

JTJ

中华人民共和国交通部标准

JTJ 022—85

公路砖石及混凝土桥涵设计规范

Specifications for Design of Masonry and Concrete
Highway Bridges and Culverts

1985—02—14 发布

1985—08—01 实施

中华人民共和国交通部发布

关于颁发《公路砖石及混凝土桥涵 设计规范》的通知

(不另行文)

(85) 交公路字 341 号

兹批准《公路砖石及混凝土桥涵设计规范》，编号为 JTJ 022—85，作为交通部部颁标准，自一九八五年八月一日起实行。考虑到从旧规范到新规范需要一个过程，原交通部一九七四年颁发的《公路桥涵设计规范（试行）》定于一九八七年一月一日废止。

该规范的解释工作，由我部公路规划设计院负责。希各有关单位在实践中注意积累资料，不断总结经验，将发现的问题和修改意见，函告我部公路规划设计院，以便修订时参考。

中华人民共和国交通部

一九八五年二月十四日

修 订 说 明

本规范系根据交通部1974年颁发的《公路桥涵设计规范》第三章——砖石及混凝土结构修订而成的。

在修订过程中，交通部公路规划设计院会同西安公路学院、重庆交通学院、四川省交通设计院、湖南大学、湖南省交通科学研究所、浙江省交通设计院、上海市政工程设计院、同济大学、同济大学建筑工程分校、江苏省盐城地区公路管理处、交通部公路科学研究所、辽宁省交通科学研究所、哈尔滨建筑工程学院等单位开展了以规范内容为对象的专题研究，进行了广泛的调查和必要的科学试验，总结和吸收了国内外的先进经验，并通过多种途径征求了全国有关单位的意见。

修订后的规范共分7章和5个附录。修订的主要内容有：将砖石及混凝土结构原按容许应力设计改按极限状态设计，以及为此提供了各类砌体和混凝土抗压、抗拉、抗剪的极限强度；同时改进了受压、受剪、局部承压强度的计算方法，组合式桥台的计算方法，预拱度的设置方法；增添了箱形拱的计算与构造，箱形拱与双曲拱主拱高度的经验公式；采用了中华人民共和国法定计量单位。

本规范由杨高中执笔编写。

目 录

基本符号	1
第一章 总则	3
第二章 材料	4
第三章 构件计算规定	11
第四章 拱桥	19
第一节 构造	19
第二节 拱的计算	22
第三节 拱桥施工验算	24
第五章 墩台	26
第一节 一般规定	26
第二节 拱桥墩台	27
第三节 梁、板式桥墩台	29
第六章 涵洞	32
第七章 挡土墙、护墙和护坡	34
附录一 石料标号的换算系数	35
附录二 拱桥拱圈厚度及主拱高度经验公式	35
附录三 预拱度	36
附录四 本规范使用的法定计量单位及其与公制单位的换算关系	38
附录五 本规范用词说明	39
附件 公路砖石及混凝土桥涵设计规范条文说明	41

基本符号

R_c ——抗压极限强度；

R_{ct} ——弯曲抗拉极限强度；

R_s ——直接抗剪极限强度；

E ——弹性模量；

N_j ——计入荷载安全系数等各项系数后的计算纵向力；

N_c ——局部承压时计入荷载安全系数等各项系数后的计算纵向力；

Q_j ——计入荷载安全系数等各项系数后的计算剪力；

M_j ——计入荷载安全系数等各项系数后的计算弯矩；

A ——截面面积；

A_c ——局部承压面积；

A_d ——局部承压时的计算底面积；

W ——弹性抵抗矩；

e_0 ——纵向力的偏心距；

y ——截面重心至偏心方向截面边缘的距离；

r ——任意截面较小的回转半径或圆形孔道直径；

r_w ——在弯曲平面内截面的回转半径；

h ——矩形截面短边边长；

h_w ——矩形截面在弯曲平面内的高度；

l ——构件支点间长度；

l_0 ——构件计算长度；

L ——跨径；

L_0 ——净跨径；

S ——拱轴线长度；

a ——矩形局部承压面积的长边长度，或圆形局部承压面

半径与孔道半径之差；

b ——矩形局部承压面积的短边边长；

c ——矩形或圆形局部承压面积边缘至构件边缘的最小距离；

c_1 ——通过承压面重心的水平轴上，承压面至构件边缘的最小距离；

φ ——纵向弯曲系数或拱脚处轴线水平倾角；

α ——纵向偏心影响系数；

γ_m ——材料安全系数；

γ_{s11} ——结构重要性系数；

γ_{s1} ——荷载安全系数；

ψ ——荷载组合系数；

m ——截面形状系数或拱轴系数；

β ——局部承压提高系数；

μ ——摩擦系数；

C, C_0 ——地基水平和竖直压缩系数；

C_x ——地基剪切系数。

第一章 总 则

第 1.0.1 条 为了在砖石及混凝土桥涵设计中达到技术先进，经济合理，安全适用，保证质量的目的，特制订本规范。

第 1.0.2 条 采用本规范进行设计时，荷载应按《公路桥涵设计通用规范》采用；材料和施工的质量应符合现行的《公路桥涵施工技术规范》的要求；有关抗震的计算和规定，则应按照《公路工程抗震设计规范》执行。

第 1.0.3 条 本规范仅适用于一般砖石及混凝土结构的设计，不适用于特殊型式、特殊材料及特殊条件下的结构设计。

网易 NetEase
WWW.CLQZX.COM
路桥在线

第二章 材 料

第 2.0.1 条 各种结构物所用的砖、石、混凝土材料及其砌筑砂浆的最低标号，应按表 2.0.1 采用。

砖、石和混凝土材料及其砌筑砂浆的最低标号 表 2.0.1

结构物种类	材料最低标号	砌筑砂浆最低标号
拱 桥	30号石料 20号混凝土（现浇） 25号混凝土（预制） 7.5号砖（小桥）	7.5号（大、中桥） 5号（小桥）
大、中桥墩台及基础， 梁式轻型桥台	25号石料 15号混凝土 10号砖	5 号
小桥涵墩台及基础，挡 土墙	25号石料 15号混凝土 7.5号砖	2.5 号

注：①在缺乏水泥地区，小桥涵及挡土墙可用1.5号石灰水泥砂浆、1号石灰砂浆砌筑或干砌。拱腹内护拱可用15号混凝土或20号石料砌筑。沉井内填料可用10号混凝土。

②石料标号为 $20 \times 20 \times 20\text{cm}^3$ 含水饱和试件的极限抗压强度，单位为 MPa；用较小试件时，应乘以附录一附表 1 的换算系数。砂浆标号为 $7.07 \times 7.07 \times 7.07\text{cm}^3$ 试件 28 天龄期的极限抗压强度，单位为 MPa。混凝土标号为 $20 \times 20 \times 20\text{cm}^3$ 试件 28 天龄期的极限抗压强度，单位为 MPa。

第 2.0.2 条 砖石及混凝土材料应符合规定的强度，并具有耐风化和抗侵蚀性。

位于侵蚀性水中的结构物，配制砂浆或混凝土的水泥，应采用具有抗侵蚀性能的特种水泥，或采取其他防护措施。

位于盐碱地区的墩台及挡土墙，不宜采用砖砌体。

第 2.0.3 条 大体积混凝土中可掺入含量不多于 25% 的片石，片石标号不低于第 2.0.1 条规定的石料最低标号且不低于混凝土标号。此时，其各项极限强度和弹性模量与同标号混凝土相同。

第 2.0.4 条 一月份平均气温低于 -10°C 的地区，所用的砖石及混凝土材料，除气候干旱地区的不受冰冻部位外，应符合表 2.0.4 的抗冻性指标。

砖石及混凝土材料抗冻性指标 表 2.0.4

结构物部位	大、中桥	小桥及涵洞
镶面或表层砖石及混凝土	50	25

注：①抗冻性指标，系指材料在含水饱和状态下经过 -15°C 的冻结与融化的循环次数。试验后的材料应无明显损伤（裂缝、脱层），其强度不低于试验前的 0.75 倍；

②根据以往实践经验证明材料确有足够抗冻性能者，可不作抗冻性试验。

石料极限强度 (MPa) 表 2.0.5-1

石料标号	30	40	50	60	80	100
强度类别						
抗压 R_c	21.6	28.8	36.0	43.2	57.6	72.0
弯曲抗拉 R_{wt}	1.8	2.4	3.0	3.6	4.8	6.0

混凝土极限强度 (MPa) 表 2.0.5-2

混凝土标号	10	15	20	25	30
强度类别					
抗压 R_c	7	10.5	14	17.5	21
直接抗剪 R_t	1.9	2.6	3.3	4.2	4.7
弯曲抗拉 R_{wt}	1.6	1.9	2.5	2.8	3.2

注：矩形及圆形截面其弯曲抗拉极限强度按表列数值乘以 1.15。

砖石及混凝土预制块砌体抗压极限强度 (MPa) 表2.0.5-3

砌体种类	砖石或混凝土 预制块标号	砂浆标号				
		12.5	10	7.5	5	2.5
片石砌体：厚度不小于15cm的石料，砌筑时敲去其尖锐凸出部份，放置平稳，用小石块填塞空隙	100	7.2	6.6	5.8	4.9	3.7
	80	6.4	5.8	5.1	4.3	3.3
	60	5.5	4.9	4.4	3.7	2.7
	50	5.0	4.5	3.9	3.3	2.5
	40	4.4	4.0	3.5	2.9	2.2
	30	3.8	3.4	3.0	2.5	1.8
	25	3.4	3.1	2.7	2.2	1.6
块石砌体：厚度20~30cm的石料，形状大致方正，宽度约为厚度的1~1.5倍，长度约为厚度的1.5~3倍，每层石料高度大致一律，并错缝砌筑	100	14.8	13.8	12.6	11.5	10.1
	80	12.3	11.3	10.5	9.5	8.3
	60	9.8	9.0	8.3	7.3	6.5
	50	8.5	7.8	7.0	6.3	5.5
	40	7.3	6.5	6.0	5.3	4.5
	30	5.8	5.3	4.8	4.3	3.5
	25	5.0	4.5	4.0	3.7	3.0
粗料石砌体：厚度20~30cm的石料，宽度为厚度的1~1.5倍，长度为厚度的2.5~4倍，表面凹陷深度不大于2cm，外形方正的六面体，错缝砌筑，缝宽不大于2cm	100	17.3	16.5	15.8	15.0	13.9
	80	14.5	13.8	13.3	12.3	11.3
	60	11.5	11.0	10.3	9.8	8.8
	50	10.0	9.5	9.0	8.3	7.5
	40	8.3	8.0	7.5	7.0	6.3
	30	6.8	6.3	6.0	5.5	4.8
	25	5.8	5.5	5.3	4.8	4.3
混凝土预制块砌体：同粗料石砌体，但砌体表面平整，砌缝宽度不大于1cm	30	9.5	9.0	8.5	7.8	7.0
	25	8.5	8.0	7.5	7.0	6.0
	20	7.3	6.8	6.3	5.8	5.0
	15	5.8	5.5	5.0	4.7	4.0
	10	4.5	4.0	3.8	3.3	2.8
标准砖砌体：砌缝宽度不大于1cm	20	5.3	5.0	4.5	4.0	3.5
	15	4.5	4.3	3.8	3.5	3.0
	10	3.8	3.5	3.0	2.8	2.3
	7.5	3.3	3.0	2.8	2.5	2.0

注：①砌体龄期为28d；

②块石、粗料石或混凝土预制块厚度为30~40cm者，抗压极限强度乘以1.25；大于40cm者乘以1.45；拱波砌体抗压极限强度不提高；干砌片、块石砌体的极限强度为2.5号砂浆砌体的0.5倍；

③对于具有两个大致的平行面的片石（大面片石）砌筑的砌体，其抗压极限强度按片石砌体的1.5倍采用。

第 2.0.5 条 各种材料及砌体的各项极限强度规定如下：
 石料极限强度按表 2.0.5-1 采用；
 混凝土极限强度按表 2.0.5-2 采用；
 砖石及混凝土预制块砌体抗压极限强度按表 2.0.5-3 采用；
 砖石及混凝土预制块砌体极限强度按表 2.0.5-4 采用；

砖石及混凝土预制块砌体极限强度 (MPa) 表 2.0.5-4

强度类别	截面	砌体种类	砂浆标号				
			12.5	10	7.5	5	2.5
直接抗剪 R_j^i	通缝	各种砌体	0.36	0.33	0.27	0.24	0.15
	齿缝	片石砌体 规则块材砌体	0.72 见注③	0.66 见注③	0.54 见注③	0.48 见注③	0.30 见注③
抗拉 R_t^i	齿缝	片石砌体	0.33	0.33	0.27	0.24	0.18
		规则块材砌体	0.48	0.45	0.39	0.36	0.27
弯曲抗拉 R_{WL}^i	通缝	各种砌体	0.54	0.48	0.42	0.33	0.24
	齿缝	片石砌体 规则块材砌体	0.63 0.90	0.60 0.84	0.54 0.75	0.45 0.66	0.36 0.51

注：①砌体龄期为 28d；

②规则块材砌体包括：块石砌体、粗料石砌体，混凝土预制块砌体、砖砌体；

③规则块材砌体在齿缝方向受剪时，系通过块材和灰缝剪破，如图 2.0.6 (b)，此时，不计灰缝抗剪作用，由块材抗剪强度承受，计算时不计入灰缝面积。块材直接抗剪极限强度按表 2.0.5-5 采用。

规则块材直接抗剪极限强度按表 2.0.5-5 采用；

规则块材直接抗剪极限强度 (MPa) 表 2.0.5-5

块材标号	≥20	15	10	7.5
直接抗剪 R_j^i	2.64	2.16	1.68	1.44

小石子混凝土砌片、块石砌体极限强度按表 2.0.5-6 采用；
 片石混凝土砌体极限强度按表 2.0.5-7 采用。

小石子混凝土砌片、块石砌体极限强度 (MPa)

表2.0.5-6

强度类别	砌体种类	石料标号	小石子混凝土标号			
			20	15	10	5
抗压 R_c	片石砌体	100	14.4	12.3	10.2	7.5
		80	12.9	11.1	9.3	6.6
		60	8.1	7.5	6.3	4.2
		50	7.2	6.3	5.4	3.9
		40	6.3	5.7	4.8	3.6
		30	5.4	4.8	4.2	3.3
		25	5.1	4.5	3.9	3.0
	块石砌体	100	20.5	18.5	15.3	11.0
		80	16.8	14.8	12.3	9.0
		60	12.3	10.8	9.0	6.5
		50	10.5	9.3	7.8	5.8
		40	9.3	8.5	7.3	6.0
		30	7.8	7.3	6.3	4.8
		25	7.3	6.5	5.8	4.5
直接抗剪 R_s	片、块石砌体通缝		0.42	0.36	0.30	0.21
	片石砌体齿缝		0.72	0.60	0.48	0.42
弯曲抗拉 (齿缝)		R_{wl}	0.72	0.72	0.72	0.48

- 注：①砌体龄期为28d；
 ②小石子粒径不宜大于2cm；
 ③低标号小石子混凝土在配制时应加适量塑化剂或石灰，以增加和易性和保水性；
 ④通缝弯曲抗拉极限强度按表2.0.5-4内相应砂浆标号采用。对于标号大于10号的小石子混凝土，按12.5号砂浆标号采用。规则块石砌体齿缝直接抗剪极限强度见表2.0.5-5。

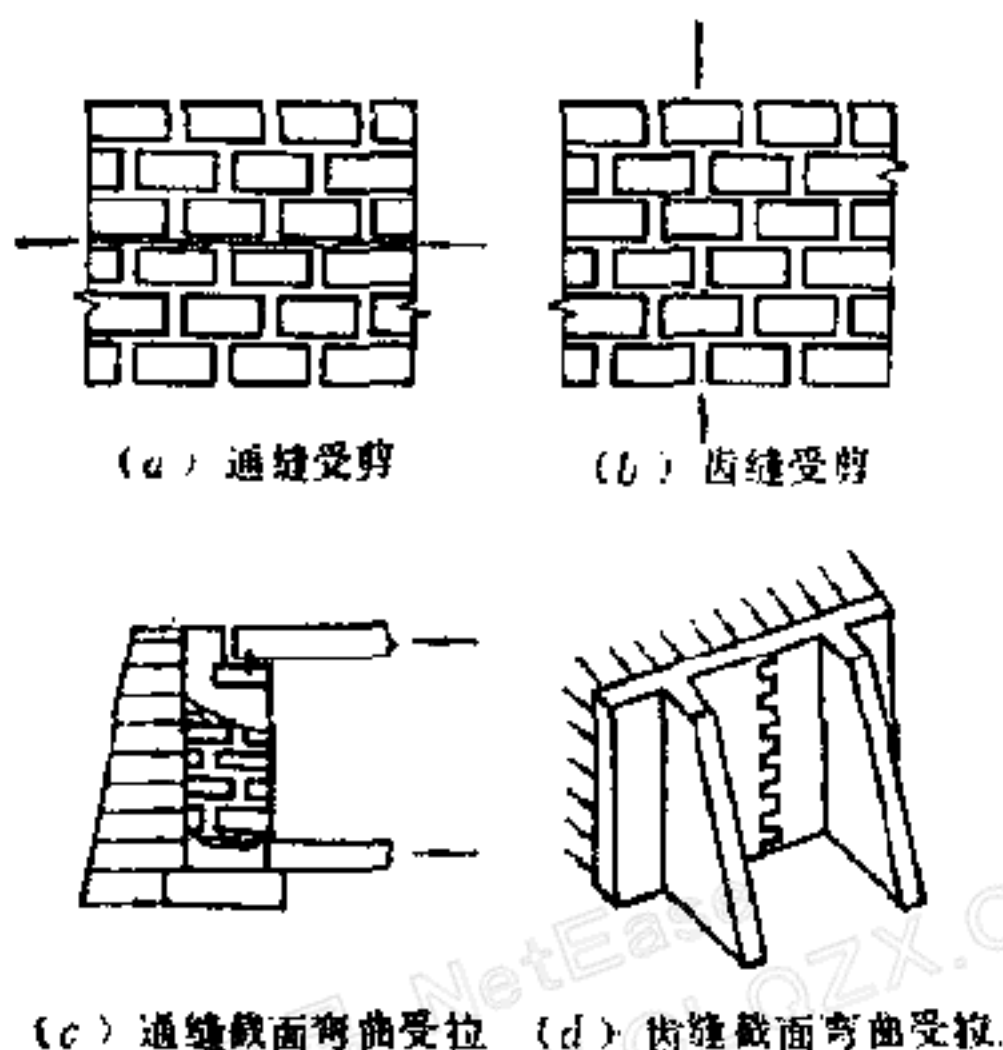


图2.0.5 砌体直接受剪及弯曲受拉示意图

片石混凝土砌体极限强度 (MPa)

表2.0.5-7

强度类别	混凝土标号		
	10	15	20
抗压 R_c	7.2	8.4	9.6
直接抗剪 R_t	0.60	0.66	0.72
弯曲抗拉 R_{ct}	0.54	0.60	0.66

注：①片石混凝土砌体是在混凝土中分层铺入片石，片石含量为砌体体积的50%~60%，石块净距为4~6cm；

②如用震捣器震捣时，极限强度可乘以1.15；

③片石标号不得低于30号。

第2.0.6条 混凝土、砖石及混凝土预制块砌体的受压弹性模量按表2.0.6采用。

混凝土、砖石及混凝土预制块砌体的弹性模量 E (MPa)

表2.0.6

混凝土	混凝土标号	10	15	20	25	30
		混凝土受压弹性模量	1.85×10^4	2.30×10^4	2.60×10^4	2.85×10^4
砖石及混凝土预制块砌体	砂浆标号	≥ 5	2.5		1	
	砖石及混凝土预制块砌体受压弹性模量	$800 R_s^i$	$700 R_s^i$		$600 R_s^i$	
小石子混凝土	小石子混凝土砌片、块石砌体受压弹性模量	$500 R_s$				

网易 NetEase
WWW.CLQZX.COM
路桥在线

第三章 构件计算规定

第3.0.1条 构件采用分项安全系数的极限状态设计，其设计原则是..荷载效应不利组合的设计值小于或等于结构抗力效应的设计值。以方程式表示为：

$$S_d(\gamma_{s0}\psi\sum\gamma_{s1}Q) \leq R_d\left(\frac{R^d}{\gamma_m}, a_k\right) \quad (3.0.1)$$

式中 S_d ——荷载效应函数；

Q ——荷载在结构上产生的效应；

γ_{s0} ——结构的重要性系数，当计算跨径 $L < 50\text{m}$ 时， $\gamma_{s0} = 1.00$ ；当 $50\text{m} \leq L \leq 100\text{m}$ 时， $\gamma_{s0} = 1.03$ ；当 $L > 100\text{m}$ 时， $\gamma_{s0} = 1.05$ ；

γ_{s1} ——荷载安全系数，对于结构自重，当其产生的效应与汽车（或挂车或履带车）产生的效应同号时， $\gamma_{s1} = 1.2$ ；异号时，则 $\gamma_{s1} = 0.9$ ；对于其他荷载 $\gamma_{s1} = 1.4$ ；

ψ ——荷载组合系数，按表3.0.1-1采用；

荷载组合系数 ψ 值

表3.0.1-1

荷载组合	ψ
组合 I	1.00
组合 II、III、IV	0.80
组合 V	0.77

注：①各类荷载组合见《公路桥涵设计通用规范》；

②当荷载组合 I 中考虑了水的浮力或基础变位影响力时，则应采用荷载组合 II 中的 ψ 值。

R_d ——结构抗力效应函数；

R^i ——材料或砌体的极限强度，见第 2.0.5 条的规定；

γ_m ——材料或砌体的安全系数，按表 3.0.1-2 采用；

a_k ——结构的几何尺寸。

γ_m 值 表3.0.1-2

砌体种类	受 力 情 况	
	受 压	受弯、受拉和受剪
石 料	1.85	2.31
片石砌体 片石混凝土砌体	2.31	2.31
块石砌体 粗料石砌体 混凝土预制块砌体 砖 砌 体	1.92	2.31
混 凝 土	1.54	2.31

第 3.0.2 条 轴心或偏心受压时，构件正截面强度和稳定按下列公式计算。

计算强度时

$$N_j \leq \alpha A R^i / \gamma_m \quad (3.0.2-1)$$

计算稳定时

$$N_j \leq \varphi \alpha A R^i / \gamma_m \quad (3.0.2-2)$$

式中 N_j ——按第 3.0.1 条公式 (3.0.1) 等号左边计算的纵向力；

A ——构件的截面面积；对于组合截面按强度比换算，即 $A = A_0 + \eta_1 A_1 + \eta_2 A_2 + \dots$ ， A_0 为标准层截面积，

A_1 、 A_2 、 \dots 为其他层的截面积， $\eta_1 = \frac{R_{i,1}^i}{R_{i,0}^i}$

$\eta_2 = \frac{R_{i,2}^i}{R_{i,0}^i}$ 、 \dots ， $R_{i,0}^i$ 为标准层的极限强度，

R_{i1}, R_{i2} 为其他层的极限强度；

R_i —— 材料的抗压极限强度，对于组合截面为标准层的极限强度；

γ_m —— 材料安全系数，按表 3.0.1-2 采用，对于组合截

面，
$$\gamma_m = \frac{\gamma_{m1}A_1 + \gamma_{m2}A_2 + \dots}{A_1 + A_2 + \dots}$$
， γ_{mi} 为第 i 层

材料的安全系数， A_i 为第 i 层截面面积；

φ —— 受压构件纵向弯曲系数，按第 3.0.3 条采用；

α —— 纵向力的偏心影响系数，按下式计算：

$$\alpha = \frac{1 - \left(\frac{e_0}{y}\right)^m}{1 + \left(\frac{e_0}{r_w}\right)^2} \quad (3.0.2-3)$$

e_0 —— 纵向力的偏心距，对于组合截面为纵向力到换算截面重心轴的距离，其值不得超过表 3.0.2-1 的规定；

y —— 截面或换算截面重心至偏心方向截面边缘的距离；

r_w —— 在弯曲平面内截面（或换算截面）的回转半径；

m —— 截面形状系数，对圆形截面取 2.5；对 T 形或双曲

容许偏心距 e_0

表 3.0.2-1

荷载组合	结构名称	容许偏心距
组合 I	中、小跨径拱圈	$\leq 0.6y$
	其他结构	$\leq 0.5y$
组合 II、III、IV	中、小跨径拱圈	$\leq 0.7y$
	其他结构	$\leq 0.6y$
组合 V		$\leq 0.7y$

注：①当混凝土结构截面受拉一边布设有不小于截面面积 0.05% 的纵向钢筋时，表内规定值可增加 0.1y；

②当截面配筋率符合表 3.0.2-2 规定时，按钢筋混凝土截面计算。偏心距不受限制；

③当荷载组合 I 中考虑了水的浮力或基础变位影响力时，容许偏心距按荷载组合 II 采用。

拱截面取3.5；对箱形或矩形截面取8。

纵向受拉钢筋最小配筋率 (%) 表3.0.2-2

钢筋种类	混凝土标号		
	≤20	25~40	50~60
I级钢筋	0.15	0.20	0.25
II、III级钢筋及5号钢筋	0.10	0.15	0.20

第3.0.3条 受压构件应考虑纵向稳定的影响，中心受压构件的纵向弯曲系数 φ 按表3.0.3-2采用。偏心受压构件除按式(3.0.2-2)验算弯曲平面内的纵向稳定外，尚应按中心受压验算非弯曲平面内的稳定。弯曲平面内的纵向弯曲系数 φ 按式(3.0.3)计算。

$$\varphi = \frac{1}{1 + \alpha\beta(\beta - 3) \left[1 + 1.33 \left(\frac{e_0}{r_w} \right)^2 \right]} \quad (3.0.3)$$

式中 α ——与砂浆强度有关的系数，对5、2.5、1号砂浆 α 分别采用0.002、0.0025、0.004，对混凝土 α 采用0.002；

$$\beta = \frac{l_0}{h_w}$$

l_0 ——构件计算长度，按表3.0.3-1采用；

构件纵向弯曲计算长度 表3.0.3-1

构件及其两端结合情况		计算长度 l_0
直 杆	两端固结	0.5l
	一端固定，一端为不移动的铰	0.7l
	两端均为不移动的铰	1.0l
	一端固定，一端自由	2.0l
拱	三铰拱	0.58s
	双铰拱	0.54s
	无铰拱	0.36s

注：l——构件支点间长度；
s——拱轴线长度。

h_w ——偏心受压构件矩形截面在弯曲平面内的高度；对非矩形截面可根据 l_0/r_w 从表3.0.3-2查得相应的 l_0/h_w 值代入式(3.0.3)。

中心受压构件纵向弯曲系数 φ

表3.0.3-2

$\frac{l_0}{h}$ 或 $\frac{l_0}{h_w}$	$\frac{l_0}{r}$ 或 $\frac{l_0}{r_w}$	混凝土构件	砌体砂浆标号		
			≥ 5	2.5	1
≤ 3	≤ 10	1.00	1.00	1.00	1.00
4	14	0.99	0.99	0.99	0.98
6	21	0.96	0.96	0.96	0.93
8	28	0.93	0.93	0.91	0.86
10	35	0.89	0.88	0.85	0.78
12	42	0.82	0.82	0.79	0.70
14	49	0.76	0.76	0.72	0.62
16	56	0.71	0.71	0.66	0.55
18	63	0.65	0.65	0.60	0.48
20	70	0.60	0.60	0.54	0.42
22	78	0.54	0.54	0.49	0.37
24	83	0.50	0.50	0.44	0.33
26	90	0.46	0.46	0.40	0.29
28	97	0.42	0.42	0.36	0.26
30	104	0.38	0.38	0.33	0.24

注： h ——轴心受压构件矩形截面短边边长；

r ——轴心受压构件任意形状截面较小的回转半径。

第3.0.4条 当 e_0 超过表3.0.2-1的容许值时，可按下列式确定截面尺寸：

$$N_j \leq \frac{AR_w}{\left(\frac{Ae_0}{W} - 1\right) \gamma_m} \quad (3.0.4)$$

式中 N_j ——按第3.0.1条公式(3.0.1)等号左边计算的纵向力；

γ_m ——材料安全系数，按第3.0.2条的规定采用；

A ——截面面积，对于组合截面为换算截面积，其值按弹性模量比换算，即 $A = A_0 + \eta_1 A_1 + \eta_2 A_2 + \dots$ ，

A_c 为受拉边边层截面积， $\eta_1 = \frac{E_1}{E_0}$ 、 $\eta_2 = \frac{E_2}{E_0}$ 、...

E_0 为标准层弹性模量， E_1 、 E_2 、... 为其他层的弹性模量；

W —— 截面受拉边缘的弹性抵抗矩，对于组合截面应按弹性模量比换算截面计算；

R_{WL}^i —— 受拉边边层的弯曲抗拉极限强度。

第 3.0.5 条 构件局部承压时，按下式计算：

$$N_c \leq \beta A_c R^i / \gamma_m \quad (3.0.5-1)$$

式中 γ_m —— 材料安全系数，按表 3.0.1-2 中受压安全系数采用；

N_c —— 局部承压时，按第 3.0.1 条公式(3.01)等号左边计算的纵向力；

A_c —— 局部承压面积，当有孔道时，应扣除孔道面积；

β —— 局部承压时极限强度 R^i 的提高系数，按下式采用；

$$\beta = \sqrt{\frac{A_d}{A_c}} \quad (3.0.5-2)$$

A_d —— 局部承压时的计算底面积，按图 3.0.5 确定，当有孔道时应扣除孔道面积。图 3.0.5g 的 A_d 为椭圆， i 和 j 的 A_d 以 $o-o$ 为对称轴。

第 3.0.6 条 构件正截面受弯时，按下式计算：

$$M_i \leq W R_{WL}^i / \gamma_m \quad (3.0.6)$$

式中 M_i —— 按第 3.0.1 条公式(3.0.1)等号左边计算的弯矩；

γ_m —— 材料安全系数，见第 3.0.2 条的规定；

W —— 截面受拉边缘的弹性抵抗矩，对于组合截面应按弹性模量比换算截面计算；

R_{WL}^i —— 受拉边边层的弯曲抗拉极限强度。

第 3.0.7 条 构件正截面直接受剪时，按下式计算：

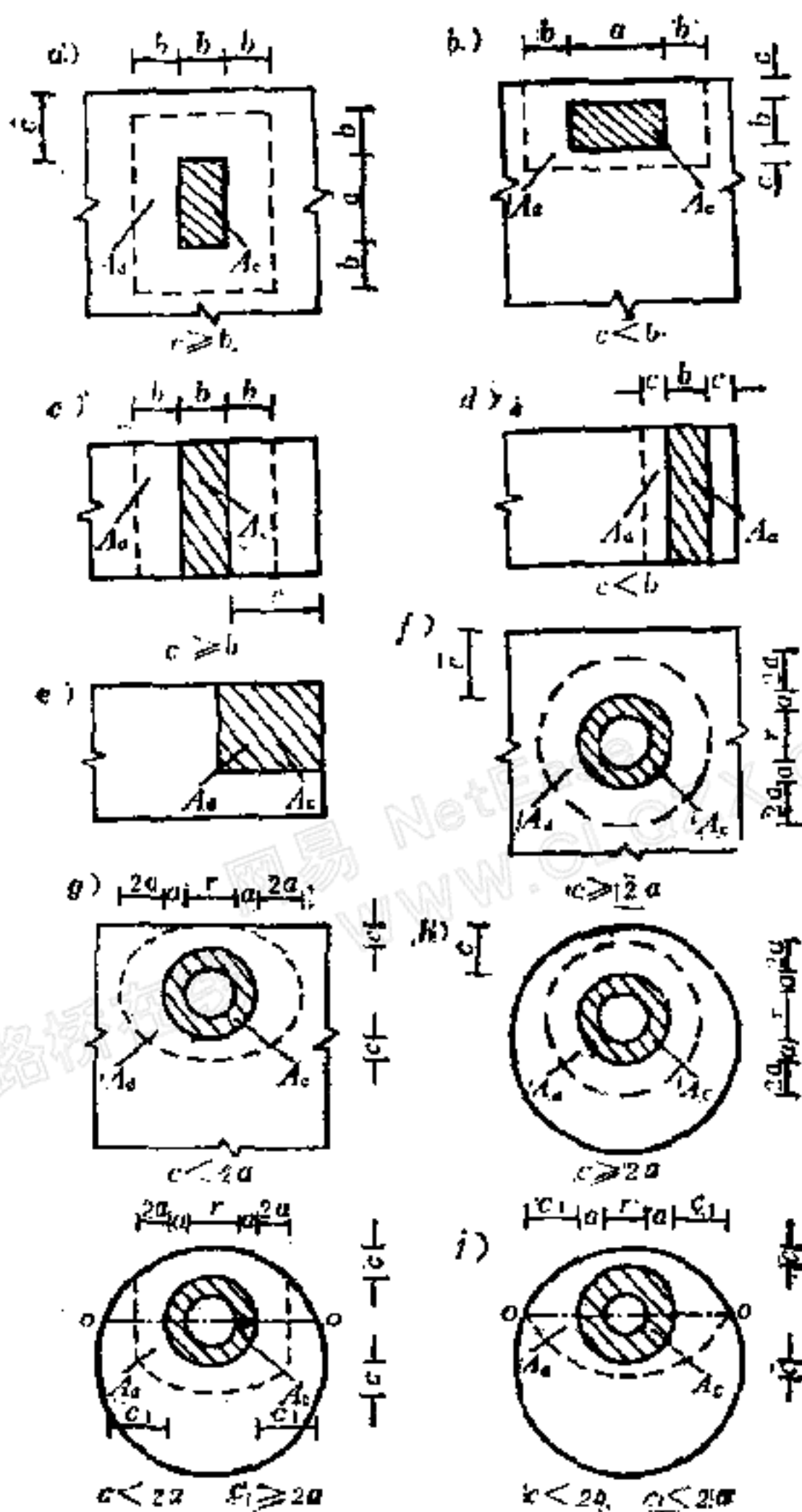


图3.0.5 局部承压时计算底面积 A_b 的示意图

- 图中
- a——矩形局部承压面积的长边边长，或圆形局部承压时承压面半径与孔道半径之差，当无孔道时为承压面积的半径；
 - b——矩形局部承压面积的短边边长；
 - c——矩形或圆形局部承压面积边缘至构件边缘的最小距离；
 - c_1 ——通过承压面重心的水平轴线上，承压面积边缘至构件边缘的距离；
 - r——圆形孔道直径。

$$Q_i \leq A \frac{R_i^j}{\gamma_m} + \mu N_i \quad (3.0.7)$$

式中 Q_i ——按第3.0.1条公式(3.0.1)等号左边计算的剪力；

A ——受剪截面面积；

R_i^j ——砌体截面的抗剪极限强度；

μ ——摩擦系数，对实心砖砌体 $\mu = 0.7$ 。

第3.0.8条 对多阶段受力的组合构件，应分别验算各阶段的强度，验算时构件在各阶段的总内力按内力叠加原则进行计算。

网易 NetEase
WWW.CLQZX.COM
路桥在线

第四章 拱 桥

第一节 构 造

第 4.1.1 条 拱桥的型式、跨径及矢跨比等，应按因地制宜，就地取材的原则，根据地形、水文、通航要求、施工设备等条件选择。

石拱、双曲拱的矢跨比一般采用 $1/4 \sim 1/8$ ；箱形拱一般采用 $1/6 \sim 1/10$ ；拱桥的最小矢跨比不宜小于 $1/12$ 。悬链线拱的拱轴系数 m 不宜大于 3.5。

中、小跨径石拱桥拱圈厚度和双曲拱、箱形拱的主拱建筑高度，在拟定初步尺寸时，可参照附录二。

第 4.1.2 条 空腹式拱上建筑的腹孔跨径不宜大于主拱跨径的 $1/8 \sim 1/15$ （其比值随跨径的增大而减小）。

第 4.1.3 条 空腹式拱桥的腹拱，其靠近墩（台）的一孔应做成三铰拱；大跨径拱桥根据温度变化情况和跨径长度，必要时可将靠近拱顶的腹拱或其他腹拱做成三铰拱或二铰拱。腹拱的拱铰可用弧形铰、平铰或其他形式的假铰。在腹拱铰上面的侧墙、人行道、栏杆等均应设置变形缝。

对于梁式和板式拱上建筑，宜在主拱圈两端的拱脚上设置腹孔墩或采取其他措施，与桥墩（台）设缝分开。梁或板与腹孔墩的支承连接宜采用铰接；当梁或板直接搁于桥台（墩）上时，应采用摆动、滚动或橡胶支座以适应主拱圈的变形。

实腹拱应在侧墙与桥台间设伸缩缝分开；对于多孔拱桥，并应在桥墩顶部设伸缩缝。

第 4.1.4 条 多孔拱桥应根据使用要求设置单向推力墩或采取其他抗单向推力的措施。单向推力墩宜每隔 $3 \sim 5$ 孔设置一个。

第 4.1.5 条 在软土地基上宜采用静定结构，如采用超静定拱式结构时应注意：

一、不宜在极软粘性土和淤泥上修建无铰拱；

二、尽量选用适应墩台变位和轻型的上下部结构，并采用小跨径大矢跨比（矢跨比不宜小于 $1/8$ ），悬链线拱的拱轴系数不宜大于 2.24；

三、主拱圈必要时可做成二铰或三铰拱；或在无铰拱拱顶、拱脚处暂设临时铰，俟墩台稳定后，再将铰封固；

四、增加拱脚附近一段截面下缘宽度或钢筋，并相应加密箍筋以提高拱脚截面下缘的局部承压能力；

五、在多孔拱桥中，宜按地基变形一致的原则选择墩台形式和尺寸，以减少相邻墩台的不均匀沉降。

第 4.1.6 条 严寒地区修建拱桥时应注意：

一、采用较大的矢跨比和较小的拱轴系数；

二、拱圈尽可能在低温时合拢；

三、拱上建筑应适应严寒地区温度变形的要求，并采取相应构造措施；

四、混凝土板拱和双曲拱主拱圈的拱脚顶面及拱顶底面增设钢筋网，拱脚顶面钢筋应伸入拱座；

五、增设拱脚附近一段截面下缘宽度或钢筋，并相应加密箍筋以提高拱脚下缘的局部承压能力。

第 4.1.7 条 为了保证拱的横向刚度，沿桥跨可每隔 3 ~ 5 m 设置横系梁或横隔板；在拱顶、拱跨 $1/4$ 和柱式腹孔墩的下面以及分段吊装的接头附近，均应设置横隔板。对于小跨径宽桥，拱顶横隔板应特别加强。

第 4.1.8 条 当拱桥由预制构件或预制与现浇构件组成时，应保证其组合截面的横向和纵向整体性。

一、在构造上采取措施，使预制与现浇、预制与预制构件之间结合良好，保证其连接强度；

二、拱肋与拱板必须紧密结合，可在拱肋顶部设置锚筋、健

块或齿槽，以保证其结合的整体性；

三、对预制组合成型的组合构件，必须将预制构件的钢筋伸出混凝土外，以便组合时与对应钢筋连接牢固；组合接头处混凝土应采取措施以加强组合构件的整体性；

四、为了保证预制构件与现浇构件间的连接强度，应将预制构件的钢筋或连接钢筋伸出混凝土外，以便与现浇构件钢筋连接牢固，并采取措施保证接头的刚性；

五、分段吊装构件的接头，应构造简单，结合牢固；

六、组合截面各部分的混凝土标号应尽量接近，砌筑砂浆标号不宜低于10号。

第4.1.9条 双曲拱的主拱圈由拱肋、拱波和拱板组成。现浇的混凝土拱板宜做成波形或折线形。主拱截面形式可根据具体情况采用多波或单波，边部可设半悬波。

拱肋截面宜采用倒T形、槽形。不设半悬波的边肋可采用“L”形。拱肋截面面积不宜小于主拱圈面积的1/4。有支架施工的拱肋高度可按主拱圈高度的0.3~0.5倍估算。无支架施工时，拱肋高度应根据裸拱纵向稳定计算确定，倒T型的拱肋高度不宜小于跨径的0.012倍。拱肋底宽不宜小于拱肋高度的0.6~1倍。

混凝土拱波厚度一般用6~8cm，拱板厚度不宜小于拱波的厚度。

第4.1.10条 箱形拱的主拱圈截面形式有多室箱和单室箱两种。拱箱形式有槽形、工字形和闭合箱形等。在施工可能的情况下，箱形拱以采用闭合箱形为宜。箱形截面的挖空率一般为50%~70%。

多室箱的顶、底板厚度一般为8~10cm。施工期间的腹板厚度不宜小于5cm，建成后拱圈两侧腹板厚度不得小于9cm。

闭合箱拱当有可能被洪水淹没时应设排气孔和进水孔，以减小浮力。

第二节 拱 的 计 算

第 4.2.1 条 拱圈内力按弹性理论计算，在下列情况下，可不计弹性压缩：

- 一、拱圈跨径 $\leq 30\text{m}$ ，矢跨比 $\geq 1/3$ ；
- 二、拱圈跨径 $\leq 20\text{m}$ ，矢跨比 $\geq 1/4$ ；
- 三、拱圈跨径 $\leq 10\text{m}$ ，矢跨比 $\geq 1/5$ 。

第 4.2.2 条 当拱圈宽度小于跨径 $1/20$ 时，应验算拱圈的横向稳定和强度，对于弯桥并应考虑离心力。

计算风力或离心力引起的内力时，拱脚截面内力可近似地按以下假定计算：

一、把拱圈视作两端固定的水平梁，其跨径等于拱的计算跨径，全梁平均承受风力或离心力，梁端的计算弯矩假定为 M_1 ；

二、把拱圈视做下端固定的竖向悬臂梁，其跨径等于拱的计算矢高，悬臂梁平均承受 $1/2$ 拱跨的风力，在梁的自由端承受集中的 $1/2$ 拱跨的离心力，固定端的计算弯矩假定为 M_2 ；

三、计算弯矩 M 为上述两项弯矩在垂直于拱脚截面上的投影之和，即：

$$M = M_1 \cos\varphi + M_2 \sin\varphi \quad (4.2.2)$$

式中 φ ——拱脚处轴线的水平倾角。

第 4.2.3 条 拱上建筑的布置及拱轴线的选择，应与施工方法相互配合，力求拱轴线线型平顺。选择的拱轴线在各施工阶段应使全拱范围内各截面的纵向力的偏心距较小。对大跨径拱桥，应根据上述原则采用优选法决定；对中、小跨径拱桥，可用不考虑弹性压缩的结构重力压力线与拱轴线有五点重合（拱顶、 $1/4$ 点、拱脚）。但如在某些截面，结构重力压力线与拱轴线偏离过大，或在结构重力及其所引起的弹性压缩和温度下降、混凝土收缩等作用力组合下的纵向偏心距较大时，则应作适当调整，使这些控制截面的纵向力偏心距较小，且应力分布较均匀。同时，还应考虑拱轴线偏离结构重力压力线引起的结构重力偏心弯矩。

拱轴线的线型宜采用悬链线，也可采用其他受力较好的线型。对小跨径也可采用圆弧线。

第 4.2.4 条 当考虑拱上建筑与主拱联合作用时，拱上建筑应满足联合作用时的受力要求。当不考虑拱上建筑与主拱联合作用时，拱上建筑可按简化的近似方法计算。

第 4.2.5 条 在各种不同荷载组合作用下，根据最大弯矩及其相应的轴向力，验算拱圈的截面强度。对大跨径拱圈应验算拱顶、拱跨 $3/8$ 、拱跨 $1/4$ 和拱脚四个截面，必要时应验算拱跨 $1/8$ 点；对无铰拱中、小跨径拱圈，拱跨 $3/8$ 和拱跨 $1/4$ 点可不验算。裸拱和裸肋在施工及安砌时的截面验算应根据实际情况确定。

第 4.2.6 条 对肋拱及拱上建筑为排架式的双曲拱，应考虑活载的横向分布；对其他拱桥，活载按整体平均分布计算。

第 4.2.7 条 在拱上建筑合拢前应按公式(3.0.2-2)验算拱的稳定和强度，拱上建筑合拢后按公式(3.0.2-1)验算拱的正截面抗压强度。

第 4.2.8 条 计算拱圈的温度变化和混凝土收缩影响时，可根据实际资料考虑混凝土徐变的影响。如缺乏实际资料，计算内力可乘以下列系数：

温度变化影响力：0.7；

混凝土收缩影响力：0.45。

对于跨径不大于25m的砖、石、混凝土预制块砌体的拱桥，当矢跨比等于或大于 $1/5$ 时，可不计温度变化影响力。

第 4.2.9 条 多孔拱桥的桥墩与主拱圈的抗推刚度比大于37时可按单孔计算。否则，应考虑连拱作用。其计算孔数可根据不同的精度要求按近似计算方法确定。连拱内力可按简化的近似方法计算。

第 4.2.10 条 箱形拱的设计尚应考虑：

- 一、当洪水淹没拱脚时，漂浮物对拱圈边腹板的撞击力；
- 二、多室组合箱形拱在浇注纵缝混凝土时，由混凝土引起的侧压力对腹板的影响；

三、箱室内外考虑最大骤降温差的影响。无可靠资料时，箱室内外温差可按 $\pm 5^{\circ}\text{C}$ 计算。

第4.2.11条 空腹拱桥拱上立柱，当有可能同时承受纵向和横向荷载时，可按对结构受力最不利方向的荷载先行选定截面尺寸和配筋，然后再按另一方向的荷载进行验算。

第4.2.12条 对超静定拱桥应计算由相邻墩台引起的不均匀沉降和墩台水平位移引起的内力，其计算内力可乘以0.5的折减系数。

第4.2.13条 按规定的汽车荷载（不计冲击力）计算的拱桥上部结构在一个桥跨范围内的正负挠度的最大绝对值之和不大于 $L/1000$ ，用挂车或履带车验算时，上述挠度可增加20%。

第三节 拱桥施工验算

第4.3.1条 拱桥应设置施工预拱度。预拱度按主拱圈的弹性与非弹性下沉、拱架的弹性与非弹性下沉、墩台位移等因素产生的挠度曲线反向设置。在无资料时可按附录三估算。

第4.3.2条 安装或砌筑主拱圈及拱上建筑时，必须在纵横向保持对称均衡，多孔拱桥应考虑连拱影响。在施工过程中必须随时注意观测、控制拱肋或拱圈的变形。

对大、中跨径拱桥在无支架施工或早期脱架施工时，应根据安装砌筑程序对裸肋或裸拱进行截面强度及稳定验算（可根据具体施工条件假定为双铰或无铰拱；或按最不利受力考虑，假定拱脚支承条件），并在施工时采取必要的稳定措施（如设置缆风索、横夹木、下拉索、扣索及浇筑或安装横隔板等）。主拱圈及拱上结构在分段运输、吊装、合拢过程中也应进行必要的强度和稳定验算，验算截面应根据实际情况决定。

第4.3.3条 拱桥采用早期脱架或无支架施工时，对悬链线拱其拱轴系数宜采用较小值，并不宜大于2.24，对其他拱轴线拱应使拱轴线接近裸拱时的重力压力线。

第4.3.4条 采用无支架施工的拱肋，可根据施工条件，分

段吊装。在吊装过程中，应注意拱肋的变形及其稳定。拱肋接头应位置准确，保证质量。

采用缆索起吊构件时，应保证塔架和锚碇的整体性和稳定性，在正式施工以前，应进行超载试吊。

采用有架施工时，应验算各施工阶段拱架的强度和稳定。

路桥在线 网易 NetEase
WWW.CLQZX.COM

第五章 墩 台

第一节 一般规定

第 5.1.1 条 在有流冰、大量漂流物、冲击物的河流中的石砌墩台，其表面应选择坚硬石料或高标号(≥ 25)混凝土预制块镶面。在低温且温度变化剧烈地区，墩台表面应选用较好的石料。

在有流冰或漂流物的河流中，混凝土桥墩的迎水面，应设置钢筋网。

具有强烈流冰的河流中的桥墩，宜在迎水面设置破冰棱。破冰棱应高于最高流冰水位 1 m，并低于最低流冰水位时冰层底面下 0.5 m。破冰棱的倾斜度一般为 3 : 1 至 10 : 1。

第 5.1.2 条 在非岩石类的地基上修建带八字形翼墙的桥台时，台身与翼墙之间宜设缝分开。

桥台应设置必要的排水措施。

第 5.1.3 条 简支梁桥的墩台沉降和位移的容许极限值 (cm)，不宜超过下列规定：

一、墩台均匀总沉降值 (不包括施工中的沉降) $2.0\sqrt{L}$ ；

二、相邻墩台均匀总沉降差值 (不包括施工中的沉降)

$$1.0\sqrt{L}；$$

三、墩台顶面水平位移值 $0.5\sqrt{L}$ 。

注：① L 为相邻墩台间最小跨径长度，以 m 计；跨径小于 25 m 时仍以 25 m 计算；

② 设置在坚硬岩石地基上的任何桥梁可不计算沉降；

③ 钢筋混凝土钻 (挖) 孔桩式或排架桩式墩台以及基桩承台上的墩台顶面水平位移值，可视具体条件决定，以能保证正常使用为原则。

第 5.1.4 条 拱桥墩台的沉降和位移的容许值由计算决定。

第 5.1.5 条 各种桥梁墩台除满足构造和施工要求外，尚应满足强度和稳定要求，对高度小于 20 m 的实体墩和 U 型桥台可

不考虑稳定问题。

第 5.1.6 条 实体墩台基础的扩散角(刚性角)，对于砖、片石、块石、料石砌体，当用 5 号及以下砂浆砌筑时，不大于 30° ；当用 5 号及以上砂浆砌筑时，不大于 35° 。对于混凝土，不大于 40° 。

第二节 拱桥墩台

第 5.2.1 条 等跨拱桥的实体桥墩的顶宽(单向推力墩除外)，混凝土墩可按拱跨的 $1/15\sim 1/30$ ，石砌墩可按拱跨的 $1/10\sim 1/25$ (其比值随跨径的增大而减小)估算。墩身两侧边坡可为 $20:1\sim 30:1$ 。

第 5.2.2 条 拱桥桥台可采用 U 型桥台、空心桥台、轻型桥台及其他形式。U 型桥台的侧墙尺寸及计算要求参见第 5.3.5 条有关规定。

为适应软土地基修建拱桥，可扩大桥台的台底面积和台背面积，以减小基底压力，并利用基底与地基的摩阻力和适当利用台背土侧压力以平衡拱的水平推力。

台后的土侧压力，一般情况下可采用主动土压力；或按填土压实情况采用静土压力或静土压力加土抗力。台后填土必须按照规定的密实度($>90\%$)分层夯实，并切实做好台后填土防护工程，防止受水流侵蚀、冲刷。

第 5.2.3 条 组合式桥台由前台与后台两部分组成。前台可采用桩基或沉井基础，当采用多排桩基础时宜斜直桩相结合，前直后斜，且斜桩多于直桩；当采用多排式直桩时宜增加后排桩长或桩数，以提高桩基抵抗前台向后转动和水平位移的能力。

前台和后台两部分之间必须密切贴合，并设置沉降隔离缝，以适应两者的不均匀沉降。后台在考虑沉降后的基底标高宜接近于拱脚截面中心标高。

地基土质较差时，应防止由于后台的不均匀沉降引起前台的向后倾斜。

组合式桥台的前台以承受拱的竖直力为主；拱的水平推力则

主要由后台基底的摩阻力及台后的土侧压力来平衡。其计算可采用静力平衡法或变形协调法。

采用静力平衡法时，桩基或沉井基础可承担10%~25%的拱的水平推力，无斜桩时取低值，有斜桩时取高值。同时可适当考虑后台沉降时对前台基桩产生的负摩阻力。

采用变形协调法时，将土视为具有随深度成正比增长的地基系数的弹性变形介质。相应于深度 y 处的侧向地基系数 $C_y = my$ ；相应于深度 h 处的竖向地基系数 $C_0 = m_0 h$ ；相应于深度 h' 处的地基剪切系数 C_x ，在无实测资料时可按 $C_x = \frac{C_0}{2} = \frac{1}{2} m_0 h'$ 采用，其中 h' 为换算高度即阻滑板（或浅基础）基底平均压力换算成相当于基底处土的土柱高度，但 C_0 不得小于 $10m_0$ ； m_0 和 m 为地基土的比例系数，其值可按照表5.2.2采用。

非岩石类土的比例系数 m 、 m_0 值 表5.2.2

序号	土的名称	m 或 m_0 (kN/m ³)
1	流塑粘性土, $I_L \geq 1$; 淤泥	$(3 \sim 5) \cdot 10^0$
2	软塑粘性土, $1 > I_L \geq 0.5$; 粉砂	$(5 \sim 10) \cdot 10^0$
3	硬塑粘性土, $0.5 > I_L \geq 0$; 细砂, 中砂	$(10 \sim 20) \cdot 10^0$
4	坚硬、半坚硬粘性土, $I_L < 0$; 粗砂	$(20 \sim 30) \cdot 10^0$
5	砾砂、角砾、圆砾、碎石、卵石	$(30 \sim 80) \cdot 10^0$
6	密实卵石夹粗砂、密实漂卵石	$(80 \sim 120) \cdot 10^0$

注：①本表可适用于组合式桥台在地面处的位移不超过6mm，位移超过6mm时，表中的 m 或 m_0 值应适当降低；

②当组合式桥台侧面设有斜坡或台阶，且其坡度或台阶总宽与深度之比超过1:20时，表中 m 值应减少50%。

第5.2.4条 对各种形式的桥台，为了减少土的变形对上部结构的影响，台背填土可在主拱圈安装以前完成。台后填土长度应为台高的3~4倍。不得采用含有淤泥、杂草的土壤及冻土、腐植土填筑，且应在最佳含水量情况下分层夯实，每层厚不宜超

过 30cm，密实度应控制在 0.90~0.98。

第三节 梁、板式桥墩台

第 5.3.1 条 上部构造的梁端与梁端、梁端与桥台间的伸缩缝宽度，在中、小跨径桥梁一般为 2~5cm；大跨径桥梁则应按温度变化、弹性变形以及施工放样、预制和安装构件的容许误差等因素而定。

第 5.3.2 条 大跨径桥梁的墩帽和台帽厚度，不小于 40cm；中、小跨径的桥梁不小于 30cm。

在支座的下面，墩帽和台帽内应设置钢筋网。在墩台帽内，大、中跨径桥梁应设置构造钢筋；小跨径的墩台帽，除严寒地区外，可不设构造钢筋。

墩台帽出檐宽度一般为 5~10cm。

第 5.3.3 条 支座边缘到墩台身顶部边缘的距离（见图 5.3.3）应视墩台构造形式及安装上部构造的施工方法而定，其最小距离应按表 5.3.3 采用。

支座边缘至墩、台身边缘的最小距离(cm) 表 5.3.3

跨 径 \ 桥 向	顺 桥 向	横 桥 向	
		圆弧形端头 (自支座边角量起)	矩形端头
大 桥	25	25	40
中 桥	20	20	30
小 桥	15	15	20

注：①采用钢筋混凝土悬臂式墩台帽时，上述最小距离为支座至台帽边缘的距离；

②跨径 100m 及以上的桥梁，应按实际情况另定。

第 5.3.4 条 实体桥墩侧坡一般采用 20:1~30:1（见图 5.3.5），小跨径桥的桥墩也可采用直坡。

实体桥墩墩身的顶宽，小跨径桥不宜小于 80cm（轻型桥台不宜小于 60cm）；中跨径桥不宜小于 100cm，大跨径桥的墩身顶宽，视上部构造类型而定。

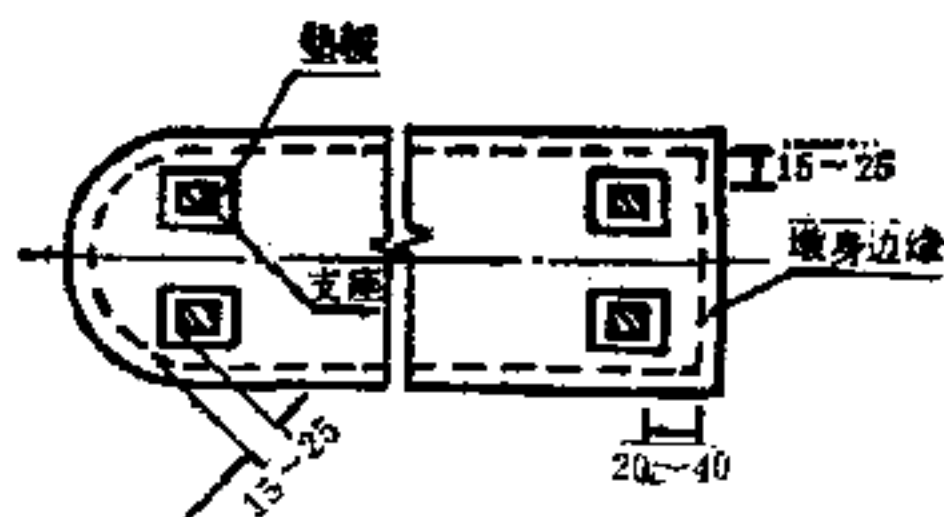
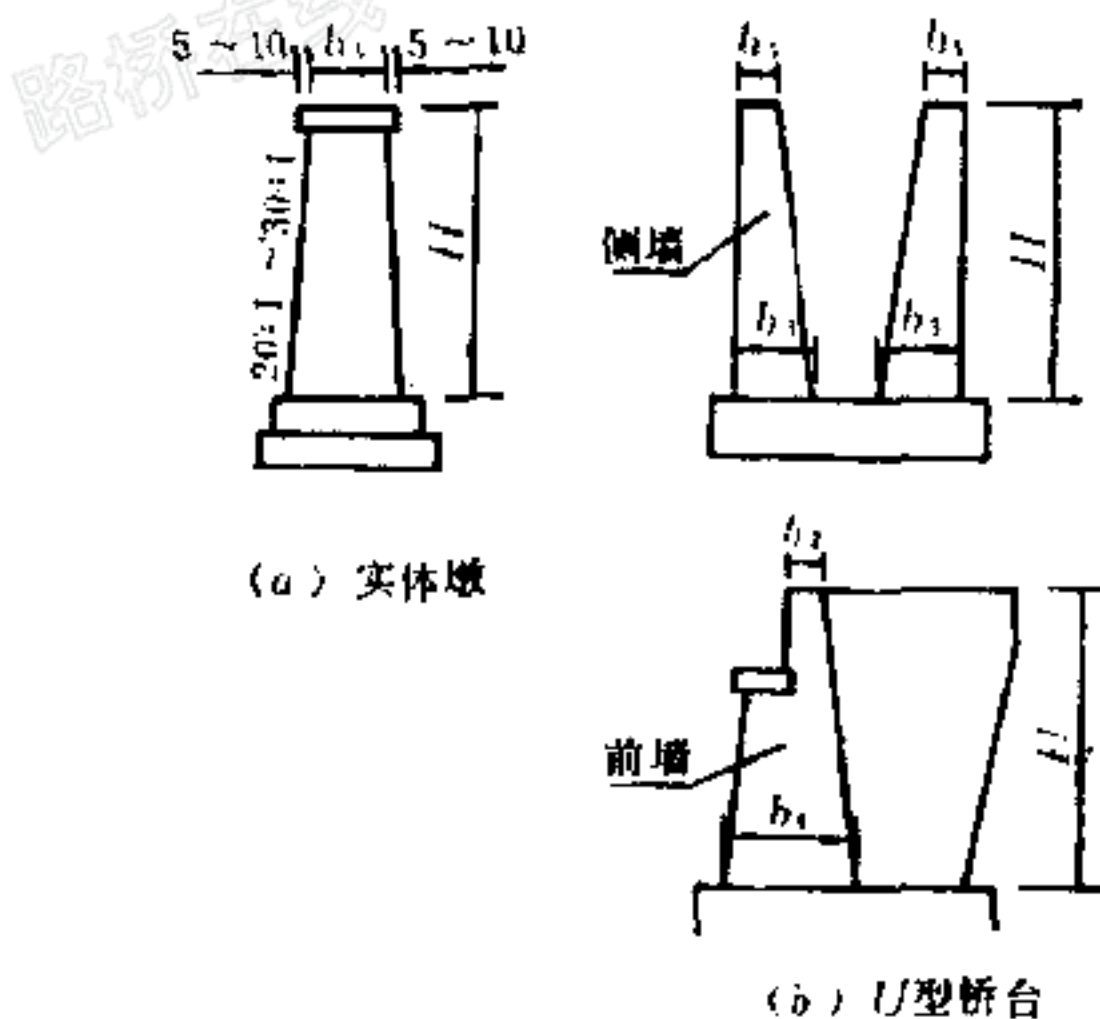


图5.3.3 支座边缘至墩台边缘最小距离(cm)示意图

第 5.3.5 条 U 型桥台的前墙，其任一水平截面的宽度，不宜小于该截面至墙顶高度的 0.4 倍。

U 型桥台的侧墙，其任一水平截面的宽度，对于片石砌体不小于该截面至墙顶高度的 0.4 倍；块石、料石砌体或混凝土不小于 0.35 倍；如桥台内填料为透水性良好的砂性土或砂砾，则上述两项可分别相应减为 0.35 倍和 0.30 倍，见图 5.3.5。

当 U 型桥台两侧墙宽度不小于同一水平截面前墙全长的 0.4 时，可按 U 型整体截面验算截面强度。



$$b_1 \geq 60 \sim 100$$

$$b_2 \geq 40 \sim 50$$

$$b_3 \geq (0.3 \sim 0.4)H$$

$$b_4 \geq 0.4H$$

图5.3.5 实体桥墩及U型桥台尺寸(cm)示意图

第 5.3.6 条 埋置式桥台或岸墩，当验算截面强度和稳定时，可考虑来自桥台（岸墩）后填土及桥台（岸墩）溜坡的两方土侧压力，同时，还应验算溜坡被冲刷时承受来自桥台（岸墩）后面单向主动土压力的受力情况，并可用压实土的内摩擦角以计算主动土压力。

埋置式桥台或岸墩在施工时应注意前后均匀填土。

第 5.3.7 条 跨径不大于 13 m 的梁（板）式上部构造，可采用轻型桥台。

轻型桥台上端与上部构造铰接，相邻桥台（墩）之间设支撑梁，见图 5.3.8。支撑梁应设于铺砌层或冲刷线以下，中距一般为 2 ~ 3 m。

第 5.3.8 条 轻型桥台按四铰刚构计算，以桥梁上部构造及桥孔下面的支承梁作为桥台的上下支撑，桥台作为上下端简支的竖梁，承受台后的土侧压力；同时，桥台尚应作为弹性地基上的梁加以验算。

第 5.3.9 条 为了节省圬工，轻型桥台可带有耳墙，不设八字翼墙或一字翼墙。桥台由台墙、耳墙及边柱三部分组成，见图 5.3.8。耳墙附于边柱上部，计算时耳墙作为水平土压力作用下的悬臂板。

边柱除承受由耳墙重力产生的竖直荷载和弯矩外，尚应计算耳墙上水平土压力对柱身所产生的扭矩和剪力。

第 5.3.10 条 台后路基不被冲刷的中、小跨径桥梁，台高在 3 ~ 8 m 时，可采用桩柱锚碇板式桥台。锚碇板尺寸不宜小于 75 × 75 cm，且应埋设在路基填土的主动土压力滑裂面以外 $3.5h$ （ h 为锚碇板边长）处。

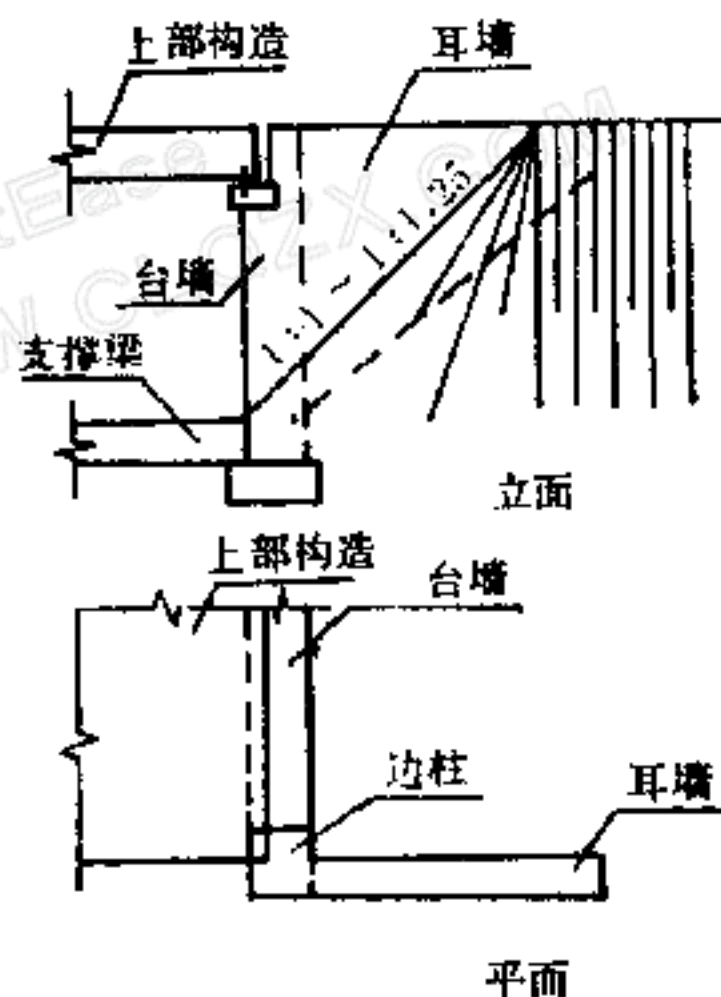


图 5.3.8 轻型桥台的支撑和耳墙

第六章 涵 洞

第 6.0.1 条 涵洞设计要注意以下要求：

一、涵洞长度大于 15m 小于 30m 时，其内径（或净高）不宜小于 1.0m；长度大于 30m 时不宜小于 1.25m；

二、无压力式圆管涵洞应根据地基土的密实程度，设置砂垫层、砌石基础或混凝土基础；建于砂砾地基上的圆管涵洞，可不设基础。但须注意接缝处地基的处理，以免管节间发生不均匀沉降和接缝漏水；压力式和半压力式涵洞必须设置基础，接缝要严密；

三、涵洞进、出洞口的形式与尺寸，要以使水流能顺利通过并保证附近路堤的稳定为准；

四、当有农业排灌需要时，可设带闸门的涵洞或倒虹吸管等。

第 6.0.2 条 除设置在岩石地基上的涵洞外，涵洞的洞身及基础应根据地基土情况，可每隔 4 ~ 6 m 设置沉降缝；高路堤下的涵洞，在路基边缘下的洞身及基础边应设置沉降缝。沉降缝应用沥青麻絮或其他具有弹性的不透水材料填塞。

圆管涵的管节接缝，应用沥青麻絮或其他具有弹性的不透水材料填塞，必要时再包一层胶泥。

第 6.0.3 条 涵洞进出口处，应设置端墙。端墙与洞身应设缝隔开，并填以沥青麻絮或其他不透水材料。涵洞内及两端的沟床，宜进行铺砌，以防冲刷。洞外铺设层的长度，须视沟床的冲刷情况而定。一般情况下，上游至少须在端墙（或溜坡）范围内铺砌，下游至少铺出端墙以外 3 ~ 5 m（压力式涵洞宜更长些）。在纵坡陡、流速大的河沟，必要时尚需设置急流槽、跌水及相应的消能措施。在端墙底部应设置隔水墙（垂裙），在沟床

铺砌层的端部，必要时也应设置隔水墙（垂裙）。

在冰冻地区，端墙与端管节应采用整体的刚性基础，以避免端墙与端管节脱离开裂。

第6.0.4条 涵洞洞底纵坡不宜大于5%，特别是圆涵的纵坡不宜过大，以免管壁遭受急流冲刷。洞底纵坡大于5%时，其基础底部宜每隔3~5m设置防滑横隔墙或把基础做成阶梯形。洞底纵坡大于10%时，涵洞洞身及基础应分段做成阶梯形，同时前后两节涵洞盖板或拱圈的搭接高度不小于其厚度的1/4。

第6.0.5条 涵洞顶上及洞身每侧填土在不小于两倍孔径范围内须分层对称夯实。

第6.0.6条 涵洞结构可按下列假定进行计算：

一、计算盖板式涵洞的涵台内力时，可假定台身上端与盖板铰结，下端与基础固结。盖板按两端简支的板计算内力，不考虑涵台传来的水平力。

二、拱涵的拱圈按无铰拱计算，其矢跨比不宜小于1/4。

三、计算超静定拱涵的内力时，可不考虑曲率、剪切变形、弹性压缩对内力的影响，也不计混凝土收缩和温度变化影响力。

第6.0.7条 整体式涵洞基础底面的地基土的承压应力可按平均分布计算。

第七章 挡土墙、护墙和护坡

第 7.0.1 条 挡土墙及护墙可浆砌或干砌。墙顶的最小宽度，浆砌的不小于 50cm；干砌的不小于 60 cm。干砌挡土墙的高度不宜大于 6 m。

第 7.0.2 条 挡土墙及护墙可根据地形及地基土的情况分段砌筑。对于非岩石类地基，宜每隔 10~15m 设置一道沉降伸缩缝；对于岩石类地基，其伸缩缝间隔宜适当增大。

第 7.0.3 条 护坡可浆砌或干砌。浆砌厚度为 20~30cm，干砌厚度为 25~35cm。在铺砌层下面，应设置 10~15cm 的砂砾垫层。

网易 NetEase
WWW.CLQZX.COM
路桥在线

附录一 石料标号的换算系数

石料标号的换算系数

附表1

试件尺寸 (cm)	20×20×20	15×15×15	10×10×10	7.07×7.07×7.07	5×5×5
换算系数	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6

附录二 拱桥拱圈厚度及主拱 高度经验公式

(一)中、小跨径石拱桥拱圈厚度经验公式

在拟定中、小石拱桥主拱圈厚度初步尺寸时，可参照下列经验公式估算：

$$d = mk\sqrt[3]{L_0} \quad (\text{附2.1})$$

式中 L_0 ——主拱圈净跨径 (cm)；

d ——主拱圈厚度 (cm)；

m ——系数，一般为4.5~6，取用 m 值时随矢跨比的减小而增大；

k ——荷载系数，对汽-10级为1；

对汽-15为1.1，对汽-20为1.2。

(二)箱形拱、双曲拱桥的主拱高度经验公式

在拟定箱形拱、双曲拱桥的主拱高度时，可参照下列经验公式估算：

$$H = \left(a + \frac{L_0}{b} \right) k \quad (\text{附2.2})$$

式中 L_0 ——主拱净跨径 (cm) ;
 H ——主拱圈高度 (cm) ;
 a, b ——系数, 按附表 2 采用;
 k ——荷载系数, 按附表 2 采用。

a, b, k 系数表

附表2

箱形拱桥	a, b	多室箱 $a = 60, b = 100$; 单室箱 $a = 70, b = 100$
	k	
双曲拱桥	a, b	$a = 35, b = 100$ 。
	k	汽-10级为1; 汽-15级为1.2; 汽-20级为1.4。

附录三 预拱度

(一) 预拱度的估算

预拱度的大小应按有支架和无支架两种情况, 并考虑下列因素估算:

1. 对无支架施工的拱桥应考虑:

- (1) 拱圈重力产生的弹性压缩;
- (2) 混凝土的收缩和徐变;
- (3) 温度下降;
- (4) 墩台位移;
- (5) 施工过程中的裸肋变形。

2. 对有支架施工的拱桥应考虑:

- (1) 拱圈重力产生的弹性压缩;
- (2) 混凝土收缩和徐变;
- (3) 温度下降;

(4)墩台位移；

(5)拱架在设计荷载下的弹性与非弹性变形。

砖石拱桥采用有支架施工，当无可靠资料时，由(1)~(5)

项因素引起的变形，可按 $\frac{L}{400} \sim \frac{L}{800}$ 估算。对于双曲拱桥由

(1)~(4)项因素引起的变形，可按 $L^2/4000f \sim L^2/6000f$ 估算，当墩台可能有水平位移时取较大值，无水平位移时，取较小值；其裸肋变形可按 $L/1000$ 估算。

(二)预拱度的设置

预拱度应根据上述各项因素产生的挠度曲线反向设置，在无资料时可根据以往实践经验按下述方法之一设置：

1.按抛物线设置；

2.按拱脚推力影响线比例设置；

3.对于悬链线拱，在考虑预拱度后的拱轴线放样坐标可按下式计算：

$$y' = \frac{f + \Delta f}{m' - 1} (\operatorname{ch} k' \xi - 1) \quad (\text{附3.1})$$

式中 Δf ——拱顶截面的预留拱度；

f ——矢高；

m' ——比设计拱轴系数小一级的拱轴系数；

ξ ——拱轴线上各点横坐标与 $L/2$ 的比值；

$k' = \ln \left[m' + \sqrt{m'^2 - 1} \right]$ 。

附录四 本规范使用的法定计量单位 及其与公制单位的换算关系

法定计量单位及其与公制单位的换算表

量的名称	单位名称	单位符号	与公制单位近似换算关系	附注
力 重力	牛(顿)	N	$1\text{N} = 0.1\text{kgf}$	
	千牛(顿)	kN	$1\text{kN} = 0.1\text{tf} = 100\text{kgf}$	$k = 10^3$
应力	帕(斯卡)	Pa	$1\text{Pa} = 0.1\text{kgf}/\text{m}^2$	
压力	千帕(斯卡)	kPa	$1\text{kPa} = 0.1\text{tf}/\text{m}^2$	
强度	兆帕(斯卡)	MPa	$1\text{MPa} = 1\text{N}/\text{mm}^2 = 10\text{kgf}/\text{cm}^2$	$M = 10^6$
力矩	牛(顿)米	$\text{N}\cdot\text{m}$	$1\text{N}\cdot\text{m} = 10\text{kgf}\cdot\text{cm}$	
力偶矩	千牛(顿)米	$\text{kN}\cdot\text{m}$	$1\text{kN}\cdot\text{m} = 0.1\text{tf}\cdot\text{m}$	
弹性模量 剪切模量	兆帕(斯卡)	MPa	$1\text{MPa} = 10\text{kgf}/\text{cm}^2$	
速度	米每秒	m/s	与公制单位相同	
加速度	米每二次方秒	m/s^2	与公制单位相同	
长度	米	m	与公制单位相同	
	厘米	cm	与公制单位相同	
	毫米	mm	与公制单位相同	
面积	平方米	m^2	与公制单位相同	
	平方厘米	cm^2	与公制单位相同	
	平方毫米	mm^2	与公制单位相同	
时间	秒	s	与公制单位相同	
	分	min	$1\text{min} = 60\text{s}$	
	时	h	$1\text{h} = 60\text{min} = 3600\text{s}$	
	天	d	$1\text{d} = 24\text{h}$	
角度	弧度	rad	与公制单位相同	
体积	立方米	m^3	与公制单位相同	
温度	摄氏度	$^{\circ}\text{C}$	与公制单位相同	

注：①本规范中法定计量单位与公制单位有关力的换算关系，为方便计，采用 $1\text{kgf} = 10\text{N}$ ；

②法定计量单位Pa的其他表示式为 N/m^2 ；

③本规范容重以千牛(顿)每立方米表示，单位符号为 kN/m^3 ，车速以千米每小时表示，单位符号为 km/h 。

附录五 本规范用词说明

一、对执行条文严格程度的用词采用以下写法：

1.表示很严格，非这样作不可的用词：

正面词采用“必须”；

反面词采用“严禁”。

2.表示严格，在正常情况下均应这样作的用词：

正面词采用“应”；

反面词采用“不应”或“不得”。

3.表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样作的用词：

正面词采用“宜”或“可”；

反面词采用“不宜”。

二、条文中应按指定的其他有关标准、规范的规定执行，其写法为“应按……执行”或“应符合……要求（或规定）”。

如非必要按指定的其他有关标准、规范的规定执行，其写法为“可参照……”。

附件

公路砖石及混凝土桥涵设计规范

JTJ 022—85

条文说明

路桥在线 网易 NetEase
WWW.CLQZX.COM

前 言

为了使广大桥梁科技人员在使用新规范时较深入的了解条文内容，同时也便于他们在使用过程中对新规范提出改进意见，特编写此条文说明。由于时间仓促，加之规范本身涉及的面广，在取材和深度等方面都尚缺乏经验，难免在说明中存在不够全面和不当之处，敬请读者提出批评。

本说明由杨高中主笔编写。

路桥在线 网易 NetEase
WWW.CLQZX.COM

目 录

第一章	总 则	45
第二章	材 料	46
第三章	构件计算规定	53
第四章	拱 桥	74
第一节	构造	74
第二节	拱的计算	79
第三节	拱桥施工验算	98
第五章	墩 台	101
第一节	一般规定	101
第二节	拱桥墩台	102
第三节	梁、板式桥台	104
第六章	涵 洞	107
第七章	挡土墙、护墙和护坡	110

第一章 总 则

在本章中提出了公路砖石及混凝土桥涵总的设计原则是：因地制宜、就地取材、技术先进、经济合理、安全适用和确保质量。使其既符合砖石及混凝土桥涵本身的特点，又符合我国国情。

由于将原《公路桥涵设计规范》分为《公路桥涵设计通用规范》、《公路砖石及混凝土桥涵设计规范》、《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》、《公路钢木结构设计规范》、《公路桥涵地基与基础设计规范》等分册出版，这些规范之间存在一定的联系，因此砖石及混凝土桥涵的设计，除应满足本规范要求外，尚需符合上述规范和其他有关规范的要求。

本规范只适用于一般砖石及混凝土桥涵的设计，对特殊材料——如轻质和高强混凝土；特殊型式——如薄壳结构；特殊条件——如地震区，砖石及混凝土桥涵设计尚应符合有关的标准和规范。

第二章 材 料

第2.0.1条 砖石及混凝土材料最低标号的规定，主要是考虑结构耐久性和经济性的要求，根据构造物部位的重要性及尺寸大小不同，石料定为25~30号，混凝土定为15~25号，砖定为7.5~10号，以使所有永久性桥涵结构的最低使用期限大致接近。砌筑砂浆的最低标号是考虑了施工、构造的需要和目前的水泥供应情况确定的，当水泥供应情况好转，宜按表2.0.1规定的最低标号提高一级采用。

鉴于近年来修建的大跨径拱桥拱圈混凝土标号大多采用20~25号，为了达到既经济又能增加耐久性的目的，本次规范将拱圈混凝土的最低标号由原规范规定的15号提高为20~25号。此外取消了10号砖砌拱圈的规定，这是由于砖的耐久性差同时也不经济。

为了照顾某些水泥供应困难的地区，本规范仍保留了对小桥涵及挡土墙可用1.5号石灰水泥砂浆及1号石灰砂浆或干砌的规定。

第2.0.4条 砖石及混凝土材料受水浸湿后，冬季冻结，春季融解，引起材料风化侵蚀。如水气充满于材料内部气孔，则因冻结膨胀有可能使孔壁破裂而导致材料破损。据有些资料介绍，试验循环（冻结与融化）一次约相当于大气中一年的作用。冻结试验温度不应高于 -15°C ，这是因为水在微小毛细管中，只在低于 -15°C 时才能冻结。一月份平均温度不低于 -10°C 的地区，不考虑材料的抗冻性，也是基于上述原因。

第2.0.5条 表2.0.5-1~表2.0.5-7为各类砌体和材料的极限强度，现说明如下：

1.表2.0.5-1 石料极限强度的试验数据较少，根据交通部公路科学研究所试验分析（见“公路”杂志1959年第6期），北

京房山地区花岗岩的弯曲抗拉极限强度为石材标号的1/10，唐山地区石灰岩为石材标号的1/13。考虑我国幅员广阔，材质差异性较大，故仍沿用1961年《公路桥涵设计规范》中规定的弯曲抗拉极限强度为石材标号的0.06倍。

石材的抗压极限强度应为棱柱体的极限强度，棱柱体强度为立方体强度的0.7倍。但1975年《公路桥涵设计规范》中石材的抗压容许应力安全系数为2.4，而容许压应力又为石材标号的0.3倍，将其换算为极限强度即 $0.3 \times 2.4 = 0.72$ 倍的石材标号，因此本规范抗压极限强度采用0.72倍的石材标号。

2.表2.0.5-2 混凝土各项极限强度，按1975年《公路桥涵设计规范》的容许应力乘以相应安全系数换算得到。

3.表2.0.5-3 砖石及混凝土预制块砌体的抗压极限强度，采用建委《砖石结构设计规范》的公式再乘以纯水泥砂浆折减系数0.9，各类砌体的抗压极限强度计算公式为：

片石砌体

$$R = [0.01R_1 + 0.2\sqrt{R_1R_2}] \times 0.9 \quad (2-1)$$

块石砌体

$$R = [0.175R_1 + 0.28\sqrt{R_1R_2}] \times 0.9 \times (0.5 \sim 0.6) \quad (2-2)$$

粗料石砌体

$$R = [0.175R_1 + 0.28\sqrt{R_1R_2}] \times 0.9 \times 0.7 \quad (2-3)$$

混凝土预制块砌体及料石砌体

$$R = [0.175R_1 + 0.28\sqrt{R_1R_2}] \times 0.9 \quad (2-4)$$

砖砌体

$$R = [(0.1\sqrt{R_1} + 0.2\sqrt{R_2})\sqrt{R_1 + 6}] \times 0.9 \quad (2-5)$$

式中 R ——砌体抗压极限强度，单位MPa；

R_1 ——砌块标号，单位MPa；

R_2 ——砂浆标号，单位MPa。

公式(2-4)是根据《砖石结构设计规范》的规定，当砌块高度为40 cm时，混凝土预制块砌体抗压极限强度为

$$R = [0.25R_1 + 0.4\sqrt{R_1R_2}] \quad (2-6)$$

如砌块高度为20cm时，极限强度应乘以换算折减系数 C_1 ， C_2 按下式计算

$$15 \leq h < 40 \quad C_2 = 0.4 + 0.015h \quad (2-7)$$

$$h > 40 \quad C_2 = 1 + 0.004(h - 40) \leq 1.2 \quad (2-8)$$

h 为砌块高度，以 cm 计。令 $h = 20$ 代入式(2-7)得 $C_2 = 0.7$ ，将式(2-6)乘以0.7再乘以0.9即得式(2-4)。如砌块高度为31cm~40cm及41cm以上时，则分别以31cm和41cm为准，乘以1.25及1.45的系数，其计算式为

$$\frac{0.4 + 0.015 \times 31}{0.4 + 0.015 \times 20} = 1.24 \quad \text{采用} 1.25$$

$$\frac{1 + 0.004(41 - 40)}{0.4 + 0.015 \times 20} = 1.43 \quad \text{采用} 1.45$$

对块石和粗料石砌体，其抗压极限强度分别按混凝土预制块砌体的极限强度乘以0.5~0.6和0.7的系数，见式(2-2)、(2-3)、块石砌体的折减系数在《砖石结构设计规范》中为0.6，本规范采用0.5~0.6，视砂浆标号而定，见后关于块石砌体极限强度的说明。

(1) 片、块石砌体的分类

1961年《公路桥涵设计规范》把片石砌体与块石砌体归为一类，均为不规则块材砌体，这是沿用苏联1948年《公路桥涵设计规范》和1956年《公路工程设计准则》的规定。但是，根据我国多年来的实践，片石与块石有显著的不同，前者是爆破后的天然不规则石料，后者是经人工挑选的较规则的石料。块石一般是按岩石层理布置炮孔爆破或用楔块劈出的，其厚度一般不小于20cm，形状大致方正，其宽度约为厚度的1~1.5倍，长度约为厚度的1.5~3倍。因此，块石砌体应列入规则块材砌体，而不应列入不规则块材砌体。所以1975年《公路桥涵设计规范》将块石砌体与粗料石、混凝土预制块砌体列为同一类，本规范沿用了这一合理的规定。

(2) 片石砌体抗压极限强度

根据我国习惯使用的片石规格，交通部公路科学研究所及江西省进行了这类砌体的强度试验，试验结果表明，我国《砖石结构设计规范》强度公式是可以采用的。这样就与铁路和其他有关规范采用了统一的强度公式。为了考虑片石砌体离散度大的影响，对于具有两个大致平行面的片石(大面片石)砌筑的砌体，当其砂浆用量在30%以下时，本规范规定其抗压极限强度可提高50%，例如拱圈用的片石砌体和类似的其他砌体。

(3) 块石砌体的抗压极限强度

块石砌体的强度，由于以前将其列为不规则的块材砌体，强度偏低。1961年《公路桥涵设计规范》在块石规格上较之1956年《公路工程设计准则》提出了一些具体要求，如大致方正；宽度为厚度的1.5~2倍；长度为厚度的1.5~3倍；每行高度大致一律并错缝砌筑等。这些要求实际上已达到规则块材砌体的标准，但是强度仍为片石砌体的1.5倍，这显然是不适宜的。

块石砌体的强度按《砖石结构设计规范》为细料石(或混凝土预制块)砌体的0.6倍，这样取值比较符合实际情况。根据广西交通厅设计院《块石砌体强度试验报告》，65号石料的块石砌体轴心受压强度，均高于《砖石结构设计规范》中的块石砌体强度，但砂浆标号的差别对砌体强度的影响较为显著。这说明采用细料石砌体强度乘以折减系数的办法，没有考虑到砂浆标号对细料石砌体与块石砌体的不同影响。细料石砌体由于砌缝很细，砂浆标号对砌体强度影响不大，而块石砌体因砌缝较厚，砂浆标号对砌体强度影响较大。根据四川省交通厅设计院《小石子混凝土砌体试验研究》资料，小石子混凝土的标号对砌体强度影响较为显著。

根据以上情况，为使砂浆砌体与小石子混凝土砌体相互适应，将折减系数 C_2 取为0.5~0.6。其中0.6适用于12.5号砂浆，0.5适用于1号砂浆，中间标号的砂浆用直线内插。

(4) 粗料石砌体和混凝土预制块砌体的抗压极限强度

粗料石砌体的抗压极限强度，按混凝土预制块砌体抗压极限强度的0.7倍采用，而混凝土预制块砌体抗压极限强度，按《砖石结构设计规范》采用，仅在采用低标号砂浆时，本规范数值略低于其他规范。

(5) 水泥砂浆折减系数

纯水泥砂浆的和易性和保水性均差，用其砌筑的砌体不易达到质量要求，砌体强度有所降低，因此纯水泥砂浆的抗压强度均乘以0.9的折减系数。

石灰砂浆结硬期长，一般28天龄期强度相当于0.4号砂浆的强度，一年后才能达到1号砂浆的强度。公路部门一般习惯以石灰砂浆作为1号砂浆使用，而龄期又以28天为准，因此对于28天龄期的石灰砂浆砌体其受压强度也乘以0.9的折减系数。1.5号砂浆一般为石灰砂浆内掺入适量水泥，其结硬期也长，故28天龄期的砌体强度也乘以0.9的折减系数。

4.表2.0.5-4 砖石及混凝土预制块砌体通缝抗剪极限强度采用《砖石结构设计规范》的强度公式：

$$R_j = (0.128\sqrt{R_2}) \times 0.8 \quad (2-9)$$

上式中0.8为纯水泥砂浆折减系数。片石砌体齿缝抗剪极限强度采用式(2-9)的两倍。规则块材砌体的齿缝抗剪极限强度按块材的极限抗剪强度采用，不考虑灰缝的抗剪作用。

直接抗剪或者称为纯剪切是指剪力直接作用截面的剪切或与杆轴垂直截面的剪切，当所验算截面既不与杆轴垂直又无直接剪力作用时，不能用本规范提供的直接抗剪强度去计算剪力，如拱脚的竖直截面。

砖石及混凝土预制块砌体的弯曲抗拉极限强度，采用《砖石结构设计规范》公式并乘以1.5的增大系数，对通缝采用：

$$R_{wl} = (0.128\sqrt{R_2}) \times 0.8 \times 1.5 \quad (2-10)$$

对规则块材的齿缝：

$$R_{wl} = (0.323\sqrt{R_2}) \times 0.8 \times 1.5 \quad (2-11)$$

片石砌体的齿缝抗拉采用规则块材的0.7倍。

在式(2-10)、(2-11)中，0.8为纯水泥砂浆折减系数，1.5为采用顺砌法砌筑时的增大系数。考虑到1975年《公路桥涵设计规范》原有数据，不论通缝或齿缝均乘以1.5的增大系数。

表(2.0.5-4)中的弯曲抗拉极限强度较1961年《公路桥涵设计规范》偏小，约为0.8~0.9倍，这对偏心受压构件无大的影响，因为偏心受压构件如偏心距满足要求时可不考虑弯曲抗拉。

表(2.0.5-4)中的抗拉极限强度采用《砖石结构设计规范》公式，对规则块材齿缝为：

$$R_L = (0.172\sqrt{R_2}) \times 0.8 \times 1.5 \quad (2-12)$$

片石砌体齿缝抗拉极限强度采用式(2-12)的0.7倍。

5.表2.0.5-5 规则块材直接抗剪极限强度。

根据交通科学研究院及四川省交通厅科学研究所对规则块材直接抗剪试验结果，在考虑完全系数以后，约为1961年《公路桥涵设计规范》的1.57倍，数值较高。但考虑到该批试验数据较少，本规范仍采用1975年《公路桥涵设计规范》的容许应力乘以安全系数3，即

$$R_j = 3 \cdot [\sigma_j] \quad (2-13)$$

6.表2.0.5-6 小石子混凝土砌片、块石砌体极限强度

采用1964年11月四川省交通厅公路勘察设计院在《小石子混凝土砌体试验研究》报告中，推荐的各项极限强度，但作了适当调整，其计算公式为：

$$R_s = \beta \cdot A \cdot R_1 \left[1 - \frac{0.14}{0.16 + \frac{R_2}{2R_1}} \right] \quad (2-14)$$

式中： R_s ——极限抗压强度(MPa)；

β ——折减系数，片石砌体 $\beta = 0.8$ ；块石砌体 $\beta = 1$ ；

$$A = \frac{10 + R_1}{10 + nR_1}$$

n ——系数，视石材标号而定，见表2-1；

R_1 ——石材标号(MPa)；

R_2 ——小石子混凝土标号(MPa)。

n 值 表2-1

石材标号	≤50	60	80	100
片石砌体	3.9	3.7	2.7	2.7
块石砌体	3.3	3.1	2.6	2.3

根据交通科学研究院试验结果建议小石子混凝土片石砌体抗压强度不大于两倍同标号砂浆片石砌体强度，因此公式(2-14)乘以 $\beta=0.8$ 的系数，以保证按式(2-14)计算值不大于同标号砂浆砌体强度的两倍。

直接剪切极限强度和弯曲抗拉极限强度也由于试验砌体的规格偏高，亦按四川省交通厅公路勘察设计院对小石子混凝土砌体试验结果推荐的数值乘以0.8采用。

7.表2.0.5-7 片石混凝土砌体极限强度

片石混凝土砌体的规格及工艺要求，系参考1956年《建筑安装工程施工及验收暂行技术规范》第二篇第三章《毛石混凝土砌体》制定的，它是在混凝土中分层铺入片石，不同于混凝土中掺入片石(片石混凝土)；前者片石含量可达50~60%，而后者则由于边距及净距规定较严，一般片石掺入量为20~25%。

片石混凝土砌体的抗压极限强度，交通科学研究院及湖北、河南等地公路部门试验结果，较苏联《ННТУ 120—55》的规定高1.55~1.88倍。试验还表明，混凝土标号与砌体强度关系较大，而与石材标号关系较小。表2.0.5-7内数值系参考苏联《ННТУ 120—55》的规定，由极限强度乘以1.25的增大系数得到。仅15号及20号混凝土片石砌体的极限强度取自苏联1962年《砖石及钢筋混凝土砖石结构设计规范》。

片石混凝土的弯曲抗拉极限强度，国内个别试验结果远大于国外数据。抗剪强度试验资料则缺乏，表2.0.5-7中的直接抗剪和弯曲抗拉的极限强度是参考苏联《ННТУ120—55》及苏联《СН ИП II—В 2—62》的规定，由极限强度乘以1.1的增大系数得出。

第三章 构件计算规定

第3.0.1条 1975年《公路桥涵设计规范》采用总安全系数的容许应力法设计构件。本规范为了与国内其他规范统一，采用了分项安全系数的极限状态设计构件，其各分项安全系数根据1975年《公路桥涵设计规范》的相应安全系数换算得出，因此本规范总的安度大致维持在1975年《公路桥涵设计规范》的水准上。本规范安全系数总的近似表达式为：

$$K = \psi \cdot \gamma_{s0} \cdot \gamma_{s1} \cdot \gamma_m \quad (3-1)$$

式中 ψ ——荷载组合系数，按1975年《公路桥涵设计规范》容许应力提高系数的倒数得出，即 $\psi = 1/k_0$ ， k_0 为容许应力提高系数；

γ_{s0} ——结构的重要性系数，主要考虑拱桥自重随跨径增大而增加，而自重荷载安全系数只有1.2，活载安全系数为1.4。为了使不同跨径的安全系数大致接近，只能利用 γ_{s0} 来调整，当计算跨径 $L < 50\text{m}$ 时， $\gamma_{s0} = 1.00$ ；当 $50\text{m} \leq L \leq 100\text{m}$ 时， $\gamma_{s0} = 1.03$ ；当 $L > 100\text{m}$ 时， $\gamma_{s0} = 1.05$ ；

γ_{s1} ——荷载安全系数，参考国内外有关规范，对结构自重荷载 γ_{s1} 采用1.2或0.9，其它荷载采用1.4。

γ_m ——材料安全系数，是根据1975年《公路桥涵设计规范》的规定，由容许应力安全系数 k 除以荷载安全系数（平均值为1.3）得出。

将上述取值代入式（3-1），即得出不同砌体类别不同受力状态下的各项安全系数。关于1975年《公路桥涵设计规范》中的容许应力总安全系数 k 的取值说明如下：

对块石、粗料石、预制块砌体可表达为：

$$k = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \quad (3-2)$$

- 式中： k_1 ——砌体抗压强度变异影响系数，取1.5；
 k_2 ——材料非系统试验变导影响系数，取1.1；
 k_3 ——砌筑变导影响系数，由于砌筑工艺差别，如灰缝不饱满等影响，取1.05；
 k_4 ——构件尺寸变异影响系数，由于构件尺寸偏差，或计算与实际受力情况有出入而产生的影响系数，取1.05；
 k_5 ——荷载变异影响系数，由于自重和活载可能超过计算值的影响系数，平均取1.3。

将上述 $k_1 \sim k_5$ 代入式(3-2)得

$$k = 1.5 \times 1.1 \times 1.05 \times 1.05 \times 1.3 = 2.36$$

实际取2.5。

片石砌体的抗压强度，因工艺、方法或材料不同，离散性较大，一般采用 $k = 3$ 。

抗剪、弯曲抗拉的离散度均较大，也采用 $k = 3$ 。

第3.0.2条 1975年《公路桥涵设计规范》中关于中心和偏心受压计算共分13种情况，分别采用13个计算公式，其中有形式上按弹性理论而实质上又考虑了材料塑性对承载力的影响，有考虑塑性影响按极限承载力计算的公式，因而方法不统一且公式繁多。此外都是按允许应力法给出的计算式，在改用极限状态设计后已不适应。为了适应极限状态设计并将中心受压与偏心受压加以统一，本规范采用《砖石结构设计规范》的计算公式。这个公式既可用于中心受压又可用于偏心受压，且计算简便。但是，当偏心距 $e_0 > 0.7y \sim 0.9y$ 时，所得承载力 N 比《ННТУ 120—55》和《СН 200—62》偏高太多，且当 $e_0 = y$ 时不满足应力图形按矩形分布时 $\alpha = 0$ 的边界条件。为了降低在大偏心情况下的计算承载力和满足边界条件，将《砖石结构设计规范》承载力 N 的计算公式中的 α 乘以 $1 - \left(\frac{e_0}{y}\right)^m$ 的系数，变为：

$$\alpha = \frac{1 - \left(\frac{e_0}{y}\right)^m}{1 + \left(\frac{e_0}{r_w}\right)^2} \quad (3-3)$$

式(3-3)中的调整系数 m ，经过大量的计算对比后确定的。圆形截面取 $m = 2.5$ ；T形和双曲拱截面取 $m = 3.5$ ；箱形和矩形截面取 $m = 8$ 。现分述如下：

1. 公式的建立

(1) 《GBJ 3—73》公式的建立

按材料力学假定，偏心受压时构件截面受压区边缘的最大压应力为：

$$\sigma_{\max} = \frac{N_0}{A} + \frac{My}{J} \leq R_s \quad (3-4)$$

$$\therefore N_0 \leq \frac{AR_s}{1 + \frac{e_0 y}{r_w^2}} = \alpha_s AR_s \quad (3-5)$$

$$\alpha_s = \frac{1}{1 + \frac{e_0 y}{r_w^2}} \quad (3-6)$$

设考虑塑性变形后内力重分布影响下的构件承载力为：

$$N = \alpha AR_s \quad (3-7)$$

由于 $N \geq N_0$

故有 $\alpha \geq \alpha_s$

$$\text{设} \quad \alpha = \frac{1}{1 + f(e_0)} \quad (3-8)$$

由公式(3-6)和公式(3-8)有

$$1 + f(e_0) \leq 1 + \frac{e_0 y}{r_w^2} \quad (3-9)$$

公式(3-8)必需满足的边界条件是：

a. 当 $\frac{e_0}{y} = 0$ 时，构件处于轴心受压状态，应有 $\alpha = 1$ 和 $f(e_0) = 0$ 。

0. 当 $\frac{e_0}{y} = 1$ 和受拉边极限拉应力控制设计时，有 $f(e_0) = \frac{e_0 y}{r_w^2}$ 。

• 如设 $f(e_0) = \frac{e_0 y}{r_w^2} \cdot \left(\frac{e_0}{y}\right)^n$ ，当 n 为任意有理数时，均能满足上述边界条件，由公式 (3-8) 有：

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{e_0 y}{r_w^2} \left(\frac{e_0}{y}\right)^n} \quad (3-10)$$

当 $n > 1$ 时，按式 (3-10) 计算值高于试验值；当 $n < 1$ 时，又比试验值偏低；当 $n = 1$ 时，计算值比较符合试验值。因此《GBJ3-73》的公式可表为：

$$\alpha = \frac{1}{1 + \left(\frac{e_0}{r_w}\right)^2} \quad (3-11)$$

(2) 本规范公式的建立

《GBJ 3-73》在推导式 (3-11) 时，引用了 $\frac{e_0}{y} = 1$ 时，满足 $f(e_0) = \frac{e_0 y}{r_w^2}$ 的边界条件，这一边界条件不符合受压区应力为矩形分布的假定。如考虑塑性影响应力按矩形分布时，当 $\frac{e_0}{y} = 1$ 则应有 $\alpha = 0$ 的边界条件。当按极限承载力来建立式 (3-8) 时，应采用 $\frac{e_0}{y} = 1$ 时有 $\alpha = 0$ 的边界条件比较合理。为此，我们在《GBJ 3-73》公式 (3-11) 的基础上将其改写为：

$$\alpha = \frac{1 - \left(\frac{e_0}{y}\right)^m}{1 + \left(\frac{e_0}{r_w}\right)^2} \quad (3-12)$$

式 (3-12) 完全符合 $\frac{e_0}{y} = 0$ 时 $\alpha = 1$ ，和 $\frac{e_0}{y} = 1$ 时 $\alpha = 0$ 的边

界条件，式(3-12)中系数 m 则根据与《HNTY 120—55》及《CH 200—62》的比较而决定。圆形截面 $m = 2.5$ ；T形和双曲拱截面取 $m = 3.5$ ；箱形和矩形取 $m = 8$ 。

2. 计算结果的比较

为了比较本规范提出的 α 值与《HNTY 120—55》《CH 200—62》、《GBJ 3—73》及1975年《公路桥涵设计规范》中的 α 值关系，选用了常用的矩形、T形、双曲拱和圆形四种截面进行对比，如表3-1~表3-8。

矩形截面 α 值的比较

表3-1

e_0/y	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
本规范	0.971	0.892	0.788	0.676	0.572	0.471	0.381	0.285	0.166	0.000
1975年桥规	0.885	0.812	0.765	0.682	0.572	0.481	0.405	0.343	0.291	0.250
本规范 1975年桥规	1.100	1.100	1.030	0.990	1.000	0.980	0.940	0.830	0.570	0.000
CH200—62	0.932	0.862	0.788	0.711	0.630	0.543	0.448	0.342	0.216	0.000
本规范 CH200—62	1.040	1.030	1.000	0.950	0.910	0.870	0.850	0.830	0.770	1.000

N作用在T形截面翼缘方向时 α 值的比较

表3-2

e_0/y	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
本规范	0.980	0.926	0.846	0.755	0.663	0.566	0.491	0.361	0.216	0.000
1975年桥规	0.956	0.889	0.777	0.690	0.572	0.481	0.405	0.343	0.291	0.250
本规范 1975年桥规	1.030	1.040	1.090	1.090	1.160	1.180	1.210	1.050	0.740	0.000
CH200—62	0.985	0.900	0.845	0.785	0.732	0.630	0.520	0.397	0.250	0.000
本规范 CH200—62	1.000	1.030	1.000	0.960	0.910	0.760	0.780	0.860	1.160	1.000

N作用在T形截面肋板方向时 α 值的比较

表3-3

e_1/y	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
本规范	0.962	0.862	0.736	0.611	0.501	0.418	0.319	0.234	0.135	0.000
1975年桥规	0.894	0.696	0.570	0.433	0.476	0.384	0.310	0.257	0.218	0.188
$\frac{\text{本规范}}{\text{1975年桥规}}$	1.080	1.270	1.290	1.270	1.050	1.090	1.030	0.910	0.620	0.000
CH200—62	0.900	0.816	0.733	0.644	0.576	0.497	0.410	0.313	0.198	0.000
$\frac{\text{本规范}}{\text{CH200—62}}$	1.070	1.050	1.000	0.950	0.870	0.840	0.780	0.750	0.680	1.000

N作用在双曲拱拱板方向时 α 值的比较

表3-4

e_1/y	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
本规范	0.978	0.916	0.820	0.711	0.599	0.478	0.359	0.240	0.121	0.000
1975年桥规	0.937	0.859	0.742	0.654	0.650	0.494	0.338	0.182	0.026	0.13
$\frac{\text{本规范}}{\text{1975年桥规}}$	1.040	1.070	1.110	1.090	0.920	0.970	1.060	1.320	4.650	0.000
ННТУ120—55	0.934	0.876	0.824	0.778	0.666	0.574	0.473	0.317	0.158	0.000
$\frac{\text{本规范}}{\text{ННТУ120—55}}$	1.050	1.050	1.000	0.910	0.900	0.830	0.760	0.760	0.770	1.000

由表3-8看出本规范计算的 α 值仅为《CH200—62》的0.86~0.94，即低于《CH 200—62》的计算值。而本规范的计算 α 值又为1975年《公路桥涵设计规范》的1.00~1.25（各种截面平均为1.09），即比1975年《公路桥涵设计规范》提高承载力约9%，但提高后的承载力仍低于《CH 200—62》的计算值。

因此，采用本规范的计算公式，既可将中心和偏心受压方法加以统一，也提高了承载力约9%，且比较接近于真实结构的承载力。

N作用在双曲拱肋板方向时 α 值的比较

表3-5

e_0/y	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
本规范	0.957	0.847	0.703	0.562	0.441	0.331	0.236	0.161	0.090	0.000
1975年桥规	0.791	0.655	0.529	0.444	0.500	0.386	0.272	0.159	0.044	0.07
$\frac{\text{本规范}}{\text{1975年桥规}}$	1.210	1.290	1.330	1.270	0.880	0.800	0.870	0.960	2.050	0.000
ННТУ120 —55	0.876	0.780	0.703	0.639	0.560	0.466	0.396	0.301	0.183	0.000
$\frac{\text{本规范}}{\text{ННТУ120—55}}$	1.090	1.090	1.000	0.880	0.790	0.710	0.600	0.500	0.490	1.000

圆形截面 α 值比较

表3-6

e_0/y	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
本规范	0.962	0.862	0.728	0.592	0.470	0.357	0.258	0.166	0.081	0.000
1975年桥规	0.821	0.694	0.568	0.481	0.413	0.302	0.201	0.111	0.038	0.000
$\frac{\text{本规范}}{\text{1975年桥规}}$	1.170	1.240	1.280	1.230	1.140	1.180	1.280	1.500	3.530	1.000
CH200—82	0.930	0.843	0.780	0.720	0.555	0.450	0.343	0.231	0.112	0.000
$\frac{\text{本规范}}{\text{CH200—82}}$	1.030	1.020	0.930	0.820	0.850	0.790	0.750	0.720	0.720	1.000

3. 组合截面承载力的计算

对中心和偏心承压计算，本规范采用了极限状态表达式，对组合截面如仍沿用1975年《公路桥涵设计规范》中按弹性模量比作截面换算，将随标准层的取法不同而出现不同的承载力 N 。其次对组合截面的中心承压，由于塑性变形的影响只有当各层材料均达到极限强度时，组合截面才达到它的极限承载能力。这时必须保证组合截面有足够的整体性，因此在本规范第4.1.8条规定了组合截面各部分的混凝土标号应尽量接近，且砌筑砂浆标号

箱形截面 α 值的比较

表3-7

e_0/y	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
本规范	0.984	0.938	0.870	0.790	0.707	0.619	0.519	0.403	0.243	0.000
1975年桥规	0.986	0.939	0.835	0.752	0.689	0.576	0.492	0.426	0.346	0.000
本规范 1975年桥规	1.000	1.000	1.040	1.050	1.110	1.060	1.050	0.950	0.700	1.000
CH200-62	0.936	0.884	0.833	0.789	0.745	0.693	0.624	0.566	0.490	0.000
本规范 CH200-62	1.050	1.060	1.040	1.000	0.950	0.880	0.830	0.710	0.500	1.000

$\frac{e_0}{y} = 0.1 \sim 0.8$ 时按 α 平均值的比较 表3-8

项 目	矩 形	T 形	双 曲 拱	圆 形	箱 形
本规范 1975年桥规	1.00	1.11	1.07	1.25	1.03
本规范 CH200-62	0.93	0.91	0.87	0.86	0.94

不宜低于10号，以此保证。组合截面的整体性。对偏心承压本规范采用中心承压的极限承载力 AR_0 乘以纵向力偏心影响系数 α 来表示。

综上所述，由于中心和偏心承压考虑了材料的塑性影响，同时在材料标号和砂浆标号上作了保证组合截面整体性的规定，因而对组合截面的 γ_m 应按下式取值：

$$\gamma_m = \frac{\gamma_{m1}A_1 + \gamma_{m2}A_2 + \dots}{A_1 + A_2 + \dots} \quad (3-13)$$

式中 γ_{mi} 为第 i 层材料的安全系数， A_i 为第 i 层截面面积。

对换算截面积应按强度比换算，即 $A = A_0 + \eta_1 A_1 + \eta_2 A_2 + \dots$ 。

A_0 为标准层截面积， A_1 、 A_2 为其他层的截面积， $\eta_1 = \frac{R_{a1}'}{R_{a0}'}$ 、

$\eta_2 = \frac{R_{1,2}^!}{R_{1,0}^!}, \dots$, $R_{1,0}^!$ 为标准层的承压极限强度, $R_{1,1}^!, R_{1,2}^!, \dots$

为其他层的承压极限强度。

对惯性矩 J 、回转半径 r 、截面在弯曲平面内的回转半径 r_w ，均应按强度换算截面进行计算，即：

$$J = J_0 + \eta_1 J_1 + \eta_2 J_2 + \dots \quad (3-14)$$

$$r^2 = \frac{J}{A} \quad (3-15)$$

$$r_w^2 = \frac{J_w}{A_w} \quad (3-16)$$

式中 J_0 为标准层对换算截面重心惯性矩, J_1, J_2 为其他层对换算截面重心的惯性矩。

纵向力的偏心距 e_0 ，对组合截面为纵向力到换算截面重心轴的距离。此外，无论对单一材料截面或组合截面，在计算 e_0 值时均应考虑荷载安全系数对它的影响，即采用：

$$e_0 = \frac{r_{s,1}^! M_1 + r_{s,2}^! M_2 + \dots}{r_{s,1}^! N_1 + r_{s,2}^! N_2 + \dots} \quad (3-17)$$

式中 $r_{s,i}^!$ 为 i 种荷载的荷载安全系数, N_i 及 M_i 为 i 种荷载产生的轴向力和弯矩。

在计算超静定结构的内力时，根据《公路钢筋混凝土及预应力钢筋混凝土桥涵设计规范》的规定，采用的几何截面尺寸，一律不考虑强度和弹性模量对截面尺寸的影响。

4. 偏心距的限制

限制偏心距的目的，在于控制裂缝和裂缝的开展度及截面的稳定。

偏心距的限制值，主要是依据实验结果和参考其他规范得出。西南建筑科学研究所对砖砌体的实验得出：在偏心距 $e_0 > 0.7y$ 时，平均加载至 0.7 倍破坏荷载时开始出现裂缝；第三铁路

设计院对混凝土矩形截面的试验，当 $e_0 = 0.6y$ 时，0.57 倍破坏荷载时开始出现裂缝，当 $e_0 = 0.8y$ 时，0.36 倍破坏荷载开始出现裂缝。由于设计荷载一般不大于破坏荷载的 50%，因此在设计荷载作用下，当 $e_0 \leq 0.5y \sim 0.6y$ 时，一般不会出现裂缝。当偏心距 e_0 大于 $0.5y \sim 0.6y$ 以后，在设计荷载作用下有出现裂缝的可能性，但都属于特殊的受力情况，如地震力、拱桥桥墩承受恒载单向推力等。在这种情况下，偏心距的限制主要在于保证截面抗倾覆稳定的安全度。

有关国内外规范所规定的允许偏心值列于表 3-9。

各种规范容许偏心距比较

表 3-9

规范名称	荷载组合 I 拱的稳定验算	荷载组合 II, III, IV,	荷载组合 V 桥墩承受恒载单向推力
1972年《砖石结构设计规范》	0.9y	0.9y	0.9y
1972年《混凝土结构设计规范》	0.9y	0.9y	0.9y
苏联《HMTV120—55》			
1.大于表值要进行拉应力验算	3.7y	0.8y	0.8y
2.任何情况下不大于	0.8y	0.9y	0.9y
1975年《公路桥涵设计规范》	0.5~0.6y	0.6~0.7y	0.7y
1958年《铁路桥涵设计规范》			
拱	0.5y	0.6y	0.6y
墩	—	0.5y	0.5y
苏联《CH200—62》	0.5y	0.6y	0.6y
本规范			
1.中、小跨径拱圈	0.6y	0.7y	0.7y
2.其他结构	0.5y	0.6y	0.7y

注：苏联《CH200-62》对于受拉区配有0.05%以上的纵向构造钢筋时，容许偏心距 e_0 可增加10%。

将中、小跨径拱圈的允许偏心距较其他结构适当放宽，原因是中、小跨径拱圈自重比例较小，偏心距较大。其次，拱圈开裂以后形成塑性铰，由于拱是以受压为主的推力结构，只要裂缝不

继续开展，受压区不致随之破坏，拱仍能继续负荷*。这与纯混凝土板下缘开裂后继续负荷而随即破坏有显著不同。

对于受拉区配有0.05%以上的纵向构造钢筋的结构，由于构造钢筋对于裂缝有一定的控制作用，所以其容许偏心距尚可增加0.1y。

5. 受压构件的稳定验算

1975年《公路桥涵设计规范》规定，偏心距 $e_0 \leq 0.5y$ 且拉应力未超过容许值时，一律略去偏心距的影响，而按中心受压构件计算其稳定。这样计算既偏于不安全又使计算在 $e_0 \leq 0.5y$ 及 $e_0 > 0.5y$ 时不连续。本规范将中心和偏心受压的稳定计算全部统一于一个公式，即

$$N = \frac{1}{\gamma_m} \varphi \cdot \alpha \cdot A \cdot R_s \quad (3-18)$$

当中心受压时，有 $e_0 = 0$ ，由此式(3-18)变为：

$$N = \frac{1}{\gamma_m} \varphi \cdot A \cdot R_s \quad (3-19)$$

此式(3-19)即为1975年《公路桥涵设计规范》中的中心受压公式。当 $e_0 = 0$ 时，式(3-18)是在1975年《公路桥涵设计规范》规定的条件下($e_0 \leq 0.5y$ ，且拉应力未超过容许值)，又考虑了偏心距的影响。

6. 当含筋率符合《公路钢筋混凝土及预应力钢筋混凝土桥涵设计规范》第6.2.15条钢筋最小配筋率的规定时，可按钢筋混凝土截面计算。这样规定的目的，在于与《公路钢筋混凝土及预应力钢筋混凝土桥涵设计规范》相衔接。因为双曲拱、箱型拱与肋

* 据印度道路协会刊物1971年第1号载称，圬工拱桥逐步形成四铰而破坏。以前用弹性理论设计的拱桥（即压力线不得超过 $\frac{r}{8}$ ，或不出现拉应力），超载4倍尚不发生损坏现象，因此他们结论是：1. 即使砂浆较弱的砌体，压力线不超过 $\frac{1}{8}y$ 的规定是保守的，一般压力线在 $\frac{2}{8}y$ 以内不会出现裂缝；2. 在动载作用下，第一道裂缝的出现较静载为早，但不影响极限强度；3. 在超过弹性限度时，卸载后产生残余变形和位移，这些残余变形在动载作用下是增加的。

拱，不仅有混凝土的，也有钢筋混凝土的。对中、小跨径的平坦拱，用混凝土截面计算往往通不过，此时可适当增加钢筋含量使其满足最小配筋率后再按钢筋混凝土截面计算。裸肋的配筋含量满足最小配筋率的要求时，也应按钢筋混凝土截面计算。

7.在荷载组合 I 中考虑水的浮力或基础变位影响力时，为与1975年《公路桥涵设计规范》相一致，规定了容许偏心距按荷载组合 II 采用。

第3.0.3条 1975年《公路桥涵设计规范》中纵向弯曲系数分 $e_0 \leq 0.5y$ 和 $e_0 > 0.5y$ 两种情况计算，当 $e_0 \leq 0.5y$ 时按中心承压计算，当 $e_0 > 0.5y$ 时按：

$$\varphi = \left[1 - 0.15 \left(\frac{l_0}{h_w} - 3 \right) \left(\frac{e_0}{y} - 0.5 \right) \right] \varphi' \quad (3-20)$$

式中 φ' ——中心承压纵向弯曲系数。

这一计算方法不仅繁琐，且在 $e_0 = 0 \sim y$ 范围内 φ 值不连续，根据也不够充分。四川省建筑科学研究所通过大批的试验提出

$$\varphi = \frac{1}{1 + \alpha \beta (\beta - 3) \left[1 + 1.33 \left(\frac{e_0}{y} \right)^2 \right]} \quad (3-21)$$

上述公式与试验结果比较吻合，而且使 φ 值在所有 e_0 值范围内都连续。当 $e_0 = 0$ 时，按式(3-21)计算的结果与本规范表3.0.3-2中的中心受压构件的 φ 值也一致，这样就将中心和偏心受压的 φ 值统一起来了。

偏心受压的稳定，除了按式(3-18)验算弯曲平面内的稳定外，尚应按中心受压验算非弯曲平面内的稳定。

表3.0.3-1中，构件纵向弯曲计算长度是根据弹性稳定得出的，可参见有关材料力学和结构稳定的书籍。

第3.0.4条 表3.0.2-1的容许偏心距是按裂缝和稳定要求提出的，当偏心距超过上述规定时，可加大截面，仍按承压强度公式(3.0.2-1) ~ (3.0.2-2)进行验算。但当 N 值比较小，而 e_0 值比较大，即超过了表3.0.2-1的规定，但它的受拉边的拉应

力还有可能小于抗拉标准强度除以材料安全系数值。在这种情况下，不应按抗压强度来进行设计，而应按式(3.0.4)的抗拉标准强度进行设计，即

$$N \leq \frac{AR_{wt.}}{\left(\frac{Ae_0}{W} - 1\right)\gamma_m} \quad (3-22)$$

按上式控制设计，结构将不出现裂缝，因此也就不需要通过限制偏心距的办法来控制结构的裂缝、裂缝开展宽度和截面的稳定。

本规范规定的 $R_{wt.}$ ，已考虑了截面受拉区的塑性对抗拉标准强度（提高）的影响。兹说明如下：

由于混凝土是塑性材料，当偏心受压或受弯构件达到极限破坏时，其受拉区塑变已有很大发展，受拉区应力图形接近于矩形，而不是三角形，如图3-1。而受压区由于抗压强度远大于抗拉强度，所以仍为三角形，则拉应力

$$\sigma_l = \frac{M}{W_h} = \frac{M}{\gamma W} \quad (3-23)$$

$$\gamma = \frac{W_h}{W} \quad (3-24)$$



图3-1 受拉区应力分布

W 为弹性抵抗矩， W_h 为弹塑性抵抗矩， γ 为弹塑性抵抗矩与弹性抵抗矩的比值。对于矩形截面 γ 为1.75，圆形为1.9，T形在1.25~1.75之间，视截面的长、宽及厚度而定，一般情况下可取1.5。在本规范中的弯曲抗拉标准强度是采用直接抗拉标准强度的1.5倍，对于圆形或矩形截面可再乘以1.15的增大系数。

由于式(3-22)及后面的式(3-35)都是根据弹性理论推导出来的，其受拉区塑性变形对承载力的影响，是通过提高弯曲抗拉极限强度来表达的。因此，对组合截面，其截面积 A 、惯性矩 J 、受拉边缘的弹性抵抗矩 W ，均应按换算截面计算。当受拉边边层为控制层的情况下，为了简化计算，在条文中规定了以受拉边边层为标准层，这样可减少一次代换，即

$$A = A_0 + \eta_1 A_1 + \eta_2 A_2 + \dots$$

$$J = J_0 + \eta_1 J_1 + \eta_2 J_2 + \dots$$

式中 A_0 、 J_0 ——受拉边边层的截面积及受拉边边层对换算截面重心轴的惯性矩；

A_1 、 A_2 ——其他层的截面积；

J_1 、 J_2 ——其他层截面对换算截面重心轴的惯性矩；

$\eta_1 = \frac{E_1}{E_0}$ 、 $\eta_2 = \frac{E_2}{E_0}$ ——其他层弹性模量与受拉边边层弹性模量的比值。

对组合截面，其材料安全系数 γ_m 应根据各层的 γ_{mi} 按各层截面积的加权平均值采用。

第3.0.5条 1975年桥规中的局部承压计算，主要是根据我国《钢筋混凝土结构设计规范》(TJ 10—74)制定的，而(TJ 10—74)所依据的实验资料较少，且大都是从面积比较大（即试件截面尺寸较小而承压面积较大）的不带预留孔道的实心混凝土试件获得的。对于工程中常见的小面积比（即构件截面积较大而承压面积较小）和有预留孔道的都缺乏试验依据，因而某些结构虽按1975年《公路桥涵设计规范》进行了裂缝验算，但仍出现裂缝。而对另一些结构所求得的局部承压强度又偏低，计算方法本身出现矛盾。为此，本规范根据我国建工部门最近几年进行的大量试验资料，对1975年《公路桥涵设计规范》中的局部承压作了如下修改：

1. 矩形承压面

文献《混凝土及钢筋混凝土局部承压问题的研究》，根据我国最近几年进行的234个混凝土试件和146个钢筋混凝土试件试压资料，提出了承压面积的计算方法——“同心对称有效面积法”。该法要求计算承压面积 A_d 与局部承压面积 A_c 具有相同的重心位置并对称；沿 A_c 各边向外扩大的有效距离不超过承压板窄边尺寸 b ，如图3-2。

当 $e > b$ 时，由图3-2_a 得强度提高系数 β

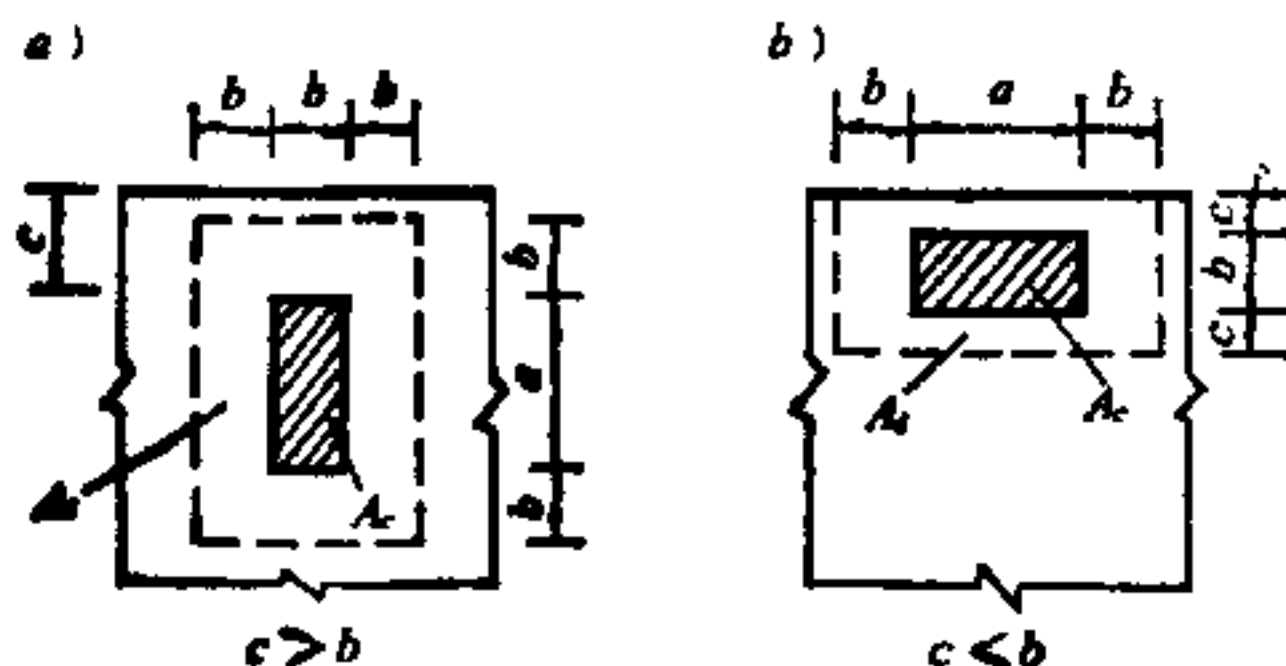


图3-2 本规范矩形承压 A_e 取值图

$$\beta = \sqrt{\frac{A_d}{A_c}} = \sqrt{3 + 6 \frac{b}{a}} \quad (3-25)$$

当 $c \leq b$ 时

$$\beta = \sqrt{\frac{A_d}{A_c}} = \sqrt{1 + 2 \left(\frac{b}{a} + \frac{c}{b} \right) + 4 \frac{c}{a}} \quad (3-26)$$

1975年桥规关于矩形承压时， A_e 的取值方法如图3-3所示。

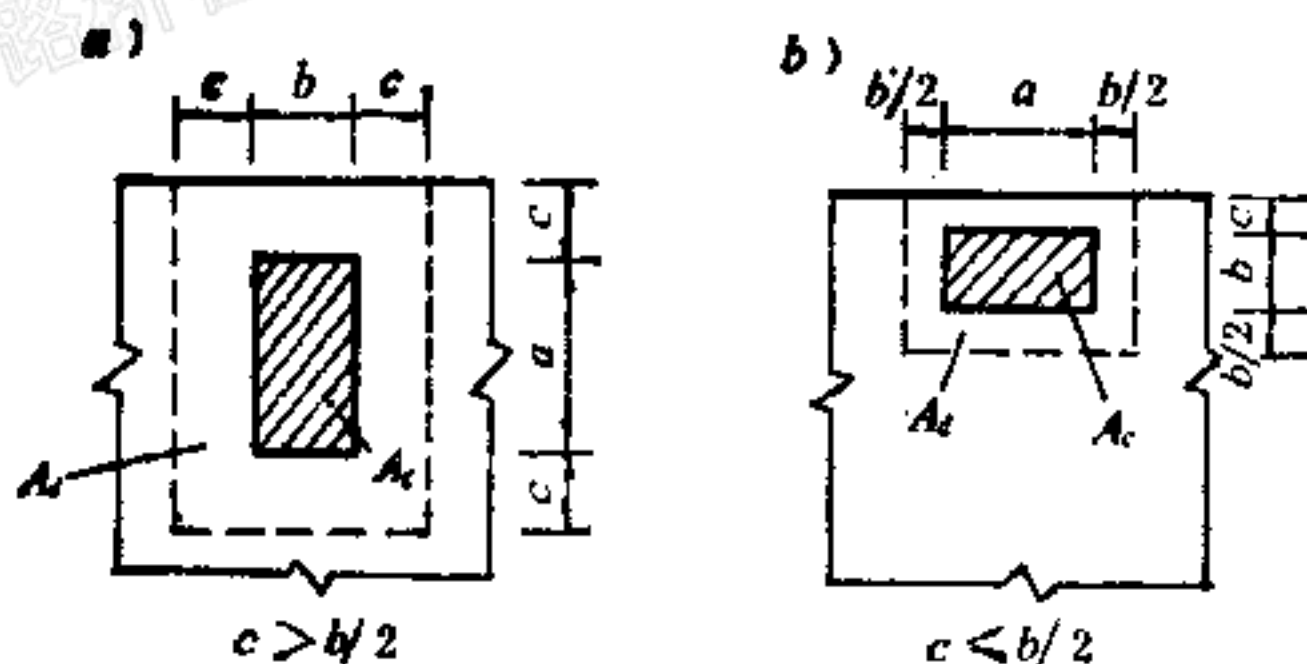


图3-3 1975年桥规矩形承压的 A_e 取值图

当 $c > b/2$ 时，由图3-3a得

$$\beta = \sqrt{\frac{A_d}{A_c}} = \sqrt{1 + 2 \left(\frac{c}{b} + \frac{c}{a} \right) + 4 \frac{c^2}{ab}} \leq 3 \quad (3-27)$$

当 $c \leq b/2$ 时，由图3-3b得

$$\beta = \sqrt{\frac{A_d}{A_c}} = \sqrt{\frac{8}{2} + \frac{3}{2} \frac{b}{a} + \frac{c}{a} + \frac{c}{b}} \leq 3 \quad (3-28)$$

令 $c=0$ 、 $b/2$ 、 b 和 $>b$ 时，由式(3-25)~(3-28)算得的 β 值比较如表3-10所示。

β 值的比较

表3-10

计算公式	β							
	$c=0$		$c=b/2$		$c=b$		$c>b$	
	$\frac{a}{b}=1$	$\frac{a}{b}=\infty$	$\frac{a}{b}=1$	$\frac{a}{b}=\infty$	$\frac{a}{b}=1$	$\frac{a}{b}=\infty$	$\frac{a}{b}=1$	$\frac{a}{b}=\infty$
式(3-22)或式(3-23)	1.732	1	2.449	1.414	3	1.732	3	1.732
式(3-24)或式(3-25)	1.732	1.224	2	1.414	3	1.732	3	1.732~3

由表3-10可见：

(1) 试验实测 β 值与按图3-2计算的 β 值的比值，平均为 1.08，说明按图 3-2 的计算结果与实测值接近，且略偏于安全。

(2) 对 $\frac{a}{b}=1$ 的方形局部承压面，当 $c \rightarrow b/2$ 时，按 1975 年桥规计算的 β 值，比按图3-2的 β 值偏低 25%。

(3) 对 $\frac{a}{b} \rightarrow \infty$ ，当 $c \rightarrow 0$ 和 $c \rightarrow \infty$ 时，1975 年桥规计算的 β 值，比按图3-2的 β 值又偏高 22%~73%。

“同心对称有效面积”法，除了能与实测值较好符合以外，还能自动限值。如方形局部承压面， β 值在 $\sqrt{3} \sim 3$ 之间；条形承压面， β 值在 $(1 \sim \sqrt{3}) \sim (\sqrt{3} \sim 3)$ 之间，如图3-4。因此，本规范采用了这一方法。

2. 圆形局部承压面

通过大量的方、圆形承压对比试验，文献“混凝土及钢筋混

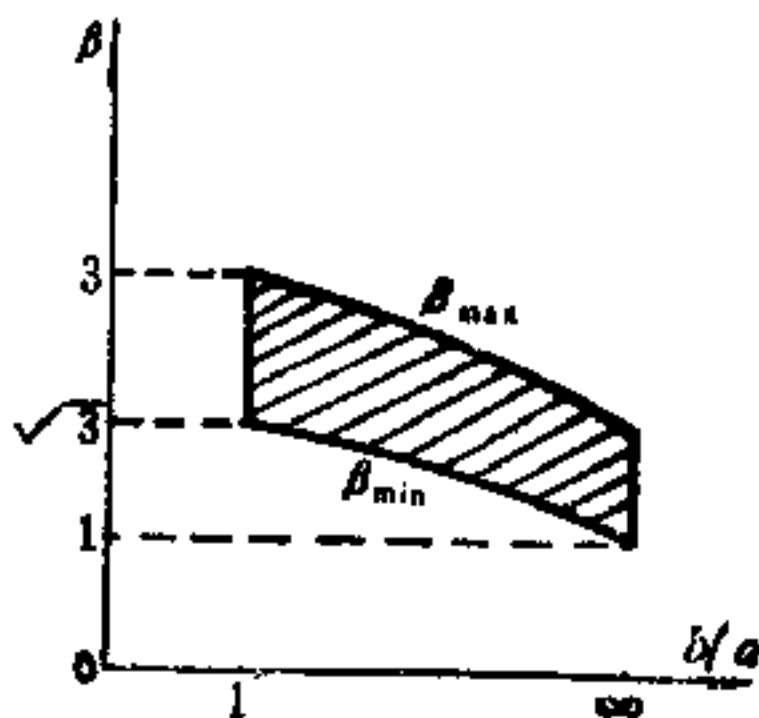


图3-4 条形承压的 β 范围

凝土局部承压问题的研究”指出：“方、圆形承压形状对局部承压强度影响不大”，这就是说，圆形面局部承压强度提高系数 β 应与方形面局部承压强度提高系数 β ，在相同条件下应具有相同的数值。

但是按1975年桥规，方、圆形面承压时的计算 β 值，当 $\frac{c}{a}$ 在0~0.5范围时并不相等。此时方形承压的 β 高于圆形承压的 β 值，最大达73%。因此，本规范为了改进这一不足，采用了“同心对称有效面积法”。现将圆形承压的 A_d 取值方法示于图3-5。

当 $r=0$ 时，图3-5中各图的 β 值为：

$$\text{图3-5a中, } \beta = 3 \quad (3-29)$$

$$\text{图3-5b中, } \beta = \sqrt{3 + 3 \frac{c}{a}} \quad (3-30)$$

$$\text{图3-5c中, } \beta = 3 \quad (3-31)$$

$$\begin{aligned} \text{图3-5d中, } \beta &= \sqrt{\frac{2R^2(2\alpha - \sin 2\alpha) + 48k_1 a}{4\pi a^2}} \\ &\neq \sqrt{3 + 3 \frac{c}{a}} \quad (3-32) \end{aligned}$$

式中 R 为大圆半径， a 为小圆半径， α 为圆心角。

$$\text{图3-5e中, } \beta = \sqrt{\frac{2R^2(2\alpha - \sin 2\alpha)}{4\pi a^2}} \quad (3-33)$$

按图3-5计算的优点是：

(1)各计算图形相互衔接而统一，如令图3-5中的 $c=2a$ ，可转换到图3-5a；令图3-5e中的 $c=c_1=2a$ ，可转换到图3-5c；令图3-5d中的 $k_1=0$ ，可转换到图3-5e。

(2)图3-5中a、b、c图的 β 值完全与方形面承压的 β 值相同。

(3)图3-5中d、e的 β 值，当 $R \rightarrow \infty$ 时，与方形面承压完全相同；当 R 很小时，则略小于方形面承压的 β 值。这是合理

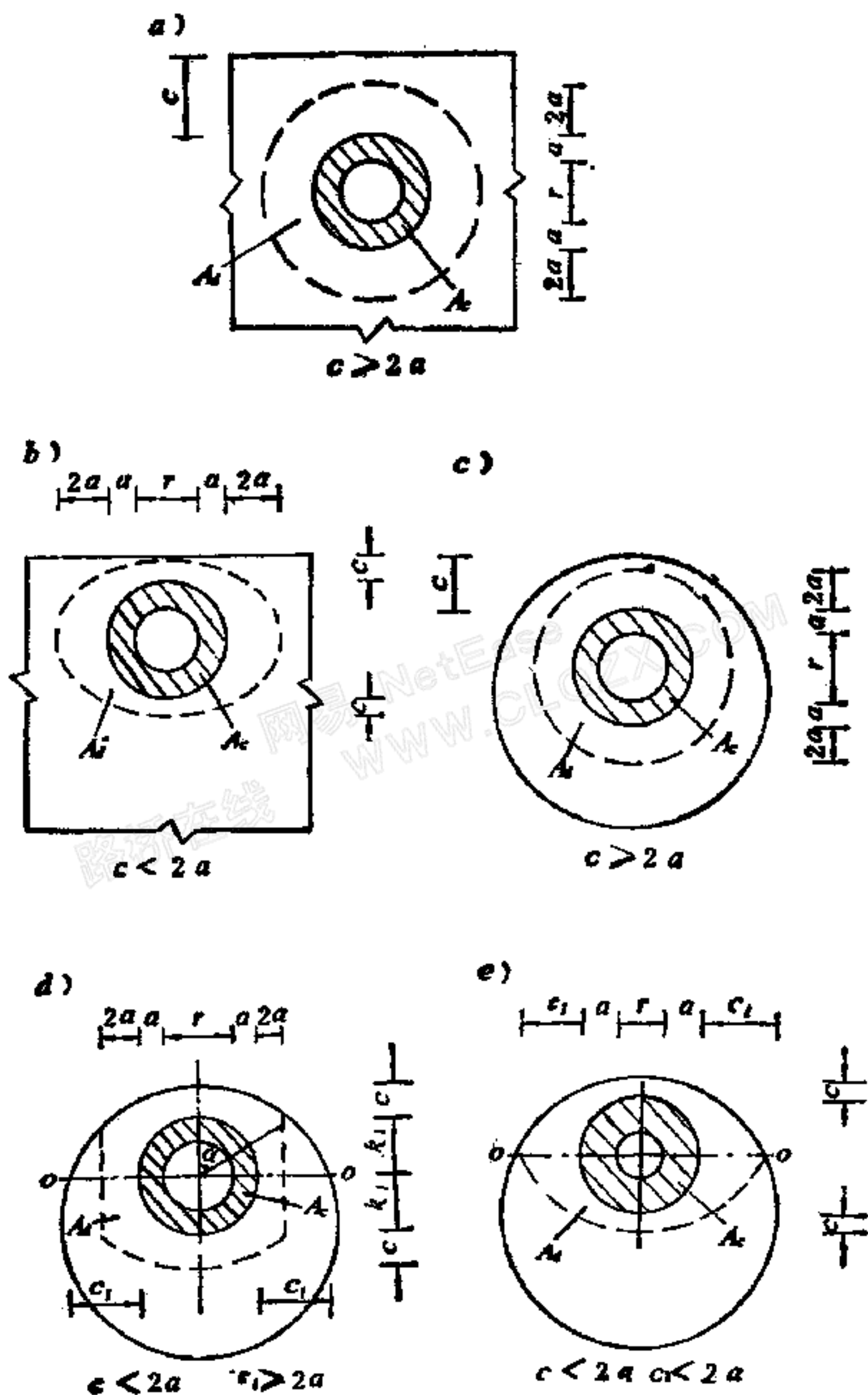


图3-5 圆形面局部承压时 A_i 取值方法

的，因为外轮廓线为圆弧的应比外轮廓线为直线者偏小。

3. 边角承压

文献“混凝土及钢筋混凝土局部承压问题的研究”在试验分析后指出：

(1) 三面临空的局部承压强度（图3-6a）基本不提高。

(2) 二面临空的边角局部承压强度（图3-6b）有比较明显的提高，其 β 值约为1.63。但属于脆性破坏，其开裂荷载与破坏荷载十分接近或完全相等。为使各种局部承压统一，本规范仍采用“同心对称有效面积法”，其 A_d 的计算图示按图3-6。

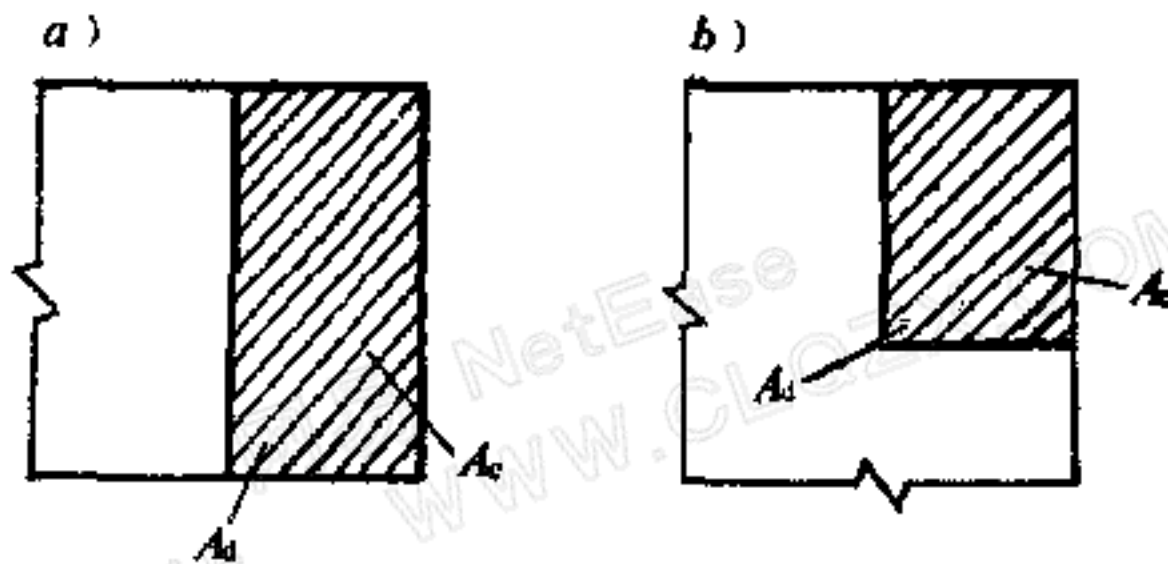


图3-6 两面临空及边角承压时 A_d 取值方法

4. 预留孔道对 β 值的影响

后张法施工的预应力锚头垫板下的钢筋混凝土即属于有预留孔道的局部承压，文献“混凝土及钢筋混凝土局部承压问题的研究”指出，有孔道的 β 值要比无孔道的 β 值偏低7.8%~34%，其预留孔道对 β 的影响与预留孔道直径和结构短边尺寸成正比。但是按1975年桥规却与上述试验结果相反，即有孔道的 β 值反而比无孔道的 β 值为高，显然不合理。参照上述试验结论，本规范在考虑有预留孔道 β 值的计算方法时，参考“同心对称有效面积法”，对 A_d 的计算规定如图3-5，即 A_d 的取值方法与无孔道的取值方法完全一致，而仅将 β 的计算公式改为：

$$\beta = \sqrt{\frac{A_0 - A_c}{A_c - A_0}} \quad (3-34)$$

式中 A_d ——无孔道时的计算底面积；

A_c ——无孔道时的承压面积；

A_o ——孔道面积。

采用式(3-34)及上述方法，既符合 β 值随预留孔道直径的增加而减小的试验结果，同时也将有孔道与无孔道的计算方法和计算公式统一了起来。

第3.0.6条 石板或混凝土板受弯时的承载能力，按本条所给公式(3.0.6)计算，该式是由1975年桥规中相应的计算式转换而来。1975年桥规有

$$\sigma_{wl} = \frac{M}{W} \leq [\sigma_{wl}]$$

上式中用 $\frac{R_{wl}}{\gamma_m}$ 置换 $[\sigma_{wl}]$ 有

$$\frac{M}{W} \leq \frac{R_{wl}}{\gamma_m}$$

故得

$$M \leq WR_{wl} / \gamma_m \quad (3-35)$$

上式即为本规范所采用的受弯承载力的计算式。组合截面应按第3.0.4条说明的原则进行。

第3.0.7条 构件正截面通缝直接抗剪强度公式，是根据1975年桥规中相应的计算式加以转换而来，1975年桥规有

$$\sigma_j = (Q - \mu N_j) \frac{1}{A} \leq [\sigma_j] \quad (3-36)$$

上式中将 $\frac{R_j}{\gamma_m}$ 置换 $[\sigma_j]$ 得

$$Q - \mu N_j \leq \frac{R_j}{\gamma_m} A$$

移项得

$$Q \leq A \frac{R_j}{\gamma_m} + \mu N_j \quad (3-37)$$

式(3-37)即为本规范采用的剪力计算式，不同点在于 μ 值的采用。1975年桥规 μ 采用的是计算摩擦系数，在本规范中则为极限摩擦系数。

第3.0.8条 多阶段受力的组合构件，由于不同受力阶段构件的断面也在不断变化，因此应分别验算不同阶段的强度。由于采用了极限状态设计，因此不宜按应力组合进行，而应按内力叠加原则进行。

路桥在线 网易 NetEase
WWW.CLQZX.COM

第四章 拱 桥

第一节 构 造

第 4.1.1 条 拱桥矢跨比由通航净空要求和地形条件决定。矢跨比小于 $1/8$ 的平坦拱，由于拱的水平推力较大，使拱的截面弯矩和偏心距增大，温度应力和弹性压缩也相应增加，往往导致裂缝，特别是混凝土的收缩徐变和墩台水平位移将引起拱顶下沉和开裂。矢跨比大于 $1/4$ 时，施工安砌又比较困难，受力情况也不好。所以对于石拱和双曲拱，本规范推荐矢跨比为 $1/4 \sim 1/8$ ；对于箱形拱由于多用于大跨径且拱圈均配有一定数量的钢筋，推荐矢跨比为 $1/6 \sim 1/10$ 。近年来修建的坦拱和扁壳拱桥要加固的较多，原因就在于矢跨比过小，微小的墩台水平位移就会导致拱圈较大的变形和裂缝。个别拱桥矢跨比用到 $1/20 \sim 1/30$ ，拱脚的边界条件很难保证。为此，本规范明确规定了矢跨比不宜小于 $1/12$ 。

近年来，拱轴系数 m 在向减小的方向发展，一是可减轻拱上自重，二是可改善无支架施工时拱圈的受力性能，因此拱轴系数不宜大于 3.5 。

中、小跨径石拱桥拱圈厚度经验公式，是1960年12月在西安召开的全国石拱桥设计经验配套会议上，由西安公路学院根据国内已建拱桥拱圈厚度的统计资料提出的，本规范采用时根据现行车辆荷载作了调整。

双曲拱桥拱圈主拱高度经验公式，是交通部1968年组织调查了湖南、河南、江苏、上海等省市使用效果较好的116座双曲拱桥后，加以统计分析得出的。当为

$$\text{汽-13、拖-60时, } t = 1.15 \left(\frac{L_0}{100} + 35 \right) \quad (4-1)$$

$$\text{汽-6时,} \quad t = 0.9 \left(\frac{L_0}{100} + 35 \right) \quad (4-2)$$

本规范在采用时，根据现行车辆荷载作了调整，变为附录二的经验公式。

对于严寒地区，因温差较大，主拱高度 t 须适当加大。对于肋距大于 2m 的少波拱桥， t 值亦应适当加大。

箱型拱主拱高度经验公式，是由四川省公路勘察设计院根据我国已建箱型拱尺寸统计分析后提出的。

第 4.1.2 条 拱上腹孔跨径过大，使主拱圈受到较大的集中压力和推力，其恒载压力线也不平顺，且与选择的拱轴线偏离较大，因此对腹拱跨径应作一定限制。

第 4.1.3 条 无论是实腹式或空腹式拱桥，都应设置伸缩缝或变形缝。伸缩缝的宽度一般为 2~3cm，为防止伸缩缝被砂石堵塞，常将锯末和沥清按重量比 1:1 配制成的预制板嵌入作为伸缩缝，上缘一般做成不透水的覆盖层。变形缝不留缝宽，设缝处可用干砌、油毛毡隔离或用低标号砂浆砌筑，以适应主拱圈的变形。

伸缩缝和变形缝有利于主拱圈适应温度、收缩的变形，也有利于拱上建筑适应主拱圈的弹性与非弹性变形，避免拱上建筑产生裂缝。对于大跨径拱桥，除拱脚两端的腹拱应设置变形缝外，其他腹拱也需适当设置变形缝。

对于梁式或板式拱上建筑，一般是在拱脚处设一个主柱并与桥台（墩）隔离。也可不采用立柱，而将梁或板直接搁置于桥台（墩）上，此时必须设置摆动或滚动支座。

条文中所谓之平铰，系指用低标号砂浆砌筑的平缝、干砌平缝及垫有油毛毡的平缝。

第 4.1.4 条 多孔拱桥随着双曲拱和钻孔灌注桩的广泛应用，桥墩刚度较以前大为减小，就是采用实体墩，其刚度也有减少。因此，连拱作用显著，一孔倒塌，影响邻孔。在施工中也需对拱的单向推力采取措施。所以，在政治、国防、经济上有重要意义的拱桥，或设防烈度等于或大于 8 度地区的拱桥，均需设置恒载

单向推力墩或其他抗恒载单向推力的措施。

第 4.1.5 条 在软土地基上修建拱桥，一般均采用无支架或早期脱架施工，使拱圈随着构件或砌块重量的增加，逐步适应地基的变形。采用无支架或早期脱架施工，拱圈恒载接近于均匀荷载，因此拱轴系数宜取较小值，使之比较接近于抛物线的拱轴系数。墩台水平位移在小拱轴系数的拱圈上产生的内力也较小。

在极软粘性土和淤泥上不宜修建拱桥，更不宜修建无铰拱桥，这是因为在此类土上修建拱桥其沉降和水平位移都很大，将使拱桥无法维持正常使用。

在软土地基上修建多孔拱桥，宜尽量采用等跨连拱。有困难时，应调整基底尺寸或桩基布置，以使各墩台沉降和水平位移相同。

在软土地基上，拱桥的拱脚可能发生水平位移，导致拱脚顶部裂缝，减小了承压面积。因此，有必要在拱脚附近一段的下缘（拱肋）加宽或增加钢筋并加密箍筋，以提高拱脚下缘的局部承压能力。

矢跨比愈大愈能适应墩台变位，拱轴系数愈小则自重愈轻，这都有利于软基建拱。

第 4.1.6 条 在严寒地区修建拱桥，温度影响是一个必须重视的因素，因此，应在构造上采取措施并控制合拢温度，以减小温度影响。

较大的矢跨比和较小的拱轴系数以及低温合拢，都有利于减小温度内力。

使拱上建筑适应严寒地区的温度变形要求，可减小拱上结构的温度内力和裂缝，同时也可减小主拱的温度内力。例如，增加拱上建筑的变形缝，或将拱上建筑改为静定结构等。

在严寒地区修建拱桥，由于温度影响力较大，容易引起拱脚顶面和拱顶底面开裂，双曲拱顶部拱肋侧面也易出现裂缝。因此，有必要适当增设钢筋，以控制裂缝的开展。这对于温度变化剧烈地区，也是适用的。

第 4.1.7 条 由于双曲拱是由小构件组装而成，并将其作为整体结构进行计算，因此，保证双曲拱桥的整体性，特别是横向整体性很重要，这是双曲拱桥的关键问题。横系梁和横隔板，可起均布活载、增加主拱横向整体性和抗扭刚度的作用。无支架施工时，还可增加拱肋的横向稳定。

活载产生的拱圈挠度，沿横向不均匀分布比较显著（拱顶及 1/4 跨径拱圈截面处挠度最大），为了使活载挠度均匀分布需设置横隔板。例如当拱顶填料较薄或采用排架式拱上建筑时，应在拱顶及设置排架式腹孔墩的下面设置横隔板，以利活载均匀分布。在分段吊装的挠头处和其它需要增加整体的地方，都可设置横系梁。

第 4.1.9 条 双曲拱的拱肋截面，以采用倒 T 形较好。倒 T 形截面下缘面积较大，有利于拱脚上缘出现裂缝后的下缘承压；倒 T 形拱肋与小拱波脚的接缝位置较低，离整个双曲拱横截面重心较远，因此顺拱轴方向剪应力在接缝处较小；倒 T 形拱肋与小拱波脚的结合也较好。

无支架或裸肋脱架施工的双曲拱桥，根据设计施工经验，拱肋高度一般不宜小于拱跨的 0.009~0.012 倍，对小跨径取较大的倍数，对大跨径可取较小的倍数。上述系数值，也可由理论上近似地推导得出。系数一般在 0.011 左右，兹推导如下：

裸拱受力图式，可假定按均布荷载抛物线拱考虑，其临界荷载由李国豪主编的《桥梁结构稳定与振动》第 87 页有

$$q_k = k_0 \frac{EI_L}{L^3} \quad (4-3)$$

式中 k_0 ——系数；
 L ——拱的计算跨径；
 I_L ——拱肋截面惯性矩；
 E ——弹性模量。

设安全系数为 k ，拱圈的均布荷载强度为 q_{ju} ，则有 $q_k = kq_{ju} = k\gamma A_{ju}$ 。 A_{ju} 为拱圈面积， γ 为拱圈材料容重。表达式

$$k\gamma A_{ju} \leq k_0 \frac{EI_L}{L} \quad (4-4)$$

对于矩形截面有

$$I_L = \frac{A_L h^2}{12} \quad (4-5)$$

式中 A_L ——拱肋截面面积，

h ——矩形拱肋高度。

再设

$$\eta = \frac{A_L}{A_{ju}}$$

则有

$$k\gamma A_{ju} \leq k_0 \frac{E\eta A_{ju} h^2}{12L^3}$$

得拱肋高度

$$h \geq \sqrt{\frac{12k\gamma L}{k_0\eta E}} L$$

现以已建成的拱肋跨径为 30、50、80m 的实际资料计算所得的 h 值列于表 4-1。

拱肋跨径为 30、50、80m 的 h 值

表 4-1

$L(m)$	f/L	η	$\gamma(t/m^3)$	k	k_0	$E(kpa)$	$h(L)$
80	1/5	0.45	2.5	8	4.54	2.85×10^7	0.0110
50	1/5	0.25	2.5	8	4.54	2.85×10^7	0.0120
30	1/5	0.20	2.5	8	4.54	2.60×10^7	0.0105

裸肋拱脚的支承条件，介于双铰和无铰之间，表 4-1 是按双铰拱肋取的 k_0 值。此外，安全系数 $k=3$ 也略取低了些，所以，上述的计算是近似的。因此，在条文中只给出了倒 T 形拱肋高度的下限值 $0.012L$ ，拱肋的实际高度还应根据裸拱的纵向稳定要

求确定。

对矩形拱肋取平均高度 $h = 0.011L$ ，拱轴系数 $m = 3.5$ ， $f/L = 1/5$ ，拱弧长度 $S = 1.08L$ 。按双铰拱考虑，其计算长度 $L_0 = 0.54S = 0.54 \times 1.08L = 0.583L$ ，回转半径 $r = h/\sqrt{12} = 0.289 \times 0.011L = 0.00318L$ ，由此得拱肋的计算长细比为

$$\frac{L_0}{r} = \frac{0.583L}{0.00318L} = 184$$

因此，当按双铰拱考虑拱肋的纵向稳定时，其长细比不宜大于184，这是估算拱肋尺寸的一个上限值。

以上是从纵向稳定考虑拱肋的最小高度及长细比的上限值。对于横向稳定，除单肋必须藉扣索、缆风索予以稳定外，多肋的横向稳定则视肋的根数和横向联系（横隔板、横系梁）的刚度而定，可参考有关计算方法验算。

第4.1.10条 箱形拱的构造和最小尺寸，是由四川省公路勘察设计院根据已建成的箱形拱分析总结提出的。

吊装期间拱的刚度，闭合箱形截面比槽形、工字形等开口截面为大。

由于拱桥的主拱允许被洪水淹没，箱形拱因挖空率比较大而产生较大的浮力，为消除挖空部分产生的浮力，必需设置排气孔和进水孔。这对通风和降低箱内外温差也是有利的。

第二节 拱的计算

第4.2.1条 弹性压缩对拱在弹性中心处水平推力 H_e 的影响，当拱的跨径为30m，矢跨比为1/3时，约为2.5%；跨径20m，矢跨比1/4时，约为6.3%；跨径10m，矢跨比1/4时，约为10%；跨径10m，矢跨比1/5时，约为13%。以上可以看出，当跨径和矢跨比均较小的情况下，其影响较大。但是，考虑到小跨径拱桥其拱厚与跨径之比较大、中跨径拱桥为大，温度、混凝土收缩、弹性压缩等对于拱圈的计算内力影响也较显著，特别以较平坦的拱为甚，如果单纯地加大拱圈厚度，则又会引起更大的计算

内力。因此，对于小跨径拱桥，将不考虑弹性压缩的条件稍予放宽。

第 4.2.2 条 1975年《公路桥涵设计规范》对拱桥宽跨比限制在1/15，如再采用此限制将增加拱桥的造价。国内外已建的拱桥，宽跨比早已突破1/20，最小已达1/35。根据铁路桥涵设计规范的规定，本规范将不验算拱圈横向稳定和强度时的宽跨比放宽到1/20。当宽跨比小于1/20也可以采用，但应验算拱的横向稳定和强度。

悬链线拱的横向稳定计算长度 L_0 ，可近似地采用径向均布荷载作用下圆弧拱的横向稳定计算长度：

$$\text{双铰拱 } L_0 = \sqrt{\frac{1 + \lambda \frac{\alpha^2}{\pi^2}}{1 - \frac{\alpha^2}{\pi^2}}} \cdot S$$

$$\text{无铰拱 } L_0 = \sqrt{\frac{1 + \lambda \left(\frac{\alpha}{2\pi}\right)^2}{1 - \left(\frac{\alpha}{2\pi}\right)^2}} \cdot \frac{S}{2}$$

式中 α ——圆弧拱所对应的中心角，见图4-1；

λ ——抗弯刚度与抗扭刚度比，其值为

$$\lambda = \frac{EI_y}{GI_d}$$

I_y ——对全拱横截面中心竖轴 $y-y$ 的抗弯惯性矩，见图4-1；

I_d ——对全拱横截面的抗扭惯性矩；

E ——抗弯弹性模量；

G ——抗剪弹性模量；

S ——拱弧长度。

第 4.2.3 条 考虑电子计算机已在我国广泛应用，本规范对大跨径拱桥的拱轴线建议采用优选法决定。对中、小跨径拱桥，一般采用数解法算出拱跨 1/4 点不考虑弹性压缩时的恒载压力线坐标，然后选择拱轴线系数。这样就可以做到全拱五点（拱脚、

图4-1 α 及Y-Y轴示意

拱 1/4 点、拱顶) 与拱轴线符合。但是，在其它各点上是有偏离的。一般说来，双曲拱和其他拱桥有拱上建筑的情况下，在拱脚至 1/4 点附近一段，压力线的多数点在所选择的拱轴线下，在 1/4 点附近至拱顶一段，则多数点在上面。这样，如果考虑上述偏离影响，根据某些计算表明，拱脚多发生正弯矩，拱顶多发生负弯矩，与一般荷载作用下的拱脚、拱顶的控制弯矩符号适相反。叠加以后的弯矩代数值的绝对值，均比原来不考虑偏离影响者为小*。所以，如果偏离不大，在上述情况下不考虑偏离影响，

* 此点可证明如下：

由于近拱脚一段拱上建筑的挖空部分，与近拱顶一段拱上建筑的挖空部分比较，其挖空程度相对较多，因此，压力线与拱轴线的偏离多数如图4-2所示。在上述偏离情况下，拱顶将产生负弯矩，拱脚将产生正弯矩，因其符号适与拱顶、拱脚设计控制弯矩的符号相反，所以，不计偏离影响时，对于拱顶和拱脚截面是安全的。

设 M_{1p} 为拱轴线上任一点 i 由于偏离而产生的弯矩。

$$M_{1p} = H_c \cdot \Delta_v \quad (4-6)$$

式中 H_c —— 不考虑弹性压缩时的恒载水平推力 (即三铰拱推力)；

Δ_v —— 压力线与拱轴线的竖直偏离值，当压力线在拱轴线以上时为正值，反之为负值。

在图4-2中， Y_1 为拱轴线坐标， H_c 为近拱顶的腹拱水平推力， $\Delta_v = Y_1 - Y_2$ ，

$$Y_2 = \frac{M_1}{H_c}, \quad H_c = \frac{M_0}{f} \quad \text{又:} \quad M_i = \sum_{1,2}^l P_n(x_i - x_n) + H_c y_i$$

$$M_0 = \sum_{1,2}^0 P_n(x_0 - x_n) + H_c y_0$$

由于偏离在拱的弹性中心产生的内力为：

$$\text{弯矩 } M_e = -\frac{\Delta_{12}}{\delta_{11}} \quad (4-7)$$

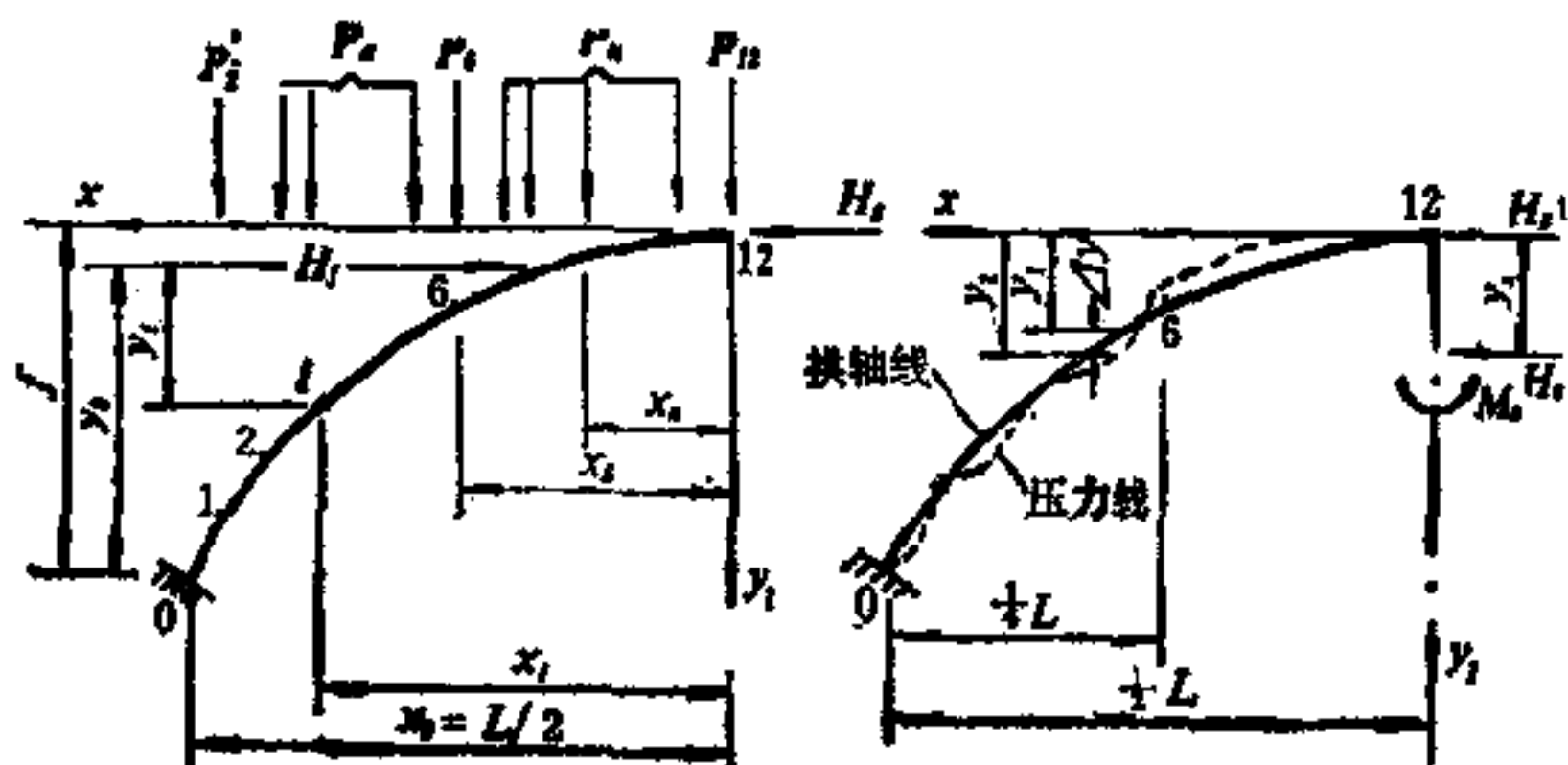


图4-2 考虑偏离影响的计算图式

$$\text{水平推力 } H_0 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} \quad (4-8)$$

δ_{11} 、 δ_{12} 为常变位，见《拱桥设计计算手册》第886页表6及第439页表5。
 Δ_{1p} 、 Δ_{2p} 为载变位，如不考虑弹性压缩，用分段总和法，其值为：

$$\Delta_{1p} = \sum \frac{M_{1p} \cdot x \cdot \Delta S}{EI} \quad (4-9)$$

$$\Delta_{2p} = \sum \frac{-M_{1p} \cdot y \cdot \Delta S}{EI} \quad (4-10)$$

式中 y ——以弹性中心为坐标原点的 i 点坐标值，自坐标原点向上为正，向下为负；
 ΔS ——拱轴线分段长度；
 EI ——拱圈材料的弹性模量和截面惯性矩。

拱的任一截面由于偏离产生的弯矩为：

$$M = M_{1p} - H_0 y + M_0 \quad (4-11)$$

在拱顶、拱脚，由于 Δ_i 为零， $M_{1p} = 0$ ，所以，对于拱顶和拱脚，探讨公式(4-11)的后两项即可。

在公式(4-7)及(4-8)中， δ_{11} 和 δ_{12} 为常数，所以，对于 M_0 和 $-H_0 y$ ，主要讨论 Δ_{1p} 和 Δ_{2p} 。

1. 如 H_0 为正值(图4-2箭头方向)，从公式(4-11)可看出，对拱顶产生负弯矩($-H_0 y = -H_0 y_0$ ， y_0 为弹性中心至拱顶的距离)，而对拱脚产生正弯矩($-H_0 y = -H_0(y_0 - f) = H_0(f - y_0)$ ， $f > y_0$ ， f 为拱矢高)。这样，如前所述，对于拱顶、拱脚截面受力均是有利的。

现在来讨论 H_0 在什么条件下可为正值。

设偏离如图4-2所示，在拱跨1/4点(或其附近)，压力线与拱轴线重合，而弹性中心距拱顶的竖距 y_0 ，一般在拱跨5/24的水平线附近。为便于分析问题，可以假设把拱跨1/4点(或其附近)与拱跨5/24点合为一点考虑，并以此点作为分界点。在分界点以右， M_{1p} 多为正值，在分界点以左， M_{1p} 多为负值，而 y 则在分界点以右为正值，在分界点以左为负值。这样， M_{1p} 与 y 的乘积，不论在分界点以右或以左，多为正值。代入公式(4-10)， Δ_{1p} 为正值，再以 Δ_{2p} 代入公式(4-8)， H_0 为正值。这正是前述所要求的。

2.至于 M_{12} ，它在全拱各截面产生的弯矩均为 M_{12} 。从公式(4-6)(4-7)(4-9)可看出，由于 Δ_y 可正可负，因此， M_{12} 亦可正可负，代入公式(4-9)时正负相互消除一些，因此， M_{12} 的绝对值与 $H_{12}y$ 的绝对值比较，因其数值较小，影响也较小。

3.从公式(4-11)来看，除拱顶、拱脚、拱跨1/4点截面以外， M_{12} 对于 M 是颇具影响的，而这些截面一般又是不验算的。因此，在布置拱上建筑的时候，应力求压力线线形平顺，使与拱轴线任一点的偏离竖距 Δ_y 较小。对于大跨径拱桥，最好用数解法或图解法给出压力线，再选择“适线”。如果仅为了求得在拱顶、拱脚、拱跨1/4点符合，而不顾其他各点，这是不对的。

4.如果考虑近拱顶的拱上建筑的腹拱推力，一般趋势是压力线相对上移，但是较为显著的是腹拱推力作用点至拱顶一段压力线相对上移。

对于拱顶、拱脚是偏于安全的。但是，对于较大的或较不规则的偏离，其变化较多。所以，不论其对某些截面受力是否有利，为了确切了解受力情况，对于拱顶、拱脚和1/4、1/8、3/8各点受力情况，均应加以验算。同时，靠近拱顶的腹孔推力，也应考虑在内。

空腹拱的轴线，可先用图解法求出恒载压力线，再选择适当的拱轴系数，使压力线与拱轴线接近吻合。

拱圈的拱轴线选择，也有先用数解法算出全拱各点的不考虑弹性压缩时的恒载压力线坐标，然后选择相当的拱轴线。这样选择的拱轴线，除拱顶、拱脚与压力线完全符合外，其他各点也能比较均匀地大致符合，偏离不大。

在必要的时候，为了使恒载压力线平顺，并尽量接近已选择的拱轴线，拱上建筑布置也应作适当的调整。

在恒载弹性压缩、温度下降、混凝土收缩等组合作用下，某些个别截面可能出现较大的偏心矩，此时也可适当调正拱轴线。调整以后，个别截面受力状况有了好转，但可能使其他截面受力状况不利，所以调整时还须通盘考虑。一般说来，拱轴系数降低了，则拱顶正弯矩减小，拱脚负弯矩增加；拱轴系数提高，则反之。

第4.2.4条 是否考虑拱上建筑与主拱的联合作用，在此次修订过程中存在两种不同的意见，一是认为拱上建筑对主拱作用显著，在考虑拱上建筑的联合作用后主拱刚度和承载力均有显著

的提高。而另一种相反的意见，则认为在弹性阶段拱上建筑对主拱作用显著，当拱上结构开裂或出现塑性铰而形成静定结构后，对主拱作用显著下降，因而认为主拱的极限承载力并不因为有拱上建筑的作用而提高。本规范综合两方面的意见，当考虑拱上建筑与主拱的联合作用时，拱上建筑应满足联合作用时的受力要求。这里的受力要求，主要指的是在相同安全度情况下拱上建筑应一直满足初始计算图式所要求的边界条件和受力特性。当不考虑拱上建筑的联合作用时，拱上建筑可按简化的计算方法计算。

第 4.2.5 条 本条规定是指一般拱桥计算。如拱桥的拱上建筑特殊，如腹拱跨径与主拱圈跨径相比较大，压力线很不平顺且与拱轴线偏离较大，或某些特殊的车辆荷载等，此时其他有关截面也应予以验算。

连拱计算也应根据实际情况而定。

第 4.2.6 条 活载在拱上的横向分布，根据实地测定是不均匀的。例如，湖南的 6 座双曲拱桥，在拱顶横桥向两侧对称加载，拱顶拱肋最大挠度与平均挠度的比值为 1.07~1.52；广西一座 70m 拱桥，最大实测应力与平均实测应力的比值，拱顶为 1.96，拱跨 1/4 为 1.44，拱脚为 1.3。湖南大学以 30m 空腹拱模型作试验，其横向分布系数和联合作用影响系数见表 4-2~表 4-4。

将表 4-2~表 4-4 的数值进行综合分析，既考虑联合作用，又

拱顶截面横向分布系数

表 4-2

加载量	裸 拱 圈				拱 桥			
	横向中心荷载		横向偏心荷载		横向中心荷载		横向偏心荷载	
	中 肋		边 肋		中 肋		边 肋	
kN	实 测	平 均	实 测	平 均	实 测	平 均	实 测	平 均
1.20	1.35	1.33	1.82	1.80	1.53	1.49	1.47	1.43
1.80	1.33		1.80		1.46		1.43	
2.40	1.32		1.79		1.47		1.41	
3.00	1.30		1.78		1.51		1.41	

拱脚截面横向分布系数

表4-3

加载量	裸 拱 圈				拱 桥			
	横向中心荷载		横向偏心荷载		横向中心荷载		横向偏心荷载	
	中 肋	边 肋	中 肋	边 肋	中 肋	边 肋	中 肋	边 肋
kN	实 测	平 均	实 测	平 均	实 测	平 均	实 测	平 均
1.20	1.21	1.22	1.43	1.48	1.04	1.02	1.34	1.35
2.40	1.22		1.50		1.00		1.35	
3.60	1.22		1.51		1.01		1.35	

拱顶及拱脚截面联合作用影响系数

表4-4

加 载 量	横向均布荷载				横向中心荷载				横向偏心荷载			
	拱 顶		拱 脚		拱 顶		拱 脚		拱 顶		拱 脚	
	实 测	平 均	实 测	平 均	实 测	平 均	实 测	平 均	实 测	平 均	实 测	平 均
kN												
1.20	0.70	0.69	0.46	0.48	0.69	0.70	0.48	0.49	0.63	0.64	0.46	0.48
1.80	0.70		—		0.71		—		0.66		—	
2.40	0.69		0.45		0.69		0.49		0.63		0.47	
3.00	0.68	—	0.69	—	0.65	—						
3.60	—	0.50	—	0.51	—	0.49						

注：实测值与计算值的比为影响系数。

考虑横向分布，则综合的系数如表4-5。

湖南大学的模型试验，其结构形式及其布置相当于一般拱上建筑较为重型的双曲拱，与上海一带较多采用的排架式轻型拱上

计入拱上建筑联合作用下的荷载横向分布系数

表4-5

肋 位	双列车靠边行驶 (设计用)		单列在靠中行驶 (作为挂车验算用)		肋 位	双列车靠边行驶 (设计用)	
	拱 顶	拱 脚	拱 顶	拱 脚		拱 顶	拱 脚
	中 肋	0.78	0.54	0.84		0.53	边肋

注：验算用的单列车系指履带或挂车荷载。

建筑相比较，其联合作用显著而横向分布系数较小。因此，在本规范中规定，肋拱和拱上建筑为排架式双曲拱应考虑活载的横向分布。

第 4.2.7 条 当拱上建筑合拢以后，由于拱上建筑参与拱的共同作用，其刚度比裸拱大为增加，根据参考资料〔1〕对实腹拱的实验表明，实腹拱的最大变位仅为裸拱的11~38%，最大内力为裸拱的14~33%。无锡单孔70m 卫东桥在拱1/4处加载时，有拱上建筑1/4处最大挠度仅为裸拱的34%，最大应力仅为裸拱的55%。按参考资料〔2〕的计算，当腹拱与主拱的抗挠刚度比为1:1时，拱跨1/4截面弯矩比裸拱降低62~67%；当为1:4时，降低16%；当为1:6.4时，除拱顶截面外，其余截面都降低10%左右。因此，拱上建筑合拢后，增加了拱的刚度和强度。

从解放后修建的大量拱桥实践表明，除了施工程序不当发生拱上建筑未合拢前失稳，以及拱上建筑合拢后由于卸架程序不当而失稳以外，尚未出现过于拱上建筑合拢或拱架卸除以后，拱失去稳定的实例。因此，当拱上建筑合拢以后，拱的纵向稳定可不加验算。对裸拱除进行必要的计算外，还要认真对待，注意安全，并考虑采取必要的稳定措施。

根据资料〔3〕、〔4〕对抛物线拱受均布荷载时的临界水平推力公式，可推导出裸拱的纵向弯曲计算长度公式为：

$$L_0 = \pi \sqrt{\frac{8f}{kL}} L$$

式中 f ——拱的矢高；
 L ——拱的计算跨径；
 k ——系数。

根据上述计算公式，可得不同矢跨比、不同边界条件情况下 L_0 的值，如表4-6所示。

表4-6的计算长度 L_0 ，是根据抛物线拱承受均布荷载时按临界水平推力导出的。如圆弧拱，承受径向均布荷载并按临界轴向

L_0 的计算值

表4-6

项 目	$\frac{f}{L} = 0.1$			$\frac{f}{L} = 0.2$			$\frac{f}{L} = 0.3$		
	k	L_0		k	L_0		k	L_0	
无 铰 拱	60.7	$0.36L$	$0.36S$	101	$0.39L$	$0.36S$	115	$0.45L$	$0.37S$
双 铰 拱	28.5	$0.53L$	$0.53S$	45.4	$0.59L$	$0.54S$	46.5	$0.71L$	$0.58S$
三 铰 拱	22.5	$0.59L$	$0.59S$	39.6	$0.62L$	$0.57S$	46.5	$0.71L$	$0.58S$

力推导出的计算长度为：三铰拱 $0.58S$ ；双铰拱 $0.54S$ ；无铰拱 $0.36S$ 。

参 考 资 料

- 〔1〕 实腹拱考虑拱上结构作用的实验分析及计算方法——弹性地基曲梁法，交通科学研究院，1965；
- 〔2〕 拱跨计算，Л·П·巴良柯，1964；
- 〔3〕 苏联《CH 200—62》规范第184页；
- 〔4〕 桥梁结构稳定与振动，李国豪主编，1965。

第4.2.8条 本条是根据国内外拱桥调查资料及有关规定并参考理论计算确定的。

一、关于拱的温度和混凝土收缩影响力的计算方法，国内外一些资料的建议和规定介绍如下：

据调查，国内不少拱桥按弹性理论计算的温度应力、混凝土收缩应力与其他应力组合后，较多地超过了容许弯曲拉应力或容许偏心距，但拱圈裂缝仍不严重，有的甚至未出现裂缝。当然，有关裂缝的因素比较复杂，但一般均认为计算的温度应力和混凝土收缩应力，由于圬工的塑性变形，较之实际应力为大。

参考资料〔1〕建议，由于温度所引起的弯矩和轴向力，宜折减0.5倍。

参考资料〔4〕认为，混凝土拱的混凝土塑性得到充分的发展，且在弯矩最大的拱顶和拱脚截面每侧长度等于拱圈截面高度的范围内，塑性变形达最大值，此时弹性总变形量等于弹性变形量的4倍。这样，估计对温度的抗力将等于按弹性计算所得的3~3.5倍。因此，建议在混凝土温度应力和收缩应力计算时，弹性模量采用受压弹性模量的0.625倍。

参考资料〔8〕认为，石拱或混凝土拱，除非受压区应力超过容许值或甚至达到抗压极限，否则不会开裂。因此，建议跨径小于25m的拱桥不计温度应力，并进一步建议任何跨径的石拱和混凝土拱仅验算压应力，不计拉应力。

参考资料〔2〕中规定，跨径等于或小于25m且矢跨比等于或大于1/6的石拱桥，温度应力可折减一半。

参考资料〔6〕建议考虑徐变对温度产生的水平力所起的均衡作用。因此，计算的合拢温度取用最高温度和最低温度的差数之半，而不是采用实际施工时的合拢温度。

二、考虑徐变作用时，温度及收缩应力折减系数 k_0 的估算。

混凝土的徐变，是指混凝土在持续荷载作用下的塑性变形。徐变随着荷载的持续时间而增长。在持续荷载作用下，由于该荷载延续到 t 时的塑性变形与该荷载产生的弹性变形之比称为徐变系数 φ_t 。当荷载的作用持续到 $T = \infty$ 时，徐变便终止，此时的徐变系数为 φ_{∞} 。加载开始时混凝土的龄期对于徐变有影响，当在混凝土老化以后加载，徐变系数 φ_t 将较早期加载时为小。

混凝土的徐变，可以认为由于颗粒间的相对滑移而产生。徐变的数值与荷载的大小、持续时间、混凝土的骨料、水泥的性质、混凝土内空气和水分所占体积等有关。

1. 徐变作用下混凝土收缩应力折减系数的估算。

混凝土的徐变与收缩关系很密切。由于混凝土的收缩引起混凝土内产生应力，使混凝土因受力而产生塑性变形——徐变。下面讨论两者相互作用的问题。

设徐变和收缩应变在拱外缘及内缘均相等，由此徐变和收缩只在弹性中心处产生水平推力，设：

ε_n ——混凝土最后的收缩应变值；

$\varepsilon_{(t)}$ ——在时间“ t ”时的收缩应变值；

φ_n ——混凝土徐变终止后的徐变系数；

$\varphi_{(t)}$ ——在时间“ t ”时的混凝土徐变系数。

由参考资料〔7〕第117页知：“徐变系数——时间”曲线与“收缩应变——时间”曲线甚为相似。

所以

$$\varepsilon_{(t)} = \frac{\varepsilon_n}{\varphi_n} \varphi_{(t)} \quad (4-12)$$

设 H_n ——不考虑徐变影响时，混凝土收缩在弹性中心处产生的水平推力；

$H_{(t)}$ ——考虑徐变影响后，在时间“ t ”时由于混凝土收缩在弹性中心处产生的水平推力；

δ_{22} ——弹性中心处，由于单位水平力所引起的水平位移。

由于混凝土最后的收缩应变值为 ε_n ，其在弹性中心所引起的水平位移可由结构力学推出为：

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_n L$$

由于混凝土收缩，在弹性中心处产生的推力 H_n 为：

$$H_n = -\frac{\Delta\varepsilon}{\delta_{22}} = -\frac{\varepsilon_n L}{\delta_{22}} \quad (4-13)$$



图4-3 $H(t)$ 方向示意

两拱脚相对分开时， $\Delta\varepsilon$ 为正号，反之为负号。收缩使跨径长度缩短，但由于两脚是固端，不得缩短，相对来讲两拱脚分开了，故 $\Delta\varepsilon$ 为正， H_n 为负，表示作用力方向与图4-3方向相反。

现在来分析在同一时间内混凝土的徐变和收缩相互作用的情形。设在时间 t 到“ $t + dt$ ”内，弹性中心处由于徐变和收缩相

相互作用所引起的水平推力为 $H(t)$ 及 $H(t) + dH(t)$ 。在微小时间 dt 内，在弹性中心处所引起的水平位移为：

$$\delta_{21} dH(t)$$

在时间 t 时，由于弹性中心处已经产生的水平推力 $H(t)$ 的作用，拱在 dt 时间增量变化过程中，由于徐变在弹性中心产生的水平位移为：

$$H(t) \cdot \delta_{22} d\varphi(t)$$

在 dt 时间内，由于混凝土收缩在弹性中心处产生的水平位移为：

$$\frac{\varepsilon_n L}{\varphi_n} d\varphi(t)$$

由于混凝土在收缩和徐变过程中始终保持为一连续体，因此，上述各项水平位移的代数和必等于零。由此得到变形方程式

$$\delta_{21} \cdot dH(t) + \delta_{22} \cdot H(t) \cdot d\varphi(t) + \frac{\varepsilon_n L}{\varphi_n} d\varphi(t) = 0 \quad (4-14)$$

当时间为零时，因收缩和徐变在弹性中心处引起的水平推力也为零，故初始条件为：

$$t = 0 \quad H(t) = 0$$

由此得到上述微分方程的解

$$H(t) = -\frac{\varepsilon_n L}{\varphi_n \delta_{22}} [1 - e^{-\eta t}] \quad (4-15)$$

由于 $H_n = -\frac{\varepsilon_n L}{\delta_{22}}$ ，故 $\delta_{22} = -\frac{\varepsilon_n L}{H_n}$ 代入上式得

$$H(t) = H_n \left[\frac{1 - e^{-\eta t}}{\varphi_n} \right] \quad (4-16)$$

当 $t \rightarrow \infty$ ， $\varphi(t) \rightarrow \varphi_n$ ，故得最后解为：

$$H(t)_\infty = H_n \left[\frac{1 - e^{-\eta \infty}}{\varphi_n} \right] = \eta H_n \quad (4-17)$$

由此可知，考虑徐变后的收缩力为未考虑前的 $\left[\frac{1 - e^{-\eta \infty}}{\varphi_n} \right]$ 倍。

苏联《CH 200—62》规范（第71页及第292页）中， φ_n 的计算公式为：

$$\varphi_n = \eta_0 \cdot \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \xi_3 \cdot \xi_4 \cdot E_0 \quad (4-18)$$

当水泥标号小于50号， $\eta_0 = 8.8 \times 10^{-6}$ ；水灰比为0.5， $\xi_1 = 1$ ；水泥浆含量为20%， $\xi_2 = 1$ ；截面最小尺寸50cm及以上， $\xi_3 = 0.6$ ；空气相对湿度为50%（干燥气候）， $\xi_4 = 1.4$ ；混凝土弹性模量采用 $E_0 = 2.9 \times 10^5$ ，代入式(4-18)有：

$$\varphi_n = 8.8 \times 10^{-6} \times 1 \times 0.6 \times 1.4 \times 2.9 \times 10^5 = 2.14$$

$$\eta = \frac{1 - e^{-\varphi_n}}{\varphi_n} = 0.413$$

如相对湿度为70%（一般气候），则 $\xi_4 = 1$ ， $\varphi_n = 1.53$ ，

$$\eta = \frac{1 - e^{-\varphi_n}}{\varphi_n} = 0.511。$$

由《混凝土结构设计施工建议》（第六届国际预应力混凝土会议）R12.31条的推荐公式计算：

$$\varphi_n = k_c \cdot k_b \cdot k_d \cdot k_e \cdot k_t = 2.3 \times 1 \times 1 \times 0.7 \times 1 = 1.61$$

（相对湿度70%）

$$\varphi_n = k_c \cdot k_b \cdot k_d \cdot k_e \cdot k_t = 2.85 \times 1 \times 1 \times 0.7 \times 1 = 2$$

（相对湿度50%）

以上述 φ_n 数值代入公式(4-17)， η 分别为0.496及0.43。

我国各地年平均相对湿度一般在55%至80%之间。

根据以上计算， η 可取0.4~0.5，本规范采用0.45。

2. 徐变作用下，温度变化影响力折减系数的估算。

温度变化是年复一年地反复进行的。混凝土的龄期在数十年以后，混凝土的徐变系数 φ_t 较龄期短的为小，即一般所谓混凝土的老化现象。在估算混凝土徐变对于温度变化影响力的影响时，应以老化以后的混凝土为准，此时徐变系数应取最小值。参考资料[8]介绍该值一般为：

$$\varphi_{\min} \geq 0.25\varphi_n$$

我国严寒地区气候干燥，温度变化剧烈， φ_n 值可假定用2.5。

当 $\varphi_n = 2.5$ 时， $\varphi_{min} = 0.625$

按参考资料[5]公式(3.8)，设日平均温度变化规律为：

$$T = T_1 \sin \frac{\pi t}{\theta} \quad (4-19)$$

式中： T —— t 时的温度差；

T_1 ——年气温变化幅度；

θ ——周期，取一年（360d）。

设 $C(t, \tau)$ 为单位应力作用下时间 t 时的徐变变形。按参考资料[5]公式(2.24)可得

$$C(t, \tau) = \left(C_0 + \frac{A_1}{\tau} \right) [1 - e^{-r(t-\tau)}] \quad (4-20)$$

式中 C_0 、 A_1 ——参数，由试验确定；

τ ——加载时（温度作用时）的混凝土龄期；

r ——徐变的速度参数，由试验确定；

$C(t, \tau)$ ——一般称为徐变度。

按参考资料[5]公式(3.12)及(3.18)得

$$\bar{k}_0 = \frac{1}{\sin \frac{\pi t}{\theta} - \sin \frac{\pi \tau_1}{\theta}} \left\{ \sin \frac{\pi t}{\theta} - \frac{\gamma}{r} \sin \frac{\pi \tau_1}{\theta} - \frac{E_0 C_0}{1 + E_0 C_0} \left[\frac{\sin \frac{\pi t}{\theta} + \left(\frac{\pi}{r\theta} \right)^2 \sin \frac{\pi \tau_1}{\theta} e^{-r(t-\tau_1)}}{1 + \left(\frac{\pi}{r\theta} \right)^2} - \frac{\cos \frac{\pi t}{\theta} - \cos \frac{\pi \tau_1}{\theta} e^{-r(t-\tau_1)}}{\frac{r\theta}{\pi} + \frac{\pi}{r\theta}} \right] \right\} \quad (4-21)$$

$$\bar{k}_0 = \frac{1}{\sin \frac{\pi t}{\theta} - \sin \frac{\pi \tau_1}{\theta}} \left\{ \sin \frac{\pi t}{\theta} - \sin \frac{\pi \tau_1}{\theta} \right.$$

$$\begin{aligned}
& - \frac{\gamma \cdot E_0 \cdot C_0 \cdot e^{r' \cdot \tau_1} \cdot \tau_1^p}{r(1-p)} \times [\Phi(rt, p) \\
& - \Phi(r\tau_1, p)] \left[\sin \frac{\pi t}{\theta} - \sin \frac{\pi \tau_1}{\theta} \right. \\
& \left. + \frac{A_1 \pi}{C_0 \theta} \left(C_i \left(\frac{\pi t}{\theta} \right) - C_i \left(\frac{\pi \tau_1}{\theta} \right) \right) \right] \quad (4-22)
\end{aligned}$$

考虑徐变的温度应力折减系数为：

$$k_0 = \frac{1}{2} (\bar{k}_0 + \bar{k}_0) \quad (4-23)$$

以上各式中

τ_1 ——拱合拢时的时间坐标，令一月份（气温最低时）或7月份（气温最高时）为时间坐标零点。

T_1 ——设一月份平均气温为 -7°C ，七月份平均气温为 22°C ，全年气温变化幅度为： $T_1 = 29^\circ\text{C}$

将 T_1 值代入公式(4-19)得

$$\tau_1 = 60\text{d}$$

按参考资料[5]有 $\varphi_{\min} = E_0 \left(C_0 + \frac{A_1}{\tau_1} \right)$ 。由于混凝土老化以后，徐变系数不再起变化，从而有 $A_1 = 0$ ， $p = 0$ 。将 $A_1 = 0$ 代入 φ_{\min} ，可得 $\varphi_{\min} = C_0 E_0$ 。由前述有 $\varphi_{\min} = 0.625$ ，故有 $C_0 E_0 = 0.625$ 。取 $\gamma = 0.026$ 及 $E_0 C_0 = 0.625$ 代入 $r = \gamma(1 + E_0 C_0) = 0.026(1 + 0.625) = 0.0423$ 。

最大温度应力将发生在 $t = 180\text{d}$ 和 360d 。

(1) 当 $t = 180\text{d}$ 时，将 $\theta = 360\text{d}$ ， $t = 180\text{d}$ ， $\gamma = 0.026$ ， $r = 0.0432$ ， $\tau_1 = 60\text{d}$ ， $E_0 C_0 = 0.625$ ， $p = 0$ 等系数代入式(4-21)及式(4-22)得

$$k_0 = 0.625 \quad \bar{k}_0 = 0.612$$

$$k_0 = \frac{1}{2} (\bar{k}_0 + k_0) = 0.618$$

(2) 当 $t = 360d$ 时，将 $\theta = 360d$ ， $l = 180d$ ，……代入式(4-21)及(4-22)得

$$\bar{k}_0 = 0.698 \quad \bar{k}_0 = 0.612$$

$$k_0 = \frac{1}{2}(\bar{k}_0 + \bar{k}_0) = 0.65$$

最后取 $k_0 = 0.7$

三、对于砖石拱桥，虽然没有混凝土的徐变作用，但是灰缝的塑性变形仍是存在的，其性质与混凝土徐变相同。它与灰缝的形式、宽度、数量有关。对于跨径不大于 25m 矢跨比不小于 1/5 的砖石拱桥，仍沿用 1975 年《公路桥涵设计规范》的规定，不计温度变化的影响。

参 考 资 料

- [1] 双曲拱桥，人民交通出版社，1971；
- [2] Din 1075 规范，1955；
- [3] 桥梁教程，Г.П.别列捷列；
- [4] 轻质混凝土拱桥，K.C.扎符里也夫；
- [5] 蠕变理论中的若干问题，H.X.阿鲁久涅扬；
- [6] 公路石桥与混凝土桥涵，H.Я.卡茂考夫；
- [7] 预应力钢筋混凝土结构，张树平；
- [8] 预应力钢筋混凝土桥梁理论与计算，H.E.吉卜西曼

第4.2.9条 多孔拱桥，应考虑连拱作用。连拱作用是由于墩顶位移与墩顶转动所致，其中位移的影响大于转动的影响。按连拱计算与单孔拱比较，桥墩由于推力传递至邻孔而受力减小；主拱圈则由于墩顶变位而弯矩增大。

对于实体式拱桥，按《石拱桥》公式(1-61)，等跨、等墩高、中间墩的推力传递系数为：

$$k = 1 - \frac{\delta}{2\lambda(1+\varphi)} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4\lambda(1+\varphi)}{\delta}} \right] \quad (4-24)$$

又按《石拱桥》公式(1-56)有：

$$\varphi = \frac{s}{h-a} = \frac{\lambda'}{\lambda} s \quad (4-25)$$

式中 δ ——无铰拱的常变位 δ_{22} ，自《拱桥手册》查得；

λ, λ' ——单位水平力作用于下端固结、上端铰接的墩顶时，在墩顶产生的水平位移和角变；

s ——弹性中心至拱脚的距离， $s = f - y_0$ 。

现在来证明公式(4-25)内 $h-a = \frac{\lambda}{\lambda'}$ ，由《石拱桥》公式

(1-70)，并参考图4-4有

$$a = \frac{\int \xi \xi' d\omega}{\int \xi d\omega} h = \frac{\int \frac{y}{h} \left(\frac{h-y}{h} \right) \frac{dy}{EI} h}{\int \frac{y}{h} \frac{dy}{EI}} h$$

$$= h - \frac{\int \frac{y^2}{EI} dy}{\int \frac{y dy}{EI}} = h - \frac{\lambda}{\lambda'} \quad (4-26)$$

将 $\varphi = \frac{\lambda'}{\lambda} s$ 代入公式(4-24)并令

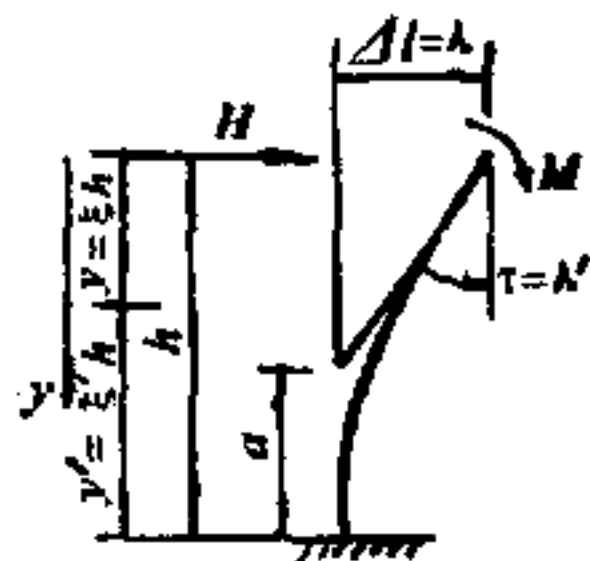


图4-4 计算图式

$$D = \frac{\delta}{\lambda \left(1 + \frac{\lambda'}{\lambda} s \right)} \text{得}$$

$$k = 1 - \frac{\delta}{2\lambda \left(1 + \frac{\lambda'}{\lambda} s \right)} \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{4\lambda \left[1 + \left(\lambda' / \lambda \right) s \right]}{\delta}} \right\}$$

$$= \frac{1}{2} [D + 2 - \sqrt{D^2 + 4D}] \quad (4-27)$$

将 k 值代入《石拱桥》第55页公式(1-62)得

$$\begin{aligned} X_r &= \lambda_r(1 + \varphi_r)(1 - k_r) + \lambda_{r+1}(1 + \varphi_{r+1})(1 - k_{r+1}) \\ &= 2\lambda(1 + \varphi)(1 - k) = 2\lambda\left(1 + \frac{\lambda'}{\lambda}s\right)(1 - k) \\ &= \frac{2\delta}{D}(1 - k) \end{aligned} \quad (4-28)$$

上面的推导中，系根据连拱等跨、等高墩的条件：

$$\begin{aligned} \lambda_r &= \lambda_{r+1} = \lambda; \\ \varphi_r &= \varphi_{r+1} = \varphi = \frac{\lambda'}{\lambda}s; \quad k_r = k_{r+1} = k \\ \lambda\left(1 + \frac{\lambda'}{\lambda}s\right) &= \frac{\delta}{D} \end{aligned}$$

X_r 为与拱圈几何尺寸有关的常数。

设 H_r 为单孔固定拱的水平推力， H_r 为连拱的水平推力， ΔH_r 为弹性墩的推力影响值，由《石拱桥》公式(1-57)、(1-63)可得荷载孔的总推力为：

$$\begin{aligned} H_r &= H_r + \Delta H_r = \left[1 - \frac{1}{1 + \frac{\delta}{x_r}}\right] H_r = \frac{\delta}{x_r + \delta} H_r \\ &= \frac{H_r}{\sqrt{1 + \frac{4}{D}}} = \beta H_r \end{aligned} \quad (4-29)$$

$$\text{式中 } \beta = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{4}{D}}}, \quad D = \frac{4\beta^2}{1 - \beta^2} \quad (4-30)$$

设 $\beta \geq 0.95$ 作为连拱简化为单孔固定拱的条件，则

$$D \geq 37$$

这也就是说，当 $D = \frac{\delta}{\lambda\left(1 + \frac{\lambda'}{\lambda}s\right)} \geq 37$ 时，连拱可以简化作

为单孔固定拱计算，此时，推力误差在 $\pm 5\%$ 以内。

第4.2.10条 在本条文中所提出的三种荷载，均为箱拱在施工和使用中可能出现的，对箱梁尺寸有一定影响，设计中应予考虑。

计算超静定体系，如连拱和无铰单拱等的内力和变形时，对以受弯为主的结构，其计算刚度按1975年《公路桥涵设计规范》的规定采用 $EI_0/1.5$ 。

第4.2.11条 箱形拱两侧腹板较薄，漂浮物对腹板的撞击力有可能使腹板裂缝和破坏，因而在洪水可能淹没拱脚而又有漂浮物的河流中，应考虑其影响。

浇注箱形拱的纵缝混凝土时，将产生一定的侧压力（对中腹板有影响），设计时应予以考虑。

箱内外温差将使结构产生一定的温度内力，设计时应考虑其影响。当无资料时，可按 $\pm 5^\circ\text{C}$ 考虑。

第4.2.12条 拱桥墩台位移与拱的收缩一样，都是在比较长的时间内缓慢发生的。收缩引起拱跨缩短，而墩台水平位移引起拱跨增大。混凝土徐变作用对上述两者应力的折减系数应大致相同，因此，采用0.5的折减系数，来计及混凝土徐变或者灰缝塑性变形对墩台水平位移产生的内力影响。

第4.2.13条 为了保证拱桥在活载作用下不致有过大的变形，设计时要对其竖向刚度加以验算。衡量竖向刚度的标志是挠度。

挠度分为恒载挠度与活载挠度，前者是由结构自重和承受的恒载所引起的竖向变形，后者是由活载引起的竖向变形，当活载离去后，这种变形就消失。

恒载挠度一般由施工预拱度来抵消。

桥梁活载挠度必须有所限制，因为：

一、挠度大，杆件变形大，结构的次应力也大。

二、挠度大，易在桥梁上形成凹形竖曲线，尤其在多孔拱桥上形成波浪起伏，高速行车会引起颠簸和冲击。

三、挠度大，上部结构在端部转角大，使跨间邻接处的桥面突然隆起，易受到行车的冲击，破坏伸缩缝及两端的桥面系，不利于行车和养护。

拱的最大挠度在拱跨 $1/4$ 处，当车辆仅在左半孔时，左半孔 $1/4$ 处向下挠，右半孔 $1/4$ 处向上挠；当车辆在右半孔时则相反。当活载在同一桥跨范围内移动，既可能产生正负挠度又可能产生同向挠度时，其正负挠度最大绝对值之和总是大于同向挠度的最大绝对值之和，且前者较后者具有较小的曲率和较大的纵坡。因此，计算挠度应取其正负挠度的最大绝对值之和。本规范参考国内外资料并结合以往设计经验，将拱桥的允许挠度定为 $L/1000$ 。对挂车或履带车可增加 20%。

第三节 拱桥施工验算

第4.3.1条 预拱度的设置是保证完工后的拱轴线能符合设计拱轴线，同时保证桥面纵坡符合设计要求。

预拱度的大小可根据下列情况分别估算：

一、无支架施工的拱桥

1. 恒载的弹性压缩；
2. 混凝土收缩和徐变；
3. 温度变化；
4. 墩台位移；
5. 施工过程中裸肋的变形。

二、有支架施工的拱桥

1. 同无支架施工的 1 ~ 4 项；
2. 设计荷载引起的弹性与非弹性变形。

对有支架施工的砖石拱桥，湖南省提出预拱度为 $\frac{1}{250} \sim \frac{1}{500}$ ，

但有些地区认为该数值的上限偏大，理由是石拱桥实际沉落达不到上述数值。鉴于上述情况和为了扩大适用面（如双曲拱），本

条将上下限均予降低，改为 $\frac{1}{400} \sim \frac{1}{800}$ 。这是一个比较概括的数值，实际采用时应根据已往施工经验确定。

对于双曲拱桥，由1~4项因素引起的变形可按 $L^2/4000f \sim L^2/6000f$ 估算，当墩台可能有水平位移时取较大值，无水平位移时取较小值。裸肋变形一般可按 $L/1000$ 估算。

对于有支架施工的双曲拱桥，各种拱架产生不同变形，应根据已有经验确定。

以往预拱度是按抛物线分配的，但某些少支架和无支架施工的双曲拱桥实测资料表明，拱跨1/4处附近往往完成不了原估计的沉落值。因而现在少支架和无支架施工的双曲拱，一般将拱轴系数降低一级或半级，然后以“ $f + \Delta$ ”（设计矢高加预拱度）按降低后的拱轴系数坐标放样。以上两种预拱方法，应根据以往实践经验选用。

第4.3.2条 主拱圈及拱上建筑施工总的要求是“对称”和“均衡”。对于多孔拱桥还要考虑到连拱影响。“对称”包括纵向和横向对称，以使主拱受力稳定。“均衡”是要求加载重量不要过于集中，施工荷载压力线偏离拱轴线不要过大，以使拱肋或拱圈截面的偏心弯矩较小，拉应力较小。

根据调查的拱桥施工事故中，其中许多是由于施工安砌时不“对称”和不“均衡”所致。因此，施工时应根据施工条件，拟定合理的施工方案和安砌程序，并对各控制截面进行强度和稳定验算。另外，在施工过程中还应随时观测和控制拱肋或拱圈的变形和挠度，避免出现不对称变形，减少正负挠度变化次数。

对多孔拱桥应考虑恒载单向推力的影响。

第4.3.3条 悬链线双曲拱采用无支架或早期脱架施工时，拱肋首先承受的是裸拱自重（包括拱肋本身重）。拱圈自重沿跨径近似为均布荷载，其压力线则接近于抛物线（ $m=1$ ），拱轴系数 m 略大于1。如拱轴系数 m 选用过大，就会使拱圈自重压力线与拱轴线产生较大的偏离，易导致拱圈受力过大而开裂。因

此，规定拱轴系数 m 值不宜大于 2.24。如果拱肋所承受的拱圈自重不变，当 m 增加一级时，拱顶正弯矩增加 5~10%，拱脚负弯矩减小 5~10%。所以如 m 值选用过大，对拱顶截面不利，而对拱脚截面有利。但在裸拱圈自重作用下，一般均以拱顶正弯矩控制设计，故 m 宜取较小值。同时，采用较小的 m 值时，墩台水平位移在拱脚产生的附加推力也较小。

路桥在线 网易 NetEase
WWW.CLQZX.COM

第五章 墩 台

第一节 一般规定

第5.1.3条 墩台的沉降和位移将影响桥梁上部结构的变形，本条所列墩台沉降和水平位移容许极限值，系从苏联《CH 200—62》规范引用的。沉降容许值比1961年《公路桥涵设计规范》的规定要求高了一些（1961年桥规总沉降容许值为 $4\sqrt{L}$ ，总沉降差为 \sqrt{L} ）。墩台顶面水平位移的容许极限值则较1961年《公路桥涵设计规范》放宽了些（1961年桥规为 $0.4\sqrt{L}$ ）。在附注③中，因钢筋混凝土钻（挖）孔桩式或排架桩式墩台以及高桩承台的墩台顶面水平位移受到各种因素的阻碍，实际测量值常小于计算值，故难加规定。另外，因瞬时荷载（例如制动力）作用下的混凝土弹性模量有所提高，所以对高桩承台及排架桩墩台不作水平位移的限制，可按具体情况决定，以能保证正常使用为原则。对外静定的实体式墩台，当高度不大于20m时，亦可不作墩台顶面水平位移的验算。对外超静定的拱桥墩台，沉降和水平位移的容许值由计算决定。

第5.1.6条 圬工基础的扩散角，主要从两方面来考虑：

1. 均布荷载在圬工砌体中的压力分布近似于梯形（图5-1）。

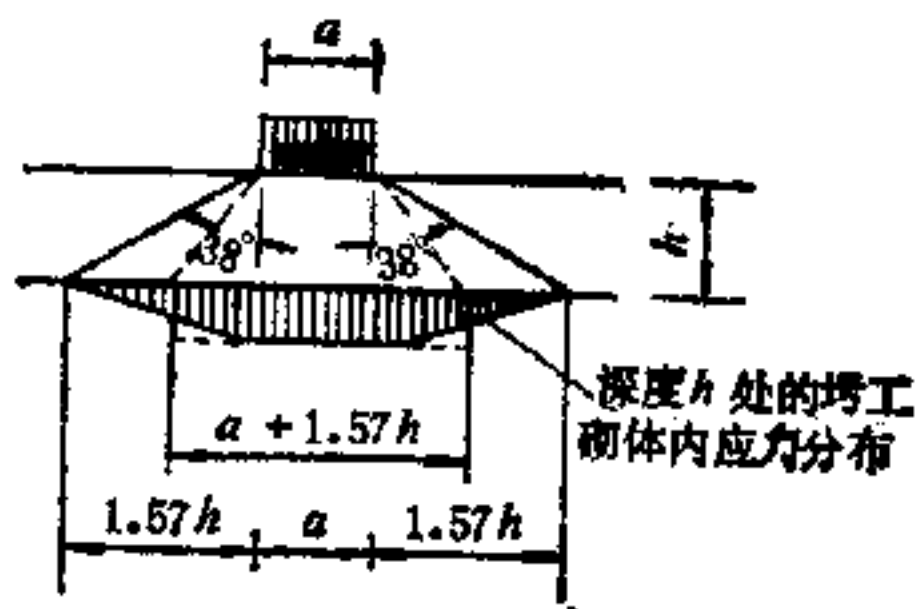


图5-1 均布荷载在基础中的应力分布

在深度 h 处，压应力图形边长为 $a + 2 \times 1.57h$ ，如梯形以同面积的矩形代替，则其长度为 $a + 2 \times 0.79h$ ，此时扩散角为 38° 。因此，圬工砌体基础的扩散角不宜大于 38° 。如大于 38° ，压力也扩散不开，多余部分也起不了传力作用。对于混凝土圬工，则可采用略大的扩散角。

2. 当压力经过圬工传至地基时，在地基上的承压应力分布与圬工内的压力分布不同。圬工基础为刚性体。在计算地基承压应力时，一般均采用文克尔假定，即地基的沉降和应力成正比。可用弹性材料力学公式计算地基承压应力。在墩身底边缘的基础竖直截面，承受地基抗力所产生的弯矩和剪力（将基础台阶襟边部分作为悬臂梁计算），所以基础的扩散角又与地基承压力大小、基础圬工的抗弯和抗剪强度有关。

1961年桥规规定砖石砌体扩散角为 $\leq 35^\circ$ ，混凝土为 $\leq 45^\circ$ 。根据上面两点要求都是偏大的，特别是后者不易满足要求，所以本条参考《HNTY 120—55》把扩散角酌予减小。但减小以后，后者仍有不能满足要求的，这是因为用上述文克尔平面假定与实际地基应力总是有出入的。刚性基础下的地基承压应力图形，与压力大小、基底尺寸、土的压缩性和基础埋深有关，有马鞍形、抛物线形、铃形等。另外，基础台阶襟边部分作为悬臂梁计算，因悬臂梁长度短而截面高度较大（属于深梁），弯曲应力和剪应力计算也有出入。基础襟边受力情况是比较复杂的，一般在符合规范规定的扩散角范围内，可不作台阶襟边的弯曲应力与剪应力验算。

第二节 拱桥墩台

第5.2.2条 土侧压力有静土压力、主动土压力、被动土压力之别。若结构物完全不向任何方向移动，土对结构物发生的土侧压力称为静土压力；若结构物向河心移动，土侧压力逐渐减小，直至土开始发生剪力破裂面的瞬时，作用于结构物的土侧压力便是主动土压力；若结构物向岸移动，土侧压力逐渐增大，直

至开始出现剪力破裂面的瞬时，作用于结构物的土侧压力便是被动土压力。

在《公路桥涵设计通用规范》中所给压实土的静土压力系数，是根据H.A.崔托维奇《土力学》一书给出的土的侧向膨胀系数 μ 反求得到的，但数值上略作调整。压实土的静土压力系数 ε 与 μ 的关系为：

$$\varepsilon = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

结构物相对土体发生位移时，土对结构物产生反力，其大小与位移成一定比例，这种土的反力称为土抗力。

根据某些试验表明，土体开始破裂时的土抗力值，一般小于按理论计算得出的被动土压力。土抗力等于土抗力系数乘以位移值，土抗力系数应根据实测资料确定。

主动土压力的计算方法列于附录一，该附录是按照库伦理论并考虑了填土表面与水平面的倾角、墙背与竖直面的夹角、墙背与填土间的摩擦角大小的影响。

当桥台有向河心的位移时，宜采用主动土压力计算；当桥台无位移时，可采用主动土压力或静止土压力，但采用静止土压力时宜在具有实践经验的基础上应用；当桥台有向岸的位移时，可根据实践经验和试验结果采用静止土压力加土抗力，此时桥台的位移量必须控制在能保证拱及拱上建筑的强度和稳定的范围内。

不允许采用被动土压力理论的原因，在于被动土压力达到极值时台顶的位移量太大，拱及拱上建筑早已破坏。

静止土压力理论在组合式桥台中应用较多；静止土压力加土抗力理论，多用于轻台拱桥及部分软地基拱桥。

拱桥台后填土必须认真夯实，密实度需在90%以上，特别是采用静止土压力或静止土压力加土抗力理论时，更应如此。夯实部分的长度不小于3~4倍填土高度。

第5.2.3条 组合式桥台近年来已为各地所采用，实践证明效果良好，如湖南长沙湘江大桥东岸引桥、东山大桥、洪山庙

桥、淶江桥、涝刀河桥等。关于组合式桥台的构造和计算方法，根据同济大学建筑工程分校及江苏省盐城公路管理处的研究，对1975年《公路桥涵设计规范》作了较多的修改。

一、根据近年来组合式桥台的修建经验，为了提高前台抵抗向后转动和水平位移的能力，建议前台采用斜直桩相结合的桩基，且要求前直后斜。当采用多排直桩时，应增加后排桩数或加大桩长。这不但有益于提高前台的抵抗向后转动和水平位移的刚度，而且也是经济的。

二、为了减小组合式桥台向后的水平位移，前后台之间必须紧密贴合，并设置沉降隔离缝。同时，后台沉降后的基底标高，宜接近拱脚截面中心标高，以保证拱脚的水平推力与后台基底的水平摩阻力在同一水平线上。

三、根据有关单位的实际测定和分析，前台的桩基或沉井基础，能承担一定的水平推力，因此明确规定，当采用静力平衡法设计时，前台可承担10~25%的水平推力。无斜桩时取低值，有斜桩或沉井基础时取高值，但必须对前台由此产生的水平位移和转角加以控制。

四、后台沉降时对前台桩基产生的负摩阻力不可忽视，应适当考虑其影响。

五、根据同济大学建筑工程分校的建议，本规范正式规定允许采用变形协调法进行组合式桥台设计，并给出了有关设计参数的取值和原则。变形协调法较之静力平衡法更能反映组合式桥台的真实受力情况。但不论对静力平衡法或变形协调法，都必须对组合式桥台的水平位移和转动严加控制。

第三节 梁、板式桥台

第5.3.1条 伸缩缝的宽度，除应考虑温度变化、收缩徐变、动静荷载、施工程序和施工方法的影响外，尚应考虑施工放样、构件预制及安装误差等的影响。小于等于40m的简支梁，伸缩缝宽度一般为2~5cm。这个数值，根据以往的实践经验是

适用的。在活动支座端的伸缩缝，施工时应保证设计要求的宽度，如施工放样与预制构件的误差较大时，可在不设活动支座的墩上进行调整。

连续梁及大跨径桥梁的伸缩缝宽度，应根据实际情况决定。当伸缩缝宽度大于5cm时，为了保证伸缩缝的作用和耐久性，不宜采用铁皮伸缩缝和沥青沙或沥青麻絮填料。应根据伸缩缝的大小，分别采用钢板、氯丁橡胶、梳齿形钢板、大位移伸缩缝等。

第5.3.2条 在墩台支座下面设置钢筋网的理由，一是因为支座面积较小，使墩台顶面在支座处出现局部承压；二是上部结构由于温度变化或收缩徐变的影响，将在支座底面产生水平力，当此水平力指向墩台较近的边缘时，将使墩台在靠近支座的边缘部分产生剪应力和拉应力，使墩台边缘劈裂。因此在支座下设置钢筋网，钢筋网应在顺桥向墩台帽全宽度范围内放置，横桥向可在略大于支座垫板宽度范围内或根据局部承压要求决定。

第5.3.3条 支座边缘到墩台顶部边缘的最小距离，是依支座局部承压、墩台顶在支座处向外劈裂及安装、施工误差决定的。如果安装及施工误差能严格控制，又能保证墩台顶面在支座处的局部承压要求和不会向外局部劈裂，则上述最小距离还可适当减小。

第5.3.4条 实体桥墩墩顶的最小宽度，应满足上部构造端部长度、伸缩缝宽度、支座宽度和施工安装的要求。墩身任一截面宽度，1961《公路桥涵设计规范》有不小于 $b/6$ 的规定， b 为墩顶至计算截面的高度。墩宽一般由计算应力确定，故未列此项规定。为供拟定初步尺寸时参考和作为实体墩是否需要进行稳定验算的条件，这个数据仍是必要的。

第5.3.5条 U形桥台侧墙任一截面宽度，是根据以往的设计经验拟定的。由于片石砌体的极限抗压强度比块石、料石及混凝土砌体为小，所以取0.4倍；块石、料石砌体及混凝土取0.35倍。当桥台内填料为透水性良好的砂性土或砂砾时，因其侧向压

力较小，因而可相应取0.35和0.30倍。

当U形桥台两侧墙宽度不小于同一水平截面上前墙全长的0.4倍时，则该截面及该截面以下的各截面可按U形整体截面验算其强度。因为此时侧墙和前墙之间，由于侧墙的面积较大已能保证其整体受力。

第5.3.6条 对埋置式桥台或岸墩，其台前或岸墩前溜坡的主动土压力 E ，可按下式计算：

$$E = \frac{1}{2} \mu \cdot \gamma \cdot h^2$$

式中 γ ——溜坡填土的容重；

h ——见图5-2；

μ ——见表5-1。

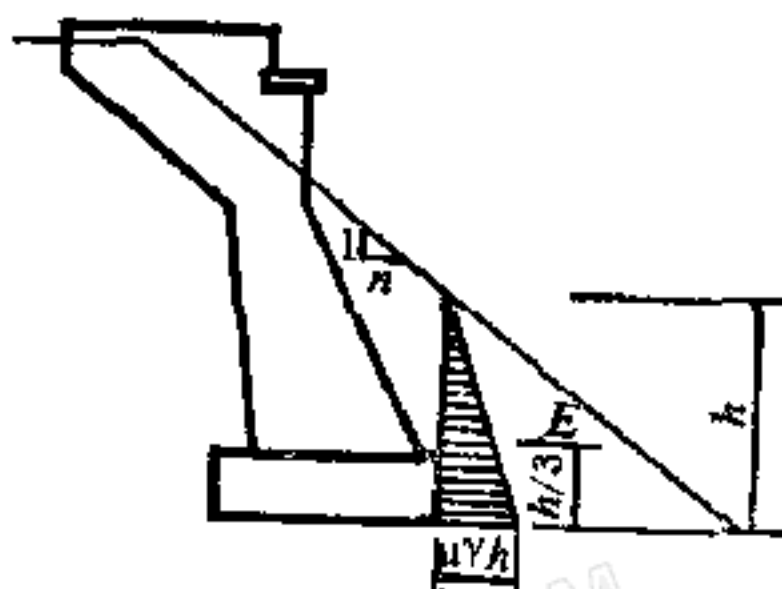


图5-2 台前或岸墩前溜坡主动土压力计算图

第5.3.10条 桩柱锚碇板式桥台，经几年来的试用，积累了很多的资料，推广使用的条件，比较成熟。此外，这种结构也具有一定的经济效益，因而本规范正式列为一种正式应用的结构。

μ 值 表5-1

φ	27°	30°	33°	37°	40°	43°	45°
1:n							
平 坡	0.375	0.333	0.294	0.249	0.217	0.188	0.171
1:2.5	0.306	0.274	0.242	0.209	0.184	0.161	0.147
1:2.25	0.301	0.270	0.240	0.206	0.181	0.159	0.145
1:2	0.295	0.265	0.236	0.202	0.178	0.157	0.143
1:1.75	0.289	0.258	0.230	0.198	0.175	0.154	0.140
1:1.5	0.279	0.249	0.224	0.192	0.170	0.150	0.136
1:1.25	0.265	0.239	0.214	0.184	0.163	0.144	0.131
1:1	0.250	0.225	0.202	0.174	0.154	0.137	0.125

表中： φ ——溜坡填土内摩擦角。

第六章 涵 洞

第6.0.1条 涵洞的泄水能力与其工作状态有关。涵洞工作状态可分为以下三种：

一、无压力状态——当水流过涵洞全长，水面不接触涵洞顶面，且进水口处与宽顶堰的作用相同时，涵洞处于无压力状态；

二、半压力状态——涵洞进水口被淹没，洞内流水不接触洞顶，出口不被淹没时，涵洞处于半压力状态；

三、压力状态——涵洞进、出口都被流水淹没，涵前水深一般在1.2倍涵洞的净高以上，水流在压力下通过涵洞时，涵洞处于压力状态。

压力式涵洞，因全截面泄水，涵内压力较大，要求所有涵节之间的接缝不透水，以免因渗漏影响路基稳定。设置压力式涵洞应具备以下条件：

1. 涵洞上游的农田房舍不致由于壅水而淹没。
2. 洪水持续时间较短，一般为暴雨径流，而不是融雪径流。
3. 河槽窄狭，坡度平缓，水流中不带有冲积物。
4. 涵洞出口处的河床、路堤边坡、锥体护坡等必须采取加固措施。

拱涵和箱涵均应设置基础和护底铺砌。圆管涵可不设基础，直接铺设于砂砾地基或砂砾垫层上。设于砂砾地基或砂砾垫层上的圆管涵，除地基应加以夯实外，还应注意填塞接缝，防止漏水。对半压力式或压力式的圆涵，除接缝要严密不透水外，还必须设置基础，确保涵洞在高压水流下的稳定和安全。

高路堤下的涵洞洞身较长，为便于检查和避免堵塞，规定长涵洞的设计孔径（净高），当涵长大于15m小于30m时，不宜小于1m；当涵长大于30m时，不宜小于1.5m。

第6.0.4条 规定涵洞洞底纵坡，主要是为了保证涵洞的稳

定及减小管壁受急流冲刷。当纵坡太大时，应将基础分段并做成阶梯形，以保证基础的稳定。

第6.0.5条 涵洞顶上及两侧填土，必须分层夯实，主要考虑：

1. 避免填土不均匀沉陷而破坏路面。

2. 《公路桥涵设计通用规定》中规定，涵洞竖向土压力采用土柱自重。对于上埋式涵洞，涵顶除承受土柱重力外，还承受因涵顶填土与涵侧填土的沉陷差而产生的向下的摩阻力（图6-1）。

因此，涵洞顶部及两侧填土均须分层夯实，特别是洞身两侧填土的夯实尤为重要。如洞身两侧填土沉陷大于洞顶填土的沉陷，势必增加对洞顶的附加压力。

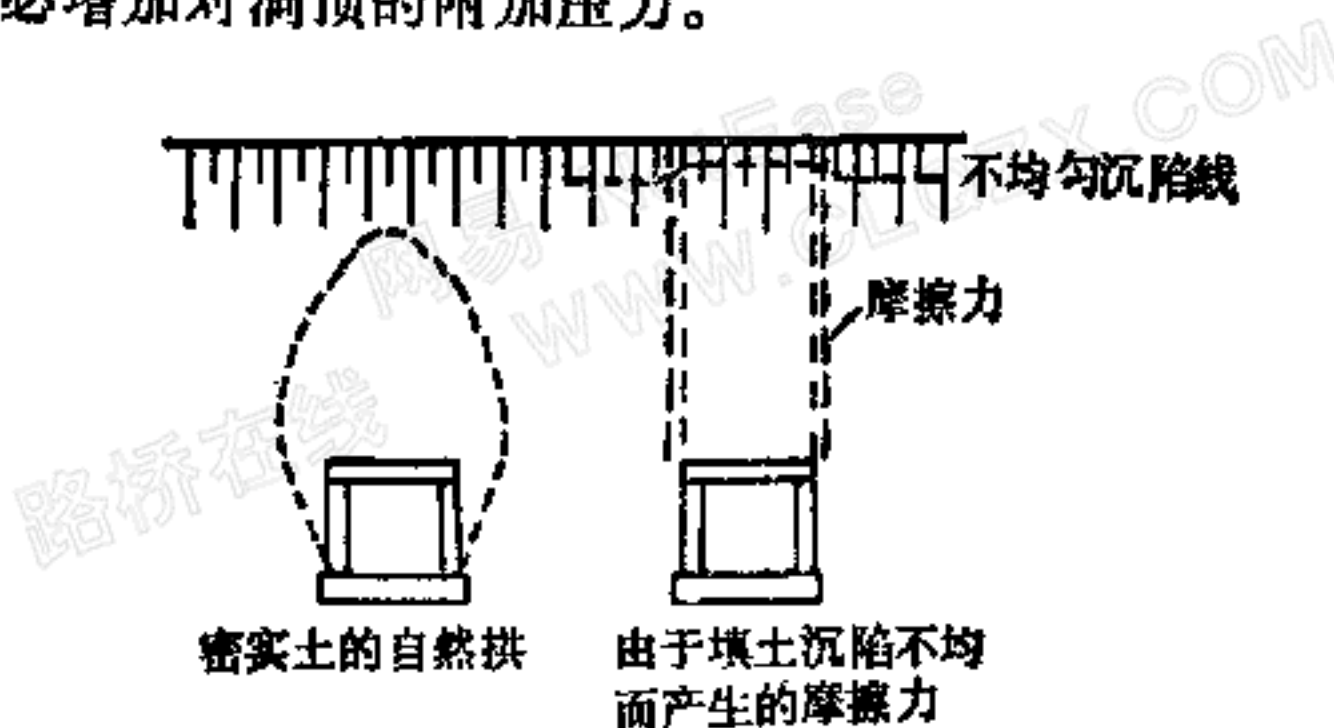


图6-1 涵洞顶上竖向压力

这里附带说明一下：

有人认为，涵洞顶上填土竖向压力，可按填土内形成的自然拱（卸载拱）来确定（图6-1）。竖向压力随着填土高度的增加而增加，并最后达到一个定值（自然拱起作用），其值不超过涵顶土柱重力。土中自然拱，仅在路基完成若干年以后和填土密实的情况下才能形成，或在已建路基内用顶管法或坑道法施工时才能形成。由上可见，涵洞周围填土夯实度愈高，就愈接近于老路基的压密程度，对减小涵洞竖向压力是有一定作用的。

第6.0.6条 拱涵一般以用陡拱（矢跨比 $\geq \frac{1}{4}$ ）为宜，因为

拱涵顶填土较拱桥为厚，采用平拱会因推力相对增加很多，而使地基承压力加大和涵台圯工数量增加。另外，涵洞拱圈跨径小（ $<5\text{m}$ ）时，厚度相对较大，如用平拱，其弹性压缩、混凝土收缩和温度变化影响力均较大，易引起拱圈开裂。就涵洞的构造而言，一般拱顶距路基边缘标高尚有相当的空间，采用陡拱也是合理的。

采用陡拱时，因拱涵跨径较小，填土较厚，温度变化较小，弹性压缩也较小，为了简化计算，可不考虑温度变化、弹性压缩和收缩徐变的影响。此外，由于涵洞拱圈的半径与拱厚之比一般均大于5，曲率的影响也可不考虑，为了简化计算，剪切变形对内力的影响也不考虑。

第6.0.7条 涵台压力在基础内的分布及地基的承压力图式，可参阅第5.1.6条说明。涵洞的跨径较小（ $<5\text{m}$ ）基础高度相对较大，所以涵洞基础刚度以至整个涵洞刚度均较大，加之涵洞以均匀对称的恒载为主，因此，可以认为涵洞是刚性的整体，地基沉降比较均匀，地基承压应力近似平均分布。

第七章 挡土墙、护墙和护坡

第7.0.1条 挡土墙系指路基的下部挡墙或路堤全高挡墙，护墙则指路基的上挡墙。护墙的底宽一般较挡土墙为小。

干砌挡土墙高度，一般不宜大于6m。如大于6m，可用经选择的较方正的片石砌筑，并于挡土墙高度的中部砌筑一层浆砌圬工。护墙用干砌时，其高度可高于6m，须视墙后土质而定。

第7.0.2条 非岩石地基在挡墙自重力作用下将产生变形，因此要求每隔10~15m设置一道沉降缝。岩石地基，其沉降缝的间距可适当加大。

网易 NetEase
WWW.CLQZX.COM
路桥在线