

JTG

中华人民共和国行业标准

JTG D62-2012

公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范

Code for Design of Highway Reinforced Concrete and Prestressed

Concrete Bridges and Culverts

(征求意见稿, 即将发布)

中华人民共和国交通运输部发布

目 次

1 总则	1
2 术语和符号	3
2.1 术语	3
2.2 符号	6
3 材料	12
3.1 混凝土	12
3.2 钢筋	13
4 结构设计	17
4.1 一般规定 <u>(新增节)</u>	17
4.2 板的计算	21
4.3 梁的计算	24
4.4 拱的计算	28
4.5 耐久性设计 <u>(新增节)</u>	31
5 持久状况承载能力极限状态计算	37
5.1 一般规定	37
5.2 受弯构件	39
5.3 受压构件	48
5.4 受拉构件	61
5.5 受扭构件	62
5.6 受冲切构件	67
5.7 局部承压构件	70
6 持久状况正常使用极限状态计算	73
6.1 一般规定	73
6.2 钢筋预应力损失	77
6.3 抗裂验算	83
6.4 裂缝宽度验算	87
6.5 挠度验算	94
7 持久状况和短暂状况构件的应力计算	97

7.1 持久状况预应力混凝土构件应力计算.....	97
7.2 短暂状况构件的应力计算.....	100
8 构件计算的规定.....	104
8.1 组合式受弯构件.....	104
8.2 墩台盖梁.....	109
8.3 铰.....	111
8.4 橡胶支座.....	112
8.5 桩基承台.....	116
8.6 桥梁伸缩装置.....	122
8.7 后张预应力混凝土锚固区 <u>（新增节）</u>	124
8.8 横隔梁 <u>（新增节）</u>	129
9 构造规定.....	131
9.1 一般规定.....	131
9.2 板.....	137
9.3 梁.....	140
9.4 预应力混凝土上部结构.....	145
9.5 拱桥.....	149
9.6 柱、墩台和桩基承台.....	151
9.7 支座.....	154
9.8 涵洞、吊环和铰.....	155
附录 A 温差作用效应计算公式.....	156
附录 B 预应力曲线钢筋由锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩引起的考虑反摩擦后的预应力损失简化计算.....	157
附录 C 后张法预应力混凝土构件弹性压缩损失的简化计算.....	159
附录 D 混凝土收缩应变和徐变系数计算及钢筋松弛损失中间值与终极值的比值.....	160
附录 E 允许开裂的 B 类预应力混凝土受弯构件受压区高度计算.....	164
附录 F 拉压杆模型分析方法 <u>（新增）</u>	165
附录 G 桥梁结构的实用精细化分析模型 <u>（新增）</u>	169
附录 H 体外预应力混凝土桥梁设计 <u>（新增）</u>	176
本规范用词用语说明.....	183

1 总则

1.0.1 为使公路桥涵设计符合安全可靠、适用耐久、技术先进、经济合理、环保节能的要求，制订本规范。

1.0.2 本规范适用于公路桥涵的一般钢筋混凝土及预应力混凝土结构构件的设计，不适用于轻集料混凝土及其他特种混凝土桥涵结构构件的设计。

1.0.3 本规范按照国家标准《公路工程结构可靠性设计统一标准》(GB/T 50283)规定的设计原则编制。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)和《道路工程术语标准》(GBJ 124)的规定采用。

1.0.4 本规范采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，按分项系数的设计表达式进行设计。

1.0.5 公路桥涵应进行以下两类极限状态设计：

1 承载能力极限状态：对应于桥涵及其构件达到最大承载能力或出现不适于继续承载的变形或变位的状态。

2 正常使用极限状态：对应于桥涵及其构件达到正常使用或耐久性的某项限值的状态。

1.0.6 公路桥涵应考虑以下四种设计状况及其相应的极限状态设计：

1 持久状况：桥涵建成后承受自重、汽车荷载等持续时间很长的结构使用时的正常情况。该状况下的桥涵应进行承载能力极限状态和正常使用极限状态设计。

2 短暂状况：桥涵施工过程中承受临时性作用及维修时的情况等。该状况下的桥涵应作承载能力极限状态设计，必要时才作正常使用极限状态设计。

3 偶然状况：在桥涵使用过程中可能偶然出现的如撞击等情况。该状况下的桥涵仅作承载能力极限状态设计。

4 地震状况：在桥涵使用过程中遭受地震时的情况，在抗震设防地区必须考虑地震状况。

注：地震状况下结构及结构构件设计应符合《公路工程抗震设计规范》(JTJ 004)的规定。

1.0.7 公路桥涵结构的设计使用年限应按表 1.0.7 采用。（新增条文）

表 1.0.7 公路桥涵结构的设计使用年限

类别	设计使用年限（年）	示例
1	30	小桥、涵洞
2	50	中桥、重要小桥
3	100	特大桥、大桥、重要中桥

注：本表所列特大、大、中、小桥和涵洞系按《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60）表 1.0.14 中的单孔跨径确定，对于多跨不等跨桥梁，以其中最大跨径为准；本表冠以“重要”的中桥和小桥，系指高速公路和一级公路上、国防公路上及城市附近交通繁忙公路上的桥梁。对有特殊要求结构的设计使用年限，可在上述规定基础上经技术经济论证后予以调整。

1.0.8 桥梁结构的设计和施工质量应分阶段实行严格管理和控制；桥梁的使用应符合设计给定的使用条件，禁止超限车辆通行；使用过程中必须进行定期检查和维修。

1.0.9 材料和工程质量应符合《公路工程质量检验评定标准》（JTG F80/1-2004）和《公路桥涵施工技术规范》（JTG/T F50-2011）的要求。

2 术语和符号

2.1 术语

说明：新增和修订的术语基本参照《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)。

2.1.1 极限状态 limit states

整个结构或结构的一部分超过某一特定状态就不能满足设计规定的某一功能要求，此特定状态为该功能的极限状态。

2.1.2 可靠度 degree of reliability

结构在规定的时间内，在规定的条件下，完成预定功能的概率。

2.1.3 设计状况 design situation

结构从施工到使用的全过程中，代表一定时段内实际情况的一组设计条件，设计应做到在该组条件下结构不超越有关的极限状态。

2.1.4 材料强度标准值 characteristic value of material strength

设计结构或构件时采用的材料强度的基本代表值。该值可根据符合规定标准的材料，其强度概率分布的 0.05 分位值确定。

2.1.5 材料强度设计值 design value of material strength

材料强度标准值除以材料强度分项系数后的值。

2.1.6 作用 action

施加在结构上的集中力或分布力，如汽车、结构自重等，或引起结构外加变形或约束变形的原因，如地震、基础不均匀沉降、温度变化等，统称为作用。前者为直接作用，也可称为荷载；后者为间接作用（不宜称为荷载）。

2.1.7 作用效应 effects of actions

由作用引起的结构或结构构件的反应，如由作用产生的结构或构件的轴向力、弯矩、剪力、应力、裂缝、变形等，称为作用效应。

2.1.8 作用的标准值 characteristic value of an action

作用的主要代表值, 可根据对观测数据的统计、作用的自然界限或工程经验确定。

2.1.9 作用的设计值 design value of an action

作用的标准值乘以作用分项系数后的值。

2.1.10 可变作用的组合值 combination value of a variable action (新增条文)

使组合后的作用效应的超越概率与该作用单独出现时其标准值作用效应的超越概率趋于一致的作用值; 或组合后使结构具有规定可靠指标的作用值。可通过组合值系数对作用标准值效应的折减来表示。

2.1.11 可变作用的频遇值 frequent value of a variable action (新增条文)

在设计基准期内被超越的总时间占设计基准期的比率较小的作用值; 或被超越的频率限制在规定频率内的作用值。可通过频遇值系数对作用标准值的折减来表示。

2.1.12 可变作用的准永久值 quasi-permanent value of a variable action (新增条文)

在设计基准期内被超越的总时间占设计基准期的比率较大的作用值。可通过准永久值系数对作用标准值的折减来表示。

2.1.13 作用效应组合 combination for action effects

结构上几种作用分别产生的效应的随机叠加。

2.1.14 安全等级 safety class

为使桥涵具有合理的安全性, 根据桥涵结构破坏所产生后果的严重程度而划分的设计等级。

2.1.15 结构重要性系数 coefficient for importance of a structure

对不同安全等级的结构, 为使其具有规定的可靠度而采用的作用效应附加的分项系数。

2.1.16 几何参数标准值 nominal value of geometrical parameter

设计结构或构件时采用的几何参数的基本代表值, 其值可按设计文件规定值确定。

2.1.17 承载力设计值 design value of ultimate bearing capacity

结构或构件按承载能力极限状态设计时, 用材料强度设计值计算的结构或构件极

限承载能力。

2.1.18 作用效应组合设计值 design value of combination for action effects

设计结构或构件时，由作用设计值分别引起效应的组合。

2.1.19 作用效应基本组合 fundamental combination for action effects (新增条文)

承载能力极限状态设计时，永久作用设计值效应与可变作用设计值效应的组合。

2.1.20 作用效应标准组合 combination for combine action effects (新增条文)

永久作用标准值效应与主导可变作用标准值效应、伴随可变作用组合值效应的组合。

2.1.21 作用效应频遇组合 combination for frequent action effects

正常使用极限状态设计时，永久作用标准值效应与主导可变作用频遇值效应、伴随可变作用准永久值效应的组合。

条文说明：对应 04 版规范中“作用短期效应组合”。

2.1.22 作用效应准永久组合 combination for quasi-permanent action effects

正常使用极限状态设计时，永久作用标准值效应与可变作用准永久值效应的组合。

条文说明：对应 04 版规范中“作用长期效应组合”。

2.1.23 开裂弯矩 cracking moment

构件出现裂缝时的理论临界弯矩。

2.1.24 分项系数 partial safety factor

为保证所设计的结构或构件具有规定的可靠度，在结构极限状态设计表达式中采用的系数；分为作用分项系数和材料分项系数等。

2.1.25 施工荷载 site load

按短暂状况设计时，施工阶段施加在结构或构件上的临时荷载，包括结构自重、附着在结构和构件上的模板、材料机具等荷载。

2.1.26 设计使用年限 design working life (新增条文)

设计规定的结构或结构构件不需进行大修即可按预定目的使用的年限。

2.1.27 耐久性设计 durability design (新增条文)

按照结构或结构构件的设计使用年限开展的相关防护、防腐、管养等设计。

2.1.28 应力扰动区 (D 区) disturbed region (D-region) (新增条文)

混凝土结构中截面应变分布不符合平截面假定的区域。

2.2 符号

2.2.1 材料性能有关符号

C30 —— 表示立方体强度标准值为 30MPa 的混凝土强度等级；

f_{cu} —— 边长为 150mm 的混凝土立方体抗压强度；

f'_{cu} —— 边长为 150mm 的施工阶段混凝土立方体抗压强度；

$f_{cu,k}$ —— 边长为 150mm 的混凝土立方体抗压强度标准值；

f_{ck} 、 f_{cd} —— 混凝土轴心抗压强度标准值、设计值；

f_{tk} 、 f_{td} —— 混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值；

f'_{ck} 、 f'_{tk} —— 短暂状况施工阶段的混凝土轴心抗压、抗拉强度标准值；

f_{sk} 、 f_{sd} —— 普通钢筋抗拉强度标准值、设计值；

f_{pk} 、 f_{pd} —— 预应力钢筋抗拉强度标准值、设计值；

f'_{sd} 、 f'_{pd} —— 普通钢筋、预应力钢筋抗压强度设计值；

$f_{ce,d}$ —— “拉压杆模型”中压杆混凝土的有效抗压强度设计值；

E_c —— 混凝土弹性模量；

G_c —— 混凝土剪变模量；

E_s 、 E_p —— 普通钢筋、预应力钢筋的弹性模量。

2.2.2 作用和作用效应有关符号

S_{sk} —— 使上部结构倾覆的汽车荷载 (含冲击作用) 标准值效应；(新增符号)

- S_{bk} —— 使上部结构稳定的作用效应标准组合；（新增符号）
- M_d —— 弯矩组合设计值；
- M_s 、 M_l —— 按作用效应频遇组合、准永久组合计算的弯矩值；
- M_k —— 按作用效应标准组合计算的弯矩值；
- M_{cr} —— 受弯构件正截面的开裂弯矩值；
- M_{1Gd} —— 组合式受弯构件第一阶段结构自重产生的弯矩设计值；
- M_{2Gd} —— 组合式受弯构件第二阶段结构自重产生的弯矩设计值；
- M_{1Qd} —— 组合式受弯构件第一阶段结构自重外的荷载产生的弯矩设计值；
- M_{2Qd} —— 组合式受弯构件第二阶段结构自重外的可变作用产生的弯矩设计值；
- N_d —— 轴向力组合设计值；
- N_p —— 后张法构件预应力钢筋和普通钢筋的合力；
- N_{p0} —— 构件混凝土法向应力等于零时预应力钢筋和普通钢筋的合力；
- F_{id} —— 集中反力或局部压力设计值；
- N_{id} —— 第 i 根桩单桩竖向力设计值；
- D_d —— 基桩承台压杆压力设计值；
- T_d —— 扭矩组合设计值或基桩承台拉杆拉力设计值；
- V_d —— 剪力组合设计值；
- V_{cs} —— 构件斜截面内混凝土和箍筋共同的抗剪承载力设计值；
- V_{sb} —— 与构件斜截面相交的普通弯起钢筋抗剪承载力设计值；
- V_{pb} —— 与构件斜截面相交的预应力弯起钢筋抗剪承载力设计值；
- σ_s 、 σ_p —— 正截面承载力计算中纵向普通钢筋、预应力钢筋的应力或应力增量；
- σ_{p0} 、 σ'_{p0} —— 截面受拉区、受压区纵向预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零

时预应力钢筋的应力；

σ_{pc} —— 由预加力产生的混凝土法向预压应力；

σ_{pe} 、 σ'_{pe} —— 截面受拉区、受压区纵向预应力钢筋的有效预应力；

σ_{st} 、 σ_{lt} —— 在作用（或荷载）效应频遇组合、准永久组合下，构件抗裂边缘混凝土的法向拉应力；

σ_{tp} 、 σ_{cp} —— 构件混凝土中的主拉应力、主压应力；

σ_{ss} —— 由作用效应频遇组合产生的开裂截面纵向受拉钢筋的应力；

σ_{con} 、 σ'_{con} —— 构件受拉区、受压区预应力钢筋张拉控制应力；

σ_l 、 σ'_l —— 构件受拉区、受压区预应力钢筋相应阶段的预应力损失；

τ —— 构件混凝土的剪应力；

σ_{pt} —— 由预加应力产生的混凝土法向拉应力；

σ_{kc} 、 σ_{kt} —— 由作用（或荷载）标准值产生的混凝土法向压应力、拉应力；

σ_{cc} —— 构件开裂截面按使用阶段计算的混凝土法向压应力；

W_{fk} —— 计算的受弯构件最大裂缝宽度。

2.2.3 几何参数有关符号

a 、 a' —— 构件受拉区、受压区普通钢筋和预应力钢筋合力点至截面近边的距离；

a_s 、 a_p —— 构件受拉区普通钢筋合力点、预应力钢筋合力点至受拉区边缘的距离；

a'_s 、 a'_p —— 构件受压区普通钢筋合力点、预应力钢筋合力点至受压区边缘的距离；

b —— 矩形截面宽度，T形或I形截面腹板宽度；

b_f 、 b'_f —— T形或I形截面受拉区、受压区的（有效）翼缘宽度；

h_f 、 h'_f —— T形或I形截面受拉区、受压区的翼缘厚度；

d —— 钢筋直径或圆形板式橡胶支座的直径；

d_{cor} —— 构件截面的核芯直径；

- c —— 混凝土保护层厚度；
- r —— 圆形截面半径；
- e_0 —— 轴向力对截面重心轴的偏心距；
- e 、 e' —— 轴向力作用点至受拉区纵向钢筋合力点、受压区纵向钢筋合力点的距离；
- e_s 、 e_p —— 轴向力作用点至受拉区纵向普通钢筋合力点、预应力钢筋合力点的距离；
- e'_s 、 e'_p —— 轴向力作用点至受压区纵向普通钢筋合力点、预应力钢筋合力点的距离；
- e_{p0} 、 e_{pn} —— 预应力钢筋与普通钢筋的合力对换算截面、净截面重心轴的偏心距；
- l_0 —— 受压构件的计算长度；
- l —— 受弯构件的计算跨径或受压构件节点间的长度；
- l_n —— 受弯构件的净跨径；
- s_v —— 箍筋或竖向预应力钢筋的间距；
- x —— 截面受压区高度；
- z —— 内力臂，即纵向受拉钢筋合力点至混凝土受压区合力之间的距离；
- y_0 、 y_n —— 构件换算截面重心、净截面重心至截面计算纤维处的距离；
- y_p 、 y'_p —— 构件受拉区、受压区预应力钢筋合力点至换算截面重心轴的距离；
- y_{pn} 、 y'_{pn} —— 构件受拉区、受压区预应力钢筋合力点至净截面重心轴的距离；
- y_s 、 y'_s —— 构件受拉区、受压区普通钢筋重心至换算截面重心轴的距离；
- y_{sn} 、 y'_{sn} —— 构件受拉区、受压区普通钢筋重心至净截面重心轴的距离；
- A_0 、 A_n —— 构件换算截面面积、净截面面积；
- A —— 构件毛截面面积；
- A_s 、 A'_s —— 构件受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积；

A_p 、 A'_p —— 构件受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积；

A_{sb} 、 A_{pb} —— 同一弯起平面内普通弯起钢筋、预应力弯起钢筋的截面面积；

A_{sv} —— 同一截面内箍筋各肢的总截面面积；

A_{cor} —— 钢筋网、螺旋筋或箍筋范围以内的混凝土核心面积；

A_f 、 A_{fn} —— 混凝土局部受压面积、局部受压净面积；

A_{cr} —— 开裂截面换算截面面积；

W —— 毛截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

W_0 、 W_n —— 换算截面、净截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

S_0 、 S_n —— 换算截面、净截面计算纤维以上（或以下）部分面积对截面重心轴的面积矩；

I —— 毛截面惯性矩；

I_0 、 I_n —— 换算截面、净截面的惯性矩；

I_{cr} —— 开裂截面换算截面惯性矩；

B —— 开裂构件等效截面的抗弯刚度；

B_0 —— 全截面换算截面的抗弯刚度；

B_{cr} —— 开裂截面换算截面的抗弯刚度。

2.2.4 计算系数及其他有关符号

γ_0 —— 桥梁结构的重要性系数；

γ_{qf} —— 上部结构的抗倾覆稳定系数；（新增符号）

φ —— 轴心受压构件稳定系数；

η —— 偏心受压构件轴向力偏心距增大系数；

β_a —— 箱形截面抗扭承载力计算时有效壁厚折减系数；

β_t —— 剪扭构件混凝土抗扭承载力降低系数；

β_{cor} —— 配置间接钢筋时局部承压承载力提高系数；

γ —— 受拉区混凝土塑性影响系数；

η_θ —— 构件挠度长期增长系数；

α_{ES} 、 α_{EP} —— 普通钢筋弹性模量、预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

ρ_{SV} —— 箍筋配筋率；

ρ_{te} —— 纵向受拉钢筋的有效配筋率；(新增符号)

ρ —— 纵向受拉钢筋配筋率或纵向钢筋配筋率。

3 材料

3.1 混凝土

3.1.1 混凝土强度等级应按边长为 150mm 立方体试件的抗压强度标准值确定。抗压强度标准值系指试件用标准方法制作、养护至 28d 龄期，以标准试验方法测得的具有 95%保证率的抗压强度（以 MPa 计）。

注：混凝土强度等级用 150mm×150mm×150mm 立方体抗压强度标准值并冠以 C 表示，如 C30 表示 30 级混凝土。

3.1.2 公路桥涵受力构件的混凝土强度等级应按下列规定采用：

1 钢筋混凝土构件不宜低于 C25，不应低于 C20；当采用强度等级 400MPa 及以上钢筋配筋时，不宜低于 C30，不应低于 C25。

2 预应力混凝土构件不应低于 C40。

3.1.3 混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 和轴心抗拉强度标准值 f_{tk} 应按表 3.1.3 采用。

表 3.1.3 混凝土强度标准值 (MPa)

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

3.1.4 混凝土轴心抗压强度设计值 f_{cd} 和轴心抗拉强度设计值 f_{td} 应按表 3.1.4 采用。

表 3.1.4 混凝土强度设计值 (MPa)

强度等级 强度种类	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
	f_{cd}	9.2	11.5	13.8	16.1	18.4	20.5	22.4	24.4	26.5	28.5	30.5	32.4
f_{td}	1.06	1.23	1.39	1.52	1.65	1.74	1.83	1.89	1.96	2.02	2.07	2.10	2.14

注：计算现浇钢筋混凝土轴心受压和偏心受压构件时，如截面的长边或直径小于 300mm，表中数

值应乘以系数 0.8；当构件质量（混凝土成型、截面和轴线尺寸等）确有保证时，可不受此限。

3.1.5 混凝土受压或受拉时的弹性模量 E_c 应按表 3.1.5 采用。

表 3.1.5 混凝土的弹性模量 (MPa)

混凝土强度等级	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
E_c	2.55 $\times 10^4$	2.80 $\times 10^4$	3.00 $\times 10^4$	3.15 $\times 10^4$	3.25 $\times 10^4$	3.35 $\times 10^4$	3.45 $\times 10^4$	3.55 $\times 10^4$	3.60 $\times 10^4$	3.65 $\times 10^4$	3.70 $\times 10^4$	3.75 $\times 10^4$	3.80 $\times 10^4$

注：当采用引气剂及较高砂率的泵送混凝土且无实测数据时，表中 C50~C80 的 E_c 值应乘以折减系数 0.95。

说明：钢筋混凝土构件最低混凝土强度等级为 C20，因此取消了 C15 的相关设计参数。

3.1.6 混凝土的剪变模量 G_c 可按本规范表 3.1.5 数值的 0.4 倍采用，混凝土的泊松比 ν_c 可采用 0.2。

3.2 钢筋

3.2.1 公路混凝土桥涵的钢筋应按下列规定采用：

1 钢筋混凝土及预应力混凝土构件中的普通钢筋宜选用 HPB235、HPB300、HRB335、HRB400、HRB500、HRBF335、HRBF400、HRBF500 和 RRB400 钢筋，预应力混凝土构件中的箍筋应选用其中的带肋钢筋；按构造要求配置的钢筋网可采用冷轧带肋钢筋。

2 预应力混凝土构件中的预应力钢筋应选用钢绞线、钢丝；中、小型构件或竖、横向预应力钢筋，也可选用精轧螺纹钢。

注：（1）本条所述“钢筋”系普通钢筋和预应力钢筋的统称，“普通钢筋”系指钢筋混凝土构件中钢筋和预应力混凝土构件中的非预应力钢筋；

（2）HPB235、HPB300 钢筋指热轧光圆钢筋，摘自国家标准《钢筋混凝土用钢第 1 部分：热轧光圆钢筋》（GB1499.1-2008）；HRB335、HRB400、HRB500 钢筋指热轧带肋钢筋，HRBF335、HRBF400、HRBF500 指细晶粒热轧带肋钢筋，RRB400 钢筋指余热处理带肋钢筋，均摘自国家标准《钢筋混凝土用钢第 2 部分：带肋钢筋》（GB 1499.2-2007）；冷轧带肋钢筋取自国家标准《冷轧带肋钢筋》（GB 13788-2000）；

(3) 预应力钢丝系指国家标准《预应力混凝土用钢丝》(GB/T 5223-2002) 中消除应力的螺旋肋钢丝和光面钢丝；

(4) 精轧螺纹钢取自国家标准《预应力混凝土用螺纹钢》(GB/T 20065-2006)。

3.2.2 钢筋的抗拉强度标准值应具有不小于 95% 的保证率。

普通钢筋的抗拉强度标准值 f_{sk} 和预应力钢筋的抗拉强度标准值 f_{pk} ，应分别按表

3.2.2-1 和表 3.2.2-2 采用。

表 3.2.2-1 普通钢筋抗拉强度标准值 (MPa) (修订)

钢筋种类	符号	公称直径 d (mm)	f_{sk} (MPa)
HPB235	ϕ^1	6~22	235
HPB300	ϕ^2	6~22	300
HRB335 HRBF335	Φ Φ^F	6~50	335
HRB400 HRBF400 RRB400	Φ Φ^F Φ^R	6~50	400
HRB500 HRBF500	Φ Φ^F	6~50	500

表 3.2.2-2 预应力钢筋抗拉强度标准值 (MPa) (修订)

钢筋种类		符号	公称直径 d (mm)	f_{pk} (MPa)
钢绞线	1×2 (两股)	ϕ^S	8、10	1470、1570、1720、 1860、1960
			12	1470、1570、 1720、1860
	1×3 (三股)		8.6、10.8、12.9	1470、1570、1720、 1860、1960
	1×7 (七股)		9.5、12.7、15.2	1860、1960
			17.8、21.6	1720、1860
消除应力 钢丝	光面	ϕ^P	5	1570、1770、1860
			7	1570
			9	1470、1570

钢筋种类		符号	公称直径 d (mm)	f_{pk} (MPa)
螺旋肋	ϕ^H	5	1570、1770、1860	
		7	1570	
		9	1470、1570	
精轧螺纹钢	ϕ^T	18、25、32	540、785、930、1080	
		40、50	540、785	

注：抗拉强度标准值为 1960MPa 的钢绞线作为后张预应力配筋时，应有可靠的工程经验。

3.2.3 普通钢筋的抗拉强度设计值 f_{sd} 和抗压强度设计值 f'_{sd} 应按表 3.2.3-1 采用；预应力钢筋的抗拉强度设计值 f_{pd} 和抗压强度设计值 f'_{pd} 按表 3.2.3-2 采用。

表 3.2.3-1 普通钢筋抗拉、抗压强度设计值 (MPa) (修订)

钢筋种类	f_{sd}	f'_{sd}	钢筋种类	f_{sd}	f'_{sd}
HPB235	195	195	HRB400 HRBF400 RRB400	330	330
HPB300	250	250	HRB500 HRBF500	415	415
HRB335 HRBF335	280	280			

注：(1) 钢筋混凝土轴心受拉和小偏心受拉构件的钢筋抗拉强度设计值大于 330MPa 时，仍应按 330MPa 取用；在斜截面抗剪承载力、受扭承载力和冲切承载力计算中垂直于纵向受力钢筋的箍筋或间接钢筋等横向钢筋的抗拉强度设计值大于 330MPa 时，仍应取 330MPa；

(2) 构件中配有不同种类的钢筋时，每种钢筋应采用各自的强度设计值。

表 3.2.3-2 预应力钢筋抗拉、抗压强度设计值 (MPa) (修订)

钢筋种类	f_{pk} (MPa)	f_{pd} (MPa)	f'_{pd} (MPa)
钢绞线 1×2 (二股) 1×3 (三股) 1×7 (七股)	1470	1000	390
	1570	1070	
	1720	1170	
	1860	1260	
	1960	1330	

钢筋种类	f_{pk} (MPa)	f_{pd} (MPa)	f'_{pd} (MPa)
消除应力 钢丝	1470	1000	410
	1570	1070	
	1770	1200	
	1860	1260	
精轧螺纹钢	540	450	400
	785	650	
	930	770	
	1080	890	

3.2.4 普通钢筋的弹性模量 E_s 和预应力钢筋的弹性模量 E_p 应按表 3.2.4 采用。

表 3.2.4 钢筋的弹性模量 (MPa)

钢筋种类	E_s	钢筋种类	E_p
HPB235、HPB300	2.1×10^5	消除应力钢丝	2.05×10^5
HRB335、HRB400、HRB500 钢筋 HRBF335、HRBF400、HRBF500 钢筋 RRB400 钢筋 精轧螺纹钢	2.0×10^5	钢绞线	1.95×10^5

4 结构设计

4.1 一般规定 (新增节)

4.1.1 混凝土桥涵结构和结构构件设计应包含下列内容：

- 1 结构方案设计；
- 2 作用及作用效应分析；
- 3 结构及构件的极限状态设计；
- 4 结构及构件的构造措施；
- 5 结构及构件的耐久性设计；
- 6 满足特殊要求结构及构件的专门性能设计。

4.1.2 桥涵结构设计方案应符合下列要求：

- 1 选用合理的结构体系、构件形式和布置；
- 2 结构的平面、立面布置宜规则，各部分的质量和刚度宜均匀、连续；
- 3 结构传力途径应简捷、明确。

4.1.3 当标准设计或新建桥涵的跨径在 50m 及以下时，宜采用标准化跨径。

4.1.4 钢筋混凝土简支板桥的标准跨径不宜大于 10m，钢筋混凝土连续板桥的标准跨径不宜大于 13m。预应力混凝土简支板桥的标准跨径不宜大于 20m，预应力混凝土连续板桥的标准跨径不宜大于 25m。

4.1.5 钢筋混凝土 T 形、I 形截面简支梁标准跨径不宜大于 16m，钢筋混凝土箱形截面简支梁标准跨径不宜大于 20m，钢筋混凝土箱形截面连续梁标准跨径不宜大于 25m。

预应力混凝土 T 形、I 形截面简支梁标准跨径不宜大于 50m。

4.1.6 跨径大于 100m 桥梁的主要受力构件，不宜进行部分预应力混凝土设计。

注：部分预应力混凝土构件、全预应力混凝土构件按第 6.1.2 条进行划分。

4.1.7 按本规范进行设计时，有关作用（或荷载）及其组合应符合《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60）的规定。

4.1.8 弯、斜、宽等复杂桥梁结构应考虑剪力滞效应、薄壁效应、各道腹板的受力分布等空间效应，可采用实体单元模型或附录 G “桥梁结构的实用精细化分析模型”计算。

条文说明：

复杂桥梁结构的空间效应主要为三种：剪力滞效应、薄壁效应和各腹板受力分布。

由于现代混凝土桥梁的支撑体系、结构形式和截面形式复杂，应采用精细化的分析模型。

实体单元模型是一种综合了整体效应和局部效应的精细化计算模型；空间网格模型、梁格模型和 7DOF 模型相对于 6DOF 单梁是更为精细化的整体计算模型，且均为梁单元或由梁单元构成，计算分析与配筋均与现有规范相协调。所以，将空间网格模型、梁格模型和 7DOF 模型称为实用精细化模型，见附录 G。

4.1.9 采用整体式断面的中小跨径梁桥应进行上部结构抗倾覆验算。上部结构的抗倾覆稳定系数应满足下式要求：

$$\gamma_{\text{qf}} = \frac{S_{\text{bk}}}{S_{\text{sk}}} \geq 2.5 \quad (4.1.9)$$

式中 γ_{qf} ——抗倾覆稳定系数；

S_{sk} ——使上部结构倾覆的汽车荷载（含冲击作用）标准值效应；

S_{bk} ——使上部结构稳定的作用效应标准组合。

在作用标准值组合（汽车荷载考虑冲击作用）下，单向受压支座不应处于脱空状态。

条文说明：

箱梁桥倾覆过程是在汽车荷载的倾覆作用下，单向受压支座依次脱空，由边界条件失效而失去平衡的过程。结构倾覆时，事前并无明显表征，其危害性极大。

对于正交桥梁、斜交角 30° 以内的斜交桥梁，倾覆轴线为位于箱梁桥中心线同侧的桥台支座连线，箱梁桥的抗倾覆稳定系数为

$$\gamma_{\text{qf}} = \frac{\sum R_{Gi} x_i}{(1+u)(q_k l + P_k) e} \quad (4.1.9-1)$$

式中 q_k ——车道荷载中均布荷载；

P_k ——车道荷载中集中荷载；

l ——为桥梁全长；

e ——横向最不利车道位置到倾覆轴线的垂直距离；

u ——冲击系数;

R_{Gi} ——成桥状态时各个支座的支反力;

x_i ——各个支座到倾覆轴线的垂直距离。

对于弯桥,当跨中桥墩全部支座位于桥台外侧支座连线内侧时,倾覆轴线为桥台外侧支座连线;当跨中桥墩全部支座位于桥台外侧支座连线外侧时,倾覆轴线取为一桥台外侧支座和跨中桥墩支座连线。箱梁桥抗倾覆安全系数为

$$\gamma_{\text{qf}} = \frac{\sum R_{Gi} x_i}{(1+u)(q_k \Omega + P_k e)} \quad (4.1.9-2)$$

式中 Ω ——倾覆轴线与横向加载车道围成的面积 (如图 4.1.9 中阴影部分);

e ——横向加载车道到倾覆轴线垂直距离的最大值。

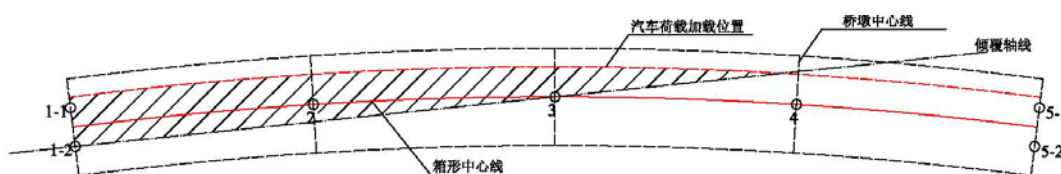


图 4.1.9 弯桥倾覆示意图

综合结构倾覆不先于结构延性破坏、实际运营汽车荷载与设计汽车荷载相互关系,确定箱梁桥的抗倾覆系数不应小于 2.5。

在箱梁桥倾覆过程分析中,桥台侧支座容易脱空,这是倾覆过程的开始,这时结构受力体系发生变化,因此在作用标准值组合 (汽车荷载考虑冲击作用) 下不应出现支座脱空。

4.1.10 混凝土构件中的应力扰动区 (D 区) 可按照下列方法计算:

- 1 拉压杆模型方法,其计算方法见附录 F;
- 2 有限元模型方法或其它数值分析方法;
- 3 特殊受力情形的简化计算方法。

条文说明:

自二十世纪八十年代以来,国际工程界倡导将混凝土结构划分为 B 区和 D 区分别对待。B 区是指应变符合平截面假定的区域,可按受弯构件进行计算;D 区 (应力扰动区) 是指截面应变分布呈现明显非线性的区域,一般位于集中力作用点附近或几何尺寸发生突变的部位。混凝土桥梁中的 D 区主要包括 (图 4.1.10): 各类预应力锚固区 (如齿板锚固区、凹槽锚固区、端部锚固区等)、跨高比较小的深梁类构件 (如承台、墩台盖梁、横隔梁等) 以及临近支座的小剪跨比 (剪跨比小于 2) 区域。

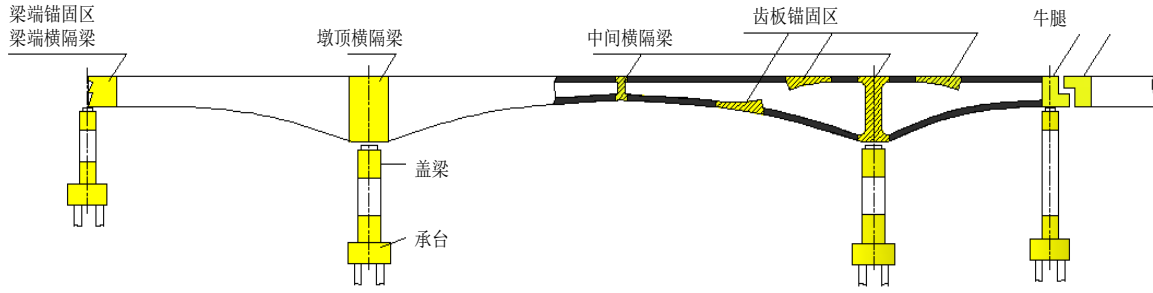


图 4.1.10 混凝土梁桥中的典型 D 区

基于拉压杆模型的 D 区设计方法，已全面写入了美国 AASHTO 桥梁设计规范和欧洲规范 Eurocode 之中。原规范在桩基承台的计算中引入了拉压杆模型计算方法，本次修订进一步把该方法拓展到后张预应力混凝土锚固区、墩台盖梁和横隔梁等构件的计算。

4.1.11 在应用拉压杆模型方法时，可根据圣维南原理确定应力扰动区（D 区）的界限。跨高比较小的深梁类构件，应将全构件均视为应力扰动区。

条文说明：圣维南原理指出：集中荷载作用截面（或几何尺寸突变截面）延伸约一倍构件截面高度的范围内，为应力扰动区。

4.1.12 拉压杆模型应满足受力平衡条件，压杆和拉杆的位置和走向应反映混凝土结构内部的力流传递特征。拉压杆模型的基本构形，可依据主应力迹线走向、荷载路径、最小应变能准则等进行构建。

条文说明：

拉压杆模型是一种基于塑性理论下限定理的结构设计方法，须满足受力平衡条件。为确保拉压杆模型能够较真实地反映结构内部的力流传递特征，在构建拉压杆模型时应遵循一定的准则。常用的准则包括：

1) 依据主应力迹线走向

拉杆、压杆的布置应尽可能与主拉应力迹线、主压应力迹线的走向一致，杆件的具体位置可根据关键截面的弹性应力分布确定（图 4.1.12）。

2) 荷载路径法

所谓荷载路径即某一方向上的荷载从作用点位置至 D 区边界力位置的传递通道。荷载路径法

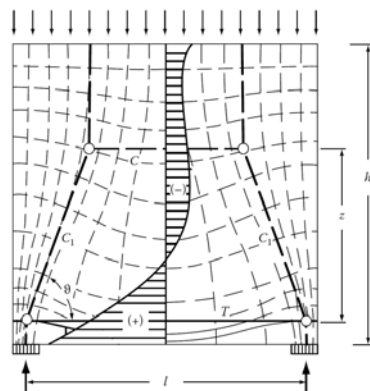


图 4.1.12 深梁中的主应力迹线和拉压杆模型

要求设计者熟悉几种典型工况下的传力模式，一般适用于结构几何形体和荷载工况均相对简单的情形。

3) 最小应变能准则

荷载在结构中引起的真实变形，总是使结构的应变能最小。对连续体进行离散化后所形成的拉压杆模型，也应当满足最小应变能准则。一般地，拉压杆中的应变能绝大部分集中于拉杆。因此，一些情况下可以拉杆应变能最小的为目标，对拉压杆模型的构形进行优化。

4.1.13 有限元模型方法分析时，宜根据各部位的受力特点确定单元类型及疏密划分。在进行弹性阶段受力分析时，可根据本规范第 3.1.5 条选取弹性模量；在进行塑性阶段受力分析时，应选取可靠的混凝土与钢筋的非线性本构关系，进行裂缝分布预测及承载力计算。

4.2 板的计算

4.2.1 四边支撑的板，当长边长度与短边长度之比等于或大于 2 时，可按短边计算跨径的单向板计算；若该比值小于 2 时，则应按双向板计算。

4.2.2 简支板的计算跨径应为两支撑中心之间的距离。与梁肋整体连接的板，计算弯矩时其计算跨径可取为两肋间的净距加板厚，但不大于两肋中心之间的距离。此时，弯矩可按以下简化方法计算：

1 支点弯矩

$$M = -0.7M_0 \quad (4.2.2-1)$$

2 跨中弯矩

1) 板厚与梁肋高度比等于或大于 1/4 时

$$M = +0.7M_0 \quad (4.2.2-2)$$

2) 板厚与梁肋高度比小于 1/4 时

$$M = +0.5M_0 \quad (4.2.2-3)$$

式中 M_0 —— 与计算跨径相同的简支板跨中弯矩。

与梁肋整体连接的板，其计算剪力时的计算跨径可取两肋间净距，剪力按该计算跨径的简支板计算。

4.2.3 计算整体单向板时，通过车轮传递到板上的荷载分布宽度应按下列规定计算：

1 平行于板的跨径方向的荷载分布宽度

$$b = b_1 + 2h \quad (4.2.3-1)$$

2 垂直于板的跨径方向的荷载分布宽度

1) 单个车轮在板的跨径中部时

$$a = (a_1 + 2h) + \frac{l}{3} \geq \frac{2}{3}l \quad (4.2.3-2)$$

2) 多个相同车轮在板的跨径中部时，当各单个车轮按公式(4.2.3-2)计算的荷载分布宽度有重叠时

$$a = (a_1 + 2h) + d + \frac{l}{3} \geq \frac{2}{3}l + d \quad (4.2.3-3)$$

3) 车轮在板的支承处时

$$a = (a_1 + 2h) + t \quad (4.2.3-4)$$

4) 车轮在板的支承附近，距支点的距离为 x 时

$$a = (a_1 + 2h) + t + 2x \quad (4.2.3-5)$$

但不大于车轮在板的跨径中部的分布宽度；

5) 按本条算得的所有分布宽度，均不得大于板的全宽度；

6) 彼此不相连的预制板，车轮在板内分布宽度不得大于预制板宽度。

式中 l ——板的计算跨径；

h ——铺装层厚度；

t ——板的跨中厚度；

d ——多个车轮时外轮之间的中距；

a_1 、 b_1 ——垂直于板跨和平行于板跨方向的车轮着地尺寸。

4.2.4 当整体式斜板桥的斜交角(板的支承轴线的垂直线与桥纵轴线的夹角)不大于 15° 时，可按正交板计算，计算跨径为：当 $l/b \leq 1.3$ 时，按两支承轴线间垂直距离的正跨径计算；当 $l/b > 1.3$ 时，按顺桥向纵轴线的斜跨径计算；以上 l 为斜跨径， b 为垂直于桥纵轴线的板宽。

装配式铰接斜板桥的预制板块，可按宽为两板边垂直距离，计算跨径为斜跨径的正交板计算。

4.2.5 当 c 值(图 4.2.5)不大于 2.5m 时, 垂直于悬臂板跨径方向的车轮荷载分布宽度可按下列公式计算:

$$a=(a_1+2h)+2c \quad (4.2.5-1)$$

式中 a ——垂直于悬臂板跨径的车轮荷载分布宽度;

a_1 ——垂直于悬臂板跨径的车轮着地尺寸;

c ——平行于悬臂板跨径的车轮着地尺寸的外缘, 通过铺装层 45° 分布线的外边线至腹板外边缘的距离;

h ——铺装层厚度。

当 c 值大于 2.5m 时, 垂直于悬臂板跨径方向的车轮荷载分布宽度可按下列公式计算:

$$a=0.8(a_1+2h)+1.6c \quad (4.2.5-2)$$

当 c 值大于 2.5m 时, 车轮荷载作用处会出现正弯矩, 应考虑正弯矩配筋。

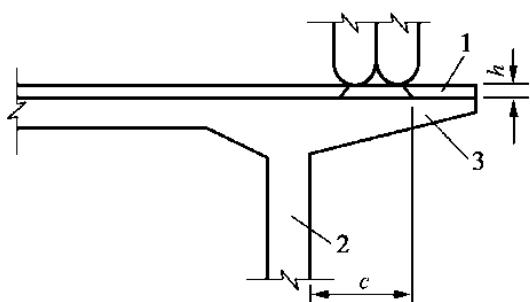


图 4.2.5 车轮荷载在悬臂板上的分布

1-桥面铺装; 2-腹板; 3-悬臂板

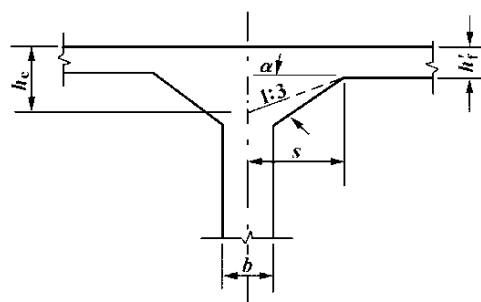


图 4.2.6 承托处板的计算高度

4.2.6 与梁肋整体连接且具有承托的板(图 4.2.6), 当进行承托内或肋内板的截面验算时, 板的计算高度可按下列公式计算:

$$h_e=h'_f+s \cdot \tan\alpha \quad (4.2.6)$$

式中 h_e ——自承托起点至肋中心线之间板的任一验算截面的计算高度;

h'_f ——不计承托时板的厚度;

s ——自承托起点至肋中心线之间的任一验算截面的水平距离;

α ——承托下缘与悬臂板底面夹角, 当 $\tan\alpha$ 大于 1/3 时, 取 1/3。

4.3 梁的计算

4.3.1 作用效应按弹性理论、采用单梁模型计算时，应满足下列要求：（修订）

1 结构构件的内力计算应根据施工方案分阶段计算各阶段内力增量，并逐阶段累加内力增量得到成桥时结构自重、预应力、混凝土收缩和徐变产生的内力。钢筋混凝土构件的抗弯刚度可采用 $0.8E_cI$ ，其中 I 为毛截面惯性矩。预应力混凝土构件的抗弯刚度可采用 E_cI_0 ，其中 I_0 为换算截面惯性矩。 I 和 I_0 按全截面尺寸计算。

2 作用(或荷载)效应的内力计算应计入多车道设计汽车荷载引起的偏载增大效应，作用效应的横向偏载增大效应可采用精细化有限元模型计算。

3 结构构件的应力计算应根据施工方案分阶段采用相应的净截面或换算截面特性，计算各阶段内力增量引起的应力增量并累加。轴力产生的应力可按照实际翼缘全宽计算，弯矩产生的应力可按翼缘有效宽度计算。翼缘有效宽度应按 4.3.2 和 4.3.3 取值。

4.3.2 T 形截面梁的翼缘有效宽度 b'_f ，应按下列规定采用：

1 内梁的翼缘有效宽度取下列三者中的最小值：

1) 对于简支梁，取计算跨径的 1/3。对于连续梁，各中间跨正弯矩区段，取该计算跨径的 0.2 倍；边跨正弯矩区段，取该跨计算跨径的 0.27 倍；各中间支点负弯矩区段，取该支点相邻两计算跨径之和的 0.07 倍；

2) 相邻两梁的平均间距；

3) $(b+2b_h+12h'_f)$ ，此处， b 为梁腹板宽度， b_h 为承托长度， h'_f 为受压区翼缘悬出板的厚度。当 $h_h/b_h < 1/3$ 时，上式 b_h 应以 $3h_h$ 代替，此处 h_h 为承托根部厚度。

2 外梁翼缘的有效宽度取相邻内梁翼缘有效宽度的一半，加上腹板宽度的 1/2，再加上外侧悬臂板平均厚度的 6 倍或外侧悬臂板实际宽度两者中的较小者。

4.3.3 箱形截面梁在腹板两侧上、下翼缘的有效宽度 b_{mi} 可按下列规定计算(图 4.3.3-1、图 4.3.3-2 和表 4.3.3)：

1 简支梁和连续梁各跨中部梁段，悬臂梁中间跨的中部梁段

$$b_{mi} = \rho_i b_i \quad (4.3.3-1)$$

2 简支梁支点，连续梁边支点及中间支点，悬臂梁悬臂段

$$b_{mi} = \rho_s b_i \quad (4.3.3-2)$$

式中 b_{mi} ——腹板两侧上、下翼缘的有效宽度, $i=1, 2, 3, \dots$ 见图 4.3.3-1;

b_i ——腹板两侧上、下翼缘的实际宽度, $i=1, 2, 3, \dots$ 见图 4.3.3-1;

ρ_f ——有关简支梁、连续梁各跨中部梁段和悬臂梁中间跨的中部梁段翼缘有效宽度的计算系数, 可按图 4.3.3-2 和表 4.3.3 确定;

ρ_s ——有关简支梁支点、连续梁边支点和中间支点、悬臂梁悬臂段翼缘有效宽度的计算系数, 可按图 4.3.3-2 和表 4.3.3 确定。

当梁高 $h \geq b_i/0.3$ 时, 翼缘有效宽度应采用翼缘实际宽度。

- 注: (1) $b_{mi,f}$ 为简支梁和连续梁各跨中部梁段、悬臂梁中间跨的中部梁段, 当 $b_i/l_i \geq 0.7$ 时翼缘的有效宽度;
 (2) $b_{mi,s}$ 为简支梁支点、连续梁边支点和中间支点、悬臂梁悬臂段, 当 $b_i/l_i \geq 0.7$ 时翼缘的有效宽度;
 (3) l_i 按表 4.3.3 确定。

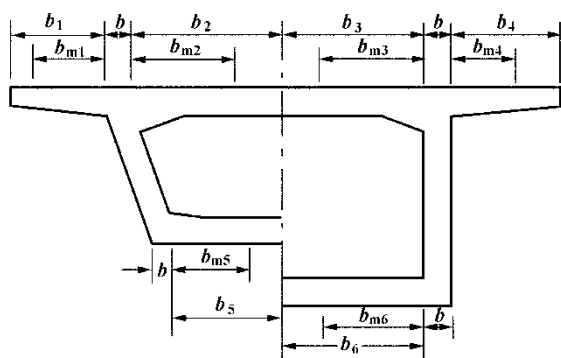


图 4.3.3-1 箱形截面梁翼缘有效宽度

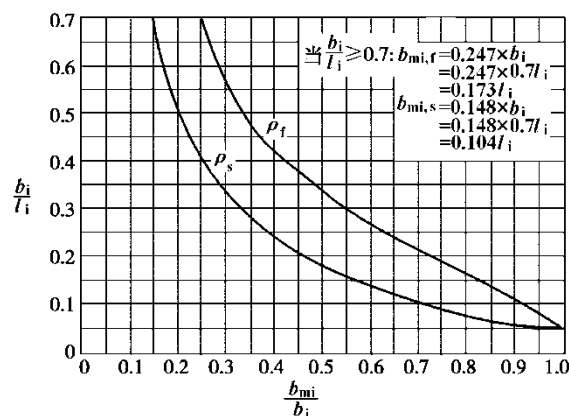
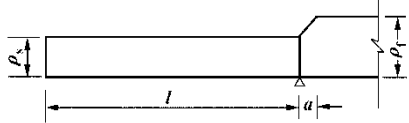


图 4.3.3-2 ρ_s 、 ρ_f 曲线图

表 4.3.3 ρ_s 、 ρ_f 的应用位置和理论跨径 l_i

结构体系		理论跨径 l_i
简支梁		$l_i = l$
连续梁	边跨 	边支点或跨中部分梁段 $l_i = 0.8l$
	中间跨 	跨中部分梁段 $l_i = 0.6l$, 中间支点 l_i 取 0.2 倍两相邻跨径之和

结构体系	理论跨径 l_1
悬臂梁	

注: (1) a 为与所求的翼缘有效宽度 b_{mi} 相应的翼缘实际宽度 b_i , 但 a 不应大于 $0.25l$;

(2) l 为梁的计算跨径;

(3) $c=0.1l$;

(4) 在长度 a 或 c 的梁段内, 有效宽度可用直线插入法在 $\rho_s b_i$ 与 $\rho_t b_i$ 之间求取。

4.3.4 计算连续梁中间支承处的负弯矩时, 可考虑支座宽度对弯矩折减的影响; 折减后的弯矩按下列公式计算(图 4.3.4); 但折减后的弯矩不得小于未经折减的弯矩的 0.9 倍。

$$M_e = M - M' \quad (4.3.4-1)$$

$$M' = \frac{1}{8} q a^2 \quad (4.3.4-2)$$

式中 M_e ——折减后的支点负弯矩;

M ——按理论公式或方法计算的支点负弯矩;

M' ——折减弯矩;

q ——梁的支点反力 R 在支座两侧向上按 45° 分布于梁截面重心轴 G-G 的荷载强度,

$$q = R/a;$$

a ——梁支点反力在支座两侧向上按 45° 扩散交于重心轴 G-G 的长度(圆形支座可换算为边长等于 0.8 倍直径的方形支座)。

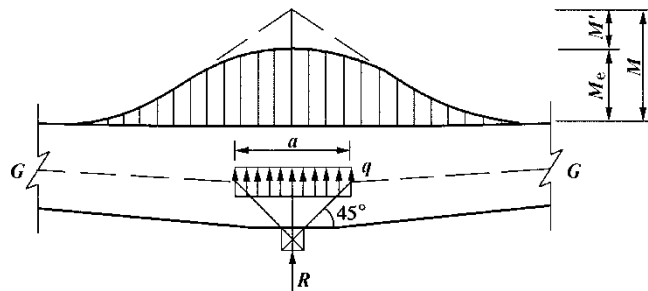


图 4.3.4 中间支承处折减弯矩计算图

4.3.5 设有承托的连续梁, 其承托竖向与纵向之比不宜大于 $1/6$ 。变高度或等高度但支点设有承托的连续梁, 计算作用(或荷载)效应时应考虑截面惯性矩的变化; 但当支点截面惯性矩与跨径中点截面惯性矩之比等于或小于 2 时, 可不考虑其截面惯性矩变化的影响。

4.3.6 当连续梁中间支承处设有横隔梁时, 支座上的计算截面可采用横隔梁侧面的连续梁截面。

4.3.7 计算变高度梁(包括等高度梁设有承托的梁段)的剪应力时, 应考虑弯矩、轴向力引起的附加剪应力。

4.3.8 计算连续梁或其他超静定结构的作用(或荷载)效应时, 应根据情况考虑温度、混凝土收缩和徐变、基础不均匀沉降等作用影响。对于预应力混凝土连续梁等超静定结构, 还应考虑预加力引起的次效应。

4.3.9 计算混凝土徐变时, 可假定徐变与混凝土应力呈线性关系。当缺乏符合当地实际条件的数据和计算方法时, 混凝土徐变系数可按本规范表 6.2.7 采用或按附录 D 计算。

混凝土的收缩应变可按本规范表 6.2.7 采用或按附录 D 计算。

4.3.10 由于日照正温差和降温反温差引起的梁截面应力, 可按附录 A 计算。竖向日照温差梯度曲线可按《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)取用。

4.3.11 若预应力混凝土连续梁在施工过程中不转换结构体系, 在混凝土徐变完成后, 由预加力引起的总的次效应(包括弹性变形和徐变), 可由预加应力时引起的弹性变形次效应乘以预应力钢筋张拉力的平均有效系数 C 求得。平均有效系数按下式计算:

$$C = P_e / P_i \quad (4.3.11)$$

式中 P_e ——预应力损失全部完成后, 预应力钢筋平均张拉力;

P_i ——预应力瞬时(第一批)损失完成后, 预应力钢筋平均张拉力。

4.3.12 若连续梁在施工过程中转换结构体系(如先期结构在 τ_0 时同时加载的简支梁或其他结构体系, 在 τ 时同时转换为后期结构的连续梁), 由于混凝土徐变影响, 后期结构上弯矩可按下列规定计算:

1 在先期结构上由于结构自重产生的弯矩, 经过混凝土徐变重分配, 在后期结构中 t 时的弯矩 M_{gt} , 可按下式计算:

$$M_{gt} = M_{1g} + (M_{2g} - M_{1g}) \{ 1 - e^{-[\phi(t, \tau_0) - \phi(\tau, \tau_0)]} \} \quad (4.3.12-1)$$

式中 M_{1g} ——在先期结构自重作用下, 按先期结构体系计算的弯矩;

M_{2g} ——在先期结构自重作用下, 按后期结构体系计算的弯矩;

$\phi(t, \tau_0)$ ——从先期结构加载龄期 τ_0 至后期结构计算所考虑时间 t 时的徐变系数, 当缺乏符合当地实际条件的数据时, 可按本规范附录 D 计算;

$\phi(\tau, \tau_0)$ ——从先期结构加载龄期 τ_0 至 τ 时转换为后期结构的徐变系数。

2 在先期结构上由预加力产生的弯矩, 经过混凝土徐变重分配, 在后期结构中 t 时的弯矩 M_{pt} , 可按下列式计算:

$$M_{pt} = M_{1pt} + (M'_{2pt} - M'_{1pt}) \{1 - e^{-[\phi(t, \tau_0) - \phi(\tau, \tau_0)]}\} \quad (4.3.12-2)$$

$$M_{1pt} = M_{1pt}^0 - M'_{1pt} \quad (4.3.12-3)$$

式中 M_{1pt} ——在先期结构中的预加力作用下, 按先期结构体系计算的弯矩;

M_{1pt}^0 ——在先期结构中的预加力作用下, 按先期结构体系计算的主弯矩(预加力乘以偏心距);

M'_{1pt} ——在先期结构中的预加力作用下, 按先期结构体系计算的次弯矩; 当先期结构为静定体系时, M'_{1pt} 为零;

M'_{2pt} ——在先期结构中的预加力作用下, 按后期结构体系计算的次弯矩。

4.4 拱的计算

4.4.1 无铰拱和双铰拱的计算可不考虑拱上建筑与主拱圈的联合作用。本节内有关无铰拱和双铰拱的计算规定, 均适用于主拱圈裸拱受力而不考虑其与拱上建筑的联合作用。

拱的计算如考虑拱上建筑与主拱圈的联合作用, 拱上建筑的结构应符合计算所预设的条件。

计算由车道荷载引起的拱的正弯矩时, 拱顶、拱跨 1/4 应乘以折减系数 0.7, 拱脚应乘以 0.9, 中间各个截面的正弯矩折减系数, 可用直线插入法确定。

4.4.2 特大跨径和大跨径拱桥应优选拱轴线, 使拱在各种作用(或荷载)组合作用下, 在各个受力阶段, 轴向力偏心较小。在优选过程中, 尚需考虑与施工方法相配合, 适应施工各阶段受力特点, 满足施工受力的要求。中、小跨径悬链线拱桥, 选择拱轴系数可以不考虑弹性压缩的结构自重压力线与拱轴线之间五点(拱顶、1/4 拱跨、拱脚)重合。

特大跨径和大跨径拱桥, 如结构自重压力线与拱轴线偏离过大, 或在结构自重及其所引

起的弹性压缩和温度下降、混凝土收缩等作用下，轴向力偏心距较大时，拱轴线及拱的几何尺寸宜作适当调整。

4.4.3 拱上建筑为立柱排架式墩的板拱(包括双曲板拱、箱形截面板拱)，应考虑活载的横向不均匀分布。拱上建筑为墙式墩的板拱，如活载横桥向布置不超过拱圈以外，活载可均匀分布于拱圈全宽。

4.4.4 上承式肋式拱桥活载可通过拱上排架墩的盖梁和立柱分配于拱肋。

4.4.5 拱上建筑横桥向排架的盖梁可参照本规范第 8.2 节计算。

4.4.6 拱桥在施工阶段或成拱过程中，应验算各阶段的截面强度和拱的稳定性。

4.4.7 拱圈应按本规范第 5.3.1 条验算拱的纵向稳定。此时，拱的轴向力组合设计值 N_d 可按下式计算：

$$N_d = H_d / \cos \varphi_m \quad (4.4.7)$$

式中 H_d ——拱的水平推力组合设计值；

φ_m ——拱顶与拱脚连线与水平线的夹角。

在施工阶段，拱的纵向稳定验算时的构件自重效应分项系数应取 1.2，施工时附加的其他荷载效应分项系数应取 1.4；在使用阶段，拱的纵向稳定验算的作用(或荷载)效应的分项系数，按《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)取用。

计算拱圈纵向稳定时的计算长度按下列规定采用：

三铰拱 $0.58L_a$ ；

双铰拱 $0.54L_a$ ；

无铰拱 $0.36L_a$ ；

L_a 为拱轴线长度。

4.4.8 当板拱的宽度小于计算跨径的 $1/20$ 时，应验算拱圈的横向稳定。计算以横系梁联结的肋拱横向稳定时，可近似地将其视为长度等于拱轴线长度的平面桁架，根据其支承条件，按受压组合构件确定其计算长度和长细比。拱的平均轴向力可按本规范公式(4.4.7)计算。

4.4.9 计算风力或离心力引起的拱脚截面的荷载效应时，可按以下假定近似计算：

1 拱圈视作两端固定的水平直梁，其跨径等于拱的计算跨径，全梁平均承受风力或离心

力, 计算梁端弯矩 M_1 。

2 拱圈视作下端固定的竖向悬臂梁, 其跨径等于拱的计算矢高, 悬臂梁平均承受 1/2 拱跨风力, 在梁的自由端承受 1/2 拱跨的离心力, 计算固定端弯矩 M_2 。

3 拱的弯矩 M 为上述两项弯矩在垂直于曲线平面的拱脚截面上的投影之和:

$$M = M_1 \cos \varphi + M_2 \sin \varphi \quad (4.4.9)$$

式中 φ ——拱脚处拱轴线的切线与跨径的夹角。

4.4.10 大跨径拱桥应验算拱顶、拱跨 3/8、拱跨 1/4 和拱脚四个截面; 对于中、小跨径拱桥, 拱跨 1/4 截面可不验算; 特大跨径拱桥, 除上述四个截面外, 需视截面配筋情况, 另行选择控制截面进行验算。

4.4.11 多跨无铰拱桥应按连拱计算。连拱计算方法可以采用可靠的简化方法。当桥墩抗推刚度与主拱抗推刚度之比大于 37 时, 可按单跨拱桥计算。

4.4.12 桁架拱可采用双铰拱支承体系。桁架拱的节点按固接考虑; 当按简化计算时, 可将节点按铰接计算, 但其下弦截面强度, 应留有不小于 20% 的余量。

桁架拱的结构自重可按全跨均布计算, 由桁架拱拱片承受; 但如采用下弦杆合龙后再拼装其他杆件的施工方法时, 下弦杆应承受合龙前的全部结构自重。桥面板可考虑与上弦杆共同承受桥上活荷载。

上弦杆及与上弦杆在节点处相连的腹杆(竖杆和斜杆), 应考虑桥面上局部荷载引起的弯矩。

桁架拱应考虑活载的横向分布。

桁架拱的拱轴线宜采用与结构自重压力线接近的曲线, 如采用拱轴系数 m 值较小的悬链线或二次抛物线。

4.4.13 刚架拱在上弦杆两端应设置活动支座。桥面板可与刚架拱片联合作用承受桥上活荷载。

刚架拱应考虑活载的横向分布。

4.4.14 系杆拱当其拱肋截面的抗弯刚度与系杆截面的抗弯刚度的比值小于 1/100 时, 拱肋可视为仅承受轴向压力的柔性拱肋; 当拱肋截面的抗弯刚度与系杆截面的抗弯刚度的比值大于 100 时, 系杆可视为仅承受轴向拉力的系杆。上述杆件的节点均可视为铰接。

系杆拱当拱肋截面的抗弯刚度与系杆截面的抗弯刚度比值为 1/100 至 100 时，系杆与拱肋应视为刚性连接，此时荷载引起的弯矩在系杆和拱肋之间应按抗弯刚度分配。

4.5 耐久性设计 (新增节)

说明：本节参照《公路工程混凝土结构耐久性设计细则》（在编）和《混凝土结构设计规范》（GB50010-2010）编写。

4.5.1 公路混凝土桥涵应根据设计使用年限、环境类别及其作用等级进行耐久性设计，耐久性设计包含下列内容：

- 1 确定结构和结构构件的设计使用年限；
- 2 确定结构和结构构件所处的环境类别及其作用等级；
- 3 提出对混凝土材料选控要求（适宜的原材料、合理的配合比、适当的耐久性指标），以确保混凝土的耐久性；
- 4 采用有助于耐久性的结构构造，便于施工、检修和维护管理；采取适当的施工养护措施，满足耐久性所需的施工养护的基本要求；
- 5 对于严重腐蚀环境条件下的混凝土结构，除了对混凝土本身提出相关的耐久性要求外，还应实施可靠的防腐蚀附加措施。

4.5.2 公路混凝土桥涵耐久性设计应对公路沿线水质、土质、气候条件等进行勘察或调查，确定环境类别及作用等级。环境类别及其作用等级划分见表 4.5.2。

表 4.5.2 公路混凝土桥涵的环境类别及其作用等级

环境作用等级 环境类别	A 轻微	B 轻度	C 中度	D 严重	E 非常严重	F 极端严重
一般环境（I）	I-A	I-B	I-C	—	—	—
冻融环境（II）	—	—	II-C	II-D	II-E	—
海洋氯化物环境（III）	—	—	III-C	III-D	III-E	III-F
除冰盐等其他氯化物环境（IV）	—	—	IV-C	IV-D	IV-E	—
盐结晶环境（V）	—	—	—	—	V-E	V-F
化学腐蚀环境（VI）	—	—	VI-C	VI-D	VI-E	—
磨蚀环境（VII）	—	—	VII-C	VII-D	—	—

注：环境类别及其作用等级按照《公路工程混凝土结构耐久性设计细则》（在编）4.2 节划分。

条文说明：环境类别划分标准和作用等级划分标准分别见表 4.5.2-1 和表 4.5.2-2。

表 4.5.2-1 环境类别划分标准

环境类别	名称	腐蚀机理
I	一般环境	保护层混凝土碳化引起钢筋锈蚀
II	冻融环境	反复冻融导致混凝土损伤
III	海洋氯化物环境	氯盐引起钢筋锈蚀
IV	除冰盐等其他氯化物环境	氯盐引起钢筋锈蚀，导致混凝土破坏、剥蚀
V	盐结晶环境	硫酸盐等化学物质在混凝土孔中结晶膨胀导致混凝土损伤
VI	化学腐蚀环境	硫酸盐和酸类等腐蚀介质与水泥基发生化学反应导致混凝土损伤
VII	磨蚀环境	风砂、流水、泥砂或流冰因摩擦、冲击作用造成混凝土表面损伤

表 4.5.2-2 环境作用等级划分标准

作用等级	腐蚀程度	环境对混凝土结构的影响
A	轻微	环境对结构的腐蚀作用非常小，只针对处于一般环境下的混凝土结构构件
B	轻度	环境对结构的腐蚀作用较小，不需做特殊的耐久性设计
C	中度	环境对结构的腐蚀作用较严重，需针对所处环境类别选取适宜的耐久性指标
D	严重	环境对结构的腐蚀作用严重，对混凝土表面和水泥基内部都产生破坏作用，需采取措施提高结构耐久性
E	非常严重	结构受多种损伤因素的影响，或环境中的腐蚀介质与水泥基或钢筋产生化学反应，产生非常严重的破坏作用，在正常耐久性设计的前提下，宜采取防腐蚀附加措施提高结构耐久性
F	极端严重	因较高浓度盐与水泥基或钢筋发生化学反应，对结构造成极其严重的物理、化学破坏，在正常耐久性设计的前提下，宜采取防腐蚀附加措施提高结构耐久性

表 4.5.2-3 公路混凝土桥涵的环境类别及其作用等级（详表）

环境类别	腐蚀机理	环境作用等级	环境条件	结构构件示例
I - 一般环境	保护层混凝土碳化引起钢筋锈蚀	I - A	干燥环境	常年干燥、低湿度环境中的构件
			永久的静水浸没环境	所有表面均永久处于静水下的构件
		I - B	非干湿交替的环境	不接触或偶尔接触雨水的构件
长期湿润环境	长期与水或湿润土接触的构件			
		I - C	干湿交替环境	表面频繁淋雨或频繁与水接触的构件 处于水位变动区的构件
II - 冻融环境	反复冻融导致混凝土损伤	II - C	微冻地区的无盐环境	微冻地区的水位变动区构件和频繁受雨淋的构件水平表面
			混凝土高度饱水	
			严寒和寒冷地区的无盐环境	严寒和寒冷地区受雨淋构件的竖向表面
混凝土中度饱水				

环境类别	腐蚀机理	环境作用等级	环境条件	结构构件示例
		II-D	严寒和寒冷地区的无盐环境 混凝土高度饱水	严寒和寒冷地区的水位变动区构件和频繁受雨淋的构件水平表面
			微冻地区的有盐环境 混凝土高度饱水	有氯盐微冻地区的水位变动区构件和频繁受雨淋的构件水平表面
			严寒和寒冷地区的有盐环境 混凝土中度饱水	有氯盐严寒和寒冷地区受雨淋构件的竖向表面
		II-E	严寒和寒冷地区的有盐环境 混凝土高度饱水	有氯盐严寒和寒冷地区的水位变动区构件和频繁受雨淋的构件水平表面
III-海洋氯化物环境		III-C	水下区和土中区：周边永久浸没于海水或埋于土中	桥墩，基础；
			临海环境（盐雾影响区）：距涨潮线以外 300m~1.2km 范围内的陆上环境	临海桥梁、涵洞的上、下部结构构件
		III-D	大气区（轻度盐雾）：距平均水位 15m 高度以上的海上大气区；涨潮岸线以外 100~300m 范围内的陆上环境	靠海的桥墩，桥梁上部结构构件；涵洞
			大气区（重度盐雾）：距平均水位 15m 高度以内的海上大气区；离涨潮岸线 100m 以内的陆上环境	靠海的桥墩，桥梁上部结构构件；涵洞
		III-F	潮汐区和浪溅区，非炎热地区	桥墩，基础
IV-除冰盐等其他氯化物环境	氯盐引起钢筋锈蚀，导致混凝土破坏、剥蚀	IV-C	受除冰盐盐雾轻度作用	离开行车道 1km 范围内接触盐雾的构件、隧道
			四周浸没于含氯化物水中	地下水中构件
			接触较低浓度氯离子水体，且有干湿交替	部分暴露于大气、部分在地下水土中的构件
		IV-D	受除冰盐水溶液轻度溅射作用	桥梁护墙、桥墩、涵台、涵洞内壁、隧道
			接触较高浓度氯离子水体，且有干湿交替	部分暴露于大气、部分在地下水土中的构件
		IV-E	直接接触除冰盐溶液	路面、桥面板、与含盐渗漏水接触的桥梁帽梁、墩柱顶面
受除冰盐水溶液重度溅射或重度盐雾作用	桥梁护栏、护墙，立交桥桥墩； 车道两侧 10m 以内的构件、涵洞、隧道			
V-盐结晶环境	硫酸盐等化学物质在混凝土孔中结晶膨胀导致混凝土损伤	V-E	日温差小、有干湿交替作用的盐土环境	与含盐土壤接触的墩柱等构件露出地面以上的“吸附区”
		V-F	日温差大、有干湿交替作用频繁的高含盐量盐土环境	

环境类别	腐蚀机理	环境作用等级	环境条件	结构构件示例
VI-化学腐蚀环境	硫酸盐和酸类等腐蚀介质与水泥基发生化学反应导致混凝土损伤			
VII-磨蚀环境	风砂、流水、泥砂或流冰因摩擦、冲击作用造成混凝土表面损伤	VII-C	风蚀（有砂情况）	风力等级 ≥ 9 级，且年累计刮风天数大于90天
			流冰磨蚀	有强烈流冰撞击的河道（冰层水位线下0.5m~冰层水位线上1.0m）
			泥砂石磨蚀	汛期含砂量200~1000 kg/m ³ 的河道
		VII-D	风蚀（有砂情况）	风力等级 ≥ 11 级，且年累计刮风天数大于90天的风砂地区
泥砂石磨蚀	汛期含砂量 > 1000 kg/m ³ 的河道以及漂块石等撞击的河道； 泥石流地区及西北戈壁荒漠区洪水期间夹杂大量粗颗粒砂石的河道。			

4.5.3 当结构和结构构件受到多种、复杂环境类别共同作用时，应分别满足每种环境类别单独作用下的耐久性要求。

4.5.4 不同类型环境下的结构构件，混凝土耐久性评价指标的选取宜参考表 4.5.4。氯离子含量、碱含量、抗渗等级、含气量、气泡间隔系数、抗冻耐久性指数、抗碱-骨料反应能力、耐磨蚀性能的要求应符合《公路工程混凝土结构耐久性设计细则》（在编）相关规定。裂缝宽度限值应满足 6.4.2 条的要求，保护层厚度应满足 9.1.1 条的要求。

表 4.5.4 不同环境下混凝土耐久性评价指标

环境类别	混凝土耐久性评价指标
一般环境	最低强度等级、氯离子含量、碱含量、抗渗等级、裂缝宽度限值、保护层厚度、抗碱-骨料反应能力
冻融环境	最低强度等级、氯离子含量、碱含量、抗渗等级、含气量、气泡间隔系数、抗冻耐久性指数、裂缝宽度限值、保护层厚度、抗碱-骨料反应能力
海洋氯化物环境	最低强度等级、氯离子含量、碱含量、电通量、氯离子扩散系数、裂缝宽度限值、保护层厚度、抗碱-骨料反应能力
除冰盐等其他氯化物环境	最低强度等级、氯离子含量、碱含量、电通量、氯离子扩散系数、裂缝宽度限值、保护层厚度、抗碱-骨料反应能力
盐结晶环境	最低强度等级、氯离子含量、碱含量、抗渗等级、含气量、气泡间隔系数、抗冻耐久性指数、裂缝宽度限值、保护层厚度、抗碱-骨料反应能力

环境类别	混凝土耐久性评价指标
化学腐蚀环境	最低强度等级、氯离子含量、碱含量、抗渗等级、裂缝宽度限值、保护层厚度、抗碱-骨料反应能力
磨蚀环境	最低强度等级、氯离子含量、碱含量、抗渗等级、裂缝宽度限值、保护层厚度、抗碱-骨料反应能力、耐磨蚀性能

注：处于海洋氯化物环境和除冰盐等其他氯化物环境中的混凝土结构，氯离子扩散系数和电通量都为抗氯离子侵入性指标；其他环境下，抗渗等级可用电通量法和 RCM 氯离子扩散系数法，或者使用抗渗标号进行判定。

4.5.5 不同环境类别下，钢筋混凝土及预应力混凝土构件的混凝土强度等级不应低于表 4.5.5 的要求。

表 4.5.5 钢筋混凝土及预应力混凝土构件的最低混凝土强度等级要求

环境类别	环境作用等级	设计使用年限	
		100 年	50 年
一般环境	I -A	C30	C25
	I -B	C35	C30
	I -C	C40	C35
冻融环境	II -C	Ca35, C45	Ca30, C40
	II -D	Ca40	Ca35
	II -E	Ca45	Ca40
海洋氯化物环境	III -C	C35	C30
	III -D	C35	C30
	III -E	C40	C35
	III -F	C45	C40
除冰盐等其他氯化物环境	IV -C	C35	C30
	IV -D	C35	C30
	IV -E	C40	C35
盐结晶环境	V -E	C40	C40
	V -F	C45	C40
化学腐蚀环境	VI -C	C35	C30
	VI -D	C40	C35
	VI -E	C45	C40
磨蚀环境	VII -C	C40	C35
	VII -D	C45	C40

注：承台、桩基础不受此规定限制。

4.5.6 预应力混凝土结构中的预应力筋应根据具体情况采用表面防护、预应力套管、预应力套管填充、加大混凝土保护层等防护措施；预应力锚固端应采用锚头封罩、封罩填充、锚固区封填和混凝土表面处理等防护措施。

4.5.7 当桥墩在不同高程位置处所受环境作用变化较大时，可对桥墩分段进行耐久性设计。

4.5.8 对于海洋浪溅区或者潮汐区的桥墩，宜采用防腐蚀附加措施。

4.5.9 混凝土桥梁受雨淋或可能积水的表面宜做成斜面，应设置可靠的防排水构造措施，尽量避免水、汽和腐蚀性介质在混凝土表面滞留和积聚。

4.5.10 对于混凝土梁外侧翼缘及可能遭受雨水侵蚀的梁端部位，应设置适当的排水檐和滴水槽。排水管宜采用符合耐久性要求的塑料管道，管道与梁体间应设置可靠的防渗漏水措施，管道出口应防止排水回流至构件表面。

4.5.11 伸缩装置应设置防水构造，以防止雨水渗流到梁端和桥台，桥台部位应设置排水通道。

4.5.12 暴露混凝土以外的连接件、紧固件等构件与混凝土结构应设置可靠的连接方式，连接部位须进行有效的防腐处理。

4.5.13 公路混凝土桥涵在设计使用年限内尚应符合下列要求：

- 1 建立定期检测、维修制度；
- 2 设计中可更换的构件应按规定更换；
- 3 构件表面的防护层应按规定维护或更换；
- 4 结构出现可见的耐久性缺陷时，应及时进行处理。

5 持久状况承载能力极限状态计算

5.1 一般规定

5.1.1 公路桥涵的持久状况设计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,必要时尚应进行结构的倾覆和滑移的验算。在进行承载能力极限状态计算时,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;结构材料性能采用其强度设计值。

5.1.2 持久状况承载能力极限状态,应根据桥涵破坏可能产生的后果的严重程度,按表 5.1.2 划分的三个安全等级进行设计。

对于有特殊要求的公路桥涵结构,其设计安全等级可根据具体情况另行确定。

表 5.1.2 公路桥涵结构的设计安全等级 (修订)

设计安全等级	类型	示例
一级	重要结构	特大桥、大桥、重要中桥、重要小桥
二级	一般结构	中桥、小桥、重要涵洞、重要挡土墙
三级	次要结构	涵洞、挡土墙

注:本表所列特大、大、中桥等系按《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)表 1.0.14 中的单孔跨径确定,对多跨不等跨桥梁,以其中最大跨径为准;本表冠以“重要”的小桥、涵洞和挡土墙,系指高速公路和一级公路上、国防公路上及城市附近交通繁忙公路上的结构。

5.1.3 同座桥梁的各种构件宜取相同的设计安全等级,必要时部分构件可作适当调整,但调整后的级差不应超过一个等级。

5.1.4 构件正截面的承载力应按下列基本假定进行计算:

- 1 构件弯曲后,其截面仍保持为平面。
- 2 截面受压混凝土的应力图形简化为矩形,其压力强度取混凝土的轴心抗压强度设计值 f_{cd} ;截面受拉混凝土的抗拉强度不予考虑。
- 3 极限状态计算时,受拉区钢筋应力取其抗拉强度设计值 f_{sd} 或 f_{pd} (小偏压构件除外);受压区或受压较大边钢筋应力取其抗压强度设计值 f'_{sd} 或 f'_{pd} 。

4 钢筋应力等于钢筋应变与其弹性模量的乘积，但不大于其强度设计值。

5.1.5 桥梁构件的承载能力极限状态计算，应采用下列表达式：

$$\gamma_0 S \leq R \quad (5.1.5-1)$$

$$R = R(f_d, a_d) \quad (5.1.5-2)$$

式中 γ_0 ——桥梁结构的重要性系数，按公路桥涵的设计安全等级，一级、二级、三级分别取用 1.1、1.0、0.9；

S ——作用(或荷载)效应(其中汽车荷载应计入冲击系数)的组合设计值，当进行预应力混凝土连续梁等超静定结构的承载能力极限状态计算时，公式(5.1.5-1)中的作用(或荷载)效应项应改为 $\gamma_0 S + \gamma_p S_p$ ，其中 S_p 为预应力(扣除全部预应力损失)引起的次效应； γ_p 为预应力分项系数，当预应力效应对结构有利时，取 $\gamma_p = 1.0$ ；对结构不利时，取 $\gamma_p = 1.2$ ；

R ——构件承载力设计值；

$R(\cdot)$ ——构件承载力函数；

f_d ——材料强度设计值；

a_d ——几何参数设计值，当无可靠数据时，可采用几何参数标准值 a_k ，即设计文件规定值。

5.1.6 计算先张法预应力混凝土构件端部锚固区的正截面和斜截面抗弯承载力时，锚固区内预应力钢筋的抗拉强度设计值，在锚固起点处取为零，在锚固终点处取为 f_{pd} ，两点之间按直线内插法取值。预应力钢筋的锚固长度 l_a 应按表 5.1.6 采用。

表 5.1.6 预应力钢筋锚固长度 l_a (mm) (修订)

预应力钢筋种类		混凝土强度等级					
		C40	C45	C50	C55	C60	≥C65
钢绞线	1×2, 1×3, $f_{pd}=1170\text{MPa}$	115d	110d	105d	100d	95d	90d
	1×7, $f_{pd}=1260\text{MPa}$	130d	125d	120d	115d	110d	105d
螺旋肋钢丝, $f_{pd}=1200\text{MPa}$		95d	90d	85d	83d	80d	80d

注：(1) 当采用骤然放松预应力钢筋的施工工艺时，锚固长度应从离构件末端 $0.25l_{tr}$ 处开始， l_{tr} 为预应力钢筋的预应力传递长度，按本规范表 6.1.7 采用；

(2) 当预应力钢筋的抗拉强度设计值 f_{pd} 与表值不同时，其锚固长度应根据表值按强度比例增减。

5.2 受弯构件

5.2.1 受弯构件的纵向受拉钢筋和截面受压区混凝土同时达到其强度设计值时，构件的正截面相对界限受压区高度 ζ_b 应按表 5.2.1 采用。

表 5.2.1 相对界限受压区高度 ζ_b (修订)

钢筋等级	混凝土强度等级			
	C50 及以下	C55、C60	C65、C70	C75、C80
HPB235	0.62	0.60	0.58	—
HPB300	0.58	0.56	0.54	—
HRB335、HRBF335	0.56	0.54	0.52	—
HRB400、HRBF400、RRB400	0.53	0.51	0.49	—
HRB500、HRBF500	0.49	0.47	0.46	—
钢绞线、钢丝	0.40	0.38	0.36	0.35
精轧螺纹钢	0.40	0.38	0.36	—

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

(2) $\zeta_b = x_b/h_0$ ， x_b 为纵向受拉钢筋和受压区混凝土同时达到其强度设计值时的受压区高度。

5.2.2 矩形截面或翼缘位于受拉边的 T 形截面受弯构件，其正截面抗弯承载力计算应符合下列规定(图 5.2.2)：

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} b x (h_0 - \frac{x}{2}) + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.2.2-1)$$

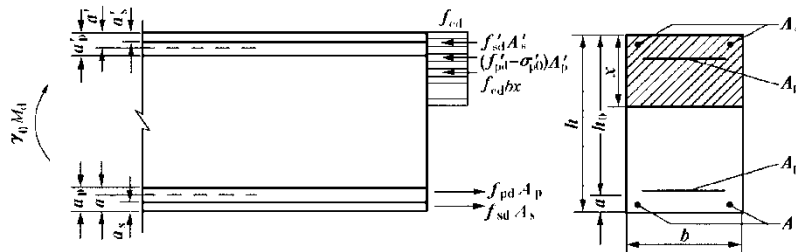


图 5.2.2 矩形截面受弯构件正截面承载力计算

混凝土受压区高度 x 应按下式计算：

$$f_{sd} A_s + f_{pd} A_p = f_{cd} b x + f'_{sd} A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p \quad (5.2.2-2)$$

截面受压区高度应符合下列要求:

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

当受压区配有纵向普通钢筋和预应力钢筋, 且预应力钢筋受压即 $(f'_{pd} - \sigma'_{p0})$ 为正时

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

当受压区仅配纵向普通钢筋或配普通钢筋和预应力钢筋, 且预应力钢筋受拉即 $(f'_{pd} - \sigma'_{p0})$ 为负时

$$x \geq 2a'_s \quad (5.2.2-5)$$

式中 γ_0 ——桥梁结构的重要性系数, 按本规范第 5.1.5 条的规定采用;

M_d ——弯矩组合设计值;

f_{cd} ——混凝土轴心抗压强度设计值, 按本规范表 3.1.4 采用;

f_{sd} 、 f'_{sd} ——纵向普通钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值, 按本规范表 3.2.3-1 采用;

f_{pd} 、 f'_{pd} ——纵向预应力钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值, 按本规范表 3.2.3-2 采用;

A_s 、 A'_s ——受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积;

A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积;

b ——矩形截面宽度或 T 形截面腹板宽度;

h_0 ——截面有效高度, $h_0 = h - a$, 此处 h 为截面全高;

a 、 a' ——受拉区、受压区普通钢筋和预应力钢筋的合力点至受拉区边缘、受压区边缘的距离;

a'_s 、 a'_p ——受压区普通钢筋合力点、预应力钢筋合力点至受压区边缘的距离;

σ'_{p0} ——受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时预应力钢筋的应力, 先张法构件按本规范公式(6.1.5-2)计算; 后张法构件按本规范公式(6.1.5-5)及第 6.1.5 条注 2 规定计算。

注: 当桥梁为预应力混凝土连续梁等超静定结构时, 公式(5.2.2-1)中的 M_d , 应改用按本规范第 5.1.5 条的规定进行作用(或荷载)效应组合。

5.2.3 翼缘位于受压区的 T 形截面或 I 形截面受弯构件, 其正截面抗弯承载力应按下列规定

进行计算：

1 当符合下列条件时

$$f_{sd}A_s + f_{pd}A_p \leq f_{cd}b'_f h'_f + f'_{sd}A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A'_p \quad (5.2.3-1)$$

应以宽度为 b'_f 的矩形截面[图 5.2.3a)], 按本规范第 5.2.2 条公式计算正截面抗弯承载力。

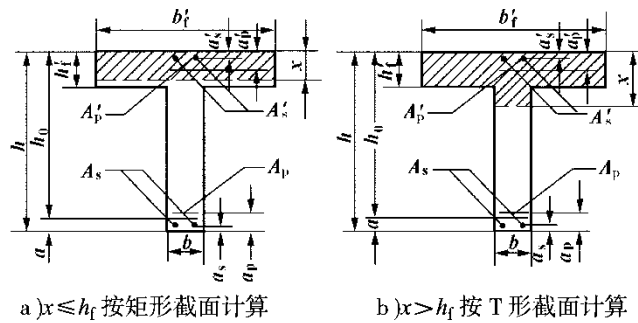


图 5.2.3 T 形截面受弯构件正截面承载力计算

2 当不符合公式(5.2.3-1)的条件时, 计算中应考虑截面腹板受压的作用, 其正截面抗弯承载力应按下列规定计算[图 5.2.3b)]:

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} \left[bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.2.3-2)$$

此时, 受压区高度 x 应按下列公式计算, 并应符合本规范公式(5.2.2-3)、(5.2.2-4)、(5.2.2-5)的要求。

$$f_{sd}A_s + f_{pd}A_p = f_{cd}[bx + (b'_f - b)h'_f] + f'_{sd}A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A'_p \quad (5.2.3-3)$$

式中 h'_f ——T 形或 I 形截面受压翼缘厚度;

b'_f ——T 形或 I 形截面受压翼缘的有效宽度, 按本规范第 4.3.2 条的规定采用。

箱形截面受弯构件的正截面抗弯承载力可参照本条计算。

注: 图 5.2.3 截面内力作用方向与本规范图 5.2.2 相同。

5.2.4 受弯构件在应用公式(5.2.2-3)的条件时, 可不考虑按正常使用极限状态计算可能增加的纵向受拉钢筋截面面积和按构造要求配置的纵向钢筋截面面积。

5.2.5 当计算中考虑受压区纵向钢筋但不符合本规范公式(5.2.2-4)、(5.2.2-5)的条件时, 受弯构件正截面抗弯承载力的计算应符合下列规定(图 5.2.2):

1 当受压区配有纵向普通钢筋和预应力钢筋, 且预应力钢筋受压时

$$\gamma_0 M_d \leq f_{pd} A_p (h - a_p - a') + f_{sd} A_s (h - a_s - a') \quad (5.2.5-1)$$

2 当受压区仅配纵向普通钢筋或配普通钢筋和预应力钢筋, 且预应力钢筋受拉时

$$\gamma_0 M_d \leq f_{pd} A_p (h - a_p - a') + f_{sd} A_s (h - a_s - a'_s) - (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p (a'_p - a'_s) \quad (5.2.5-2)$$

式中 a_s 、 a_p ——受拉区普通钢筋合力点、预应力钢筋合力点至受拉区边缘的距离。

5.2.6 计算受弯构件斜截面抗剪承载力时, 其计算位置应按下列规定采用:

1 简支梁和连续梁近边支点梁段

- 1) 距支座中心 $h/2$ 处截面[图 5.2.6a)截面 1-1];
- 2) 受拉区弯起钢筋弯起点处截面[图 5.2.6a)截面 2-2、3-3];
- 3) 锚于受拉区的纵向钢筋开始不受力处的截面[图 5.2.6a)截面 4-4];
- 4) 箍筋数量或间距改变处的截面[图 5.2.6a)截面 5-5];
- 5) 构件腹板宽度变化处的截面。

2 连续梁和悬臂梁近中间支点梁段

- 1) 支点横隔梁边缘处截面[图 5.2.6b)截面 6-6];
- 2) 变高度梁高度突变处截面[图 5.2.6b)截面 7-7];
- 3) 参照简支梁的要求, 需要进行验算的截面。

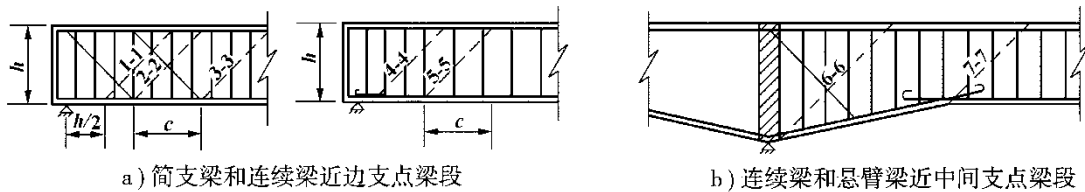
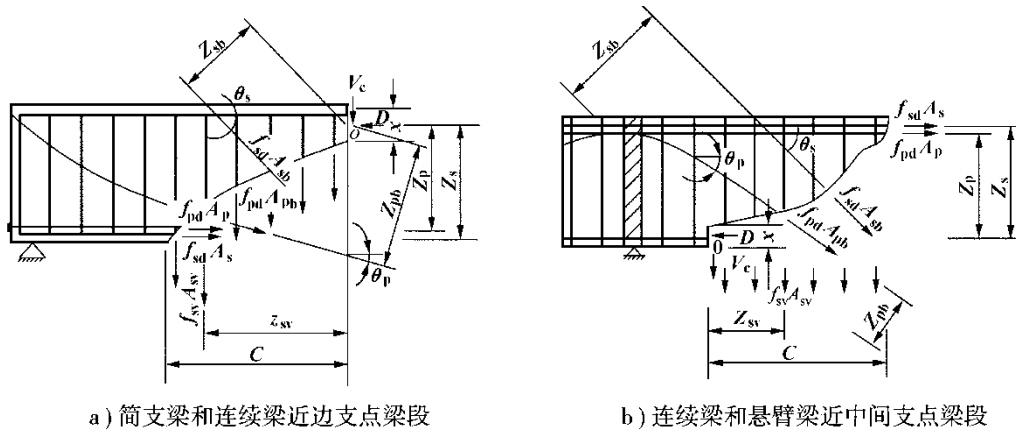


图 5.2.6 斜截面抗剪承载力验算位置示意图

5.2.7 矩形、T 形和 I 形截面的受弯构件, 当配置箍筋和弯起钢筋时, 其斜截面抗剪承载力计算应符合下列规定(图 5.2.7):



a) 简支梁和连续梁近边支点梁段

b) 连续梁和悬臂梁近中间支点梁段

图 5.2.7 斜截面抗剪承载力验算

$$\gamma_0 V_d \leq V_{cs} + V_{sb} + V_{pb} \quad (5.2.7-1)$$

$$V_{cs} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 0.45 \times 10^{-3} b h_0 \sqrt{(2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu} k \rho_{sv} f_{sv}}} \quad (5.2.7-2)$$

$$V_{sb} = 0.75 \times 10^{-3} f_{sd} \sum A_{sb} \sin \theta_s \quad (5.2.7-3)$$

$$V_{pb} = 0.75 \times 10^{-3} f_{pd} \sum A_{pb} \sin \theta_p \quad (5.2.7-4)$$

式中 V_d ——斜截面受压端上由作用(或荷载)效应所产生的最大剪力组合设计值(kN), 对变高度(承托)的连续梁和悬臂梁, 当该截面处于变高度梁段时, 则应考虑作用于截面的弯矩引起的附加剪应力的影响, 按本条注(3)计算换算剪力设计值;

V_{cs} ——斜截面内混凝土和箍筋共同的抗剪承载力设计值(kN);

V_{sb} ——与斜截面相交的普通弯起钢筋抗剪承载力设计值(kN);

V_{pb} ——与斜截面相交的预应力弯起钢筋抗剪承载力设计值(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_2 ——预应力提高系数, 对钢筋混凝土受弯构件, $\alpha_2 = 1.0$; 对预应力混凝土受弯构件, $\alpha_2 = 1.25$, 但当由钢筋合力引起的截面弯矩与外弯矩的方向相同时, 或允许出现裂缝的预应力混凝土受弯构件, 取 $\alpha_2 = 1.0$;

α_3 ——受压翼缘的影响系数, 取 $\alpha_3 = 1.1$;

b ——斜截面受压端正截面处, 矩形截面宽度(mm), 或 T 形和 I 形截面腹板宽度(mm);

h_0 ——斜截面受压端正截面的有效高度, 自纵向受拉钢筋合力点至受压边缘的距离(mm);

P ——斜截面内纵向受拉钢筋的配筋百分率, $P=100\rho$, $\rho=(A_p+A_{pb}+A_s)/bh_0$, 当 $P > 2.5$ 时, 取 $P=2.5$;

$f_{cu,k}$ ——边长为 150mm 的混凝土立方体抗压强度标准值(MPa), 即为混凝土强度等级;

ρ_{sv} ——斜截面内箍筋配筋率, $\rho_{sv}=A_{sv}/s_v b$;

f_{sv} ——箍筋抗拉强度设计值, 按本规范表 3.2.3-1 采用;

A_{sv} ——斜截面内配置在同一截面的箍筋各肢总截面面积(mm²);

s_v ——斜截面内箍筋的间距(mm);

A_{sb} 、 A_{pb} ——斜截面内在同一弯起平面的普通弯起钢筋、预应力弯起钢筋的截面面积(mm²);

θ_s 、 θ_p ——普通弯起钢筋、预应力弯起钢筋(在斜截面受压端正截面处)的切线与水平线的夹角。

箱形截面受弯构件的斜截面抗剪承载力的验算, 可参照本条规定进行。

注: (1) 当采用竖向预应力钢筋时, 公式(5.2.7-2)中的 ρ_{sv} 应换以 ρ'_{sv} , ρ'_{sv} 为考虑竖向预应力钢筋和箍筋的配筋率, 可按下式进行计算:

$$\rho'_{sv} = \rho_{sv} + 0.75 \frac{A_{pv}}{b s_p} \cdot \frac{f_{pd}}{f_{sv}}$$

式中, A_{pv} 为斜截面内配置在同一截面的竖向预应力钢筋的总截面面积(mm²); s_p 为斜截面内竖向预应力钢筋的间距(mm)。

(2) 对预应力混凝土连续梁等超静定结构, 公式(5.2.7-1)中的 V_d 宜改用按本规范 5.1.5 条的规定进行作用(或荷载)效应组合;

(3) 变高度(承托)的钢筋混凝土连续梁和悬臂梁, 在变高度梁段内当考虑附加剪应力影响时, 其换算剪力设计值按下式计算:

$$V_d = V_{cd} - \frac{M_d}{h_0} \tan \alpha$$

式中, V_{cd} 为按等高度梁计算的计算截面的剪力组合设计值; M_d 为相应于剪力组合设计值的弯矩组合设计值; h_0 为计算截面的有效高度; α 为计算截面处梁下缘切线与水平线的夹角。当弯矩绝对值增加而梁高减小时, 公式中的“—”改为“+”。

5.2.8 进行斜截面承载力验算时, 斜截面水平投影长度 C (图 5.2.7)应按下式计算:

$$C = 0.6mh_0 \quad (5.2.8)$$

式中 m ——斜截面受压端正截面处的广义剪跨比, $m = M_d/V_d h_0$, 当 $m > 3.0$ 时取 $m = 3.0$;

M_d ——相应于最大剪力组合设计值的弯矩组合设计值。

5.2.9 矩形、T形和I形截面的受弯构件，其抗剪截面应符合下列要求：

$$\gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu, k}} b h_0 \text{ (kN)} \quad (5.2.9)$$

式中 V_d ——验算截面处由作用(或荷载)产生的剪力组合设计值(kN)；

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)。

对变高度(承托)连续梁，除验算近边支点梁段的截面尺寸外，尚应验算截面急剧变化处的截面尺寸。

5.2.10 矩形、T形和I形截面的受弯构件，当符合下列条件时

$$\gamma_0 V_d \leq 0.50 \times 10^{-3} \alpha_2 f_{td} b h_0 \text{ (kN)} \quad (5.2.10)$$

可不进行斜截面抗剪承载力的验算，仅需按本规范第 9.3.12 条构造要求配置箍筋。

式中 f_{td} ——混凝土抗拉强度设计值，按本规范表 3.1.4 的规定采用。

对于板式受弯构件，公式(5.2.10)右边计算值可乘以 1.25 提高系数。

注：公式(5.2.10)中 b 、 h_0 的计量单位为 mm。

5.2.11 钢筋混凝土矩形、T形和I形截面受弯构件，当进行斜截面抗剪承载力配筋设计时，其箍筋和弯起钢筋应按下列规定进行计算和配置：

1 绘出剪力设计值包络图，用作抗剪配筋设计的最大剪力组合设计值应按以下规定取值：简支梁和连续梁近边支点梁段取离支点 $h/2$ 处的剪力设计值 V'_d [图 5.2.11a]；等高度连续梁和悬臂梁近中间支点梁段取支点上横隔梁边缘处的剪力设计值 V'_d [图 5.2.11b]；变高度(承托)连续梁和悬臂梁近中间支点梁段取变高度梁段与等高度梁段交接处的剪力设计值 V'_d [图 5.2.11c]。 V'_d 或 V'_d 中应按不少于 60% 由混凝土和箍筋共同承担，不超过 40% 由弯起钢筋承担，并且用水平线将剪力设计值包络图分割为两部分。

2 预先选定箍筋种类和直径，可按下式计算箍筋间距：

$$s_v = \frac{\alpha_1^2 \alpha_3^2 0.2 \times 10^{-6} (2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu, k}} A_{sv} f_{sv} b h_0^2}{(\xi \gamma_0 V_d)^2} \text{ (mm)} \quad (5.2.11-1)$$

- 图中 V_d^0 ——由作用(或荷载)引起的最大剪力组合设计值;
- V_d ——用于配筋设计的最大剪力组合设计值, 对简支梁和连续梁近边支点梁段, 取距支点中心 $h/2$ 处的量值; 对等高度连续梁和悬臂梁近中间支点梁段, 取支点上横隔梁边缘处的量值;
- $V_d^{\frac{l}{2}}$ ——跨中截面剪力组合设计值;
- V_{cs} ——由混凝土和箍筋共同承担的总剪力设计值(图中阴影部分);
- V_{sb} ——由弯起钢筋承担的总剪力设计值;
- V_{sb1} 、 V_{sb2} 、 V_{sbi} ——简支梁、等高度连续梁和悬臂梁、变高度(承托)的连续梁和悬臂梁的变高度梁段, 由弯起钢筋承担的剪力设计值;
- V_{sbf} ——变高度(承托)的连续梁和悬臂梁的变高段与等高段交接处, 由弯起钢筋承担的剪力设计值;
- V'_{sb1} 、 V'_{sb2} 、 V'_{sbi} ——变高度(承托)的连续梁和悬臂梁的等高度梁段, 由弯起钢筋承担的剪力设计值;
- A_{sb1} 、 A_{sb2} 、 A_{sbi} ——简支梁、等高度连续梁和悬臂梁、变高度(承托)的连续梁和悬臂梁的变高度梁段, 从支点算起的第一、第二、第 i 排弯起钢筋截面面积;
- A_{sbf} ——变高度(承托)的连续梁和悬臂梁中跨越变高度与等高度交接处的弯起钢筋截面面积;
- A'_{sb1} 、 A'_{sb2} 、 A'_{sbi} ——变高度(承托)的连续梁和悬臂梁的等高度梁段, 从变高段与等高段交接处算起的第一、第二、第 i 排弯起钢筋截面面积;
- h ——等高度梁的梁高;
- l ——梁的计算跨径;
- α ——变高度梁段下缘线与水平线夹角。

4 计算第一排弯起钢筋以后的每一排弯起钢筋 $A_{sb2} \dots A_{sbi}$ 时, 对于简支梁、连续梁近边支点梁段和等高度连续梁与悬臂梁近中间支点梁段, 取用前一排弯起钢筋下面弯点处由弯起钢筋承担的那部分剪力 $V_{sb2} \dots V_{sbi}$ [图 5.2.11a)、b)]; 对于变高度(承托)的连续梁和悬臂梁近中间支点的变高度梁段, 取用各该排弯起钢筋下面弯点处由弯起钢筋承担的那部分剪力 $V_{sb2} \dots V_{sbi}$ [图 5.2.11c)];

5 计算变高度(承托)的连续梁和悬臂梁跨越变高段与等高段交接处的弯起钢筋 A_{sbf} 时, 取用交接截面剪力峰值由弯起钢筋承担的那部分剪力 V_{sbf} [图 5.2.11c)]; 计算等高度梁段各排

弯起钢筋 A'_{sb1} 、 A'_{sb2} 、 A'_{sbi} 时, 取用各该排弯起钢筋上面弯点处由弯起钢筋承担的那部分剪力 V'_{sb1} 、 V'_{sb2} 、 V'_{sbi} [图 5.2.11c)]。

6 每排弯起钢筋的截面面积按下列公式计算:

$$A_{sb} = \frac{\gamma_0 V_{sb}}{0.75 \times 10^{-3} f_{sd} \sin \theta_s} (\text{mm}^2) \quad (5.2.11-2)$$

式中 A_{sb} ——每排弯起钢筋的总截面面积, 即为图 5.2.11 中的 A_{sb1} 、 A_{sb2} 、 A_{sbi} 或 A'_{sb1} 、 A'_{sbi} 或 A_{sbf} ;

V_{sb} ——由每排弯起钢筋承担的剪力设计值(kN), 即为图 5.2.11 中的 V_{sb1} 、 V_{sb2} 、 V_{sbi} 或 V'_{sb1} 、 V'_{sb2} 、 V'_{sbi} 或 V_{sbf} 。

5.2.12 矩形、T 形和 I 形截面的受弯构件, 其斜截面抗弯承载力应按下列规定进行验算(参见图 5.2.7):

$$\gamma_0 M_d \leq f_{sd} A_s Z_s + f_{pd} A_p Z_p + \sum f_{sd} A_{sb} Z_{sb} + \sum f_{pd} A_{pb} Z_{pb} + \sum f_{sv} A_{sv} Z_{sv} \quad (5.2.12-1)$$

此时, 最不利的斜截面水平投影长度按下列公式试算确定:

$$\gamma_0 V_d = \sum f_{sd} A_{sb} \sin \theta_s + \sum f_{pd} A_{pb} \sin \theta_p + \sum f_{sv} A_{sv} \quad (5.2.12-2)$$

式中 M_d ——斜截面受压端正截面的最大弯矩组合设计值;

V_d ——斜截面受压端正截面相应于最大弯矩组合设计值的剪力组合设计值;

Z_s 、 Z_p ——纵向普通受拉钢筋合力点、纵向预应力受拉钢筋合力点至受压区中心点 O 的距离;

Z_{sb} 、 Z_{pb} ——与斜截面相交的同一弯起平面内普通弯起钢筋合力点、预应力弯起钢筋合力点至受压区中心点 O 的距离;

Z_{sv} ——与斜截面相交的同一平面内箍筋合力点至斜截面受压端的水平距离。

斜截面受压端受压区高度 x , 按斜截面内所有的力对构件纵向轴投影之和为零的平衡条件求得。

受弯构件的纵向钢筋和箍筋, 当符合本规范第 9.1.4 条、第 9.3.8 条至第 9.3.12 条的要求时, 可不进行斜截面抗弯承载力计算。

5.3 受压构件

5.3.1 钢筋混凝土轴心受压构件, 当配有箍筋(或螺旋筋或在纵向钢筋上焊有横向钢筋)时(图

5.3.1), 其正截面抗压承载力计算应符合下列规定:

$$\gamma_0 N_d \leq 0.9\varphi(f_{cd}A + f'_{sd}A'_s) \quad (5.3.1)$$

式中 N_d ——轴向力组合设计值;

φ ——轴压构件稳定系数, 按表 5.3.1 采用;

A ——构件毛截面面积, 当纵向钢筋配筋率大于 3% 时, A 应改用 $A_n = A - A'_s$;

A'_s ——全部纵向钢筋的截面面积。

表 5.3.1 钢筋混凝土轴心受压构件的稳定系数

l_0/b	≤ 8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
$l_0/2r$	≤ 7	8.5	10.5	12	14	15.5	17	19	21	22.5	24
l_0/i	≤ 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	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50
$l_0/2r$	26	28	29.5	31	33	34.5	36.5	38	40	41.5	43
l_0/i	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 为构件计算长度; b 为矩形截面的短边尺寸; r 为圆形截面的半径; i 为截面最小回转半径;

(2) 构件计算长度 l_0 , 当构件两端固定时取 $0.5l$; 当一端固定一端为不移动的铰时取 $0.7l$ 。当两端均为不移动的铰时取 l , 当一端固定一端自由时取 $2l$; l 为构件支点间长度。

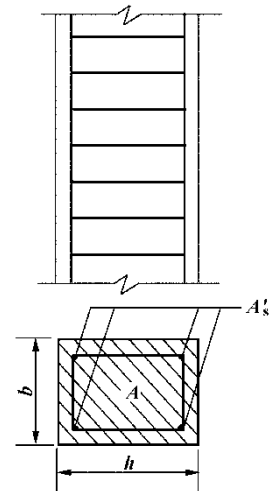


图 5.3.1 配有箍筋的钢筋混凝土轴心受压构件截面图

5.3.2 钢筋混凝土轴心受压构件, 当配置螺旋式或焊接环式间接钢筋(图 5.3.2), 且间接钢筋的换算截面面积 A_{so} 不小于全部纵向钢筋截面面积的 25%; 间距不大于 80mm 或 $d_{cor}/5$, 构件长细比 $l_0/i \leq 48$ 时, 其正截面抗压承载力计算应符合下列规定:

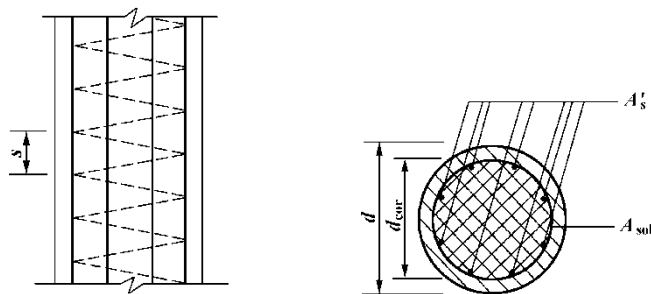


图 5.3.2 配置螺旋式间接钢筋的钢筋混凝土轴心受压构件截面图

$$\gamma_0 N_d \leq 0.9(f_{cd}A_{cor} + f'_{sd}A'_s + kf_{sd}A_{so}) \quad (5.3.2-1)$$

$$A_{so} = \frac{\pi d_{cor} A_{so1}}{s} \quad (5.3.2-2)$$

式中 A_{cor} ——构件核芯截面面积;

A_{so} ——螺旋式或焊接环式间接钢筋的换算截面面积;

d_{cor} ——构件截面的核芯直径;

k ——间接钢筋影响系数, 混凝土强度等级 C50 及以下时, 取 $k=2.0$; C50~C80 取 $k=2.0\sim 1.7$, 中间值直线插入取用;

A_{so1} ——单根间接钢筋的截面面积;

s ——沿构件轴线方向间接钢筋的螺距或间距。

当间接钢筋的换算截面面积、间距及构件长细比不符合本条要求, 或按公式(5.3.2-1)算得的抗压承载力小于按公式(5.3.1)算得的抗压承载力时, 不应考虑间接钢筋的套箍作用, 正截面抗压承载力应按第 5.3.1 条的规定进行计算。

按公式(5.3.2-1)计算的抗压承载力设计值不应大于按本规范公式 (5.3.1)计算的抗压承载力设计值的 1.5 倍。

5.3.3 偏心受压构件应以相对界限受压区高度 ζ_b 作为判别大小偏压的条件, ζ_b 应按以下规定确定:

1 钢筋混凝土偏心受压构件, 其 ζ_b 值可按本规范表 5.2.1 取用;

2 预应力混凝土偏心受压构件, 其 ζ_b 值按下列公式计算:

1) 对精轧螺纹钢

$$\zeta_b = \frac{\beta}{1 + \frac{f_{pd} - \sigma_{p0}}{E_p \varepsilon_{cu}}} \quad (5.3.3-1)$$

2) 对钢丝和钢绞线

$$\zeta_b = \frac{\beta}{1 + \frac{0.002}{\varepsilon_{cu}} + \frac{f_{pd} - \sigma_{p0}}{E_p \varepsilon_{cu}}} \quad (5.3.3-2)$$

式中 β ——截面受压区矩形应力图高度与实际受压区高度的比值, 按表 5.3.3 取用;

σ_{p0} ——截面受拉区纵向预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时, 预应力钢筋中的应力, 按本规范公式(6.1.5-2)或公式(6.1.5-5)计算;

ε_{cu} ——截面非均匀受压时，混凝土的极限压应变，当混凝土强度等级为 C50 及以下时，取 $\varepsilon_{cu}=0.0033$ ；当混凝土强度等级为 C80 时，取 $\varepsilon_{cu}=0.003$ ；中间强度等级用直线插入求得；

f_{pd} ——纵向预应力钢筋的抗拉强度设计值；

E_p ——预应力钢筋的弹性模量。

表 5.3.3 系数 β 值

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

5.3.4 小偏心受压构件位于截面受拉边或受压较小边的纵向钢筋，其应力可按下列公式计算：

对普通钢筋

$$\sigma_{si} = \varepsilon_{cu} E_s \left(\frac{\beta h_{oi}}{x} - 1 \right) \quad (5.3.4-1)$$

$$-f'_{sd} \leq \sigma_{si} \leq f_{sd} \quad (5.3.4-2)$$

当 σ_{si} 为拉应力且其值大于普通钢筋抗拉强度设计值 f_{sd} 时，取 $\sigma_{si} = f_{sd}$ ；当 σ_{si} 为压应力且其绝对值大于普通钢筋抗压强度设计值 f'_{sd} 时，取 $\sigma_{si} = -f'_{sd}$ 。

对预应力钢筋

$$\sigma_{pi} = \varepsilon_{cu} E_p \left(\frac{\beta h_{oi}}{x} - 1 \right) + \sigma_{p0i} \quad (5.3.4-3)$$

$$-(f'_{pd} - \sigma_{p0i}) \leq \sigma_{pi} \leq f_{pd} \quad (5.3.4-4)$$

当 σ_{pi} 为拉应力且其值大于预应力钢筋抗拉强度设计值 f_{pd} 时，取 $\sigma_{pi} = f_{pd}$ ；当 σ_{pi} 为压应力且其绝对值大于 $(f'_{pd} - \sigma_{p0i})$ 的绝对值时，取 $\sigma_{pi} = -(f'_{pd} - \sigma_{p0i})$ 。

式中 x ——截面受压区高度；

h_{oi} ——第 i 层纵向钢筋截面重心至受压较大边边缘的距离；

E_s ——普通钢筋的弹性模量；

σ_{si} 、 σ_{pi} ——第 i 层纵向普通钢筋、预应力钢筋的应力，按公式计算正值表示拉应力，负

值表示压应力;

σ_{poi} ——第 i 层纵向预应力钢筋截面重心处混凝土法向应力等于零时, 预应力钢筋中的应力。

ε_{cu} 、 β 见本规范第 5.3.3 条的规定。

5.3.5 矩形截面偏心受压构件的正截面抗压承载力的计算应符合下列规定(图 5.3.5):

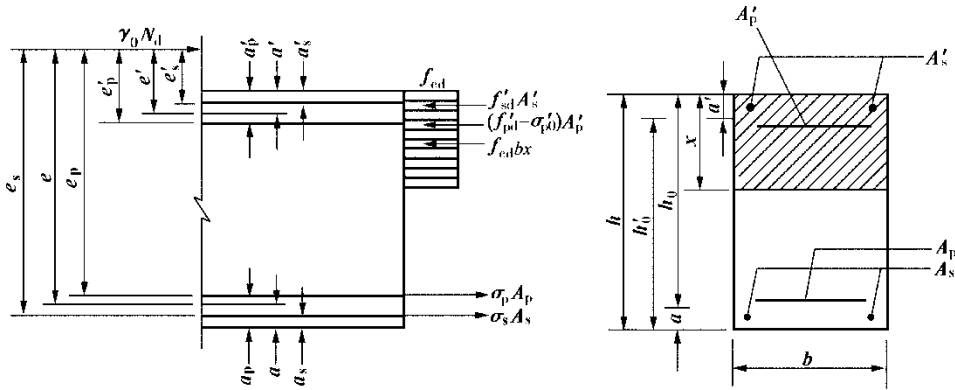


图 5.3.5 矩形截面偏心受压构件正截面抗压承载力计算

$$\gamma_0 N_d \leq f_{cd} b x + f'_{sd} A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p - \sigma_s A_s - \sigma_p A_p \quad (5.3.5-1)$$

$$\gamma_0 N_d e \leq f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.3.5-2)$$

$$e = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a \quad (5.3.5-3)$$

式中 e —— 轴向力作用点至截面受拉边或受压较小边纵向钢筋 A_s 和 A_p 合力点的距离;

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

M_d —— 相应于轴向力的弯矩组合设计值;

h_0 —— 截面受压较大边边缘至受拉边或受压较小边纵向钢筋合力点的距离, $h_0 = h - a$;

η —— 偏心受压构件轴向力偏心距增大系数, 按本规范第 5.3.10 条的规定计算。

截面受拉边或受压较小边纵向钢筋的应力 σ_s 和 σ_p 应按下列情况采用:

当 $\xi \leq \xi_b$ 时为大偏心受压构件, 取 $\sigma_s = f_{sd}$, $\sigma_p = f_{pd}$, 此处, 相对受压区高度 $\xi = x / h_0$;

当 $\xi > \xi_b$ 时为小偏心受压构件, σ_s 和 σ_p 按本规范第 5.3.4 条的规定计算。

在承载力计算中, 若考虑截面受压较大边的纵向受压钢筋时, 受压区高度应符合本规范公式(5.2.2-4)、(5.2.2-5)的要求。

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

$$\gamma_0 N_d e' \leq f_{cd} b h \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + f_{sd} A_s (h'_0 - a_s) + (f_{pd} - \sigma_{po}) A_p (h'_0 - a_p) \quad (5.3.5-4)$$

$$e' = \frac{h}{2} - e_0 - a' \quad (5.3.5-5)$$

式中 e' ——轴向力作用点至截面受压较大边纵向钢筋 A'_s 和 A'_p 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钢筋合力点的距离, $h'_0 = h - a'$ 。

矩形截面对称配筋的钢筋混凝土小偏心受压构件, 其钢筋截面面积也可按下列公式计算:

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_0 N_d e - \xi(1 - 0.5\xi) f_{cd} b h_0^2}{f'_{sd} (h_0 - a'_s)} \quad (5.3.5-6)$$

式中相对受压区高度 ξ 可按下列公式计算:

$$\xi = \frac{\gamma_0 N_d - \xi_b f_{cd} b h_0}{\frac{\gamma_0 N_d e - 0.43 f_{cd} b h_0^2}{(\beta - \xi_b)(h_0 - a'_s)} + f_{cd} b h_0} + \xi_b \quad (5.3.5-7)$$

注: 小偏心受压构件当计算的截面受压区高度 $x > h$ 时, 计算构件承载力取 h , 但计算钢筋应力 σ_s 和 σ_p 时仍用计算所得的 x 。

5.3.6 翼缘位于截面受压较大边的 T 形截面或 I 形截面偏心受压构件, 其正截面抗压承载力应按下列规定计算:

- 1 当受压区高度 $x \leq h'_f$ 时, 应按宽度为 b'_f 的矩形截面计算;
- 2 当受压区高度 $x > h'_f$ 时, 则应按下列公式计算(图 5.3.6):

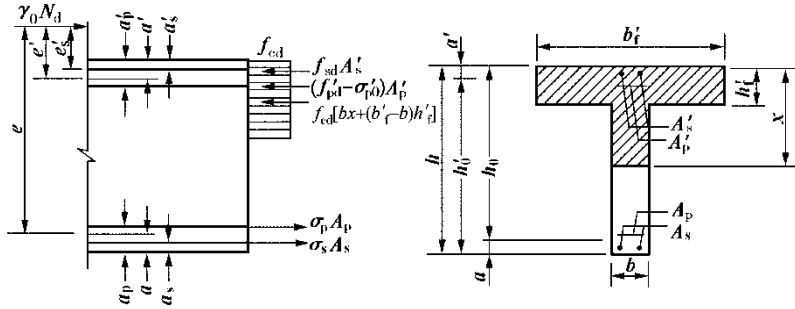


图 5.3.6 T形截面偏心受压构件正截面抗压承载力计算

$$\gamma_0 N_d \leq f_{cd} [bx + (b'_f - b)h'_f] + f'_{sd} A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p - \sigma_s A_s - \sigma_p A_p \quad (5.3.6-1)$$

$$\gamma_0 N_d e \leq f_{cd} \left[bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.3.6-2)$$

截面受拉边或受压较小边纵向钢筋的应力 σ_s 和 σ_p 的确定, 以及考虑截面受压较大边受压钢筋时, 受压区高度 x 应符合的条件, 均应按第 5.3.5 条的规定办理。

翼缘位于截面受拉边或受压较小边的 T 形截面和 I 形截面构件, 当 $x > h - h'_f$ 时, 其正截面抗压承载力计算应考虑翼缘受压部分的作用。

对翼缘位于截面受压较大边的 T 形截面小偏心受压构件, 当轴向力作用在纵向钢筋 A'_s 和 A'_p 合力点与 A_s 和 A_p 合力点之间时, 尚应按下列规定进行计算:

$$\gamma_0 N_d e' \leq f_{cd} \left[bh \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + (b'_f - b) h'_f \left(\frac{h'_f}{2} - a' \right) \right] + f'_{sd} A_s (h'_0 - a_s) + (f'_{pd} - \sigma_{p0}) A_p (h'_0 - a_p) \quad (5.3.6-3)$$

对翼缘位于截面受压较小边的 T 形截面小偏心受压构件, 尚应按下列规定计算:

$$\gamma_0 N_d e' \leq f_{cd} \left[bh \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + (b'_f - b) h'_f \left(h'_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f'_{sd} A_s (h'_0 - a_s) + (f'_{pd} - \sigma_{p0}) A_p (h'_0 - a_p) \quad (5.3.6-4)$$

式中 b'_f ——位于截面受压较小边的翼缘宽度;

h'_f ——位于截面受压较小边的翼缘厚度。

5.3.7 在偏心受压构件正截面抗压承载力计算中, 当考虑截面受压较大边的纵向受压钢筋, 但受压区高度又不符合本规范公式(5.2.2-4)、(5.2.2-5)的要求时, 其正截面抗压承载力可按本规范公式(5.2.5-1)、(5.2.5-2)计算, 此时, 上述公式中的 M_d 应分别以 $N_d e'$ 、 $N_d e'_s$ 代替, 计算时应考虑偏心距增大系数 η 。

5.3.8 沿截面腹部均匀配置纵向普通钢筋且每排不少于 4 根的矩形、T 形和 I 形截面钢筋混凝土偏心受压构件(图 5.3.8)，其正截面抗压承载力的计算应符合下列规定：

$$\gamma_0 N_d \leq f_{cd} [\xi b h_0 + (b'_f - b) h'_f] + f'_{sd} A'_s - \sigma_s A_s + N_{sw} \quad (5.3.8-1)$$

$$\gamma_0 N_d e \leq f_{cd} \left[\xi (1 - 0.5\xi) b h_0^2 + (b'_f - b) h'_f (h_0 - \frac{h'_f}{2}) \right] + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + M_{sw} \quad (5.3.8-2)$$

$$N_{sw} = \left(1 + \frac{\xi - \beta}{0.5\beta\omega} \right) f_{sw} A_{sw} \quad (5.3.8-3)$$

$$M_{sw} = \left[0.5 - \left(\frac{\xi - \beta}{\beta\omega} \right)^2 \right] f_{sw} A_{sw} h_{sw} \quad (5.3.8-4)$$

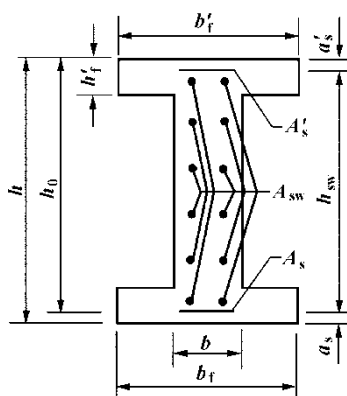


图 5.3.8 沿截面腹部均匀配筋的 I 形截面偏心受压构件正截面抗压承载力计算

式中 A_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的全部纵向钢筋截面面积；

f_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋强度设计值；

N_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋所承担的轴向力，当 $\xi = \frac{x}{h_0} > \beta$ 时，取 N_{sw}

$$= f_{sw} A_{sw}；$$

M_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋的内力对截面受拉边或受压较小边纵向钢筋 A_s 重心的力矩，当 $\xi > \beta$ 时，取 $M_{sw} = 0.5 f_{sw} A_{sw} h_{sw}$ ；

h_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋区段的高度，取 $h_{sw} = h_0 - a'_s$ ；

ω ——沿截面腹部均匀配筋区段的高度与截面有效高度的比值， $\omega = h_{sw}/h_0$ 。

在公式(5.3.8-1)中，截面受拉边或受压较小边的钢筋应力 σ_s ，当 $\xi \leq \xi_b$ 时，取 $\sigma_s = f_{sd}$ ；当

$\xi > \xi_b$ 时, 按本规范公式(5.3.4-1)计算。

在计算中当考虑截面受压较大边的受压钢筋 A'_s 时, 受压区高度应符合 $x \geq 2a'_s$ 的要求; 当不符合时, 正截面抗压承载力的计算应符合下列规定:

$$\gamma_0 N_d e' \leq f_{sd} A_s (h_0 - a'_s) + M'_{sw} \quad (5.3.8-5)$$

$$M'_{sw} = 0.5 f_{sw} A_{sw} h_{sw} \quad (5.3.8-6)$$

对 T 形和 I 形截面的偏心受压构件, 当 $x \leq h'_f$ 时, 应按宽度为 b'_f 的矩形截面计算。对 I 形截面, 当 $x > h - h_f$ 时, 应考虑位于受压较小边翼缘受压部分的作用。

注: 当计算的 $\xi > h/h_0$ 时, 本条各式中的 ξ 均取 $\xi = h/h_0$; 但计算钢筋 A_s 的应力时, 仍采用计算所得的 ξ 。

5.3.9 沿周边均匀配置纵向钢筋的圆形截面钢筋混凝土偏心受压构件(图 5.3.9), 其正截面抗压承载力计算应符合下列规定:

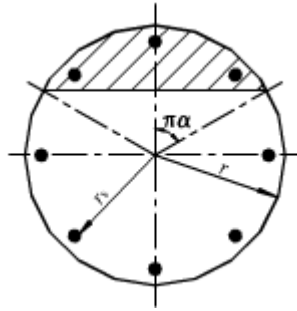


图 5.3.9 沿周边均匀配筋的圆形截面

$$\gamma_0 N_d \leq \alpha f_{cd} A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha}\right) + (\alpha - \alpha_t) f_{sd} A_s \quad (5.3.9-1)$$

$$\gamma_0 N_d e_0 \leq \frac{2}{3} f_{cd} A r \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi\alpha} + f_{sd} A_s r_s \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_t}{\pi} \quad (5.3.9-2)$$

$$\alpha_t = 1.25 - 2\alpha \quad (5.3.9-3)$$

式中 A ——圆形截面面积;

A_s ——全部纵向钢筋的截面面积;

r ——圆形截面的半径;

r_s ——纵向钢筋重心所在圆周的半径;

e_0 ——轴向压力对截面重心的偏心距;

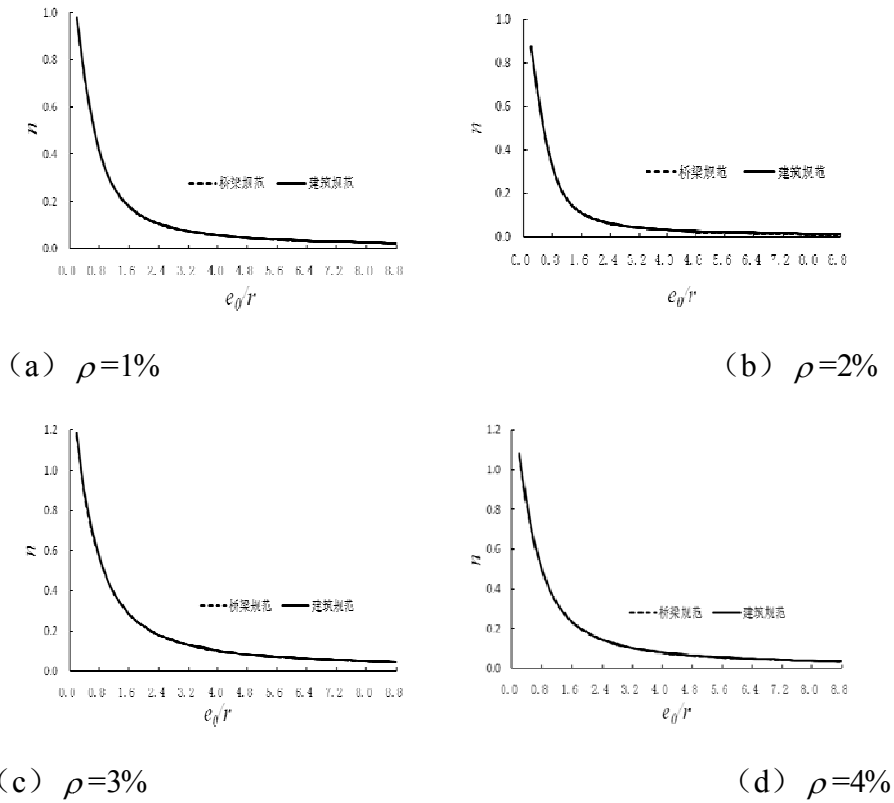


图 5.3.9-2 采用 HRB335 与 C50 的混凝土构件在不同配筋率时 n 随 e_0/r 变化的对比

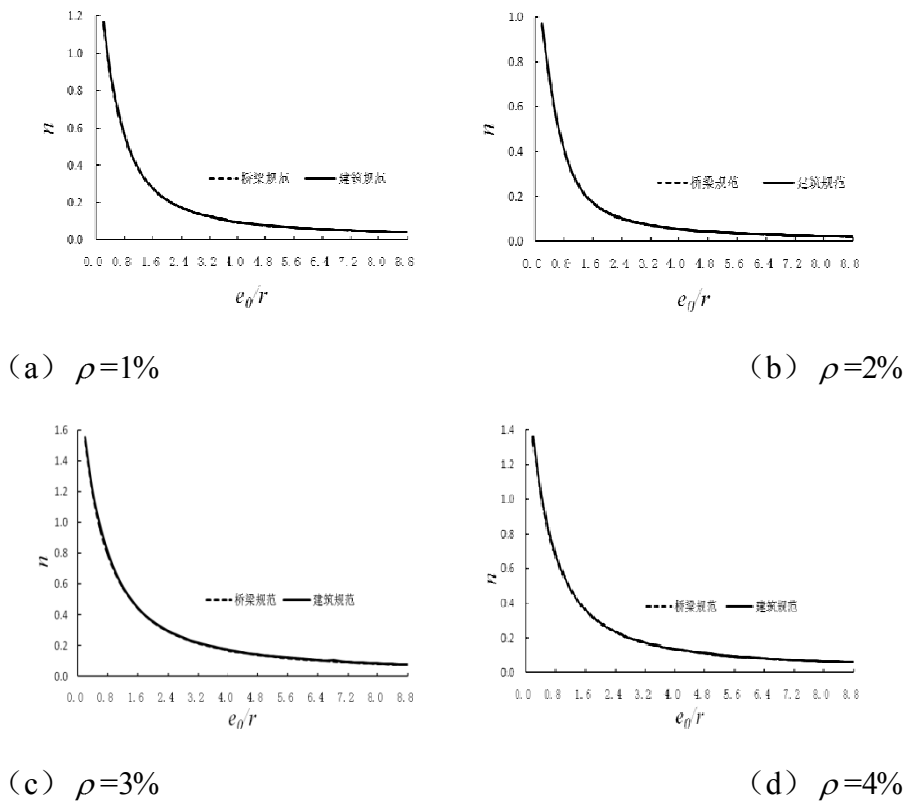


图 5.3.9-3 采用 HRB400 与 C30 的混凝土构件在不同配筋率时 n 随 e_0/r 变化的对比

ζ_2 ——构件长细比对截面曲率的影响系数。

5.3.11 矩形、T形和I形截面偏心受压构件除应计算弯矩作用平面抗压承载力外，尚应按轴心受压构件验算垂直于弯矩作用平面的抗压承载力，此时不考虑弯矩的作用，但应考虑稳定系数 φ 的影响。

5.3.12 截面具有两个互相垂直对称轴的钢筋混凝土双向偏心受压构件(图 5.3.12)，其正截面抗压承载力可按下列规定计算：

$$\gamma_0 N_d \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{ux}} + \frac{1}{N_{uy}} - \frac{1}{N_{u0}}} \quad (5.3.12)$$

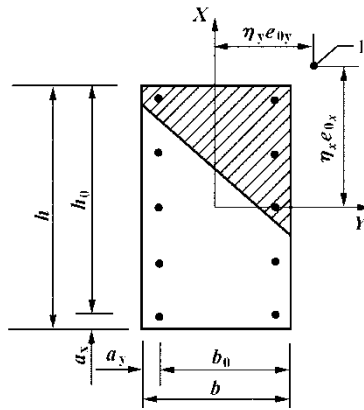


图 5.3.12 钢筋混凝土双向偏心受压构件截面图

1-轴向力作用点

式中 N_{u0} ——构件截面轴心抗压承载力设计值，按本规范公式(5.3.1)计算，式中取等号，以 N_{u0} 代替 $\gamma_0 N_d$ ，计入全部纵向钢筋但不考虑稳定系数 φ ；

N_{ux} ——按轴向力作用于 x 轴、并考虑相应的偏心距 $\eta_x e_{0x}$ 后，计入全部纵向钢筋计算的构件偏心抗压承载力设计值，此处 η_x 按本规范第 5.3.10 条规定计算；当纵向钢筋配置在截面上下两边时， N_{ux} 可按本规范第 5.3.5 条或第 5.3.6 条的规定计算；当纵向钢筋沿截面腹部均匀配置时， N_{ux} 可按本规范第 5.3.8 条规定计算；在上述计算中，公式均取等号，以 N_{ux} 代替 $\gamma_0 N_d$ ；

N_{uy} ——按轴向力作用于 y 轴，并考虑相应的偏心距 $\eta_y e_{0y}$ 后，计入全部纵向钢筋计算的构件偏心抗压承载力设计值，此处 η_y 按本规范第 5.3.10 条规定计算； N_{uy} 的计算所考虑的方法和计算公式与 N_{ux} 相同。

5.4 受拉构件

5.4.1 轴心受拉构件的正截面抗拉承载力计算应符合下列规定：

$$\gamma_0 N_d \leq f_{sd} A_s + f_{pd} A_p \quad (5.4.1)$$

式中 A_s 、 A_p ——普通钢筋、预应力钢筋的全部截面面积。

5.4.2 矩形截面偏心受拉构件的正截面抗拉承载力应按下列规定计算：

1 对小偏心受拉构件，当轴向力作用在钢筋 A_s 和 A_p 合力点与 A'_s 和 A'_p 合力点之间时，按下列规定计算[图 5.4.2a)]：

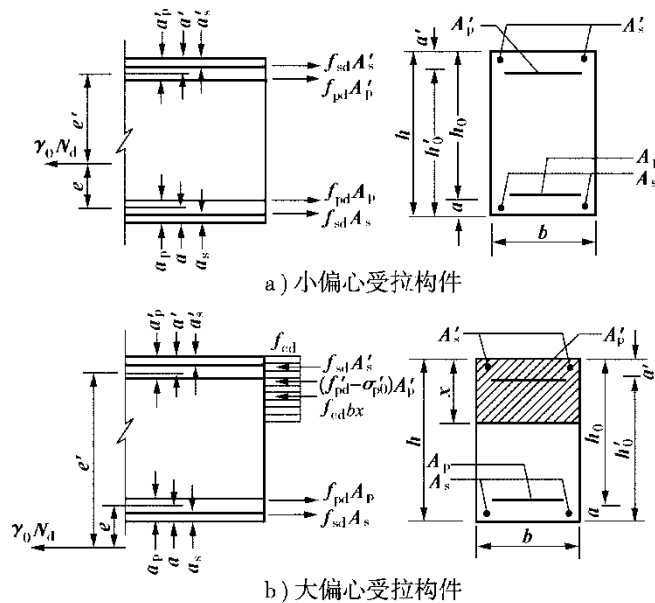


图 5.4.2 矩形截面偏心受拉构件正截面抗拉承载力计算

$$\gamma_0 N_d e \leq f_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + f_{pd} A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.4.2-1)$$

$$\gamma_0 N_d e' \leq f_{sd} A_s (h'_0 - a_s) + f_{pd} A_p (h'_0 - a_p) \quad (5.4.2-2)$$

2 对大偏心受拉构件，当轴向力不作用在钢筋 A_s 和 A_p 合力点与 A'_s 和 A'_p 合力点之间时，按下列规定计算 [图 5.4.2 b)]：

$$\gamma_0 N_d \leq f_{sd} A_s + f_{pd} A_p - f'_{sd} A'_s - (f'_{pd} - \sigma'_{po}) A'_p - f_{cd} b x \quad (5.4.2-3)$$

$$\gamma_0 N_d e \leq f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{po}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.4.2-4)$$

此时，截面受压区高度 x 应符合本规范公式(5.2.2-3)的要求；当计算中考虑受压钢筋时， x 尚应符合本规范公式(5.2.2-4)、(5.2.2-5)的要求；当不符合时，则应按本规范公式(5.2.5-1)、(5.2.5-2)计算，但式中 M_d 应分别以 $N_d e'$ 、 $N_d e'_s$ 代替。

5.4.3 对称配筋的矩形截面钢筋混凝土双向偏心受拉构件, 其正截面抗拉承载力应按下列规定计算: (新增条文)

$$\gamma_0 N_d \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{ud}} + \sqrt{\left(\frac{e_{0x}}{M_{ux}}\right)^2 + \left(\frac{e_{0y}}{M_{uy}}\right)^2}} \quad (5.4.3)$$

式中 N_{ud} ——构件截面轴心抗拉承载力设计值, 按本规范公式(5.4.1)计算, 式中取等号, 以 N_{ud} 代替 $\gamma_0 N_d$;

e_{0x} 、 e_{0y} ——轴向拉力对通过截面重心的 y 轴、 x 轴的偏心距;

M_{ux} 、 M_{uy} —— x 轴、 y 轴方向的正截面抗弯承载力设计值, 按本规范 5.2 节的规定计算。

5.4.4 沿周边均匀配置纵向钢筋的圆形截面钢筋混凝土偏心受拉构件, 其正截面抗拉承载力应按下列规定计算: (新增条文)

$$\gamma_0 N_d \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{ud}} + \frac{e_0}{M_{ud}}} \quad (5.4.4)$$

式中 N_{ud} ——构件截面轴心抗拉承载力设计值, 按本规范公式(5.4.1)计算, 式中取等号, 以 N_{ud} 代替 $\gamma_0 N_d$;

e_0 ——轴向拉力对通过截面重心的偏心距;

M_{ud} ——正截面抗弯承载力设计值, 按本规范公式 (5.3.9-2) 计算, 式中取等号, 以 M_{ud} 代替 $\gamma_0 N_d e_0$ 。

条文说明: 5.4.3 条和 5.4.4 条参照《混凝土结构设计规范》(GB50010-2002) 7.4.3 条和 7.4.4 条编写。

5.5 受扭构件

5.5.1 矩形和箱形截面纯扭构件(图 5.5.1), 其抗扭承载力应按下列规定计算:

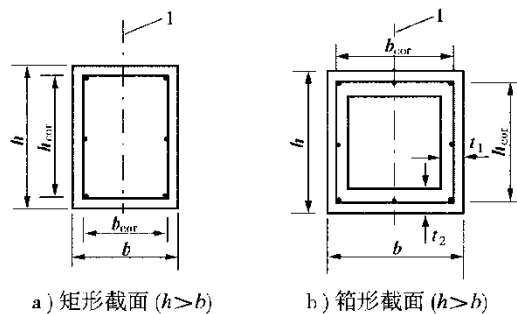


图 5.5.1 矩形和箱形受扭构件截面
1-弯矩作用平面

$$\gamma_0 T_d \leq 0.35 \beta_a f_{td} W_t + 1.2 \sqrt{\xi} \frac{f_{sv} A_{sv1} A_{cor}}{s_v} \quad (5.5.1-1)$$

$$\xi = \frac{f_{sd} A_{st} s_v}{f_{sv} A_{sv1} U_{cor}} \quad (5.5.1-2)$$

对钢筋混凝土构件， ζ 值应符合 $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$ 的要求，当 $\zeta > 1.7$ 时，取 $\zeta = 1.7$ 。

对预应力混凝土构件，当 $e_{p0} \leq h/6$ 且 $\zeta \geq 1.7$ 时，应在公式(5.5.1-1)的右边增加预应力影响项 $0.05 \frac{N_{p0}}{A_0} W_t$ ，取 $\zeta = 1.7$ 。当 $e_{p0} > h/6$ 或 $\zeta < 1.7$ 时，可不考虑预应力影响项，应按钢筋混凝土构件计算。

式中 T_d —— 扭矩组合设计值；

ζ —— 纯扭构件纵向钢筋与箍筋的配筋强度比；

β_a —— 箱形截面有效壁厚折减系数。当 $0.1b \leq t_2 \leq 0.25b$ 或 $0.1h \leq t_1 \leq 0.25h$ 时，取 $\beta_a = 4 \frac{t_2}{b}$ 或 $\beta_a = 4 \frac{t_1}{h}$ 两者较小值；当 $t_2 > 0.25b$ 和 $t_1 > 0.25h$ 时，取 $\beta_a = 1.0$ 。对矩

形截面， $\beta_a = 1.0$ ；

b —— 矩形截面或箱形截面宽度；

h —— 矩形截面或箱形截面高度；

t_1 —— 箱形截面长边壁厚；

t_2 —— 箱形截面短边壁厚；

f_{td} —— 混凝土轴心抗拉强度设计值；

W_t —— 矩形截面或箱形截面受扭塑性抵抗矩，按本规范第 5.5.2 条的规定计算；

A_{sv1} —— 纯扭计算中箍筋的单肢截面面积；

f_{sv} —— 箍筋的抗拉强度设计值，按本规范表 3.2.3-1 采用；

A_{st} —— 纯扭计算中沿截面周边对称配置的全部普通纵向钢筋截面面积；

f_{sd} —— 纵向钢筋的抗拉强度设计值，按本规范表 3.2.3-1 采用；

A_{cor} —— 由箍筋内表面包围的截面核芯面积， $A_{cor} = b_{cor} h_{cor}$ ，此处， b_{cor} 和 h_{cor} 分别为核芯面积的短边边长和长边边长；

U_{cor} —— 截面核芯面积的周长， $U_{cor} = 2(b_{cor} + h_{cor})$ ；

s_v —— 纯扭计算中箍筋的间距；

e_{p0} —— 预应力钢筋和普通钢筋的合力对换算截面重心轴的偏心距，先张法和后张法

预应力混凝土构件均按本规范公式(6.1.6-2)计算,但公式中 σ_{p0} 、 σ'_{p0} ,先张法构件按本规范公式(6.1.5-2)计算;后张法构件按本规范公式(6.1.5-5)计算;
 N_{p0} ——混凝土法向预应力等于零时预应力钢筋和普通钢筋的合力,先张法和后张法构件均按本规范公式(6.1.6-1)计算,但式中的 σ_{p0} 、 σ'_{p0} ,先张法构件和后张法构件分别按本规范公式(6.1.5-2)和公式(6.1.5-5)计算。当 $N_{p0} > 0.3f_{cd}A_0$ 时,取 $N_{p0} = 0.3f_{cd}A_0$,此处, A_0 为构件的换算截面面积。

注:按本条计算的箱形截面构件,其箱壁厚应满足 $t_2 \geq 0.1b$ 和 $t_1 \geq 0.1h$ 的条件。

5.5.2 矩形和箱形截面受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩,应按下列公式计算:

1 矩形截面[图 5.5.1a)]

$$W_t = \frac{b^2}{6}(3h-b) \quad (5.5.2-1)$$

2 箱形截面[图 5.5.1b)]

$$W_t = \frac{b^2}{6}(3h-b) - \frac{(b-2t_1)^2}{6}[3(h-2t_2) - (b-2t_1)] \quad (5.5.2-2)$$

5.5.3 矩形和箱形截面承受弯、剪、扭的构件,其截面应符合下列公式要求:

$$\frac{\gamma_0 V_d}{bh_0} + \frac{\gamma_0 T_d}{W_t} \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} \quad (\text{kN/mm}^2) \quad (5.5.3-1)$$

当符合下列条件时

$$\frac{\gamma_0 V_d}{bh_0} + \frac{\gamma_0 T_d}{W_t} \leq 0.50 \times 10^{-3} \alpha_2 f_{td} \quad (\text{kN/mm}^2) \quad (5.5.3-2)$$

可不进行构件的抗扭承载力计算,仅需按本规范第 9.3.13 条规定配置构造钢筋。

式中 V_d ——剪力组合设计值(kN);

T_d ——扭矩组合设计值(kN·mm);

b ——垂直于弯矩作用平面的矩形截面宽度或箱形截面腹板总宽度(mm);

h_0 ——平行于弯矩作用平面的矩形或箱形截面的有效高度(mm);

W_t ——截面受扭塑性抵抗矩(mm³)。

公式(5.5.3-2)中的 α_2 见本规范第 5.2.7 条,当按本规范第 5.5.1 条规定可不考虑预应力影响时 $\alpha_2 = 1$ 。

5.5.4 矩形和箱形截面剪扭构件，其抗剪扭承载力应按下列公式计算：

$$\text{抗剪承载力} \quad \gamma_0 V_d \leq \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \frac{(10 - 2\beta_t)}{20} b h_0 \sqrt{(2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k} \rho_{sv} f_{sv}}} \quad (5.5.4-1)$$

$$\text{抗扭承载力} \quad \gamma_0 T_d \leq \beta_t \left(0.35 \beta_a f_{td} + 0.5 \frac{N_{p0}}{A_0} \right) W_t + 1.2 \sqrt{\xi} \frac{f_{sv} A_{sv1} A_{cor}}{S_v} \quad (N \cdot mm) \quad (5.5.4-2)$$

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{V_d W_t}{T_d b h_0}} \quad (5.5.4-3)$$

式中 β_t ——剪扭构件混凝土抗扭承载力降低系数，当 $\beta_t < 0.5$ 时，取 $\beta_t = 0.5$ ；当 $\beta_t > 1.0$ 时，取 $\beta_t = 1.0$ ；

W_t ——截面受扭塑性抵抗矩，当为箱形截面剪扭构件时，应以 $\beta_a W_t$ 代替；

b ——矩形截面宽度或箱形截面腹板宽度。

其他符号意义参见本规范第 5.2.7 条和第 5.5.1 条。

当按本规范第 5.5.1 条规定可不考虑预应力影响时，公式(5.5.4-1)中的 $\alpha_2 = 1$ ，公式(5.5.4-2)中右边括弧内第 2 项等于零。

5.5.5 T 形、I 形和带翼缘箱形截面的受扭构件，可将其截面划分为矩形截面进行抗扭承载力计算：

1 腹板或矩形箱体、受压翼缘和受拉翼缘的扭矩设计值应按下列公式计算：

$$T_{wd} = \frac{W_{tw}}{W_t} T_d \quad (5.5.5-1)$$

$$T'_{fd} = \frac{W'_{tf}}{W_t} T_d \quad (5.5.5-2)$$

$$T_{fd} = \frac{W_{tf}}{W_t} T_d \quad (5.5.5-3)$$

式中 T_d ——T 形、I 形或带翼缘箱形截面构件承受的扭矩设计值；

T_{wd} ——分配给腹板或矩形箱体承受的扭矩设计值；

T'_{fd} 、 T_{fd} ——分配给受压翼缘、受拉翼缘承受的扭矩设计值；

W_{tw} 、 W'_{tf} 、 W_{tf} ——分别为腹板或矩形箱体、受压翼缘、受拉翼缘受扭塑性抵抗矩；

W_t ——T形、I形或带翼缘箱形截面总的受扭塑性抵抗矩。

2 各种截面的受扭塑性抵抗矩：

- 1) 腹板和矩形箱体的受扭塑性抵抗矩应按本规范第 5.5.2 条计算；
- 2) 受压翼缘的受扭塑性抵抗矩应按下列公式计算：

$$W'_{tf} = \frac{h_f'^2}{2} (b_f' - b) \quad (5.5.5-4)$$

- 3) 受拉翼缘的受扭塑性抵抗矩应按下列公式计算：

$$W_{tf} = \frac{h_f^2}{2} (b_f - b) \quad (5.5.5-5)$$

式中 b_f' 、 h_f' ——T形、I形或带翼缘箱形截面受压翼缘的宽度和厚度(见图 5.5.5)，应符合

$$b_f' \leq b + 6h_f';$$

b_f 、 h_f ——I形截面受拉翼缘的宽度和厚度，应符合 $b_f \leq b + 6h_f$ 。

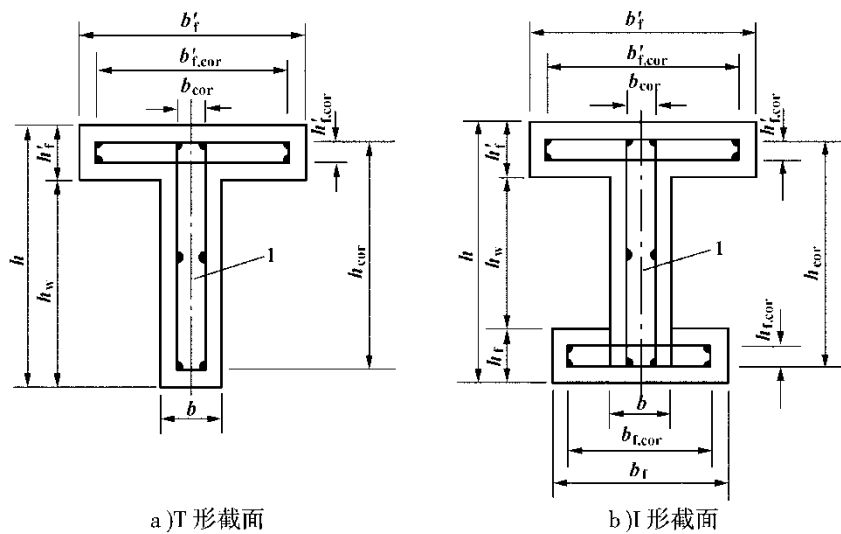


图 5.5.5 T形和I形受扭构件截面

1-弯矩作用平面

3 各种截面总的受扭塑性抵抗矩：

- 1) T形和带翼缘箱形截面

$$W_t = W_{tw} + W'_{tf} \quad (5.5.5-6)$$

- 2) I形截面

$$W_t = W_{tw} + W'_{tf} + W_{tf} \quad (5.5.5-7)$$

4 T形、I形截面的腹板和带翼缘箱形截面的矩形箱体作为剪扭构件，其承载力按本规范第 5.5.4 条的规定计算，公式中的 T_d 和 W_t 应以 T_{wd} 和 W_{tw} 代替；受压翼缘或受拉翼缘作为纯扭构件，其抗扭承载力应按本规范第 5.5.1 条规定计算，公式(5.5.1-1)中的 T_d 和 W_t 应以 T'_{fd} 和 W'_{tf} 或 T_{fd} 和 W_{tf} 代替。

5 T形、I形和带翼缘箱形截面弯剪扭构件的截面应符合本规范第 5.5.3 条的规定。

注：T形和I形截面受扭构件的腹板应符合 $b/h_w \geq 0.15$ 的条件。此处， b 和 h_w 分别为腹板宽度和净高(见图 5.5.5)。

5.5.6 矩形、T形、I形和带翼缘箱形截面的弯剪扭构件，其纵向钢筋和箍筋应按下列规定计算，并分别进行配置：

1 按受弯构件正截面抗弯承载力计算所需的钢筋截面面积配置纵向钢筋。

2 矩形截面、T形和I形截面的腹板、带翼缘箱形截面的矩形箱体，应按剪扭构件计算纵向钢筋和箍筋：

1) 按本规范第 5.5.4 条抗扭承载力计算所需的纵向钢筋截面面积，并沿周边均匀对称布置；

2) 按本规范第 5.5.4 条抗剪承载力和抗扭承载力计算箍筋截面面积。

3 T形、I形和带翼缘箱形截面的受压翼缘或受拉翼缘应按本规范第 5.5.1 条抗扭承载力计算所需纵向钢筋和箍筋截面面积，其中纵向钢筋应沿周边对称布置。

5.6 受冲切构件

5.6.1 在集中反力作用下不配置抗冲切钢筋的钢筋混凝土板，其抗冲切承载力可按下列公式计算(图 5.6.1)：

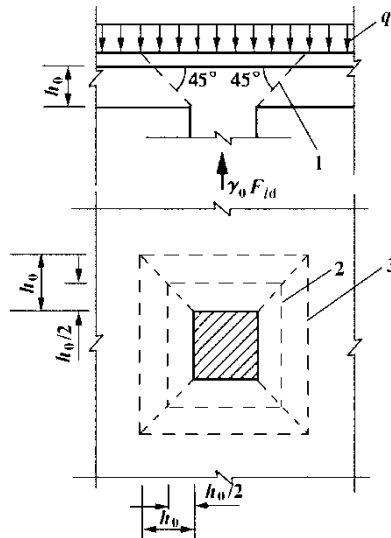


图 5.6.1 板抗冲切承载力计算

1-冲切破坏锥体的斜截面；2-距集中反力作用面 $h_0/2$ 处破坏锥体截面周长；3-冲切破坏锥体的底面线

$$\gamma_0 F_{ld} \leq (0.7\beta_h f_{td} + 0.15\sigma_{pc,m}) U_m h_0 \quad (5.6.1)$$

式中 F_{ld} ——最大集中反力设计值。当计算由墩柱支承的板的抗冲切承载力时，可取墩柱所承受的最大轴向力设计值减去柱顶冲切破坏锥体范围内的荷载设计值；

$\sigma_{pc,m}$ ——设有预应力钢筋的板的截面上，由预加力引起的混凝土有效平均压应力，其值宜控制在 1.0~3.5MPa 范围内；

β_h ——截面高度尺寸效应系数，当 $h \leq 300\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 1.0$ ；当 $h \geq 800\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 0.85$ ，其间按直线插入取值，此处， h 为板的高度；

U_m ——距集中反力作用面 $h_0/2$ 处破坏锥体截面面积的周长，当墩柱为圆形截面时，可将其换算为边长等于 0.8 倍直径的方形截面墩柱再取 U_m ；

h_0 ——板的有效高度。

5.6.2 在集中反力作用下，当抗冲切承载力不满足本规范公式(5.6.1)的要求且板厚受到限制时，可配置抗冲切钢筋，此时，受冲切截面应符合下列条件：

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 1.05\beta_h f_{td} U_m h_0 \quad (5.6.2-1)$$

混凝土板配置抗冲切钢筋时的抗冲切承载力，可按下列规定计算：

1 当配置箍筋时

$$\gamma_0 F_{ld} \leq (0.35\beta_h f_{td} + 0.15\sigma_{pc,m}) U_m h_0 + 0.75f_{sv} A_{svu} \quad (5.6.2-2)$$

2 当配置弯起钢筋时

$$\gamma_0 F_{ld} \leq (0.35\beta_{fd}f_{td} + 0.15\sigma_{pc,m})U_m h_0 + 0.75f_{sd}A_{sbu}\sin\theta \quad (5.6.2-3)$$

式中 A_{svu} ——与冲切破坏锥体斜截面相交的全部箍筋截面面积；

A_{sbu} ——与冲切破坏锥体斜截面相交的全部弯起钢筋截面面积；

f_{sv} ——箍筋抗拉强度设计值；

f_{sd} ——弯起钢筋抗拉强度设计值；

θ ——弯起钢筋与板底面的夹角。

对配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体以外的截面，尚应按本规范第 5.6.1 条进行抗冲切承载力验算，此时， U_m 应取冲切破坏锥体以外 $0.5h_0$ 处的最不利周长。

注：混凝土板中配置的抗冲切箍筋或弯起钢筋的构造应符合本规范第 9.2.9 条规定。

5.6.3 矩形截面墩柱的扩大基础，在墩柱与基础交接处及基础变阶处的抗冲切承载力可按下列规定计算(图 5.6.3)：

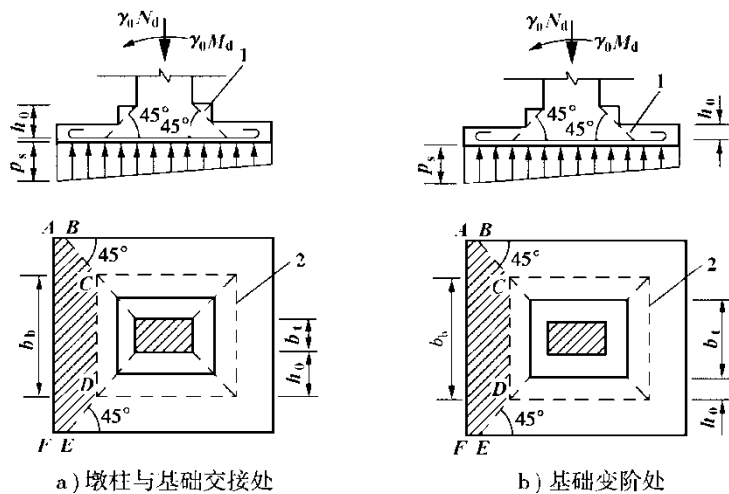


图 5.6.3 矩形扩大基础抗冲切承载力计算

1-冲切破坏锥体最不利一侧的斜截面；2-冲切破坏锥体的底面线

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 0.7\beta_{fd}b_m h_0 \quad (5.6.3-1)$$

$$F_{ld} = p_s A \quad (5.6.3-2)$$

$$b_m = \frac{b_t + b_b}{2} \quad (5.6.3-3)$$

式中 b_t ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长：当计算墩柱与基础交接处的抗冲切承载力时，取墩柱宽度；当计算基础变阶处的抗冲切承载力时，取上阶宽度；

b_b ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的下边长：当计算墩柱与基础交接处的抗冲切承载力时，取墩柱宽加两倍基础有效高度；当计算基础变阶处的抗冲切承载力时，取上阶宽加两倍该处以下基础的有效高度；

h_0 ——冲切破坏锥体内基础的有效高度；

p_s ——在荷载设计值作用下基底单位面积上的反力(可扣除基础自重及其上的土重)，当受偏心荷载时可取最大的单位反力；

A ——考虑冲切荷载时取用的多边形基底面积(图 5.6.3 中的阴影面积 ABCDEF)。

5.7 局部承压构件

5.7.1 配置间接钢筋的混凝土构件，其局部受压区的截面尺寸应满足下列要求：

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 1.3 \eta_s \beta f_{cd} A_{ln} \quad (5.7.1-1)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} \quad (5.7.1-2)$$

式中 F_{ld} ——局部受压面积上的局部压力设计值，对后张法构件的锚头局压区，应取 1.2 倍张拉时的最大压力；

f_{cd} ——混凝土轴心抗压强度设计值，对后张法预应力混凝土构件，应根据张拉时混凝土立方体抗压强度 f'_{cu} 值按本规范表 3.1.4 的规定以直线内插求得；

η_s ——混凝土局部承压修正系数，混凝土强度等级为 C50 及以下，取 $\eta_s = 1.0$ ；混凝土强度等级为 C50~C80 取 $\eta_s = 1.0 \sim 0.76$ ，中间按直线插入取值；

β ——混凝土局部承压强度提高系数；

A_b ——局部受压时的计算底面积，可按图 5.7.1 确定；

A_{ln} 、 A_l ——混凝土局部受压面积，当局部受压面有孔洞时， A_{ln} 为扣除孔洞后的面积， A_l 为不扣除孔洞的面积。当受压面设有钢垫板时，局部受压面积应计入在垫板中按 45°刚性角扩大的面积；对于具有喇叭管并与垫板连成整体的锚具， A_{ln} 可取垫板面积扣除喇叭管尾端内孔面积。

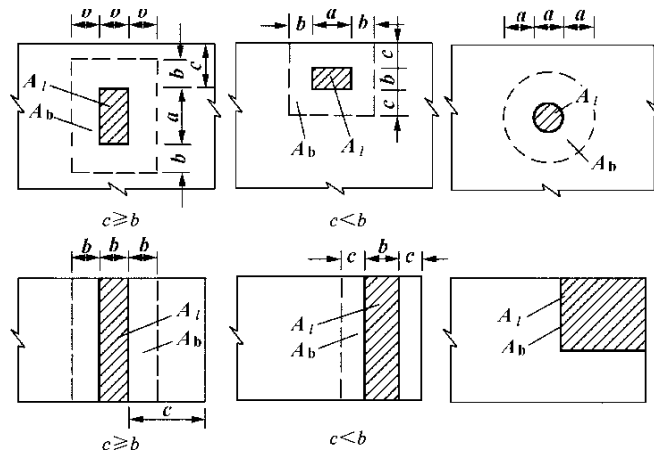


图 5.7.1 局部承压时计算底面积 A_b 的示意图

5.7.2 配置间接钢筋的局部受压构件(图 5.7.2), 其局部抗压承载力应按下列规定计算:

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 0.9(\eta_s \beta f_{cd} + k \rho_v \beta_{cor} f_{sd}) A_{ln} \quad (5.7.2-1)$$

$$\beta_{cor} = \sqrt{\frac{A_{cor}}{A_l}} \quad (5.7.2-2)$$

间接钢筋体积配筋率(核心面积 A_{cor} 范围内单位混凝土体积所含间接钢筋的体积)按下列公式计算:

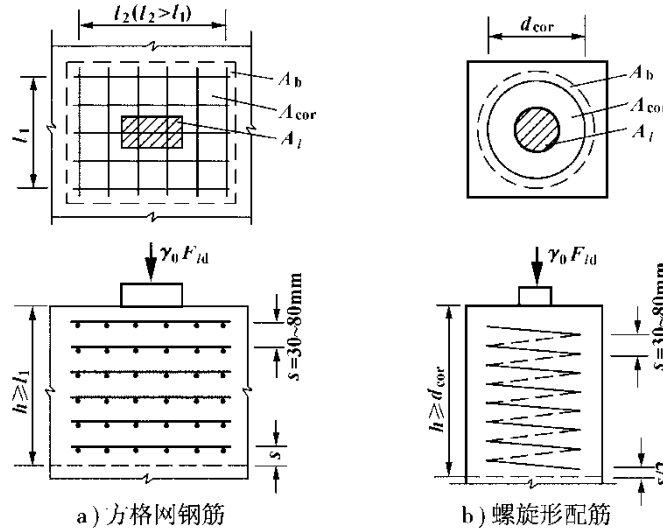


图 5.7.2 局部承压配筋图

方格网

$$\rho_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{cor} s} \quad (5.7.2-3)$$

此时, 在钢筋网两个方向的钢筋截面面积相差不应大于 50%。

螺旋筋

$$\rho_v = \frac{4 A_{ss1}}{d_{cor} s} \quad (5.7.2-4)$$

式中 β_{cor} ——配置间接钢筋时局部抗压承载力提高系数, 当 $A_{cor} > A_b$ 时, 应取

$$A_{cor} = A_b;$$

k ——间接钢筋影响系数, 按本规范第 5.3.2 条取用;

A_{cor} ——方格网或螺旋形间接钢筋内表面范围内的混凝土核芯面积, 其重心应与 A_l 的重心相重合, 计算时按同心、对称原则取值;

n_1 、 A_{s1} ——方格网沿 l_1 方向的钢筋根数、单根钢筋的截面面积;

n_2 、 A_{s2} ——方格网沿 l_2 方向的钢筋根数、单根钢筋的截面面积;

A_{ss1} ——单根螺旋形间接钢筋的截面面积;

d_{cor} ——螺旋形间接钢筋内表面范围内混凝土核芯面积的直径；

s ——方格网或螺旋形间接钢筋的层距。

注：方格网钢筋不应少于 4 层，螺旋形钢筋不应少于 4 圈；带喇叭管的锚具垫板，板下螺旋筋圈数的长度不应小于喇叭管长度。

5.7.3 在后张法构件的锚头局压区，宜进行端部锚固区段内的局部应力分析，并结合本规范第 9.4.1 条规定的构造要求，配置闭合式箍筋。

6 持久状况正常使用极限状态计算

6.1 一般规定

6.1.1 公路桥涵的持久状况设计应按正常使用极限状态的要求，采用作用效应频遇组合、荷载效应准永久组合或作用效应频遇组合并考虑作用长期效应的影响，对构件的抗裂、裂缝宽度和挠度进行验算，并使各项计算值不超过本规范规定的各相应限值。在上述各种组合中，汽车荷载效应可不计冲击系数。

在预应力混凝土构件中，预应力应作为荷载考虑，荷载分项系数取为 1.0。对连续梁等超静定结构，尚应计入由预应力、温度作用等引起的次效应。

6.1.2 预应力混凝土构件可根据桥梁使用和所处环境的要求，进行下列构件设计：

1 全预应力混凝土构件。此类构件在作用效应频遇组合下控制的正截面的受拉边缘不允许出现拉应力(不得消压)。

2 部分预应力混凝土构件。此类构件在作用效应频遇组合下控制的正截面受拉边缘可出现拉应力；当拉应力加以限制时，为 A 类预应力混凝土构件；当拉应力超过限值时，为 B 类预应力混凝土构件。

6.1.3 预应力混凝土构件，预应力钢筋的张拉控制应力值 σ_{con} (对后张法构件为梁体内锚下应力)应符合下列规定：

1 钢丝、钢绞线的张拉控制应力值

$$\sigma_{\text{con}} \leq 0.75f_{\text{pk}} \quad (6.1.3-1)$$

2 精轧螺纹钢筋的张拉控制应力值

$$\sigma_{\text{con}} \leq 0.85f_{\text{pk}} \quad (6.1.3-2)$$

式中 f_{pk} ——预应力钢筋抗拉强度标准值，按本规范表 3.2.2-2 的规定采用。

当对构件进行超张拉或计入锚圈口摩擦损失时，钢筋中最大控制应力(千斤顶油泵上显示的值)对钢丝和钢绞线不应超过 $0.80f_{\text{pk}}$ ；对精轧螺纹钢筋不应超过 $0.90f_{\text{pk}}$ 。

条文说明：鉴于精轧螺纹钢筋张拉时易出现钢筋断裂，参照《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)，适当降低了精轧螺纹钢筋的张拉控制应力。

6.1.4 在预应力混凝土构件的弹性阶段计算中, 构件截面性质可按下列规定采用:

1 先张法构件采用换算截面。

2 后张法构件, 当计算由作用(或荷载)引起的应力时, 管道压浆前采用净截面, 预应力钢筋与混凝土粘结后采用换算截面; 当计算由预加力引起的应力时, 除指明者外采用净截面。

3 截面性质对计算应力或控制条件影响不大时, 也可采用毛截面。

6.1.5 由预加力产生的混凝土法向应力及相应阶段预应力钢筋的应力, 应按下列公式计算:

1 先张法构件

由预加力产生的混凝土法向压应力 σ_{pc} 和拉应力 σ_{pt}

$$\sigma_{pc} \text{ 或 } \sigma_{pt} = \frac{N_{p0}}{A_0} \pm \frac{N_{p0}e_{p0}}{I_0}y_0 \quad (6.1.5-1)$$

预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{p0} &= \sigma_{con} - \sigma_l + \sigma_{l4} \\ \sigma'_{p0} &= \sigma'_{con} - \sigma'_l + \sigma'_{l4} \end{aligned} \right\} \quad (6.1.5-2)$$

相应阶段预应力钢筋的有效预应力

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{pe} &= \sigma_{con} - \sigma_l \\ \sigma'_{pe} &= \sigma'_{con} - \sigma'_l \end{aligned} \right\} \quad (6.1.5-3)$$

2 后张法构件

由预加力产生的混凝土法向压应力 σ_{pc} 和拉应力 σ_{pt}

$$\sigma_{pc} \text{ 或 } \sigma_{pt} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n \pm \frac{M_{p2}}{I_n} y_n \quad (6.1.5-4)$$

预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{p0} &= \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_{EP} \sigma_{pc} \\ \sigma'_{p0} &= \sigma'_{con} - \sigma'_l + \alpha_{EP} \sigma'_{pc} \end{aligned} \right\} \quad (6.1.5-5)$$

相应阶段预应力钢筋的有效预应力

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{pe} &= \sigma_{con} - \sigma_l \\ \sigma'_{pe} &= \sigma'_{con} - \sigma'_l \end{aligned} \right\} \quad (6.1.5-6)$$

式中 A_n ——净截面面积，即为扣除管道等削弱部分后的混凝土全部截面面积与纵向普通钢筋截面面积换算成混凝土的截面面积之和；对由不同混凝土强度等级组成的截面，应按混凝土弹性模量比值换算成同一混凝土强度等级的截面面积；

A_0 ——换算截面面积，包括净截面面积 A_n 和全部纵向预应力钢筋截面面积换算成混凝土的截面面积；

N_{p0} 、 N_p ——先张法构件、后张法构件的预应力钢筋和普通钢筋的合力，按本规范公式(6.1.6-1)、(6.1.6-3)计算；

I_0 、 I_n ——换算截面惯性矩、净截面惯性矩；

e_{p0} 、 e_{pn} ——换算截面重心、净截面重心至预应力钢筋和普通钢筋合力点的距离，按本规范公式(6.1.6-2)、(6.1.6-4)计算；

y_0 、 y_n ——换算截面重心、净截面重心至计算纤维处的距离；

σ_{con} 、 σ'_{con} ——受拉区、受压区预应力钢筋的张拉控制应力，按本规范第 6.1.3 条的规定确定；

σ_l 、 σ'_l ——受拉区、受压区相应阶段的预应力损失值，按本规范第 6.2.2 条至第 6.2.7 条规定计算；使用阶段时为全部预应力损失值；

σ_{l4} 、 σ'_{l4} ——受拉区、受压区由混凝土弹性压缩引起的预应力损失值，按本规范公式(6.2.5-2)计算；

α_{EP} ——预应力钢筋弹性模量 E_p 与混凝土弹性模量 E_c 的比值， E_p 和 E_c 分别按本规范表 3.2.4 和表 3.1.5 采用；

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。

注：(1) 在公式(6.1.5-1)、(6.1.5-4)中，右边第二、第三项与第一项的应力方向相同时取正号，相反时取负号，正号为压，负号为拉；

(2) 公式(6.1.5-5)中的 σ_{pc} 、 σ'_{pc} 系由 N_p 产生的受拉区、受压区预应力钢筋重心处的混凝土法向应力，压应力以正值代入，拉应力以负值代入，按本条公式(6.1.5-1)计算，但式中的 N_{p0} 以 N_p 代替； e_{p0} 按本规范公式(6.1.6-2)计算，该式中的 σ_{p0} 、 σ'_{p0} 、 N_{p0} 以 σ_{pe} 、 σ'_{pe} 、 N_p 代替。

6.1.6 预应力钢筋和普通钢筋的合力 N_{p0} 、 N_p 及合力的偏心距 e_{p0} 、 e_{pn} 应按下列公式计算(图 6.1.6)：

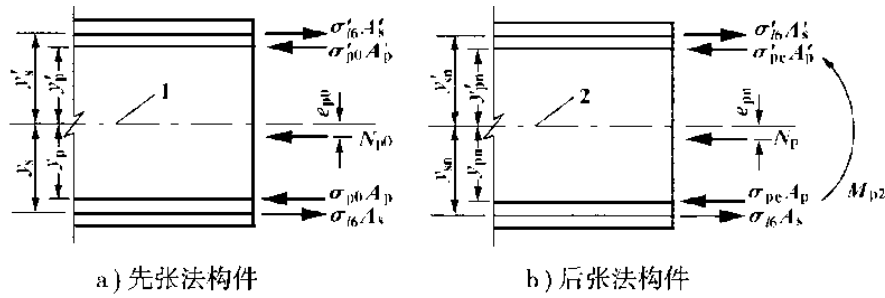


图 6.1.6 预应力钢筋和普通钢筋合力及其偏心距
1-换算截面重心轴； 2-净截面重心轴

1 先张法构件

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p + \sigma'_{p0} A'_p - \sigma_{l6} A_s - \sigma'_{l6} A'_s \quad (6.1.6-1)$$

$$e_{p0} = \frac{\sigma_{p0} A_p y_p - \sigma'_{p0} A'_p y'_p - \sigma_{l6} A_s y_s + \sigma'_{l6} A'_s y'_s}{N_{p0}} \quad (6.1.6-2)$$

2 后张法构件

$$N_p = \sigma_{pe} A_p + \sigma'_{pe} A'_p - \sigma_{l6} A_s - \sigma'_{l6} A'_s \quad (6.1.6-3)$$

$$e_{pn} = \frac{\sigma_{pe} A_p y_{pn} - \sigma'_{pe} A'_p y'_{pn} - \sigma_{l6} A_s y_{sn} + \sigma'_{l6} A'_s y'_{sn}}{N_p} \quad (6.1.6-4)$$

式中 σ_{p0} 、 σ'_{p0} ——受拉区、受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力，按本规范第 6.1.5 条公式计算；

σ_{pe} 、 σ'_{pe} ——受拉区、受压区预应力钢筋的有效预应力，按本规范第 6.1.5 条公式计算；

A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区预应力钢筋的截面面积；

A_s 、 A'_s ——受拉区、受压区普通钢筋的截面面积；

y_p 、 y'_p ——受拉区、受压区预应力钢筋合力点至换算截面重心轴的距离；

y_s 、 y'_s ——受拉区、受压区普通钢筋重心至换算截面重心轴的距离；

y_{pn} 、 y'_{pn} ——受拉区、受压区预应力钢筋合力点至净截面重心轴的距离；

y_{sn} 、 y'_{sn} ——受拉区、受压区普通钢筋重心至净截面重心轴的距离；

σ_{l6} 、 σ'_{l6} ——受拉区、受压区预应力钢筋在各自合力点处由混凝土收缩和徐变引起的预应力损失值，按本规范第 6.2.7 条的规定计算。

注：当公式(6.1.6-1)至公式(6.1.6-4)中的 $A'_p=0$ 时，应取式中 $\sigma'_{l6}=0$ 。

6.1.7 对先张法预应力混凝土构件端部区段进行正截面、斜截面抗裂验算时, 预应力传递长度 l_{tr} 范围内预应力钢筋的实际应力值, 在构件端部取为零, 在预应力传递长度末端取有效预应力值 σ_{pe} , 两点之间按直线变化取值(图 6.1.7)。预应力钢筋的预应力传递长度应按表 6.1.7 采用。

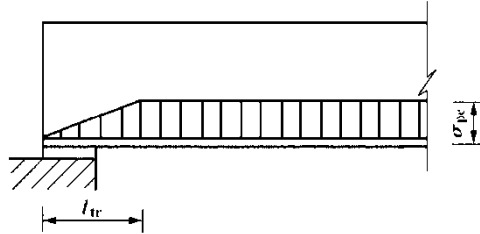


图 6.1.7 预应力钢筋传递长度内有效应力值

表 6.1.7 预应力钢筋的预应力传递长度 l_{tr} (mm) (修订)

预应力钢筋种类		混凝土强度等级					
		C30	C35	C40	C45	C50	$\geq C55$
钢绞线	1×2 、 1×3 , $\sigma_{pe} = 1000 \text{MPa}$	$75d$	$68d$	$63d$	$60d$	$57d$	$55d$
	1×7 , $\sigma_{pe} = 1000 \text{MPa}$	$80d$	$73d$	$67d$	$64d$	$60d$	$58d$
螺旋肋钢丝, $\sigma_{pe} = 1000 \text{MPa}$		$70d$	$64d$	$58d$	$56d$	$53d$	$51d$

注: (1) 预应力传递长度应根据预应力钢筋放松时混凝土立方体抗压强度 f_{cu} 确定, 当 f_{cu} 在表列混凝土强度等级之间时, 预应力传递长度按直线内插取用;

(2) 当预应力钢筋的有效预应力值 σ_{pe} 与表值不同时, 其预应力传递长度应根据表值按比例增减;

(3) 当采用骤然放松预应力钢筋的施工工艺时, l_{tr} 应从离构件末端 $0.25l_{tr}$ 处开始计算。

6.2 钢筋预应力损失

6.2.1 预应力混凝土构件在正常使用极限状态计算中, 应考虑由下列因素引起的预应力损失:

预应力钢筋与管道壁之间的摩擦	σ_{l1}
锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩	σ_{l2}
预应力钢筋与台座之间的温差	σ_{l3}
混凝土的弹性压缩	σ_{l4}
预应力钢筋的应力松弛	σ_{l5}
混凝土的收缩和徐变	σ_{l6}

此外, 尚应考虑预应力钢筋与锚圈口之间的摩擦、台座的弹性变形等因素引起的其他预

应力损失。

预应力损失值宜根据实测数据确定，当无可靠实测数据时，可按本节的规定计算。

6.2.2 后张法构件张拉时，预应力钢筋与管道壁之间摩擦引起的预应力损失，可按下式计算：

$$\sigma_{l1} = \sigma_{\text{con}} [1 - e^{-(\mu\theta + kx)}] \quad (6.2.2)$$

式中 σ_{con} ——预应力钢筋锚下的张拉控制应力(MPa)；

μ ——预应力钢筋与管道壁的摩擦系数，按表 6.2.2 采用；

θ ——从张拉端至计算截面曲线管道部分切线的夹角之和(rad)；

k ——管道每米局部偏差对摩擦的影响系数，按表 6.2.2 采用；

x ——从张拉端至计算截面的管道长度，可近似地取该段管道在构件纵轴上的投影长度(m)。

表 6.2.2 系数 k 和 μ 值

管道成型方式	k	μ	
		钢绞线、钢丝束	精轧螺纹钢
预埋金属波纹管	0.0015	0.20~0.25	0.50
预埋塑料波纹管	0.0015	0.14~0.17	—
预埋铁接管	0.0030	0.35	0.40
预埋钢管	0.0010	0.25	—
抽芯成型	0.0015	0.55	0.60

注：系数 k 和 μ 值可根据实测数据确定。

条文说明：拟在条文说明中参照《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010) 10.2.4 条，增加 θ 的计算方法：按抛物线、圆弧曲线变化的空间曲线及可分段后叠加的广义空间曲线，夹角之和 θ 可按下列近似公式计算

抛弧线、圆弧曲线： $\theta = \sqrt{\alpha_v^2 + \alpha_h^2}$

广义空间曲线： $\theta = \sum \sqrt{\Delta\alpha_v^2 + \Delta\alpha_h^2}$

式中 α_v 、 α_h ——按照抛物线、圆弧曲线变化的空间曲线预应力钢筋在竖直方向、水平方向投影所形成抛物线、圆弧曲线的弯转角；

$\Delta\alpha_v$ 、 $\Delta\alpha_h$ ——广义空间曲线预应力钢筋在竖直方向、水平方向投影所形成分段曲线的弯转角增量。

6.2.3 预应力直线钢筋由锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩引起的预应力损失,可按下式计算:

$$\sigma_{l2} = \frac{\sum \Delta l}{l} E_p \quad (6.2.3)$$

式中 Δl ——张拉端锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩值(mm),按表 6.2.3 采用;

l ——张拉端至锚固端之间的距离(mm)。

后张法构件预应力曲线钢筋由锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩引起的预应力损失,应考虑锚固后反向摩擦的影响,可参照附录 B 计算。

表 6.2.3 锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩值 (mm)

锚具、接缝类型		Δl	锚具、接缝类型	Δl
钢丝束的钢制锥形锚具		6	镦头锚具	1
夹片式锚具	有顶压时	4	每块后加垫板的缝隙	2
	无顶压时	6	水泥砂浆接缝	1
带螺帽锚具的螺帽缝隙		1~3	环氧树脂砂浆接缝	1

注:带螺帽锚具采用一次张拉锚固时, Δl 宜取 2~3mm,当采用二次张拉锚固时, Δl 可取 1mm。

6.2.4 先张法预应力混凝土构件,当采用加热方法养护时,由钢筋与台座之间的温差引起的预应力损失可按下式计算:

$$\sigma_{l3} = 2(t_2 - t_1) \text{ (MPa)} \quad (6.2.4)$$

式中 t_2 ——混凝土加热养护时,受拉钢筋的最高温度(°C);

t_1 ——张拉钢筋时,制造场地的温度(°C)。

注:(1)为了减少温差引起的预应力损失,可采用分阶段的养护措施;

(2)当台座与构件共同受热时,不考虑温差引起的预应力损失。

6.2.5 预应力混凝土构件,由混凝土弹性压缩引起的预应力损失可按下列规定计算:

1 后张法预应力混凝土构件当采用分批张拉时,先张拉的钢筋由张拉后批钢筋所引起的混凝土弹性压缩的预应力损失,可按下式计算:

$$\sigma_{l4} = \alpha_{EP} \sum \Delta \sigma_{pc} \quad (6.2.5-1)$$

式中 $\Delta \sigma_{pc}$ ——在计算截面先张拉的钢筋重心处,由后张拉各批钢筋产生的混凝土法向应力 (MPa);

α_{EP} ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值。

2 先张法预应力混凝土构件, 放松钢筋时由混凝土弹性压缩引起的预应力损失, 可按下列式计算:

$$\sigma_{l4} = \alpha_{EP} \sigma_{pc} \quad (6.2.5-2)$$

式中 σ_{pc} ——在计算截面钢筋重心处, 由全部钢筋预加力产生的混凝土法向应力(MPa)。

注: 后张法预应力混凝土构件, 由混凝土弹性压缩引起的预应力损失的简化计算方法列于附录 C。

6.2.6 预应力钢筋由于钢筋松弛引起的预应力损失终极值, 可按下列规定计算:

1 预应力钢丝、钢绞线

$$\sigma_{l5} = \Psi \cdot \zeta \left(0.52 \frac{\sigma_{pe}}{f_{pk}} - 0.26 \right) \sigma_{pe} \quad (6.2.6-1)$$

式中 Ψ ——张拉系数, 一次张拉时, $\Psi=1.0$; 超张拉时, $\Psi=0.9$;

ζ ——钢筋松弛系数, I 级松弛(普通松弛), $\zeta=1.0$; II 级松弛(低松弛), $\zeta=0.3$;

σ_{pe} ——传力锚固时的钢筋应力, 对后张法构件 $\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_{l1} - \sigma_{l2} - \sigma_{l4}$; 对先张法构件,

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_{l2}。$$

2 精轧螺纹钢筋

$$\text{一次张拉} \quad \sigma_{l5} = 0.05 \sigma_{con} \quad (6.2.6-2)$$

$$\text{超张拉} \quad \sigma_{l5} = 0.035 \sigma_{con} \quad (6.2.6-3)$$

注: (1) 当取超张拉的应力松弛损失值时, 张拉程序应符合我国有关规范要求;

(2) 预应力钢丝、钢绞线当需分阶段计算应力松弛损失时, 其中间值与终极值的比值可按附录 D 取用。

6.2.7 由混凝土收缩、徐变引起的构件受拉区和受压区预应力钢筋的预应力损失, 可按下列公式计算:

$$\sigma_{l6}(t) = \frac{0.9[E_p \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \alpha_{EP} \sigma_{pc} \phi(t, t_0)]}{1 + 15 \rho \rho_{ps}} \quad (6.2.7-1)$$

$$\sigma'_{l6}(t) = \frac{0.9[E_p \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \alpha_{EP} \sigma'_{pc} \phi(t, t_0)]}{1 + 15 \rho' \rho'_{ps}} \quad (6.2.7-2)$$

$$\rho = \frac{A_p + A_s}{A}, \rho' = \frac{A'_p + A'_s}{A} \quad (6.2.7-3)$$

$$\rho_{ps} = 1 + \frac{e_{ps}^2}{i^2}, \rho'_{ps} = 1 + \frac{e'_{ps}{}^2}{i^2} \quad (6.2.7-4)$$

$$e_{ps} = \frac{A_p e_p + A_s e_s}{A_p + A_s}, e'_{ps} = \frac{A'_p e'_p + A'_s e'_s}{A'_p + A'_s} \quad (6.2.7-5)$$

式中 $\sigma_{l6}(t)$ 、 $\sigma'_{l6}(t)$ ——构件受拉区、受压区全部纵向钢筋截面重心处由混凝土收缩、徐变引起的预应力损失；

σ_{pc} 、 σ'_{pc} ——构件受拉区、受压区全部纵向钢筋截面重心处由预应力产生的混凝土法向压应力(MPa)，应按本规范第 6.1.5 条和第 6.1.6 条规定计算。此时，预应力损失值仅考虑预应力钢筋锚固时(第一批)的损失，普通钢筋应力 σ_{l6} 、 σ'_{l6} 应取为零； σ_{pc} 、 σ'_{pc} 值不得大于传力锚固时混凝土立方体抗压强度 f_{cu} 的 0.5 倍；当 σ'_{pc} 为拉应力时，应取为零。计算 σ_{pc} 、 σ'_{pc} 时，可根据构件制作情况考虑自重的影响；

E_p ——预应力钢筋的弹性模量；

α_{EP} ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

ρ 、 ρ' ——构件受拉区、受压区全部纵向钢筋配筋率；

A ——构件截面面积，对先张法构件， $A=A_0$ ；对后张法构件， $A=A_n$ 。此处， A_0 为换算截面， A_n 为净截面；

i ——截面回转半径， $i^2=I/A$ ，先张法构件取 $I=I_0$ ， $A=A_0$ ；后张法构件取 $I=I_n$ ， $A=A_n$ ，此处， I_0 和 I_n 分别为换算截面惯性矩和净截面惯性矩；

e_p 、 e'_p ——构件受拉区、受压区预应力钢筋截面重心至构件截面重心的距离；

e_s 、 e'_s ——构件受拉区、受压区纵向普通钢筋截面重心至构件截面重心的距离；

e_{ps} 、 e'_{ps} ——构件受拉区、受压区预应力钢筋和普通钢筋截面重心至构件截面重心轴的距离；

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ ——预应力钢筋传力锚固龄期为 t_0 ，计算考虑的龄期为 t 时的混凝土收缩应变，其终极值 $\varepsilon_{cs}(t_u, t_0)$ 可按表 6.2.7 取用；

$\phi(t, t_0)$ ——加载龄期为 t_0 ，计算考虑的龄期为 t 时的徐变系数，其终极值 $\phi(t_u, t_0)$ 可按表 6.2.7 取用。

表 6.2.7 混凝土收缩应变和徐变系数终极值

混凝土收缩应变终极值 $\varepsilon_{cs}(t_u, t_0) \times 10^3$								
传力锚固 龄期 (d)	40% ≤ RH < 70%				70% ≤ RH < 99%			
	理论厚度 h(mm)				理论厚度 h(mm)			
	100	200	300	≥600	100	200	300	≥600
3~7	0.50	0.45	0.38	0.25	0.30	0.26	0.23	0.15
14	0.43	0.41	0.36	0.24	0.25	0.24	0.21	0.14
28	0.38	0.38	0.34	0.23	0.22	0.22	0.20	0.13
60	0.31	0.34	0.32	0.22	0.18	0.20	0.19	0.12
90	0.27	0.32	0.30	0.21	0.16	0.19	0.18	0.12

混凝土徐变系数终极值 $\phi(t_u, t_0)$								
加载 龄期 (d)	40% ≤ RH < 70%				70% ≤ RH < 99%			
	理论厚度 h(mm)				理论厚度 h(mm)			
	100	200	300	≥600	100	200	300	≥600
3	3.78	3.36	3.14	2.79	2.73	2.52	2.39	2.20
7	3.23	2.88	2.68	2.39	2.32	2.15	2.05	1.88
14	2.83	2.51	2.35	2.09	2.04	1.89	1.79	1.65
28	2.48	2.20	2.06	1.83	1.79	1.65	1.58	1.44
60	2.14	1.91	1.78	1.58	1.55	1.43	1.36	1.25
90	1.99	1.76	1.65	1.46	1.44	1.32	1.26	1.15

注：(1) 表中 RH 代表桥梁所处环境的年平均相对湿度(%), 表中数值按 40% ≤ RH < 70% 取 55%, 70% ≤ RH < 99% 取 80% 计算所得;

(2) 表中理论厚度 $h=2A/u$, A 为构件截面面积, u 为构件与大气接触的周边长度。当构件为变截面时, A 和 u 均可取其平均值;

(3) 本表适用于由一般的硅酸盐类水泥或快硬水泥配制而成的混凝土。表中数值系按强度等级 C40 混凝土计算所得, 对 C50 及以上混凝土, 表列数值应乘以 $\sqrt{\frac{32.4}{f_{ck}}}$, 式中 f_{ck} 为混凝土轴心抗压强度标准值(MPa);

(4) 本表适用于季节性变化的平均温度 -20℃ ~ +40℃;

(5) 构件的实际传力锚固龄期、加载龄期或理论厚度为表列数值中间值时, 收缩应变和徐变系数终极值可按直线内插法取值;

(6) 在分阶段施工或结构体系转换中, 当需计算阶段收缩应变和徐变系数时, 可按附录 D 提供的方法进行。

6.2.8 预应力混凝土构件，其各阶段的预应力损失值可按表 6.2.8 的规定进行组合。

表 6.2.8 各阶段预应力损失值的组合

预应力损失值的组合	先张法构件	后张法构件
传力锚固时的损失(第一批) σ_{I1}	$\sigma_{I2} + \sigma_{I3} + \sigma_{I4} + 0.5\sigma_{I5}$	$\sigma_{I1} + \sigma_{I2} + \sigma_{I4}$
传力锚固后的损失(第二批) σ_{II1}	$0.5\sigma_{I5} + \sigma_{I6}$	$\sigma_{I5} + \sigma_{I6}$

6.3 抗裂验算

6.3.1 预应力混凝土受弯构件应按下列规定进行正截面和斜截面抗裂验算：

1 正截面抗裂应对构件正截面混凝土的拉应力进行验算，并应符合下列要求：

1) 全预应力混凝土构件，在作用效应频遇组合下

$$\text{预制构件} \quad \sigma_{st} - 0.85\sigma_{pc} \leq 0 \quad (6.3.1-1)$$

$$\text{分段浇筑或砂浆接缝的纵向分块构件} \quad \sigma_{st} - 0.80\sigma_{pc} \leq 0 \quad (6.3.1-2)$$

2) A 类预应力混凝土构件，在作用效应频遇组合下

$$\sigma_{st} - \sigma_{pc} \leq 0.7f_{tk} \quad (6.3.1-3)$$

但在荷载效应准永久组合下

$$\sigma_{lt} - \sigma_{pc} \leq 0 \quad (6.3.1-4)$$

2 斜截面抗裂应对构件斜截面混凝土的主拉应力 σ_{tp} 进行验算，并应符合下列要求：

1) 全预应力混凝土构件，在作用效应频遇组合下

$$\text{预制构件} \quad \sigma_{tp} \leq 0.6f_{tk} \quad (6.3.1-5)$$

$$\text{现场浇筑(包括预制拼装)构件} \quad \sigma_{tp} \leq 0.4f_{tk} \quad (6.3.1-6)$$

2) A 类和 B 类预应力混凝土构件，在作用效应频遇组合下

$$\text{预制构件} \quad \sigma_{tp} \leq 0.7f_{tk} \quad (6.3.1-7)$$

$$\text{现场浇筑(包括预制拼装)构件} \quad \sigma_{tp} \leq 0.5f_{tk} \quad (6.3.1-8)$$

式中 σ_{st} ——在作用效应频遇组合下构件抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力，按本规范公式(6.3.2-1)计算；

σ_{lt} ——在荷载效应准永久组合下构件抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力，按本规范公式(6.3.2-2)计算；

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后的预加力在构件抗裂验算边缘产生的混凝土预压应

力, 按本规范第 6.1.5 条规定计算;

σ_{tp} ——由作用效应频遇组合和预加力产生的混凝土主拉应力, 按本规范第 6.3.3 条规定计算;

f_{tk} ——混凝土的抗拉强度标准值, 按本规范表 3.1.3 采用。

注: (1) 本条规定的荷载效应准永久组合系指结构自重和直接施加于桥上的活荷载产生的效应组合, 不考虑间接施加于桥上的其他作用效应;

(2) B 类预应力混凝土受弯构件在结构自重作用下控制截面受拉边缘不得消压。

6.3.2 受弯构件由作用(或荷载)产生的截面抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力, 应按下列公式计算:

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{W_0} \quad (6.3.2-1)$$

$$\sigma_{lt} = \frac{M_l}{W_0} \quad (6.3.2-2)$$

式中 M_s ——按作用效应频遇组合计算的弯矩值;

M_l ——按荷载效应准永久组合计算的弯矩值, 在组合的活荷载弯矩中, 仅考虑汽车、人群等直接作用于构件的荷载产生的弯矩值。

注: 后张法构件在计算预施应力阶段由构件自重产生的拉应力时, 公式(6.3.2-1)、(6.3.2-2)中的 W_0 可改用 W_n , W_n 为构件净截面抗裂验算边缘的弹性抵抗矩。

6.3.3 预应力混凝土受弯构件由作用效应频遇组合和预加力产生的混凝土主拉应力 σ_{tp} 和主压应力 σ_{cp} , 应按下列公式计算:

$$\begin{aligned} \sigma_{tp} \\ \sigma_{cp} \end{aligned} = \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2} \mp \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cx} - \sigma_{cy}}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (6.3.3-1)$$

$$\sigma_{cx} = \sigma_{pc} + \frac{M_s y_0}{I_0} \quad (6.3.3-2)$$

$$\sigma_{cy} = 0.6 \frac{n \sigma'_{pe} A_{pv}}{b s_v} \quad (6.3.3-3)$$

$$\tau = \frac{V_s S_0}{b I_0} - \frac{\sum \sigma''_{pe} A_{pb} \sin \theta_p \cdot S_n}{b I_n} \quad (6.3.3-4)$$

- 式中 σ_{cx} ——在计算主应力点，由预加力和按作用效应频遇组合计算的弯矩 M_s 产生的混凝土法向应力；
- σ_{cy} ——由竖向预应力钢筋的预加力产生的混凝土竖向压应力；
- τ ——在计算主应力点，由预应力弯起钢筋的预加力和按作用效应频遇组合计算的剪力 V_s 产生的混凝土剪应力；当计算截面作用有扭矩时，尚应计入由扭矩引起的剪应力；对后张预应力混凝土超静定结构，在计算剪应力时，尚宜考虑预加力引起的次剪力；
- σ_{pc} ——在计算主应力点，由扣除全部预应力损失后的纵向预加力产生的混凝土法向预压应力，按本规范公式(6.1.5-1)或(6.1.5-4)计算；
- y_0 ——换算截面重心轴至计算主应力点的距离；
- n ——在同一截面上竖向预应力钢筋的肢数；
- σ'_{pe} 、 σ''_{pe} ——竖向预应力钢筋、纵向预应力弯起钢筋扣除全部预应力损失后的有效预应力；
- A_{pv} ——单肢竖向预应力钢筋的截面面积；
- s_v ——竖向预应力钢筋的间距；
- b ——计算主应力点处构件腹板的宽度；
- A_{pb} ——计算截面上同一弯起平面内预应力弯起钢筋的截面面积；
- S_0 、 S_n ——计算主应力点以上(或以下)部分换算截面面积对换算截面重心轴、净截面面积对净截面重心轴的面积矩；
- θ_p ——计算截面上预应力弯起钢筋的切线与构件纵轴线的夹角。

- 注：(1) 公式(6.3.3-1)、(6.3.3-2)中的 σ_{cx} 、 σ_{cy} 、 σ_{pc} 和 $\frac{M_s y_0}{I_0}$ ，当为压应力时以正号代入，当为拉应力时以负号代入；
- (2) 变高度预应力混凝土梁，当计算由作用(或荷载)引起的剪应力时，应计算截面上弯矩和轴向力产生的附加剪应力。

6.3.4 箱型截面的弯、斜、宽等预应力混凝土结构宜按表 6.3.4 进行抗裂验算。(新增)

表 6.3.4 箱型结构应力验算要求

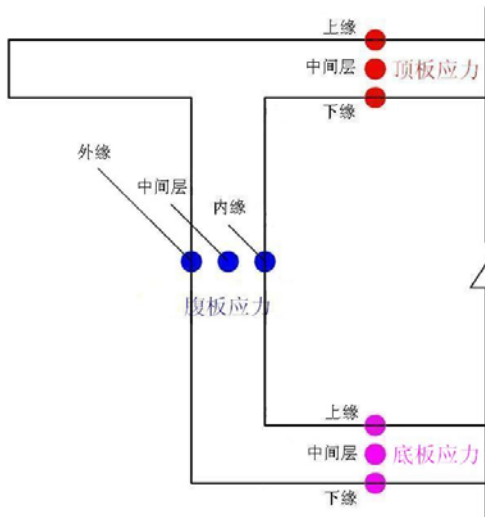
构件/受力方向	部 位	验算应力
箱梁顶板纵向面外	上缘	正应力
箱梁顶板横向面外	上缘	正应力
	下缘	
箱梁顶板面内	中间层	主应力
箱梁底板纵向面外	下缘	正应力
箱梁底板横向面外	上缘	正应力
	下缘	
箱梁底板面内	中间层	主应力
箱梁腹板面内	中间层	主应力

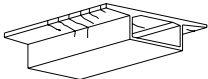
注：正截面拉应力及斜截面主拉应力的限值可参照 6.3.1 条取值。

条文说明：

表 6.3.4 中箱型截面的应力部位如下图所示，表中的指标应力是与各种结构性裂缝相对应的。各验算应力、对应产生的裂缝及其原因、以及可采用的计算模型如下表所示：

- 1 采用空间网格模型或实体模型可同时获得各项验算应力，也可采用单梁模型+框架简化模型等不同计算模型分别获取各项验算应力；
- 2 表中单梁模型包括 3DOF/6DOF 单梁模型和 7DOF 单梁模型；
- 3 当采用单梁计算模型时，需要考虑各空间效应。



验算应力	对应裂缝示意图	产生原因	可采用的计算模型
顶板上缘纵向正应力		主梁截面负弯矩	单梁、梁格、网格、实体

验算应力	对应裂缝示意图	产生原因	可采用的计算模型
底板下缘纵向正应力		主梁截面正弯矩	单梁、梁格、网格、实体
顶板上缘横向正应力		桥面板局部效应负弯矩	框架简化计算、网格、实体
顶板下缘横向正应力		桥面板局部效应正弯矩	框架简化计算、网格、实体
* 底板上缘横向正应力		预应力钢束外崩力	网格、实体
* 底板下缘横向正应力		预应力钢束外崩力	网格、实体
顶板面内斜裂缝		顶板主拉应力	7DOF 单梁、网格、实体
底板面内斜裂缝		底板主拉应力	7DOF 单梁、网格、实体
腹板面内斜裂缝		腹板主拉应力	单梁、梁格 网格、实体

注*：仅在变高度预应力混凝土桥梁中存在底板纵向束时验算

6.4 裂缝宽度验算

6.4.1 钢筋混凝土构件和 B 类预应力混凝土构件，在正常使用极限状态下的裂缝宽度，应按作用效应频遇组合并考虑长期效应的影响进行验算。

6.4.2 钢筋混凝土构件和 B 类预应力混凝土构件，其计算的最大裂缝宽度不应超过表 6.4.2 规定的限值。

表 6.4.2 最大裂缝宽度限值 (mm) (修订)

环境类别	环境等级	最大裂缝宽度限值 (mm)	
		钢筋混凝土构件	B 类预应力构件
碳化环境	I -A	0.30	0.20
	I -B	0.20	0.15
	I -C	0.20	0.10

环境类别	环境等级	最大裂缝宽度限值 (mm)	
		钢筋混凝土构件	B 类预应力构件
冻融破坏环境	II-C	0.20	0.10
	II-D	0.15	—
	II-E	0.15	—
海洋氯化物环境	III-C	0.20	0.10
	III-D	0.20	—
	III-E	0.15	—
	III-F	0.15	—
除冰盐等其它氯化物环境	IV-C	0.20	0.10
	IV-D	0.20	—
	IV-E	0.15	—
盐结晶环境	V-E	0.15	—
	V-F	0.15	—
化学腐蚀环境	VI-C	0.20	0.10
	VI-D	0.15	—
	VI-E	0.15	—
磨蚀环境	VII-C	0.15	0.10
	VII-D	0.20	—

注：(1) 表中“—”表示不允许出现裂缝；

(2) 有自防水要求的混凝土构件，其横向弯曲的表面裂缝计算宽度不应超过 0.20mm。

6.4.3 矩形、T 形和 I 形截面钢筋混凝土构件及 B 类预应力混凝土受弯构件，其最大裂缝宽度 W_{fk} 可按下列公式计算：

$$W_{fk} = C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(\frac{c+d}{0.30+1.4\rho_{te}} \right) \quad (\text{mm}) \quad (6.4.3-1)$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} \quad (6.4.3-2)$$

式中 C_1 ——钢筋表面形状系数，对光面钢筋， $C_1=1.4$ ；对带肋钢筋， $C_1=1.0$ ；

C_2 ——长期效应影响系数， $C_2=1+0.5\frac{N_l}{N_s}$ ，其中 N_l 和 N_s 分别为按作用效应准永久组合和作用效应频遇组合计算的内力值(弯矩或轴向力)；

C_3 ——与构件受力性质有关的系数, 当为钢筋混凝土板式受弯构件时, $C_3=1.15$, 其他受弯构件 $C_3=1.0$, 轴心受拉构件 $C_3=1.2$, 偏心受拉构件 $C_3=1.1$, 偏心受压构件 $C_3=0.9$;

σ_{ss} ——钢筋应力, 按本规范第 6.4.4 条的规定计算;

c ——混凝土保护层厚度(mm), 当 c 大于 50mm 时, 取 50mm;

d ——纵向受拉钢筋直径(mm), 当用不同直径的钢筋时, d 改用换算直径 d_e , $d_e = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i d_i}$, 式中, 对钢筋混凝土构件, n_i 为受拉区第 i 种普通钢筋的根数, d_i 为受拉区第 i 种普通钢筋的公称直径; 对混合配筋的预应力混凝土构件, 预应力钢筋为由多根钢丝或钢绞线组成的钢丝束或钢绞线束, 式中 d_i 为普通钢筋公称直径、钢丝束或钢绞线束的等代直径 d_{pe} , $d_{pe} = \sqrt{nd}$, 此处, n 为钢丝束中钢丝根数或钢绞线束中钢绞线根数, d 为单根钢丝或钢绞线的公称直径。对于钢筋混凝土构件中的焊接钢筋骨架, 公式(6.4.3-1)中的 d 或 d_e 应乘以 1.3 系数;

ρ_{te} ——纵向受拉钢筋的有效配筋率, 对钢筋混凝土构件, 当 $\rho_{te} > 0.1$ 时, 取 $\rho_{te} = 0.1$; 当 $\rho_{te} < 0.01$ 时, 取 $\rho_{te} = 0.01$;

A_s ——受拉区纵向钢筋截面面积 (mm^2): 轴心受拉构件取全部纵向钢筋截面面积; 受弯、偏心受拉及大偏心受压构件取受拉区纵向钢筋截面面积或受拉较大一侧的钢筋截面面积;

A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积 (mm^2): 轴心受拉构件取构件截面面积; 受弯、偏心受拉、偏心受压构件取 $2a_s b$, a_s 为受拉钢筋重心至受拉区边缘的距离, 对矩形截面, b 为截面宽度, 对有受拉翼缘的倒 T 形、I 形截面, b 为受拉区有效翼缘宽度。

注: 当配置环氧树脂涂层带肋钢筋时, 公式(6.4.3-1)中的 d 或 d_e 应乘以 1.25 系数。

箱形截面受弯构件的最大裂缝宽度可参照本条的规定计算。

6.4.4 对于矩形、T 形和 I 形截面钢筋混凝土构件及 B 类预应力混凝土受弯构件, 由作用效应频遇组合引起的开裂截面纵向受拉钢筋的应力 σ_{ss} , 可按下列公式计算:

1 钢筋混凝土构件

$$\text{轴心受拉构件} \quad \sigma_{ss} = \frac{N_s}{A_s} \quad (6.4.4-1)$$

$$\text{受弯构件} \quad \sigma_{ss} = \frac{M_s}{0.87 A_s h_0} \quad (6.4.4-2)$$

$$\text{偏心受拉构件} \quad \sigma_{ss} = \frac{N_s e'_s}{A_s (h_0 - a'_s)} \quad (6.4.4-3)$$

$$\text{偏心受压构件} \quad \sigma_{ss} = \frac{N_s (e_s - z)}{A_s z} \quad (6.4.4-4)$$

$$z = \left[0.87 - 0.12(1 - \gamma'_f) \left(\frac{h_0}{e_s} \right)^2 \right] h_0 \quad (6.4.4-5)$$

$$e_s = \eta_s e_0 + y_s \quad (6.4.4-6)$$

$$\gamma'_f = \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} \quad (6.4.4-7)$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000 e_0 / h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \quad (6.4.4-8)$$

式中 A_s ——受拉区纵向钢筋截面面积;

e'_s ——轴向拉力作用点至受压区或受拉较小边纵向钢筋合力点的距离;

e_s ——轴向压力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离;

z ——纵向受拉钢筋合力点至截面受压区合力点的距离, 且不大于 $0.87h_0$;

η_s ——使用阶段的轴向压力偏心距增大系数, 当 $l_0/h \leq 14$ 时, 取 $\eta_s = 1.0$;

y_s ——截面重心至纵向受拉钢筋合力点的距离;

γ'_f ——受压翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值;

b'_f 、 h'_f ——受压区翼缘的宽度、厚度, 在公式(6.4.4-7)中, 当 $h'_f > 0.2h_0$ 时, 取 $h'_f = 0.2h_0$;

N_s 、 M_s ——按作用效应频遇组合计算的轴向力值、弯矩值。

2 预应力混凝土受弯构件

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s \pm M_{p2} - N_{p0} (z - e_p)}{(A_p + A_s) z} \quad (6.4.4-9)$$

$$e = e_p + \frac{M_s \pm M_{p2}}{N_{p0}} \quad (6.4.4-10)$$

式中 z ——受拉区纵向普通钢筋和预应力钢筋合力点至截面受压区合力点的距离，按公式(6.4.4-5)计算，但式中的 e_s 以公式(6.4.4-10)的 e 代入；

e_p ——混凝土法向应力等于零时纵向预应力钢筋和普通钢筋的合力 N_{p0} 的作用点至受拉区纵向预应力钢筋和普通钢筋合力点的距离；

N_{p0} ——混凝土法向应力等于零时预应力钢筋和普通钢筋的合力，先张法构件和后张法构件均按本规范公式(6.1.6-1)计算，该式中的 σ_{p0} 和 σ'_{p0} ，先张法构件按本规范公式(6.1.5-2)计算；后张法构件按本规范公式(6.1.5-5)及第 6.1.5 条注 2 规定计算；

M_{p2} ——由预加力 N_p 在后张法预应力混凝土连续梁等超静定结构中产生的次弯矩。

注：在公式(6.4.4-9)、(6.4.4-10)中，当 M_{p2} 与 M_s 的作用方向相同时，取正号；相反时，取负号。

6.4.5 圆形截面钢筋混凝土构件，其最大裂缝宽度 W_{fk} 可按下列公式计算：（修订条文）

$$W_{fk} = C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(\frac{c+d}{0.30+1.4\rho_{te}} \right) \quad (\text{mm}) \quad (6.4.5-1)$$

$$\rho_{te} = \frac{\beta A_s}{\pi(r^2 - r_1^2)} \quad (6.4.5-2)$$

$$r_1 = r - 2a_s \quad (6.4.5-3)$$

式中 ρ_{te} ——纵向受拉钢筋的有效配筋率，对钢筋混凝土构件，当 $\rho_{te} > 0.1$ 时，取 $\rho_{te} = 0.1$ ；
当 $\rho_{te} < 0.01$ 时，取 $\rho_{te} = 0.01$ ；

σ_{ss} ——钢筋应力，按本规范第 6.4.7 条的规定计算；

β ——构件纵向受拉钢筋对最大裂缝开展贡献的系数，按本规范第 6.4.6 条计算；

A_s ——全部纵向钢筋截面面积 (mm^2)

r ——圆形截面的半径 (mm)；

r_1 ——圆形截面半径与钢筋中心到构件边缘 2 倍距离的差值 (mm)；

a_s ——钢筋中心到构件边缘的距离 (mm)。

其余符号意义同第 6.4.3 条。

6.4.6 对于圆形截面钢筋混凝土构件, 纵向受拉钢筋对最大裂缝开展贡献的系数可按下列公式计算: (新增条文)

大偏心受压构件

$$\beta = (0.4 + 2.5\rho) \left[1 + 0.353 \left(\frac{\eta_s e_0}{r} \right)^{-2} \right] \quad (6.4.6-1)$$

$$\rho = \frac{A_s}{\pi r^2} \quad (6.4.6-2)$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000} \frac{e_0}{2r - a_s} \left(\frac{l_0}{2r} \right)^2 \quad (6.4.6-3)$$

大偏心受拉构件

$$\beta = 0.45 \quad (6.4.6-4)$$

小偏心受拉构件

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \frac{e_0}{r}} \quad (6.4.6-5)$$

轴心受拉构件

$$\beta = 1.00 \quad (6.4.6-6)$$

式中 β ——纵向受拉钢筋对最大裂缝开展贡献的系数;

e_0 ——构件初始偏心距 (mm);

r ——截面半径 (mm);

ρ ——纵向钢筋配筋率;

η_s ——使用荷载下的偏心距增大系数, 当 $\frac{l_0}{2r} \leq 14.0$ 时, 取 1.0;

a_s ——钢筋中心到构件边缘的距离 (mm);

l_0 ——构件计算长度 (mm)。

6.4.7 对于圆形截面钢筋混凝土构件，由作用效应频遇组合引起的开裂截面纵向受拉钢筋的应力 σ_{ss} ，可按下列公式计算： （新增条文）

大偏心受压构件

$$\sigma_{ss} = \frac{\left(\frac{\eta_s e_0}{r}\right)^3}{\left(0.45 + 0.26 \frac{r_s}{r}\right) \left(\frac{\eta_s e_0}{r} + 0.2\right)^2} \frac{N_s}{A_s} \quad (6.4.7-1)$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000} \frac{e_0}{2r - a_s} \left(\frac{l_0}{2r}\right)^2 \quad (6.4.7-2)$$

大偏心受拉构件

$$\sigma_{ss} = \frac{\left(\frac{e_0}{r}\right)^3}{\left(0.45 + 0.26 \frac{r_s}{r}\right) \left(\frac{e_0}{r} - 0.17\right)^2} \frac{N_s}{A_s} \quad \left(\frac{e_0}{r} > 0.365\right) \quad (6.4.7-3)$$

小偏心受拉构件

$$\sigma_{ss} = \left(1 + 1.3 \frac{e_0}{r_s}\right) \frac{N_s}{A_s} \quad \left(\frac{e_0}{r} \leq 0.365\right) \quad (6.4.7-4)$$

轴心受拉构件

$$\sigma_{ss} = \frac{N_s}{A_s} \quad (6.4.7-5)$$

式中 A_s ——受拉区纵向钢筋截面面积；

N_s ——按作用效应频遇组合计算的轴向力值；

r_s ——纵向钢筋重心所在圆周的半径。

其余符号意义同第 6.4.6 条。

条文说明：6.4.3 条 6.4.7 条参照《水运混凝土结构设计规范》(JTS151-2011) 编写。

6.5 挠度验算

6.5.1 钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件，在正常使用极限状态下的挠度，可根据给定的构件刚度用结构力学的方法计算。

6.5.2 受弯构件的刚度可按下式计算：

1 钢筋混凝土构件

$$B = \frac{B_0}{\left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^2 + \left[\left(1 - \frac{M_{cr}}{M_s}\right)^2 \right] \frac{B_0}{B_{cr}}} \quad (6.5.2-1)$$

$$M_{cr} = \gamma f_{tk} W_0 \quad (6.5.2-2)$$

式中 B ——开裂构件等效截面的抗弯刚度；

B_0 ——全截面的抗弯刚度， $B_0 = 0.95 E_c I_0$ ；

B_{cr} ——开裂截面的抗弯刚度， $B_{cr} = E_c I_{cr}$ ；

M_{cr} ——开裂弯矩；

γ ——构件受拉区混凝土塑性影响系数，按公式(6.5.2-7)计算；

I_0 ——全截面换算截面惯性矩；

I_{cr} ——开裂截面换算截面惯性矩；

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值。

2 预应力混凝土构件

1) 全预应力混凝土和 A 类预应力混凝土构件

$$B_0 = 0.95 E_c I_0 \quad (6.5.2-3)$$

2) 允许开裂的 B 类预应力混凝土构件

在开裂弯矩 M_{cr} 作用下 $B_0 = 0.95 E_c I_0$ (6.5.2-4)

在 $(M_s - M_{cr})$ 作用下 $B_{cr} = E_c I_{cr}$ (6.5.2-5)

开裂弯矩 M_{cr} 按下式计算：

$$M_{cr} = (\sigma_{pc} + \gamma f_{tk}) W_0 \quad (6.5.2-6)$$

$$\gamma = \frac{2S_0}{W_0} \quad (6.5.2-7)$$

式中 S_0 ——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} ——扣除全部预应力损失预应力钢筋和普通钢筋合力 N_{p0} 在构件抗裂边缘产生的混凝土预压应力,先张法构件和后张法构件均按本规范公式(6.1.5-1)计算,但后张法构件采用净截面;该式中的 N_{p0} 与本规范第 6.4.4 条同样办理;
 W_0 ——换算截面抗裂边缘的弹性抵抗矩。

注:对变截面连续梁,当支座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。

6.5.3 受弯构件在使用阶段的挠度应考虑长期效应的影响,即按荷载效应频遇组合和本规范第 6.5.2 条规定的刚度计算的挠度值,乘以挠度长期增长系数 η_θ 。挠度长期增长系数可按下列规定取用:

当采用 C40 以下混凝土时, $\eta_\theta = 1.60$;

当采用 C40~C80 混凝土时, $\eta_\theta = 1.45 \sim 1.35$, 中间强度等级可按直线内插法取值。

钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件按上述计算的长期挠度值,在消除结构自重产生的长期挠度后梁式桥主梁的最大挠度处不应超过计算跨径的 $1/600$;梁式桥主梁的悬臂端不应超过悬臂长度的 $1/300$ 。

6.5.4 预应力混凝土受弯构件由预加力引起的反拱值,可用结构力学方法按刚度 $E_c I_0$ 进行计算,并乘以长期增长系数。计算使用阶段预加力反拱值时,预应力钢筋的预加力应扣除全部预应力损失,长期增长系数取用 2.0。

6.5.5 受弯构件的预拱度可按下列规定设置:

1 钢筋混凝土受弯构件

1) 当由荷载效应频遇组合并考虑长期效应影响产生的长期挠度不超过计算跨径的 $1/1600$ 时,可不设预拱度;

2) 当不符合上述规定时应设预拱度,且其值应按结构自重和 $1/2$ 可变荷载频遇值计算的长期挠度值之和采用。

2 预应力混凝土受弯构件

1) 当预加应力产生的长期反拱值大于按荷载效应频遇组合计算的长期挠度时,可不设预拱度;

2) 当预加应力的长期反拱值小于按荷载效应频遇组合计算的长期挠度时应设预拱度,其值应按该项荷载的挠度值与预加应力长期反拱值之差采用。

对自重相对于活载较小的预应力混凝土受弯构件, 应考虑预加应力反拱值过大可能造成的不利影响, 必要时采取反预拱或设计和施工上的其他措施, 避免桥面隆起直至开裂破坏。

注: 预拱的设置应按最大的预拱值沿顺桥向做成平顺的曲线。

6.5.6 预应力混凝土受弯构件当需计算施工阶段的变形时, 可按构件自重和预加力产生的初始弹性变形乘以 $[1 + \phi(t, t_0)]$ 求得。此处 $\phi(t, t_0)$ 为混凝土徐变系数, 可根据加载龄期 t_0 和计算所需龄期 t 按本规范附录 D 方法计算。

7 持久状况和短暂状况构件的应力计算

7.1 持久状况预应力混凝土构件应力计算

7.1.1 按持久状况设计的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压应力、受拉区钢筋的拉应力和斜截面混凝土的主压应力，并不得超过本节规定的限值。计算时作用(或荷载)取其标准值，汽车荷载应考虑冲击系数。

应考虑预加力效应，预加力的分项系数取为 1.0。对连续梁等超静定结构，尚应计及预加力、温度作用等引起的次效应。

7.1.2 计算使用阶段预应力混凝土构件的应力时，由预加力产生的正截面混凝土压应力 σ_{pc} 和拉应力 σ_{pt} 按本规范第 6.1.5 条和第 6.1.6 条规定计算。斜截面混凝土的主压应力 σ_{cp} 和主拉应力 σ_{tp} 按本规范第 7.1.6 条规定计算。

7.1.3 全预应力混凝土和 A 类预应力混凝土受弯构件，由作用(或荷载)标准值产生的混凝土法向应力和预应力钢筋的应力，应按下列公式计算：

1 混凝土法向压应力 σ_{kc} 和拉应力 σ_{kt}

$$\sigma_{kc} \text{ 或 } \sigma_{kt} = \frac{M_k}{I_0} y_0 \quad (7.1.3-1)$$

2 预应力钢筋应力

$$\sigma_p = \alpha_{EP} \sigma_{kt} \quad (7.1.3-2)$$

式中 M_k ——按作用(或荷载)标准组合计算的弯矩值；

y_0 ——构件换算截面重心轴至受压区或受拉区计算纤维处的距离。

注：计算预应力钢筋的应力时，公式(7.1.3-2)中的 σ_{kt} 应为最外层钢筋重心处的混凝土拉应力。

7.1.4 允许开裂的 B 类预应力混凝土受弯构件，由作用(或荷载)标准值产生的混凝土法向压应力和预应力钢筋的应力增量，可按下列公式计算(图 7.1.4)：

1 开裂截面混凝土压应力

$$\sigma_{cc} = \frac{N_{p0}}{A_{cr}} + \frac{N_{p0} e_{0N} c}{I_{cr}} \quad (7.1.4-1)$$

$$e_{0N} = e_N + c \quad (7.1.4-2)$$

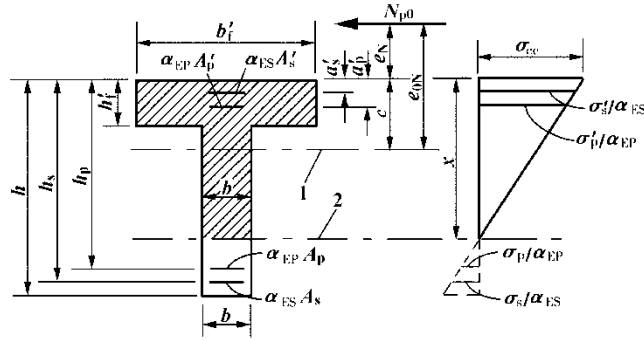


图 7.1.4 开裂截面及应力图

1-开裂截面重心轴；2-开裂截面中性轴

$$e_N = \left(\frac{M_k \pm M_{p2}}{N_{p0}} \right) - h_{ps} \quad (7.1.4-3)$$

$$h_{ps} = \frac{\sigma_{p0} A_p h_p - \sigma_{l6} A_s h_s + \sigma'_{p0} A'_p a'_p - \sigma'_{l6} A'_s a'_s}{N_{p0}} \quad (7.1.4-4)$$

2 开裂截面预应力钢筋的应力增量

$$\sigma_p = \alpha_{EP} \left[\frac{N_{p0}}{A_{cr}} - \frac{N_{p0} e_{0N} (h_p - c)}{I_{cr}} \right] \quad (7.1.4-5)$$

式中 N_{p0} ——混凝土法向应力等于零时预应力钢筋和普通钢筋的合力，先张法构件和后张法构件均按本规范公式(6.1.6-1)及第 6.4.4 条规定计算；

σ_{p0} 、 σ'_{p0} ——构件受拉区、受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时预应力钢筋的应力，先张法构件按本规范公式(6.1.5-2)；后张法构件按本规范公式(6.1.5-5)及第 6.1.5 条注 2 规定计算；

e_{0N} —— N_{p0} 作用点至开裂截面重心轴的距离；

e_N —— N_{p0} 作用点至截面受压区边缘的距离， N_{p0} 位于截面之外为正； N_{p0} 位于截面之内为负；

c ——截面受压区边缘至开裂换算截面重心轴的距离；

h_{ps} ——预应力钢筋与普通钢筋合力点至截面受压区边缘的距离；

h_p 、 a'_p ——截面受拉区、受压区预应力钢筋合力点至截面受压区边缘的距离；

h_s 、 a'_s ——截面受拉区、受压区普通钢筋合力点至截面受压区边缘的距离；

A_{cr} ——开裂截面换算截面面积；

I_{cr} ——开裂截面换算截面惯性矩；

α_{EP} ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值。

注：(1) 公式(7.1.4-4)中，当 $A_p' = 0$ 时，式中的 σ_{16}' 应取为零；

(2) 在公式(7.1.4-3)中当 M_{p2} 与 M_k 的方向相同时取正号，相反时取负号；

(3) 按(7.1.4-5)计算的值应为负值，表示钢筋为拉应力；

(4) 当截面受拉区设置多层预应力钢筋时，可仅计算最外层钢筋的拉应力增量，此时，公式(7.1.4-5)中的 h_p 应为最外层钢筋重心至截面受压区边缘的距离；

(5) 预应力混凝土受弯构件开裂截面的中性轴位置(受压区高度)可按本规范附录 E 求得。

7.1.5 使用阶段预应力混凝土受弯构件正截面混凝土的压应力和预应力钢筋的拉应力，应符合下列规定：

1 受压区混凝土的最大压应力

$$\left. \begin{array}{l} \text{未开裂构件 } \sigma_{kc} + \sigma_{pt} \\ \text{允许开裂构件 } \sigma_{cc} \end{array} \right\} \leq 0.50f_{ck} \quad (7.1.5-1)$$

2 受拉区预应力钢筋的最大拉应力

1) 对钢绞线、钢丝

$$\left. \begin{array}{l} \text{未开裂构件 } \sigma_{pe} + \sigma_p \\ \text{允许开裂构件 } \sigma_{po} + \sigma_p \end{array} \right\} \leq 0.65f_{pk} \quad (7.1.5-2)$$

2) 对精轧螺纹钢筋

$$\left. \begin{array}{l} \text{未开裂构件 } \sigma_{pe} + \sigma_p \\ \text{允许开裂构件 } \sigma_{po} + \sigma_p \end{array} \right\} \leq 0.80f_{pk} \quad (7.1.5-3)$$

式中 σ_{pe} ——全预应力混凝土和 A 类预应力混凝土受弯构件，受拉区预应力钢筋扣除全部预应力损失后的有效预应力；

σ_{pt} ——由预加力产生的混凝土法向拉应力，先张法构件按本规范公式(6.1.5-1)计算，后张法构件按本规范公式(6.1.5-4)计算。

注：预应力混凝土受弯构件受拉区的普通钢筋，其使用阶段的应力很小，可不必验算。

7.1.6 预应力混凝土受弯构件由作用(或荷载)标准值和预加力产生的混凝土主压应力 σ_{cp} 和主拉应力 σ_{tp} 应按本规范第 6.3.3 条公式计算，但公式(6.3.3-2)、(6.3.3-4)中的 M_s 和 V_s 应分别以 M_k 、 V_k 代替。此处， M_k 和 V_k 为按作用(或荷载)标准组合计算的弯矩值和剪力值。

混凝土的主压应力应符合下式规定:

$$\sigma_{cp} \leq 0.6f_{ck} \quad (7.1.6-1)$$

根据计算所得的混凝土主拉应力, 按下列规定设置箍筋:

在 $\sigma_{tp} \leq 0.5f_{tk}$ 的区段, 箍筋可仅按构造要求设置;

在 $\sigma_{tp} > 0.5f_{tk}$ 的区段, 箍筋的间距 s_v 可按下列公式计算:

$$s_v = \frac{f_{sk}A_{sv}}{\sigma_{tp}b} \quad (7.1.6-2)$$

式中 f_{sk} ——箍筋的抗拉强度标准值;

A_{sv} ——同一截面内箍筋的总截面面积;

b ——矩形截面宽度、T 形或 I 形截面的腹板宽度。

当按本条计算的箍筋用量少于按斜截面抗剪承载力计算的箍筋用量时, 构件箍筋采用后者。

7.2 短暂状况构件的应力计算

7.2.1 桥梁构件按短暂状况设计时, 应计算其在制作、运输及安装等施工阶段, 由自重、施工荷载等引起的正截面和斜截面的应力, 并不应超过本节规定的限值。施工荷载除有特别规定外均采用标准值, 当有组合时不考虑荷载组合系数。

当用吊机(车)行驶于桥梁进行安装时, 应对已安装就位的构件进行验算, 吊机(车)应乘以 1.15 的荷载系数, 但当由吊机(车)产生的效应设计值小于按持久状况承载能力极限状态计算的荷载效应组合设计值时, 则可不必要验算。

7.2.2 当进行构件运输和安装计算时, 构件自重应乘以动力系数。动力系数应按《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)的规定采用。

7.2.3 对构件施加预应力时, 混凝土的立方体强度不得低于设计混凝土强度等级的 75%。

7.2.4 钢筋混凝土受弯构件正截面应力按下列公式计算, 并应符合下列规定:

1 受压区混凝土边缘的压应力

$$\sigma_{cc}^t = \frac{M_k x_0}{I_{cr}} \leq 0.80f_{ck} \quad (7.2.4-1)$$

2 受拉钢筋的应力

$$\sigma_{si}^t = \alpha_{ES} \frac{M_k^t (h_{0i} - x_0)}{I_{cr}} \leq 0.75 f_{sk} \quad (7.2.4-2)$$

式中 M_k^t ——由临时的施工荷载标准值产生的弯矩值；

x_0 ——换算截面的受压区高度，按换算截面受压区和受拉区对中性轴面积矩相等的原则求得；

I_{cr} ——开裂截面换算截面的惯性矩，根据已求得的受压区高度 x_0 ，按开裂换算截面对中性轴惯性矩之和求得；

σ_{si}^t ——按短暂状况计算时受拉区第 i 层钢筋的应力；

h_{0i} ——受压区边缘至受拉区第 i 层钢筋截面重心的距离；

f_{ck} ——施工阶段相应于混凝土立方体抗压强度 f_{cu} 的混凝土轴心抗压强度标准值，按本规范表 3.1.3 以直线内插取用；

f_{sk} ——普通钢筋抗拉强度标准值，按本规范表 3.2.2-1 采用。

7.2.5 钢筋混凝土受弯构件中性轴处的主拉应力(剪应力) σ_{tp}^t 应符合下列规定：

$$\sigma_{tp}^t = \frac{V_k^t}{bz_0} \leq f_{tk} \quad (7.2.5)$$

式中 V_k^t ——由施工荷载标准值产生的剪力值；

b ——矩形截面宽度、T 形或 I 形截面的腹板宽度；

z_0 ——受压区合力点至受拉钢筋合力点的距离，按受压区应力图形为三角形计算确定；

f_{tk} ——施工阶段混凝土轴心抗拉强度标准值。

7.2.6 钢筋混凝土受弯构件中性轴处的主拉应力，若符合下列条件：

$$\sigma_{tp}^t \leq 0.25 f_{tk} \quad (7.2.6-1)$$

该区段的主拉应力全部由混凝土承受，此时，抗剪钢筋按构造要求配置。

中性轴处的主拉应力不符合公式(7.2.6-1)的区段，则主拉应力(剪应力)全部由箍筋和弯起钢筋承受。箍筋、弯起钢筋可按剪应力图配置(图 7.2.6)，并按下列公式计算：

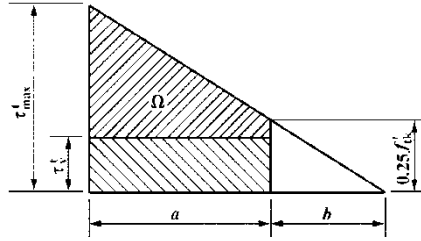


图 7.2.6 钢筋混凝土受弯构件剪应力图分配

a -箍筋、弯起钢筋承受剪应力的区段； b -混凝土承受剪应力的区段

1 箍筋

$$\tau_v^t = \frac{nA_{sv1}[\sigma_s^t]}{bs_v} \quad (7.2.6-2)$$

2 弯起钢筋

$$A_{sb} \geq \frac{b\Omega}{[\sigma_s^t]\sqrt{2}} \quad (7.2.6-3)$$

式中 τ_v^t ——由箍筋承受的主拉应力(剪应力)值；

n ——同一截面内箍筋的肢数；

$[\sigma_s^t]$ ——短暂状况时钢筋应力的限值，按本规范第 7.2.4 条规定取用 $0.75f_{sk}$ ；

A_{sv1} ——一支箍筋的截面面积；

s_v ——箍筋的间距；

A_{sb} ——弯起钢筋的总截面面积；

Ω ——相应于由弯起钢筋承受的剪应力图的面积。

7.2.7 预应力混凝土受弯构件按短暂状况计算时，由预加力和荷载产生的法向应力可按本规范第 6.1.5 条和第 7.1.3 条的公式进行计算。此时，预应力钢筋应扣除相应阶段的预应力损失，荷载采用施工荷载，截面性质按本规范第 6.1.4 条的规定采用。

7.2.8 预应力混凝土受弯构件，在预应力和构件自重等施工荷载作用下截面边缘混凝土的法向应力应符合下列规定：

1 压应力

$$\sigma_{cc}^t \leq 0.70f_{ck}$$

2 拉应力

1) 当 $\sigma_{ct}^t \leq 0.70f_{tk}$ 时，预拉区应配置其配筋率不小于 0.2% 的纵向钢筋；

2) 当 $\sigma_{ct}^t = 1.15f_{tk}$ 时, 预拉区应配置其配筋率不小于 0.4% 的纵向钢筋;

3) 当 $0.70f_{tk} < \sigma_{ct}^t < 1.15f_{tk}$ 时, 预拉区应配置的纵向钢筋配筋率按以上两者直线内插取用。

4) 拉应力 σ_{ct}^t 不应超过 $1.15f_{tk}$ 。

上述配筋率为 $\frac{A'_s + A'_p}{A}$, 先张法构件计入 A'_p , 后张法构件不计 A'_p , A'_p 为预拉区预应力钢筋截面面积;

A'_s 为预拉区普通钢筋截面面积; A 为构件毛截面面积。

式中 σ_{cc}^t 、 σ_{ct}^t ——按短暂状况计算时截面预压区、预拉区边缘混凝土的压应力、拉应力;

f_{ck} 、 f_{tk} ——与制作、运输、安装各施工阶段混凝土立方体抗压强度 f_{cu} 相应的轴心抗压强度、轴心抗拉强度标准值, 可按本规范表 3.1.3 直线插入取用。

预拉区的纵向钢筋宜采用带肋钢筋, 其直径不宜大于 14 mm, 沿预拉区的外边缘均匀布置。

8 构件计算的规定

8.1 组合式受弯构件

8.1.1 本节组合式受弯构件系指施工时把预制构件作为支撑,在其上浇筑混凝土层并与其组合的受弯构件。

对组合式受弯构件的预制构件,应按本规范第 7.2 节的规定进行制作、运输及安装等施工阶段的验算。

8.1.2 组合式受弯构件的作用(或荷载)效应应分别按下列两个阶段进行计算:

1 第一阶段:现浇混凝土层达到强度标准值前,荷载应考虑预制构件自重、现浇混凝土层自重及施工时附加的其他荷载。

2 第二阶段:现浇混凝土层达到强度标准值后,组合梁按整体计算,作用(或荷载)应计算组合构件自重、桥面系自重及使用阶段可变作用(或荷载)。

8.1.3 组合式受弯构件当预制构件与现浇混凝土层组合时的混凝土龄期之差超过三个月时,应计算混凝土收缩差效应。

8.1.4 组合式受弯构件及其预制构件应按本规范第 5.2.2 条或第 5.2.3 条进行正截面抗弯承载力计算,其弯矩设计值按下列规定采用:

对预制构件

$$M_{1d} = M_{1Gd} + M_{1Qd} \quad (8.1.4-1)$$

对组合构件(应考虑结构重要性系数 γ_0)

$$M_d = M_{1Gd} + M_{2Gd} + M_{2Qd} \quad (8.1.4-2)$$

式中 M_{1Gd} ——第一阶段预制构件和现浇混凝土层自重产生的弯矩设计值,取荷载标准值乘以荷载效应分项系数 1.2;

M_{1Qd} ——第一阶段施工时附加的其他荷载产生的弯矩设计值,取荷载标准值乘以荷载效应分项系数 1.4;

M_{2Gd} ——第二阶段桥面系自重产生的弯矩设计值,取荷载标准值乘以荷载效应分项系数 1.2;

M_{2Qd} ——第二阶段可变作用(或荷载)产生的弯矩组合设计值,其作用(或荷载)效应分项系数按《公路桥涵设计通用规范》(JTGD60)取用。

对组合构件当现浇混凝土层的强度等级与预制构件强度等级不同时,混凝土强度等级应取现浇混凝土强度等级。

8.1.5 预制构件和组合构件应按本规范第 5.2.6 条至第 5.2.12 条规定分别计算斜截面抗剪、抗弯承载力,其中作用(或荷载)分项系数按本规范第 8.1.4 条取用,剪力设计值按下列规定采用:

对预制构件

$$V_{1d} = V_{1Gd} + V_{1Qd} \quad (8.1.5-1)$$

对组合构件(应考虑结构重要性系数 γ_0)

$$V_d = V_{1Gd} + V_{2Gd} + V_{2Qd} \quad (8.1.5-2)$$

式中 V_{1Gd} ——第一阶段预制构件和现浇混凝土层自重产生的剪力设计值;

V_{1Qd} ——第一阶段施工时附加的其他荷载产生的剪力设计值;

V_{2Gd} ——第二阶段桥面系自重产生的剪力设计值;

V_{2Qd} ——第二阶段可变作用(或荷载)产生的剪力组合设计值。

对组合构件,计算斜截面内混凝土和箍筋共同抗剪的承载力设计值 V_{cs} [公式(5.2.7-2)]时,如现浇混凝土层与预制构件的混凝土强度等级不同,应取两者较低者,但按公式计算的组合构件抗剪承载力设计值不应低于预制构件的抗剪承载力设计值;对预应力混凝土组合构件,取预应力提高系数 $\alpha_2 = 1.0$ 。

8.1.6 组合式受弯梁当符合本规范第 9.3.16 条和第 9.3.17 条构造要求时,预制构件与现浇混凝土层之间结合面的抗剪承载力计算应符合下列公式:

$$\gamma_0 V_d \leq 0.12 f_{cd} b h_0 + 0.85 f_{sv} \frac{A_{sv}}{s_v} h_0 \quad (8.1.6)$$

式中 V_d ——组合梁最大剪力组合设计值;

f_{cd} ——混凝土轴心抗压强度设计值,当预制构件和现浇混凝土不同时,取两者较低者;

b ——组合梁的结合面宽度;

h_0 ——组合梁的有效高度;

f_{sv} ——组合梁箍筋抗拉强度设计值;

A_{sv} —— 组合梁上同一竖向截面的箍筋各肢总截面面积；

s_v —— 箍筋的间距。

8.1.7 结合面不配置抗剪钢筋的组合式受弯板，当符合本规范第 9.2.7 条的构造要求时，其结合面抗剪承载力应符合下列要求：

$$\frac{\gamma_0 V_d}{bh_0} \leq 0.45(\text{MPa}) \quad (8.1.7-1)$$

式中 V_d —— 组合板最大剪力组合设计值；

b —— 预制板结合面的宽度；

h_0 —— 组合板的有效高度。

当结合面符合本规范第 9.2.7 条的构造要求，且同一竖向截面配置不少于 $0.3\frac{bs}{f_{sd}}$ (以 mm^2 计的竖向结合钢筋时 (b 为结合面宽度以 mm 计， s 为结合钢筋纵向间距以 mm 计， f_{sd} 以 MPa 计)，其结合面抗剪承载力应符合下列要求：

$$\frac{\gamma_0 V_d}{bh_0} \leq 2\text{MPa} \quad (8.1.7-2)$$

8.1.8 使用阶段要求不出现裂缝的预应力混凝土组合式受弯构件，其预制构件和组合构件应分别按本规范第 6.1.1 条、第 6.3.1 条的规定进行正截面抗裂验算。对组合构件，第 6.3.1 条有关公式中的 σ_{pc} 取预制构件抗裂边缘混凝土的预压应力， f_{tk} 取预制构件混凝土的抗拉强度标准值。作用效应频遇组合和准永久组合下构件抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力应按下列公式计算：

1 预制构件

$$\sigma_{st} = \frac{M_{1k}}{W_{01}} \quad (8.1.8-1)$$

2 组合构件

$$\sigma_{st} = \frac{M_{1Gk}}{W_{01}} + \frac{M_{2s}}{W_0} \quad (8.1.8-2)$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{1Gk}}{W_{01}} + \frac{M_{2l}}{W_0} \quad (8.1.8-3)$$

式中 M_{1k} —— 第一阶段荷载产生的弯矩标准值， $M_{1k} = M_{1Gk} + M_{1Qk}$ ，此处， M_{1Gk} 为第一阶段预制构件和现浇混凝土层自重产生的弯矩标准值； M_{1Qk} 为第一阶段施工附加

的其他荷载产生的弯矩标准值；

M_{2s} ——第二阶段按作用效应频遇组合计算的弯矩值， $M_{2s} = M_{2Gk} + \sum \psi_{1i} M_{2Qik}$ ，此处， M_{2Gk} 为桥面系自重产生的弯矩标准值， M_{2Qik} 为使用阶段第 i 个可变作用(或荷载)产生的弯矩标准值， ψ_{1i} 为第 i 个可变作用(或荷载)的频遇值系数，按《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)取值；

M_{2l} ——第二阶段按作用效应准永久组合计算的弯矩值， $M_{2l} = M_{2Gk} + \sum \psi_{2i} M_{2Qik}$ ，此处， ψ_{2i} 为汽车和人群荷载的准永久值系数，按《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)取值， M_{2Qik} 为汽车和人群荷载产生的弯矩标准值；

W_{0l} ——预制构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

W_0 ——组合构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩，当现浇混凝土层的强度等级与预制构件不同时，计算时应将前者的截面按弹性模量比换算成后者的截面。

8.1.9 预应力混凝土组合式受弯构件，应按本规范第 6.3.1 条对全预应力混凝土构件、预应力混凝土 A 类构件的要求进行斜截面抗裂验算，混凝土主拉应力应考虑组合构件受力特点，按本规范第 6.3.3 条的规定计算。

8.1.10 钢筋混凝土组合构件应验算裂缝宽度。按作用效应频遇组合并考虑长期效应的影响计算的最大裂缝宽度不应超过本规范第 6.4.2 条规定的限值。

8.1.11 钢筋混凝土组合式受弯构件作为整体构件，其最大裂缝宽度可按本规范公式(6.4.3-1)、(6.4.3-2)计算，式中的长期效应影响系数 C_2 和钢筋应力 σ_{ss} 按下列公式计算：

1 长期效应影响系数 C_2

$$C_2 = 1 + 0.5 \frac{M_{1Gk} + M_{2l}}{M_{1Gk} + M_{2s}} \quad (8.1.11-1)$$

式中符号意义见本规范第 8.1.8 条，但其中 M_{2l} 中的 $\sum \psi_{2i} M_{2Qik}$ 为所有参与组合的可变作用(或荷载)的准永久值系数与弯矩标准值乘积之和。可变作用的准永久值系数，按《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)采用。

2 钢筋混凝土组合式受弯构件纵向钢筋应力 σ_{ss}

$$\sigma_{ss} = \sigma_{s1} + \sigma_{s2} = \frac{M_{1Gk}}{0.87A_s h_{01}} + \frac{0.5 \left(1 + \frac{h_1}{h}\right) M_{2s}}{0.87A_s h_0} \leq 0.75f_{sk} \quad (8.1.11-2)$$

当 $M_{1Gk} < 0.35M_{1u}$ 时, 公式(8.1.11-2)中取 $h_1 = h$, 此处, M_{1u} 为预制构件正截面抗弯承载力设计值, 按本规范公式(5.2.2-1)或公式(5.2.3-2)计算, 但公式取等号, 将 $\gamma_0 M_d$ 以 M_{1u} 代替。

式中 σ_{s1} ——在弯矩标准值 M_{1Gk} 作用下预制构件纵向钢筋的应力;

σ_{s2} ——在弯矩值 M_{2s} 作用下组合构件纵向钢筋的应力;

h_1 ——预制构件截面高度;

h ——组合构件截面高度;

h_{01} ——预制构件截面有效高度;

h_0 ——组合构件截面有效高度;

A_s ——预制构件受拉区钢筋截面面积。

8.1.12 组合式受弯构件在正常使用极限状态下的挠度, 可根据给定的刚度用结构力学的方法计算。

8.1.13 在作用效应频遇组合下组合式受弯构件的刚度, 可按下列规定计算:

1 钢筋混凝土组合构件作为整体构件按本规范公式(6.5.2-1)计算, 但应乘以 0.9 的折减系数; 在该式中, 全截面的抗弯刚度 $B_0 = 0.95E_{c1}I_0$, 开裂截面的抗弯刚度 $B_{cr} = E_{c1}I_{cr}$, 此处, E_{c1} 为预制构件的混凝土弹性模量。

2 全预应力混凝土和部分预应力混凝土 A 类构件作为整体构件, 采用 $B_0 = 0.80E_{c1}I_0$ 。

8.1.14 组合式受弯构件的长期挠度, 可在按本规范第 8.1.13 条刚度计算的挠度值基础上, 乘以长期增长系数 η_θ 求得:

混凝土强度等级在 C40 以下时, $\eta_\theta = 1.80$;

混凝土强度等级在 C40~C80 时, $\eta_\theta = 1.65 \sim 1.55$, 中间强度等级可按直线插入法取用。

组合式受弯构件使用阶段的长期挠度, 在消除结构自重产生的长期挠度值后, 不应超过本规范第 6.5.3 条规定的限值。

注: 当预制构件与现浇混凝土层混凝土强度等级不同时, 上述混凝土强度等级系指前者。

8.1.15 预应力混凝土受弯组合构件由预加力引起的反拱值, 可用结构力学方法按预制构件刚度 $E_{c1}I_{01}$ 计算; 使用阶段预加力反拱值应将计算结果乘以长期增长系数 1.75。在计算中, 预应力钢筋的应力应扣除全部预应力损失。

8.1.16 组合式受弯构件的预制构件预拱度可按本规范第 6.5.5 条的规定设置。

8.1.17 预应力混凝土组合式受弯构件持久状况应力计算，应考虑组合结构的受力特点，按本规范第 7.1 节进行。

8.2 墩台盖梁

8.2.1 双柱或多柱式墩台盖梁与柱应按刚构计算。当盖梁与柱的线刚度(EI/l)之比大于 5 时，双柱式墩台盖梁可按简支梁计算，多柱式墩台盖梁可按连续梁计算。以上 E 、 I 、 l 分别为梁或柱混凝土的弹性模量、毛截面惯性矩、梁计算跨径或柱计算长度。

计算连续梁盖梁支座的负弯矩时，可按本规范第 4.3.4 条的规定考虑柱支承宽度的影响，圆形截面柱可换算为边长等于 0.8 倍直径的方形截面柱。

独柱式墩台盖梁宜按拉压杆模型进行设计（图 8.2.1）。（新增）

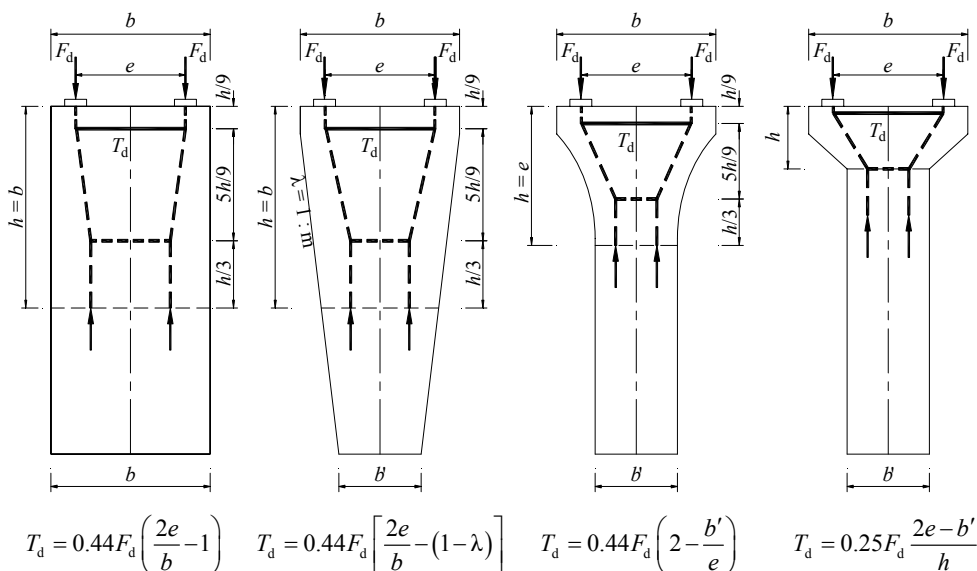


图 8.2.1 独柱式墩台盖梁的拉压杆模型及顶部横向拉力计算式

8.2.2 本节规定的钢筋混凝土盖梁，其跨高比 l/h 为：简支梁 $2.0 < l/h \leq 5.0$ ；连续梁或刚构 $2.5 < l/h \leq 5.0$ 。当跨高比 $l/h > 5.0$ 时，可按本规范第 5 章~第 7 章钢筋混凝土一般构件计算。当简支梁的跨高比 $l/h \leq 2$ 、连续梁或连续刚构的跨高比 $l/h \leq 2.5$ 时，可采用拉压杆模型方法进行设计。此处， l 为盖梁的计算跨径，按本规范第 8.2.3 条规定取用； h 为盖梁的高度。

条文说明：跨高比 $l/h \leq 2$ 的简支梁和 $l/h \leq 2.5$ 的连续梁属于深梁，可按拉压杆模型方法计算。

8.2.3 按简支梁计算的盖梁，其计算跨径应取 l_c 和 $1.15l_n$ 两者较小者，其中 l_c 为盖梁支承中心之间的距离， l_n 为盖梁的净跨径。在确定盖梁的净跨径时，圆形截面柱可换算为边长等于 0.8 倍直径的方形截面柱。当盖梁作为连续梁或刚构分析时，计算跨径可取支承中心的距离。

8.2.4 钢筋混凝土盖梁的正截面抗弯承载力应按下列规定计算:

$$\gamma_0 M_d \leq f_{sd} A_s z \quad (8.2.4-1)$$

$$z = \left(0.75 + 0.05 \frac{l}{h} \right) (h_0 - 0.5x) \quad (8.2.4-2)$$

式中 M_d ——盖梁最大弯矩组合设计值;

f_{sd} ——纵向普通钢筋抗拉强度设计值;

A_s ——受拉区普通钢筋截面面积;

z ——内力臂;

x ——截面受压区高度, 按本规范公式(5.2.2-2)计算;

h_0 ——截面有效高度。

8.2.5 钢筋混凝土盖梁的抗剪截面应符合下列要求:

$$\gamma_0 V_d \leq \frac{\frac{l}{h} + 10.3}{30} \cdot 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 \quad (\text{kN}) \quad (8.2.5)$$

式中 V_d ——验算截面处的剪力组合设计值(kN);

b ——盖梁截面宽度(mm);

h_0 ——盖梁截面有效高度(mm);

$f_{cu,k}$ ——边长 150mm 的混凝土立方体抗压强度标准值(MPa), 取设计的混凝土强度等级。

8.2.6 钢筋混凝土盖梁的斜截面抗剪承载力按下列规定计算:

$$\gamma_0 V_d \leq \alpha_1 \left(\frac{14 - \frac{l}{h}}{20} \right) \cdot 10^{-3} b h_0 \sqrt{(2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k}} \rho_s \sqrt{f_{sv}}} \quad (\text{kN}) \quad (8.2.6)$$

式中 V_d ——验算截面处的剪力组合设计值(kN);

α_1 ——连续梁异号弯矩影响系数, 计算近边支点梁段的抗剪承载力时, $\alpha_1 = 1.0$; 计算中间支点梁段及刚构各节点附近时, $\alpha_1 = 0.9$;

P ——受拉区纵向受拉钢筋的配筋百分率, $P = 100\rho$, $\rho = A_s / b h_0$, 当 $P > 2.5$ 时, 取 $P = 2.5$;

ρ_{sv} —— 箍筋配筋率, $\rho_{sv} = A_{sv}/s_v b$, 此处, A_{sv} 为同一截面内箍筋各肢的总截面面积, s_v 为箍筋间距; 箍筋配筋率应符合本规范第 9.3.12 条规定;

f_{sv} —— 箍筋的抗拉强度设计值(MPa);

b —— 盖梁的截面宽度(mm);

h_0 —— 盖梁的截面有效高度(mm)。

8.2.7 钢筋混凝土盖梁两端位于柱外的悬臂部分设有外边梁时, 当外边梁作用点至柱边缘的距离(圆形截面柱可换算为边长等于 0.8 倍直径的方形截面柱)大于盖梁截面高度时, 其正截面和斜截面承载力按本规范第 5 章有关规定计算。当外边梁作用点至柱边缘的距离小于盖梁截面高度时, 盖梁短悬臂可按拉压杆模型方法计算。

条文说明: 盖梁两端位于柱外的悬臂部分设有外边梁, 当边梁作用点至柱边缘的距离等于或小于盖梁截面高度时, 属于悬臂深梁, 可按拉压杆模型方法计算。

8.2.8 钢筋混凝土盖梁的最大裂缝宽度可按本规范第 6.4.3 条的公式计算, 但其中系数 C_3 取为 $\frac{1}{3}\left(\frac{0.4l}{h} + 1\right)$ 。最大裂缝宽度不应超过本规范第 6.4.2 条规定的限值。

8.2.9 跨高比 $l/h \leq 5.0$ 的钢筋混凝土盖梁可不作挠度验算。

8.3 铰

8.3.1 线接触的圆柱形铰, 其受压面抗压承载力可按下列规定计算:

$$\gamma_0 F_{hd} \leq \frac{7.14(\eta_s \beta f_{cd})^2 l}{E_c \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)} \quad (8.3.1-1)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{A_b}{bl}} \quad (8.3.1-2)$$

压力传递面的宽度 b 按下列公式计算:

$$b = 2.74 \sqrt{\frac{\gamma_0 F_{hd}}{E_c \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) l}} \quad (8.3.1-3)$$

式中 F_{hd} —— 作用于受压面上铰的压力设计值;

- f_{cd} ——混凝土抗压强度设计值；
- A_b ——局部受压时的计算底面积，按本规范图 5.7.1 确定；
- η_s ——混凝土局部承压修正系数，按本规范第 5.7.1 条规定采用；
- l ——圆柱形铰的长度；
- E_c ——混凝土弹性模量；
- r_1 、 r_2 ——上、下圆柱体半径(图 8.3.1)，当上圆柱体与平面接触时，取 $\frac{1}{r_2}=0$ ；

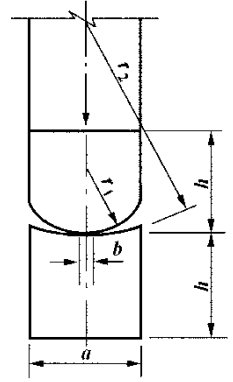


图 8.3.1 混凝土铰

- γ_0 ——结构重要性系数，如在结构的荷载效应分析中已考虑了结构重要性系数， γ_0 取 1.0。

8.3.2 铰的横向抗拉承载力可按下列规定计算(见本规范图 8.3.1):

$$\gamma_0 F_{hd} \leq \frac{h}{0.425(a-b)} f_{sd} A_s \quad (8.3.2)$$

式中 f_{sd} ——铰内横向钢筋抗拉强度设计值；

a ——铰的宽度；

h ——铰的高度，取 a 值的 0.80~1.25 倍；

b ——铰的压力传递面宽度，按本规范公式(8.3.1-3)计算；

A_s ——铰的横向抗拉钢筋截面面积。

在铰的侧向，可按横向钢筋截面面积的 0.4 倍配置钢筋。

8.4 橡胶支座

8.4.1 板式橡胶支座的基本设计数据应按下列规定采用，其产品分类、技术要求、试验方法、检验规则等应符合《公路桥梁板式橡胶支座》(JT/T4)的规定。

1 支座使用阶段的平均压应力限值 $\sigma_c = 10.0 \text{MPa}$

2 常温下橡胶支座剪变模量 $G_e = 1.0 \text{MPa}$

橡胶支座剪变模量随橡胶变冷而递增，当累年最冷月平均温度的平均值为 $0 \sim -10^\circ\text{C}$ 时， G_e 值应增大 20%；当低于 -10°C 时， G_e 值应增大 50%；当低于 -25°C 时， G_e 为 2MPa 。

3 橡胶支座抗压弹性模量和支座形状系数应按下列公式计算：

$$E_c = 5.4 G_e S^2 \quad (8.4.1-1)$$

$$\text{矩形支座} \quad S = \frac{l_{0a}l_{0b}}{2t_{es}(l_{0a} + l_{0b})} \quad (8.4.1-2)$$

$$\text{圆形支座} \quad S = \frac{d_0}{4t_{es}} \quad (8.4.1-3)$$

式中 E_e ——支座抗压弹性模量(MPa);

G_e ——支座剪变模量;

S ——支座形状系数;

l_{0a} ——矩形支座加劲钢板短边尺寸;

l_{0b} ——矩形支座加劲钢板长边尺寸;

d_0 ——圆形支座钢板直径;

t_{es} ——支座中间层单层橡胶厚度。

支座形状系数应在 $5 \leq S \leq 12$ 范围内取用。

4 橡胶弹性体体积模量 $E_b = 2000\text{MPa}$ 。

5 支座与不同接触面的摩擦系数

1) 支座与混凝土接触时, $\mu = 0.3$;

2) 支座与钢板接触时, $\mu = 0.2$;

3) 聚四氟乙烯板与不锈钢板接触(加硅脂)时, $\mu_f = 0.06$; 当温度低于 -25°C 时, μ_f 值增大 30%; 当不加硅脂时, μ_f 值应加倍。当有实测资料时, 也可按实测资料采用。

6 橡胶支座剪切角 α 正切值限值:

1) 当不计制动力时, $\tan\alpha \leq 0.5$;

2) 当计入制动力时, $\tan\alpha \leq 0.7$ 。

8.4.2 板式橡胶支座的计算

1 板式橡胶支座有效承压面积按下列公式计算:

$$A_e = \frac{R_{ck}}{\sigma_c} \quad (8.4.2-1)$$

式中 A_e ——支座有效承压面积(承压加劲钢板面积);

R_{ck} ——支座压力标准值, 汽车荷载应计入冲击系数。

2 板式橡胶支座橡胶层总厚度应符合下列规定:

1) 从满足剪切变形考虑, 应符合下列条件:

$$\text{不计制动力时} \quad t_e \geq 2\Delta l \quad (8.4.2-2)$$

$$\text{计入制动力时} \quad t_e \geq 1.43\Delta_l \quad (8.4.2-3)$$

当板式橡胶支座在横桥向平行于墩台帽横坡或盖梁横坡设置时, 支座橡胶层总厚度应符合下列条件:

$$\text{不计制动力时} \quad t_e \geq 2\sqrt{\Delta_l^2 + \Delta_t^2} \quad (8.4.2-4)$$

$$\text{计入制动力时} \quad t_e \geq 1.43\sqrt{\Delta_l^2 + \Delta_t^2} \quad (8.4.2-5)$$

式中 t_e ——支座橡胶层总厚度;

Δ_l ——由上部结构温度变化、混凝土收缩和徐变等作用标准值引起的剪切变形和纵向力标准值(当计入制动力时包括制动力标准值)产生的支座剪切变形, 以及支座直接设置于不大于 1%纵坡的梁底面下, 在支座顶面由支座承压力标准值顺纵坡方向分力产生的剪切变形;

Δ_t ——支座在横桥向平行于不大于 2%的墩台帽横坡或盖梁横坡上设置, 由支座承压力标准值平行于横坡方向分力产生的剪切变形。

2) 从保证受压稳定考虑, 应符合下列条件:

$$\text{矩形支座} \quad \frac{l_a}{10} \leq t_e \leq \frac{l_a}{5} \quad (8.4.2-6)$$

$$\text{圆形支座} \quad \frac{d}{10} \leq t_e \leq \frac{d}{5} \quad (8.4.2-7)$$

式中 l_a ——矩形支座短边尺寸;

d ——圆形支座直径。

3 板式橡胶支座竖向平均压缩变形应符合下列规定:

$$\delta_{c,m} = \frac{R_{ck}t_e}{A_e E_e} + \frac{R_{ck}t_e}{A_e E_b} \quad (8.4.2-8)$$

$$\theta \cdot \frac{l_a}{2} \leq \delta_{c,m} \leq 0.07t_e \quad (8.4.2-9)$$

式中 $\delta_{c,m}$ ——支座竖向平均压缩变形;

l_a ——矩形支座短边尺寸或圆形支座直径;

θ ——由上部结构挠曲在支座顶面引起的倾角, 以及支座直接设置于不大于 1%纵坡的梁底面下, 在支座顶面引起的纵坡坡角(rad)。

4 板式橡胶支座加劲钢板应符合下列规定, 且其最小厚度不应小于 2mm。

$$t_s = \frac{K_p R_{ck}(t_{es,u} + t_{es,l})}{A_e \sigma_s} \quad (8.4.2-10)$$

式中 t_s ——支座加劲钢板厚度；

K_p ——应力校正系数，取 1.3；

$t_{es,u}$ 、 $t_{es,l}$ ——一块加劲钢板上、下橡胶层厚度；

σ_s ——加劲钢板轴向拉应力限值，可取钢材屈服强度的 0.65 倍。

加劲钢板与支座边缘的最小距离不应小于 5mm，上、下保护层厚度不应小于 2.5mm。

8.4.3 板式橡胶支座抗滑稳定应符合下列规定：

$$\text{不计汽车制动力时} \quad \mu R_{Gk} \geq 1.4 G_e A_g \frac{\Delta l}{t_e} \quad (8.4.3-1)$$

$$\text{计入汽车制动力时} \quad \mu R_{ck} \geq 1.4 G_e A_g \frac{\Delta l}{t_e} + F_{bk} \quad (8.4.3-2)$$

式中 R_{Gk} ——由结构自重引起的支座反力标准值；

R_{ck} ——由结构自重标准值和 0.5 倍汽车荷载标准值(计入冲击系数)引起的支座反力；

Δl ——见本规范第 8.4.2 条，但不包括汽车制动力引起的剪切变形；

F_{bk} ——由汽车荷载引起的制动力标准值；

A_g ——支座平面毛面积。

8.4.4 聚四氟乙烯滑板式橡胶支座的摩擦力应符合下列规定：

$$\text{不计汽车制动力时} \quad \mu_f R_{Gk} \leq G_e A_g \tan \alpha \quad (8.4.4-1)$$

$$\text{计入汽车制动力时} \quad \mu_f R_{ck} \leq G_e A_g \tan \alpha \quad (8.4.4-2)$$

式中 μ_f ——聚四氟乙烯与不锈钢板的摩擦系数，按本规范第 8.4.1 条采用；

$\tan \alpha$ ——橡胶支座剪切角正切值的限值，不计制动力或计入制动力分别按本规范第 8.4.1 条采用；

R_{ck} ——由结构自重标准值和汽车荷载标准值(计入冲击系数)引起的支座反力；

A_g ——支座平面毛面积。

8.4.5 盆式橡胶支座应按《公路桥梁盆式橡胶支座》(JT 391)选用，但应符合下列要求：

1 按竖向荷载(汽车应计入冲击系数)标准值组合计算的支座承压力 R_{ck} ，与《公路桥梁盆式橡胶支座》表中“设计承载力”比较选用。

2 固定支座在各方向和单向活动支座非滑移方向的水平力标准值，不得大于该标准“设计

承载力”的 10%。

3 计算的支座转动角度不得大于 0.02rad。

8.5 桩基承台

8.5.1 承台底面单桩竖向力设计值可按下列公式计算(图 8.5.1):

$$N_{id} = \frac{F_d}{n} \pm \frac{M_{xd}y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{yd}x_i}{\sum x_i^2} \quad (8.5.1)$$

式中 N_{id} ——第 i 根桩的单桩竖向力设计值;

F_d ——由承台底面以上的作用(或荷载)产生的竖向力组合设计值;

M_{xd} 、 M_{yd} ——由承台底面以上的作用(或荷载)绕通过桩群形心的 x 轴、 y 轴的弯矩组合设计值;

n ——承台下面桩的总根数;

x_i 、 y_i ——第 i 排桩中心至 y 轴、 x 轴的距离。

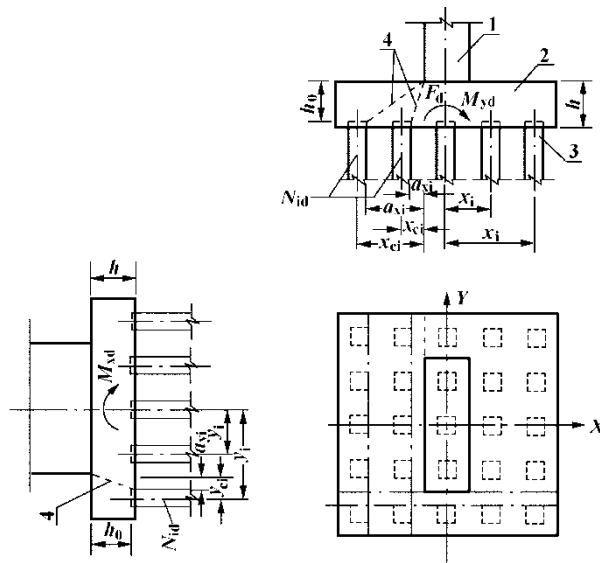


图 8.5.1 桩基承台计算

1-墩身; 2-承台; 3-桩; 4-剪切破坏斜截面

8.5.2 当承台下面外排桩中心距墩台身边缘大于承台高度时,其正截面(垂直于 x 轴和 y 轴的竖向截面)抗弯承载力可作为悬臂梁按本规范第 5.2.2 条“梁式体系”进行计算。

1 承台截面计算宽度

1) 当桩中距不大于三倍桩边长或三倍桩直径时,取承台全宽;

2) 当桩中距大于三倍桩边长或三倍桩直径时

$$b_s = 2a + 3D(n-1) \quad (8.5.2-1)$$

式中 b_s ——承台截面计算宽度;

a ——平行于计算截面的边桩中心距承台边缘距离;

D ——桩边长或桩直径;

n ——平行于计算截面的桩的根数。

2 承台计算截面弯矩设计值应按下列公式计算(本规范图 8.5.1):

$$M_{xcd} = \sum N_{id} y_{ci} \quad (8.5.2-2)$$

$$M_{ycd} = \sum N_{id} x_{ci} \quad (8.5.2-3)$$

式中 M_{xcd} 、 M_{ycd} ——计算截面外侧各排桩竖向力产生的绕 x 轴和 y 轴在计算截面处的弯矩组合设计值;

N_{id} ——计算截面外侧第 i 排桩的竖向力设计值, 取该排桩根数乘以该排桩中最大单桩竖向力设计值;

x_{ci} 、 y_{ci} ——垂直于 y 轴和 x 轴方向, 自第 i 排桩中心线至计算截面的距离。

8.5.3 当外排桩中心距墩台身边缘等于或小于承台高度时, 承台短悬臂可按附录 F 中的拉压杆模型方法进行设计 (图 8.5.3)。

1 压杆抗压承载力可按下列规定计算:

$$\gamma_0 D_{id} \leq t b_s f_{ce,d} \quad (8.5.3-1)$$

$$f_{ce,d} = \frac{\beta_c f_{cd}}{0.8 + 170 \epsilon_1} \leq 0.85 \beta_c f_{cd} \quad (8.5.3-2)$$

$$\epsilon_1 = \frac{T_{id}}{A_s E_s} + \left(\frac{T_{id}}{A_s E_s} + 0.002 \right) \cot^2 \theta_1 \quad (8.5.3-3)$$

$$t = b \sin \theta_1 + h_a \cos \theta_1 \quad (8.5.3-4)$$

$$h_a = s + 6d \quad (8.5.3-5)$$

式中 D_{id} ——压杆压力设计值，包括 $D_{1d}=N_{1d}/\sin\theta_1$ ， $D_{2d}=N_{2d}/\sin\theta_2$ ，其中 N_{1d} 和 N_{2d} 分别为承台悬臂下面“1”排桩和“2”排桩内该排桩的根数乘以该排桩中最大单桩竖向力设计值，单桩竖向力按本规范公式(8.5.1)计算；按公式(8.5.3-1)计算压杆抗压承载力时，式中 D_{id} 取 D_{1d} 和 D_{2d} 两者较大者；

$f_{ce,d}$ ——压杆混凝土有效抗压强度设计值，计算时参数 β_c 按附录 F 取值；

t ——压杆计算高度；

b_s ——压杆计算宽度，按本规范第 8.5.2 条有关正截面抗弯承载力计算时对计算宽度的规定；

b ——桩的支撑宽度，方形截面桩取截面边长，圆形截面桩取直径的 0.8 倍；

T_{id} ——与压杆相应的拉杆拉力设计值，包括 $T_{1d}=N_{1d}/\tan\theta_1$ ， $T_{2d}=N_{2d}/\tan\theta_2$ ；

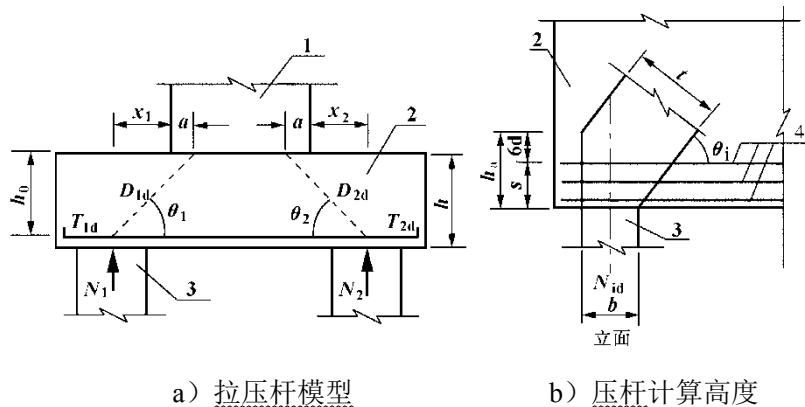
A_s ——在压杆计算宽度 b_s (拉杆计算宽度)范围内拉杆钢筋截面面积；

s ——拉杆钢筋的顶层钢筋中心至承台底的距离；

d ——拉杆钢筋直径，当采用不同直径的钢筋时， d 取加权平均值；

θ_i ——压杆压力线与拉杆拉力线的夹角，包括 $\theta_1=\tan^{-1}\frac{h_0}{a+x_1}$ ， $\theta_2=\tan^{-1}\frac{h_0}{a+x_2}$ ，其中

h_0 为承台有效高度； a 为压杆压力线在承台顶面的作用点至墩台边缘的距离，取 $a=0.15h_0$ ； x_1 和 x_2 为桩中心至墩台边缘的距离。



a) 拉压杆模型

b) 压杆计算高度

图 8.5.3 承台按拉压杆模型计算

1-墩台身；2-承台；3-桩；4-拉杆钢筋

2 拉杆抗拉承载力可按下列规定计算：

$$\gamma_0 T_{id} \leq f_{sd} A_s \quad (8.5.3-6)$$

式中 T_{id} ——拉杆拉力设计值，见本条第 1 款，取 T_{1d} 与 T_{2d} 两者较大者；

f_{sd} ——拉杆钢筋抗拉强度设计值；

A_s ——见本条第 1 款。

在垂直于拉杆的承台全宽内，拉杆钢筋应按本规范第 9.6.8 条第 2 款布置。在拉杆计算宽度 b_s 内的受拉钢筋的配筋百分率不应小于 0.15。

条文说明：参照《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010) 第 8.5.2 条，适当降低了承台受拉钢筋的最小配筋率要求。

8.5.4 承台的斜截面抗剪承载力计算应符合下列规定(见本规范图 8.5.1):

$$\gamma_0 V_d \leq \frac{0.9 \times 10^{-4} (2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k}}}{m} b_s h_0 \quad (\text{kN}) \quad (8.5.4)$$

式中 V_d ——由承台悬臂下面桩的竖向力设计值产生的计算斜截面以外各排桩最大剪力设计值(kN)的总和；每排桩的竖向力设计值，取其中一根最大值乘以该排桩的根数；

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

P ——斜截面内纵向受拉钢筋的配筋百分率， $P=100\rho$ ， $\rho=A_s/bh_0$ ，当 $P>2.5$ 时，取 $P=2.5$ ，其中 A_s 为承台截面计算宽度(见本规范第 8.5.2 条)内纵向受拉钢筋截面面积；

m ——剪跨比， $m=a_{xi}/h_0$ 或 $m=a_{yi}/h_0$ ，当 $m<0.5$ 时，取 $m=0.5$ ，其中 a_{xi} 和 a_{yi} 分别为沿 x 轴和 y 轴墩台边缘至计算斜截面外侧第 i 排桩边缘的距离；当为圆形截面桩时，可换算为边长等于 0.8 倍圆桩直径的方形截面桩；

b_s ——承台计算宽度(mm)，见本规范第 8.5.2 条有关正截面抗弯承载力计算时对于计算宽度的规定；

h_0 ——承台有效高度(mm)。

当承台的同方向可作出多个斜截面破坏面时，应分别对每个斜截面进行抗剪承载力计算。

8.5.5 承台应按下列规定进行冲切承载力验算：

1 柱或墩台向下冲切的破坏锥体应采用自柱或墩台边缘至相应桩顶边缘连线构成的锥体；桩顶位于承台顶面以下一倍有效高度 h_0 处。锥体斜面与水平面的夹角，不应小于 45° ，当小于 45° 时，取用 45° 。

柱或墩台向下冲切承台的冲切承载力按下列规定计算：

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 0.6 f_{td} h_0 [2\alpha_{px}(b_y + a_y) + 2\alpha_{py}(b_x + a_x)] \quad (8.5.5-1)$$

$$\alpha_{px} = \frac{1.2}{\lambda_x + 0.2} \quad (8.5.5-2)$$

$$\alpha_{py} = \frac{1.2}{\lambda_y + 0.2} \quad (8.5.5-3)$$

式中 F_{ld} ——作用于冲切破坏锥体上的冲切力设计值,可取柱或墩台的竖向力设计值减去锥体范围内桩的反力设计值;

b_x 、 b_y ——柱或墩台作用面积的边长[图 8.5.5a];

a_x 、 a_y ——冲跨,冲切破坏锥体侧面顶边与底边间的水平距离,即柱或墩台边缘到桩边缘的水平距离,其值不应大于 h_0 [图 8.5.5a];

λ_x 、 λ_y ——冲跨比, $\lambda_x = a_x/h_0$, $\lambda_y = a_y/h_0$, 当 $a_x < 0.2h_0$ 或 $a_y < 0.2h_0$ 时, 取 $a_x = 0.2h_0$ 或 $a_y = 0.2h_0$;

α_{px} 、 α_{py} ——分别与冲跨比 λ_x 、 λ_y 对应的冲切承载力系数;

f_{ld} ——混凝土轴心抗拉强度设计值。

2 对于柱或墩台向下的冲切破坏锥体以外的角桩和边桩,其向上冲切承台的冲切承载力按下列规定计算:

1) 角桩

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 0.6 f_{ld} h_0 \left[\alpha'_{px} \left(b_y + \frac{a_y}{2} \right) + \alpha'_{py} \left(b_x + \frac{a_x}{2} \right) \right] \quad (8.5.5-4)$$

$$\alpha'_{px} = \frac{0.8}{\lambda_x + 0.2} \quad (8.5.5-5)$$

$$\alpha'_{py} = \frac{0.8}{\lambda_y + 0.2} \quad (8.5.5-6)$$

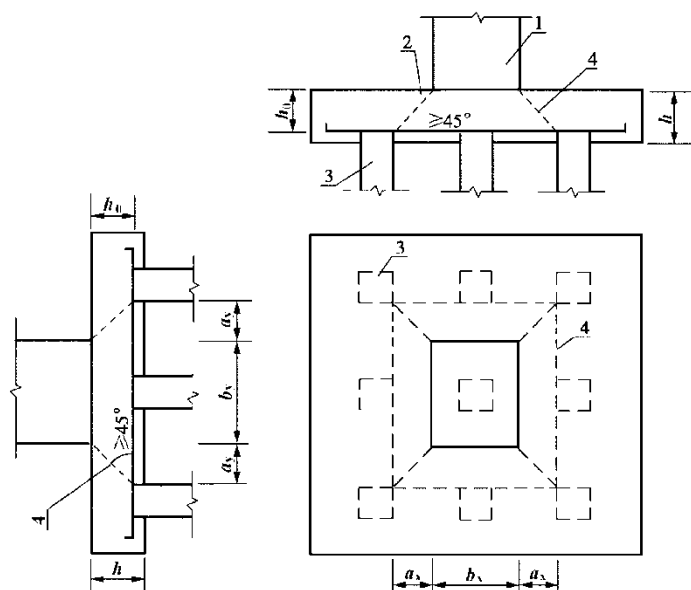
式中 F_{ld} ——角桩竖向力设计值;

b_x 、 b_y ——承台边缘至桩内边缘的水平距离[图 8.5.5b];

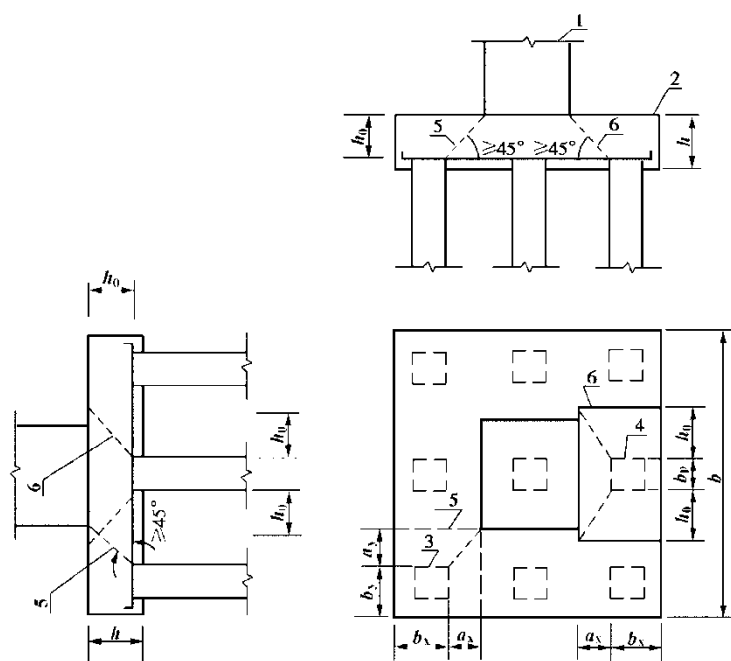
a_x 、 a_y ——冲跨,为桩边缘至相应柱或墩台边缘的水平距离,其值不应大于 h_0 [图 8.5.5b];

λ_x 、 λ_y ——冲跨比, $\lambda_x = a_x/h_0$, $\lambda_y = a_y/h_0$, 当 $a_x < 0.2h_0$ 或 $a_y < 0.2h_0$ 时, 取 $a_x = 0.2h_0$ 或 $a_y = 0.2h_0$;

α'_{px} 、 α'_{py} ——分别与冲跨比 λ_x 、 λ_y 对应的冲切承载力系数。



a) 柱、墩台下冲切破坏锥体
1-柱、墩台；2-承台；3-桩；4-破坏锥体



b) 角桩和边桩上冲切破坏锥体
1-柱、墩台；2-承台；3-角桩；4-边桩；5-角桩上破坏锥体；6-边桩上冲切破坏锥体

图 8.5.5 承台冲切破坏锥体

2) 边桩，当 $b_p + 2h_0 \leq b$ 时 [b 见图 8.5.5b)]

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 0.6 f_{td} h_0 [\alpha'_{px} (b_p + h_0) + 0.667 \cdot (2b_x + a_x)] \quad (8.5.5-7)$$

式中 F_{ld} ——边桩竖向力设计值；

b_x ——承台边缘至桩内边缘的水平距离；

b_p ——方桩的边长;

a_x ——冲跨, 为桩边缘至相应柱或墩台边缘的水平距离, 其值不应大于 h_0 。

按上述各款计算时, 圆形截面桩可换算为边长等于 0.8 倍圆桩直径的方形截面桩。

注: 当承台为变厚度时, 公式(8.5.5-1)中的 h_0 取沿柱或墩台边缘垂直截面的承台有效高度; 公式(8.5.5-4)、(8.5.5-7)中的 h_0 取承台边缘截面的有效高度。

8.5.6 承台在承受局部荷载的部位, 应按本规范第 5.7 节进行局部承压承载力的验算。

8.5.7 承台可不进行裂缝宽度和挠度验算。

8.6 桥梁伸缩装置

8.6.1 桥梁伸缩装置应符合下列要求:

1 伸缩装置的材料及其成品的技术要求应符合交通行业标准《公路桥梁伸缩装置》(JT/T 327)的有关规定。

2 采用定型生产的各类伸缩装置时, 可根据桥梁所在地区的气温条件和施工季节, 选择伸缩装置的安装温度, 按本规范第 8.6.2 条规定计算桥梁接缝处梁体的伸长量和缩短量(接缝的闭口量和开口量), 据此选用伸缩装置的类型和型号。

自行设计伸缩装置时, 对于承受汽车荷载的钢构件, 应考虑冲击作用及重复作用引起的疲劳影响。

3 根据伸缩装置的安装宽度, 绘制桥梁接缝处的结构图, 标明安装伸缩装置所必需的槽口尺寸(深度及上、下口宽度)、伸缩装置连接所需的预埋件及其位置。同时, 图纸上应标明下列内容:

- 1) 槽口内填筑的材料种类及其强度等级;
- 2) 安装伸缩装置的温度范围, 在该范围内安装伸缩装置, 可保证在安装后伸缩装置工作正常;
- 3) 伸缩装置的类型和型号, 该装置的最大及最小工作宽度(B_{\max} 及 B_{\min});
- 4) 伸缩装置的安装宽度或出厂宽度(板式伸缩装置为压缩后的宽度, 可由工厂临时固定出厂);
- 5) 伸缩装置施工时应注意事项。

8.6.2 伸缩装置安装以后的伸缩量，可考虑下列因素进行计算：

1 由温度变化引起的伸缩量，按下列公式计算：

温度上升引起的梁体伸长量 Δl_t^+

$$\Delta l_t^+ = \alpha_c l (T_{\max} - T_{\text{set},l}) \quad (8.6.2-1)$$

温度下降引起的梁体缩短量 Δl_t^-

$$\Delta l_t^- = \alpha_c l (T_{\text{set},u} - T_{\min}) \quad (8.6.2-2)$$

式中 T_{\max} 、 T_{\min} ——当地最高、最低有效气温值，按《公路桥涵设计通用规范》(JTGD60)取用；

$T_{\text{set},u}$ 、 $T_{\text{set},l}$ ——预设的安装温度范围的上限值和下限值；

l ——计算一个伸缩装置伸缩量所采用的梁体长度，视桥梁长度分段及支座布置情况而定；

α_c ——梁体混凝土材料线膨胀系数，采用 $\alpha_c = 0.00001$ 。

2 由混凝土收缩引起的梁体缩短量 Δl_s^- ，按下列公式计算：

$$\Delta l_s^- = \varepsilon_{cs}(t_u, t_0) l \quad (8.6.2-3)$$

式中 $\varepsilon_{cs}(t_u, t_0)$ ——伸缩装置安装完成时梁体混凝土龄期 t_0 至收缩终了时混凝土龄期 t_u 之间的混凝土收缩应变，可按本规范表 6.2.7 采用或按附录 D 计算。

3 由混凝土徐变引起的梁体缩短量 Δl_c^- 按下列公式计算：

$$\Delta l_c^- = \frac{\sigma_{pc}}{E_c} \phi(t_u, t_0) l \quad (8.6.2-4)$$

式中 σ_{pc} ——由预应力(扣除相应阶段预应力损失)引起的截面重心处的法向压应力，当计算的梁为简支梁时，可取跨中截面与 1/4 跨径截面的平均值；当梁体为连续梁或连续刚构时，可取若干有代表性截面的平均值；

E_c ——梁体混凝土弹性模量，按本规范表 3.1.5 采用；

$\phi(t_u, t_0)$ ——伸缩装置安装完成时梁体混凝土龄期 t_0 至徐变终了时混凝土龄期 t_u 之间的混凝土徐变系数，可按本规范表 6.2.7 采用或按附录 D 计算。

4 由制动力引起的板式橡胶支座剪切变形而导致的伸缩缝开口量 Δl_b^+ 或闭口量 Δl_b^- ，其值可按 Δl_b^+ 或 $\Delta l_b^- = F_k t_e / G_e A_g$ 计算，其中 F_k 为分配给支座的汽车制动力标准值， t_e 为支座橡胶层总厚度， G_e 为支座橡胶剪变模量(按本规范第 8.4.1 条采用)， A_g 为支座平面毛面积。

5 按照梁体的伸缩量选用伸缩装置的型号

1) 伸缩装置在安装后的闭口量 C^+

$$C^+ = \beta(\Delta l_t^+ + \Delta l_b^+) \quad (8.6.2-5)$$

2) 伸缩装置在安装后的开口量 C^-

$$C^- = \beta(\Delta l_t^- + \Delta l_s^- + \Delta l_c^- + \Delta l_b^-) \quad (8.6.2-6)$$

3) 伸缩装置的伸缩量 C 应满足:

$$C \geq C^+ + C^- \quad (8.6.2-7)$$

式中 β —— 伸缩装置伸缩量增大系数, 可取 $\beta = 1.2 \sim 1.4$ 。

注: (1) 对于影响伸缩装置伸缩量的其他因素, 应视具体情况予以考虑。

(2) 当施工安装温度在设计规定的安装温度范围以外时, 伸缩装置应另行计算。

8.6.3 伸缩装置的安装宽度(或出厂宽度), 可按本规范第 8.6.2 条计算得到的开口量 C^- 和闭口量 C^+ 进行计算, 其值可在 $[B_{\min} + (C - C^-)]$ 与 $(B_{\min} + C^+)$ 两者中或两者之间取用, 其中 C 为选用的伸缩装置的伸缩量, B_{\min} 为选用的伸缩装置的最小工作宽度。

8.7 后张预应力混凝土锚固区 (新增节)

8.7.1 后张预应力混凝土端部锚固区的范围, 在横向取锚固端截面尺寸 ($h \times b$), 在纵向取 1.0 至 1.5 倍锚固端截面高度 h 。端部锚固区又可划分为局部区和总体区 (图 8.7.1)。局部区位于锚垫板下方, 在横向与锚垫板同宽同高, 在纵向取 1.0 至 1.5 倍锚垫板宽度; 总体区为除局部区以外的端部锚固区。

局部区和总体区的计算内容如下:

- 1 局部区的锚下局部承压计算, 可根据本规范第 5.7 节进行;
- 2 总体区内劈裂力 T_b 、边缘剥裂力 T_s 和边缘拉力 T_{et} 的计算, 可根据拉压杆模型、有限元模型或本规范第 8.7.2 条的方法进行。

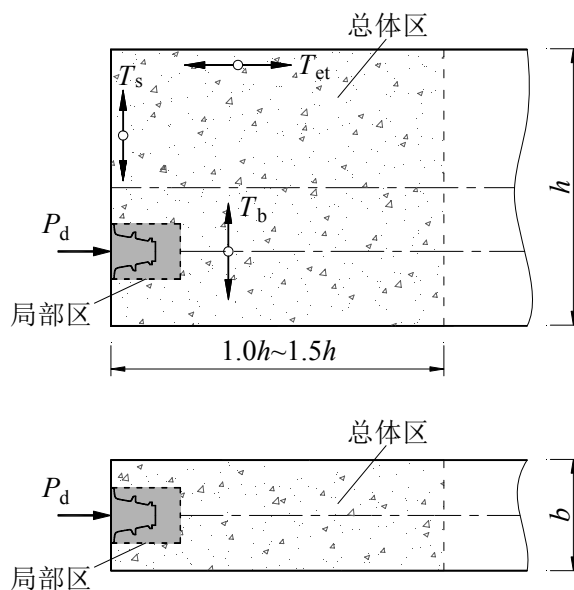


图 8.7.1 后张预应力混凝土端部锚固区内局部区和总体区的划分

条文说明:

后张预应力混凝土端部锚固区受到预应力锚固集中力的作用,存在局部承压和应力扩散问题,是混凝土桥梁中的典型 D 区。本条参照美国 AASHTO 桥梁设计规范,进一步将后张锚固区划分为局部区 (local zone) 和总体区 (general zone) 两个区域,以便根据其各自的受力特点分别进行计算。

局部区为锚具周围较小的区域,其主要矛盾是三向受压,应进行锚下局部承压验算;总体区的范围为局部区之外的整个锚固区,其主要矛盾是预应力扩散引起的拉应力,应进行相关抗裂钢筋的设计。

8.7.2 当锚固端截面可以简化为狭长矩形截面 (高宽比大于 3) 时,单个集中锚固力所引起的劈裂力、边缘剥裂力和边缘拉力 (图 8.7.2) 可按以下规定计算。

1 锚下劈裂力:

$$T_b = 0.22P_d(1+\gamma)^2 \left[(1-\gamma) - \frac{a}{h} \right] + 0.5P_d |\sin \alpha| \quad (8.7.2-1)$$

劈裂力的合力作用位置至锚固端面的水平距离:

$$d_b = 0.5(h-2e) + 5e \sin \alpha \quad (8.7.2-2)$$

式中 P_d ——预应力锚固力设计值,取 1.2 倍张拉控制力;

a ——锚垫板宽度;

h ——锚固端截面高度;

e ——锚固力偏心距，即锚固力作用点距截面形心的距离；

γ ——锚固力在截面上的偏心率， $\gamma = 2e/h$ ；

α ——力筋倾角，一般在 $-5^\circ \sim +20^\circ$ 之间。当锚固力指向截面形心时取正值，远离截面形心时取负值。

2 边缘拉力：

$$T_{et} = \begin{cases} 0 & \gamma \leq 1/3 \\ \frac{9\gamma + 1/\gamma - 6}{12} P_d & \gamma > 1/3 \end{cases} \quad (8.7.2-3)$$

3 边缘剥裂力：

$$T_s = \begin{cases} 0.02P_d & \gamma \leq 1/3 \\ \max(T_{et}, 0.02P_d) & \gamma > 1/3 \end{cases} \quad (8.7.2-4)$$

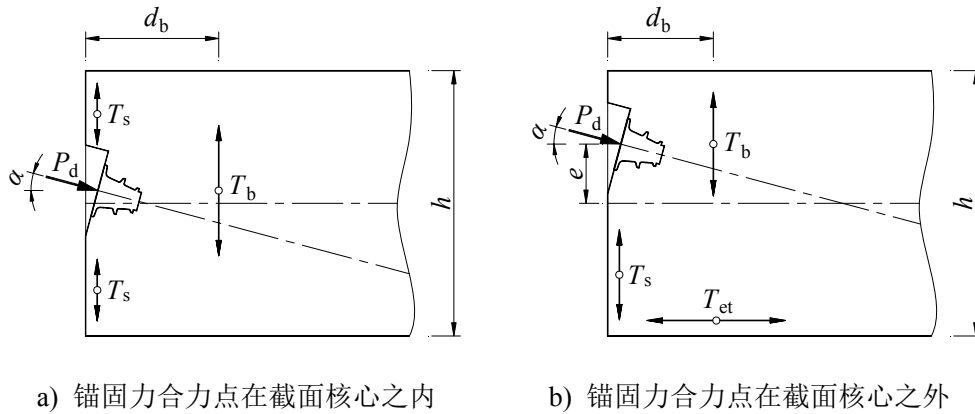


图 8.7.2 后张预应力混凝土端部锚固区内的劈裂力 T_b 、剥裂力 T_s 和边缘拉力 T_{et}

条文说明：

在后张预应力混凝土端部锚固区的总体区内，存在多种受拉效应（图 8.7.2），应进行相关抗裂钢筋的设计：

- ① 锚固力从锚垫板向全截面扩散过程中，会产生横向拉应力（或称劈裂应力），其合力称为劈裂力；
- ② 锚固面在受压的同时，为保持与锚垫板的变形协调，锚固面周边将产生剥裂应力，其合力称为剥裂力；
- ③ 对于锚固偏心较大的情况，锚固块外缘还存在纵向拉应力区域。

本条劈裂力计算式（8.7.2-1）是在美国 AASHTO 桥梁设计规范相关规定的基础上，进一步考虑锚固偏心距影响并完善对力筋倾角的考虑，提出的修正公式。边缘拉力计算式（8.7.2-3）和边缘剥裂力式（8.7.2-4）是依据 AASHTO 规范相关计算模型，进一步推导得到的解析式。

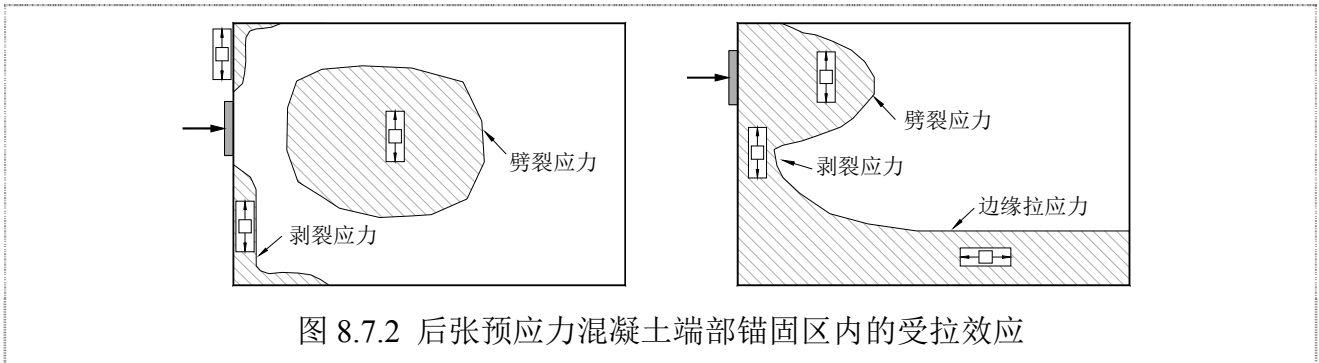


图 8.7.2 后张预应力混凝土端部锚固区内的受拉效应

8.7.3 对一组密集间距的锚头，当锚固点中心距小于 2 倍锚垫板宽度时，可用单个集中力 P_d 等代一组锚固力，根据 8.7.2 条进行劈裂力、边缘拉力和边缘剥裂力计算。

8.7.4 对两个对称布置的锚头（或密集锚头组），当锚固中心距 e 大于 $h/2$ 时，边缘剥裂力可按下式计算，且不小于 $0.04P_d$ ：

$$T_s = 0.44P_d \cdot (2e/h - 1) \quad (8.7.4)$$

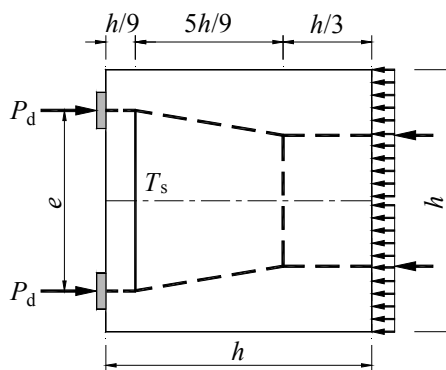


图 8.7.4 多锚情况下的边缘剥裂力及拉压杆模型

8.7.5 后张预应力齿板锚固区宜进行五个应力集中部位（见图 8.7.5）的拉力计算，即：锚下劈裂区的拉力 T_b 、齿块悬臂根部区的拉力 T_s 、锚后牵拉区的拉力 T_{tb} 、边缘局部弯曲区的拉力 T_{et} 以及径向力作用区的拉力 T_R 。 T_b 、 T_s 、 T_{tb} 、 T_{et} 和 T_R 可采用有限元模型或者拉压杆模型方法计算。

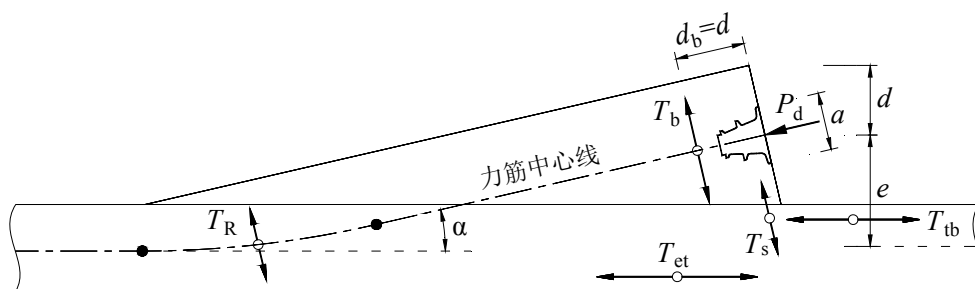


图 8.7.5 后张预应力齿板锚固区的受拉效应

条文说明：后张预应力齿板锚固区存在着集中锚固力的作用、几何形体上的突变、以及预应力钢束弯曲引起的径向力作用，是混凝土桥梁中的典型 D 区，需要适当地配置钢筋以满足抗裂和承载力的要求。

三维实体有限元分析表明，齿板内存在如下五种典型局部作用：

- 1 齿板锚下横向拉应力分布，起因于“锚下劈裂效应”；
- 2 齿块与底板交接处的拉应力集中，起因于“牛腿效应”；
- 3 锚后拉应力集中现象，缘于“锚后牵拉效应”；
- 4 底板下缘拉应力区，缘于“局部弯曲效应”；
- 5 预应力钢束转向区域拉应力集中的现象，来源于“径向力效应”。

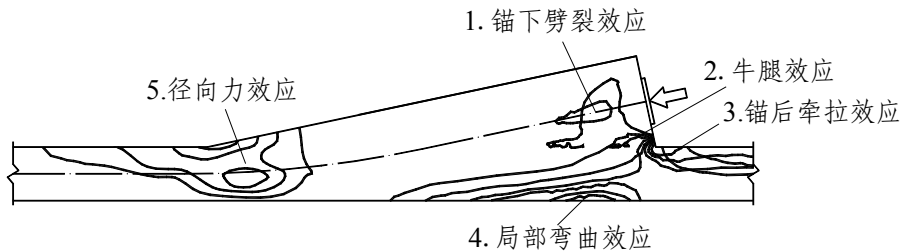


图 8.7.5 后张预应力齿板锚固区内的五种局部作用

8.7.6 对于独立的齿板锚固区， T_b 、 T_s 、 T_{tb} 、 T_{et} 和 T_R 可采用下列公式进行简化计算：

- 1 锚下劈裂区的拉力：

$$T_b = 0.25P_d \left(1 - \frac{a}{2d}\right) \quad (8.7.6-1)$$

式中 d ——锚固力中心至齿板上边缘的垂直距离。

- 2 齿块悬臂根部区的拉力：

$$T_s \geq 0.02P_d \quad (8.7.6-2)$$

- 3 锚后牵拉区的拉力：

$$T_{tb} \geq 0.25P_d \quad (8.7.6-3)$$

- 4 边缘局部弯曲区的拉力：

$$T_{et} = \frac{(2e-d)^2}{12e(e+d)} P_d \quad (8.7.6-4)$$

式中 e ——锚固力作用点至壁板中心的距离。

- 5 径向力作用区的拉力：

$$T_R = 2P_d \sin(\alpha/2) \approx P_d \cdot \alpha \quad (8.7.6-5)$$

式中 α ——力筋倾角 (rad)。

8.8 横隔梁 (新增节)

8.8.1 当支座中心线与邻近腹板中线之间的距离超过 1 倍梁高时, 宜采用浅梁计算图示。浅梁截面除应计入横隔板梁的截面外, 还可参照本规范第 4.3.2 条规定计入有效翼缘宽度。

条文说明: 横隔梁通过横向受力, 将上部结构的恒载、活载等产生的部分竖向力传递至支座。箱梁顶板和底板亦共同参与作用, 可按本规范第 4.3.2 条规定考虑其有效宽度。

8.8.2 当支座中心线与邻近腹板中线之间的距离小于 1 倍梁高时, 宜采用拉压杆模型方法按深梁进行构造和配筋设计。亦可按下式计算由横向弯曲效应产生的横隔梁顶部拉力 (不同跨高比情形, 可按线性内插考虑):

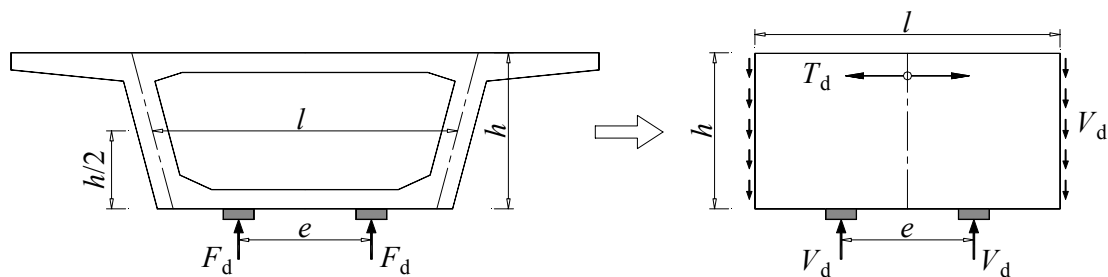
$$T_d = \begin{cases} 0.20V_d & l/h \leq 1/2 \\ 0.15V_d \cdot (4 - 3e/l) & l/h = 1 \\ 0.75V_d \cdot (l - e)/h & l/h \geq 2 \end{cases} \quad (8.8.2)$$

式中 V_d ——由单个腹板传递至横隔梁的竖向剪力设计值。对于双支座支撑情形, V_d 为单个支座反力设计值; 对于单支座支撑情形, V_d 为 1/2 支座反力设计值;

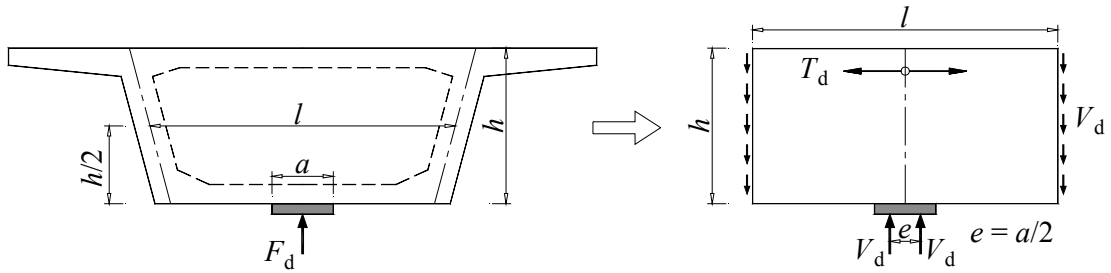
e ——对于双支座支撑横隔梁, e 为支座间距; 对于单支座支撑横隔梁, e 为 1/2 支座垫板宽度;

h ——支座处箱梁梁高;

l ——支座处箱梁腹板中心线中点之间的距离。



a) 采用双支座支撑的横隔梁



b) 采用单支座支撑的横隔梁

图 8.8.2 支座处横隔梁的简化计算图式

条文说明：当支座中心线与邻近腹板中线之间的距离超过 1 倍梁高时，为悬臂深梁，宜按拉压杆模型计算。

本条式 (8.8.2) 是按深梁受力图示，推导的由截面横向弯曲产生的上缘拉力简化计算式。该公式有较好的计算精度 (图 8.8.2)，并可以统一考虑不同的剪跨比情形、不同的支承情况 (双支座支承或单支座支承)。

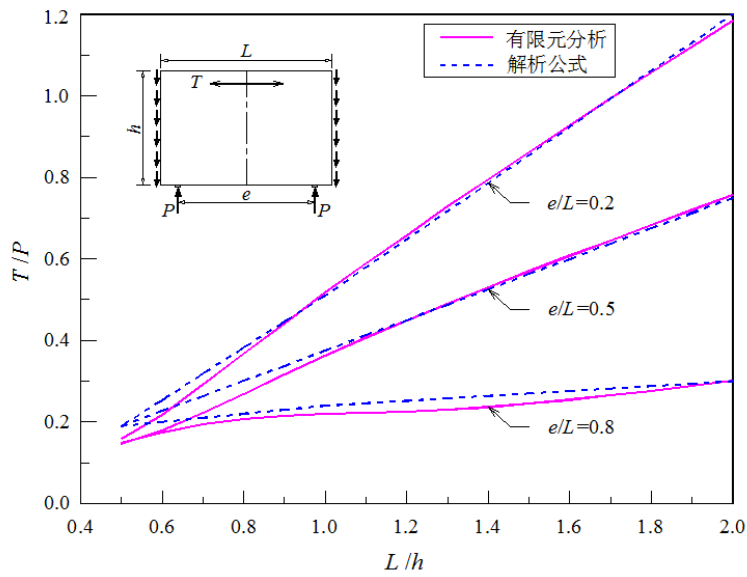


图 8.8.2 式 (8.8.2) 计算结果与有限元分析结果的对比

9 构造规定

9.1 一般规定

9.1.1 普通钢筋和预应力直线形钢筋的最小混凝土保护层厚度(钢筋外缘或管道外缘至混凝土表面的距离)不应小于钢筋公称直径,后张法构件预应力直线形钢筋不应小于其管道直径的1/2,且应符合表 9.1.1 的规定。

表 9.1.1 普通钢筋和预应力直线形钢筋最小混凝土保护层厚度 C_{\min} (mm) (修订)

暴露环境 构件类别		桥梁上部结构		桥梁下部结构					
		梁、板、拱圈、涵洞(上部)		墩身、挡土结构、涵洞(下部)		承台、基础(桥、涵)			
		混凝土强度等级	C_{\min}	混凝土强度等级	C_{\min}	混凝土强度等级	C_{\min}		
一般环境	I-A	C30	30	C30	30	C30	55		
		\geq C35		\geq C35		25		\geq C35	50
	I-B	C35	35	C35	35	C30	60		
\geq C40		\geq C40		30		\geq C35		55	
冻融破坏 环境	II-C	C40	45	C40	45	C30	65		
		C45		C45		40		\geq C35	60
		\geq C50		\geq C50		35			
海洋氯化 物环境	II-D	C45	40	C35	45	C30	75		
		\geq C50		\geq C40		40		\geq C35	70
		Ca35		Ca35		40		Ca30	70
除冰盐等 其它氯化 物环境	II-E	Ca40	40	Ca40	45	Ca30	75		
		Ca45		Ca45		55		Ca35	80
		III-C		C45		45		C35	50
III-D	C45	C35	60	C30	80				
	\geq C50	\geq C40	55	\geq C35	75				
盐结晶	III-E	C50	60	C40	65	C35	85		
		\geq C55		\geq C45		60		\geq C40	80
		III-F		C55		C45		65	C40
IV-C	C45	45	C35	50	C30	75			
	IV-D		C45		C35		60	C30	80
			\geq C50		\geq C40		55	\geq C35	75
IV-E	C50	60	C40	65	C35	85			
	\geq C55		\geq C45		60		\geq C40	80	
	V-E		C50		C40		60	C35	80

暴露环境 构件类别		桥梁上部结构		桥梁下部结构			
		梁、板、拱圈、涵洞 (上部)		墩身、挡土结构、涵洞 (下部)		承台、基础 (桥、涵)	
		混凝土强度等级	C_{\min}	混凝土强度等级	C_{\min}	混凝土强度等级	C_{\min}
环境	V-F	C50	60	C45	65	C40	85
	化学腐蚀 环境	VI-C	C45	45	C35	50	C30
		$\geq C50$	40	$\geq C40$	45	$\geq C35$	70
VI-D		C50	50	C40	55	C35	80
		$\geq C55$	45	$\geq C45$	50	$\geq C40$	75
磨蚀环境	VI-E	C55	50	C45	60	C40	85
		$\geq C60$	45	$\geq C50$	55	$\geq C45$	80
	VII-C	$\geq C45$	45	$\geq C40$	50	$\geq C30$	70
	VII-D	$\geq C50$	50	$\geq C45$	55	$\geq C35$	75

- 注：(1) 表中保护层厚度数值为净保护层厚度,最小保护层厚度最低不应小于 20mm；在任何条件下,梁的混凝土保护层不小于 30mm,对于板可有条件地放宽到 25mm；
- (2) 表中数值对应设计使用寿命为 100 年的桥涵结构,若设计使用寿命为 50 年,则最小保护层厚度可相应表中数值减小 5mm；
- (3) 对于工厂预制的混凝土构件,其最小保护层厚度可将表中相应数值减小 5mm；
- (4) 先张部分预应力混凝土构件的最小保护层厚度应在表中数值基础上增加 10mm；
- (5) 采用机械连接的钢筋,连接套筒外表面的混凝土厚度与钢筋的混凝土保护层厚度规定相同；
- (6) 承台和基础的最小保护层厚度针对基坑底面无垫层或侧面无模板的情况,对于有垫层或有模板的情况,最小保护层厚度可将表中相应数值减少 20mm 最低不应小于 40mm。
- (7) 人行道、栏杆等附属构件的保护层厚度值遵循以下规律:碳化环境、磨蚀环境下,取 20mm；冻融和除冰盐环境等其他氯化物环境下,取 25mm；海洋氯化物、化学腐蚀和盐结晶环境下,取 30mm；
- (8) 环氧涂层钢筋最小保护层厚度参考同类环境下的最小值；
- (9) 对处于作用等级为 E、F 级的海洋氯化物环境或除冰盐等其他氯化物环境下的配筋混凝土构件,当采取可靠的防腐蚀附加措施并经过专门论证后,其混凝土保护层最小厚度可适当低于本表规定,但不得低于 55mm。

当混凝土梁顶面设置防水层或铺装层时,顶面的混凝土保护层厚度可适当减小,但减少后的混凝土保护层厚度不应小于 25mm。

9.1.2 当受拉区主筋的混凝土保护层厚度大于 50mm 时,应在保护层内设置直径不小于 6mm、间距不大于 100mm 的钢筋网。

9.1.3 组成束筋的单根钢筋直径不应大于 36mm。组成束筋的单根钢筋根数，当其直径不大于 28mm 时不应多于三根，当其直径大于 28mm 时应为两根。束筋成束后的等代直径为 $d_e = \sqrt{nd}$ ，其中 n 为组成束筋的钢筋根数， d 为单根钢筋直径。

当单根钢筋直径或束筋的等代直径大于 36mm 时，受拉区应设表层钢筋网，在顺束筋长度方向，钢筋直径不应小于 10mm，其间距不应大于 100mm，在垂直于束筋长度方向，钢筋直径不应小于 6mm，其间距不应大于 100mm。上述钢筋网的布置范围，应超出束筋的设置范围，每边不小于 5 倍钢筋直径或束筋等代直径。

9.1.4 当计算中充分利用钢筋的强度时，其最小锚固长度应符合表 9.1.4 的规定。

表 9.1.4 钢筋最小锚固长度 l_a (mm) (修订)

项目		钢筋种类		HPB235				HPB300				HRB335、HRBF335			
		混凝土强度等级		C20	C25	C30	≥C40	C20	C25	C30	≥C40	C20	C25	C30	≥C40
受压钢筋(直端)		40d	35d	30d	25d	50d	45d	40d	35d	35d	30d	25d	20d		
受拉钢筋	直端	—	—	—	—	—	—	—	—	40d	35d	30d	25d		
	弯钩端	35d	30d	25d	20d	45d	40d	35d	30d	30d	25d	25d	20d		
项目		钢筋种类		HRB400、HRBF400、RRB400				HRB500、HRBF500							
		混凝土强度等级		C20	C25	C30	≥C40	C20	C25	C30	≥C40				
受压钢筋(直端)		40d	35d	30d	25d	45d	40d	35d	30d						
受拉钢筋	直端	45d	40d	35d	30d	60d	50d	45d	40d						
	弯钩端	35d	30d	30d	25d	40d	35d	35d	30d						

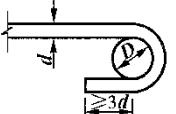
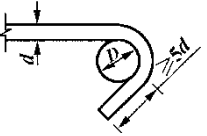
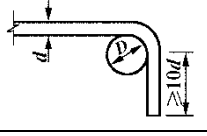
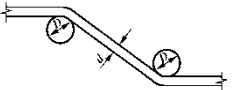
注：(1) d 为钢筋直径(mm)；

- (2) 对于受压束筋和等代直径 $d_e \leq 28\text{mm}$ 的受拉束筋的锚固长度，应以等代直径按表值确定，束筋的各单根钢筋在同一锚固终点截断；对于等代直径 $d_e > 28\text{mm}$ 的受拉束筋，束筋内各单根钢筋，应自锚固起点开始，以表内规定的单根钢筋的锚固长度的 1.3 倍，呈阶梯形逐根延伸后截断，即自锚固起点开始，第一根延伸 1.3 倍单根钢筋的锚固长度，第二根延伸 2.6 倍单根钢筋的锚固长度，第三根延伸 3.9 倍单根钢筋的锚固长度；

- (3) 采用环氧树脂涂层钢筋时, 受拉钢筋最小锚固长度应增加 25%;
- (4) 当混凝土在凝固过程中易受扰动时, 锚固长度应增加 25%。

9.1.5 受拉钢筋端部弯钩应符合表 9.1.5 规定。

表 9.1.5 受拉钢筋端部弯钩

弯曲部位	弯曲角度	形状	钢筋	弯曲直径(D)	平直段长度
末端弯钩	180°		HPB235、HPB300	$\geq 2.5d$	$\geq 3d$
	135°		HRB335、HRBF335	$\geq 4d$	$\geq 5d$
			HRB400、HRB500 HRBF400、HRBF500 RRB400	$\geq 5d$	
90°		HRB335、HRBF335	$\geq 4d$	$\geq 10d$	
		HRB400、HRB500 HRBF400、HRBF500 RRB400	$\geq 5d$		
中间弯折	$\leq 90^\circ$		各种钢筋	$\geq 20d$	—

注: 采用环氧树脂涂层钢筋时, 除应满足表内规定外, 当钢筋直径 $d \leq 20\text{mm}$ 时, 弯钩内直径 D 不应小于 $4d$; 当 $d > 20\text{mm}$ 时, 弯钩内直径 D 不应小于 $6d$; 直线段长度不应小于 $5d$ 。

9.1.6 箍筋的末端应做成弯钩。弯钩角度可取 135° 。弯钩的弯曲直径应大于被箍的受力主钢筋的直径, 且 HPB235、HPB300 钢筋不应小于箍筋直径的 2.5 倍, HRB335 钢筋不应小于箍筋直径的 4 倍。弯钩平直段长度, 一般结构不应小于箍筋直径的 5 倍, 抗震结构不应小于箍筋直径的 10 倍。

9.1.7 钢筋接头宜采用焊接接头和钢筋机械连接接头(套筒挤压接头、镦粗直螺纹接头), 当施工或构造条件有困难时, 也可采用绑扎接头。钢筋接头宜设在受力较小区段, 并宜错开布置。绑扎接头的钢筋直径不宜大于 28mm , 但轴心受压和偏心受压构件中的受压钢筋, 可不大于 32mm 。轴心受拉和小偏心受拉构件不应采用绑扎接头。

9.1.8 钢筋焊接接头宜采用闪光接触对焊; 当闪光接触对焊条件不具备时, 也可采用电弧焊(帮条焊或搭接焊)、电渣压力焊和气压焊。电弧焊应采用双面焊缝, 不得已时方可采用单面焊缝。帮条焊接的帮条应采用与被焊接钢筋同强度等级的钢筋, 其总截面面积不应小于被焊接钢筋的截面面积。采用搭接焊时, 两钢筋端部应预先折向一侧, 两钢筋轴线应保持一致。

电弧焊接接头的焊缝长度，双面焊缝不应小于钢筋直径的 5 倍，单面焊缝不应小于钢筋直径的 10 倍。

在任一焊接接头中心至长度为钢筋直径的 35 倍，且不小于 500mm 的区段 l 内(图 9.1.8)，同一根钢筋不得有两个接头；在该区段内有接头的受力钢筋截面面积占受力钢筋总截面面积的百分数，普通钢筋在受拉区不宜超过 50%，在受压区和装配式构件间的连接钢筋不受限制。

帮条焊或搭接焊接头部分钢筋的横向净距不应小于钢筋直径，且不应小于 25mm，同时非焊接部分钢筋净距仍应符合本规范第 9.3.3 条规定。

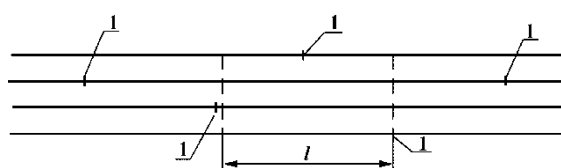


图 9.1.8 焊接接头设置

1-焊接接头中心(图中所示 l 区段内接头钢筋截面面积按两根计)

9.1.9 受拉钢筋绑扎接头的搭接长度，应符合表 9.1.9 的规定；受压钢筋绑扎接头的搭接长度，应取受拉钢筋绑扎接头搭接长度的 0.7 倍。

在任一绑扎接头中心至搭接长度 l_s 的 1.3 倍长度区段 l (图 9.1.9-1)内，同一根钢筋不得有两个接头；在该区段内有绑扎接头的受力钢筋截面面积占受力钢筋总截面面积的百分数，受拉区不宜超过 25%，受压区不宜超过 50%。当绑扎接头的受力钢筋截面面积占受力钢筋总截面面积超过上述规定时，应按表 9.1.9 的规定值，乘以下列系数：当受拉钢筋绑扎接头截面面积大于 25%，但不大于 50%时，乘以 1.4，当大于 50%时，乘以 1.6；当受压钢筋绑扎接头截面面积大于 50%时，乘以 1.4(受压钢筋绑扎接头长度仍为表中受拉钢筋绑扎接头长度的 0.7 倍)。

表 9.1.9 受拉钢筋绑扎接头搭接长度 (mm) (修订)

钢 筋	混凝土强度等级		
	C20	C25	>C25
HPB235	35d	30d	25d
HPB300	45d	40d	35d
HRB335、HRBF335	45d	40d	35d
HRB400、HRBF400、RRB400	—	50d	45d
HRB500、HRBF500	—	55d	50d

注：(1) 当带肋钢筋直径 d 大于 25mm 时，其受拉钢筋的搭接长度应按表值增加 $5d$ 采用；当带肋钢筋直

径小于 25mm 时, 搭接长度可按表值减少 $5d$ 采用;

- (2) 当混凝土在凝固过程中受力钢筋易受扰动时, 其搭接长度应增加 $5d$;
- (3) 在任何情况下, 受拉钢筋的搭接长度不应小于 300mm; 受压钢筋的搭接长度不应小于 200mm;
- (4) 环氧树脂涂层钢筋的绑扎接头搭接长度, 受拉钢筋按表值的 1.5 倍采用;
- (5) 受拉区段内, HPB235、HPB300 钢筋绑扎接头的末端应做成弯钩, HRB335、HRB400、HRB500、HRBF335、HRBF400、HRBF500 和 RRB400 钢筋的末端可不做成弯钩。

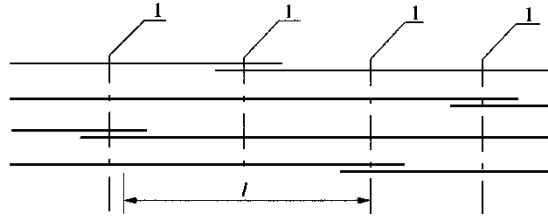


图 9.1.9-1 受力钢筋绑扎接头

1-绑扎接头搭接长度中心(图中所示 l 区段内有接头的钢筋截面面积按两根计)

绑扎接头部分钢筋的横向净距不应小于钢筋直径且不应小于 25mm, 同时非接头部分钢筋净距仍应符合本规范第 9.3.3 条规定。

束筋的搭接接头应先由单根钢筋错开搭接, 接头中距为 1.3 倍表 9.1.9 规定的单根钢筋搭接长度; 再用一根其长度为 $1.3(n+1)l_s$ 的通长钢筋进行搭接绑扎, 其中 n 为组成束筋的单根钢筋根数, l_s 为单根钢筋搭接长度(图 9.1.9-2)。

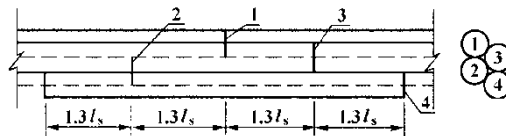


图 9.1.9-2 束筋的搭接

1、2、3-组成束筋的单根钢筋; 4-通长钢筋

9.1.10 钢筋机械连接接头适用于 HRB335、HRB400、HRB500、HRBF335、HRBF400、HRBF500 和 RRB400 带肋钢筋的连接。机械连接接头应符合《钢筋机械连接通用技术规程》(JGJ 107)的有关规定。

钢筋机械连接件的最小混凝土保护层厚度, 宜符合本规范表 9.1.1 受力主筋保护层厚度的规定, 但不得小于 20mm。

连接件之间或连接件与钢筋之间的横向净距不应小于 25mm; 同时, 非接头部分钢筋净距仍应符合本规范第 9.3.3 条和第 9.6.1 条的规定。

9.1.11 钢筋套筒挤压接头和镦粗直螺纹接头应分别符合《带肋钢筋套筒挤压连接技术规程》(JGJ 108)和《镦粗直螺纹钢筋接头》(JG/T 3057)的有关规定。

9.1.12 钢筋混凝土构件中纵向受力钢筋的最小配筋百分率应符合下列要求:

1 轴心受压构件、偏心受压构件(沉桩、钻/挖孔灌注桩除外)全部纵向钢筋的配筋百分率不应小于 0.5,当混凝土强度等级 C50 及以上时不应小于 0.6;同时,一侧钢筋的配筋百分率不应小于 0.2。当大偏心受拉构件的受压区配置按计算需要的受压钢筋时,其配筋百分率不应小于 0.2。

2 受弯构件、偏心受拉构件及轴心受拉构件的一侧受拉钢筋的配筋百分率不应小于 $45f_{td}/f_{sd}$,同时不应小于 0.20。

轴心受压构件、偏心受压构件全部纵向钢筋的配筋百分率和一侧纵向钢筋(包括大偏心受拉构件受压钢筋)的配筋百分率应按构件的毛截面面积计算。轴心受拉构件及小偏心受拉构件一侧受拉钢筋的配筋百分率应按构件毛截面面积计算。受弯构件、大偏心受拉构件的一侧受拉钢筋的配筋百分率为 $100A_s/bh_0$,其中 A_s 为受拉钢筋截面面积, b 为腹板宽度(箱形截面梁为各腹板宽度之和), h_0 为有效高度。当钢筋沿构件截面周边布置时,“一侧的受压钢筋”或“一侧的受拉钢筋”系指受力方向两个对边中的一边布置的纵向钢筋。

预应力混凝土受弯构件最小配筋率应满足下列条件:

$$\frac{M_{ud}}{M_{cr}} \geq 1.0 \quad (9.1.12)$$

式中 M_{ud} ——受弯构件正截面抗弯承载力设计值,按本规范第 5.2.2 条、第 5.2.3 条和第 5.2.5 条有关公式的等号右边式子计算;

M_{cr} ——受弯构件正截面开裂弯矩值,按本规范公式(6.5.2-6)计算。

部分预应力混凝土受弯构件中普通受拉钢筋的截面面积,不应小于 $0.003bh_0$ 。

注:沉桩、钻/挖孔灌注桩纵向钢筋的配筋百分率要求应符合《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63-2007)相关规定。

9.2 板

9.2.1 空心板桥的顶板和底板厚度,均不应小于 80mm。空心板的空洞端部应予填封。人行道板的厚度,就地浇筑的混凝土板不应小于 80mm;预制混凝土板不应小于 60mm。

9.2.2 行车道板内主钢筋直径不应小于 10mm。人行道板内的主钢筋直径不应小于 8mm。在简支板跨中和连续板支点处,板内主钢筋间距不应大于 200mm,其最小净距和层距应符合本规范第 9.3.3 条规定。

9.2.3 行车道板内主钢筋可在沿板高中心纵轴线的 1/4~1/6 计算跨径处按 30°~45°弯起。通过支点的~~不~~弯起的主钢筋,每米板宽内不应少于三根,并不应少于主钢筋截面面积的 1/4。

9.2.4 行车道板内应设置垂直于主钢筋的分布钢筋。分布钢筋设在主钢筋的内侧,其直径不应小于 8mm,间距不应大于 200mm,截面面积不宜小于板的截面面积的 0.1%。在主钢筋的弯折处,应布置分布钢筋。人行道板内分布钢筋直径不应小于 6mm,其间距不应大于 200mm。

9.2.5 布置四周支承双向板钢筋时,可将板沿纵向及横向各划分为三部分。靠边部分的宽度均为板的短边宽度的 1/4。中间部分的钢筋应按计算数量设置,靠边部分的钢筋按中间部分的半数设置,钢筋间距不应大于 250mm,且不应大于板厚的两倍。

9.2.6 斜板的钢筋可按下列规定布置(图 9.2.6):

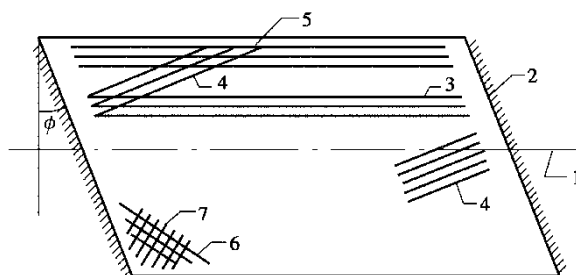


图 9.2.6 斜板桥钢筋布置

1-桥纵轴线; 2-支承轴线; 3-顺桥纵轴线钢筋; 4-与支承轴线正交钢筋;
5-自由边钢筋带; 6-垂直于钝角平分线的钝角钢筋; 7-平行于钝角平分线的钝角钢筋

1 当整体式斜板的斜交角(板的支座轴线的垂线与桥纵轴线的夹角)不大于 15°时,主钢筋可平行于桥纵轴线方向布置。当整体式斜板斜交角大于 15°时,主钢筋宜垂直于板的支座轴线方向布置,此时,在板的自由边上下应各设一条不少于三根主钢筋的平行于自由边的钢筋带,并用箍筋箍牢。在钝角部位靠近板顶的上层,应布置垂直于钝角平分线的加强钢筋,在钝角部位靠近板底的下层,应布置平行于钝角平分线的加强钢筋,加强钢筋直径不宜小于 12mm,间距 100~150mm,布置于以钝角两侧 1.0m~1.5m 边长的扇形面积内。

2 斜板的分布钢筋宜垂直于主钢筋方向设置,其直径、间距和数量可按本规范第 9.2.4 条办理。在斜板的支座附近宜增设平行于支座轴线的分布钢筋;或将分布钢筋向支座方向呈

扇形分布，过渡到平行于支承轴线。

3 预制斜板的主钢筋可与桥纵轴线平行，其钝角部位加强钢筋及分布钢筋宜按照第 1 款及第 2 款布置。

9.2.7 由预制板与现浇混凝土结合的组合板，预制板顶面应做成凹凸不小于 6mm 的粗糙面。如结合面配置竖向结合钢筋，钢筋应埋入预制板和现浇层内，其埋置深度不应小于 10 倍钢筋直径；钢筋纵向间距不应大于 500mm。

9.2.8 装配式板当采用铰接时，铰的上口宽度应满足施工时使用插入式震捣器的需要，铰槽的深度宜为预制板高的 $2/3$ 。预制板内应预埋钢筋伸入铰内。铰接板顶面应铺设现浇混凝土层，其厚度不宜小于 80mm。

9.2.9 以独立墩柱作为支承的板，及其按抗冲切计算需要配置的箍筋或弯起钢筋，应符合下列规定：

1 板厚度不应小于 150mm。

2 箍筋直径不应小于 8mm，其间距不应大于 $1/3h_0$ 。箍筋应采用闭合式，并箍住架立钢筋；按计算所需的箍筋，应配置在冲切破坏锥体范围内，此外，应以等直径和等间距的箍筋自冲切破坏斜截面向外延伸配置在不小于 $0.5h_0$ 范围内[每侧布置箍筋的长度大于或等于 $1.5h_0$ ，见图 9.2.9a)]。

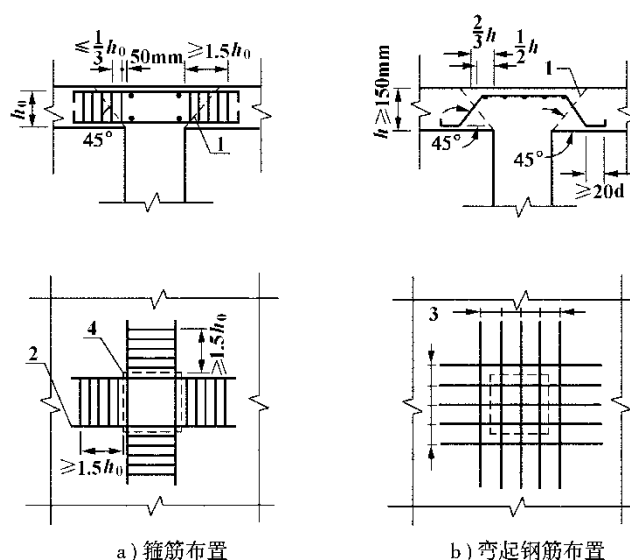


图 9.2.9 独立墩柱顶面抗冲切钢筋配置

a) 箍筋布置；b) 弯起钢筋布置

1-冲切破坏锥体斜截面；2-架立钢筋；3-弯起钢筋；4-集中反力作用面积周边

3 弯起钢筋直径不应小于 12mm, 弯起角可根据板的厚度采用 $30^{\circ}\sim 45^{\circ}$, 每一方向不应少于五根; 弯起钢筋的倾斜段应与冲切破坏斜截面相交, 其交点应在离集中反力作用面积周边以外 $\frac{1}{2}h \sim \frac{2}{3}h$ 范围内[图 9.2.9b)]。

9.3 梁

9.3.1 T 形、I 形截面梁应设跨端和跨间横隔板。当梁横向刚性连接时, 横隔板间距不应大于 10m。

箱形截面梁应设箱内端横隔板。内半径小于 240m 的弯箱梁应设跨间横隔板, 其间距对于钢筋混凝土箱形截面梁不应大于 10m; 对于预应力箱形截面梁则需经结构分析确定。共同受力的多箱梁桥, 梁间应设跨端横隔板, 需要时尚宜设跨间横隔板, 其设置及间距可按 T 形截面梁办理。

箱形截面悬臂梁桥除应设箱内端横隔板外, 悬臂跨径 50m 及以上的箱形截面悬臂梁桥在悬臂中部尚应设跨间横隔板。

条件许可时箱形截面梁横隔板应设检查用人孔。

9.3.2 预制 T 形截面梁或箱形截面梁翼缘悬臂端的厚度不应小于 100mm; 当预制 T 形截面梁之间采用横向整体现浇连接时或箱形截面梁设有桥面横向预应力钢筋时, 其悬臂端厚度不应小于 140mm。T 形和 I 形截面梁, 在与腹板相连处的翼缘厚度, 不应小于梁高的 1/10, 当该处设有承托时, 翼缘厚度可计入承托加厚部分厚度; 当承托底坡 $\tan\alpha$ 大于 1/3 时, 取 1/3。

箱形截面梁顶板与腹板相连处应设置承托; 底板与腹板相连处应设倒角, 必要时也可设置承托。箱形截面梁顶、底板的中部厚度, 不应小于板净跨径的 1/30, 且不应小于 200mm。当箱形截面梁承受扭矩时, 尚应符合本规范第 5.5.1 条注的要求。

T 形、I 形截面梁或箱形截面梁的腹板宽度不应小于 160mm; 其上下承托之间的腹板高度, 当腹板内设有竖向预应力钢筋时, 不应大于腹板宽度的 20 倍, 当腹板内不设竖向预应力钢筋时, 不应大于腹板宽度的 15 倍。当腹板宽度有变化时, 其过渡段长度不宜小于 10 倍腹板宽度差。当 T 形、I 形截面梁或箱形截面梁承受扭矩时, 其腹板平均宽度尚应符合本规范第 5.5.5 条注和第 5.5.1 条注的要求。

9.3.3 受弯构件的钢筋净距应考虑浇筑混凝土时, 振捣器可以顺利插入。

各主钢筋间横向净距和层与层之间的竖向净距, 当钢筋为三层及以下时, 不应小于 30mm,

并不小于钢筋直径；当钢筋为三层以上时，不应小于 40mm，并不小于钢筋直径的 1.25 倍。对于束筋，此处直径采用等代直径。

9.3.4 T 形截面梁或箱形梁的顶板内承受局部荷载的受拉钢筋，应符合本规范第 9.2.2 条规定。垂直于受拉钢筋应设分布钢筋，可按本规范第 9.2.4 条规定设置。

箱形截面梁顶板承受局部荷载的受拉钢筋，其部分可在近腹板处弯起，通过腹板直伸至悬臂端，并做成弯钩。不弯起钢筋根数不应少于每米三根，并应伸至翼缘悬臂端；当翼缘悬臂长度按本规范第 4.2.5 条规定的 c 值大于 2.5m 时，上述不弯起钢筋的截面面积尚应不少于悬臂根部负弯矩钢筋截面面积的 60%。

9.3.5 箱形截面梁的底板上、下层，应分别设置平行于桥跨和垂直于桥跨的构造钢筋。钢筋截面面积为：对于钢筋混凝土桥，不应小于配置钢筋的底板截面面积的 0.4%；对于预应力混凝土桥，不应小于配置钢筋的底板截面面积的 0.3%。以上钢筋尚可充作受力钢筋。当底板厚度有变化时可分段设置。钢筋直径不宜小于 10mm，其间距不宜大于 300mm。

9.3.6 钢筋混凝土 T 形截面梁或箱形截面梁的受力主钢筋，宜设于本规范第 4.3.2 条或第 4.3.3 条规定的翼缘有效宽度内；超出上述分布范围的宽度，可设置不小于超出部分截面面积 0.4% 的构造钢筋。预应力混凝土 T 形截面梁或箱形截面梁的预应力钢筋，亦宜大部分设于有效宽度内。

9.3.7 T 形、I 形截面梁或箱形截面梁的腹板两侧，应设置直径为 6~8mm 的纵向钢筋，每腹板内钢筋截面面积宜为 $(0.001\sim 0.002)bh$ ，其中 b 为腹板宽度， h 为梁的高度，其间距在受拉区不应大于腹板宽度，且不应大于 200mm，在受压区不应大于 300mm。在支点附近剪力较大区段和预应力混凝土梁锚固区段，腹板两侧纵向钢筋截面面积应予增加，纵向钢筋间距宜为 100~150mm。

9.3.8 钢筋混凝土梁内纵向受拉钢筋不宜在受拉区截断；如需截断时，应从按正截面抗弯承载力计算充分利用该钢筋强度的截面至少延伸 $(l_a + h_0)$ 长度(见图 9.3.8)，此处 l_a 为受拉钢筋最小锚固长度， h_0 为梁截面有效高度；同时应考虑从正截面抗弯承载力计算不需要该钢筋的截面至少延伸 $20d$ (环氧树脂涂层钢筋 $25d$)，此处 d 为钢筋直径。纵向受压钢筋如在跨间截断时，应延伸至按计算不需要该钢筋的截面以外至少 $15d$ (环氧树脂涂层钢筋 $20d$)。

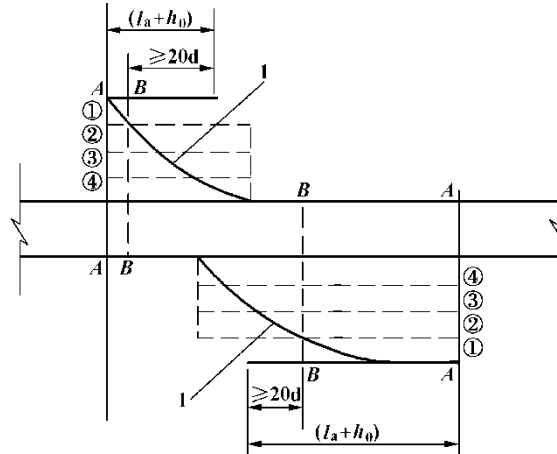


图 9.3.8 纵向受拉钢筋截断时的延伸长度

A-A: 钢筋①、②、③、④强度充分利用截面;

B-B: 按计算不需要钢筋①的截面; ①、②、③、④-钢筋批号; 1-弯矩图

9.3.9 钢筋混凝土梁的支点处, 应至少有两根且不少于总数 $1/5$ 的下层受拉主钢筋通过。两外侧钢筋, 应伸出端支点以外, 并弯成直角, 顺梁高延伸至顶部, 与顶层纵向架立钢筋相连。两侧之间的其他未弯起钢筋, 伸出支点截面以外的长度不应小于 10 倍钢筋直径(环氧树脂涂层钢筋为 12.5 倍钢筋直径); HPB235、HPB300 钢筋应带半圆钩。

9.3.10 钢筋混凝土梁当设置弯起钢筋时, 其弯起角宜取 45° 。受拉区弯起钢筋的弯起点, 应设在按正截面抗弯承载力计算充分利用该钢筋强度的截面以外不小于 $h_0/2$ 处, 此处 h_0 为梁有效高度; 弯起钢筋可在按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋截面面积之前弯起, 但弯起钢筋与梁中心线的交点应位于按计算不需要该钢筋的截面(图 9.3.10)之外。弯起钢筋的末端应留有锚固长度: 受拉区不应小于 20 倍钢筋直径, 受压区不应小于 10 倍钢筋直径, 环氧树脂涂层钢筋增加 25%; HPB235、HPB300 钢筋尚应设置半圆弯钩。

靠近支点的第一排弯起钢筋顶部的弯折点, 简支梁或连续梁边支点应位于支座中心截面处, 悬臂梁或连续梁中间支点应位于横隔梁(板)靠跨径一侧的边缘处, 以后各排(跨中方向)弯起钢筋的梁顶部弯折点, 应落在前一排(支点方向)弯起钢筋的梁底部弯折点处或弯折点以内。

弯起钢筋不得采用浮筋。

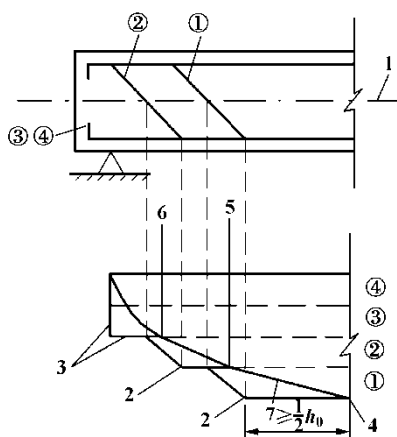


图 9.3.10 弯起钢筋弯起点位置

- 1-梁中心线；2-受拉区钢筋弯起点；3-正截面抗弯承载力图形；
 4-钢筋①~④强度充分利用的截面；
 5-按计算不需要钢筋①的截面(钢筋②~④强度充分利用截面)；
 6-按计算不需要钢筋②的截面(钢筋③~④强度充分利用截面)；
 7-弯矩图；①、②、③、④—钢筋批号

9.3.11 钢筋混凝土梁采用多层焊接钢筋时，可用侧面焊缝使之形成骨架(图 9.3.11)。侧面焊缝设在弯起钢筋的弯折点处，并在中间直线部分适当设置短焊缝。

焊接钢筋骨架的弯起钢筋，除用纵向钢筋弯起外，亦可用专设的弯起钢筋焊接。

斜钢筋与纵向钢筋之间的焊接，宜用双面焊缝，其长度应为 5 倍钢筋直径，纵向钢筋之间的短焊缝应为 2.5 倍钢筋直径；当必须采用单面焊缝时，其长度应加倍。

焊接骨架的钢筋层数不应多于六层，单根钢筋直径不应大于 32mm。

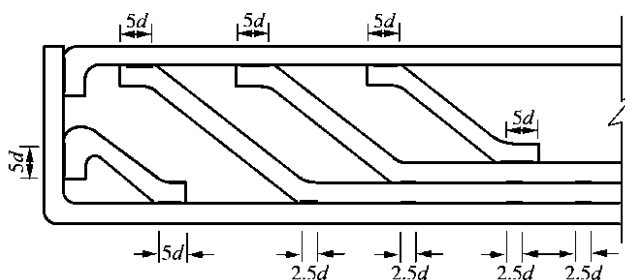


图 9.3.11 焊接骨架图

9.3.12 钢筋混凝土梁中应设置直径不小于 8mm 且不小于 1/4 主钢筋直径的箍筋，其配筋率 ρ_{sv} (见本规范第 5.2.7 条)，HPB235、HPB300 钢筋不应小于 0.18%，HRB335 钢筋不应小于 0.12%。当梁中配有按受力计算需要的纵向受压钢筋或在连续梁、悬臂梁近中间支点位于负弯矩区的梁段，应采用闭合式箍筋，同时，同排内任一纵向受压钢筋，离箍筋折角处的纵向钢筋的间距不应大于 150mm 或 15 倍箍筋直径两者中较大者，否则，应设复合箍筋(参阅本规

范围图 9.6.1)。相邻箍筋的弯钩接头, 沿纵向其位置应交替布置。

箍筋间距不应大于梁高的 1/2 且不大于 400mm; 当所箍钢筋为接受力需要的纵向受压钢筋时, 不应大于所箍钢筋直径的 15 倍, 且不应大于 400mm。在钢筋绑扎搭接接头范围内的箍筋间距, 当绑扎搭接钢筋受拉时不应大于主钢筋直径的 5 倍, 且不大于 100mm; 当搭接钢筋受压时不应大于主钢筋直径的 10 倍, 且不大于 200mm。在支座中心向跨径方向长度相当于不小于一倍梁高范围内, 箍筋间距不宜大于 100mm。

近梁端第一根箍筋应设置在距端面一个混凝土保护层距离处。梁与梁或梁与柱的交接范围内可不设箍筋; 靠近交接面的一根箍筋, 其与交接面的距离不宜大于 50mm。

9.3.13 承受弯剪扭的构件的箍筋和纵向钢筋还应符合下列要求:

1 箍筋应采用闭合式, 箍筋末端做成 135°弯钩。弯钩应箍牢纵向钢筋, 相邻箍筋的弯钩接头, 其纵向位置应交替布置。

2 承受扭矩的纵向钢筋, 应沿截面周边均匀对称布置, 其间距不应大于 300mm。在矩形截面基本单元的四角应设有纵向钢筋, 其末端应留有按本规范第 9.1.4 条规定的受拉钢筋最小锚固长度。

3 箍筋的配筋率 ρ_{sv} , 对剪扭构件(梁的腹板)不应小于 $\left[(2\beta_t - 1) \left(0.055 \frac{f_{cd}}{f_{sv}} - c \right) + c \right]$, 其中 β_t 按本规范第 5.5.4 条规定计算, c 值当采用 HPB235、HPB300 钢筋时取 0.0018, 当采用 HRB335 钢筋时取 0.0012; 对纯扭构件(梁的翼缘) ρ_{sv} 不应小于 $0.055 f_{cd}/f_{sv}$ 。

4 纵向钢筋的配筋率, 不应小于受弯构件纵向受力钢筋的最小配筋率与受扭构件纵向受力钢筋的最小配筋率之和。对受弯构件, 其纵向受力钢筋的最小配筋率应按本规范第 9.1.12 条采用; 对受扭构件, 其纵向受力钢筋的最小配筋率 ($A_{st,min}/bh$), 当受剪扭时可取 $0.08(2\beta_t - 1)f_{cd}/f_{sd}$, 当受纯扭时可取 $0.08f_{cd}/f_{sd}$, 此处, $A_{st,min}$ 为纯扭构件全部纵向钢筋最小截面面积, h 为矩形截面基本单元长边长度, b 为短边长度, f_{sd} 为纵向钢筋抗拉强度设计值。

9.3.14 具有曲线形的梁腹, 近凹面的纵向受拉钢筋应用箍筋固定。箍筋间距不应大于所箍主钢筋直径的 10 倍, 箍筋直径不应小于 8mm。每单肢箍筋截面面积按下列公式计算:

$$A_{sv1} \geq m A_s \frac{S_v}{2r} \quad (9.3.14-1)$$

$$r = \frac{l}{2} \left(\frac{1}{4\beta} + \beta \right) \quad (9.3.14-2)$$

式中 A_{sv1} ——每单肢箍筋截面面积;

- m ——主钢筋抗拉强度设计值与箍筋抗拉强度设计值的比值；
- A_s ——一根箍筋(两肢)所箍的主钢筋截面面积；
- r ——凹面圆曲线半径，当为其他曲线时，可近似地按公式(9.3.14-2)计算；
- s_v ——箍筋间距[图 9.3.14a)；
- l ——曲线弦长[图 9.3.14a)；
- β ——曲线矢高 f 与弦长 l 之比。

设于拐角处的交叉受力钢筋，自拐角处的交叉点起应各延伸一段锚固长度[图 9.3.14 b)。

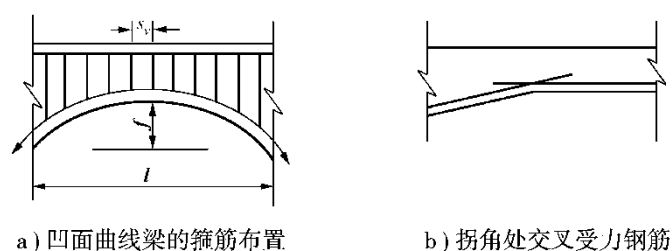


图 9.3.14 凹面曲线的箍筋和拐角处交叉受力钢筋设置

9.3.15 预制 T 形截面梁的桥面板横向连接，宜采用现浇混凝土整体连接，主钢筋可采用环形连接。预制 T 形截面梁的横隔梁连接，宜采用现浇混凝土整体连接。

预制梁混凝土与用于整体连接的现浇混凝土龄期之差不应超过三个月。

9.3.16 组合梁中，在与预制梁结合处的现浇混凝土层的厚度不宜小于 150mm。预制梁顶面应做成凹凸不小于 6mm 的粗糙面。

9.3.17 组合梁中预制梁箍筋应伸入现浇桥面板，其伸入长度应不小于 10 倍箍筋直径。

9.4 预应力混凝土上部结构

9.4.1 预应力混凝土梁当设置竖向预应力钢筋时，其纵向间距宜为 500~1000mm。

预应力混凝土 T 形、I 形截面梁和箱形截面梁腹板内应分别设置直径不小于 10mm 和 12mm 的箍筋，且应采用带肋钢筋，间距不应大于 250mm；自支座中心起长度不小于一倍梁高范围内，应采用闭合式箍筋，间距不应大于 100mm。

在 T 形、I 形截面梁下部的马蹄内，应另设直径不小于 8mm 的闭合式箍筋，间距不应大于 200mm。此外，马蹄内尚应设直径不小于 12mm 的定位钢筋。

9.4.2 部分预应力混凝土梁应采用混合配筋。位于受拉区边缘的普通钢筋宜采用直径较小的带肋钢筋，以较密的间距布置。

9.4.3 先张法预应力混凝土构件宜采用钢绞线、螺旋肋钢丝用作预应力钢筋。当采用光面钢丝作预应力钢筋时，应采取适当措施，保证钢丝在混凝土中可靠地锚固。

9.4.4 在先张法预应力混凝土构件中，预应力钢绞线之间的净距不应小于其直径的 1.5 倍，且对二股、三股钢绞线不应小于 20mm，对七股钢绞线不应小于 25mm。预应力钢丝间净距不应小于 15mm。

9.4.5 在先张法预应力混凝土构件中，对于单根预应力钢筋，其端部应设置长度不小于 150mm 的螺旋筋；对于多根预应力钢筋，在构件端部 10 倍预应力钢筋直径范围内，应设置 3~5 片钢筋网。

9.4.6 后张法预应力混凝土构件的端部锚固区，在锚具下面应设置厚度不小于 16mm 的垫板或采用具有喇叭管的锚具垫板。锚垫板下应设间接钢筋，其体积配筋率 ρ_v (见本规范第 5.7.2 条) 不应小于 0.5%。

9.4.7 后张法预应力混凝土梁(包括连续梁和连续刚构边跨现浇段)的部分预应力钢筋，应在靠近端支座区段横桥向对称成对弯起，宜沿梁端面均匀布置，同时沿纵向可将梁腹板加宽。在梁端部附近，宜按本规范第 9.3.7 条及第 9.4.1 条要求，设置间距较密的纵向钢筋和箍筋。

9.4.8 对外形呈曲线形且布置有曲线预应力钢筋的构件，其曲线平面内、外管道的最小混凝土保护层厚度，应按下列公式计算：

1 曲线平面内

$$C_{in} \geq \frac{P_d}{0.266r\sqrt{f'_{cu}}} - \frac{d_s}{2} \quad (9.4.8-1)$$

式中 C_{in} ——曲线平面内最小混凝土保护层厚度 (mm)；

P_d ——预应力钢筋的张拉力设计值(N)，可取扣除锚圈口摩擦、钢筋回缩及计算截面处管道摩擦损失后的张拉力乘以 1.2；

r ——管道曲线半径(mm)，可按本规范公式(9.3.15-2)计算；

f'_{cu} ——预应力钢筋张拉时，边长为 150mm 立方体混凝土抗压强度(MPa)；

d_s ——管道外缘直径(mm)。

当按公式(9.4.8-1)计算的保护层厚度较大时,也可按直线管道设置最小保护层厚度,但在管道曲线段弯曲平面内设置箍筋。箍筋单肢的截面面积可按下列公式计算:

$$A_{sv1} \geq \frac{P_d s_v}{2r f_{sv}} \quad (9.4.8-2)$$

式中 A_{sv1} ——箍筋单肢截面面积(mm²);

s_v ——箍筋间距(mm);

f_{sv} ——箍筋抗拉强度设计值(MPa),按本规范表 3.2.3-1 采用。

2 曲线平面外

$$C_{out} \geq \frac{P_d}{0.266\pi r \sqrt{f'_{cu}}} - \frac{d_s}{2} \quad (9.4.8-3)$$

式中 C_{out} ——曲线平面外最小混凝土保护层厚度(mm)。

3 当按上述公式计算的保护层厚度小于本规范表 9.1.1 内各类环境的直线管道的保护层厚度时,应取相应环境条件的直线管道保护层厚度。

9.4.9 后张法预应力混凝土构件,其预应力钢筋管道的设置应符合下列规定:

1 直线管道的净距不应小于 40mm,且不宜小于管道直径的 0.6 倍;对于预埋的金属或塑料波纹管 and 铁皮管,在竖直方向可将两管道叠置。

2 曲线形预应力钢筋管道在曲线平面内相邻管道间的最小净距应按本规范第 9.4.8 条第 1 款计算,其中 P_d 和 r 分别为相邻两管道曲线半径较大的一根预应力钢筋的张拉力设计值和曲线半径, C_{in} 为相邻两曲线管道外缘在曲线平面内净距。当上述计算结果小于其相应直线管道外缘间净距时,应取用直线管道最小外缘间净距。

曲线形预应力钢筋管道在曲线平面外相邻外缘间的最小净距,应按本规范第 9.4.8 条第 2 款计算,其中 C_{out} 为相邻两曲线管道外缘在曲线平面外净距。

3 管道内径的截面面积不应小于两倍预应力钢筋截面面积。

4 按计算需要设置预拱度时,预留管道也应同时起拱。

9.4.10 后张法预应力混凝土构件的曲线形预应力钢筋的曲线半径应符合下列规定:

1 钢丝束、钢绞线束的钢丝直径等于或小于 5mm 时,不宜小于 4m;钢丝直径大于 5mm 时,不宜小于 6m。

2 精轧螺纹钢筋的直径等于或小于 25mm 时, 不宜小于 12m; 直径大于 25mm 时, 不宜小于 15m。

9.4.11 预应力钢筋管道压浆用水泥浆, 按 70mm×70mm×70mm 立方体试件, 标准养护 28d 测得的抗压强度不应低于 30MPa。其水灰比宜为 0.40~0.45。为减少收缩, 可通过试验掺入适量膨胀剂。

9.4.12 在预加应力施加完毕后, 埋封于梁体内的锚具其周围应设置构造钢筋与梁体连接, 然后浇筑混凝土封锚。封锚混凝土强度等级不应低于构件本身混凝土强度等级的 80%, 且不低于 C30。

9.4.13 预应力混凝土连续梁在选用预应力体系和布置预应力钢筋时, 应采取措施减少摩擦损失。

9.4.14 在连续梁全长上, 预应力钢筋不宜在某个截面或某个区段急剧增加或减少。梁的正负弯矩交替区, 可设置较长的预应力钢筋重叠搭接段, 并宜分散布置。

在连续梁中间支承处, 腹板及其下方翼缘内应设置顺桥向的普通钢筋。

9.4.15 当预应力钢筋需在构件中间锚固时, 其锚固点宜设在截面重心轴附近或外荷载作用下的受压区。如因锚固而削弱梁截面, 应用普通钢筋补强。当箱形截面梁的顶、底板内的预应力钢筋引出板外时, 应在专设的齿板上锚固, 此时, 预应力钢筋宜采用较大弯曲半径, 并按本规范第 9.4.8 条设置箍筋。

9.4.16 采用预制块件拼装的预应力混凝土结构, 预制块件端部应配置直径不小于 10mm 的钢筋网, 接缝间应采用环氧树脂粘结或用细石混凝土填充。环氧树脂接缝, 块件端头应密贴平整, 涂层厚度均匀, 接缝应进行挤压。细石混凝土接缝的缝宽不应小于 60mm, 混凝土强度等级不应低于预制块件混凝土强度等级。预制块件拼装结构不应作部分预应力混凝土设计。

9.4.17 后张法预应力混凝土构件的端部锚固区钢筋布置应满足下列要求: (新增条文)

1 抗劈裂力钢筋的长度应覆盖整个锚固端高度 h , 沿预应力筋方向应布置在端部至 $2.5d_b$ 范围内 (且不大于 $1.5h$), 各排钢筋的形心应与爆裂应力合力点位置 (d_b) 一致; 钢筋间距不应大于 24 倍钢筋直径和 300mm。

2 抗边缘剥裂力及边缘纵向拉力的钢筋应分布于横截面的全宽范围内, 并在满足保护层厚度要求的情况下, 尽量靠截面边缘布置; 在大偏心锚固情况下, 锚固端面钢筋宜弯起并延

伸至纵向受拉边缘。

条文说明：本条参照美国 AASHTO 桥梁设计规范，对后张预应力混凝土构件的端部锚固区普通钢筋的布置提出了要求。

9.4.18 齿板锚固区宜布置伸入板壁内的竖向箍筋；角隅处三角形齿板锚固区宜通过布置水平向和竖向箍筋形成正交的钢筋网，两个方向的箍筋均应伸入腹板和底板内锚固，并保证有足够的锚固长度（见图 9.4.18）。（新增条文）

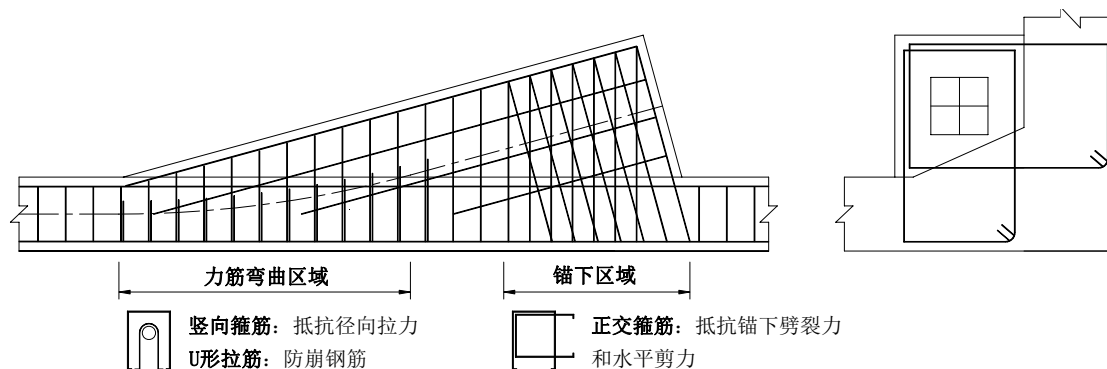


图 9.4.18 齿板锚固区钢筋布置示意图

条文说明：为保证齿板锚固力向箱梁板壁的可靠传递，宜布置深入其中的箍筋。在预应力筋弯曲区域，除应布置箍筋抵抗径向力向四周扩散产生的竖向和横向拉力外，还宜设置沿预应力管道的 U 形防崩钢筋，并确保与板壁内钢筋网可靠连接。

9.4.19 齿板锚固区的锚后受拉钢筋应布置在力筋轴线两侧各一倍锚垫板宽度范围之内，并且受拉钢筋应具有足够的锚固长度；同时，抗裂钢筋的重心应与力筋轴线一致。（新增条文）

9.4.20 体外预应力钢筋一般锚固于端部横梁、支座处横梁上；体外预应力钢筋的转向构造一般采用横肋式；位于梁底的体外束水平段应设计定位构造；体外预应力钢筋在锚固位置、转向构造、定位构造和减震装置之间的自由长度不宜大于 8.0m，取用更大长度时应根据计算确定。体外预应力混凝土桥梁的其他构造要求详见附录 H。（新增条文）

9.5 拱桥

9.5.1 钢筋混凝土拱的矢跨比，宜采用 1/5~1/8。空腹拱的拱上建筑跨径应根据主拱受力条件确定。悬链线拱的拱轴系数，宜采用 2.814~1.167，该值应随跨径的增大或矢跨比的减小而减小取用。

9.5.2 空腹式拱桥的拱上建筑应能适应拱圈的变形，其构造应符合下列要求：

1 拱上建筑的板或梁宜采用简支结构，其支座可采用具有弹性约束的橡胶支座。桥跨两端应设滑动支座和伸缩缝。

2 拱上建筑的立柱，需要时可设置横系梁，其截面高度和宽度分别可取立柱长边边长的 0.8~1.0 倍和 0.6~0.8 倍。横系梁四角应配置直径不小于 16mm 的纵向钢筋，并设直径不小于 8mm 的箍筋，其间距不应大于横系梁的短边尺寸或 400mm。

3 立柱钢筋按结构受力要求配置，其向上应延伸至盖梁中线以上，向下伸入拱轴线以下，并应具有足够的锚固长度。

4 板拱上的立柱底部应设横向通长的垫梁，其高度不宜小于立柱间净距的 1/5。箱式板拱在拱上建筑的立柱或墙式墩下方应设箱内横隔板。

9.5.3 无铰拱拱圈或拱肋的主钢筋应伸入墩台内锚固，其锚固长度除应满足本规范表 9.1.4 规定的最小锚固长度外，尚应符合下列要求：

1 对于矩形截面，不小于拱脚截面高度的 1.5 倍。

2 对于 T 形、I 形或箱形截面，不小于拱脚截面高度的一半。

三铰拱或双铰拱应在设铰点的墩台内和拱肋内设置不少于三层的钢筋网。

9.5.4 肋拱的拱肋间应设置横系梁。在三铰拱、双铰拱设铰处和拱上建筑的立柱下方，拱肋间必须设置横系梁。横系梁高度可取 0.8~1.0 倍拱肋高度，宽度可取 0.6~0.8 倍拱肋高度。横系梁四角应设置直径不小于 16mm 的纵向钢筋，并设直径不小于 8mm 的箍筋，其间距不应大于横系梁的短边尺寸或 400mm。

9.5.5 中承拱和系杆拱应设置横向联结系，其中包括：桥面以上拱顶处设横系梁，其他部位设横系梁或 K 形撑；拱肋与桥面系交叉处设桥面横梁；中承拱桥面以下设 K 形撑或剪刀撑。

9.5.6 桁架拱应设置横向联结系，其中包括：拱顶实体段和上弦杆、下弦杆的每一节点处设横系梁；桥端第一根上弦杆节点的横系梁应予加强；端部设竖向剪刀撑；端节间设水平剪刀撑；跨间其他处，应视跨径大小设置竖向和水平剪刀撑；设有剪刀撑的水平或竖向平面的节点处，均应设横系梁。

9.5.7 桁式组合拱桥的上、下弦杆和斜杆、竖杆可分别做成多室和单室箱形截面；杆件节点处用横系梁联结。拱顶部分应设实腹段。

桁式组合拱桥边跨长度与主跨长度之比，宜采用 0.2~0.4；下弦杆可采用二次抛物线；上弦杆断点位置，宜设于距拱顶 0.25~0.30 倍主跨长度处。

9.5.8 拱桥的横系梁、K 形撑和剪刀撑的截面短边尺寸，不宜小于支承点或交点间长度的 1/15。杆件内应设置直径不小于 16mm 的纵向钢筋，并设置直径不小于 8mm 的箍筋。横系梁、K 形撑和剪刀撑与拱肋相联处，应设置配有斜向钢筋的倒角。

9.5.9 桁架拱、桁式组合拱的杆件(包括 K 形撑和剪刀撑)，当在同一平面内相交时，相交杆件的邻接边缘应用弧线或折线过渡，同一杆件两边的过渡线起点宜接近于同一截面。沿过渡段边缘应设置包络钢筋，且在杆件内有足够的锚固长度。各相交杆件的主钢筋在顺杆件长度方向应伸过节点中心，且应具备足够的锚固长度。

在节点附近的箍筋应适当加密。

9.5.10 刚架拱的跨径小于 25m 时，可仅设斜腿，不设斜撑；当跨径在 25~70m 之间时，宜加设斜撑；如跨径大于 70m 时，宜再增设一根斜撑。刚架拱实腹段长度，可采用 0.4~0.5 倍计算跨径。刚架拱的拱片中距宜在 2.0~3.5m 之间，拱片之间纵向每 3~5m 应设置一根横系梁。

9.5.11 修建在软土地基上或严寒地区的桁架拱桥、刚架拱桥，拱脚附近下弦主钢筋宜适量增加，其箍筋也宜加密。

9.5.12 多孔拱桥应根据使用要求设置单向推力墩或采用其他抗单向推力措施。单向推力墩宜每隔三孔至五孔设置一个。

9.6 柱、墩台和桩基承台

9.6.1 配有普通箍筋(或螺旋筋)的轴心受压构件(沉桩、钻/挖孔桩除外)，其钢筋设置应符合下列规定(图 9.6.1)：

1 纵向受力钢筋的直径不应小于 12mm，净距不应小于 50mm 且不应大于 350mm；水平浇筑的预制件的纵向钢筋的最小净距可按本规范第 9.3.3 条规定执行。构件的最小配筋百分率应符合本规范第 9.1.12 条的规定。构件的全部纵向钢筋配筋率不宜超过 5%。

2 纵向受力钢筋应伸入基础和盖梁，伸入长度不应小于本规范表 9.1.4 规定的锚固长度。

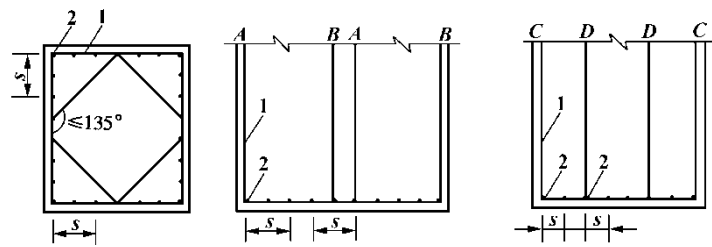
3 箍筋应做成闭合式，其直径不应小于纵向钢筋的直径的 1/4，且不小于 8mm。

4 箍筋间距不应大于纵向受力钢筋直径的 15 倍、不大于构件短边尺寸(圆形截面采用 0.8

倍直径)并不大于 400mm。纵向受力钢筋搭接范围内的箍筋间距,应符合本规范第 9.3.12 条的规定。

纵向钢筋截面面积大于混凝土截面面积 3%时,箍筋间距不应大于纵向钢筋直径的 10 倍,且不大于 200mm。

5 构件内纵向受力钢筋应设置于离角筋中心距离 s (图 9.6.1)不大于 180mm 或 18 倍箍筋直径(取较大者)范围内,如超出此范围设置纵向受力钢筋,应设复合箍筋。相邻箍筋的弯钩接头,在纵向应错开布置。



a) s 内设三根纵向受力钢筋 b) s 内设二根纵向受力钢筋

图 9.6.1 柱内复合箍筋布置

1-箍筋; 2-角筋; A、B、C、D-箍筋编号

[图 a)、b)内, 箍筋 A、B 与 C、D 两组设置方式可根据实际情况选用]

9.6.2 配有螺旋式或焊接环式间接钢筋的轴心受压构件,其钢筋的设置应符合下列规定:

1 纵向受力钢筋的截面面积,不应小于箍筋圈内核心截面面积的 0.5%。核心截面面积不应小于构件整个截面面积的 2/3。

2 间接钢筋的螺距或间距不应大于核心直径的 1/5,亦不应大于 80mm,且不应小于 40mm。

3 纵向受力钢筋应伸入与受压构件连接的上下构件内,其长度不应小于受压构件的直径且不应小于纵向受力钢筋的锚固长度。

4 间接钢筋的直径不应小于纵向钢筋直径的 1/4,且不小于 8mm。

9.6.3 偏心受压构件钢筋的设置应按本规范第 9.6.1 条规定办理。当偏心受压构件的截面高度 $h \geq 600\text{mm}$ 时,在侧面应设置直径为 10~16mm 的纵向构造钢筋,必要时相应设置复合箍筋。

9.6.4 薄壁式桥墩或肋板式桥台,在墩身表层、桥台的背墙和肋板表层宜设置钢筋网,其截面面积在水平方向和竖直方向分别不应小于每米 250mm^2 (包括受力钢筋),间距不应大于 400mm。

9.6.5 跨高比不大于 5 的盖梁宜采用强度等级较高的混凝土，并不应低于 C25。盖梁截面内应设箍筋，其直径不应小于 8mm，间距不宜大于 200mm。盖梁两侧面应设纵向水平钢筋，其直径不宜小于 12mm，间距不宜大于 200mm。

柱式墩台的柱身间设置横系梁时，其截面高度和宽度可分别取 0.8~1.0 倍和 0.6~0.8 倍的柱直径或长边边长。横系梁四角应设置直径不小于 16mm 的纵向钢筋，并设直径不小于 8mm 的箍筋，箍筋间距不应大于横系梁的短边尺寸或 400mm。

9.6.6 设计采用橡胶支座时，应预留更换支座所需的位置和空间。

9.6.7 在通航河流或有大量漂浮物下泄的河流上采用柔性排架墩时，宜在桥上游设置防护设施。

9.6.8 桩基承台的构造要求除应符合《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63-2007)有关规定外，尚应符合下列要求：

1 桩基承台的高度宜为桩直径的 1.0~2.0 倍，且不小于 1.5m。

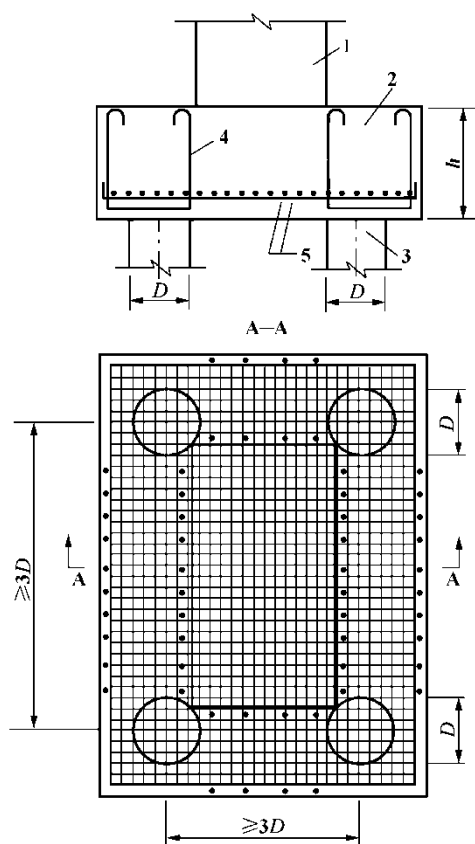


图 9.6.8 承台吊筋布置

1-墩台身；2-承台；3-桩；4-吊筋；5-主筋； D -桩直径

2 当桩中距不大于 3 倍桩直径时, 承台受力钢筋应均匀布置于全宽度内; 当桩中距大于 3 倍桩直径时, 受力钢筋应均匀布置于距桩中心 1.5 倍桩直径范围内, 在此范围以外应布置配筋率不小于 0.1% 的构造钢筋。钢筋横向净距和层距应符合本规范第 9.3.3 条规定, 最小混凝土保护层厚度应符合第 9.1.1 条的规定。

3 如承台仅有一个方向的受力钢筋时, 在垂直于该各层受力钢筋方向, 应设直径不小于 12mm, 间距不大于 250mm 的构造钢筋。

4 承台的顶面和侧面应设置表层钢筋网, 每个面在两个方向的截面面积, 均不宜小于每米 400mm^2 , 钢筋间距不应大于 400mm。在桩身顶端的承台平面内宜设一层钢筋网, 平面内每一方向的每米宽度钢筋用量 $1200\sim 1500\text{mm}^2$, 钢筋直径采用 $12\sim 16\text{mm}$ 。

5 承台竖向连系钢筋, 其直径不应小于 16mm。

6 承台的桩中距等于或大于桩直径的三倍时, 宜在两桩之间, 距桩中心各一倍桩直径的中间区段内设置吊筋(图 9.6.8), 其直径不应小于 12mm, 间距不应大于 200mm。

9.7 支座

9.7.1 钢筋混凝土及预应力混凝土受弯构件, 如无特殊要求, 宜选用橡胶支座, 其材料质量和性能, 板式橡胶支座和盆式橡胶支座应分别符合《公路桥梁板式橡胶支座》(JT/T 4) 和《公路桥梁盆式橡胶支座》(JT 391) 的要求。

9.7.2 橡胶支座应根据地区气温条件选用, $-25\sim +60^\circ\text{C}$ 地区可选用氯丁橡胶支座; $-40\sim +60^\circ\text{C}$ 地区可选用三元乙丙橡胶支座或天然橡胶支座。

9.7.3 在梁的单个支承点上, 纵桥向只能设置一个支座, 横桥向不宜设置多于两个支座。

9.7.4 板式橡胶支座的安装, 应使其与梁底及墩台密贴, 传力均匀。在板桥的同一块板的多个支座中, 不得有支座脱空。活动支座应设防尘罩。

9.7.5 当桥梁纵坡不大于 1% 时, 板式橡胶支座可直接设于墩帽上; 当桥梁纵坡大于 1% 时, 应在梁底采取措施, 使支座保持水平。当板桥桥面横坡不大于 2% 时, 板式橡胶支座可直接设于墩帽顶面横坡上, 当板桥桥面横坡大于 2% 时, 应采取措施予以调整。

9.8 涵洞、吊环和铰

9.8.1 孔径 1m 及以上的圆管涵应采用双层钢筋。钢筋的混凝土最小保护层厚度应符合本规范第 9.1.1 条的规定。预制的各类涵洞构件，应进行搬运、安装时的受力验算。

9.8.2 预制构件的吊环应采用 HPB235、HPB300 钢筋制作，严禁使用冷加工钢筋。每个吊环按两肢截面计算，在构件自重标准值作用下，吊环的拉应力不应大于 50MPa (HPB235)、65MPa (HPB300)。当一个构件设有四个吊环时，设计时仅考虑三个吊环同时发挥作用。吊环埋入混凝土的深度不应小于 35 倍吊环直径，端部应做成 180°弯钩，且应与构件内钢筋焊接或绑扎。吊环内直径不应小于三倍钢筋直径，且不应小于 60mm。

9.8.3 钢筋混凝土铰的凸面半径 r_1 (见本规范图 8.3.1)宜为 1.5~3.0m。铰的混凝土强度等级不应低于 C30。在铰的接触面应垫以包有薄锌片、铜片或铝片的厚为 4~6mm 的铅板，其周围应采取防腐措施。

附录 A 温差作用效应计算公式

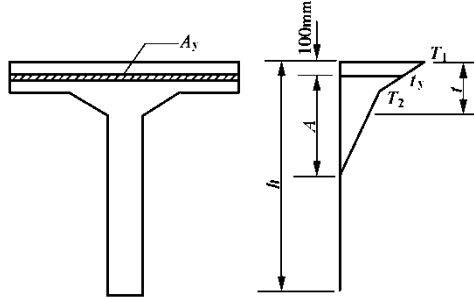


图 A 温差计算

1 简支梁温差应力

$$N_t = \sum A_y t_y \alpha_c E_c \quad (\text{A-1})$$

$$M_t^0 = -\sum A_y t_y \alpha_c E_c e_y \quad (\text{A-2})$$

1) 正温差应力

$$\sigma_t = \frac{-N_t}{A_0} + \frac{M_t^0}{I_0} y + t_y \alpha_c E_c \quad (\text{A-3})$$

2) 反温差应力, (A-1)、(A-2)、(A-3)内 t_y 取负值, 按(A-3)式计算。

式中 A_y ——截面内的单元面积;

t_y ——单元面积 A_y 内温差梯度平均值, 均以正值代入;

α_c ——混凝土线膨胀系数, 按《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 的规定采用;

E_c ——混凝土弹性模量;

y ——计算应力点至换算截面重心轴的距离, 重心轴以上取正值, 以下取负值;

e_y ——单元面积 A_y 重心至换算截面重心轴的距离, 重心轴以上取正值, 以下取负值;

A_0 、 I_0 ——换算截面面积和惯性矩。

2 连续梁温差应力尚应计入温度作用次弯矩 M_t , 此时公式(A-3)右边第 2 项内弯矩 M_t^0 应改以 $M_t = M_t + M_t^0$ 代之。

附录 B 预应力曲线钢筋由锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩引起的考虑反摩擦后的预应力损失简化计算

B.0.1 后张法预应力混凝土受弯构件应计算由锚具变形、钢筋回缩等引起反摩擦后的预应力损失。反向摩擦的管道摩擦系数可假定与正向摩擦的相同。

B.0.2 反摩擦影响长度 l_f (见图 B.0.2) 可按下列公式计算:

$$l_f = \sqrt{\frac{\sum \Delta l \cdot E_p}{\Delta \sigma_d}} \text{ (mm)} \quad (\text{B.0.2-1})$$

式中, $\Delta \sigma_d$ 为单位长度由管道摩擦引起的预应力损失, 按下列公式计算:

$$\Delta \sigma_d = \frac{\sigma_0 - \sigma_l}{l} \quad (\text{B.0.2-2})$$

式中 σ_0 ——张拉端锚下控制应力, 按本规范第 6.1.3 条的规定采用 (MPa);

σ_l ——预应力钢筋扣除沿途摩擦损失后锚固端应力 (MPa);

l ——张拉端至锚固端的距离 (mm)。

当 $l_f \leq l$ 时, 预应力钢筋离张拉端 x 处考虑反摩擦后的预应力损失 $\Delta \sigma_x(\sigma_{l2})$, 可按下列公式计算:

$$\Delta \sigma_x(\sigma_{l2}) = \Delta \sigma \frac{l_f - x}{l_f} \quad (\text{B.0.2-3})$$

$$\Delta \sigma = 2\Delta \sigma_d l_f \quad (\text{B.0.2-4})$$

式中, $\Delta \sigma$ 为当 $l_f \leq l$ 时在 l_f 影响范围内, 预应力钢筋考虑反摩擦后在张拉端锚下的预应力损失值。

如 $x \geq l_f$, 表示 x 处预应力钢筋不受反摩擦的影响。

当 $l_f > l$ 时, 预应力钢筋离张拉端 x' 处考虑反摩擦后的预拉力损失 $\Delta \sigma'_x(\sigma'_{l2})$, 可按下列公式计算:

$$\Delta \sigma'_x(\sigma'_{l2}) = \Delta \sigma' - 2x' \Delta \sigma_d \quad (\text{B.0.2-5})$$

式中 $\Delta \sigma'$ 为当 $l_f > l$ 时在 l 范围内, 预应力钢筋考虑反摩擦后在张拉端锚下的预应力损失值, 可按以下方法求得: 令图 B.0.2 中“ $ca'bd$ ”等腰梯形面积 $A = \sum \Delta l \cdot E_p$, 试算得到 cd , 则 $\Delta \sigma' = cd$ 。

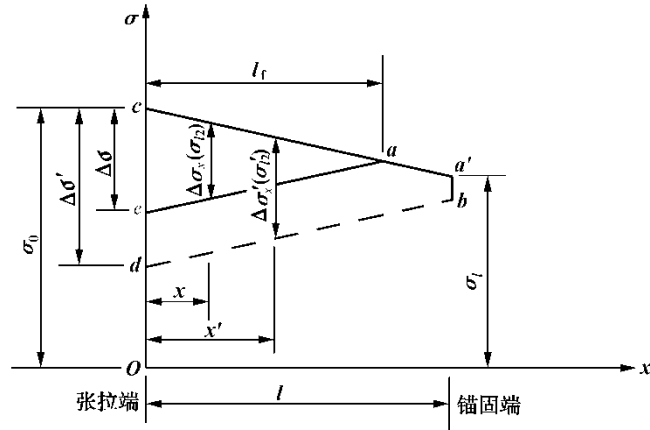


图 B.0.2 考虑反摩擦后钢筋预应力损失计算简图

图中 caa' 表示预应力钢筋扣除管道正摩擦损失后的应力分布线。

$ea'a'$ 表示 $l_f \leq l$ 时，预应力钢筋扣除管道正摩擦和回缩(考虑反摩擦)损失后的应力分布线。

db 表示 $l_f > l$ 时，预应力钢筋扣除管道正摩擦和回缩(考虑反摩擦)损失后的应力分布线。

cae 为等腰三角形； $ca'bd$ 为等腰梯形。

B.0.3 同一根预应力钢筋 两端张拉(分别张拉或同时张拉)且反摩擦损失影响长度有重叠时，在重叠范围内同一截面扣除正摩擦和回缩反摩擦损失后预应力钢筋的应力可取：两端分别张拉、锚固，分别计算正摩擦和回缩反摩擦损失，分别将张拉端锚下控制应力减去上述应力计算结果所得较大值。

附录 C 后张法预应力混凝土构件弹性压缩损失的简化计算

后张法预应力混凝土构件，当同一截面的预应力钢筋逐束张拉时，由混凝土弹性压缩引起的预应力损失，可按下列简化公式计算：

$$\sigma_{l4} = \frac{m-1}{2} \alpha_{EP} \Delta\sigma_{pc}$$

式中 m —— 预应力钢筋的束数；

$\Delta\sigma_{pc}$ —— 在计算截面的全部预应力钢筋重心处，由张拉一束预应力钢筋产生的混凝土法向压应力(MPa)，取各束的平均值。

本附录公式也可用于按截面分批张拉预应力钢筋(如纵向分块悬臂浇筑的构件)时，由混凝土弹性压缩引起的预应力损失。此时，每个截面作为一批，式中 m 为通过计算截面的预应力钢筋的批数； $\Delta\sigma_{pc}$ 为在计算截面全部预应力钢筋重心处，由张拉一批预应力钢筋产生的混凝土法向压应力(MPa)，取各批的平均值。

附录 D 混凝土收缩应变和徐变系数计算及钢筋松弛损失中间值与终极值的比值

D.1 收缩应变

D.1.1 混凝土的收缩应变可按下列公式计算：

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cso} \cdot \beta_s(t - t_s) \quad (D.1.1-1)$$

$$\varepsilon_{cso} = \varepsilon_s(f_{cm}) \cdot \beta_{RH} \quad (D.1.1-2)$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + 10\beta_{sc}(9 - f_{cm}/f_{cm0})] \cdot 10^{-6} \quad (D.1.1-3)$$

$$\beta_{RH} = 1.55[1 - (RH/RH_0)^3] \quad (D.1.1-4)$$

$$\beta_s(t - t_s) = \left[\frac{(t - t_s)/t_1}{350(h/h_0)^2 + (t - t_s)/t_1} \right]^{0.5} \quad (D.1.1-5)$$

式中 t ——计算考虑时刻的混凝土龄期(d)；

t_s ——收缩开始时的混凝土龄期(d)，可假定为 3~7d；

$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ ——收缩开始时的龄期为 t_s ，计算考虑的龄期为 t 时的收缩应变；

ε_{cso} ——名义收缩系数；

β_s ——收缩随时间发展的系数；

f_{cm} ——强度等级 C20~C50 混凝土在 28d 龄期时的平均立方体抗压强度(MPa)， $f_{cm} = 0.8f_{cu,k} + 8\text{MPa}$ ；

$f_{cu,k}$ ——龄期为 28d，具有 95%保证率的混凝土立方体抗压强度标准值(MPa)；

β_{RH} ——与年平均相对湿度相关的系数，公式(D.1.1-4)适用于 $40\% \leq RH < 90\%$ ；

RH ——环境年平均相对湿度(%)；

β_{sc} ——依水泥种类而定的系数，对一般的硅酸盐类水泥或快硬水泥， $\beta_{sc} = 5.0$ ；

h ——构件理论厚度(mm)， $h = 2A/u$ ， A 为构件截面面积， u 为构件与大气接触的周边长度；

$RH_0 = 100\%$ ；

$h_0 = 100\text{mm}$ ；

$t_1 = 1\text{d}$ ；

$$f_{cmo} = 10\text{MPa}。$$

D.1.2 强度等级 C20~C50 混凝土的名义收缩系数 ε_{cs0} ，可按由公式(D.1.1-2)算得的表 D.1.2 所列数值采用。

表 D.1.2 混凝土名义收缩系数 $\varepsilon_{cs0} \cdot 10^3$

$40\% \leq RH < 70\%$	$70\% \leq RH < 99\%$
0.529	0.310

注：(1) 本表适用于一般硅酸盐类水泥或快硬水泥配制而成的混凝土；

(2) 本表适用于季节性变化的平均温度 $-20^\circ\text{C} \sim +40^\circ\text{C}$ ；

(3) 本表数值系按 C40 混凝土计算所得，对强度等级为 C50 及以上混凝土，表列数值应乘以 $\sqrt{\frac{32.4}{f_{ck}}}$ ，式中 f_{ck} 为混凝土轴心抗压强度标准值(MPa)；

(4) 计算时，表中年平均相对湿度 $40\% \leq RH < 70\%$ ，取 $RH=55\%$ ； $70\% \leq RH < 99\%$ ，取 $RH=80\%$ 。

D.1.3 在桥梁设计中当需考虑收缩影响或计算阶段预应力损失时，混凝土收缩应变值可按下列步骤计算：

1 按公式(D.1.1-5)计算从 t_s 到 t 、 t_s 到 t_0 的收缩应变发展系数 $\beta_s(t-t_s)$ 、 $\beta_s(t_0-t_s)$ ，当计算 $\beta_s(t_0-t_s)$ 时，公式中的 t 均改用 t_0 。其中 t 为计算收缩应变考虑时刻的混凝土龄期(d)， t_0 为桥梁结构开始受收缩影响时刻或预应力钢筋传力锚固时刻的混凝土龄期(d)， t_s 为收缩开始时(养护期结束时)的混凝土龄期，设计时可取 $3 \sim 7\text{d}$ ， $t > t_0 \geq t_s$ 。

2 按下列公式计算自 t_0 至 t 时的收缩应变值 $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ ：

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs0} [\beta_s(t-t_s) - \beta_s(t_0-t_s)] \quad (\text{D.1.3})$$

式中的名义收缩系数 ε_{cs0} 按表 D.1.2 采用。

D.2 徐变系数

D.2.1 混凝土的徐变系数可按下列公式计算：

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t-t_0) \quad (\text{D.2.1-1})$$

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (\text{D.2.1-2})$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / RH_0}{0.46(h / h_0)^{\frac{1}{3}}} \quad (\text{D.2.1-3})$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{(f_{cm}/f_{cm0})^{0.5}} \quad (\text{D.2.1-4})$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_0/t_1)^{0.2}} \quad (\text{D.2.1-5})$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)/t_1}{\beta_H + (t - t_0)/t_1} \right]^{0.3} \quad (\text{D.2.1-6})$$

$$\beta_H = 150 \left[1 + \left(1.2 \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right] \frac{h}{h_0} + 250 \leq 1500 \quad (\text{D.2.1-7})$$

式中 t_0 ——加载时的混凝土龄期(d);

t ——计算考虑时刻的混凝土龄期(d);

$\phi(t, t_0)$ ——加载龄期为 t_0 , 计算考虑龄期为 t 时的混凝土徐变系数;

ϕ_0 ——名义徐变系数;

β_c ——加载后徐变随时间发展的系数。

式中 f_{cm} 、 f_{cm0} 、 RH 、 RH_0 、 h 、 h_0 、 t_1 的意义及其采用值与第 D.1.1 条相同。

D.2.2 强度等级 C20~C50 混凝土的名义徐变系数 ϕ_0 , 可按由公式(D.2.1-2)算得的表 D.2.2 值采用。

表 D.2.2 混凝土名义徐变系数 ϕ_0

加载龄期(d)	40% ≤ RH < 70%				70% ≤ RH < 99%			
	理论厚度 h(mm)				理论厚度 h(mm)			
	100	200	300	≥600	100	200	300	≥600
3	3.90	3.50	3.31	3.03	2.83	2.65	2.56	2.44
7	3.33	3.00	2.82	2.59	2.41	2.26	2.19	2.08
14	2.92	2.62	2.48	2.27	2.12	1.99	1.92	1.83
28	2.56	2.30	2.17	1.99	1.86	1.74	1.69	1.60
60	2.21	1.99	1.88	1.72	1.61	1.51	1.46	1.39
90	2.05	1.84	1.74	1.59	1.49	1.39	1.35	1.28

注: (1) 本表适用于一般硅酸盐类水泥或快硬水泥配制而成的混凝土;

(2) 本表适用于季节性变化的平均温度 -20℃~+40℃;

- (3) 本表数值系按 C40 混凝土计算所得, 对强度等级 C50 及以上混凝土, 表列数值应乘以 $\sqrt{\frac{32.4}{f_{ck}}}$, 式中 f_{ck} 为混凝土轴心抗压强度标准值(MPa);
- (4) 计算时, 表中年平均相对湿度 $40\% \leq RH < 70\%$, 取 $RH=55\%$; $70\% \leq RH < 99\%$, 取 $RH=80\%$;
- (5) 构件的实际理论厚度和加载龄期为表列中间值时, 混凝土名义徐变系数可按直线内插法求得。

D.2.3 在桥梁设计中需考虑徐变影响或计算阶段预应力损失时, 混凝土的徐变系数值可按下列步骤计算:

- 1 按公式(D.2.1-7)计算 β_H , 计算时公式中的年平均相对湿度 RH , 当在 $40\% \leq RH < 70\%$ 时, 取 $RH=55\%$; 当在 $70\% \leq RH < 99\%$ 时, 取 $RH=80\%$ 。
- 2 根据计算徐变所考虑的龄期 t 、加载龄期 t_0 及已算得的 β_H , 按公式(D.2.1-6)计算徐变发展系数 $\beta_c(t-t_0)$ 。
- 3 根据 $\beta_c(t-t_0)$ 和表 D.2.2 所列名义徐变系数(必要时用内插求得), 按公式(D.2.1-1)计算徐变系数 $\phi(t, t_0)$ 。

注: 当实际的加载龄期超过表 D.2.2 给出的 90d 时, 其混凝土名义徐变系数可按 $\phi'_0 = \phi_0 \beta(t'_0) / \beta(t_0)$ 求得,

式中 ϕ_0 为表 D.2.2 所列名义徐变系数, $\beta(t'_0)$ 和 $\beta(t_0)$ 按公式(D.2.1-5)计算, 其中 t_0 为表列加载龄期, t'_0 为 90d 以外计算所需的加载龄期。

D.3 钢筋松弛损失中间值与终极值的比值

当需分阶段计算钢筋松弛损失时, 其中间值应根据建立预应力的时间按表 D.3 确定。钢筋松弛损失的终极值按本规范第 6.2.6 条计算。

表 D.3 钢筋松弛损失中间值与终极值的比值

时间(d)	2	10	20	30	40
比值	0.50	0.61	0.74	0.87	1.00

附录 E 允许开裂的 B 类预应力混凝土受弯构件受压区高度计算

T 形和 I 形截面预应力混凝土受弯构件, 其受压区高度 x 可按下列公式计算(参见图 7.1.4):

$$Ax^3 + Bx^2 + Cx + D = 0 \quad (\text{E-1})$$

$$A = b \quad (\text{E-2})$$

$$B = 3be_N \quad (\text{E-3})$$

$$C = 3b_0h'_f(2e_N + h'_f) + 6\alpha_{EP}(A_p g_p + A'_p g'_p) + 6\alpha_{ES}(A_s g_s + A'_s g'_s) \quad (\text{E-4})$$

$$D = -b_0h'^2_f(3e_N + 2h'_f) - 6\alpha_{EP}(A_p h_p g_p + A'_p a'_p g'_p) - 6\alpha_{ES}(A_s h_s g_s + A'_s a'_s g'_s) \quad (\text{E-5})$$

计算 A 、 B 、 C 、 D 后, 代入公式(E-1)解得 x 。

对于矩形截面预应力混凝土受弯构件, 令公式(E-4)、(E-5)中的 h'_f 等于零。

式中 b ——T 形和 I 形截面的腹板宽度或矩形截面的宽度;

e_N —— N_{p0} 作用点至截面受压区边缘的距离;

b_0 ——T 形和 I 形截面受压翼缘宽度与腹板宽度之差, $b_0 = b'_f - b$;

h'_f ——T 形和 I 形截面受压翼缘厚度;

h_p 、 h_s ——受拉区预应力钢筋重心、普通钢筋重心至受压区边缘的距离;

g_p 、 g_s ——受拉区预应力钢筋重心、普通钢筋重心至 N_{p0} 作用点的距离, $g_p = h_p + e_N$, $g_s = h_s + e_N$;

a'_p 、 a'_s ——受压区预应力钢筋重心、普通钢筋重心至受压区边缘的距离;

g'_p 、 g'_s ——受压区预应力钢筋重心、普通钢筋重心至 N_{p0} 作用点的距离, $g'_p = a'_p + e_N$, $g'_s = a'_s + e_N$ 。

注: (1) 受压区普通钢筋的应力应符合 $\alpha_{ES}\sigma_{cc} \leq f'_{sd}$ 的要求, 当 $\alpha_{ES}\sigma_{cc} > f'_{sd}$ 时, 公式(E-4)、(E-5)中的 A'_s 应

以 $\frac{f'_{sd}}{\alpha_{ES}\sigma_{cc}} A'_s$ 代替, 此处 f'_{sd} 为普通钢筋抗压强度设计值, σ_{cc} 为受压区普通钢筋合力点处混凝土压

应力, 可按本规范公式(7.1.4-1)计算, 但式中 C 改用该钢筋合力点至开裂截面重心轴的距离;

(2) 当受压区预应力钢筋为拉应力 [$(\alpha_{EP}\sigma_{cc} - \sigma'_{p0})$] 为负时, 公式(E-4)、(E-5)中含 A'_p 项前面的正号应改为负号, 此处 σ_{cc} 为受压区预应力钢筋合力点处混凝土的压应力;

(3) 当受压区未设预应力钢筋或普通钢筋时, 公式(E-4)、(E-5)中的 A'_p 项或 A'_s 项等于零。

附录 F 拉压杆模型分析方法 (新增)

F.1 一般规定

F.1.1 拉压杆模型是从混凝土连续体内抽象出的虚拟桁架模型，由压杆、拉杆和节点组成，用以反映结构内部力流传递。

F.1.2 在进行混凝土结构局部区 (D 区) 设计时，可根据拉压杆模型进行构造尺寸及配筋验算。

F.1.3 在拉压杆模型中，拉杆与压杆之间的最小夹角不宜小于 25° 。

F.2 拉压杆模型的验算内容

F.2.1 拉压杆模型中的压杆、拉杆和节点，应按下式进行承载力验算：

$$\gamma_0 F_d \leq F_{STM,d} \quad (F.2.1)$$

式中 γ_0 ——桥梁结构的重要性系数，按 5.1.2 和 5.1.5 条规定取值。

F_d ——压杆、拉杆或节点的作用效应基本组合设计值，对于后张预应力锚固区，作用设计值取为 1.2 倍的预应力张拉控制力；

$F_{STM,d}$ ——压杆、拉杆或节点的承载力设计值。

F.2.2 压杆按下列规定进行承载力验算

1 无配筋压杆的承载力设计值：

$$F_{S,d} = f_{ce,d} A_{cs} \quad (F.2.2-1)$$

$$f_{ce,d} = \frac{\beta_c f_{cd}}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq 0.85\beta_c f_{cd} \quad (F.2.2-2)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002) \cot^2 \alpha_s \quad (F.2.2-3)$$

式中 A_{cs} ——混凝土压杆的有效横截面积，其值通过同时考虑可利用的混凝土面积和压杆端部的锚固条件确定，当压杆通过钢筋锚固时，混凝土的有效面积可考虑从锚点向外延伸至 6 倍钢筋直径处 (图 F.2.2)；

$f_{ce,d}$ ——压杆有效抗压强度设计值;

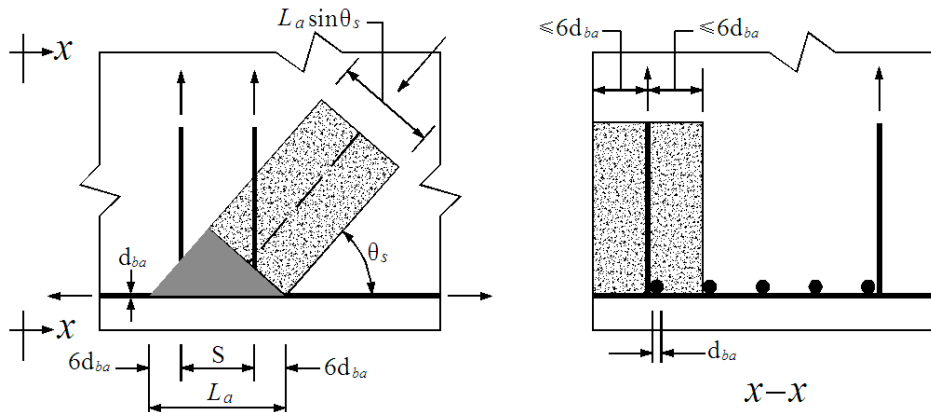
f_{cd} ——混凝土轴心抗压强度设计值;

β_c ——与混凝土强度等级有关参数, 按表 F.2.2 取值;

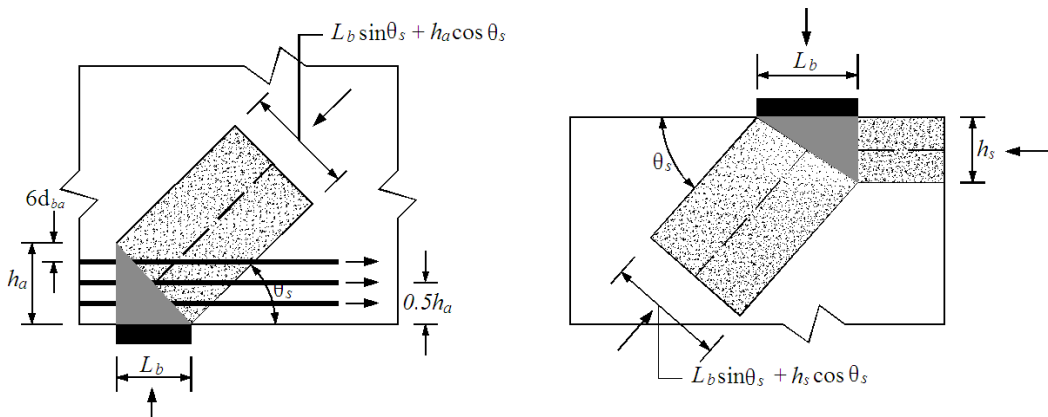
ε_1 ——压杆中垂直于压杆方向的混凝土横向拉应变;

α_s ——压杆和相邻拉杆间的最小角度, 且 $\alpha_s \geq 25^\circ$;

ε_s ——拉杆方向混凝土的拉应变。当拉杆由普通钢筋组成时, 按拉杆的作用效应组合内力设计值计算; 若拉杆为预应力钢筋, 在其周边混凝土未消压前取 $\varepsilon_s = 0.0$, 在消压之后取 $\varepsilon_s = (f_{pd} - f_{pe}) / E_p$ 。



(a) 仅由钢筋锚固的压杆



(b) 由钢筋和支座共同约束的压杆

(c) 由支座和压杆共同约束的压杆

图 F.2.2 约束锚固条件对压杆有效横截面积的影响

表 F.2.2 参数 β_c 取值

混凝土强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
β_c	1.29	1.29	1.29	1.29	1.29	1.29	1.32	1.33	1.34	1.34	1.35	1.36	1.36	1.37

2 配筋压杆的承载力设计值:

如果压杆中配置了平行于压杆轴线的钢筋, 则压杆的承载力设计值:

$$F_{S,d} = f_{ce,d} A_{cs} + f'_{sd} A_{ss} \quad (\text{F.2.2-4})$$

式中 $f_{ce,d}$ ——混凝土压杆有效抗压强度设计值;

A_{cs} ——混凝土压杆的有效横截面积;

f'_{sd} ——普通钢筋抗压强度设计值;

A_{ss} ——压杆中平行于压杆轴线的钢筋面积。

F.2.3 充当拉杆的钢筋应锚固在节点区, 并满足规定的埋置长度、弯钩或机械锚固的要求。

拉杆的承载力设计值为:

$$F_{T,d} = f_{sd} A_{st} + (0.9f_{pe} + f_{sd}) A_{ps} \quad (\text{F.2.3})$$

式中 f_{sd} ——普通钢筋抗拉强度设计值;

f_{pe} ——预应力钢筋中扣除预应力损失的有效应力;

A_{st} ——拉杆中纵向普通钢筋总面积;

A_{ps} ——预应力钢筋面积。

F.2.4 拉压杆模型中的节点可分为三种类型: CCC、CCT 及 CTT, 如表 F.2.4。节点界面的承载力设计值为:

$$F_{N,d} = \beta_n f_{cd} A_n \quad (\text{F.2.4})$$

式中 β_n ——节点界面的混凝土强度软化系数, 按表 F.2.4 取值;

A_n ——节点的界面面积, 根据节点类型和图 F.2.4 计算。

表 F.2.4 三类典型节点的界面混凝土强度软化系数

节点类型	意义	β_n
CCC (压-压-压)	杆件和支承面包围的节点区域	$0.85\beta_c$
CCT (压-压-拉)	单向拉杆锚固的节点区域	$0.75\beta_c$
CTT (压-拉-拉)	双向拉杆锚固的节点区域	$0.65\beta_c$

注: 对节点区配有约束钢筋的情况, 若经过分析或试验验证其有约束增强效果, 在本表基础上取值可有所提高。

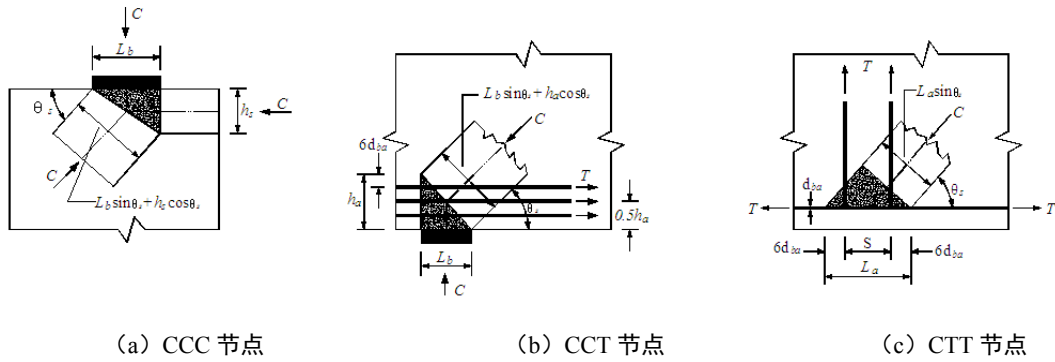


图 F.2.4 节点的界面几何形状及尺寸

F.2.5 按照拉压杆模型设计的结构、构件或区域，应在其表面配置正交的钢筋网，网格间距不得超过 300mm，钢筋面积对混凝土毛截面积的比值在每个方向不应小于 0.3%。

F.3 拉压杆模型的构形方法

F.3.1 拉压杆模型的构形方法一般包括：荷载路径法、应力迹线法、拓扑优化法等。

F.4 基于拉压杆模型的局部区设计步骤

F.4.1 用拉压杆模型进行结构设计的一般步骤：

- 1) 根据结构边界条件及受力情况，确认结构中 D 区的范围。
- 2) 构建 D 区的拉压杆模型。
- 3) 根据节点受力平衡条件确定拉压杆模型中各杆件的内力；对于超静定的拉压杆模型，还必须估计各杆件的相对刚度。
- 4) 根据第 F.2 节进行拉杆配筋，以及压杆和节点的强度验算。如果压杆和节点的应力超出限值，或是压杆或节点超出 D 区的范围，则需要对结构尺寸进行调整。
- 5) 最后根据构造要求布置一定的分布钢筋，以控制裂缝的宽度和保证结构具有一定的延性。

附录 G 桥梁结构的实用精细化分析模型 (新增)

G.1 空间网格模型

G.1.1 空间网格模型由 6DOF 梁单元组成，各纵横梁为刚性连接；计算结果采用“阶梯”型的应力分布模拟连续的正应力和剪应力分布，如图 G.1.1 所示。

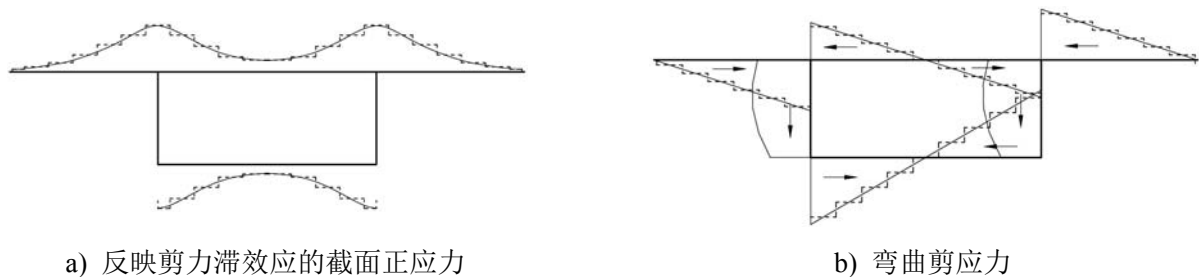


图 G.1.1 光滑的应力由网格模型阶梯状表达

G.1.2 建立空间网格模型时，可将腹板作为整体，也可将腹板分块。前者称为部分空间网格模型，对应的截面划分及网格模型如图 G.1.2 a) 所示，顶底板划分，腹板不划分，主要适用于预应力混凝土箱梁结构；后者称为完全空间网格模型，对应的截面划分及网格模型如图 G.1.2 b) 所示，腹板与顶底板均划分，主要适用于钢筋混凝土箱梁结构。

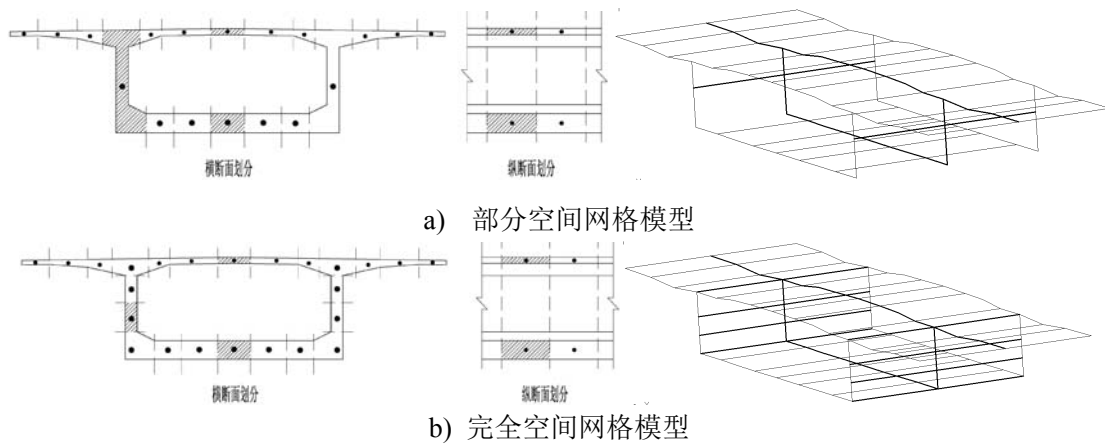


图 G.1.2 结构离散及空间网格模型示意图

G.1.3 空间网格模型中，单元截面有以下三种（如图 G.1.3 所示）：腹板整体截面、腹板划分截面和纵横向顶底板划分截面；单元截面特性按实际截面尺寸计算。

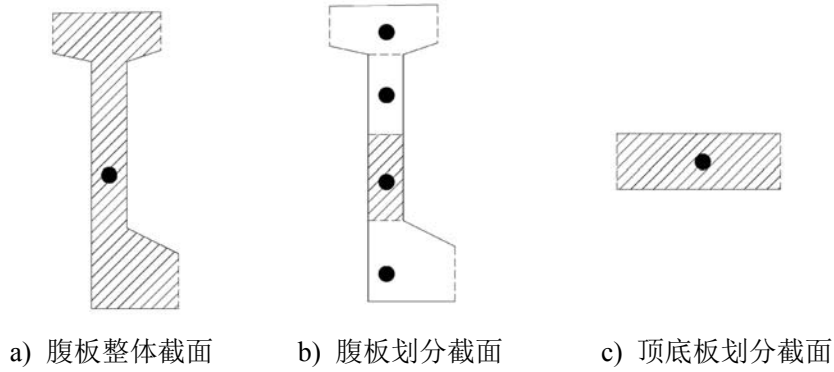


图 G.1.3 空间网格模型常用截面

条文说明：这里以图 G.1.3 c) 所示的矩形截面为例，说明网格模型中常用截面的截面特性计算方法：

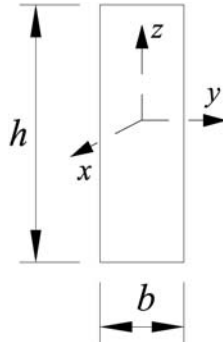


图 G.1.3-1 空间网格模型常用截面截面特性计算示意

轴向面积 $A_x = bh$ (G.1.3-1)

剪切面积 $A_y = A_z = bh$ (G.1.3-2)

抗弯惯矩 $I_z = \frac{b^3 h}{12}; I_y = \frac{bh^3}{12}$ (G.1.3-3)

抗扭惯矩 $I_T = \frac{4I_z I_y}{\beta(I_z + I_y)}; \beta = 1.3 \sim 1.6$ (G.1.3-4)

G.1.4 空间网格模型中，单元内力按照单元刚度进行分配，单元应力按下列规定计算：

1 对于腹板整体截面，正应力 σ_x 及剪应力 τ_{xz} 分别按式 (G.1.4-1)、(G.1.4-2) 计算：

$$\sigma_x = \frac{N_x}{A_x} + \frac{M_y z}{I_y} \quad (G.1.4-1)$$

$$\tau_{xz} = \eta \frac{V}{bh} \quad (G.1.4-2)$$

式中 A_x ——腹板截面面积；

N_x ——轴向力;

M_y ——绕截面重心轴弯矩;

z ——计算正应力应力点至截面重心轴的距离, 重心轴以上为正值;

I_y ——绕截面重心轴惯性矩;

η ——剪应力不均匀系数, 建议取值 1.2;

V ——沿截面高度方向剪力;

b ——截面腹板宽度;

h ——截面高度。

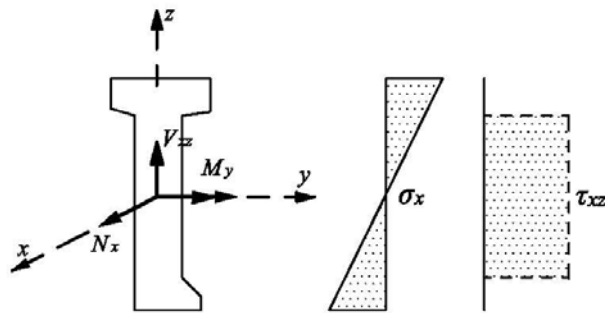


图 G.1.4-1 空间网格模型中“腹板整体截面”应力计算示意图

2 对于划分截面, 单元应力按下列规定进行计算:

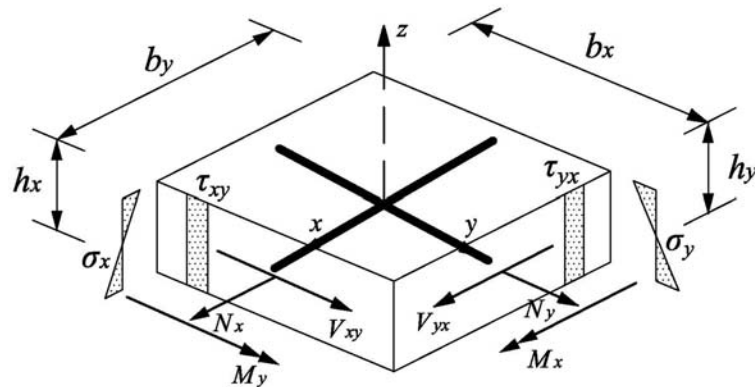


图 G.1.4-2 空间网格模型中“划分截面”应力计算示意图

1) 面外正应力

$$\sigma_x = \frac{M_y z}{I_y} \quad (\text{G.1.4-3})$$

$$\sigma_y = \frac{M_x z}{I_x} \quad (\text{G.1.4-4})$$

式中 σ_x ——截面 x 向正应力;

σ_y ——截面 y 向正应力；

z ——计算正应力应力点至截面重心轴的距离，重心轴以上取正值；

I_x 、 I_y ——垂直于 y 轴或 x 轴的截面绕各自截面重心轴惯性矩；

M_x 、 M_y ——垂直于 y 轴或 x 轴的截面绕各自截面重心轴弯矩。

2) 面内正应力

$$\sigma_{x-m} = \frac{N_x}{A_x} = \frac{N_x}{b_x h_x} \quad (\text{G.1.4-5})$$

$$\sigma_{y-m} = \frac{N_y}{A_y} = \frac{N_y}{b_y h_y} \quad (\text{G.1.4-6})$$

式中 σ_{x-m} ——截面中间层 x 向正应力；

σ_{y-m} ——截面中间层 y 向正应力；

b_x 、 b_y ——截面中垂直于 x 向或 y 向截面的宽度；

h_x 、 h_y ——截面中垂直于 x 向或 y 向截面的高度。

3) 面内剪应力

$$\tau_{xy} = \frac{V_{xy}}{b_x h_x} \quad (\text{G.1.4-7})$$

4) 面内主拉应力 σ_t 和主压应力 σ_c

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{x-m} + \sigma_{y-m}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x-m} - \sigma_{y-m}}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (\text{G.1.4-8})$$

G.2 折面梁格模型

G.2.1 梁格模型由 6DOF 梁单元组成，各纵横梁为刚性连接；计算结果采用“阶梯”型的正应力分布模拟连续的正应力分布，如图 G.2.1 所示。

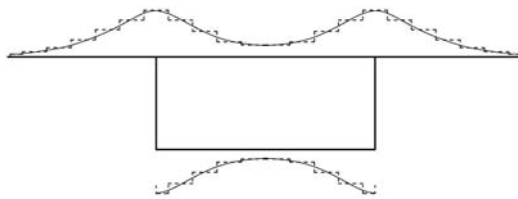


图 G.2.1 光滑的正应力由梁格模型阶梯状表达

G.2.2 折面梁格划分时保持整个截面的形心轴位置不变，将截面离散后的纵梁单元布置在

各自的形心位置处，截面划分及模型示意如图 G.2.2 所示：

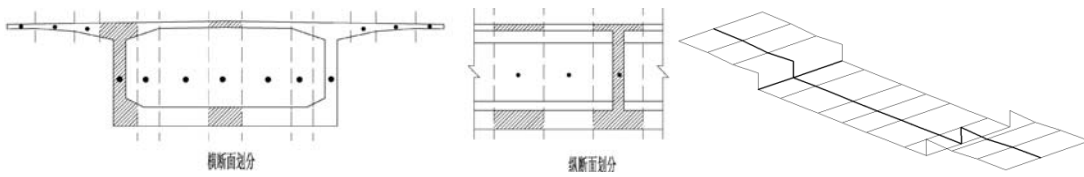


图 G.2.2 结构离散及折面梁格模型示意图

条文说明：梁格划分的疏密程度可以人为确定。针对图 G.2.2-1 的多室宽箱梁，可以采用 G.2.2-2 的稀疏划分方式， $B_1 \sim B_4$ 为 4 道腹板位置；也可以采用 G.2.2-3 的致密划分方式， $b_1 \sim b_4$ 为 4 道腹板位置。前者划分方式对每根划分梁可能需要根据本规范考虑剪力滞效应；后者的所有划分梁均无需考虑剪力滞效应。

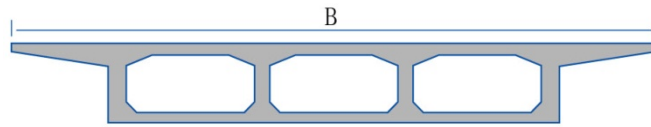


图 G.2.2-1 多室宽箱梁截面

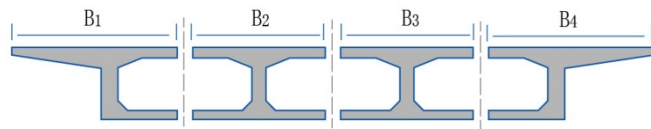


图 G.2.2-2 采用稀疏划分的宽箱梁截面（可能还需要考虑剪力滞效应）

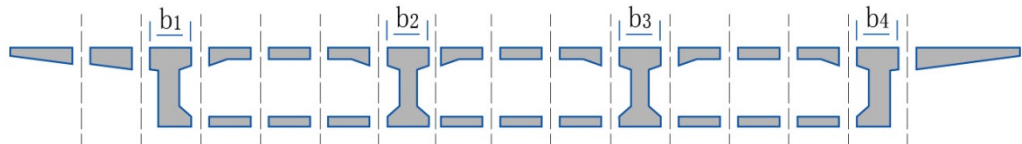


图 G.2.2-3 采用致密划分的宽箱梁截面（剪力滞效应无需单独考虑）

G.2.3 折面梁格模型中，单元截面有以下四种（如图 G.2.3 所示）：腹板截面、二字型截面、翼缘板截面和工字型截面；单元截面特性按实际截面尺寸计算。

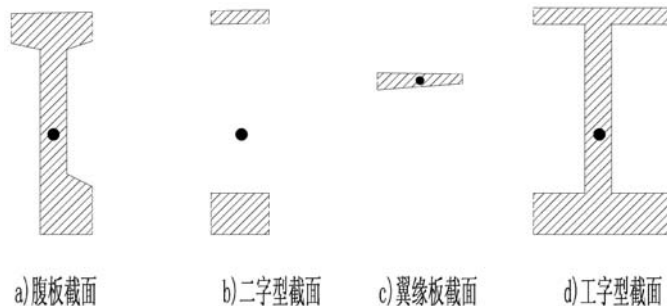


图 G.2.3 折面梁格模型常用截面

G.2.4 折面梁格模型中，单元内力按照单元刚度进行分配，单元应力按下列规定计算：

1 对于工字型截面，正应力 σ_x 按公式 (G.1.4-1) 计算；

剪应力计算按下列规定计算：

$$\text{稀疏划分的截面} \quad \tau_{xz} = \frac{VS}{bI_y} \quad (\text{G.2.4})$$

式中 V ——沿截面高度方向剪力；

b ——截面腹板宽度；

S ——截面计算剪应力点以上部分截面对截面重心轴的面积矩；

I_y ——绕截面重心轴惯性矩。

致密划分的截面，剪应力可按公式 (G.1.4-2) 计算。

2 对于二字型截面，正应力 σ_x 按公式 (G.1.4-1) 计算。二字型可不计算剪应力。

G.2.5 梁格模型应用于斜交桥梁时，划分的纵梁应顺着行车方向，横梁则应垂直于纵梁。

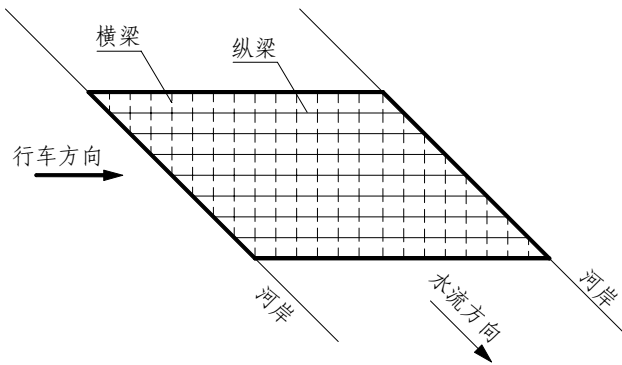


图 G.2.5 斜交桥的梁格划分

G.3.7 自由度单梁模型

G.3.1.7 自由度单梁模型可考虑“双向弯曲、扭转、轴向、双向剪切、翘曲位移”七个自由度。

G.3.2.7 自由度单梁模型中，单元截面特性及构件内力按照薄壁杆件结构力学计算。

G.3.3 连续弯箱梁桥可采用 7 自由度单梁模型分析得到翘曲双力矩、约束扭转扭矩和自由扭转扭矩，解析得到薄壁箱梁截面各点的超静定剪力流（包括约束扭转翘曲正应力和约束扭转剪应力），如图 G.3.3 所示。

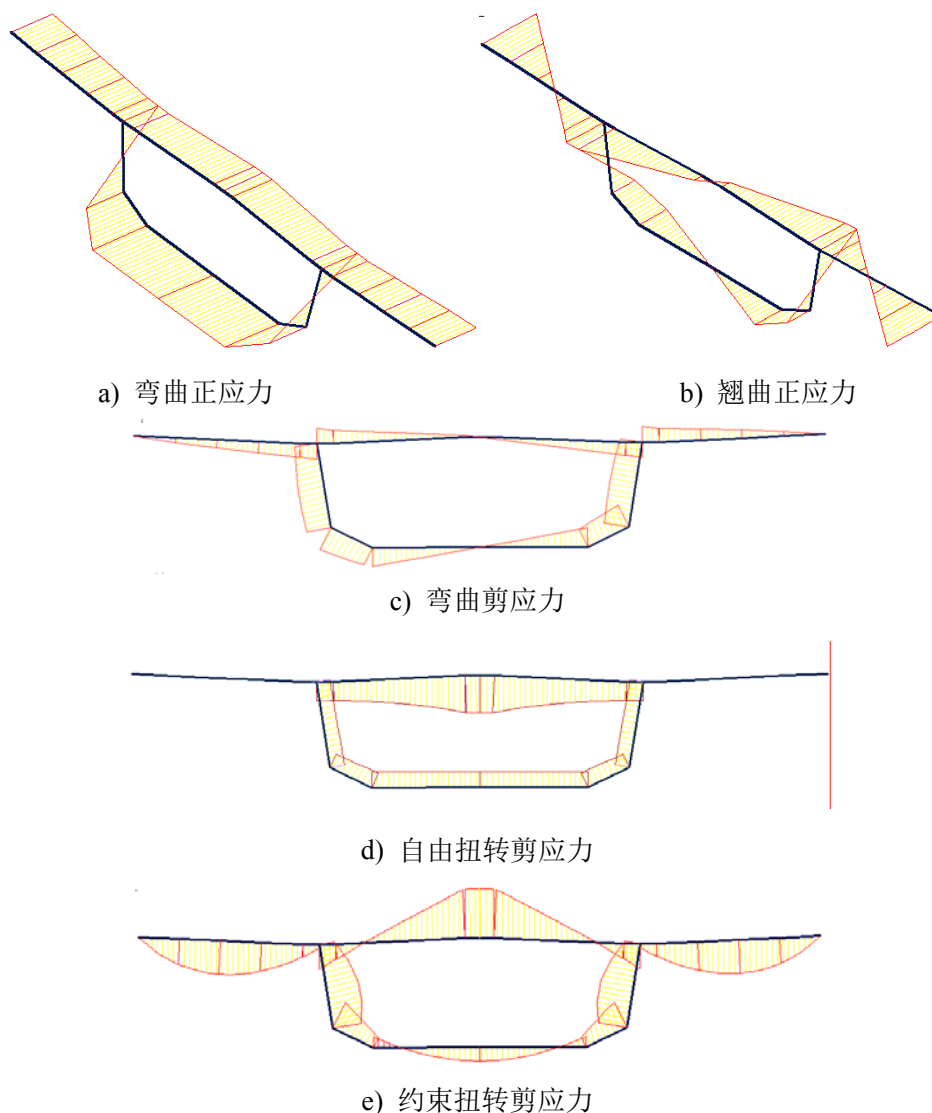


图 G.3.3 7 自由度单梁模型分析效应图示

条文说明：7 自由度单梁模型适合于整体分析，即最终产生面内薄壁效应的整体荷载，对于产生面外效应的局部荷载效应，如桥面板分析、预应力钢束在箱梁底板产生的外崩力效应等，则需要另外建立模型计算；另外，分析满足全截面的平截面假定，所以不能计算剪力滞效应，需要在效应中另外增加考虑。

附录 H 体外预应力混凝土桥梁设计 (新增)

H.1 一般规定

H.1.1 体外预应力系统由体外预应力索、锚固系统、转向装置和附属构造（减震装置和定位装置）四部分组成。

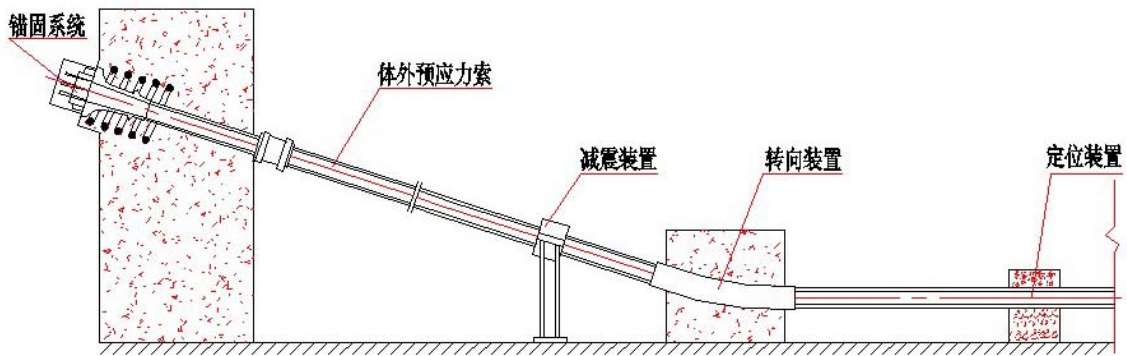


图 H.1.1 体外预应力系统

H.1.2 体外预应力混凝土桥梁应留有供体外预应力系统维护、更换的空间和设备进出的通道。

H.1.3 体外预应力混凝土桥梁应根据结构的设计使用年限、所处的环境类别及其作用等级，选定体内、体外预应力钢束的比例，选用体外预应力钢索的防腐蚀措施。

H.1.4 本附录仅适用于体外预应力钢束布置在梁高范围内的梁式结构桥梁。

H.2 结构计算

H.2.1 体外预应力混凝土构件承载力极限状态计算时，受拉区普通钢筋、预应力钢筋应力取其抗拉强度设计值 f_{sd} 、 f_{pd} ，受压区普通钢筋、预应力钢筋应力取其抗压强度设计值 f'_{sd} 、 f'_{pd} ，体外预应力钢束应力取其使用阶段扣除预应力损失后的有效应力 $\sigma_{pe,ex}$ 。

注： $\sigma_{pe,ex}$ 可参照第 6.1.5 条计算。

H.2.2 矩形截面或翼缘位于受拉边的 T 形截面体外预应力混凝土受弯构件，其正截面抗弯

承载力计算应符合下列规定(图 H.2.2):

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} b x (h_0 - \frac{x}{2}) + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (\text{H.2.2-1})$$

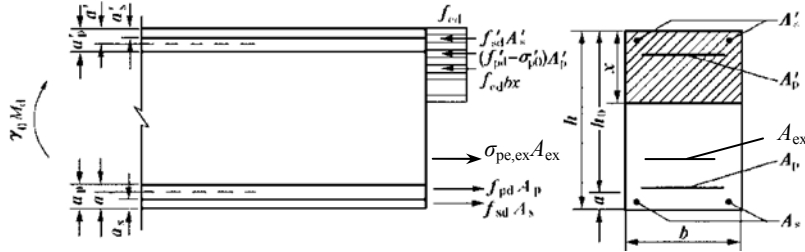


图 H.2.2 矩形截面受弯构件正截面承载力计算

混凝土受压区高度 x 应按下式计算:

$$f_{sd} A_s + f_{pd} A_p + \sigma_{pe,ex} A_{ex} = f_{cd} b x + f'_{sd} A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p \quad (\text{H.2.2-2})$$

截面受压区高度应符合下列要求:

$$x \leq \zeta_b h_0 \quad (\text{H.2.2-3})$$

当受压区配有纵向普通钢筋和预应力钢筋,且预应力钢筋受压即 $(f'_{pd} - \sigma'_{p0})$ 为正时

$$x \geq 2a' \quad (\text{H.2.2-4})$$

当受压区仅配纵向普通钢筋或配普通钢筋和预应力钢筋,且预应力钢筋受拉即 $(f'_{pd} - \sigma'_{p0})$

为负时

$$x \geq 2a'_s \quad (\text{H.2.2-5})$$

式中 γ_0 ——桥梁结构的重要性系数,按本规范第 5.1.5 条的规定采用;

M_d ——弯矩组合设计值;

f_{cd} ——混凝土轴心抗压强度设计值,按本规范表 3.1.4 采用;

f_{sd} 、 f'_{sd} ——纵向普通钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值,按本规范表 3.2.3-1 采用;

f_{pd} 、 f'_{pd} ——纵向预应力钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值,按本规范表 3.2.3-2 采用;

A_s 、 A'_s ——受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积;

A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积;

b ——矩形截面宽度或 T 形截面腹板宽度;

- h_0 ——截面有效高度, $h_0 = h - a$, 此处 h 为截面全高;
- a 、 a' ——受拉区、受压区普通钢筋和预应力钢筋的合力点至受拉区边缘、受压区边缘的距离;
- a'_s 、 a'_p ——受压区普通钢筋合力点、预应力钢筋合力点至受压区边缘的距离;
- σ'_{p0} ——受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时预应力钢筋的应力, 先张法构件按本规范公式(6.1.5-2)计算; 后张法构件按本规范公式(6.1.5-5)及第 6.1.5 条注 2 规定计算;
- $\sigma_{pe,ex}$ ——使用阶段体外预应力钢筋扣除预应力损失后的有效应力;
- A_{ex} ——体外预应力钢筋的截面面积。

注: 当桥梁为预应力混凝土连续梁等超静定结构时, 公式(H.2.2-1)中的 M_d , 应改用按本规范第 5.1.5 条的规定进行作用(或荷载)效应组合。

H.2.3 翼缘位于受压区的 T 形截面或 I 形截面体外预应力混凝土受弯构件, 其正截面抗弯承载力应按下列规定进行计算:

1 当符合下列条件时

$$f_{sd}A_s + f_{pd}A_p + \sigma_{pe,ex}A_{ex} \leq f_{cd}b'_f h'_f + f'_{sd}A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A'_p \quad (H.2.3-1)$$

应以宽度为 b'_f 的矩形截面[图 H.2.3 a)], 按本规范第 H.2.2 条公式计算正截面抗弯承载力。

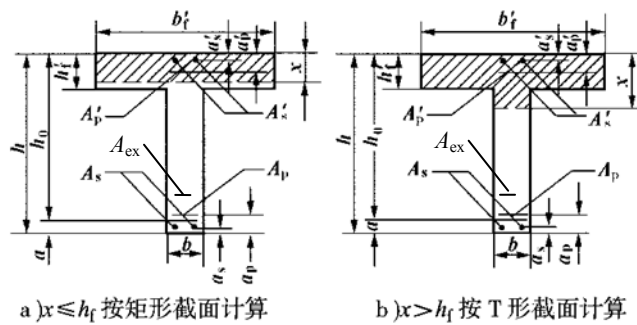


图 H.2.3 T 形截面受弯构件正截面承载力计算

2 当不符合公式(H.2.3-1)的条件时, 计算中应考虑截面腹板受压的作用, 其正截面抗弯承载力应按下列规定计算[图 H.2.3 b)]:

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} \left[bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f'_{sd} A'_s \left(h_0 - a'_s \right) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p \left(h_0 - a'_p \right) \quad (H.2.3-2)$$

此时, 受压区高度 x 应按下列公式计算, 并应符合本规范公式(H.2.2-3)、(H.2.2-4)、(H.2.2-5)

的要求。

$$f_{sd}A_s + f_{pd}A_p + \sigma_{pe,ex}A_{ex} = f_{cd}[bx + (b'_f - b)h'_f] + f'_{sd}A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A'_p \quad (\text{H.2.3-3})$$

式中 h'_f ——T 形或 I 形截面受压翼缘厚度；

b'_f ——T 形或 I 形截面受压翼缘的有效宽度，按本规范第 4.3.2 条的规定采用。

箱形截面体外预应力混凝土受弯构件的正截面抗弯承载力可参照本条计算。

注：图 H.2.3 截面内力作用方向与本规范图 H.2.2 相同。

H.2.4 矩形、T 形和 I 形截面的体外预应力混凝土受弯构件，当配置箍筋和弯起钢筋时，其斜截面抗剪承载力计算应符合下列规定：

$$\gamma_0 V_d \leq V_{cs} + V_{sb} + V_{pb} + V_{pb,ex} \quad (\text{H.2.4-1})$$

V_{cs} 、 V_{sb} 、 V_{pb} 分别按照公式 (5.2.7-2)、公式 (5.2.7-3)、公式 (5.2.7-4) 计算， $V_{pb,ex}$ 按下式计算：

$$V_{pb,ex} = 0.75 \times 10^{-3} \sum \sigma_{pe,ex} A_{ex} \sin \theta_{ex} \quad (\text{H.2.4-2})$$

式中 $V_{pb,ex}$ ——与斜截面相交的体外预应力弯起钢筋抗剪承载力设计值(kN)；

$\sigma_{pe,ex}$ ——使用阶段体外预应力钢筋扣除预应力损失后的有效应力；

A_{ex} ——体外预应力钢筋的截面面积；

θ_{ex} ——体外预应力弯起钢筋(在斜截面受压端正截面处)的切线与水平线的夹角。

H.2.5 体外预应力锚固横梁宜采用实体模型分析计算，或按照附录 F 进行构造尺寸和配筋验算。

H.2.6 体外预应力钢绞线的张拉控制应力 σ_{con} 按下式取值：

$$\sigma_{con} \leq 0.65f_{pk} \sim 0.70f_{pk} \quad (\text{H.2.6})$$

式中 f_{pk} ——预应力钢绞线抗拉强度标准值，按本规范表 3.2.2-2 的规定采用。

H.2.7 持久状况体外预应力钢绞线的最大拉应力限值为：

$$\sigma_{pe,ex} + \sigma_p \leq 0.60f_{pk} \quad (\text{H.2.7})$$

式中 $\sigma_{pe,ex}$ ——使用阶段体外预应力钢筋扣除预应力损失后的有效应力，可参照第 6.1.5 条计算；

σ_p ——作用标准值产生的体外预应力钢筋应力,可按第 7.1.3 条或第 7.1.4 条计算;
 f_{pk} ——预应力钢绞线抗拉强度标准值,按本规范表 3.2.2-2 的规定采用。

条文说明: 体外预应力钢绞线的张拉控制应力可先按 H.2.6 式估算初值,再根据持久状况钢束最大拉应力限值的规定进行适当调整。

H.2.8 体外预应力钢绞线的预应力损失可按照 6.2 节的相关规定计算,其中摩擦损失仅计体外钢绞线在转向装置和锚固装置管道内的摩擦损失,系数 k 和 u 宜根据实测数据确定,当无可靠实测数据时,系数 k 可取 0,系数 u 按照表 H.2.8 取值。

表 H.2.8 体外预应力钢绞线的系数 u 值

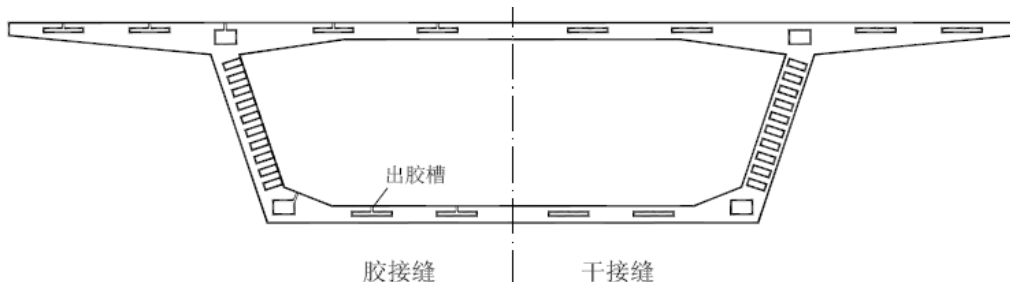
钢绞线和管道种类		u
无粘结钢绞线	钢管	0.08~0.10
光面钢绞线	钢管	0.20~0.30
	HDPE 管	0.12~0.15

H.3 构造措施

H.3.1 体外预应力钢绞线的的最小转向半径应符合第 9.4.10 条的要求。

H.3.2 预制节段式体外预应力混凝土梁应在接缝处设置密接匹配的复合剪力键。复合剪力键分为下列四类 (如图 H.3.2):

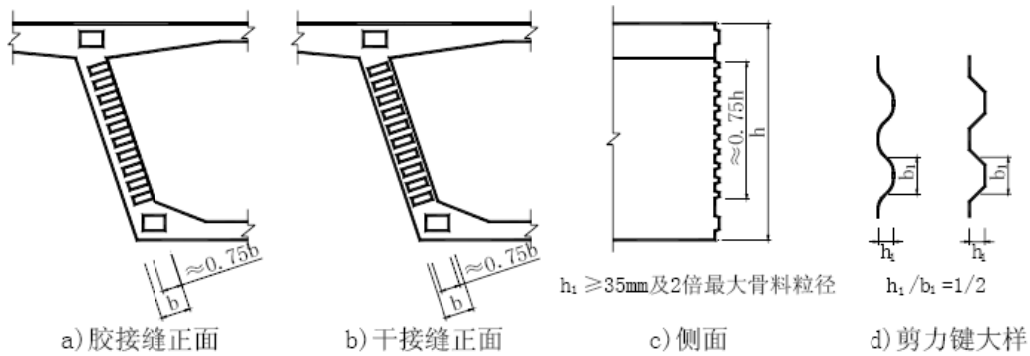
- 1 腹板剪力键: 由多个矩形键块 (槽) 组成, 主要承受正常使用阶段接缝截面的剪力;
- 2 顶板剪力键: 由多个长条形键块 (槽) 组成, 主要用于节段拼装时对接定位;
- 3 底板剪力键: 由多个长条形键块 (槽) 组成, 主要用于节段拼装时对接定位;
- 4 结合区剪力键: 设置在腹板与顶板结合区, 或腹板与底板结合区, 主要用于接缝截面裂缝开展后的剪力传递。



H.3.2 复合剪力键布置示意图

H.3.3 剪力键的尺寸应满足下列规定:

- 1 腹板剪力键的布置范围不宜小于梁高的 75%，剪力键横向宽度宜为腹板宽度的 75%；
- 2 剪力键应采用梯形（倾角接近 45° ）或圆角梯形截面；剪力键的高度应大于混凝土最大骨料粒径的 2 倍，不应小于 35mm；顶板、底板和腹板内剪力键的高度与其平均宽度比取为 1:2；
- 3 结合区剪力键的尺寸可根据实际尺寸选定。



H.3.3 剪力键构造尺寸示意图

H.3.4 体外预应力钢筋的转向构造，可根据受力要求，按下列规定选取：

- 1 块式转向构造：用于转向钢束数量较少的情况，或用于两个转向构造之间钢束的定位；
- 2 横肋式转向构造：用于横向转向力较大的情况，或两个转向构造之间钢束的定位；
- 3 竖肋式转向构造：用于竖向转向力较大的情况；
- 4 横梁式转向构造：用于横梁位置。

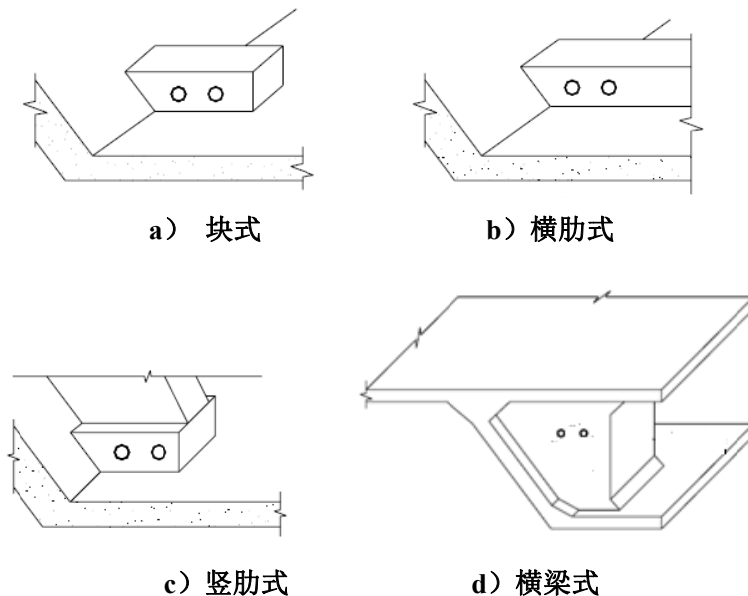


图 H.3.4 转向构造示意图

H.3.5 块式转向构造应设置内环箍筋和外环箍筋：前者围住单个转向器，后者沿转向构造周边围住所有转向器。

内环箍筋离转向器上缘的最小距离约为 25mm，直径不宜小于 20mm；内环箍筋和外环箍筋沿转向器纵向布置，纵向间距不宜小于 100mm。

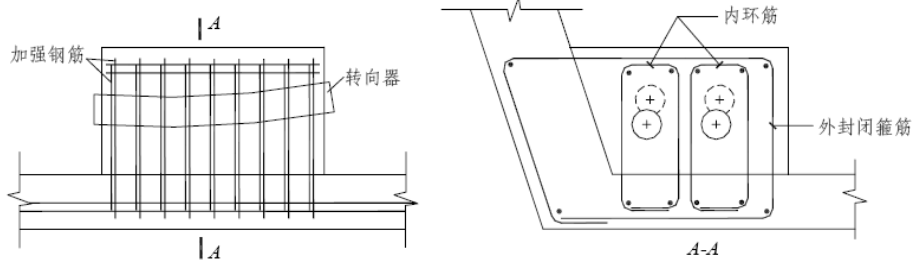


图 H.3.5 块式转向构造配筋示意图

本规范用词用语说明

1 为了便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”；反面词采用“严禁”。

2) 表示严格，在正常情况下均应这样作的用词：

正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。

3) 表示允许稍有选择，在条件允许时首先这样做的用词：

正面词采用“宜”；反面词采用“不宜”。

表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 规范中指定应按其他有关标准、规范执行时，写法为“应按……执行”或“应符合……要求或规定”。非必须按指定的标准、规范的规定执行时，写法为“可参照……”。