中华人民共和国行业标准

铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范

Code for design on reinforced and prestressed concrete structure of railway bridge and culvert

TB 10002.3—2005
J 462—2005

主编单位：中铁工程设计咨询集团有限公司
批准部门：中华人民共和国铁道部
施行日期：2005 年 6 月 14 日

中 国 铁 道 出 版 社

2005 年 · 北 京

中华人民共和国行业标准

铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范

TB 10002.3—2005

J 462—2005

*

中国铁道出版社出版发行
（100054，北京市宣武区右安门西街8号）
北京市兴顺印刷厂印
开本：850 mm×1 168 mm 1/32 印张：6.5 字数：166千字
2000年1月第1版 2005年8月第2版 2005年8月第3次印刷
印数：15 001～23 000册

统一书号：15113·2157 定价：28.00元

版权所有 侵权必究
凡购买铁道版的图书，如有缺页、倒页、脱页者，请与本社发行部调换。
联系电话：路(021)73169，市(010)63545969

关于发布《铁路桥涵设计基本规范》等五项标准的通知

铁建设〔2005〕108号

现发布《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—2005)、《铁路桥梁钢结构设计规范》(TB 10002.2—2005)、《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》(TB 10002.3—2005)、《铁路桥涵混凝土和砌体结构设计规范》(TB 10002.4—2005)、《铁路桥涵地基和基础设计规范》(TB 10002.5—2005)，自发布之日起实行。部铁建设〔1999〕139号文发的《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—99)、《铁路桥梁钢结构设计规范》(TB 10002.2—99)、《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》(TB 10002.3—99)、《铁路桥涵混凝土和砌体结构设计规范》(TB 10002.4—99)、《铁路桥涵地基和基础设计规范》(TB 10002.5—99)，自发布之日起同时废止。

以上标准由建设管理司负责解释，由铁路工程技术标准所组织出版发行。

中华人民共和国铁道部

二〇〇五年六月十四日

前　言

本规范是根据铁道部建设管理司的安排，为贯彻落实铁路跨越式发展的要求，在《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》(TB 10002.3—99) 基础上修订而成的。

本规范编制过程中认真总结了我国铁路桥涵建设的经验和教训，借鉴了国内外有关标准的规定，在广泛征求意见的基础上，经反复审查定稿。

工程技术人员必须按照“以人为本、服务运输、强本简末、系统优化、着眼发展”的铁路建设理念，结合工程具体情况，因地制宜，充分发挥主观能动性，积极采用安全、可靠、先进、成熟、经济、适用的新技术，不能生搬硬套标准。勘察设计单位执行（或采用）单项或局部标准，并不免除设计单位及设计人员对整体工程和系统功能质量问题应承担的法律责任。

本规范共分 8 章，主要内容包括：总则、术语和符号、材料、设计基本规定、钢筋混凝土结构、预应力混凝土结构、支座、既有线顶进桥涵等，另有 5 个附录。

本次修订的主要内容如下：

1．修订了本规范适用范围。旅客列车设计最高行车速度由 140 km/h改为 160 km/h；增加了货车设计行车速度等于或小于 120 km/h（转 8 A 货车 80 km/h）；增加了跨度适用范围；对开行双层集装箱列车或桥上采用无碴桥面时设计还应满足相关规定要求；

2．增订了重点桥梁及代表性桥梁应进行车桥耦合动力响应分析的规定；

3．明确了铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构按100年设计使用年限要求进行设计的规定；

4．修订了桥涵混凝土结构骨料的选择及碱含量要求的规定；

5．增订了混凝土中氯离子含量的限制；

6．增订了混凝土上部结构横向刚度的要求；

7．增订了积极采用新材料、新工艺、新结构并提出优先采用预应力混凝土梁的要求；

8．增订了铁路桥涵应根据其所处环境条件进行耐久性设计的条文并增订了提高混凝土桥梁耐久性的具体措施；增加了钢筋混凝土结构的保护层厚度，预应力混凝土结构管道间净距及预应力钢筋或管道表面与结构表面之间的保护层厚度；加强了锚具的防护措施及防水处理等；

9．修订了混凝土轴心抗压强度、轴心抗拉强度的指标；

10．补充了预应力混凝土用螺纹钢筋的相关设计参数；

11．修订了钢筋、钢丝、钢绞线的钢号规格及力学性能等；

12．修订了钢丝、钢绞线松弛损失的取值及钢绞线锚固长度取值；

13．增订了箱梁的设计与构造有关规定；

14．增订了防排水、防腐蚀规定及外露钢铸件的涂装要求；

15．增（修）订了支座橡胶板容许平均压应力值及锚栓容许剪应力值；

16．改写了在运营荷载作用下，混凝土的最大剪应力的规定；

17．为避免先张梁产生梁端的裂缝，规定在梁端应设置钢筋网等措施；

18．修改板式橡胶支座最小边长的规定等。

本规范以黑体字标志的条文为强制性条文，必须严格执行。

在执行本规范过程中，希望各单位结合工程实践，认真总结

经验，积累资料。如发现需要修改和补充之处，请及时将意见和有关资料寄交中铁工程设计咨询集团有限公司（北京市朝阳门外大街227号，邮政编码：100020），并抄送铁道部经济规划研究院（北京市海淀区羊坊店路甲8号，邮政编码：100038），供今后修改时参考。

本规范由铁道部建设管理司负责解释。

本规范主编单位：中铁工程设计咨询集团有限公司。

本规范主要起草人：王振华、刘建瑞、雷慧锋、沈　平。

目　　次

1　总　　则 …… 1
2　术语和符号 …… 3
　2.1　术　　语 …… 3
　2.2　符　　号 …… 5
3　材　　料 …… 8
　3.1　混 凝 土 …… 8
　3.2　钢　　筋 …… 9
4　设计基本规定 …… 12
　4.1　一般要求 …… 12
　4.2　板的计算 …… 12
　4.3　梁的计算 …… 14
　4.4　刚架的计算 …… 17
　4.5　墩台的计算 …… 18
　4.6　拱桥的计算 …… 18
　4.7　涵洞的计算 …… 18
5　钢筋混凝土结构 …… 19
　5.1　一般要求 …… 19
　5.2　计　　算 …… 20
　5.3　构　　造 …… 32
6　预应力混凝土结构 …… 37
　6.1　一般要求 …… 37
　6.2　强度计算 …… 38
　6.3　运营阶段的结构计算 …… 47
　6.4　预加应力、运送及安装阶段的结构计算 …… 65

6.5 构　造 …… 71
7 支　座 …… 76
7.1 一般要求 …… 76
7.2 材　料 …… 77
7.3 计　算 …… 79
7.4 构　造 …… 84
8 既有线顶进桥涵 …… 86
8.1 一般要求 …… 86
8.2 计　算 …… 86
8.3 构　造 …… 88
附录 A 预应力混凝土结构体系转换后弯矩重分布的计算 …… 89
附录 B 混凝土箱梁温差应力计算 …… 93
附录 C 预应力混凝土受弯构件斜截面强度检算 …… 100
附录 D 后张法预应力混凝土梁预应力筋反向摩阻计算 …… 103
附录 E 预应力混凝土受弯构件消压后开裂截面应力计算 …… 106
本规范用词说明 …… 109
《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》条文说明 …… 110

1 总　　则

1.0.1 为统一铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计标准，贯彻国家有关法规和铁路技术政策，使设计符合安全适用、技术先进、经济合理的要求，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于铁路网中客货列车共线运行、旅客列车设计行车速度等于或小于160 km/h、货物列车设计行车速度等于或小于120 km/h（转8 A货车80 km/h）的Ⅰ、Ⅱ级标准轨距铁路桥涵跨度小于或等于20 m的钢筋混凝土结构和跨度小于或等于96 m的预应力混凝土结构的设计。

当开行双层集装箱列车或开行120 km/h的货车，或桥上采用无碴桥面时设计还应满足相关规定要求。

1.0.3 采用本规范进行设计时，荷载及桥涵基本构造应按铁道部《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—2005）的规定采用；结构抗震设计尚应符合现行的国家标准《铁路工程抗震设计规范》(GBJ 111）的规定。

1.0.4 铁路混凝土桥梁应积极采用新材料、新工艺、新结构，宜优先采用预应力混凝土结构。

1.0.5 桥梁上部结构应有足够的强度及竖向、横向和抗扭刚度。采用T形梁时，必须对横隔板施加预应力将梁片连为整体，必要时桥面应连接。

1.0.6 特殊结构及代表性桥梁应进行车桥耦合动力分析，其行车安全性、平稳性及舒适度指标应符合铁道部《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—2005）第1.0.9条的规定。

1.0.7 铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构按100年设计使用年限进行设计，还应进行长大货物列车限速通过的检算。

1.0.8 **铁路桥涵结构混凝土除应符合本规范外，尚应符合《铁路混凝土结构耐久性设计暂行规定》的有关规定。**

1.0.9 铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计，除应符合本规范外，尚应符合国家现行的有关强制性标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术　　语

2.1.1 钢筋混凝土结构　reinforced concrete structure

以包括受力钢筋的混凝土为主制作的结构。

2.1.2 预应力混凝土结构　prestressed concrete structure

以用预应力钢材预先施加应力的混凝土为主制作的结构。

2.1.3 桥跨结构（上部结构）　bridge superstructure

梁桥支承以上或拱桥起拱线以上，跨越桥孔的结构。

2.1.4 简支梁　simply supported beam

两端为铰支承的梁。

2.1.5 连续梁　continuous beam

有三处或三处以上由支座支承的梁。

2.1.6 框架　frame

由梁和柱以刚接或铰接相连接而构成承重体系的结构。

2.1.7 刚构　rigid frame

梁与墩（台）连接的结构。

2.1.8 顶进桥涵　jacked-in bridge or culvert

穿越既有线路用顶进方法施工的桥涵。

2.1.9 支座　bearing

支承桥跨结构，并将其荷载传给墩（台）的构件。

2.1.10 计算荷载　load for calculation

某一特定计算状态下，作用在结构或构件上的荷载。一般不包括预加力。

2.1.11 运营荷载　service load

进行运营阶段结构计算时，作用在结构或构件上的规定荷

载。

2.1.12 强度 strength

材料或构件受力时抵抗破坏的能力。其值为在一定受力状态下，材料所能承受的最大应力或构件所能承受的最大内力。

2.1.13 刚度 stiffness；rigidity

结构或构件抵抗变形的能力。

2.1.14 容许应力 allowable stress

某一特定计算状态，为保证结构安全，容许材料承受的最大应力。

2.1.15 安全系数 safety factor

表明结构或构件达到某种失效状态（破坏或开裂）时的计算临界承载力与计算荷载作用力之间的比例关系的系数。

2.1.16 预应力度 degree of prestressing

结构或构件中，由预加应力所抵消的运营荷载产生的应力的程度。

2.1.17 有效预应力 effective prestress

在计入外部荷载作用之前，扣除各项因素引起的应力损失之后，预应力钢筋中的应力。

2.1.18 挠度 deflection

在弯矩作用平面内，结构构件轴线或中面上某点由挠曲引起垂直于轴线或中面方向的线位移。

2.1.19 预拱度 camber

为抵消桥跨结构在荷载作用下产生的挠度，而在制作时所预留的与挠度方向相反的校正量。

2.1.20 预应力钢筋 prestressing tendon

用于混凝土结构构件中施加预应力的钢筋、钢丝和钢绞线的总称。

2.1.21 钢丝束 tendon

由钢丝和钢绞线组成的钢束的总称。

2.2 符　　号

2.2.1 材料性能

E_c——混凝土弹性模量

G_c——混凝土剪切变形模量

ν_c——混凝土泊松比

E_s——普通钢筋弹性模量

E_p——预应力钢筋弹性模量

C60——立方体强度标准值为 60 MPa 的混凝土强度等级

f_c，f_{ct}——混凝土轴心抗压、抗拉极限强度

f_{pk}，f_{sk}——预应力钢筋、普通钢筋抗拉强度标准值

f_s，f'_s——普通钢筋抗拉、抗压计算强度

f_p，f'_p——预应力钢筋抗拉、抗压计算强度

$[\sigma_c]$——中心受压时混凝土的容许应力

$[\sigma_h]$——弯曲受压及偏心受压时混凝土的容许应力

$[\sigma_{tp-1}]$——有箍筋及斜筋时混凝土的容许主拉应力

$[\sigma_{tp-2}]$——无箍筋及斜筋时混凝土的容许主拉应力

$[\sigma_{tp-3}]$——梁部分长度中全由混凝土承受的主拉应力

$[\tau_c]$——纯剪时混凝土的容许剪应力

$[c]$——光钢筋与混凝土之间的容许粘结力

$[\sigma_{c-1}]$——局部承压时混凝土的容许压应力

$[\sigma_s]$——普通钢筋的容许应力

$[\Delta\sigma]$——钢筋应力幅容许值

2.2.2 荷载及荷载效应

N——计算轴向力

M——计算弯矩

V——计算剪力

σ_c，σ_{ct}——混凝土压、拉应力

τ_c——混凝土剪应力

σ_{tp}，σ_{cp}——混凝土主拉、主压应力

σ_{con}——预应力钢筋锚下控制应力

σ_p——预应力钢筋拉应力

σ_{pl}——预应力钢筋有效预应力

σ_s——普通钢筋拉应力

σ_L——预应力钢筋应力损失

w_f——裂缝宽度

$\Delta\sigma_p$，$\Delta\sigma_s$——预应力钢筋、普通钢筋应力幅

2.2.3 几何参数

b——矩形截面宽度，T形、工字形截面腹板宽度

b_f，b'_f——T形或工字形截面受拉、受压区翼缘宽度

d——直径

e——偏心距

h——截面高度

h_f，h'_f——T形或工字形截面受拉、受压区翼缘高度

l_0——计算跨度或计算长度

i——截面回转半径

A——截面面积

W——截面抵抗矩

I——截面惯性矩

S——面积矩

2.2.4 计算系数及其他

K——强度安全系数

K_f——抗裂安全系数

γ——受拉区混凝土塑性影响系数

φ——纵向弯曲系数

n——钢筋弹性模量与混凝土变形模量之比

n_p，n_s——预应力钢筋、普通钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比

η——偏心距增大系数

λ——预应力度

B——截面抗弯刚度

3 材　　料

3.1 混　凝　土

3.1.1 混凝土强度等级可采用 C25、C30、C35、C40、C45、C50、C55、C60。

3.1.2 钢筋混凝土桥跨结构的混凝土强度等级不得低于 C30。预应力混凝土桥跨结构的混凝土强度等级不得低于 C40。钢筋混凝土墩台的混凝土强度等级不宜低于 C30。其他钢筋混凝土结构混凝土强度等级不得低于 C25。管道压浆用水泥浆强度等级不应低于 M35，并掺入阻锈剂。

3.1.3 混凝土的骨料选择及碱含量应符合《铁路混凝土工程预防碱—骨料反应技术条件》(TB/T 3054) 的规定。混凝土中的氯离子含量不得大于 0.06%，在有腐蚀性环境下的桥涵结构尚应采取耐腐蚀措施。

3.1.4 混凝土的极限强度应按表 3.1.4 采用。

表 3.1.4 混凝土的极限强度 (MPa)

强度种类	符号	混凝土强度等级								
		C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
轴心抗压	f_c	13.5	17.0	20.0	23.5	27.0	30.0	33.5	37.0	40.0
轴心抗拉	f_{ct}	1.70	2.00	2.20	2.50	2.70	2.90	3.10	3.30	3.50

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。

混凝土的剪切变形模量 G_c 可按表 3.1.5 所列数值的 0.43 倍采用。混凝土泊松比 ν_c 可采用 0.2。

表 3.1.5　混凝土弹性模量 E_c（MPa）

混凝土强度等级	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
弹性模量 E_c	2.80×10^4	3.00×10^4	3.20×10^4	3.30×10^4	3.40×10^4	3.45×10^4	3.55×10^4	3.60×10^4	3.65×10^4

3.2　钢　　筋

3.2.1　铁路桥涵混凝土结构可采用下列类型的普通钢筋和预应力钢筋：

1　普通钢筋宜采用 Q235 和未经高压穿水处理过的 HRB335 钢筋，其技术条件应符合现行国家标准《钢筋混凝土用热轧光圆钢筋》(GB 13013) 和《钢筋混凝土用热轧带肋钢筋》(GB 1499) 的规定。承受疲劳荷载的桥涵结构（$\rho\leqslant0.5$），HRB335 钢筋的化学成分 $C+\frac{Mn}{6}$ 应小于或等于 0.5%。

2　预应力钢丝应符合现行国家标准《预应力混凝土用钢丝》(GB 5223) 的规定。

3　预应力钢绞线应符合现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》(GB 5224) 的规定。

4　预应力混凝土用螺纹钢筋应符合相应标准的规定。

3.2.2　普通钢筋、预应力混凝土用螺纹钢筋抗拉强度标准值应按表 3.2.2—1 采用。

表 3.2.2—1　钢筋抗拉强度标准值（MPa）

种类 / 强度	普通钢筋 f_{sk}		预应力混凝土用螺纹钢筋 f_{pk}
	Q235	HRB335	PSB830
抗拉强度标准值	235	335	830

注：1. 预应力混凝土用螺纹钢筋主要作横、竖向预应力筋；其抗拉强度标准值系屈服强度值；

2. 普通钢筋系指用于钢筋混凝土结构中的钢筋和预应力混凝土结构中的非预应力钢筋。

预应力钢丝抗拉强度标准值应按表 3.2.2—2 采用。预应力钢绞线抗拉强度标准值应按表 3.2.2—3 采用。

表 3.2.2—2　预应力钢丝抗拉强度标准值 f_{pk}（MPa）

公称直径（mm）	4～5	6～7
抗拉强度标准值	1470	1470
	1570	1570
	1670	1670
	1770	1770
	1860	—

注：按松弛率的不同可分为普通松弛（WNR）和低松弛（WLR）钢丝。

表 3.2.2—3　预应力钢绞线抗拉强度标准值 f_{pk}（MPa）

公称直径（mm）	12.7		15.2		15.7
	标准型 1×7	模拔型 $(1\times7)C$	标准型 1×7	模拔型 $(1\times7)C$	标准型 1×7
抗拉强度标准值	1770 1860	1860	1470 1570 1670 1720 1860	1820	1770 1860

注：1. 均为低松弛；

2. 公称直径为 12.7mm 及 15.2mm 者都有 1960MPa 这一级，使用时需经疲劳试验确定疲劳应力后方能使用。

3.2.3　钢筋计算强度应按表 3.2.3 采用。

表 3.2.3　钢筋计算强度（MPa）

钢筋类型		抗拉计算强度 f_p 或 f_s	抗压计算强度 f'_p 或 f'_s
预应力筋	钢丝、钢绞线、预应力混凝土用螺纹钢筋	$0.9f_{pk}$	380
普通钢筋	Q235	235	235
	HRB335	335	335

3.2.4 钢筋弹性模量应按表 3.2.4 采用。

表 3.2.4 钢筋弹性模量（MPa）

钢筋种类	符号	弹性模量
钢丝	E_p	2.05×10^5
钢绞线	E_p	1.95×10^5
预应力混凝土用螺纹钢筋	E_p	2.0×10^5
Q235	E_s	2.1×10^5
HRB335	E_s	2.0×10^5

注：计算钢丝、钢绞线伸长值时，可按 $E_p\pm0.1\times10^5$ MPa 作为上、下限。

4 设计基本规定

4.1 一般要求

4.1.1 在计算荷载的最不利组合作用下，桥跨结构的横向倾覆稳定系数不应小于1.3。

在相应于应力超过容许值30%时的竖向活载作用下，悬臂梁的纵向倾覆稳定系数不应小于1.3。

4.1.2 静活载（即不计列车竖向动力作用）所引起的最大竖向挠度应符合下列规定：

1 对于简支梁不应超过跨度的1/800；

2 对于连续梁边跨不应超过跨度的1/800，中间跨不应超过跨度的1/700。

4.1.3 梁截面尺寸和构造应保证梁体具有足够的横向刚度。

在列车摇摆力、离心力和风力的作用下，梁体的水平挠度应不大于梁体计算跨度1/4 000，对温度变形敏感的结构，计算梁体水平挠度尚应根据实际情况考虑温度作用的影响。跨度24～40 m后张法预应力混凝土梁的横向自振频率宜大于$55 \times L^{-0.8}$。

4.1.4 当由恒载及静活载引起的竖向挠度等于或小于15 mm或跨度的1/1 600时，可不设预拱度，宜用调整道碴厚度的办法解决；大于上述数值时应设预拱度，其曲线与恒载及1/2静活载所产生的挠度曲线基本相同，但方向相反。预应力混凝土梁，计算预拱度时尚应考虑预加应力的影响。

4.2 板的计算

4.2.1 四周自由支承或固定支承的板，当长边与短边长度之比等于或大于2时，应以短边为跨度按单向板计算，否则应按双向

板计算。

4.2.2 一般板的计算跨度应为两支承中心间的距离，但位于主梁梁梗间的板，其计算跨度可按下列规定采用：

1 计算弯矩时，计算跨度为两梗间净距加板的厚度，但不大于两梗间净距加梁梗宽度，此时弯矩按下列公式计算：

支点弯矩　　$M = -0.7M_0$　　(4.2.2—1)

跨中弯矩　　$M = 0.5M_0$　　(4.2.2—2)

式中　M——计算弯矩（MN·m）；

M_0——按简支板计算的跨中最大弯矩（MN·m）。

2 计算剪力时，计算跨度为梗间净距，剪力按简支板计算。

3 对于箱形梁，桥面板应按本规范第4.3.9条的规定计算。

4.2.3 计算在中间支承上有梗肋的板时，沿支承中心处的截面有效高度应按下式计算（图4.2.3）。

$$h_0 = h_1 + s \cdot \tan\alpha \qquad (4.2.3)$$

但不大于 $h_1 + \frac{1}{3}s$。

式中　h_0——截面有效高度（m）；

h_1——不计梗肋时板的有效高度（m）；

s——自梗肋起点至支承中心的距离（m）；

α——梗肋下缘与水平线所成的夹角（°）。

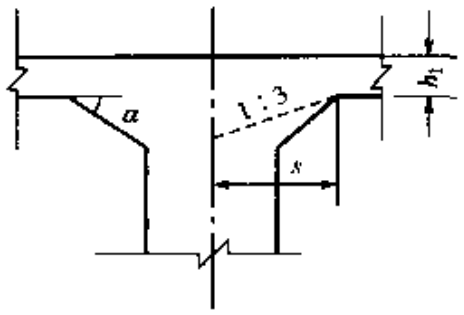


图4.2.3　梗肋处板的有效高度图

4.2.4 斜交板桥，当斜度小于或等于15°时，可按正交板计算。

4.3 梁的计算

4.3.1 当T形截面梁翼缘位于受压区，且符合下列三项条件之一时，可按T形截面计算（图4.3.1）：

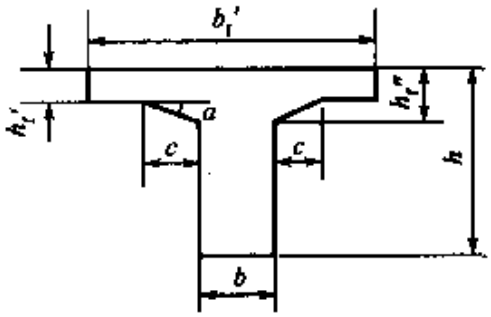


图4.3.1 T形梁截面计算图

1 无梗肋翼缘板厚度 h_f' 大于或等于梁全高 h 的 1/10；

2 有梗肋而坡度 $\tan\alpha$ 不大于 1/3，且板与梗肋相交处板的厚度 h_f'' 不小于梁全高 h 的 1/10；

3 梗肋坡度 $\tan\alpha$ 大于 1/3，但符合下式条件

$$h_f' + \frac{1}{3}c \geqslant \frac{h}{10} \tag{4.3.1}$$

当不符合上述第1、2或3款条件时，则应按宽度为 b 的矩形截面计算。

4.3.2 T形截面梁当伸出板对称时，板的计算宽度应采用下列三项中的最小值；

1 对于简支梁为计算跨度的 1/3；

2 相邻两梁轴线间的距离；

3 $b + 2c + 12h_f'$。

当伸出板不对称时，若其最大悬臂一边从梁梗中线算起，宽度小于上述第1、3款中较小者的1/2，可按实际宽度采用。

计算超静定力时，翼缘宽度可取实际宽度。

如无更精确的计算方法，箱形梁也可按T形梁的规定办理。

4.3.3 计算连续梁时应考虑截面变化的影响，若连续梁支点截

面惯性矩与跨间截面惯性矩之比不大于2时，可按等截面计算。

4.3.4 计算连续梁内力及反力时，应考虑温差、基础不均匀沉降、混凝土收缩及徐变等因素的影响。对于预应力混凝土连续梁，当计算应力时还应考虑预加力产生的二次力，在检算破坏阶段的截面强度时，可不计预加力产生的二次力的影响。

4.3.5 对于分阶段施工的连续梁应按各阶段实际受力体系和相应荷载计算梁的内力，并考虑体系转换过程中由于混凝土徐变而产生的弯矩重分布，弯矩重分布可按本规范附录A的规定计算。

4.3.6 预应力混凝土连续梁如在施工过程中不转换体系，则预应力损失完成后，由预加力引起的总的二次力（包括弹性变形和其他损失所产生的变形）可由预加应力时所引起的弹性变形二次力，乘以预应力筋预拉力的平均有效系数 C 求得。平均有效系数按下式计算：

$$C = \frac{P_e}{P} \tag{4.3.6}$$

式中 C——平均有效系数；

P_e——预应力损失全部完成后，预应力筋的平均预拉力（MN）；

P——预应力瞬时损失完成后，预应力筋的平均预拉力（MN）。

4.3.7 连续梁中间支承处的负弯矩（当支座设置在腹板范围内时）计算可考虑支承宽度和梁高对负弯矩的折减影响（图4.3.7），按下列公式计算：

$$M_e = M - M' \tag{4.3.7—1}$$

$$M' = \frac{1}{8} g a^2 \tag{4.3.7—2}$$

$$g = \frac{R}{a} \tag{4.3.7—3}$$

式中 M_e——折减后的支点计算负弯矩（MN·m）；

M——由计算荷载产生的支点负弯矩（按理论支承计算）（MN·m）；

M'——折减弯矩（MN·m）；

g——梁的支承反力 R 在支座两侧向上按 45°分布于重心轴 $G—G$ 水平处的荷载（MN/m）；

a——在支座两侧向上按 45°扩大交于重心轴 $G—G$ 的长度（m）。

按式（4.3.7—1）计算结果，M_0/M 不得小于 0.9，如小于 0.9，则按 0.9 计算。

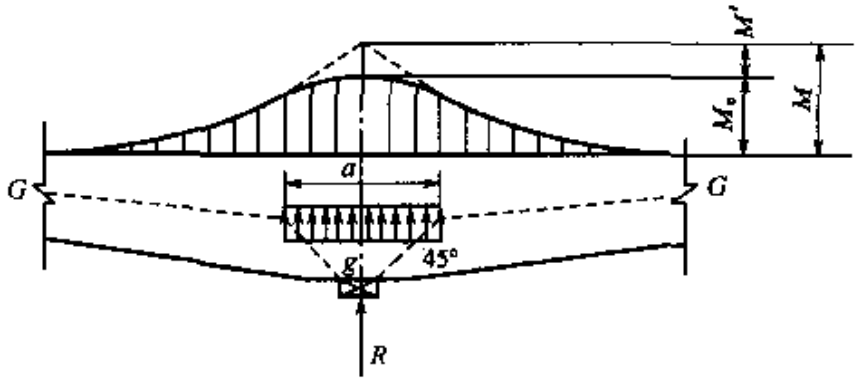


图 4.3.7　中间支承处负弯矩折减计算图

4.3.8　箱形梁应考虑由于荷载偏心所产生的扭矩和荷载分配等因素。对单线单室箱梁，当荷载偏心距较小（偏心率小于 0.1）时，可不考虑由于偏心引起的荷载分配问题。

4.3.9　箱形梁横截面，可按被支承在主梁腹板中心线下缘的箱形框架计算。计算所需的钢筋的 1/2 可兼作主梁抗剪或抗扭箍筋。

4.3.10　箱形梁应考虑截面温差所引起的纵向和横向温差应力。温差荷载包括日照温差荷载和降温温差荷载，须分别进行计算。温差荷载和温差应力可按附录 B 的规定计算。

4.3.11　计算温差应力时，对于日照温差宜采用混凝土的受压弹性模量；对于降温温差宜采用 0.8 倍的受压弹性模量。

4.3.12 计算主力和温差应力组合时，可不再与其他附加力组合。此时，材料容许应力可提高20%。

4.4 刚架的计算

4.4.1 刚架应按下列规定计算：

1 刚架的超静定力应按弹性理论计算，可不计法向力及剪力对变形的影响；

2 对于变高度（变截面）刚架，应考虑其高度（截面）变化的影响；

3 刚架计算必须考虑杆件刚度比及支承的固定程度，设计时假定的单位长度上的刚度比与计算所得的刚度比之差不得超过30%，否则应重新计算。

4.4.2 刚架计算时应考虑基础不均匀变位（线位移和角位移）、温度变化及混凝土收缩、徐变的影响；预应力混凝土刚架计算时尚应考虑预加力产生的二次力。但在检算破坏阶段的截面强度时，可不计预加力产生的二次力。

4.4.3 施工过程中发生体系转换时，可按本规范第4.3.5条的规定计算。

4.4.4 刚架的轴线为杆件截面的重心线，除梗肋特别大的情况外，可不计梗肋的影响。

刚架轴线的长度，对于梁为柱的轴线间的距离 l，对于柱为

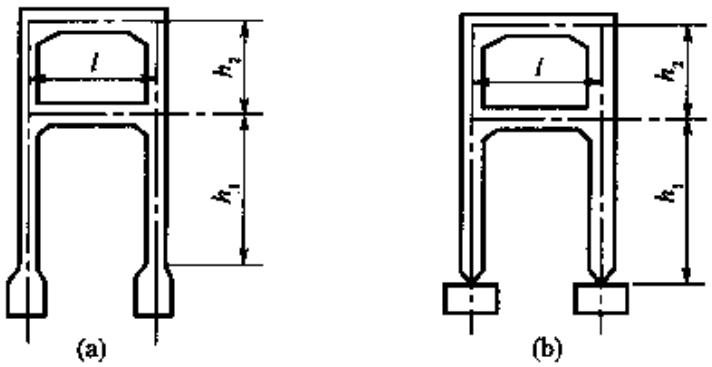


图4.4.4 刚架轴线计算图

梁的轴线间的距离 h_2 或从梁轴线到固定支承的基础顶面间的距离 h_1〔如图 4.4.4（a)〕或从梁的轴线到铰支承的铰中心的距离 h_1〔如图 4.4.4（b)〕。

4.4.5 刚架中梁截面应按本规范第 4.3 节的有关规定计算。

4.5 墩台的计算

4.5.1 钢筋混凝土墩台的计算应符合铁道部现行《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—2005）中关于墩台的规定。计算时可不考虑截面合力偏心的要求。

4.5.2 钢筋混凝土墩台，还应考虑局部稳定、抗裂性、振动、温差及混凝土收缩的影响。

4.6 拱桥的计算

4.6.1 拱桥的计算应符合铁道部现行《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—2005）中关于拱桥的规定。

4.6.2 计算超静定拱圈（或拱肋）的温差和混凝土收缩应力时，应根据实际资料考虑混凝土徐变的影响；当缺乏具体资料时，可按弹性体系计算，所用的弹性模量，可近似地分别采用混凝土受压弹性模量的 0.7 和 0.45 倍。

4.6.3 对分阶段施工的超静定拱，当发生体系转换时，应考虑由于混凝土徐变引起的内力重分布。

4.7 涵洞的计算

4.7.1 涵洞的计算应符合铁道部现行《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—2005）中关于涵洞的规定。

5 钢筋混凝土结构

5.1 一般要求

5.1.1 钢筋混凝土结构应按容许应力法设计。

计算强度时，不应考虑混凝土承受拉力（除主拉应力检算外），拉力应完全由钢筋承受。

计算结构变形时，截面刚度应按 $0.8E_cI$ 计算，E_c 为混凝土的受压弹性模量，应按本规范表 3.1.5 采用，I 分别按下列规定计算：

静定结构——不计混凝土受拉区，计入钢筋；

超静定结构——包括全部混凝土截面，不计钢筋。

5.1.2 受弯及偏心受压构件的截面最小配筋率（仅计受拉区钢筋）不应低于表 5.1.2 所列数值。

表 5.1.2 截面最小配筋率（%）

钢筋种类	混凝土强度等级		
	C20	C25～C45	C50～C60
Q235	0.15	0.20	0.25
HRB335	0.10	0.15	0.20

5.1.3 换算截面时，钢筋的弹性模量与混凝土的变形模量之比 n 应按表 5.1.3 采用。

表 5.1.3 n 值

结构类型 \ 混凝土强度等级	C20	C25～C35	C40～C60
桥跨结构及顶帽	20	15	10
其他结构	15	10	8

5.2 计　　算

5.2.1 混凝土的容许应力应按表 5.2.1 采用。

图 5.2.1 中

a——矩形局部承压面积 A_c 长边的 1/2；

b——A_c 短边的 1/2；

c——A_c 的外边缘至构件边缘的最小距离；

$d/2$——圆形局部承压面积 A_c 的圆心至构件边缘的最小距离。

$$\beta=\sqrt{\frac{A}{A_c}}$$

β 在（a）、（b）、（c）、（d）情况下不大于 3，在（e）情况下不大于 1.5。

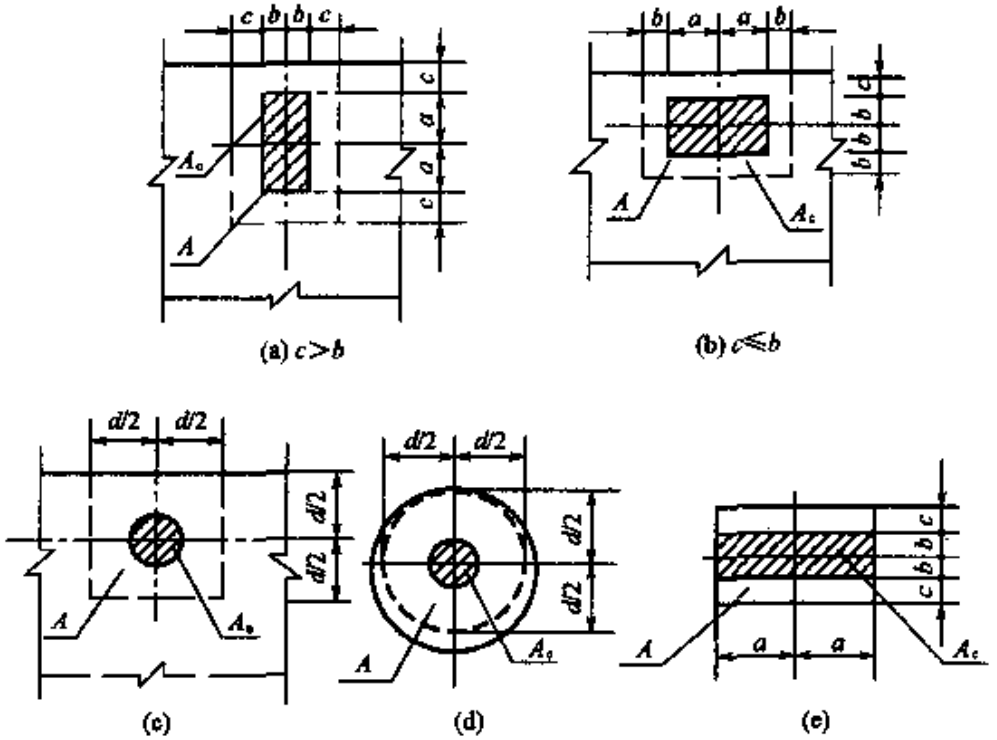


图 5.2.1　计算底面积 A 示意图

5.2.2 钢筋的容许应力应按下列规定采用：

1 Q235 钢筋在主力或主力加附加力作用下，容许应力

表 5.2.1　混凝土的容许应力（MPa）

序号	应力种类	符号	混凝土强度等级								
			C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
1	中心受压	$[\sigma_c]$	5.4	6.8	8.0	9.4	10.8	12.0	13.4	14.8	16.0
2	弯曲受压及偏心受压	$[\sigma_b]$	6.8	8.5	10.0	11.8	13.5	15.0	16.8	18.5	20.0
3	有箍筋及斜筋时的主拉应力	$[\sigma_{tp-1}]$	1.53	1.80	1.98	2.25	2.43	2.61	2.79	2.97	3.15
4	无箍筋及斜筋时的主拉应力	$[\sigma_{tp-2}]$	0.57	0.67	0.73	0.83	0.90	0.97	1.03	1.10	1.17
5	梁部分长度中全由混凝土承受的主拉应力	$[\sigma_{tp-3}]$	0.28	0.33	0.37	0.42	0.45	0.48	0.52	0.55	0.58
6	纯剪应力	$[\tau_c]$	0.85	1.00	1.10	1.25	1.35	1.45	1.55	1.65	1.75
7	光钢筋与混凝土之间的粘结力	$[\tau]$	0.71	0.83	0.92	1.04	1.13	1.21	1.29	1.38	1.46
8	局部承压应力 A——计算底面积 A_c——局部承压面积	$[\sigma_{c-1}]$	$5.4\times\sqrt{\frac{A}{A_c}}$	$6.8\times\sqrt{\frac{A}{A_c}}$	$8.0\times\sqrt{\frac{A}{A_c}}$	$9.4\times\sqrt{\frac{A}{A_c}}$	$10.8\times\sqrt{\frac{A}{A_c}}$	$12.0\times\sqrt{\frac{A}{A_c}}$	$13.4\times\sqrt{\frac{A}{A_c}}$	$14.8\times\sqrt{\frac{A}{A_c}}$	$16.0\times\sqrt{\frac{A}{A_c}}$

注：1　计算主力加附加力时，第 1、2 及 8 项容许应力可提高 30%；

2　对厂制及工艺符合厂制条件的构件，第 1、2 及 8 项容许应力可提高 10%；

3　当检算架桥机架梁产生的应力时，第 1、2 及 8 项容许应力在主力加附加力的基础上可再提高 10%；

4　带肋钢筋与混凝土之间的粘结力按表列第 7 项数值的 1.5 倍采用；

5　第 8 项中的计算底面积 A 按图 5.2.1 计算，但该部分的混凝土厚度应大于底面积 A 的短边尺寸。

〔σ_s〕分别为 130 MPa 或 160 MPa。

2 HRB335 钢筋

1）母材及纵向加工（打磨）的闪光对焊接头在主力或主力加附加力作用下，容许应力〔σ_s〕分别为 180 MPa 或 230 MPa。

2）未经纵向加工的闪光对焊接头在主力作用下，容许应力应按表 5.2.2—1 采用。

表 5.2.2—1 HRB335 钢筋主力作用下焊接接头容许应力〔σ_s〕(MPa)

钢筋直径（mm）	应力比 ρ			
	0.2	0.3	0.4	≥0.5
$d \leqslant 16$	175	180	180	180
$16 < d \leqslant 25$	150	165	180	180
$d = 28$	140	155	170	180

注：钢筋最小与最大应力比 ρ 位于表中数值之间时，容许应力可按线性内插确定。

3）未经纵向加工的闪光对焊接头在主力加附加力作用下，容许应力按表 5.2.2—2 采用。

表 5.2.2—2 HRB335 钢筋主力加附加力作用下焊接接头容许应力〔σ_s〕(MPa)

钢筋直径（mm）	应力比 ρ			
	0.2	0.3	0.4	≥0.5
$d \leqslant 16$	230	230	230	230
$16 < d \leqslant 25$	195	215	230	230
$d = 28$	182	202	221	230

3 当检算架桥机架梁产生的应力时，钢筋的容许应力〔σ_s〕：Q235 钢筋取 176 MPa，HRB335 钢筋取 253 MPa。

5.2.3 具有纵筋及一般箍筋的轴心受压构件的强度与稳定性应按下列公式计算：

1 强度：
$$\sigma_c = \frac{N}{A_c + mA_g'} \leqslant [\sigma_c] \qquad (5.2.3\text{—}1)$$

2 稳定性：
$$\sigma_c = \frac{N}{\varphi(A_c + mA_g')} \leqslant [\sigma_c] \qquad (5.2.3\text{—}2)$$

式中 σ_c——混凝土压应力（MPa）；

N——计算轴向压力（MN）；

A_c——构件横截面的混凝土面积（m^2）；

A_g'——受压纵筋截面积（m^2）；

m——钢筋抗拉强度标准值与混凝土抗压极限强度之比，应按表 5.2.3—1 采用；

表 5.2.3—1 m 值

钢筋种类	混凝土强度等级								
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
Q235	17.4	13.8	11.8	10.0	8.7	7.8	7.0	6.4	5.9
HRB335	24.8	19.7	16.8	14.3	12.4	11.2	10.0	9.1	8.4

$[\sigma_c]$——混凝土容许压应力，应按表 5.2.1 采用（MPa）；

φ——纵向弯曲系数，应根据构件的长细比按表 5.2.3—2 采用。

表 5.2.3—2 纵向弯曲系数 φ 值

l_0/b	≤8	10	12	14	16	18
l_0/d	≤7	8.5	10.5	12	14	15.5
l_0/i	≤28	35	42	48	55	62
φ	1.0	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81

续表 5.2.3—2

l_0/b	20	22	24	26	28	30
l_0/d	17	19	21	22.5	24	26
l_0/i	69	76	83	90	97	104
φ	0.75	0.70	0.65	0.60	0.56	0.52

注：l_0——构件计算长度（m）；
两端刚性固定时 $l_0 = 0.5l$
一端刚性固定另一端为不移动的铰时 $l_0 = 0.7l$
两端均为不移动的铰时 $l_0 = l$
一端刚性固定另一端为自由端时 $l_0 = 2l$
其中 l 为构件的全长（m）
拱桥 l_0 应按铁道部现行《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—2005）的有关规定取值。
b——矩形截面构件的短边尺寸（m）；
d——圆形截面构件的直径（m）；
i——任意形状截面构件的回转半径（m）。

5.2.4 采用螺旋式或焊接环式间接钢筋的轴心受压构件，其强度应按下列公式计算：

$$\sigma_c = \frac{N}{A_{hc} + mA'_g + 2.0m'A_j} \leqslant [\sigma_c] \qquad (5.2.4\text{—}1)$$

$$A_j = \frac{\pi d_{hc} a_j}{s} \qquad (5.2.4\text{—}2)$$

式中 A_{hc}——构件核心截面面积（m^2）；

m，m'——纵筋及间接钢筋的抗拉强度标准值与混凝土抗压极限强度之比，均应按本规范表 5.2.3—1 采用；

A_j——间接钢筋的换算面积（m^2）；

d_{hc}——构件核心直径（m）；

a_j——单根间接钢筋的截面积（m^2）；

s——间接钢筋的间距（m）；

A'_g——纵筋的换算面积（m^2）。

构件因使用螺旋式或焊接环式间接钢筋而增加的承载能力，不应超过未使用间接钢筋时的 60%，当长细比 l_0/i 大于 28 时，

应不再考虑间接钢筋的影响。

5.2.5 受弯构件的强度应按下列公式计算：

1 混凝土的压应力

$$\sigma_c = \frac{M}{W_0} \leqslant [\sigma_b] \qquad (5.2.5\text{—}1)$$

2 钢筋的拉应力

$$\sigma_g = n \cdot \frac{M}{W_g} \leqslant [\sigma_g] \qquad (5.2.5\text{—}2)$$

式中 σ_c——混凝土压应力（MPa）；

σ_g——钢筋拉应力（MPa）；

M——计算弯矩（MN·m）；

W_0，W_g——对混凝土受压边缘及对所检算的受拉钢筋重心处的换算截面抵抗矩（m^3）；

n——钢筋的弹性模量与混凝土的变形模量之比，应按本规范表5.1.3采用，当采用多层钢筋时，应计算最外一层钢筋的应力。

3 中性轴处的剪应力

$$\tau = \frac{V}{bz} \leqslant [\sigma_{tp-1}] \qquad (5.2.5\text{—}3)$$

式中 τ——中性轴处的剪应力（MPa）；

V——计算剪力（MN）；

b——构件中性轴处的腹板厚度（m）；

z——内力偶的力臂（m）。

当不满足式（5.2.5—3）要求时，应修改截面尺寸或提高混凝土强度等级。

变高度梁的剪应力计算应考虑高度变化的影响。

4 当梁中各截面剪应力均小于或等于〔σ_{tp-2}〕时，可不进行抗剪强度检算，而按构造要求配置箍筋。否则，对于剪应力大于〔σ_{tp-3}〕的区段，应力应全部由钢筋（箍筋或斜筋）承担。

5　对受弯构件除计算中性轴处的剪应力外，还应按下式检算板与梗相交处（图 5.2.5—1 截面Ⅰ—Ⅰ，Ⅰ′—Ⅰ′）的剪应力：

$$\tau' = \tau \cdot \frac{b}{h_f'} \cdot \frac{S_1}{S} \leqslant [\tau_c] \qquad (5.2.5\text{—}4)$$

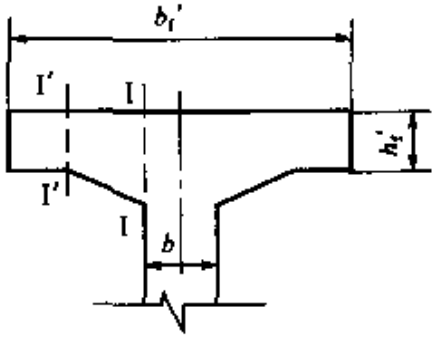


图 5.2.5—1　上翼缘应力检算示意图

式中　τ'——板与梗相交处的剪应力（MPa）；

τ——梗内中性轴处的剪应力（MPa）；

$[\tau_c]$——纯剪时混凝土的容许剪应力（MPa）；

h_f'——截面Ⅰ—Ⅰ或Ⅰ′—Ⅰ′处的上翼缘高度（m）；

S_1——截面Ⅰ—Ⅰ或Ⅰ′—Ⅰ′以外部分面积对中性轴的面积矩（m^3）；

S——中性轴以上部分面积对中性轴的面积矩（m^3）。

6　当受拉区的翼缘突出梁梗较大时，尚应按下式检算梁梗与翼缘相交处（图 5.2.5—2 截面Ⅱ—Ⅱ）的剪应力：

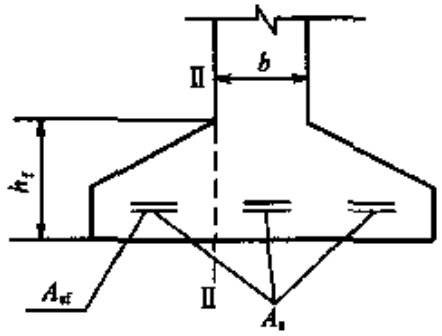


图 5.2.5—2　下翼缘应力检算示意图

$$\tau'' = \tau \cdot \frac{b}{h_f} \cdot \frac{A_{sf}}{A_s} \leqslant [\tau_c] \qquad (5.2.5\text{—}5)$$

式中 τ''——梁梗与下翼缘相交处的剪应力（MPa）；

h_f——下翼缘高度（m）；

A_{sf}——下翼缘悬出部分的受拉钢筋截面积（m^2）；

A_s——下翼缘受拉钢筋总截面积（m^2）。

5.2.6 偏心受压构件的强度应按下列公式计算：

1 混凝土的压应力

$$\sigma_c = \frac{N}{A_0} + \frac{\eta M}{W_0} \leqslant [\sigma_b] \qquad (5.2.6\text{—}1)$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{KN}{\alpha \dfrac{\pi^2 E_c I_c}{l_0^2}}} \qquad (5.2.6\text{—}2)$$

$$\alpha = \frac{0.1}{0.2 + \dfrac{e_0}{h}} + 0.16 \qquad (5.2.6\text{—}3)$$

式中 σ_c——混凝土的压应力（MPa）；

N——换算截面重心处的计算轴向压力（MN）；

A_0 及 W_0——钢筋混凝土换算截面积（不计受拉区）及其对受压边缘或受压较大边缘的截面抵抗矩，分别以 m^2 和 m^3 计；

M——计算弯矩（MN·m）；

η——挠度对偏心距影响的增大系数；

K——安全系数，主力时用 2.0，主力 + 附加力时用 1.6；

E_c——混凝土的受压弹性模量，应按本规范表 3.1.5 采用（MPa）；

I_c——混凝土全截面的惯性矩（m^4）；

α——考虑偏心距对 η 值的影响系数；

e_0——轴向力作用点至构件截面重心的距离（m）；

h——弯曲平面内的截面高度（m）；

l_0——压杆计算长度，应按本规范表 5.2.3—2 的注采用（m）。

求截面的中性轴时，应采用纵向弯曲后所增大的偏心：

$$e = \frac{\eta M}{N} \qquad (5.2.6\text{—}4)$$

式中 e——纵向弯曲后所增大的偏心（m）。

除混凝土的压应力外，尚应计算受压钢筋及受拉钢筋的应力。

偏心受压构件尚应按轴心受压构件验算垂直于弯矩作用平面的稳定性，此时，不考虑弯矩作用，但应按本规范第 5.2.3 条考虑纵向弯曲的影响。

2 混凝土的剪应力

$$\tau = \frac{VS_c}{bI_0'} \qquad (5.2.6\text{—}5)$$

式中 τ——混凝土的剪应力（MPa）；

V——计算剪力（MN）；

S_c——计算点以上部分换算面积对构件换算截面（不计混凝土受拉区）重心轴的面积矩（m^3）；

I_0'——换算截面对重心轴的惯性矩（m^4）。

当中性轴在截面以内时，应将中性轴处的剪应力（即主拉应力）与按式（5.2.6—6）计算的换算截面重心轴上的主拉应力相比较，取其较大者控制设计。

当中性轴在截面以外时，则最大剪应力 τ 发生在换算截面的重心轴上，其相应的主拉应力按下式计算：

$$\sigma_{tp} = \frac{\sigma_c}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_c^2}{4} + \tau^2} \qquad (5.2.6\text{—}6)$$

式中 σ_{tp}——主拉应力（MPa）；

τ——截面重心轴上的剪应力（MPa）；

σ_c——截面重心轴上的压应力（MPa）。

5.2.7 钢筋混凝土结构构件的计算裂缝宽度不应超过表 5.2.7 规定的容许值。

表 5.2.7 裂缝宽度容许值〔w_f〕（mm）

结构构件所处环境条件			〔w_f〕
水下结构或地下结构	长期处于水下或潮湿的土壤中	无侵蚀性介质	0.25
		有侵蚀性介质	0.20
	处于水位经常反复变动的条件下	无侵蚀性介质	0.20
		有侵蚀性介质	0.15
一般大气条件下的地面结构	有防护措施	—	0.25
	无防护措施	—	0.20

注：表列数值为主力作用时的容许值，当主力加附加力作用时可提高 20%。

5.2.8 钢筋混凝土矩形、T 形及工字形截面受弯及偏心受压构件的计算裂缝宽度可按下列公式计算：

$$w_f = K_1 K_2 r \frac{\sigma_s}{E_s}\left(80 + \frac{8 + 0.4d}{\sqrt{\mu_z}}\right) \qquad (5.2.8\text{—}1)$$

$$K_2 = 1 + \alpha \frac{M_1}{M} + 0.5 \frac{M_2}{M} \qquad (5.2.8\text{—}2)$$

$$\mu_z = \frac{(\beta_1 n_1 + \beta_2 n_2 + \beta_3 n_3) A_{sl}}{A_{cl}} \qquad (5.2.8\text{—}3)$$

$$A_{cl} = 2ab \qquad (5.2.8\text{—}4)$$

式中 w_f——计算裂缝宽度（mm）；

K_1——钢筋表面形状影响系数，对光钢筋 $K_1 = 1.0$，带肋钢筋 $K_1 = 0.8$；

K_2——荷载特征影响系数；

α——系数，对光钢筋取 0.5，对带肋钢筋取 0.3；

M_1——活载作用下的弯矩（MN·m）；

M_2——恒载作用下的弯矩（MN·m）；

M——全部计算荷载作用下的弯矩，当主力作用时为恒载弯矩与活载弯矩之和，主力加附加力作用时为恒载弯矩、活载弯矩及附加力弯矩之和（MN·m）；

r——中性轴至受拉边缘的距离与中性轴至受拉钢筋重心的距离之比，对梁和板，r 可分别采用 1.1 和 1.2；

σ_s——受拉钢筋重心处的钢筋应力（MPa）；

E_s——钢筋的弹性模量（MPa）；

d——受拉钢筋直径（mm）；

μ_x——受拉钢筋的有效配筋率；

n_1，n_2，n_3——单根，两根一束，三根一束的受拉钢筋根数；

β_1，β_2，β_3——考虑成束钢筋的系数，对单根钢筋 $\beta_1 = 1.0$，两根一束 $\beta_2 = 0.85$，三根一束 $\beta_3 = 0.70$；

A_{s1}——单根钢筋的截面积（m^2）；

A_{c1}——与受拉钢筋相互作用的受拉混凝土面积，取为与受拉钢筋重心相重的混凝土面积（即图 5.2.8 中的阴影面积，图中 a 为钢筋重心至受拉边缘的距离）（m^2）。

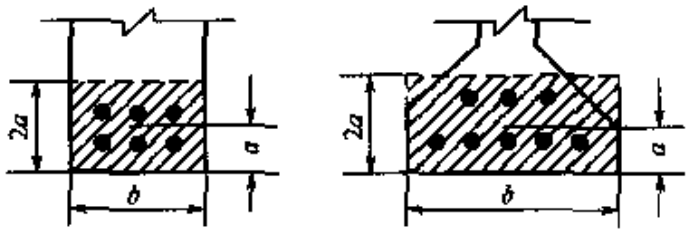


图 5.2.8　A_{c1}计算示意图

5.2.9　钢筋混凝土圆形或环形截面偏心受压构件的计算裂缝宽度，可按下列公式计算：

$$\omega_f = K_1 K_2 K_3 r \frac{\sigma_s}{E_s}\left(100 + \frac{4 + 0.2d}{\sqrt{\mu_z}}\right) \qquad (5.2.9\text{—}1)$$

$$r = \frac{2R - x}{R + r_s - x} \leqslant 1.2 \qquad (5.2.9\text{—}2)$$

$$\mu_z = \frac{(\beta_1 n_1 + \beta_2 n_2 + \beta_3 n_3) A_{sl}}{A_z} \qquad (5.2.9\text{—}3)$$

$$A_z = 4\pi r_s (R - r_s) \qquad (5.2.9\text{—}4)$$

式中 K_1，K_2——同第 5.2.8 条；

K_3——截面形状系数，对圆形截面 K_3 取 1.0，对环形截面 K_3 取 1.1；

r——中性轴至受拉边缘的距离与中性轴至最大拉应力钢筋中心的距离之比（按图 5.2.9—1 计算），当 $r > 1.2$ 时，取为 1.2；

σ_s——钢筋的最大拉应力（MPa）；

d——纵向钢筋直径，当钢筋直径不同时，按大直径取用（mm）；

μ_z——纵向钢筋的有效配筋率，当 μ_z 小于 0.005 时，按 0.005 采用；计算时，$n_1 \sim n_3$ 应计入全部纵向钢筋；

A_z——与纵向钢筋相互作用的混凝土面积（图 5.2.9—2 中的阴影面积）（m^2）。

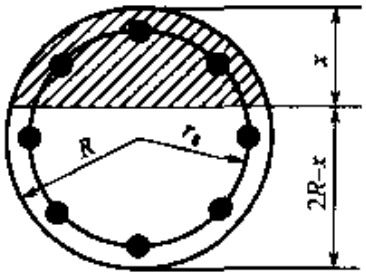


图 5.2.9—1 r 计算示意图

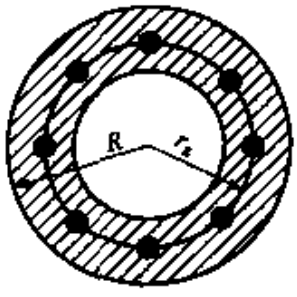
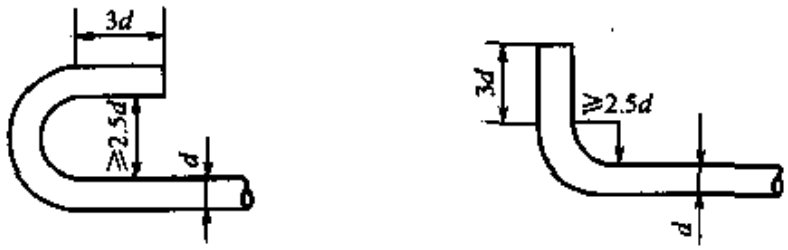


图 5.2.9—2 A_z 计算示意图

5.3 构　　造

5.3.1 受拉区域的钢筋可以单根或两至三根成束布置，钢筋的净距不得小于钢筋的直径（对带肋钢筋为计算直径），并不得小于 30 mm。当钢筋（包括成束钢筋）层数等于或多于三层时，其净距横向不得小于 1.5 倍的钢筋直径并不得小于 45 mm，竖向仍不得小于钢筋直径并不得小于 30 mm。

光钢筋端部半圆形弯钩的内径不得小于 2.5 倍钢筋直径（直钩的半径不得小于 2.5 倍钢筋直径），并在钩的端部留一直段，其长度不小于 3 倍钢筋直径（图 5.3.1）。



(a) 半圆钩　　(b) 直钩

图 5.3.1　钢筋标准弯钩图

上述有关直钩的规定，也适用于带肋钢筋。

5.3.2 钢筋混凝土结构最外层钢筋的净保护层厚度不得小于 35 mm，并不得大于 50 mm，对于顶板有防水层及保护层的最外层钢筋净保护层不得小于 30 mm。

5.3.3 钢筋的锚固及最小弯曲半径应符合下列规定：

1　钢筋最小锚固长度应符合表 5.3.3 的规定；

2　梁端部钢筋伸过支点的长度应不小于 10 倍的钢筋直径，并设置标准弯钩；

3　钢筋的最小弯曲半径：

Q235 钢筋的最小弯曲半径应为 10 倍钢筋直径，HRB335 钢筋的最小弯曲半径应为 12 倍钢筋直径。

表 5.3.3　钢筋最小锚固长度（mm）

钢筋种类	锚固条件			混凝土强度等级	
				C25	C30～C60
Q235级	受压钢筋			30d 或（10d + 直钩）	
	受拉构件钢筋			25d + 半圆钩	20d + 半圆钩
	受弯及偏心受压构件中的受拉钢筋		锚于受压区	10d + 直钩	
			锚于受拉区	20d + 半圆钩	
	弯起钢筋	伸入受压区长度不小于 20d		不设与纵筋平行的直段，端部采用直钩	
		伸入受压区长度小于 20d		设与纵筋平行的长度为 10d 直段，并加直钩	
		锚于受拉区		25d + 半圆钩	
HRB335级	受压钢筋			25d 或（15d + 直钩）	
	受拉构件钢筋			30d + 直钩	25d + 直钩
	受弯及偏心受压构件中的受拉钢筋自不受力处算起的锚固长度		锚于受压区	15d	
			锚于受拉区	25d + 直钩	
	弯起钢筋	伸入受压区长度不小于 25d		不设与纵筋平行的直段	
		伸入受压区长度小于 25d		设与纵筋平行长度为 20d 的直段	
		锚于受拉区		25d + 直钩	

注：1　表中 d 为钢筋计算直径；

2　受拉的 HRB335 钢筋直径大于 25 mm 时，其锚固长度应按表中值加 5d；

3　受弯及大偏心受压构件中的受拉钢筋截断时宜避开受拉区，表中数值仅在困难条件下采用。

5.3.4　轴心受压构件的配筋构造应符合下列规定：

1　仅受轴心压力并配有纵筋及一般箍筋的构件：

1）纵筋截面积不应小于构件截面积的 0.5%，也不宜大于 3%；

2）纵筋的直径不宜小于 12 mm；

3）箍筋的间距不应超过纵筋直径的 15 倍，也不应大于构件横截面的最小尺寸；

4）箍筋的直径不应小于纵筋直径的 1/4，也不应小于 6 mm。

2　当采用螺旋筋时：

1）纵筋的截面积不应小于螺旋筋圈内核心截面积的

0.5%；

2）核心截面积不应小于构件截面积的 2/3；

3）螺旋筋的螺距不应大于核心直径的 1/5，也不应大于 80 mm；

4）螺旋筋换算截面不应小于纵筋的截面积，也不应超过该截面积的 3 倍；

5）纵筋截面积与螺旋筋换算截面积之和不应小于核心截面积的 1.0%。

5.3.5 在杆件的受拉区域凹角处布置钢筋时，不得将钢筋按凹角弯曲，必须设置互相交叉形成凹角的单独钢筋，此外在该处尚应设置足以承受不小于所有纵向钢筋合力 35% 的横向钢筋。

5.3.6 对直径大于 25 mm 的光钢筋以及所有带肋钢筋的接头均不得采用搭接。直径较小的光钢筋可采用搭接，此时钢筋端部应弯成半圆形弯钩，两钩切点间的距离对受拉钢筋不得小于 $30d$，对受压钢筋不得小于 $20d$。在搭接范围内应用铁丝捆扎。

焊接接头的抗拉强度不应低于钢筋本身的强度。

5.3.7 板的一般构造可按表 5.3.7 采用。

表 5.3.7 板的一般构造

项　　目	板 的 种 类	
	道 碴 槽 板	人行道板
板的最小厚度（mm）	120	80
板内受力钢筋最小直径（mm）	10	8
板内受力钢筋最大间距（mm）	200	200
板内受力钢筋伸入支点数量	不少于 3 根及跨度中间钢筋截面积的 1/4	—
板内分配钢筋最小直径（mm）	8	6
板内分配钢筋最大间距（mm）	300	—

注：1 预制人行道板的最小厚度可用 70 mm；

2 在所有受力钢筋转折处均应设置分配钢筋。

5.3.8 根据计算板内不需要斜筋时，也应采用弯起钢筋并采用适当的架立钢筋（人行道板除外）。

5.3.9 梁式板如不仅支承于主梁上，同时也支承于横隔板上时，则在横隔板上方的板顶部，应设置垂直于横隔板的钢筋，其直径不应小于分配钢筋的直径，其间距不应大于 200 mm，也不应大于板厚的 2 倍。

5.3.10 布置四周支承双向板的钢筋时，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。中间部分的钢筋按计算数量设置，靠边部分的钢筋则按半数设置，其间距不应大于 250 mm，也不应大于板厚的 2 倍。

5.3.11 道碴槽的边墙应设置必要的断缝。当人行道悬臂板与边墙或道碴槽板筑成整体时，也应设置断缝。

5.3.12 梁式桥两主梁之间应根据梁腹板的高度和厚度在支点及跨间设置横隔板（必要时增设加劲肋）。分片式 T 梁必须设置横隔板。

5.3.13 梁内应设置直径不小于 8 mm 的箍筋，其间距当支撑受拉钢筋时不应大于梁高的 3/4 及 300 mm；当支撑受压钢筋时不应大于受力钢筋直径的 15 倍及 300 mm。支座中心两侧各相当梁高 1/2 的长度范围内，箍筋间距不应大于 100 mm。每一箍筋一行上所箍的受拉钢筋不应多于 5 根，受压钢筋不应多于 3 根。承受扭矩作用的梁，箍筋应制成封闭式。

5.3.14 梁内弯起钢筋可沿梁高的中线布置，并使任何一个与梁轴垂直的截面最少与一根斜筋相交。斜筋与梁轴所成的斜角宜采用 45°，且不应小于 30°，也不应大于 60°。

5.3.15 梁内伸入支点的主钢筋不得少于跨中截面主钢筋数量的 1/4，并且不少于 2 根，伸入支点的长度不得小于 10 倍的钢筋直径，并加设标准弯钩。

5.3.16 梁高大于 1 m 时，在梁腹高度范围内应设置纵向水平钢筋，其间距为 100 ~ 150 mm，直径不应小于 8 mm。

5.3.17 跨度等于和大于 12 m 的钢筋混凝土梁宜采用带肋钢筋（包括受力钢筋及构造钢筋）。

5.3.18 梁体悬臂板外侧下缘宜设置防止雨水流向梁腹的滴水槽（檐）。

5.3.19 钢筋混凝土空心墩的最小壁厚不应小于 300 mm。

5.3.20 钢筋混凝土无铰拱桥的拱肋或拱圈的主要纵向钢筋应根据计算，可靠地锚固于墩台内，其锚固长度除应符合本规范表 5.3.3 所规定的最小锚固长度外，还应遵守下列规定：

1 对于矩形截面的拱肋或拱圈，不小于拱脚截面高度的 1.5 倍；

2 对于 T 形和箱形截面的拱肋或拱圈，不小于拱脚截面高度的 *1/2*。

5.3.21 钢筋混凝土拱上结构立柱纵向钢筋的两端，应伸入桥面梁及拱圈（拱肋）内，并可靠地锚住。当立柱高度小于其顺桥方向宽度的 20 倍时，上下两端宜设铰。

拱上结构横向刚架之立柱较高时，应设置横撑，其间距不宜大于刚架跨度的 1.5～2 倍。

5.3.22 分层浇筑的钢筋混凝土箱形截面拱肋（拱圈），以及双曲拱桥组合式的拱圈，在构造及施工上应采取可靠的措施，防止因混凝土收缩差及温度差引起的裂缝。

5.3.23 装配式钢筋混凝土拱桥构件连接处的接头，应保证结构的抗裂性。

5.3.24 钢筋混凝土墩台、拱桥及涵洞的构造，尚应符合铁道部现行《铁路桥涵设计基本规范》（TB 10002.1—2005）的有关规定。

6 预应力混凝土结构

6.1 一 般 要 求

6.1.1 对预应力混凝土结构中的钢筋混凝土部分，除符合本章规定外，应按本规范第5章的规定办理。

6.1.2 本章的规定除特别说明外，对先张法和后张法结构均适用。

6.1.3 预应力混凝土结构，其预应力度 λ 不宜小于0.7。

预应力度按下式定义：

$$\lambda = \frac{\sigma_c}{\sigma} \tag{6.1.3}$$

式中 σ——由运营荷载（不包括预加力）引起的构件控制截面受拉边缘的应力（MPa）；

σ_c——由预加力（扣除全部预应力损失）引起的构件控制截面受拉边缘的预压应力（MPa）。

6.1.4 预应力筋的布置应对称于构件截面的几何竖轴线，否则，在确定构件的内力时尚须考虑预加力对截面竖轴线的偏心影响。

6.1.5 预应力混凝土桥涵结构应按下列规定检算其强度、抗裂性、应力、裂缝宽度及变形：

1 按破坏阶段检算构件截面强度。构件在预加应力、运送、安装和运营阶段的破坏强度安全系数不应低于表6.1.5所列数值。

2 对不允许出现拉应力的预应力混凝土结构，按弹性阶段检算截面抗裂性，但在运营阶段正截面抗裂性检算中，应计入混凝土受拉塑性变形的影响。构件的抗裂安全系数不应低于表6.1.5所列数值。

3 按弹性阶段检算预加应力、运送、安装和运营等阶段构件内的应力；对允许开裂的预应力混凝土结构，检算运营阶段应力时，不应计入开裂截面受拉区混凝土的作用。

表 6.1.5 安 全 系 数

安全系数类别		符号	安全系数		
			主力	主力+附加力	安装荷载
强度安全系数	纵向钢筋达到抗拉计算强度，受压区混凝土达到抗压极限强度	K	2.0	1.8	1.8
	非预应力钢筋达到计算强度	K_1	1.8	1.6	1.5
	混凝土主拉应力达到抗拉极限强度	K_2	2.0	1.8	1.8
抗裂安全系数		K_f	1.2	1.2	1.1

注：1 对于制造工艺不符合工厂制造条件的结构，表 6.1.5 所列主力及主力加附加力作用下的各项强度安全系数均应增大 10%；

2 关于架桥机通过时的截面检算应按本规范第 6.4.14 条办理。

4 运营阶段正截面混凝土拉应力超过 $0.7f_{ct}$ 时，应按开裂截面计算。

允许开裂的预应力混凝土结构，应检算其在运营阶段和架桥机通过时，开裂截面的裂缝宽度。

5 按弹性阶段计算梁的变形（挠度和转角）。

6.1.6 在有少量酸、碱、盐的液体或大量含氧的水、侵蚀性气体、侵蚀性工业或海洋大气等严重环境腐蚀条件下，不得采用允许开裂的预应力混凝土结构。

6.2 强 度 计 算

6.2.1 轴心受拉构件的强度应按下式计算

$$KN \leqslant f_p A_p + f_s A_s \qquad (6.2.1)$$

式中 N——计算轴向力（MN）；

K——强度安全系数，按本规范表 6.1.5 采用；

A_p，A_s——预应力钢筋和非预应力钢筋的截面面积（m^2）；

f_p，f_s——预应力钢筋及非预应力钢筋的抗拉计算强度，按本规范表 3.2.3 采用（MPa）。

6.2.2 矩形截面或翼缘位于受拉边的 T 形截面受弯构件，其正截面强度应按下列公式计算（图 6.2.2）：

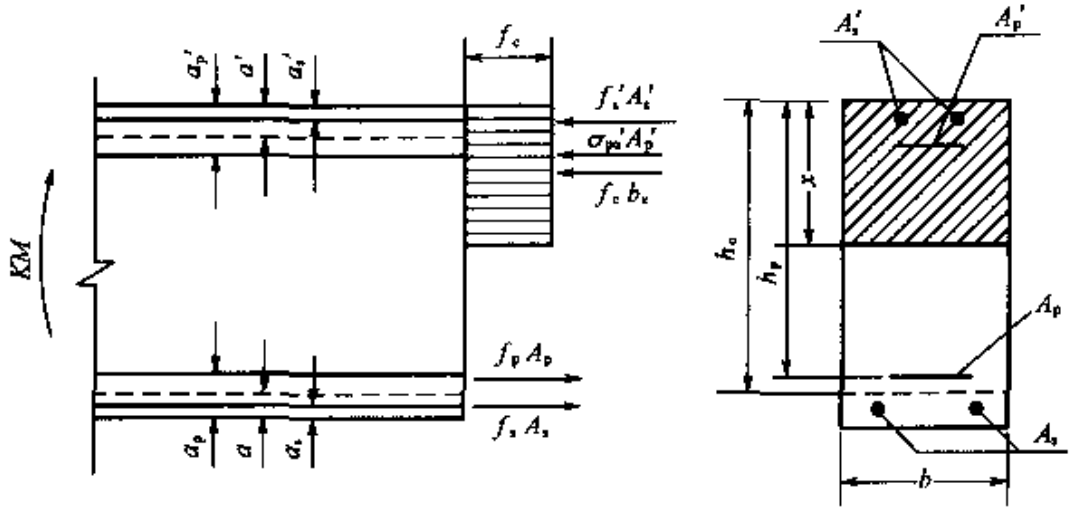


图 6.2.2 矩形截面受弯构件正截面强度计算图

注：a，a'——钢筋 A_p 和 A_s 中应力的合力点及钢筋 A'_p 和 A'_s 中应力的合力点至截面最近边缘的距离（m）；

a_p，a_s——钢筋 A_p 中应力的合力点及钢筋 A_s 中应力的合力点至截面最近边缘的距离（m）；

a'_p，a'_s——钢筋 A'_p 中应力的合力点及钢筋 A'_s 中应力的合力点至截面最近边缘的距离（m）。

$$KM \leqslant f_c bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + \sigma'_{pa} A'_p (h_0 - a'_p) + f'_s A'_s (h_0 - a'_s) \tag{6.2.2—1}$$

中性轴位置按下式确定：

$$f_p A_p + f_s A_s - \sigma'_{pa} A'_p - f'_s A'_s = f_c bx \tag{6.2.2—2}$$

$$\sigma'_{pa} = f'_p - n_p \sigma_{cl} - \sigma'_{pl} \tag{6.2.2—3}$$

式中 M——计算弯矩（MN·m）；

f_c——混凝土抗压极限强度，按本规范表 3.1.3 采用（MPa）；

σ'_{pa}——相应于混凝土受压破坏时预应力筋 A'_p 中的应力

(MPa)；

n_p——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比；

f'_p——预应力钢筋抗压计算强度，按本规范表 3.2.3 采用(MPa)；

σ_{cl}——预应力钢筋 A'_p 重心处混凝土的有效预压应力(MPa)；

σ'_{pl}——混凝土应力为 σ_{cl} 时，预应力钢筋 A'_p 中的有效预应力（MPa)；

h_0——截面有效高度（m)；

f'_s——受压区非预应力钢筋的抗压计算强度（MPa)；

A'_s——受压区非预应力钢筋的截面面积（m^2)；

b——矩形截面宽度（m)；

x——截面受压区高度（m)。

x 应符合下列条件：

$$x \leqslant 0.4h_p$$

$$x \geqslant 2a'$$

当 $x<2a'$ 时，可按下式计算：

$$KM \leqslant (f_p A_p + f_s A_s)(h_0 - a') \qquad (6.2.2—4)$$

如按上式计算得的正截面强度比不考虑受压钢筋还小时，则应按不考虑受压钢筋计算。

注：如 σ'_{po} 为负值，则钢筋 A'_p 不作为受压钢筋，上述 a' 应以 a'_s 代替。

6.2.3 翼缘位于受压区的 T 形或工字形截面受弯构件，其正截面强度应按下列规定计算：

1 当符合下列条件时：

$$f_p A_p + f_s A_s - \sigma'_{po} A'_p - f'_s A'_s \leqslant f_c b'_f h'_f \qquad (6.2.3—1)$$

应按宽度为 b'_f 的矩形截面计算〔图 6.2.3 (a)〕，b'_f 必须符合本规范第 4.3.2 条的规定。

2 当不符合上述条件时〔图 6.2.3 (b)〕：

$$KM \leqslant f_c\left[bx\left(h_0-\frac{x}{2}\right)+(b_f'-b)h_f'\left(h_0-\frac{h_f'}{2}\right)\right] \quad (6.2.3\text{—}2)$$
$$+\sigma_{p0}'A_p'(h_0-a_p')+f_s'A_s'(h_0-a_s')$$

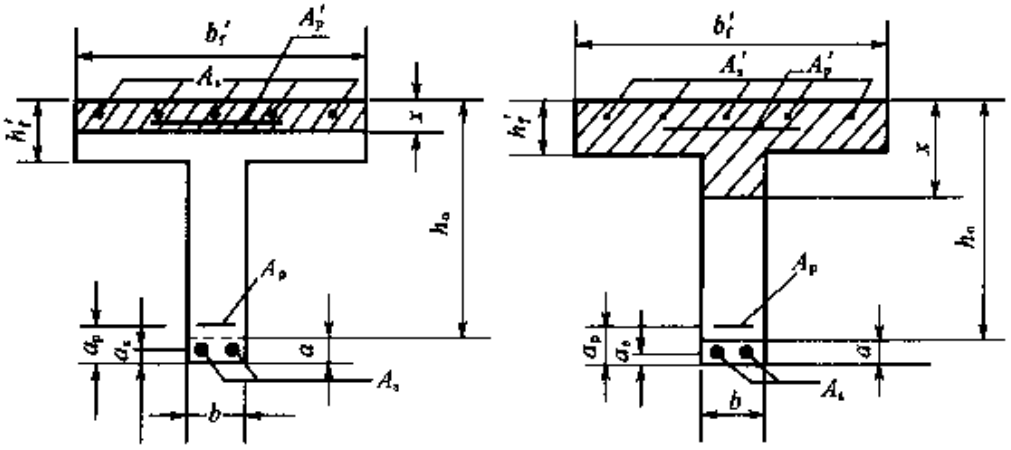


图 6.2.3　T 形截面受弯构件正截面强度计算图

此时，中性轴位置按下式确定：

$$f_pA_p+f_sA_s-\sigma_{p0}'A_p'-f_s'A_s'=f_c[bx+(b_f'-b)h_f'] \quad (6.2.3\text{—}3)$$

按上式求得的混凝土受压区高度应符合下列条件：

$$x \leqslant 0.4h_p$$

$$x \geqslant 2a'$$

当 $x < 2a'$ 时，应按本规范式（6.2.2—4）计算。当按式（6.2.2—4）所得的正截面强度比不考虑受压钢筋还小时，则按不考虑受压钢筋计算。

6.2.4　受弯构件的斜截面抗弯强度及抗剪强度可按附录 C 计算。

6.2.5　矩形截面偏心受压构件的正截面强度应按下列公式计算：

1　大偏心受压构件（$x \leqslant 0.4h_0$）（图 6.2.5）

$$KN \leqslant f_cbx+\sigma_{p0}'A_p'+f_s'A_s'-f_pA_p-f_sA_s \quad (6.2.5\text{—}1)$$

此时，中性轴位置按下式确定：

$$f_pA_pe_p+f_sA_se_s\mu\sigma_{p0}'A_p'e_p'\mu f_s'A_s'e_s'=f_cbx\left(e-h_0+\frac{x}{2}\right)$$

(6.2.5—2)

式中 e_p，e_s——轴向力 N 至受拉边预应力钢筋 A_p 及非预应力钢筋 A_s 中应力合力点的距离（m）；

e'_p，e'_s——轴向力 N 至受压边预应力钢筋 A'_p 及非预应力钢筋 A'_s 中应力合力点的距离（m）；

e——轴向力 N 至钢筋 A_p 与 A_s 应力合力点的距离（m）；

e'——轴向力 N 至钢筋 A'_p 与 A'_s 应力合力点的距离（m）。

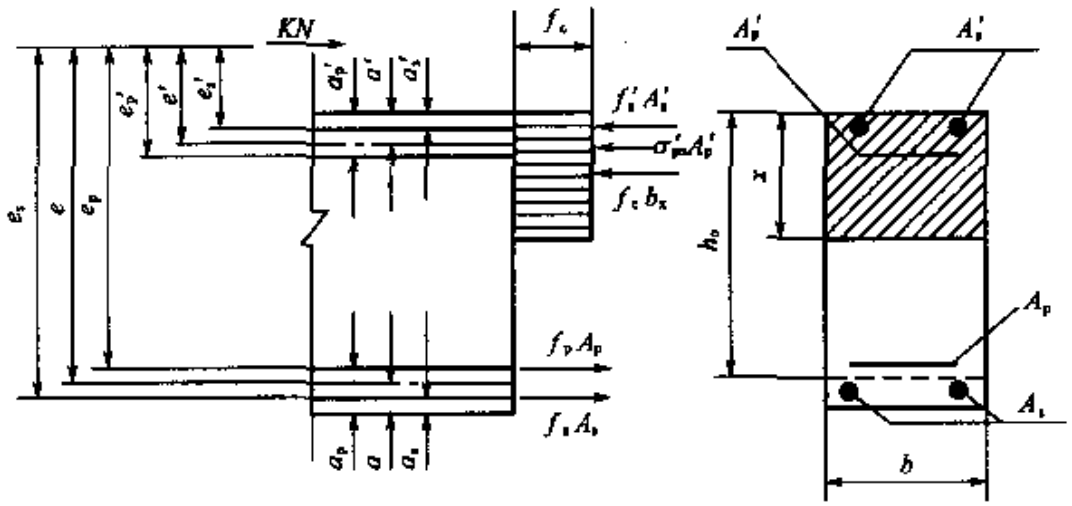


图 6.2.5 大偏心受压构件正截面强度计算图

当轴向力 N 作用在钢筋 A'_p 与 A'_s 应力合力点和钢筋 A_p 与 A_s 应力合力点之间时，上式等号左边第 3、4 项取正号；反之则取负号。

若按上式计算的混凝土受压区高度 $x<2a'$，则其正截面强度应按下式计算：

$$KN\leqslant\frac{(f_pA_p+f_sA_s)(h_0-a')}{e'} \qquad (6.2.5\text{—}3)$$

如按上式所求得的正截面强度比不考虑受压钢筋还小时，则应按不考虑受压钢筋计算。

2 小偏心受压构件（$x>0.4h_0$）

$$KN \leqslant \frac{N_0}{1+\left(\frac{N_0}{N_j}-1\right)\frac{e_0}{e_{j0}}} \tag{6.2.5—4}$$

$$N_0 = f_c bh + \sigma'_{p\alpha}A'_p + f'_s A'_s + \sigma_{p\alpha}A_p + f'_s A_s \tag{6.2.5—5}$$

$$N_j = 0.4 f_c bh_0 + \sigma'_{p\alpha}A'_p + f'_s A'_s - f_p A_p - f_s A_s \tag{6.2.5—6}$$

$$e_j = \frac{0.32 f_c bh_0^2 + \sigma'_{p\alpha}A'_p(h_0 - a'_p) + f'_s A'_s(h_0 - a'_s)}{N_j} \tag{6.2.5—7}$$

$$c = \frac{0.5 f_c bh_0^2 + \sigma'_{p\alpha}A'_p(h_0 - a'_p) + f'_s A'_s(h_0 - a'_s)}{N_0} \tag{6.2.5—8}$$

$$e_0 = e - c \tag{6.2.5—9}$$

$$e_{j0} = e_j - c \tag{6.2.5—10}$$

式中 N_0——全截面均匀受压破坏时的轴向力（MN）；

N_j——截面破坏处于大、小偏心界限状态时的轴向力（MN）；

c，e_j——轴向力 N_0 及 N_j 至钢筋 A_p 与 A_s 应力合力点的距离（m）；

$\sigma_{p\alpha}$——相应于混凝土破坏时，预应力钢筋 A_p 中的应力，可参照本规范式（6.2.2—3）计算（MPa）；

e_0——轴向力 N 至截面轴心（即 N_0 作用点）的距离（m）；

e_{j0}——轴向力 N_j 至截面轴心的距离（m）。

当截面对称配筋时：

$$c = \frac{1}{2}(h_0 - a') \tag{6.2.5—11}$$

6.2.6 计算偏心受压构件时，应考虑构件在弯矩作用平面内的挠度对轴向力偏心距增大的影响，此时应将轴向力对截面轴心的偏心距乘以偏心距增大系数 η：

$$\eta = \frac{1}{1-\frac{KNl_0^2}{a\pi^2 E_c I_c}} \tag{6.2.6}$$

式中 E_c——混凝土弹性模量（MPa），按本规范表 3.1.5 的规定采用；

l_0——构件计算长度（m），按本规范表 5.2.3—2 的“注”采用；

I_c——混凝土截面的惯性矩（m^4）；

a——考虑偏心距对 η 值的影响系数，按本规范式（5.2.6—3）计算。

当预应力筋与混凝土间无粘结力时，式（6.2.6）中 N 应取为轴向力 N 与预压力 N_p 之和。

6.2.7 矩形截面偏心受拉构件的正截面强度应按下列公式计算：

1 当轴向力 N 作用在钢筋 A_p 与 A_s 应力合力点和钢筋 A'_p 与 A'_s 应力合力点之间时（小偏心受拉）（图 6.2.7—1）：

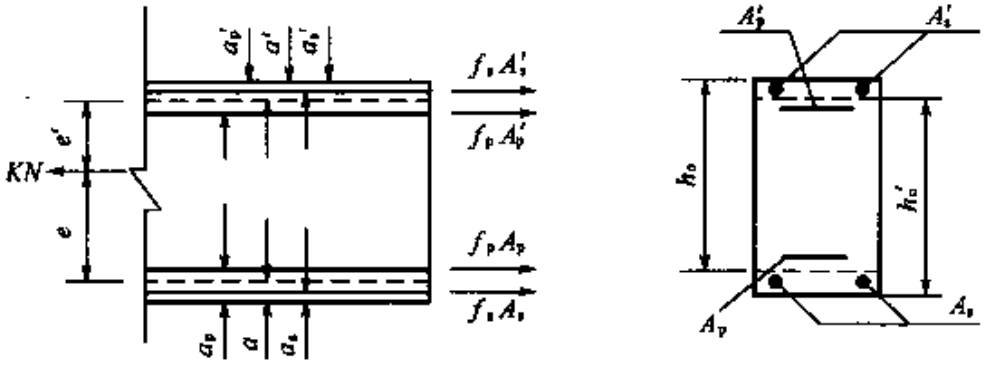


图 6.2.7—1 小偏心受拉构件正截面强度计算图

$$KN \leqslant \frac{f_p A'_p (h_0 - a'_p)}{e} + \frac{f_s A'_s (h_0 - a'_s)}{e} \qquad (6.2.7\text{—}1)$$

及

$$KN \leqslant \frac{f_p A_p (h'_0 - a_p)}{e'} + \frac{f_s A_s (h'_0 - a_s)}{e'} \qquad (6.2.7\text{—}2)$$

2 当轴向力 N 不作用在钢筋 A_p 与 A_s 应力合力点和钢筋 A'_p 与 A'_s 应力合力点之间时（大偏心受拉）（图 6.2.7—2）：

$$KN \leqslant f_p A_p + f_s A_s - \sigma'_{p0} A'_p - f'_s A'_s - f_c bx \qquad (6.2.7\text{—}3)$$

此时，中性轴位置按下式确定：

$$f_p A_p e_p + f_s A_s e_s - \sigma'_{p\alpha} A'_p e'_p - f'_s A'_s e'_s = f_c bx\left(e + h_0 - \frac{x}{2}\right) \tag{6.2.7—4}$$

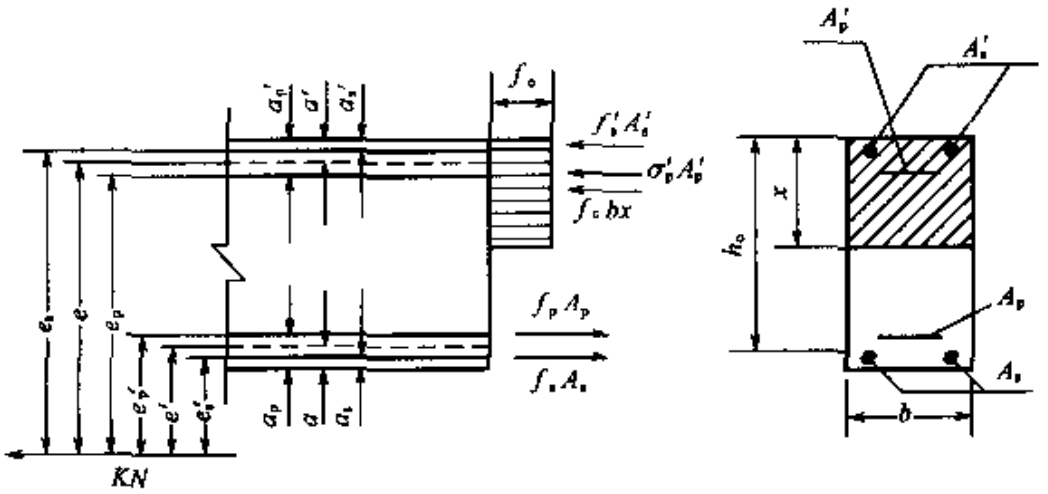


图 6.2.7—2　大偏心受拉构件正截面强度计算图

按上式求得的混凝土受压区高度应符合下列条件：

$$x \leqslant 0.4 h_0$$

$$x \geqslant 2a'$$

当 $x < 2a'$ 时，可按本规范式（6.2.5—3）计算，如按式（6.2.5—3）计算所得的正截面强度比不考虑受压钢筋还小时，则应按不考虑受压钢筋计算。

6.2.8　构件端部锚固区的尺寸应满足锚下混凝土的抗裂性要求，按下式计算：

$$K_{cf} N_c \leqslant \beta f_c A_c \tag{6.2.8}$$

式中　N_c——预加应力时的预压力（MN）；

K_{cf}——局部承压抗裂安全系数，取 1.5；

β——混凝土局部承压时的强度提高系数，其值为 $\sqrt{A/A_c}$，并应符合本规范第 5.2.1 条中关于 β 值的规定；

A_c——局部承压面积（考虑在垫板中沿 45°斜线传力所扩

大的锚下垫圈面积），计算时扣除管道面积（m^2）；

A——影响混凝土局部承压的计算底面积，按本规范图5.2.1采用，计算时扣除管道面积（m^2）。

6.2.9 锚下间接钢筋的配置应符合端部锚固区的混凝土局部承压强度要求，可按下式计算（图6.2.9）：

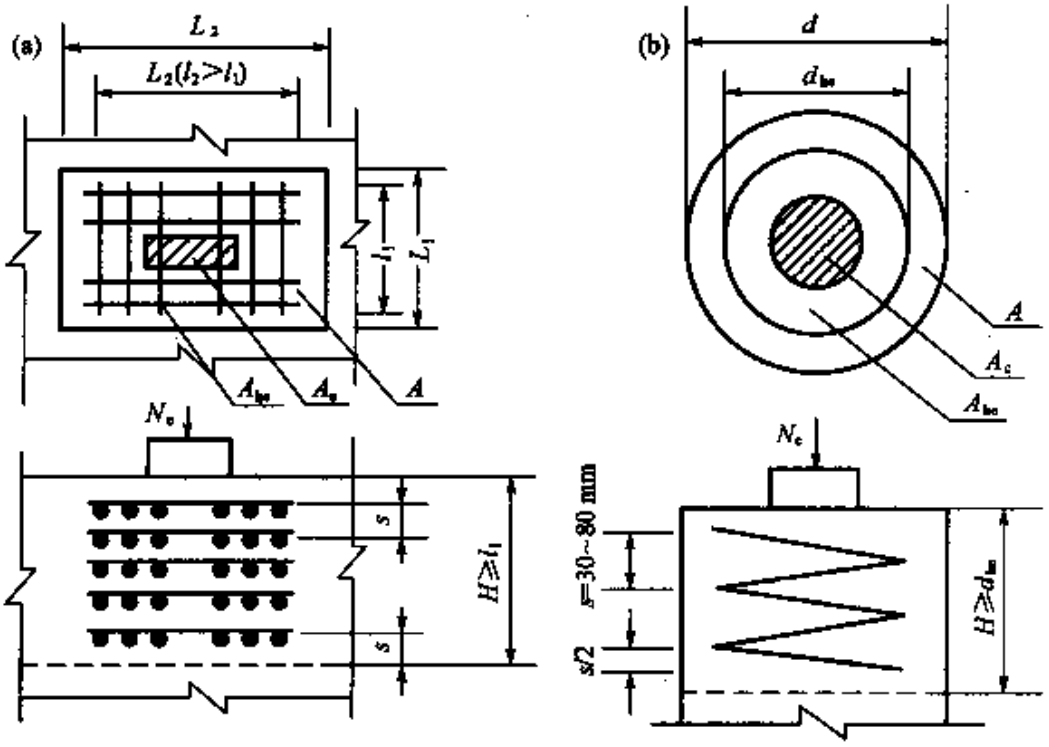


图6.2.9 局部承压配筋计算图

$$K_c N_c \leqslant A_c(\beta f_c + 2.0\mu_t \beta_{hc} f_s) \qquad (6.2.9\text{—}1)$$

式中 K_c——局部承压强度安全系数，取为2.0；

β_{hc}——配置间接钢筋的混凝土局部承压强度提高系数 $\sqrt{A_{hc}/A_c}$，应符合本规范第6.2.8条的规定；

A_{hc}——包在钢筋网或螺旋形配筋范围以内的混凝土核心面积，但不大于 A，且其重心应与 A_c 的重心相重合，计算时扣除管道面积（m^2）；

f_s——锚下间接钢筋的抗拉计算强度（MPa）；

μ_t——间接钢筋的体积配筋率（即核心范围内单位混凝

土体积所包含的间接钢筋体积)。

当为钢筋网时〔图 6.2.9 (a)〕

$$\mu_t = \frac{n_1 a_{j1} l_1 + n_2 a_{j2} l_2}{l_1 l_2 s} \qquad (6.2.9\text{—}2)$$

当为螺旋形配筋时〔图 6.2.9 (b)〕

$$\mu_t = \frac{4a_j}{d_{he} s} \qquad (6.2.9\text{—}3)$$

式中 n_1，a_{j1}——钢筋网沿 l_2 方向的钢筋根数及单根钢筋的截面面积，面积以 m^2 计；

n_2，a_{j2}——同上，沿 l_1 方向；

a_j——螺旋形钢筋的截面面积 (m^2)；

d_{he}——螺旋圈的直径 (m)；

s——钢筋网或螺旋形钢筋的间距 (m)。

6.3 运营阶段的结构计算

6.3.1 计算预应力混凝土结构截面应力时，对于后张法结构，在钢筋管道内压注水泥浆以前，应采用被管道削弱的净混凝土并计入非预应力钢筋后的换算截面（即净截面)。在建立了钢筋与混凝土间的粘结力后，则采用全部换算截面（但对受拉构件、受弯及大偏心受压构件中运营荷载作用时的受拉区，不计管道部分)。对于先张法结构，应采用换算截面。

注：对于配置较少非预应力钢筋的构件（一般指不允许出现拉应力的构件）计算换算截面时，可不考虑非预应力钢筋。

6.3.2 由于预加力在构件正截面上产生的轴向力、剪力及弯矩应按下列公式计算（图 6.3.2)：

$$N_p = \sigma_p A_p + \sigma_p' A_p' + \sigma_p A_{pb} \cos\alpha \qquad (6.3.2\text{—}1)$$

$$Q_p = \sigma_p A_{pb} \sin\alpha \qquad (6.3.2\text{—}2)$$

$$M_p = N_p e_0 \qquad (6.3.2\text{—}3)$$

$$e_0 = \frac{\sigma_p A_p y_p - \sigma_p' A_p' y_p' + \sigma_p A_{pb} y_{pb} \cos\alpha}{N_p} \qquad (6.3.2\text{—}4)$$

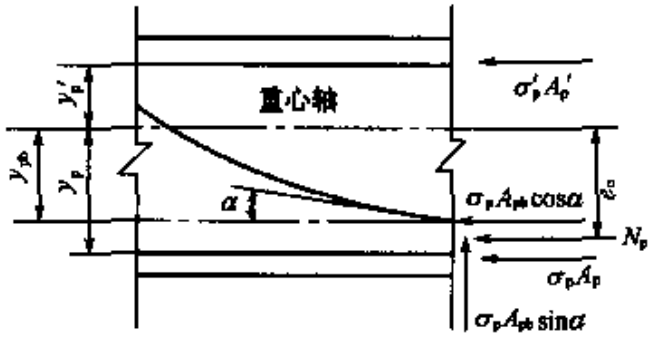


图 6.3.2　计算截面钢筋内力图

式中　N_p——预加力产生的轴向力（MN）；

Q_p——预加力产生的剪力（MN）；

M_p——预加力产生的弯矩（MN·m）；

A_p，A'_p——受拉区及受压区的预应力钢筋截面面积（m^2）；

A_{pb}——受拉区预应力弯起钢筋的截面面积（m^2）；

σ_p，σ'_p——受拉区及受压区的预应力钢筋中的预加应力，按相应工作阶段扣除预应力损失（MPa）；

α——预应力弯起钢筋的切线与构件纵轴间的夹角（°）；

e_0——预加应力合力至截面重心轴的距离，截面重心轴的位置按本规范 6.3.1 条的规定确定（m）；

y_p，y'_p——受拉区及受压区预应力水平钢筋的重心至截面重心轴的距离（m）；

y_{pb}——受拉区预应力弯起钢筋的重心至截面重心轴的距离（m）。

6.3.3　当计算预应力钢筋的应力时，应考虑下列因素引起的预应力损失：

钢筋与管道之间的摩阻	σ_{L1}
锚头变形、钢筋回缩和分块拼装构件的接缝压缩	σ_{L2}
台座与钢筋之间的温度差	σ_{L3}
混凝土的弹性压缩	σ_{L4}
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的摩擦及喇叭口摩擦。

6.3.4 预应力损失宜根据试验数据确定，如无可靠试验资料，可按下列规定计算：

1 张拉时，由于钢筋与管道间的摩擦引起的应力损失按下式计算：

$$\sigma_{L1} = \sigma_{con}[1 - e^{-(\mu\theta + kx)}] \qquad (6.3.4\text{—}1)$$

式中 σ_{L1}——由于摩擦引起的应力损失（MPa）；

σ_{con}——钢筋（锚下）控制应力（MPa）；

θ——从张拉端至计算截面的长度上，钢筋弯起角之和（rad）；

x——从张拉端至计算截面的管道长度（m）；

μ——钢筋与管道壁之间的摩擦系数，按表6.3.4—1采用；

k——考虑每米管道对其设计位置的偏差系数，按表6.3.4—1采用。

表6.3.4—1 μ、k值

管道类型	μ	k
橡胶管抽芯成型的管道	0.55	0.0015
铁皮套管	0.35	0.0030
金属波纹管	0.20～0.26	0.0020～0.0030

2 由于锚头变形、钢筋回缩和接缝压缩引起的应力损失按下式计算：

$$\sigma_{L2} = \frac{\Delta L}{L} E_p \qquad (6.3.4\text{—}2)$$

式中 σ_{L2}——由于锚头变形、钢筋回缩和接缝压缩引起的应力损失（MPa）；

L——预应力钢筋的有效长度（m）；

ΔL——锚头变形、钢筋回缩和接缝压缩值（m）。

如无试验数据，一个锚头的变形、钢筋回缩和一条接缝压缩值可按表 6.3.4—2 采用。

表 6.3.4—2 锚头变形、钢筋回缩和接缝压缩计算值（mm）

锚头、接缝类型		表现形式	计算值
钢制锥形锚头		钢筋回缩及锚头变形	8
夹片式锚	有顶压时	锚具回缩	4
	无顶压时		6
水泥砂浆接缝		接缝压缩	1
环氧树脂砂浆接缝		接缝压缩	0.05
带螺帽的锚具螺帽缝隙		缝隙压密	1
每块后加垫板的缝隙		缝隙压密	1

计算时，可考虑钢筋与管道间反向摩擦的影响，按附录 D 的规定计算。对于对称张拉的简支梁，考虑反向摩擦时，可近似将跨中回缩值取端部的 1/2 计算。

3 对先张法构件，当采用蒸汽或其他方法加热养护时，由于钢筋和张拉台座之间的温差引起的应力损失，按下式计算：

$$\sigma_{L3} = 2(t_2 - t_1) \qquad (6.3.4—3)$$

式中 σ_{L3}——由于温差引起的应力损失（MPa）；

t_1——张拉钢筋时，制造场地的温度（℃）；

t_2——用蒸汽或其他方法加热养护时的混凝土最高温度（℃）。

注：1 如张拉台座与构件共同受热时，则不计算应力损失 σ_{L3}；

2 为了减少温差引起的应力损失，宜采用适当的养护措施。

4 在后张法结构中，当分批张拉预应力钢筋时，对先张拉的钢筋应考虑由于混凝土的弹性压缩引起的应力损失，按下式计算：

$$\sigma_{L4} = n_p \cdot \Delta\sigma_c \cdot Z \qquad (6.3.4\text{—}4)$$

式中 σ_{L4}——由于混凝土的弹性压缩引起的应力损失（MPa）；

$\Delta\sigma_c$——在先行张拉的预应力钢筋重心处，由于后来张拉一根钢筋而产生的混凝土正应力：对于简支梁可取跨度 1/4 截面上的应力；对于连续梁、连续刚构可取若干有代表性截面上应力的平均值（MPa）；

Z——在所计算的钢筋张拉后再行张拉的钢筋根数。

对先张法结构，放松钢筋时由于混凝土弹性压缩引起的应力损失：

$$\sigma_{L4} = n_p \cdot \sigma_c \qquad (6.3.4\text{—}5)$$

式中 σ_c——在计算截面钢筋重心处，由预加应力产生的混凝土正应力（MPa）。

5 对预应力钢筋，仅在 $\sigma_{con} \geqslant 0.5 f_{pk}$ 的情况下，才考虑由于钢筋松弛引起的应力损失，其终极值：

$$\sigma_{L5} = \zeta \cdot \sigma_{con} \qquad (6.3.4\text{—}6)$$

式中 σ_{L5}——由于钢筋松弛引起的应力损失（MPa）；

σ_{con}——先张梁采用预应力钢筋（锚下）控制应力，后张梁采用传力锚固时预应力钢筋的应力（MPa）；

ζ——松弛系数，对钢丝，普通松弛时，按 $0.4\left(\frac{\sigma_{con}}{f_{pk}} - 0.5\right)$ 采用，对钢丝、钢绞线，低松弛时，当 $\sigma_{con} \leqslant 0.7 f_{pk}$ 时 $\zeta = 0.125\left(\frac{\sigma_{con}}{f_{pk}} - 0.5\right)$，当 $0.7 f_{pk} < \sigma_{con} \leqslant 0.8 f_{pk}$ 时 $\zeta = 0.2\left(\frac{\sigma_{con}}{f_{pk}} - 0.575\right)$，对精轧螺纹钢筋，一次张拉时，按 0.05 采用，超张拉时，按 0.035 采用。

6 由于混凝土收缩、徐变引起的应力损失终极值按下列公式计算：

$$\sigma_{L6}=\frac{0.8n_p\sigma_{co}\varphi_\infty+E_p\varepsilon_\infty}{1+\left(1+\frac{\varphi_\infty}{2}\right)\mu_n\rho_A} \qquad (6.3.4\text{—}7)$$

$$\mu_n=\frac{n_pA_p+n_sA_s}{A} \qquad (6.3.4\text{—}8)$$

$$\rho_A=1+\frac{e_A^2}{i^2} \qquad (6.3.4\text{—}9)$$

式中 σ_{L6}——由收缩、徐变引起的应力损失终极值（MPa）；

σ_{co}——传力锚固时，在计算截面上预应力钢筋重心处，由于预加力（扣除相应阶段的应力损失）和梁自重产生的混凝土正应力；对简支梁可取跨中与跨度1/4截面的平均值；对连续梁和连续刚构可取若干有代表性截面的平均值（MPa）；

φ_∞——混凝土徐变系数的终极值；

ε_∞——混凝土收缩应变的终极值；

μ_n——梁的配筋率换算系数；

n_s——非预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比；

A_p、A_s——预应力钢筋及非预应力钢筋的截面面积（m^2）；

A——梁截面面积，对后张法构件，可近似按净截面计算（m^2）；

e_A——预应力钢筋与非预应力钢筋重心至梁截面重心轴的距离（m）；

i——截面回转半径$\left(i=\sqrt{\frac{I}{A}}\right)$（m）；

I——截面惯性矩，对于后张法构件，可近似按净截面计算（m^4）。

无可靠资料时，φ_∞、ε_∞值可按表6.3.4—3采用。在年平均相对湿度低于40%的条件下使用的结构，表列φ_∞、ε_∞值应增加30%。

表 6.3.4—3　混凝土的收缩应变和徐变系数终极值

预加应力时混凝土的龄期(d)	收缩应变终极值 $\varepsilon_{\infty} \times 10^6$				徐变系数终极值 φ_{∞}			
	理论厚度 $\frac{2A}{u}$ (mm)				理论厚度 $\frac{2A}{u}$ (mm)			
	100	200	300	≥600	100	200	300	≥600
3	250	200	170	110	3.00	2.50	2.30	2.00
7	230	190	160	110	2.60	2.20	2.00	1.80
10	217	186	160	110	2.40	2.10	1.90	1.70
14	200	180	160	110	2.20	1.90	1.70	1.50
28	170	160	150	110	1.80	1.50	1.40	1.20
≥60	140	140	130	100	1.40	1.20	1.10	1.00

注：1　对先张法结构，预加应力时混凝土的龄期一般为 3～7d；对后张法结构，该龄期一般为 7～28 d；

2　A 为计算截面混凝土的面积，u 为该截面与大气接触的周边长度；

3　实际结构的理论厚度和混凝土的龄期为表列数值的中间值时，可按直线内插取值。

7　由于钢筋与锚圈口之间的摩擦及钢筋在锚下垫板喇叭口处因弯折产生摩擦而引起的应力损失应根据试验确定。当需考虑其他预应力损失时亦应根据试验确定。

8　由于混凝土收缩、徐变以及钢筋松弛引起的应力损失的中间值，应根据建立预应力后的时间按表 6.3.4—4 确定。

表 6.3.4—4　σ_{l5}和 σ_{l6}的中间值与终极值的比值

时　间 (d)	由于混凝土收缩和徐变 σ_{l6}	由于钢筋松弛 σ_{l5}
2	—	0.5
10	0.33	—
20	0.37	—
30	0.40	—
40	0.43	1.0
60	0.50	—
90	0.60	—
180	0.75	—
1 年	0.85	—
3 年	1.00	—

9 分阶段施工的预应力混凝土结构中由于混凝土徐变及弹性压缩引起的预应力损失，应根据施工过程中各阶段预加应力和结构自重应力的情况确定。计算时应考虑混凝土龄期的差别，综合计算各有关预应力筋的应力损失值。

6.3.5 由预加应力产生的混凝土正应力，应按下列规定计算：

1 未扣除混凝土收缩、徐变引起的损失时

$$\sigma_c = \frac{N_p}{A} \pm \frac{N_p e_0 y}{I} \qquad (6.3.5\text{—}1)$$

式中 σ_c——计算纤维处混凝土应力（MPa）；

N_p——钢筋预加应力的合力（扣除相应阶段的预应力损失，但对先张法结构不再扣除弹性压缩引起的应力损失 σ_{L4}）（MN）；

e_0——预应力钢筋重心至截面重心轴的距离（m）；

A，I——截面的面积及惯性矩（按本规范第 6.3.1 条的规定确定），分别以 m^2 和 m^4 计；

y——计算应力点至截面重心轴的距离（m）。

2 扣除混凝土收缩、徐变引起的损失后

$$\sigma_{cl} = \sigma_{ci} - \sigma_{cL6} \qquad (6.3.5\text{—}2)$$

$$\sigma_{cL6} = \mu_{ps}\left(1 \pm \frac{e_A}{i^2} y\right)\sigma_{L6} \qquad (6.3.5\text{—}3)$$

$$\mu_{ps} = \frac{A_p + A_s}{A} \qquad (6.3.5\text{—}4)$$

式中 σ_{cl}——扣除全部应力损失后，混凝土截面有效预压应力（MPa）；

σ_{ci}——扣除混凝土收缩、徐变应力损失外其他各项应力损失后混凝土的预压应力，按式（6.3.5—1）计算（MPa）；

σ_{cL6}——由于混凝土收缩、徐变引起的混凝土预压应力的降低值（MPa）；

μ_{ps}——配筋率；

其余符号意义同本规范第 6.3.4 条。

6.3.6 由计算荷载在混凝土、预应力钢筋及非预应力钢筋中产生的应力应按下列规定计算：

1 对不允许开裂的构件

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{My}{I} \tag{6.3.6—1}$$

$$\sigma_p = n_p \sigma_{co} \tag{6.3.6—2}$$

$$\sigma_s = n_s \sigma_{cs} \tag{6.3.6—3}$$

式中 N，M——计算轴向力及弯矩，分别以 MN 和 MN·m 计；

σ_c——计算纤维处混凝土应力（MPa）；

σ_p，σ_s——预应力钢筋重心处和非预应力钢筋重心处的钢筋的应力（MPa）；

σ_{co}，σ_{cs}——预应力钢筋重心处及非预应力钢筋重心处的混凝土应力（MPa）。

注：对后张法结构各项恒载应力的计算，应按本规范第 6.3.1 条规定办理。

2 对允许开裂的构件，截面开裂后，混凝土压应力可按附录 E 中式（E.0.2—1）计算，预应力钢筋和非预应力钢筋的应力可按下列公式计算：

$$\sigma_p^s = \sigma_{pl} + \Delta\sigma_{p1} + \Delta\sigma_{p2} \tag{6.3.6—4}$$

$$\Delta\sigma_{p1} = \frac{10\sigma_p A_p}{A}\left(1 + \frac{e_p^2}{i^2}\right) + \frac{10\Delta\sigma_{sL6} A_s}{A}\left(1 + \frac{e_p + e_s}{i^2}\right) \tag{6.3.6—5}$$

$$\sigma_s^s = \Delta\sigma_{sL6} + \Delta\sigma_{s2} \tag{6.3.6—6}$$

式中 σ_p^s，σ_s^s——截面开裂后预应力钢筋和非预应力钢筋的应力（MPa）；

σ_{pl}——预应力钢筋的有效预应力（MPa）；

σ_p——预应力钢筋应力，对于先张法构件取有效预应力加弹性压缩损失 σ_{L4}；对于后张法构件，取有效预应力（MPa）；

$\Delta\sigma_{p1}$——消压时预应力钢筋的应力增量（MPa）；

e_p，e_s——预应力钢筋及非预应力钢筋重心至截面重心轴的距离（m）；

i——截面回转半径，$i=\sqrt{\frac{I}{A}}$，对后张法构件可近似按净截面计算（m）；

$\Delta\sigma_{p2}$，$\Delta\sigma_{s2}$——消压后按开裂截面计算的预应力钢筋及非预应力钢筋的应力增量，可分别按附录E中式（E.0.3—1）及（E.0.3—2）计算（MPa）；

$\Delta\sigma_{sL6}$——由混凝土收缩、徐变在非预应力钢筋中产生的附加应力（受压为负），可近似取$\Delta\sigma_{sL6}=-\sigma_{L6}$（MPa）。

6.3.7 梁斜截面的混凝土主拉应力和主压应力，应按下列公式计算：

主拉应力

$$\sigma_{tp}=\frac{\sigma_{cx}+\sigma_{cy}}{2}-\sqrt{\left(\frac{\sigma_{cx}-\sigma_{cy}}{2}\right)^2+\tau_c^2} \qquad (6.3.7\text{—}1)$$

主压应力

$$\sigma_{cp}=\frac{\sigma_{cx}+\sigma_{cy}}{2}+\sqrt{\left(\frac{\sigma_{cx}-\sigma_{cy}}{2}\right)^2+\tau_c^2} \qquad (6.3.7\text{—}2)$$

$$\sigma_{cx}=\sigma_{cl}\mu\frac{k_{fl}\cdot M\cdot y_0}{I_0} \qquad (6.3.7\text{—}3)$$

$$\sigma_{cy}=\frac{n_{pv}\sigma_{pv}a_{pv}}{bs_{pv}} \qquad (6.3.7\text{—}4)$$

$$\tau_c=K_{fl}\tau-\frac{V_{pb}\cdot S}{bI} \qquad (6.3.7\text{—}5)$$

式中 σ_{tp}，σ_{cp}——混凝土的主拉应力及主压应力（MPa）；

σ_{cx}，σ_{cy}——计算纤维处混凝土的法向应力及竖向压应力（MPa）；

σ_{cl}——计算纤维处混凝土的有效预压应力（MPa）；

τ_c——计算纤维处混凝土的剪应力（MPa）；

τ——相应于计算弯矩 M 的荷载作用下，计算纤维处混凝土的剪应力（MPa）；

M——计算弯矩（MN·m）；

y_0——计算纤维处至换算截面重心轴的距离（m）；

I_0——换算截面惯性矩（m^4）；

σ_{pv}——预应力竖筋中的有效预应力（MPa）；

n_{pv}——预应力竖筋的肢数；

a_{pv}——单支预应力竖筋的截面面积（m^2）；

s_{pv}——预应力竖筋的间距（m）；

V_{ph}——由弯起预应力钢筋预加力产生的剪力（MN）；

b——计算主应力点处构件截面宽度（m）；

K_{fl}——系数，当对不允许出现拉应力的构件进行抗裂性检算时，按本规范表 6.1.5 中 K_f 取值，其他情况下取 1.0；

S，I——截面的面积矩及惯性矩，分别以 m^3 及 m^4 计，应按本规范第 6.3.1 条的规定计算。

变高度梁的剪应力计算应考虑高度变化的影响。

主应力计算应针对下列部位进行：

1 在构件长度方向，应计算剪力及弯矩均较大的区段，以及构件外形和腹板厚度有变化之处。

2 沿截面高度方向，应计算截面重心轴处及腹板与上、下翼缘相接处。

6.3.8 计算先张法构件端部区段的截面应力时，在预应力钢筋传递长度 l_c 范围内，预应力钢筋的应力值可按线性变化，即在构件端部预应力值为零，在传递长度末端预应力值达到 σ_p（图 6.3.8）。预应力钢绞线的传递长度 l_c 宜取 $80d$，d 为钢绞线直

径。预应力混凝土用螺纹钢筋的传递长度 l_e 可不考虑。

注：当采用骤然放松预应力钢筋的施工工艺时，l_e 起点应从离构件末端 $0.25l_e$ 处开始计算；一般不应采用此种工艺。

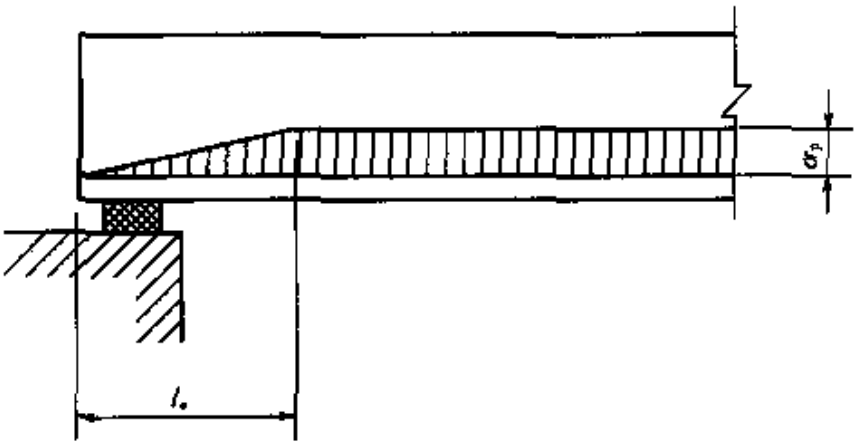


图 6.3.8 预应力钢筋的传递长度 l_e 范围内预应力值变化图

6.3.9 对不允许出现拉应力的构件，其抗裂性应按下列公式计算：

1 正截面

对于轴心受拉、小偏心受拉或小偏心受压构件：

$$K_f\sigma \leqslant \sigma_c + f_{ct} \tag{6.3.9—1}$$

对于受弯、大偏心受拉或大偏心受压构件：

$$K_f\sigma \leqslant \sigma_c + \gamma f_{ct} \tag{6.3.9—2}$$

$$\gamma = \frac{2S_0}{W_0} \tag{6.3.9—3}$$

式中 σ——计算荷载在截面受拉边缘混凝土中产生的正应力，按本规范式（6.3.6—1）计算（MPa）；

K_f——抗裂安全系数，应按本规范表 6.1.5 采用；

σ_c——扣除相应阶段预应力损失后混凝土的预压应力，按本规范第 6.3.5 条的规定计算（MPa）；

f_{ct}——混凝土抗拉极限强度，按本规范表 3.1.3—2 采用（MPa）；

γ——考虑混凝土塑性的修正系数；

W_0——对所检算的拉应力边缘的换算截面抵抗矩（m^3）；

S_0——换算截面重心轴以下的面积对重心轴的面积矩（m^3）。

2 斜截面

$$\sigma_{tp} \leqslant f_{ct} \tag{6.3.9—4}$$

$$\sigma_{cp} \leqslant 0.6 f_c \tag{6.3.9—5}$$

式中 σ_{tp}，σ_{cp}——按抗裂性计算的主拉、主压应力，按本规范第6.3.7条的规定计算（MPa）。

当不满足式（6.3.9—4）及式（6.3.9—5）要求时，应修改截面尺寸或提高混凝土强度等级。

注：对于主力加附加力组合，式（6.3.9—5）可改为 $\sigma_{cp} \leqslant 0.66 f_c$。

当采用分段施工结构时，应考虑拼接缝处抗裂性的降低，降低值应根据试验确定。

6.3.10 运营荷载作用下正截面混凝土压应力（扣除全部应力损失后）应符合下列规定：

1 主力组合作用时

$$\sigma_c \leqslant 0.5 f_c \tag{6.3.10—1}$$

2 主力加附加力组合作用时

$$\sigma_c \leqslant 0.55 f_c \tag{6.3.10—2}$$

式中 σ_c——运营荷载及预应力钢筋有效预应力产生的正截面混凝土最大压应力（MPa）；

f_c——混凝土抗压极限强度，按本规范表3.1.4采用（MPa）。

6.3.11 运营荷载作用下，正截面混凝土受拉区应力（扣除全部应力损失后）应符合下列规定：

1 对不允许出现拉应力的构件

$$\sigma_{ct} \leqslant 0 \tag{6.3.11—1}$$

注：特种超载荷载短期作用时，$\sigma_{ct} \leqslant 0.6 f_{ct}$。

2 对允许出现拉应力但不允许开裂的构件

$$\sigma_{ct} \leqslant 0.7 f_{ct} \qquad (6.3.11\text{—}2)$$

注：特种超载荷载短期作用时，$\sigma_{ct} \leqslant f_{ct}$。

式中 σ_{ct}——运营荷载及预应力钢筋有效预应力在混凝土截面受拉边缘产生的应力（MPa），受拉为正；

f_{ct}——混凝土抗拉计算强度（MPa），按本规范表 3.1.4 采用。

6.3.12 对允许出现拉应力和允许开裂的构件，运营荷载作用下，混凝土主应力（扣除全部应力损失后）应符合下式规定：

$$\sigma_{tp} \leqslant 0.7 f_{ct} \qquad (6.3.12)$$

式中 σ_{tp}——主拉应力（MPa），按本规范第 6.3.7 条的规定计算。

当不符合上式要求时，应修改截面尺寸或提高混凝土强度等级。

6.3.13 运营荷载作用下，预应力钢筋（钢丝、钢绞线、预应力混凝土用螺纹钢筋）最大应力应符合下列规定：

$$\sigma_p \leqslant 0.6 f_{pk} \qquad (6.3.13)$$

6.3.14 对承受疲劳荷载作用的构件，应检算钢筋应力幅，其容许值〔$\Delta\sigma$〕应根据试验确定。当缺少该项试验数据时，可按表 6.3.14 的规定采用。钢筋的应力幅可按下列公式计算：

表 6.3.14 钢筋应力幅容许值〔$\Delta\sigma$〕(MPa)

钢筋种类	〔$\Delta\sigma$〕	钢筋种类	〔$\Delta\sigma$〕
带肋钢筋	150	钢绞线	140
光面钢丝	150	预应力混凝土用螺纹钢筋	80

注：1 对于开裂截面，钢丝和钢绞线的应力幅容许值应适当折减；

2 预应力混凝土用螺纹钢筋的应力幅容许值应根据试验确定，当无可靠试验数据时可按本表采用。

1 对不开裂截面上的钢筋

$$\Delta\sigma_p = \alpha_1 \sigma_{pq} \qquad (6.3.14\text{—}1)$$

$$\Delta\sigma_s = \alpha_1 \sigma_{sq} \qquad (6.3.14\text{—}2)$$

式中 $\Delta\sigma_p$，$\Delta\sigma_s$——运营荷载作用下，构件中预应力钢筋和非预应力钢筋的应力幅（MPa）；

$\Delta\sigma_{pq}$，$\Delta\sigma_{sq}$——运营阶段由活载所产生的预应力钢筋和非预应力钢筋中的应力，按本规范第 6.3.6 条第 1 款的规定计算（MPa）；

α_1——考虑疲劳影响后的应力增大系数，对未出现拉应力的截面取 1.0，对出现拉应力的截面取 1.5。

2 对开裂截面上的钢筋

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_{p1} + \Delta\sigma_{p2} - \sigma_{pg} \qquad (6.3.14\text{—}3)$$

$$\Delta\sigma_s = \Delta\sigma_{s2} - \sigma_{sg} \qquad (6.3.14\text{—}4)$$

式中 $\Delta\sigma_{p1}$——消压时预应力钢筋的应力增量（MPa），按本规范式（6.3.6—5）计算；

$\Delta\sigma_{p2}$，$\Delta\sigma_{s2}$——消压后按开裂截面计算的预应力钢筋和非预应力钢筋的应力增量（MPa），可按附录 E 式（E.0.3—1）及式（E.0.3—2）计算；

σ_{pg}，σ_{sg}——由恒载产生的预应力钢筋及非预应力钢筋中的应力（MPa），按本规范第 6.3.6 条第 1 款的规定计算，计算时式（6.3.6—2）、式（6.3.6—3）中 n_p 和 n_s 均取 10。

6.3.15 在运营荷载作用下，混凝土的最大剪应力应符合下式要求：

$$\tau_c = \tau - \tau_p \leqslant 0.17 f_c \qquad (6.3.15)$$

式中 τ_c——混凝土的最大剪应力（MPa）；

τ——由运营荷载产生的剪应力（MPa）；

τ_p——由预加应力产生的预剪应力（MPa）；

f_c——混凝土抗压极限强度（MPa）。

如有竖向预应力筋，则其容许最大剪应力可提高到 $0.17f_c + 0.55\sigma_{cy}$。其中 σ_{cy} 按本规范式（6.3.7—4）计算。

6.3.16 预应力受弯构件的箍筋应按以下规定设计：

在 $\sigma_{tp} \leqslant \frac{f_{ct}}{K_2}$ 的梁段内，箍筋可不予计算，仅按构造上的要求布置；在 $\sigma_{tp} > \frac{f_{ct}}{K_2}$ 的梁段内，箍筋应按承受主拉应力的 60% 计算。K_2 为混凝土到达抗拉极限强度（主拉应力）时的安全系数，应按本规范表 6.1.5 采用。

6.3.17 当需要通过计算确定箍筋时，箍筋间距应按下式计算：

$$s_v = \frac{f_s A_v}{0.6\sigma_{tp} b K_1} \tag{6.3.17}$$

式中 s_v——箍筋间距（m）；

A_v——在构件同一截面内，箍筋的总截面面积（m^2）；

σ_{tp}——在计算荷载作用下的主拉应力，按本规范第 6.3.7 条的规定计算（MPa）；

K_1——安全系数，按本规范表 6.1.5 采用；

f_s——箍筋的抗拉计算强度（MPa）；

b——腹板的厚度（m）。

6.3.18 对允许开裂的预应力混凝土受弯构件，在恒载作用下，正截面混凝土受拉区压应力（扣除全部应力损失后）不应小于 1.0 MPa；在运营荷载作用下的特征裂缝宽度应符合下列规定：

1 对于主力组合，不得大于 0.1 mm；

2 对于主力加附加力组合，不得大于 0.15 mm；

3 对于特种超载荷载，不得大于 0.15 mm。

对矩形、T 形和工字形截面梁，在运营荷载作用下，其主要受力钢筋水平处侧面的“特征裂缝宽度”（系指小于该特征值的保证率为 95% 的裂缝宽度）可按下列公式计算：

$$w_{fk} = \alpha_2 \alpha_3 (2.4 C_s + \nu \frac{d}{\mu_e}) \frac{\Delta \sigma_{s2}}{E_s} \qquad (6.3.18\text{—}1)$$

$$d = \frac{4(A_s + A_p)}{U} \qquad (6.3.18\text{—}2)$$

$$\mu_e = \frac{A_s + A_p}{A_{ce}} \qquad (6.3.18\text{—}3)$$

式中 w_{fk}——特征裂缝宽度（mm）；

C_s——纵向钢筋侧面的净保护层厚度（mm）；

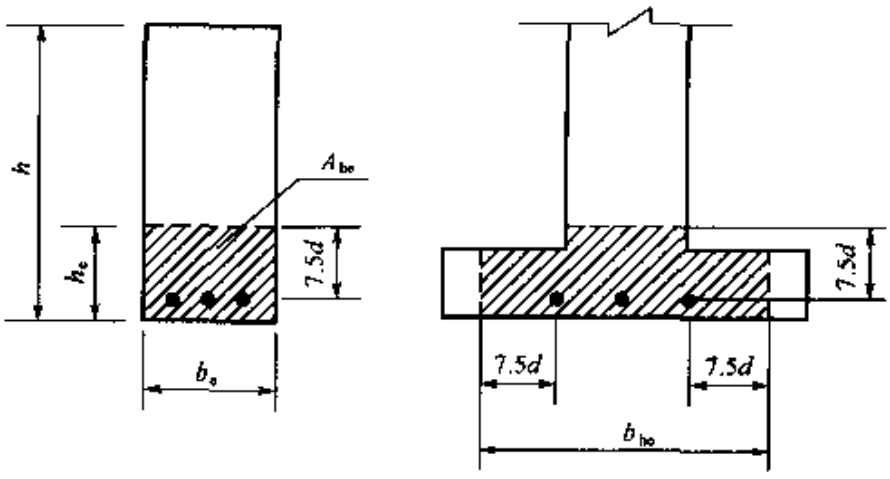
d——钢筋换算直径（mm）；

μ_e——纵向受拉钢筋的有效配筋率；

ν——钢筋粘结特性系数，对带肋钢筋取 0.02，对钢丝或钢绞线取 0.04；对后张法管道压浆的预应力钢筋，ν 应予以提高，对变形钢筋可取 0.04，对钢丝、钢绞线可取 0.06；两种钢筋混合使用时，可取加权平均值；

α_2——特征裂缝宽度与平均裂缝宽度相比的扩大系数，可取 1.8；

α_3——考虑运营荷载作用的疲劳增大系数，可取 1.5；



注：d—钢筋直径，$h_e \leq h/2$

图 6.3.18 受钢筋影响的有效混凝土截面

A_p，A_s——预应力钢筋和非预应力钢筋截面面积（mm^2）；

U——钢筋周边长度总和（mm）；

A_{ce}——受钢筋影响的有效混凝土截面面积，可按图6.3.18计算（mm^2）。

6.3.19 计算预应力混凝土结构的变形（挠度和转角）时，截面抗弯刚度 B 应按下列规定计算：

1 对不允许开裂的构件

$$B = \beta_p \beta_1 E_c I_0 \tag{6.3.19—1}$$

$$\beta_p = \frac{1+\lambda}{2} \tag{6.3.19—2}$$

$$\beta_1 = \frac{\lambda - 0.5}{0.95\lambda - 0.45} \tag{6.3.19—3}$$

2 对允许开裂的构件，当运营荷载产生的弯矩 M 小于开裂弯矩 M_f 时，按式（6.3.19—2）计算。

当 M 大于或等于 M_f 时

$$B = \beta_1 \cdot \frac{\beta_p \beta_2 M}{\beta_2 M_f + \beta_p (M - M_f)} \cdot E_c I_0 \tag{6.3.19—4}$$

$$M_f = (\sigma_{cl} + \gamma f_{ct}) W_0 \tag{6.3.19—5}$$

$$\beta_2 = 0.1 + 2 n_p \mu \leqslant 0.50 \tag{6.3.19—6}$$

$$\mu = \frac{A_p + A_s}{b h_0} \tag{6.3.19—7}$$

式中 B——梁截面抗弯刚度（$MN \cdot m^2$）；

I_0——全部换算截面惯性矩（m^4）；

β_p——考虑预应力度的折减系数；

β_1——考虑疲劳影响的刚度折减系数；

β_2——考虑截面配筋率对刚度的影响系数；

M_f——截面开裂弯矩（$MN \cdot m$）；

λ——预应力度，按本规范式（6.1.3）计算，当 $\lambda > 1$ 时，取 $\lambda = 1.0$；

σ_{cl}——梁截面受拉边缘有效预压应力（MPa），按本规范式（6.3.5—2）计算；

γ——考虑受拉区混凝土塑性的系数，可按本规范式（6.3.9—3）计算，对于工字形梁，γ 可近似取1.3；

μ——纵向受拉钢筋配筋率；

b——对于矩形截面为梁宽，对于T形截面或工字形截面为腹板宽（m）；

h_0——截面有效高度（m）。

6.3.20 计算预加力产生的拱度时，梁截面抗弯刚度取 E_cI，I 按本规范第6.3.1条规定计算，并应考虑混凝土徐变的影响。设计时应采取措施控制拱度。

6.4 预加应力、运送及安装阶段的结构计算

6.4.1 在预加应力的过程中，预应力钢筋在锚下的控制应力应符合下式条件：

1 钢丝、钢绞线的锚下控制应力值

$$\sigma_{con} = \sigma_{pl} + \sigma_L \leqslant 0.75 f_{pk} \qquad (6.4.1\text{—}1)$$

2 预应力混凝土用螺纹钢筋的锚下控制应力值

$$\sigma_{con} = \sigma_{pl} + \sigma_L \leqslant 0.90 f_{pk} \qquad (6.4.1\text{—}2)$$

式中 σ_{con}——预应力钢筋在锚下的控制应力（MPa）；

σ_{pl}——预应力钢筋中的有效预应力（MPa）；

σ_L——预应力钢筋中的全部预应力损失值（MPa）。

注：对于拉丝式体系（直接张拉钢丝的体系），包括锚圈口摩擦及喇叭口摩擦引起的应力损失在内锚外钢筋中的最大控制应力不应超过 $0.8f_{pk}$。对预应力混凝土用螺纹钢筋不应超过 $0.95f_{pk}$。

6.4.2 长度等于梁高范围内的端部锚固区段内，应检算局部应力。

6.4.3 在传力锚固时，预应力钢筋的应力应符合下列条件：

1 对于先张法构件

$$\sigma_p = \sigma_{con} - (\sigma_{L2} + \sigma_{L3} + \sigma_{L4} + 0.5\sigma_{L5}) \leqslant 0.65 f_{pk} \quad (6.4.3\text{—}1)$$

2 对于后张法构件 σ_p

$$\sigma_p = \sigma_{con} - (\sigma_{L1} + \sigma_{L2} + \sigma_{L4}) \leqslant 0.65 f_{pk} \quad (6.4.3\text{—}2)$$

式中 σ_p——传力锚固时预应力钢筋的应力（MPa）；

$\sigma_{L1}, \cdots, \sigma_{L5}$——预应力钢筋的各项预应力损失值（MPa）。

6.4.4 在传力锚固或存梁阶段，计入构件自重作用后，混凝土的正应力应符合下列条件：

1 压应力

$$\sigma_c \leqslant \alpha f'_c \quad (6.4.4\text{—}1)$$

式中 σ_c——混凝土压应力（MPa）；

α——系数 C50～C60 混凝土为 0.75；

C40～C45 混凝土为 0.70。

2 拉应力

$$\sigma_{ct} \leqslant 0.7 f'_{tk} \quad (6.4.4\text{—}2)$$

式中 σ_{ct}——混凝土拉应力（MPa）；

f'_c、f'_{tk}——预加应力或存梁阶段，混凝土的抗压及抗拉极限强度（MPa）。

6.4.5 在预加应力过程中，由于临时超张拉而在混凝土中产生的压应力应符合下式条件：

$$\sigma_c \leqslant 0.80 f'_c \quad (6.4.5)$$

6.4.6 在预加应力阶段，对于构件的强度及稳定性亦应加以检算。此时，应考虑张拉钢筋所产生的轴向压力，以及在构件上同时作用的自重等荷载。

6.4.7 在预加应力阶段，检算构件的强度及稳定性时，作用在构件上的轴向压力应按下列公式计算：

1 对先张法构件：

1）轴心受压及小偏心受压（$x > 0.55 h'_0$）

$$N_p = (\sigma_{con} - \sigma_L - f'_p)A_p + (\sigma'_{con} - \sigma'_L)A'_p \qquad (6.4.7\text{—}1)$$

2）大偏心受压（$x \leqslant 0.55h'_0$）

$$N_p = (\sigma_{con} - \sigma_L - f'_p)A_p \qquad (6.4.7\text{—}2)$$

2 对后张法构件，同时张拉全部预应力钢筋时：

$$N_p = \sigma_{con}A_p + \sigma'_{con}A'_p \qquad (6.4.7\text{—}3)$$

3 对后张法构件，分批张拉预应力钢筋时：

1）轴心受压及小偏心受压

$$N_p = (\sigma_{con} - \sigma_L - \sigma_{ps})(A_p - A_{pm}) + (\sigma'_{con} - \sigma'_L)(A'_p - A'_{pm}) + \sigma_{con}A_{pm} + \sigma'_{con}A'_{pm} \qquad (6.4.7\text{—}4)$$

2）大偏心受压

$$N_p = (\sigma_{con} - \sigma_L - \sigma_{ps})(A_p - A_{pm}) + \sigma'_{con}A'_{pm} + \sigma_{con}A_{pm} \qquad (6.4.7\text{—}5)$$

$$\sigma_{ps} = f'_p\frac{A_p - A_{pm}}{A_p} \leqslant 300 \qquad (6.4.7\text{—}6)$$

式中 N_p——轴向压力（MN）；

σ_{con}，σ'_{con}——位于外载作用下的受拉区预应力钢筋 A_p 与受压区预应力钢筋 A'_p的张拉控制应力（MPa）；

σ_L，σ'_L——预应力钢筋 A_p 及 A'_p在预加应力过程中发生的预应力损失值，但对先张法构件不计入弹性压缩引起的应力损失 σ_{L4}（MPa）；

A_{pm}，A'_{pm}——预应力钢筋 A_p 及 A'_p中属于全截面最末一批张拉的钢筋截面面积（m^2）；

σ_{ps}——临近破坏时预应力钢筋中应力的减少值（MPa），当按式（6.4.7—6）计算所得值大于 300 MPa 时取 300 MPa。

6.4.8 在预加应力阶段承受轴心压力的构件，应按下列规定检算其强度及稳定性。

1 后张法构件：

1）钢筋混凝土构件

$$KN_p \leqslant \varphi(f_c' A + f_s' A_s') \qquad (6.4.8\text{—}1)$$

2）混凝土构件

$$KN_p \leqslant \varphi f_c' A \qquad (6.4.8\text{—}2)$$

式中 K——预加应力阶段强度检算安全系数，取 1.6；

N_p——钢筋预加应力引起的轴向压力，按本规范第 6.4.7 条的规定计算（MN）；

A——混凝土净截面面积（m^2）；

f_c'——预加应力时混凝土的抗压极限强度（MPa）；

A_s'——非预应力钢筋的截面面积（m^2）；

f_s'——非预应力钢筋的抗压计算强度（MPa）；

φ——构件纵向弯曲系数，钢筋混凝土构件按本规范表 5.2.3—2 采用；混凝土构件按表 6.4.8 采用。

2 先张法构件亦可按式（6.4.8—1）、式（6.4.8—2）检算，但对任何长细比 φ 值均取 1。

表 6.4.8 混凝土构件纵向弯曲系数 φ 值

l_0/b	< 4	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
l_0/i	< 14	14	21	28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97	104
φ	1.00	0.98	0.96	0.91	0.86	0.82	0.77	0.72	0.68	0.63	0.59	0.55	0.51	0.47	0.44

注：表中符号的意义及 l_0 的计算方法见本规范表 5.2.3—2 的“注”。

6.4.9 在预加应力阶段承受偏心压力的构件，应按下列规定检算其强度。

1 大偏心受压构件（图 6.4.9）：

$$KN_p \leqslant f_c' A + f_s' A_s - f_s A_s' - f_p A_p' \qquad (6.4.9\text{—}1)$$

若计入自重弯矩 M，还应符合下式条件：

$$KN_p e' \pm KM \leqslant f_c' AZ + f_s' A_s (h_0' - a_s) - f_p A_p' (a_p' - a_s') \qquad (6.4.9\text{—}2)$$

式中　A——混凝土受压区截面面积（m^2）；

Z——混凝土压应力的合力 $f_c'A$ 作用点至钢筋 A_s' 中应力合力点的距离（m）。

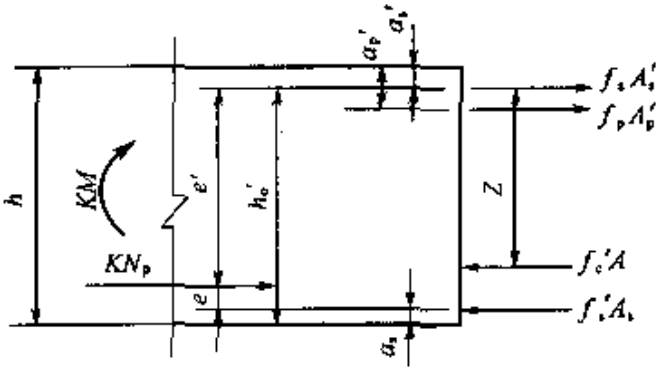


图 6.4.9　预加应力作用下构件为大偏心受压的正截面强度计算图

计算式（6.4.9—1）、式（6.4.9—2）中 A_p' 值时，应扣除计算 N_p 时已考虑过的那部分 A_p' 的截面面积。

中性轴的位置，可根据截面中各内力对预压力 N_p 的作用点的弯矩之和为零的条件确定，并应根据具体情况计入自重弯矩的影响。

2　小偏心受压构件：

$$KN_p \leqslant \frac{N_0}{1+\left(\frac{N_0}{N_j}-1\right)\frac{e_0'}{e_j'-c'}} \qquad (6.4.9\text{—}3)$$

$$N_0 = f_c'A + f_s'(A_s + A_s') \qquad (6.4.9\text{—}4)$$

对于工字形截面：

$$N_j = 0.55f_c'bh_0' + f_c'A_f + f_s'A_s - f_sA_s' \qquad (6.4.9\text{—}5)$$

$$e_j' = \frac{0.4f_c'bh_0'^2 + f_c'A_fZ_f + f_s'A_s(h_0' - a_s)}{N_j} \qquad (6.4.9\text{—}6)$$

$$c' = \frac{0.5f_c'bh_0'^2 + f_c'A_fZ_f + f_s'A_s(h_0' - a_s)}{N_0} \qquad (6.4.9\text{—}7)$$

式中　N_0——全截面均匀受压破坏时的破坏轴向力（MN）；

N_j——截面破坏处于大、小偏心界限状态时的破坏轴向

力（MN）；

A_f——混凝土受压区翼缘悬出部分的截面面积（m^2）；

e_0'——轴向力 N_p 至截面轴心的距离，宜根据具体情况计入自重弯矩等对偏心距 e_0' 的影响（m）；

e_i'——轴向力 N_i 至钢筋 A_s' 应力合力点的距离（m）；

Z_f——压力 $f_c' A_f$ 作用点至钢筋 A_s' 应力合力点的距离（m）；

c'——轴向力 N_0 作用点（即截面轴心）至钢筋 A_s' 应力合力点的距离（m）。

在检算强度时，T形、工字形截面中位于受预压较小边的翼缘悬出部分可不予考虑。

当钢筋混凝土构件的配筋率小于本规范第 5.1.2 条的规定时，可按混凝土构件计算，将本节各式中有关钢筋的项目去掉，同时 N_p 及内力的合力至钢筋中应力点的距离改为至相应截面边缘的距离。

6.4.10 根据本规范第 6.4.9 条计算偏心预压构件的强度时，对后张法结构，如预应力钢筋按直线布置在混凝土表面上、明槽内或管道中，而且沿构件长度与混凝土并无联系，则应按本规范第 6.2.6 条的规定考虑在弯矩作用平面内的挠度对轴向力偏心距增大的影响。对于布置在管道中的预应力钢筋，其附加偏心距应不大于圆形管道的半径或矩形管道高度的 1/2。

对先张法构件，不考虑在弯矩作用平面内的挠度对轴向力偏心距增大的影响。

偏心预压构件的计算长度，为预应力钢筋两端固定点之间的距离，如在构件长度范围内有固定点时，则为固定点之间的距离，或采用钢筋直线段端点之间的距离。

偏心预压构件亦应检算与弯矩作用面垂直方向的稳定性。

6.4.11 计算预加应力阶段梁的反拱时，截面抗弯刚度取 $E_c I$，

I 应按本规范第 6.3.1 条的规定确定。

6.4.12 对预应力混凝土构件，应按运送及安装阶段检算其强度及抗裂性，其安全系数应符合本规范表 6.1.5 的规定。

在构件自重计算中，应计入冲击系数，运送时采用 1.5，安装时采用 1.2。

6.4.13 在运送及安装阶段，混凝土最大拉应力不得超过 $0.8f_{ct}$，最大压应力不得超过 $0.8f_c$。

6.4.14 当采用架桥机架梁时，尚应按下列规定对已安装就位并为架桥机所通过的梁部结构进行强度、抗裂性（或裂缝宽度）及混凝土应力的检算。

1 对于不允许出现拉应力的梁，当采用单梁式或双梁式架桥机时，强度安全系数 $K \geqslant 1.8$，抗裂安全系数 $K_f \geqslant 1.1$；当采用悬臂式架桥机时，强度安全系数 $K \geqslant 1.6$，抗裂安全系数 $K_f \geqslant 1.05$，正截面混凝土应力应符合本规范第 6.4.13 条的规定。

2 对允许出现拉应力的梁，当采用架桥机架梁时，强度安全系数 $K \geqslant 1.6$，主应力 $\sigma_{tp} \leqslant 0.85f_{ct}$。正截面混凝土压应力应符合本规范第 6.4.13 条的规定。对不允许开裂的梁，正截面混凝土拉应力不得超过 f_{ct}；对于允许开裂的梁，裂缝宽度容许值可按本规范表 6.3.18 中主力加附加力组合的规定采用。

6.5 构　　造

6.5.1 本节规定适用于采用分散布置的由钢丝或钢绞线组成的钢丝束以及预应力混凝土用螺纹钢筋作为预应力钢筋的桥梁结构。

6.5.2 预应力钢筋或管道间的净距应按下列规定采用：

1 对于采用钢丝束及预应力混凝土用螺纹钢筋的后张法结构：

1）钢丝束及预应力混凝土用螺纹钢筋布置在梁体内，其管道间净距，当管道直径等于或小于 55 mm 时，不应

小于 40 mm；当管道直径大于 55 mm 时，不应小于管道外径；

2）布置在明槽内时，钢丝束及预应力混凝土用螺纹钢筋净距不应小于钢丝束及钢筋直径或不小于：

水平方向——30 mm；

垂直方向——20 mm。

2 在先张法结构中，预应力钢绞线及预应力混凝土用螺纹钢筋之间的净距不应小于 1.5 倍直径，且不小于 30 mm。预应力钢筋端部周围应采用局部加强措施（如设置钢筋网等）。

6.5.3 预应力钢筋或管道表面与结构表面之间的保护层厚度，在结构顶面和侧面均不应小于 1 倍管道直径，并不小于 50 mm；在结构底面不应小于 60 mm。

6.5.4 先张法结构中钢绞线锚固长度不应小于 130 倍的钢绞线直径。

6.5.5 对于钢丝束布置在明槽内的结构，其截面各有关部分的厚度不应小于：

1 明槽外壁——100 mm；

2 明槽中间壁——180 mm；

3 明槽底壁：

对于跨度 $L \leqslant 20$ m 的结构——120 mm；

对于跨度 $L > 20$ m 的结构——150 mm。

6.5.6 在后张法结构中，除在端部锚下设置厚度不小于 16 mm 的钢垫板外，并应在锚下设置分布钢筋网或螺旋筋。

6.5.7 如后张法结构中的预应力钢筋布置成曲线形时，其曲率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 5 mm 时，不宜小于 4 m；钢丝直径大于 5 mm 时，不宜小于 6 m。

2 预应力混凝土用螺纹钢筋的直径等于或小于25 mm时，不宜小于12 m；直径大于 25 mm 时，不宜小于 15 m。

6.5.8 如钢丝束在构件长度范围内截断时，其锚头无论采用埋入式或外露式，应布置在外载作用下构件截面的受压区域。如果布置在外载作用下的受拉区域，则位于同一截面上的埋入式锚头，其所占的总截面面积不应超过构件受拉翼缘原有截面面积的1/3。

6.5.9 当钢丝束在腹板平面以外形成曲线形时，宜设置隔板和肋板。

6.5.10 在后张法结构中，用管道形成器形成的管道直径或铁皮套管内径，应比钢丝束直径至少大 10 mm。

6.5.11 对于在明槽中布置预应力钢筋的结构，应在钢筋转折处设置支撑设备。在张拉以后填灌的混凝土中，应配置钢筋网，其横向钢筋直径不应小于 8 mm，间距不应大于 100 mm；纵向钢筋直径不应小于 10 mm，间距不应大于 50 mm。

6.5.12 在预应力混凝土结构中应根据计算设置箍筋。如采用非预应力箍筋时，应符合下列要求：

1 箍筋直径不应小于 8 mm；

2 腹板箍筋间距不应大于 200 mm，并宜采用 HRB335 级钢筋；

3 在布置有纵向预应力钢筋的翼缘中，应设置闭合形或螺旋形箍筋，其间距不大于 100 mm，而在梁跨端部 500 mm 范围翼缘内，其间距应为 80 ~ 100 mm；

4 当梁翼缘宽度大于 500 mm 时，箍筋不应少于 4 肢；

5 用于抗扭的箍筋须是闭合箍筋；

6.5.13 距结构表面最近的箍筋等普通钢筋的净保护层厚度不得小于 35 mm。

对于顶板有防水层及保护层的最外层钢筋其净保护层厚度不得小于 30 mm。

6.5.14 在运营荷载作用下的截面受拉边缘，应按下列要求设置非预应力纵向钢筋：

1 对于不允许出现拉应力的构件，钢筋直径不宜小于8 mm，间距不宜大于 100 mm。

2 对于允许出现拉应力和允许开裂的构件，宜采用 HRB335 级钢筋，钢筋面积应根据计算确定，但不宜小于 0.3% 的混凝土受拉区面积。钢筋宜采用较小直径及较密间距。

6.5.15 在横向分块的结构中，块件端部应配置直径不小于 10 mm的钢筋网。

6.5.16 如预应力钢筋集中在构件端部上、下翼缘内，则在该处应设置足够的非预应力箍筋或预应力竖筋。

6.5.17 横向分块装配式预应力混凝土结构的块件之间的接缝可按下列规定采用：

1 块件之间预留宽度不小于 300 mm 的接缝，将非预应力钢筋连接，用与结构本身等强度的混凝土填实；

2 环氧树脂砂浆接缝，并保证接缝处不得有潮气进入。

6.5.18 当预应力钢筋布置在明槽内时，用以填充明槽的混凝土或砂浆的强度，不应低于结构本身混凝土强度。

6.5.19 受弯构件的翼缘应在与腹板相交处设置梗肋。

上、下翼缘梗肋之间的腹板高度，当腹板内有预应力竖筋时，不应大于腹板厚度的 20 倍；当无预应力竖筋时，不应大于腹板厚度的 15 倍。

6.5.20 腹板厚度不得小于 150 mm。在工字形或 T 形截面分片式结构中，横隔板间距不应大于腹板厚度的 30 倍，并不大于 6 m。端横隔板的下缘宜略高于梁底。横隔板连接应保证梁的整体性。端隔板的厚度不应小于 500 mm。

6.5.21 锚头与垫板接触处四周应采用防水涂料进行防水处理，对锚具应进行防锈处理，外露锚头周围应设置钢筋网，钢筋网宜与梁体伸出钢筋连接，然后灌筑微膨胀混凝土，其强度等级不宜低于 C35。在封端及封锚范围内应采用防水涂料进行防水处理。

6.5.22 连续梁锯齿板锚固区及预应力钢筋弯折处应设置与顶、

底板或腹板牢固连接的加强钢筋。

6.5.23 连续梁除设置端隔板外，各中间支承处必须设置横隔板，横隔板的宽度不得小于支座的纵向宽度。在连续梁的中间支点附近腹板内应增设纵向构造钢筋。

6.5.24 箱梁构造

1 箱梁内净空高不宜小于 1.6 m；

2 顶板及底板的厚度不得小于 20 cm；

3 箱梁的端部必须设置横隔板；

4 主梁底板和顶板与腹板连结处应设置梗肋，并配置足够数量的钢筋；

5 腹板下端桥轴方向的预应力钢筋至少应有 1/2 伸过支点；

6 在底板的上、下面应配置垂直桥轴方向的抗剪钢筋并伸入腹板内锚固；

7 腹板上应设置适当数量的直径约为 100 mm 的通风孔；

8 箱梁应设置排水装置加强防水措施，底板宜设排水孔；

9 根据需要在适当位置设置进人孔；

10 结构的外表面转折处宜圆顺过渡。

6.5.25 桥面及梁端应加强防排水设施。泄水管直径不宜小于 150 mm，泄水管宜向下设置，梁外侧桥面板下宜设置通长的滴水槽。防水层与泄水管应密贴，防止在结合处漏水。

梁端的防排水设施，需满足不影响大型养护机械作业的要求。

6.5.26 加强人行道与上部结构的连接，混凝土外露预埋件应进行防腐处理，U 形螺栓宜采用渗锌或锌铬涂层等措施处理。

6.5.27 预应力混凝土梁的预埋支座垫板厚度，对板式橡胶支座不宜小于 25 mm，其他支座不宜小于 20 mm。

7 支　座

7.1 一般要求

7.1.1 支座设计必须将梁的自重及梁上荷载有效地传递到下部结构，且应保证风荷载、地震荷载等横向荷载作用下其使用的安全性。

7.1.2 支座应满足易检查、维修和可更换的要求。

7.1.3 支座应根据反力、水平力、位移量、转动角等因素确定，其形式可按表 7.1.3 的规定选用。也可采用转动灵活，滑移平顺的其他新型支座。

表 7.1.3 支座形式

跨　度（m）	8	10～16	20	≥24
钢（铸钢）支座	平板支座	弧形支座	辊轴（摇轴）支座	
橡胶支座	板式橡胶支座			盆式橡胶支座

注：跨度 20 m 的低高度、超低高度梁亦可采用弧形支座。

7.1.4 铸钢支座的竖向承载力（kN）可按以下系列取值：

400、800、1 200、1 600、2 000、2 600、3 200、4 000、5 000、6 000、7 000、8 000、9 000 和 10 000。

铸钢支座的位移量（mm）可按以下系列取值：

20、40、80、120、160、200、280、360。

7.1.5 盆式橡胶支座竖向承载力应按《铁路桥梁盆式橡胶支座》（TB/T 2331）取值。活动支座（纵向和多向）的纵向位移量可按 ±50、±100、±150、±200 和 ±250 mm 设计；多向活动支座横向位移可按 ±40 mm 设计。

7.1.6 简支梁在使用板式橡胶支座时，也应在顺桥方向一端设

固定支座，另一端设活动支座。

7.1.7 铺设或预留铺设无缝线路的桥梁支座还应考虑无缝线路纵向力的作用。

7.2 材　　料

7.2.1 钢支座可采用Q235钢材，其技术条件应符合（GB 700）的规定。铸钢支座可采用铸钢ZG 270～500，其技术条件应符合(GB 11352)的规定；销钉可采用35号或45号锻钢，其技术条件应符合(GB 699)的规定。

7.2.2 钢支座和铸钢支座所用钢材容许应力应按表7.2.2的规定采用。

表7.2.2　支座钢材的容许应力

项目	钢材类别 / 应力种类	ZG270～500	35号锻钢	Q235	35号钢	45号钢	40Cr（淬火）
1	弯曲应力$[\sigma_w]$(MPa)	150	220	150			
2	剪应力$[\tau]$(MPa)	90	110	84	110	127	280
3	销孔承压应力(MPa)	—	180	—			
4	辊轴(摇轴)与平板自由接触的径向受压$[J_1]$(MN/m)	$6.1d$	$6.0d$	—			
5	铰轴放置在铸钢铰轴颈上时的径向受压$[J_2]$(MN/m)	$80d$	$84d$	—			
6	线接触应力$[\sigma_j]$(MPa)	670	710	—			

注：1　表中d为轴的直径（m）；

2　辊轴（摇轴）与接触的平板采用不同的钢种时，径向受压容许应力应采用其较低者。

7.2.3 板式橡胶支座所用橡胶的质量应符合《铁路桥梁板式橡胶支座技术条件》(TB 1893）的要求。

7.2.4 板式橡胶支座的受压弹性模量E应根据支座的形状系数S及橡胶硬度确定。当橡胶硬度为HS60时，E值应按表7.2.4—1采用。支座形状系数应按下式计算：

$$S=\frac{ab}{2(a+b)h_i} \tag{7.2.4}$$

式中 S——支座的形状系数；

h_i——支座中间每层橡胶片的厚度（mm）。

当橡胶硬度不同时，支座的受压弹性模量可按表 7.2.4—1 的数值乘以表 7.2.4—2 的影响系数 β_1 采用。

表 7.2.4—1 板式橡胶支座的受压弹性模量 E（MPa）

S	4	5	6	7	8	9	10	11	12
E	200	270	340	420	500	590	670	760	860
S	13	14	15	16	17	18	19	20	
E	950	1060	1180	1310	1450	1590	1740	1900	

表 7.2.4—2 橡胶硬度的影响系数

橡胶硬度（HS）	50	60	70
β_1	0.7	1.0	1.3
β_2	0.6	1.0	1.4

板式橡胶支座的受剪弹性模量 G，当橡胶硬度为 HS60 时应采用 1.1 MPa；对于各种橡胶硬度，应乘以表 7.2.4—2 的影响系数 β_2。

当水平荷载为制动力快速加载时，支座受剪弹性模量可按增大 50% 计算。

7.2.5 由天然橡胶配方的耐负温橡胶支座，可在温度不低于 -40 ℃的地区使用。此时支座弹性模量可由试验确定。如无试验数据，其受压及受剪弹性模量可乘以影响系数 1.6。

氯丁橡胶支座可使用于温度不低于 -25 ℃的地区。

7.2.6 盆式橡胶支座的材料可按下列规定采用：

1 上座板、中间钢衬板及下座板可采用 Q235 或 ZG270～500Ⅱ级铸钢。

2 常温型支座橡胶承压板和密封圈可采用氯丁橡胶，耐寒型支座橡胶承压板和密封圈可采用三元乙丙橡胶。橡胶承压板的质量应符合 TB/T 2331 的规定，其抗压容许应力可按 25 MPa 采用。

3 盆式橡胶支座的活动支座用聚四氟乙烯滑板可按表 7.2.6 的规定采用。

表 7.2.6 聚四氟乙烯滑板

材　　料	抗压容许应力（MPa）	摩擦系数	平面滑动线磨耗率（mm/km）
纯聚四氟乙烯滑板	24	0.05	0.14
纯聚四氟乙烯滑板加硅脂 5201	30	0.03	0.032
填充纯聚四氟乙烯滑板（80%聚四氟乙烯、15%玻璃纤维、5%石墨）	36	0.075	0.06

4 不锈钢滑板的材料可采用 1Cr18Ni9Ti 精刨（表面粗糙度为 6.3）或精轧而成，1Cr18Ni9Ti 的技术条件应符合 GB 3280 的规定。

5 紧箍圈宜采用黄铜。

6 支座锚栓可采用 Q235、HRB335、35 号钢、45 号钢及 40Cr 等材料，其中 35 号、45 号钢和 40Cr 其技术条件应分别符合（GB 699）和（GB 3077）的规定。

7.3 计　　算

7.3.1 支座必须能适应按本规范第 7.3.4 条计算出的移动量及转角。

7.3.2 铸钢或钢支座承受的纵向水平力应按下列规定计算：

固定支座应按承受全部纵向水平力考虑，且不得小于活动端的支座摩阻力。

检算活动支座各部件时，其纵向水平力的大小按该活动支座

的最大摩阻力 T 计：

$$T = \mu \cdot R \tag{7.3.2}$$

式中 R——由恒载和静活载所产生的最大支承反力（MN）；

μ——活动支座的摩擦系数，辊轴（摇轴）支座可取0.05；其它活动支座可取0.5；

7.3.3 橡胶支座承受的纵向水平力为：

固定支座承受全部纵向水平力，活动支座承受的水平力等于支座的摩擦力。

7.3.4 计算移动量和转角时应考虑以下几项因素：

1 因温度变化引起的梁的伸缩量；

2 因制动力、牵引力及长钢轨纵向力作用引起的移动量；

3 因梁挠曲引起的梁下缘的移动和转动；

4 因施加预应力引起的梁的弹性压缩；

5 因收缩、徐变引起的移动；

6 地震时的移动；

7 其他。

对大规模工地灌筑的梁式桥，应根据需要考虑因混凝土水化热产生的移动量。

7.3.5 铸钢支座应按下列规定计算：

1 活动支座应能自由地纵向移动，其可移动的距离应不小于各种荷载组合作用下所产生的变形。活动支座应考虑由于列车活载（包括动力系数）和温度变化或地震引起的纵向位移后的偏心影响。

2 固定支座应能承受按本规范第7.3.2条计算的荷载。

3 弧形支座的上座板、底板，摇轴支座的上、下摆均应计算内力，并假定荷载沿支承面积为均匀分布。

4 支座与梁的联接，支座与墩台的联接所用锚栓均应按纵向水平力减去接触面的摩擦力计算。

5 支座用销钉应根据各种荷载组合作用产生的水平力进行

计算。

6 弧形支座上、下座板间接触应力应按下式计算：

$$0.423\sqrt{\frac{R_b}{l}E_2\left(\frac{1}{r_1}\pm\frac{1}{r_2}\right)}\leqslant[\sigma_j] \qquad (7.3.5\text{—}1)$$

式中 R_b——支座竖向反力（MN）；

E_2——材料受压弹性模量（MPa），一般可取 2.1×10^5 MPa；

l——接触长度（减去孔）（m）；

r_1，r_2——上、下座板的半径，当其一为平面时，它的半径即为∞（m）；

$[\sigma_j]$——线接触容许应力（MPa），应按本规范表 7.2.2 采用。

注：上面公式括号内符号，当弧线内切时取负号，当弧线外切取正号。

7 辊轴的径向受压计算：

$$\frac{R_b}{nl}\leqslant[J_1] \qquad (7.3.5\text{—}2)$$

式中 n——辊轴数目；

l——辊轴长度（m）；

$[J_1]$——径向受压容许应力（MN/m），应按本规范表 7.2.2 采用。

8 摇轴的支座柱形铰的挤压计算：

$$\frac{R_b}{l}\leqslant[J_2] \qquad (7.3.5\text{—}3)$$

式中 R_b——支座竖向反力（MN）；

l——铰的长度（减去孔）（m）；

$[J_2]$——径向受压容许应力（MN/m），应按本规范表 7.2.2 采用。

7.3.6 板式橡胶支座应按下列规定计算：

1 板式橡胶支座的平均压应力按下式计算：

$$\sigma_m = \frac{R_b}{ab} \leqslant [\sigma_m] \qquad (7.3.6\text{—}1)$$

式中 σ_m——平均压应力（MPa）；

R_b——支座反力（MN）；

a，b——支座短边及长边长度（m）；

$[\sigma_m]$——橡胶板允许平均压应力（MPa）。

$[\sigma_m] = 8\,\text{MPa} \sim 10\,\text{MPa}$，根据材料性能及 S 值选择；

式中 S——支座形状系数。

按上式算得的支座最小压应力 σ_{min}应大于或等于 2 MPa。

2 橡胶支座的稳定条件须满足：

支座总厚度 $h < \frac{1}{5}a$，a 为支座的短边长度。

3 板式橡胶支座的最大容许转角 θ 按下式计算：

$$\tan\theta = \frac{4\delta}{a} \qquad (7.3.6\text{—}2)$$

$$\delta = \frac{\sigma \cdot h}{E} \qquad (7.3.6\text{—}3)$$

式中 θ——支座的最大容许转角（°）；

σ——橡胶支座压应力（MPa）；

h——橡胶支座总厚度（mm）；

a——支座的短边长度（mm）；

E——橡胶支座的受压弹性模量（MPa）。

在检算支座最大容许转角时，应考虑负温的影响。

4 橡胶支座的最大容许剪切角 α 应满足：

$$\tan\alpha = \frac{\Delta}{h_0} < 0.7 \qquad (7.3.6\text{—}4)$$

式中 Δ——由水平荷载产生的水平位移（mm）；

h_0——橡胶支座净橡胶层的总厚度（mm）。

由制动力快速加载产生的剪切角应满足 $\tan\alpha < 0.25$。

5 板式橡胶支座抗滑摩擦系数 μ 对于钢板表面采用 0.2；

对混凝土表面采用 0.3。

7.3.7 盆式橡胶支座计算应符合下列规定：

1 盆式橡胶支座橡胶承压板的平均压应力应按下式计算：

$$\sigma_m = \frac{R_b}{A} \leqslant 25 \qquad (7.3.7\text{—}1)$$

式中 R_b——支座竖向反力（MN）；

A——橡胶承压板承压面积（m^2）。

2 钢盆内承压橡胶板的板厚与直径的比值宜为 1/12～1/10。

3 盆式橡胶支座钢盆盆环最大环向拉应力应按下式计算：

$$\sigma_\theta = \frac{\frac{R^2}{r^2}+1}{\frac{R^2}{r^2}-1} \cdot \sigma_m \cdot \frac{h}{H} \leqslant [\sigma_\theta] \qquad (7.3.7\text{—}2)$$

式中 σ_θ——最大环向拉应力（MPa）；

$[\sigma_\theta]$——盆环容许拉应力，对于 ZG270～500 采用 150 MPa，对于 Q235 采用 150 MPa；

R，r——盆环的外径和内径（m）；

σ_m——橡胶平均压应力（MPa）；

h，H——橡胶高度和盆环全高。

4 盆式橡胶支座固定支座上支座板盆凸与下支座盆环接触应力，应按下式检算：

$$\sigma_j = 0.59\sqrt{\frac{F_h}{h} \cdot E_s \cdot \frac{d_1 - d_2}{d_1 \cdot d_2}} \leqslant [\sigma_j] \qquad (7.3.7\text{—}3)$$

式中 σ_j——盆环接触应力（MPa）；

F_h——固定支座承受的水平力（MN）；

h——上支座盆凸厚度（m）；

E_s——钢的弹性模量（MPa）；

d_1——下支座盆环内径（m）；

d_2——上支座盆凸外径（m）；

$[\sigma_j]$——接触应力容许值，对于 ZG270～500 采用 150 MPa，对于 Q235 采用 150 MPa。

7.3.8 支座处梁底面及支承垫石应进行局部承压检算。

7.4 构　造

7.4.1 纵向活动支座的横桥向应设置可靠的横向限位装置，使支座的横向位移不大于 1 mm。

7.4.2 从支座边缘到梁边缘的距离，应保证作用于支座的水平力和垂直力的传递。

7.4.3 地震区的防落梁措施可和梁端限位装置结合起来设计，但不应影响支座的正常移动。

7.4.4 为使荷载反力均匀分布于支承垫石上，支座顺桥方向及横桥方向从铰平面起至支承垫石顶，反力的传布角度均不宜大于 45°，同时活动支座底板厚不宜小于：

平板支座——采用热轧钢板时为 20 mm；

弧形支座——支承中心处为 40 mm；

辊轴及摇轴支座——40 mm。

活动支座底板下支承面的计算有效尺寸：顺桥方向，弧形及摇轴支座不应大于底板厚度的 4 倍，辊轴支座不应大于两排最边辊轴中距加上板厚的 4 倍；横桥方向，任何支座均不应大于底板顶面压力接触线长度加上板厚的 2 倍。

平板滑动支座顺桥方向长度不得大于底板的厚度的 4 倍加 200 mm。

活动支座削边辊轴的宽度与其直径之比，可采用 0.5，不得已时可采用 0.4。

摇轴的构造当采用顶面为铰或圆柱面支承时，应使上下弧面圆心重合。摇轴的宽高比不宜小于 0.7。

铸钢制成的支座中，铸件各部分厚度不应小于 30 mm。

7.4.5 橡胶支座的结构细节，应符合下列规定：

1 橡胶支座的最小边长不应小于支座总高的5倍，且不得小于200 mm。

2 对预先设置的预留孔槽灌注无收缩水泥砂浆，形成台座。

7.4.6 辊轴之间应在两端面用杆件联系，但应便于清扫，并应保证不向侧面滑动和纵向爬行。辊轴活动支座还应设置防护装置。

7.4.7 支座底面应水平设置，并应可靠地固着于梁底及墩台上，同时必须保证梁与墩台间压力的均匀传递。

7.4.8 支座锚栓应采用渗锌或锌铬涂层等处理措施，支座的防腐处理应按《铁路钢桥保护涂装》(TB/T 1527) 办理。

8 既有线顶进桥涵

8.1 一般要求

8.1.1 顶进桥涵钢筋混凝土结构，其混凝土强度等级不宜低于C35，有水时宜采用抗渗性不低于P8的混凝土。

8.1.2 顶进桥涵除应按《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—2005)要求的荷载组合计算外，还应检算顶力作用，并以此作为设计后背和顶进设施的依据。设计时还应满足顶进过程中承受列车荷载时的安全要求。

8.1.3 较长的框架式立交桥，宜分段顶进。分段顶进的桥涵，其分段端部应预留支顶位置，并要求接缝严密不渗水。

8.2 计 算

8.2.1 框架式结构计算应按下列规定进行：

1 按框架截取单元计算。

2 斜交桥应考虑斜交的影响。

3 活载横向分布宽度 B 为：

1) 在轨枕底面上，由轨枕两端向下分布至结构顶板底，其坡线在道碴及顶板内为1:1，如有覆土，在土层内为1:0.5，见图8.2.1—1；

2) 对双线及多线，如中间分布线无重叠，按单线处理；有重叠时见图8.2.1—2。

8.2.2 顶进桥涵的顶力，应根据顶进长度、土的性质、地下水情况、桥涵外形及施工方法等因素按下式计算：

$$p = K[N_1\mu_1 + (N_1 + N_2)\mu_2 + 2E\mu_3 + RA] \qquad (8.2.2)$$

式中 P——最大顶力（kN）。

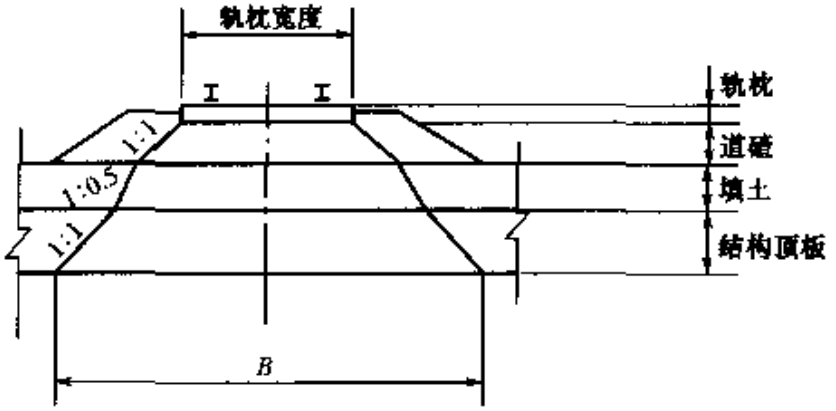


图 8.2.1—1　单线顶桥活载分布

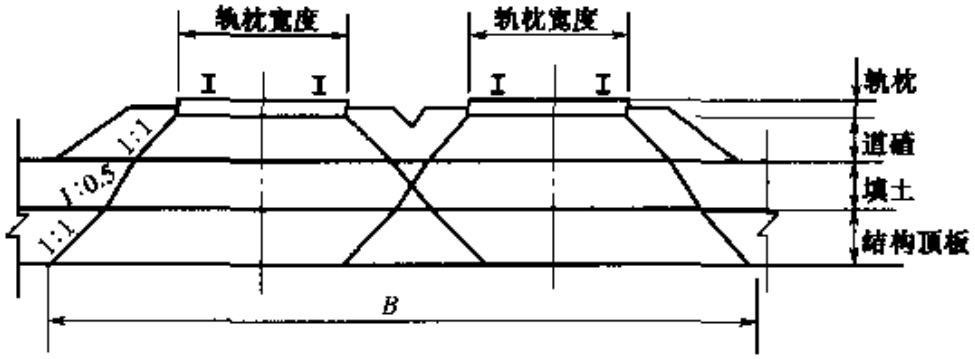


图 8.2.1—2　双线或多线顶桥活载分布

N_1——桥涵顶上荷载（包括线路加固材料荷载）（kN）。

μ_1——桥涵顶面与顶上荷载的摩擦系数，视顶上润滑处理经试验确定；无试验资料时可采用以下数值：涂石蜡为 0.17～0.34；涂滑石粉浆为 0.30；涂机油调制的滑石粉浆为 0.20。

N_2——桥涵自重（kN）。

μ_2——桥涵底板与基底土的摩擦系数，视基底土性质经试验确定；无试验资料时可采用 0.7～0.8。

E——桥涵两侧土压力（kN）。

μ_3——侧面摩擦系数，视土的性质经试验确定；无试验资料时可采用 0.7～0.8。

R——钢刃角正面阻力，视刃角构造、挖土方法、土的性

质经试验确定；无试验资料时可采用：砂黏土为500～550 kPa；卵石土为1 500～1 700 kPa。

A——钢刃角正面积（m^2）。

K——系数，应采用1.2。

8.2.3 顶桥应按最大顶力进行下列各项检算：

1 顶进部位局部压应力；

2 中柱及侧墙根部剪应力；

3 顶进就位地基承载力；

4 斜桥正顶时的扭转力。

8.2.4 顶进桥涵的顶部竖向土压力应按土柱重计算。

8.3 构　造

8.3.1 顶进桥涵框架隅角的构造筋及中柱、侧墙的纵向水平构造筋宜适当加强。

8.3.2 顶进桥涵的主体结构前端应设钢刃角，安设刃角的边墙端线与水平线的夹角应视土质情况而定，一般大于60°，刃角挑出部分应按施工荷载设计。

8.3.3 顶进桥涵端部周边宜加设钢刃角。中间宜设置钢刃角和中平台。中平台应按施工垂直荷载和土对刃角的正面阻力（视刃角构造、挖土方法和土的性质经试验确定。如无试验资料，可采用本规范第8.2.2条的参数）计算其强度。中刃角、中平台和顶桥的联结必须牢固且便于拆装。

8.3.4 顶面及侧墙应作防水层，顶面防水层外应作保护层。

8.3.5 顶进涵的管节接口宜采用预制钢筋混凝土内套环接口、钢板内涨圈接口、企口及其他形式的接口。

附录 A　预应力混凝土结构体系转换后弯矩重分布的计算

A.0.1　预应力混凝土连续梁若在施工过程中转换结构受力体系〔如先期结构为同时浇注的简支梁或悬臂梁，在同一时间（τ 时）连接成连续梁〕，由于混凝土徐变的影响，弯矩重分布的计算可按下列规定进行：

1　在先期结构上由结构重力产生的弯矩，经过重分配后在后期结构中的弯矩（至 t 时），可按下列公式计算：

$$M_{gt} = M_{1g} + (M_{2g} - M_{1g})[1 - e^{-\varphi(t,\tau)}] \quad (A.0.1\text{—}1)$$

式中　M_{gt}——至 t 时在后期结构中由重力产生的弯矩（MN·m）；

M_{1g}——按先期结构体系计算的由重力产生的弯矩（MN·m）；

M_{2g}——按后期结构体系计算的由先期结构重力产生的弯矩（MN·m）；

$\varphi(t,\tau)$——从加载龄期 τ 时至计算所考虑时间 t 时的徐变系数，可按本规范第 A.0.2 条计算。

2　在先期结构上由预加应力产生的弯矩经过重分配后在后期结构中的弯矩（至 t 时），可按下列公式计算：

$$M_{pt} = M_{1pt} + (M'_{2pt} - M'_{1pt})[1 - e^{-\varphi(t,\tau)}] \quad (A.0.1\text{—}2)$$

$$M_{1pt} = M^{0}_{1pt} + M'_{1pt} \quad (A.0.1\text{—}3)$$

式中　M_{pt}——至 t 时在后期结构中由先期结构中的预加力产生的弯矩（MN·m）；

M_{1pt}——作用于先期结构中的预加力（t 时），按先期结构体系计算的弯矩（MN·m）；

M^0_{1pt}——作用于先期结构中的预加力（t 时），按先期结构体系计算的初弯矩（预加力乘以偏心距）(MN·m)；

M'_{1pt}——作用于先期结构中的预加力（t 时），按先期结构体系计算的弹性二次弯矩；当先期结构为静定体系时，M'_{1pt}=0MN·m；

M'_{2pt}——作用于先期结构中的预加力（t 时），按后期结构体系计算的弹性二次弯矩（MN·m）。

A.0.2 加载龄期为 τ，计算龄期为 t 时的混凝土徐变系数可按下列公式计算：

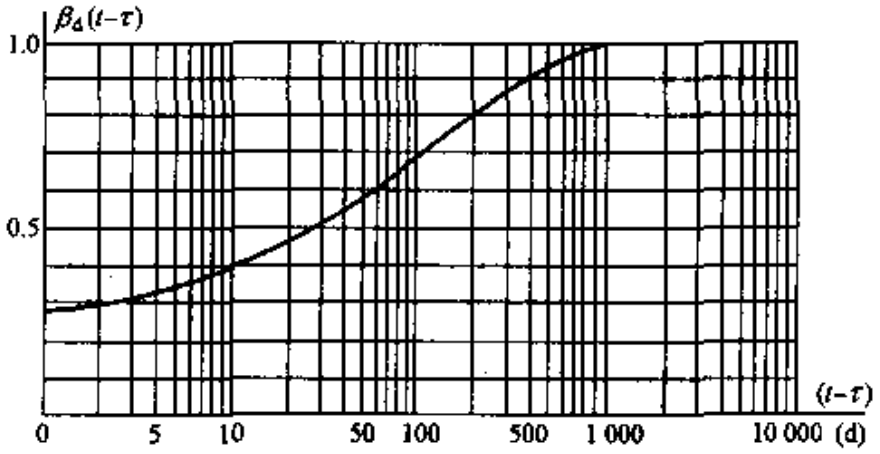


图 A.0.2—1 随时间而增加的滞后弹性应变图

$$\varphi(t,\tau)=\beta_a(\tau)+0.4\beta_d(t-\tau)+\varphi_f[\beta_f(t)-\beta_f(\tau)] \tag{A.0.2—1}$$

$$\beta_a(\tau)=0.8[1-\frac{f_\tau}{f_\infty}] \tag{A.0.2—2}$$

$$\varphi_f=\varphi_{f1}\cdot\varphi_{f2} \tag{A.0.2—3}$$

式中 $\varphi(t,\tau)$——徐变系数；

$\beta_d(t,\tau)$——随时间而增长的滞后弹性应变，可从图 A.0.2—1 查取；

f_τ/f_∞——混凝土龄期为 τ 时的强度 f_τ 与最终强度 f_∞ 之

比，可从图 A.0.2—2 查取；

φ_f——流塑系数；

φ_{f1}——依周围环境而定的系数，可按表 A.0.2 取值；

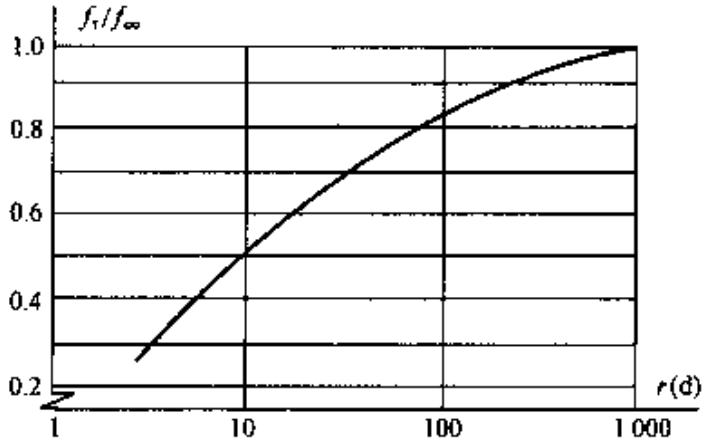


图 A.0.2—2　混凝土龄期与强度关系图

φ_{f2}——依理论厚度 h 而定的系数，可从图 A.0.2—3 查取；

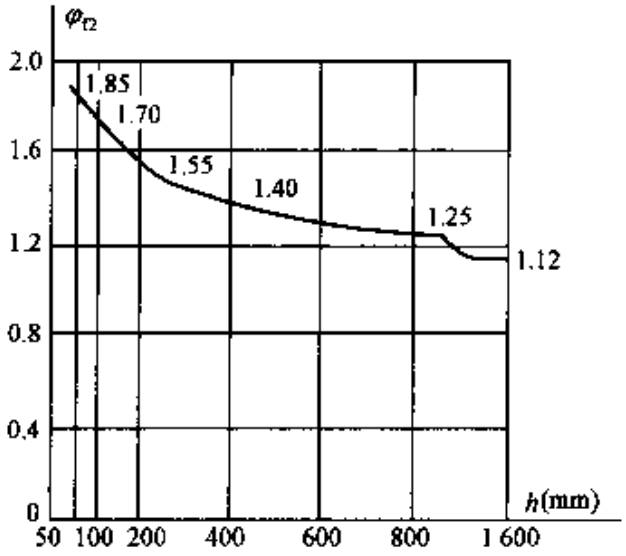


图 A.0.2—3　理论厚度对徐变影响系数图

$\beta_f(t)$，$\beta_f(\tau)$——随混凝土龄期而增长的滞后塑性应变，与理论厚度 h 有关，可从图 A.0.2—4 查取。

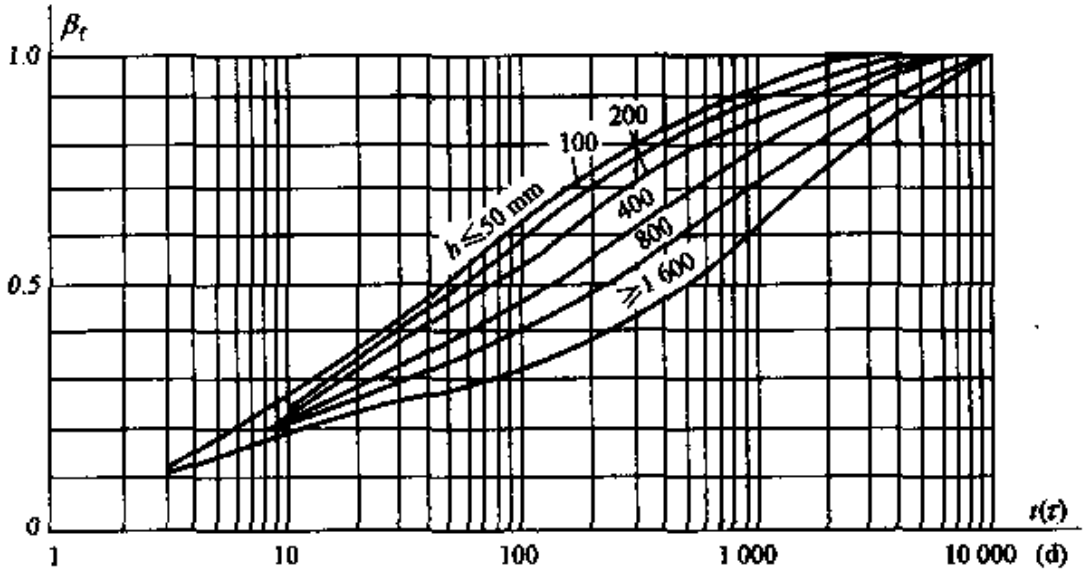


图 A.0.2—4　随混凝土龄期而增长的塑性应变图

按上述公式计算时的理论厚度应按下式计算：

$$h = \lambda \frac{2A}{u} \qquad \text{(A.0.2—4)}$$

式中　λ——系数，按表 A.0.2 取值；

A——混凝土截面面积（mm^2）；

u——与大气接触的截面周边长度（mm）。

表 A.0.2　φ_n、λ 值

环境条件	相对湿度	φ_n	λ
水　　中	—	0.8	30
很潮湿大气	90%	1.0	5
野外一般条件	70%	2.0	1.5
很干燥的大气	40%	3.0	1.0

附录 B　混凝土箱梁温差应力计算

B.0.1　箱梁温差按下列规定计算：

1　有碴箱梁沿梁宽方向的温差 T_0 宜按图 B.0.1—1 计算。

图 B.0.1—1 为沿梁宽温差计算图，图中 α_w 为腹板外法线与正南向夹角，向西为正，向东为负。ϕ 为地理纬度。

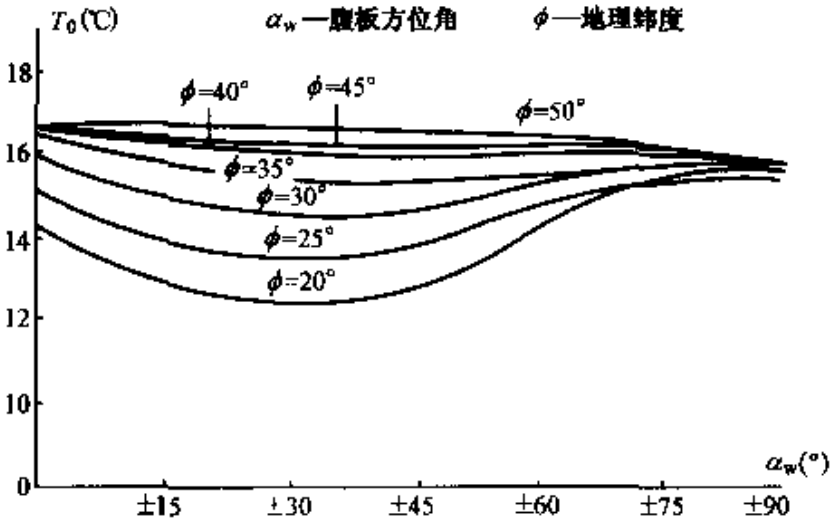


图 B.0.1—1　沿梁宽温差计算图

2　无碴无枕箱梁沿梁宽和梁高双向组合温差 T_0 宜分别按图 B.0.1—1 和图 B.0.1—2 计算。

3　无碴无枕箱梁沿梁高方向的温差 T_0 宜按图 B.0.1—3 计算。

B.0.2　箱梁温差荷载按下列规定计算：

1　日照温差

有碴箱梁只考虑沿梁宽方向的温差荷载；无碴无枕箱梁应分别考虑沿梁高方向的温差荷载和两个方向的组合温差荷载。

箱梁沿梁高、梁宽方向的温差曲线按下式计算(图 B.0.2—1)：

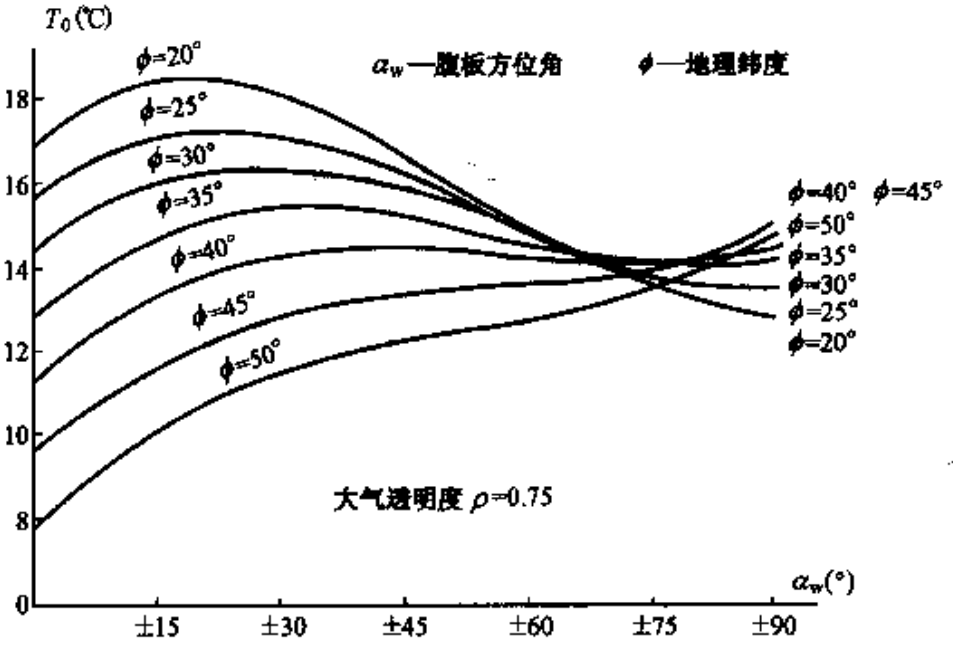


图 B.0.1—2　双向组合时沿梁高温差计算图

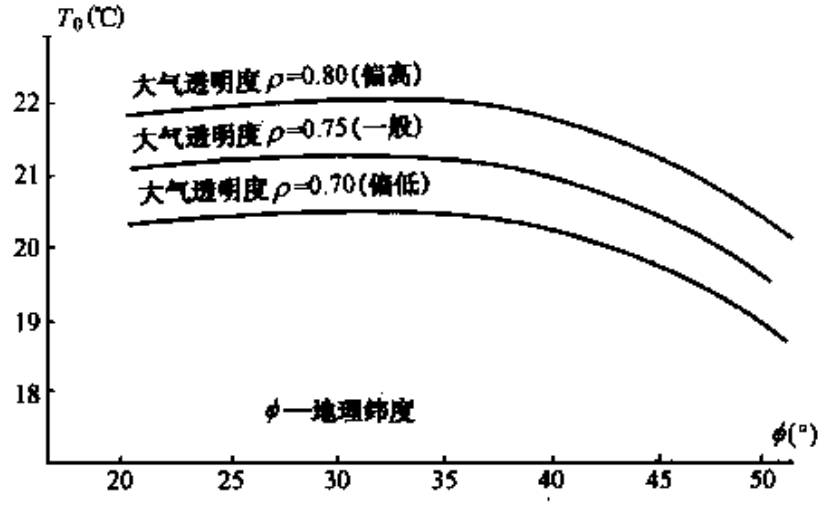


图 B.0.1—3　沿梁高温差计算图

$$T_y = T_{01}e^{-\alpha y} \qquad \text{(B.0.2—1)}$$

$$T_x = T_{02}e^{-\alpha x} \qquad \text{(B.0.2—2)}$$

式中　T_y，T_x——计算点 y、x 处的温差（℃）；

T_{01}，T_{02}——箱梁梁高方向、梁宽方向温差，对于标准设计可按表 B.0.2—1 取值，对于个别设计应按

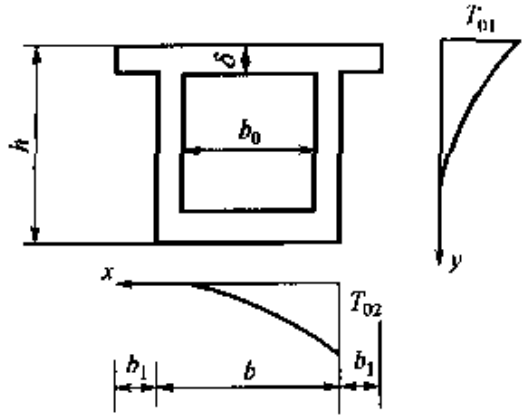


图 B.0.2—1　箱梁温差分布图

本规范第 B.0.1 条的规定计算（℃）；

y、x——计算点至箱梁外表面的距离（m）；

a——按表 B.0.2—1 取值（m^{-1}）。

表 B.0.2—1　日照温差曲线的 a 与 T_0 值

梁别 / 方向		有碴桥面		梁别 / 方向	无碴桥面	
		a（m^{-1}）	T_0（℃）		a（m^{-1}）	T_0（℃）
沿梁高	单向	5	20	沿梁宽	7	16
	双向组合	7	16			

箱梁沿板厚的温差曲线按下式计算（图 B.0.2—2）：



图 B.0.2—2　板厚方向温差分布图

$$T_y' = T_0' e^{-a'y} \qquad \text{(B.0.2—3)}$$

$$T_0' = T_0(1 - e^{-a'\delta}) \qquad \text{(B.0.2—4)}$$

式中　δ——板厚（m）；

a'——按表 B.0.2—2 取值（m^{-1}）。

2　降温温差

箱梁沿顶板、外腹板板厚温差曲线的指数 a' 采用 14，相应的 T'_0 采用 -10 ℃。

表 B.0.2—2 沿板厚温差曲线的指数 a' 值

板厚 δ（m）	0.16	0.18	0.20	0.24	≥0.26
a'	15	14	13	11	10

B.0.3 箱梁温差应力计算应计及自约束应力和外约束应力，按下列规定计算：

1 自约束应力计算

1）板的自约束应力

$$\sigma'_0 = \alpha T'_0 E_c \left[\frac{k_1}{\delta} + \frac{12 k_2}{\delta^3} \left(\frac{\delta}{2} - y \right) - e^{-a'y} \right] \quad \text{(B.0.3—1)}$$

式中 δ——板厚（m）；

y——计算点至板外表面的距离（m）；

a'——沿板厚温差曲线指数（m^{-1}）；

k_1，k_2——计算系数，按表 B.0.3—1 或表 B.0.3—2 采用；

表 B.0.3—1 沿板厚日照温差应力计算系数

板厚 δ (m)	计算系数		
	k_1	k_2	k
0.16	6.062×10^{-2}	1.776×10^{-3}	0.8325
0.18	6.568×10^{-2}	2.254×10^{-3}	0.8348
0.20	7.121×10^{-2}	2.786×10^{-3}	0.8358
0.22	7.739×10^{-2}	3.372×10^{-3}	0.8361
0.24	8.442×10^{-2}	4.013×10^{-3}	0.8360
0.26	9.257×10^{-2}	4.708×10^{-3}	0.8357

α——混凝土的线膨胀系数；

E_c——混凝土的受压弹性模量（MPa）；

T_0'——沿板厚的温差（℃）。

2）箱梁梁高方向自约束应力

$$\sigma_0 = \alpha T_0 E_c \left[\frac{\eta_1}{A} + \frac{\eta_2}{I}(n - y) - e^{-\alpha' y} \right] \qquad (B.0.3—2)$$

表 B.0.3—2　沿板厚降温温差应力计算系数

板厚 δ (m)	计　算　系　数		
	k_1	k_2	k
0.16	6.382×10^{-2}	1.764×10^{-3}	0.8268
0.18	6.568×10^{-2}	2.254×10^{-3}	0.8349
0.20	6.708×10^{-2}	2.785×10^{-3}	0.8356
0.22	6.815×10^{-2}	3.351×10^{-3}	0.8308
0.24	6.895×10^{-2}	3.944×10^{-3}	0.8217
0.26	6.955×10^{-2}	4.561×10^{-3}	0.8097

$$\eta_1 = bK_1 - b_0 C_1 + 2b_1 r_1 \qquad (B.0.3—3)$$

$$\eta_2 = bK_2 - b_0 C_2 + 2b_1 r_2 \qquad (B.0.3—4)$$

当梁高 $H \geqslant 2.0$ m 时，

$$K_1 = \frac{1}{a} \qquad (B.0.3—5)$$

$$K_2 = \frac{1}{a}\left(n - \frac{1}{a}\right) \qquad (B.0.3—6)$$

$$C_1 = \frac{1}{a} \cdot e^{-a\delta} \qquad (B.0.3—7)$$

$$C_2 = \frac{1}{a} \cdot e^{-a\delta}\left(n - \frac{1 + a\delta}{a}\right) \qquad (B.0.3—8)$$

$$r_1 = \frac{1 - e^{-a\delta}}{a} \qquad (B.0.3—9)$$

$$r_2 = \frac{1 - e^{-a\delta}}{a}\left[n - \frac{1 - e^{-a\delta}(1 + a\delta)}{a(1 - e^{-a\delta})} \right] \qquad (B.0.3—10)$$

式中　T_0——沿梁高的温差（℃）；

y——外表面至计算点的距离（m）；

n——截面重心轴距外表面的距离（m）；

a——温差曲线指数（m^{-1}）；

A——截面积（m^2）；

I——惯性矩（m^4）；

b、b_0、b_1、h、δ 意义见本规范图 B.0.2—1。

梁宽方向自约束应力可参照上述公式计算。

2 外约束应力计算

外约束包括箱梁纵向支承约束和横向刚架约束，计算时可先按线性温差分布计算箱梁的外约束应力，然后再乘以实际非线性分布的修正系数 k 和 K，其中 k 为横向刚架约束应力的修正系数；K 为纵向支承约束应力的修正系数。

1）横向刚架约束弯矩，可按下式计算（图 B.0.3）：

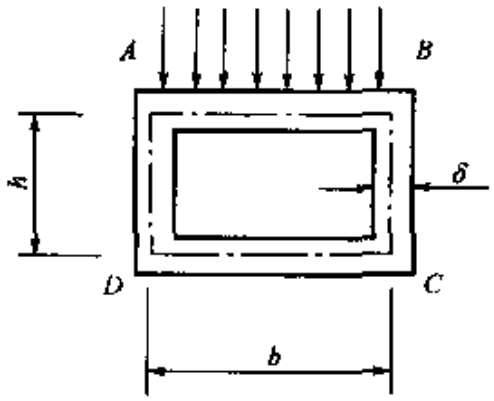


图 B.0.3 横向刚架约束弯矩计算图

AB 板
$$M_1' = \frac{\gamma(3\gamma+2)}{(\gamma+1)(3\gamma+1)} \cdot \frac{\alpha T_0' E_c I_c}{\delta} k \qquad \text{(B.0.3—11)}$$

BC 板
$$M_i' = \left[\frac{\gamma(3\gamma+2)}{(\gamma+1)(3\gamma+1)} - \frac{3\gamma}{(3b+h)} y_i\right] \frac{\alpha T_0' E_c I_c}{\delta} k \qquad \text{(B.0.3—12)}$$

CD 板
$$M_1' = \frac{\gamma}{(\gamma+1)(3\gamma+1)} \cdot \frac{\alpha T_0' E_c I_c}{\delta} k \qquad \text{(B.0.3—13)}$$

$$\gamma = \frac{b}{h} \qquad (B.0.3—14)$$

式中 M_1'——横向刚架约束弯矩（MN·m）；

y_i——梁顶面至计算点的距离（m）；

T_0'——沿板厚温差（℃）；

k——非线性修正系数，按表 B.0.3—1 或表 B.0.3—2 采用。

各板实际计算弯矩可按 $M_T = CM_1'$ 计算，修正系数 C 对于日照温差为 0.7，对于降温温差为 1.2。

2）纵向约束应力可按下式计算：

$$\sigma_{1yi} = \beta K \alpha T_0 E_c y_i / h \qquad (B.0.3—15)$$

$$K = \frac{h}{I_0}\eta_2 \qquad (B.0.3—16)$$

式中 σ_{1yi}——纵向约束应力（MPa）；

β——支承约束系数，与截面形式、桥跨比等有关，可按一般结构力学方法计算；

K——非线性温差分布修正系数；

η_2——按式（B.0.3—4）计算；

h——梁高（m）。

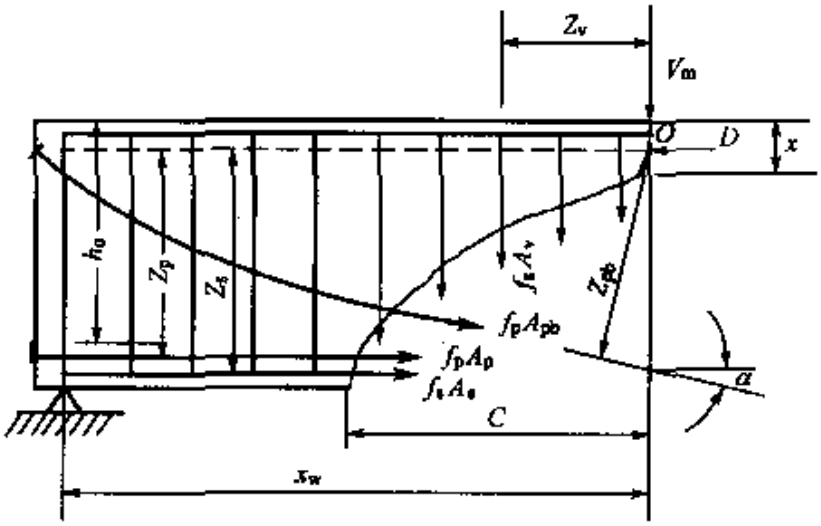
3 箱梁总的温差应力与温差弯矩

1）纵向应力 $\sigma_1 = \sigma_0 + \sigma_{1yi}$ （B.0.3—17）

2）横向温差弯矩 $M = M_T$ （B.0.3—18）

附录C　预应力混凝土受弯构件斜截面强度检算

C.0.1 受弯构件斜截面的抗弯强度可按下列公式计算（图C.0.1）：



图C.0.1　斜截面强度计算图

$$KM \leqslant f_p(\sum A_p Z_p + \sum A_{pb} Z_{pb}) + f_s(\sum A_s Z_s + \sum A_v Z_v) \tag{C.0.1—1}$$

式中　K——斜截面抗弯强度安全系数，按本规范表6.1.5采用；

M——通过斜截面顶端的正截面内的最大计算弯矩（MN·m）；

f_p, f_s——预应力钢筋及非预应力钢筋的计算强度，按本规范表3.2.3采用（MPa）；

A_p, A_{pb}, A_s, A_v——与斜截面相交的预应力纵向钢筋、预应力弯起钢筋、非预应力纵向钢筋及箍筋的截

面面积（m^2）；

Z_p，Z_{pb}，Z_s，Z_v——钢筋 A_p、A_{pb}、A_s、A_v 对混凝土受压区中心点 O 的力臂（m）。

计算斜截面抗弯强度时，最不利斜截面的位置（即受拉区抗弯的薄弱处，如预应力及非预应力纵向钢筋变少处，自下向上沿斜向试算几个不同角度的斜截面）按下列条件通过试算确定：

$$KV_m = f_p \sum A_{pb} \sin\alpha + f_s \sum A_v \qquad (C.0.1—2)$$

式中 V_m——通过斜截面顶端的正截面内最大弯矩时的相应剪力（MN）；

α——预应力弯起钢筋与构件纵轴线的夹角（°）。

斜截面受压区高度 x，按作用于斜截面内所有的力对构件纵轴的投影之和为零（$\sum H = 0$）的平衡条件求得。

注：当箍筋采用预应力钢筋时，只需将非预应力箍筋的计算强度 f_s 换以预应力箍筋的计算强度 f_p，其余计算方法同上。

C.0.2 受弯构件斜截面的抗剪强度可按下列公式计算：

$$KV \leqslant V_{cv} + V_b \qquad (C.0.2—1)$$

$$V_{cv} = bh_0 \sqrt{1.32(2+p) f_{ct}^{\beta/4} \mu_v f_s} \qquad (C.0.2—2)$$

$$V_b = 0.9 f_p \sum A_{pb} \sin\alpha \qquad (C.0.2—3)$$

$$p = 100\mu = 100 \cdot \frac{A_p + A_{pb} + A_s}{bh_0} \leqslant 3.5 \qquad (C.0.2—4)$$

$$\mu_v = \frac{A_v}{s_v b} \qquad (C.0.2—5)$$

式中 K——斜截面抗剪强度安全系数，按本规范表 6.1.5 采用；

V——通过斜截面顶端的正截面内的最大计算剪力（MN）；

V_{cv}——斜截面内混凝土与箍筋共同承受的剪力（MN）；

V_b——与斜截面相交的预应力弯起钢筋所承受的剪力（MN）；

b——腹板宽度（m）；

h_0——由受拉区纵向钢筋（包括预应力纵向钢筋、预应力弯起钢筋及非预应力纵向钢筋）中应力合力点至受压边缘的高度（m）；

μ——斜截面受拉区纵向钢筋的配筋率，当按式（C.0.2—4）算得的 $p>3.5$ 时，取 $p=3.5$；

A_v——一个截面上箍筋的总截面积（m^2）；

s_v——箍筋的间距（m）；

f_{cl}——混凝土抗拉极限强度（MPa），按本规范表 3.1.4 采用。

斜截面抗剪强度计算中的斜截面水平投影长度 C 按下式计算：

$$C=0.6mb_0 \qquad (C.0.2—6)$$

$$m=\frac{M_v}{Vh_0} \qquad (C.0.2—7)$$

式中 C——水平投影长度（m）；

m——斜截面顶端正截面处的剪跨比，当 $m>3$ 时，取 $m=3$；

h_0——计算 m 时正截面的有效高度（m）；

M_v——相应于最大剪力时的计算弯矩（MN·m）。

注：1 上列斜截面抗剪强度计算公式适用于等高度简支梁；

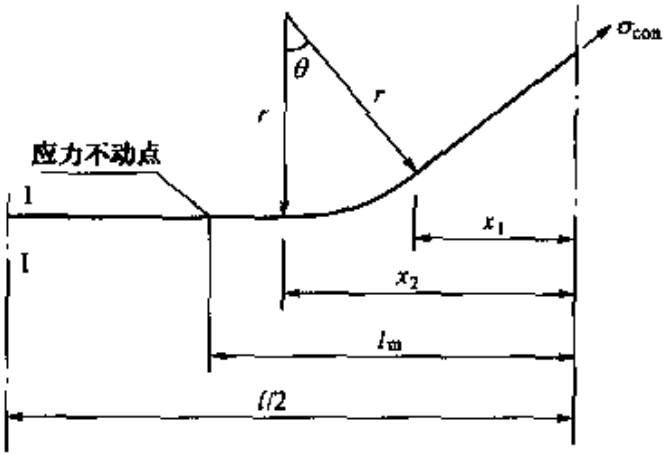
2 当箍筋采用预应力钢筋时，只需将式（C.0.2—2）中非预应力箍筋的计算强度 f_s 换以预应力箍筋的计算强度 f_p，其余计算方法同上。

附录 D　后张法预应力混凝土梁预应力筋反向摩阻计算

D.0.1　当计算由于锚具变形，钢筋回缩等引起的应力损失时，可考虑与张拉钢筋时管道摩擦方向相反的摩阻作用。

计算反向摩阻时，管道摩擦系数和偏差系数可近似采用计算正向摩阻时所用值。

D.0.2　对于两端张拉且对称布置的预应力筋，考虑反向摩阻后，锚下预应力筋的应力及应力不动点（锚具、钢筋回缩引起的应力损失为零的点）的位置和应力可按下列公式试算确定（图 D.0.2）：



注：图中 I—I 为钢筋对称轴

图 D.0.2　反向摩阻计算图

1　当 $x_1 < l_m < x_2$ 时

$$l_m = \sqrt{\left(\frac{\Delta l \cdot E_p}{\sigma_{con}} + \frac{\mu}{r}x_1^2\right) \Big/ \left(k + \frac{\mu}{r}\right)} \qquad \text{(D.0.2—1)}$$

$$\sigma_0 = \sigma_{con}\left[1 - 2kl_m - \frac{2\mu}{r}(l_m - x_1)\right] \qquad \text{(D.0.2—2)}$$

$$\sigma_{lm} = \sigma_{con}\left\{1 - \left[kl_m + \frac{\mu}{r}(l_m - x_1)\right]\right\} \qquad \text{(D.0.2—3)}$$

2 当 $x_2 < l_m < l/2$ 时

$$l_m = \sqrt{\frac{1}{k}\left[\frac{\Delta l \cdot E_p}{\sigma_{con}} - \frac{\mu}{r}(x_2^2 - x_1^2)\right]} \qquad \text{(D.0.2—4)}$$

$$\sigma_0 = \sigma_{con}\left[1 - 2kl_m - \frac{2\mu}{r}(x_2 - x_1)\right] \qquad \text{(D.0.2—5)}$$

$$\sigma_{lm} = \sigma_{con}\left[1 - kl_m - \frac{\mu}{r}(x_2 - x_1)\right] \qquad \text{(D.0.2—6)}$$

3 当 $l_m > l/2$ 时，表明应力不动点不存在，此时

$$\sigma_0 = \sigma_{con}\left[1 - \frac{kl}{2} - 2\mu\,\frac{(x_2 - x_1)}{r}\left(1 - \frac{x_2}{l} - \frac{x_1}{l}\right)\right] - \frac{2\Delta l \cdot E_p}{l} \qquad \text{(D.0.2—7)}$$

式中 Δl——锚具变形及钢筋回缩值（m），按本规范表 6.3.4—2 采用；

σ_{con}——锚下张拉控制应力（MPa）；

σ_0——锚下预应力筋的应力（MPa）；

E_p——预应力筋弹性模量（MPa），按本规范表 3.2.4 采用；

μ——钢筋与管道壁之间的摩擦系数，按本规范表 6.3.4—1 采用；

k——每米管道偏差系数，按本规范表 6.3.4—1 采用。

D.0.3 距锚下 x（m）处预应力筋中的应力 σ_x 可按下列公式计算：

1 当 $x \leqslant x_1$ 时

$$\sigma_x = \sigma_0 + \sigma_{con} \cdot k \cdot x - \sigma_{LA} \qquad \text{(D.0.3—1)}$$

2 当 $x_1 < x \leqslant x_2$ 时

$$\sigma_x = \sigma_0 + \sigma_{con}\left[kx + \frac{\mu}{r}(x - x_1)\right] - \sigma_{LA} \qquad \text{(D.0.3—2)}$$

3 当 $x_2 < x \leqslant l/2$ 时

$$\sigma_x = \sigma_0 + \sigma_{con}\left[kx + \frac{\mu}{r}(x_2 - x_1)\right] - \sigma_{L4} \quad (D.0.3\text{—}3)$$

式中 x——应力计算点到锚下的距离（m）；

σ_x——传力锚固时，距锚下 x（m）处预应力钢筋的应力（MPa）。

附录 E　预应力混凝土受弯构件消压后开裂截面应力计算

E.0.1　运营荷载作用下，当正截面混凝土拉应力大于 $0.7f_{ck}$ 时，应按开裂截面计算混凝土和钢筋的应力。此时近似认为开裂截面符合以下假定：

1　开裂截面符合平截面假定；

2　受拉区混凝土退出工作；

3　由于疲劳影响，钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比增大为 10。

E.0.2　受弯构件，消压后开裂截面受压边缘混凝土应力可按下列公式计算（图 E.0.2）：

$$\sigma_c = \frac{N_0 x}{S_x} \tag{E.0.2—1}$$

$$N_0 = A_p(\sigma_{pl} + \Delta\sigma_{pl}) + A'_p(\sigma'_{pl} + \Delta\sigma'_{pl}) + A_s\Delta\sigma_{sl6} + A'_s\Delta\sigma'_{sl6} \tag{E.0.2—2}$$

$$S_x = S_{cx} - 10A_p(h_p - x) - 10A'_p(a'_p - x) - 10A_s(h_s - x) - 10A'_s(a'_s - x) \tag{E.0.2—3}$$

式中　N_0——全截面消压时，预应力筋和非预应力筋应力的合力（MN）；

A_p，A'_p——受拉及受压区预应力钢筋面积（m^2）；

A_s，A'_s——受拉及受压区非预应力钢筋面积（m^2）；

σ_{pl}，σ'_{pl}——A_p 及 A'_p 中的有效预应力（MPa）；

$\Delta\sigma_{pl}$，$\Delta\sigma'_{pl}$——消压时 A_p 及 A'_p 中的应力增量（MPa）；

$\Delta\sigma_{sl6}$，$\Delta\sigma'_{sl6}$——由混凝土收缩徐变在非预应力钢筋 A_s 及 A'_s 中产

生的附加应力（MPa）；

S_x——开裂后换算截面（不计受拉区混凝土）对中性轴的面积矩（m^3）；

S_{cx}——受压区混凝土对中性轴的面积矩（m^3）。

中性轴位置可按下列公式试算确定：

$$x = \frac{I_x}{S_x} - e_0 \qquad \text{(E.0.2—4)}$$

$$I_x = I_{cx} + 10A_p(h_p - x)^2 + 10A'_p(a'_p - x)^2 + 10A_s(h_s - x)^2 + 10A'_s(a'_s - x)^2 \qquad \text{(E.0.2—5)}$$

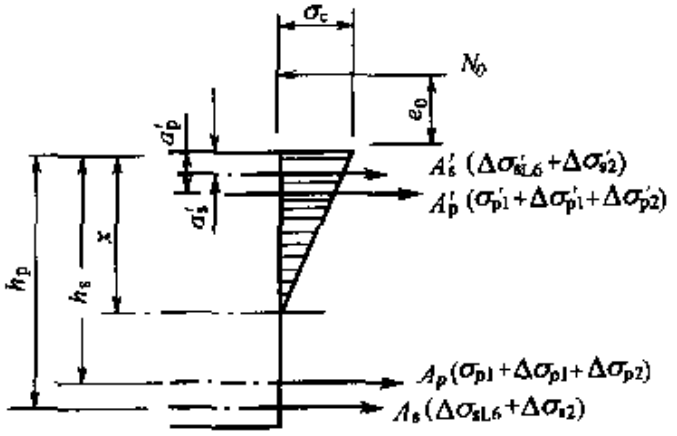


图 E.0.2　开裂截面应力计算图

$$e_0 = \frac{M - M_{ps}}{N_0} \qquad \text{(E.0.2—6)}$$

$$M_{ps} = A_p(\sigma_{p1} + \Delta\sigma_{p1})h_p + A'_p(\sigma'_{p1} + \Delta\sigma'_{p1})a'_p + A_s\Delta\sigma_{sL6}h_s + A'_s\Delta\sigma'_{sL6}a'_s \qquad \text{(E.0.2—7)}$$

式中　I_x——开裂后换算截面（不计受拉区混凝土）对中性轴的惯性矩（m^4）；

I_{cx}——受压区混凝土对中性轴的惯性矩（m^4）；

M——计算弯矩（MN·m）；

M_{ps}——N_0 对截面受压边缘的矩（MN·m）。

对于受压区不配置受力钢筋的矩形、T 形及工字形截面，中

性轴位置可按下列公式计算：

$$x^3 + Ax^2 + Bx + C = 0 \qquad \text{(E.0.2—8)}$$

$$A = 3e_0 \qquad \text{(E.0.2—9)}$$

$$B = \frac{6}{b}\left[(b'_f - b)h'_f\left(e_0 + \frac{h'_f}{2}\right) + 10A_p(e_0 + h_p)\right.$$

$$\left. + 10A_s(e_0 + h_s)\right] \qquad \text{(E.0.2—10)}$$

$$C = -\frac{6}{b}\left[(b'_f - b)h'^2_f\left(\frac{e_0}{2} + \frac{h'_f}{3}\right) + 10A_p h_p(e_0 + h_p)\right.$$

$$\left. + 10A_s h_s(e_0 + h_s)\right] \qquad \text{(E.0.2—11)}$$

式中 b——矩形截面梁宽，T形或工字形截面腹板宽度（m）；

h'_f——T形或工字形截面受压翼缘厚度（m）；

b'_f——T形或工字形截面受压翼缘宽度（m）。

E.0.3 消压后，开裂截面钢筋应力增量可按下列公式计算：

$$\Delta\sigma_{p2} = 10\sigma_c \cdot \frac{h_{p1} - x}{x} \qquad \text{(E.0.3—1)}$$

$$\Delta\sigma_{s2} = 10\sigma_c \cdot \frac{h_{s1} - x}{x} \qquad \text{(E.0.3—2)}$$

式中 h_{p1}，h_{s1}——受拉区最外一层预应力钢筋及非预应力钢筋重心到受压边缘的距离（m）。

本规范用词说明

执行本规范条文时，对于要求严格程度的用词说明如下，以便在执行中区别对待。

（1）表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”；

反面词采用“严禁”。

（2）表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”；

反面词采用“不应”或“不得”。

（3）表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”；

反面词采用“不宜”。

表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》条文说明

本条文说明系对重点条文的编制依据、存在的问题以及在执行中应注意的事项等予以说明。为了减少篇幅，只列条文号，未抄录原条文。

1.0.2 1999年《桥规》规定“本规范适用于旅客列车最高行车速度为140 km/h的新建、改建标准轨距铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构的设计”。规范对货车最高行车速度未予明确，也没有明确用于什么等级的铁路。另外，目前几大干线旅客列车实际已经提速到160 km/h，甚至向200 km/h迈进。除转8A货车的设计构造速度为80 km/h外，目前120 km/h的提速货车已经设计制造成功，并逐步投入运营。初步试验结论表明，新型货物列车运行120～130 km/h时的振动响应比转8A货车运行60～70 km/h时要小。

因此本规范规定的适用范围是旅客列车设计行车速度等于或小于160 km/h、货车设计行车速度等于或小于120 km/h（转8A货车80 km/h）客货共线标准轨距的Ⅰ、Ⅱ级铁路桥涵。这样就比较明确和全面了。

根据列车发展情况以及今后采用发展无碴桥面的需要，补列了“开行双层集装箱列车或开行120 km/h的货车时，或桥上采用无碴桥面时设计还应满足相关规定要求”的规定。

由于挠度、裂缝以及架设的限制，钢筋混凝土梁的标准设计范围是4～20 m（以往曾编1.2～24 m，后取消24 m），预应力混凝

土梁的标准设计范围是 8～64 m，但跨度过大经验不足，一般认为控制在 100 m 以下较为合适。所以跨度适用范围为跨度小于或等于 20 m钢筋混凝土梁及跨度小于或等于 96 m 的预应力混凝土梁。本规范不适用于轻质混凝土或其他特种混凝土桥涵结构的设计。

1.0.4 普通钢筋混凝土梁是允许产生一定宽度的裂缝的，梁体裂缝既影响观瞻又增加工务部门维修工作量，所以自 1991 年以后，普通钢筋混凝土梁不再编标准设计，不提倡用钢筋混凝土梁，所以本规范提出优先采用预应力混凝土梁，并积极采用新材料、新工艺、新结构。

1.0.5 1951 年桥规到 1996 年桥规对混凝土上部结构的横向刚度均未作规定，但近年来在提速过程中发现，32 m 后张法预应力混凝土梁存在横向振幅超限的问题，影响运营的安全性、机车的平稳性及乘座的舒适性。

鉴于这种情况，建设司立项对梁部结构的横向刚度问题进行研究，由铁三院主持，中铁工程设计咨询集团公司，中铁大桥设计院，同济大学参加了该项目，并且根据历年来提速的经验，在本规范里制订了“桥梁上部结构应有足够的强度，竖向、横向刚度和抗扭刚度，采用 T 形梁时，必须对横隔板施加预应力将梁片连为整体，必要时桥面应连接”的规定。

1.0.5、1.0.6、4.1.3

列车过桥时，不仅产生竖向振动，而且产生横向振动，这都影响列车运行的安全性和旅客乘坐舒适性，故对桥梁结构的竖向刚度和横向刚度应有一定的要求。

参照国内外有关资料，行车安全性的评判标准主要有：

脱轨系数 $Q/P \leqslant 1.0$

轮重竖向减载率 $\Delta P/P \leqslant 0.6$

乘坐舒适性的标准，国内外有多种形式，一般采用 Sperling（斯佩林）W_z 指标。

斯佩林舒适度指标为

<2.5	优
2.5~2.75	良
2.75~3.0	合格

除安全性与舒适性外，还要控制桥梁的横向振幅，过大的桥梁振动会使桥上线路的保持（维护）困难，使桥梁的疲劳强度降低。故我国桥梁检定规范提出了桥梁振幅（半峰值）的限值标准。

对混凝土桥货车通过时横向振幅行车安全限值$(A_{max})_{5\%}=\frac{L}{9}$(mm)($L$ 桥梁跨度单位为 m)，货车重车实测跨中横向最大振幅通常值 $v\leqslant 80$ km/h 时$(A_{max})_{5\%}\leqslant\frac{L}{7.0B}$(mm)($B$ 预应力混凝土梁为支座中心距，单位为 m)。

在列车旅客以 160 km/h 通过时的横向振幅通常值为$\leqslant\frac{L}{17.2B}$(mm)（L 桥梁跨度，单位为 m)。用这些标准来进行车桥耦合动力分析，但我们在进行桥梁设计时，不可能都作动力分析，设计研究单位根据国内外桥梁规范关于桥梁刚度的限制规定，决定采用竖向及横向挠跨比作为衡量刚度大小的标准。认为竖向挠跨比不大于 1/800 及横向挠跨比不大于 1/4000，加上加强横隔板的联结构造措施一般可不进行动力分析。只对重点桥梁及有代表性的桥梁进行动力分析。

对于自振频率（因桥梁刚度与桥梁固有频率的平方成正比）而言，自振频率加大 1 倍，梁体刚度要增加 4 倍，所以 UIC 规定对铁路桥梁有一个最低固有频率限值。日本 1992 年的桥梁设计规范，对新干线上的桥梁根据运营速度不同制定了不同固有频率的低限值，如速度 210 km/h 最低固有频率 n_0 采用 $55L^{-0.8}$，速度 300 km/h 采用 $80L^{-0.8}$，从 210 km/h 提高到 300 km/h，固有频率 n_0 增加$\frac{80}{55}=1.4545$ 倍，则刚度增加 $1.4545^2=2.116$ 倍，n_0 值基本上与速度之比（$\frac{300}{210}=1.429$）接近。根据这个理论，速度

160 km/h时 $n_0 = 42L^{0.8}$就可以。但经对既有桥梁横向振幅及自振频率实测值的统计来分析，当二者都能满足时，自振频率约为 $50L^{-0.8} \sim 53.5L^{-0.8}$，为与2004年《铁路桥梁检定规范》取得一致，定为 $55L^{-0.8}$。

横向挠跨比1/4 000是UIC的规定。

1.0.7 1996年在编制以分项系数表达的以概率理论为基础的极限状态设计方法的《铁路桥涵设计规范》上册时，第一次提出本规范的设计基准期规定为100年，这是根据我国东北地区桥梁已安全使用80～90年的情况提出的。

1978～1982年版英国BS5400《钢桥、混凝土桥及结合桥》提出："整个BS5400所假定的桥梁设计寿命为120年"，"关于设计寿命的假设，并不是指结构在这一周期终了时不再适用，也不是指在缺乏恰当和及时检查、养护条件下，桥梁在这期间内就能持续工作无误"。"必须强调，桥梁如同近代结构一样，需要定期检查，必要时还应在称职者的指导下进行修理。"

正确的理解为"在规定的时间内，结构在正常施工、运营和维护环境下完成其结构安全性、结构耐久性和结构适用性的要求"。

本规范规定："铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构按100年正常使用要求进行设计"，正是正确体现这层意思。

1.0.8 普通混凝土材料并不像人们当初设想的那样长期耐用，大量混凝土结构在平均不到50年的使用期后，就开始产生劣化病害，甚至破坏。混凝土结构之所以过早产生劣损破坏，除荷载增加，地震和船舶撞击等外，更主要的原因是混凝土的耐久性失效。

因混凝土耐久性失效而造成的破坏事故给世界各国造成巨大的社会、经济损失。据统计，20世纪90年代初期，美国用于建筑物维修加固的投资已占建设投资总额的50%，德国则高达80%。"七五"期间，我国用于对既有钢筋混凝土工程维修加固、

更新改造的费用已高达同期建设投资的54%，修复、加固这些劣化混凝土结构所需费用远大于因适当提高有关技术标准而增加的新建混凝土结构的费用，因此，本规范提出“铁路桥涵应根据其所处环境条件进行耐久性设计”的规定。

3.1.2 过去结构设计混凝土级别的选择多是根据强度需要确定的。近年来国内外工程界对混凝土结构的耐久性愈来愈重视，国内外研究资料和我国铁路工务部门对既有梁的检测情况都表明提高混凝土的强度级别可提高混凝土的密实性，对耐久性是有利的，因此本规范从技术和经济两方面综合考虑，规定钢筋混凝土桥跨结构混凝土强度等级不得低于C30，其他结构混凝土强度等级不得低于C25；对于预应力混凝土桥跨结构，规定混凝土强度等级不得低于C40，钢筋混凝土墩台的混凝土强度等级不宜低于C30。

桥梁工程的耐久性不容忽视，对预应力混凝土梁而言，外观表面开裂损伤能通过表面检查取得，但预应力筋是隐蔽于混凝土梁体内，并且处于高应力工作状态下，一旦受到腐蚀则锈蚀过程会发展很快，有时在并无表象出现时即会发生脆断破坏，因而极其危险。预应力筋是预应力结构中最主要的受力部件，一旦断裂常会招致结构突然破坏，例如：1985年英国威尔士的一座节段拼装式预应力混凝土桥梁因预应力束锈蚀而倒塌，1992年比利时横跨Scheldt河上的一座后张法预应力混凝土桥也因预应力束锈蚀而坠毁。后张法预应力混凝土桥出现事故的主要原因，在于预应力束孔道的注浆质量得不到保证，再一些是由于锚具失效造成的损坏。1992年英国运输部鉴于发生于1960年的两座人行桥事故与1985年威尔士境内一座公路桥的事故，以及随后对9座拼装式预应力混凝土桥的检测结果，发布了暂时在设计中停止采用后张法预应力混凝土桥的禁令。过了4年，在颁布了新的后张法预应力桥设计与特殊检测方法的文件以后，才恢复采用后张法预应力混凝土桥。

吸取国外预应力混凝土梁倒塌的教训增订，“3.1.2……管道压浆掺入阻锈剂”。

3.1.3 关于混凝土骨料的选择及碱含量问题，1999 年《桥规》规定混凝土碱含量应符合《混凝土碱含量限值标准》(CECS 53)的要求，该标准是中国工程建设标准协会批准的协会标准。目前已有部标，因此本规范规定骨料的选择及混凝土碱含量应符合《铁路混凝土工程预防碱—骨料反应技术条件》(TB/T 3054)的要求。

近年来铁路混凝土桥梁除碱骨料反应外还有氯盐对混凝土的破坏。如新乡的 120 孔 8 m 钢筋混凝土梁、徐州枢纽钢筋混凝土梁以及石家庄百孔大桥等都曾发生氯盐破坏的实例，这引起了各方面的重视，本规范根据 GB 50010—2002 确定混凝土中最大氯离子含量为 0.06%。

3.1.4 1999 年《桥规》中混凝土的极限强度取值是根据强度等级与标号的换算关系，在原 1996 年桥规中规定的数值基础上，用内插的方法计算并取整后的数值。

1996 年桥规对混凝土抗压极限强度的保证率为 95%，但对铁路混凝土标号的统计概念一直未曾明确。此次明确对混凝土强度等级的确定原则，明确规定为强度总体分布的平均值减去 1.645 倍标准差，即取保证率为 95% 的下分位值作为混凝土强度等级，故材料强度标准值 f_{ck} 可由下式求得。

$$f_{ck} = k_c \cdot f_{cu.k}$$

式中 f_{ck}——混凝土棱柱体抗压强度的标准值，按下式表达：

$$f_{ck} = \bar{f}_{c.15}(1 - 1.645\delta_{fc.15})$$

$f_{cu.k}$——混凝土立方体抗压强度标准值（试件尺寸：150 mm × 150 mm × 150 mm）其表达式如下：

$$f_{cu.k} = \bar{f}_{cu.15}(1 - 1.645\delta_{fcu.15})$$

$\bar{f}_{c.15}$、$\delta_{fc.15}$——混凝土棱柱体抗压强度 $f_{c.15}$ 平均值和变异系数；

$\bar{f}_{cu,15}$、$\delta_{fcu,15}$——混凝土立方体抗压强度 $f_{cu,15}$ 平均值和变异系数。

如设混凝土棱柱体抗压强度的变异系数与立方体抗压强度的变异系数相等，即 $\delta_{fc,15}=\delta_{fcu,15}$ 故混凝土棱柱体强度换算系数 $k_c=\dfrac{\bar{f}_{c,15}}{\bar{f}_{cu,15}}$，$k_c$ 值的试验资料比较离散，通常可取为 0.76，故 $f_{ck}=0.76f_{cu,k}$。考虑到结构中混凝土强度与试件强度之间的差异，对试件强度乘以结构构件强度换算系数 0.88，故混凝土结构或构件的强度标准值（即本规范的“轴心”抗压极限强度值 f_c）$f_c=0.88\times f_{ck}=0.88\times 0.76f_{cu,k}=0.67f_{cu,k}$（$f_{cu,k}$ 即本规范的混凝土强度等级）。为说明情况，将本规范的取值与国内外主要规范的取值列于说明表 3.1.4—1 以资比较。

说明表 3.1.4—1　混凝土轴心抗压极限强度 f_c（MPa）比较表

轴心抗压极限强度 f_c	混凝土强度等级									
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
本规范采用值	10.1	13.5	17.0	20.0	23.5	27.0	30.0	33.5	37.0	40.0
CEB—FIP 规范推荐值	12	16	20	24	28	32	36	40	45	50
GB 50010—2002	10	13.4	16.7	20.1	23.4	26.8	29.6	32.4	35.5	38.5
TB 10002.3—99	12	15.5	19.0	22.5	26.0	29.5	32.0	36.5	40.0	43.5
DL/T 5057—1996	10	13.5	17.0	20	23.5	27.0	29.5	32	34.0	36.0

与 GB 50010—2002 相比，C45 及以下 f_c 值基本一致；C50 及以上相差不少。但据铁路系统 39 805 个试样统计，铁路系统 C50 及以上混凝土其标准差比建工系统也小不少，因此 C50 及以上 f_c 大一点也合适。

轴心抗拉强度标准值（即本规范的轴心抗拉极限强度）：

混凝土轴心抗拉强度 f_{ct} 应以截面 15 cm × 15 cm 的棱柱体或直径为 15 cm 的圆柱体的直接抗拉强度为准。考虑到直接抗拉试验比较复杂，我国目前仅制定了混凝土劈裂抗拉强度的标准试验方

法，因此，我国大部分混凝土轴心抗拉强度的试验资料是通过劈裂抗拉强度换算而得。参考“CEB—FIP 混凝土结构《Model Code 1990》”的建议，混凝土劈裂抗拉强度 $f_{ct,sp}$ 与混凝土抗拉强度 f_{ct} 的关系，可用下式表达：

$$f_{ct} = 0.9 f_{ct,sp}$$

一般认为，混凝土轴心抗拉强度 f_{ct} 与混凝土棱柱体抗压强度 $f_{c,15}$ 的 $(f_{c,15})^{2/3}$ 的乘方呈线性比例关系，即：$f_{ct} = K_{ct}(f_{c,15})^{2/3}$

式中 K_{ct}——混凝土轴心抗拉强度与混凝土棱柱体抗压强度的 $(f_{c,15})^{2/3}$ 的比值。

根据华东交大、原上海铁道学院、铁道部科学研究院和其他一些单位的资料，偏安全地取 $K_{ct} = 0.26$，即 $f_{ct} = 0.26\ (\bar{f}_{c,15})^{2/3}$。

假定混凝土轴心抗压强度 f_c 的变异系数 δ_{fc} 取为 0.12，则混凝土轴心抗压强度的标准值为 $f_{ck} = \bar{f}_{c,15}(1 - 1.645\delta_{fc}) = \bar{f}_{c,15}(1 - 1.645 \times 0.12) \approx 0.8\ \bar{f}_{c,15}$，故 $\bar{f}_{c,15} = f_{ck}/0.8$，则有 $f_{ct} = 0.26\left(\frac{f_{ck}}{0.8}\right)^{2/3} \approx 0.30 f_{ck}^{2/3}$，$f_{ck}$ 即本规范表 3.1.4 中的 f_c。

兹将本规范的取值与国内外规范取值比较见说明表 3.1.4—2。

说明表 3.1.4—2 混凝土轴心抗拉极限强度 f_{ct}（MPa）比较表

标准规范名称		混凝土强度等级									
		C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
本规范规定值 f_{ct}		1.4	1.7	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9	3.1	3.3	3.5
CEB—FIP《Model code》1990	$f_{ctk,m}$	1.6	1.9	2.2	2.5	2.8	3.0	3.3	3.5	3.8	4.1
	$f_{ctk,min}$	1.1	1.3	1.5	1.7	1.8	2.0	2.2	2.3	2.5	2.7
	$f_{ctk,max}$	2.1	2.5	2.9	3.3	3.7	4.0	4.4	4.7	5.1	5.4
50010—2002		1.27	1.54	1.78	2.01	2.20	2.39	2.51	2.64	2.74	2.85
TB 10002.3—99		1.42	1.72	2.02	2.22	2.48	2.68	2.88	3.08	3.28	3.48
DL/T 5057—1996		0.20	1.50	1.75	2.00	2.25	2.45	2.60	2.75	2.85	2.95

3.1.5 混凝土的弹性模量定义为在应力—应变图原点处的切线模量。它近似等于快速卸载对曲线的割线的斜率，且不包括初始塑性应变。过去的规范对混凝土的静压弹性模量常采用割线弹性模量来表达。此次改变是向国际规范 CEB—FIP "混凝土结构《Model code 1990》" 靠拢，在 CEB—FIP 中对混凝土受压弹性模量列有两个参数，即 E_c（系切线弹性模量）和 E_{cs}（称折减弹性模量），其中，E_c 用于按变形协调条件进行结构分析，而 E_{cs} 则用于弹性分析，以考虑初始塑性应变，本规范仅取 E_c。

混凝土静压弹性模量是以混凝土棱柱体（圆柱体）试件的试验结果为准。一般认为混凝土受压弹性模量与混凝土轴心抗压强度的 $f^{1/3}$ 呈线性比例关系，即：

$$E_c' = K_E'(f_{c.15})^{1/3}$$

式中 E_c'——混凝土割线弹性模量；

K_E'——混凝土割线弹性模量 E_c' 与轴心抗压强度的 $(f_{c.15})^{1/3}$ 的比值。

根据华东交通大学、原上海铁道学院、铁道部科学研究院和其他一些单位混凝土弹性模量的试验资料分析，K_E' 离散性很大，而且其试验结果均为割线弹性模量而非切线弹性模量，因此，在制定新的混凝土弹性模量标准值时，只能参考。故参照 "CEB—FIP：混凝土结构《Model code 1990》" 中推荐的公式来拟定混凝土弹性模量标准值：

$$E_c = 10^4[f_{cm}]^{1/3}$$

根据调查统计，各种强度等级的混凝土轴心抗压强度平均值 f_{cm} 如说明表 3.1.5—1。

说明表 3.1.5—1 混凝土棱柱体抗压强度平均值 f_{cm}（MPa）

混凝土强度等级	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
f_{cm}	21.6	25.8	29.6	33.8	37.9	41.8	45.5	49.1	52.5

据此说明表 3.1.5—1 数值及上述表达式可得说明表 3.1.5—2 之 E_c 值。

说明表 3.1.5—2

混凝土强度等级	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
弹性模量 E_c	2.80×10^4	2.95×10^4	3.10×10^4	3.25×10^4	3.35×10^4	3.45×10^4	3.55×10^4	3.65×10^4	3.75×10^4

此说明表 3.1.5—2 值与 1999《桥规》接近，仍用 1999 年《桥规》数值。

3.2.1、3.2.2、3.2.3、3.2.4

根据 GB 13013 的新标准Ⅰ级钢筋改写为 Q235；

根据新的 GB 1499 的规定将Ⅱ级（*20MnSi*）钢筋改写为 HRB335；

新的 GB 1499 取消了Ⅳ级钢筋，考虑到各设计院在工程中需要，根据国家建筑钢材质量监督检验中心等编制的国标《预应力混凝土用螺纹钢筋》（尚未颁布）中的 PSB830 列入本规范以备使用。其他级别钢筋也可使用，在补作一些必要的试验，积累资料后再补列入规范。该系统钢筋的化学成分、力学性能、截面面积及公称重量如下。

1. 化学成分

（1）钢筋钢的熔炼分析中，S、P 含量均不大于 0.040%。生产厂应进行化学成分和合金元素的选择和利用，满足力学性能要求。

（2）钢筋的成品化学成分允许偏差应符合 GB/T 222 的规定。

2. 力学性能

级　别	规定非比例延伸强度 $R_{0.2}$（MPa）	抗拉强度（MPa）	断后伸长率 δ_s（%）	最大力下总伸长率	应力松弛性　能
PSB785	≥785	≥980	≥7	≥3.5	80% $R_{0.2}$ 1000h后应力松弛率≤4 10h≤1.5
PSB830	≥830	≥1030	≥6		
PSB930	≥930	≥1080	≥6		
PSB1080	≥1080	≥1230	≥6		

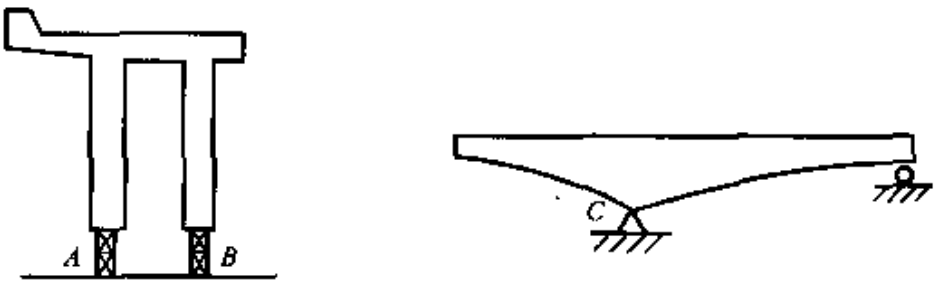
3. 公称截面面积与理论重量如下：

公称直径（mm）	公称截面积（mm^2）	理论重量（kg/m）
18	254.5	2.11
25	490.9	4.10
32	804.2	6.65
40	1256.6	10.34

PSB 系列螺纹钢筋不须冷拉。

4.1.1 检算倾覆稳定性时，可将支座看做刚体，稳定力矩及倾覆力矩沿横向指对支座边缘〔说明图 4.1.1（a）中 *A* 点及 *B* 点〕而言，沿纵向指对支座铰中心〔说明图 4.1.1（b）中 *C* 点〕而言，计算公式如下：

$$K = \frac{\sum M_d}{\sum M_q} \geqslant 1.3$$



说明图 4.1.1　桥跨结构稳定性检算示意图

式中　K——倾覆稳定系数；

M_d——抵抗力矩；

M_q——倾覆力矩。

对于橡胶支座，倾覆时的临界支点位置尚需进一步研究。

对于悬臂梁结构，考虑悬臂部分及挂孔有超载可能，超载幅度最多可超过应力容许值的30%，此时纵向倾覆稳定系数仍不应小于1.3，使稳定性与强度达到均衡设计。

4.1.2　简支梁的挠度限值为 $L/800$，对于连续梁，根据“八·五”期间铁科院对连续钢梁挠度进行的研究表明，由于中间跨变形比较匀顺，适当放宽其挠度限制对舒适度和行车安全没有影响。据此规定连续梁中间跨挠度限值取跨度的1/700。

4.2.1　当板的两边长度之比大于或等于2时，按照双向板的荷载分配理论，长边方向所分配的荷载将大大地小于短边方向所分配的荷载，按板的一般构造要求，长跨方向有足够的分布钢筋，能够负担这部分荷载产生的弯矩。因此可按短跨作为单向板计算。

4.2.2　位于主梁梁梗间的板按弹性约束于主梁之间计算。偏于安全计，支点截面的弯矩按固定端考虑，即：

$$M=\frac{1}{12}ql^2=\frac{2}{3}\cdot\frac{1}{8}ql^2=\frac{2}{3}M_0\approx 0.7M_0$$

跨中截面弯矩按弹性半固定考虑，即：

$$M=\frac{1}{16}ql^2=\frac{1}{2}\cdot\frac{1}{8}ql^2=0.5M_0$$

考虑到板支承处有转角，所以计算弯矩时板的计算跨度采用梗间净矩加板的厚度。但计算剪力时，计算跨度取梗间净距更为合理。

对于箱形梁，桥面板作为箱体的一部分，其受力应按箱梁横向计算的有关规定计算。

4.2.3　本条所指支承中心为与计算跨度相对应的支点。当梗肋

坡度 $\tan\alpha$ 大于 1/3 时，试验表明应力流仍集中在 $\tan\alpha = 1/3$ 附近，一部分不起作用，因此板的有效高度仍按 $\tan\alpha = 1/3$ 计算。

4.2.4 本条中斜度系指桥轴线与支承线垂直线的夹角。根据以往设计经验，并参考《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》，当斜度小于 15°时，按正交板设计造成的误差不大。

4.3.1 试验资料表明，T 形截面梁受弯时，受压翼缘不能充分发挥作用，其原因是由于受板与梗相交处截面传递剪应力限制，该处板愈薄，剪应力就愈大，因此只有当板厚满足一定要求（即本条规定）时方可按 T 形截面计算，否则应按不计翼缘悬出部分的矩形截面计算。

4.3.2 根据试验资料，T 形截面梁受弯时，受压翼缘悬臂端部应力呈三角形分布，为简化计算，一般采用有效宽度的办法。假定在此有效宽度范围内的应力图形与腹板内的应力图形相同。有效宽度的确定与梁的跨度、翼缘厚度、腹板厚度等有关。本规范参照国内外有关资料，给出有效宽度的计算规定。

计算超静定结构时，由于力的计算仅与刚度比有关，而翼缘宽度大小对刚度比影响很小，因此可近似取全宽计算。

4.3.3 连续梁截面内力的大小随其截面惯性矩的大小而变化，因此计算内力应考虑构件截面变化的影响。但当沿跨长方向截面惯性矩变化不大时，可近似按等截面计算。根据以往设计经验并参照国内外资料，本规范规定当支点截面与跨中截面惯性矩之比不大于 2 时，可按等截面计算。

4.3.4 连续梁属于超静定结构，当梁体发生温度不均匀变化、不均匀收缩及基础不均匀沉降时，由于变形受到约束而在结构中产生内力。混凝土徐变是混凝土处于应力状态下的一种塑性变形，徐变变形也会受到多余约束的限制而引起结构内力。对于预应力混凝土连续梁，预加力产生的弹性变形也往往受到多余约束的限制而在结构中产生附加内力，即弹性二次力，因此按弹性阶段计算梁截面应力时，应予以考虑。计算弹性二次力时应考虑混

凝土徐变的影响。在检算破坏阶段截面强度时，由于梁截面已开裂进入塑性状态，由弹性变形引起的内部约束已得到释放，因此一般可不计。但是对于超配筋梁，破坏时达不到理想的塑性状态，弹性二次力未得到全部释放，设计中应予以注意。

4.3.5 分阶段施工的连续梁，由于其在各施工阶段的受力体系和所承受的荷载不同，因此其截面内力与一次形成的结构不同，应分别考虑。混凝土徐变是一个长期过程，其大小与截面应力状态有关，先期结构体系下形成的应力状态在后期结构体系形成后，其徐变变形将受到后期结构体系的约束，从而在结构中产生内力重分布。本规范将弯矩重分布的计算方法列入附录 A。

4.3.6 本条系采用简化计算，由混凝土徐变引起的预应力钢筋预加力变化而产生二次力的变化，一般比较小。如果假定混凝土为匀质，只考虑预应力钢筋预加力随时间变化作严格计算，其结果约为初始受力状态内力值的 10% 左右。一般情况下截面的 P_e/P 值为 80% ~ 85% 左右、各跨平均值比这更大。按本条规定的方法计算得出因混凝土徐变引起的二次力，为不计徐变影响计算所得的 10% ~ 15%，这与严格计算结果之差仅为 0 ~ 5% 左右，对总应力来说是可忽略不计的。因此一般情况下，可按本条考虑。

4.3.7 连续梁中间支承处负弯矩图理论上呈尖形，但实际上由于支承处设有横梁，支点又有一定宽度，反力在梁内有扩散分布影响，真实弯矩图与理论计算不同。一般情况下，支点负弯矩呈圆滑的曲线形。

假定反力 R 按 45°刚性角分布到梁的重心轴，则重心轴上单位长度荷载 g（$g = R/a$）产生一折减弯矩 $M' = \frac{1}{8}ga^2$。将理论计算弯矩 M 减去 M'，即得设计中的有效弯矩 M_e。考虑到深梁可能折减过多，规定折减弯矩 M' 不大于 M 的 10%。

4.3.8 当荷载有横向偏心时，箱梁的各主梁所分担的荷载不同。

按约束扭转方法，当主梁截面一定时，各主梁分担荷载的不均衡性与荷载偏心率（偏心距与主梁间距之比）成正比，与跨长成反比。一般当荷载偏心率在0.1以下时，对于一个腹板平均分担荷载增加率在5%以下。所以除特别大的偏心率情况外，可不考虑分配不均衡的问题。

4.3.9 箱形梁横向构成了带有悬臂的箱形框架，横向内力原则上应通过分析这个箱形框架来求得。当为双室箱梁时，一般在梁端每个腹板下设置支座，并设有端隔板，可按变形相等的原则依腹板厚度分配剪力。

设计荷载作用时可将按箱形框架计算的主梁（腹板）所需钢筋的一半兼作箍筋使用，这是出于箍筋乃破坏荷载作用下所必需的钢筋数量，在设计荷载作用下，仍处于混凝土容许主拉应力范围以内，而主应力的最大值产生于腹板高度的中央附近，作为箱形框架的弯曲拉应力，则产生于腹板和上翼缘连接部分附近，所以即使考虑到破坏的安全度方面也可认为是十分安全的。

4.3.10 桥梁结构由于日照或寒流等温度变化，产生的温差应力比较大，有的部位与外荷载产生的应力相当。特别是在混凝土箱梁中，更为明显，是预应力混凝土梁发生裂纹的主要原因之一。因此设计中应予以重视。

由于日照温差和降温温差的作用时间和在结构中产生的应力不同，因此需分别考虑。

有关混凝土箱梁的温差曲线计算和温差应力计算已列入附录B。目前的计算方法有一定局限性，更完善的计算方法尚需进一步研究。

4.3.11 混凝土弹性模量的取值对温差应力值的影响很大。加载试验表明，弹性模量与加载速度成正比，而温差荷载是类似于荷载变化速度比较小的一种准静态荷载，计算温差应力时，弹性模量的数值与一般外荷载应有所不同。根据1983年铁科院西南所进行的温度弹性模量试验，对于日照温差，计算弹性模量与受压

弹性模量接近，因此计算日照温差应力时混凝土弹性模量采用受压弹性模量。对于降温温差，国内尚无试验资料，根据定性分析，一般认为计算降温温差应力时弹性模量应在受压弹性模量的基础上进行折减，国外有关规范也进行了不同程度的折减。因此本规范规定计算降温温差应力时，混凝土弹性模量取0.8倍的受压弹性模量。

4.3.12 由于梁体发生最不利温差荷载时，同时产生其他附加力的概率很小，因此可不再与其他附加力组合。

4.4.2 刚架属超静定结构，但与连续梁又不相同，许多在连续梁计算中不考虑的因素。（如基础水平变位、角变位，均匀的温度变化等）在刚架计算中应予以考虑。

4.4.3 本条主要指工程中常用的连续刚构桥，施工中经常有体系转换问题。

4.5.1 本次规范中有关墩台设计的许多规定已列入《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—2005）中，为避免重复，本规范仅对钢筋混凝土墩台的特殊要求作了规定。墩台计算的一般要求应按《铁路桥涵设计基本规范》的规定执行。

4.5.2 为避免列车运行时摇晃过大，对于高而柔的桥墩应考虑振动问题。目前虽然还缺乏有关振动的控制值，但可从振型、振幅、频率等因素与机车车辆的振动作比较，研究其晃动程度。在薄壁空心墩台中，温度、日照、混凝土收缩等影响引起结构内力的变化比较复杂，温度应力的计算方法还需要完善，只能作为定性分析的参考，重要的是在设计中应考虑到这些因素，结合工程实践经验，在构造上采取一些必要的措施。

4.6.1 有关拱桥设计中需要普遍遵守的一般规定已列入《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—2005）中。为避免重复，本规范仅对钢筋混凝土拱桥的特殊要求作了规定。拱桥计算的一般要求应按《铁路桥涵设计基本规范》的规定执行。

4.6.2 超静定拱桥，由于温差和混凝土收缩产生的实际应力远

小于按弹性体系计算的应力，其原因是由于受混凝土徐变的影响。影响混凝土徐变的因素很多，考虑到结构物施工及工作条件不同，气候条件相差较大，本规范规定按实际资料考虑混凝土徐变影响。根据国内外的有关资料，考虑徐变影响对混凝土弹性模量适当折减后，按弹性体系计算的应力接近于实际应力。参照国外研究资料，并结合国内情况，本规范规定当无具体资料时，计算温差应力和收缩应力可分别采用 0.7 倍和 0.45 倍的受压弹性模量。

4.7.1 有关涵洞计算的一般要求已列入《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—2005) 中。钢筋混凝土涵洞应按《铁路桥涵设计基本规范》的有关规定和本规范有关钢筋混凝土结构的规定进行计算。

5.1.1 计算桥跨结构的变形时，截面刚度按 $0.8E_cI$ 计算（求换算截面时 $n=\frac{E_s}{0.8E_c}$）。系数 0.8 主要考虑混凝土的弹性模量在多次重复荷载作用后（参照第 5.1.3 条说明）降低约 20% ~ 25%。计算静定结构的惯性矩 I 时，忽略混凝土受拉区的作用而计入钢筋，是假定混凝土受拉区已开裂，虽然对梁部结构来说，并未全部裂至中性轴（尤其是端部）但偏于安全一面；对于超静定结构而言，选择截面时，尚无配筋数量，所以近似地采用全部混凝土截面而不计筋。

5.1.2 本条是为了在混凝土梁的受拉边缘产生裂纹时，梁不会突然破坏而规定的。原则上是按混凝土梁由抗拉极限强度能承受的弯矩与最小配筋率时的钢筋混凝土梁所能承受的弯矩相等制定的，并给予一定的安全储备。对于 T 形截面梁，上列最小配筋率系指对肋宽 b 与截面有效高 h_0 乘积的截面面积的比值。

5.1.3 混凝土经过多次重复荷载作用后，弹性模量降低，残余变形增加。荷载作用下的应力愈大，则降低愈多，残余变形也愈大。如最大应力 σ_{cmax} 低于疲劳强度则经多次重复荷载作用后，

弹性模量趋于稳定。根据收集到的国内外试验资料，当混凝土的应力接近疲劳强度时，经重复加荷 $N=2\times10^6$ 次后混凝土的弹性模量降低约 20%～25%，其变形模量约为初始弹性模量的 40%～50%。

根据原冶金工业部建筑科学研究院对碎石混凝土棱柱体疲劳试验中测定的结果，当 $\rho=0.15$（在重复加荷 $N=7\times10^6$ 次过程中），$N=3.6\times10^6$ 次时，对抗压极限强度为 23～28 MPa 的混凝土，其变形模量约为初始弹性模量的 46%；对抗压极限强度为 40 MPa 的混凝土，其变形模量约为初始弹性模量的 55%。

此外，还考虑到持久荷载对混凝土徐变的影响，因此桥跨结构及顶帽采用 $\rho=0.15$，$N=2\times10^6$ 次时混凝土的变形模量来计算 n 值，见说明表 5.1.3。其他结构受疲劳影响较少，仍采用 1959 年《桥规》的 n 值。

说明表 5.1.3　桥跨结构及顶帽的 n 值

混凝土等级	C40～C60	C25～C35	≤C20
$k=\frac{\text{变形模量}}{\text{初始弹性模量}}$	50%	40%	30%
n	10	15	20

5.2.1　混凝土的容许应力是以混凝土的抗压及抗拉极限强度为基础除以不同的安全系数而得出的指标。

轴心受压是以混凝土的抗压极限强度除以安全系数 2.5 得出；弯曲受压及偏心受压的安全系数采用 2.0，主要考虑应力图形为三角形，仅外纤维应力达到容许值，因此安全系数可适当降低；有箍筋及斜筋时的主拉应力是以混凝土的抗拉极限强度乘以系数 0.9 得出；无箍筋及斜筋时的主拉应力的安全系数采用 3.0；梁部分长度中全由混凝土承受的主拉应力的安全系数采用 6.0；纯剪应力的安全系数采用 2.0；光钢筋与混凝土之间粘结力的安全系数采用 2.4；局部承压应力考虑应力提高系数 β，β 是根据

混凝土套箍强化理论推导而来（详见《土木工程学报》1963年第6期“混凝土及配筋混凝土的局部承压强度”一文）。

5.2.2 Q235钢筋的容许应力仍采用1999年《桥规》中A3的钢筋的容许应力；HRB335钢筋的容许应力，仍采用1999年《桥规》中20MnSi钢筋的容许应力。考虑到实际施工中往往没有条件对焊接接头进行纵向加工，1996年《桥规》局部修订版给出了未经纵向加工的20MnSi钢筋焊接接头在 $\rho \leqslant 0.5$ 时的容许应力，本规范仍按此采用。

5.2.3 纵向弯曲系数 φ 值的说明

钢筋混凝土长柱与弹性材料的长柱不同，不能直接套用欧拉公式，一般多用试验方法确定。

从收集到的国内外实验资料可以看出，当长细比 $l_0/b \geqslant 8$ 时即有长柱现象。根据建研院1965年和1972年进行分析结果，纵向弯曲系数可用下列经验公式计算。

当 $l_0/b = 8 \sim 34$ 时，$\varphi = 1.177 - 0.021 l_0/b$，

当 $l_0/b = 34 \sim 50$ 时，$\varphi = 0.87 - 0.012 l_0/b$。

考虑到实际工程中可能存在的施工误差和加载附加偏心（长细比愈大，附加偏心的影响就更为不利），故还应乘以 φ 值的降低系数：

l_0/b = 18，30，40，50 时降低系数：1.0，0.95，0.85，0.70。

l_0/b 为中间数值时按直线直插法确定，此即条文中表5.2.3—2内数据的来源。

一般试验资料都是采用矩形截面试件，对于其他形状的截面，可以从矩形截面推算。

矩形截面
$$\frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{\left[\dfrac{\frac{1}{12}b^3 h}{bh}\right]^{\frac{1}{2}}} = 3.45\,\frac{l_0}{b}$$

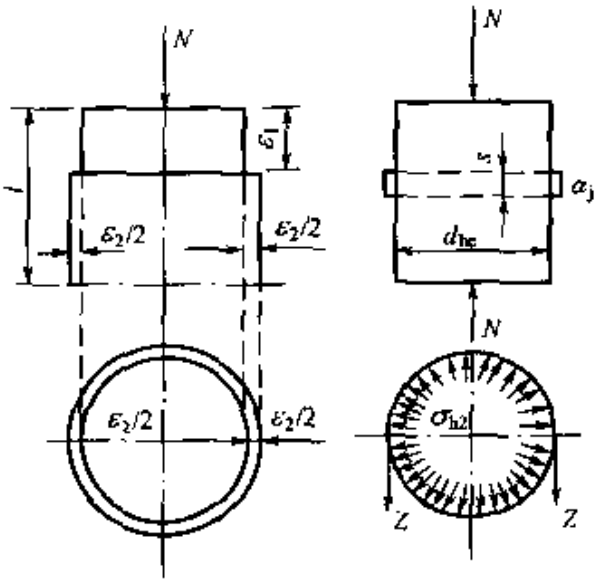
圆形截面 $$\frac{l_0}{i}=\frac{l_0}{\left[\frac{\frac{1}{64}\pi d^4}{\frac{\pi}{4}d^2}\right]^{\frac{1}{2}}}=4\frac{l_0}{d}$$

任意形状截面 $$\frac{l_0}{i}$$

矩形截面，当$\frac{l_0}{b}=10$时，相当于任意形状截面$\frac{l_0}{i}=3.45\times10=34.5$。

换算成圆形截面，即为$34.5=4\times\frac{l_0}{d}$，$\frac{l_0}{d}=8.5$。

5.2.4 计算具有螺旋钢筋或环状间接钢筋的轴心受压构件的强度计算公式，国外均不统一，有的不考虑螺旋钢筋的影响；有的考虑其影响，认为螺旋钢筋的作用好比环筒一样，将阻止螺旋钢筋所包围的内部混凝土横向膨胀，使混凝土处在各方面受压状态下，增加其对轴向作用力的抵抗能力。当作用力为 N，混凝土压应力为 σ_{c1}时混凝土柱的缩短（如说明图 5.2.4 所示）：



说明图 5.2.4 螺旋筋影响计算示意图

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_{c1}}{E_c}$$

相应的横向变形：

$$\varepsilon_2 = \nu_c \varepsilon_1 = \frac{\sigma_{c2}}{E_c} = \frac{\nu_c \sigma_{c1}}{E_c}$$

由此 $\sigma_{c2} = \nu_c \sigma_{c1}$

式中 ν_c 为泊松比。

σ_{c2}像液体压力一样作用在外壁上，假定螺距为 s，螺旋筋的截面积为 a_j，螺旋筋的应力为 σ_j：

$$2Z = 2a_j \cdot \sigma_j = d_{he} \cdot \sigma_{c2} \cdot s = d_{he} \cdot \nu_c \cdot \sigma_{c1} \cdot s$$

$$\sigma_{c1} = \frac{2a_j \cdot \sigma_j}{d_{he} \cdot s \cdot \nu_c} = \frac{2a_j \cdot \sigma_j \cdot \pi \cdot d_{he}}{4 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{he}^2 \cdot s \cdot \nu_c}$$

令 $$A_j = \frac{a_j \pi d_{he}}{s}, \quad A_{he} = \frac{\pi}{4} \cdot d_{he}^2$$

代入上式得：

$$\sigma_{c1} = \frac{1}{2\nu_c} \cdot \frac{A_j \sigma_j}{A_{he}}$$

这部分承受的轴向力为

$$N_2 = \sigma_{c1} \cdot A_{he} = \frac{1}{2\nu_c} \cdot A_j \cdot \sigma_j \qquad \text{（说明 5.2.4—1）}$$

与纵向配筋混凝土承受的轴向力 N_1 相加得总压力为

$$N = N_1 + N_2 = (\sigma_c \cdot A_{he} + \sigma_s \cdot A_s') + \frac{1}{2\nu_c} \cdot A_j \cdot \sigma_j$$

（说明 5.2.4—2）

极限荷载：

$$N_j \leqslant (f_c \cdot A_{he} + f_s \cdot A_s') + \frac{1}{2\nu_c} \cdot f_s \cdot A_j$$

$$\leqslant f_c (A_{he} + mA_s' + \frac{1}{2\nu_c} m' \cdot A_j) \quad \text{（说明 5.2.4—3）}$$

取安全系数2.5。根据实验结果，计算时 ν_c 可取 $\frac{1}{4}$，$\frac{1}{2\nu_c}=\frac{4}{2}=2.0$。

代入式（说明5.2.4—3），所以

$$\frac{N}{A_{bc}+mA'_s+2.0m'\cdot A_j}\leqslant[\sigma_c]\quad\text{（说明5.2.4—4）}$$

5.2.6 式（5.2.6—2）的说明：

偏心受压长柱在弯矩作用平面的挠度对轴向力的偏心有所增加（见说明图5.2.6），如初始偏心为 e_0，由于弯矩产生的挠度为 f，则此挠度对轴向力偏心距的增大系数为 η，$\eta=\frac{e_0+f}{e_0}$，写出弹性方程式：

$$EIy''=-M=-N(e_0+y)$$

$$EIy''+N\cdot y=-N\cdot e_0$$

令 $\sqrt{\frac{N}{EI}}=k$，则 $y''+k^2y=-k^2e_0$

$$y=C_1\sin(kx)+C_2\cos(kx)-e_0$$

由 $x=0$，$y=0$，得 $C_2=e_0$

由 $x=1$，$y=0$ 得

$$C_1=\frac{e_0[1-\cos(kl)]}{\sin(kl)}=e_0\cdot\tan\frac{kl}{2}$$

所以 $$y=e_0\cdot\tan\frac{kl}{2}\sin(kx)+e_0\cos(kx)-e_0$$

当 $x=l/2$，y 最大，

$$y_{max}=e_0\left(\tan\frac{kl}{2}\sin\frac{kl}{2}+\cos\frac{kl}{2}-1\right)=e_0\left[\frac{1}{\cos\frac{kl}{2}}-1\right]$$

当 kl 近于 π 时，y_{max} 最大，N 即达到临界荷载 N_k，由此可以从极限概念认为

$$l\cdot\sqrt{\frac{N_k}{EI}}=\pi$$

$$N_k = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l^2}，\text{移项}\frac{\pi^2}{N_k} = \frac{l^2}{EI}$$

$$\frac{\pi^2 \cdot N}{N_k} = \frac{l^2 \cdot N}{EI} = k^2 \cdot l^2$$

$$kl = \pi\sqrt{\frac{N}{N_k}}$$

$$y_{max} \approx e_0\left[\frac{1}{\cos\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{N}{N_k}}} - 1\right]$$

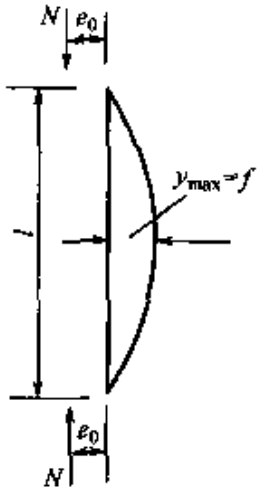
展开上式，$\cos\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{N}{N_k}} = 1 - \frac{\pi^2}{4}\cdot\frac{N}{N_k}\cdot\frac{1}{2} + \cdots \approx 1 - \frac{N}{N_k}$

$$y_{max} = e_0\left[\frac{1}{1-\frac{N}{N_k}} - 1\right] = f$$

$$\eta = \frac{e_0 + f}{e_0} = \frac{1}{1-\frac{N}{N_k}}$$

1959 年《桥规》：

$$M = M_j\frac{1}{1-\frac{KN}{N_k}}$$



说明图 5.2.6　偏心受压长柱弯曲示意图

即
$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{KN}{N_k}}$$

上式中的 K 来源于最大荷载时仍维持平截面变形的理论，而在最大边缘应力开始屈服，此时荷载值为设计荷载 K 倍，即 KN，因此边缘应力为

$$\sigma = \frac{KN}{A} + \frac{KNe_0}{W}\left[\frac{1}{1 - \frac{KN}{N_k}}\right]$$

$$[\sigma] = \frac{\sigma}{K} \approx \frac{N}{A} + \frac{Ne_0}{W}\left[\frac{1}{1 - \frac{KN}{N_k}}\right]$$

故仍采用
$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{KN}{N_k}}$$

混凝土构件由于脆性影响与匀质材料不同，按试验结果其临界荷载应乘以 α 系数，即 $N_k = \alpha \frac{\pi^2 E_c I_c}{l_0^2}$，根据建工部门 22 个及前苏联 49 个压杆试验资料统计得 α 与 e_0/h 的关系曲线取其平均值为 $\alpha = \frac{0.1}{0.2 + e_0/h} + 0.16$。这些资料是以到达破损时的 η 值为依据，预应力混凝土结构与普通钢筋混凝土结构在这个问题上性质接近，均取同一系数。

5.2.7～5.2.10

本次修订中裂缝宽度计算仍采用原桥规中的公式，其产生过程如下：

（1）关于受弯构件裂缝宽度计算公式

1975 年《桥规》的两个裂缝宽度计算公式是在 1959 年《桥规》的基础上，根据对国内一部分既有桥梁裂缝情况的调查，参考当时收集到的国内外资料制定的，与 1959 年《桥规》相比虽较合理，但尚缺乏自己的试验依据。为验证 1975 年《桥规》的

裂缝宽度计算公式，原长沙铁道学院作了六根试验梁的静载试验，并对其中四根梁进行了疲劳试验。试验结果表明该规范用于螺纹钢筋的 δ_{fmax} 计算公式的计算值比试验值偏小约 15% ~ 25%，而用于光钢筋的计算值比试验值偏大约 15% ~ 25%。以部分标准设计的主梁为例，将按规范公式的计算值与按国内外其他规范或文献的公式计算值对比，亦不同程度地具有同样结论。故将 1975 年《桥规》的公式作了修改，并将两个公式合并为一个公式。公式的来源是在 1975 年《桥规》中计算公式的基础上，参照 1985 年桥规修订时少量试验梁的试验结果和国内外其他规范公式进行比较，并对部分标准设计图对照检算，采用拟合的办法将两个公式加以合并。

在公式的表达形式上尽量采取与圆形截面构件的裂缝计算公式大致相同，符号也尽量相同，便于使用。

荷载特征影响系数 K_2 是为了区别考虑活载、恒载、附加荷载对裂缝宽度的不同影响。

由式（5.2.8—2）及式（5.2.8—1）可知：

虽然 $$K_{2(主)} > K_{2(主+附)}$$

但因 $$\sigma_{g(主)} < \sigma_{g(主+附)}$$

经分析可证明 $$K_{2(主)} \cdot \sigma_{g(主)} < K_{2(主+附)} \cdot \sigma_{g(主+附)}$$

所以 $$\delta_{f(主)} < \delta_{f(主+附)}$$

（2）关于圆形及环形截面偏心受压构件的裂缝宽度计算公式

这部分是在 1985 年桥规修订中增加的。为制订钻（挖）孔灌注桩和管柱基础及圆形柔性桥墩等结构的裂缝宽度计算方法与公式，原长沙铁道学院进行了共计 41 个圆形及环形截面偏心受压试件的试验。根据试验结果，找出影响裂缝宽度的主要因素，利用数理统计分析的方法，得出保证率为 95% 的实用性的 δ_f 计算公式。式中的系数 K_1、K_2、K_3，除长期荷载的影响是参考国内外有关文献资料外，大都是依据本次试验的资料对比分析确定的。

①钢筋表面形状影响系数 K_1 是根据这次进行的圆形偏心受压构件及试验梁的对比试验而得出的。

根据圆形偏心受压试验，螺纹钢筋与光钢筋对比结果 $K_1=0.82$，根据现有梁的受弯试验，螺纹钢筋与光钢筋对比结果 $K_1=0.77\sim0.79$。计算公式中采用 $K_1=0.8$。

②关于荷载特征系数 K_2

a. 反复荷载的影响

根据本次试验：

光钢筋	$K_2=1.23\sim1.6$
螺纹钢筋	$K_2=1.02\sim1.36$
铁研院预应力轨枕试验	$K_2=1.2\sim1.7$
日本在 $N=2\times10^6$ 次时，螺纹钢筋	$K_2=1.3\sim1.4$

考虑到光钢筋与螺纹钢筋的影响不同，采用一定安全系数，所以分别采用：

光钢筋	$\alpha=0.5$
螺纹钢筋	$\alpha=0.3$

本规范中带肋钢筋的有关系数、均按原来的螺纹钢筋采用。

b. 关于长期荷载的影响

参照国内外试验资料，美国 Gergely 试验指出，长期荷载作用下裂缝增大 30%～40%，前苏联资料增大 20%～100%，建研院试验资料增大 50%～100%，原南京工学院试验资料增大 72%～91%，由于铁路活载所占比重较大，故长期活载的影响采用 0.5，与大连工学院所取数值相同。对于整个荷载特征，采用各种性质荷载占全部荷载的比例大小而分别取值。

按建议公式算得的计算裂缝间距 l_f 与计算裂缝宽度 δ_f 与实测的最大裂缝间距 l_{fmax} 与最大缝宽度 δ_{fmax} 相比较，其主要指标如下：

l_{fmax}/l_f：	平 均 值	$\overline{C}=0.970$
	方　　差	$\sigma=0.200$

	变异系数	$C_v = 0.206$
δ_{fmax}/δ_f:	平 均 值	$\overline{C} = 0.915$
	方　　差	$\sigma = 0.187$
	变异系数	$C_v = 0.204$

由上可知裂缝间距计算比试验最大值平均大3%，裂缝宽度计算值比试验最大值平均大8.5%，方差与变异系数皆在20%左右。

利用建议公式对已设计的桩基础进行验算，一般情况下，当强度满足要求时，裂缝宽度也能满足要求。按建议公式计算亦比较简便。

(3) 关于改善裂缝宽度的考虑

裂缝的出现和开展是一项随机过程，且影响因素很多，改善裂缝也应从设计、施工、使用等多方面采取措施。

同样数量的钢筋，粗直径改为细直径，不但可增大钢筋表面积以增加粘结力，且可减小裂缝间距与宽度。

带肋钢筋可改善与混凝土的粘结条件，裂缝间距与宽度皆比光钢筋为小。

根据试验及文献资料表明，钢筋与混凝土共同变形的相互作用范围不是无限制的，因此应取一个混凝土的有效面积作为与钢筋的相互作用面积。

有效配筋率对 δ_f 有重要影响，在满足最小保护层厚度的构造要求条件下，适当减薄保护层厚度，可增大有效配筋率，也是改善裂缝宽度的一种方法。

配筋面积不能过小，否则不能有效地控制裂缝宽度。必要时，增加钢筋用量以减少钢筋应力及增大有效配筋率，显然可改善裂缝宽度，不过若钢筋用量过多则不经济，此时应考虑改用预应力混凝土结构。

应当指出，目前使用的HRB335带肋钢筋与混凝土的粘接力不如原螺纹钢筋，对裂缝宽度有影响。

5.3.1 对于钢筋净距的规定主要是为使灌筑混凝土时集料能顺利地通过，以保证混凝土能灌注密实，另一方面也是为使混凝土与钢筋之间能有良好的粘结力。由于施工中所用的粗集料最大粒径为 25 mm，所以规定钢筋间的净距不得小于 d（d 为钢筋直径）或 30 mm。

当钢筋的层数等于或多于 3 层时，其净距亦应相应加大。根据现场施工单位的意见，当梁内钢筋层数等于或多于 3 层时，将钢筋间的横向（水平向）净距适当增大，对灌筑有利，但竖向净距则不宜增大。否则，反使梁的有效高度减小，增加钢筋用量。所以 1961 年在成都召开的桥梁标准设计座谈会决定，当钢筋等于或多于 3 层时，水平向净距不得小于 $1.5d$ 或 45 mm。

为使钢筋能可靠地锚固在混凝土内，钢筋端部一般均应设有弯钩。对于光钢筋，采用半圆形弯钩或直角形弯钩；对于带肋钢筋，则采用直角形弯钩。

5.3.2 钢筋的混凝土保护层作用可以概括为：

（1）保护钢筋免受腐蚀，这主要与混凝土密实度和构件所处的环境等有直接关系。

（2）保证钢筋与混凝土之间的粘结力能够充分发挥作用。

考虑保护层过小，则裂缝开展后水汽容易侵入或者施工时偶有误差便不能保护钢筋不受腐蚀。保护层太大，混凝土表层距钢筋过远又容易碰坏及产生裂缝。参照《铁路混凝土结构耐久性设计暂行规定》，当构件处于一般环境时，钢筋混凝土结构最外层钢筋的保护层厚度规定为 35 ~ 50 mm。对于顶板有防水层及保护层的钢筋其净保护层厚度不得小于 30 mm，并取消了“但板的厚度小于 300 mm 时，保护层厚度可减为 20 mm”的规定。

5.3.3 试验表明带肋钢筋的锚固性能不如螺纹钢筋，因此对 HRB335 钢筋的锚固长度增加 $5d$。表中 HRB335 钢筋的受弯及偏心受压构件中的受拉钢筋后加“自不受力处算起的锚固长度”一句，是 1999 年《桥规》漏掉的。

5.3.4

（1）轴向受压钢筋混凝土柱是由钢筋和混凝土两部分共同承受荷载的。规定最小配筋率的目的主要是使柱能承受一部分弯矩和减少混凝土收缩徐变的影响。一般在工程实践和科学试验中，轴心受压构件均有弯矩存在，特别是长柱，在轴向力作用下势必将产生弯矩，配置规定数量的钢筋即可承受这一部分弯矩，从而推迟柱的破坏。试验资料表明，在钢筋混凝土柱中，由于混凝土收缩徐变的影响，使原来由混凝土承受的力转嫁给钢筋，使混凝土应力减少，钢筋应力增加，配筋率愈低则转嫁给钢筋的应力愈大。因此，必须规定最小配筋率的限度。各国的规定不一，其范围为0.4%～1.0%，本规范取0.5%，仍沿用1959年《桥规》的数值。

规定最大配筋率主要是施工出发，以免钢筋过密使混凝土不易灌筑和捣实。

（2）规定纵筋、箍筋最小直径和箍筋最大间距是为了保证受压钢筋有足够的刚度，使钢筋承受压力时，距离纵向弯曲破坏还有一定的安全储备，因此每一纵筋必须与箍筋绑扎在一起。

同时箍筋能给混凝土以侧向约束作用，提高其极限承载能力，使柱不至发生突然破坏。

（3）配有螺旋钢筋的柱可视为一个组合构件，它的截面由螺旋钢筋约束的核心部分和外围部分（保护层）所组成。核心部分的约束程度与很多因素有关，如螺旋钢筋的体积配筋率、螺旋筋的间距、钢号以及核心部分混凝土的质量等，最主要的是螺旋筋的间距，间距愈大，约束程度愈差。因此限定螺旋筋的间距不应大于核心直径的1/5或80 mm。同时，间距也不能过小，以免影响灌筑混凝土质量，使核心部分与保护层之间可能出现蜂窝，减小柱的整体性。

（4）截面核心部分面积对总截面比例的规定是从经济方面考虑的，螺旋筋面积对纵筋面积比例的规定是不使配有螺旋筋的柱

的承载能力反低于未配螺旋筋的柱的承载能力，但螺旋筋也不宜配置过多，以致混凝土的保护层有剥落的可能。

5.3.5 受拉区段的凹角如有未弯至上面受压区的受拉钢筋，则两钢筋的合力向下，此合力为

$$P_1 = 2f_s A_s \cos\frac{\alpha}{2}$$

必须以箍筋承受之。无论受拉钢筋是否全部伸入上面，箍筋承受之力应不少于全部受拉钢筋合力的35%。这是为了将凹角附近交叉钢筋造成的向下拉力用箍筋传至上层混凝土中，而由近似于拱作用的混凝土压力承受，以避免凹角混凝土脱落。

5.3.6 钢筋在接头处连结后还必需保证其与连接前具有相同的强度，直径愈大，每根钢筋所受的拉力亦愈大，根据等强度的要求，接头的强度必然更需加强。当直径大于25 mm时，用搭接办法已不能保证接头处与非接头处具有相同的强度，故必须焊接。至于搭接长度的规定，一般按等强度的要求由试验而得。

5.3.7 规定板的最小厚度主要是从施工条件出发，使混凝土的施工质量得以保证。根据钢筋混凝土梁的制造经验，直接承受列车荷载的道碴槽板最小厚度，一般采用120 mm比较合适。人行道板属于附属的次要结构，可以预制且易于更换，因此其厚度可适当减小。

规定道碴槽板内钢筋最小直径的目的，是使钢筋骨架具有足够的刚度。其次，如果直径过小，势必加密间距，影响混凝土的灌筑质量。此外对于较小直径的钢筋，其断面由于锈蚀而被削弱的比例也较大。

规定板内钢筋的最大间距主要是因板的计算宽度一般较大，从板内钢筋受力均匀出发，间距不宜过大。

5.3.8 在板的设计计算中，通过计算即使剪应力不大于容许剪应力，也应采用弯起钢筋尽量增大抵抗主拉应力的强度。承受列车荷载的板应按梁来设计。

5.3.10 按一般双向板的荷载分配计算理论，均略去了相邻两个板条之间的约束影响，其所得的结果对中部是合适的。实际上由于边缘板条的挠度比其相邻而靠近中部的板条挠度要小，因此两平行板条之间就产生了扭转弯矩，从而减少了跨中弯矩。这种作用愈靠近边缘就愈显著。一般认为靠近边缘 $a/4$ 宽的带上，弯矩约较中部减少 1/2，因此靠边的钢筋可按中部钢筋的半数设置，并且端部钢筋的间距可适当放宽，但不大于 250 mm。

5.3.11 道碴槽的边墙主要是用于挡碴，一般不作为主梁的一部分来承受荷载，为了保证边墙不被压碎或拉裂，必须在适当距离上设置断缝。

同理，当人行道悬臂板与边墙或道碴槽板筑成整体时，也应设置断缝。

5.3.12 横隔板的主要作用是保证两片主梁的共同作用，对于 T 形等开口截面的梁，并用以提高梁的抗扭刚度；而对于箱形梁可有效地降低横隔板所在处及其附近梁体内的扭曲应力。无论梁在直线或曲线上，一般均有偏载存在。这也要依靠横隔板调剂和传递扭矩和剪力，以改善两片主梁的受力状况。此外，梁的两端和中部的横隔板能使梁的横向成为一整体以承受横向水平荷载（如离心力、风力或列车摇摆力等）。因此，横隔板是使梁成为空间整体结构的重要组成部分，横隔板在面内及面外均应具有足够的刚度，并配置适当的受力钢筋。对于梁高较大腹板较薄的主梁，腹板丧失稳定往往造成主梁的破坏，故除横隔板外，尚需设置必要的加劲肋。

5.3.13 箍筋除用以承受主拉应力外，还应起保持主要受力钢筋的正确位置和联系受拉及受压区的作用。对支撑受压钢筋的箍筋，还需防止所箍钢筋的纵向弯曲，因此比对支撑受拉钢筋的箍筋要求更严一些。

在移动荷载作用下钢筋混凝土梁抗剪强度的试验指出，当箍筋间距大于 $0.75h_0$（h_0 为梁的有效高度）时梁的抗剪强度就有

所降低，因此一般规定箍筋间距不应大于梁高的3/4。

5.3.14 在梁需要配置斜筋的区段，主拉应力由斜筋与箍筋共同承受，为了保证该区段的任一截面在混凝土开裂以后能有钢筋承受主拉应力，以阻止斜裂缝扩展，故应使该区段任一与梁轴垂直的截面至少与一根斜筋相交。

由于不计算受拉区混凝土的作用，因此最大主拉应力即等于剪应力，其方向与梁轴成45°斜角，斜筋应与主拉应力方向一致方能充分发挥作用。一般要求斜筋应与梁轴与45°斜角。由于布置困难，难以保证45°斜角时，可以调整，但大于60°或小于30°时，不能发挥斜筋的作用，因此规定斜角不小于30°，也不大于60°。

5.3.17 带肋钢筋具有凹凸不平的表面，由于钢筋表面与混凝土的机械咬合作用，大大地提高了粘结力，因而改善了梁的裂缝状况，国内外的大量试验和对运营中的梁的裂缝调查，都证实了使用变形钢筋的上述优点。考虑到小跨度梁的裂缝比较小，因此规定等于或大于12 m的梁应采用带肋钢筋。

5.3.18 挡碴墙上仅设泄水管，水会沿桥面下缘流向梁体腹板影响美观及耐久性，因此应设置通长的滴水槽，以防止水流向腹板。

5.3.19 钢筋混凝土空心墩的最小壁厚，除保证结构有足够的强度、刚度及局部稳定等外，还要满足施工的要求，1985年《桥规》根据已施工和就地灌注的钢筋混凝土空心墩的尺寸规定最小壁厚取为0.3 m，本规范沿用这个规定。

5.3.20 对于无铰拱桥，拱脚应有可靠的锚固钢筋以承受拱脚固端弯矩。无铰双曲拱桥，为了承受拱脚的负弯矩和防止拱脚出现裂缝，以保证墩台上的拱座对拱圈的完全嵌固作用，除拱肋纵向钢筋应锚固于拱座一定深度外，本条还规定在拱脚上缘设置足够数量的钢筋，较可靠地锚固于墩台内。

5.3.21 当拱与拱上结构刚性连接时，由于温度变化和活荷载等

作用，立柱内将产生弯矩。立柱的刚度 EI/l 越大，这种弯矩也就越大。我国公路部门的大量实践证明：固端立柱刚度较大时，上下端普遍开裂。为此，当立柱刚度较大时，应在其上下端设铰。这里规定立柱高度小于其顺桥方向宽度的 20 倍时宜设铰，是参照国外一些研究成果制定的。

较高的立柱中部宜设横撑，以减少横向刚架立柱的计算长度，增加桥面系的横向刚性。

5.3.22 钢筋混凝土箱形截面的拱肋如采用分层灌筑法施工，由于灌筑时间不同，上下层混凝土之间便存在着收缩差。组合截面的双曲拱，其拱肋与板波间除因灌筑时间不同引起收缩差外，有时两者采用不同强度等级的混凝土也同样引起收缩差；在构造上，拱肋截面尺寸小，板波大，而在大气中的暴露面，前者相对较大，后者却较小，这样前者对气温的变化远较后者敏感，其间便产生温度差，结果反映在两者伸缩量不同。双曲拱的拱肋与板波间因温度差引起的伸缩差，经调查分析认为，其数值较因混凝土灌筑时间不同引起的收缩差为大。箱形截面拱肋上层混凝土收缩将受到下层混凝土的阻止，于是在上层混凝土中产生拉应力，在下层混凝土中产生压应力。而双曲拱在降温时，拱肋的收缩量比板波大，这便产生与箱形截面拱肋恰恰相反的应力状态，即下层的拱肋产生拉应力，而上层的板波产生压应力。

另外，施工过程中，混凝土灌筑后水化热使内部温度增高，又在气温突降的初始阶段，内部温度还来不及随之下降，这便引起截面内外温度差，以致在结构表面产生较大的法向及径向拉应力。

由于收缩差及温度差的影响，在拱圈（拱肋）两部分的接缝处将产生上述的附加应力。这即是引起沿工作缝开裂的主要原因之一。

5.3.24 墩台、拱桥及涵洞的部分条文已列入《铁路桥涵设计基本规范》中，因此本条规定关于钢筋混凝土墩台、拱桥及涵洞的

构造，尚应符合现行《铁路桥涵设计基本规范》的有关规定。

6.1.3 所谓预应力度，是指施加于预应力混凝土结构上预应力大小的程度，它影响着结构在受外荷作用下受拉边缘混凝土的应力状态。

当预应力度 $\lambda \geqslant 1$，在运营荷载作用下不出现拉应力，对于钢筋混凝土构件，其 $\lambda \approx 0$，从加载开始不久，即在中性轴以下出现拉应力，因假设混凝土不能承受拉应力，故在外荷载作用下，将在截面的中性轴以下出现裂缝。允许出现拉应力但不允许开裂或允许开裂的预应力混凝土构件的预应力度介于 0 与 1 之间。

预应力度的定义目前有如下几种：第一种是采用弯矩比或应力比来表达；第二种是采用预应力钢筋和非预应力钢筋混合配筋的预应力比（或预应力指标）来表达；第三种是采用平衡荷载的比值来表达。本规范采用应力比的方式定义。

对于铁路预应力混凝土梁，由于承受较大的疲劳荷载作用，为保证梁的抗疲劳性能，预应力度不宜小于 0.7。

6.1.5 为使结构能满足安全、正常使用要求，设计预应力桥梁结构时就必须保证其具有一定的强度安全系数。对于要求不允许出现拉应力的构件，尚应具有一定的抗裂安全系数。影响结构安全的因素很多，其中主要有：荷载的变异、材料强度的不稳定、设计计算理论与实际情况不符等。考虑到按 1985 年《桥规》所规定的安全系数进行设计，基本上能保证结构的安全和正常使用，故本规范仍沿用原来规定的安全系数。

对于预应力结构的分类，1985 年《桥规》要求预应力结构在运营荷载作用下不得出现拉应力，1992 年铁道部颁布的《铁路部分预应力混凝土梁设计及验收规定》(TBJ 106—91)(以下简称《规定》)，按 A 类部分预应力（允许出现拉应力但不允许开裂）和 B 类部分预应力（允许开裂）构件分类，本规范取消了部分预应力的提法，将预应力结构按应力情况分类。

对于允许出现拉应力但不允许开裂的预应力结构，为使其在

运营荷载作用下一般不会开裂，原《规定》(TBJ 106—91）根据长沙铁道学院对16 m先张法A类部分预应力混凝土梁进行的模拟试验，并参照中国土木工程学会混凝土及预应力混凝土学会部分预应力混凝土委员会编制的《部分预应力混凝土结构设计建议》(以下简称《设计建议》)，规定其混凝土拉应力应不大于0.7倍的抗拉极限强度，本规范仍沿用这个规定。考虑到在运营线上，有时要通过超载特种列车，因此规定必要时亦应检算裂缝宽度。

6.1.6 原《规定》(TBJ 106—91）中对于配置精轧螺纹钢筋的允许开裂的预应力混凝土构件，当裂缝宽度小于0.1 mm时，可用于严重环境腐蚀条件下的桥梁。考虑到有裂缝情况下，混凝土中性化速度加快，用于严重环境腐蚀条件下，难以保证结构的正常使用寿命。因此，本规范规定，在严重环境腐蚀条件下，不得采用允许开裂的预应力混凝土结构。

6.2.2、6.2.3

(1) 预应力混凝土受弯构件的两种破坏状态

众所周知，钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件区分为受拉和受压两种破坏状态。前苏联大概是从20世纪30年代起进行了较系统的钢筋混凝土受弯构件，包括超筋梁的试验，同时进行了偏心受压构件的试验。根据试验，钢筋混凝土受弯构件有受拉和受压破坏两种情况（对于偏心受压构件，相应为大、小偏心两种情况)。并认为：在其他条件相同时，受弯构件的破坏状态主要取决于配筋率的大小。将分界线情况下的配筋率叫做界限配筋率，用它将梁分成非超筋梁和超筋梁，分别与受拉破坏和受压破坏相对应。

当时的试件是用软钢配筋的普通钢筋混凝土构件。混凝土强度也较低。对于受拉破坏，其过程是，随着荷载的增加，钢筋首先达到流限，变形剧增。中性轴向受压区移动，混凝土压应力增大，最终也达到抗压极限强度而破坏。

但对于用硬钢配筋的受弯构件，即使在规范规定的低配筋范

围内，其破坏时的钢筋应力也并不一定达到其极限强度，一般是在其条件流限 $\sigma_{0.2}$到极限强度之间。关于这一点，欧美一些国家的文献在20世纪40年代就已经指出，并反映在《ACI 318—56》中。后来，前苏联的《$CH_{\text{и}}\Pi 11—B1—62$》和《CH200—62》等规范也已反映。国内外的许多试验资料都证明了这点。例如，中国科学院土建研究所1957年的一批预应力钢筋混凝土梁的破坏试验，实测钢丝应力与条件流限之比为0.92～1.06。

另外，我国铁路系统有关部门进行的计算跨度为23.8 m的串连梁破坏试验中，实测破坏时的钢绞线应力为其极限强度的93.7%。

(2) 界限配筋率和极限配筋率

如上所述，受弯构件区分为受拉和受压两种破坏状态可以用界限配筋率为分界。从经济和安全等方面考虑，通常将受弯构件设计成受拉破坏的构件。为此，各国规范中都规定了极限配筋率，用以限制配筋的数量。对于极限配筋率的数值，我国和前苏联规范就采用界限配筋率；美国规范则采用界限配筋率的75%，以确保构件的延性，防止脆性破坏。

在设计规范中，可以用不同的规定方法来限制发生受压破坏状态。例如，直接规定极限配筋率 μ_j，限制截面受压区高度和有效高度 h_0 之比 x/h_0 或 S_h/S_0（S_h 和 S_0 分别代表截面受压区混凝土面积和有效面积对受拉钢筋重心的面积矩）。

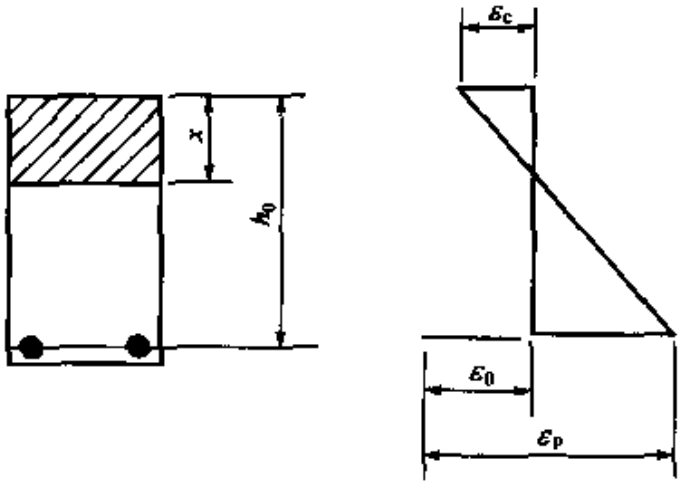
根据多年来的大量试验说明，在钢筋混凝土梁的抗弯计算中，直到破坏阶段，平截面假定被认为是可行的。现从此假定出发求配筋率的界限值。如果受弯构件的配筋率为界限值。则受弯破坏时，钢筋和混凝土中的应力同时都达到所希望的极限值。如说明图6.2.2所示，假定 ε_c、ε_p 分别是相应于极限应力时的混凝土和钢筋的应变，按平面变形假定，应变之间关系如下：

$$\frac{x}{h_0}=\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c+\varepsilon_p-\varepsilon_0} \qquad \text{(说明 6.2.2)}$$

式中 ε_c——混凝土极限压缩应变；

ε_p——受拉区预应力钢筋达到极限应力时的应变；

ε_0——相应于混凝土应力为零，预应力钢筋应力为有效应力 σ_0 时的钢筋应变。



说明图 6.2.2 正截面钢筋和混凝土应变图

根据界限配筋率的定义，用式（说明 6.2.2）所求得的 x/h_0 就是与界限配筋率相当的 x/h_0 的限值。

下面分别说明式（说明 6.2.2）中的诸应变值的确定：

根据国内外钢筋混凝土受弯构件和偏心受压构件以及预应力混凝土受弯构件的试验结果表明，混凝土的极限压缩变形与混凝土强度、加载时间、压力偏心距、配筋率和截面形状等因素有关。试验所得数值分散性较大，约为 0.002～0.007。第六届国际预应力混凝土会议的《混凝土结构设计与施工建议》对受弯构件取 $\varepsilon_c = 0.0035$。《钢筋混凝土结构国际规范建议》也用之。美国的有关规范均采用 0.003。考虑到我国铁路预应力混凝土桥梁所采用的混凝土强度都较高，而且还有进一步提高的趋势，因此取 $\varepsilon_c = 0.003$。

从充分发挥材料能力出发，最好将受弯构件设计成这样：当弯曲破坏时，钢筋和混凝土都同时达到或接近各自的极限强度。

但是，根据变形条件，要使钢筋产生与其极限强度相应的应变(0.03～0.05)，中性轴位置必很高，即 x/h_0 很小。这就表明只有配筋率很低的构件才可出现此情况。显然，此时钢筋的强度虽能充分发挥，但被利用的受压混凝土截面却大为减小，这样将给设计带来一定的困难。因此，在确定界限配筋率的相应限值时，钢筋的极限应力并不采用其极限强度，而取用其条件流限。与 $\sigma_{0.2}$ 相应的 $\varepsilon_p = 0.008\ 4$，ε_0 设为 0.004 左右。

将诸应变值代入式（说明 6.2.2）得：$x/h_0 = 0.405$。考虑到现在实际计算时，系采用等代矩形应力分布，此值尚应加以折减。

根据我国铁路桥梁目前的实际情况，预应力钢筋有高强钢丝和钢绞线，混凝土等级多在 C50 以上，参照上述资料，1985 年《桥规》将界限值由原来的 0.55 降至 0.4，本规范沿用这个规定。考虑到混合配筋的预应力混凝土结构，其 h_0 一般大于 h_p，为保证破坏时，预应力筋应力接近 $0.9f_{pk}$ 本规范规定 $x/h_p \leqslant 0.4$。

(3) 受压区混凝土应力图形的影响

受弯构件破坏时，受压区混凝土的应力图形和配筋率、混凝土强度等因素有关。例如，高等级的混凝土，其受压应力图形趋于三角形；而低等级混凝土则趋于矩形加抛物线的图形。国外有不少人进行过这方面的试验。譬如美国的 E.ognestad 在 20 世纪 50 年代就做了大量的试验研究工作，研究受压区混凝土的应力图形。

在计算抗弯强度时大多假定应力图形为矩形；有的假定为矩形加抛物线或折线形。实际上，对于受弯构件，应力图形对计算抗弯强度的影响不大。以矩形单筋截面为例，如应力图形分别取为矩形和三角形，其抗弯强度的比值为：

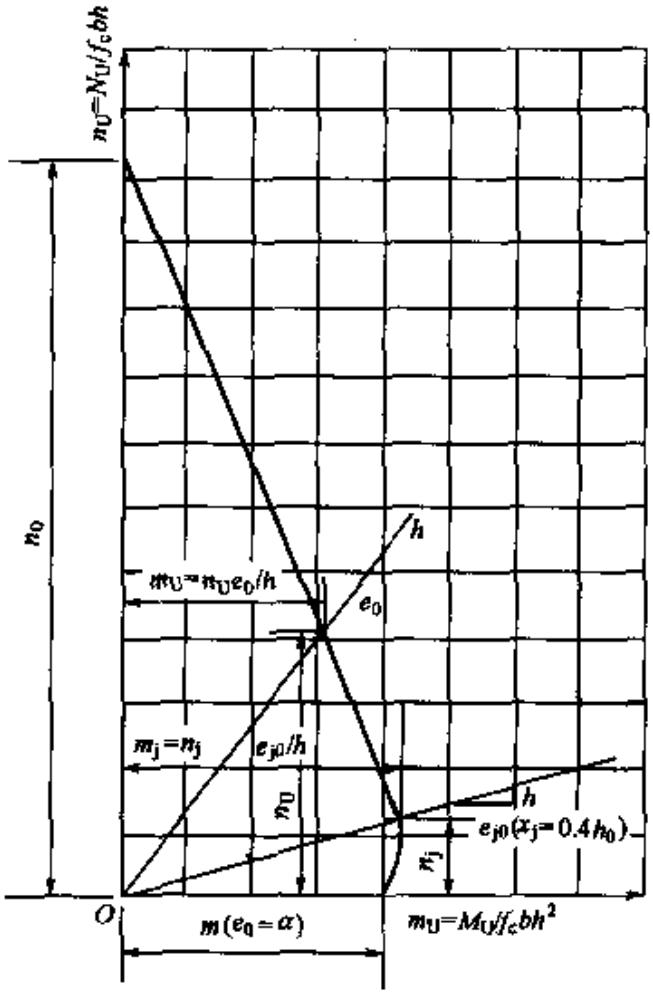
$$\frac{M_{\square}}{M_{\triangle}} \approx \frac{6\sigma_c - 3\mu\sigma_p}{6\sigma_c - 4\mu\sigma_p}$$

对于预应力混凝土受弯构件，设 $\sigma_c = 35$ MPa，$\sigma_p = 1\,500$ MPa

又设 $\mu = 0.005$，则比值为 1.04。即使在界限配筋情况下，比值仅增至 1.10 左右。配筋率愈低，相差愈小。如果和曲线形的应力图形相比较，其差别就更小了。

6.2.5 预应力混凝土偏心受压构件的强度计算方法是参照钢筋混凝土偏压构件的强度计算和预应力混凝土受弯构件的强度计算方法拟定的。

1985 年《桥规》参照国内外有关资料，确定计算时，大、小偏心界限值取 $\zeta = x/h_0 = 0.4$，受压区混凝土强度取轴心抗压极限强度 f_c。对于小偏心受压构件，假定轴向受压至大、小偏心界限之间，其破坏轴向力 N_U 按直线变化（说明图 6.2.5），即



说明图 6.2.5　偏心受压构件承载力曲线示意图

$$(N_0 - N_C):(N_0 - N_j) = M_U:M_j = N_C e_0:N_j e_{j0}$$

所以

$$N_U = \frac{N_0}{1 + \left(\frac{N_0}{N_j} - 1\right)\frac{e_0}{e_{ju}}}$$

本规范仍沿用这个计算公式。

6.2.6 本条说明详见本规范第 5.2.6 条说明。

6.2.8 β 是根据混凝土的套箍“强化”理论（见《土木工程学报》1963 年第 6 期“混凝土及配筋混凝土的局部承压强度”一文）确定的。

其抗裂安全系数 K_{cr} 是比照传力锚固阶段混凝土的容许压应力 $0.7 \sim 0.75 f_c'$ 而定的。若条文中式（6.2.8）不能满足，应考虑修改构件端部锚固区的截面尺寸，或调整锚头的位置，或提高混凝土的强度等级。

6.2.9 本规范条文采用的检算式（6.2.9—1）也是按套箍“强化”理论建立的。设锚下配有间接钢筋的混凝土局部承压强度系混凝土局部承压强度 N_1 与由于螺旋筋的套箍强化作用而提高的混凝土局部承压强度 N_2 之和，即

$$N_U = N_1 + N_2 = \beta f_c A_c + 2.0 \mu_t \beta_{hc} f_s A_c$$

（说明 6.2.9—1）

式中 $N_1 = \beta f_c A_c$（见第 6.2.8 条说明）。

N_2 可由说明图 6.2.9 所示箍筋的极限平衡条件求得。

$$2 a_j f_s = \sigma_r d_c s \qquad \text{（说明 6.2.9—2）}$$

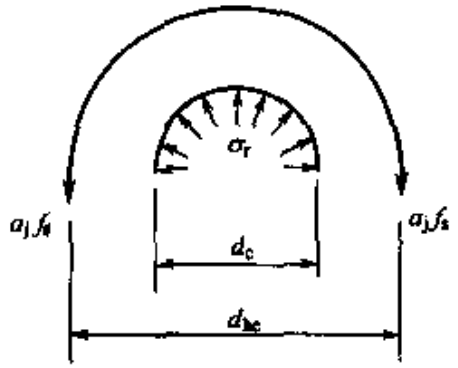
式中 σ_r——径向侧压应力；

d_c——A_c 的直径；

s——螺距。

螺旋筋的体积配筋率：

$$\mu_t = \frac{a_j \pi d_{hc}}{\frac{1}{4}\pi d_{hc}^2 s} = \frac{4 a_j}{d_{hc} s} \qquad \text{（说明 6.2.9—3）}$$



说明图 6.2.9　套箍“强化”作用计算示意图

以式（说明 6.2.9—3）代入式（说明 6.2.9—2）可得螺旋筋应力为 f_s 时的径向侧压应力：

$$\sigma_r = \frac{1}{2}\mu_1 f_s \frac{d_{he}}{d_c} = \frac{1}{2}\mu_1 f_s \beta_{he} \quad （说明 6.2.9—4）$$

根据试验资料，混凝土破坏时径向侧压力对其轴向承压强度的提高约为 $3 \sim 5\sigma_r$。取平均值 $4\sigma_r$，则得

$$N_2 = 4\sigma_r A_c = 2.0\mu_1 \beta_{he} f_s A_c \quad （说明 6.2.9—5）$$

6.3.1　计算构件截面上的应力时，采用净截面或换算截面取决于钢筋和混凝土间的粘结力是否已经建立。在建立了钢筋与混凝土间的粘结力后，认为在荷载作用下构件的钢筋与邻近混凝土具有相同的应变，故在计算截面应力时采用换算截面。在钢筋与混凝土间的粘结力建立以前，在荷载作用下构件的钢筋变形不受邻近混凝土的约束，钢筋如同组合构件中的拉杆一样，应按组合构件计算应力。当钢丝束管道内尚未压注灰浆而构件仅承受自重等部分荷载时，常可略去钢筋内力变化的影响，近似地采用被管道削弱的净截面计算应力。此时，若计算截面考虑非预应力钢筋在内，还应在上述净截面中加上非预应力钢筋的换算截面。

6.3.3　在设计结构物时，通常有两种考虑预应力钢筋应力损失的方法：一种是用近似的办法估算的应力损失值；另一种是采用分项计算然后综合的方法。根据我国铁路桥梁的设计经验，以采用后者为宜。引起预应力钢筋应力损失的因素很多，本条所列 6

项（$\sigma_{L1} \sim \sigma_{L6}$）系设计中需考虑的主要因素。尚有其他一些因素（如钢筋与锚圈口之间的摩擦等）和施工方法、制造工艺等有关。应根据实际情况，分别在设计中或施工过程中加以考虑。

6.3.4

1 由于钢筋与管道壁间的摩擦引起的应力损失。在规范中采用了通用摩擦力计算公式，即 $\sigma_{con}[1 - e^{-(\mu\theta + kx)}]$，其中包括曲线段弯道摩擦影响和管道全长位置偏移影响两部分。因此，式中 x 值应为张拉端至计算截面的管道全长，即包括曲线段和直线段在内的管道全部长度，但在实际设计中，构件高度和长度相比总是很小的，所以为简化计算起见，可取其在纵轴上的投影长度代替管道全长。

μ、k 两个系数的取值主要是根据大桥工程局、丰台桥梁工厂以及前西南铁路建设工地指挥部预应力混凝土梁战斗组的部分实测资料（见说明表 6.3.4—1），并参照国内外有关规范和文献资料制定的。

说明表 6.3.4—1 管道摩擦试验资料

测试单位	梁别	管道形式	测定结果		备注
			μ	k	
预应力梁战斗组	23.8 m 串联梁	灌筑混凝土后抽出橡胶管	0.567（2 束）	0.00261（1 束）	x 按管道全长计
大桥工程局	31.7 m 后张梁	灌筑混凝土后抽出橡胶管	0.42 ~ 0.62（96 束，576 次）	0.00154 ~ 0.0023（96 束，576 次）	x 按直线段计
丰台桥梁工厂	12 m 吊车梁	铁皮套管	0.348（7 束）	0.003288（3 束）	x 按管道全长计

金属波纹管道的摩擦系数 μ、偏差系数 k 是根据大桥工程局科研所有关科研成果列入的，以供使用金属波纹管道在没有自己的试验资料时采用。

关于钢筋与锚圈口之间摩擦引起的应力损失（指锥形锚），原 1985 年《桥规》没有作规定，但在编制标准设计时对弗氏锚

根据以往的试验按 7% σ_{con} 计算。对其他锚具一般按制造锚具的工厂提供的数据考虑，但根据最近几次实测，工厂提供的数字偏小，比如京九线某桥 24 m 后张梁采用 OVM 锚实测锚口摩阻损失为 8.8% σ_{con}，远大于厂方提供的 2.5% σ_{con}，南昆线某桥实测为 13% σ_{con}，所以本规范建议此值应根据试验确定。

另外采用 JM、XM、QM 及 OVM 等夹片式锚、由于锚板孔比管道直径大，钢束与锚板联接处形成一喇叭口，钢筋在此处产生弯折，也产生摩阻损失，JM 锚采用 2% σ_{con}，QM 锚建议采用 3% σ_{con}，京九线某桥实测 2.3% σ_{con}，看来这个数相差不大。本规范建议应根据试验确定。

2　由于锚头变形、钢筋回缩和接缝压缩引起的应力损失。不同的张拉体系产生不同的锚头变形和钢筋回缩量。在设计中不能忽视。条文中表 6.3.4—2 所列钢制锥形锚头的钢筋回缩和锚头变形值系顶塞时和千斤顶大缸回油后两次钢筋内缩（包括因锚头横向变形、钢丝直径不匀及锚头制造误差而引起的钢筋回缩）的总和，该值是根据大桥工程局、丰台桥梁工厂等单位的实测资料确定的。

在考虑锚具回缩时可计入反向摩阻的影响，过去铁科院在北京通惠河桥摩阻损失测定中，可以很明显地看出垫板压实的应力损失。由于反摩阻的存在，仅对梁端部分产生影响，跨中则未产生应力损失，但在计算中也发生了一些问题，如松弛损失为 0 以及简支梁抗裂性能最小值不在跨中等，因此应慎用，故加上“可”字。

近年制定的国标《混凝土结构设计规范》以及《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》均考虑计入反摩阻的影响，日本规范给出了考虑反摩阻的计算原则。建工部门的规范建议的公式，仅适用于圆弧接直线的管道布置情况，《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》则未规定具体的计算方法，铁科院课题组通过研究提出适用于有直线及曲线时的计算公式，即本

规范附录 D 所列公式，在按附录 D 公式计算出的预应力筋应力中包含了由于锚具变形、钢筋回缩等损失在内。锚具变形、钢筋回缩损失的影响范围和程度，与管道长度、弯起位置及弯起角有关。为简化计算，对于对称张拉的小跨度简支梁，跨中截面近似按端部锚具变形、钢筋回缩值的一半进行计算。

3　由于钢筋和张拉台座之间的温度差引起的应力损失。仅当先张法构件用蒸汽或其他方法加热养护时才计算此项损失。其计算公式是假定钢筋与混凝土间无粘结力，钢筋在全长范围内均匀受热，并取钢筋的线膨胀系数 $\alpha = 1 \times 10^{-5}/℃$，弹性模量 $E_p = 2 \times 10^5$ MPa 而导出的。

为了减少温度差引起的应力损失，也可考虑采用两阶段养护制度。第一阶段用低温养护，并以此温度计算应力损失。待混凝土具有“一定强度”（即混凝土与钢筋间的粘结力足以抗衡温差变形时的混凝土强度）后，再用高温养护，而在设计中可不计算此时的温差应力损失。根据原国家建委的资料，“一定强度”可定为 7.5 ~ 10 MPa。

4　由于混凝土弹性压缩引起的应力损失。在后张法结构中，由于各截面的钢筋布置不同，所计算的 $\Delta\sigma_c$ 亦不相同。为简化计，对于简支梁，可以 1/4 跨度处的截面为准求算沿梁长的平均 $\Delta\sigma_c$，对于连续梁等可取若干有代表性截面上应力的平均值。在计算 $\Delta\sigma_c$ 时，应认为 σ_{l1} 和 σ_{l2} 已经发生。

对于先张法结构，若其换算截面已包括预应力钢筋，则计算混凝土有效预应力 σ_{cl} 时，就不再计及 σ_{l4}，但在计算钢筋的有效预应力值 σ_{pl} 时，却应考虑混凝土弹性压缩所引起的应力损失。

5　由于钢筋松弛引起的应力损失。影响钢筋松弛的因素有：钢筋成分及其加工方法、初应力大小及其延续时间、预应力构件的施工工艺等。根据国内外试验资料，当初应力小于钢筋极限强度的 50% 时，松弛量甚小，设计中可忽略不计。

在 1975 年《桥规》制订中，铁科院曾对我国当时各厂生产

的钢丝作了松弛损失的试验，其1000h的松弛损失率达8.6%～13.08%。1973年大桥局南京桥梁厂对18根长为34m、直径5mm的钢丝束作了同样的松弛损失率测定，其1000h松弛率方面性能尚不稳定，故原规定 $\sigma_{l2}=0.05\sigma_y$，当松弛率大于5%时，应采取适当措施，而在实际计算时，钢丝、钢绞线的松弛损失率取8%。

近年来，松弛率已列入国标GB 5223及GB 5224，并开展了严格的质量检验与许可证制度，各钢厂加强了质量控制，松弛性能有所改善。1991年天津预应力钢丝二厂生产的预应力钢丝，当 σ_i/R_y^j 为0.6、0.7、0.8时的平均松弛率，见说明表6.3.4—2。由该表可看出，在 $\sigma_i/R_y^j=0.6\sim0.7$ 范围内，松弛率比以前有一定的改善，特别是 $\sigma_i/R_y^j=0.7$ 的平均松弛率小于8%，符合国标GB 5223对普通松弛的要求。

说明表6.3.4—2　不同初应力下的平均松弛率 R（%）

（1991年10月产品，天津预应力钢丝二厂）

σ_i/R_y^j	1h	10h	120h	1000h
0.6	0.27	0.72	1.46	2.75
0.7	1.60	3.20	5.38	7.79
0.8	4.08	7.27	10.81	14.45

钢绞线松弛率试验的结果在 $\sigma_i/R_y^j=0.6\sim0.7$ 范围内，平均松弛率也小于8%，符合国标GB 5224对普通松弛的要求。

低松弛预应力钢绞线在 $\sigma_i/R_y^j=0.665\sim0.684$ 范围内，1000h的松弛率为1.714%～1.804%，此试验结果说明其松弛率可满足国标GB 5224对低松弛的要求。

本规范的松弛率则采用新国标GB 5223及GB 5224规定的钢丝及钢绞线的松弛率，由此建立的公式与GB 50010取得一致，对低松弛钢绞线，当 $\frac{\sigma_{con}}{f_{pk}}=0.7$ 时，$\zeta=0.025$，当 $\frac{\sigma_{con}}{f_{pk}}=0.8$ 时，

$\zeta = 0.045$，其中间值内插，结果与 GB 5224 一致，个别数如$\frac{\sigma_{con}}{f_{pk}}$ $= 0.6$ 有出入。

但 GB 50010—2002 认为 σ_{con}是初始负载，这对先张梁还可以，因先张梁是先张拉预应力筋后浇注混凝土，但后张梁如用 σ_{con}则过于安全，因初始应力应考虑瞬时损失已完成即 σ_{con}应减去摩阻损失、钢筋回缩损失及混凝土弹性压缩损失，也即采用传力锚固时的预应力钢筋的应力为宜。

对预应力混凝土用螺纹钢筋（原采用冷拉Ⅳ级钢筋），国家建筑钢材质量监督检测中心及原上海铁道大学共进行了两种冷拉Ⅳ级钢筋的试验，一种是 40Si2MnV 冷拉Ⅳ级钢筋，直径为 20 mm，另一种是 45Si2MnV 冷拉Ⅳ级钢筋，直径为 12 mm。试验结果说明当初始应力为 0.9 倍的冷拉应力时，1 000 h 的松弛率仅为 2.25% ~ 3.42%，因此本规范参照国标 GB 50010—2002 规定为：一次张拉时 $\sigma_{l5} = 0.05\sigma_p$，超张拉时 $\sigma_{l5} = 0.035\sigma_p$。

6 关于混凝土收缩、徐变引起的应力损失的计算，根据混凝土收缩、徐变的应力应变关系，按内力平衡及钢筋与混凝土的变形协调条件，可以推导出下列公式（见铁科院西南所“混凝土徐变引起的预应力损失及静不定附加力的计算方法”1984 年）：

$$\sigma_{l6} = \frac{n\varphi_\infty \sigma_c + E_p \cdot \varepsilon_\infty}{1 + (1 + k\varphi) n\mu\rho_A}$$

式中 k——取决于混凝土徐变系数的数值，一般可在 0.5 ~ 1.0 之间取值；

其他符号意义见条文。

1985 年《桥规》根据以往设计资料，对上式分母中各变量取其平均值得：

$$\frac{1}{1 + (1 + k\varphi) n\mu\rho_A} \approx 0.8$$

同时，考虑到应力的变化，参照国外资料，将徐变系数按 0.8 折

减，形成简化计算公式：$\sigma_{L6}=0.8\,(0.8n\varphi_{\infty}\sigma_{c}+E_{p}\varepsilon_{\infty})$

原《规定》(TBJ 106—91）为了考虑混合配筋的影响，采用以下计算公式：

$$\sigma_{L6}=\frac{0.9(n\varphi_{\infty}\sigma_{c}+E_{p}\cdot\varepsilon_{\infty})}{1+15\mu\rho_{A}}$$

本规范综合了上述两个计算公式，并参照以往设计资料，提出建议公式：

$$\sigma_{L6}=\frac{0.8n_{p}\varphi_{\infty}\sigma_{c}+E_{p}\cdot\varepsilon_{\infty}}{1+\left(1+\dfrac{\varphi_{\infty}}{2}\right)\mu_{n}\rho_{A}}$$

公式中 μ_{n}为综合了预应力钢筋、非预应力钢筋混凝土的弹模比和配筋率后的系数。

6.3.6 对不允许开裂的构件（包括不允许出现拉应力和允许出现拉应力但不允许开裂的预应力构件），由于此种预应力结构在重复荷载作用下，弹性性能较好，在计算混凝土，预应力钢筋及非预应力钢筋应力时，一般可不考虑疲劳的影响。对于允许开裂的构件，截面开裂后，由于疲劳的影响，混凝土弹性模量降低，因此计算应力时，钢筋与混凝土弹性模量比取 10，同时计入非预应力钢筋对混凝土收缩徐变约束作用的影响。

6.3.7 关于斜截面主应力的计算方法，1985 年《桥规》和《铁路部分预应力混凝土梁设计及验收规定》(TBJ 106—91）略有不同。1985 年桥规中计算主应力时对计算荷载乘以抗裂安全系数 K_{f}，相应的主拉应力的限值取混凝土抗拉极限强度；《铁路部分预应力混凝土梁设计及验收规定》中计算主应力时，直接采用计算荷载，相应的主拉应力限值取 0.85 倍的混凝土抗拉极限强度。本规范的建议公式中引入系数 K_{fl}，对于不允许出现拉应力的构件，进行抗裂性检算时 K_{fl}取抗裂安全系数 K_{fl}，相应的计算结果与 1985 年《桥规》一致；对于允许出现拉应力和允许开裂的构件，K_{fl}取 1.0，相应计算结果与《铁路部分预应力混凝土梁设计

及验收规定》一致，但对主拉应力的限值作了修改，由 $0.85f_{ct}$ 改为 $0.7f_{ct}$（见条文 6.3.12）。

6.3.8 由于在设计时确实存在问题，一般均各自根据自己的试验资料取值。据 20 世纪 70 年代铁科院时试验成果，对预应力钢筋的应力传递长度 l_c 为 $70d$，d 为钢筋直径。90 年代铁四局、专业设计院的科研成果证明当钢绞线抗拉强度为 1 860 MPa 时仍可采用 $70d$。但由于钢绞线强度不断提高，混凝土强度相对讲提高不多，并参照国标《混凝土结构设计规范》及《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》有关条文相应内容，综合考虑：钢绞线 $d=15\,\text{mm}$，l_c 为 $80d$。

骤然放松的工艺增加了应力传递长度，故不宜采用。

6.3.9 关于分段施工的结构，接缝处混凝土抗裂性较差的问题在国内外有关资料和规范均有反映，但均无系统的统计数据，因此设计中应根据试验确定。当缺乏试验数据时，如何计算抗裂性，1985 年《桥规》的条文说明建议：采用环氧树脂接缝时，抗裂性按 $0.5\gamma f_{ct}$ 计算，同时将抗裂安全系数 K_f 提高到 1.25，或按 f_{ct} 计算，将 f_c 降低到 1.15；采用水泥砂浆接缝时，按 f_{ct} 计算。

6.3.10 1961 年《预应力钢筋混凝土铁路桥梁结构设计暂行规范》规定，受弯构件运营阶段的混凝土压应力不得超过 $0.45R_w$（相当于 $0.56f_c$）。1985 年《桥规》规定略有降低（约 10% 左右），这是根据多年来设计和施工、运营的经验，并参考国外关于预应力混凝土梁在长期荷载和重复荷载作用下的试验研究资料确定的，本规范沿用这项规定。

试验表明，长期荷载的极限值大致与微裂发展中的临界荷载相当（0.7 ~ 0.8）P_u 左右。如低于此值，混凝土即不致因荷载的持续作用而渐趋破坏，因此预应力混凝土铁路梁在一般情况下不受长期荷载控制，而主要受重复荷载控制。

混凝土的疲劳性能一般均随加荷次数 N、应力变化幅度 ρ、

加荷频率 ω 及混凝土抗压极限强度 f_c 而变化。由于目前国内外疲劳性能试验大多局限于轴心受压棱柱体试件，而预应力混凝土梁方面的试验资料为数尚少，仅能表明，预应力混凝土梁在重复荷载作用下处于良好的弹性状态，刚度变化不大，残余挠度则远小于普通钢筋混凝土梁。

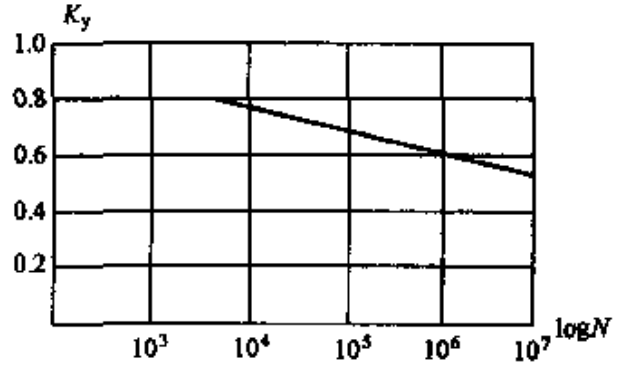
至于疲劳强度的容许值 $[\sigma_h^f]$，目前只能参照棱柱体轴心受压的疲劳试验资料，考虑有关因素求得：

$$[\sigma_h^f] = \frac{K_y f_c}{K} \qquad \text{（说明 6.3.10）}$$

式中 K——考虑混凝土的匀质性及其强度随时间增长等因素影响的安全系数，取 1.2；

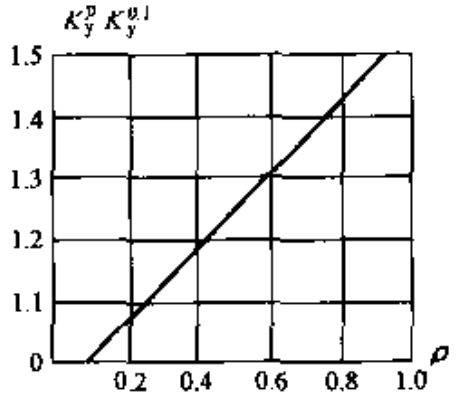
K_y——混凝土疲劳折减系数（指轴心受压疲劳极限强度与静力极限强度之比）。

K_y 值与 N、ρ、ω 及 f_c 等因素有关（说明图 6.3.10—1、说明图 6.3.10—2）。根据国内外大量试验资料统计求得：当 $N = 2 \times 10^6$，$\rho = 0.15$，$f_c = 21 \sim 42$ MPa 时，$K_y = 0.57 \sim 0.65$，实际采用平均值 $K_y = 1/2\,(0.57 + 0.65) = 0.61$，求得 $[\sigma_h^f] = 0.50 f_c$。



说明图 6.3.10—1 疲劳折减系数和荷载重复次数关系图

按照冶金工业部建筑科学研究院的试验，卵石混凝土的疲劳强度一般比碎石混凝土约低 10%，考虑到铁路预应力混凝土梁主要采用碎石或碎卵石灌筑混凝土，所以本规范的规定值系针对



说明图 6.3.10—2　疲劳折减系数和应力变化幅度关系图

碎石混凝土的疲劳强度制定的。

6.3.12　原《铁路部分预应力混凝土梁设计与验收规定》(TBJ 106—91）中规定运营荷载作用下，混凝土主拉应力不应小于 $0.85f_{ct}$，该取值是按 $f_{ct}/1.2=0.83f_{ct}$取整后确定的。系数是按抗裂安全系数 K_f 确定的，但反映在安全度上，则与将 K_f 乘以荷载后的计算结果不同。根据以往设计经验，如果将荷载项乘以 K_f 所得主拉应力等于 f_{ct}时，相应运营荷载下（即不计 K_f）计算得的主拉应力约为 $0.65f_{ct}\sim 0.7f_{ct}$。据此，本规范将主拉应力限值由 $0.85f_{ct}$降低为 $0.7f_{ct}$。

6.3.13、6.3.14

1985 年《桥规》中对运营荷载作用预应力钢筋的最大应力作了规定，原《铁路部分预应力混凝土梁设计与验收规定》(TBJ 106—91）中未限制预应力筋的最大应力，仅限制其应力变化幅，根据对有关预应力的疲劳性能试验资料的分析表明，仅限制最大应力或仅限制应力变化幅都不能保证预应力筋不发生疲劳破坏，因此需在限制最大应力同时也限制其应力变化幅。为此，1998 年铁科院和专业设计院进行了 $f_{pk}=1\,860$ MPa 钢绞线的疲劳性能试验研究。根据历年来中小跨度预应力混凝土梁标准设计的统计资料，疲劳应力下限在 $0.5f_{pk}\sim 0.51f_{pk}$之间，本次试验疲劳应力下限定为 $\sigma_{min}=950$ MPa（$0.510\,7f_{pk}$），根据试验结果，并取

97.7%保证率后得到 $S—N$ 曲线表达式：

$$\lg N = 13.84 - 3.5\lg\Delta\sigma$$

当 $N = 2 \times 10^6$ 时，$\Delta\sigma = 143$ MPa，相应的最大应力 $\sigma_{max} = 1093\ \text{MPa} = 0.588 f_{pk}$。

根据上述试验结果和以往资料，本规范规定在运营荷载作用下，预应力钢筋（钢丝、钢绞线）最大应力 $\sigma_p \leqslant 0.6 f_{pk}$，钢绞线应力变化幅容许值取 140 MPa，带肋钢筋和钢丝应力变化幅容许值仍按原规定取值。JL800 及 JL930 未做疲劳应力试验，偏安全地采用精轧螺纹钢筋的疲劳应力幅 80 MPa。

根据国外研究结果，在开裂截面上，由于存在管道与钢丝、钢绞线之间的擦伤疲劳损伤，疲劳强度会降低。鉴于国内尚无开裂截面的预应力筋疲劳试验资料，无法定量给出折减系数，因此本规范仅定性提出对于开裂截面，钢丝、钢绞线的应力幅容许值应适当折减，以引起设计人员注意，设计中可根据具体情况参照有关资料确定。

6.3.15 本条规定的目的是保证梁体腹板有足够的厚度，以防止斜截面因混凝土受压力过大而产生斜裂缝。1999 年《桥规》采用 $\tau_h = \tau - \tau_y \leqslant 1.06\sqrt{f_{ct}^{\beta}}$ 表示，但允许值采用混凝土抗拉强度，易使人感到是受拉破坏，所以国内外规范都用抗压强度来表示，故本规范改为 $\tau_h = \tau - \tau_y \leqslant 0.17 f_c$，其数值与 $1.06\sqrt{f_{ct}^{\beta}}$ 接近。

6.3.18 有关试验表明，为了保证开裂截面闭合，需施加不小于 1.0 MPa 的压应力。因此，本规范规定，对允许开裂的构件，在恒载作用下，正截面混凝土受拉区压应力不应小于 1.0 MPa，以保证在长期荷载作用下，裂缝处于闭合状态。

关于允许开裂的构件的裂缝宽度的限值，分析如下：

我国建设部钢筋混凝土结构设计规范耐久性专题组对国内典型地区的工程调查，长期暴露试验研究与快速试验的结果得出的结论同欧洲—国际混凝土委员会编制的《开裂和变形 CEB 手册》

中所规定的裂缝宽度限值基本上是一致的。国内典型地区的工程调查，长期暴露试验与快速试验的结果表明，在建筑工程中带裂缝的钢筋混凝土构件，在裂缝处钢筋的锈蚀情况根据环境条件的不同，构件可归纳为三种不同的类型。

(1) 第一类环境条件下构件中的钢筋锈蚀情况

第一类是环境条件属于轻度级，即处于一般大气（不含侵蚀性气体）条件下的室内（室内无直接或间接水源）带裂缝的钢筋混凝土构件，其裂缝宽度甚至大至几个毫米，钢筋上面基本上仍不出现锈蚀。桥梁修建在室外，且大都处于有水的地方，湿度较大，不宜按轻度环境考虑。

(2) 第二类环境条件下构件中钢筋锈蚀情况

第二类是环境条件属于中等级，即处于一般大气条件下室外的钢筋混凝土构件（包括室外钢筋混凝土的建筑物和构筑物）、室内有水源的钢筋混凝土构件（包括有直接水源或间接水源，间接水源是指由其他地方通向室内的蒸气等）以及湿度较大，通风不良，使构件裂缝处钢筋可能产生结露的室内钢筋混凝土构件。裂缝处的钢筋上都存在不同程度的锈蚀。

对长期处于室外一般大气条件下，在贵州、济南、武汉、兰州等地存放了 1～3 年的钢筋混凝土试件的破型结果表明：

①裂缝宽度与钢筋锈蚀之间近似成直线关系

裂缝宽度愈大，裂缝处钢筋锈蚀长度和面积也相应较大，锈坑深度也较深，近似成直线关系。在一般情况下只要裂缝深度达到钢筋，则不论裂缝宽度大小，钢筋就要锈蚀。

②环境对钢筋锈蚀程度有比较明显的影响

兰州比较干燥（年平均相对湿度 60% 左右），裂缝处的钢筋上仅发现黄锈，只能测出锈蚀长度，测不出锈蚀深度。济南湿度中等（年平均相对湿度 70% 左右），裂缝处的钢筋上可测出锈蚀深度，当裂缝宽度为 0.2mm 时，2 年的锈蚀深度 $\tau = 0.04$ mm，年平均锈蚀深度为 0.02 mm。贵州比较潮湿（年平均相对湿度 80%

左右），当裂缝宽度为0.2mm时，2年的锈蚀深度为0.08mm，年平均锈蚀深度为0.04mm。

③锈蚀程度与钢材品种有关

在相同钢筋部位的混凝土表面，相同裂缝宽度情况下（由于钢丝的保护层较薄，实际上钢丝表面的裂缝宽度大于钢筋表面的裂缝宽度）。冷拔低碳钢丝比粗钢筋的锈蚀深度要大一倍左右。

螺纹钢筋较圆钢筋锈蚀较为严重。这是因为在构件受力时，螺纹钢筋凸出的肋部产生局部应力集中，肋部混凝土由于受到局部剪力而遭致局部剥离，因而当外界水分浸入时，这些地方易储水，致使钢筋产生锈蚀。

冷拉粗钢筋的锈蚀面积与锈蚀深度均较未冷拉的为严重。故本规范不推荐采用冷拉粗钢筋。

国外大多数研究者认为，裂缝宽度不超过0.2mm时，不会产生严重锈蚀。对于钢筋锈蚀的发展问题，得出了如下两点结论：①裂缝处钢筋上的锈蚀速度随时间的增长而减慢；②钢筋的年平均锈蚀深度随裂缝宽度、钢筋直径和环境条件而异约为0.01～0.02mm/年。

（3）第三类环境条件下构件中钢筋锈蚀情况

第三类是环境条件属于严重级，即处于沿海大气条件的室内或室外钢筋混凝土构件。所谓“沿海”部位，主要指位于沿海岸边陆上处于海洋大气中的钢筋混凝土建筑物或构筑物。裂缝处钢筋上的锈蚀情况在沿海大气条件下较一般大气环境为严重。因为海水中含有氯化钠，实际上它是一种溶质主要为氯离子与钠离子的稀电解质溶液。

直接建造在海边的建筑物，由于海水冲击或盐的影响，且受太阳暴晒及干湿循环，促使钢筋锈蚀，并使混凝土胀裂而产生顺筋（纵向）裂缝。而离海较远的建筑物，其室内带裂缝的钢筋混凝土构件上裂缝处钢筋则并未生锈。

钢筋的锈蚀情况主要取决于海洋大气中的氯离子含量及建筑

物与海的距离，一般来说要比大气条件下钢筋的锈蚀情况较为严重，因而裂缝的宽度限值应较严。

根据上述情况，并结合铁路桥梁特点，本条给出了上述第二类环境条件下的裂缝宽度容许值，对于第三类环境条件，则不应采用允许开裂的预应力混凝土构件（见第 6.1.6 条）。本条规定较原《铁路部分预应力混凝土梁设计及验收规定》(TBJ 106—91) 更为严格。

裂缝宽度的计算方法，本规范仍沿用原《铁路部分预应力混凝土梁设计及验收规定》(TBJ 106—91）的规定，根据国内外裂缝计算理论和实验研究的新成果，对影响裂缝宽度的主要参数进行了分析研究，提出了以保护层厚度 C_s，配筋影响区的含钢率 μ_s，钢筋的粘结特性（外形与直径）系数 υ 和钢筋应力 σ_s 为主要参数的平均裂缝宽度计算公式，并根据要求的保证率与裂缝宽度变异系数 C_v 确定“特征裂缝宽度”。

6.3.19 计算变形时，截面刚度的计算方法基本上延用 1985 年《桥规》和《铁路部分预应力混凝土梁设计及验收规定》(TBJ 106—91）中的计算公式。《铁路部分预应力混凝土梁设计及验收规定》的计算公式中有一个刚度折减系数 0.85，该系数与预应力度 λ 无关，这样导致当 λ 接近 1 时，其刚度计算结果与原桥规公式的计算结果不衔接，为此本规范将折减系数规定为 $(1+\lambda)/2(\lambda \leqslant 1)$。

6.4.4 传力锚固及存梁阶段混凝土正应力的容许值仍沿用 1999 年《桥规》的规定，其依据是：

（1）关于混凝土容许压应力问题

从国内外的试验资料（见说明表 6.4.4）可以看出，在微裂纹的形成和发展过程中，存在着两个明显的界限，从而标志出微裂纹发展过程中的不同阶段。第一界限可以称为微裂纹开始发展的界限（或称为微损下限 R_1^0），它标志着混凝土由弹性变形阶段发展到第二类塑性变形阶段，开始出现非线性徐变，混凝土内部

微裂纹开始发展；第二界限可称之为微裂临界荷载（或称微裂名义上限 R_T^v），它标志着内部微裂纹已贯串成连续性裂纹，并发展到混凝土表面。荷载超过 R_T^v 值，体积即由压缩转变为扩张，裂纹急剧发展直至破坏。各国测试结果虽有出入，但这两个界限值还是接近的。第一个界限一般在 $(0.3\sim0.5)f_c$ 之间，第二个界限则在 $(0.7\sim0.8)f_c$ 以上。必须指出，这些试验都局限于素混凝土试件在短期荷载作用下的微裂形成过程，与预应力混凝土梁的实际情况相差很远。很多因素（如配筋、管道布置、养护条件及荷载特性等）都对 R_T^o 和 R_T^v 值产生显著影响，因此说明表6.4.4所列数据仅能供一般性参考，尚不能作为直接制定容许值的依据。但是，这两个界限值的存在是符合混凝土机理的客观实际的。为了防止出现贯穿于表面的裂纹，以免侵蚀梁的钢丝束起见，传力锚固时预压应力应低于裂纹临界值一定数值。欧美各国所取值一般在 $(0.5\sim0.55)f_c$ 范围内（亦即 R_T^o 附近），而我国1961年桥规规定值则接近甚至超过临界值（R_T^v），显然过高。所以适当降低预压应力，对保证梁体纵向抗裂性能和运营质量是必

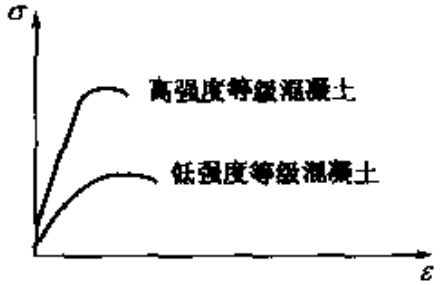
说明表 6.4.4

作　　者	微裂纹开始发展的界限（或微损下限 R_T^o）	微裂临界荷载（或微裂名义上限 R_T^v）
建筑科学研究院	$0.5P_u$	$(0.7\sim0.8)P_u$
Brandtzaeg		$(0.75\sim0.85)P_u$
Jones	$(0.25\sim0.30)P_u$	
Hognestad		$(0.71\sim0.96)P_u$
Rusch	$0.5P_u$	$0.75P_u$
Sturman，Winter 等	$0.3P_u$	$(0.7\sim0.9)P_u$
Krishnaswamy	$0.35P_u$	$(0.7\sim0.8)P_u$
ОЯЕерг	$(0.45\sim0.5)P_u$	$(0.7\sim0.85)P_u$

注：P_u 为试件极限荷载值。

要的。但降低过多，则目前尚缺乏充分的生产实践和科学试验根据，同时还可能导致材料的浪费、梁重的增加，甚至还牵连到现有运输装吊设备能力的问题。因此，将预压应力容许值适当降低到 $0.7f'_c$（强度等级小于 C50 的混凝土）或 $0.75f'_c$（强度等级大于或等于 C50 的混凝土），同时采取其他构造上和工艺上的措施以改善梁体的抗裂性，应当说还是比较适宜的。

对高强度等级混凝土和低强度等级混凝土取不同数值，主要是因为前者比后者微裂发展的界限较高，如说明图 6.4.4 所示。



说明图 6.4.4　混凝土的受压应力应变图

(2) 关于混凝土容许拉应力问题

根据工厂的长期实践经验，预应力混凝土梁上翼缘挡碴墙均较普遍地存在着竖向裂纹，其严重程度随构造形式、制造工艺和应力状态而不同。目前工厂大都采用二次张拉工艺。第二次张拉往往在存梁台上进行。存梁支点与理论支点间的距离以及存梁时间（数天至数月不等）各厂很不一致，有时超出规定，以至实际拉应力超过 f'_{ct}。特别是泄水槽处，应力集中，裂纹更多。产生这些裂纹的原因，除构造处理和施工措施不当外，主要还是在于混凝土的非匀质性反映在抗拉强度上较抗压强度为显著。桥面混凝土的振捣质量一般又比梁体差，匀质性也相应降低，所以桥面某些薄弱部分的混凝土实际抗拉强度很可能低于规定值。此外，混凝土的收缩影响也很大，其应变可以达到 $(10 \sim 30) \times 10^{-5}$，而极限拉伸应变仅 $(10 \sim 15) \times 10^{-5}$，所以混凝土的抗拉变形能力有可能部分地或全部地为收缩变形所取消。因此，为了改善上

翼缘的抗裂性能，除在构造上和工艺上采取必要措施外，1985年《桥规》还将传力锚固阶段的混凝土容许拉应力值适当降低到$0.7f'_{ct}$。

6.4.5 由于临时超张拉时间非常短暂，故混凝土容许压应力可适当提高到$0.8f'_c$。

6.4.6 预加应力时，构件如同混凝土（或钢筋混凝土）那样承受轴向预压力并同时承受自重等荷载。由于此时混凝土的强度可能低于其设计强度，若再考虑材料强度的不均匀性（第6.4.4条所列传力锚固时混凝土的容许压应力值并未计入这一影响），以及施工荷载的变动等不利因素，构件也有可能在预加应力阶段发生破坏和失稳等情况（在工程实践中也曾发生过这样的事故）。因此，除了从抗裂性的要求出发，检算混凝土的压应力（纵裂）及拉应力外，还应保证构件在预加应力过程中也具有一定的强度安全系数。对于采用悬臂法建造的桥梁，更应注意其在施工阶段的应力和变形状态，以保证构件在各种不利的情况下都具有足够的强度安全系数。

6.4.7 N_p是被看作外力的预应力钢筋所产生的轴向预压力。对于临近破坏时受拉区钢筋中的预压力，若其邻近混凝土的预压应力业已用尽，并且已经开裂，则不但不看作起破坏作用的荷载，而且还可以考虑这部分钢筋和混凝土（或钢筋混凝土）构件共同承受预压力N_p等载荷的作用。但对后张法构件，其同时张拉的全部钢筋或分批张拉的最末一批钢筋所产生的预压力，即使位于大偏心受压破坏时的受拉边，也应计在预压力N_p之内。因为这时构件受拉边的变形并不引起这些钢筋中应力的变化，仅使张拉设备出现附加的行程，它们完全如同外加荷载一样。

计算预压力N_p时，钢筋中的预应力值除应扣掉在张拉过程中发生的预应力损失外，还应考虑临近破坏时由于构件受压区混凝土的变形而引起的钢筋中预应力的减少σ_{p6}，$\sigma_{p6}\approx f'_p$。

对于后张法构件，同时张拉的全部钢筋或分批张拉的最后一

批钢筋，构件变形并不降低这些预应力钢筋的张拉控制应力，故不必计入 σ_L 和 σ_{ps}。对于分批张拉时先张拉的钢筋，则应考虑构件由于后张拉钢筋的压缩以及临近破坏时受压区混凝土的变形而使先张拉钢筋的预应力值减少的影响。因为变形情况比较复杂，且难于准确计算，故采用近似值：

$$f'_p \times \frac{A_p - A_{pm}}{A_p}$$

临近破坏时沿构件长度的变形并不均匀，平均应变可能较小，故限制其值不得大于 300 MPa。若构件截面沿长度方向有变化，还应乘以系数 A_1/A_2，A_1 为较小截面的面积，A_2 为较大截面的面积。

6.4.8

（1）构件在预压力作用下按混凝土构件还是按钢筋混凝土构件检算应以第五章（钢筋混凝土结构）中有关钢筋混凝土构件最小配筋率的规定为准。

（2）1961 年《预应力钢筋混凝土铁路桥梁结构设计暂行规范》规定，安装荷载时的 $K=2$，如预加应力阶段亦按 $K=2$ 计算，则可得出

$$N_p \leqslant 0.5\varphi f'_c A$$

但 1961 年《预应力钢筋混凝土铁路桥梁结构设计暂行规范》又规定，传力锚固时混凝土的容许应力为 $0.7f'_c$，而在构件上临时超张拉时则可提高到 $0.75f'_c$。因此较之上述强度检算时的容许值大 40% ~ 50%。显然，二者很不协调。可见，在检算预加应力阶段构件强度及稳定时究竟采用多大安全系数，1961 年《预应力钢筋混凝土铁路桥梁结构设计暂行规范》是很不明确的。

有些国外规范按极限状态计算时对预压力 N_p 取超载系数 1.1，材料的计算强度也相应地提高 10%。对于轴心受压混凝土构件，就相当于要求按破坏阶段计算的强度安全系数不小于 1.54。

对于钢筋混凝土构件，由于混凝土与钢筋的匀质系数不同，根据极限状态法计算的结果推算相应破坏阶段计算的安全系数值，是随配筋率的大小而变动的，配筋率愈大相应的安全系数值愈小。这就表明，钢筋混凝土构件在预加应力阶段强度安全系数肯定小于1.54。

根据以上情况，本规范明确规定，预加应力阶段构件的强度安全系数不得小于1.6。

(3) 关于预应力混凝土构件在预加应力阶段失稳的问题，许多试验和理论研究都证明，对于先张法构件，布置在混凝土中的预应力钢筋沿全长均能起着侧向支承的作用。因此，就不存在失稳的问题，在任何情况下 φ 值均取为1。

对于后张法构件，由于构件变形将使预应力钢筋与其管壁间的接触点增加，所以其失稳的可能性也不大。本规范为偏于安全计仍沿用1961年《预应力钢筋混凝土铁路桥梁结构设计暂行规定》的规定，没有考虑构件变形可能使接触点增加的有利影响。构件的纵向弯曲系数 φ 则参照第5章的有关规定办理。

6.4.9 在预加应力阶段，构件基本上都是承受偏心压力或者偏心压力与横向弯矩的共同作用。

偏压构件的强度计算根据其破坏形态的不同，分为受拉破坏和受压破坏，应采用不同的计算公式。受拉破坏（大偏心受压）计算公式的建立是假定破坏时受拉钢筋的应力达到其计算强度，受压区混凝土的应力也能达到其抗压极限强度，并近似取混凝土压应力的计算图形为矩形。在预加压力作用下，构件基本上是看作钢筋混凝土的或混凝土的。故近似地取 $x \leqslant 0.55h$ 作为构件截面属于受拉破坏的限界，也就是大、小偏心的分界点。如果预加应力受拉区是以钢筋 A_p' 的抗拉力为主的话，则界限宜减到 $x \leqslant 0.4h$。

当截面属于受拉破坏时，预应力钢筋 A_p' 产生抗拉力 $f_p A_p'$，但当截面属于受压破坏时，预应力钢筋 A_p' 中的预压力则被视为

作用于构件上的荷载$K(\sigma_{con}-\sigma_L)A_p'$。从极端的情况来看，按第6.4.3条的规定$\sigma_{con}-\sigma_L$的最大值是$0.65f_{pk}$。安全系数$K=1.6$，则荷载与抗拉力之差最大为：

$$1.6\times0.65f_{pk}A_p'-0.9f_{pk}A_p'=0.14f_{pk}A_p'$$

可见钢筋A_p'若由起抵抗外作用转变为外荷载作用时，二者在数值上仅相差15%。根据试算比较，当A_p'等于A_p时，此项15%差值对总的构件截面的安全系数影响不过7%左右，而实际上A_p'总是小于A_p甚多，上述影响肯定还会更小。因此在大、小偏心界限附近钢筋A_p'置于本条条文中式（6.4.9—1）或式（6.4.9—2）的右边或左边并不影响计算的最后结果。

关于小偏心受压（受压破坏）构件的计算，详见第6.2.5条的说明。

6.4.10 计算在弯矩作用平面内的挠度对轴向力偏心距增大的影响时，其所以要对布置在管道内的预应力钢筋的附加偏心距加以限制，是因为当构件挠曲变形使管道与钢筋接触时，预应力钢筋本身即能起侧向支承作用的缘故。

对于先张法构件，由于钢筋与混凝土之间有粘结力，预应力钢筋能起侧向支承的作用，故挠度对轴向力偏心距增大的影响可不予考虑。

6.4.12 由于运送及安装阶段是短期间的特殊情况，所以在检算预应力混凝土构件的抗裂性及强度时，容许安全系数可分别降低到1.1和1.8。构件自重计算中的冲击系数则系根据以往设计经验，分别采用1.5（运送时）和1.2（安装时）。

6.4.13 在运送及安装阶段，由于支点或吊点位置的不同，应检算其预拉区的拉应力（例如简支梁的上翼缘）和预压区的压应力（例如简支梁的下翼缘）。

但因上述两阶段时间较短，故容许限值可适当放宽，本规范分别规定为$0.8f_{ct}$和$0.8f_c$。

6.4.14 当架桥机吊梁通过已安装就位的预应力混凝土梁时，由

于轴重往往超过设计运营荷载，所以应对被通过的预应力混凝土梁进行强度、抗裂性及混凝土应力的检算。考虑到这种受载情况的特殊性和临时性，故各类安全系数可适当放宽。对不允许出现拉应力的梁，强度安全系数 $K \geqslant 1.8$，抗裂安全系数容许降低到 1.1。上翼缘（对简支梁而言）最大压应力容许提高到 $0.8f_c$，见 6.4.13 条规定。

如使用双悬臂架桥机（例如 65 t-53 型，80 t-55 型及 130 t-58 型、59 型悬臂式架桥机）架梁时，因其轴重超过一般架桥机，特别是采用拨道法架设前方的梁时，其轴重更大。根据过去的设计经验，当 $K_f \geqslant 1.05$ 时，梁的设计有时尚且受其控制，同时几十年的实践经验表明，采用 $K_f \geqslant 1.05$ 尚可通过，加之考虑到此种架桥机已有逐步为其他形式架桥机所代替的趋势，所以在这种情况下仍容许将降低到 1.05。

对允许出现拉应力但不允许开裂的预应力混凝土梁，当用架桥机吊梁通过其上时，在梁受拉区产生的最大拉应力小于或等于 f_{ct}。因此类梁是按运营荷载产生的最大拉应力不超过 $0.7f_{ct}$进行设计的，而架桥机吊梁通过时的轴重较大，虽然此时不计冲击力，其产生的最大拉应力也可能超过 $0.7f_{ct}$而成为控制条件。但这种情况只在架梁安装阶段发生，次数不多，没有疲劳问题，故将其容许最大拉应力从 $0.7f_{ct}$适当放宽到 $1.0f_{ct}$，此时未考虑受拉区混凝土塑性系数的增大作用，故仍有 $\gamma = 1.3$（对工字形梁）的安全储备。对允许开裂构件可不检算混凝土拉应力。因其本身已允许开裂，但应检算裂缝宽度（见第 6.1.5 条规定）。

值得提出的是斜截面混凝土主拉应力，对于预应力度 $\lambda < 1$ 的预应力混凝土梁，斜截面不宜出现裂缝，因一旦出现裂缝，其宽度就比较大且不能闭合，故应对斜截面的混凝土主拉应力进行检算。

梁斜截面主拉应力的容许值可适当放宽，当用架梁架桥机时，容许主拉应力由 $0.7f_{ct}$提高至 $0.85f_{ct}$。这些规定都比原《铁

路部分预应力混凝土梁设计及验收规定》(TBJ 106—91）更为严格，其原因见第 6.3.12 条的说明。

6.5.1 本规范之所以规定“只适用于采用分散布置的由钢丝或钢绞线组成的钢丝束以及精轧螺纹钢筋作为预应力钢筋的桥梁结构”，是因为目前铁路部门在用连续配筋法形成的集中强大的钢丝束方面或用扁钢筋组成的钢筋束暂时还缺乏实践和试验资料，若需用上述集中强大的钢丝束等配筋时，则可通过试验并参照有关资料办理。

6.5.2、6.5.3 混凝土结构耐久性设计原则，重要一条是“增加钢筋的混凝土保护层厚度”。

保护层厚度决定的原则：

（1）根据使用年限及环境作用等级确定混凝土保护层的最小厚度；

（2）考虑施工负允差；

（3）保护钢筋耐火要求；

（4）与混凝土骨料最大粒径相匹配；

（5）对预应力混凝土结构与有无护套以及护套或孔道直径有关。

1999 年《桥规》满足“与混凝土骨料最大粒径相匹配”的要求，但没有使用年限及环境作用等级的要求，也没有考虑施工负允差。

故本规范参考《新建时速 200 公里客货共线铁路设计暂行规定》适当增加了保护层厚度。

6.5.2 第 1 款 1 钢丝束及预应力混凝土用螺纹钢筋布置在梁体内，其管道间净距，当管道直径等于或小于 55 mm 时，不应小于 40 mm，当管道直径大于 55 mm 时，不应小于管道外径，删除了后面“或 65 mm”几个字。

6.5.3 修改为：“预应力钢筋或管道表面与结构表面之间的保护层厚度，在结构的顶面和侧面均不小于 1 倍管道直径，并不小于

50 mm（注：原只有 45 mm 一项）；在结构底面不应小于 60 mm"。

先张梁由于端头不设锚具，完全靠钢绞线与混凝土的粘结力自锚，且铁路桥梁因截面布置关系，梁端预应力钢绞线很多很密，在 20 世纪 80 年代初期及以前，曾不同程度地发生端部横向裂缝，经反复研究，认为在梁端增加 3 层钢筋网（或更多些）后裂缝就可以避免，这种经验在 1999 年《桥规》及以前的桥规里都没有明确，在本规范里加以明确。

6.5.4 关于先张法结构进行强度检算时，预应力钢筋锚固长度的取值，1985 年《桥规》中未予规定，以往设计中近似按 100d 计算，该值是针对强度级别为 1 570 MPa 的钢绞线确定，当采用强度级别为 1 860 MPa 的钢绞线时，根据国标（GB 50010—2002）的锚固长度须增大至 130d。

6.5.6 梁端锚下设置的钢垫板厚度，同锚头形式、张拉吨位以及板的尺寸大小等有关。1961 年《预应力钢筋混凝土铁路桥梁设计暂行规范》规定钢垫板厚度不小于 12 mm，但多年来铁路桥梁不论锚头形式、张拉吨位及板的尺寸大小如何，一般均采用厚度不小于 16 mm 的钢垫板。个别桥梁厂曾因料源问题采用过 12 mm的钢垫板，除发现钢垫板产生局部变形外，锚下裂纹也有所增长，故本规范规定，在锚下应设置厚度不小于 16 mm 的钢垫板。

6.5.7 对于预应力钢筋的曲线半径原规定不太明确，这次与公路桥规规定一致。

1 钢丝束、钢绞线束的钢丝等于或小于 5 mm 时，不宜小于 4 m，仍等于、大于 800 倍直径。钢丝直径大于 5 mm 时，不宜小于 6 m，原 ϕ6 的 $6 \times 800 = 4.8$ m，ϕ7 的 $7 \times 800 = 5.6$ m，取略大于 800 倍直径。

2 精轧螺纹钢筋的曲线半径原没有规定，现与公路桥规规定统一。规定直径等于或小于 25 mm 时，不宜小于 12 m，直径大于 25 mm 时，不宜小于 15 m。

6.5.12 关于箍筋的直径问题，若以直径小于 8 mm 的非预应力钢筋作为箍筋，则因其刚度较差，必然会给梁体（特别是较高的梁）施工带来很多困难，如形成不了钢筋骨架，在混凝土灌注和振捣时钢筋易变形。另外有些工厂为了加快施工速度，一般在台座外绑扎钢筋骨架，然后整体吊到制梁台座上去，骨架太软就无法吊装。因此本规范规定非预应力箍筋的直径不得小于 8 mm。

在梁端 500 mm 范围翼缘内，由于锚下应力大且复杂，易形成裂纹，故对翼缘内的封闭式或螺旋形箍筋要求也比较严，原桥规规定其间距为 60 ~ 80 mm。由于梁端腹板较厚，翼缘较宽箍筋肢数比跨中增多，在梁底形成钢筋密排，加之此处有支座螺栓，支座钢筋网，锚下钢板后面还有螺旋筋和钢筋网，各种钢筋纵横交错影响混凝土的灌筑，故 1999 年《桥规》将此种钢筋间距改为80 ~ 100 mm。

6.5.13 从提高耐久性出发，规定“距结构表面最近的箍筋等普通钢筋的净保护层厚度不得小于 35 mm。对于顶板有防水层及保护层的最外层钢筋其净保护层厚度不得小于 30 mm。”

6.5.14 在运营荷载作用下的截面受拉边缘设置非预应力纵向钢筋的要求，主要考虑预应力筋的重心离开混凝土边缘有一定的保护层，此部分混凝土变成纯混凝土，而设置了纵向非预应力筋可与箍筋形成钢筋网，可限制来自各方向的变形。另外根据多年设计经验总结和对实体梁的观测，对纵向非预应力钢筋的直径和间距作出了如条文中的要求。

对允许出现拉应力和允许开裂的预应力混凝土构件，一般均采用混合配筋，即预应力钢筋和非预应力钢筋同时计算，非预应力钢筋的面积根据计算确定，非预应力钢筋的配筋率不宜小于 0.3% 受拉区面积的规定，是参考了 1987 年加拿大文献制订的。

允许出现拉应力但不允许开裂和允许开裂的预应力混凝土构件一般宜采用混合配筋；对允许开裂的预应力混凝土构件在使用荷载作用下允许出现一定宽度的裂缝，允许出现拉应力但不允许

出现裂缝的构件出现的拉应力虽然不超过规定的拉应力限制，但由于许多原因实际上仍有可能出现裂缝，因此要从配筋上采取一定措施来限制裂缝的出现和开展，满足耐久性的要求。

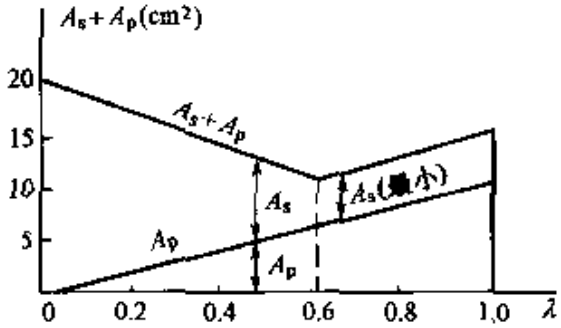
瑞士 H.Bachman 教授认为，设计者应更多地注意非预应力钢筋的具体配置和构造细节，用构造钢筋来控制裂缝，而把计算放在次要地位。国内很多研究报告也指出，在允许出现拉应力和允许开裂的预应力混凝土构件中，非预应力钢筋配置合理能延缓和限制裂缝的发展。此类预应力混凝土构件的预应力钢筋一般采用高强钢筋（钢丝），它们对腐蚀很敏感。各国规范对此一般都有相应的规定。如日本（Ⅲ类 PC）设计施工指南规定，非预应力钢筋水平处允许裂缝宽度为 0.2 mm，预应力钢筋水平处允许裂缝宽度仅为 0.1 mm。

此外，构件中配置非预应力钢筋，还可以提高承载能力，在施工阶段可以限制由于收缩应力和温度应力等引起的变形和裂缝，在地震区，预应力混凝土结构由于配置了非预应力钢筋，其延性和能量吸收能力可以提高。采用混合配筋的允许出现拉应力和允许开裂的预应力混凝土结构，可以降低构件的纵向预压应力，从而避免沿钢丝束方向出现的纵向裂缝，并可减少反拱度，改善结构使用性能。

美国的 Naaman 提出，预应力度 $\lambda < 1$ 的预应力混凝土构件的必要和充分条件是用预应力钢筋和非预应力钢筋混合配筋来承受荷载。一些研究报告还指出，无粘结预应力混凝土梁必须配置一定数量的非预应力钢筋。因此，规定预应力混凝土构件宜采用混合配筋，非预应力钢筋宜布置在构件受拉边外侧，以增大预应力钢筋的保护层厚度。一旦出现裂缝，可以由强度较低的非预应力钢筋控制缝宽度的扩展，以防止预应力钢筋遭受腐蚀。

非预应力钢筋的配置一般应根据计算确定，也可以根据构造要求选定。非预应力钢筋所需面积 A_s 与预应力度 λ 有关。瑞士 Bachman 教授对 100 cm × 30 cm 预应力混凝土板承受弯矩为

124 kN·m的研究表明，非预应力钢筋与预应力钢筋的总用量（A_s + A_p）在预应力度 $\lambda = 0.6$ 时为最少（见说明图 6.5.14）。



说明图 6.5.14　λ 与（$A_s + A_p$）关系图

非预应力钢筋的配置应按预应力度 λ 的变化来确定。当预应力度较高时，所需的非预应力钢筋面积较少，非预应力钢筋的应力也较低。因此非预应力钢筋可选用直径较小的钢筋，其间距可适当放宽，并布置在受拉区下边缘，以起到限制裂缝开展的作用。当预应力度较低时，非预应力钢筋所需面积较多，一般宜选用直径较大的钢筋。当预应力度小于 0.3 时，非预应力钢筋数量超过了预应力钢筋数量，此时构件受力特性与普通钢筋混凝土构件较为接近，因此选择非预应力钢筋的直径与间距时，可按钢筋混凝土构造的规定采用。

6.5.17　关于分块拼装的结构，块件之间的接缝形式，原来推荐采用环氧树脂砂浆接缝和宽度不小于 60 mm 的混凝土或砂浆湿接缝。根据近年来的工程实践经验，当采用环氧树脂砂浆接缝时，如果施工质量控制不严，易产生缝隙，导致钢筋锈蚀；如果采用混凝土湿接缝，则预留接缝宽度不宜小于 300 mm，一般采用 500 ~ 600 mm，以保证接缝混凝土的质量。至于砂浆接缝，工程中很少采用。因此，本规范规定，采用环氧树脂砂浆接缝时，应保证接缝处不得有潮气进入；采用混凝土湿接缝时，预留缝隙宽度不小于 300 mm，不再推荐砂浆湿接缝。

根据西南铁路建设采用 23.8 m 预应力混凝土横向分块串联

梁的经验，若在施工工艺中采取措施而使相邻块件表面平整，则环氧树脂砂浆接缝能保证块件密贴结合并防止潮气浸入梁体。

6.5.21 1985年《桥规》中规定，腹板最小厚度为140 mm，但实践中很少采用，一般都大于或等于150 mm，同时考虑到，适当提高腹板的最小厚度有利于保证钢筋的保护层厚度。因此，本规范规定腹板厚度不得小于150 mm。近年来，试验表明，列车提速后，横向作用明显加大，横隔板不再仅仅承受竖向剪力，而且还承受横向力及纵向力，因此，应从构造上采取措施，保证梁体竖向和横向均能整体受力并且把端隔板的厚度规定不应小于500 mm。

6.5.22 锯齿板锚固区受力比较复杂，且承受较大的偏心力；预应力钢筋弯折处存在径向力，应防止其引起表面混凝土崩裂。因此，设计应通过足够的构造钢筋将这些力传至相应的顶、底板或腹板。

6.5.23 在支承处设置横隔板，可以提高梁的横向刚度，横隔板须有足够的宽度，并不得小于支座的纵向宽度，便于支座布置。在连续梁的中间支承处是弯矩和剪力均为最大的截面，因此应力状态十分复杂，计算比较困难，所以必须与结构形式相适应，配置补助钢筋予以加强。此外，在支承处还承受很大的支承反力，由此产生局部拉应力，也必须配置补助钢筋。

6.5.24

1 主要考虑施工人员张拉、拆模以及养护人员检修用。

3 同T形梁一样，为了尽量符合原设计的假定条件，必须在梁端设置刚性横隔板，在梁中间适当位置亦可设置横隔板。

4 荷载（或预应力）一般均通过顶板和底板与腹板的连接部分以剪力传递方式传给腹板，最后由梁端经由支座传到桥墩台。所以在顶板和底板与腹板连接部分，必须配置足够的钢筋以抵抗剪力。

8 箱形梁为避免箱内积水，必须设置排水孔。

9 为了箱梁内的检查和维修工作需要，在横隔板上要设置大小可以进人的洞口。

6.5.25 防排水设施细节处理欠妥易造成混凝土桥梁的病害（含支座）。如泄水管水平设置从挡碴墙外伸出 3 cm，常使水流向梁腹板面，影响美观，如水有盐分则破坏梁体。梁端横向铁盖板漏水，水流向梁端及支座上，造成病害。所以本条规定：桥面及梁端应加强防排水设施，泄水管直径不宜小于 150 mm（以往 100 m），泄水管宜向下设置，梁外侧桥面板下宜设置通长的滴水槽。防水层与泄水管应密贴，防止在结合处漏水。

6.5.26 以往对配构件不重视，比如 U 型螺栓被锈断，造成整个人行道支架坠落等，所以本条规定 U 型螺栓宜采用渗锌处理，混凝土外露预埋件应进行防腐处理。

6.5.27 支座板的作用主要是固定支座的位置兼有分布应力的作用，其厚度建国以来一直采用 8 mm。近期根据一些桥梁厂的建议改为 12 mm，但据反映预应力混凝土梁仍发生预埋支座板底与混凝土间有空响声，表明二者间不够密贴。有人认为系支座板太薄发生变形所致，建议将预埋支座板再加厚。本规范采纳了此意见，规定："对板式橡胶支座垫板厚度不宜小于 25 mm，其他支座不宜小于 20 mm。"

7.1.3 混凝土梁习惯上以跨度大小来选用支座类型。跨度小于或等于 6 m 的简支梁采用中、高级石棉板，自橡胶支座使用以来，也采用板式橡胶支座。目前预应力混凝土梁从 8 m 开始，所以这个规定取消。跨度 8 m 采用平板支座，跨度大于 8 m，小于 20 m 的简支梁采用弧形支座，跨度大于 20 m 的简支梁可采用辊轴（摇轴）支座。20 世纪 60 年代以后，为压低建筑高度，少占农田，节省桥头土方量，跨度 20 m 的低高度梁，超低高度梁也采用弧形支座，采用弧形支座不但有需要而且有可能，因低高度梁、超低高度梁底宽较宽，每片梁的一端需用二个支座，其支座反力接近 16 m 的普高梁，经部鉴定委员会批准一直使用至今，

并无不良后果，所以纳入本规范。板式橡胶支座用于跨度 20 m 及 20 m 以下比较成熟，24 m、32 m 的也有一些单位采用，有一定的工程实践，只是在限位方面需予以注意。盆式橡胶支座这几年用的逐渐多起来，多用于跨度在 24 m 以上的梁，设计中根据需要亦可用于 20 m 梁。根据近年来支座的发展，为不限制其他新型支座的开发增加了也可采用转动灵活，滑移平顺的其他新型支座。

7.1.4 铸钢支座的竖向承载力及总位移量系根据《铁路桥梁铸钢支座技术条件》(TB 1893) 中的数值并根据既有混凝土梁实际产生的荷载作了个别修改确定的，它既考虑了既有支座的荷载系列及位移要求又考虑了《优先数与优先数系》(GB 321—80) 的要求。

7.1.6 由于无缝线路的采用，板式橡胶支座可不分固定与活动的规定已不适用，不然钢轨的附加应力太高，固定支座含纵向固定横向活动的支座，活动支座含纵向活动及多向活动支座。

7.1.7 由于无缝线路的采用，支座设计必须考虑无缝线路纵向水平力的作用。纵向力的计算应符合《新建铁路桥上无缝线路设计暂行规定》。

7.2.2

(1) 热轧钢材基本容许应力对屈服强度的安全系数，各钢号基本上都采用 1.7 左右。

容许剪应力以基本容许应力的 $\frac{1}{\sqrt{3}}\approx 0.6$ 倍为准。

弯曲容许应力根据习惯定为基本容许应力的 1.05 倍。

(2) 铸钢由于未经热轧，均匀性较差，缺陷较多，所以弯曲容许应力对屈服点采用了较高的安全系数 1.85。

(3) 辊轴自由接触的容许应力沿用原标准。

(4) 铸钢的容许弯曲应力、剪应力及销与销间承压应力这几项容许应力，参考 1959 年《桥规》及其他国家规范对钢销容许

应力的规定及其相应的计算假定确定的。

35 号锻钢屈服强度随尺寸大小而异，本规范系以尺寸为 100～300 mm，屈服强度为 260 MPa 者为准，弯曲应力和剪应力考虑钢材的匀质系数，所以规定了较 1959 年《桥规》略偏小的值。销与销孔间的承压应力，1959 年《桥规》未作规定，1985 年《桥规》为了在永久性结构中希望减轻钢销的磨损，因此采用了偏低的容许应力值，本规范仍沿用。

（5）放置在铸钢摇轴颈上铰轴的径向受压容许应力，也是参照 1959 年《桥规》确定的。

支座螺栓以往习惯采用 Q235 钢，由于我国是多地震国家，地震水平力很大，再用 Q235 钢，将使支座螺栓直径过大，另外 7 度及 8 度地震区支座螺栓可采用不同钢种而直径相同的办法处理。所以增加 45 号钢及 40Cr 钢的使用。

其允许剪应力值规定见说明表 7.2.2。

说明表 7.2.2

钢　　种	容许弯曲应力（MPa）	容许剪应力（MPa）
45 号钢	220	$\frac{220}{\sqrt{3}}=127$
40Cr	470	$470\times0.6\approx280$

紧箍圈原用 16Mn，秦沈客运专线开始按欧洲标准“结构物—支座”要求改用黄铜。

7.2.3 为确保板式橡胶支座能承受长期的反复荷载作用，在确定支座平面尺寸时，其平均压应力不应超过 8～12 MPa。通过抗压破坏试验表明，板式橡胶支座的平均强度的安全系数为 8 以上，可见这类支座的安全储备相当大。

7.2.4

（1）从试验得知，板式橡胶支座的受压弹性模量 E 与支座受压面积对其自由膨胀面积之比（即形状系数 S）有密切关系。

表 7.2.4—1 中的 E 值是由板式橡胶支座的中心受压试验绘制出应力—应变（σ—ε）曲线，再根据 σ—ε 曲线中的直线段求得。试件的平面尺寸最小为 150 mm × 200 mm，最大为 350 mm × 770 mm。支座总厚度为 14 ~ 105 mm，中间橡胶层厚度为 5 ~ 11 mm。共进行了 160 块支座中心受压试验。

此外橡胶硬度对其受压弹性模量也有影响，条文表 7.2.4—1 中的 E 值系在橡胶硬度为 HS60 时的数值，当为其他硬度时，尚应乘以影响系数 β_1。

（2）根据 41 组 82 块硬度为邵氏 HS60 的板式橡胶支座的剪切试验结果，得出支座受剪弹性模量 G 的平均值为 1.088 MPa，所以采用 G = 1.1 MPa。此外，试验表明水平力 H 的作用方向（即顺桥向或横桥向）对橡胶支座的受剪弹性模量没有影响。同一支座在不同的正应力作用下，实测的受剪弹性模量 G 大致相同。国外的试验结果也认为受剪弹性模量与正应力大小关系不大。

当为其他硬度时，G 值尚应乘以影响系数 β_2。

试验证明橡胶支座的受剪弹性模量与加载速度有关，随加载速度的快慢，支座所产生的剪切变形各异。铁路桥梁承受比较大的水平制动力，由机车制动力所引起的橡胶支座的剪切变形发生于极短暂的一瞬间。为此，进行了快速加载对剪切变形影响的试验研究，以弄清用快速瞬时加载法测定的支座受剪弹性模量与用常规试验方法所测得的模量之间的关系。试验采用了两种方法：快速加载法与变速加载法。根据这两种方法的试验结果表明，快速加载法对橡胶支座受剪弹性模量的影响系数 ζ = 1.5。两种方法的实测结果基本上一致。这一数值与 UIC 规范的 $G_s \approx 2G$（即相当于 ζ = 2.0）相比是偏低的。在由于温度变化、梁体混凝土收缩与徐变引起的支座剪切变形计算中，G 值即可采用 1.1 MPa，在计算由制动力所产生的支座剪切变形时，G 值则应乘以快速加载影响系数 1.5。

7.3.2 活动支座的相对移动部件之间，要它完全不产生摩阻力是很困难的，因此，活动支座必然会承受一部分纵向水平力。

活动支座传递纵向水平力的大小，与支座的摩擦系数和支承反力的大小有关，规范规定的各种活动支座类型的摩擦系数表示活动支座在使用过程中有可能出现的情况，并不是一个一定会出现的情况。但为安全计，因此对固定支座仍规定按承受全部纵向水平力考虑。

采用平板支座及弧形支座的活动支座，其摩擦系数较大，有可能全部纵向水平力，小于活动支座的摩阻力。此时，固定支座有可能受到活动端摩阻力大小相同的纵向水平力。因此，规定固定支座需承受全部纵向水平力，并不得小于活动端的摩阻力。

活动支座能传递纵向水平力是由于摩阻力的存在，因此它所能传递的纵向水平力当然不应大于摩阻力，所以规范规定活动支座纵向水平力按该支座的最大摩阻力取用。

7.3.5

1 活动支座为了使荷载发展后仍能正常工作，因此在计算纵向位移时，活载应按容许应力提高 20% 后或相应的检定载重下的活载计算。对于简支梁，该活载的换算匀布荷载可按三角形影响线顶点位置在跨中处计算；对于连续梁，则应根据每个活动支座可能产生的绝对最大水平位移（包括伸长及缩短）分别计算。

温度变化幅度应根据当地情况确定。

在削边辊轴的活动支座中，布置辊轴时，应考虑活动支座在产生极限水平位移时，各辊轴之间仍能保持不小于 15 mm 的空隙，以便于养护。若设辊轴中心间距为 x，辊轴宽度为 b，辊轴最大转角为 α，则：

$$x = (b + 15)/\cos\alpha$$

若活动支座由中心位置（辊轴中心线铅垂时）向两侧的极限位移量各为 $\Delta/2$ 时，则辊轴最大转角：

$$\alpha = \frac{\Delta/4}{R} \times \frac{180^\circ}{\pi}$$

式中 R——辊轴半径；

Δ——活动支座绝对最大水平位移量。

确定辊轴宽度时，应考虑辊轴的弧长，除能满足移动量的需要外，两侧还应各留有一定的富余量，所以 $b = \frac{\Delta}{2} + C$。式中 C 为辊轴两侧预留富余量之和，一般不小于 50 mm；当辊轴半径较大时，还宜适当放大。

另外，辊轴宽度 b 还应满足第 7.4.4 条规定的宽度和直径的比例关系。

为了使活动支座两侧位移量相等，需定出活动支座下摆中心线与底板中心线相重合的温度 t（以℃计，下同）。

在连续梁中：

若当地最高气温为 $t_{高}$，当地最低气温为 $t_{低}$，计算的活动支座由于活载产生的最大伸长量为 $\Delta_{伸}$（+），计算的活动支座由于活载产生的最大缩短量为 $\Delta_{缩}$（-）（梁就位后增减的恒载应并入活载中考虑），则

$$t = \frac{1}{2}\left(\frac{\Delta_{伸} + \Delta_{缩}}{0.0000118L} + t_{高} + t_{低}\right)$$

式中 $\Delta_{伸}$、$\Delta_{缩}$、$t_{高}$、$t_{低}$ 均应计入符号〔$t_{高}$、$t_{低}$ 在 0 ℃以上为（+），0 ℃以下为（-）〕；L 为活动支座的温度跨度，即计算的活动支座至固定支座的间距。

当下摆中心线与底板中心线互相重合的温度 t 确定后，则落梁时下摆与底板的相对位置的偏移量可按下式定出：

$$\text{偏移量 } \alpha = 0.0000118L(t_{落} - t)$$

式中 $t_{落}$——落梁时的温度；

其他符号意义同上。

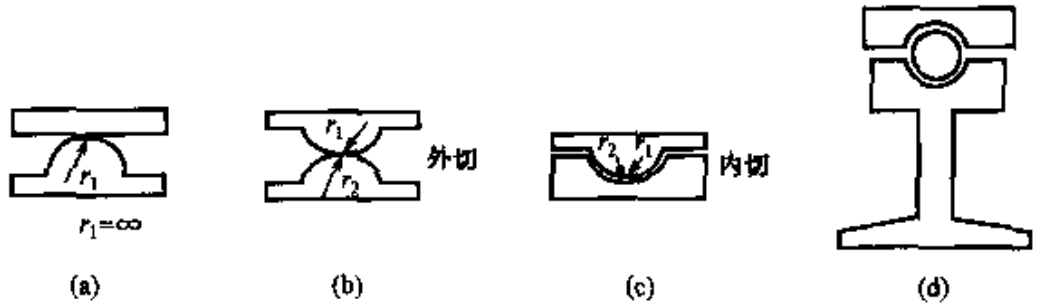
当 α 为正值时，表示偏移量在远离固定支座的一侧；当 α 为负值时，偏移量在靠近固定支座的一侧（偏移量以底板中心线

为原点)。

在简支梁中:

由于活载水平位移不可能缩短,因此只需令 $\Delta_{缩}=0$,仍可按上列各式计算。

6 本款适用于一切须检算线接触应力的支座,包括弧形支座的上、下板间以及含铰的摇轴支座(如说明图 7.3.5—1)。



(a) (b) (c) (d)

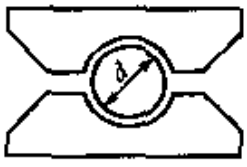
说明图 7.3.5—1

7 本条适用于辊轴(摇轴)与平板自由接触的径向受压(如说明图 7.3.5—2)。

8 本款适用于摇轴支座的柱形铰即《铁路桥梁钢结构设计规范》(TB 10002.2—2005)表 3.2.1 中铰轴放置在铸钢铰轴颈上的径向受压时,系按接触圆弧中心角为 $2\times45°$考虑,条件不符时可另行确定(如说明图 7.3.5—3)。



说明图 7.3.5—2



说明图 7.3.5—3

7.3.6 板式橡胶支座应满足 4 个要求:

(1) 根据橡胶支座的抗压允许应力值 8 ~ 12 MPa 确定橡胶支座平面尺寸。

并为保证橡胶支座与梁体和支承垫石之间,在运营使用过程中不产生任何滑移,规定支座的最小压应力 $\sigma_{min}\geqslant2$ MPa。

(2) 限制橡胶支座厚度，以保证支座的稳定。

(3) 限制支座的转角保证支座不脱空。

桥梁在外荷载作用下产生弯曲，支座必须能适应梁体因弯曲而产生的梁端转动。板式橡胶支座在梁体端部可能出现的最大转角情况下，能否满足设计要求的必要条件是：转动后支座最外边缘不得产生局部“脱空”现象。板式橡胶支座最大容许转角的计算公式是根据对支座转角与其边缘的竖向变形间关系的试验研究基础上提出的。一般在计算橡胶支座转角时，往往将支座假设成理想的弹性体，认为由于转动，支座“脱空”的临界状态是：其竖向回弹变形值必等于支座受压时所产生的总压缩量。换言之，如果竖向回弹变形值大于其总压缩量，支座边缘必将出现“脱空”现象。但从支座转动试验结果看来并非如此，边缘竖向回弹值与支座总压缩量之比都超出上述假设。这一现象可用橡胶支座转动变形特性来解释。当支座转动时，其一侧的橡胶被压缩，而另一侧则逐渐抬起。随转角的增加，支座各层间的橡胶将从压力大的区域逐渐向压力小的地方转移。如盆式橡胶支座内的橡胶，承受偏压后，在密闭盆内从压力高处被挤向压力低处。只不过板式橡胶支座中间橡胶片的这种转移因受其上下加劲钢板的约束影响，只能进行转移到一定程度。

如将上述转角公式改写成 $\tan\alpha = \frac{2\delta}{\alpha/2}$ 与 UIC 的转角公式改写成 $\tan\alpha = \frac{3\delta}{\alpha/2}$ 后，两者在表达形式上完全一致，只是橡胶支座转动特性系数取值不同，上述公式取 2，而 UIC 规范则相当于取 3。

(4) 根据橡胶支座的允许剪切角来确定支座的高度。

1999 年《桥规》规定，橡胶板允许平均压应力为 8 MPa，安全系数为 7.5 ~ 8.75；允许值偏小。铁路桥梁橡胶支座始用于 1969 年，当时橡胶板的质量不尽人意，30 多年来生产厂家不断改进质量大有提高，质量得到保证，给适当提高容许值创造了条件。

板式橡胶支座的布置，原则上要求横向尺寸要大，以限制横向移动，纵向尺寸要小，便于纵向转动灵活，常发生这样情况 $L=16\sim20$ m 梁因荷载较大，要求支座面积很大，但受梁底宽的限制，无法布置，有提高容许值的要求。

1985 年公路桥规橡胶支座容许平均压应力当 $S>8$ 时为 10 MPa。所以全国生产桥梁板式支座的厂家都按 10 MPa 考虑，所以在制造工艺上无问题。

轻轨板式橡胶支座在设计时，也以 10 MPa 考虑，2004 年公路桥规（JTGD 62—2004）规定板式橡胶支座平均压应力限值定为 10 MPa（不再分 S 值大小来决定允许值）。说明也在适当提高容许值。在国外联邦德国、法国取 $[\sigma]=15$ MPa，日本当 $S\leqslant8$ 时，$[\sigma]=8$ MPa；当 $S>8$ 时，$[\sigma]=1.0S\leqslant12$ MPa，这是根据在高温环境下进行的 200 万次疲劳试验确认了耐久性而规定的。本规范规定 $[\sigma_m]=8\sim10$ MPa，其值根据材料性能及 S 值大小确定。这个值可以说是国内外最低值。

7.3.7 盆式橡胶支座是由钢盆、承压橡胶板及聚四氟乙烯滑板等组合而成的一种新型桥梁支座，它是由密闭于钢盆内的橡胶板传递支座反力并承受梁端转角，由聚四氟乙烯滑板同不锈钢板的平面滑动来满足梁端位移的需要。

各项设计参数经铁道部科学研究院试验，并通过铁道部科技局技术鉴定。

钢盆中橡胶的抗压容许应力为 25 MPa，其抗压安全系数在 4 以上，聚四氟乙烯滑板的材料应采用新鲜纯料，原料颗粒度小于 30 μm，并应满足国家标准 HG 2-534-67 的规定。聚四氟乙烯滑板的抗压容许应力是综合考虑摩擦系数及线摩耗率而确定的。在 24 MPa 应力下实测初始静摩擦系数约为 0.03，设计值取为 0.05，此时的线磨耗率为 0.14 mm/km。对摩件不锈钢滑板的表面粗糙度采用 $R_a6.3$，设计者应根据桥梁支座实际的位移情况，检算在使用年限中聚四氟乙烯板的磨耗情况。对于某些支座位移较大的

桥梁，可考虑采用耐磨耗性能较佳的填充聚四氟乙烯滑板，其配方以“15%玻璃纤维 + 5%石墨 + 80%聚四氟乙烯”为佳。此时支座的使用应力应接近 36 MPa（填充四氟的抗压容许应力），设计摩擦系数为 0.075，线摩耗率按 0.06 mm/km 计算。

钢盆盆环应力由拉密公式计算，设计时取与橡胶等厚的钢环计算最大环向拉应力，这是偏于安全的。因为实际结构上钢盆盆底对盆环有约束作用，同时，经过有限单元应力分析，由于钢盆盆底的变形会对盆环产生一定的预压应力，有利于减小盆环的拉应力。设计时不考虑上述有利因素，直接按拉密公式计算最大环向拉应力，确定盆环壁厚。

钢盆盆环最大环向拉应力

$$\sigma_0 = \frac{\frac{R^2}{r^2} + 1}{\frac{R^2}{r^2} - 1} \cdot q_0$$

式中 R——钢盆外径（m）；

r——钢盆内径（m）；

q_0——盆环径向压应力。

$$q_0 = q \cdot \frac{h}{H}$$

q——橡胶支座平均压应力；

h，H——橡胶板高度和钢盆盆环高度。

固定支座承受水平力时，应检算上支座盆凸与下支座钢盆盆环的接触应力，该接触应力可用两个圆环接触的赫兹公式计算。

$$\sigma = 0.59\sqrt{P \cdot E_e \cdot \frac{d_1 - d_2}{d_1 \cdot d_2}}$$

式中 P——单位盆凸高度上作用的水平力，

$$P = \frac{F_h}{h}$$

F_h——支座承受的水平力；

h——上支座盆凸厚度；

E_a——钢的弹性模量；

d_1——下支座盆环内径；

d_2——上支座盆凸外径。

7.4.1 支座为运营安全，都须设置防止横向移动装置（除支座本身已设防滑杆等者外）特别是板式橡胶支座由于其刚度较低，更需设置防横移装置。使横向移动量在规定的 2 mm 内，比如设置挡块，在梁外侧用角钢（或废钢轨）做成三角架或立柱，在梁内侧设框架顶住二片梁；在二片梁桥面板缝隙处塞木板以及在板式橡胶支座二侧设限位条等。

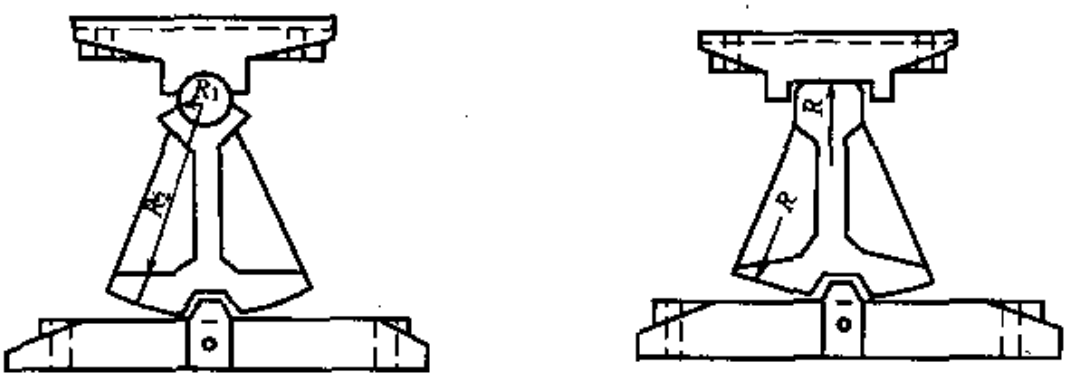
7.4.3 地震区支座应根据《铁路工程抗震设计规范》设防，设计防止落梁的措施。

比如二片梁端打孔穿以钢棒进行横联，利用原有端横隔板进行纵联；在梁端桥面板顶预埋铁件架设后横联；在梁外侧用角钢（或废钢轨）形成三角架或立柱支撑梁体或用钢板将二片梁纵向联接的办法以保证地震时梁不会掉落。

7.4.4 为了使支座具有充分的刚性，使力较均匀地分布于支承垫石。因此，规范参照国内外实践经验，对支座做了一些构造上的规定，具体尺寸不一一解释。

摇轴支座式样一般有如说明图 7.4.4 所示的两种。其中说明图 7.4.4（a）所示的摇轴支座的顶面采用铰或圆柱面支承，因此上下圆弧面转动中心可以重合，这种式样的摇轴支座，水平移动是依靠铰或圆柱的转动及摇轴的滚动来完成，移动的轨迹顺滑，摩阻力小，支座顶面能始终保持在一个高程，但这种支座加工比较复杂。说明图 7.4.4（b）所示的支座上摆直接搁置在摇轴上，上下弧面均为与平板自由接触的线支承，因此上下圆弧的半径基本相同，若要求上下圆弧圆心重合，这就相当于单辊轴支承，但又由于希望压缩支座高度，一般将上下圆弧面的圆心错开，致使其转动中心不能重合，这样在水平移动时，依靠摇轴的滚动与滑

动相结合来完成，故摩阻力远较说明图 7.4.4（a）所示的形式为大。同时还导致支座顶面高程会有微小的变动。由于每滑动一次都需克服摩阻力后才能实现，因此水平移动成为跳跃式的不连续移动，当反力较大时，使用单位反映这种支座有较大的声响发生，这将加快摇轴弧面的磨损而影响其使用寿命。但由于它制造方便，高度较低，因此以往一直被采用在铁路桥上。



说明图 7.4.4

根据上述两种摇轴支座的优缺点，规范从使用着眼，希望采用工作原理与说明图 7.4.4（a）相似的形式，因此提出了摇轴支座上下弧面转动中心应重合的规定。现有的铸钢支座标准图就是按说明图 7.4.4（a）设计的。

7.4.5 为保证支座受剪时的稳定，支座高度应有一定限制，本规范规定支座总高 $h \leqslant 0.2a$（a—支座短边长度）也即 $a \geqslant 5h$，以往钢筋混凝土梁跨度从4 m开始最小边长曾用150 mm，1991 年以后不再编普通钢筋混凝土梁，预应力混凝土梁跨度由 8 m 开始，最小边长 a 为 200 mm，本规范根据专家建议将最小边长不得小于 100 mm 调整为不得小于 200 mm。

8.1.1 由于顶桥多采用闭合的变截面框架结构，这种埋于土中的整体结构，局部发生问题即影响整体，且不容易修复，因此混凝土应具有较高抗裂性和抗渗性，故宜采用强度等级不低于

C35、抗渗不低于 P8 的混凝土。

8.1.2 顶进桥涵的设计荷载除按《铁路桥涵设计基本规范》的规定外还有下列几个特点：

（1）活载——对框架式的立交桥其活载应包括列车活载、公路车辆活载及行人荷载。

（2）顶力——顶力系顶进桥涵的施工荷载，也是设计后背的依据。

8.1.3 本条主要说明对于较长的框架式立交桥为了施工的安全与方便，宜分段预制，以便采用顶拉法时减小后背。近年来由于顶进框架式立交桥的轴长越来越长，为节约工程造价，便于施工，简化后背，节省顶柱，应优先考虑顶拉法施工，但必须注意接缝的处理，要求接缝密不渗水。

8.2.1 框架式立交桥结构的计算，一般来说比较复杂，鉴于目前有一些问题研究得还不充分，计算手段还不完备，因此，在目前条件下框架式立交桥结构的设计一般多按平面变形问题进行计算，在正交情况下，这样计算一般可以满足设计需要。在斜交情况下，结构受力变形与正交情况差异较大，例如：钝角侧与锐角侧的弯矩不同；顶板最大弯矩不在跨中而偏向钝角侧等，故斜交桥的计算应考虑斜交影响。

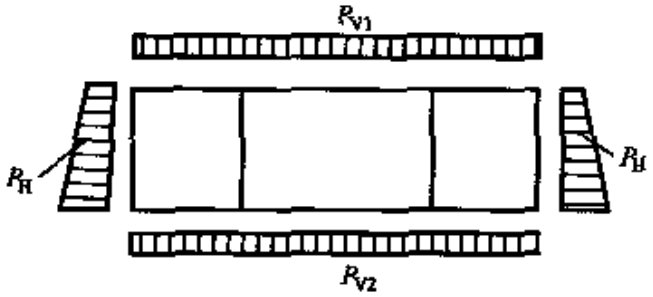
关于活载的分布宽度为由轨枕底两端向下分布。

8.2.2 顶进桥涵的顶力，应根据顶进长度，土的性质，地下水情况，桥涵外形及施工方法等因素确定。

顶力计算是修筑后背及配备顶镐的重要依据，而后背又是进行顶进桥涵的重要基地，但当顶进桥涵完成后就要废弃。因此顶力计算应力求准确。后背的设计力简易而坚固，往往后背的修筑是造成采用顶进法施工造价高的主要因素之一。

在顶进桥涵时，必须克服各方面的摩阻力以及端刃角切土阻力。这些摩擦力和阻力的总和就是顶力。其计算图式如说明图 8.2.2。

图中 P_{v1}为线路加固设备与顶桥顶之摩阻力，P_{v2}为顶桥底板与基底土之摩阻力，P_H为两侧土与边墙间之摩阻力。



说明图 8.2.2

摩阻系数并不单纯反映桥涵在顶入过程中与土体表面的摩擦情况，而是一个综合值。

在顶进过程中，如土与混凝土表面的附着力大于土内部的抗剪强度时，土受剪而破坏，对于覆土较薄的情况，容易出现顶面土随同桥身顶进而移动的现象。此外，桥涵在顶进过程中并非直线运动，由此产生的分力也增加了阻力。

顶力计算的公式为

$$P = K[N_1\mu_1 + (N_1 + N_2)\mu_2 + 2E\mu_3 + RA]$$

式中 P——最大顶力（kN）。

N_1——桥涵顶上荷重（包括线路加固材料重量）（kN）。

μ_1——桥涵顶与顶上荷重间的摩阻系数，视桥涵顶面润滑处理方法经试验而定，当无试验资料时，桥顶上涂石蜡，可为 0.17～0.34，当桥顶上涂滑石粉时为 0.30；当桥顶上涂机油调制的滑石粉浆时为 0.20，但此数值又和铁路加固方法有关，当采用工字梁作横梁时其系数还可降低，采用为 0.10。

N_2——桥涵自重（kN）。

μ_2——桥涵底板与基底土间的综合摩阻系数，视基底土性质经试验而定，当无试验资料时，一般砂质黏土和

砾石可采用 0.7～0.8。

E——侧土压力（kN）。

μ_3——侧面的摩阻系数，视土的性质经试验确定，如无试验资料可取用 0.7～0.8。

R——钢刃角之正面阻力，视刃角构造与挖土方法、土的性质经试验而定，无试验资料时可采用：砂黏土为 500～550 kPa；卵石土为 1 500～1 700 kPa。

A——钢刃角正面面积（m^2）。

K——系数，一般采用 1.2。

实践表明，在决定顶力值的诸因素中，顶桥自重是主要因素，因此顶力公式可简化为

$$P = \mu \cdot N$$

式中 μ——综合摩阻系数；

N——顶桥自重（包括线路加固重及附属设备重）。

根据各地顶桥的实测资料统计，综合摩阻系数 μ 在 0.8～1.8 之间，其中 60% 在 1.2～1.5 之间，见说明表 8.2.2。

8.2.3 顶桥应按最大顶力进行下列检算：

（1）顶进部位的局部压力。为避免结构局部受压过大而损坏，需对千斤顶的施力点进行局部承压应力的检算。过去采用过的千斤顶多为 2 000 kN、3 000 kN、5 000 kN，相应的压应力为 48.3 MPa（顶端的直径为 230 m）、61 MPa（顶端直径为 280 mm）、70 MPa（顶端直径 300 mm）。为满足一般局部承压的要求，通常的作法是将钢筋混凝土顶桥底板施力点处（即千斤顶的顶块与顶桥底之接触处），布置一块厚度为 15～20 mm 的钢板，使顶力均匀地分布在顶桥底板上。

（2）中墙及侧墙根部剪应力。因顶桥之施力点多布置在底板处，在顶进过程中顶力将通过底板、中墙、侧墙、中平台传至路基，这时中墙及侧墙根部所承受的剪应力最大，应检算结构的强度和稳定性。

说明表 8.2.2　顶桥实测统计表

顶桥名称 \ 项目		顶桥宽、高（m）	土　质	枕木底下石碴及土厚（cm）	设计顶力（kN）	配置千斤顶（台/kN）	实测顶力（kN）		顶桥自重（kN）	摩擦系数	
							起动	最大		起动	最大
南口路	东边箱	5.8×4.16	黏塑砂黏土	90	10640	12/2000	5420	6410	4440	1.22	1.44
	西边箱	5.8×4.16	黏塑砂黏土	90	10640	12/2000	5420	6410	4440	1.22	1.44
	东大箱	8×5.95	黏塑砂黏土	90	24800	4/2000 10/3000	8885	17266	8260	1.08	2.09
	西大箱	8×5.95	黏塑砂黏土	90	24800	10/3000	8550	14000	8260	1.04	1.69
	中　箱	5×4.36	黏塑砂黏土	250	10800	7/3000	2470	7890	1940	1.27	4.06
看　庄		12×6	黏塑砂黏土	24	10800		9793	6340	8230	1.19	0.771
新开路		21.6×5.8	黏塑砂黏土	24	21000		13390	17443	14000	0.96	1.25
414		12×6	黏塑砂黏土	45	21000		13160	15130	19000	0.69	0.80
塘沽	南　侧	21.6×5.8	黏塑砂黏土	30	26000	7/3000 14/2000	13160	15130	19000	0.69	0.80
	北　侧	21.6×5.8	黏塑砂黏土	50	22000	6/3000 15/2000	15820	15110	18000	0.88	0.84
京周 1		17×6.6	砂夹卵石	35	30000	22/2000	9940	23910	18700	0.53	1.28
京周 2		17×6.6	砂夹卵石	35	30000	22/2000	9120	25140	18700	0.49	1.34
京周 3		17×6.6	砂夹卵石	35	30000	20/2000 2/3000	8184	26400	15150	0.54	1.74
石家庄		27.4×6.75	砂　黏　土	30	100000	18/5000 4/3000	37440	43000	52000	0.72	0.83
保　定		27.4×6.75	塑性砂黏土	30			14000	23200	19180	0.73	1.22
广渠门		35.75×0.65	塑性砂黏土	35	27800	30/2000	20910	32600	25000	0.83	1.31
西大望			塑性砂黏土	35	65000	44/2000	32150	48700			

（3）顶进就位地基承载力。顶桥多为静不定结构，当地基承载力不足时，可能引起不均匀下沉而产生附加应力，因此必须探明地质确定地基的承载力。

（4）当斜桥正顶时还应检算抗扭问题。

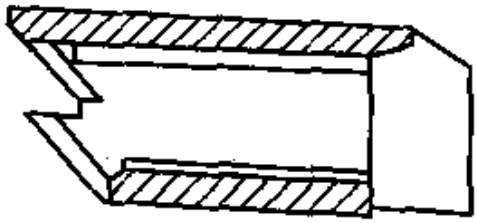
8.2.4 因为顶进桥涵多在稳定和多年压实的旧路基中进行，为近似计算，其竖向压力可按土柱重计算。

8.3.1 顶桥多采用钢筋混凝土箱形框架结构，一次灌筑的混凝土量较大，一般底板与中墙、边墙分两阶段施工。混凝土的收缩应力较大，据调查已建成的顶桥结构，大部分发生程度不同的中墙、边墙裂缝。而此裂缝绝大部分是在拆模时发现的，有些是在拆模后，养护时发现的。裂缝的部位多数在中墙、边墙轴长方向的 1/3 处，形成环形裂缝，里外裂通，其宽度约为 0.3～0.5 mm。裂缝的产生将会降低钢筋混凝土结构的耐久性，破坏结构的整体性，招致渗漏和影响结构的外观，但裂缝产生的原因是多方面的而且是复杂的、综合的，影响的因素也比较多。按实践经验，对于长厚大体积混凝土的施工，由于结构底板与中墙边墙的分次施工所产生中墙边墙与底板的混凝土温度差、收缩差所形成之拉应力，是造成裂缝的主要原因。故为防止结构中墙、边墙裂缝，应以降低混凝土内部温度为主要措施。如“低温入模、中温养护”，控制混凝土的入模温度，使气温相差不太大等。另据施工经验加密水平温度钢筋的配制，也可以减少早期裂缝。据一些单位的实践经验，一般中墙、边墙的纵向水平钢筋的配筋率达 0.32% 时裂缝就显著减少。因此纵向水平筋建议按 0.3% 配置。此外加强纵向水平构造钢筋的原因还在于，结构一般是截取单元（1 m）进行计算的，未考虑纵向弯矩、剪力的影响，加强水平构造筋对承受纵向弯矩、剪力还是有一定作用的，特别是轴向长度较长时效果就会更显著。

由于隅角部分受力状态比较复杂，且可能产生扭矩，因此亦需作适当加强。

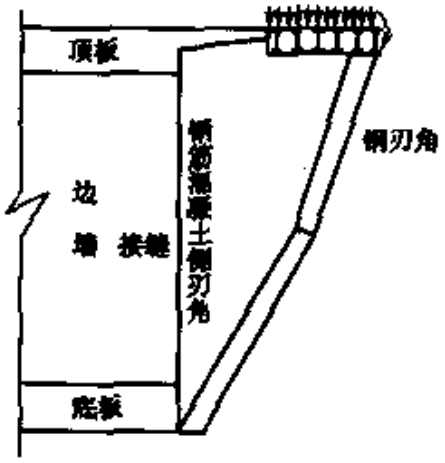
8.3.2

（1）刃角一般由钢刃和混凝土刃角组成。其主要作用系切入土中，防止在顶进过程中由于路基土体的塌方而影响行车安全。按以往经验对一般填土路堤，刃角斜度以60°为宜。当路堤为砂卵石筑成，且高度大于6m时，在顶进时为防止塌方，其切土土坡呈45°为宜，但为避免顶板悬挑过长，可采用锯齿形的构造，如说明图8.3.2—1所示。这样将顶桥分成上下两层，也便于挖土。



说明图8.3.2—1　锯齿形刃角示意图

（2）为了使刃角部分受力明确，并省去顶桥前方补齐边墙的工序，有的采用了分离式钢筋混凝土刃角，在顶进就位后即行拆除，如说明图8.3.2—2所示。其构造如下：



说明图　8.3.2—2

①钢筋混凝土刃角可为预制或现灌，当为现灌时应使与边墙隔离（可在接缝处涂沥青）以便拆卸。

②接缝可用锚筋或钢板接头联结，以保证接缝强度及便利拆卸。

③当钢筋混凝土刃角顶面伸出主体结构较长，必须铺设临时钢梁。为了减小钢梁跨径，可在顶桥跨径中间设置临时撑架。

④为了改善钢筋混凝土侧刃角的侧向受力情况，并防止由于土压力作用引起的侧向变形，必要时可在侧刃角之间加横撑，也可用顶部临时钢梁作为横撑。

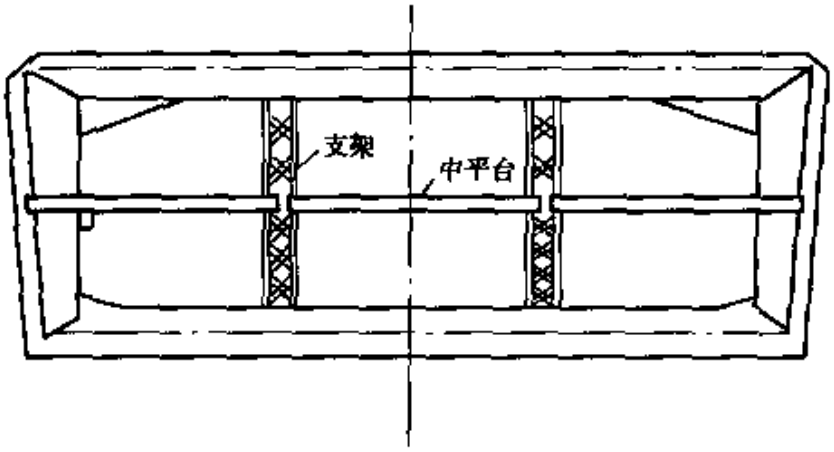
⑤顶进过程中，在静载及活载侧向土压力作用下，钢筋混凝土刃角按嵌固在接缝处的悬臂梁检算强度，悬臂梁的计算跨径，可沿刃角高度方向取几个断面进行计算比较，一般以靠近上部的断面内力较大。

8.3.3 因为顶桥的净高较大，约为 6～7 m，这样开挖路基容易坍方，因此一般安设中刃角及中平台，把全高分为两层，减少开挖高度，保证路基稳定。

中平台另一作用是便于挖土，可以在平台上挖土增加工作面。

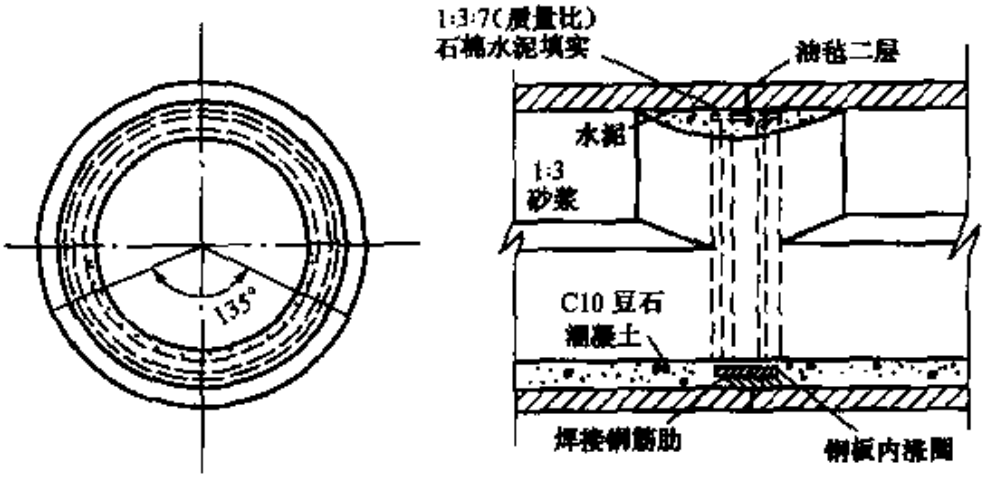
中平台可按施工垂直荷载 10 kPa 计算。

中刃角、中平台和顶桥结构本身的联结可预埋钢件联结，因施工完后需拆除，故必须考虑拆除方便。中平台构造如说明图 8.3.3。

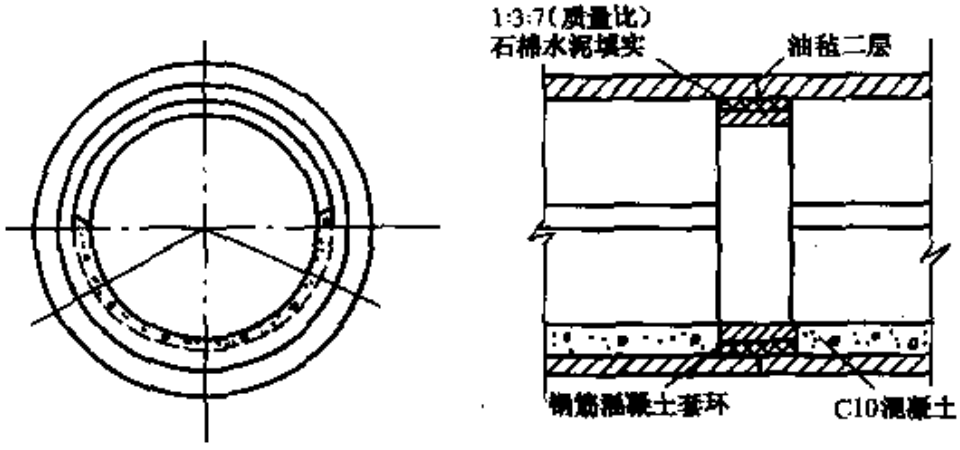


说明图 8.3.3

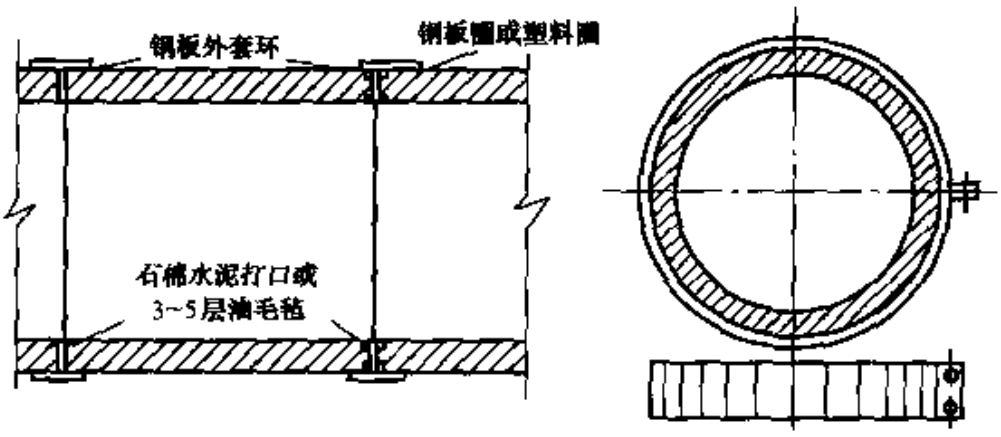
8.3.5 本条系指钢筋混凝土圆管的接口而言，而此圆管在工厂预制时，大部分采用每节长 2 m，为使节与节之间接缝严密不渗水，一般采用说明图 8.3.5—1～说明图 8.3.5—4 所示形式。



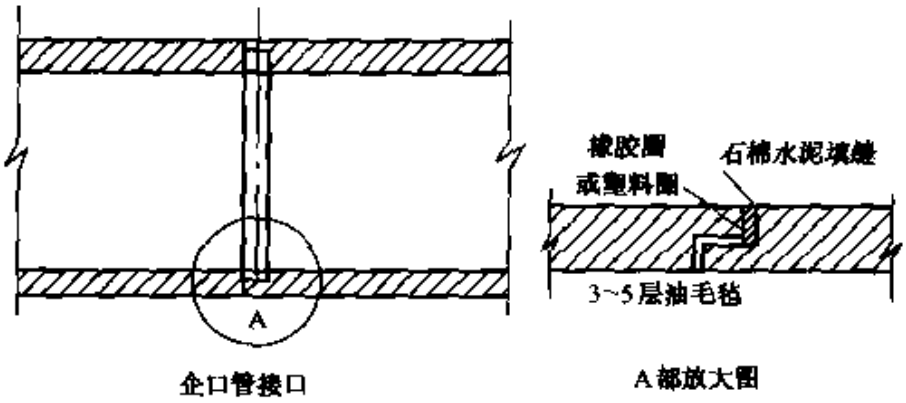
说明图 8.3.5—1　钢板内涨圈接口



说明图 8.3.5—2　钢筋混凝土套环接口



说明图 8.3.5—3　外套环接口



说明图 8.3.5—4