

中华人民共和国行业标准

铁路桥涵混凝土和砌体结构设计规范

Code for design on concrete and block masonry
structure of railway bridge and culvert

TB 10002.4—2005

J 463—2005

主编单位：铁道第三勘察设计院

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

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社出版发行。

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《铁路桥涵混凝土和砌体结构设计规范》(TB 10002.4—99)的基础上修订而成的。

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6章，主要内容包括：总则、术语和符号、材料及容许应力、拱桥、墩台、涵洞及附录等。

本次修订的主要内容如下：

1. 修订了本规范适用范围，旅客列车最高行车速度由140 km/h改为小于或等于160 km/h，同时明确了货物列车设计行车速度小于或等于120 km/h（转8A货物列车设计行车速度小于或等于80 km/h）。

2. 修订了本规范适用铁路等级，由Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ三级改为Ⅰ、Ⅱ两级。

3. 修订了本规范的耐久性要求，提出了桥涵混凝土和砌体结构设计的正常使用年限。

4. 修订了桥涵结构中的混凝土、石料及砌筑用砂浆的最低强度等级和适用范围。

5. 完善了耐腐蚀混凝土的设计条件的规定，以增强混凝土的耐久性。

6. 增加了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。

7. 修订了混凝土的容许应力。

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，请及时将意见及有关资料寄交铁道第三勘察设计院（天津市河北区中山路 10 号，邮政编码：300142），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），供今后修订时参考。

本规范由铁道部建设管理司负责解释。

本规范主编单位：铁道第三勘察设计院。

本规范主要起草人：杜宝军、朱志营、周四思、方根男。

目 次

1 总 则	1
2 术语和符号	4
2.1 术 语	4
2.2 符 号	4
3 材料及容许应力	6
4 拱 桥	9
4.1 计 算	9
4.2 构 造	10
5 墩 台	11
5.1 计 算	11
5.2 构 造	15
6 涵 洞	16
6.1 计 算	16
6.2 构 造	16
附录 A 环境水对混凝土侵蚀类型及侵蚀程度的判定	17
本规范用词说明	18
《铁路桥涵混凝土和砌体结构设计规范》条文说明	19

1 总 则

1.0.1 为统一铁路桥涵混凝土和砌体结构设计技术标准，贯彻国家有关法规和铁路技术政策，使铁路桥涵混凝土和砌体结构设计符合安全适用、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 8A 货车 80 km/h）的 I、II 级标准轨距铁路桥涵混凝土和砌体结构的设计。

1.0.3 采用本规范设计时，荷载应按铁道部《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—2005) 的规定采用。

1.0.4 桥涵混凝土和砌体结构的设计应保证具有足够的强度、稳定性和耐久性，并按 100 年设计使用年限设计。

1.0.5 桥涵混凝土和砌体结构应根据水文、地质、地形、上部结构、荷载、材料供应和施工条件等合理地选用。

1.0.6 桥涵结构中的混凝土、砌体用材料的最低强度等级和适用范围，应符合表 1.0.6 的规定。

表 1.0.6 混凝土、砌体用材料的最低强度等级和适用范围

混凝土和砌体种类	材料最低强度等级			适 用 范 围
	水泥砂浆	石料	混 凝 土	
片石砌体	M10	MU50		涵洞的翼墙及其基础
	M10	MU30		沉井填心、拱桥填腹及铺砌防护工程
块石砌体	M10	MU50		涵洞的拱圈
粗料石砌体	M10	MU60		拱桥和拱涵的拱圈

续表 1.0.6

混凝土和砌体种类	材料最低强度等级			适用范围
	水泥砂浆	石料	混凝土	
混凝土块砌体	M20		不应低于 C30	拱桥及涵洞的拱圈、帽石
			不宜低于 C30	桥墩台身
			不得低于 C25	桥墩基础
			不得低于 C20	涵洞的边墙、端墙、翼墙、基础
混凝土			不应低于 C30	拱桥及涵洞的拱圈、帽石
			不宜低于 C30	桥墩台身
			不得低于 C25	桥墩基础
			不得低于 C20	涵洞的边墙、端墙、翼墙、基础
			C15	沉井填心、拱桥填腹及铺砌防护工程

注：整体浇筑的混凝土，除拱圈外，墩台身、基础及沉井填心等截面尺寸较大部位，均可掺片石。片石数量不应大于总体积的 20%，石料强度等级不应低于 MU50。

1.0.7 石砌体应采用不易风化的石料。处于浸水和潮湿地区的石砌体，主体工程用石料的软化系数应不低于 0.8。

在年最冷月份平均温度为 $-5^{\circ}\text{C} \sim -15^{\circ}\text{C}$ 或 -15°C 以下的地区，当采用石砌体时，除气候干旱不受冰冻影响者外，主体工程用石料应满足抗冻要求。

在年最冷月份平均温度为 $-5^{\circ}\text{C} \sim -15^{\circ}\text{C}$ 或 -15°C 以下的地区，采用整体浇筑混凝土及混凝土砌块的墩台，其混凝土强度等级不应低于 C30；涵洞的帽石、翼墙及其基础，当采用砌体时，其水泥砂浆强度等级不应低于 M20。

注：软化系数系指石料在饱和湿度状态下与干燥状态下试块极限抗压强度的比值。

1.0.8 受侵蚀性环境水作用的结构物，其水泥砂浆或混凝土均应按国家和铁道部有关标准的规定采取抗侵蚀和耐腐蚀措施。

1.0.9 混凝土的骨料选择及碱含量应符合铁道部现行《铁路混

凝土工程预防碱—骨料反应技术条件》(TB/T 3054) 的规定。

1.0.10 石砌体及混凝土块砌体的截面尺寸不应小于 0.40 m，整体浇筑混凝土时不应小于 0.30 m。

1.0.11 石砌体的外露面应根据需要用天然石料镶面并勾缝。镶面石料及水泥砂浆的强度等级不应低于砌体的强度等级。当镶面石料来源有困难时，可采用强度等级不低于 C30 的混凝土块代替。

1.0.12 铺砌防护工程宜采用下列类型及厚度：

1 水泥砂浆砌片石，其厚度不小于 0.35 m，下设 0.10 m 厚的粗砂、砾砂、碎石或卵石垫层；

2 干砌片石的厚度不小于 0.25 m，下设的粗砂、砾砂、碎石或卵石反滤层的厚度，在渗水土上铺设时不小于 0.10 m，在普通土上铺设时不小于 0.15 m；

3 栽砌漂石（代替干砌片石铺砌）的厚度不小于 0.35 m，对形状为扁平者，不小于 0.30 m，下设反滤层的规定与干砌片石相同。

1.0.13 铁路桥涵混凝土和砌体结构设计除应符合本规范外，并应符合《铁路混凝土结构耐久性设计暂行规定》的规定。

1.0.14 铁路桥涵混凝土和砌体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 混凝土结构 concrete structure
桥涵中以混凝土作为主要建筑材料整体浇注成的结构。
- 2.1.2 砌体结构 block masonry structure
桥涵中以混凝土块或石块用水泥砂浆砌成的结构。
- 2.1.3 拱桥 arch bridge
以拱圈或拱肋作为桥跨结构的桥。
- 2.1.4 拱涵 arch culvert
洞身顶部呈拱形的涵洞。
- 2.1.5 实体墩台 solid pier and abutment
墩身和台身为实体的桥墩和桥台。
- 2.1.6 空心墩 hollow pier
墩身为空腔体的桥墩。

2.2 符 号

- MU——石料强度等级的代号
- M——水泥砂浆强度等级的代号
- C——混凝土强度等级的代号
- N ——作用于墩台顶面处的轴向压力
- N_{cr} ——墩台顺截面回转半径较小方向弯曲的纵向弯曲（屈曲）
临界荷载
- K ——安全系数
- e ——墩台身或拱圈横截面上合力的偏心距
- S ——沿墩台身截面重心与合力作用点的连线上量取，自截面

重心至该连线与截面外包轮廓线的交点的距离

S_0 ——截面重心至最大压应力边缘的距离

3 材料及容许应力

3.0.1 混凝土及混凝土块的强度等级应按铁道部现行《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) 的规定确定。

石料的强度等级应以边长 7 cm 的立方体石料试块, 在饱和湿度条件下的抗压极限强度值, 对照表 3.0.1—1 值确定; 也可采用边长 20 cm 的立方体石料的试块, 将其在饱和对照湿度条件下的抗压极限强度值乘以系数 1.43, 对照表 3.0.1—1 确定。

表 3.0.1—1 石料强度等级及其抗压极限强度

石料强度等级	MU120	MU100	MU90	MU80	MU70	MU60	MU50	MU40	MU30
抗压极限强度 (MPa)	120	100	90	80	70	60	50	40	30

水泥砂浆的强度等级为根据标准方法制作边长 7.07 cm 的立方体试件, 在标准养护条件下 28 d 龄期的抗压极限强度, 对照表 3.0.1—2 确定。

表 3.0.1—2 水泥砂浆强度等级及其抗压极限强度

水泥砂浆强度等级	M20	M10
抗压极限强度 (MPa)	20	10

3.0.2 环境水对混凝土侵蚀类型及侵蚀程度应按本规范附录 A 判定。

当环境水对混凝土具有侵蚀时, 弱侵蚀时混凝土的抗渗等级不应低于 P8, 中等侵蚀时混凝土的抗渗等级不应低于 P10, 强侵

蚀时混凝土的抗渗等级不应低于 P12。

3.0.3 配置构造钢筋的桥涵结构，混凝土中的氯离子含量不得大于 0.06%。

3.0.4 石砌体和混凝土块砌体中心及偏心受压容许应力 $[\sigma_c]$ 应按表 3.0.4 采用。

表 3.0.4 石砌体和混凝土块砌体中心及偏心受压容许应力 (MPa)

砌体种类	石料和混凝土块强度等级	水泥砂浆强度等级	
		M20	M10
片石砌体	MU100	3.0	2.2
	MU80	2.7	2.0
	MU70	2.5	1.9
	MU50	2.1	1.6
	MU30	1.8	1.3
块石砌体	MU100	5.6	4.9
	MU80	4.7	4.1
	MU70	4.2	3.6
	MU50	3.3	2.8
粗料石砌体	MU120	8.2	5.0
	MU100	7.1	5.0
	MU80	6.0	4.8
	MU60	4.9	4.1
混凝土块砌体	C30	5.6	4.7
	C25	5.0	4.2
	C20	4.4	3.6
	C15	—	3.0

注：1 介于表列石料或水泥砂浆的强度等级之间的其他砌体的受压容许应力，可用内插法确定；

2 如有特殊需要必须采用细料石及半细料石砌体时，其受压容许应力可按粗料石砌体的受压容许应力，分别乘以提高系数 1.43 及 1.14，但提高后的受压容许应力，不应大于表 3.0.1—2 所列相应水泥砂浆抗压极限强度的 1/2；

3 当混凝土块厚度 h 超过 0.20m 时，应乘以下列提高系数 C ：

$$\begin{aligned}
 h \leq 0.40 \text{ m} & \quad C = 0.6 + 2.0h \\
 h > 0.40 \text{ m} & \quad C = 1.2 + 0.5h \leq 1.7
 \end{aligned}$$

3.0.5 混凝土的容许应力，应按表 3.0.5 的规定采用。

表 3.0.5 混凝土的容许应力 (MPa)

应 力 种 类	符 号	混 凝 土 强 度 等 级			
		C30	C25	C20	C15
中心受压	$[\sigma_c]$	8.0	6.8	5.4	4.0
弯曲受压及偏心受压	$[\sigma_b]$	10.0	8.5	6.8	5.0
弯曲拉应力	$[\sigma_{bt}]$	0.55	0.50	0.43	0.35
纯剪应力	$[\tau_c]$	1.10	1.00	0.85	0.70
局部承压应力	$[\sigma_{c-1}]$	$8.0 \sqrt{\frac{A}{Ac}}$	$6.8 \sqrt{\frac{A}{Ac}}$	$5.4 \sqrt{\frac{A}{Ac}}$	$4.0 \sqrt{\frac{A}{Ac}}$

注：1 片石混凝土的容许压应力与混凝土相同；

2 A、Ac 符号的意义及计算方法同铁道部《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)。

3.0.6 各种荷载组合作用下，表 3.0.4 及表 3.0.5 的各项容许应力，除纯剪应力外，可乘以下列系数：

主力	1.0
主力 + 附加力	1.3
主力 + 特殊荷载（地震力除外）	1.4

3.0.7 石砌体的受压弹性模量采用 $E_0 = 12 \text{ GPa}$ 。混凝土及片石混凝土的受压弹性模量应按铁道部《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) 采用。

4 拱 桥

4.1 计 算

4.1.1 计算混凝土超静定拱圈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。

4.1.2 跨度等于和小于 25 m 的混凝土块砌体的拱桥和石砌的拱桥，当矢跨比等于和大于 1/5 时，可不计温度变化的影响。

4.1.3 混凝土和石砌拱圈截面上的法向合力偏心距 e 应符合下列规定：

$$\text{主力} \quad e \leq 0.25h$$

$$\text{主力 + 附加力} \quad e \leq 0.3h$$

式中 h 为拱圈截面的高度。

4.1.4 混凝土和石砌拱圈的截面应力 σ 应按下列式检算：

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{Mx}{I} \leq [\sigma] \quad (4.1.4)$$

式中 N, M ——作用于拱圈截面上的法向压力 (MN) 和弯矩 (MN·m)；

A, I ——分别为拱圈截面面积 (m²) 和截面绕垂直弯矩作用平面的轴线的惯性矩 (m⁴)；

x ——检算应力点至截面中心的距离 (m)；

$[\sigma]$ ——中心受压或偏心受压容许压应力 (MPa)。

混凝土和石砌拱圈不计截面拉应力。当按上式检算出现拉应力时，应根据截面压应力成三角形分布和压应力的合力与 N 相平衡的假定，检算截面的最大压应力，其最大压应力不应大于拱圈容许压应力。

4.2 构 造

4.2.1 石砌及混凝土的拱桥，拱顶至轨底间的填料厚度不应小于 0.7 m，也不宜过大，并应以经筛选的坚硬未风化的碎石或经挑选洗净的卵石填充。

4.2.2 当拱上侧墙高度不大于 10 m，且侧墙间用无侧压的材料填筑时，侧墙厚度可不经计算采用 1 m。

4.2.3 防水层以下的填料，应采用混凝土或浆砌片石。

4.2.4 石砌拱桥的拱圈侧面及拱上结构侧面，均应加镶面。

4.2.5 拱上结构的飞檐高度不得小于 20 cm。石砌飞檐可用长度不小于厚度 2 倍的石料砌成。飞檐石承托在侧墙顶的长度，必须大于其悬出长度的 1.5 倍，并不得小于 30 cm。飞檐石悬出长度不应小于 10 cm。

5 墩 台

5.1 计 算

5.1.1 在各种荷载组合作用下, 混凝土实体墩台身截面上法向合力的偏心距 e 应符合下列规定 (图 5.1.1):

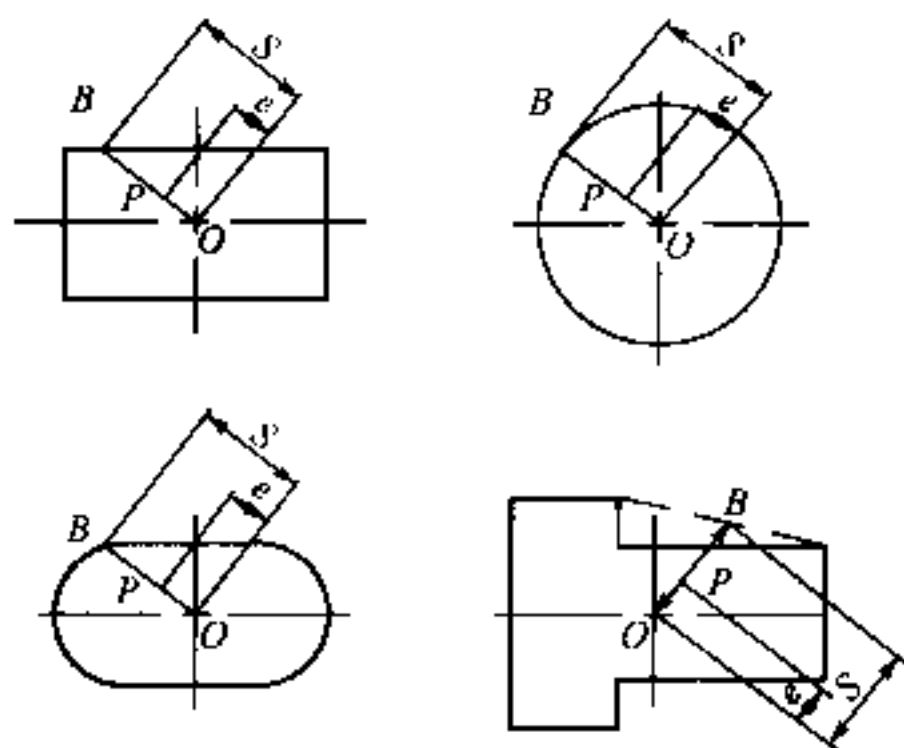


图 5.1.1 截面上合力偏心距示意

O ——截面重心; P ——合力作用点;

B —— OP 连线与截面外包轮廓线的交点。

主力		$e \leq 0.5S$
主力 + 附加力	圆形截面	$e \leq 0.5S$
主力 + 附加力	其他形状截面	$e \leq 0.6S$
主力 + 特殊荷载 (地震力除外)		$e \leq 0.7S$

式中 S 系沿截面重心与合力作用点的连线量取, 自截面重心至该连线与截面外包轮廓线的交点的距离。

5.1.2 混凝土墩台在中心受压及偏心受压时, 其整体纵向稳定性应按下式检算:

$$KN < N_{cr} \quad (5.1.2-1)$$

式中 N ——作用于墩台顶面处的轴向压力 (MN);

K ——安全系数, 对于整体灌注的混凝土墩台, 主力时 $K = 2.0$, 主力加附加力时 $K = 1.6$; 对于混凝土块砌体, 主力时 $K = 2.5$, 主力加附加力时 $K = 2.0$;

N_{cr} ——墩台顺截面回转半径较小方向弯曲的纵向弯曲 (屈曲) 临界荷载 (MN), 应按下式计算:

$$N_{cr} = \alpha \frac{4mE_0 I_d}{l_0^2} \left(\frac{1}{1 + \alpha \frac{4mE_0 I_d}{l_0^2} \cdot \frac{1}{1.1R_c A_0}} \right) \quad (5.1.2-2)$$

E_0 ——墩台身的受压弹性模量, 对于整体浇注的混凝土墩台采用铁道部现行《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) 中的混凝土受压弹性模量, 按本规范第 3.0.7 条确定, 对于混凝土块砌体, $E_0 \approx 900 R_c$;

R_c ——墩台身的抗压极限强度 (MPa), 对于整体灌注的混凝土墩台可采用铁道部现行《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) 中轴心抗压极限强度 f_c 值; 对于混凝土块, 按 $R_c = K [\sigma_c]$ 计算, $[\sigma_c]$ 为混凝土块砌体的中心及偏心受压容许应力 (MPa), 按表 3.0.4 确定;

K ——安全系数, 如上面所列;

I_d ——墩台底截面绕垂直弯曲方向重心轴的全截面惯性矩 (m^4);

A_0 ——墩台平均截面的全面积 (m^2), 对于上面小、下面大的实体桥墩, A_0 为整个墩身平均截面的全面积;

l_0 ——整个墩台的计算长度;

α ——刚度修正系数, 可近似按 $\alpha = [0.1/(0.2 + e_0/h)] +$

0.16 计算, 其中的 e_0 为顺弯曲方向轴向压力 N 对墩台平均截面重心的偏心距, 对于上面小、下面大的实体桥墩, e_0 为顺弯曲方向 N 对墩台身平均截面重心的偏心距 (m);

h ——该截面顺弯曲方向的长度 (m);

m ——变截面影响系数, 按表 5.1.2 确定;

I_0 ——墩台顶截面绕垂直弯曲方向重心轴的惯性矩 (m^4)。

表 5.1.2 m 值

I_0/I_d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
m	1.20	1.51	1.71	1.87	2.00	2.12	2.22	2.31	2.39	$\pi^2/4$

5.1.3 混凝土和砌体墩台的截面强度应按下式检算:

$$\sigma = \frac{N + G}{A} \pm \frac{M_y \eta_x x}{I_y} \pm \frac{M_x \eta_y y}{I_x} \leq [\sigma] \quad (5.1.3-1)$$

式中 σ ——墩台中任一检算截面上的压应力 (MPa);

N ——作用于墩台顶面处的轴向压力 (MN);

G ——检算截面以上顺轴向的墩台自重 (MN);

A ——检算截面的全面积 (m^2);

$[\sigma]$ ——墩台的中心受压或偏心受压容许压应力 (MPa);

M_x, M_y ——检算截面上对重心轴 x 和 y 的弯矩 (MN·m);

I_x, I_y ——检算截面绕重心轴 x 和 y 的全截面惯性矩 (m^4);

x, y ——检算截面上最大应力点或最小应力点的坐标 (m);

η_x, η_y ——检算截面上弯矩 M_y 和 M_x 的增大系数:

$$\eta_x \approx 1 + \frac{\left(\frac{1}{1 - \frac{KN}{N_{crx}} \cdot B_x} - 1 \right) u'}{l_0/2} \quad (5.1.3-2)$$

$$\eta_y \approx 1 + \frac{\left(\frac{1}{1 - \frac{KN}{N_{cry}} \cdot B_y} - 1 \right) u'}{l_0/2} \quad (5.1.3-3)$$

其中 K 为安全系数, 按第 5.1.2 条所列值采用。 u' 为计算位置, 对于上端自由、下端固结的情况, $u' = u$; 对于上下端均铰结的情况, 当 $u \leq \frac{l_0}{2}$ 时, $u' = u$; 当 $u \geq \frac{l_0}{2}$ 时, $u' = l_0 - u$, 其中 u 为墩台顶面至检算截面的距离 (m); l_0 为墩台侧向稳定性检算的计算长度 (m), 按《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) 采用; 系数 $B_x = \frac{1.1R_c A_0 - N_{crx}}{1.1R_c A_0 - KN}$, $B_y = \frac{1.1R_c A_0 - N_{cry}}{1.1R_c A_0 - KN}$; 其中 N_{crx} 和 N_{cry} 为墩台重心轴 x 方向和 y 方向的纵向弯曲 (屈曲) 临界荷载:

$$N_{crx} = \alpha \frac{4mE_0 I_{dy}}{l_0^2} \left(\frac{1}{1 + \alpha \frac{4mE_0 I_{dy}}{l_0^2} \cdot \frac{1}{1.1R_c A_0}} \right) \quad (5.1.3-4)$$

$$N_{cry} = \alpha \frac{4mE_0 I_{dx}}{l_0^2} \left(\frac{1}{1 + \alpha \frac{4mE_0 I_{dx}}{l_0^2} \cdot \frac{1}{1.1R_c A_0}} \right) \quad (5.1.3-5)$$

其中 I_{dx} 和 I_{dy} 为墩台底截面绕其重心轴 x 和 y 的惯性矩。其余符号的意义与第 5.1.2 条相同。

当按式 (5.1.3-1) 计算的最小应力为负值时, 实体墩台不考虑截面承受拉应力, 而采用偏心距 $e_x = \frac{M_x \eta_x}{N + G}$ 和 $e_y = \frac{M_y \eta_y}{N + G}$ 确定合力 $N + G$ 的作用点, 然后根据截面压应力成三角形分布和压应力的合力与 $N + G$ 相平衡的假定, 检算截面的最大压应力, 其最大压应力不应大于墩台身容许压应力。

5.1.4 混凝土空心墩尚应检算墩身局部稳定和截面拉应力, 其拉应力值不得大于表 3.0.5 规定的容许值。

混凝土空心墩应考虑墩身与顶帽下实体过渡段联结和与基础联结处固端干扰的影响。

5.2 构 造

5.2.1 有强烈流冰或有大量撞击、磨损结构的漂流物时，在下列高度范围内，墩台身混凝土强度等级不应低于 C30，并加设护面钢筋。

1 有强烈流冰时，自最低流冰水位的冰层底面以下 0.5 m 至最高流冰水位以上 1.0 m 范围内。

2 有大量撞击、磨损结构的漂流物时，自河底可能被冲刷处至设计频率水位（尚应考虑壅水、浪高、河湾超高、河床淤积、局部股流涌高等影响）范围内。

5.2.2 混凝土墩台突变截面及施工缝处，应采取安设接头钢筋等加强措施。

5.2.3 在年最冷月份平均气温 -15°C 及以下地区，应视冻融循环情况，对水位变化段的墩、台身采取保护措施或提高该段混凝土耐久性设计等级，以满足墩、台身结构耐久性能。

6 涵 洞

6.1 计 算

6.1.1 混凝土和石砌拱涵的拱圈应按无铰拱计算，可不考虑曲率、剪切变形、弹性压缩以及混凝土收缩和温度变化的影响。

6.1.2 涵洞的端翼墙及边、中墙的截面尺寸，除按构造要求确定外，应对截面进行偏心 and 应力检算，端翼墙截面偏心容许值为 $0.6S_0$ (S_0 为截面重心至最大压应力边缘的距离)，边、中墙截面偏心容许值应符合本规范第 5.1.1 条的规定。

6.2 构 造

6.2.1 涵洞出入口石砌翼墙及中墩分水棱的外露面和石拱圈端侧面均应镶面并勾缝。涵洞各部位的镶面石料及水泥砂浆的强度等级，不应低于同部位砌体的强度等级。

附录 A 环境水对混凝土侵蚀类型 及侵蚀程度的判定

表 A 环境水对混凝土侵蚀类型及侵蚀程度的判定

序号	侵蚀类型	环境条件特征		判定项目	侵蚀程度		
		地质条件	水质 pH 值		弱侵蚀	中等侵蚀	强侵蚀
1	硫酸盐 侵蚀	石膏地层	7.0 ~ 8.0	SO_4^{2-} (mg/L)	500 ~	1000 ~	> 2000
		含盐地层	7.5 ~ 9.0		1000 ~ 2000	2001 ~ 4000	> 4000
2	镁盐侵蚀	含镁盐渍土、 盐湖、盐田、 海水	8.0 ~ 10.0	Mg^{2+} (g/L)	1000 ~ 3000	3001 ~ 7500	> 7500
3	盐类结晶 侵蚀	干旱地区盐渍 土、碱土、滨 海平原盐渍土	8.0 ~ 12.0	溶解盐类 (g/L)	10 ~ 15	16 ~ 30	> 30
4	硫酸型酸 性侵蚀	煤系地层、黑 色岩层、有色 金属矿田、矿 脉	1.5 ~ 6.5	pH 值	6.5 ~ 6.1	6.0 ~ 5.0	≤ 5.0
				SO_4^{2-} (mg/L)	≤ 250	251 ~ 1000	> 1000
5	溶出型侵 蚀 (含碳 酸型侵蚀)	富含有机质的 淤泥和土壤, 低矿化度河水 和地下水	5.0 ~ 6.5	pH 值	6.5 ~ 6.1	6.0 ~ 5.0	—
				HCO_3^- (mmol/L)	1.5 ~ 0.7	< 0.7	—

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”。

《铁路桥涵混凝土和砌体结构设计规范》

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 本规范适用范围由原规范的旅客列车最高行车速度140 km/h改为160 km/h，并明确了货车的设计行车速度。

1.0.3 本规范采用的设计荷载应与铁道部现行《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1)的规定一致。

1.0.4 增加了正常使用年限的要求。所谓正常使用年限就是指在正常设计、正常施工、正常使用、正常维修和养护管理等情况下的结构使用年限。

1.0.6 混凝土和石砌材料，一般适用于拱桥、涵洞及桥梁墩台。

本条所列的铁路桥涵常用材料，有片石、块石、粗料石、混凝土块砌体以及整体浇注混凝土和片石混凝土等六种。1959年《桥规》有粗凿石及毛方石，因石料规格大体相同，为了减少类型与工民建、公路规范一致，结合国内试验资料将这两类改为粗料石。1959年《桥规》中半细料石（半细方石）及细料石（细方石）因标准要求较高，现场极少采用，故未列入本条，仅在表3.0.4的注2中列有这两种砌体的容许应力，供特殊设计时使用。

砂浆是联结砌块之间的胶结料，砂浆强度等级不应低于砌体28 d的极限强度。但实验证明，砌体强度不随砂浆的强度等级直线增长。如果砂浆强度等级选用过高，从强度利用系数来考虑，不能充分发挥作用；从耐久性考虑，尚无试验的数据。因此本条

仅根据过去的使用经验，规定各种砌体的最低砂浆强度等级。

桥涵结构受冰、霜、雨、雪、温度、水流等自然因素的影响容易破坏，尤其在水位变化、冰融作用的部位，表面经常有风化剥落现象。为了保持结构物的耐久性，减少养护维修工作，本次修订根据以往使用经验，规定主体工程混凝土的最低强度等级由 C10 提高至 C15，石料最低强度等级为 MU50。

沉井的填心，拱桥的填腹等填充材料，一般不直接与外界接触，受风化、冰冻、侵蚀、磨损等影响较小，在满足结构受力要求条件下，可采用较低强度等级的材料。防护工程如桥头锥体护坡、河床铺砌、导流堤、挑水坝、丁坝、护岸等建筑物，非直接承受活载，损坏后修复也比较容易，一般不至于直接影响行车安全，所以可适当降低材料标准。

片石混凝土内掺用片石量，1959 年《桥规》规定不超过总体积的 25%。根据近年施工经验，掺用 25% 片石不易达到设计要求，因此规定片石混凝土内掺入片石量不得超过总体积的 20%。

本次规范修订，片石砌体、块石砌体适用范围有所缩小，均不再适用于桥梁墩台及基础；片石砌体也不再适用于涵洞的边墙、端墙及基础。

混凝土的最低强度等级由 C10 提高至 C15，水泥砂浆最低强度等级由 M5 提高至 M10。石料的最低强度等级也有适当提高。

这些修改主要从两方面考虑：

一方面，控制工程施工质量。目前实际工程中，片石砌体、块石砌体用于工程时，由于片石砌体、块石砌体本身匀质性较差，施工质量参差不齐，施工后，工程出现质量问题的比率远高于混凝土作为结构建筑材料的情况。故为了保证桥涵结构主体工程的施工质量，本次规范修订调整了片石砌体和块石砌体的适用范围。

另一方面，提高工程结构的耐久性。

材料的自身特性和结构的设计与施工质量是决定其耐久性的内因。混凝土的材料组成，如水灰比、水泥品种和数量，骨料的种类与级配都直接影响混凝土结构的耐久性。故本次修订对材料的等级适当提高，以提高工程结构的耐久性。

1.0.7 软化系数是用于检验石料受水影响及耐风化的重要指标。为了避免石料因水的影响而使强度降低过多，影响建筑物的耐久性，故本条规定软化系数为选择材料的一个指标。

在水利工程中，材料一般受水作用比较严重，故要求软化系数不得小于 0.85，次要的或受潮湿影响较小的建筑物，其软化系数不得小于 0.75。《铁路桥涵地基和基础设计规范》附录 A 中对新鲜岩石抗风化能力分级中以软化系数 0.75 作为区分易风化和不易风化的一个指标。考虑桥涵主体工程的石料使用条件，一般较水利工程好一些（如水压较小），较之深埋覆盖的、整体的天然岩石地基又差一些，因此规定对于浸水和潮湿地区的石砌体主体工程石料，软化系数不得低于 0.8。至于无水旱桥、沉井的填心、拱桥的填腹及各类防护工程，可不考虑软化系数 0.8 的要求。

在年最冷月份平均温度为 $-5^{\circ}\text{C} \sim -15^{\circ}\text{C}$ 或 -15°C 以下的地区，桥涵工程所用的石料，除满足一般地区的规定外，尚应考虑气温低，昼夜温差大，经常与冰雪接触冻害严重等特点，因此石料尚需符合抗冻试验要求。年最冷月份平均温度为 -15°C 以下的地区的涵洞，由于涵顶有土覆盖，洞口有防冻措施，故洞身的砌体及混凝土强度等级可与一般地区相同。但对墩台及涵洞口以外的结构其抗冻要求更高一些，同时为了提高结构的耐久性，本次桥规修订规定墩台（包括墩台身及基础）混凝土不低于 C30，涵洞口砌体的水泥砂浆不低于 M20，均较 2000 年第 1 版规范有所提高。

1.0.8 桥涵工程中的混凝土或石砌结构，当环境水有侵蚀性时容易遭到损坏。其受侵蚀的原因主要有两种：一是材料中的某些成分被水所溶蚀，二是材料中的某些成分与水中的酸、碱、盐等

起化学作用，生成有害的物质，导致结构物的破坏。

根据侵蚀水对常用普通水泥（硅酸盐水泥）侵蚀作用的性质，除考虑混凝土或砂浆的密实度、水压及水的渗滤速度等因素外，还应按规定对环境水进行水质分析，一般应测定下列各项：

(1) 溶出性侵蚀（淡水侵蚀）：水泥的主要化合物有氢氧化钙、水化硅酸钙、水化铝酸钙。在有压水及流动水的作用下，将混凝土中的氢氧化钙溶解，使孔隙中的石灰浓度减低，空洞逐渐增大，引起水化硅酸钙及水化铝酸钙等化合物的分解，使混凝土或砂浆强度逐渐降低，而引起结构物破坏。这主要与水中的重碳酸盐碱度有关。重碳酸盐碱度愈小，它能溶解的石灰就越多，损坏也就愈大。

(2) 一般酸类侵蚀：沼池水、地下水及工业废水中常含有游离的无机酸及有机酸。游离酸对混凝土或砂浆侵蚀程度，与游离氢离子的浓度有关。通常以 pH 值表示。pH 值愈小酸性愈强，则侵蚀愈严重。

(3) 二氧化碳（ CO_2 ）侵蚀：天然水中含有一些游离 CO_2 ，若 CO_2 过多则对水泥起破坏作用。因此应测定水中游离碳酸含量。

(4) 硫酸盐侵蚀：在海水、地下水、盐沼水及湖水等矿质水中，常含有大量的硫酸盐类。硫酸盐的侵蚀主要决定于水中 SO_4^{2-} 的浓度，且与水中 Cl^- 的含量有关。

(5) 镁盐侵蚀：海水、地下水及其他矿物水中，常含有大量的镁盐，对水泥有侵蚀作用。这主要决定于水中 Mg^{2+} 离子含量，同时还必须考虑 SO_4^{2-} 离子的浓度。

根据环境水对普通水泥侵蚀的情况，对砂浆或混凝土均应采用具有抗侵蚀性能的特种水泥和集料配制，必要时尚须采取提高混凝土和砂浆的密度等措施。

当环境水的侵蚀性较强，选用各种水泥都不能保证建筑物在规定使用时间内的耐久性时，则应根据环境水及侵蚀性的类型及

其程度、建筑物尺寸、形状及重要性、建筑物所处的环境条件（水压力的大小及有无机械作用等）以及经济合理性等因素，采取防止侵蚀的特殊措施。如作防护层或将混凝土作人工碳化等。

经常受侵蚀性环境水作用的结构物应采用耐腐蚀混凝土，参照铁道部现行《铁路混凝土与砌体工程施工质量验收标准》（TB 10424）第 F.0.1 条的有关规定补充了附录 A（环境水对混凝土侵蚀类型及侵蚀程度的判定表）。

防水混凝土的抗渗等级，应根据防水混凝土的设计壁厚及地下水的最大水头比值来确定。混凝土的抗渗和防冻设计可参考《水工混凝土结构设计规范》（SL/T 5057）及《地下工程防水技术规范》（GB 50108）的规定。

（1）水工混凝土的抗渗指标最低为 0.4 MPa。

（2）地下工程防水混凝土的抗渗指标最低为 0.6 MPa。

（3）人防工程防水混凝土的抗渗指标最低为 0.6 MPa。

各规范均未根据防腐等级来确定混凝土的抗渗指标，最小抗渗指标均不超过 0.6 MPa。

《铁路混凝土与砌体工程施工规范》（TB 10210—2001）规定“当环境水对混凝土具有侵蚀时，弱侵蚀时混凝土的抗渗等级应达到 P6，中等侵蚀时混凝土的抗渗等级应达到 P8，强侵蚀时混凝土的抗渗等级应达到 P10。”

本次规范修订为了提高结构的耐久性，在《铁路混凝土与砌体工程施工规范》（TB 10210—2001）基础上对耐腐蚀混凝土的抗渗等级进行了提高。

1.0.9 由于混凝土中的碱金属离子和骨料中的碱活性矿物发生反应，生成化合物，并吸水膨胀产生压力，从而造成混凝土开裂。

碱—骨料反应引起的混凝土结构破坏程度，比其他耐久性破坏发展更快，后果更为严重。碱—骨料反应一旦发生，很难加以控制，一般不到两年就会使结构出现明显开裂，所以有时也称碱

骨料反应是混凝土结构的“癌症”。

目前，由于碱—骨料反应而造成的混凝土破坏现象较突出，故出于提高工程结构的耐久性的考虑，本次修订增订了本条。

1.0.10 混凝土和石砌结构的截面最小尺寸，当不是受力情况控制时，主要是根据各种材料的规格与施工工艺要求，结合以往的设计与施工经验拟定的。

对于整体浇注的混凝土，应考虑到在浇注、捣固及拆模时，不致将混凝土撬坏，所以规定截面最小尺寸为 0.30 m。石砌体（或混凝土块砌体）的块件尺寸，根据规定最小石料厚度 0.15（片石）~0.20 m，长度不小于厚度或厚度的 1.5 倍，考虑结构截面最少由两块组成，且能搭接与错缝构成整体，所以规定结构截面最小尺寸为 0.40 m。

1.0.11 石砌体的外露面，石料本身应满足强度、软化系数及抗冻等有关规定。砌体表面应比较平整，以防积水、冰冻和侵蚀，应具有抗强烈流冰或大颗粒冲积物磨损的耐久性，因此一般均应镶面并勾缝。

根据以往使用的经验，C30 混凝土对防冻、防水、防风化及耐磨损等性能较好，一般可不镶面。但用于石砌体的镶面时，应考虑内外不同材料由于施工收缩差对砌体整体受力的影响。

1.0.12 1975 年《桥规》规定干砌片石、栽砌漂石下反滤层厚度为 0.15 m。根据目前使用经验规定为不小于 0.10 或 0.15 m，设计时可按防护处水流速度或反滤层下土的具体情况来确定。如流速较大时，用较厚的反滤层；在普通土上铺设时，用较厚的反滤层；在渗水土上铺设时，用较薄的反滤层。本次桥规修订按 1999 年《桥规》办理，不做修改。

3.0.1 本规范为与有关国家标准取得一致，对石料试件规定为边长 7 cm 的立方体。如果石料试件采取为 20 cm 时，将其在饱和湿度条件下的极限抗压强度乘以系数 1.43，换算成边长 7 cm 立方体试件的极限强度，按本规范条文中表 3.0.1—1 确定石料的

强度等级。系数 1.43 是引自国标《砌体结构设计规范》(GB 50003—2001) 附录 A 的附表 A.2。

3.0.3 具体详见第 1.0.8 条条文说明。

3.0.4

1 混凝土块及石砌体的抗压强度，与砌块本身强度、排列、几何尺寸以及砂浆强度、密实度等有关。其中以砂浆强度及本身强度影响最为显著，但排列对砌体的初裂强度影响也较大。所以砌体的强度不能单纯依靠提高砂浆强度来取得，而应按照规定的施工工艺要求，合理选用块体，改善排列，提高砂浆的密实度来保证。

混凝土块和石砌体中心及偏心受压容许应力均按国标《砖石结构设计规范》(GBJ 3—73) 中有关砌体抗压强度的计算方法换算，除以本规范所拟定的安全系数 K ，并乘以偏心受压时塑性影响提高系数 1.25 而得。说明如下：

(1) 国标砌体强度公式是采用混合砂浆的试件资料制定的。混合砂浆比目前铁路桥涵工程上所使用的纯水泥砂浆性能好，强度高。考虑目前使用纯水泥砂浆的实际情况，条文中的数值均已乘以 0.9 的折减系数。

(2) 目前，使用砌块石料（或混凝土块）的最小厚度均大于 0.20m。砌块（指块石、粗料石、混凝土块）砌体容许应力 $[\sigma_c]$ 已换算为层厚 0.20m 的数值。对块石、粗料石、半细料石或细料石等砌体，可直接查用条文中表 3.0.2 的容许应力 $[\sigma_c]$ 。对混凝土块砌体，由于砌块厚度可随现场起重设备能力而加厚，故应按本规范条文中表 3.0.4 注 3 乘以提高系数 C 值。

2 为考虑混凝土和砌体材料应力的塑性影响，砌体的容许应力采用为 1.25 的塑性影响提高系数。本规范对受压构件的强度系按弹性理论公式计算的，截面上应力分布图形为三角形。但实际上砌体为弹塑性材料，应力图形为抛物线形。从国内外一些现行规范有关强度计算公式比较，矩形截面偏心值在 $0.3S \sim 0.6S$

(S 为矩形截面中平行偏心的边长的 $1/2$) 时, 按弹性理论计算的应力比按极限理论计算值大 $45\% \sim 75\%$; 比试验分析偏大 $50\% \sim 60\%$ 。由建研院西南所试验所得矩形截面偏心受压强度计算公式计算的塑性影响系数与偏心率的关系曲线, 在常用偏心距范围内 ($0.1S \sim 0.7S$), 塑性影响系数均大于 1.25 。据上述分析, 为简化计算, 不论截面形状及偏心距多少, 塑性影响提高系数值均采用 1.25 。

3 安全系数 K 是结构物的安全储备, 它与技术水平、结构物的重要性、经济条件、实践经验等有关。一般认为影响砌体构件强度较重要的因素有: (1) 砌体材料的匀质性; (2) 施工现场材料非系统试验的差异; (3) 砌筑质量的影响, 如砂浆的饱和度因素的差异等; (4) 构件尺寸的偏差, 如设计尺寸和实际施工的差异影响; (5) 有关荷载的差异, 或计算假定与实际受力情况有出入而产生的影响。目前对砌体的安全系数, 由于还缺乏统计资料, 只能参照其他规范及已往习惯采用的数值确定 (见说明表 3.0.4)。

说明表 3.0.4 各种规范采用安全系数 K 的比较表

砌体类型	国标《砖石结构设计规范》 (GBJ 3—73)	公路桥涵设计规范 (1985 年)	本规范
片石砌体	3.0	3.0	3.0
块石砌体	2.3	2.5	2.7
粗料石砌体	2.3	2.5	2.5
混凝土块砌体	2.3	2.5	2.5

3.0.5 混凝土的容许应力是引自《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)。其中混凝土各项容许应力的安全系数取值如下:

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。

混凝土的轴心受压容许应力是以混凝土的抗压极限强度除以安全系数 2.5 得出；混凝土的弯曲受压及偏心受压容许应力安全系数采用 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；混凝土的弯曲拉应力的容许应力是以混凝土的抗拉极限强度除以安全系数 4.0；纯剪应力的安全系数采用 2.0；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）。混凝土的容许应力的安全系数（见说明表 3.0.5）。

说明表 3.0.5 混凝土的容许应力的安全系数

应 力 种 类	安 全 系 数
中心受压	2.5
弯曲受压及偏心受压	2.0
弯曲拉应力	4.0
纯剪应力	2.0

3.0.6 各种荷载组合的提高系数，是考虑各种荷载出现几率的大小和过去设计及使用经验而提出的。本条将“主力+施工荷载”、“主力+船只或排筏撞击力”、“主力+汽车撞击力”、“主力+长钢轨断轨力”合并为“主力+特殊荷载（地震力除外）”，所采用的提高系数取值为 1.4；“主力+地震力”荷载组合的提高系数可按照国家现行的《铁路工程抗震设计规范》的规定取值；其他荷载组合所采用的数值与 1999 年《桥规》相同。

3.0.7 石砌体的受压弹性模量 E_0 ，一般常用于计算变形与温差应力。石砌体种类繁多，影响 E_0 值的因素也很复杂，它不但与砂浆强度等级、石料规格、石料强度等级、砌体类型有关，且与石料排列、施工工艺亦有很大影响。1959 年《桥规》规定石砌圬工 $E_0 = 6 \text{ GPa}$ ，此规定是偏低的，已经知道的情况有：

(1) 高墩位移的计算值比实测值大，有的要大 1 倍以上。虽

然影响位移计算因素很多，但 E_0 值影响较大。铁道部第二勘测设计院根据石砌高墩实测位移反求的弹性模量值，一般为 11 ~ 14 GPa。

(2) 铁道科学研究院于 1965 年从九个混凝土块砌体的试验结果，求得弹性模量的平均值为 14.4 GPa。

(3) 广西交通厅设计院通过对抗压强度为 65 MPa 的石灰岩块石砌体试验结果：当水泥砂浆强度等级为 M5、M8、M10 时，其 E_0 值分别为 5.1 GPa、8.4 GPa、9.6 GPa。

(4) 原西南铁路工程局技术处试验室通过对浆砌片石大型砌块砌体试验结果：当砂浆为 M5、M10 及 M20 时，其 E_0 值分别为 5 GPa、10 GPa、20 GPa。

根据以上情况，为简化计算，自 1975 年至 1999 年《桥规》，石砌体均采用 $E_0 = 12$ GPa。

本次桥规修订本条未做修改。

4.1.1 超静定拱桥的拱圈（拱肋）温度应力及混凝土收缩应力，由于塑性变形的影响，其实际值远小于按弹性体计算所得的数值。

混凝土拱的塑性变形呈徐变的形式，混凝土收缩及气温的变化（指日平均气温的变化），在拱内引起的应力将是一种持续缓慢的过程，这样徐变效应将表现得更好，降低该两应力的效果也就更大，尤其对混凝土收缩应力在设计中应予考虑。影响混凝土徐变的因素很复杂，如组成混凝土成分的性质、数量及质量，结构物的加载期龄及所处的气候条件等。考虑到结构物施工及工作条件不同，加之我国幅员广大，气候条件相差悬殊，本规范规定按实际资料计算。在缺乏具体资料时也可根据结构物一般的施工、工作及所处的气候条件，偏于安全地给出计算该两应力时的折减参考值，作为近似计算。

据调查，国内有些拱桥按弹性体计算得的温度应力超过圬工的容许应力，或根本不计温度应力并未出现裂缝，故有些铁路、

公路的石拱及混凝土拱温度应力折减 1/2 计算，有的混凝土收缩应力折减为 1/3 计算。

国外有些研究结果认为 25 m 以内的拱桥可不计温度应力，有些认为拱对温度的抗力等于按弹性体计算时抗力的 3 ~ 3.5 倍。至少可按混凝土受压弹性模量的 0.625 倍计算。

影响温度及收缩应力的一个重要因素是徐变特征值 φ_k ，前苏联桥规 (CH 200—62)：

$$\varphi_k = \eta_0 \xi_1 \xi_2 \xi_3 \xi_4 E_0 \quad (\text{说明 4.1.1—1})$$

式中 E_0 ——混凝土弹性模量；

η_0 ——徐变的基数，取决于水泥标号及加载龄期；

$\xi_1, \xi_2, \xi_3, \xi_4$ ——系数，取决于水灰比及水泥胶的含量、结构物最小截面尺寸及空气的相对湿度。

按我国具体情况可取 C25 混凝土，加载龄期 28 d，水灰比 0.5，水泥胶含量 20%，截面尺寸 60 cm，大气相对湿度 70%。

按以往规范，当水泥标号大于或等于 500 号时：

$$\varphi_k = 5.9 \times 10^{-6} \times 1.0 \times 1.0 \times 0.60 \times 1.0 \times 2.9 \times 10^5 = 1.03$$

水泥标号小于 500 号时：

$$\varphi_k = 8.8 \times 10^{-6} \times 1.0 \times 1.0 \times 0.6 \times 1.0 \times 2.9 \times 10^5 = 1.53$$

如水灰比 0.6，大气相对湿度 50%，水泥标号大于或等于 500 号时：

$$\varphi_k = 5.9 \times 10^{-6} \times 1.47 \times 1.0 \times 0.6 \times 1.4 \times 2.9 \times 10^5 = 2.11$$

水泥标号小于 500 号时：

$$\varphi_k = 8.8 \times 10^{-6} \times 1.47 \times 1.0 \times 0.6 \times 1.4 \times 2.9 \times 10^5 = 3.15$$

1964 年国际钢筋混凝土实践法规：

$$\varphi_k = \varphi_0 \alpha_f \beta_f \xi \quad (\text{说明 4.1.1—2})$$

式中 φ_0 ——取决于空气湿度的徐变特征值；

α_f, β_f, ξ ——取决于结构尺寸、水灰比、水泥用量及加载龄期的系数。

条件同上，当水灰比为 0.5，大气湿度 70%，水泥用量按 300 kg/m^3 计：

$$\varphi_k = 2.3 \times 0.6 \times 1.0 \times 1.0 = 1.38$$

如水灰比 0.6，大气湿度 50%，则

$$\varphi_k = 2.85 \times 0.6 \times 1.2 \times 1.0 = 1.98$$

φ_k 变化幅度在 1~3.2 之间，曾以 $\varphi_k = 2.0$ 用下列近似式计算收缩时的 k_0 值：

$$k_0 = \frac{1 - e^{-\varphi_k}}{\varphi_k} \quad (\text{说明 4.1.1—3})$$

$k_0 = 0.432$ ，采用 0.45。

计算温度应力时采用老化后的徐变特征值 φ_{\min} ，一般 $\varphi_{\min} \geq 0.25 \varphi_k$ ，如 $\varphi_{\min} = 0.25 \times 2 = 0.5$ ，按上面所列式 (4.1.1—3) 算得 $k_0 = 0.78$ ，考虑到现 φ_{\min} 是偏低的，故采用 $k_0 = 0.7$ 。

4.1.2 由于铁路上混凝土块砌体和石砌的拱桥较少，目前还缺乏统计资料，只能参照其他规范及已往习惯采用的数值确定，故本条文是参照《公路砖石及混凝土桥涵设计规范》(JTJ 022—85) 制定的。

4.2.1 对于石及混凝土拱桥，拱顶至轨底填料的厚度不应小于 0.7 m，主要是减小活载对拱顶的冲击，一般构造：

轨枕厚	16 cm
道碴厚	45 cm
垫层、防水层、保护层	10 cm
合计	71 cm \approx 70 cm

道碴厚度不宜过大，否则将增加线路养护中清筛道碴的困难。

4.2.2 拱腹如用不产生横向压力的材料（如贫混凝土、浆砌片石等）填筑，此时拱上侧墙可视为外承重墙。当侧墙高度为 10 m 时，其底面由于自重所产生的压应力不过 220~270 kPa，因此限

制侧墙高的惟一条件为高厚比。对外承重墙及隔墙，当其厚度为 30 cm，且用 M5 水泥砂浆砌筑时，其高厚比之极限值不应超过 25。墙厚 1 m，应采用折减系数 0.8，侧墙之极限高厚比应为 $25 \times 0.8 = 20$ 。由于侧墙顶部一般将承受人行道的竖向荷载，还可能因填料坍落而产生横向水平压力以及横向风压力等，应采取安全系数 2，故高厚比不应大于 10，亦即侧墙全高厚度采用顶部最小厚度 1 m 的情况下，其高度不能超过 10 m。

4.2.3 防水层以下的填料，应该坚固密实，给防水层提供牢固的垫层，使之不致破碎，从而保持良好的排水防水性能；再者能使防水层以上的荷载均匀地传至拱圈。故防水层以下的填料必须采用混凝土或浆砌片石。混凝土及砂浆可采用较低强度等级的，以节约水泥。

拱顶附近的防水层最好直接铺设在拱圈上，其间抹一层水泥砂浆，厚度不宜过大，只要能使拱圈背平整光滑即可。

4.2.4 为防止风化、冰冻，增加耐久性及结构物的美观起见，石砌拱桥的拱圈侧面及拱上结构侧面一般均应镶面。

4.2.5 飞檐石高度不小于 20 cm，长度不小于 2 倍高度，最小宽度不小于 $30 + 10 = 40$ cm，此均为拱桥所用石料之最小尺寸。飞檐石承托于侧墙部分之长度，不得小于悬出长度的 1.5 倍，系考虑当砂浆砌缝面一旦发生裂纹时，飞檐石本身仍能维持其稳定性，不致自行坠落造成事故。

突出部分不小于 10 cm，系习用数值，可使飞檐结构线条分明美观，并使飞檐石顶面以上之雨水不致顺侧墙面下流。

5.1.1 限制实体墩台截面上法向合力的偏心距，是为了限制其截面受拉区不致因产生过大的拉应力而开裂，即使开裂，也不致使裂缝过宽，以保证结构物使用上有较好的耐久性和稳定性。

1959 年《桥规》规定，桥梁实体墩台计算主力 + 附加力时，圬工截面合力偏心距 $e \leq 0.5S$ ，1975 年《桥规》放宽至 $e \leq 0.6S$ ，其原因有：

(1) 混凝土和砌体结构属弹塑性材料, 在高应力阶段实际应力状态比按弹性阶段所计算的数值要低得多。我国其他建筑工程规范的容许偏心距都定得较大 $e \leq 0.7S$ (不计风力) 或 $e \leq 0.8S$ (计风力)(GBJ 3—73); 公路交通部门的桥梁规范规定附加力组合及计算施工荷载时 $e \leq 0.6S \sim 0.7S$ 。对照这些规范, 1959 年《桥规》规定的容许偏心距是比较严格的, 具有放宽的余地。

(2) 按本规范规定的容许偏心值, 在截面开裂后墩台开裂截面以上部分仍具有足够的倾覆稳定性。当 $e \leq 0.5S$ 时, 其倾覆稳定安全系数 $K \geq 2.0$; $e \leq 0.6S$ 时, $K \geq 1.67$; $e \leq 0.7S$ 时, $K \geq 1.43$ 。

(3) 既有线上的实体墩台, 虽截面偏心已超过 $0.5S$, 但仍安全无恙, 这给放宽截面容许偏心值提供了一定的根据。第三勘测设计院于 1966 年调查了沈山、锦承、津浦、沈丹及溪田五条线路 (这些铁路已运行 30 ~ 60 年) 的桥梁墩台截面偏心情况, 并选取 384 座墩台作典型分析, 按现行活载检算, 其截面偏心大多已超过 $0.5S$, 一般在 $0.6S$ 左右, 少数可达 $0.8S \sim 1.0S$ 。在这些截面较小的墩台中, 64% 是完好的, 其余 36% 虽曾作局部加固, 可其加固原因并不是由于截面过小而造成的。北京铁路局 1972 年也曾在京包、宣庞、锦承、京山、京广各线选取 22 个典型墩台作过分析, 统计了其中偏心超过 $0.5S$ 的就有 17 个, 超过 $0.6S$ 的有 12 个。这些墩台表面虽有不同程度的裂纹, 但由于有足够的整体性, 故仍在正常使用。

(4) 1966 年以来, 我国有些桥梁的实体墩台已按 $e \leq 0.6S$ 或 $0.66S$ 设计, 1972 年曾在一些试验桥上进行过制动力试验, 未发现不良现象。

从以上分析来看, 将主力加附加力的容许偏心值改为 $0.6S$ 是可行的。至于圆形截面的容许偏心值, 仍采用 $0.5S$, 其理由是:

(1) 根据 1975 年铁道部第四勘测设计院圆形桥墩的设计,

按 $e = 0.6S$ 设计时,有时墩身截面拉应力高达 $1.2 \sim 1.4 \text{ MPa}$,比其他类型桥墩要大得多;若改按 $e = 0.5S$ 设计,则墩身截面拉应力可降至 $0.6 \sim 0.7 \text{ MPa}$,这就和目前设计的其他类型桥墩的截面拉应力相接近。

(2) 圆墩一般用于桥位与水流斜交,水流不稳定的地方,横向往往有意外碰撞的危害。而这种危害一般又难于在设计中恰当考虑。其他类型桥墩截面横桥方向的尺寸总是大于顺桥方向的尺寸,在构造上横桥方向的尺寸都有一定的安全储备,而圆墩截面横桥方向尺寸与顺桥方向相同。

(3) 铁道部 (75) 铁基字 953 号文批准圆形桥墩 (肆桥 4018 标准图) 的截面偏心按 $e = 0.5S$ 设计。

(4) 计算墩台身法向合力偏心距时应该考虑墩台身由于弹性弯曲引起检算截面上弯矩增大的影响 (即考虑弯矩增大系数),但因为有一种意见认为过去的设计虽未考虑该项影响,也没有出现问题,另外,过去的设计往往受偏心距控制,如果考虑该项影响则可能难以满足规范中有关偏心距的规定。因此,本规范对检算偏心距时是否考虑该项影响未作规定,将由设计人员根据具体情况考虑;对于新的设计以考虑该项影响为好。

本规范增加了“主力+汽车撞击力”和“主力+长钢轨断轨力”荷载组合下的偏心距 e 的规定。本条将“主力+施工荷载”、“主力+船只或排筏撞击力”、“主力+汽车撞击力”、“主力+长钢轨断轨力”合并为“主力+特殊荷载 (地震力除外)”,所采用的偏心距 e 取值为 $0.7S$;“主力+地震力”荷载组合的偏心距 e 可按照国家现行的《铁路工程抗震设计规范》的规定取值。

5.1.2 1975 年《桥规》第 2—257 条和第 2—258 条对混凝土和砌体结构构件强度检算和稳定性验算所作的规定存在一些问题,另外,检算稳定性时采取折减容许压应力的办法,不但概念不明确,而且无法考虑构件变截面的影响,因此,在《铁路桥涵混凝土和砌体结构设计规范》(TB 10002.4—99) 修订过程中,已经根

据使用中反应的意见对原条文作了修改，本次修订时，仅从提高墩台耐久性的角度出发，删除了有关砌体墩台的相关规定。

构件的“强度”和“稳定性”是两个不同的概念。设计构件时进行稳定性检算是为了避免构件在轴向荷载作用下因整体发生屈曲而丧失稳定。混凝土的稳定性检算是比较复杂的，因为这类材料的力学性能特殊，加上桥梁墩台多为变截面构件，且构件顶面承受集中侧向（水平）荷载，构件身承受分布侧向（水平）荷载，再加目前又缺乏试验资料，所以在1985年《桥规》修改中只能期望把条文修订得比1975年《桥规》稍合理一些，至于想要得到圆满的解决，还有待今后进行大量试验和理论研究。本次桥规修订未做修改。

对于同一构件，其偏心受压（不论是单向偏心受压还是双向偏心受压）时的屈曲临界荷载与中心受压时的屈曲临界荷载是相同的，这一点早已为材料力学所论证（可见S·铁摩辛柯，J·盖尔《材料力学》第10.1节，胡人礼译，1978年，科学出版社），因此不论构件是中心受压还是偏心受压（也不论是单向偏心受压还是双向偏心受压），其屈曲稳定性可以同一临界荷载按下式进行检算：

$$KN < N_{cr} \quad (\text{说明 5.1.2—1})$$

式中的 N 为作用于构件顶面处的轴向压力， N_{cr} 为构件绕回转半径较小方向弯曲的屈曲临界荷载， K 为避免屈曲采用的安全系数。一般实体墩台的稳定性检算是不控制设计的，但有时感到把握不大，还是需要进行这项检算。1975年《桥规》第2—258条规定，检算构件屈曲稳定性时按 $\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x y}{I_x} + \frac{M_y x}{I_y} \leq \varphi[\sigma_a]$ 进行，也就是检算屈曲稳定性时不仅考虑轴向压力 N 的作用，还要考虑弯矩 M_x 和 M_y 的作用，这是与稳定理论的论断不符的。

众所周知，当不考虑构件自重时，两端可顺构件轴线方向移动的铰结棱柱形构件的屈曲临界荷载 N_{cr} 为

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \quad (\text{说明 5.1.2—2})$$

通常，桥墩多为顶面小、底面大的变截面构件，对于这种变截面构件，其临界荷载可根据 S·铁摩辛柯《弹性稳定理论》(科学出版社，1965 年)第 2.16 节的论述将式(说明 5.1.2—2)加以修改：

$$N_{cr} = \frac{4mEI_d}{l_0^2} \quad (\text{说明 5.1.2—3})$$

式中， I_d 为桥墩底截面顺弯曲方向的惯性矩； l_0 为计算长度， $l_0 = 2l$ ， l 为实际长度； m 为墩身截面变化对临界荷载影响的系数，随墩顶截面绕垂直弯曲方向的重心轴的惯性矩 I_0 与底截面顺弯曲方向的惯性矩 I_d 之比而定。对于圆形、矩形、圆端形(包括实心 and 空心)的桥墩，它们的 m 值是不完全相同的，但是可以粗略地均按说明表 5.1.2 查用。

说明表 5.1.2 m 值

I_0/I_d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
m	1.20	1.51	1.71	1.87	2.00	2.12	2.22	2.31	2.39	$\pi^2/4$

《弹性稳定理论》一书第 2.12 节的论述指出，如果考虑棱柱形构件自重对屈曲临界荷载的影响，在求临界荷载时可以近似地假设构件自重 ql 的一部分向 βql 集中作用于构件顶面处(q 为构件平均单位长度的重量， l 为构件的长度， β 为一系数，对于上端自由下端固定的棱柱形构件， $\beta = 0.3$ ；对于上下端为可顺构件轴线方向移动的铰结棱柱形构件， $\beta = 0.5$)。如果对于墩台之类变截面构件粗略地采用这种方法考虑自重对临界荷载的影响，其临界荷载 N_{cr} 为

$$N_{cr} \approx \frac{4mEI_d}{l_0^2} - \beta ql \quad (\text{说明 5.1.2—4})$$

构件自重对特别细长构件的临界荷载是有影响的，但经检算

说明对于一般实体桥墩可以略去自重荷载的影响，因此本规范没有考虑这项影响。式（说明 5.1.2—3）中的 E 为材料的压弯弹性模量，现将 E 改为受压弹性模量 E_c ，但考虑到用于偏心受压时 E_c 会降低，另外，混凝土的弹塑性材料受压后产生塑性变形，也会引起弹性模量降低，所以设计中应将 E_c 值降低使用。对于偏心受压构件来说，其受拉边缘可能产生横向裂缝，致使截面惯性矩 I_d 减小。本规范考虑上述 E_c 和 I_d 的减小，将 $E_c I_d$ 乘一个由试验所得的修正系数 α ，该系数与偏心距有关。于是式（说明 5.1.2—3）改写为

$$N_{cr} = \alpha \frac{4mE_c I_d}{l_0^2} \quad (\text{说明 5.1.2—5})$$

严格地说，混凝土的受压弹性模量 E_c 是随压应力而变的，如果按本规范中有关条文将 E_c 作为常数来考虑，则与实际不符。另外，规范中所给的混凝土的受压弹性模量值偏大，以此值所求得的临界荷载往往很大，以致屈曲安全系数 K 有时竟达 20 左右，甚至更大，使人感到不可信。前苏联奥尼西克教授曾经提出石砌体中应力和应变关系的经验公式，以此考虑应力变化对弹性模量的影响。由于混凝土的力学性能与石砌体相近似，所以我们在这里对混凝土近似采用该经验公式来考虑应力和应变的关系。该公式为：

$$\epsilon = -\frac{1.1}{\alpha'} \ln \left(1 - \frac{\sigma}{1.1R_c} \right)$$

式中， ϵ 为应变； σ 为应力； R_c 为极限抗压强度； α' 为与砌体所用的水泥砂浆强度等级有关的砌体弹性特征值，对于重砂浆砌体 $\alpha' = 1000$ ，轻砂浆砌体 $\alpha' = 750$ ，平均取用 $\alpha' \approx 900$ 。由于：

$$\frac{d\epsilon}{d\sigma} = -\frac{1.1}{\alpha'} \left(\frac{d \left(1 - \frac{\sigma}{1.1R_c} \right)}{d\sigma} \right) \frac{1}{\left(1 - \frac{\sigma}{1.1R_c} \right)}$$

所以弹性模量：

$$E_c = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \alpha' R_c \left(1 - \frac{\alpha}{1.1 R_c} \right) = E_0 \left(1 - \frac{\alpha}{1.1 R_c} \right)$$

式中, E_0 应为受压初始弹性模量, 但由于本规范采用容许应力法进行设计, 可近似采用《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) 中的受压弹性模量 E_c 值 (该 E_c 是取相应于应力为 $0.5 R_c$ 的割线模量)。对于石砌体, E_0 按本规范第 3.0.7 条确定; 对于混凝土块砌体, $E_0 = \alpha' R_c = 900 R_c$ 。

将上式代入式 (说明 5.1.2—5), 并令 $\sigma = \frac{N_{cr}}{A}$, 得

$$N_{cr} = \alpha \frac{4mE_0 I_d}{l_0^2} \left(\frac{1}{1 + \alpha \frac{4mE_0 I_d}{l_0^2} \cdot \frac{1}{1.1 R_c A_0}} \right)$$

(说明 5.1.2—6)

对于上小、下大的桥墩, 式中 A_0 粗略地取为平均截面积。

对于截面尺寸、偏心距相同但材料不同的构件, 式 (说明 5.1.2—6) 中的 α 值应该是不同的。混凝土的 α 值与钢筋混凝土构件的 α 值是不同的。一般地说, 钢筋混凝土构件的 α 值较大, 而且含钢筋率愈高, α 就愈大; 混凝土构件的 α 值则次之。但目前由于缺乏试验资料, 所以对于混凝土暂时采用钢筋混凝土构件的 α 值。为了偏于安全, 公式中的 e_0 粗略地取为构件顶面处顺弯曲方向压力 N 对构件中平均截面重心的偏心距, h 为该平均截面顺弯曲方向的长度。

前面已提到中心受压和偏心受压构件检算稳定性时, 应只考虑轴向压力 N 的作用而不考虑弯矩的影响。因此, 倘按 1975 年《桥规》第 2—258 条粗略地检算稳定性时, 则应按下式进行:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \varphi [\sigma_c] \quad (\text{说明 5.1.2—7})$$

式中 A 为平均截面积, 求算 φ 值时按最小截面的平均边宽或最小回转半径和整个构件的计算长度 l_0 来求得。分别按式 (说明 5.1.2—7) 和式 (说明 5.1.2—1)、式 (说明 5.1.2—6) 这

样两种方法进行稳定性检算，所得的安全储备是接近的，但如果考虑上面所述 α 值（即 $E_c I_0$ 的修正系数）的影响，那么两种方法所得的安全储备是有所不同的。这里要指出，式（说明 5.1.2—7）无法考虑变截面的影响。按式（说明 5.1.2—7）检算的概念不如按式（说明 5.1.2—1）、式（说明 5.1.2—6）检算的概念那样明确。另外，式（说明 5.1.2—7）中 φ 值计算公式的推导和 φ 值的确定都有值得商榷的地方。因为屈曲临界荷载为：

$$N_{cr} = \alpha \frac{\pi^2 E_{cr} I}{l_0^2} = \alpha \frac{\pi^2 E_{cr} A}{\left(\frac{l_0}{r}\right)^2}$$

式中， $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ 为回转半径； I 为全截面惯性矩； A 为全截面面积。

容许抗屈曲应力为

$$[\sigma_{cr}] = \frac{1}{K} \cdot \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\sigma_{cr}}{K} = \frac{\alpha \pi^2 E_{cr}}{K \left(\frac{l_0}{r}\right)^2} \left(\frac{K'}{R'_c}\right) \left(\frac{R'_c}{K'}\right)$$

式中 K 为屈曲安全系数， K' 为受压安全系数，通常 $K \approx K'$ ，则

$$[\sigma_{cr}] = \alpha \frac{\pi^2 E_{cr}}{R_c \left(\frac{l_0}{r}\right)^2} [\sigma_c] = \varphi [\sigma_c]$$

式中

$$\varphi = \alpha \frac{\pi^2 E_{cr}}{R_c \left(\frac{l_0}{r}\right)^2}$$

考虑

$$E_c = E_0 \left(1 - \frac{\sigma}{1.1 R_c}\right)$$

则

$$E_{cr} = E_0 \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{1.1 R_c}\right) \quad (\text{说明 5.1.2—8})$$

式中 $E_0 = \alpha' R_c$ 。

将式(说明 5.1.2—8)两边各乘以 $\left(\frac{\alpha\pi^2 A}{\left(\frac{l_0}{r}\right)^2 A}\right)$, 于是得

$$\left(\frac{\alpha\pi^2 A}{\left(\frac{l_0}{r}\right)^2 A}\right) E_{cr} = \left(\frac{\alpha\pi^2 A}{\left(\frac{l_0}{r}\right)^2 A}\right) E_0 \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{1.1R_c}\right)$$

令
$$\frac{\alpha\pi^2 E_{cr} A}{\left(\frac{l_0}{r}\right)^2} = N_{cr}$$

$$\frac{\alpha\pi^2 E_0 A}{\left(\frac{l_0}{r}\right)^2} = N_0$$

则
$$\frac{N_{cr}}{A} = \frac{N_0}{A} \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{1.1R_c}\right)$$

得
$$\sigma_{cr} = \sigma_0 \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{1.1R_c}\right)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\sigma_0}{1 + \frac{\sigma_0}{1.1R_c}} \quad (\text{说明 5.1.2—9})$$

前面已提到: $(\sigma_{cr}) = \varphi(\sigma_c)$

即
$$\frac{\sigma_{cr}}{K} = \varphi \frac{R_c}{K'} \quad (\text{说明 5.1.2—10})$$

由于 $K \approx K'$, 按奥尼西克试验, 最大可能的极限强度约为 $1.1R_c$, 将式(说明 5.1.2—10)中的 R_c 改为 $1.1R_c$, 因此

$$\varphi = \frac{\sigma_{cr}}{1.1R_c} = \frac{\frac{\sigma_0}{1.1R_c}}{1 + \frac{\sigma_0}{1.1R_c}} = \frac{\beta}{1 + \beta}$$

其中
$$\beta = \frac{\sigma_0}{1.1R_c} = \frac{\alpha\pi^2 E_0}{1.1R_c \left(\frac{l_0}{r}\right)^2} = \alpha \left(\frac{\pi^2 \alpha' R_c}{1.1R_c \frac{l_0^2}{r^2}} \right)$$

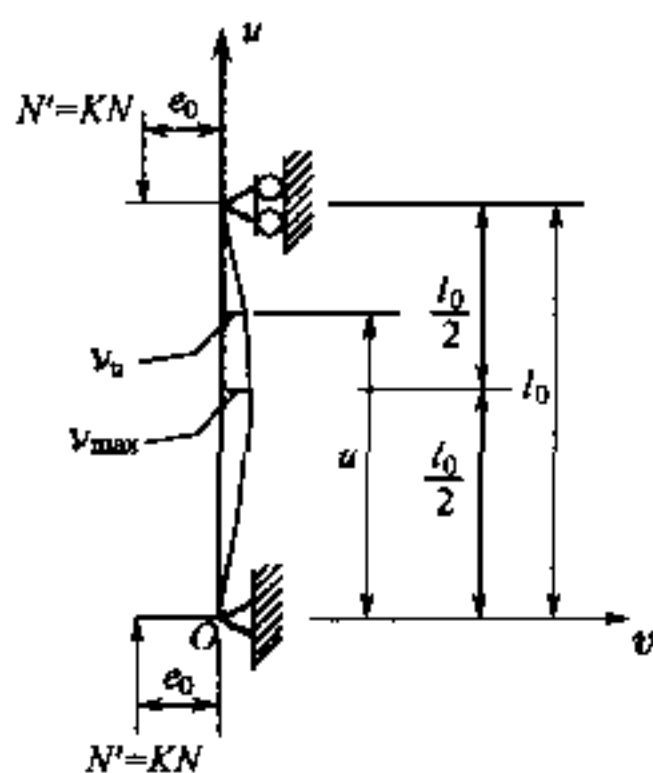
因 $\alpha' \approx 900$, 故

$$\beta = \alpha \left(\frac{8\,075}{\frac{l_0^2}{r^2}} \right)$$

因此, 可以看出 φ 值不仅与 $\frac{l_0}{r}$ 有关, 而且与 α 有关, 但 1975 年《桥规》中的 φ 却与 α 无关, 也就是相当于上式中令 $\alpha = 1$, 1975 年《桥规》表 2—51 中的 φ 值就是按 $\alpha = 1$ 从 $\varphi = \frac{\beta}{1 + \beta}$ 对不同的 $\frac{l_0}{r}$ 值求得, 显然仅适用于中心受压的稳定检算, 而且没有考虑 $E_0 I_0$ 的修正, 所以是欠妥的。

5.1.3 设计受压构件时进行强度检算是为了避免构件中任一截面因压应力大于材料抗压强度而压坏。

桥梁墩台大多为变截面构件, 但是为了讨论方便, 下面假设说明图 5.1.3—1 中一根两端铰结的棱柱形竖直构件, 长度为 l_0 , 截面绕垂直弯曲方向的重心轴的惯性矩为 I , 构件受弯弹性模量为 E , 构件顶面承受偏心压力 N' 作用 ($N' = KN$, N 为构件顶面处实际作用的外压力, K 为避免发生屈曲采用的安全系数), 外压力 N' 对构件轴线的初始偏心距为 e_0 , 构件由于 N' 作用产生挠度 v , 不考虑构件的自重, 则构件的弹性曲线微分方程为



说明图 5.1.3—1

$$EI \frac{d^2 v}{du^2} = -N' (e_0 + v)$$

令 $k^2 = \frac{N'}{EI}$

得

$$\frac{d^2 \nu}{du^2} + k^2 \nu = -k^2 e_0$$

此方程的通解为

$$\nu = C_1 \cdot \sin(ku) + C_2 \cdot \cos(ku) - e_0$$

在 $u=0$ 和 $u=l_0$ 处, $\nu=0$ 。将此边界条件代入上式, 得

$$C_1 = e_0 \cdot \tan\left(\frac{kl_0}{2}\right)$$

$$C_2 = e_0$$

由此, 上列弹性曲线方程为

$$\nu = e_0 \left[\tan\left(\frac{kl_0}{2}\right) \cdot \sin(ku) + \cos(ku) - 1 \right]$$

(说明 5.1.3—1)

跨度中央处的挠度为

$$\nu_{\max} = e_0 \left[\frac{1}{\cos\left(\frac{kl_0}{2}\right)} - 1 \right]$$

根据屈曲临界荷载的定义可知, 当 N' 接近屈曲临界荷载 N_{cr} 时, 挠度 ν 将无限增大。现在从式 (说明 5.1.3—1) 可以看出, 当 $\frac{kl_0}{2}$ 趋近于 $\frac{\pi}{2}$ 时, ν 便趋近于无穷大, 因此, 当 $\frac{kl_0}{2}$ 趋近于 $\frac{\pi}{2}$ 时,

荷载 N' (即 KN) 将趋近于 N_{cr} , 从而得 $kl_0 = \pi = l_0 \sqrt{\frac{N_{cr}}{EI}}$, 这里的 E 应为相应于 N_{cr} 作用下的弹性模量, 可改写为 E_{cr} , 此时的 k

相应于 N_{cr} 应改写为 k_{cr} 即 $k_{cr}^2 = \frac{N_{cr}}{E_{cr}I}$, 得 $\frac{l_0^2}{E_{cr}I} = \frac{\pi^2}{N_{cr}}$, 也可写为

$\frac{l_0^2 N' E}{E_{cr} I E} = \frac{\pi^2 N'}{N_{cr}}$, 所以, 当 $N' < N_{cr}$ 时, $kl_0 = \pi \sqrt{\frac{N'}{N_{cr}} \cdot \frac{E_{cr}}{E}}$, 对于上

下端固结、上端自由下端固结……等构件, 其 l_0 可按《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) 来确定。于是说明图 5.1.3—1 中上下端均为铰结的棱柱形构件跨度

中央处的挠度 ν_{\max} 为

$$\nu_{\max} = e_0 \left(\frac{1}{\cos \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt{\frac{N'}{N_{cr}} \cdot \frac{E_{cr}}{E}}} - 1 \right)$$

上式中的分母可以展开：

$$\cos \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt{\frac{N'}{N_{cr}} \cdot \frac{E_{cr}}{E}} = 1 - \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{N'}{N_{cr}} \cdot \frac{E_{cr}}{E} \cdot \frac{1}{2} + \dots \approx 1 - \frac{N'}{N_{cr}} \cdot \frac{E_{cr}}{E}$$

因此，得

$$\nu_{\max} = e_0 \left(\frac{1}{1 - \frac{N'}{N_{cr}} \cdot \frac{E_{cr}}{E}} - 1 \right)$$

该棱柱形构件中任一截面 u 处，由于构件顶面偏心压力 N' 所产生的弯矩的增大系数为

$$\eta_u = \frac{N'(e_0 + \nu_u)}{N'e_0} = 1 + \frac{\nu_u}{e_0} \quad (\text{说明 5.1.3—2})$$

跨中处：

$$\eta_{\max} = \frac{N'(e_0 + \nu_{\max})}{N'e_0} = 1 + \frac{\nu_{\max}}{e_0} = \frac{1}{1 - \frac{N'}{N_{cr}} \cdot \frac{E_{cr}}{E}} = \frac{1}{1 - \frac{N'}{N_{cr}} \cdot B} \quad (\text{说明 5.1.3—3})$$

式（说明 5.1.3—3）中的 B 为一系数， $B = \frac{E_{cr}}{E}$ ，如前面所述，

$$E = E_0 \left(1 - \frac{\sigma}{1.1 R_c} \right) = E_0 \left(1 - \frac{N'}{1.1 R_c A_0} \right)$$

$$E_{cr} = E_0 \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{1.1 R_c} \right) = E_0 \left(1 - \frac{N_{cr}}{1.1 R_c A_0} \right)$$

所以

$$B = \frac{1.1 R_c A_0 - N_{cr}}{1.1 R_c A_0 - N'}$$

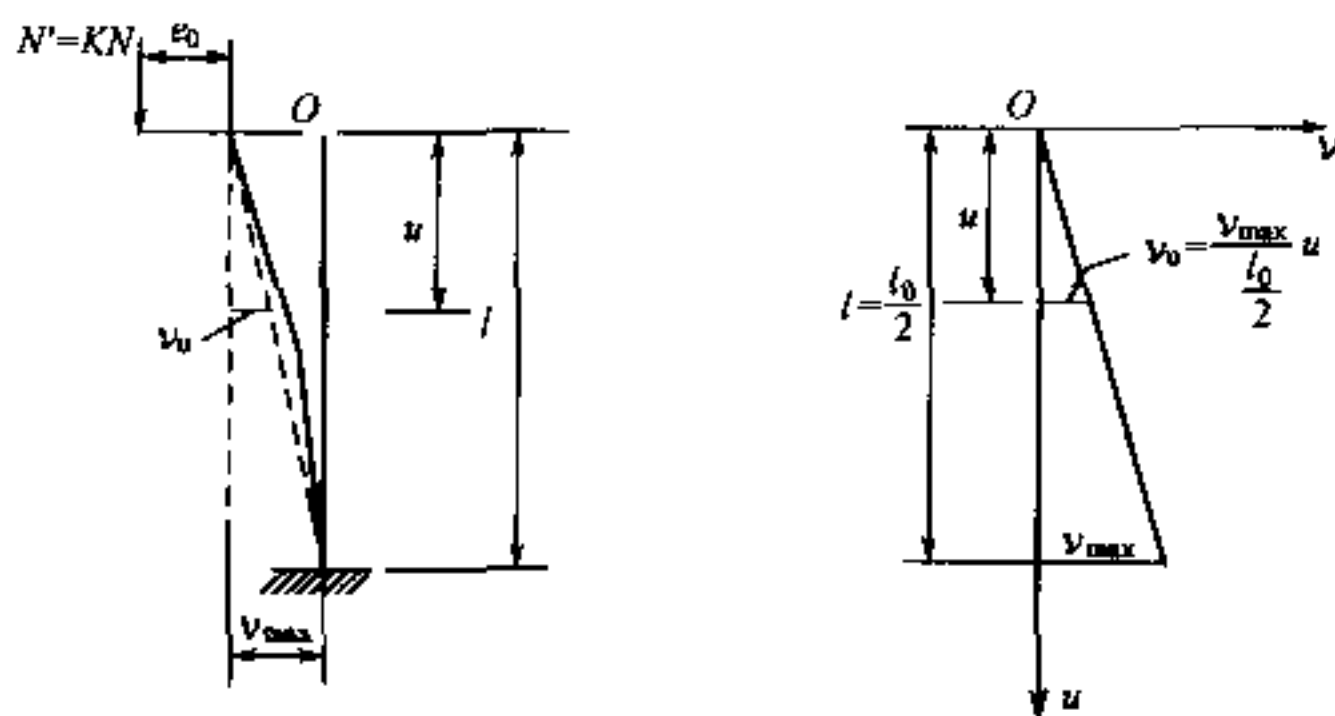
式（说明 5.1.3—2）中的 ν_u 本应由式（说明 5.1.3—1）求

得，但比较麻烦，考虑到桥梁墩台身的侧移 ν_0 通常很小，构件各截面的侧移可以近似按三角形变化求算：

(1) 上端自由下端固结时（见说明图 5.1.3—2）。墩台计算图式的确定是比较困难的。通常近似采取说明图 5.1.3—2 作为墩台的计算图式；显然，当墩台身与较大的基础连接，且地基比较坚硬，或墩台身嵌于岩层内时，近似采取这种计算图式是较为合适的。为了方便，说明图 5.1.3—2 中采取的坐标轴与说明图 5.1.3—1 不同。坐标 u 处：

$$\eta_u = 1 + \frac{\nu_u}{e_0} = 1 + \frac{\nu_{\max}}{e_0 \frac{l_0}{2}} u \approx 1 + \left(\frac{\frac{1}{1 - \frac{N'}{N_{cr}} \cdot \frac{E_{cr}}{E}} - 1}{\frac{l_0}{2}} \right) u$$

(说明 5.1.3—4)



说明图 5.1.3—2

由于 $l_0 = 2l$ ，所以在 $u = l$ 处（即构件底面处）：

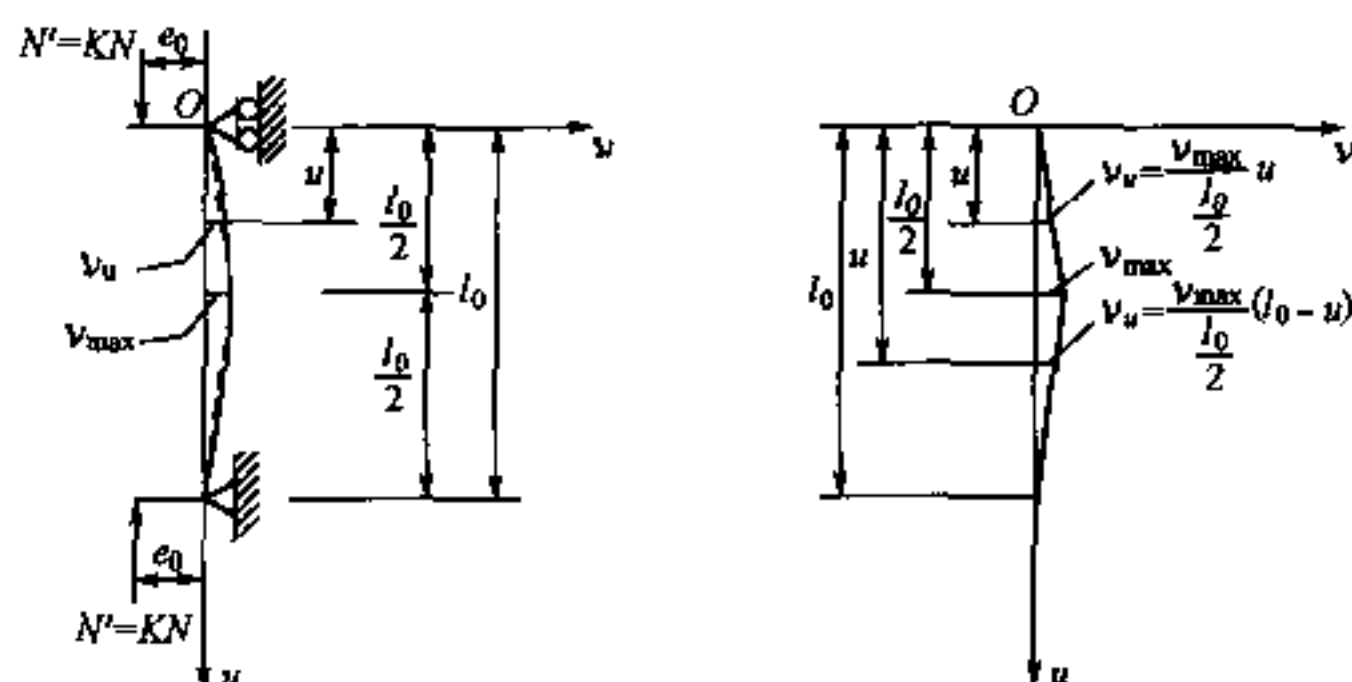
$$\eta_{\max} = \frac{1}{1 - \frac{N'}{N_{cr}} \cdot \frac{E_{cr}}{E}}$$

(2) 上下端均铰结时（见说明图 5.1.3—3。当墩台身抗弯刚度较小，且与较小的基础连接，而地基又较软弱时，可近似采取

这种计算图式。为了方便,说明图 5.1.3—3 中采用的坐标轴与说明图 5.1.3—1 不相同)。在坐标 u 处:

当 $u \leq \frac{l_0}{2}$ 时 (u 自构件顶点度量),

$$\eta_u = 1 + \frac{v_u}{e_0} \approx 1 + \frac{\left(\frac{1}{1 - \frac{N'}{N_{cr}} \cdot \frac{E_{cr}}{E}} - 1 \right) \cdot \frac{l_0}{2} \cdot u}{\frac{l_0}{2}} \quad (\text{说明 5.1.3—5})$$



说明图 5.1.3—3

当 $u \geq \frac{l_0}{2}$ 时,

$$\eta_u = 1 + \frac{\left(\frac{1}{1 - \frac{N'}{N_{cr}} \cdot \frac{E_{cr}}{E}} - 1 \right) \cdot \frac{l_0}{2} \cdot (l_0 - u)}{\frac{l_0}{2}} \quad (\text{说明 5.1.3—6})$$

由于 $l_0 = l$, 所以在 $u = \frac{l_0}{2}$ 处 (即中央处), $\eta_{\max} = \frac{1}{1 - \frac{N'}{N_{cr}} \cdot \frac{E_{cr}}{E}}$, 此式与式 (说明 5.1.3—3) 相同。

从式 (说明 5.1.3—3) ~ 式 (说明 5.1.3—6) 可以看出, 当

$KN < N_{cr}$ 时 (KN 即 N'), η_u 和 η_{max} 为一有限值, 构件是稳定的。所以, 对于单向偏心受压构件进行强度检算时, 倘 η_u 或 η_{max} 为一有限值, 也就等于证明了 KN 小于顺偏心方向弯曲的屈曲临界荷载 N_{cr} , 此时构件顺偏心方向是稳定的。因此, 当检算强度时 η_u 公式中满足了 $KN < N_{cr}$ 的条件, 那么, 只要按本规范第 5.1.2 条检算与弯矩作用面相垂直方向的稳定性。注意, 在此情况下, 倘若构件截面绕平行弯矩作用面的重心轴的惯性矩大于绕垂直弯矩作用面的重心轴的惯性矩, 则不必进行与弯矩作用面相垂直方向的稳定性的检算, 因为此时这项稳定性必定会得到保证。

同理, 双向偏心受压构件任一截面中对重心轴 y 和 x 的弯矩 M_y 和 M_x 的增大系数为

$$\left. \begin{aligned} \eta_x &\approx 1 + \frac{\left(\frac{1}{1 - \frac{KN}{N_{crx}} \cdot B_x} - 1 \right)}{\frac{l_0}{2}} \cdot u' \\ \eta_y &\approx 1 + \frac{\left(\frac{1}{1 - \frac{KN}{N_{cry}} \cdot B_y} - 1 \right)}{\frac{l_0}{2}} \cdot u' \end{aligned} \right\} \text{(说明 5.1.3—7)}$$

$$\begin{aligned} \text{式中 } N_{crx} &\approx \alpha \frac{4mI_{dy}E_0}{l_0^2} \left(\frac{1}{1 + \alpha \frac{4mI_{dy}E_0}{l_0^2} \cdot \frac{1}{1.1R_cA_0}} \right) \\ N_{cry} &\approx \alpha \frac{4mI_{dx}E_0}{l_0^2} \left(\frac{1}{1 + \alpha \frac{4mI_{dx}E_0}{l_0^2} \cdot \frac{1}{1.1R_cA_0}} \right) \end{aligned}$$

其中 I_{dx} 和 I_{dy} 为构件底截面绕其重心轴 x 和 y 的惯性矩。式 (说明 5.1.3—7) 中 u' 的意义和其余符号的意义见条文所述。

必须指出以上关于 η 的推导是比较粗略的, 严格地说, 这些 η 的公式对于沿构件身承受侧向 (水平) 荷载或上端自由、

下端固定且上端承受集中侧向（水平）荷载的构件（如桥墩）是不完全适用的，但是对于承受这类荷载的构件，其 η 值的求算是相当复杂的。由于考虑到对于桥梁墩台之类的构件，在墩台顶面处的竖向偏心压力和水平力作用下引起构件身的侧移要比竖向压力的偏心距小得多，为了简便起见，目前对于承受这类荷载的构件近似采用以上所得的 η 公式进行构件任一截面的强度检算。任一截面上作用的轴向压力为作用于构件顶面的外压力 N' ($=KN$) 与该截面以上构件自重 G' ($=KG$) 之和，即 $N' + G'$ 。截面上对重心轴的弯矩为 $KM_y\eta_x$ 和 $KM_x\eta_y$ ，其中 M_x 和 M_y 为该截面中绕重心轴 x 和 y 的计算弯矩。因此要求：

$$\frac{K(N+G)}{A} \pm \frac{KM_y\eta_x}{I_y} \pm \frac{KM_x\eta_y}{I_x} \leq R_c$$

得
$$\frac{N+G}{A} \pm \frac{M_y\eta_x}{I_y} \pm \frac{M_x\eta_y}{I_x} \leq [\sigma_c] \quad (\text{说明 } 5.1.3-8)$$

式中， R_c 为圬工抗压极限强度； $[\sigma_c]$ 为圬工的容许压应力； $[\sigma_c] = \frac{R_c}{K'}$ ； K' 为抗压安全系数，通常取 $K \approx K'$ 。

当按式（说明 5.1.3—8）求得的最小应力为负值（即拉应力）时，实体墩台不考虑截面承受拉应力，而采用偏心距 $e_x = \frac{M_y\eta_x}{N+G}$ 和 $e_y = \frac{M_x\eta_y}{N+G}$ 确定合力 $N+G$ 的作用点，根据截面压应力成三角形分布且此压应力的合力与 $N+G$ 的大小相等、方向相反、作用于同一直线上的条件，重新确定检算截面上的最大压应力 σ_{\max} ，其最大压应力应不大于构件的容许压应力。关于这种确定最大压应力 σ_{\max} 的具体计算方法，可见一般桥梁设计手册。通常以公式 $\sigma_{\max} = \frac{N+G}{A}\lambda$ 进行求算，式中的 A 为全截面面积， λ 为随截面形状和偏心距而定的系数，可从手册中的备表查得。由于有关 λ 值的备表的种类繁多，数量也非常多，所以未将该公式列入规范，而仅规定了确定最大压应力的原则性要求。

5.1.4 混凝土空心墩台不作墩台身截面偏心检算。但是，为了保证混凝土空心墩台身不产生裂缝，规定混凝土空心墩台身的截面除应检算压应力外，还应检算拉应力。

5.2.1 为了提高桥梁墩台的耐久性，删除了原规范中“片石砌筑的实体墩台的高度，不宜大于 20 m；当高度超过 15 m 时，应在墩台中部用整齐块石砌一垫层或浇注一层混凝土，其厚度为 0.6 ~ 1.0 m”的规定。

从抗风化、抗冻、耐磨等因素考虑，对于强烈流冰或具有大量磨损墩台的漂流物的水流，其镶面石应不低于 MU90。采用混凝土块镶面或整体浇注的混凝土墩台，对上述抗风化、抗冻和耐磨的性能较好，因此规定可用不低于 C30 的混凝土。

5.2.2 墩台构造上的脆弱截面，如施工接缝，变截面处等是结构中的弱点，也是应力集中的位置。当混凝土收缩、温度变形、冰冻或受侵蚀影响，往往在这些位置开裂。根据既有线的调查，发现其水平裂纹大多出现在施工接缝处，因此在设计与施工中应于接缝处采取预埋接头钢筋和接棒等措施，以加强其整体性。

6.1.2 端翼墙的截面尺寸如墙身顶的宽度，是根据材料规格与施工的工艺条件决定的。为满足排水要求，翼墙或端墙的背面宜作成斜面。

考虑到涵洞端翼墙与涵洞主体部分应有所区别，安全度方面可适当放宽，在检算其截面偏心时，可用 $0.6S_0$ （ S_0 为截面重心至最大压应力边缘的距离）。

6.2.1 为了防止风化、磨损、冰冻和增加涵洞侧面的美观，石砌涵洞出入口端、翼墙和中墩分水棱的外露面以及拱圈侧面均应加以镶面及勾缝。

各式涵洞的各部位由于采用浆砌石料的种类不同，各部位的镶面石料一般都用同部位的石料加工而成；在特殊情况下，镶面石料也可采用高于同部位的石料种类。镶面石料勾缝所用水泥砂浆强度等级也不应低于同部位砌体的水泥砂浆强度等级。

中华人民共和国行业标准
铁路桥涵混凝土和砌体结构设计规范
TB 10002.4—2005
J 463—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: 1.75 字数: 37 千字
2000 年 1 月第 1 版 2005 年 8 月第 2 版 2005 年 8 月第 2 次印刷
印数: 10 001 ~ 18 000 册

统一书号: 15113·2164 定价: 9.00 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