筋(束)的永存预加力和水平筋中可变作用频遇值产生的拉力增量 $\Delta N_{p,e}$ 在构件抗裂验算边缘产生的混凝土预压应力；

I_{cr} —— 开裂截面的换算截面惯性矩；

W_0 —— 原梁换算截面抗裂边缘的弹性抵抗矩。

注：对于变截面连续梁和连续刚构，当支承截面刚度不大于跨中截面刚度的两倍时，构件刚度仍可采用跨中截面刚度。

4）加固后变形应包括由体外预应力及短期作用（或荷载）引起的结构变形。

5）由体外预应力引起的变形值可按刚度 E_cI_0 计算，计算中须扣除全部预应力损失，并乘以长期增长系数 η_θ=1.35。

6）在使用阶段的挠度应考虑长期荷载效应的影响，取可变作用的挠度长期增长系数 η_θ=1.2。

7）受弯构件按上述计算的荷载短期效应组合引起的长期挠度值在消除结构自重产生的挠度后，其跨中最大值不应超过计算跨径的 1/600，主梁的悬臂端不应超过悬臂长度的 1/300。即按下式控制：

$$f_k = \eta_\theta (f_{Ms} - f_{MG}) \le \frac{l}{600} 或 \frac{l_1}{300} \tag{8.2.4-28}$$

式中：f_k ——截面控制挠度；

f_{Ms} ——短期作用（或荷载）产生的计算挠度；

f_{MG} ——自重、恒载作用产生的计算挠度；

l——简支梁桥或连续梁、连续刚构桥的单跨计算跨径；

l_1——梁式桥主梁的悬臂长度。

8.2.5 应力计算

1 持久状况设计的体外预应力混凝土受弯构件，应计算其使用阶段正截面混凝土的法向压应力、斜截面混凝土的主压应力，原梁受拉区预应力钢筋的拉应力，以及体外预应力筋（束）中的拉应力。计算上述应力时，作用（或荷载）取其标准值。应力计算时汽车荷载须考虑其冲击系数。

2 对体外预应力加固后的构件，应力的计算方法宜按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)第 7.1.2～第 7.1.4 和第 7.1.6 条进行。体外预应力筋（束）中的拉力 $N_{p0,e}$ 等于其永存预加力与可变作用标准值产生的拉力增量之和，即：

$$N_{p0,e} = (\sigma_{pe,e} + \Delta\sigma_{p,e}) A_{p,e} \tag{8.2.5-1}$$

式中：$N_{po,e}$ —— 在使用阶段，体外预应力水平筋（束）中的拉力；

$\Delta\sigma_{p,e}$ —— 体外预应力水平筋（束）中由可变作用标准值引起的拉应力增量，按本规程附录 C 计算；

$A_{p,e}$、$\sigma_{pe,e}$ —— 分别为体外预应力水平筋（束）的截面面积和永存预应力

使用荷载作用阶段，体外预应力水平筋（束）中的最大拉应力为：

$$\sigma_{p,e} = \sigma_{pe,e} + \Delta\sigma_{p,e} 或 \sigma_{p,e} = N_{p0,e} / A_{p,e} \tag{8.2.5-2}$$

3 对简支加固体系，体外预应力水平筋（束）和弯起筋（束）中的拉应力增量可按照本规程附录 C 中的方法计算。

4　钢筋混凝土构件加固后为全预应力混凝土或预应力混凝土 A 类构件时，混凝土法向压应力和法向拉应力可按下式计算：

$$\sigma_{kcp}或\sigma_{ktp}=\frac{N_{p0,e}}{A_0}\mp\frac{N_{p0,e}h_2}{I_0}y_0\mp\frac{M_k}{I_0}y_0 \tag{8.2.5-3}$$

式中：σ_{kcp}、σ_{ktp} ——分别为使用阶段由作用(或荷载)标准值产生的混凝土法向压应力和拉应力；

M_k ——按作用(或荷载)标准值组合计算的弯矩值；

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；

其他符号意义见本规程附录 C。

预应力混凝土构件加固后，应考虑原构件中体内预应力筋引起的受压边缘压应力和拉应力。计算中应考虑由体外预应力引起的原构件体内预应力钢筋的弹性压缩损失的变化，见公式(8.2.4-6)。

在体内、体外预应力水平筋(束)和作用(或荷载)标准值组合的共同作用下，原构件的混凝土压应力或拉应力按下式计算：

先张法：

$$\sigma_{kcp}或\sigma_{ktp}=\frac{N_{p0,e}+N_{p0}}{A_0}\mp\frac{N_{p0,e}h_2}{I_0}y_0\mp\frac{N_{p0}e_{p0}}{I_0}y\mp\frac{M_k}{I_0}y_0 \tag{8.2.5-4}$$

后张法：

$$\sigma_{kcp}或\sigma_{ktp}=\frac{N_{p0,e}}{A_0}+\frac{N_p}{A_n}\mp\frac{N_{p0,e}h_2}{I_0}y_0\mp\frac{N_pe_{pn}}{I_n}y_n\pm\frac{M_k}{I_0}y_0\pm\frac{M_{p2}}{I_n}y_n \tag{8.2.5-5}$$

原构件预应力钢筋的最大应力为：

$$\sigma_{p,i}=\sigma_{pe,i}+\alpha_{Ep}(\frac{M_k}{I_0}y_0\pm\frac{M_{p2}}{I_n}y_n) \tag{8.2.5-6}$$

式中：N_{p0}、N_p ——分别为原构件中预应力钢筋和普通钢筋的合力，按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)公式(6.1.6-1)或式(6.1.6-3)计算；

$N_{p0,e}$ ——在使用阶段，体外预应力水平筋(束)中的拉力；

A_n、I_n ——分别为原梁(跨中)净截面面积和惯性矩；

α_{Ep} ——原梁体内预应力钢筋与混凝土的弹性模量之比；

$\sigma_{kcp}或\sigma_{ktp}$ ——原梁混凝土截面由体内、体外预应力、作用(或荷载)标准值组合及预应力二次力矩引起的法向压、拉应力；

$\sigma_{pe,i}$ ——原梁体内预应力筋的永存预应力，应包括体外预应力对其引起的弹性压缩影响；

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，与 M_k 同号为正，异号为负；

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，按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》公式(6.1.6-2)或公式(6.1.6-4)计算。

5 加固后的结构为预应力混凝土B类构件时，混凝土的法向压应力σ_{cc}应按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)第7.1.4条的方法计算，相关参数的计算方法如下：

$$\sigma_{cc}=\frac{N_{p0}}{A_{cr}}+\frac{N_{p0}e_{0N}c}{I_{cr}} \tag{8.2.5-7}$$

式中：N_{p0} —— 混凝土法向应力等于零时体内、体外预应力钢筋和原梁中普通钢筋的合力，应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)第6.1.6条的公式计算，计算中须增加体外预应力水平筋(束)的拉力$N_{p0,e}$一项；

e_{0N} —— N_{p0}作用点至开裂截面重心轴的距离，$e_{0N}=e_N+c$；

e_N —— N_{p0}作用点至截面受压边缘的距离，N_{p0}位于截面之外为正，N_{p0}位于截面之内为负，$e_N=\frac{M_k\pm M_{p2}}{N_{p0}}-h_{pse}$；

c —— 截面受压区边缘至开裂换算截面重心轴的距离；

A_{cr}、I_{cr} —— 分别为B类构件开裂截面换算截面的面积和惯性矩；

h_{pse} —— 体内、外预应力钢筋与普通钢筋合力点至截面受压边缘的距离，应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)第7.1.4条的公式(7.1.4-4)计算，计算时其分子中须增加$\sigma_{p,e}A_{p,e}(h+a_{pe})$一项，分母中应包括$N_{p0,e}$。

原构件开裂截面体内预应力钢筋的应力增量$\Delta\sigma_{p,i}$为：

$$\Delta\sigma_{p,i}=\alpha_{Ep}\left[\frac{N_{p0}}{A_{cr}}-\frac{N_{p0}e_{0N}(h_p-c)}{I_{cr}}\right] \tag{8.2.5-8}$$

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 —— 截面受拉预应力钢筋合力点至截面受压边缘的距离。

原构件开裂截面体内预应力钢筋的最大拉应力$\sigma_{p,i}$为：

$$\sigma_{p,i}=\sigma_{pe,i}+\Delta\sigma_{p,i} \tag{8.2.5-9}$$

式中：$\sigma_{pe,i}$——原构件体内预应力钢筋的永存预应力。

用体外预应力加固后的预应力混凝土B类构件开裂截面换算截面中性轴位置c，应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)附录E中(受压区高度x)的方法计算。

6 使用阶段体外索加固受弯构件正截面混凝土的压应力和预应力钢筋(束)中的拉应力应满足

下列要去：

1）受压区混凝土的最大压应力

$$\left.\begin{array}{l}\text{未开裂构件：}\sigma_{\text{kcp}}\\ \text{容许开裂构件：}\sigma_{\text{cc}}\end{array}\right\}\leqslant 0.5f_{\text{ck}} \tag{8.2.5-10}$$

2）体内、体外预应力筋(束)的最大拉应力

钢绞线、钢丝：

$$\left.\begin{array}{l}\text{未开裂构件：}\sigma_{\text{p,i}}\text{或}\sigma_{\text{p,e}}\\ \text{容许开裂构件：}\sigma_{\text{p,i}}\text{或}\sigma_{\text{p,e}}\end{array}\right\}\leqslant 0.65f_{\text{pk,i}}\text{或}0.65f_{\text{pk,e}} \tag{8.2.5-11}$$

精轧螺纹钢筋：

$$\left.\begin{array}{l}\text{未开裂构件：}\sigma_{\text{p,i}}\text{或}\sigma_{\text{p,e}}\\ \text{容许开裂构件：}\sigma_{\text{p,i}}\text{或}\sigma_{\text{p,e}}\end{array}\right\}\leqslant 0.8f_{\text{pk,i}}\text{或}0.8f_{\text{pk,e}} \tag{8.2.5-12}$$

式中：$f_{\text{pk,i}}$、$f_{\text{pk,e}}$ —— 分别为体内、体外预应力筋(束)材料的抗拉强度标准值，应按《公路钢筋混凝土及预混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)表 3.2.3-2 取值；

σ_{cc} —— 原构件混凝土开裂截面最大压应力；

$\sigma_{\text{p,e}}$ —— 体外预应力水平筋(束)中的最大拉应力，$\sigma_{\text{p,e}}=\sigma_{\text{pe}}+\Delta\sigma_{\text{p,e}}$；

$\sigma_{\text{p,i}}$ —— 原构件截面的体内预应力钢筋的最大拉应力。

7　使用阶段构件混凝土主压应力计算应考虑体外、体内预应力弯起钢筋及作用（或荷载）标准值组合的影响，且应满足下式要求：

$$\sigma_{\text{cp}}\leqslant 0.6f_{\text{ck}} \tag{8.2.5-13}$$

式中：σ_{cp} ——使用阶段由作用（或荷载）标准值组合产生的混凝土主压应力，应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62—2004）第 6.3.3 条计算。

其他符号意义同前。

8.3　构造要求

8.3.1　体外预应力筋(束)的布置

1　体外预应力筋（束）布置方式须考虑桥梁结构的内力分布状况。体外预应力筋（束）可根据原结构的构造及断面形式布置在梁体的外侧或内侧。

2　简支梁桥常用的体外预应力布索形式主要有四种，参见图 8.3.1-1，均可采用附录 C 中图 C.3 的计算图式进行内力分析。

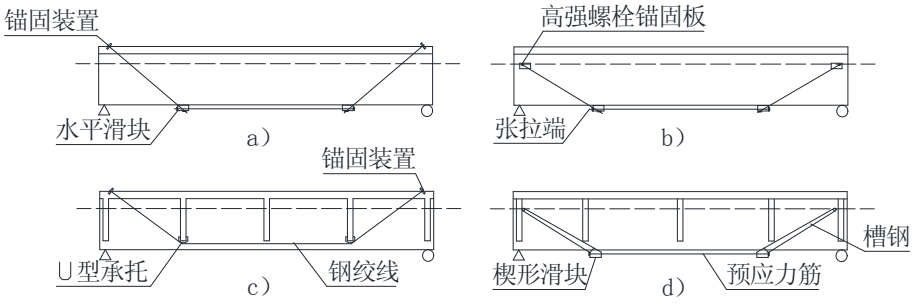


图 8.3.1-1 常用的简支体系的体外预应力布置形式

3　体外预应力筋(束)由水平和倾斜布置的钢筋、钢绞线或钢丝束组成，两者以滑块相连接[图8.3.1-1a)、b)]；其中的斜向部分可由带楔形滑块的槽钢组成[图 8.3.1-1d)]。当体外索采用图8.3.1-1c)布置时，在其转折点应设置转向滑块，滑块应固定在主梁的横隔板或横隔梁底面。

4　体外索的张拉端或锚固端可设在梁底、梁顶或端横隔板根部，亦可将体外索的上锚固端布置在主梁端部腹板两侧。

5　对箱梁宜将体外预应力筋（束）布置在箱（室）的内侧（图 8.3.1-2）。体外预应力筋（束）沿桥梁纵向长线布置，横桥向应对称（图 8.3.1-3）。

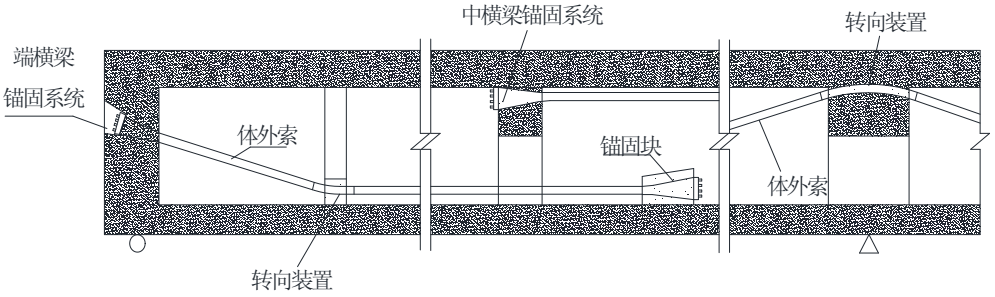


图 8.3.1-2 体外预应力加固束在箱梁内的纵向布束形式

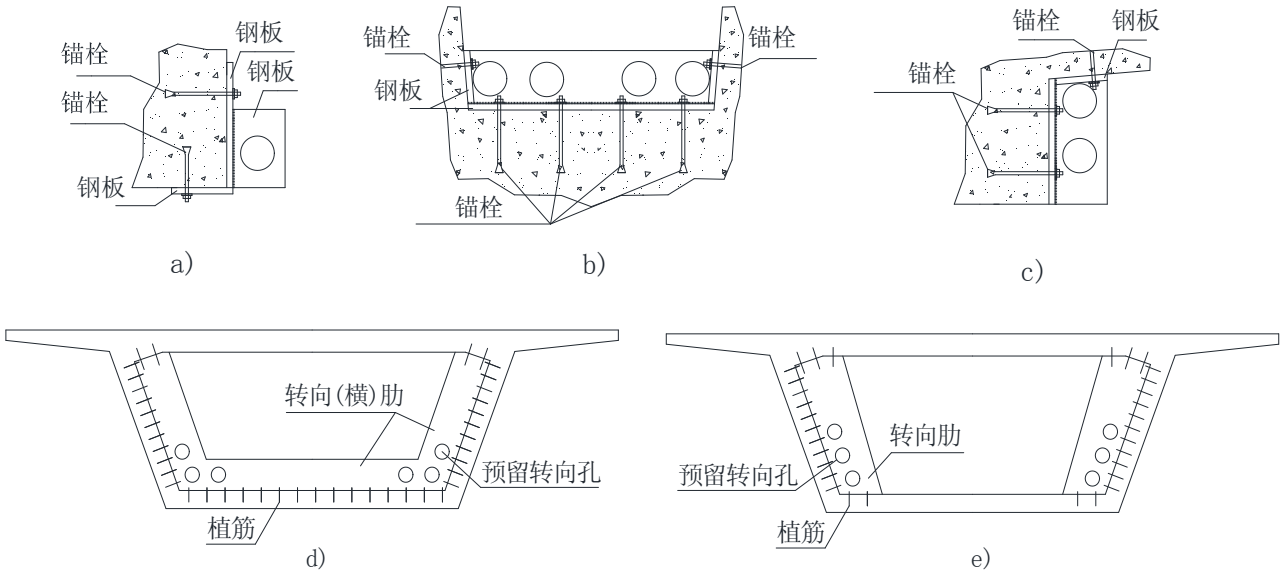


图 8.3.1-3 体外预应力加固束在箱梁内的横向布束形式

8.3.2　T 型梁及 I 型梁加固体系构造

1　水平滑块：水平滑块由连接斜筋和水平筋（束）的活动滑块、支撑座或固定在梁底的支撑钢板组成。水平滑块通常用钢板制作，其构造形式见图 8.3.2-1。

2　楔形滑块：楔形滑块一般用钢件焊接，亦可用混凝土结构。可在滑块的斜面（滑动面）上加一层四氟乙烯板或不锈钢板。楔形滑块的构造形式参见图 8.3.2-2。

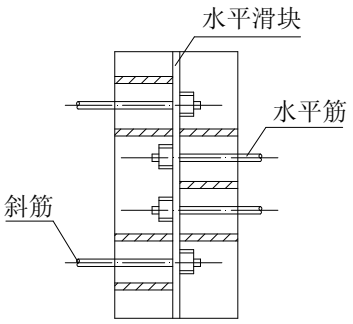


图 8.3.2-1 水平滑块构造平面

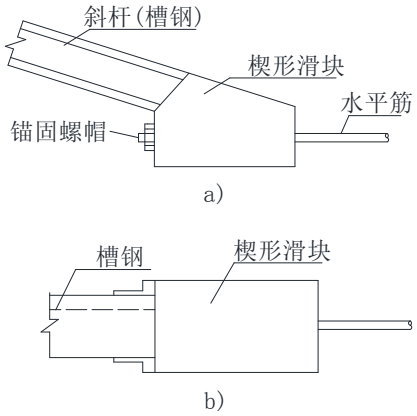


图 8.3.2-2 楔形滑块的构造

a)纵断面图；b)平面图

3 U形承托： U形承托可用钢板弯制而成，套在横隔梁（板）的底部，并用环氧砂浆和锚固螺栓固定在横隔板上，其构造形式见图 8.3.2-3。

4 定位器：当体外索自由长度超过 10m 时，应设置定位器（或减振器），构造可参见图 8.3.2-4。

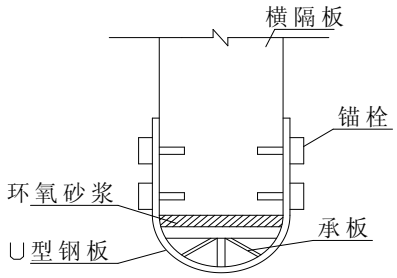


图 8.3.2-3 U形承托构造形式

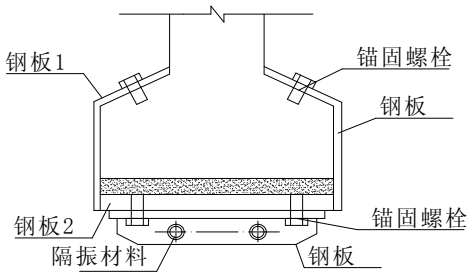


图 8.3.2-4 水平筋（束）的定位器示意图

5 黏结-摩擦锚固：黏结-摩擦锚固的构造见图 8.3.2-5。

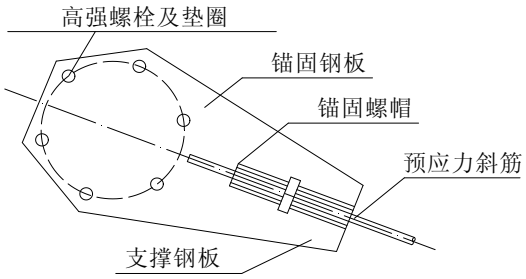


图 8.3.2-5 黏结-摩擦锚固的构造示意

8.3.3 箱形梁加固体系的转向构造

1 箱形梁加固体系的转向、定位及锚固装置设置在箱梁内部时，转向装置应设置符合预应力束弯转角度的弧形转向钢管，其管口应适当扩大。

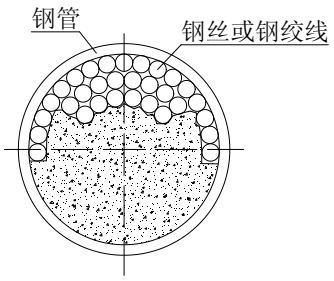
2 转向装置可以是整束式，也可以是分束式。整束式转向为预应力束整束在转向钢管中转向，

参见图 8.3.3-1a)。分束式转向为钢绞线按一定次序、间距分散在转向器的截面上，参见图 8.3.3-1b)。

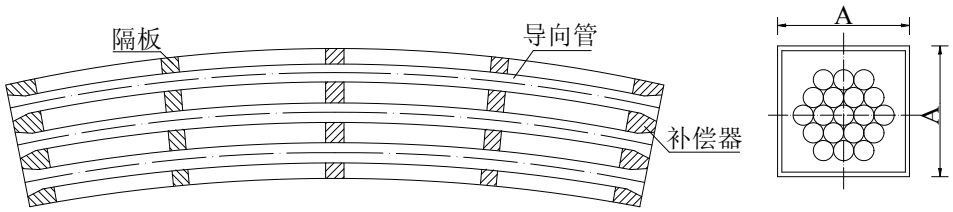
转向钢管最小半径控制值见表 8.3.3。管径应比钢绞线束或钢丝束外径大 8mm，其壁厚不宜小于 6mm。

表 8.3.3　转向钢管最小半径 R_{min} 控制值

规格	控制值（m）
7× ϕ15.2	3.0
12× ϕ15.2	3.5
19× ϕ15.2	4.0
27× ϕ15.2	4.5
31× ϕ15.2	5.0



a)



b)

图 8.3.3-1 转向器构造示意图

a)整束式转向器示意图；b)分散式转向器示意图

3　体外索转向装置包括转向块或转向肋，参见图 8.3.3-2。转向装置的平面尺寸与体外索的断面尺寸、束数、间距及转向力大小等因素有关。新浇筑混凝土转向装置的厚度不宜小于 800mm。根据其受力要求选择如下：

1）块式转向构造[图 8.3.3-2a)]，简称转向块，用于转向钢束较少的情况，或用于两个转向构造之间的钢束定位，以减小钢束的振动及其引起的二次效应。转向块通常用混凝土或钢板制作。

2）底横肋式转向构造[图 8.3.3-2b)]，简称横向转向肋，用于横桥向转向较大的情况，或用于两个转向构造之间的钢束定位。

3）带竖肋式转向构造[图 8.3.3-2c)]，简称为竖向转向肋，用于体外索竖向转向力较大的情况。

4）竖横肋式转向构造[图 8.3.3-2d)]，简称转向横隔板，用于体外索竖、横向力均比较大的情况。

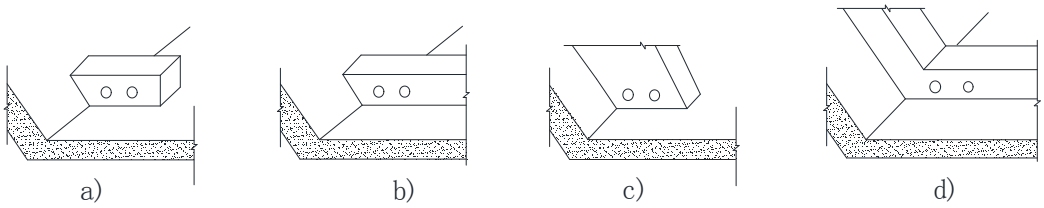


图 8.3.3-2 转向构造示意图

4　混凝土转向块中应设置封闭箍筋，参见图 8.3.3-3。箍筋宜采用植筋技术与混凝土箱体锚固。植筋设计要求参见本规程附录 A。

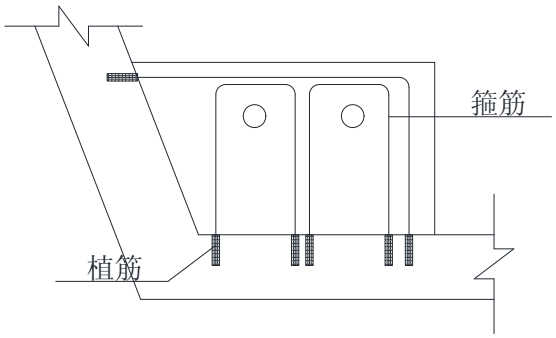


图 8.3.3-3 混凝土转向块的配筋形式

5 箍筋距离转向器上缘的最小距离为 25mm，直径不宜大于 20mm；设置多层封闭箍筋时，层间距不宜小于 50mm；箍筋的纵向间距不小于 150mm。混凝土骨料粒径不宜超过 15mm。

6 设置在箱内的转向块受力较小时，亦可采用钢结构。钢制转向块可通过植筋、锚栓及胶黏剂将其可靠锚固。锚栓设计要求参见本规程附录 B。钢制转向块可参见图 8.3.3-4。

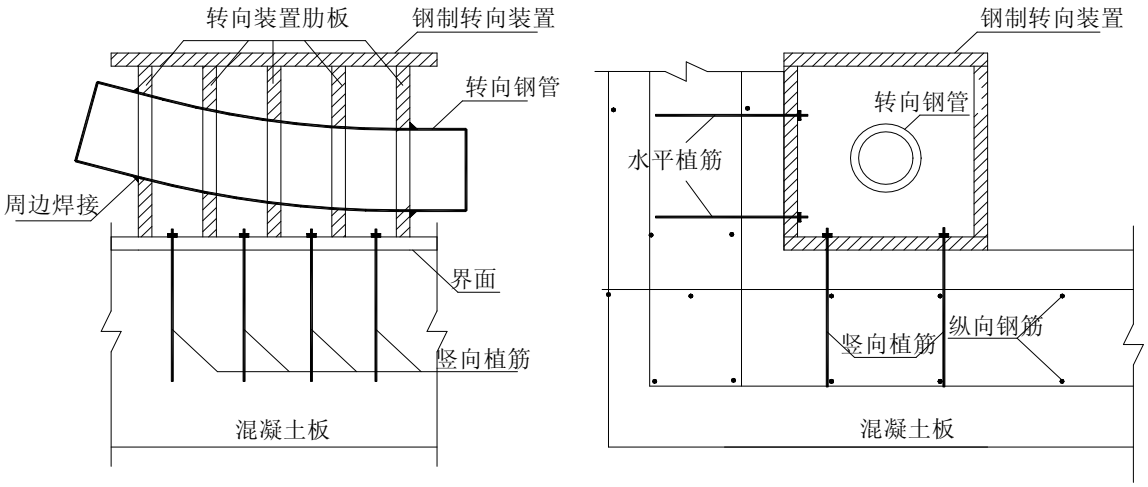


图 8.3.3-4　钢制转向块示意图

7　在定位装置中，钢束与护套之间应用隔振材料填实。体外预应力筋（束）的定位及减振装置的构造参见图 8.3.3-5。后浇筑的混凝土定位（或减振）装置的厚度不宜小于 400mm。

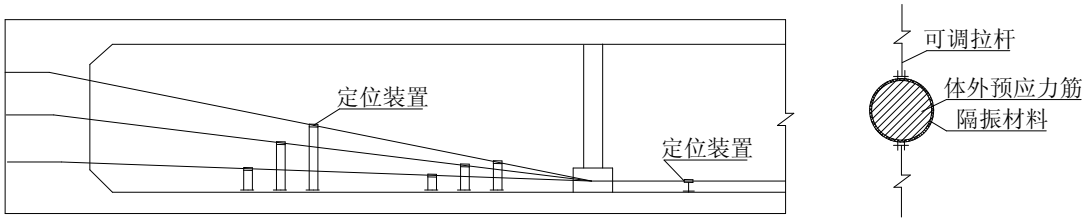


图 8.3.3-5　体外预应力的定位及减振装置构造示意图

8　锚固块的平面尺寸按锚具布置要求确定。锚固块内钢束不转向时，锚块长度可按锚固力传递至箱梁腹板和顶底板所需长度取值。

9　对新增设的横（隔）梁或加劲肋，按整体受力要求的配筋示意见图 8.3.3-6。其锚固钢筋可采用植筋或锚栓锚固于原梁混凝土中，并应验算其锚固强度。

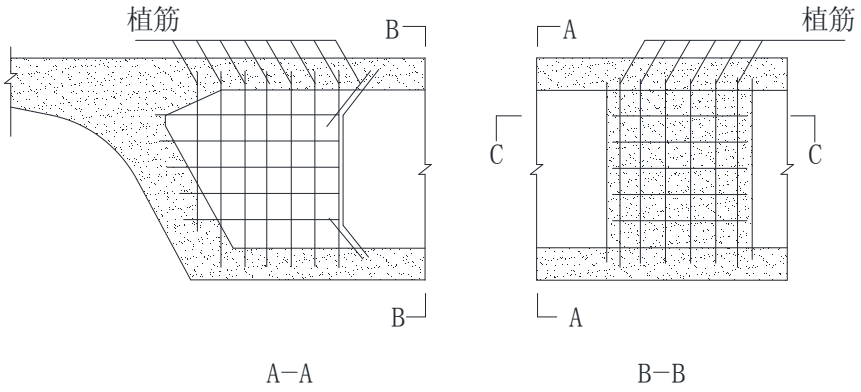


图 8.3.3-6 锚固横隔板受力钢筋布置示意图

9　改变结构体系加固法

9.1　一般规定

9.1.1　改变结构体系加固法是采用一定技术措施改变原结构受力体系，降低控制截面内力，提高桥梁结构整体承载能力的一种加固方法。

9.1.2　桥梁常用改变结构体系加固法包括：将多孔简支梁改为连续梁，将单孔简支梁改为支撑梁，将中、下承式拱改变为拱—斜拉组合体系，将连续梁、连续刚构改变为矮塔斜拉桥，将带挂梁 T 形刚构改变为连续刚构以及其他增设结构（杆件）而使原结构受力体系发生改变的方法。

9.1.3　对拟采用改变结构体系法加固的桥梁，需进行深入、细致的方案论证。

9.1.4　采用改变结构体系加固时，应对新、旧整体结构的各受力阶段进行验算，并且与增大截面法、粘贴钢板法等综合使用。

9.1.5　施工中应严格执行设计规定的施工方法和程序。

9.2　加固方法

9.2.1　增设支承结构加固

1　适用于桥下净空有利用空间的梁、板、桁架等结构的加固。

2　按支承结构与原结构的连接形式不同分为固结法和铰支法两种，按照支承结构的竖向刚度大小分为刚性支撑和弹性支撑。支承结构的竖向变形对主梁内力的影响可以忽略时按刚性支撑计算，否则按弹性支撑考虑。

3　为充分发挥新增构件的作用，宜采用预顶措施。预顶力的大小及施力位置以保证结构恒载下的安全为原则。

4　加固计算

1)固结法加固要求新增结构与主梁固结。计算时需根据主梁预顶情况对结构进行必要的验算。基础验算时应考虑新增结构传递弯矩的影响。

2)铰支法加固是主梁与新增结构铰接。主梁应验算预顶力及位移所产生的效应；同时验算支承结构及基础在预顶力作用下的效应。刚性支撑和弹性支撑的铰接法加固内力计算步骤见《公路桥梁加固设计规范》（JTG/T J22—2008）附录F。

9.2.2　简支变连续加固

1　简支变连续加固是将多跨简支梁转变为连续梁的方法。

2　简支变连续加固的结构连续可采用在墩顶部位结构上缘加设普通钢筋或增设预应力束并现浇接头混凝土形成结构连续体系。

原梁的截面尺寸不足时，需采用增大截面法等措施。

3　中支点处T梁应新增设横系梁。

4　除对主梁墩顶部位连接段进行分析外，还应对其他相关截面进行验算。

5　简支梁体系转换后的正截面承载力和斜截面承载力计算时，结构体系转换前的恒载仍由简支体系承担，转换后新加恒载及活载由连续体系承担。其计算方法按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62)执行。对于桥龄10年以上的桥梁，可不考虑原混凝土收缩、徐变的影响。

9.3　构造要求

9.3.1　增设支承加固法的支承构造按现行桥梁设计规范相应构造要求执行。固结法的支承与原梁（基础）结构的连接构造应牢固可靠，使用植筋或锚栓技术时见本规程附录A和附录E。铰支法的支承与原梁之间应设置支座，与基础的连接构造应牢固可靠。

9.3.2　简支变连续加固应符合下列构造规定：

1　墩顶采用设置普通钢筋形成连续构造时，纵向受力钢筋应为螺纹钢筋，直径不小于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，还应与原梁钢筋牢固连接；连接困难时，亦可以植筋技术（附录A）或锚栓技术（附录E）与原梁形成整体。墩顶采用设置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。

2　墩顶连续构造处顶面应设置一定数量的防裂钢筋，新老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。

3　墩顶宜采用新设单支座。确需保留双排支座形式时，应对墩柱承载力进行计算。

4　连续钢筋或预应力钢束具体构造按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)第9.2.3条、第9.2.4条的有关规定执行。

10 预应力高强钢丝绳网片+聚合物砂浆外加层加固法

10.1 一般规定

10.1.1 采用预应力高强钢丝绳加固的混凝土结构构件，其长期使用环境的温度不宜高于 60℃，并应符合现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）的规定。

10.1.2 当被加固的混凝土结构构件处于高温、高湿、侵蚀环境中，应采用耐环境影响的胶粘剂，并应按相应的工艺要求施工。

10.1.3 预应力高强钢丝绳加固混凝土结构构件时，宜采用下列方式：

1 在梁、板构件的受拉区施加预应力受弯加固，且将锚具固定在弯矩较小的区域；
2 采用封闭式缠绕、U 形、L 形及 I 形对梁进行受剪加固。

10.1.4 受弯加固和受剪加固时，被加固混凝土结构构件的实际混凝土强度等级不应低于 C25。

10.1.5 采用高强钢丝绳加固混凝土结构构件时，应按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）进行承载能力极限状态计算和正常使用极限状态验算。钢筋和混凝土材料强度设计值应根据检测得到的实际强度推算。

10.1.6 预应力高强钢丝绳的自由长度超过 10m 时，应设置定（限）位装置。

10.1.7 预应力高强钢丝绳张拉时，应采用应力、伸长量双重控制。拉力偏差应在±100N 范围内，伸长量偏差应在±0.5mm 范围内。

10.1.8 预应力高强钢丝绳曲线布置时，曲率半径不应小于 4m。

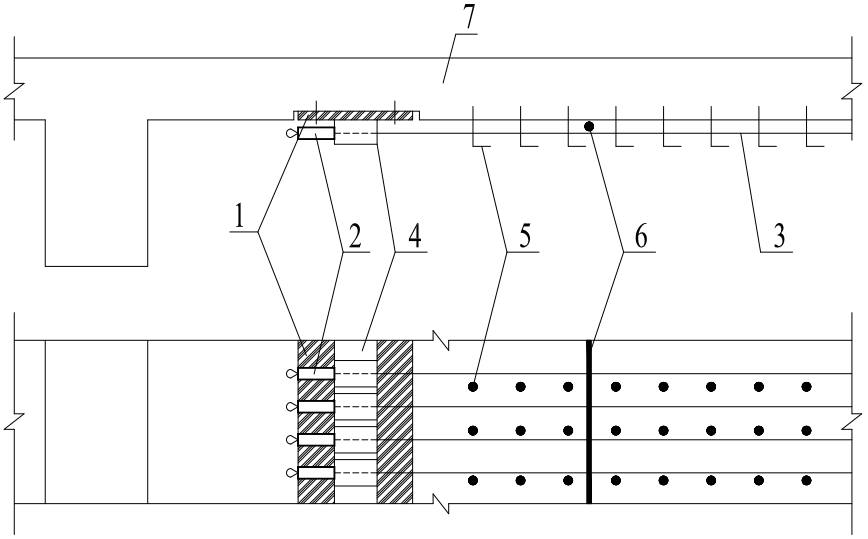
10.1.9 预应力高强钢丝绳的保护层厚度应从钢丝绳外表面算起，并应根据现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）规定的环境类别，分别符合下列规定：

1 一类环境，不应小于 20mm；
2 二类以上环境，不应小于 30mm。

10.2 受弯构件加固设计

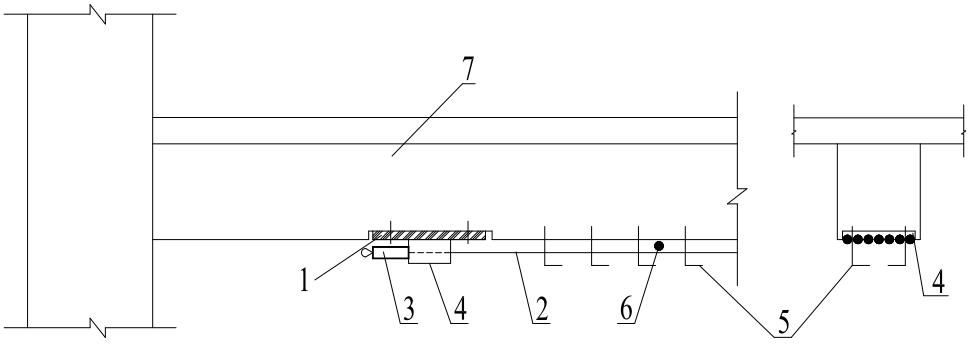
10.2.1 预应力高强钢丝绳受弯加固梁、板构件，承载力计算除应符合现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）对受弯构件正截面承载力计算的基本假定外，尚应符合下列规定(图 10.2.1)：

1 预应力高强钢丝绳应与钢筋、混凝土变形协调；
2 应验算构件的受剪承载力，且受剪破坏不得先于受弯破坏发生；
3 加固后受弯承载力的提高幅度不宜超过60%。



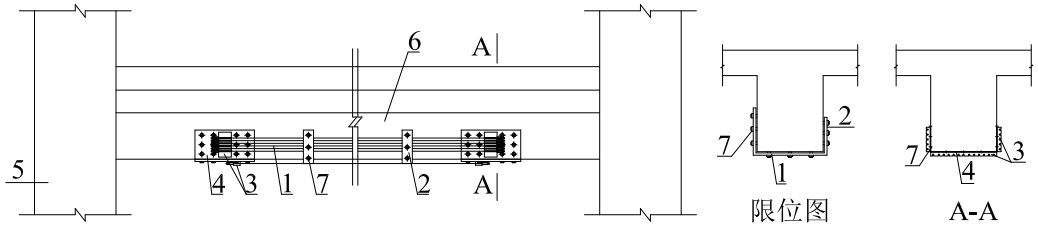
（a）梁、板受弯加固示意图

1—锚板；2—锚头；3—预应力高强钢丝绳；4—锚具；5—植筋；6—圆钢棒；7—待加固梁、板



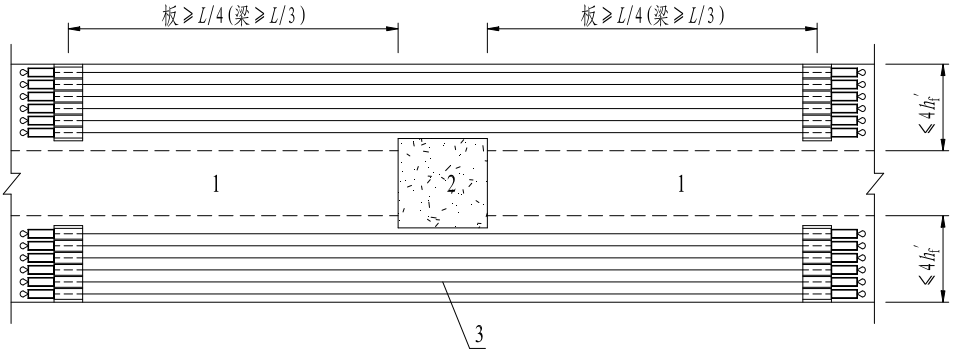
（b）梁受弯加固示意图（预应力高强钢丝绳布置形式一）

1—锚板；2—预应力高强钢丝绳；3—锚头；4—锚具；5—植筋；6—圆钢棒；7—待加固梁



（c）梁受弯加固示意图（预应力高强钢丝绳布置形式二）

1—钢丝绳；2—限位装置；3—锚具；4—锚板；5—混凝土结构柱；6—待加固梁；7—锚栓



（d）梁负弯矩加固示意图

1—混凝土梁；2—混凝土柱；3—预应力高强钢丝绳

图 10.2.1 梁、板构件受弯加固

10.2.2 梁侧面布置预应力高强钢丝绳受弯加固时，钢丝绳布置高度不应超过梁截面高度的 1/4（图 10.2.1c）。

10.2.3 预应力高强钢丝绳对梁、板负弯矩区受弯加固时，锚具位置应设在正弯矩区，加固范围应自支座边缘起计算，且对于板，加固范围不应小于 1/4 跨度；对于梁，加固范围不应小于 1/3 跨度。钢丝绳需绕过柱时，宜在梁两侧的 4 倍板厚（$h_f^{'}$）范围内布置（图 10.2.1d）。

10.2.4 受弯构件加固后相对界限受压区高度（$\xi_{b,r}$）应符合下列规定：

1 对于重要构件，$\xi_{b,r}$应采用加固前控制值（ξ_b）的 0.90 倍；

2 对于一般构件，$\xi_{b,r}$应采用加固前控制值（ξ_b）的 0.95 倍。

10.2.5 预应力高强钢丝绳加固整体计算应包括：持久状况承载能力极限状态计算、持久状况正常使用极限状态计算、持久状况和短暂状况的应力计算。

10.2.6 预应力高强钢丝绳加固局部计算内容：锚固区的承载力和抗裂性计算、持久状况下的其他局部构件的承载力计算。

10.2.7 对受弯构件加固时，正截面抗弯承载力计算按本规程第 8.2.3 条规定执行，用预应力高强钢丝绳计算参数替代体外预应力相关参数。

10.2.8 对受弯构件加固时，持久状况正常使用极限状态计算按本规程第 8.2.4 条执行，用预应力高强钢丝绳计算参数替代体外预应力相关参数，其中预应力损失计算按现行行业标准《预应力高强钢丝绳加固混凝土结构技术规程》（JGJ/T 325）第 4.2.8 节执行。

10.2.9 受弯加固锚固系统的锚具与锚板之间采用焊接方式连接时，其设计计算应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GB 50017)执行。

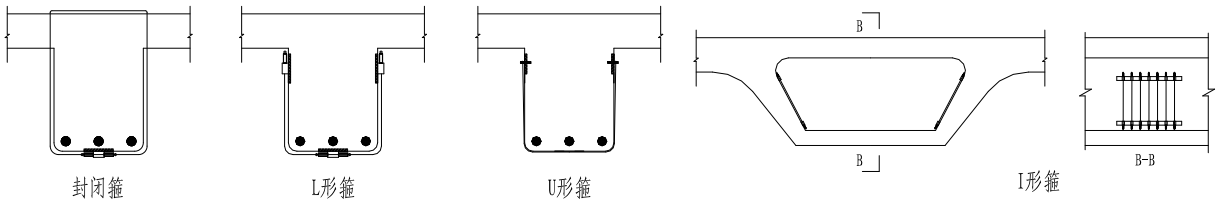
10.2.10 锚固系统的锚板通过胶粘剂、锚栓或植筋与原混凝土结构连接成整体时，其设计计算应按现行行业标准《混凝土结构后锚固技术规程》（JGJ 145）的规定执行。

10.3 受剪构件加固设计

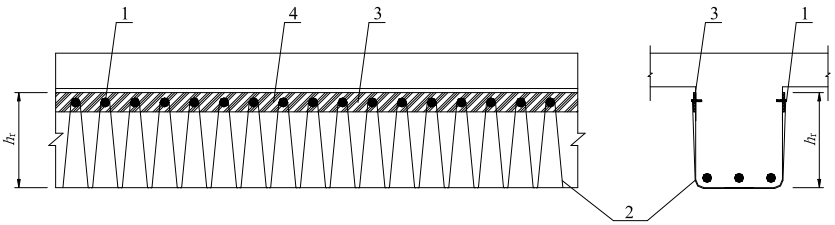
10.3.1 预应力高强钢丝绳对受弯构件的斜截面受剪加固时，应符合下列规定：

1 当高强钢丝绳采用封闭形、U 形、L 形或 I 形时，其张拉方向应与构件纵轴垂直(图 10.3.1)；

2 高强钢丝绳的有效高度（h_r）应为梁底至锚具顶面竖向长度。

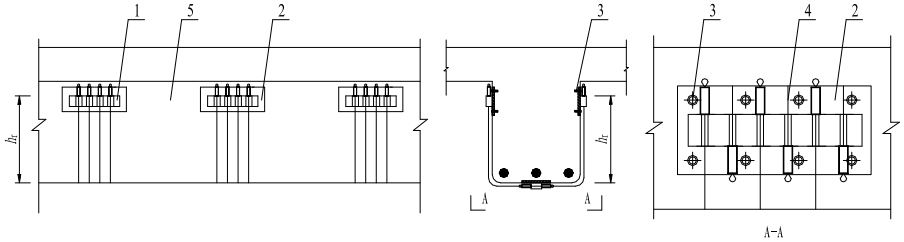


（a）高强钢丝绳受剪加固布置方式



（b）高强钢丝绳 U 形布置

1—锚栓；2—钢丝绳；3—锚板；4—待加固混凝土构件



（c）高强钢丝绳 L 形布置

1—锚具；2—锚板；3—锚栓；4—钢丝绳；5—待加固混凝土构件

图 10.3.1 高强钢丝绳受剪箍布置及缠绕方式

10.3.2　预应力高强钢丝绳对受弯构件的斜截面受剪加固时，其受剪截面应符合下列规定：

1　当 $h_w / b \leqslant 4$ 时

$$V \leqslant 0.25\beta_c f_{c0} b h_0 \qquad (10.3.2\text{-}1)$$

2　当 $h_w / b \geqslant 6$ 时

$$V \leqslant 0.20\beta_c f_{c0} b h_0 \qquad (10.3.2\text{-}2)$$

3　当 $4 < h_w / b < 6$ 时，应按线性内插法确定。

式中：V ——构件加固后剪力组合设计值；

β_c ——混凝土强度影响系数，当混凝土强度等级不超过 C50 时，取 $\beta_c = 1.0$，当混凝土强度等级为 C80 时，取 $\beta_c = 0.8$，其间按线性内插法确定；

b ——矩形截面的宽度，T 形截面或 I 形截面的腹板宽度；

h_0 ——截面的有效高度，按原构件取值；

h_w ——截面腹板高度，对矩形截面取有效高度，对 T 形截面取有效高度减去翼缘高度，对 I 形截面取腹板净高。

10.3.3　预应力高强**钢丝绳**对矩形、T 形、I 形钢筋混凝土梁斜截面受剪加固时，其受剪承载力应按下列公式确定：

$$V \leqslant V_{b0} + V_{br} \qquad (10.3.3\text{-}1)$$

$$V_{br} \leqslant \varphi_{v1}\varphi_{v2} f_r A_r h_r / s_r \qquad (10.3.3\text{-}2)$$

式中：V ——构件加固后剪力组合设计值；

V_{b0} ——未加固梁的斜截面受剪承载力，按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）的规定计算；

V_{br} ——高强钢丝绳受剪加固对斜截面受剪承载力的提高设计值；

φ_{v1} ——高强钢丝绳布置方式影响系数，按表 10.3.3 的规定取值；

φ_{v2} ——高强钢丝绳受剪强度折减系数，对于普通构件，$\varphi_{v2} = 0.4$，对于框架或悬挑构件，

$\varphi_{v2}=0.25$；

f_r——高强钢丝绳抗拉强度设计值；

A_r——配置在同一截面处构成环形箍或 U 形箍的高强钢丝绳的全部计算截面面积；

h_r——梁侧面配置的高强钢丝绳箍筋的竖向高度，按混凝土构件受拉边缘至锚具上表面的距离取值；

s_r——高强钢丝绳箍筋的间距。

表 10.3.3 高强钢丝绳布置方式影响系数（φ_{v1}）

钢丝绳箍筋的构造		封闭形	其他形式
受力条件	均布荷载或剪跨比 $\lambda\geqslant 3$	0.95	0.80
	剪跨比 $\lambda\leqslant 1.5$	0.60	0.50

注：1 当$1.5<\lambda<3$时，按线性内插法确定 φ_{v1} 值；

2 其他形式是指 U 形、L 形、I 形箍。

10.4 构造要求

10.4.1 锚固系统

1 预应力高强钢丝绳的锚固系统由锚头、锚具、锚板组成（图 10.4.1.1），且锚具与锚板应通过焊接连接，锚板应通过胶粘剂、锚栓、锚固胶或植筋胶与混凝土构件连接成整体。

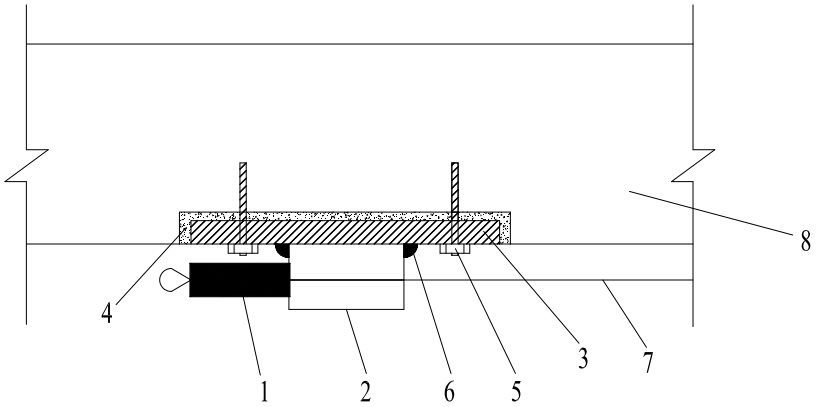


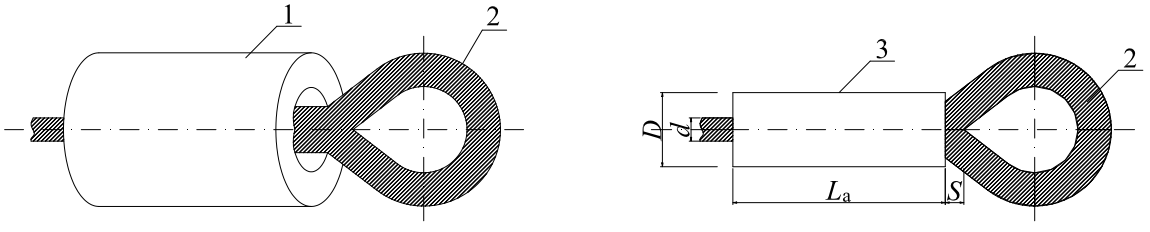
图 10.4.1.1 锚固系统

1—锚头；2—锚具；3—锚板；4—胶粘剂；5—锚栓；

6—焊接点；7—钢丝绳；8—混凝土构件

2 铝合金套管表面应光滑、无毛刺，且不得有裂纹、机械损伤及其他明细缺陷，并应附有质量合格证。铝合金套管的材质及规格应符合《预应力高强钢丝绳加固混凝土结构技术规程》（JGJ/T 325-2014）附录 B 的规定。

3 锚头采用高强钢丝绳与套管挤压成一体的墩头锚（图 10.4.1.3），套管型号、锚头尺寸及挤压力应符合表 10.4.1.3 的规定。



（a）挤压前　　（b）挤压后

图 10.4.1.3 锚头挤压成型

1—套管；2—钢丝绳；3—锚头

表 10.4.1.3 套管、锚头尺寸及挤压力

套管型号	D（mm）		L_{amin}（mm）	S（mm）	挤压力（kN）
	基本尺寸	极限偏差			
3	9	+0.25	22	2	180
4	11		28	2	200
5	12		32	2	250
6	13	+0.35	36	3	300
7	15		40	4	350

注：表中 D—挤压后铝合金套管外径；L_{amin}—套管挤压后的最小长度；S—铝合金套管外边缘至钢丝绳重叠盘头之间的长度。

4　锚头挤压成型应符合下列规定：

1)套管型号应与高强钢丝绳直径相匹配，当高强钢丝绳直径非整数时，应按四舍五入的整数选取套管型号；

2)锚头表面应光滑，无裂纹、毛边和毛刺，并应能承受钢丝绳的最小破断力以及钢丝绳最小破断力 15%~30%的冲击荷载。

5　高强钢丝绳锚具及槽道的宽度和间距应由高强钢丝绳直径（d）、锚头直径（D）及高强钢丝绳数量确定，且尺寸应符合表 10.4.1.5 的规定（图 10.4.1.5）。

表 10.4.1.5 锚具及槽道尺寸（mm）

项目	槽道上口宽度（S_1）	槽道下口宽度（S_2）	开槽边距（S_0）	开槽深度（h_1）	锚具高度（h_m）	锚具宽度（b）
尺寸要求	≥d+1	≥d+2	≥D/2	≥（d+D）/2	≥1.5D+10	≥30
公差	±0.5	±0.5	+0.5	-0.5	-0.5	-0.5

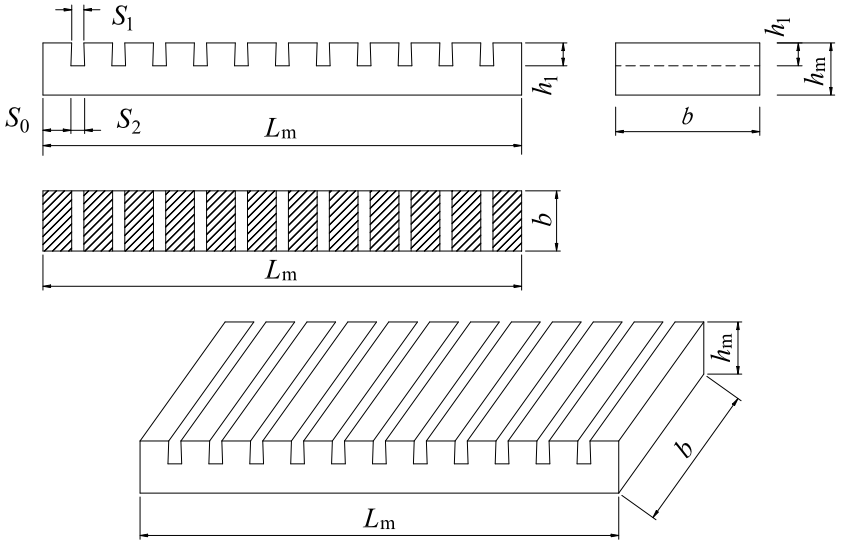


图 10.4.1.5 高强钢丝绳锚具

6　锚板尺寸应根据设计确定，且厚度不应小于 10mm，宽度不应小于锚具长度（Lm），长度应满

足锚栓或植筋布设的要求。

7　锚具和锚板宜采用 Q235 或 Q345 钢；对重要结构的构件，应采用可焊性好的钢材，且不应低于 Q235B。

8　锚固系统中采用锚栓或植筋的材质、性能指标要求以及设计方法等均应按现行行业标准《混凝土结构后锚固技术规程》（JGJ 145）执行。

9　焊接材料的型号和质量应符合下列规定：

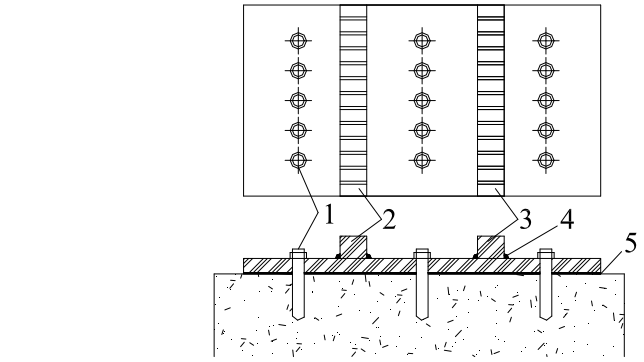
1)焊条的品种、规格应符合设计要求；

2)焊缝的设计指标应符合现行国家标准《钢结构设计规范》（GB 50017）的相关规定。

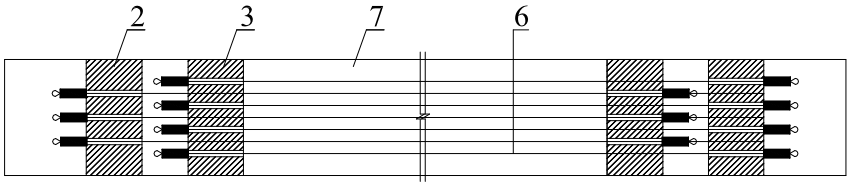
10 胶粘剂、锚固胶、植筋胶等的各项力学性能指标及耐老化性能应符合现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》（GB 50367）的相关规定。

11 锚固系统应采取可靠的防腐措施，锚具、锚板、锚栓宜采用喷涂型阻锈剂，并应符合现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》（GB 50367）的规定。

10.4.2　预应力高强钢丝绳受弯加固混凝土梁，当加固量较大时，可在梁底布置双层高强钢丝绳，两层钢丝绳应交叉设置，且内层锚具宜比外层锚具低 10mm 及以上（图 10.4.2）。



（a）锚具安装布置图



（b）预应力高强钢丝绳布置图

图 10.4.2 预应力高强钢丝绳双层布置构造

1—锚栓；2—外层锚具；3—内层锚具；4—焊缝；5—结构胶；
6—钢丝绳；7—原结构梁

10.4.3　预应力高强钢丝绳受剪加固混凝土梁，可根据工程情况选择布置方式，并应符合下列规定（图 10.4.3）：

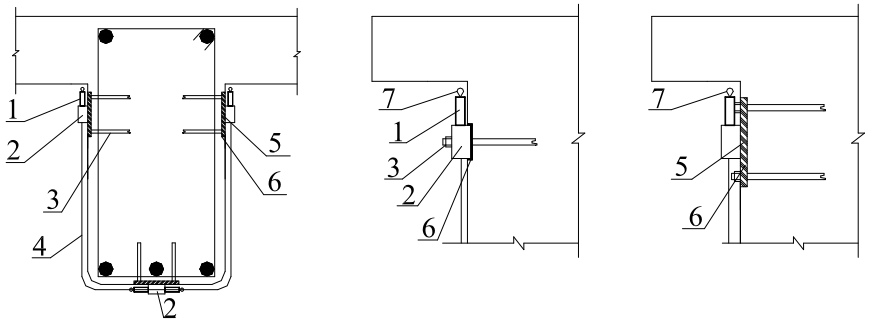


图 10.4.3 受剪加固锚具布置构造

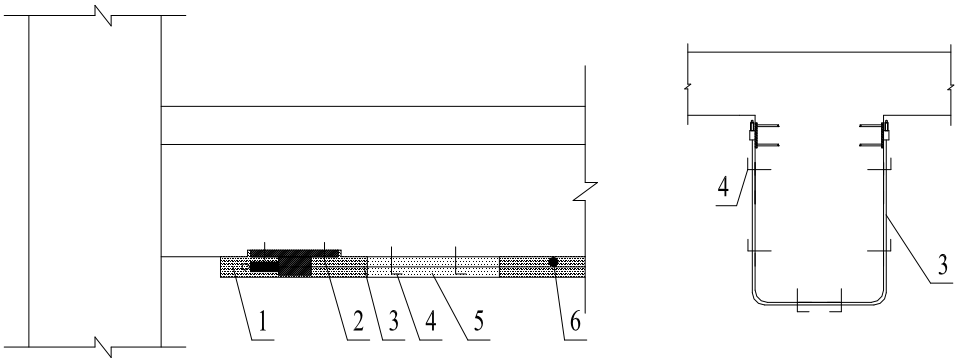
1—锚头；2—锚具；3—锚栓；4—钢丝绳；5—锚板；
6—Ⅰ级砂浆；7—端头

1 宜选用封闭箍形式；当采用其他布置形式时，高强钢丝绳的布置高度不应小于梁高的 3/4；
2 锚具上边缘至混凝土上翼缘下表面的距离不应小于锚头与钢丝绳端头尺寸之和；
3 当高强钢丝绳绕过构件的棱角时，棱角处应倒角处理，且倒角半径不应小于 25mm；
4 高强钢丝绳的布置间距不应大于 200mm。

10.4.4 锚固**系统安装**前，原结构混凝土应开槽，混凝土开槽深度不宜小于锚板厚度，并不得破坏原结构构件受力钢筋。

10.4.5 砂浆应分层涂抹，第一层应采用Ⅰ级砂浆涂抹于原结构表面，涂抹厚度不小于高强钢丝绳直径。第二层可采用Ⅱ级砂浆或细石混凝土涂抹，两层砂浆的厚度之和不应大于 40mm。

10.4.6 原混凝土结构表面应植筋(图 10.4.6)。植筋宜为直径 6mm 的钢筋，植筋深度不应小于 50mm。端部外露部分应设置 90° 或 180° 弯头，植筋间距不应大于 500mm。



（a）高强钢丝绳受弯加固　　（b）高强钢丝绳受剪加固

图 10.4.6 混凝土结构加固面植筋构造

1—Ⅰ级砂浆；2—锚栓；3—钢丝绳；4—弯头植筋；5—Ⅱ级砂浆；6—圆钢棒

10.4.7 当预应力高强钢丝绳加固混凝土结构构件时，应垂直于受力钢丝绳的方向均匀设置分布钢丝绳，分布钢丝绳的直径不应小于加固用钢丝绳直径，且间距不应大于 200mm。

11 预应力碳纤维板加固法

11.1 一般规定

11.1.1 本方法适用于截面积偏小或配筋不足的钢筋混凝土受弯、受拉和大偏心受压构件的加固，以提高构件的耐久性；本方法不适用于素混凝土构件加固。

11.1.2 采用预应力碳纤维板材料加固的混凝土构件，原构件混凝土现场实测强度等级不能低于 C25，且混凝土表面的正拉粘结强度不能低于 2.0Mpa。

11.1.3 采用预应力碳纤维板材料加固的混凝土构件时，应将碳纤维板的受力方式设计成仅受拉应力作用。

11.2 受弯构件加固计算

11.2.1　当采用预应力碳纤维复合板对梁、板等受弯构件进行加固时，其预应力损失应按下列规定计算：

1　锚具变形和碳纤维复合板内缩引起的预应力损失值 σ_{l1}:

$$\sigma_{l1}=\frac{a}{l}E_l \qquad (11.2.1\text{-}1)$$

式中：a—张拉锚具变形和碳纤维板内缩值（mm），应按表 1.2.1 采用；

l—张拉端至锚固端之间的净距离（mm）；

E_l—碳纤维复合板的弹性模量（MPa）。

表 1.2.1　锚具类型和预应力碳纤维复合板内缩值 a （mm）

锚具类型	a
碳板锚具	1

2　预应力碳纤维复合板的松弛损失值 σ_{l2}:

$$\sigma_{l2}=r\sigma_{con} \qquad (11.2.1\text{-}2)$$

式中：r—松弛损失率，可近似取 2.2%。

3　混凝土收缩和徐变引起的预应力损失值 σ_{l3}:

$$\sigma_{l3}=\frac{55+300\sigma_{pc}/f'_{cu}}{1+15\rho} \qquad (11.2.1\text{-}3)$$

式中：σ_{pc}—预应力碳纤维复合板处的混凝土法向压应力；

ρ—预应力碳纤维复合板的钢筋配筋率，其计算公式为：$\rho=(A_lE_l/E_0+A_0)/bh_0$；

f'_{cu}—施加预应力时的混凝土立方体抗压强度。

4　由季节温差造成的温差损失值 σ_{l4}:

$$\sigma_{l4}=\Delta T\left|a_l-a_c\right|E_l \qquad (11.2.1\text{-}4)$$

式中：ΔT—年平均最高（或最低）温度与预应力碳纤维复合板张拉锚固是的温差；

a_l、a_c—碳纤维复合板、混凝土的轴向温度膨胀系数。a_l可取为 1×10^{-6}/℃；a_c 可取为 1×10^{-5}/℃

11.2.2　受弯构件加固后的相对界限受压区高度 $\xi_{b,f}$，可采用下式计算，即取加固前控制值的 0.85 倍：

$$\xi_{b,f}=0.85\,\xi_b \qquad (1.2.2)$$

式中：ξ_b—构件加固前的相对界限受压区高度，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定计算；

11.2.3　采用预应力碳纤维复合板对梁、板等受弯构件进行加固时，除应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 正截面承载力计算的基本假定外，尚应符合下列补充规定：

1　构件达到承载能力极限状态时，粘贴预应力碳纤维复合板的拉应变 ξ_f 应按截面应变保持平面的假设确定；

2　碳纤维复合板应力 σ_f 取等于拉应变 ξ_f 与弹性模量 E_l 的乘积；

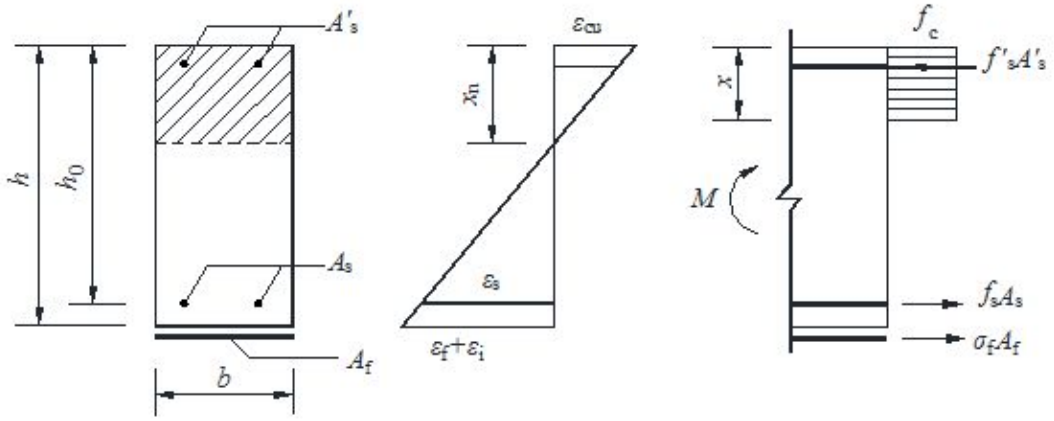


图 11.2.3 矩形截面正截面受弯承载力计算

3　在达到受弯承载力极限状态前，预应力碳纤维复合板与混凝土之间的粘结不致出现剥离破坏。

11.2.4　在矩形截面受弯构件的受拉边混凝土表面上粘贴预应力碳纤维复合板进行加固时，其锚具设计所采取的预应力纤维复合板与混凝土相粘结的措施，仅作为安全储备，不考虑其在结构计算中的粘结作用。在这一前提下，其正截面承载力应符合下列规定：

$$M \leqslant a_1 f_{c0} b x \left(h - \frac{x}{2}\right) + f_{y0} A'_{y0} (h - a') - f_{y0} A_{y0} (h - h_0) \qquad (1.2.4\text{-}1)$$

$$a_1 f_{c0} b x = f_l A_l + f_{y0} A_{y0} - f'_{y0} A'_{y0} \qquad (1.2.4\text{-}2)$$

$$2a' \leqslant x \leqslant \xi_{b,y} h_0 \qquad (1.2.4\text{-}3)$$

式中：M—弯矩（包括加固前的初始弯矩）设计值（kN.m）；

a_1—计算系数；当混凝土强度等级不超过 C50 时，取 a_1=1.0，当混凝土强度等级为 C80 时，取 a_1=0.94，其间按线型内插法确定；

f_{c0}—混凝土轴心抗压强度设计值（N/mm²）；

x—混凝土受压区高度（mm）；

b、h—矩形截面的宽度和高度（mm）；

f_{y0}、f'_{y0}—受拉钢筋和受压钢筋的抗拉、抗压强度设计值（N/mm²）；

A_{y0}、A'_{y0}—受拉钢筋和受压钢筋的截面面积（mm²）；

a'—纵向受压钢筋合力点至混凝土受压区边缘的距离（mm）；

h_0—构件加固前的截面有效高度（mm）；

f_l—碳纤维复合板抗拉强度设计值（N/mm²）；

A_l—预应力碳纤维复合板的截面面积（mm^2）。

加固设计时，可根据公式(1.2.4-1)计算出混凝土受压区的高度 x，然后代入公式(1.2.4-2)，即可求出受拉面应粘贴的预应力碳纤维复合板的截面面积 A_l。

11.2.5 对翼缘板位于受压区的 T 形截面受弯构件的受拉面粘贴预应力碳纤维复合板进行受弯加固时，应按本规范 1.2.2 条至 1.2.4 条的规定和现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 中关于 T 形截面受弯承载力的计算方法进行计算：

11.2.6 采用预应力碳纤维复合板加固的钢筋混凝土受弯构件，应进行正常使用极限状态的抗裂和变形验算，并进行预应力碳纤维复合板的应力计算。受弯构件的挠度验算按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定执行。

11.2.7 采用预应力碳纤维复合板进行加固的钢筋混凝土受弯构件，其抗裂控制要求可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 确定。

11.2.8 在荷载效应的标准组合下，当受拉边缘混凝土名义拉应力 $\sigma_{\mathrm{f}}-\sigma_{pc}\leqslant f_{\mathrm{tk}}$ 时，抗裂验算可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的方法进行；当受拉边缘混凝土名义拉应力 $\sigma_{\mathrm{f}}-\sigma_{pc}>f_{\mathrm{tk}}$ 时，在荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响的最大裂缝宽度应按下列公式计算：

$$\omega_{\max}=1.9\psi\frac{\sigma_{\mathrm{sk}}}{E_{\mathrm{s}}}\left(1.9c+0.08\frac{d_{\mathrm{c}\eta}}{\rho_{tk}}\right) \qquad (1.2.8\text{-}1)$$

$$\psi=1.1-0.65\frac{f_{\mathrm{tk}}}{\rho_{\mathrm{tk}}\sigma_{sk}} \qquad (1.2.8\text{-}2)$$

$$d_{\mathrm{c}\eta}=\frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i \nu_i d_i} \qquad (1.2.8\text{-}3)$$

$$\rho_{tk}=\frac{A_{\mathrm{s}}+A_l E_{\mathrm{l}}/E_s}{A_{tk}} \qquad (1.2.8\text{-}4)$$

$$\sigma_{\mathrm{sk}}=\frac{M_{\mathrm{k}}\pm M_2-N_{p0}(z-e_p)}{(A_{\mathrm{l}}E_l/E_{\mathrm{s}}+A_s)z} \qquad (1.2.8\text{-}5)$$

$$z=(0.87-0.12(1-\gamma'_{\mathrm{l}})(\frac{h_0}{e})^2)\ h_0 \qquad (1.2.8\text{-}6)$$

$$e=e_p+\frac{M_{\mathrm{k}}\pm M_z}{N_{\mathrm{P0}}} \qquad (1.2.8\text{-}7)$$

式中：ψ—裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数：当 $\psi<0.2$ 时，取 ψ=0.2.；当 $\psi>1.0$ 时，取 ψ=1.0；对直接承受重复荷载的构件，取 ψ=1.0；

σ_{sk}—按荷载准永久组合计算的受弯构件纵向受拉钢筋的等效应力（N/mm2）；

Es—钢筋的弹性模量（N/mm2）；

El—预应力碳纤维复合板的弹性模量（N/mm2）；

c—最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离（mm）；当 c < 20 时，取 c=20；当 c > 65 时，取 c=65；

ρ_{tk}—按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋的等效配筋率；

Al—预应力碳纤维复合板的截面面积（mm2）；

Atk—有效受拉区混凝土截面面积（mm2），受弯构件取 Atk=0.5bh+(bl-b)hl，其中 bl、hl 为受拉翼缘的宽度、高度；

$d_{c\eta}$—受拉区纵向钢筋的等效直径（mm）；

d_i—受拉区第 i 种纵向钢筋的公称直径（mm）；

n_i—受拉区第 i 种纵向钢筋的根数；

v_i—受拉区第 i 种纵向钢筋的相对粘结特性系数；光圆钢筋为 0.7；带肋钢筋为 1.0

Mk—按荷载效应的标准组合计算的弯矩值（kN.m）；

M2—后张法预应力混凝土超静定结构构件中的次弯矩（kN.m），应按国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010-2010 第 10.1.5 条确定；

Np0—纵向钢筋和预应力碳纤维复合板的合力（kN）；

z—受拉区纵向钢筋和预应力碳纤维复合板合力点至截面受压区合力点的距离（mm）；

γ'_1—受压翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值，计算公式为 $\gamma'_1=\dfrac{(b'_1-b)h'_1}{bh_0}$；

b，l、h，l—受压区翼缘的宽度、高度（mm），当 h，l > 0.2h0 时，取 h，l=0.2h0；

ep—混凝土法向预应力等于零时 Np0 的作用点至受拉区纵向钢筋合力点的距离（mm）。

11.2.9　采用预应力碳纤维复合板加固的钢筋混凝土受弯构件，其抗弯刚度 B_s 应按下列方法计算：

1 不出现裂缝的受弯构件：

$$B_s=0.85E_cI_0 \qquad (1.2.9\text{-}1)$$

2 出现裂缝的受弯构件：

$$B_s=\frac{0.85E_cI_0}{k_{cr}+(1-k_{cr})w} \qquad (1.2.9\text{-}2)$$

$$k_{cr}=\frac{M_{cr}}{M_k} \qquad (1.2.9\text{-}3)$$

$$w=(1.0+\frac{0.21}{a_E\rho})(1.0+0.45\gamma_l)-0.7 \qquad (1.2.9\text{-}4)$$

$$M_{cr}=(\sigma_{pc}+\gamma f_{tk})W_0 \qquad (1.2.9\text{-}5)$$

式中：EC—混凝土的弹性模量（N/mm2）；

I0—换算截面惯性矩（mm4）；

a_E—纵向受拉钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值，计算公式为 $a_E=E_s/E_c$；

$\overline{\rho}$—纵向受拉钢筋的等效配筋率，$\overline{\rho}$ =（AlEl/Es+As）/(bh0)；

γ_l—受拉翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值；

kcr—受弯构件正截面的开裂弯矩 Mcr 与弯矩 Mk 的比值，当 kcr > 1.0 时，取当 kcr=1.0。

σ_{pc}—扣除全部预应力损失后，由预应力在抗裂边缘产生的混凝土预压应力（N/mm2）；

γ—混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数，应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定计算；

f_{tk}—混凝土抗拉强度标准值（N/mm2）。

12 增设构件加固法

12.1 一般规定

12.1.1 本方法适用于受弯构件、受压构件承载力不足、整体稳定性不足，或是由于交通量增大，桥梁运营年限较长，桥梁构件使用性能较差，截面削弱严重，采用增大截面或其他加固方法难以达到桥梁加固目的，可以采用增设构件进行加固。

12.1.2 为了保证新旧构件能够共同作用，新旧构件之间必须采取有效连接，结合区域的截面刚度过度应均匀、平顺，以保证能较顺畅地传递截面内力及变形。

12.1.3 增设构件加固应充分考虑交通量发展，应一次加固到位，同时考虑结构耐久性，增设构件宜与原结构及周围环境协调，色调一致。

12.1.4 增设构件类型应结合原构件并视现场施工条件而定。

12.2 加固方法

12.2.1 钢筋混凝土或预应力混凝土牛腿构件，由于拉应力过大导致牛腿开裂，视牛腿开裂程度可采用增设斜向预应力筋加固或同时增设斜向预应力筋和钢构件加固。

12.2.2 对于箱梁顶板横向跨度较大，顶板底面纵向开裂，可在顶板增设横向预应力筋加固。

12.2.3 对于箱梁腹板存在纵向裂缝，可采用增设横隔板或增设竖向预应力加固。

12.2.4 对于箱梁内横隔板或横梁跨中竖向开裂，可在横隔板两侧增设横向预应力或增设横隔板。

12.2.5 上承式钢筋混凝土拱桥拱顶、拱脚横向开裂，可在拱腹增设套拱，加强原拱圈，或挖除拱上填料及侧墙，增设全空腹式梁（板）腹孔。采用该方法加固拱圈时，主拱轴线有变化，应进行验算。

12.2.6 对于提高独柱墩抗倾覆稳定系数，可以在独柱墩两侧增设钢盖梁，并在钢盖梁上增设支座，新增设支座设置为恒载作用下不参与受力，在活载偏心力作用下参与受力。

12.3 加固计算

12.3.1 组合构件的钢构件和混凝土构件应分别按照现行《公路钢结构桥梁设计规范》（JTG D64）和《公路钢筋混凝土及预应力混凝土》（JTG D62）的规定进行不同状况下的承载能力极限状态和正常使用极限状态设计计算，并满足相关要求。

12.3.2 作用（或荷载）按现行《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60）规定取值。应通过全桥总体计算得出最不利作用组合下轴力最大、弯矩最大、剪力最大对应的内力组合，分别进行组合构件的节段模型和局部模型的受力计算分析。

12.3.3 可采用简化计算方法对结合部的抗剪连接件进行剪力计算和抗剪承载力验算。在此基础上，应建立空间模型，进行结合部局部受力计算分析，各项计算应力值应满足相关规范要求。

12.3.4 组合构件计算除应考虑正常的温度效应外，尚应考虑两种材料不同的膨胀系数引起的效应影响。

12.3.5 局部增设构件加固时，应验算增设构件对原结构的影响；增设新梁加固时，对荷载横向分布重新进行计算，根据横向分布系数对各构件进行验算，同时对下部结构及基础进行验算。

12.3.6 采用增设预应力筋加固时，应采用低回缩锚具，消除锚具变形引起的预应力损伤，同时应对锚固连接进行局部验算。

12.3.7 局部增设构件加固时，应分阶段计算受力。

1 第一阶段：增设构件混凝土达到强度标准值之前或增设钢结构构件连接可靠之前，构件按原构件截面计算，荷载应考虑加固时包括原构件自重在内的恒载、现浇混凝土构件自重（或增设钢结构构件自重）及施工荷载。

2 第二阶段：增设构件混凝土达到强度标准值后或增设钢结构构件连接可靠后，构件按加固后整体截面计算，作用(或荷载)应考虑包括加固后构件自重在内的恒载，二期作用的恒载及使用阶段的可变作用。作用效应组合系数取值：恒载的荷载效应分项系数 1.2；使用阶段的可变作用效应分项系数按现行《公路桥涵设计通用规范》取用。

12.4 构造要求

12.4.1 应根据桥位环境、结构受力、工程造价、施工、耐久性、景观等因素，综合确定增设构件位置及结构形式。

12.4.2 对承受弯矩较大的结合部，应采用施加预应力措施来平衡截面弯矩，使结合部处于全截面受压状态，或通过采用施工措施（如预压）消除后期荷载产生的变形。

12.4.3 结合部连接构造应确保具有良好的抗裂性、抗疲劳性和耐久性。

12.4.4 构造设计应充分考虑方便施工与养护。

12.4.5 采用增设钢构件加固法时，钢构件的特性和性能按现行《公路钢结构桥梁设计规范》（JTG D64）的要求执行，混凝土构件的特性和性能按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）的要求执行，组合构件尺寸和构造应保证梁体具有合理的抗弯刚度、抗扭刚度，梁截面中心轴应位于合理范围内。

13 混凝土裂缝处理

13.1 一般规定

13.1.1 桥梁混凝土裂缝一般分为结构性裂缝和非结构性裂缝。

13.1.2 桥梁混凝土构件裂缝的处理，应分析裂缝的成因。裂缝处理可按照本章 12.3 节的方法进行，结构性裂缝还应经过计算分析确定结构加固方案。

13.1.3 当裂缝区的钢筋锈蚀时，或由于钢筋锈胀引起的混凝开裂，应先对钢筋进行除锈和防锈处理，再进行裂缝修补。

13.1.4 裂缝修补后，可进行表观处理。

13.2 裂缝修补材料的性能及要求

裂缝修补材料的性能及要求应符合本规程第4.7节的规定。

13.3 裂缝修补方法

13.3.1 表面封闭法：适用于宽度小于 0.15mm 的裂缝处理。

13.3.2 自动低压渗注法：适用于数量较多、宽度在 0.1mm~1.5mm 间的裂缝处理。

13.3.3 压力灌注法：适用于较深、宽度≥0.15mm 的裂缝处理。

14 混凝土表层缺陷修补方法

14.1 一般规定

14.1.1 桥梁混凝土表层缺陷一般包括：

1 蜂窝、麻面；
2 剥落、掉角；
3 空洞、孔洞；
4 混凝土表面锈迹及钢筋锈胀。

14.1.2 混凝土表层缺陷应进行对结构的影响分析，判断表层缺陷对结构的耐久性或安全性的影响。表层缺陷的处理可按照本章 13.3 节的方法进行。

14.1.3 表层缺陷区的有钢筋锈蚀时，应先按照本章 13.3 对钢筋锈蚀进行处理，再进行表层缺陷修补。

14.2 混凝土表层缺陷修补材料的性能及要求

混凝土表层缺陷修补材料的性能及要求应符合本规程第 4.8 节的要求。

14.3 混凝土表层缺陷修补方法

14.3.1 直接涂抹法

适用于表层缺陷区表面无松散且无钢筋锈蚀。如较小的蜂窝、麻面、剥落、空洞等。

14.3.2 凿除后涂抹法

适用于表层缺陷区表面松散、缺陷区有钢筋锈蚀、混凝土表面锈迹及钢筋锈胀。

14.3.3 压力注浆法

适用于较深或表层松散清除困难的表层缺陷。

15 梁桥常见病害及加固

15.1 常见病害

通过搜集广西区内梁桥病害相关资料，对梁桥病害进行统计整理、分类总结，主要存在以下常见病害。

15.1.1 简支梁（板）桥常见病害

1 主梁跨中附近梁（板）底由下而上的多条横桥向裂缝和竖向裂缝，严重的出现贯通的U型裂缝；

2 简支梁设计图采用预制装配的标准图配筋，施工时却改用现浇，将单向板变成整体式双向板，改变了板的受力方式，板底横向配筋严重不足，在横向弯矩作用下，板底易产生纵向裂缝；

3 桥面上沿桥面铰接缝处或翼缘板接缝处出现纵向裂缝，较多发生在简支板或翼缘采用铰接T梁桥或横向联系受损较大的装配式简支梁桥；

4 沿预应力钢束产生纵向裂缝，主要为预应力钢束保护层过薄，钢束处局部应力过大产生劈裂或是混凝土保护层碳化后预应力筋生锈所致。

5 部分桥梁的空心板单板宽度达到1.5米甚至更大，受力相当于小箱梁，当腹板设计厚度不足时，易在支承端附近产生剪切斜裂缝；

6 由于主拉应力过大或腹板抗剪不足，主梁两支承端附近腹板上的出现斜向裂缝；

7 由于混凝土养护不到位或外部温差或腹板上的水平筋太少等原因，造成主梁腹板中部产生竖向裂缝，裂缝呈现中间宽两头细，未向上、向下延伸，为收缩裂缝，影响结构的耐久性；

8 预应力简支梁由于锚下局部应力集中产生劈裂拉力，造成所张拉锚具的锚下出现纵向裂缝，长度一般不超过梁高。

15.1.2 连续梁（刚构）桥、悬臂梁桥常见病害

1 钢筋混凝土连续板桥各跨中附近板底由下而上的多条横向裂缝和竖向裂缝，严重的横向裂缝和竖向裂缝贯通，形成U型裂缝；

2 连续梁桥墩墩顶处桥面开裂，桥下渗水，出现横向贯通的一条或多条的裂缝；

3 由于板底横向钢筋配置不足、混凝土保护层厚度不足、预应力筋周围混凝土局部应力过大、混凝土中的添加剂等原因使钢筋生锈，导致主梁板底出现纵向裂缝或剥落；

4 预应力混凝土箱梁腹板在钢束转弯处产生顺着钢束的斜向裂缝，主要是由于钢束转弯半径过小，混凝土保护层过薄，在钢束径向力作用下混凝土开裂。

15.2 一般规定

15.2.1 本章规定适用于混凝土梁桥的加固设计。当梁桥强度、刚度、整体性及耐久性不足时，应对其进行加固。

15.2.2 梁桥的加固主要采用施加体外预应力、改变结构体系、增大截面、粘贴钢板或粘贴纤维复合材料、更换主梁、增强横向整体性等方法，也可采用上述多种方法组合。

15.3 加固方法

15.3.1 简支梁（板）桥

1 简支梁桥抗弯能力不足或主梁挠度过大时，宜优先采用施加体外预应力、增大截面、简支变连续等加固法。

2 个别主梁(板)出现严重病害，而其他主梁良好，可采用更换主梁法加固。

3 提高承载能力幅度不大时，可采用粘贴钢板或纤维复合材料法加固。

4 梁(板)横向联系不足时，可采用增强横梁、增设横向预应力或加强桥面横向联系等方法加固。

5 主梁斜截面抗剪能力不足时，可采用粘贴钢板或纤维复合材料法加固。

6 预制预应力混凝土箱梁(板)的底面沿纵向预应力钢束位置开裂时，宜按本规程第 12 章进行裂缝处理，并进行耐久性加固。

15.3.2 连续梁（刚构）桥、悬臂梁桥

1 箱梁的刚度不足且产生严重下挠时，应采用施加体外预应力或预应力高强钢丝绳网片+聚合物砂浆外加层进行加固，也可采用改变体系法进行加固。

2 箱梁的抗剪承载能力不足时，可采用增大截面、粘贴钢板、粘贴纤维复合材料、增设竖向预应力、预应力高强钢丝绳网片+聚合物砂浆外加层等方法进行加固。

3 箱梁的抗弯承载能力不足时，可采用体外预应力、预应力高强钢丝绳网片+聚合物砂浆外加层、粘贴钢板、粘贴纤维复合材料或增大截面等方法进行加固。

4 箱梁顶、底板因承载力不足纵向开裂时，可采用粘贴钢板、粘贴纤维复合材料或新增横肋等方法进行加固。

5 箱梁齿板局部承压不足引起齿板破坏或锚固区箱梁局部开裂时，可采用增大截面或粘贴钢板等方法进行加固。

6 悬臂端牛腿开裂时，应查明牛腿裂缝深度、横向开展情况，对牛腿开裂原因进行分析。对于牛腿裂缝病害严重，影响结构耐久性和承载力，宜采用增设钢牛腿置换混凝土牛腿或采用增设钢托梁加固混凝土牛腿；对于一般性牛腿裂缝，可采用粘贴钢板、粘贴纤维板材或施加体外预应力等方法加固。

15.4 加固计算

15.4.1 增大截面加固法、粘贴钢板和纤维复合材料加固法、体外预应力加固法的设计计算，分别见本规程第 5 章～第 8 章、第 10 章。

15.4.2 改变体系加固设计计算，见本规程第 9 章。

15.4.3 预应力高强钢丝绳网片+聚合物砂浆外加层加固设计计算见本规程第 11 章。

15.5 构造要求

15.5.1 更换混凝土铺装层，应将原有混凝土调平层和桥面铺装清除。在原桥面板上设置齿形剪力槽或采取植筋的措施来增强结合面的抗剪强度。

剪力槽深度宜采用12～18mm，间距100～150mm；植筋宜呈梅花形布置，间距不宜大于500mm。新浇桥面混凝土层中应设置钢筋网，其钢筋间距不宜大于100×100mm，钢筋直径不宜小于12mm。

15.5.2 更换（新增）主梁（板）加固时，应清除拟更换（新增）主梁（板）梁侧各 1.0m 范围内的桥面铺装。铰缝处增设的横向连接钢筋不宜少于原有横向连接钢筋数量的 1/4。

15.5.3 采用体外预应力加固时，箱梁齿板应尽量靠近承托布置。

15.5.4 增强横向联系宜在梁（板）端部及其他控制界面进行。新增横梁（横隔板）应采取措施与原结构可靠锚固。

15.5.5 其他构造要求见相关加固方法的。

16 拱桥常见病害及加固

16.1 常见病害

通过搜集广西区内拱桥相关资料，对拱桥病害进行统计整理、分类总结，区内拱桥主要存在以下常见病害。

16.1.1 上承式钢筋混凝土拱桥常见病害

1 主拱圈的拱顶下缘存在横向裂缝及侧面斜向裂缝、拱脚上缘存在横向裂缝及侧面斜向裂缝，如图 15.1.1-1。该类裂缝主要是由于拱顶或拱脚截面尺寸偏小，配筋不足，拱轴线不合理、墩台不均匀沉降或向路堤方向滑动或转动、超重车影响、整体性差、施工质量差等引起。若拱顶上缘存在横向裂缝、拱脚下缘存在裂缝，常为墩台向桥孔方向滑动或转动。

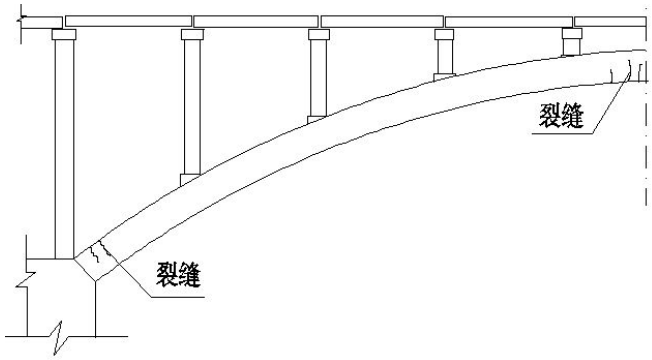


图 15.1.1-1 拱顶下缘及拱脚上缘开裂

2 主拱圈（板拱圈）或腹拱圈出现纵向裂缝，如图 15.1.1-2。常伴有墩、台帽或帽梁纵向裂缝，如果裂缝大致居中，可能是墩、台基础的上、下游不均匀沉降引起，如果只是边拱箱接缝处开裂，一般是接缝的连接不好，整体性差，偏载作用下边拱箱受力变形较大引起。

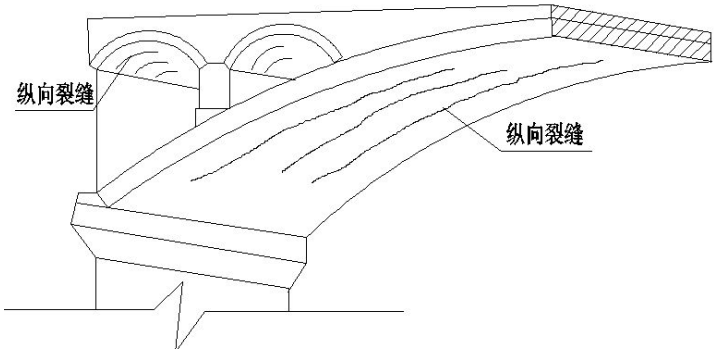


图 15.1.1-2 主拱圈或腹拱圈纵向开裂

3　主拱圈局部出现混凝土碎裂，脱落等破坏现象，一般出现在压应力较大的地方，如边角处、等截面拱圈的拱脚附近等，主要是材料的抗压强度不够，引起劈裂或压碎，或者是内部钢筋生锈膨胀所致。

4　主拱圈拱脚处的径向裂缝，主要是材料抗剪强度不足引起。

5　双曲拱桥的拱波顶出现纵向裂缝或拱肋与拱波连接处环向开裂，多为各肋间横向联系弱，整体性差，横截面的组合不合理，墩台横向不均匀沉降等所致。

6　拱上排架、梁、柱开裂，特别是短柱两端开裂压碎，靠近墩、台或实腹段的腹拱圈的拱脚、拱顶开裂经侧墙延伸至桥面，侧墙与拱圈连接处脱离及侧墙的其它裂缝，图 15.1.1-3。主要原因为短柱及腹拱圈未设铰，相应位置的侧墙及桥面未设变形缝，在主拱圈变形或墩台位移作用下被拉裂。

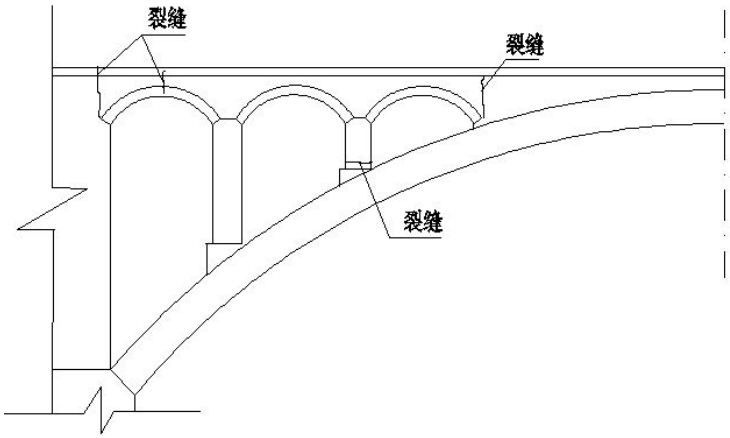


图 15.1.1-3 短立柱脚及边腹拱开裂

7　桥面纵向裂缝，常伴有横向联系竖向开裂，特别是跨中横向联系开裂严重，说明桥梁的横向整体性差，荷载横向分布不均匀。

8　主拱圈采用分段预制拼装时，接缝处也可能出现裂缝。

9　拱肋采用钢管混凝土时，钢管表面可能会出现收缩状褶皱，或管内有空洞、离析，常为钢管厚度不足，套箍作用部分散失，以及钢管格构布置不合理，管壁加劲肋不足等引起。

10　行车道板存在板底横向裂缝、纵向裂缝、斜向裂缝、混凝土剥落、露筋且锈蚀、空洞及渗水泛碱；铰缝开裂、局部剥落。

16.1.2　中、下承式拱桥常见病害

中、下承式拱桥常见病害除了类似于上承式拱桥的病害外，还存在如下病害：

1　吊杆锚头松脱、锈蚀或钢丝锈蚀、剪断，病害常见于下锚头及短吊杆的两端锚头。

2　吊杆横梁常采用简支梁或双悬臂简支梁结构形式，跨中附近断面存在横向及竖向弯曲裂缝，吊点两侧的腹板上出现斜裂缝，顶面出现纵向裂缝，图 15.1.2-1。吊杆横梁间有纵梁的梁格系桥面，纵、横梁的节点附近以及拱肋与刚性系杆的节点附近也可能会出现开裂现象。

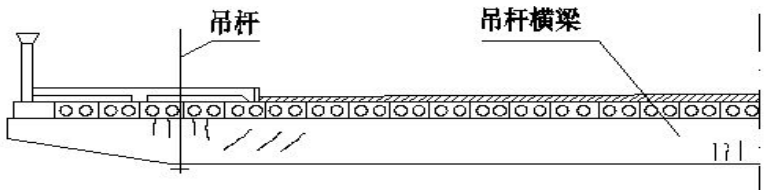


图 15.1.2-1 吊杆横梁裂缝

3 刚性系杆因要承受轴力及局部弯矩，类似于弹性支承的连续梁，也会出现受弯构件常见的病害。

16.1.3 钢筋混凝土刚架拱桥常见病害

1 刚架拱桥的桥面板常用少筋肋腋板或微弯板两种，肋腋板底易出现方向不太规则的裂缝，严重的已露筋、漏水；微弯板的加劲肋中部底面容易出现多条向上延伸的竖向裂缝，其中有的裂缝可延伸至板顶，造成板顶纵向开裂。

2 弦杆及实腹段常采用矩形、工字形、箱型截面，外弦杆为受弯构件，内弦杆及实腹段为压弯（偏心受压）构件。一般拱片的裂缝常出现在外弦杆上，其次是内弦杆和实腹段，外弦杆为竖向裂缝，大、小节点两侧为斜裂缝。对于病害严重的刚架拱桥，外弦杆和实腹段跨中断面存在较多、较宽的裂缝，部分裂缝横向贯通，竖向延伸至顶部，节点两侧的斜裂缝较宽，部分裂缝贯穿。

3 整体性受损的刚架拱桥实腹段及弦杆段的横隔板中部存在上下贯通的竖向裂缝，挖空的横隔板较实心横隔板严重，实腹段横隔板裂缝较多较宽。

4 墩、台不均匀沉降或外界温差，均有可能导致斜撑底部附近产生由顶面而下的环形裂缝。

5 桥面现浇层在拱片大、小节点负弯矩区承受的拉应力过大，导致桥面横向贯通开裂，若桥梁整体性较差，还会引起桥面的拱片位置处纵向贯通开裂。

16.1.4 钢筋混凝土及预应力混凝土桁架拱或桁式组合拱桥常见病害

1 上弦杆及实腹段跨中附近断面横向、竖向开裂，斜拉杆开裂，如图 15.1.4-1。

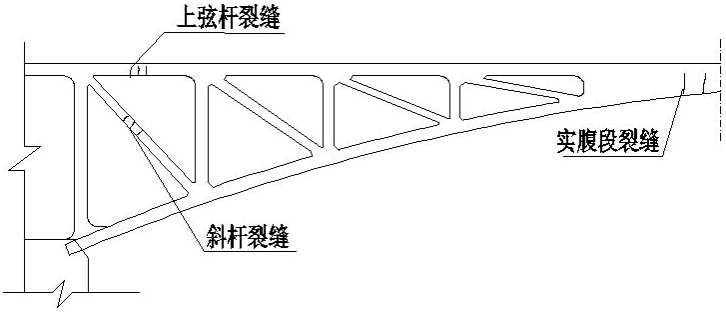


图 15.1.4-1 桁架拱片裂缝

2 下弦杆及竖杆沿杆长方向出现多条裂缝或局部压碎，主要是杆件截面尺寸偏小，若出现垂直于杆长方向的裂缝，说明杆件的长细比过大或桁架片变形较大引起较大偏心弯矩所致。

3 各杆件节点附近开裂，由于各杆件轴线一般不会相交于一点，且受其他附加应力影响使节点局部应力过大引起开裂，图 15.1.4-2。

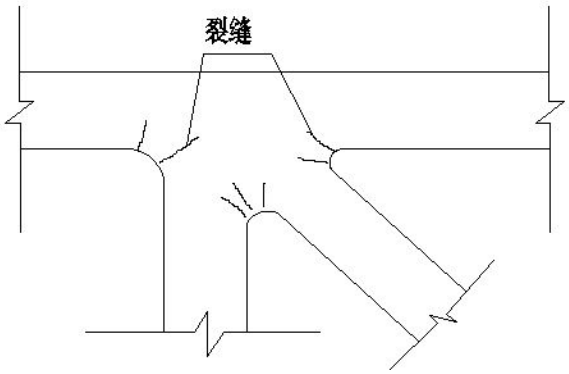


图 15.1.4-2 桁架拱片节点裂缝

4　横向联系（如横隔板、横系梁、剪刀撑等）中部出现竖向裂缝或其它裂缝，主要是由于桁片横向整体性差，横向联系刚度不足、尺寸偏小。

5　由于桁架拱采用预制拼装施工，接头较多，干接头可能因焊接质量或疲劳问题松脱，湿接头也可能因接头强度不足引起开裂。

6　桁架拱桥的桥面板一般用钢筋混凝土微弯板，其病害与刚架拱桥类似。

16.2　一般规定

16.2.1　当拱桥承载力、稳定性、整体性以及耐久性不满足要求时应进行加固。

16.2.2　当拱上建筑为纵向连续结构或拱式腹拱时，可计入拱上建筑与主拱圈的联合作用。

16.2.3　应严格控制增大截面法加固后的圬工拱桥主拱截面拉应力水平。

16.2.4　拱桥结构加固前应对混凝土裂缝、钢管混凝土脱空等病害进行处治。

16.2.5　拱桥钢构件应按照腐蚀环境、构件工作条件、维护条件等进行涂装防腐设计。

16.2.6　对具有文物保护价值的石拱桥，应修旧如旧。

16.2.7　因加固导致恒载增加时，应对拱座及基础进行验算

16.3　加固方法

16.3.1　上承式钢筋混凝土拱桥

1　主拱圈出现拱顶、拱脚横向开裂或局部压碎，可采用从拱腹面或拱背面增大截面加固、粘贴钢板或纤维复合材料、施加体外预应力、调整拱上建筑恒载等方法加固。

2　对于主拱圈或腹拱圈出现纵向裂缝，应视缝宽大小，采用灌浆封闭，可采用增大截面、横向粘贴钢板或纤维复合材料加固，或增设多道钢箍（尽量做成封闭箍），或通过钢拉杆，施加横向预应力等方法加固，图 15.3.1-1。

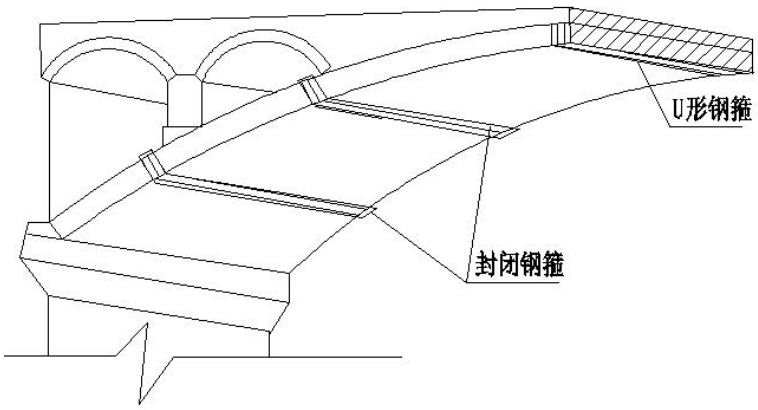


图 15.3.1-1 主拱圈上设钢板箍或预应力钢拉杆

3　对于双曲拱桥拱波顶或拱肋与拱波连接处的纵向裂缝，应加强或增设横向联系，增大拱肋或拱板截面或者增加拱肋数量，减轻拱上建筑自重，如更换腹拱和实腹段的填料，改横墙式腹孔墩为立柱式腹孔墩，改拱式腹孔为梁板式腹孔等，图 15.3.1-2。如果是墩、台横向不均匀沉降引起的开裂，则应先加固地基。

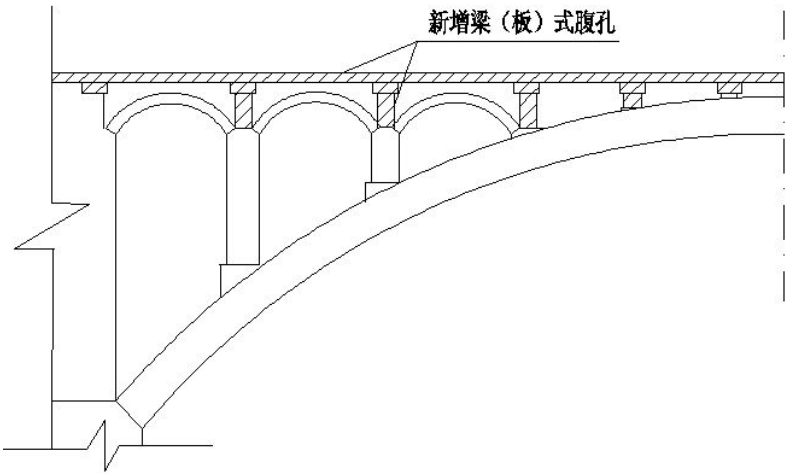


图 15.3.1-2 挖除拱上填料及侧墙改拱式腹孔为全空腹式梁板腹孔

4　对拱上矮立柱上下端裂缝，最好改成缩颈铰，让它能适当转动，图 15.3.1-3。对于靠近墩台及实腹段的腹拱圈拱脚或拱顶裂缝，如果裂缝较宽至断裂或两侧有明显高差，则要考虑折除重建为三铰或两铰腹孔。

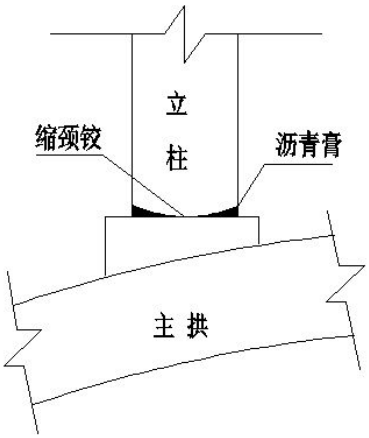


图 15.3.1-3 改拱上矮立柱为铰接

5　对桥面纵向开裂及横向联系竖向裂缝，应加强结构的横向整体性，如加大横梁或增加横梁，结合翻新桥面，适当加厚混凝土铺装层厚度、提高标号、增强桥面横向配筋，有填料的拱桥，将填料挖除并改为现浇混凝土等方法加固。

6　对主拱圈接头问题产生的裂缝可采用灌缝、植筋连接或补焊连接等方式加强。

7　对钢管混凝土钢管表层的褶皱，可采用外包一层钢筋混凝土增大截面，或加密格构间的缀体板，或增加管壁加劲肋，对钢管内的空隙则要钻孔注入环氧胶浆或水泥浆充满。

8　对拱顶下挠过多，底面横向开裂的拱桥，可采用体外预应力索在拱圈弹性中心以下部位的拱背上设锚座张拉，使拱顶产生负弯矩及反拱度，如图 15.3.1-4，同时对拱脚段加大截面处理，体外索的具体位置及张拉力大小应根据拱圈内力（主要是弯矩）的变化反复试算后确定。

9　以上各种加固方法中，若对拱上建筑进行改造或对主拱圈增大截面时，在卸载和加载过程中应注意单孔和多孔间的均衡对称性，保证拱圈及墩台的稳定。

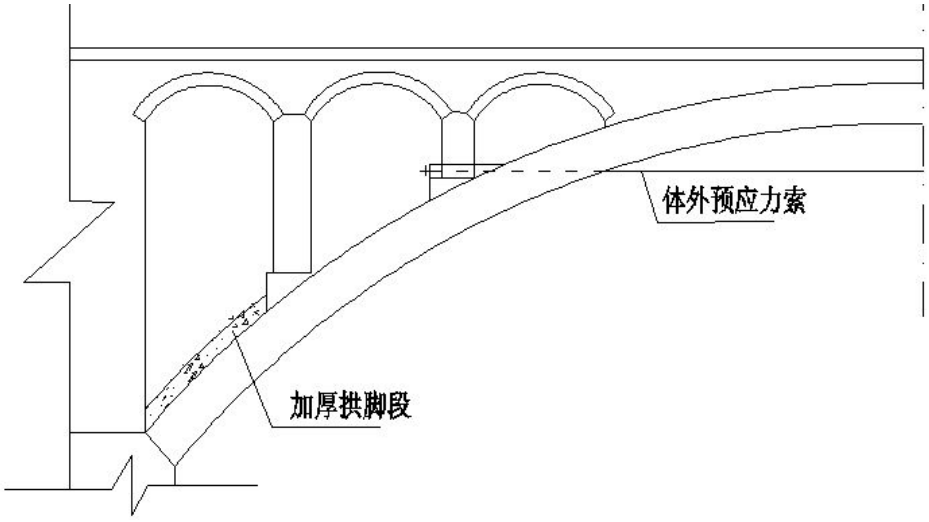


图 15.3.1-4 拱上布置体外预应力索

16.3.2　中、下承式拱桥

1　对于吊杆或系杆的锚头松动或个别滑丝的，条件许可时，可重新收紧锚头张拉松弛的系杆或吊杆来调整内力或标高；对严重锈蚀、断丝或无条件张拉收紧的吊杆或系杆，应通过预留孔道换索，没有预留孔道的，则应采取其它措施将所换吊杆或系杆临时卸载后再换索。

2　对于吊杆横梁、纵梁或刚性系杆出现的各种裂缝可采用施加体外预应力、粘贴钢板或纤维复合材料等方法加固。

3　对纵、横梁节点及拱脚节点裂缝，可采用粘贴钢板或纤维复合材料等方法加固。

钢筋混凝土刚架拱桥

1　对于底面开裂的肋腋板、加劲肋开裂的微弯板，可采用粘贴双向编织的纤维布或粘贴钢板加固。

2　对于刚架拱外弦杆受弯构件、内弦杆偏心受压构件的加固，可采用在底面受拉区粘贴U型纤维片或钢板、增大截面高度并增加配筋等方法加固。

3　大、小节点两侧的斜裂缝，可在裂缝面粘贴钢板或纤维片加固，或增大弦杆截面高度加固。

4　对跨中实腹段的微弧形底面，可采用粘贴U型碳纤维片或增大截面高度和配筋的方法加固。

5　中断交通施工时，横隔板可采用植筋并加厚加高横隔板加固；不能中断交通施工时，横隔板采用施工快速、简便的钢结构加固。

6　对于斜撑根部的裂缝，可采用环形包裹粘贴纤维布、顶面粘贴钢板或碳纤维条、增大截面加固等方法加固。

16.3.3　钢筋混凝土及预应力混凝土桁架拱或桁式组合拱桥

1　对于上弦杆、斜杆及实腹段裂缝，如果不太严重可采用粘贴钢板或纤维复合材料方法加固；若裂缝病害较严重可采用施加体外预应力加固，或施加体外预应力结合增大截面加固。

2　对下弦杆及竖杆的裂缝，可采用增大截面、加钢板箍、包裹纤维复合材料加固。

3　对节点裂缝，可采用粘贴块状钢板或纤维复合材料加固；

4　对横向联系裂缝，可采用粘贴钢板或纤维复合材料、加大横向联系截面尺寸、增设横向联系、施加横向预应力等方法加固。

5　对各种施工接头的裂缝，可采用补焊、灌缝、植入锚筋、粘贴钢板等方法加强。

16.3.4　圬工拱桥可采用增大主拱截面、调整拱上建筑恒载以及增强横向整体性等方法加固。

16.4　加固计算

16.4.1　加固设计计算应考虑结构损伤、材料劣化、新旧材料的结合性能及材料差异等因素的影响。材料、几何等参数应通过实测确定。

16.4.2　增大主拱圈截面加固时，新浇混凝土与原混凝土或砌体结合面的抗剪能力应满足要求；应计入新增混凝土收缩徐变引起的结构内力（应力）重分布。

16.4.3　增大主拱圈混凝土截面或在主拱圈上粘贴钢板和纤维复合材料加固时，应分阶段计算受力。

16.4.4　吊架方式新增主拱圈截面混凝土恒载由原拱承担；支架方式新增主拱圈截面混凝土恒载由加固后的组合截面共同承担；加固中临时卸除荷载的恢复及使用荷载由加固后的组合截面共同承担。

16.4.5　采用混凝土增大主拱圈截面或在主拱圈上粘贴钢板或纤维复合材料加固时，根据平截面假定计算原拱圈和新增部分的应力。

16.4.6　圬工拱桥、双曲拱桥

1　计算内容与截面除满足现行《公路圬工桥涵设计规范》（JTG D61）要求外，还应对截面突变处和其他控制截面进行计算。

2　双曲拱桥第一阶段计算按原构件截面进行；第二阶段计算按加固后的组合截面进行。对不同

强度等级混凝土及新增的钢筋按其弹性模量进行截面换算。

3　采用混凝土增大主拱圈截面加固后的截面验算可参照本规程第 5 章有关规定进行。

4　采用调整拱上建筑恒载或加强横向联系加固后的主拱截面验算应按照现行《公路圬工桥涵设计规范》（JTG D61）进行。

5　采用粘贴钢板及纤维复合材料法加固后的主拱截面验算可分别参照本规程第 6 章、第 7 章有关规定进行。

16.4.7　桁架（刚架）拱桥

1　桁架（刚架）拱计算应包括各构件承载能力和稳定性以及整体刚度和稳定性。

2　增大构件混凝土截面、粘贴钢板及纤维复合材料加固后的截面验算，应分别按照本规程第 5 章、第 6 章、第 7 章有关规定进行。

3　增强横向整体性以及施加体外预应力加固后的结构截面验算，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 D62）及本规程第 8 章有关规定进行。

4　加固后的桥梁整体刚度应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62）的规定。

16.4.8　钢筋混凝土箱板（肋）拱桥

1　箱板（肋）拱加固计算截面除应符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）第 4.3.10 条规定外，还应对截面突变处和其他控制截面进行计算。

2　采用支架方式增大主拱混凝土截面加固时，可采用下述 3 种方法进行主拱圈验算：

1）根据加固后的组合截面，按照现行《公路圬工桥涵设计规范》（JTG D61）相关规定进行混凝土主拱圈截面强度以及整体“强度—稳定”验算。

2）按照现行《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60）相关规定，采用作用（荷载）标准值组合，根据应力叠加计算的新旧混凝土组合截面上下缘不宜出现拉应力且压应力 σ_a 应满足下式要求：

$$\sigma_a \le 0.75 f_{ck} \tag{15.4.8}$$

式中：f_{ck} ——混凝土强度标准值，按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）表 3.1.3 取值。

3）根据新旧组合拱圈模型假定计算原拱圈与新增拱圈的轴力、弯矩，并按照现行《公路圬工桥涵设计规范》（JTG D61）相关规定分别进行原拱圈与新增拱圈截面强度以及整体“强度—稳定”验算。

3　吊架方式增大主拱混凝土截面加固时，可按照本条第 2 款第 1）、2）项进行主拱圈截面验算。

4　增加拱肋计算按照现行《公路圬工桥涵设计规范》（JTG D61）及《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62）相关规定执行。

5　粘贴钢板和纤维复合材料加固后的截面验算，应分别按照本规程第 6 章、第 7 章有关规定进行。

6　调整主拱内力分布或增强横向整体性加固后的截面强度以及整体“强度—稳定”验算，应按照现行《公路圬工桥涵设计规范》（JTG D61）相关规定执行。

7　加固后的主拱刚度应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62）的要求。

8　中、下承式钢筋混凝土箱肋拱吊杆更换后的抗拉安全系数不应小于2.5。

16.4.9　钢管混凝土拱桥

1　钢管混凝土拱加固验算项目包括主拱截面强度、刚度、稳定性，中、下承式拱桥吊杆、杆系强度等。

2　钢管混凝土拱桥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计算，并按持久状况、短暂状况和偶然状况三种情况进行设计。

3　应按承载能力极限状态的要求对构件进行承载力及稳定计算。作用（或荷载）的效应（其中汽车荷载应计入冲击系数）应采用其组合设计值。

4　构件承载力可按钢管混凝土统一理论计算，并应考虑分阶段受力的影响。

5　考虑结构几何和材料非线性影响后的主拱整体稳定安全系数不应小于1.8；更换后的吊杆抗拉安全系数不应小于2.5。

6　主拱在车道荷载作用下的最大竖向挠度(单跨范围内的正负挠度绝对值之和)不应大于l/650；中下承式拱桥考虑吊杆变形后桥道系的最大竖向挠度不应大于l/500。其中，l为主拱计算跨径。

16.5　构造要求

16.5.1　圬工拱桥

1　增大主拱混凝土截面加固时应满足下列构造要求：

1）原拱腹增设钢筋混凝土板拱加固中小跨径的圬工拱桥时，新增板拱的厚度不宜小于150㎜；原拱腹增设钢筋混凝土拱肋加固大（中）跨径圬工拱桥时，拱肋间应设置不少于3条横系梁；新增主拱肋高度不宜小于300㎜；拱脚截面可适当加厚。

2）拱腹增设钢筋混凝土板（肋）拱加固圬工拱桥时，应在对全桥裂缝部位进行压浆处理后紧贴原有拱圈下部浇筑新拱圈。

3）拱腹增设钢筋混凝土板（肋）拱加固圬工拱桥时，其混凝土强度等级、钢筋等构造要求按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62）执行。

2　调整拱上建筑恒载加固时的构造处理与桥面系维修同时考虑。

16.5.2　双曲拱桥

1　粘贴钢板、粘贴纤维复合材料构造要求应分别按照本规程第6章、第7章有关规定执行。

2　增大主拱肋截面加固双曲拱桥时，新增部分的宽度宜采用半包围原结构形式，如图15.5.2所示。其最小厚度不宜小于150㎜。新增部分钢筋应采用植筋或与原结构钢筋焊接方式形成整体。

3　增强横向整体性

1）增设横向拉杆加固时，视跨径大小可在跨中、1/8跨径和1/4跨径附近设置横向拉杆。

2）加强横向系梁加固时，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。其构造应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62）的相关规定。

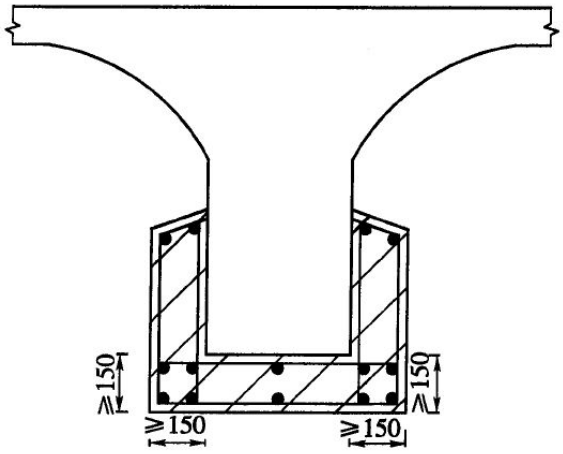


图 15.5.2 增大主拱肋截面加固构造示意图
（单位：mm，植筋未示）

16.5.3　钢筋混凝土桁架拱、刚架拱桥

1　采用粘贴钢板、粘贴纤维复合材料加固时的构造要求，应分别按照本规程第6章、第7章有关规定执行。

2　采用钢筋混凝土套箍增大杆件截面加固时，应符合下列构造要求：

1）新增混凝土厚度不宜小于100mm，新增混凝土强度等级应比原构件提高一级。

2）杆件新增混凝土内设置纵向受力钢筋和封闭箍筋，纵向钢筋直径不宜小于12mm；箍筋：直径不宜小于8mm，间距不宜大于150mm，杆件端部适当加密。

3）各杆件内纵向钢筋在杆件节点处以及下弦杆与拱座连接处应有足够的锚固长度。

16.5.4　钢筋混凝土箱板(肋)拱桥

1　增加顶板厚度加固箱板拱构造要求：

2）新增混凝土内应设置纵桥向主筋、横桥向构造钢筋和带肋钢筋网。主筋直径不宜小于12mm，构造钢筋直径不宜小于10mm。钢筋网间距不宜大于150mm×150mm，直径不宜小于6mm。

3）新增混凝土内设置的纵向钢筋在拱上横墙或立柱底梁处应保持连续，或通过植筋使其满足锚固长度要求。

4）应通过增大拱座尺寸或植筋方式使新增纵向钢筋锚固长度符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62）的规定。

5）拱背面应种植剪力筋，直径不应小于12mm，间距不宜大于500mm，并与其他新增钢筋形成整体。

2　增加底板厚度（套拱）加固箱板拱构造要求：

1）新增厚度宜沿腹横向布置成双肋或多肋形式，肋宽不宜大于2m，肋高不宜小于250mm；应在1/4跨径、1/2跨径处设置肋间系板，系板宽度不宜小于800mm，厚度不宜小于250mm。

2）新增混凝土肋内应设置纵向主筋、横向构造筋和带肋钢筋网；系板内应设置沿横桥向的主筋、沿纵桥向的构造钢筋和带肋钢筋网。钢筋构造要求见本规程第15.5.4条第1款第2）项规定。

3）拱腹面新增肋及系板范围内应种植剪力筋，剪力筋应采用直径不小于12mm的螺纹钢筋，间距不宜大于400mm，并与其他新增钢筋形成整体。

4）其他构造要求见本规程第15.5.4条第1款第4）项规定。

3　钢筋混凝土套箍加固箱肋拱构造要求：

1）新增顶、底板混凝土厚度不宜小于150mm，腹板厚度不宜小于80mm，新增混凝土强度等级应比原构件提高一级。

2）新增顶（底）板以及腹板内应分别设置直径不小于12mm和10mm的纵向钢筋，应沿拱轴设置直径不小于12mm、间距不大于200 mm的封闭箍筋。应通过植筋使新增部分与原结构形成整体。

3）其他构造要求见本规程第15.5.4条第1款第4）项规定。

4　增加拱肋加固时应通过增大拱座尺寸或植筋方式使新增纵向钢筋锚固长度符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62）的规定。

5　粘贴钢板、纤维复合材料构造要求应分别按照本规程第6章、第7章有关规定执行。其中，在拱腹上粘贴钢板时应有可靠的锚固措施。

6　更换后的短吊杆上、下端宜采用铰接。更换后的吊杆、系杆及其锚固构造应具有可靠的防、排水措施。

16.5.5　钢管混凝土拱桥

1　粘贴纤维复合材料加固构造应符合本规程第7章的规定。

2　外套钢管混凝土增大截面加固时，外套管直径不宜小于原管直径+300mm。

3　应通过增大拱座尺寸或植筋方式使新增钢管与拱座锚固可靠。

17　悬索桥、斜拉桥常见病害及加固

17.1　常见病害

17.1.1　斜拉桥常见病害

拉索常见非受力性病害有：拉索护套的开裂、漏水、护筒生锈、减震装置工作异常或失效；拉索锚头、垫板、锚具、锚箱的锈蚀、位移、变形，连接螺栓松动、锈蚀、断裂，锚下混凝土开裂、剥落、渗水。拉索的受力性病害有：索力值超出正常范围。

17.1.2　悬索桥常见病害

悬索桥常见病害是主缆线形位置偏离太大、各索股受力较不均匀，吊杆上、下端的索夹及连接螺栓和锚头的松动、生锈。

17.2　一般规定

17.2.1　悬索桥加劲梁、索塔或整体刚度以及斜拉桥主梁、桥塔或整体刚度不满足使用要求时应进行加固；悬索桥吊索（杆）以及斜拉桥斜拉索损伤或承载力不足时应进行更换。

17.2.2　悬索桥主缆不宜更换或加强，主缆或锚旋承载能力不足时可降低荷载等级使用。

17.2.3　悬索桥、斜拉桥钢构件应按照腐蚀环境、构件工作条件、维护条件等进行涂装防腐设计。

17.3　加固方法

17.3.1　悬索桥可采用更换吊索(杆)、增设斜拉索、设置中央扣、加强加劲梁风构等方法进行整体加固；可采用更换加劲梁构件、增大截面、粘贴钢板或纤维复合材料等方法进行索塔和加劲梁的局部加固。

17.3.2　斜拉桥可采用更换斜拉索、增设辅助墩、增设纵横向主梁限位装置、增设斜拉索减振装置等方法进行整体加固；可采用增大截面、粘贴钢板或纤维复合材料等方法进行桥塔和加劲梁的局部加固。

17.4　加固计算

17.4.1 加固设计计算应考虑结构损伤、材料劣化、新旧材料的结合性能及材性差异。材料、几何等参数应采用桥梁检测结果。

17.4.2 悬索桥

1 悬索桥整体计算、验算应按照现行公路桥梁钢结构设计规范相关规定进行。
2 增大索塔混凝土截面加固时应按照本规程第5章规定进行计算。
3 加劲梁粘贴纤维复合材料加固时应按照本规程第7章规定进行计算。
4 吊索(杆)抗拉安全系数应符合下列规定：
1) 高强钢丝吊索：不小于2. 0 ；
2) 钢丝绳吊索：不小于3.0；
3) 刚性吊杆：不小于3.0。
5 计人材料性能折减后的主缆抗拉安全系数应符合下列规定：
1) 高强钢丝主缆：不小于2.0；
2) 钢丝绳主缆：不小于3.0。

17.4.3 斜拉桥

1 斜拉桥整体计算、验算应按照《公路斜拉桥设计细则》（JTG/T D65-01-2007）相关要求进行。
2 斜拉索更换顺序、张拉吨位应按照不损伤原结构的原则，根据施工过程结构分析确定。
3 增大桥塔混凝土截面加固时应按照本规程第5章规定进行计算。
4 主梁粘贴纤维复合材料加固时应按照本规程第7章规定进行计算。

17.5 构造要求

17.5.1 悬索桥加劲梁以及斜拉桥主梁粘贴纤维复合材料加固构造，应符合本规程第 7 章相关规定。

17.5.2 悬索桥索塔、斜拉桥桥塔增大混凝土截面加固构造，应符合本规程第 5 章相关规定。

悬索桥主缆及锚碇、索鞍、吊索(杆)及上下锚头以及斜拉桥斜拉索及上下锚头应采取可靠的防、排水措施。

18 钢桥及钢—混凝土组合桥梁常见病害及加固

18.1 常见病害

18.1.1 钢梁的病害及加固同一般钢结构，对于钢构件的锈蚀、脱皮、变形，连接部位的松动、焊缝裂纹等病害，由于钢构件连接方式多，有焊接、栓接、铆接、粘接等，加上构件加工容易、材料均质单一，加固设计及施工都较混凝土构件容易，与新结构的设计与计算相比没有什么特殊性。

18.1.2 混凝土桥面板的病害及加固同一般钢筋混凝土或预应力混凝土受弯板。

钢—混凝土组合梁桥的病害及加固的特殊性在于混凝土桥面板与钢梁的连接部位，该处可能会出现纵向裂缝、滑移或掀起。对于少量细裂缝及滑移可采用压注环氧胶封闭处理，严重时将更换桥面板，增设剪力键等。

18.2 一般规定

18.2.1 当钢桥或钢—混凝土组合梁桥的承载力(包括强度、稳定性、疲劳)、变形、几何偏差等不满足使用要求时应进行加固。

18.2.2 钢桥加固设计时，永久作用的取值宜采用实测的平均值乘以 1.05 作为其标准值。钢—混凝土组合梁桥加固时，宜根据实测的结构尺寸计算确定其永久作用的标准值。

18.2.3 加固钢桥结构可按下列原则进行验算

1 加固钢桥结构内力分析时，应考虑结构的实际有效截面面积和结构加固时的实际受力特点，确保加固部分与原结构共同工作。计算加固钢桥的截面抗弯承载力时，必须考虑加固材料的应变滞后。

2 钢桥加固时若有新增杆件，并导致结构体系发生变化或重量增加，应对相关结构构件及桥梁基础进行必要的验算。

3 当对加固钢桥或钢—混凝土组合梁桥进行正常使用极限状态的应力、变形和疲劳计算时，应取用各种荷载作用的标准值；当对加固钢桥进行承载能力极限状态的强度验算时，应取用各种作用效应的设计值。

18.2.4 钢桥或钢—混凝土组合梁桥存在局部损伤时，应处治后再进行加固。

18.2.5 控制截面的应力、变形状态按弹性理论方法计算，截面极限承载能力可根据塑性理论及其他方法计算。

18.2.6 在正常使用极限状态下，加固后的钢—混凝土组合梁桥在不计冲击的活载短期效应作用下，负弯矩区段的混凝土桥面板的裂缝宽度可近似按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62)第 6. 4. 3 条中的轴心受拉构件计算。其钢筋应力可采用按截面弹性应力分析得到的混凝土桥面板中的上层纵向钢筋应力。裂缝宽度限值为 0.15mm。

18.2.7 钢—混凝土组合梁桥中的混凝土桥面板的加固计算，可参照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62)中有关混凝土板(梁)的规定。连接件的计算分析应按公路桥梁钢结构设计相关规范的有关方法进行。

18.2.8 对于符合国家现行标准的钢材，其容许应力值可按表 17.2.8 中的容许应力值取用；钢材的强度设计值应按公路桥梁钢结构设计相关规范取用。对于旧牌号或牌号不明的非标准钢材，其容许应力值$[\sigma]$不应大于$f_{sk}/1.7$，其钢材强度设计值为$f_{sd}=f_{sk}/1.2$。其中f_{sk}为钢材的强度标准值(或屈服强度)。

表 17.2.8 钢材的容许应力（MPa）

应力种类	钢材种类						
	A235(A3)	A345(16Mn)	ZG25 II	ZG35II	ZG45II	45号钢	35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	125	110
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Q345 (16Mn)钢的容许应力与屈服点340MPa对应；如按国标GB/T 1591-94的规定，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。

18.2.9 当桥梁控制截面的钢材锈蚀严重，其截面面积损失大于 25 %，或其钢板件剩余厚度小于 8mm 时，其材料强度设计值尚应根据环境条件乘以表 17.2.9 所列的降低系数。

表 17.2.9 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	1.00	III类环境	0.90
II类环境	0.95	IV类环境	0.85

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 D62-2004）中第1.0.7条。

18.3 加固方法

18.3.1 钢桥结构加固的主要方法有:增大截面法(加焊钢板、型钢)或粘贴碳纤维复合材料、加大连接强度、增设体外预应力、改变结构受力体系、减轻荷载及阻止裂纹扩展等方法。

18.3.2 钢桥结构加固时可采用高强度螺栓连接、局部黏结和焊接等方法。应优先采用栓接，亦可采用焊接和高强度螺栓的混合连接。对于桥梁的非主要构件可谨慎采用焊接。当原桥连接点的铆钉脱落时宜用高强度螺栓更换。

18.3.3 钢桥或钢一混凝土组合梁桥的截面刚度不足时可采用粘贴钢板，增加混凝土桥面板厚度等方法加固。当钢桥或钢一混凝土组合梁桥的截面承载力不足时，可采用粘贴钢板、施加体外预应力或粘贴碳纤维复合材料等方法加固。

18.3.4 钢一混凝土组合梁桥的墩顶负弯矩区裂缝的宽度超过限值时，可采用体外预应力方法或在混凝土桥面板顶面粘贴碳纤维复合材料或其他材料进行加固。

18.3.5 梁端混凝土桥面板与钢梁之间发生较明显的相对滑动时，必须增加连接件的数量确保混凝土桥面板与钢梁间的连接。必要时可重新设置混凝土桥面板。

18.3.6 钢梁加固的构造设计应遵循下列原则：降低应力集中程度，选择对原钢桥结构影响小的构造形式和加固工艺，并应采用厚度较薄的轧制板件等。

18.4 钢桥加固计算

18.4.1 按弹性理论计算钢桥加固后的控制截面应力必须满足下式要求：

$$\sigma \le k[\sigma] \qquad (17.4.1)$$

式中：σ —— 可能出现的作用（或荷载）效应标准值组合的截面最大计算应力；

$[\sigma]$ —— 钢材的容许应力；

k —— 不同作用组合下的容许应力提高系数，见表 17.4.1。

表 17.4.1　容许应力的提高系数

构造物类型	荷载组合	k
永久性结构	仅考虑自重、恒载和活载的组合	1.0
	在上述组合基础上考虑其他作用的组合	1.25
	偶然组合	1.30~1.40
临时性结构	仅考虑自重、恒载和活载的组合	1.3
	在上述组合基础上考虑其他作用的组合	1.4
	偶然组合	1.40

18.4.2　按弹性理论计算加固后结构的整体稳定性时应计入加固材料对截面面积、刚度以及构件纵向弯曲的影响。

18.4.3　对加固后结构的构件和连接宜进行疲劳强度验算。

18.4.4　加固连接计算

1　当采用焊接连接加固时，焊缝的形式、构造及计算应按照公路桥涵钢结构设计相关规范进行。

2　当采用高强度螺栓连接加固时，必须验算连接处高强度螺栓的承载力和构件连接截面的承载力。

1）单个高强度螺栓的容许抗剪承载力可按下式计算：

$$\left[N_{\mathrm{v}}^{\mathrm{b}}\right]=0.6P\mu n_{\mathrm{m}} \qquad (17.4.4\text{-}1)$$

式中：$\left[N_{\mathrm{v}}^{\mathrm{b}}\right]$ —— 单个高强度螺栓的容许抗剪承载力；

P —— 单个高强度螺栓的设计拉力，按表 17.4.4-1 取值；

n_{m} —— 摩擦面个数，对于钢桥加固的情况，一般取 $n_{\mathrm{m}}=1$ 或 $n_{\mathrm{m}}=2$；

μ —— 摩擦系数，根据接触面的处理方法按表 17.4.4-2 取用。

表 17.4.4-1　单个高强度螺栓的设计拉力 P（kN）

螺栓的性能等级	螺栓公称直径(mm)					
	M16	M20	M22	M24	M27	M30
8.8级	80	125	150	175	230	280
10.9级	100	155	190	225	290	355

表 17.4.4-2　摩擦系数 μ

在连接处构件接触面的处理方法	构件的钢种		
	Q235钢	Q345钢、Q390钢	Q420钢
喷砂（丸）	0.45	0.50	0.50
喷砂（丸）后涂无机富锌漆	0.35	0.40	0.40

喷砂（丸）后生赤锈	0.45	0.50	0.50
钢丝刷清除浮锈或未经处理的干净轧制表面	0.30	0.35	0.40

2）单个高强度螺栓的容许抗拉承载力可按下式计算：

$$\left[N_{\mathrm{v}}^{\mathrm{b}}\right]=0.6P \qquad (17.4.4\text{-}2)$$

高强度螺栓承受剪力和拉力共同作用时，单个高强螺栓在受拉状态下的容许抗剪承载力按下式计算：

$$\left[N_{\mathrm{v}}^{\mathrm{b}}\right]=0.6\mu n_{\mathrm{m}}(P-1.25N_{\mathrm{t}}) \qquad (17.4.4\text{-}3)$$

式中：N_{t} —— 单个高强度螺栓承受的外拉力；

其他符号意义见式(17.4.4-1)。

18.4.5 承载力计算

1 加固钢桥可按塑性理论或公路桥梁钢结构设计相关规范进行承载能力极限状态验算。验算时应按《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60-2004)第4. 1. 6条中的基本组合和偶然组合要求进行。

2 粘贴钢板、粘贴碳纤维复合材料、体外预应力加固后的承载力计算分别参照本规程第6章、第7章、第8章进行。

18.5 钢—混凝土组合梁桥加固计算

18.5.1 粘贴钢板、碳纤维复合材料或体外预应力加固钢—混凝土组合梁在正常使用极限状态的截面法向应力、剪应力和主应力计算可采用换算截面法。

计算截面应力和结构变形时，荷载效应取其标准值。采用体外索加固钢—混凝土组合梁桥的结构内力分析见本规程第8章。

18.5.2 粘贴钢板或纤维复合材料时，宜卸除桥梁的部分永久作用。

18.5.3 钢梁截面为密实型截面时，加固后钢—混凝土组合梁的抗弯承载力可按塑性理论计算。荷载效应采用基本组合设计值。

18.5.4 钢—混凝土组合梁桥的翼缘板计算宽度，对于结构整体内力及变形计算可取构件的全宽；对于承载能力极限状态和正常使用极限状态的截面承载力计算，截面有效宽度按公路桥梁钢结构设计相关规范取用。

18.5.5 当采用体外索加固时，正常使用极限状态的计算方法可参照本规程第 8.2.4 条的相关条文进行。

18.5.6 加固的钢—混凝土组合梁桥通常采用栓钉连接件、槽钢连接件和钢筋连接件来保证混凝土桥面板与钢梁共同工作。当连接件失效或更换混凝土桥面板和连接件时，连接件的数量必须经计算确定。连接件的承载力、数量计算及其构造要求必须参照公路桥梁钢结构设计相关规范的有关条文。

18.6 构造要求

18.6.1 增大截面法的加固方法及构造

1　采用增大截面的方法加固桥梁钢结构构件时，常见的拉、压杆件加固形式见图17.6.1-1和图17.6.1-2。

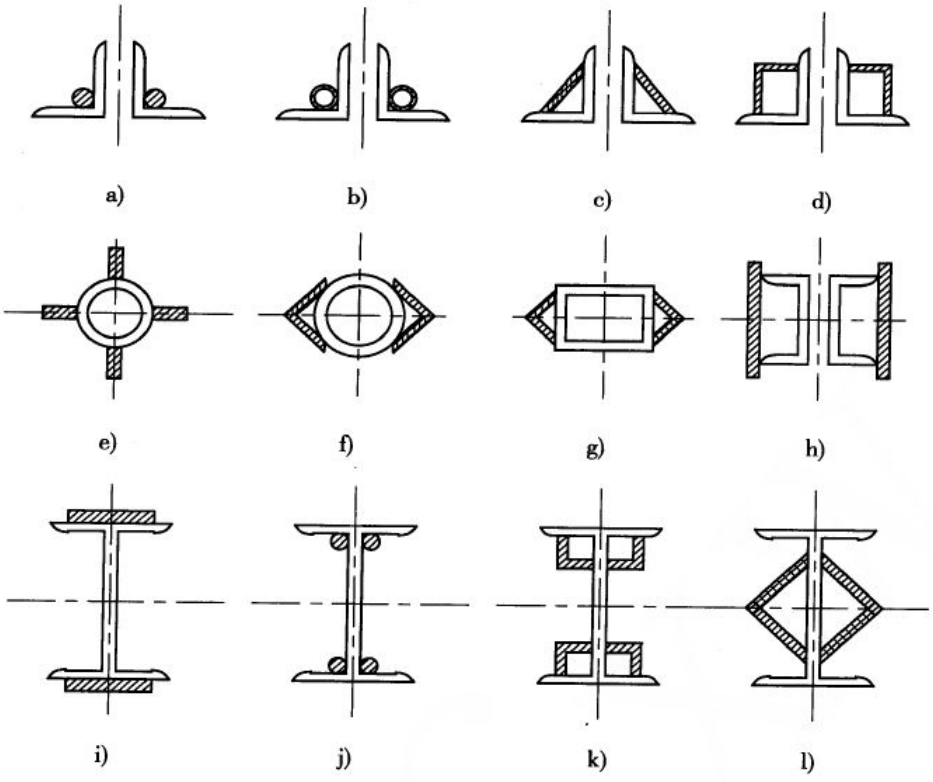


图 17.6.1-1　轴心受拉构件截面加固形式

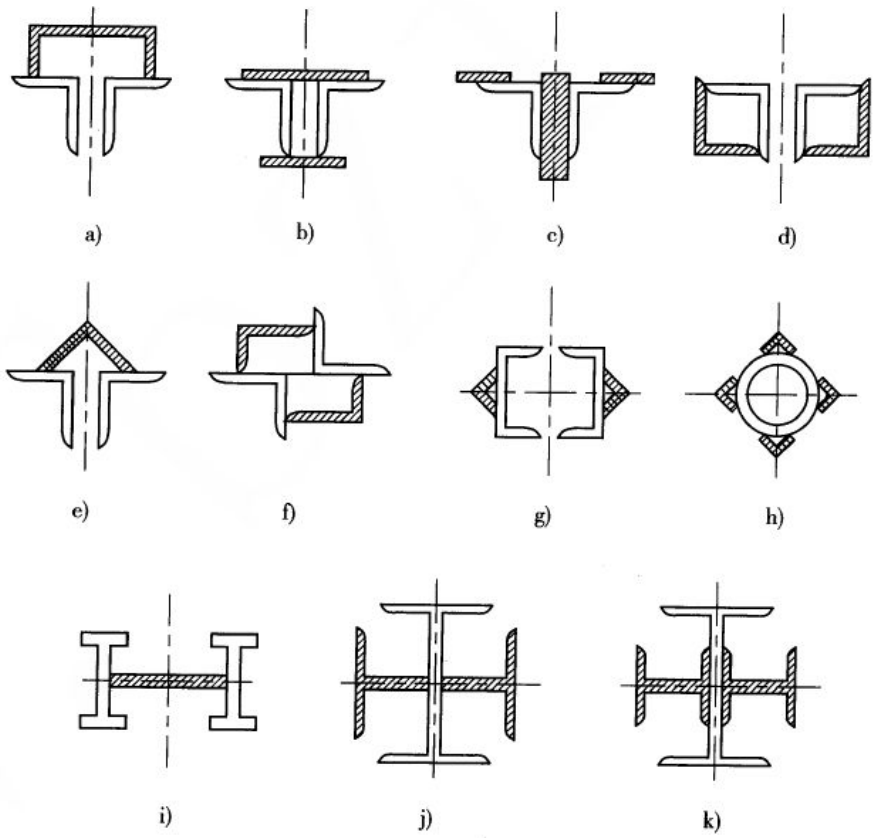


图 17.6.1-2　轴心受拉构件截面加固形式

2　常用的偏心受压构件截面加固形式见图17.6.1-3，受弯构件截面加固形式见图17.6.1-4。主桁杆件截面中加固钢件常见的分布形式由图17.6.1-5给出。

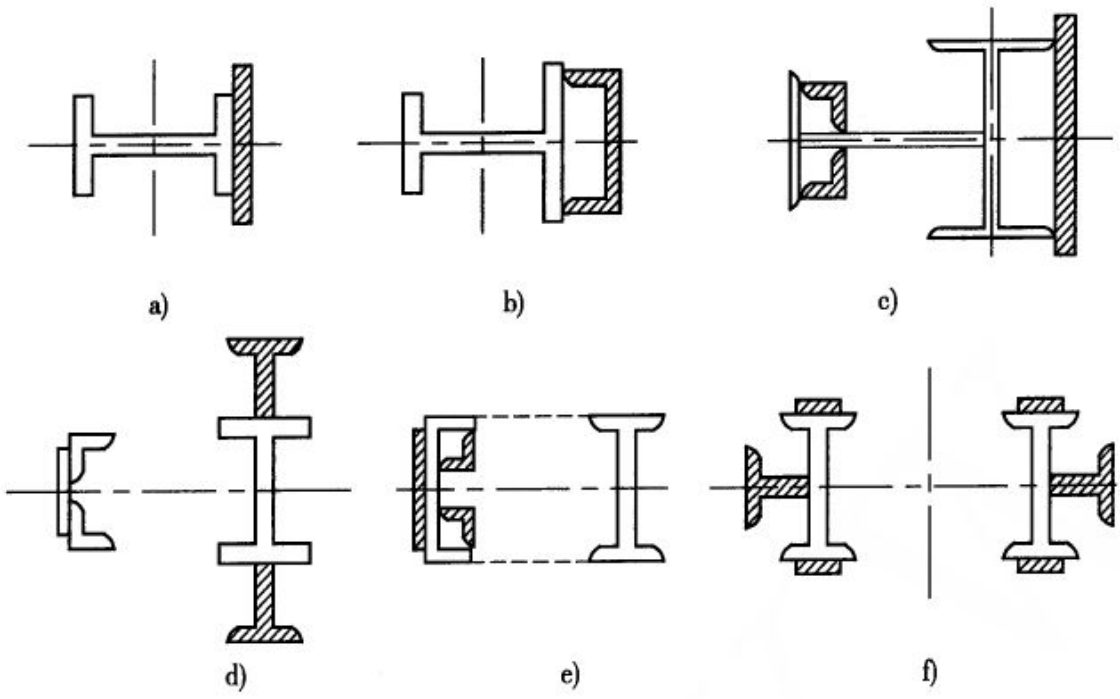


图 17.6.1-3 偏心受压构件截面加固形式

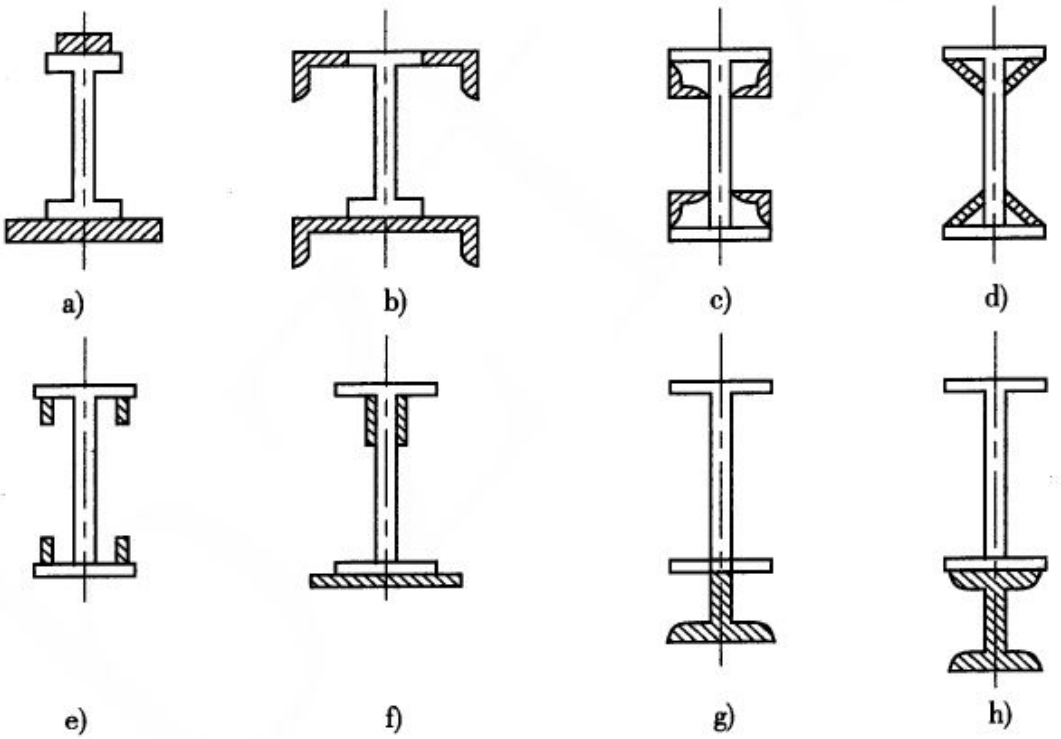


图 17.6.1-4　受弯构件截面加固形式

3　增大截面法的构造要求

1)应保证加固构件有合理的传力途径，加固构件与原有构件应能够共同工作。加固构件必须与原有构件的支点(或节点)连接可靠。

2)加固构件的布置应适应原有构件的几何形状或已发生的变形情况，以利于施工。但也应尽量避免引起截面形心偏移，难以避免时，应在加固计算中考虑形心轴偏移的影响

3)不应过多削弱原有构件。栓接时应选用较小直径的高强度螺栓。焊接时应尽量避免采用与原构件应力方向垂直的焊缝。

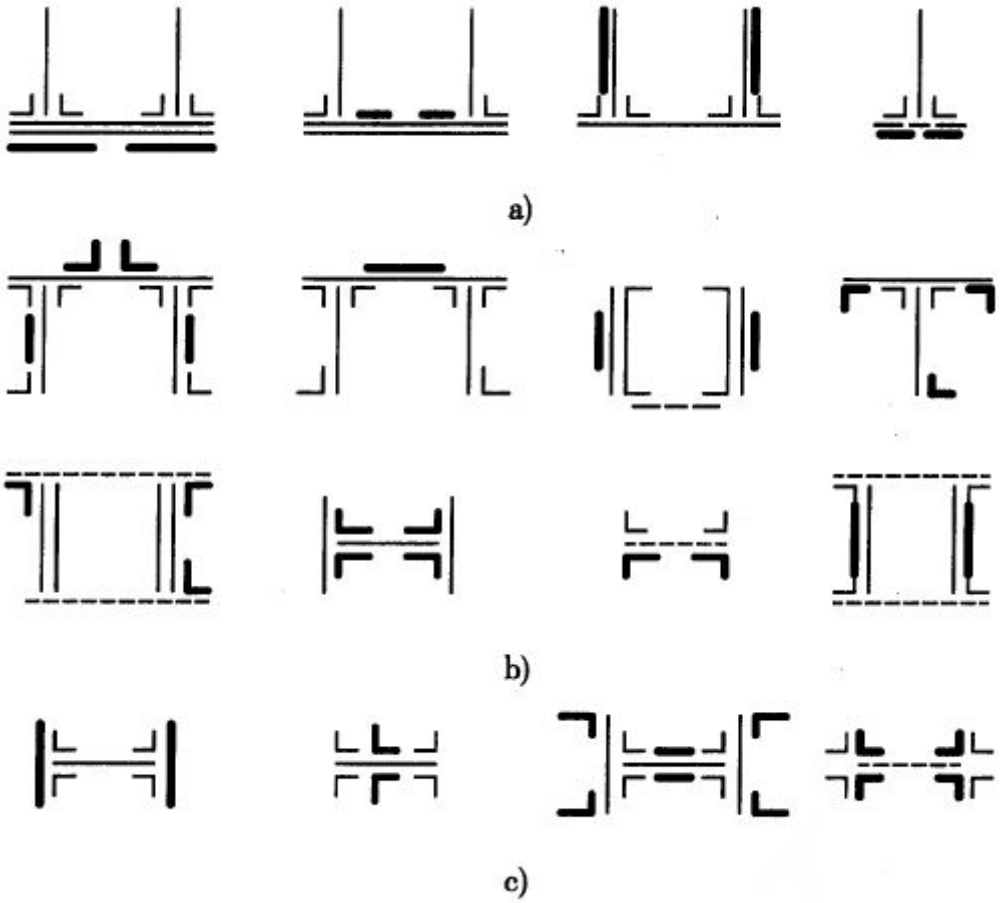


图 17.6.1-5　主桁杆件截面中加固钢件分布示意图

a）弦杆；b）斜杆；c）立杆和吊杆

注：图17.6.1-1~图17.6.1-5中阴影线或加重部分为加固杆件的断面。

18.6.2　钢板梁的加固构造

1　可用水平盖板或角钢加固梁体翼缘。

2　可增设普通的加劲杆或体外预应力钢筋(束)，见图17.6.2。

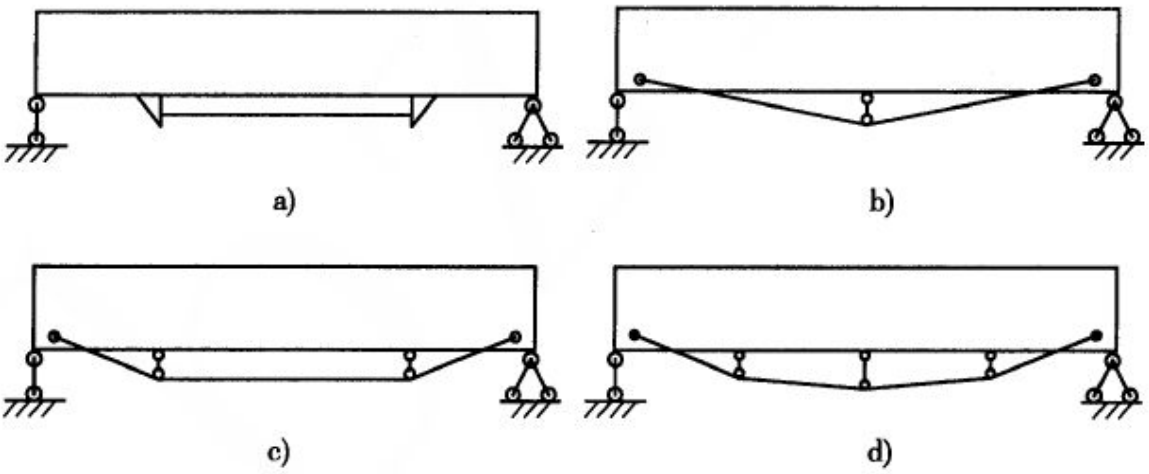


图 17.6.2　主桁杆件截面中加固钢件分布示意图

3　对下承式桥梁，可采用在原钢主梁上翼缘安装与之共同工作的钢筋混凝土桥面板，即加固后形成钢梁与钢筋混凝土桥面板共同工作的钢—混凝土组合梁桥。混凝土桥面板的构造要求同钢筋混凝土结构。抗剪连接件构造见公路桥梁钢结构设计相关规范。

18.6.3　钢桁梁加固方法与构造

1　钢桁梁常用的加固方法有更换杆件、增加杆件、对构件施加预应力、变更连续梁支承位置、对结构卸载、局部黏结、改变桁梁体系等方法，见图17.6.3-1示意。

2　加固上承式钢桁架叠合梁桥时，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—混凝土组合结构桥梁。抗剪连接件构造见公路桥梁钢结构设计相关规范。

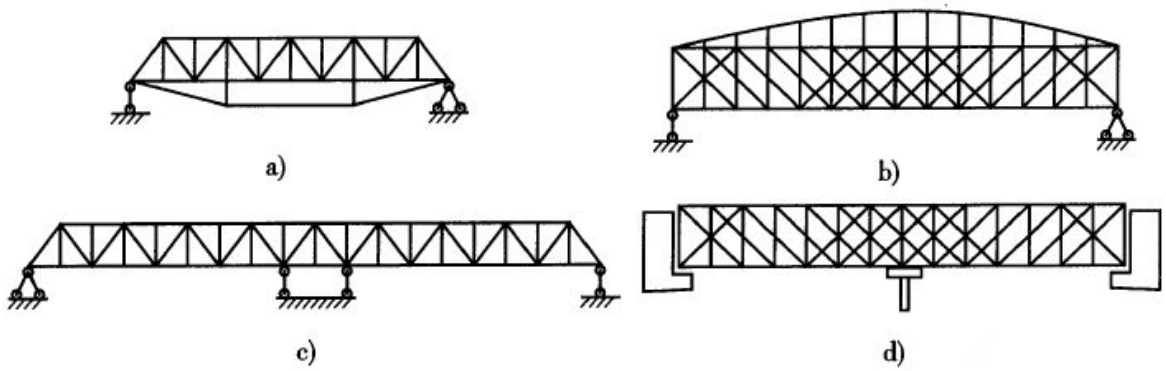


图 17.6.3-1　改变钢桁梁桥桥跨结构体系的加固示意图

a)桥下设置加劲杆；b)安装第三弦；c)变单支座为双支座；d)增设中间墩

3　沿钢桁梁桥的杆件施加体外预应力时，应验算钢桁梁的每一个杆件。图17.6. 3-2a）、b)所示为沿桁梁的主要受拉杆件施加预应力。图17.6.3-2c)、d)、e)所示为体外预应力加固方法。

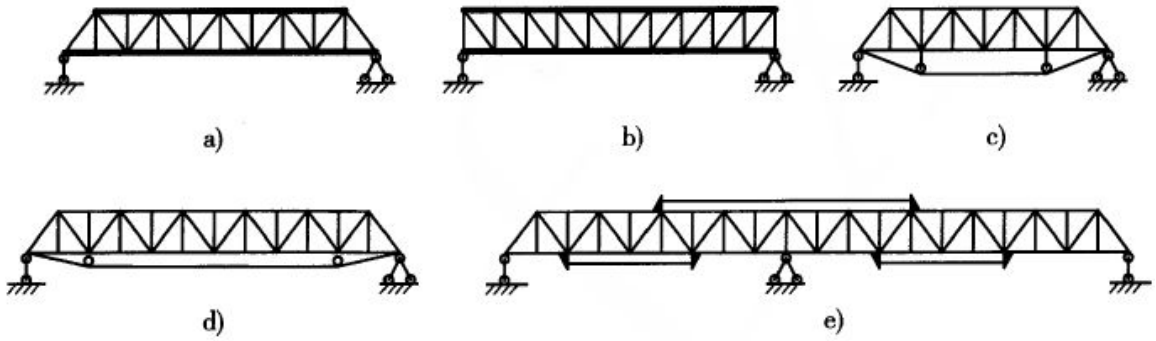


图 17.6.3-2　预应力拉杆加固钢桁架桥示意图

4　加固设计中，应尽量避免在杆件截面及连接中产生附加的偏心，并应使加固杆件拆卸的铆钉数量达到最小。

5　钢板加固工字形和箱形截面的主桁弦杆时，宜用高强度螺栓更换原铆钉。

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。

19　桥梁下部结构和基础常见病害及加固

19.1　墩台常见病害

19.1.1　在突然的外力作用下，墩台容易产生局部破坏、脱落和剥离等病害。

19.1.2　受干燥、潮湿、寒暑、冻结、冰融等气候及海水和工业废水的影响，墩台混凝土容易产生裂缝、剥离、锈蚀等病害。

19.1.3　由于基础的土层松软或沉陷不均，产生从基础向上发展至墩台身的裂缝。

19.1.4　由于墩身接缝混凝土浇注不良，导致墩台身产生水平裂缝。

19.1.5　由于填土不良、冻胀或地基承载力不足，引起不均匀下沉或外倾，导致桥台翼墙与前墙联接处断裂。

19.2　基础常见病害

19.2.1　由于地基的压密下沉而引起的基础沉降。

19.2.2　由于河床冲刷、桥台台背回填不当，导致基础出现滑移和倾斜。

19.2.3　由于受力不均，往往会产生局部异常应力，并导致横向或竖向裂缝。在特殊外荷载的作用下，还会使基础结构物因出现异常应力而产生局部损坏。

19.3　基础加固方法

19.3.1　当地基承载力不足时，采用下列措施进行加固：

1　重力式基础的加固

1）在刚性实体基础周围浇筑混凝土扩大基础，一般应修筑围堰，抽干水后开挖基坑，再浇筑混凝土，新旧基础（承台）之间可埋置连接钢筋，并将旧基础表面刷洗干净、凿毛，使新旧混凝土连成整体。

2）当梁式桥的桥台基础承载能力不足时，可在台前增加桩基及柱，并浇筑新盖梁、增设支座。由于梁的支点发生变化，应对主梁进行验算及加固。

3）对于拱桥基础，可在桥台两侧加设钢筋混凝土实体耳墙，与原桥台用钢销连接，增大桥台基础面积，提高桥台承载力。

4）当桥下净空允许时，可在台前增建扩大基础及台身，将主拱改建为变截面拱支承到新基础及台身上，新旧基础之间用钢筋或钢销进行连接，条件允许时，可在台前新基础下增加短桩，以提高承载力。

2　桩基础的加固

1）加桩，可用钻孔桩或打入桩增设基桩，并扩大原承台。

2）对单排架桩式桥墩采用加桩加固时，如原有桩距较大（4~5倍桩径），可在桩间插桩，如原有桩距较小，但通航净空有富余时，可在原排架两侧增加新桩，变为三排式墩桩，加固后应进行承载力验算。

3）对钻孔灌注桩桩身损坏、露筋、缩颈等病害，可采用灌（压）浆或扩大桩径的方法进行维修加固。

3　人工地基加固

对墩台基础以下的地层，采用注浆、旋喷注浆或深层搅拌等方法，将各种浆液及加固剂注入或搅拌于土层，通过浆液凝固使原来松散的土固结，成为具有足够强度和防渗性能的整体。

19.3.2　墩台基础防护加固

墩台基础局部被冲空时，可分情况采取下列加固措施：

1　水深3m以下，可筑围堰将水抽干，以砌石或混凝土填补冲空部分，并修整或加筑护坡。

2　水深3m以上，可在基础四周打钢板桩或做其它围堰，灌注水下混凝土。也可用编织袋装干硬性混凝土，通过潜水作业将袋装混凝土分层填塞冲空部分，填塞范围比基础边缘宽0.4m以上。

3　当基础置于风化岩层上，基础外缘已被冲空时，应先清除岩层严重风化部分再用混凝土填补，对基础周围的风化岩层还应用水泥砂浆进行封闭。

4　当河床不稳定，基础埋置较浅，冲刷范围较大时，可采用平面防护加固，范围要覆盖全部冲刷坑。

5　墩台周围河床冲刷严重，危及基础安全时，除采用上述方法进行防护加固外，应在洪水期过后采取必需的调治构造物防护措施或对河床采取防冲刷处理，以防被再次冲坏。

19.3.3　桥台滑移、倾斜的加固

桥台发生滑移和倾斜时，应分析原因，根据不同情况采用下列加固方法。

1　梁式桥或陡拱因台背土压力过大，造成桥台向桥孔方向位移，可采取下列方法进行加固：

1)挖除台背填土，改用轻质材料回填减轻台后土压力，以使桥台稳定。拱桥在换填材料时，应维持与拱推力的平衡，如在桥孔设临时拉杆或在后台设临时支撑。

2)挖去台背填土，加厚台身。

3)对于单跨的小跨径梁式桥，可在两桥台基础之间增设钢筋混凝土支撑梁或浆砌片石支撑板，支撑顶面应不高于河床，埋置式桥台可采用挡墙、支撑杆或挡块等进行加固。

2　拱桥桥台产生向台后方向位移，应分析原因后进行加固，加固后还需保持长期观测，常用的加固方法有：

1)在U形桥台两侧加厚翼墙，使其与原桥台牢固结合，增大桥台断面和自重以抵抗水平位移，若为一字形桥台，可增设翼墙变为U形桥台。

2)当桥台的位移尚未稳定时，可在台后增设小跨引桥和摩擦板，以制止桥台继续位移。

3)当桥下净空许可时，可在墩台之间设置拉杆承受推力，限制水平位移、对于多孔拱桥要注意各孔之间的推力平衡。

3　拱桥在加固墩、台时，必须保持推力平衡，注意安全。

19.3.4　墩台基础沉降的加固

若桥梁墩台发生了较明显的沉降、位移，除按本节前述的方法加固外，还可采用下述方法使上部结构复位。

1　梁式桥上部结构状况基本完好，桥面没有损坏，可对上部结构整体或单孔顶升，然后加设垫块、调整支座。

2　梁式桥上部结构状况基本完好，但桥面损坏严重时，凿除桥面及主梁之间的连接，将主梁逐一移位，加厚盖梁，重新安装主梁，并重新铺装桥面。

3　拱桥桥台发生位移，导致拱轴线变形较大，承载能力不足时，可采用顶推方法调整拱轴线，恢复其承载能力。

19.4　墩台加固方法

19.4.1　由于活动支座失灵而造成墩台拉裂，应修复或更换支座，并按本规程第 12 章规定处理裂缝。

19.4.2　墩台身发生纵向贯通裂缝时，可采用钢筋混凝土围带、粘贴钢板箍或增大墩台截面的方法进行加固。

19.4.3 因基础不均匀下沉引起墩、台自下而上的裂缝时，应先加固基础，再采用灌缝或加箍的方法进行加固。

19.4.4 U形桥台的翼墙外倾时，可在横向钻孔加设钢拉杆，固定在翼墙外壁或钢筋混凝土梁柱上。

19.4.5 当墩台损坏严重，如出现大面积开裂、破损、风化、剥落时，一般用钢筋混凝土套箍加固。对结构基本完好，但承载能力不足的圆柱形墩柱可用包裹碳纤维片材的方法加固。

19.4.6 钢筋混凝土墩台出现缺损，而墩台身处于常水位以下时，可根据不同情况采用围堰抽水或水下作业的方法进行修补。

19.4.7 当采用整体式断面的中小跨径梁桥进行上部结构抗倾覆验算不满足要求时应进行加固，加加固方法如下：

1 在桥跨联中位置增设固结墩，同时对桥墩进行提高承载力加固处理。
2 在墩顶位置增设盖梁或将独柱墩加固为Y型墩等措施。
3 通过增设墩柱和盖梁将单柱墩改为双柱墩。

20 支座常见病害及维修更换

20.1 支座常见病害

20.1.1 铸钢支座

1 铸钢支座缺陷类型包括钢支座固定螺栓松动、锈蚀、损伤、断裂，锚固件及定位件失效、上下座板变形、活动支座无法活动、位移超限、转角超限和支承垫石部位缺陷等。

2 支座上下错位过大，有倾倒脱落的危险，铸钢件及锻钢件裂损、脱焊、锈蚀及支座钢件磨损和发生塑性变形。

3 支座锚固件及定位件失效包括销钉剪断、支座锚（螺）栓松动及剪断、牙板挤死与折断、辊轴连杆螺栓剪断等。

4 活动支座不活动、位移超限和转角超限等缺陷，通常由于设计不当造成，结果常引起锚栓剪断和摇轴或削扁辊轴倾斜度超差不能恢复等损伤。

5 支承垫石部位缺陷包括支承垫石不平、翻浆、积水和开裂等。

20.1.2 板式橡胶支座

1 板式橡胶支座性能劣化类型包括橡胶老化开裂、钢板外露、不均匀鼓凸与脱胶、脱空、剪切超限和支座位置串动等。

2 板式橡胶支座经一定使用年限后，出现表面的龟裂裂纹。

3 橡胶与支座内加劲钢板粘结不良，在荷载作用下发生钢板与橡胶脱胶，引起不均匀的鼓凸。

4 由于施工时支座垫石标高有误差，或预制安装时上构主梁有翘曲，或墩台有不均匀沉降导致部分支座脱空。

5 板式橡胶支座在最高及最低温度条件下产生剪切超限。

20.1.3 盆式橡胶支座

盆式橡胶支座缺陷类型包括钢件裂纹和变形、钢件脱焊、锈蚀、聚四氟乙烯滑板磨损、支座位移超限、支座转角超限和锚栓剪断等。

20.1.4 其它类型支座

其它类型支座的缺陷类型可参照上述支座来确定，例如球型支座的缺陷类型可以由钢件裂缝、位移及转角超限、聚四氟乙烯板的磨损、锈蚀及锚栓剪切等缺陷来评定。

20.2 桥梁支座维修与更换

20.2.1 支座的固定锚销剪断、滚动面不平整，轴承有裂纹或切口，辊轴大小不合适，混凝土摆柱出现严重开裂、歪斜，必须更换。

20.2.2 支座座板翘起、变形、断裂时应予更换，焊缝开裂应予整修。

20.2.3 板式橡胶支座出现脱空或不均匀压缩变形时，可采用更换，加钢垫板，楔紧等方法进行调整。

20.2.4 板式橡胶支座发生过大剪切变形、中间钢板外露、橡胶开裂、老化时应及时更换。

20.2.5 油毡垫层支座失去功能时，应及时更换。

21 桥梁维修加固施工与质量要求

21.1 施工准备与施工组织

21.1.1 施工准备

1 在施工前,应对加固桥梁技术状况进行复查,并将复查结果通知有关单位。在桥梁的加固施工过程中,应加强观测与检查,及时反馈信息指导施工。

2 材料检验

桥梁加固施工使用的主要材料应具有国家相关管理部门认定的产品性能检测报告和产品合格证,其物理力学性能指标应满足设计要求。

桥梁加固用材料的检验应依据国家及行业现行有关标准执行。

3 机具标定

对桥梁各类试验和检测仪器应进行标定,桥梁加固设备应按要求校验,标定和校验应由经有关主管部门认定的计量机构进行。

21.1.2 施工组织设计

1 应按照设计文件和技术规范要求编制实施性施工组织设计。

2 桥梁加固实施性施工组织设计应包括以下内容:编制说明、旧桥概况(含技术状况评定结果)、施工准备及施工总体策划、施工组织机构、加固施工方案、交通组织方案、资金计划、总进度计划及进度图、质量管理和质量保证体系、安全生产、环境保护、职业健康等。

3 桥梁加固施工前应进行施工技术交底。

21.1.3 施工安全及环境保护

1 桥梁加固施工,必须严格遵守安全操作规程,建立健全安全生产管理制度。

2 采用化学材料施工时,应符合以下规定:

1)配制化学浆液的易燃原料,应密封保存,远离火源。

2)配制及使用场地必须通风良好,操作人员防护应符合有关劳动保护要求。

3)工作场地严禁吸烟、明火取暖,并配备相关的消防设施。

4)施工完成后现场及结构内不应遗留有害化学物质。

3　桥梁加固施工应严格控制对原结构的损伤。

4　对处于受力状态下的结构构件进行加固时,若对原结构有削弱,应采取限载或支架支撑措施。所搭设的支架应通过按最不利荷载进行的验算。

5　桥梁加固施工,应减少对交通的影响。对于不中断交通桥梁的加固施工,必须采取以下安全措施:

1)施工前应与公路及交通相关管理部门办理有关手续,按批准的时间、范围进行施工。

2)严格按现行《公路养护安全作业规程》(JTG H30)设置警示牌、限速牌、反光锥和其他安全设施。桥下有通航要求时,应布置航行标志和警示灯。

3)桥梁加固前,作业区路段各公路出入口及作业区前方适当位置应设置公告信息牌,并向社会发布相关公告信息。

4)桥梁加固施工前,制订由于交通事故、车辆故障等引起的交通堵塞应急预案,在突发事件发生后及时启动。

6　桥梁加固施工宜在晴天和白天进行。必须在不良天气或夜间施工时,应有相应的施工保障措施。

7　桥梁加固施工,应采取必要措施保护生态环境。

21.2　混凝土裂缝修补处理

21.2.1　材料选用

1　裂缝修补胶除应遵循本规程第4章的相关规定外,尚应符合下列要求:

1)裂缝修补胶浆液的粘度小,渗透性、可灌性好;

2)裂缝修补胶浆液固化后收缩性小;固化时间可调节;灌浆工艺简便;固化后不应遗留有害化学物质。

2修补裂缝用聚合物水泥注浆料,应符合本规程第4章的相关规定。

21.2.2　施工要求

1　裂缝调查及标注。首先对裂缝进行全面的调查,现场核实裂缝数量、长度、宽度等,并对裂缝编号,做好记录,绘制裂缝分布图。

2　桥梁混凝土构件裂缝处理应根据不同构件、不同部位、不同的裂缝形态选择适当的修补方法、修补材料和修补顺序。

3　裂缝缝口表面处理,应使工作面平顺、干燥、无油污。处理范围沿裂缝走向宽30~50mm。

4　采用表面封闭法处理裂缝时,应在缝口表面处理后,用裂缝修补材料涂刷或用改性环氧胶泥适当加压刮抹。

5　自动低压渗注法、压力注浆法的施工工艺流程如图22.2.2.5。

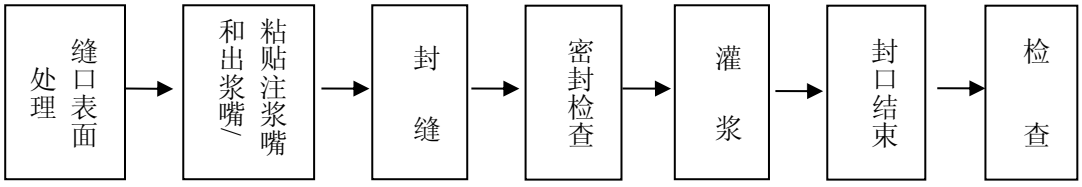


图 22.2.2.5　注浆工艺流程图

6　注浆嘴沿裂缝走向布置,间距视缝宽度,一般为200~400mm。

7　压力注浆修补裂缝应据浆液流动性选择注浆压力。一般为0.1~0.4MPa。

8　竖向、斜向裂缝压浆应自下而上进行。

21.2.3　质量检验与验收

1　表面封缝材料固化后应均匀、平整,不出现裂缝,无脱落。

2　当注入裂缝的修补胶达到7天固化期时,应采用取芯法对注浆效果进行检验。芯样检验应采用劈裂抗拉强度测定方法。当检验结果符合下列条件之一时为符合设计要求:

1)沿裂缝方向施加的劈力,其破坏应发生在混凝土部分(即内聚破坏);

2)破坏虽有部分发生在界面上,但这部分破坏面积不大于破坏面总面积的15%。

21.3　混凝土表层缺陷处理

21.3.1　混凝土修补

1　本节适用于混凝土桥梁构件表面蜂窝、空洞以及较大范围破损等缺陷的修补施工。

2　用混凝土材料进行缺陷修补,应采用比原结构强度指标高一级的混凝土,混凝土粗骨料的粒径一般不宜大于15mm。在施工条件受限时可采用自密实混凝土。

3　在修补前应对混凝土表面的蜂窝、空洞进行处理、凿毛,对已经生锈的钢筋除锈,并使旧混凝土表面保持湿润、清洁。

4　混凝土施工技术要求应符合现行《公路桥涵施工技术规范》的相关规定,浇筑施工时应注意振捣及养生。

21.3.2　水泥砂浆修补

1　桥梁构件表面出现深度较浅、小面积缺陷的修补,可采用水泥砂浆人工涂抹法进行修补,修补材料主要采用普通水泥砂浆或专用修补材料。

2　当桥梁构件表面出现大面积浅层缺陷及破损时,可采用喷浆修补法。

21.3.3　聚合物水泥砂浆修补

1　聚合物水泥砂浆适用于混凝土桥梁表面的风化、剥落、露筋及小面积的破损等缺陷的修补。聚合物水泥砂浆的性能指标应符合本规程表4.7.2的规定。

2　聚合物水泥砂浆修补施工过程中,应避免振动。

3　修补部位的聚合物砂浆终凝前,应保护其表面免受雨水、风及阳光直射而产生的不利影响,并应及时养护。

21.3.4　采用改性环氧砂浆(混凝土)修补

1　采用改性环氧砂浆(混凝土)修补混凝土表面缺陷时改性环氧基液的安全性能指标应符合相关标准、规范的有关规定。

2　涂抹改性环氧砂浆(混凝土)修补前,应先在已凿毛的混凝土表面涂一层改性环氧基液,使旧混凝土表面充分浸润。

3　立模浇筑改性环氧混凝土的工艺要求与浇筑普通混凝土基本相同,但应防止扰动已涂刷的改性环氧基液;浇筑时应充分插捣,反复压抹平整。

4　改性环氧砂浆施工温度宜为20℃±5℃,高温或寒冷季节应采取有效措施控制施工温度。

21.3.5　混凝土表面防腐涂装

1　处于严重腐蚀环境下的混凝土桥梁,其混凝土表面可进行防腐涂装。

2　选择防腐材料型号时,应综合考虑桥梁所处环境的温度、湿度及养护条件等因素,采用能有效抵抗外部因素与侵害侵蚀的、经检验符合国家有关标准要求的材料。

3　混凝土桥梁涂装前应除去混凝土表面模板残渣、油污及杂物等,金属外露的锐边、尖角和毛刺应打磨圆顺。

4　涂装前应使混凝土表面保持干燥、清洁。在混凝土表面处理检查合格后4h内进行施工。

21.3.6　钢筋防锈蚀处理

1　混凝土表层缺陷处理前应对生锈钢筋进行除锈,缺陷处理后宜在修补范围及周边涂刷渗透型阻锈剂。

2　阻锈剂的质量及性能指标应符合有关现行国家标准的规定。

3　新浇筑混凝土采用阻锈剂溶液时,混凝土拌和物的搅拌时间应延长1min;采用阻锈剂粉剂时,应延长3min。

21.3.7　质量检验与验收

1　桥梁混凝土缺陷修补完成后表面应平整,无裂缝、脱层、起鼓、脱落等,修补处表面应和原结构表面色泽基本保持一致。

修补后平整度允许偏差值应符合表22.3.7.1要求。

表 22.3.7.1　平整度允许偏差值实测项目

项目	允许偏差	检查方法与频率
梁体平整度(mm)	5	钢尺丈量
阴阳角(°)	5	尺量

2　对浇筑面积较大的混凝土或砂浆,应预留强度试块;新旧混凝土的粘结情况可通过敲击法和钻芯取样检测,钻芯检测法应符合本规程第25章的有关规定。

3　桥梁混凝土表面涂装应无漏喷、流挂、针孔、气泡、色泽不均等异常情况。涂装表面应均匀平整。

桥梁混凝土表面涂装应符合表22.3.7.3规定。

表 22.3.7.3　桥梁混凝土表面涂装实测项目

项次	实测项目	规定值或允许偏差	检查方法和频率
1	总干膜平均厚度	≥设计厚度	涂装完成 7 天后进行测定。每 50m^{2}面积随机检测一个点,测点总数不小于 30 个
2	总干膜最小厚度	≥0.75 设计厚度	

21.4 粘贴钢板加固技术

21.4.1 施工要求

1 钢板制作

1)钢板下料宜采用工厂自动、半自动切割方法,切割边缘表面光滑,无毛刺、咬口及翘曲等缺陷。

2)钢板粘合面可用喷砂或平砂轮打磨直至露出金属光泽,打磨纹路应与钢板受力方向垂直,钢板粘结面应有一定的粗糙度；钢板外露面必须除锈至呈现金属光泽并保持干燥。

3)按锚栓设计位置对钢板钻孔,孔的边缘应清除毛刺。

2 胶黏剂应满足设计要求的各项力学指标和耐久性要求。其质量应符合本规程第4章的相关规定。

3 植螺栓

1)采用植筋法安装螺栓时,应采用与螺栓直径配套的钻头进行钻孔。螺栓的成孔直径参照本规程附录A表A.5.1-1确定。

2)在钻孔前应探明钢筋位置,并作标记,当钻孔与钢筋位置冲突时,适当调整孔位,并按调整的孔位安装钢板。

3)钻孔应清理干净,保持干燥,不得有油污。

4)植螺栓的施工工艺参照本规程附录D执行。

4 钢板的安装与锚固

1)钢板粘贴应选择干燥环境下进行。

2)将配好的胶黏剂均匀地涂抹在清洁的混凝土和钢板条粘结面上。立面涂胶应自上而下地进行。

3)钢板条粘结面上的抹胶可中间厚两边薄,板的中央涂抹胶的厚度为3～5mm。将钢板平稳对准螺栓孔并迅速拧紧螺帽,使钢板与混凝土紧密粘合,清除挤出的多余胶黏剂。钢板加压的顺序应由中间向两边对称进行。

4)钢板厚度大于5mm时,采用压力注胶粘结,先用封边胶将钢板周围封闭,留出排气孔,在钢板低端粘贴注浆嘴并通气试漏后,以不小于0.1MPa的压力压入胶黏剂,当排气孔出现浆液后停止加压,并用封边胶封堵,再以较低压力维持10min以上。

5 加固所用的钢板应按设计要求进行涂装防护处理。

21.4.2 质量检验与验收

1 锚栓的植入深度应符合设计要求,钻孔深度偏差不应大于5mm。

2 目测钢板边缘的溢胶色泽应均匀,胶体应固化。

3 钢板的有效粘结面积应不小于95%,可采用以下三种方法检查：

1)敲击检测法。

2)超声波检测法。

3)红外线检测法。

21.5 粘贴碳纤维加固技术

21.5.1 施工要求

1底层处理

1)用裂缝修补胶灌注结构裂缝,其施工工艺应符合本规程第20.2节的相关规定。

2)将混凝土表面剥落、疏松、蜂窝、腐蚀等劣化部分清除,并进行清洗、打磨,待表面干燥后,用修补材料将混凝土表面凹凸部位修复平整。如果有毛刺,应用砂纸打磨。找平面用手触摸感觉干燥后,才能进行下一工序的施工。

3)粘贴处阳角应打磨成圆弧状,阴角以修补材料填补成圆弧倒角,圆弧半径不应小于25mm。

2涂刷底胶

1)调制好的底胶应及时使用,用一次性软毛刷或特制滚筒将底胶均匀涂抹于混凝土表面,不得漏刷、流淌或有气泡。待底胶固化后检查涂胶面,如涂胶面上有毛刺,应用砂纸打磨平顺,如胶层被磨损,应重新涂刷,固化后方可进行下一道工序。

2)底胶固化后应尽快进行下一道工序,若涂刷时间超过7d,应清除原底胶,用砂轮机磨除,重新涂抹。

3粘贴纤维复合材料

1)雨天或空气潮湿条件下不宜施工。对玻璃纤维复合材料,相对湿度不宜大于80%。如确需在潮湿的构件上施工,必须烘干构件表面或采用专门的胶黏剂。

2)纤维复合材料粘贴宜在5℃～35℃环境温度条件下进行,胶黏剂的选用应满足使用环境温度的要求。

3)在待加固的混凝土表面按照设计图纸放样,确定纤维复合材料各层的位置。

4)按照设计尺寸裁剪纤维复合材料,纤维复合材料搭接长度不宜小于100mm,搭接位置宜避开主要受力区。裁剪的纤维布材必须呈卷状妥善摆放并编号。已裁剪的纤维复合材料应尽快使用。

5)粘贴纤维复合材料前应对混凝土表面再次拭擦,确保粘贴面无粉尘。混凝土表面涂刷胶黏剂时应做到胶体不流淌；胶体涂刷不出控制线；涂刷均匀。

6)粘贴立面纤维复合材料时应按照由上到下的顺序进行。用滚筒将纤维复合材料从一端向另一端滚压,除去胶体与纤维复合材料之间的气泡,让胶体渗透到纤维复合材料,浸润饱满。选用的滚筒应在滚压过程中不产生静电作用。

7)当采用多条或多层纤维复合材料加固时,在前一层纤维布表面用手指触摸感到干燥后立即涂胶黏剂粘贴后一层纤维复合材料。

8)最后一层纤维复合材料施工结束后,在其表面均匀涂抹一层浸渍树脂(面层防护),自然风干。

9)对于受弯构件宜在受拉区沿轴向平直粘贴纤维复合材料进行加固补强,并在主纤维方向的断面端部进行锚固处理。

10)当采用碳纤维板加固时,不宜搭接,应按设计尺寸一次完成下料。

21.5.2 质量检验与验收

1 碳纤维复合材料施工质量检验及验收标准应符合表20.5.2.1要求,其他纤维复合材料参照相关标准执行。

表 20.5.2.1 碳纤维复合材料粘贴质量检验实测项目

项次	检验项目			合格标准	检验方法	频 数
1	碳纤维布材粘贴误差			中心线偏差≤10mm	钢尺测量	全部
2	碳纤维布材粘贴			≥设计数量	计算	全部
3	粘贴	空鼓面积之和与总粘贴面积之比		小于 5%	小锤敲击法	全部或抽样
		胶黏剂	板材	2mm±1.0mm	钢尺测量	构件 3 处

	质量	厚度	布材	＜2mm		
		硬度(布材)		＞70°	测量	—

2　现场粘贴金属块进行加载试验,观察破坏形式,判断粘贴效果是否合格。试验要求应符合《混凝土结构加固设计规范》(GB 50367—2006)的相关规定。

21.6　体外预应力加固技术

21.6.1　施工要求

体外预应力加固体系由预应力钢筋(束)、锚固系统、转向装置、水平束定位装置等组成。

1　预应力钢筋加工与运输

1)预应力所用的粗钢筋、钢绞线等预应力材料在下料安装之前要密封包裹,防止锈蚀。

2)运输过程中要防止钢材之间相互碰撞而变形损坏。预应力材料必须保持清洁,在存放和搬运过程中应避免机械损伤和锈蚀。如材料进场后需长时间存放,必须安排人员定期进行外观检查。仓储保管时,仓库应干燥、防潮、通风良好、无腐蚀性气体和介质；室外保管时,时间不宜超过6个月,不得直接堆放在地面上,必须采取下面垫以枕木并在其上用防雨布覆盖等有效措施,防止雨露和各种腐蚀性气体、介质的影响。

3)钢绞线、精轧螺纹钢筋应采用切断机或砂轮锯切断,不得采用电弧切割。预应力筋的下料长度应通过计算确定,计算时应考虑张拉设备所需的工作长度、冷拉伸长值、弹性回缩值、张拉伸长值和外露长度等因素。

2　安装及张拉

1)按设计要求增设转向装置或齿板,并安装锚具。

2)对称、均衡张拉至设计吨位,施加张拉力次序可为：0→15%→0→50%→80%→100%。张拉方法按现行《公路桥涵施工技术规范》(JTG F50)的相关规定执行。

3　施工监控

在控制张拉力和伸长量的同时,应对旧桥控制截面和关键位置的应变及主梁挠度进行监控。

4　齿板、转向块(板)及滑块

1)齿板

①按照设计图纸进行齿板放样,若原结构预应力筋与新增齿板位置冲突时,应经设计同意后方可调整齿板位置。

②凿除底板混凝土保护层,漏出新鲜混凝土面,将混凝土碎渣清理干净,使底板纵向和横向钢筋外露,并对钢筋除锈。

③按照设计要求植筋。待固化后绑扎齿板钢筋骨架,调准锚具位置及角度。

④立模浇筑齿板混凝土,待混凝土强度达到设计值后方可张拉预应力束。

2)转向块

新浇混凝土转向块与梁体间连接处须凿毛处理,需植筋时可参照本规程附录A的相关要求执行。

3)滑块

①当滑块为混凝土构件时,应预留预应力钢筋孔道。

②水平滑块的钢垫板需粘贴在梁的底面。当在水平滑块上设置聚四氟乙烯滑板时,可将其预先粘贴在钢垫板上或滑块的顶面上。水平预应力钢筋的定位座可粘贴在跨中梁底位置。

5　防腐与防护

体外预应力筋张拉结束后应按设计要求进行防腐处理。当体外预应力筋采用成品索,可不采取防腐措施。

21.6.2 质量检验与验收

体外预应力加固的张拉控制及尺寸偏差应符合表20.6.2。

表20.6.2 体外预应力张拉力及尺寸偏差实测项目

项次	检查项目		规定值或允许偏差	检查方法与频率
1	钢索坐标(mm)	梁长方向	±30	尺量：抽查50%；各转折点
		梁高方向	±10	
2	张拉力值		符合设计要求	查油压表读数：全部
3	锚固后有效预应力		不超过设计锚固后有效预应力值的±5%	压力传感器；抽查30%
4	张拉伸长率		符合设计要求,设计未规定时,±6%	尺量：全部
5	断丝滑丝数	钢束	每束1根,且每断面不超过钢丝总数的1%	目测；每根(束)
		钢筋	不允许	

21.7 增大截面加固技术

21.7.1 施工要求

1 一般要求

1)构件结合面的处理：应凿除原构件混凝土缺陷部分,构件结合面凿毛凹凸差不宜小于6mm,并露出粗骨料。

2)对原有钢筋应除锈,当受力钢筋需焊接时,施焊前应采取措施避免烧伤混凝土。

3)在原结构上植筋,其方法和技术要求应符合本规程附录A的规定,新增钢筋骨架应与锚筋连成整体。

4)在浇筑混凝土前,原混凝土表面应清洗干净并保持清洁湿润。

5)外包混凝土的支架、模板应满足强度、刚度和稳定性的要求。当外包混凝土体积较大时,应对支架进行预压,浇筑过程中逐步卸载。

6)外包混凝土浇筑施工技术要求按现行《公路桥涵施工技术规范》(JTG F50)相关规定执行。

2 其他要求

1)接长盖梁时应凿除连接部位的混凝土保护层,露出钢筋,新接长的钢筋应与原主筋焊接。新旧混凝土连接表面应粗糙,宜做剪力槽。加宽盖梁应植筋。

2)墩台身裂缝应压浆封闭处理,其缺陷部分应先凿除并清理干净。墩台身表面凿毛,凹凸差不宜小于6mm,清除松散颗粒。

3)桥台加固侧墙及台身前缘采用现浇钢筋混凝土补强,在原石砌台身内植入连接钢筋。

4)增大基础时,应将原基础存在的缺陷清理至密实部位,将结合面凿毛,按设计要求植筋,并与新增的钢筋骨架连成整体,确保新旧混凝土结合牢固。

5)承台增大截面施工应符合下列要求：

①应先处理原承台存在的缺陷。

②混凝土表面凿毛处理后,应冲洗干净,浇注混凝土前应保持湿润清洁。

③对原有钢筋应进行除锈处理,并应逐根分区分层进行焊接。

21.7.2　质量检验与验收

1加固施工使用的主要材料性能,应在加固工程现场取样进行检验,检验结果应符合设计及相关规范要求。结合面使用界面剂时,界面剂应符合设计及相关规范要求

2　结构模板安装,在无设计要求时,质量检验及验收标准应符合表20.7.2.2要求。植筋施工质量检验应符合本规程附录A要求。

表 20.7.2.2 结构模板安装质量检验及验收标准

项目		允许偏差(mm)	检测方法	频数
截面内部尺寸	梁、柱	+5,0	钢尺测量	构件的数量的10%,且不少于3件
	承台、基础	±30	钢尺测量	
模板标高	梁、柱	±10	钢尺测量	
	承台、基础	±15	钢尺测量	
受力钢筋保护层厚度	梁、柱	±10	钢尺测量	
	承台、基础	±15	钢尺测量	

3　钢筋及预埋件安装,无设计要求时,其质量及验收标准应符合表20.7.2.3 要求。

表 20.7.2.3 钢筋及预埋件安装质量及验收标准

检查项目		允许偏差(mm)	检测方法	频数
钢筋骨架尺寸	长度	±10	钢尺测量	构件的数量的10%,且不少于3件
	宽、高或直径	±5	钢尺测量	
受力钢筋排距		±5	钢尺测量两端中间各一点取最大值	
受力钢筋间距	梁	±10		
	柱、基础	±20		
箍筋间距		±20	钢尺量连续三档,取最大值	
受力钢筋保护层厚度	梁、柱	±5	钢尺测量	
	基础	±10	钢尺测量	
预埋件中心线位置		3	钢尺测量	
预埋孔中心线位置		10	钢尺测量	
预留孔洞	中心位置	3	钢尺测量	
	截面内部尺寸	+10,0	钢尺测量	

注：1 检查预埋件及植筋的中心线位置时,应沿纵横两个方向量测,并取其中的较大值。

2 受力钢筋保护层厚度的合格率应达到90%以上,且不得超过表中数值1.5倍的尺寸偏差。

3 绑扎或焊接的钢筋网和钢筋骨架不得有变形、松脱和开焊。

4　表面应密实、平整、光洁、无明显施工缝、色泽一致、边角线平顺,且不出现裂缝。如有蜂窝、麻面,其面积不超过结构同侧面积的0.5%。

5　拆模后结构尺寸质量检验及验收标准应符合表20.7.2.5要求。

表 20.7.2.5 结构尺寸质量检验及验收标准

项目		允许偏差(mm)	检测方法	频数
梁、柱截面尺寸	高度	+5,-10	钢尺测量	构件的数量的 10%,且不少于 3 件
	宽度	±20	钢尺测量	
	顶、底、腹板或梁肋厚	+10,0	钢尺测量	
承台、基础截面尺寸		±30	钢尺测量	
钢筋保护层厚度	梁、柱	+10,-7	仪器检测	
	承台、基础	+15,-10		

6　新旧混凝土结合面粘结质量应良好。锤击或超声波检测判定为结合不良的测点数不应超过总测点数的10%,且不应集中出现在主要受力部位。

21.8　预应力高强钢丝绳网片+聚合物砂浆外加层加固技术

21.8.1　一般规定

1　预应力高强钢丝绳加固混凝土结构构件施工应由具有专业施工资质的企业承担。

2　预应力高强钢丝绳加固混凝土结构构件时，应完全卸除作用在被加固构件上的活荷载，并应计算加固对结构中其他构件可能产生的影响。

3　当施工环境温度低于5℃时，应停止砂浆、胶粘剂、锚固胶或植筋胶的施工或采取有效的保温措施。

4　施工材料进场应按相关规定进行检验，并应按说明书要求使用或操作。

5　胶粘剂、锚固胶或植筋胶的施工界面应干燥，每次的拌合量宜在30min内使用完毕。

21.8.2　表面处理

1　加固施工前，应清除被加固结构构件表面的剥落、疏松、蜂窝、腐蚀等劣化混凝土，并应凿毛处理，露出混凝土新鲜骨料，表面粗糙不应小于5mm。

2　除受弯加固外，应对混凝土结构构件的棱角进行倒角处理。

3　混凝土结构构件经凿毛、倒角处理后，应去除浮浆、浮尘等杂质，并应在涂抹砂浆前涂刷界面剂。

21.8.3　锚固系统定位安装

1　锚具应按设计制作，并应与锚板焊接，且焊接应在锚板锚固施工前完成。

2　锚板锚固位置应按设计放线、定位、开槽。

3　锚板与混凝土接触面应采用涂抹或灌注的方式满涂胶粘剂，并通过锚栓或植筋将锚板与原结构锚固成一体。

4　胶粘剂、锚固胶、植筋胶等应在完全固化并达到强度要求后，方能进行高强钢丝绳的张拉施工。

21.8.4　高强钢丝绳下料及锚固

1　预应力高强钢丝绳受弯加固混凝土梁施工时，应按下列规定进行预应力高强钢丝绳下料及张拉：

1)钢丝绳下料前，应先通过试验实测张拉控制应力下拉应变（ε）,锚具外缘尺寸（L_i），并应按下式计算预应力高强钢丝绳的下料长度（L_0）（图 5.4.1.1-1）：

$$L_0 = L_i/(1+\varepsilon)+2L_e \qquad (20.8.4.1)$$

式中：L_e——钢丝绳锚固端预留长度（mm）。

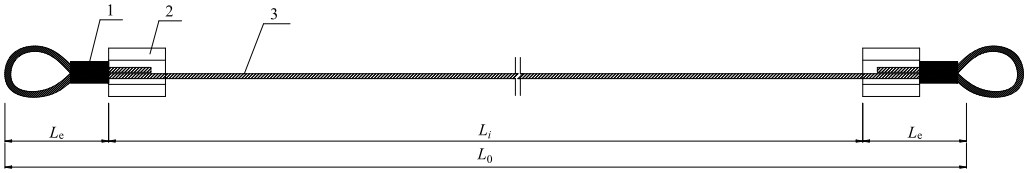


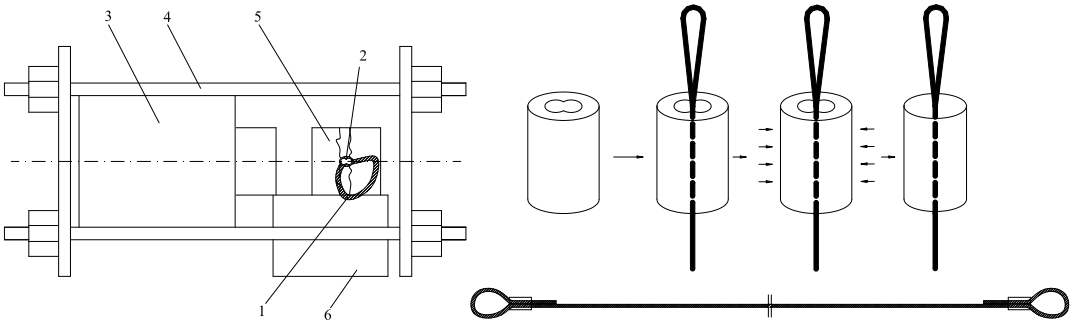
图 20.8.4.1-1　预应力高强钢丝绳的下料长度

1—锚头；2—锚具；3—钢丝绳

2)每根预应力高强钢丝绳应在其设置的槽道内预紧，并应编号与锚具槽道一一对应。

3)预应力高强钢丝绳端部应折成双股穿入套管内孔，采用挤压模具对套管强力挤压，使预应力高强钢丝绳与挤压套管形成整体（图20.8.4.1-2）。套管挤压前，模具结合面及模腔应预先清洁；挤压时，套管截面长轴应与加压方向一致，且套管应与模腔槽口完全对齐后再实施挤压；挤压锚头应一次压制完成，且挤压过程中不得损伤钢丝绳。

4)锚头外观及尺寸应逐一检验，表面应光滑，无裂纹、飞毛和毛刺，尺寸应符合本规程表10.4.1.3的规定。



（a）锚头压制示意　　（b）锚头压制过程示意

图 20.8.4.1-2　锚头压制

1—钢丝绳；2—铝合金套管；3—千斤顶；4—反力架

5—压制模具；6—模具底座

5)预应力高强钢丝绳张拉前，应检查钢丝绳非张拉端锚头在锚具槽道内准确就位。

6)预应力高强钢丝绳张拉时应横向对称（图20.8.4.1-3），对称轴两边张拉完成的高强钢丝绳的数量之差不应多于3根。

7)受弯加固混凝土结构构件的下表面与预应力高强钢丝绳之间应设置直径不小于12㎜的圆钢棒。

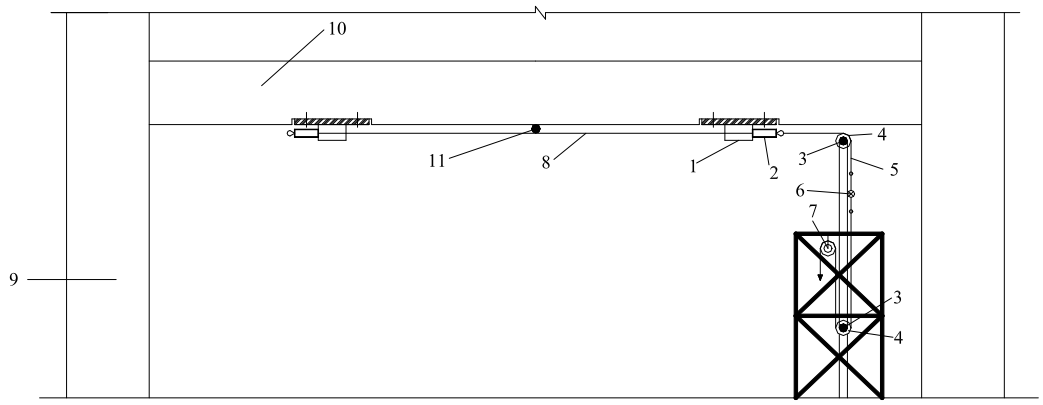


图 20.8.4.1-3 钢丝绳张拉示意图

1— 锚具；2—锚头；3—固定钢管；4—转向轮；5—张拉绳；6—拉力计

7— 张拉设备；8—钢丝绳；9—原结构混凝土柱；10—被加固构件；11—反力点

2　预应力高强钢丝绳对混凝土梁斜截面受剪加固施工时，高强钢丝绳的下料及张拉应与受弯加固时预应力高强钢丝绳的下料及张拉方法一致。

21.8.5　砂浆涂抹

1　砂浆应分层涂抹，每层的压抹厚度不应超过25mm，两层砂浆之间的涂抹时间间隔应以前一层砂浆初凝为准。

2　砂浆涂抹厚度，可采用埋设混凝土预制块的方法控制，达到设计厚度要求时，应作好压抹收光。

3　砂浆压抹收光后的30min至4h内，应进行养护，并应防止砂浆涂抹部位收到冲击。

4　砂浆干燥后宜进行表面涂装。

21.8.6　质量检验与验收

1　高强钢丝绳应在加固工程现场取样检验，并应符合下列规定：

1)高强钢丝绳应每5000m作为一检验批次，每批次取样不应少于10根，不足5000m时，应按一批取样；

2)高强钢丝绳的尺寸、外形、重量、锌层质量等应按现行行业标准《镀锌钢绞线》（YB/T 5004）规定验收。

2　锚固系统检验应符合下列规定：

1)锚固与锚板的材料应符合本规程第10.4.1.7条的规定，锚具与锚板焊接宜在工厂完成，焊接质量应按现行国家标准《钢结构焊接规范》（GB 50661）的规定进行检验；

2)胶粘剂、锚固胶及植筋胶的类别、规格应符合设计要求，安全性指标应分别符合现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》（GB 50367）对粘钢用胶粘剂的规定和对锚固用胶粘剂A级胶的规定；

3)锚孔质量检查应包括锚孔位置、直径、深度、垂直度以及清孔情况等，按现行行业标准《混凝土结构后锚固技术规范》（JGJ 145）的规定检验；

4)群锚纵横排列应符合设计规定，安装后的锚栓外观应排列整齐、外露部分长短一致。

3　高强钢丝绳及锚固系统检验应符合下列规定：

1)应测量高强钢丝绳的应力-应变关系曲线，试验方法及其力学性能应按现行行业标准《预应力高强钢丝绳加固混凝土结构技术规程》（JGJ/T 325）附录A规定执行；

2)锚头应做静拉力试验检验，对于承受动力荷载的结构还宜进行振动冲击试验检验，并应符合下列规定：

①锚头应制成钢丝绳锚固试样进行静拉力试验，且每1000根高强钢丝绳随机抽检5根，不足1000根时，按5根取样；

②锚头静拉力试验应在预应力锚具试验机上进行，并应采用与实际工程相同的锚头、锚具；在加载至高强钢丝绳破断前，锚头应无滑移；加载至钢丝绳破断时，锚头不得损坏；

③振动冲击试验在疲劳机上进行，锚头应承受沿钢丝绳轴向的交变应力，交变应力值应为钢丝绳最小破断拉力的15%~30%，试验频率不得超过250次/min，振动冲击次数不得小于1×105次，锚头应无滑移、裂纹；

④任一根试样静拉力试验或振动冲击试验不合格时，应加倍抽样检验，再不合格时，应判定为不合格，并应重新选料；

3)预应力高强钢丝绳张拉控制应力应采用拉力计检验、校核，拉力值偏差应在±100N范围内，且拉力计应每张拉2000根标定一次；

4)预应力高强钢丝绳张拉后，应逐根检查预应力度是否张拉到位，锚头有无滑移，发现异常应及时更换处理。

4　砂浆涂抹检验应符合下列规定：

1)砂浆在施工过程中应留样检验，应每200㎡取样一批，不足200㎡按一批取样，每批取样测试抗折、抗压强度两个指标，每个指标试件留样不得少于1组；

2)砂浆涂抹质量可用小锤敲击法检查，单块空鼓面积超过10cm2时，应凿除表层砂浆，重新涂抹密实。

5　锚固系统验收应符合下列规定：

1)锚具及槽道尺寸应符合本规程表10.4.1.5的规定；

2)锚具与锚板之间焊缝应饱满，表面无裂纹、气孔、夹渣等，焊缝高度不应小于设计要求；

3)锚栓或植筋的直径、位置及植入深度等应符合设计要求；

4)锚板边缘的溢胶应色泽均匀，胶体应完全固化；

5)隐蔽工程应检查过程控制质量检查记录，包括锚具及槽道尺寸检查、焊缝检查、锚孔质量检测、胶粘剂均匀性检查记录等。

6　钢丝绳及锚头验收时，应检查下列内容：

1)钢丝绳力学性能检验报告；

2)锚头外观

3)锚头静拉力试验检验报告

4)预应力钢丝绳伸长量、张拉力值记录。

7　砂浆性能指标应符合本规程表4.10.1的规定。砂浆涂抹现场验收时，应检查砂浆涂抹层厚度检查记录、空鼓检验结果及整改记录。

8　工程验收时，除去应对检验项目的文件资料进行检查与验收外，还应到工程现场进行逐项检验、验收。

21.9　预应力碳纤维板锚固体系加固技术

21.9.1　预应力碳纤维板锚固体系应包含预应力碳纤维板、锚具组装件及固定、张拉装置等。预应力碳纤维板及锚具应在工厂预制化组装生产组合为预应力碳纤维板-锚具组装件，严禁在施工现场组装，且应为机械式锚固，不应为粘结式锚固，以最大限度降低人工误差及胶粘剂老化的影响，保证

锚具组装件的锚固可靠性；张拉装置应在施工前安装固定在构件上，且张拉完成后用于张拉的工具——张拉工装应可立即拆除。

预应力碳纤维板锚固体系的结构形式如下图1所示：

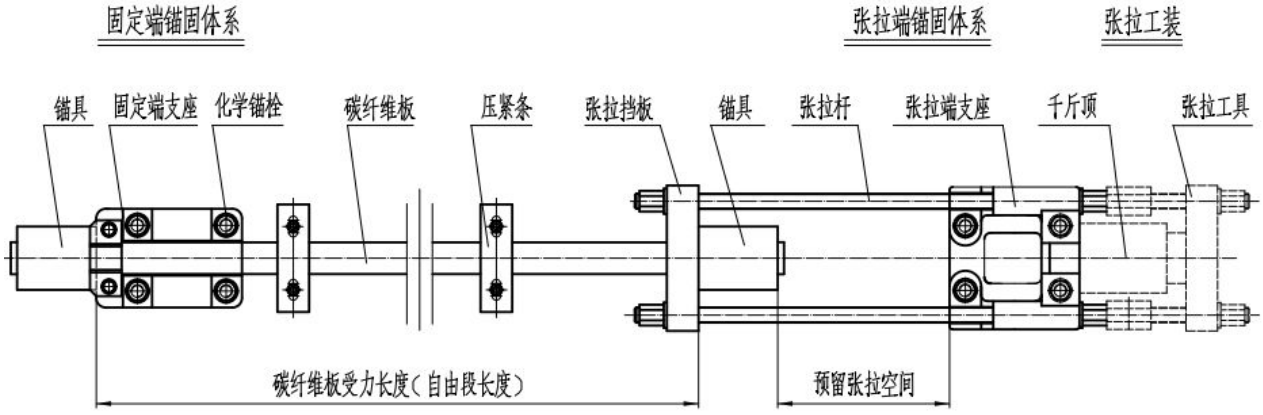


图 1 预应力碳纤维板锚固体系结构图

21.9.1.1 预应力碳纤维板

1 主要规格

碳纤维板按宽度和厚度进行分类，主要规格如表1。

表1 预应力碳纤维板主要规格

碳板型号	碳板规格	宽度（mm）	厚度（mm）
CFP50-1.4	50×1.4	50	1.4
CFP50-2.0	50×2.0	50	2.0
CFP50-3.0	50×3.0	50	3.0
CFP100-1.4	100×2.0	100	2.0
CFP100-2.0	100×3.0	100	3.0

其中在工程应用中，常用碳板规格为50×2.0、50×3.0、100×1.4、100×2.0等。

2 技术指标

预应力碳纤维板的技术性能应符合表 2 的要求。

表2 预应力碳纤维板技术性能指标表

序 号	技 术 性 能	单 位	指 标 要 求	
			A 级板	B 级板
1	拉伸强度	MPa	≥2600	≥2400
2	受拉弹性模量	MPa	≥1.7×10^5	≥1.6×10^5

3	伸长率	%	≥1.7	≥1.6
4	层间剪切强度	MPa	≥50	≥50
5	纤维复合材与基材正拉粘结强度	MPa	对混凝土和砌体基材：≥2.5，且为基材内聚破坏； 对钢基材：≥3.5，且不得为粘附破坏	
6	纤维体积含量	%	≥70	≥65

3 预应力碳纤维板的尺寸偏差要求

预应力碳纤维板的尺寸偏差应符合表3的要求。

表3 预应力碳纤维板尺寸偏差表

长度偏差	宽度偏差	厚度偏差
0～10mm	0～0.5mm	0～0.1mm

21.9.1.2　　预应力碳纤维板-锚具组装件

1　锚具组装件的结构

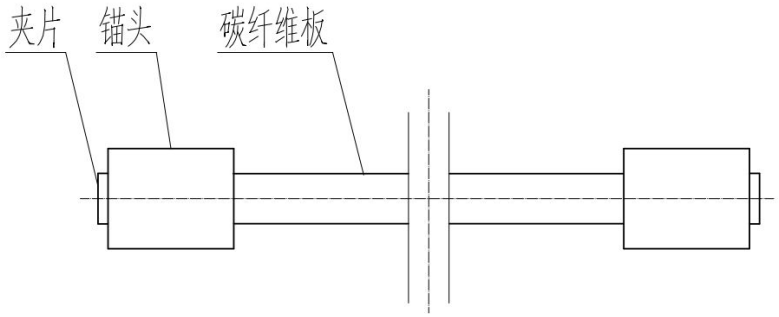


图 2 锚具组装件结构图

2 锚具组装件的技术性能要求

预应力碳纤维板锚具组装件应符合表 4 的要求。

表 4 预应力碳纤维板锚具组装件技术性能指标表

序 号	技 术 性 能		单　位	指 标 要 求
1	静载锚固性能	锚固效率系数	%	≥95
		总应变		≥1.2
2	疲劳荷载性能		-	通过循环次数为 200 万次的疲劳荷载试验
3	周期荷载性能		-	通过循环次数为 50 次的周期荷载试验
4	应力松弛性能		-	经 1000h 松弛试验后松弛率≤4.5%

注：在预应力碳纤维板-锚具组装件达到实测极限拉力时，应当是由预应力碳纤维板的断裂，而不应由锚具的滑移、破坏所致。

3 锚具组装件的试验要求

锚具组装件应满足（FIP1993 后张预应力体系验收建议）的要求，主要性能试验有：

1） 静载锚固性能

用预应力碳纤维板锚具组装件静载试验测定的锚具效率系数η_a和达到实测极限拉力时组装件受力长度的总应变ε_{apu}，来判定锚具的静载锚固性能是否合格。

锚具效率系数η_a按式（1）计算：

$$\eta_a = \frac{F_{apu}}{f_{ptk} \cdot A_{pk}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

锚具的静载锚固性能应同时满足下列两项要求：

$\eta_a \geqslant 0.95$； $\varepsilon_{apu} \geqslant 1.2\%$

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的发散性断裂，锚具与碳纤维板之间不应发生滑移，锚具零件不得有明显变形。

2 ） 疲劳荷载性能

预应力碳纤维板-锚具组装件，除应满足静载锚固性能外，尚应满足循环次数为200万次的疲劳性能试验。

疲劳试验时，应力上限应为预应力碳纤维板抗拉强度标准值f_{ptk}的65%，疲劳应力幅度不应小于100MPa。工程有特殊需要时，试验应力上限及疲劳应力幅度取值可另定。

试件经受200万次循环荷载后，锚具组装件不应疲劳破坏。预应力碳纤维板不应发生疲劳破坏，必须保持100%完好无损。

3） 周期荷载性能

在有抗震要求的结构中使用的锚具，预应力碳纤维板－锚具组装件还应满足循环次数为 50 次的周期荷载试验。

试验应力上限应为预应力碳纤维板抗拉强度标准值f_{ptk}的80%，下限应为预应力碳纤维板抗拉强度标准值f_{ptk}的40%。

试件经50次循环荷载后预应力碳纤维板在锚具夹持区域不应发生破断。

4 ） 应力松弛性能

试样受力长度应≥1m。

试验期间，试样的环境温度应保持在20℃±2℃内。

碳纤维板初始负荷应为碳板拉伸强度标准值f_{ptk}的70%，也可根据客户要求选取其他负荷百分数。

初始负荷应以200MPa/min左右的加载速度在10min内均匀施加完毕，持荷2min后开始记录松弛值。

允许用至少100h的测试数据推算1000h的松弛率值。

经1000h后松弛率不应大于4.5%。

21.9.1.3 锚固体系规格尺寸

整个锚固体系的外形尺寸应符合图3、图4、表5的要求。

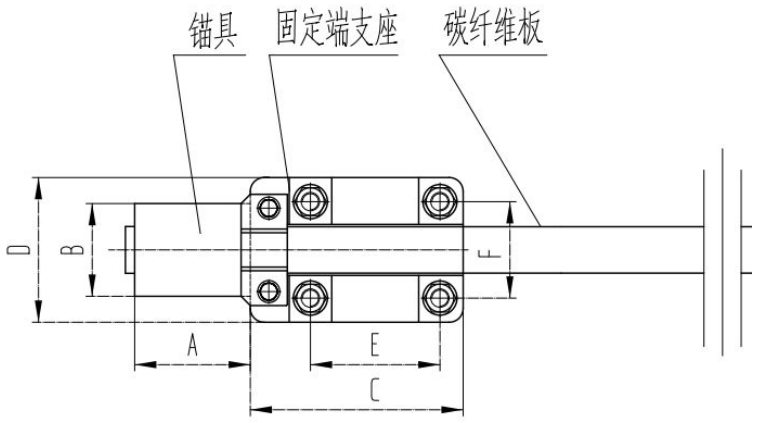


图 3 固定端锚固体系构造图

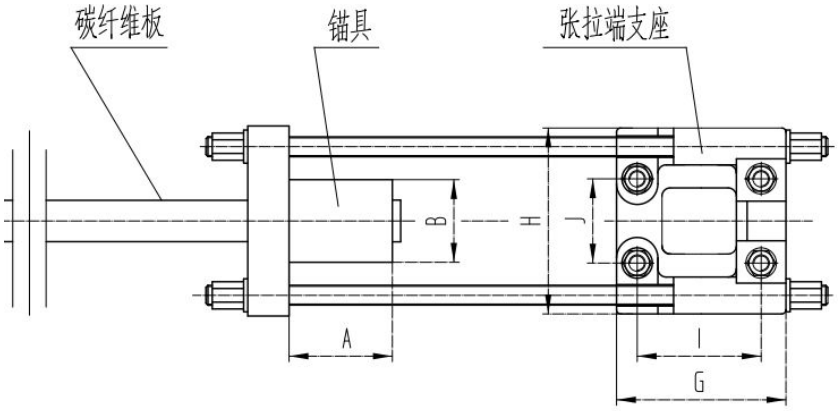


图 4 张拉端锚固体系构造图

表 5 锚固体系主要部件尺寸表

适用碳板规格	锚具 A×B（mm）	固定端支座 C×D（mm）	固定端化学锚栓 E×F（mm）	张拉端支座 G×H（mm）	张拉端化学锚栓 I×J（mm）
50mm宽碳板	125×100	230×156	140×104	205×225	150×102
100mm宽碳板	150×150	230×206	140×154	205×245	150×120

注：以上各尺寸为设计要求的标准尺寸，根据实际工程需要可适当增减。

21.9.1.4 碳板粘贴胶

碳板粘贴胶填充在碳纤维板与所加固构件之间的缝隙，待胶体固化后将碳纤维板与构件紧密粘结，起到将碳纤维板的预应力均匀传递、分散到构件整体的作用。其技术性能应符合表 6 的要求。

表 6 预应力碳纤维板粘贴胶技术性能指标表

序 号	技 术 性 能	单 位	指 标 要 求
1	拉伸强度	MPa	≥40
2	受拉弹性模量	MPa	≥2400
3	伸长率	%	≥1.5
4	抗弯强度	MPa	≥50
5	抗压强度	MPa	≥70
6	钢-钢拉伸抗剪强度	MPa	≥14
7	钢-混凝土正拉粘结强度	MPa	≥2.5，混凝土内聚破坏
8	不挥发物含量	%	≥99

21.9.1.5 化学锚栓

化学锚栓用于安装固定端支座及张拉端支座，使用时每端支座植筋、安装化学锚栓的数量不应低于4件，且碳纤维板的张拉力应低于每端所用的总的化学锚栓的建议设计抗剪力。其技术指标要求如表7。

表 7 化学锚栓设计参数表

螺杆尺寸	螺杆应力截面积,mm^2	建议设计抗拉力,kN	建议设计抗剪力,kN	破坏锚固力,kN（破坏形态为锚栓断裂）	钻孔直径D,mm	钻孔深度h,mm	最大安装厚度t,mm
M10x130	58.0	11.2	12.2	≥30.2	12	90	20
M12x160	84.3	17.4	17.8	≥43.8	14	110	25
M16x190	157	24.0	33.0	≥81.6	18	125	35
M20x260	245	43.2	51.9	≥127	25	170	60
M24x300	353	60.0	74.2	≥184	28	210	65
M30x380	561	79.1	120.0	≥292	35	280	65

21.9.2 材料检验要求

预应力碳纤维板锚固体系应有完整的设计文件、原材料的质量证明文件、制造批次记录、性能检验记录、第三方试验报告等，该类文件应具有可追溯性。

在进行抽检时，应至少进行3组锚具组装件的静载性能试验，其受力长度应≥1m，试验结果应符合表4静载性能的相关要求。

21.9.3 施工要求

21.9.3.1 张拉锚固工艺要求及锚固体系性能要求

1 锚栓植筋时应避开原有预应力波纹管及钢筋，植筋深度应满足相关规范及产品要求。张拉端应留有足够的张拉空间。

2 锚固体系应满足分级张拉及在张拉过程中张拉设备倒换行程时所需的锚固性要求。

3 锚固体系应满足可将碳纤维板反复张拉、放张的要求，应有防松、锁紧的措施，不得在多次张拉过程中有任何损坏，使用过程中应能保证操作人员的安全。

4 锚固体系应有完善的防腐措施。

5 碳纤维板的锚固应采用可靠的机械锚固方式，以便满足工程建设的耐久性要求。

6 锚固体系应满足最低设计张拉应力不低于碳纤维板极限破断力的 0.4 倍，最高设计张拉应力可达碳纤维板极限破断力的 0.65 倍，以便充分利用材料强度。

21.9.3.2 施工张拉要求

1 混凝土表面处理及裂缝修复

加固前需根据加固设计规范的相关要求对梁面缺陷及裂缝进行修复处理。

2 锚固区定位

1） 用钢筋探测仪确定钢筋、波纹管所在位置。

2） 在混凝土梁面按照设计图纸进行放样，采用钢尺、水平仪等进行定位，根据梁中心线初步预估位置，实际定位须考虑避让钢筋及波纹管进行调整。

3 基础清理找平

1） 在梁面需粘贴碳纤维板的部位，清除表面的各种杂质，除去表面 2～3㎜ 厚的砂浆层，直至露出坚实的骨料，磨去面上突出的 5㎜ 以上的毛刺，表面平整度要求≤5㎜/2m；或根据设计图纸要求。

2） 如表面低洼处较深，无法通过打磨方式获得平整效果，需在碳纤维板经过之处涂抹找平胶进行表面找平。

4 化学锚栓打孔、植筋

1） 锚固区打孔植筋：按设计图纸要求用电锤在锚固区及张拉区钻植筋孔，植入化学锚栓，化学锚栓植筋直径、深度等具体要求参见表 7。

2 ） 钻孔时应垂直梁体，孔洞与基面的垂直度为 90° ±2° ，孔洞中心距离的误差≤3 mm。

3） 钻孔时须用电吹风或清孔器吹出孔内灰尘，再用毛刷刷除余尘，如此反复 3 次，将杂质彻底清理干净，植化学锚栓前用丙酮或酒精擦拭孔壁、孔底和锚栓，必须确保孔壁、孔底和锚栓清洁，无油污、灰尘等杂质。

4 ） 确认化学锚栓的玻璃管锚固包无外观破损、药剂凝固等异常现象之后才可使用。将药包玻璃管圆头朝内放入洁净的植筋孔，推至孔底。

5） 用电锤将螺杆缓慢旋转强力植入孔底，以使玻璃管挤压破碎并强力混合锚固药剂，但不应采用重锤或扳手将螺杆强行锤入的冲击方式植入。

6 ） 当旋至孔底时立即停止旋转，确保螺杆顶端在同一平面上且与基面垂直，并能与锚固支座配合紧密。

7） 在化学锚栓凝胶后至完全固化前的时间内避免触动或振动，按照下表 8 要求进行操作，需等待锚栓完全固化后才能进行下一步工序压紧条打孔植筋。

表 8 化学锚栓施工时间参数表

施工温度	可操作时间	固化时间
-5℃	20min	300 min
5℃	12min	90 min
15℃	5min	45 min
25℃	3min	25 min
35℃	2min	15 min

8） 在碳纤维板粘贴路径上约每隔 3 米（或根据实际情况确定间距）植入 2 颗 M10 的化学锚栓（或膨胀螺栓）。

5 安装固定端及张拉端锚固支座

1） 待化学锚栓完全固化后，将固定端、张拉端锚固支座与梁面相贴合的底面涂抹结构胶，抹胶时应中间厚两边薄，厚度≥3mm，分别安装在锚固区及张拉区上。

2） 安装碳纤维板锚具组装件，安装千斤顶，预紧至设计张拉力的 5%。

3 ） 将装置周围挤出的结构胶清理干净，在预紧期间结构胶未固化的情况下适当调整固定端及张拉端支座位置。根据当时环境温度，支座应放置 0.5～3 天才可进行张拉施工，期间避免振动。

4 ） 检查碳纤维板，须确保安装的梁面与碳纤维板有至少 2mm 的缝隙，若梁面与碳纤维板有接触之处，需将该处打磨并保证间隙；

6 张拉碳纤维板

1） 拆下碳纤维板锚具组装件，将碳纤维板与梁面贴合的一面清洁干净，将配置好的碳纤维板粘贴胶用滚筒刷涂抹在碳纤维板上，抹胶时应中间厚两边薄，中间抹胶厚度≥5mm，如碳纤维板与梁面间距较大，抹胶厚度需相应增加。

2 ） 安装碳纤维板、千斤顶，按设计张拉控制应力进行张拉，分 4~6 级进行，实际张拉控制应变与碳板理论伸长量值的误差不得大于 6%。

3） 当张拉力施加到 100%时，拧紧锁紧螺母，记录数据并保压 2 分钟。观察无异常现象后千斤顶卸载，拆除工具拉杆、千斤顶，如螺杆过长可切除，须保留不少于 30mm 的余量。

7 安装压紧条

在碳纤维板上每隔 3 米处（或根据实际情况确定间隔距离）用螺栓安装固定一件压紧条。压紧条与碳纤维板接触面需涂抹黄油或塞一层橡皮垫，以免损伤碳板。

8 刷涂保护层

1） 在碳纤维板表面均匀刷涂一层防火漆或涂抹聚合物砂浆等表面防护剂。

2） 在两端锚具及支座表面喷涂环氧富锌漆或涂抹聚合物砂浆等表面防护剂。

21.9.4 质量检验与验收要求

21.9.4.1 基本要求

材料的各项技术指标应符合本规范及国家现行标准、规范的要求。

21.9.4.2 基面处理质量要求

混凝土表面粘贴预应力碳纤维板的表面应打磨1～3mm，保证表面平整且无粉尘，表面平整度要求≤5mm/2m。

21.9.4.3 预应力碳纤维板检查与验收要求

预应力碳纤维板及组装件应有厂家提供的质保书、合格证。现场拆卸需检查成品的外观，要求碳纤维板外观平整，无断丝、散丝、麻面、弯曲、开裂、凹陷等肉眼观察到或用手触摸可感知的缺陷。碳纤维板尺寸应满足本规范表3的要求。碳纤维板直线度应≤1㎜/m。

21.9.4.4 锚固体系安装检查与验收要求

碳纤维板中心线、锚具组装件、固定端装置及张拉端装置安装的容许误差为±5㎜。

21.9.4.5 粘贴质量要求

预应力碳纤维板受力长度之间的距离与构件之间应全部填充满碳板粘贴胶，常规涂胶厚度为≥5㎜，也可根据构件表面与碳纤维板的实际间隙情况增减涂胶厚度，但涂胶面积与碳纤维板的总粘贴面积之比应≤1%。

21.9.4.6 预应力碳纤维板张拉施工与验收要求

预应力碳纤维板张拉采用张拉力与伸长量双值控制，要求张拉力与伸长量同时满足相应理论值的要求，其与理论值的最大允许误差为±6%。

21.10 增设构件加固技术

21.10.1 一般规定

1　增设构件加固施工应满足本规程第20.7.1节相关要求。

2　增设钢构件加固时，应充分考虑周围环境的影响，采取有效的隔水防潮措施，做好钢构件防腐。

3　增设预应力加固时，应采用预应力钢筋低回缩量锚固体系，要求钢绞线张拉后锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩值不大于1mm。(删)

4　采用预应力钢筋作为连接件时，如需要在原结构钻孔，钻孔前应探明原有预应力钢筋和普通钢筋实际位置，严禁损伤原有预应力钢筋，尽量避免损伤原有普通钢筋。

5　采用锚栓或植筋作为连接件时，施工要求应满足《混凝土结构后锚技术规程》（JGJ 145-2013）相关要求。

21.10.2　质量检验与验收

1　增设构件加固施工质量检验与验收应满足本规程第20.7.2节相关要求。

2　采用锚栓或植筋作为连接件时，施工质量检验与验收应满足《混凝土结构后锚技术规程》（JGJ 145-2013）相关要求。

3　采用预应力钢筋作为连接件时，施工质量检验与验收应满足本规程第20.6.2节相关要求。

21.11　梁桥加固

21.11.1　桥面板补强加固

1　桥面板凿毛处理

先凿去桥面铺装层及桥面防水层，然后凿除梁顶面混凝土，使表面粗糙凹凸差不小于6mm。

2　桥面板若出现裂缝，按本规程第20.2节要求进行修补。

3　凿除梁顶面混凝土破损部分，被凿除部分可先行修补或与桥面混凝土补强层同时浇筑，修补完成后应恢复桥面防水层。

4　植锚固钢筋和布置加强钢筋

5　采用植筋方法设置锚固钢筋，植筋方法应符合本规程附录A规定。桥面板加强钢筋的施工应符合现行《公路桥涵施工技术规范》的相关规定。

6　浇筑混凝土前应清洁表面并保持湿润；新浇混凝土应振捣密实并及时养生。

7　运营中桥梁的加固，宜配制早强混凝土，并通过加强现场养生等有效措施来保证混凝土早期强度的增长。

8　空心板顶板厚度不足引起的桥面板破损和开裂，应凿除顶板厚度不足部分，在箱内立模，按设计厚度重新浇筑顶板混凝土，新浇筑顶板混凝土的强度等级不应低于原空心板混凝土强度等级。

9　空心板间铰缝或箱梁湿接缝混凝土破损时，应凿除破损处混凝土使表面整洁粗糙，按设计要求进行植筋和布置钢筋，并浇筑混凝土。

21.11.2　梁桥上部结构加固

梁桥上部结构加固可根据梁桥结构类型和桥梁病害情况采取增大截面加固、粘贴钢板加固、粘贴碳纤维加固、体外预应力加固、改变结构体系加固、增设构件加固或预应力高强钢丝绳加固，施工工艺及相关要求应符合本规程第20.4~20.9节相关规定。

21.11.3　质量检验与验收

1　总体要求

1)桥梁加固施工使用的主要材料性能，应在加固工程现场取样进行检验，并应符合设计要求。

2)新增混凝土强度的原位检测可采用超声-回弹综合法、钻芯法等方法。

2 施工质量检验及要求

各加固方法施工质量检验及要求应符合本规程第20.4~20.9节相关规定。

21.12 拱桥加固

21.12.1 拱上建筑拆除

1 拱上建筑拆除应严格按设计卸载程序进行。设计无要求时，应按对称、均衡原则进行拆除。对跨径较大的拱桥，拱上建筑拆除应做专门的卸载程序设计与相应的结构验算。

2 拱上建筑拆除时，应观测1/4跨、拱顶及其他控制截面的挠度和拱圈横向位移、结构开裂情况。多孔拱桥拱上建筑不能同时对称拆除时，还应观测相邻孔跨拱圈和墩台的变位，并详细记录。发现异常情况必须立即停止施工，并及时分析原因。必要时应采取安全措施或调整卸载程序。

3 大跨径拱桥拱上建筑拆除施工应在有效的监控下进行。

21.12.2 圬工拱桥加固

1 拱腹增设钢筋混凝土拱圈（套拱）加固

1)凿除拱圈剥落、松散、风化表层。套拱施工前应对拱圈的其他缺陷，如砌缝砂浆脱落、裂缝、掉块、空洞等进行修补。

2)严格按照设计进行原拱腹及拱座植筋，套拱新增钢筋应与原拱圈连接牢固。植筋深度按设计确定。植筋与主筋焊接时，应在外露长度15d外施焊；采用搭接时搭接长度应满足《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）要求。

3)浇筑套拱混凝土前应充分湿润原拱腹面。

4)应按设计程序浇筑混凝土，设计程序无明显规定时应按对称、均衡原则进行浇筑。

5)应采取有效措施保证新浇混凝土密实及与原结构密贴。

2 拱背增大截面加固

1)对拆除拱上建筑后的拱背应进行处理，避免松散砂浆或破损砌体的存在。

2)对拱圈缺陷应进行修补。拱圈裂缝处理按照本规程第20.2节的规定执行。

3)应按照设计进行原拱背及拱座植筋，新拱圈新增钢筋应与原拱圈连接牢固。植筋要求按照本规程附录A执行。

4)浇筑混凝土前应充分湿润原拱背面。

5)应按设计程序浇筑混凝土，设计无规定时，宜由两拱脚向拱顶对称浇筑。对跨径或宽度较大的拱桥，必要时可沿横向由拱桥中线向两侧对称、分环浇筑。

6)应按设计要求恢复拱上建筑。

7)应采取有力措施加快施工进度，做好交通分流工作。

3 更换砌块

1)更换破损的砌块应逐个或小批量分次进行。修补用砌块强度指标不应低于原砌块。

2)修补砌块的材质、色泽与原拱应尽量统一。

3)清理破损的砌块后应及时进行修补，必要时应采用临时支撑。

4)新砌块就位后应用楔子固定，并用干硬性砂浆砌筑，砂浆强度等级应高于原砂浆一级。

21.12.3 钢筋混凝土拱桥加固

1　桁架拱、刚架拱等采用增大截面、粘贴钢板、粘贴纤维复合材料、体外预应力等方法加固时，施工技术要求应符合20.4~20.7节规定。双曲拱、箱板（肋）拱增大混凝土截面加固时，其施工技术要求应符合本规程20.11.2节规定。

2　增设拱肋加固

1)安装新拱肋时，应在原拱肋拱顶部位等处设临时横向联系，保证施工过程的横向稳定。

2)支架现浇拱肋时，主筋应埋入墩台帽内，埋入深度按受拉钢筋计算确定。预埋钢筋与主筋焊接时，应在外露长度15d外施焊；采用搭接时搭接长度应满足《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）要求。

3)预制安装拱肋应在墩台帽凿出预留槽，深度与原拱肋预留槽一致。

3　横向连接加固

1)拱肋与横向联系或横隔板结合面应凿毛至露出粗骨料，凹凸差不小于6mm。

2)横系梁或横隔板底面钢筋应通长设置，其余横向主筋与骨料主筋可靠连接。

21.12.4　钢管混凝土拱桥加固

1　管内混凝土存在空洞时，通过钻孔浇筑聚合物混凝土进行处理。处理后应复原封口，打磨平整，并涂油漆，油漆颜色应与原涂料基本一致。

2　管内混凝土脱空时应用无收缩灌浆料填充。

1)在管内脱空段按1m左右间距钻孔，孔径10mm，在孔中插入长约100mm钢管作注浆管，用环氧树脂封口固定；

2)注浆压力控制在0.2~0.6MPa之间，注浆应按自下而上顺序进行。

3)灌浆料固化3d后，应用超声波及人工敲击检测。脱空部分填充饱满后，应复原封口，打磨平整，并涂油漆。

3　增设构件加固时，加固构件与主拱圈应采用高强螺栓连接，当需要焊接时，应进行工艺试验，并应采取有效措施避免高温损伤混凝土。栓接和焊接施工应符合本规程第20.13节规定。

21.12.5　中、下承式拱桥加固

中、下承式拱桥加固应符合本规程第20.11.3、20.11.4节规定，吊杆、系杆更换符合本规程第20.12.3、20.12.4节规定。

21.12.6　质量检验与验收

加固混凝土、钢筋、模板、焊接等的质量要求应符合现行《公路桥涵施工技术规范》的相关规定。钢管拱内脱空灌浆的工艺要求应符合被规程第20.2节相关规定。

21.13　悬索桥、斜拉桥加固

21.13.1　一般要求

1　本章适用于斜拉桥斜拉索、悬索桥吊索（杆）、拱桥吊索（杆）及系杆更换；锚碇加固。

2　悬索桥加劲梁、索塔以及斜拉桥主梁、索塔加固执行本规程第20.2~20.10、20.13节有关规定。

21.13.2　斜拉索更换

1　换索前应对桥梁进行详细检测，检测应包括下列内容：

1)索力变化以及与对应设计值的偏差；

2)梁、塔的变位、内力变化及与设计值的偏差；

3)防护体系损坏程度，拉索及锚固系统锈蚀程度及具体部位、钢丝断裂状况、拉索的损坏程度；

4)锚固区附近以及全桥其它构件混凝土损坏情况；

5)测量桥面控制点高程随温度的变化情况，分析桥面高程随温度变化的规律。

2　换索施工应在索塔、主梁及锚碇缺陷修复、加固完成后进行。

3　换索施工应符合下列规定：

1)换索前，应检查新旧索工作锚口是否匹配。

2)对换索过程进行结构分析计算，确定合理换索顺序，控制结构内力在允许范围内。严格按设计或施工监控给定的换索顺序换索，并严格控制换索区内的荷载。

3)调整索力时，宜避开日照对结构的影响，并避开交通量高峰时段。

4　换索施工时应对桥上交通实行三限（限载、限量、限速），必要时应短暂中断交通。

5　换索期间严禁将多余的机具、设备、材料、杂物等堆放在换索区域内。

6　换索施工应严格执行设计规定的程序及工艺要求，对梁、塔的变形和相邻索索力变化应进行全面监测。

7　卸索时应严格控制索力，分级同步卸载，分级荷载级差按设计要求进行。

8　卸索时应记录锚具大螺母松开时的位置及对应千斤顶油表读数，并进行两次放张，满足设计要求后方可卸索。

9　卸索过程中，应全过程跟踪观测梁顶高程的变化，并与理论监控计算值进行比较，如有异常，应立即停止卸索，待查明原因并处理后方可继续施工。

10　拉索张拉的顺序、级次和量值应按设计规定和监控要求执行。拉索张拉可于塔端或梁端单端进行。平行钢丝拉索应整体张拉。

11　拉索更换后，应立即在拉索铜套管处采取有效密封措施。拉索锚具在梁内及塔上的外露部分应予以防护。

12　换索过程监测应符合下列规定：

1)对影响范围内梁体的高程和索塔位移应进行四阶段桥面高程监测（梁体高程可采用桥面高程代表），分别为换索前、卸索、张拉、索力调整完毕。桥面高程监测可采用精密水准仪，为避免日照等对高程的影响，宜在夜间及温度趋于稳定时段进行观测。

2)必须跟踪测试被换拉索前后3～5组拉索索力，并与理论计算值进行比较。

3)换索过程中应监测主梁、索塔混凝土应变及裂缝变化情况。

4)换索工程竣工后，应对全桥拉索的索力及主梁高程进行测定，以检验换索效果，并作为验收的依据。

21.13.3　吊杆更换

1　吊杆运输、安装过程中，应有可靠的保护措施，防止碰伤锚具及PE索套，如有意外损伤应及时修补，并做好记录。

2　更换吊杆前应根据构造形式、施工设备等实际情况，设置工具吊杆。工具吊杆应进行设计计算，对工具吊杆施力时，应保证同步张拉，使吊杆受力平衡。

3　更换吊杆过程中，应连续监测桥面高程、吊杆内力及混凝土应力变化。新吊杆张拉应实行双控，以桥面高程控制为主，吊杆内力控制为辅。

4　对新换柔性索及刚性连接杆的尺寸、构造等根据现场情况应进行核对调整。当采用刚性连接杆时，应考虑吊杆长度、重量、索管长度的差别。

5　施工过程中新旧吊杆、工具吊杆之间的荷载转换应平稳。

21.13.4 系杆更换

1 系杆运输、安装过程中，应注意保护PE索套，如有意外损伤应及时修补。

2 对可更换系杆，拆除前应设置临时系杆，临时系杆应通过设计计算确定。旧系杆拆除、临时系杆及新系杆张拉应交叉分级进行。

3 对不可更换系杆，旧系杆及新系杆张拉应交叉分级进行。转换过程中，系杆合力的位置应基本保持不变。

4 施工过程中，新旧系杆、临时系杆之间的荷载转换应平稳。

5 系杆张拉应在夜间气温稳定时段进行，并应临时中断交通。

6 施工过程中，应对拱圈应力、变形以及拱座变位进行监控。

21.13.5 悬索桥主缆维修

1 主缆修复前应对主缆及吊杆进行全面检查，检查内容主要包括：

1)主缆索股的受力及松动情况；

2)主缆索夹位置及固定情况；

3)主缆缆套的外观情况；

4)吊杆的连接、外观以及受力情况。

2 主缆缆套损伤时，应采取同样的材料进行修补。

3 若主缆索股间受力有较大偏差时，可通过索端拉杆螺栓进行调整。

4 紧固同一索夹螺栓是应保证螺栓受力均匀。

21.13.6 锚碇加固

1 未做衬砌的岩石锚室或锚洞表面风化或开裂时，应先将表面风化层及开裂部分凿除，然后用钢丝网水泥砂浆或结构胶粘剂处理。

2 锚洞外的压重体出现空洞、松散、龟裂等缺陷时，应及时修补，压量不足时应增加圬工以补足重量。采用圬工增加锚洞外压重时应做好新老压重体的联结，施工技术要求应符合现行《拱肋桥涵施工技术规范》相关规定

3 加厚结构加固锚室时，应先处理裂缝及表面缺陷，然后进行锚室表面扩大截面施工。如有渗水，应先处理渗水，增加防水层。

21.13.7 质量检验与验收

1 锚碇施工质量检验，应按本规程第20.3、20.12节相关规定执行。

2 斜拉索更换质量检验

1)斜拉索更换质量检验实测项目应满足表20.12.7.2的要求

表 20.12.7.2 斜拉索更换质量检验实测项目

项次	检查项目		规定值和允许偏差		检查方法和频率
1	索力（kN）	允许值	满足设计要求		测力仪：测每对索索力
		极值	符合设计要求规定，设计未规定时与设计值和差小于 10%		
2	梁锚固点或梁顶高程（mm）		L≤200m	±20	水准仪或全站仪：测量每个锚固点或每梁段中点
			L>200m	±L/10000	

项次	检查项目	规定值和允许偏差	检查方法和频率
3	锚具轴线与孔道轴线偏位（mm）	5	尺量：抽查 25%

注：表中L为斜拉桥主跨跨径。

2)外观鉴定

①斜拉索表面应密实光滑，无畸形，颜色一致。

②斜拉索表面无碰伤或擦伤。

③锚头无伤痕、锈蚀。

3 吊杆、系杆更换质量检验

1)吊杆更换质量检验实测项目应满足表20.1.7.3-1的要求。

2)柔性系杆更换质量检验实测项目应满足表20.1.7.3-2的要求。

3)外观鉴定

①吊杆、系杆顺直，无扭转现象。

②防护层完好，无破损、污物。

表 20.12.7.3-1 吊杆更换质量检验实测项目

项次	检查项目	规定值和允许偏差		检查方法和频率
1	吊杆长度（mm）	±0.001L 及±10		用钢尺量
2	吊杆拉力（kN）	符合设计要求		测力仪：每吊杆检查
3	吊点位置（mm）	10		全站仪：每吊点检查
4	吊点高程（mm）	高程	±10	水准仪：每吊点检查
		两侧高差	20	

表中L为吊杆长度。

表 20.12.7.3-2 柔性系杆更换质量检验实测项目

项次	检查项目	规定值或允许偏差	检查方法和频率
1	张拉应力（MPa）	符合设计规定	查油压表读数，每根检查
2	张拉伸长率（%）	符合设计规定	尺量，每根检查

4 主缆防护质量检验

主缆防护质量检验实测项目应满足表20.12.7.4的要求。

表 20.12.7.4 主缆防护质量检验实测项目

项次	检查项目	规定值或允许偏差	检查方法和频率
1	缠丝间距（mm）	1	插板：每两索夹间随机量测 1m 长
2	缠丝张力（kN）	±0.3	标定检测：每盘抽查 1 处
3	保护涂层厚度（mm）	符合设计要求	厚度仪：每 200m 测 1 点

21.14 钢桥及钢-混组合结构桥梁加固

21.14.1 一般规定

1 钢桥加固的常用方法有增大截面法、更换构件法、改变体系加固法等。连接常采用栓接、焊接和黏结。

2　钢桥加固宜卸载进行。需要拆下构件或卸载时，必须确保安全，必要时增设临时支撑，待加固完毕后拆除。

3　恒载下加固钢桥，其加固工艺应减少被加固构件的截面因焊接加热、附加钻孔扩孔等引起的削弱影响。

4　钢一混组合结构桥梁的加固，按其各部分材料采用不同的加固施工方法。

21.14.2　焊接加固

钢桥焊接加固除应遵守现行《公路桥涵施工技术规范》外，尚应符合下列规定:

1　焊接加固前，应先进行焊接工艺评定，编制焊接工艺指导书。

2　恒载下用焊接加固钢桥，应尽量避免采用长度垂直于受力方向的焊缝，否则应采取专门措施和施焊工艺，确保桥梁安全。

3　恒载下用增加非横向焊缝长度连接时，原有焊缝中的应力不得超过焊缝的强度设计值。

4　焊接环境温度不应低于5℃，如确需要在低于5℃的环境下施焊，应采用预热措施，预热温度80~100℃，预热范围为焊缝两侧宽500~800㎜。

5　施焊前，零件、部件应经检查合格;连接接触面和焊缝边缘每边30~50㎜范围内的铁锈、毛刺、污垢、冰雪等应清除干净，露出金属光泽。

6　施焊可采用埋弧自动焊或手工焊两种方法。手工焊采用的焊条直径不应大于4㎜，焊接电流不应超过220A；每焊道的焊脚尺寸不应大于4㎜，前一焊道温度冷却至100℃以下后，方可施焊下一道。长度小于200㎜的焊缝增加长度时，首焊道应从原焊缝端点以外至少20㎜处施焊。多层焊接宜连续施焊，应注意控制层间温度，每一层焊缝焊完后应及时清理检查，清除药皮、熔渣、溢流等缺陷后，再焊下一层。

21.14.3　栓接加固

钢桥栓接加固除应满足现行《公路桥涵施工技术规范》要求外，尚应符合下列规定:

1　高强螺栓的更换，对于大型节点，更换数量不宜超过10%；对于螺栓数量较少的节点，则要逐个更换，以防止节点滑动，如板面(摩擦面)不满足要求，应进行处理。

2　恒载下采用栓接加大截面加固构件，加固构件与被加固件相互压紧后，应从加固构件中间向端部逐次钻孔、安装，并拧紧螺栓，尽可能减少加固过程中截面的过大削弱。

21.14.4　更换(增加)构件

1　杆件损伤严重时应予以更换，当拆卸杆件进行更换时，应先消除杆件的恒载内力。可采取下列方法:

1)在梁下设临时支架，支撑节点进行卸载。

2)用临时杆件(工具杆件)或装置代替原杆件受力的方法卸载。如用带有调整螺栓的拉杆或高强度钢丝束，拉紧受压杆件;用千斤顶顶开受压杆件等。

2　纵梁与横梁联结角钢出现裂纹，当修补条件受限时，可采用更换厚角钢、增大螺栓直径等方法。

3　钢梁连接系杆交叉处、连接杆件与主梁或纵梁翼缘连接处铆钉不足，应增大节点板、增加螺栓进行加固。

21.14.5　改变结构体系加固

改变体系加固应按设计要求和现行《公路桥涵施工技术规范》执行。

21.14.6　裂纹的修复

1　钢桥构件上发现裂纹时，作为临时应急措施，可于板件裂纹端外(0.5~1.0)倍板厚处钻孔，防止其进一步扩展，并及时根据裂纹性质及扩展走向采取适当措施修复加固。

2　修复裂纹应优先采用焊接方法。

1）一般按以下顺序进行:

①清洗裂纹两边80㎜以上范围内板面油污至露出洁净金属面。

②用碳弧气刨、风铲或砂轮将裂纹边缘加工出坡口，直达纹端钻孔，坡口形式应按设计要求及根据板厚和施工条件按现行《气焊、手工电弧焊及气体保护焊焊缝坡口的基本形式与尺寸》(GB 985)的要求选用。

③将裂纹两侧及端部金属预热至100~150℃。

④采用与钢材匹配的低氢焊条或超低氢焊条，以小直径焊条分段分层逆向施焊。

2)一般要求如下:

①按设计要求检查焊缝质量。

②堵焊后表面应磨光，使之与原构件表面齐平，磨削痕迹线应大体与裂纹切线方向垂直。

③对主要承重构件或厚板构件，堵焊后应立即进行退火处理。

3　用附加盖板修补裂纹时，宜采用双层盖板，此时裂纹两端仍须钻孔。当盖板用焊接连接时，应设法将加固盖板压紧，其厚度与原板等厚。焊脚尺寸等于板厚;盖板尺寸和焊接要求应符合20.13.6.2条规定。当用高强螺栓连接时，宜采用小直径螺栓，在裂纹的每侧用双排螺栓，盖板宽度以能布置螺栓为宜，盖板长度每边应超出裂纹端150㎜。

4　对网状、分叉裂纹和有破裂、过烧、烧穿等缺陷的梁、柱腹板、钢箱等，宜采用嵌板修补，修补顺序如下:

1)用矩形标出缺陷的区域，在缺陷区域每边向外扩展100㎜画出带圆角的矩形进行切割。

2)用等厚度同材质的嵌板嵌人切除部位，嵌板长短边均应比切口小2~4㎜，其边缘加工成对焊接缝要求的坡口形式。

3)嵌板定位后，将孔口四角区域预热至100~150℃，并由一侧长边中心开始，对称向两侧的顺序，采用分段分层逆向焊法施焊。

5　检查焊缝质量，若焊缝质量不合格，应刨去焊缝、清根，重新施焊。焊缝质量合格后，打磨焊缝余高，使之与原构件表面齐平。

21.14.7　钢桥的涂装

1　加固构件涂装标准应符合设计要求，若需变更应征得设计单位同意。面漆应尽量选用原型号产品，外观色泽应基本一致。

2　加固部件采用现场涂装时，应将相近加工区的受损旧涂装全部清除，并且每边扩大范围不少于50㎜。

3　加固构件一般应采用厂内涂装。运输、安装过程中应采取保护措施，防止涂装损坏。若发生损坏，应在现场涂装时进行修补。

4　若加固范围较大，可将加固构件的涂装与全桥更换涂装一并进行。

21.14.8 质量检验与验收

焊接、栓接的质量检验及更换(增加)构件的尺寸允许偏差应符合现行《公路桥涵施工技术规范》的相关规定。涂装的质量检验应符合现行有关标准、规范的规定。

21.15 桥面系及桥梁附属结构维修处治

21.15.1 桥面铺装层更换

1 一般规定

1)凿除原桥面铺装层，应避免破坏桥面板，然后再凿毛梁顶面混凝土，使表面粗糙凹凸差不小于6mm，使表面粗糙，形成齿状。

2)桥面板若出现裂缝，应按本规定20.2条进行裂缝修补。

3)对结合面进行适当处理，清洁表面并保持湿润。

4)采用植筋方法设置锚固钢筋，布置加强钢筋，植筋应符合本规程附录A的要求。

5)新浇混凝土应振捣密实并及时养护，运营中的桥梁加固宜采用早强混凝土，并通过加强现场养生措施提高混凝土早期强度的增长。

6)梁间铰缝或湿接缝混凝土破损时，应凿除破损混凝土，使表面整洁粗糙，按设计要求植筋和布置钢筋，浇筑混凝土。

2 质量检验与验收

1)桥面铺装凿除时，必须采用轻型凿除设备，严禁梁板被破坏；梁板间不得有混凝土废渣残留；严禁混凝土废渣和水进入梁板内部。

2)在桥面铺装施工前，应对梁板逐片检查，并对已损坏的梁板、横向连接、预留钢筋等进行修复，梁板顶面混凝土破损凿除部分也可与桥面混凝土补强层同时浇筑，并做好记录。

3)严格按规定恢复桥面防水层。

4)桥面泄水孔进水口的布置应有利于桥面和渗入水的排除，其数量不得少于设计要求，出水口不得使水直接冲刷桥体。

5)桥面铺装应与伸缩装置结合良好，保持平整。

6)水泥混凝土桥面铺装更换检查项目见表20.14.1.2。

表 20.14.1.2 水泥砼桥面铺装更换检查项目

项次	检查项目	规定值或允许偏差	检查方法和频率
1	强度	在合格标准内	按《公路工程质量检验评定标准》（JTG F80/1-2004）中的附录 D 检查
2	厚度（mm）	+10，-5	以同梁体产生相同变形的点为基准点，测量桥面浇筑前后相对高差：每 100m 测 5 处
3	平整度	≤3mm	3m 直尺每 100m 测 1 处×10 尺
4	横坡（%）	±0.15	水准仪：每 100m 检查 3 个断面
5	抗滑构造深度	符合设计要求	砂铺法：每 100m 查 3 处

桥长不足100m者，按100m处理。

21.15.2 伸缩缝更换

1 一般规定

1)新伸缩装置应符合现行《公路桥梁伸缩装置》(JT/T 327)的相关规定。伸缩装置的构造和材料应满足设计要求。更换各种伸缩装置时,应通过计算校核定位值。

2)更换伸缩装置时应根据施工环境温度确定新伸缩装置开口量。

3)更换前应认真做好伸缩装置的清理工作。

4)若采用半幅施工,应确保新伸缩装置横向连接平顺、可靠。

5)伸缩缝两侧槽口尺寸应满足新伸缩装置的安装连接要求。桥面板(梁)上锚固预埋件有缺损时,应补植连接锚筋;采用焊接时,应保证连接筋与锚筋的有效搭接长度,严禁点焊连接。

6)在浇注槽口混凝土前,应封闭开口,以避免混凝土流入伸缩缝构件内。

2 嵌固对接式伸缩装置更换

清除已破损对接型伸缩装置橡胶条,按设计要求选材重新填塞。若钢构件或锚固部件破损,应进行修理、更换。

3 钢制支承式伸缩装置更换

1)对有损伤的钢板应予以清除并更换新钢板,其规格型号应符合设计要求。锚固筋有损坏的应加接,如损坏严重无法加接时,应补植锚固筋。

2)防水系统有破损时,应拆除梳形钢板伸缩装置进行修补。

3)梳形伸缩装置更换的间隙,应按更换安装时的梁体温度确定。

4)连接螺栓损坏时,应更换同型号的螺栓。

4 板式橡胶伸缩装置更换

板式橡胶伸缩缝现已不再使用,应以嵌固对接式等新的伸缩缝装置来替换。

5 模数式伸缩装置更换

1)伸缩装置应在工厂进行组装。组装钢构件应进行防锈蚀处理,吊装位置应用明显颜色标明,出厂时应附带有效的产品质量合格证明文件。

2)伸缩装置运输中应避免阳光直接爆晒、雨淋、雪浸。保持清洁,防止变形。

3)清除原有损坏的伸缩装置时,避免损坏桥面结构及锚固筋。

4)伸缩装置更换应符合下列规定:

①按照设计核对预留槽口尺寸。预埋锚固筋有损坏或不符合设计要求应补植锚固筋。

②伸缩装置安装前,应按照安装时气温,调整安装开口量,用专用卡具固定。

③浇筑槽口混凝土前应凿毛旧混凝土面并清洗,还可使用界面剂加强新旧混凝土连接。应将间隙填塞,防止混凝土渗入位移控制箱及橡胶带槽缝。如有渗入应及时清理干净。

6 质量检验与验收

1)基本要求

①伸缩缝必须满足设计和有关技术规范的要求，须有合格证，并经验收合格后方可安装。

②伸缩缝必须锚固牢靠，伸缩性能必须有效。

③伸缩缝两侧混凝土的类型和强度，必须满足设计要求。

④大型伸缩缝与钢梁连接处的焊缝应做超声检测，检测结果须合格。

⑤伸缩缝处不得积水。

2)更换伸缩缝的位置偏差应满足表20.14.2.6要求。

表 20.14.2.6 伸缩缝安装实测项目

项次	项目	规定值或允许偏差	检查方法与频率
1	长度(mm)	满足设计要求	尺量：每道
2	缝宽(mm)	满足设计要求	尺量：每道 2 处

3	与桥面高差(mm)	±2		尺量：每道 3~7 处
4	纵坡(%)	一般	±0.5	水准仪：测量纵向锚固混凝土端部 3 处
		大型	±0.2	水准仪：沿纵向测伸缩缝，每侧 3 处
5	横向平整度(mm)	3		3m 直尺：每道

桥长不足100m者，按100m处理。

3 外观鉴定

伸缩缝无阻塞、渗漏、变形、开裂等现象。

21.15.3 排水设施的维修

1 桥面要经常清扫，使其保持整洁。桥面不得有凹凸不平，如发现桥面有坑槽或空洞，应及时进行修补，避免积水。

2 泄水管盖板（进水管口处）上的杂物应及时清除，避免杂物掉入管内堵塞管道而影响排水。

3 若发现泄水管出水口处有泥石杂物堆积，应及时清除掉。

4 泄水管应经常进行疏通。

5 当发现泄水管损坏时要及时修补，接头不牢已掉落的要重新安装接上，损坏严重的要予以更换。

21.15.4 栏杆及防撞护栏维修

1 钢筋混凝土栏杆开裂严重或混凝土剥落，应凿除损坏部分，修补完整。

2 护栏、防撞墙应牢固、可靠，若有损坏应及时修理或更换。钢护栏与钢筋混凝护栏上的外露钢构件应按规定及时补漆防锈。

3 桥梁两端的栏杆柱或防撞墙端面，涂有立面标记或示警标志的，应经常清洗或补漆，保持油漆颜色鲜明。

21.15.5 桥台搭板

桥头搭板脱空、断裂或枕梁下沉引起桥路连接不顺适，出现桥头跳车时，应进行维修处理。

21.15.6 锥坡、翼墙

1 锥坡应保持完好、锥坡开裂、沉降,被洪水冲空时，应及时采取措施进行维修加固

2 翼墙出现下沉、断裂或其它损坏时，应及时维修加固。

21.15.7 标志、标线和交通安全设施

1 桥上的交通标志应齐全、醒目、牢固、标志板应保持整洁、无裂纹和残缺。若有损坏应及时整修。

2 交通标线应经常保持完好、清晰，定期进行标线重涂。

3 桥上的防眩板应保持齐全、整洁，若有损坏应及时整修。

4 桥上的防护隔离设施应完整、牢固、若有损坏应及时修理。

5 桥上设置的航空灯、航道灯及供电线路、通信线路必须保持完好状态，如有损坏应立即修复。避雷设备要经常保持完好，接地电阻要符合要求，接地线附近禁止堆放物品，禁止挖取接地线的覆土。

21.16 桥梁同步顶升支座更换

21.16.1 一般规定

1 桥梁支座不满足使用要求时，应进行更换。更换支座时，应分析支座病害产生的原因，并对相应病害进行处理。

2 更换的桥梁支座应与结构体系相适应。

3 桥梁支座更换宜采用整联顶升，横桥向应严格同步，同时验算相邻墩台处顶升位移差对结构的影响。

4 桥梁同步顶升施工应符合现行《公路桥涵施工技术规范》的相关规定，新支座的构造应符合设计要求及相关行业规定。

5 支座更换时，顶升位置、顶升顺序和支座顶升量应通过计算确定。在施工前，应对顶升桥梁技术状况及施工环境进行调查，以确定桥梁顶升方式、反力架结构型式与布置位置。

6 顶升梁体的临时支架应参照相关规范进行设计，满足强度、刚度及稳定性要求，应通过按最不利荷载进行的验算。

7 同步顶升施工方案，应通过计算确定顶升方式、反力架型式与数量、顶升更换支座的批次，顶升、落梁的位移量及工序。

8 梁的顶升和落梁应按设计要求进行。在桥梁顶升施工过程中，应进行桥梁位移、梁板应力实时监测与检查，应严格控制速度和位移差，及时反馈信息指导施工，并应临时封闭交通。

9 桥梁顶升施工应严格控制对梁板与铰缝等原结构的损伤。

10 用于桥梁同步顶升的设备必须具备同步顶升、保压与同步下降功能，顶升过程中必须进行荷载、位移在线监测。

11 支座更换时应依据环境温度进行支座偏移量的验算，并宜选择在有利的温度条件下施工。

12 测量原支座和新支座的高度差，调整施工确保梁体、桥面高程符合加固设计要求。

21.16.2 同步顶升

1 顶升准备

1)顶升前应对桥梁基础、墩台、主梁、桥面系和附属工程的技术状况逐一进行检查。

2）对基础、墩台及上部承重结构的缺陷应先行处治。

3）按设计要求解除相关的纵向连接。

4）按照不同梁板类型与荷载、不同支座的类型及桥梁施工环境条件，制定不同的顶升方案与顶升设备配备方案。

5）搭设临时支架、反力架、施工平台。

①临时支架、反力架、工作平台应有足够的强度、刚度、稳定性与安全性，应做好安全防护标志。

②施工平台应有足够的操作空间，与梁底保持1.6～1.7m的距离。

6)按照顶升方案进行横向与纵向限位装置安装，进行梁板应力、桥面高程监测点的埋设。

7)安装、检查、校正顶升设备与监控系统并就位。

2 试顶升

1)根据千斤顶理论计算荷载，逐级调节溢流阀压力，使千斤顶荷载稳步提升，顶至主梁脱空2～5mm时停止。此时的各油压传感器读数即为各千斤顶实际荷载。

2)试顶升保压2小时，进行观察，无任何异常后方可开始整体顶升。

3 同步顶升

1)千斤顶必须按设计的行程同步顶升，各顶升点同步位移差应控制在1mm以内，起梁速度应控制在1mm/min左右。

2)应实时监测梁体起顶高度和千斤顶的起顶力，控制各顶升点位移与力在允许偏差范围内，对位移与力实行双控。

3)宜对梁板关键部位的应力进行实时监测，并设置应力最高限值。

4)宜对同步顶升过程监控数据进行实时保存。

5)在主梁顶升时，应用垫板扩大千斤顶与主梁的接触面，要求密合、平稳，不损伤梁体。调整高度应采用厚度不同的小钢板。

6)每顶升一个回次或顶升到设计高度后，应及时添加临时垫块垫实主梁，保证平稳可靠后，同步回落千斤顶使梁板支承于临时垫块上。顶升到设计高度后，应复核桥面标高。

21.16.3 支座更换

支座更换应在梁板顶升脱离墩、台帽，并采用临时支撑垫好后进行。

1 简易支座更换

1)清除破损支座垫片，换成新橡胶支座。

2)当简易支座处出现主梁端部和墩台混凝土裂缝时，应按本规程相关章节的规定处理，宜在支座部位的梁端和墩台顶面布设钢筋网加强。

2 板式橡胶支座的更换

1)检查、处理原支座垫石的缺陷，使结构完好，顶面高程及平整度符合设计要求。

2)按设计要求放置橡胶支座，支座中心线应与支承垫石中心线重合。

3)弯、坡、斜桥的支座垫石高程应按桥梁纵横坡要求逐个进行核算。

3 盆式橡胶支座的更换

1)支座组装时其底面与顶面的钢垫板应埋置密实。垫板与支座应平整密贴，支座四周不得有0.3㎜以上的缝隙。活动支座的四氟板和不锈钢板不得有刮痕、撞伤。氯丁橡胶板块密封在钢盆内，应排除空气、保持紧密。

2)活动支座更换安装前，清洗滑移面，在储油槽内注满清洁的硅脂类润滑剂。

3)盆式橡胶支座的顶板和底板可用焊接或锚固螺栓栓接在梁体底面和墩台顶面的预埋钢板上；采用焊接时，应防止烧坏混凝土；安装锚固螺栓时，其外露螺杆的高度不应大于螺母的厚度。

4)按考虑预偏量的位置安装支座。

5)盆式橡胶支座更换工序及要求：

①顶升梁体，拆除旧支座并清理支座垫石、梁底钢板。

②核对支座位置并放样。

③若更换或加大原支承垫石，其施工技术要求应符合设计规定。

④安装盆式橡胶支座。下支座板四角用钢楔块调整，使支座水平。

⑤在支座底面环氧砂浆或无收缩砂浆硬化后，拆除支座四角临时钢楔块，并用砂浆填塞。

⑥拆除上下支座连接板后，检查支座外观并且及时安装支座防尘围板。

21.16.4 同步下降

1 支座更换完成后，千斤顶同步平稳顶起主梁，应顶至主梁脱空临时支座2～5㎜时停止。

2 逐步撤除钢垫板，同步缓慢回落梁板至更换好的支座。各顶升点同步位移差应控制在1㎜以内，下降速度应控制在1㎜/min左右。各顶升点千斤顶荷载应在允许限值范围内。

3 必须保证主梁回落过程中各千斤顶的同步性，严禁一台千斤顶或一组千斤顶单独下降。

4 宜对梁板关键部位的应力进行实时监测，并设置应力最高限值。

5 宜对同步顶升过程监控数据进行实时保存。

6 详细检查垫石及支座，应确认压紧密贴、位置正确后，再撤除顶升系统。

21.16.5 质量验收

1 支座的材料、质量和规格必须满足设计和有关规范的要求，经验收合格后方可安装。

2 支座底板调平砂浆性能应符合设计要求，灌注密实，不得留有空洞。

3 支座上下各部件纵轴线必须对正。当安装时温度与设计要求不同时，应通过计算设置支座顺桥向预偏量。

4 支座不得发生偏斜、不均匀受力和脱空现象。滑动面上的四氟滑板和不锈钢板不得有划痕、碰伤等，位置正确，安装前必须涂上硅脂油。

5 检查项目

表 20.15.5 支座更换检查项目

项次	检查项目	规定值或允许偏差	检查方法和频率
1	支承面混凝土强度（MPa）	在合格标准内	按《公路工程质量检验评定标准》（JTG F80/1-2004）中的附录 D 检查
2	支座中心横桥向偏位（mm）	±2	经纬仪、钢尺：每支座
3	支座顺桥向偏位（mm）	±10	经纬仪或拉线检查：每支座
4	支座高程（mm）	符合设计规定；设计未规定时：±5	水准仪：每支座
5	支座四角高差（mm）	承压力≤500kN，±1	水准仪：每支座
		承压力＞500kN，±2	

6 外观鉴定

支座表面应保持清洁，支座附近的杂物及灰尘应清除。

21.17 桥梁下部结构及基础加固

21.17.1 一般规定

1 盖梁及墩柱加固

1)本节适用于钢筋混凝土盖梁及墩柱的加固施工。

2)盖梁加固应满足下列要求：

①接长盖梁时应凿除连接部位的混凝土保护层，露出钢筋，新接长的钢筋应与原主筋焊接。

②新旧混凝土连接表面应粗糙，宜做剪力槽。加宽盖梁应植筋。

3)外包钢加固墩柱应符合下列规定：

①采用注浆法外包钢加固时，构件表面应打磨粗糙、无油污。注浆压力不应低于0.1MPa。灌浆后严禁再对型钢进行锤击、焊接。

②采用干式外包型钢加固时，型钢与构件之间应用水泥砂浆填实。施焊钢板（缀条）时，应用夹具夹紧型钢。用螺栓套箍时，拧紧螺帽后可将螺母与垫板点焊。

③钢板应进行防锈涂装。

2 墩、台身套箍加固

1)混凝土套箍施工应符合以下规定：

①墩台身裂缝应压浆封闭处理，其缺陷部分应先凿除并清理干净。

②应将墩台身表面凿毛，凹凸差不宜小于6mm，清除松散颗粒，浇注混凝土前，用水洗净凿毛的连接表面，并使其充分湿润。

2)钢套箍施工应按第20.16.1.1条相关规定执行。

3 桥台加固

1)浆砌片石桥台采用注浆加固的施工技术要求应符合《公路桥梁加固施工技术规范》（JTG J23—2008）第10.7.1条有关规定。

2)侧墙及台身前缘采用现浇钢筋混凝土补强，在原石砌台身内植入连接钢筋。施工技术要求应符合本规程20.10相关规定。

3)基础因不均匀沉降产生裂缝，应先加固地基基础，再封闭裂缝，必要时根据设计要求加固上、下部结构。

4)台后填土不密实时，可采用换填、注浆等方法进行处理。换填施工应重做台后防排水系统。其施工技术要求应符合现行《公路桥涵施工技术规范》的相关规定。

5)桥台加固时应观测台身的稳定性，必要时增加临时支撑防止滑移或倾覆。

4 增大基础加固

1)基坑应严格按设计要求开挖，不得超深、超宽，避免基坑坍塌。

2)应采取措施保护原基础，使其不受基坑开挖、抽排水的影响。

3)基坑开挖至设计高程后，应检测基底承载力，如达不到设计要求时，应对地基进行加固处理。

4)增大基础时，应将原基础存在的缺陷清理至密实部位，将结合面凿毛，按设计要求植筋，并与新增的钢筋骨架连成整体，确保新旧混凝土结合牢固。

5 承台加固

1)水中承台的加固方案应综合考虑河宽、桥下净空、原桥永久性结构物、航道等因素，确保技术的可行性及施工的安全性。宜选择枯水季节采用围堰施工。

2)地面承台加固开挖时应严格控制开挖范围，确保周围土体的稳定。

3)结构水下部分加固施工应符合下列规定：

①加固材料宜采用水下环氧砂浆、水下不离析混凝土以及其它水下混凝土。

②加固前应对原结构结合面进行清理。

③加固宜采用立模灌浆法。

4)承台增大截面施工应符合下列规定：

①应先处理原承台存在的缺陷。

②混凝土表面凿毛处理后，应冲洗干净，浇注混凝土前应保持湿润清洁。

③对原有钢筋应进行除锈处理，并应逐根分区分层进行焊接。

6 桩基加固

1)增补桩基（灌注桩、静压桩）施工应考虑新增桩基施工过程中对原桩基的影响。

2)增补灌注桩施工应符合下列规定：

①灌注桩成孔方法的选择应综合考虑原桩基深度、地基类型、原桥结构高度等因素，减少施工对原结构的破坏。

②在清孔排渣时，必须保持孔内水头高度，防止坍孔。

③施工过程中应对原桥的沉降、位移进行观测。

④灌注桩施工应按现行《公路桥涵施工技术规范》相关规定执行。

3)增补静压桩施工应符合下列规定：

①压桩架应保持竖直，锚固螺栓的紧固应均衡，并应一直保持紧固状态。

②就位的桩节应保持竖直，使千斤顶、桩节及压桩孔轴线重合，不得偏心加压。

③整根桩应一次连续压到设计高程，当中途必须停止时，桩端应停留在软弱土层中，且停压的时间间隔不宜超过24h。

④同一基础压桩施工应对称进行，不应数台压桩机在一个独立基础上同时加压。

⑤压桩应以压力控制为主，桩长控制为辅。压桩达到设计荷载后应持压稳定30min。

7 基础冲刷加固

1)抛石防护。一般用于深水墩台，施工前应测量水流流速、流向，以确定抛石的位置。石笼用铅丝、型钢或钢筋相互连接。抛石结束后，应按设计要求进行理坡。

2)板桩防护。板桩顶面高程不应高于河床。

3)采用双层或单层块（片）石做平面防护时，当河床面有淤泥杂物时，应清除淤泥回填砂砾，夯实后再砌石。

4)护坦加固。排干冲坑积水，清理坑内杂物，用圬工砌体或混凝土充填，其表面铺钢筋网、浇注混凝土护坦，其施工技术要求应符合现行《公路桥涵施工技术规范》相关规定。

21.17.2 质量验收

1 外包钢加固质量检验

以目测和锤击检查为主，重点检查结合面处理、预埋件、锚固等。要求对外包钢材的粘贴性能进行试验，检测方法应符合规范的相关规定。

2 承台加固质量检验

1)水下修补工程可由潜水员或水下电视检验。

2)修补质量可采用钻芯取样、超声波检测等方法进行检验。

3 桩基加固质量检验

1)钻孔灌注桩的质量检验按现行《公路桥涵施工技术规范》相关规定执行。

2)静压桩的质量检验，应符合以下规定:

①最终压桩力或压入深度应满足设计要求。

②桩身试块强度和封桩混凝土强度应满足设计要求，性能应符合现行《地基与基础工程施工及验收规范》的相关规定。

③桩位平面偏差不得超过±20mm，桩节垂直度偏差不得大于1%桩节长。

4 套箍加固质量检验

1)结构尺寸应满足设计要求。

2)宽度和厚度应均匀，混凝土表面平整、密实。

3)加固质量检验检查项目应满足表20.16.2的要求。

表 20.16.2 套箍加固检查项目

项次	检查项目	规定值或允许偏差	检查方法和频率
1	套箍位置（mm）	±20	水准仪测量，一周 8～10 点
2	套箍宽度（mm）	≥设计值	尺量，一周至少 10 点
3	套箍厚度（mm）	≥设计值	尺量，一周至少 10 点
4	预埋锚筋位置	±20	尺量，抽检 20%

21.18 化学静压注浆加固地基

21.18.1 一般规定

1　采用化学静压注浆法加固地基时，要有详细的地质报告，其中包括需要加固土层的详细描述，以便确定合理的施工方案。

2　施工前，应做好现场工艺试验，确定化学浆液的材料用量、灌注压力、打入（钻入）深度、灌入速度等工艺参数。

3　浆液材料中化学药液的含量应满足设计的要求。

4　浆体应经过搅拌机充分拌匀后才能开始压注，并应在注浆过程中不停缓慢搅拌，搅拌及压注时间应小于浆液初凝时间。

5　化学静压注浆加固施工的环境温度应该满足加固设计的要求，保证浆液不冻结。如施工环境温度不能满足加固设计的要求，应在施工现场采取措施，否则不得施工。

6　盛浆桶和注浆管不要暴露于阳光下，防止浆液凝固，搅拌好的浆液静置时间不能过长，以免浆液离析。

7　需要加固的土层上面，应有足够厚度的覆盖土层，否则应采取措施，防止浆液上冒。

8　注浆压力应严格控制，使浆液能填充密实，但应避免因压力过大而破坏地基。

9　注浆顺序应严格按照加固设计文件中明确的位置和顺序进行，避免在注浆加固过程中产生偏压，影响既有结构物的安全，注浆时，应同步进行沉降观测监控。

10　注浆加固过程中应严防堵浆现象的发生。如果在注浆加固过程中发生堵浆现象，应在已经注入的浆体凝固前重新下管注浆，重新下管注浆与原注浆的搭接长度不得小于1m。

21.18.2　质量验收

1　注浆化学药液应符合现行国家材料标准的规定和设计要求，并附有厂家提供的材料检验合格证明和产品鉴定文件，经抽样合格后方可使用。

2　注浆检验点为注浆孔数的2%～5%。当检验点合格率小于或等于80%，或虽大于80%但检验点的平均值达不到设计强度要求时，应对不合格的注浆区实施重复注浆。

3　注浆加固后，地基承载力不得小于设计要求。注浆工程检验时间在注浆结束28d后进行，可选用标准贯入、轻型动力触探或静力触探对加固地层进行检测，重要工程可采用载荷试验测定。

4　检查项目

表 20.17.2 注浆法加固地基检查项目

项次	检查项目	规定值或允许偏差	检查方法和频率
1	化学浆液性能	设计要求	抽样送检
2	注浆体强度	设计要求	取样送检
3	各种注浆材料称量误差	＜3%	检查施工记录
4	注浆孔位偏移	±20mm	用经纬仪检查纵、横方向
5	注浆孔垂直度偏差	＜1%	查灌注前记录
5	注浆孔深	±100mm	量测入土深度
6	注浆压力误差	±10%	检查压力表读数

21.19　高压喷射注浆加固地基

21.19.1　一般规定

1　施工前应根据现场环境和地下埋设物的具体情况，复核高压喷射注浆的设计孔位。

2　材料配比、钻孔深度、注浆压力等施工参数均应根据土质条件和加固要求，通过室内浆液配比试验及现场注浆试验予以确定，并在施工中严格控制。

3　施工前场地要平整压实，钻杆或下管要双向校正，控制好垂直度。

4　在旋喷浆液前，应作压水、压浆、压气等试验，检查各部位的密封性和高压泵、钻机等的运转情况，检查设备的稳定性，保证旋喷能连续进行。

5　如无特殊要求，水泥宜采用强度等级为42.5级及以上的普通硅酸盐水泥。

6　水泥浆液的水灰比应按设计要求确定，若无设计要求时，一般可取0.8～1.5。

7　喷射孔与高压注浆泵的距离不宜大于50m。每个钻孔内的地下障碍物、洞穴、涌水、漏水与岩土工程勘察报告不符的情况和实际孔位、孔深等均应详细记录。

8　喷射管分段提升的搭接长度不得小于200mm。

9　对需要局部扩大加固范围或提高强度的部位，可采用复喷措施。

10　在高压喷射注浆的过程中，若出现压力骤然下降、上升或冒浆等异常时，应查明原因并及时采取措施。

11　应严格按照施工参数和材料用量进行施工，并如实做好各项记录。

12　注浆加固顺序应严格按照加固设计文件中明确的位置和顺序进行，以避免在注浆加固过程产生偏压，影响既有结构物的安全，注浆时，应同步进行沉降观测监控。

13　高压喷射注浆可根据工程要求和当地经验采用开挖检查、取芯（常规取芯或软取芯）、标准贯入试验或载荷试验等方法进行检验，并结合工程测试、观测资料及实际效果来综合评价加固效果。检验点应布置在下列部位：

1)有代表性的桩位。

2)施工中出现异常情况的部位。

3)地基情况复杂，可能对高压喷射注浆质量产生影响的部位。采用两次注浆法，即旋喷注浆完成后，对固结体顶部与构筑物基础底部之间的空隙，在原旋喷孔位上，进行第二次注浆，浆液的配方应用无收缩或具有微膨胀性的材料。

21.19.2　质量验收

1　水泥、外掺剂等注浆用材料，应符合国家材料标准的规定和设计要求，并附有厂家提供的材料检验合格证明和产品鉴定文件，经抽样合格后方可使用。

2　注浆加固后，地基承载力不得小于设计要求，载荷试验必须在桩身强度满足试验条件时（宜在成桩28d后）进行，检验数量为桩总数的2%～5%，且每项单体工程不应少于3处。

3　竖向承载旋喷桩地基在竣工验收时，承载力的检验应采用复合地基载荷试验和单桩载荷试验，应满足设计要求。

4　检查项目

表 20.18.2　高压喷射注浆加固地基检查项目

项次	检查项目	规定值或允许偏差	检查方法和频率
1	水泥用量	符合设计要求	查看流量表及水泥浆水灰比
2	桩体强度及 完整性检验	符合设计要求	取样检验
3	钻孔位置（mm）	≤50	钢尺量检查
4	钻孔垂直度（%）	≤1.5	经纬仪测钻杆或实测

项次	检查项目	规定值或允许偏差	检查方法和频率
5	孔深（mm）	±200	钢尺量检查
6	注浆压力误差	±10%	检查压力表读数
7	桩体直径（mm）	≤50	开挖后用钢尺量检查
8	桩身中心位移（mm）	≤0.2D	开挖后桩顶下 500mm 处用钢尺量，D 为桩径

21.20 超重车辆临时通行加固

21.20.1 一般规定

1 超重车辆是指大于桥梁设计荷载标准及公路管理部门公布的限载量，必须采取技术措施方可通过桥梁，经过公路管理机构审批同意在指定公路上行驶的特殊车辆。

2 组织超重车辆安全通过桥梁的技术、管理措施有:

1)收集查找桥梁技术档案，现场查看桥梁状况，依据桥梁的技术资料，按超重车辆的实际荷载，对结构进行强度、稳定性、刚度验算。

2)必要时进行荷载试验，以判定桥梁的承载能力。

3)对不能满足通行条件的桥梁进行加固处理。当有多条线路可通行时,应选取桥梁技术状况好，加固工程费用较低的路线通过。

4)对超重车辆通过桥梁进行现场管理。

21.20.2 超重车辆过桥的检算及荷载试验

1 对超重车辆所要通过的所有桥梁，均应按桥涵设计规范进行必要的计算，以确定需要进行加固的桥梁及需加固的部位及构件。

2 对于计算所需的桥梁技术资料有以下要求:

1)经批准的正式竣工文件。施工质量良好，使用时间不长时可直接采用竣工文件。

2)无设计（竣工）资料或虽有竣工资料，但施工质量不好，使用时间较长已经出现破损的，应以量测的桥梁实际状况为计算依据。

3 结构检算应选取符合实际、安全可靠的计算图式。结构检算应包括上部结构、下部结构及地基等部分。

4 当检查及检算不足以作出判定时，可进行荷载试验。加载大小应使试验的荷载效应与超重车通过的状况相近，一般只需按一组最不利位置布载。

5 对已有荷载试验资料的桥梁，应将实测资料和计算结果进行综合分析，做出判断。

21.20.3 加固措施

1 基本要求

1)当桥梁承载力不足时，应对其不足部分如上部结构、下部结构、地基以至全桥采取经济合理、切实可行的加固措施。特大桥梁的加固宜至少提出两个加固方案进行经济技术比较。

2)加固时应尽可能地采用易于实施及拆除，构件可回收利用的临时措施。

3)当采用永久式或半永久式加固措施时，可与桥梁的技术改造及提高荷载等级一并考虑。

4)桥梁通过加固仍无法达到通过超重车要求时，可在原桥址附近修建临时便桥及便道或新建桥梁，保证超重车通行。也可另选通过线路。

2 加固方案

1)小跨径梁桥和拱桥，在下部结构和地基承载力许可时，可在桥台处设临时支点，在桥面上

临时架设钢板梁或钢板梁全桥跨越，以供超重车直接行驶通过。

2)多跨桥梁当桥较长而无法采用全桥跨越时，若下部结构及地基承载力允许.可采用部分跨越法。在台、墩处的梁端部设临时支点架设钢梁，以减小临时钢梁跨度。

3)梁式桥跨径较大，或下部结构及地基承载能力不足时，可另增加基础。采用竖向多点支承法或八字支撑法进行加固。

4)当拱桥跨度较大，地基较好时可采用拉杆加固法。

5)其他用于加固上、下部结构及地基的方法均可用于超重车过桥的加固措施之中。

21.20.4 超重车辆过桥的技术管理

1 超重车辆过桥时，遵循以下规定:

1)一般情况下，超重车辆应沿桥梁的中心线行驶。

2)车辆以不大于 5km/h 的速度匀速行驶。

3)不得在桥上制动、变速、停留。

4)必要时可调整牵引车与平板挂车的行驶距离或让其分别通过桥梁。

5)超重车辆过桥时，可酌情临时禁止其他车辆及行人通过。

2 超重车辆过桥时，应观测桥梁各部的位移、变形、裂缝等，并予记录。必要时，还应观测应变、反力等。

3 不宜在行洪等可能发生灾害的时候组织超重车辆通过桥梁。

附录 A　植筋

A. 1　设计规定

A. 1. 1　本附录适用于桥梁钢筋混凝土、预应力混凝土构件的锚固；

A. 1. 2　采用植筋技术时, 桥梁主要构件的混凝土强度等级不得低于 C25, 其它构件混凝土强度等级不得低于 C20。

A. 1. 3　采用植筋锚固时, 桥梁锚固部位混凝土若有局部缺陷, 应先进行补强或加固处理后再植筋。

A. 1. 4　种植用钢筋的质量和性能应符合本规程第 14 章的相关规定。

A. 1. 5　桥梁受力植筋用胶黏剂应采用 A 级胶；仅按构造要求植筋时可采用 B 级胶。其质量和性能应符合本规程第 14 章规定。

A. 1. 6　采用植筋锚固的桥梁结构, 其长期使用的环境温度不应高于 60℃；对处于特殊环境(如高温、高湿、介质腐蚀等)的桥梁结构进行植筋时, 除应按国家现行有关标准的规定采取相应的防护措施外, 尚应采用耐环境因素作用的胶黏剂。

A. 2 锚固计算

A. 2. 1　承重构件的植筋锚固计算应遵守下列规定：

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　植筋胶黏剂的黏结强度设计值应按本附录的规定值采用；

3　地震区的承重结构, 其植筋承载力仍按本附录的规定进行计算, 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。

A. 2. 2　单根植筋锚固的承载力设计值应符合下列规定：

$$N_{\mathrm{t}}^{\mathrm{b}} = f_{\mathrm{y}} A_{\mathrm{s}} \tag{A. 2. 2-1}$$

$$l_{\mathrm{d}} \geqslant \psi_{\mathrm{N}} \psi_{\mathrm{ae}} l_{\mathrm{s}} \tag{A. 2. 2-2}$$

式中：$N_{\mathrm{t}}^{\mathrm{b}}$ ——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 A. 2. 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 A. 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 $\psi_{ae}=1.0$。

A. 2. 3 植筋的基本锚固深度 l_s 应按下列公式确定：

$$l_s = 0.2\alpha_{spt} d f_y / f_{bd} \qquad \text{(A. 2. 3)}$$

式中：α_{spt} ——为防止混凝土劈裂引用的计算系数，按本附录表 A. 2. 3 的确定；

d ——植筋公称直径；

f_{bd} ——植筋用胶黏剂的黏结强度设计值，按本规附录 A. 2. 4 的规定值采用。

表 A. 2. 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
植筋直径 d(mm)	≤20	1.0	1.0	1.0	1.0
	25	1.05	1.0	1.0	1.0
	32	1.15	1.1	1.1	1.05

注： 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。

A. 2. 4 植筋用胶黏剂的黏结强度设计值 f_{bd} 应按表 A. 2. 4 的规定值采用。

表 A. 2. 4 黏结强度设计值 f_{bd}

胶黏剂等级	构造条件	混凝土强度等级				
		C20	C25	C30	C40	≥C60
A 级胶或 B 级胶	$s_1 \geqslant 5d$；$s_2 \geqslant 2.5d$	2.3	2.7	3.4	3.6	4.0
A 级胶	$s_1 \geqslant 6d$；$s_2 \geqslant 3.0d$	2.3	2.7	3.6	4.0	4.5
	$s_1 \geqslant 7d$；$s_2 \geqslant 3.5d$	2.3	2.7	4.0	4.5	5.0

注：1. 当使用表中的 f_{bd} 值时,其构件的混凝土保护层厚度,应不低于现行《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的粘结锚固。

A. 2. 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：

$$\psi_{\mathrm{N}}=\psi_{\mathrm{br}}\psi_{\mathrm{w}}\psi_{\mathrm{T}} \tag{A. 2. 5}$$

式中：ψ_{br} ——考虑结构构件受力状态对承载力影响的系数：当为主要承重构件时，ψ_{br} ＝1. 5；当为一般构件接长时，ψ_{br}＝1. 15；当为构造植筋时ψ_{br}＝1. 0；

ψ_{w} ——混凝土孔壁潮湿影响系数，对耐潮湿型胶黏剂，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≤60℃时，取ψ_{T}＝1. 0；当 60℃＜T≤80℃时，应采用耐中温胶黏剂，并应按产品说明书规定的ψ_{T}值采用；当 T＞80℃时，应采用耐高温胶黏剂，并应采取有效的隔热措施。

A. 2. 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。

A. 3 构造规定

A. 3. 1 当按构造要求植筋时，其最小锚固长度l_{min}应符合下列构造要求：

1 受拉钢筋锚固：max{0. 3l_{s}, 10d, 100mm}；

2 受压钢筋锚固：max{0. 6l_{s}, 10d, 100mm}。

A. 3. 2 当所植钢筋与原钢筋搭接(图 A. 3. 2)时，其受拉搭接长度l_l，应根据位于同一连接区段内的钢筋搭接接头面积百分率，按下列公式确定：

$$l_l=\zeta l_{\mathrm{d}} \tag{A. 3. 2}$$

式中：ζ——受拉钢筋搭接一长度修正系数，按表 A. 3. 2 取值。

表 A. 3. 2 纵向受拉钢筋搭接长度修正系数

纵向受拉钢筋搭接接头面积百分率(%)	≤25	50	100
ζ　　值	1.2	1.4	1.6

注：1. 钢筋搭接接头面积百分率定义按现行《混凝土结构设计规范》(GB50010)的规定采用；

2. 当实际搭接接头面积百分率介于表列数值之间时,按线性内插法确定ζ值；

3. 对梁类构件,受拉钢筋搭接接头面积百分率不应超过 50%。

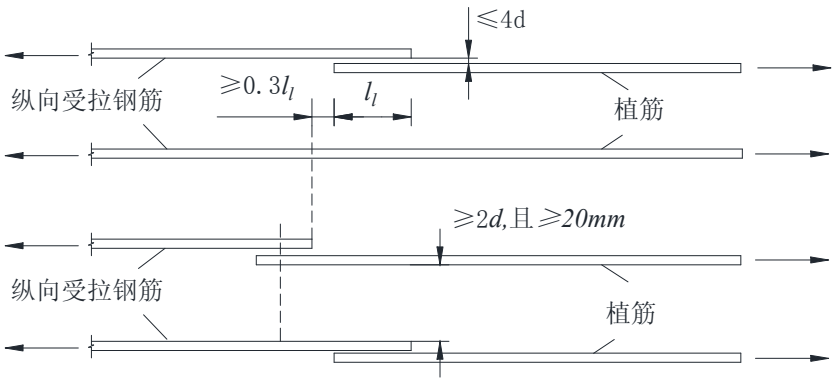


图 A.3.2 钢筋搭接

A.3.3 当植筋搭接部位的箍筋间距 S 不符合表 A.2.3 的规定时，应进行防劈裂加固。此时，可采用纤维复合布材的围束作为原构件的附加箍筋进行加固。围束可采用宽度为 150mm，厚度不小于 0.111mm 的条带缠绕而成，缠绕时，围束间应无间隔，且每一围束，其所粘贴的条带不应少于 3 层。对方形截面尚应打磨棱角。也可剔去原构件混凝土保护层，增设新箍筋（或钢箍板）进行加密（或增强）后再植筋。

A.3.4 新植钢筋与原有钢筋在搭接部位的净间距，应按本规程图 A.3.2 的标示值确定。若净间距超过 4*d*，则搭接长度 l_l 应增加 2*d*，但净间距不得大于 6*d*。

A.3.5 用于植筋的钢筋混凝土构件，其最小厚度 $h_{\min}$ 应符合下列规定：

$$h_{\min} \geqslant l_{\mathrm{d}} + 2D \qquad \text{(A.3.5)}$$

式中：D——钻孔直径设计值，应按表 A.3.5 确定。

表 A.3.5 植筋直径与对应的钻孔直径设计值

钢筋直径 *d*(mm)	钻孔直径设计 *D*(mm)	钢筋直径 *d*(mm)	钻孔直径设计 *D*(mm)
12	15	22	28
14	18	25	31
16	20	28	35
18	22	32	40
20	25		

A.3.6 植筋时，其钢筋宜先焊后种植；若有困难而必须后焊，其焊点距基材混凝土表面应大于 15*d*，且应采用冰水浸渍的湿毛巾包裹植筋外露部分的根部。

A. 4　植筋施工

A. 4. 1　施工工艺流程

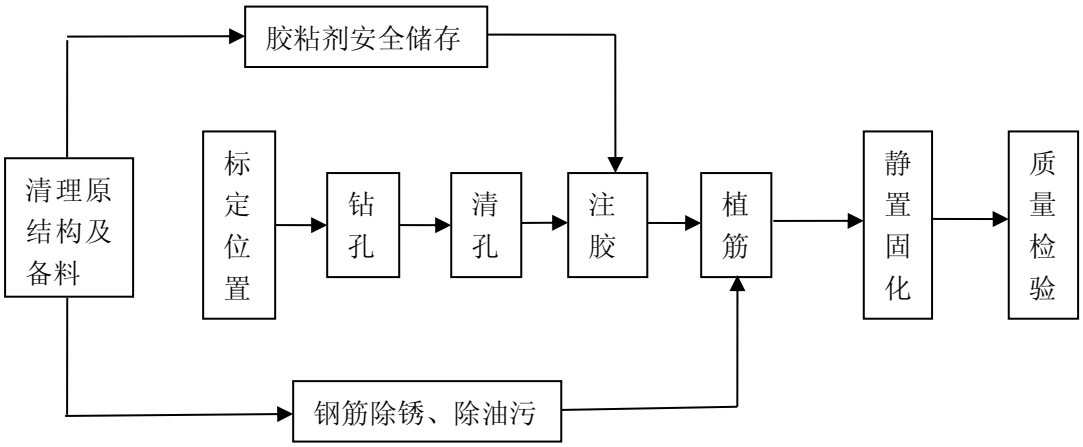


图 A. 4. 1 植筋施工工艺流程框图

A. 4. 2　植筋用胶黏剂

植筋用胶黏剂分管装式、机械注入式两种, 其性能应符合本规程第 14 章的相关规定。施工时应注意材料和配胶方式的相互配套, 不得在现场配置植筋用胶黏剂。

A. 4. 3　植筋定位、钻孔

1　钻孔前可用钢筋探测仪探测桥梁构件植筋部位钢筋位置, 或凿去保护层暴露钢筋, 若植筋孔位处存在钢筋, 则应适当调整钻孔位置。

2　钻孔施工遇到钢筋或预埋件时应立即停钻, 并适当移动钻孔孔位, 若移动值太大应及时通知设计单位予以处理。

A. 4. 4　清洁孔壁、钢筋

清洁孔壁、钢筋可采用下列方法：

1　先将喷嘴伸入成孔底部并吹入洁净无油的压缩空气, 向外拉出喷嘴, 反复 3 次；

2　将硬毛刷插入孔中, 往返旋转清刷 3 次；

3　再将喷嘴伸入钻孔底部吹气, 向外拉出喷嘴, 反复 3 次；

4　对要植入钢筋上的锈迹、油污进行除锈与清理；

5　植筋前用丙酮或工业用酒精擦拭孔壁、孔底和植入钢筋。

A. 4. 5　植筋

1　植筋用胶黏剂应采用专用灌注器或注射器进行灌注, 灌注量一般为孔深的2/3, 并应保证在植入钢筋后有少许胶黏剂溢出。

2　注入胶黏剂后应立即单向旋转插入钢筋, 直至达到设计的深度, 并保证植入钢筋与孔壁间的间隙基本均匀, 校正钢筋的位置和垂直度。

A. 4. 6 静置固化

胶黏剂完全固化前, 不得触动或振动已植钢筋, 以免影响其黏结性能。

A. 5 植筋施工质量检验

A. 5. 1 钻孔要求

钻孔直径应符合表 A. 5. 1-1 的要求, 直径允许偏差为+2mm、-1mm；钻孔深度、垂直度和位置的允许偏差应符合表 A. 5. 1-2 的要求。

表 A. 5. 1-1 植筋钻孔直径 (mm)

钢筋公称直径	钻孔直径	钢筋公称直径	钻孔直径
6	10	18	22
8	12	22	28
10	14	22	28
12	16	25	30
14	18	28	35
16	20	32	38

表 A. 5. 1-2 植筋钻孔深度、垂直度和位置允许偏差

植筋位置	钻孔深度允许偏差(mm)	钻孔垂直度允许偏差	位置允许偏差(mm)
上、下部结构	+10,0	3°	5
承台与基础	+20,0	5°	10
连接节点	+5,0	2°	5

A. 5. 2 植筋要求

1 锚孔内胶黏剂应饱满, 不得有未固结现象。

2 植入钢筋不得有松动, 表面不应有损伤, 钢筋不得弯曲 90°以上。

A. 5. 3 施工应注意的问题

1 严禁采用将胶黏剂直接涂抹在钢筋上植入孔中的植筋方式。

2 废孔处理：施工中钻出的废孔, 应采用高于构件混凝土一个强度等级的水泥砂浆、聚合物水泥砂浆或锚固胶黏剂进行填实, 必要时应插入钢筋。

附录 B　碳纤维片材加固混凝土结构粘贴强度现场检测方法

B.0.1　本方法适用于碳纤维片材加固混凝土结构粘贴强度施工质量的现场检测。

B.0.2　检验用黏结强度检测仪可参照现行行业标准《数显式黏结强度检则仪》(JF3056)的规定。黏结强度检测仪应每年检定一次,发现异常时应随时维修、检定。

B.0.3　现场检测应在已完成碳纤维片材粘贴加固的结构表面上进行。按实际粘贴碳纤维片材的加固结构表面面积计,每 500m² 工程取一组 3 个试样,不足 500m² 时按一组计。检测点应由随机抽取,试样间距不得小于 1m。

B.0.4　被测部位的加固表面应清除污渍并保持干燥；从加固表面向混凝土基体内部切割预切缝,切入混凝土深度 2~3mm,宽度 1~2mm,预切缝形状为直径 40mm 的圆形；采用取样粘结剂粘贴直径为 40mm 的圆形钢标准块(图 B.0.1)。取样粘结剂的正拉黏结强度应大于碳纤维片材粘贴树脂的正拉黏结强度。钢标准块粘贴后应及时固凝。

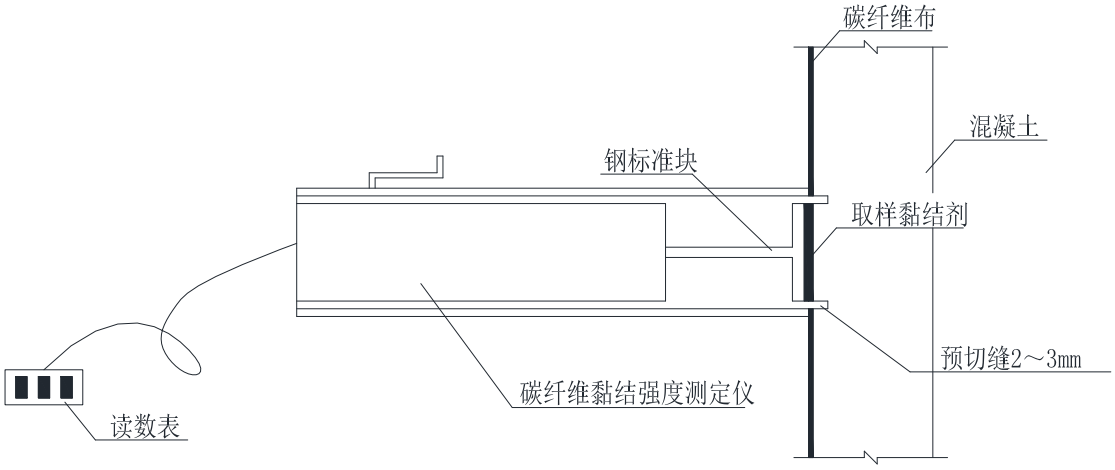


图 B.0.1 碳纤维片材粘结质量现场检测示意

B.0.5 按照黏结强度检测仪生产厂提供的使用说明书,连接钢标准块；以 1500~2000N/min 匀速加载,记录破坏时的荷载值,并观察破坏形态。

B.0.6 正拉黏结强度应按下式计算：

$$f = \frac{P}{A} \tag{B.1}$$

式中：f —— 正拉黏结强度(MPa)；

P —— 试件破坏时的荷载值(N)；

A —— 钢标准块的粘结面面积(mm^2)。

B.0.7 破坏形式判别：破坏类型 A：混凝土破坏—混凝土试块破坏；破坏类型 B：层间破坏—树脂与混凝土间复合涂层界面积破坏；破坏类型 C：碳纤维片材破坏—碳纤维片材内部破坏；破坏类型 D：粘结失效—碳纤维片材与钢标准块之间破坏。

B.0.8 试验结果：每组 3 个被测试点,以算术平均值作为该组正拉黏结强度的试验结果。试验结果应包括破坏形式、3 个试样的正拉粘强度值和该组正拉黏结强度的试验平均值。

B.0.9 施工质量判定：

破坏形式为 *A* 时,施工质量判定为合格；

破坏形式为 *B*、*C*、*D* 时,如满足每组试样的正拉黏结强度试验平均值不小于 2.5MPa,且其中单个试样的正拉黏结强度最小值不小于 2.25MPa 的要求,施工质量判定为合格；

破坏形式为 *B*、*C*、,如不能满足每组试样的正拉黏结强度试验平均值不小于 2.5MPa,且其中单个试样的正拉黏结强度最小值小于 2.25MPa 的要求,施工质量判定为不合格,或根据实际工程情况加大样本数量重新检验；

破坏形式为 *D* 时,如不能满足每组试样的正拉粘强度试验平均值不小于 2.5MPa,且其中单个试样的正拉黏结强度最小值不小于 2.25MPa 的要求,应重新制备试样和检验。

附录 C　体外索加固体系结构分析方法和简支体系的内力计算方法

C. 0.1　对于用体外索加固的简支梁体系, 其整体计算图式为一次内部超静定结构, 见图 C. 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。

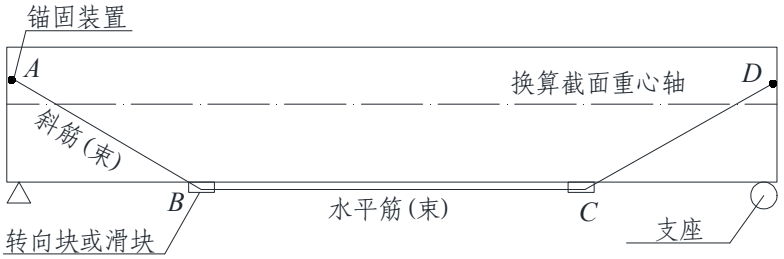


图 C. 0. 1 体外索加固简支体系整体图式

C.0.2　对于用体外索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筋(束)单元在转向器(块)处固结,计算图线至固结点之间采用刚臂表示转向构造,见图 C.0.2。计算中可忽略体外索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。

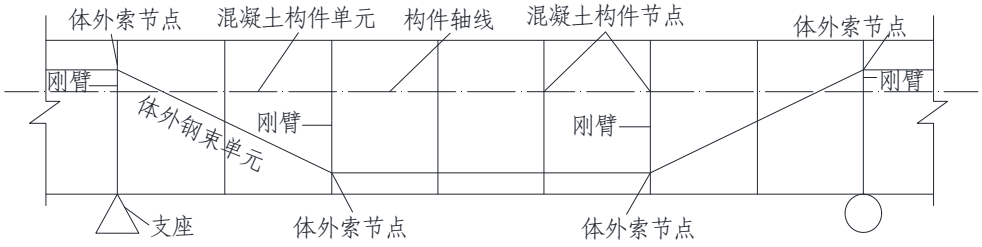


图 C. 0. 2 体外索加固连续体系的有限元图式

C.0.3　体外索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下图 C.0.3。

拉力增量：

$$N_{\mathrm{p,e}} = -\Delta_{1\mathrm{p}} / \delta_{11} \tag{C-1}$$

$$N_{\mathrm{pb,e}} = \lambda N_{\mathrm{p,e}} \tag{C-2}$$

应力增量：

$$\sigma_{\mathrm{p,e}} = \Delta N_{\mathrm{p,e}} / A_{\mathrm{p,e}} \tag{C-3}$$

$$\Delta\sigma_{\mathrm{pb,e}}=\Delta N_{\mathrm{p,e}}/A_{\mathrm{pb,e}} \tag{C-4}$$

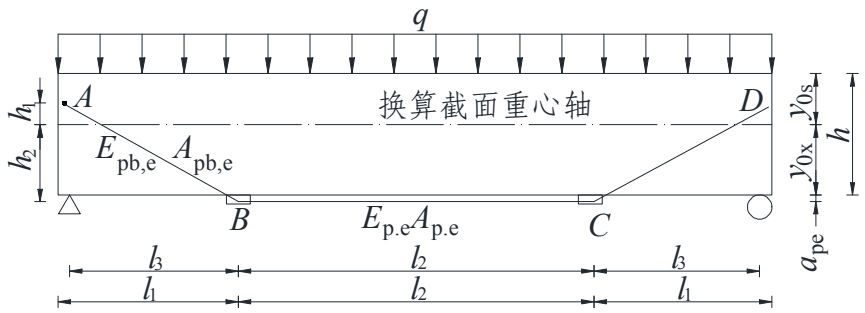


图 C.3 体外索加固简支体系整体计算图式

式中及图 C.3 中的参数及符号意义如下：

$\Delta N_{\mathrm{p,e}}$、$\Delta N_{\mathrm{pb,e}}$ ——分别为体外预应力水平和弯起筋(束)的可变作用拉力增量；

$\Delta\sigma_{\mathrm{p,e}}$、$\Delta\sigma_{\mathrm{pb,e}}$ ——分别为体外预应力水平和弯起筋(束)的可变作用拉应力增量；

$$\Delta_{1\mathrm{P}}=\frac{1}{E_{\mathrm{c}}I_0}\left(2\omega_1\lambda h_1\cos\theta_e-2\omega_1 y_1-\omega_2 h_2\right) \tag{C-5}$$

$$\begin{aligned}\delta_{11}=&\frac{2\lambda^2 l_1}{E_{\mathrm{pb.e}}A_{\mathrm{pb.e}}\cos\theta_{\mathrm{e}}}+\frac{l_2}{E_{\mathrm{p.e}}A_{\mathrm{p.e}}}+\frac{l_1^2}{E_{\mathrm{c}}I_0}\left(2l_1\lambda^2\cos^2\theta_{\mathrm{e}}+l_2\right)\\&+\frac{1}{E_{\mathrm{c}}I_0}\left[\frac{2}{3}a\lambda^2 h_1^2\cos^2\theta_{\mathrm{e}}+\frac{2}{3}b\left(M_{\mathrm{DX}}+M_{\mathrm{NX}}\right)^2+l_2h^2\right]\end{aligned} \tag{C-6}$$

$$\omega_1=\frac{1}{2}ql_3^2\left(L/2-l_3/3\right)$$

$$\omega_2=\frac{1}{12}qL_3^2-ql_3^2\left(L/2-l_3/3\right)$$

$$y_1=\left(l_1-x_{\mathrm{c}}\right)\lambda\sin\theta_{\mathrm{e}}$$

$$x_{\mathrm{c}}=\frac{l_3\left(2L-l_3\right)}{6L-4l_3}$$

$$a=h_1 ctg\theta_{\mathrm{e}}$$

$$b=l_1-h_1 ctg\theta_{\mathrm{e}}$$

$$M_{\mathrm{NX}}=\lambda h_1\cos\theta_{\mathrm{e}}$$

$$M_{\mathrm{DX}}=\lambda l_1\sin\theta_{\mathrm{e}}$$

式中：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} ——体外预应力筋(束)在竖直平面内的弯起角度(竖弯角)，$\theta_{\mathrm{e}}\leqslant 45°$；

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；

λ —— 体外预应力水平和弯起筋(束)的拉力比例系数，按前述公式计算；

q —— 作用在一片梁上的可变作用集度：当取标准值计算时，对于车列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_{0s}、y_{0x} —— 分别为原梁(跨中)换算截面重心至截面上、下缘的距离；

α_{pe} —— 体外索水平筋(束)重心到原梁底面的距离，以水平筋(束)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(束)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；

$h=y_{0\mathrm{x}}+\alpha_{\mathrm{pe}}$；

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；

$E_{\mathrm{p,e}}$、$E_{\mathrm{pb,e}}$ —— 分别为体外索水平筋(束)、斜筋(束)的弹性模量；

$A_{\mathrm{p,e}}$、$A_{\mathrm{pb,e}}$ —— 分别为体外索水平筋(束)、斜筋(束)的截面面积；

E_{c} —— 原梁混凝土弹性模量；

A_0、I_0 —— 分别为原梁(跨中)换算截面面积和惯性矩

当原梁为钢筋混凝土梁且体外索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(束)的拉(应)力增量：

$$N_{\mathrm{p,e}}=\Delta\sigma_{\mathrm{p,e}}A_{\mathrm{p,e}}=\alpha_{\mathrm{ES}}e_{\mathrm{re}}\frac{M_{\mathrm{q}}}{I_0}A_{\mathrm{p,e}} \tag{C-7}$$

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} —— 体外预应力筋(束)的折算偏心矩，可按下式计算：

$$e_{\mathrm{re}}=0.8\left(\frac{1}{\alpha}+0.5\right)h_2-0.2667\left(\frac{1}{\alpha}-1\right)h_1$$

α —— 体外预应力筋(束)两转向点间的距离与梁的跨径之比，$\alpha=l_2/L$

对于连续梁和连续刚构加固体系，各段体外索的水平筋(束)中可变作用的拉(应)力增量需采用有限元方法计算求得。

附录 D　锚栓施工方法

D.1　锚栓施工

D.1.1　施工工艺流程图

用于桥梁构件加固的锚栓通常有机械型锚栓、注射式化学锚栓、管式化学锚栓三种,其施工工艺流程框图见图 D.1.1-1～E.1.1-3。

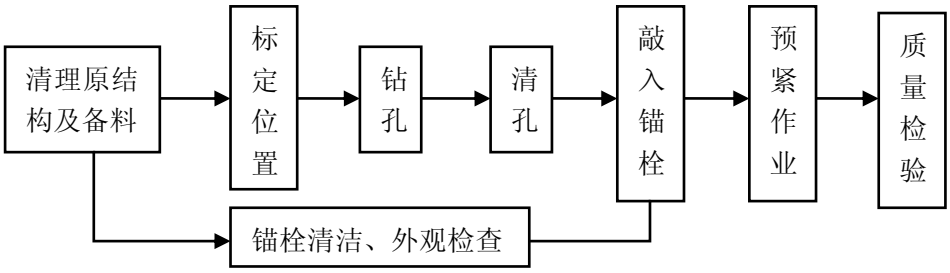


图 D.1.1-1　机械型锚栓施工工艺流程框图

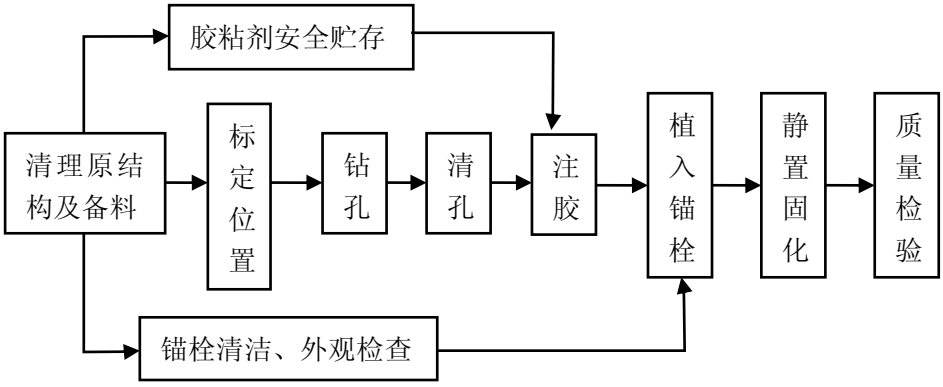


图 D.1.1-2　注射式化学锚栓施工工艺流程框图

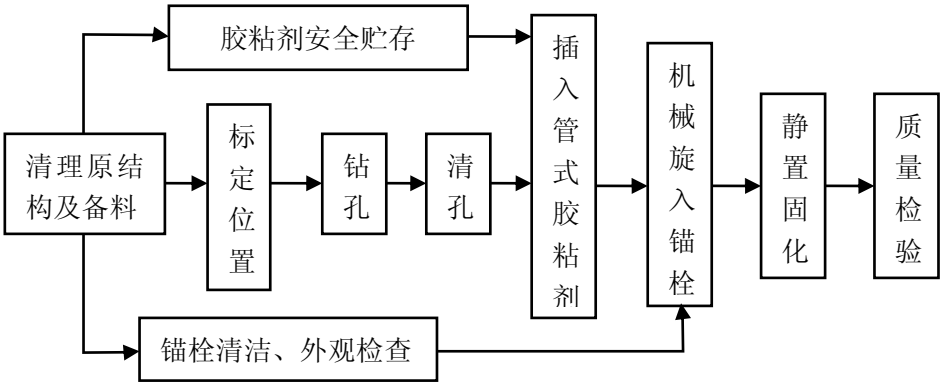


图 D.1.1-3　管式化学锚栓施工工艺流程框图

D. 1. 2 锚孔的定位与钻孔按照本规程附录 A 的相关要求执行, 锚孔直径和孔深应和锚栓的要求相配套。

D. 1. 3 锚孔的清理应符合下列要求：

1 对机械型锚栓的锚孔, 应用洁净的压缩空气清除孔内粉屑；对化学锚栓的锚孔, 应先用硬毛刷清孔, 再用洁净的压缩空气清除粉屑。

2 清孔的次数不应少于 3 次；必要时应用丙酮擦拭干净锚孔。

3 孔壁应无油污, 其干燥程度应达到设计要求。

4 锚固的基材表面应光滑平整, 无粉尘、碎屑。

D. 1. 4 机械型锚栓的安装应符合下列规定：

自切底、切底锚栓应采用专用工具进行安装；安装就位后其套筒顶端至混凝土表面的距离应约为 1mm。

D. 1. 5 化学锚栓的安装应符合下列规定：

1 注射式化学锚栓的安装, 应将注射管插入孔底, 由孔底往外均匀注入胶黏剂至孔深的 2/3；以孔口有胶黏剂溢出作为目测检验注胶合格的标志。

2 玻璃管式化学锚栓的安装, 应将玻璃管插入锚孔, 用电锤以低速（小于 750r/min）将螺杆旋入至锚固深度, 目测以有少量胶黏剂外溢为合格。

3 化学锚栓在固化时间内严禁扰动, 以免影响其黏结性能。

D. 2 施工质量检验

D. 2. 1 锚固质量应符合设计的规定, 当设计无要求时, 应符合表 D. 2. 1 的要求。

表 D. 2. 1 锚固施工允许偏差

锚栓种类	预紧力	锚固深度(mm)	位移(mm)
扭矩控制式型锚栓	+15%	0,+5	—
扭矩控制式扩孔型锚栓	+15%	0,+5	—
位移控制式型锚栓	+15%	0,+5	0,+2

D. 2. 2 化学锚栓的粘胶剂的性能应符合本规程第 4 章的相关规定。

D. 2. 3 施工应注意的问题

1 机械型锚栓和化学锚栓应整套使用, 不得替换任何部件。

2 废孔应按附录 A 中 A. 5. 3 条方法处理。

附录E　锚栓

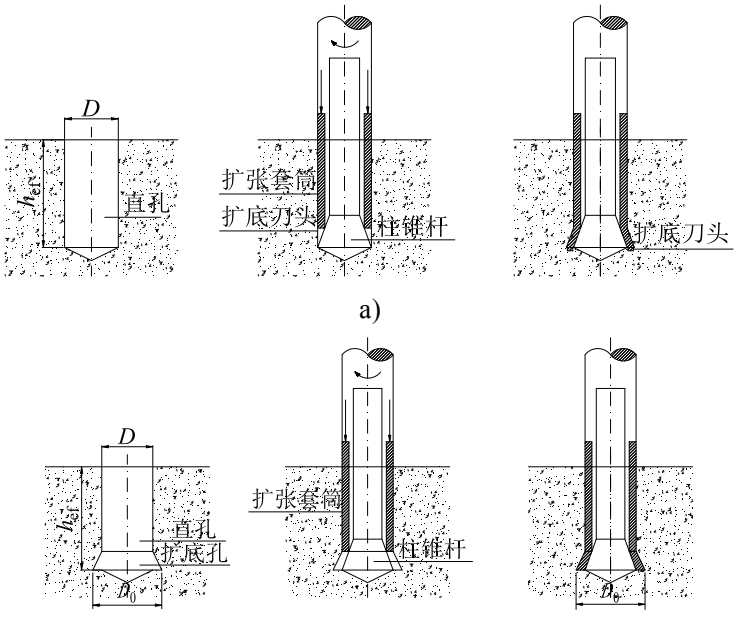
本附录的锚栓钢材承载力验算及构造规定均引自《混凝土结构加固设计规范》（GB 50367—2006）第13章。

E.1　设计规定

E.1.1　本附录适用于混凝土桥梁的主要承重构件的锚固，不适用于严重风化的混凝土桥梁。

E.1.2　混凝土桥梁采用锚栓加固时，主要承重构件混凝土强度等级不应低于C30；对一般构件不应低于C20。

E.1.3　桥梁承重构件用的锚栓，应采用有机械锁键效应的后扩底锚栓（图E.1.3），也可采用适应开裂混凝土性能的定型化学锚栓。当采用定型化学锚栓时，其有效锚固深度：对承受拉力的锚栓，不得小于$8.0d_0$（d_0为锚栓公称直径）；对承受剪力的锚栓，不得小于$6.5d_0$。



图E.1.3 后扩底锚栓（D_0为扩底直径）

a）自扩底锚栓；b）预扩底锚栓

不得采用膨胀型锚栓作为桥梁主要承重构件的连接件。

处于地震区桥梁结构中采用锚栓时，应采用加长型后扩底锚栓，且仅允许用于设防烈度不高于8度、建于Ⅰ、Ⅱ类场地的桥梁结构；定型化学锚栓仅允许用于设防烈度不高于7度的桥梁结构。

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。

锚栓的受力分析应符合《混凝土结构加固设计规范》（GB 50367—2006）附录M的规定。

E.2 锚栓钢材承载力验算

E.2.1 锚栓钢材的承载力验算，应按锚栓受拉、受剪及同时受拉剪作用等三种受力情况分别进行。

E.2.2 锚栓钢材受拉承载力设计值，应符合下列规定：

$$N_{\mathrm{t}}^{\mathrm{a}} = f_{\mathrm{ud,t}} A_{\mathrm{s}} \qquad \text{（E.2.2）}$$

式中：$N_{\mathrm{t}}^{\mathrm{a}}$ —— 锚栓钢材受拉承载力设计值；

$f_{\mathrm{ud,t}}$ —— 锚栓钢材用于抗拉计算的强度设计值，必须按本规程第 E.2.3 条的规定采用；

A_{s} —— 锚栓有效截面面积。

E.2.3 碳钢、合金钢及不锈钢锚栓的钢材强度设计指标必须符合表 E.2.3-1 和表 E.2.3-2 的规定。

表 E. 2. 3-1 碳钢及合金钢锚栓钢材强度设计指标

性能等级		4.8	5.8	6.8	8.8
锚栓强度设计值（MPa）	用于抗拉计算 $f_{\mathrm{ud,t}}$	250	310	370	490
	用于抗剪计算 $f_{\mathrm{ud,t}}$	150	180	220	290

注：锚栓受拉弹性模量 E_{s} 取2.0×10^{5}MPa。

表 E. 2. 3-2 不锈钢锚栓钢材强度设计指标

性能等级		50	70	80
螺纹直径（mm）		≤32	≤24	≤24
锚栓强度设计值（MPa）	用于抗拉计算 $f_{\mathrm{ud,t}}$	175	370	500
	用于抗剪计算 $f_{\mathrm{ud,t}}$	105	225	300

E.2.4 锚栓钢材受剪承载力设计值，应区分无杠杆臂和有杠杆臂两种情况（图 E.2.4）进行计算。

1 无杠杆臂受剪

$$V^{\mathrm{a}} = f_{\mathrm{ud,t}} A_{\mathrm{s}} \qquad \text{（E.2.4-1）}$$

2 有杠杆臂受剪

$$V^{\mathrm{a}} = 1.2 W_{\mathrm{el}} f_{\mathrm{ud,t}} \left(1 - \frac{\sigma}{f_{\mathrm{ud,t}}}\right) \frac{\alpha_{\mathrm{m}}}{l_0} \qquad \text{（E.2.4-2）}$$

式中：V^{a} —— 锚栓钢材受剪承载力设计值；

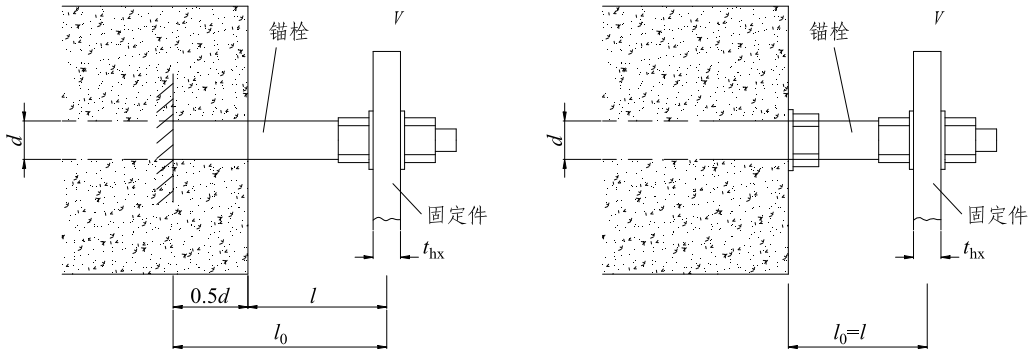
A_s—— 锚栓有效截面面积；

W_{el}—— 锚栓截面抵抗矩；

σ—— 被验算锚栓承受的轴向拉应力，其值按 N/A_s 确定；符号 N 为轴向拉力；A_s 的意义见式（E.2.2）；

α_m—— 约束系数，对图 E.2.4a），取 $\alpha_m=1$；对图 E.2.4b），取 $\alpha_m=2$；

l_0—— 杠杆臂计算长度，当基材表面有压紧的螺帽时，取 $l_0=l$；当无压紧螺帽时，取 $l_0=l+0.5d$。



图E. 2. 4 锚栓杠杆臂计算长度的确定

E.3 基材混凝土承载力验算

基材混凝土的承载力验算，应考虑三种破坏模式：混凝土呈锥形受拉破坏、混凝土边缘呈楔形受剪破坏以及同时受拉、剪作用破坏。具体计算可按照《混凝土结构加固设计规范》（GB 50367—2006）中第13章的方法执行。

E.4 构造规定

E.4.1 桥梁混凝土构件的最小厚度不应小于 100mm。

E.4.2 桥梁主要承重结构用锚栓，其公称直径不得小于 12mm；按构造要求确定的锚固深度不应小于 80mm，且不应小于混凝土保护层厚度。

E.4.3 锚栓的最小边距 D_{min}、临界边距 $D_{Dr,N}$ 和群锚最小间距 S_{min}、临界间距 $S_{Dr,N}$ 应符合表 E.4.3 的规定。

表 E. 4. 3 锚栓的边距和间距

D_{min}	$D_{Dr,N}$	S_{min}	$S_{Dr,N}$
$\geqslant 0.8h_{ef}$	$\geqslant 1.5h_{ef}$	$\geqslant 1.0h_{ef}$	$\geqslant 3.0h_{ef}$

注：h_{ef} 锚栓的有效锚固长度（mm），按定型产品说明书中的推荐值取用。

E.4.4 地震区锚栓的实际锚固深度，应按本规程计算确定的有效锚固深度乘以抗震构造修正系数ψ_{aE}后采用。对 6 度区，取$\psi_{aE}=1.0$；对 7 度区，取$\psi_{aE}=1.1$；对 8 度区Ⅰ、Ⅱ类场地，取$\psi_{aE}=1.2$。

E.4.5 锚栓防腐蚀标准应高于桥梁本身的防腐蚀要求。

主要引用文献：相关行业规范及标准外

GB50367-2013 混凝土结构加固设计规范
GB50728-2011 工程结构加固材料安全性鉴定技术规范
GB/T21490-2008 结构加固修复用碳纤维片材
JTG/T J22-2008 公路桥梁加固设计规范
JTG/T J23-2008 公路桥梁加固施工技术规范
单成林.旧桥加固设计原理及计算示例[M].北京：人民交通出版社，2007
湖南省高速公路管理局.湖南省高速公路旧桥维修加固技术指南[S].湖南：2010
广东省公路管理局.广东省公路桥梁维修加固技术指南[S]. 北京：人民交通出版社，2011
CECS146:2003 碳纤维片材加固修复混凝土结构技术规程
T/T532-2004 桥梁结构用碳纤维片材
JG/T 166-2004 碳纤维片材加固修复结构用粘接树脂
FIP1993 后张预应力体系验收建议
GB/T5028－93 预应力液压千斤顶