

UDC

中华人民共和国国家标准

SL

P

SL 281-2003

水电站压力钢管设计规范

Design specification for steel penstocks
of hydroelectric stations

2003 - 03 - 13 发布

2003 - 07 - 01 实施

中华人民共和国水利部

发布

中华人民共和国水利部

关于批准发布《水电站压力钢管设计规范》 SL281—2003 的通知

水国科 [2003] 97 号

部直属各单位，各省、自治区、直辖市水利（水务）厅（局）、各计划单列市水利（水务）局，新疆生产建设兵团水利局：

经审查，批准《水电站压力钢管设计规范》为水利行业标准，并予发布。标准编号为 SL281—2003，代替原 SD144—85。

本标准自 2003 年 7 月 1 日起实施。

标准文本由中国水利水电出版社出版发行。

二〇〇三年三月十三日

前 言

随着我国水利水电工程的大量兴建和技术的不断进步，原水利电力部 1985 年发布试行的《水电站压力钢管设计规范》(SD144-85) 已不能满足日益发展的水电站建设需要。根据水利部水利水电规划设计总院“水规局技 [1997] 7 号”文对 SD144-85 进行了修订。

本规范共 10 章，6 个附录。内容包括钢管的布置、材料、水力计算、结构分析、构造要求、水压试验、安全监测和运行检查等。

此次修订的主要内容有：取消了压力钢管管径与水头适应范围的规定；增加了钢衬钢筋混凝土管设计和抽水蓄能电站水力计算等方面的内容；适当修改与补充了坝内埋管、地下埋管、钢材、构造要求、水压试验、安全监测和运行检查、防腐蚀措施等方面的内容。

本规范解释单位：水利部水利水电规划设计总院

本规范主编单位：水利部长江水利委员会长江勘测规划设计研究院

本规范主要起草人：王鹏飞 陈美娟 **王既民**
陈际唐 杨清朗 王永权
杨逢尧 吴小宁 石运深
田连治 董国威 刘启钊（河海大学）
王官振（国家电力公司北京勘测设计研究院）

目 次

1	总则	(1)
2	主要术语与符号	(2)
2.1	主要术语及其定义	(2)
2.2	主要符号	(4)
3	布置	(6)
3.1	一般规定	(6)
3.2	明管	(7)
3.3	地下埋管	(7)
3.4	坝内埋管	(8)
3.5	钢衬钢筋混凝土管	(8)
4	材料	(9)
4.1	钢材	(9)
4.2	防腐蚀、止水、垫层、钢筋和混凝土材料	(10)
5	水力计算	(11)
6	结构分析	(13)
6.1	一般规定	(13)
6.2	明管	(15)
6.3	地下埋管	(17)
6.4	坝内埋管	(18)
6.5	钢衬钢筋混凝土管	(19)
7	岔管	(21)
7.1	布置	(21)
7.2	荷载和允许应力	(22)
7.3	结构设计	(24)
8	构造要求	(30)

8.1	一般规定	(30)
8.2	明管	(32)
8.3	地下埋管	(33)
8.4	坝内埋管	(34)
8.5	钢衬钢筋混凝土管	(34)
9	水压试验	(36)
10	安全监测与运行检查	(37)
10.1	安全监测	(37)
10.2	运行检查	(38)
附录 A	明管结构分析方法	(40)
附录 B	地下埋管结构分析方法	(60)
附录 C	坝内埋管结构分析方法	(67)
附录 D	钢衬钢筋混凝土管结构分析方法	(76)
附录 E	岔管结构分析方法	(77)
附录 F	钢管防腐蚀措施	(114)
	本规范用词说明	(118)
	条文说明	(119)

1 总 则

1.0.1 为贯彻执行国家的技术经济政策，规范水电站压力钢管的设计，做到安全适用、经济合理、技术先进，特制定本规范。

1.0.2 本规范适用于1、2、3级水电站压力钢管的设计，4、5级水电站压力钢管设计可参照使用。

压力钢管的级别划分应按照《水利水电工程等级划分及洪水标准》(SL252—2000)执行。

在水电站压力钢管设计中，凡本规范未涵盖的部分，应专门研究论证，重大事项须经主管部门批准确定。

1.0.3 水电站压力钢管的型式可分为：

- 1 明管；
- 2 地下埋管；
- 3 坝内埋管；
- 4 钢衬钢筋混凝土管；
- 5 其他管型：回填管等。

本规范仅对前4种型式的钢管作出规定，其他管型可参照执行。

1.0.4 水电站压力钢管的设计除应符合本规范外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 主要术语与符号

2.1 主要术语及其定义

2.1.1 明管 *exposed penstock*

暴露在空气中的压力钢管。

2.1.2 地下埋管 *underground penstock*

埋入岩体中，钢管与岩壁之间填筑混凝土或水泥砂浆的压力钢管。

2.1.3 坝内埋管 *embedded penstock within dam*

埋设在混凝土坝体内的压力钢管。

2.1.4 钢衬钢筋混凝土管 *steel lined reinforced concrete penstock*

由钢衬与钢筋混凝土组成并共同承载的压力管道。

2.1.5 回填管 *buried penstock*

埋在沟内并回填土的压力钢管。

2.1.6 垫层管 *penstock with cushion course*

钢管与混凝土之间设软垫层的压力钢管。

2.1.7 岔管 *branch pipe*

输水管道分岔处的压力钢管管段。

2.1.8 三梁岔管 *three-girders reinforced branch pipe*

用U形梁及腰梁加强的岔管。

2.1.9 月牙肋岔管 *crescent-rib reinforced branch pipe*

分岔处用插入管内的月牙形肋板加强的岔管。

2.1.10 球形岔管 *spherical branch pipe*

分岔处为球壳，主管和支管与球壳面交接处用补强环加强的岔管。

2.1.11 无梁岔管 *shell type branch pipe*

分岔处用多节锥管加强的岔管。

2.1.12 贴边岔管 hem reinforced branch pipe

分岔坡口边缘焊有补强板加强的岔管。

2.1.13 镇墩 anchor block

保持钢管段不致发生位移、倾覆和扭转的支承结构物。

2.1.14 支墩（支座） support

镇墩间支承钢管的承重结构物。

2.1.15 水锤 water hammer

管道中流速突然变化时，水体不稳定流作用在管道中引起的压力升高（正水锤）或压力下降（负水锤）。

2.1.16 膜应力 film stress

沿钢管厚度均匀分布的拉（压）应力及管壁平面内的剪应力。

2.1.17 局部应力 local stress

壁厚内局部膜应力和不均匀的局部弯曲应力。

2.1.18 抗外压稳定临界压力 critical external compressive resistance of buckling

钢管承受外压时维持稳定的最高理论压力值。

2.1.19 加劲环 stiffener ring

为提高抗外压稳定，或为加强钢管制作、安装时的刚度，而在管外侧设置的环状结构。

2.1.20 支承环 supporting ring

钢管与支座间起支承、加固作用的环状结构。

2.1.21 止水环 cut-off collar

钢管（或钢衬）始端起截水作用的环状结构。

2.1.22 止推环 thrust collar

钢管外壁设置的阻止钢管轴向移动的环状结构。

2.1.23 管壁等效翼缘宽度 equivalent flange width of pipe shell

参与加劲构件共同工作的两侧管壁的计算宽度。

2.1.24 软垫层 soft cushion

在钢管外壁与混凝土之间设置的低变形模量材料。

2.1.25 伸缩节 expansion joint

为了适应较大位移，在两节钢管之间设置的连接部件。

2.1.26 止水填料 packing material

为防止伸缩节和人孔漏水，而采用的止水充填物。

2.1.27 焊缝系数 welding seam coefficient

考虑管壁焊接质量、成型误差和热影响，而在计算中采用的不大于 1.0 的允许应力折减系数。

2.1.28 钢管圆度偏差 penstock roundness tolerance

钢管同一截面处相互垂直的两直径差值。

2.1.29 壁厚裕量 additional thickness

为考虑钢管锈蚀、磨损等而在计算厚度之外另行增加的管壁厚度。

2.1.30 水压试验 hydrostatic pressure test

为检验设计、材料、制造、安装等方面质量，消除部分残余应力，钝化缺陷，保障钢管安全运行，而按规定进行的充水加压试验。

2.2 主要符号

D — 钢管（钢衬）内直径；

r — 钢管（钢衬）内半径；

t — 钢管（钢衬）管壁厚度；

t_0 — 钢管（钢衬）管壁计算厚度；

H — 作用水头；

P — 内水压力；

R_0 — 球形岔管球壳内半径或三梁式岔管、月牙肋岔管、无梁岔管的虚拟球内半径；

K_1 — 岔管膜应力区应力计算系数；

K_2 — 岔管局部应力区应力集中系数；

$[\sigma]$ — 设计允许应力；

$[\sigma]_1$ — 岔管膜应力区允许应力；

$[\sigma]_2$ ——岔管局部应力区允许应力；

σ_s ——钢材屈服点；

σ_b ——钢材抗拉强度；

σ_x ——钢管轴向正应力；

σ_θ ——钢管环向正应力；

$\tau_{x\theta}$ ——剪应力；

φ ——焊缝系数；

E ——钢材弹性模量；

μ ——钢材泊松比；

α_s ——钢材线膨胀系数；

γ_s ——钢材重度。

注：本节符号为正文条文中出现的主要符号，附录中图、表、计算公式的符号，由各附录分别给定。

3 布 置

3.1 一 般 规 定

- 3.1.1** 管道线路应符合枢纽总体布置要求，并考虑地形、地质、水力学、施工及运行等条件，经技术经济比较后确定。
- 3.1.2** 管道条数应根据机组台数、管线长短、地形和地质条件、机组安装的分期、制作安装和运输条件、电站运行方式及其在电力系统中的地位等因素，经技术经济比较后确定。
- 3.1.3** 管径应根据技术经济比较确定。可以根据线路布置和内压变化情况分段定出几种管径。但变径次数不宜过多。
- 3.1.4** 管道顶部至少应在最低压力线以下 2m。
- 3.1.5** 明管、坝内埋管以及水轮机前不设进水阀的地下埋管，在管道首端须设置快速闸阀和必要的检修设施。地下埋管，若自取水口至钢管道前的引水道较长，或钢管内压较大，而埋深不大应在首端设事故闸阀，钢管宜设过流保护装置。快速闸阀或事故闸阀必须有远方（中央控制室）和就地操作装置，操作装置必须有可靠电源。
- 3.1.6** 紧靠快速闸阀和事故闸阀下游必须设置通气孔（井）。充水阀出水水流不得封堵通气孔口。通气孔上端应设在启闭室之外，孔口高于该处可能发生的最高水位，孔口通到坝顶时应有防护设施。
- 3.1.7** 管道进口处应设充水阀或旁通充水管，充水阀或充水管面积不宜大于通气孔面积的 1/5，不应超过通气孔面积的 1/3。
- 3.1.8** 管道转弯半径不宜小于 3 倍管径。位置相近的平面转弯和立面转弯宜合并；位置相近的弯管和渐缩管宜合并成渐缩弯管。
- 3.1.9** 渐变段长度不宜短于 1 倍管径。渐变段进口面积与钢管面积比应根据布置、结构、进水口流态、水头损失及启闭机规模等因素，综合比较后确定。

3.1.10 在压力管道最低点宜设排水设施。

3.2 明 管

3.2.1 明管线路应避开可能产生滑坡或崩塌的地段。个别管段若不能避开山洪、坠石等影响时，可作成洞内明管、地下埋管或外包混凝土的钢管。

3.2.2 为避免钢管发生意外事故危及电站设备和人员的安全，应设置事故排水和防冲设施。

3.2.3 明管底部至少应高出其下地表 0.6m。

3.2.4 明管宜做成分段式。分段式明管转弯处宜设置镇墩，其间钢管用支墩支承，两镇墩间设置伸缩节。伸缩节宜设在镇墩下游侧。

3.2.5 当直线管段超过 150m 时，宜在其间加设镇墩。若管道纵坡较缓且长度不超过 200m，也可以不加镇墩，而将伸缩节布置在该段的中部。

钢管穿过主厂房上游墙处，宜设软垫层。

3.2.6 支墩间距应通过钢管应力分析，并考虑安装条件、支墩型式和地基条件等因素确定。在两相邻镇墩之间，支墩宜等间距布置；设有伸缩节的一跨，间距宜缩短。

3.2.7 支座型式可按管径等因素选择鞍型滑动支座、平面滑动支座、滚动支座、摇摆支座等型式。

若地基可能产生不均匀沉陷，应采取相应工程结构措施。

3.2.8 管道沿线应布置排水沟，并应在钢管下设置横向排水沟。应沿管线设置交通道。

3.3 地 下 埋 管

3.3.1 地下埋管线路应选择地形、地质条件相对优良的地段，且尽可能避开成洞条件差、活动断层、滑坡、地下水位高和涌水量很大的地段。

3.3.2 洞井型式（平洞、斜井、竖井）及坡度，应根据布置要求、

工程地质条件和施工因素等选用。长度和高差过大的斜井和竖井，可布置中间平段。

管道埋深宜适中，覆盖岩层厚度要求可按附录 B.1.3 计算。

3.3.3 地下埋管宜减少主管条数。并列的主管宜同期建设，如有分期完工或单管充水要求时，应分析岩体应力和发生事故渗漏的可能性，以确定两管的最小间距。

3.3.4 对于埋置较深的钢管必须研究地下水位与管道的关系。外水压力较大时应采取防渗、排水措施，并监测地下水位变化。

排水措施必须安全可靠，宜能检修。

3.3.5 地下埋管的起始位置应根据内水压力和地质条件，并结合工程布置的具体情况确定。

3.4 坝内埋管

3.4.1 坝内埋管的平面位置宜位于坝段中央，其布置应考虑钢管对坝体稳定和应力的影响及施工的干扰。

3.4.2 坝内埋管在穿越厂坝分缝处应考虑厂坝间不均匀变形等因素的影响，并采取适当技术措施。

3.5 钢衬钢筋混凝土管

3.5.1 钢衬钢筋混凝土管适用于布置在坝后式电站混凝土坝下游面的管道及引水式电站沿地面布置的管道等。

3.5.2 混凝土坝下游面钢衬钢筋混凝土管的平面位置宜位于坝段的中央，对于拱坝宜沿径向布置。

3.5.3 钢衬钢筋混凝土管在下游坝面的位置，应经技术经济论证确定，可采用如下形式：

1 斜直管段紧贴于下游坝面，管道外包混凝土的底面与下游坝面一致。

2 坝下游面预留管槽，管道可部分或全部布置于坝面以内。

4 材 料

4.1 钢 材

4.1.1 钢管（钢衬）所用钢材的性能及技术要求必须符合国家现行有关标准的规定。

4.1.2 钢管管壁、支承环、岔管加强构件等主要受力构件应使用镇静钢。宜用的碳素结构钢有 Q235 的 C、D 级钢板；低合金高强度结构钢有 Q345、Q390 的 C、D、E 级钢板；压力容器用钢板有 20R、16MnR、15MnVR、15MnNbR 等。

如采用强度等级为 600MPa 或以上的钢材，应采用性能稳定、经验成熟、经过工程实际考验或经过试验充分论证的钢种。

明管、岔管宜采用压力容器用钢。

其他受力构件，如明管支座滚轮等可采用 Q235 碳素结构钢、Q345 低合金高强度结构钢、35、45 优质碳素结构钢以及 ZG270~500、ZG310~570 碳素铸钢等。

4.1.3 用作主要受力构件的钢材，除应符合相应标准的各项要求外，还应满足下列条件：

1 应具有良好的焊接性能，焊后强度不低于母材。

2 沿板厚方向受拉的构件用材，还应符合现行国家标准《厚度方向性能钢板》(GB5313) 的要求。每张钢板均应进行检查。

4.1.4 主要受力构件用钢材夏比冲击试验（V 形缺口）的温度和取样方向，应根据工程具体运行条件提出要求。

4.1.5 钢管结构所用的焊条、焊丝和焊剂应与母材相匹配。特殊钢种所用焊接材料应通过试验确定。

4.1.6 钢的弹性模量 E 可用 $2.06 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ ，泊松比 μ 可用 0.3，线膨胀系数 α_s 可用 $1.2 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ ，重度 γ_s 可用 $7.85 \times 10^{-5} \text{N/mm}^3$ 。

4.2 防腐蚀、止水、垫层、钢筋和混凝土材料

4.2.1 所有防腐蚀、止水、垫层、钢筋和混凝土材料应符合国家现行的有关标准。

4.2.2 防腐蚀材料应根据应用条件、腐蚀介质、结构尺寸及防腐蚀要求合理选用，详见本规范附录 F。

4.2.3 套筒式伸缩节止水材料可用油浸麻、橡胶、石棉、聚四氟乙烯等。高水头伸缩节止水材料应作专门研究。

法兰及人孔常用止水材料有橡胶、聚四氟乙烯、石棉、铅等。

网易
水利工程网
NetEase
www.shuigong.com

5 水力计算

5.0.1 水力计算应包括水头损失计算和水锤计算，计算应符合下列规定：

1 水头损失计算

压力管道和附属设备的水头损失，主要进行以下部分计算：

- 1) 摩擦引起的沿程水头损失；
- 2) 进水口段、渐缩段、渐扩段、弯管、岔管以及阀门等引起的局部水头损失。

2 水锤计算

水锤计算应与机组转速变化计算配合进行，提供计算成果如下：

- 1) 正常工况最高压力线；
- 2) 特殊工况最高压力线；
- 3) 最低压力线。

5.0.2 水锤计算工况应根据电站在电力系统的运行情况确定。初步计算可按下列工况进行：

1 正常工况最高压力计算

- 1) 钢管水锤：相应于水库正常蓄水位，由钢管供水的全部机组突然同时丢弃负荷。
- 2) 调压室或压力前池最高涌浪：相应于水库正常蓄水位，经由调压室或压力前池供水的全部机组突然同时丢弃满负荷。
- 3) 钢管水锤与调压室或压力前池涌浪如有重叠可能时应计及相遇效应。
- 4) 经论证分析认为电站运行时不可能同时丢弃全部负荷时，可按丢弃部分负荷计算。
- 5) 钢管末端压力升高值取值不应小于正常蓄水位静水压

力的 10%。

2 特殊工况最高压力计算

情况同上，但水库水位为最高发电水位。

3 最低压力计算

1) 钢管水锤：相应于水库可能出现的最低发电水位，由钢管供水的全部机组除一台外都在满发，未带负荷的一台机组由空转增荷至满发。

2) 如系统有特殊运行要求，可根据具体情况确定增荷幅度。

5.0.3 对抽水蓄能电站的管道，应结合引水道、调压室和机组特性分别进行发电、抽水两种运行工况计算在不同负荷变化条件下的水锤值，并应附加一定余裕值。

网易
水利工程网
www.shuigong.com

6 结构分析

6.1 一般规定

6.1.1 按弹性工作状态计算所得应力，不应大于表 6.1.1 的数值。

表 6.1.1 钢管允许应力

应力区域		膜应力区		局部应力区			
		基本	特殊	基本		特殊	
荷载组合				轴力	轴力和弯矩	轴力	轴力和弯矩
产生应力的内力		轴力		轴力	轴力和弯矩	轴力	轴力和弯矩
允许应力	明钢管	$0.55\sigma_s$	$0.7\sigma_s$	$0.67\sigma_s$	$0.85\sigma_s$	$0.8\sigma_s$	$1.0\sigma_s$
	地下埋管	$0.67\sigma_s$	$0.9\sigma_s$				
	坝内埋管	$0.67\sigma_s$	$0.8\sigma_s$ $0.9\sigma_s$				

- 注：1. 若钢材屈强比 σ_s/σ_b 大于 0.7，应以 $\sigma_s=0.7\sigma_b$ 计算允许应力。
2. 地下埋管和坝内埋管的管壁和加劲环承受外压力的允许压应力，应按明管采用。
3. 使用新钢种时，应视其机械性能的可靠程度，酌情降低允许应力。
4. 铸钢件和主厂房内的明管应按表 6.1.1 的允许应力降低 20%，弯管降低 10%，岔管的允许应力见表 7.2.2。
5. 地下埋管满足埋深要求（可按附录 B.1.3 计算）者，才能按表 6.1.1 第二行地下埋管取用允许应力；若埋深不足，可按附录 B.1.3 处理。
6. 坝内埋管膜应力区特殊荷载组合允许应力 $0.9\sigma_s$ 仅适用于按明管校核情况，其他情况都用 $0.8\sigma_s$ ，参见本规范 6.4.2。
7. 钢衬钢筋混凝土管中钢衬按钢材的屈服点 σ_s 取值，见附录 D。

6.1.2 焊缝无损探伤抽查率和焊缝系数 φ 值，按表 6.1.2 采用。

6.1.3 各计算点应力应满足以下强度条件：

1 按平面问题计算应满足式 (6.1.3-1)：

表 6.1.2 焊缝无损探伤抽查率及焊缝系数 φ

项 目		焊缝类别	一 类		二 类	
		钢 种	碳素钢和 低合金钢	高强钢	碳素钢和 低合金钢	高强钢
无损探 伤方法	1 超声波探伤抽查率 (%)		100	100	50	50
	2 射线探伤抽查率 (%)		25	40	10	20
焊缝系数 φ	双面对接焊		0.95			
	单面对接焊、有垫板		0.90			

注：1. 可根据工程情况选用上表中的探伤方法 1 或方法 2。重要工程钢管的一类焊缝，用超声波探伤检验时，应使用射线探伤复验，复验长度为该条焊缝长度的 5%；二类焊缝则只在超声波探伤检验有可疑波形，不能准确判断时，才用射线探伤复验。

2. 焊缝分类见本规范 8.1.6。

3. 高强钢系指 $\sigma_s \geq 430\text{MPa}$ 且 $\sigma_b \geq 570\text{MPa}$ 的钢材。

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_\theta^2 - \sigma_x \sigma_\theta + 3\tau_{x\theta}^2} \leq \varphi [\sigma] \quad (6.1.3-1)$$

2 按空间结构计算应满足式 (6.1.3-2)：

$$\sqrt{\sigma_\theta^2 + \sigma_x^2 + \sigma_r^2 - \sigma_\theta \sigma_x - \sigma_\theta \sigma_r - \sigma_x \sigma_r + 3(\tau_{\theta x}^2 + \tau_{\theta r}^2 + \tau_{rx}^2)} \leq \varphi [\sigma] \quad (6.1.3-2)$$

式中 σ_x 、 σ_θ 、 σ_r ——轴向、环向、径向正应力 (N/mm^2)，以拉为正；

$\tau_{x\theta}$ 、 $\tau_{\theta r}$ 、 τ_{rx} ——剪应力 (N/mm^2)；

φ ——焊缝系数；

$[\sigma]$ ——相应计算工况的允许应力 (N/mm^2)。

6.1.4 钢管抗外压稳定计算见附录 A、附录 B。安全系数不得小于下列各值：

1 明管：钢管管壁和加劲环为 2.0。

2 地下埋管和坝内埋管：光面管和锚筋加劲的钢管管壁为 2.0；用加劲环加劲的钢管管壁和加劲环为 1.8。

6.1.5 明管、地下埋管和坝内埋管抗外压强度校核可采用式

(6.1.5) (锅炉公式) 计算:

$$\sigma_0 = \frac{P_0 r}{t_0} \quad (6.1.5)$$

式中 P_0 ——径向均布压力 (N/mm²);

r ——钢管 (钢衬) 内半径 (mm);

t_0 ——钢管 (钢衬) 管壁计算厚度 (mm)。

6.1.6 管壁厚度应比计算值至少增加 2mm, 对泥沙磨损、腐蚀较严重的钢管, 应专门论证。

6.2 明 管

6.2.1 明管结构分析的荷载及计算工况, 按表 6.2.1 确定。

表 6.2.1 明管结构分析的计算工况与荷载组合

序号	荷载		基本荷载组合			特殊荷载组合						
			正常运行工况		放空 工况	特殊 运行 工况	水压 试验 工况	施工 工况	充水 工况	地震 工况	备 注	
			(一)	(二)								
1	内 水 压 力	正常蓄水位的静水压力		✓							✓	
		正常工况最高压力*	✓									
		特殊工况最高压力*					✓					
		水压试验内水压力						✓				
2	钢管结构自重		✓	✓			✓	✓	✓	✓		
3	钢管内的满水重		✓	✓			✓	✓			✓	
4	钢管充水、放水过程中, 管内部分水重									✓		
5	由温度变化引起的力**		✓	✓			✓		✓		✓	
6	管道直径变化处、转弯处及作用在堵头、闸阀、伸缩节上的水压力		✓	✓			✓	✓			✓	

续表

序号	荷载	基本荷载组合			特殊荷载组合					备注	
		正常运行工况		放空 工况	特殊 运行 工况	水压 试验 工况	施工 工况	充水 工况	地震 工况		
		(一)	(二)								
7	镇墩、支墩不均匀沉陷引起的力	✓	✓		✓					✓	
8	风荷载		✓ 或 9					✓ 或 9			
9	雪荷载										
10	施工荷载							✓			
11	地震荷载参见《水工建筑物抗震设计规范》(DL5073)									✓	
12	管道放空时,管内外气压差(通气孔面积和气压差可按附录 A.7 计算)			✓							

* 见“5 水力计算”。

** 对于分段式明管，由温度变化引起的力，即伸缩节和支座的摩擦力。

6.2.2 分段式明钢管、支墩和镇墩上的作用力及计算方法见附录 A。

6.2.3 支承环的支承型式，应结合整个管道工程的技术经济条件选择。可采用侧支承或下支承型式（见附录 A 中图 A.2.1）。支承环应力分析计算见附录 A。

6.2.4 管壁抗外压稳定临界压力计算见附录 A.3。

加劲环抗外压稳定临界压力和应力分析计算见附录 A.4。

6.2.5 镇墩、支墩地基应坚实、稳定，宜设置在岩基上。地基应力最大值不得超过地基的允许承载力。墩体体形尺寸应有利于基础应力均匀分布。连续式明管，其镇墩设计时必须计及温度荷载和轴向荷载对钢管内力的影响，明管镇墩应校核水压试验状态下的强度和稳定性。

镇墩、支墩若置于土基、半岩基上，除应满足承载力及稳定等要求外，还应研究基础沉陷对钢管内力的影响。

6.2.6 宜计算钢管的固有频率，使之避开机组等的振动频率，并对运行提出建议。

6.3 地下埋管

6.3.1 地下埋管结构分析中应由钢管、混凝土衬砌、围岩共同承受内水压力，并考虑三者之间存在缝隙。结构分析及覆盖岩层厚度要求可按附录 B.1 执行。

混凝土衬砌承受山岩压力及传递围岩抗力，结构分析方法可按照《水工隧洞设计规范》(SD134) 执行。承受山岩压力情况与传递内压情况，可分别计算，不予叠加。

地下埋管的外水压力、钢管与混凝土间的接缝灌浆压力、未凝固混凝土压力及管道放空时产生的负压，应全部由钢管（或管内设临时支撑）承担。稳定分析可按附录 B.2 执行。

6.3.2 地下埋管结构分析的荷载和计算工况，按表 6.3.2 确定。

表 6.3.2 地下埋管结构分析的计算工况与荷载组合

序号	荷载		基本荷载组合		特殊荷载组合			备注
			正常运行工况	放空工况	特殊运行工况	水压试验工况	施工工况	
1	内水压力	正常工况最高压力*	√					
		特殊工况最高压力*			√			
		水压试验内水压力				√		
2	地下水压力			√				
3	施工荷载(灌浆压力和未凝固混凝土压力)						√	
4	管道放空时造成的管内外气压差(通气孔面积和气压差计算见附录 A.7)			√				

* 见“5 水力计算”。

地下埋管通常不要求做水压试验。如做水压试验，该荷载可列入特殊荷载组合。

6.3.3 地下埋管应利用围岩的承载能力。其承载能力应在对工程地质条件作充分的研究后确定。对复杂地质条件和重要工程，宜采用有限元法进行分析。

6.3.4 邻近厂房上游钢管末端以及与施工支洞相交的钢管段，其围岩单位抗力系数应酌减取值。

6.3.5 地下埋管承受的地下水压力值，应根据勘测资料并计及水库蓄水和引水系统渗漏、排水措施等因素确定。

与钢筋混凝土衬砌段相连的钢管，设计时应分析研究钢筋混凝土衬砌开裂而增加地下水压力的可能性。

6.4 坝内埋管

6.4.1 坝内埋管结构分析应符合下列规定。

1 承受内水压力

- 1) 坝内埋管应视为钢管、钢筋和混凝土组成的多层管共同承受内水压力，在最大内水压力作用下，钢管外围坝体混凝土不应出现贯穿性裂缝，并计及钢管与混凝土间的施工缝隙和温度缝隙影响。结构分析可按附录 C.1 执行。重要的工程宜结合坝体作有限元分析。
- 2) 若外围混凝土最小厚度在钢管半径与直径之间，其联合承载应经论证后确定。
- 3) 若外围混凝土最小厚度小于钢管半径，宜按钢管单独承载设计，允许应力按照本规范表 6.1.1 坝内埋管项取值。
- 4) 设有软垫层的钢管可按明管设计。在外围混凝土具有一定的承载能力时，经论证允许应力可比表 6.1.1 明钢管项的值略予提高，但不得超过其 1.1 倍。

2 承受外压

全部外压应由钢管承受，钢管稳定分析可按附录 C.2 执行。

6.4.2 坝内埋管结构分析的荷载和计算工况，按表 6.4.2 确定。

表 6.4.2 坝内埋管结构分析的计算工况与荷载组合

序号	荷载		基本荷载组合		特殊荷载组合		
			正常运行工况	放空工况	特殊运行工况	明管校核工况	施工工况
1	内水压力	正常工况最高压力*	√			√	
		特殊工况最高压力*			√		
		水压试验内水压力					
2	坝体渗流水压力			√			
3	施工荷载(灌浆压力和未凝固混凝土压力)						√
4	管道放空时,通气设备造成的气压差(通气孔面积和气压差计算见 C.3)			√			

* 见“5 水力计算”。

6.4.3 坝体渗流水压力可假定沿管轴线直线分布,钢管上游端为 αH , 坝下游面处为零。 H 为上游正常蓄水位时钢管上游端的静水头; α 为折减系数,可根据采用的防渗、排水、灌浆等措施取 1.0~0.5。最小外压不应小于 $0.2\text{N}/\text{mm}^2$ 。

6.5 钢衬钢筋混凝土管

6.5.1 钢衬钢筋混凝土管作用荷载及其组合应根据其布置型式按 6.2.1 或 6.4.2 执行。

6.5.2 钢衬钢筋混凝土管钢衬和环向钢筋的设计可按附录 D 进行。通常环向钢筋的计算面积宜大于钢衬的计算面积。

6.5.3 钢衬钢筋混凝土管应按联合承载结构设计,由钢衬与外包钢筋混凝土共同承受内水压力。在正常工况最高压力作用下,总安全系数 K 应不小于 2.0; 在特殊工况最高压力作用下,总安全系数 K 应不小于 1.6。经专门论证,总安全系数可酌减,但减小值不应超过 10%。

6.5.4 钢衬钢筋混凝土管进行强度设计时，可不计及钢衬与管道混凝土间由于混凝土干缩、温度等因素引起的缝隙的影响。

6.5.5 布置在混凝土坝下游面的钢衬钢筋混凝土管道，在上、下游水压力、管道内水压力和坝体自重等荷载作用下，大坝及下游坝面管道作为整体结构，可采用有限元法计算或试验方法分析管道轴向应力及管、坝结合面的正应力和剪应力，并根据管、坝结合面上的正应力和剪应力在管、坝间设置键槽、锚筋等。管道轴向力应由钢衬和钢筋混凝土共同承担。

6.5.6 管道上弯段应配置锚固钢筋，其数量按上弯段承受的不平衡水压力、水流离心力等计算确定。

6.5.7 钢衬钢筋混凝土管道在正常运用条件下允许管道混凝土出现径向裂缝。混凝土允许最大裂缝宽度及计算方法可按《水工混凝土结构设计规范》(SL/T191—96)的有关规定执行。如裂缝宽度计算值超过限制值，应对管道混凝土外表面采取防渗保护措施。

6.5.8 管道混凝土在施工期应采取温控措施。温控措施可按温度应力分析结果确定。

7 岔 管

7.1 布 置

7.1.1 岔管布置应结合地形地质条件，与主管线路布置、水电站厂房布置协调一致，布置方案应作技术经济比较，并符合下列原则：

1 结构合理，安全可靠，不产生较大的应力集中和变形。

2 水流平顺，水头损失小，减少涡流和振动。分岔后流速宜逐步加快。对于重要工程的岔管宜作水力学模型试验。

3 制作、运输、安装方便。

4 经济合理。

7.1.2 岔管形式的选择应进行技术经济比较，影响因素包括制作和土建费用、水头损失、内水压力的大小、岔管尺寸和受力条件、布置形式、工程经验等。

7.1.3 岔管主、支管轴中心线宜布置在同一平面内。

7.1.4 岔管布置有以下形式：

1 非对称 Y 形布置（图 7.1.4-1）；

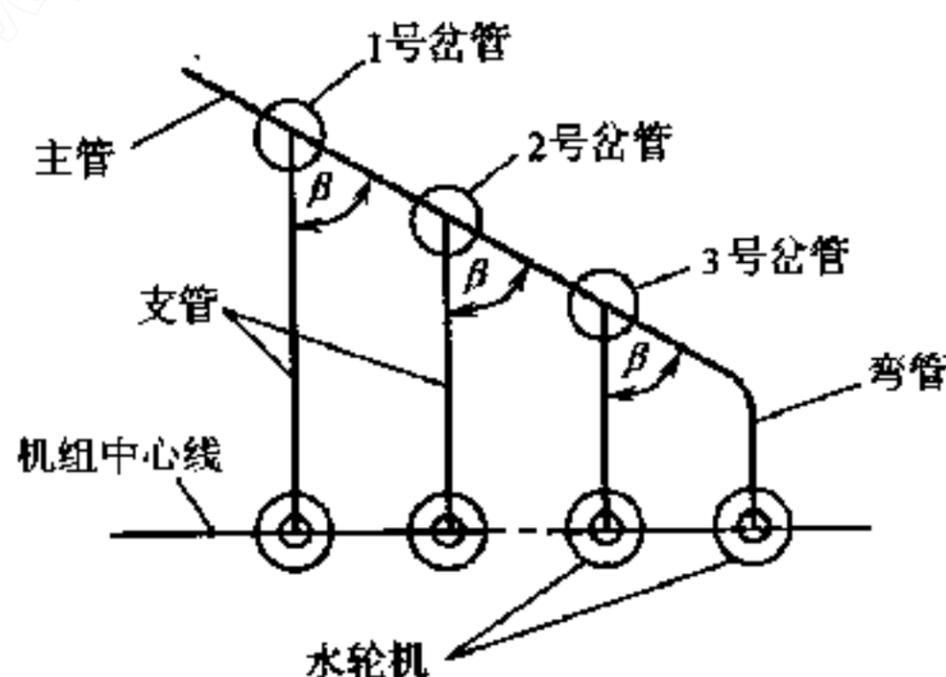


图 7.1.4-1 非对称 Y 形布置

2 对称 Y 形一级或两级分岔布置（图 7.1.4-2）；

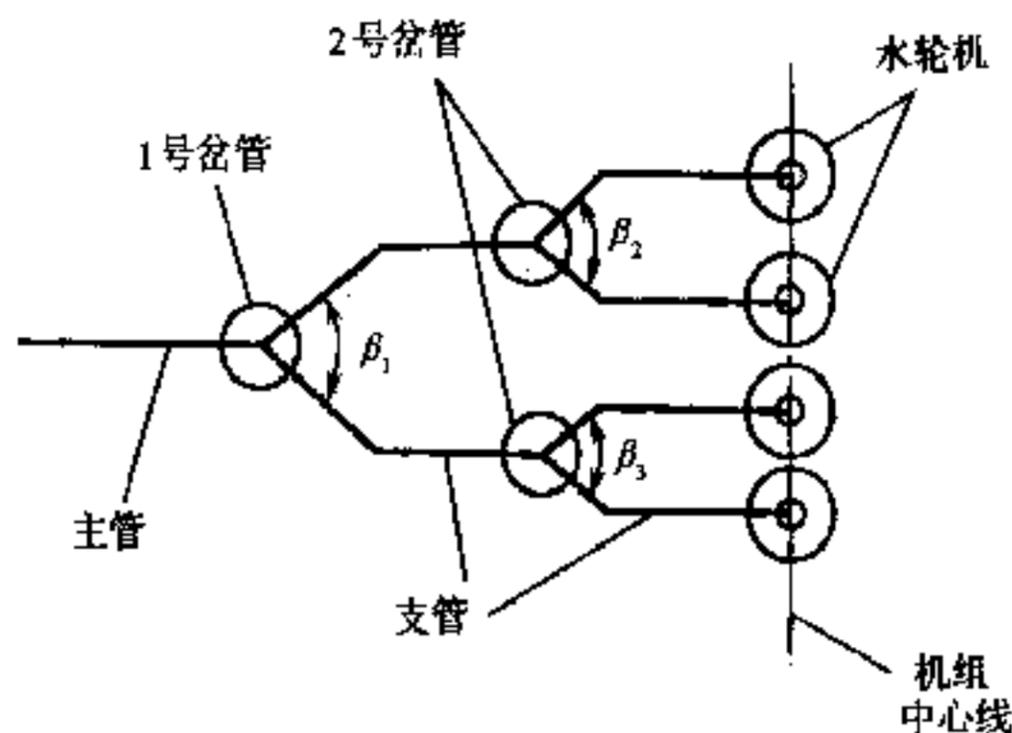


图 7.1.4-2 对称 Y 形布置

3 三岔形布置 (图 7.1.4-3)。

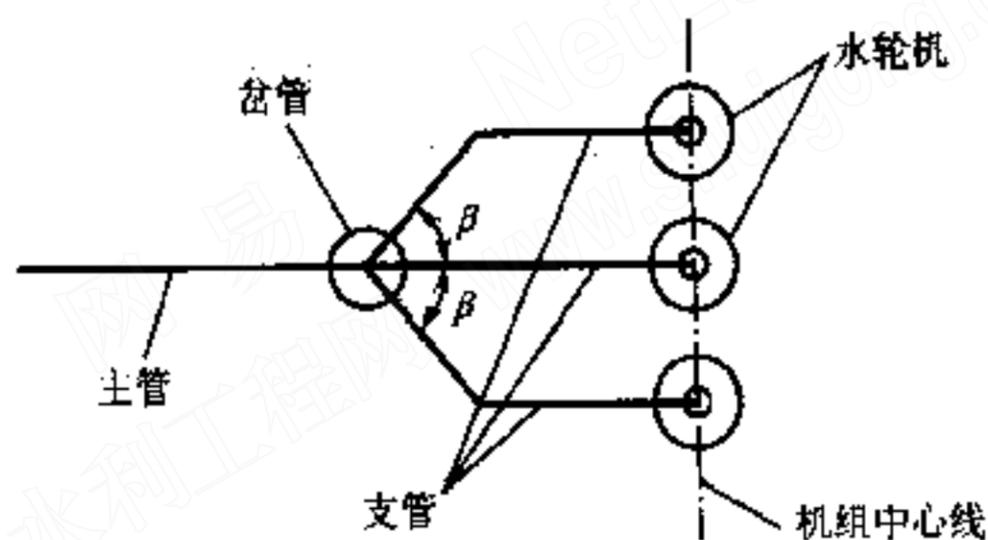


图 7.1.4-3 三岔形布置

7.1.5 岔管最低部位宜布置排水管。高水头岔管顶部凸出处宜布置排气管。

7.2 荷载和允许应力

7.2.1 岔管结构分析的荷载和计算工况应符合表 7.2.1 的规定。

7.2.2 岔管允许应力的选择应符合下列规定：

1 明岔管（包括完全露天的明岔管和埋在露天镇墩中的岔管），允许应力值按表 7.2.2 采用。

表 7.2.1-1 明岔管计算工况和荷载组合

荷载组合		基本荷载组合		特殊荷载组合		
		正常运行工况	放空(检修)工况	特殊运行工况	水压试验工况	地震工况
内水压力	正常蓄水位静水压力					✓
	正常工况最高压力*	✓				
	特殊工况最高压力*			✓		
	水压试验压力				✓	
	管道放空时内外气压差		✓			
	地震荷载					✓

* 见“5 水力计算。”

表 7.2.1-2 埋藏式岔管计算工况和荷载组合

荷载组合		基本荷载组合		特殊荷载组合		
		正常运行工况	放空(检修)工况	特殊运行工况	施工工况	水压试验工况
内水压力	正常蓄水位静水压力					
	正常工况最高压力*	✓				
	特殊工况最高压力*			✓		
	地下水压力		✓			
	灌浆压力及未凝固混凝土荷载				✓	
	水压试验压力					✓
管道放空时内外气压差			✓			
地震荷载						

* 见“5 水力计算。”

表 7.2.2 允许应力取值

应力区域	部位	荷载组合	
		基本	特殊
膜应力区 $[\sigma]_1$	膜应力区的管壁及小偏心受拉的加强构件	$0.5\sigma_s$	$0.7\sigma_s$
局部应力区 $[\sigma]_2$	距承受弯矩的加强构件 $3.5\sqrt{rt_0}$ 以内及转角点处管壁	$0.8\sigma_s$	$1.0\sigma_s$
	承受弯矩的加强构件	$0.67\sigma_s$	$0.8\sigma_s$

注：1. 采用有限元法计算峰值应力时，其允许应力取值可较本表规定的酌情提高。

2. 选用 σ_s 时尚须参照本规范表 6.1.1 注 1。

2 地下埋藏式岔管距主厂房不宜太近。其埋深可按本规范附录 B.1.3 计算确定。在满足埋深的情况下，可计入岩石抗力，允许应力取值与明岔管相同；若不计入岩石抗力，根据地质条件，允许应力可比明岔管提高 10%~30%。若不满足埋深的情况下，不计岩石抗力，允许应力取值与明岔管相同。

7.2.3 地下埋藏式岔管应校核抗外压稳定。抗外压稳定计算，可按附录 B.2 的方法，取主管直径进行。安全系数应不低于主管的取值。

7.3 结构设计

7.3.1 岔管的主要结构型式如下：

1 月牙肋岔管（图 7.3.1-1）；

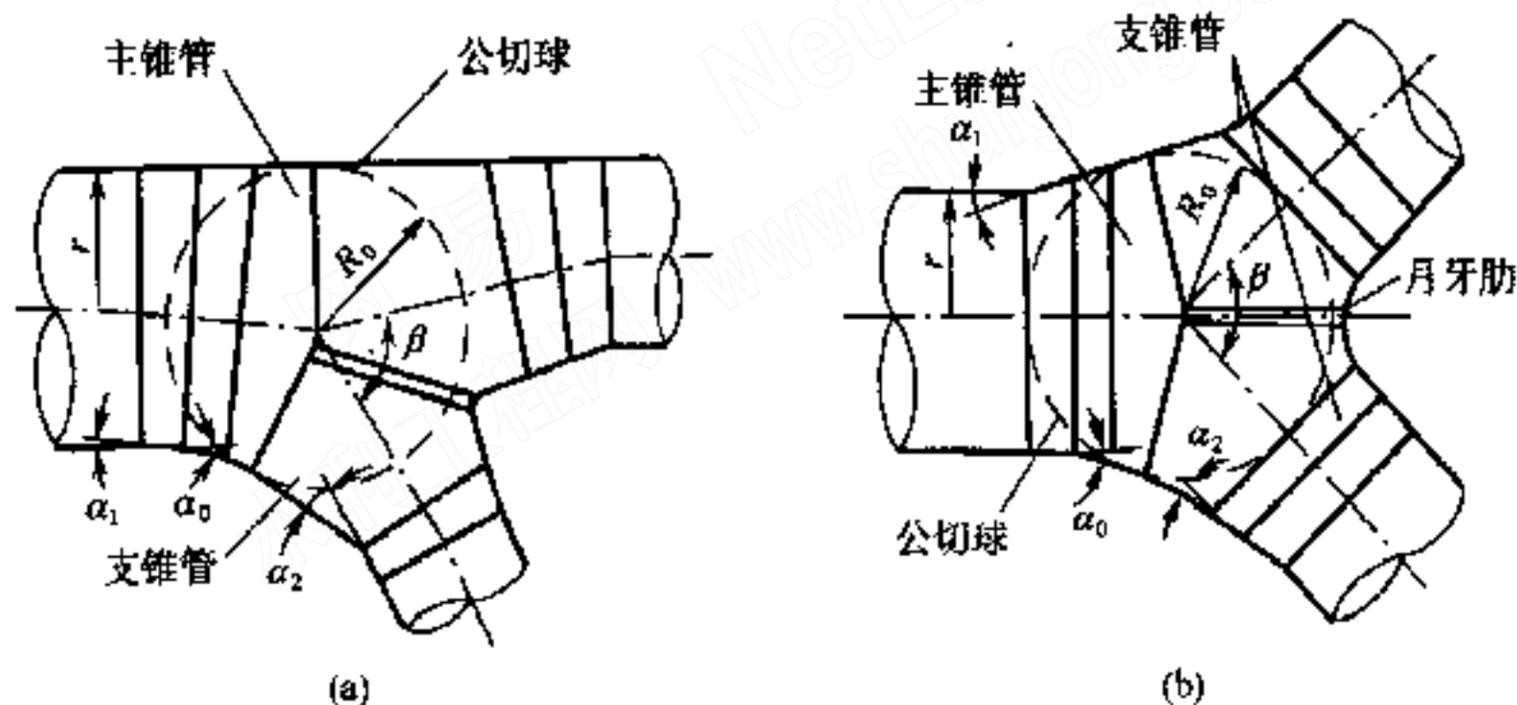


图 7.3.1-1 月牙肋岔管
(a) 非对称 Y 形；(b) 对称 Y 形

2 三梁岔管（图 7.3.1-2）；

3 球形岔管（图 7.3.1-3）；

4 贴边岔管（图 7.3.1-4）；

5 无梁岔管（图 7.3.1-5）。

7.3.2 构造要求应符合下列规定：

1 主、支锥管（或柱管）间的连接，除贴边岔管外，应使相贯线为平面曲线。

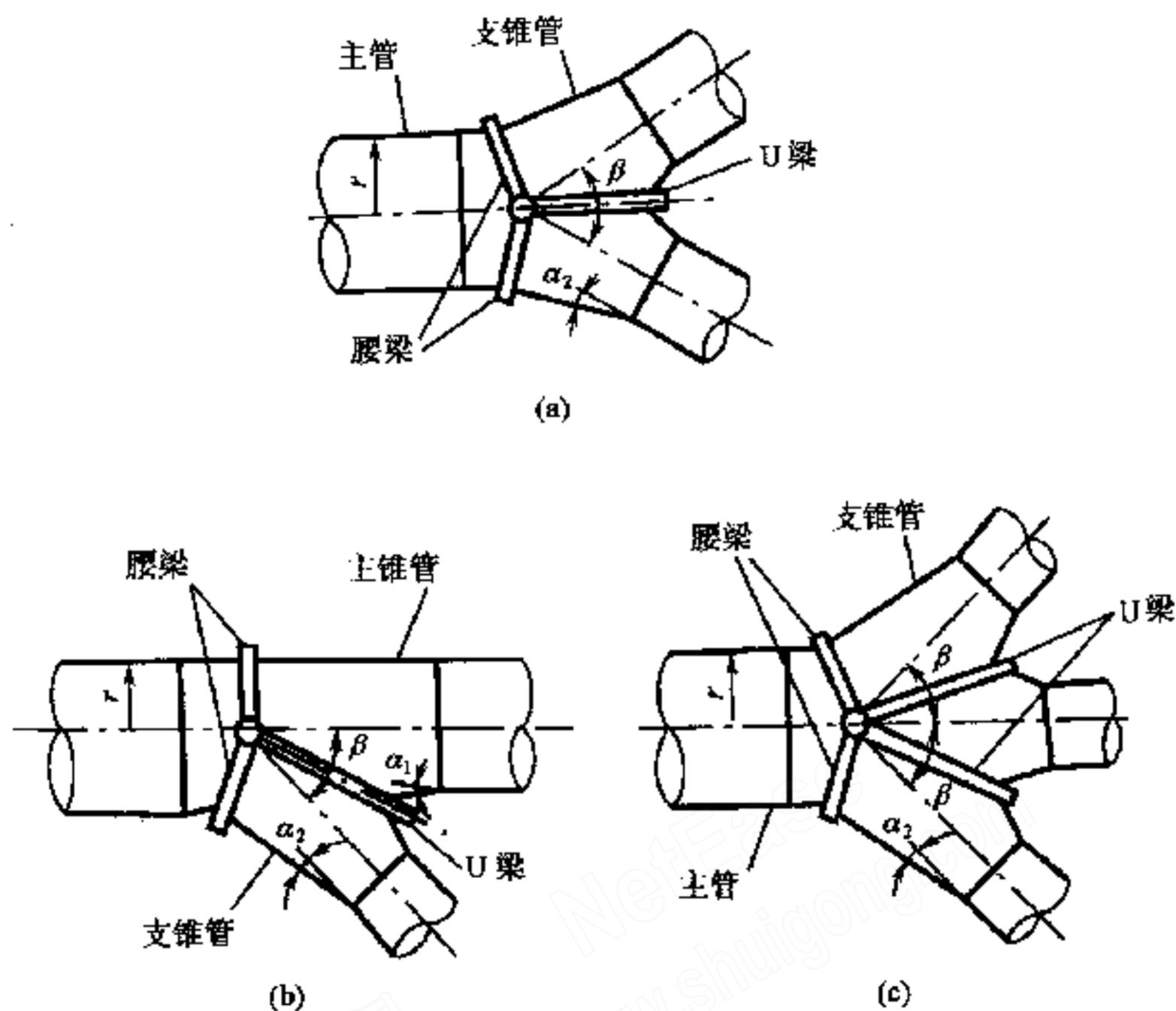


图 7.3.1-2 三梁岔管

(a) 对称 Y 形; (b) 非对称 Y 形; (c) 三分岔形

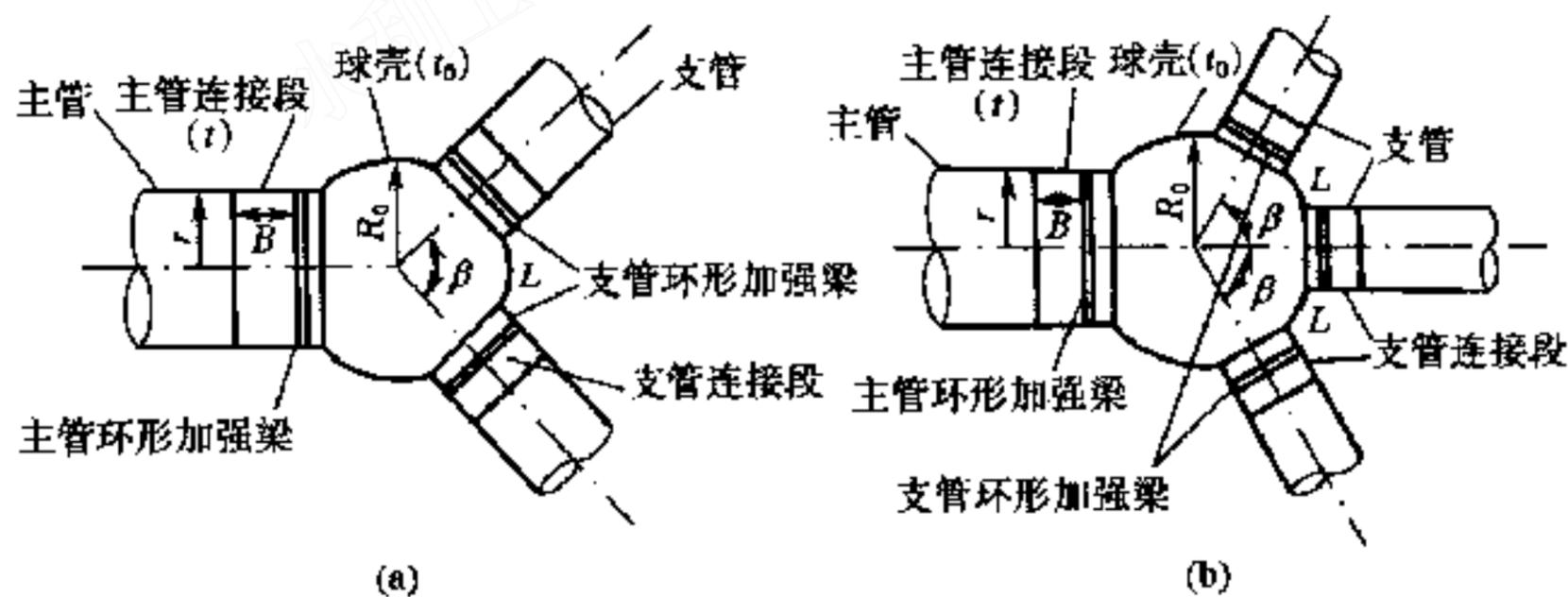


图 7.3.1-3 球形岔管

(a) 对称 Y 形; (b) 三分岔形

2 主、支锥管长度及分节，在满足结构布置和水流流态要求下，宜布置紧凑。月牙肋岔管当肋宽比大于 0.3 宜设置导流板。无梁岔管、球形岔管内部应设置导流板。

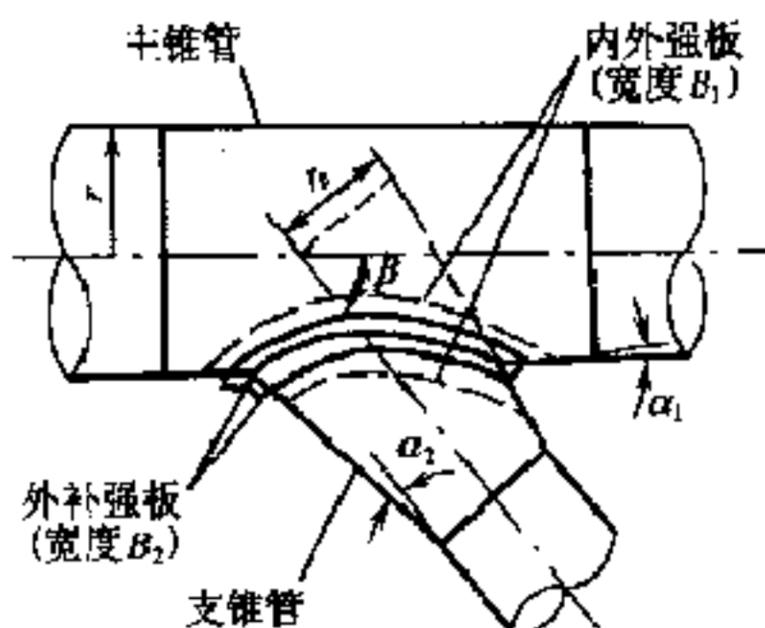


图 7.3.1-4 贴边岔管

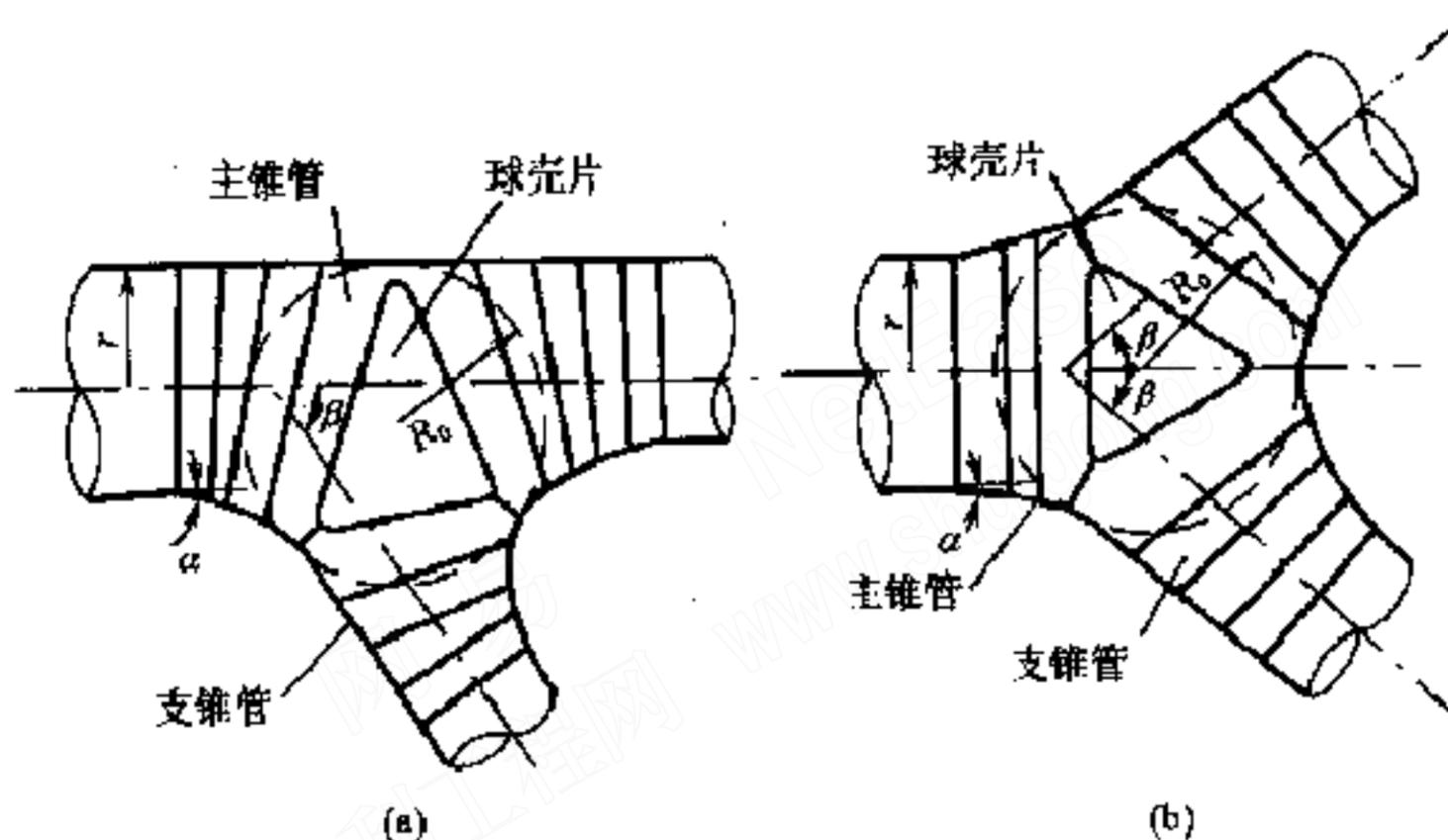


图 7.3.1-5 无梁岔管

(a) 非对称 Y 形; (b) 对称 Y 形

3 大型岔管宜按变厚设计。

7.3.3 岔管体形参数应符合下列规定：

1 月牙肋岔管：

1) 分岔角 $\beta = 55^\circ \sim 90^\circ$ 为宜；

2) 钝角区腰线折角 $\alpha_0 = 10^\circ \sim 15^\circ$ 为宜；

3) 支锥管腰线折角 $\alpha_2 \leq 20^\circ$ 为宜；主锥管腰线折角 $\alpha_1 = 10^\circ \sim 15^\circ$ 为宜；

4) 最大公切球半径 R_0 宜为主管半径 r 的 1.1~1.2 倍。

2 三梁岔管：

- 1) 分岔角 β 对于对称 Y 形宜用 $60^\circ \sim 90^\circ$ ，非对称 Y 形宜用 $45^\circ \sim 70^\circ$ ；
- 2) 主管宜用圆柱管，分岔后锥管腰线折角 α_1 、 α_2 可用 $0^\circ \sim 15^\circ$ ，宜用 $5^\circ \sim 12^\circ$ 。

3 球形岔管：

- 1) 分岔角 β 对称 Y 形宜用 $60^\circ \sim 90^\circ$ ，三分岔宜用 $50^\circ \sim 70^\circ$ ；
- 2) 球壳内半径 R_0 宜取主管内半径 r 的 $1.3 \sim 1.6$ 倍，主管内半径较大时取较小值。

相邻支管孔口净距 L (弧长) 可按式 7.3.3-1 计算，且大于 300mm：

$$L \geq \frac{\pi \sqrt{R_0 t_0}}{\sqrt{3(1 - \mu^2)}} \quad (7.3.3-1)$$

式中 R_0 ——球壳内半径 (mm)；

t_0 ——球壳计算壁厚 (mm)。

4 贴边岔管：

- 1) 分岔角 β 宜用 $45^\circ \sim 60^\circ$ ；
- 2) 主管腰线折角 α_1 宜用 $0^\circ \sim 7^\circ$ ；
- 3) 支管腰线折角 α_2 宜用 $5^\circ \sim 10^\circ$ ；
- 4) 支管半径 r_1 与主管半径 r 之比不宜大于 0.5，不得大于 0.7。

5 无梁岔管：

- 1) 对称 Y 形分岔角 β 宜用 $40^\circ \sim 60^\circ$ ；
- 2) 球壳片曲率半径 R_0 与主管 r 的比值，对称 Y 形无梁岔管宜取 $1.15 \sim 1.30$ ，非对称 Y 形无梁岔管宜取 $1.20 \sim 1.35$ ，主管内半径较大者，可取较小值；
- 3) 腰线转折角 α 不宜大于 12° ，若各节等厚，则小直径处可增大至 $15^\circ \sim 20^\circ$ ；
- 4) 球壳片与连接锥管可不相切，但连接处球壳片切线与锥

管母线间的夹角不宜大于 5° ；

- 5) 球壳片在各顶点处应做成圆弧状，圆弧半径可取 $3\sim 5$ 倍壁厚，与球壳片相连的锥管需作相应修正。

7.3.4 岔管由薄壳（柱、锥、球）和加强梁系（或肋板）组成，其初步计算可用结构力学方法作近似计算。重要工程的岔管宜采用有限元法进行整体结构分析，必要时还可做结构模型试验。岔管厚度及加强梁计算应符合以下规定：

1 管壁厚度的计算

管壁壁厚可近似按柱（锥或球）壳分别采用式（7.3.4-1）、式（7.3.4-2）和式（7.3.4-3）计算。对于三梁岔管、月牙肋岔管、无梁岔管可按式（7.3.4-2）与式（7.3.4-3）计算且取大值。

1) 膜应力区的管壁厚度：

对于球形岔管：

$$t_0 = \frac{K_1 P R_0}{2[\sigma]_1 \varphi} \quad (7.3.4-1)$$

对于三梁岔管、月牙肋岔管、贴边岔管及无梁岔管：

$$t_0 = \frac{K_1 P r}{[\sigma]_1 \varphi \cos \alpha} \quad (7.3.4-2)$$

2) 局部应力区的管壁厚度：

对于三梁岔管、月牙肋岔管、无梁岔管：

$$t_0 = \frac{K_2 P r}{[\sigma]_2 \varphi \cos \alpha} \quad (7.3.4-3)$$

式中 P ——内水压力 (N/mm^2)；
 r ——该节钢管最大内半径 (mm)；
 R_0 ——球壳内半径 (mm)；
 α ——该节钢管半锥顶角；
 φ ——焊缝系数，见表 6.1.2；

$[\sigma]_1$ 、 $[\sigma]_2$ ——按表 7.2.2 取值 (N/mm^2)。

岔管膜应力区应力计算系数 K_1 的取用：月牙肋岔管及三梁岔管取 $1.0\sim 1.1$ ；无梁岔管及球岔取 $1.1\sim 1.2$ ；贴边岔管按表

7.3.4 取值。

表 7.3.4 贴边岔管 K_1 值表

d/D \ β	$45^\circ \sim 50^\circ$	$50^\circ \sim 55^\circ$	$55^\circ \sim 60^\circ$
0.5	1.4	1.35~1.4	1.3
0.6	1.5	1.45	1.4
0.7			1.5

注： D 、 d 为主、支管在其轴线交点处的直径， β 为支管与主管轴线夹角。

岔管局部应力区应力集中系数 K_2 的取用：三梁岔管可近似取 1.5~2.0；月牙肋岔管或无梁岔管可按附录 E 中图 E.1.2-6 选用。

用式 (7.3.4-1) ~ 式 (7.3.4-3) 确定的管壁厚度，可作为进一步分析或试验的依据，并可根据分析或试验成果进行修正。

2 加强梁（或肋板）的计算

月牙肋岔管、三梁岔管和球形岔管的加强梁（或肋板）的近似计算可按附录 E 进行，必要时可采用有限元法进行分析。

7.3.5 钢衬钢筋混凝土岔管设计可按钢衬与钢筋混凝土联合受力的设计原则进行，并应进行专门研究。

8 构造要求

8.1 一般规定

8.1.1 管壁最小厚度（包括壁厚裕量），除满足结构分析要求外，还需考虑制造工艺、安装、运输等要求，保证必需的刚度。

管壁最小厚度不宜小于式（8.1.1）的计算值，也不应小于6mm。

$$t \geq D/800 + 4 \quad (8.1.1)$$

式中单位均为mm， t 值若有小数，应予进位。

8.1.2 钢管壁厚变化处宜保持内径不变。管壁厚度级差宜取2mm。

不同管壁厚度钢板的对接焊，若厚度差大于4mm，应将较厚板的接口处刨成1:3的坡度。

8.1.3 环向焊缝间距，直管不宜小于500mm；岔管、弯管等结构不宜小于下列各项之大值：

- 1 10倍管壁厚度；
- 2 300mm；
- 3 $3.5\sqrt{rt}$ 。

纵向焊缝不应布置在横断面的水平轴线和垂直轴线上，与其夹角应大于 10° ，相邻管节纵缝弧线错距不应小于300mm。

8.1.4 弯管段相邻管节转折角不宜大于 10° 。

8.1.5 直径改变的渐变圆锥管，锥顶角不宜大于 7° 。

8.1.6 焊缝按重要性分为三类。

1 一类焊缝

- 1) 钢管管壁纵缝、厂房内按明管设计的钢管管壁环缝、湊合节合拢环缝；
- 2) 岔管管壁的纵缝、环缝、分岔加劲板的对接焊缝、加强构件与管壁相接处的对接和角接组合焊缝；

3) 人孔颈管的对接焊缝、人孔颈管与颈口法兰盘和管壁的连接焊缝；

4) 闷头与管壁的连接焊缝。

2 二类焊缝

1) 除列入一类环缝的其他钢管管壁环缝；

2) 支承环对接焊缝和主要受力角焊缝；

3) 明钢管加劲环的对接焊缝；

4) 加劲环、止水环、止推环与钢管连接的角焊缝。

3 三类焊缝

不属于上列范围的其他焊缝。

8.1.7 钢管安装完毕后，圆度偏差不应大于 $5D/1000$ ，且不超过 40mm。

8.1.8 超过下列厚度的钢板，焊接时应预热 100℃ 以上：

Q235 $t > 38\text{mm}$

Q345、16MnR $t > 34\text{mm}$

Q390、15MnVR $t > 32\text{mm}$

高强钢的预热温度应根据焊接工艺评定确定。

钢管焊接时，环境温度应在 0℃ 以上。如低于 0℃，则管壁虽小于上列数值也应适当预热。

8.1.9 符合下列情况之一者，应在卷板和焊接后作消除残余应力热处理。如采用其他消应措施，则应进行有关试验论证并经主管部门批准。

1 钢管壁厚超过下列数值：

Q235 $t > 42\text{mm}$

Q345、16MnR $t > 38\text{mm}$

Q390、15MnVR $t > 36\text{mm}$

其他钢种经研究后确定。

符合下列诸条，经论证后，可适当提高消除应力热处理的钢板厚度。

1) 钢板性能优异稳定，碳当量低，焊接裂纹敏感系数低，杂

质少（主要指 S 与 P 指标），有较好的低温冲击韧性。

2) 经有关焊接试验后，证明焊接工艺与各项指标良好。焊接时经过充分预热，采取合理的焊接工艺，焊缝及热影响区淬硬倾向不显著，韧性较好。

3) 用射线探伤、超声波探伤与磁粉检查等完善的检验手段对所有焊缝进行了应有的检查，具有合格的证明资料。

2 岔管等形状特殊的管节。

3 冷加工成型的钢管壁厚超过下列数值：

$$\text{Q235、Q345、20R、16MnR} \quad t \geq \frac{D}{33}$$

$$\text{Q390、15MnVR} \quad t \geq \frac{D}{40}$$

其他钢种经研究后确定。

8.1.10 钢管防腐蚀设计应根据流经钢管水体流速、水质、泥沙含量及类别、周边环境、地下水和土壤中的有机物等条件提出。

钢管防腐蚀措施可按照附录 F 执行。

8.2 明 管

8.2.1 分段式明钢管的支座应保证钢管轴向能自由伸缩并能防止横向滑脱。在可能沉陷的地基上的支座，在支座旁及支承环两侧应预留调整钢管高程的千斤顶顶托位置。对于岔管、支管不埋入混凝土的构架式支管段，其支座还应能适应横向移动。支座宜设置可拆卸的防尘罩。

8.2.2 寒冷地区的明钢管，应有防止钢管、岔管、通气管和伸缩节等设备结冰的可靠措施，还应防止冰块流入管内。运行时管内流速不得小于结冰流速。

8.2.3 镇墩、支墩混凝土强度等级不应低于 C15。在寒冷地区，墩底应深埋至冻土线以下，并规定混凝土抗冻标号。

8.2.4 分段式钢管的弯管宜埋于镇墩内，弯管端部应设置止推环。向上凸的弯管应配置锚固件。镇墩应采取措，保证镇墩的整体性和稳定性。

镇墩宜配置钢筋。钢管运行后，若镇墩混凝土裂缝较大，应在混凝土表面涂敷密闭材料。

8.2.5 伸缩节应能满足轴向、径向和角变位的要求，并应有足够的刚度。套筒式伸缩节的内套管外表面应喷涂耐磨涂料或金属。

8.2.6 钢管上应设置进入孔，进入孔间距约为150m、直径不得小于450mm。进入孔内侧宜设导流板。

8.3 地下埋管

8.3.1 钢管与岩石间的混凝土应均匀密实，止水环和加劲环附近必须加强振捣，混凝土强度等级不应低于C15，必要时可研究在混凝土中加入膨胀性掺合料的可能性。

8.3.2 地下埋管（包括岔管）可采取下列灌浆措施：

1 平洞倾斜角小于 45° 的缓斜井应对顶拱进行回填灌浆。顶拱回填灌浆压力不得小于 0.2N/mm^2 ，且应在混凝土浇筑后至少14d才能开始。当管壁为高强钢时不宜开设灌浆孔，可采用其他方法灌浆。

2 钢管与混凝土间宜进行接触灌浆。灌浆压力宜用 0.2N/mm^2 ，且必须在顶拱回填灌浆后至少14d才能进行；如回填灌浆量大，泌水条件差，还应再推迟。接触灌浆宜在气温最低季节施工。

3 地下埋管宜进行围岩固结灌浆。灌浆压力不宜小于 0.5N/mm^2 。对于高强钢管宜在钢管安装前进行围岩固结灌浆。如经试验证实，固结灌浆确能提高岩石承载能力，可以在结构分析中使用灌浆后的承载能力。

4 钢管壁上灌浆孔宜预留，且进行保护，灌浆后必须严密封堵。灌浆过程中，应进行监测。

8.3.3 若钢管与混凝土衬砌段连接，在钢管起始端必须设置止水环，并且对混凝土衬砌末段配置过渡钢筋。若围岩渗透性较强，还应在钢管起始端作环状防渗帷幕及排水设施。

8.3.4 外水压力较大时，地下埋管应建立可靠的排水系统，并设置排水洞，必要时可沿管轴线洞建立岩壁或管壁排水系统。

8.3.5 钢管末端有闸阀的情况下，一定长度内（由计算定）应设置止推环。在钢管与厂房边墙相交段宜设置软垫层。

8.3.6 钢管管壁与围岩之间的净空尺寸，应视施工方法和结构布置（开挖、回填、焊接、有无锚固加劲构件等）而定。凡钢管就位以后需要在管外焊接作业者，净空尺寸不应小于0.6m，加劲环距岩壁至少留0.4m。

8.3.7 可利用调压井、施工支洞等设置进人通道。

8.3.8 光面地下埋管每隔20~30m宜设一道加劲环。

8.4 坝内埋管

8.4.1 坝内埋管的施工可在坝体内预留钢管槽内进行。钢管槽的尺寸应满足钢管安装和混凝土回填的要求，钢管壁至槽壁和槽底的最小距离宜大于1.0m。

槽的两侧应预留键槽和采取灌浆措施，或采用键槽和插筋。纵坡台阶应打毛。两侧槽壁应预埋固定钢管的埋件。

回填钢管槽混凝土时，应有严格的温控措施，并应控制混凝土浇筑速度。

8.4.2 坝体纵缝在穿越钢管处应与管轴线垂直。应研究施工期坝块变形对钢管的影响，并采取适当的技术措施。

8.4.3 钢管与坝体混凝土间应进行接触灌浆，灌浆压力宜用 $0.2\text{N}/\text{mm}^2$ 。预留灌浆孔周围的钢管壁应加强，灌浆后必须严密封堵。

8.4.4 钢管起始端必须设置埋入坝体混凝土的阻水环，并应设置排水设施。

8.5 钢衬钢筋混凝土管

8.5.1 钢衬钢筋混凝土管横截面外轮廓宜采用方圆形，也可用多边形。

8.5.2 钢衬钢筋混凝土管中的环向受力钢筋，可采用Ⅰ级或Ⅱ级钢筋，选用的钢衬材料的屈服点（ σ_s ）宜与钢筋的强度标准值

相近。

8.5.3 管道环向受力钢筋宜适当多布置于接近混凝土外表面。最外层钢筋的布置宜与管道外轮廓一致。

8.5.4 管道中钢筋的连接宜采用对接方法。环向钢筋的接头应与钢衬纵缝错开，锚距不应小于 80cm。

8.5.5 管道混凝土的厚度可根据便于钢筋的布置和混凝土施工等因素确定。

8.5.6 管道混凝土强度等级可采用 C20~C30。

8.5.7 下游坝面与管道连接的部位应设置键槽或台阶，并布置插筋。坝体键槽面内宜适当布置钢筋。

8.5.8 采用下游坝面预留槽的钢衬钢筋混凝土管，管道混凝土底面与坝体连接应采用固接方式，并配置插筋；坝面预留槽两侧面与管道混凝土之间，宜设置软垫层。

8.5.9 沿钢衬钢筋混凝土管道宜设置便于检查、维护的交通设施。

8.5.10 钢衬钢筋混凝土管钢衬的起始端必须设置阻水环，并应在其后设排水措施。

9 水压试验

9.0.1 明管、岔管宜作水压试验。

9.0.2 明管宜作全长整体水压试验。管道较长、内压变化较大的钢管可作分段或分节水压试验。

岔管水压试验宜在工厂内进行。

9.0.3 水压试验压力应不小于 1.25 倍正常工作情况最高内水压力，也不小于特殊工作情况最高内水压力。分段试验时，若管段末端达到试验压力值，而首端超过规定试验值过多，可将末端试验压力适当降低。在最大试验压力下，至少应稳压 30min（岔管）或 10min（其他明管）。

9.0.4 水压试验宜符合运行状态，排除闷头等对钢管的影响。评价钢管的安全度应考虑试验状态与运行状态的差别。

9.0.5 对岔管等重要结构可在作模型水压试验和测量应力、应变后，续作破坏试验。实测整体屈服压力安全系数（折算为原型后）不得低于 2.0。实测破坏压力安全系数不得低于 2.9。

10 安全监测与运行检查

10.1 安全监测

10.1.1 凡属于下列情况之一者应作安全监测：

- 1 1、2级压力钢管；
- 2 电站装机容量大于或等于100MW的压力钢管；
- 3 管径 $D \geq 4\text{m}$ ，或作用水头 $H \geq 100\text{m}$ ，或 $HD \geq 400\text{m}^2$ 的3级压力钢管；
- 4 采用新结构、新材料、新工艺、新设计理论和方法的压力钢管。

10.1.2 安全监测设计应遵循以下原则：

1 根据工程规模与重要性分别在压力管道不同压力、不同型式、不同结构的管段上设置安全监测断面。监测断面位置宜相对集中，便于布置监测点和进行监测工作。宜建立集中自动监测站。监测断面和监测点的布置应符合《压力钢管安全检测技术规程》(DL/T709)对检测项目的要求。监测设备和仪器元件应具有先进性、可靠性与耐久性。

2 对与施工安全有关的项目，宜与长期安全监测项目相结合。

3 钢管安全监测工作应纳入工程安全监测和水工金属结构安全监测系统，并与其相协调。

10.1.3 安全监测设计内容应包括：监测项目的确定、监测断面与基准网点的选取、仪器元件和标志的选定、数据采集与处理系统的配置及提出原型监测技术要求等。规模和条件特殊的压力钢管，其监测内容应作专题研究。如压力钢管进行模型试验，其原型监测内容尚应与模型试验内容相对应。

10.1.4 安全监测项目应根据钢管的级别、结构特点和地质条件，从下列各项中选定：

- 1 主要受力构件应力；
- 2 钢筋应力；
- 3 外包混凝土应力；
- 4 温度（水温、气温、管温、混凝土温和地温）；
- 5 内水压力；
- 6 外水压力（地下埋管、坝内埋管）；
- 7 位移（明管镇墩、支墩位移，伸缩节室处分缝沉降和伸缩节位移以及钢管附近边坡位移）；
- 8 钢管振动（振型、频率和振幅）；
- 9 地下水排水流量；
- 10 渗漏水流量（钢管始端止水环后的排水管、伸缩节、进入孔等处）；
- 11 缝隙（钢管与外围混凝土间，混凝土与外围岩石间以及钢衬钢筋混凝土管与坝体间）；
- 12 混凝土裂缝；
- 13 流速；
- 14 含沙量；
- 15 水质分析；
- 16 其他。

10.1.5 施工期和运行期安全监测设备必须采取有效的保护措施。重要的安全监测设备损坏后，应及时补设或改设其他监测设备。应设置必要的交通、平台、照明等。

10.1.6 监测仪器设置后，即应开始监测，并应及时整理分析资料。

10.2 运行检查

10.2.1 钢管运行检测项目及检测周期应根据《压力钢管安全检测技术规程》(DL/T709—1999)，并结合工程具体情况确定。

10.2.2 钢管运行检查的主要项目包括：

- 1 明管支座清洁、润滑和活动情况以及钢管振动情况，山体、

边坡以及镇墩、支墩稳定情况；

- 2 伸缩节渗水和伸缩行程；
- 3 人孔、接管封闭性能；
- 4 排水设施；
- 5 地下埋管周围地下水位；
- 6 通气孔或空气阀工作状态；
- 7 管体变形、管内异常响声；
- 8 管壁母材与焊缝裂纹；
- 9 钢管腐蚀、磨损、结垢、淤积和冰冻情况；
- 10 安全监测工作进行情况和设备完好情况。

10.2.3 首次安全检测应在钢管运行后 5~10 年内进行。以后每隔 10~15 年进行一次中期检测。钢管运行满 40 年，必须进行折旧期满安全检测，并确定钢管是否可以继续运行和必须采取的加固措施。

10.2.4 运行检查应注意特征时期（如运行初期、放空期、充水时、洪水期、冰冻期、地震后、机组甩负荷时、邻近部位后期施工或扩建施工等）和有危险预兆的部位。

10.2.5 安全监测成果、运行检查报告以及存在问题和处理方案专题报告，应报送主管部门，并抄送原设计单位。处理方案应经主管部门批准。

10.2.6 应根据检查维修工作的需要，配备必要的交通（小车、吊笼、活动平台等）、通信、照明、通风等设备，并符合劳动保护条例的有关规定。检查设备的固定措施，应预先设计并确保安全可靠。

附录 A 明管结构分析方法

A.1 荷载计算及结构分析

A.1.1 分段式钢管和镇墩、支墩荷载计算公式可按表 A.1.1 选用。

表 A.1.1 分段式钢管和镇墩、支墩荷载计算公式

序号	作用力方向	作用力名称	计算公式	作用力符号				结构受力部位		
				上段		下段		管壁	支墩	镇墩
				温度						
				升	降	升	降			
1	管轴方向	钢管自重力	$A_1 = \sum(q_s L) \sin \alpha$	+	+	+	+	✓		✓
2		关闭的阀门及闷头上的力	$A_2 = \frac{\pi D_0^2}{4} P$	±	±	±	±	✓		✓
3		弯管上的内水压力	$A_3 = \frac{\pi D_0^2}{4} P$	+	+	-	-	✓		✓
4		渐缩管的内水压力	$A_4 = \frac{\pi}{4} (D_{01}^2 - D_{02}^2) P$	+	+	+	+	✓		✓
5		弯管中水的离心力的分力	$A_5 = \frac{\pi D_0^2 v_0^2}{4g} \gamma_w$	+	+	-	-	✓		✓
6		套筒式伸缩节端部的内水压力	$A_5 = \frac{\pi}{4} (D_1^2 - D_2^2) P$	+	+	-	-	✓		✓
7		温度变化时套筒式伸缩节止水填料的摩擦力	$A_6 = \pi D_1 b_1 \mu_1 P$	+	-	-	+	✓		✓
8		温度变化时支座对钢管的摩擦力	$A_7 = \sum(qL) f \cos \alpha$	+	-	-	+	✓	✓	✓
9	垂直管轴方向	钢管自重分力	$Q_s = q_s L \cos \alpha$					✓	✓	✓
10		钢管中水重分力	$Q_w = q_w L \cos \alpha$					✓	✓	✓
11	径向	内水压力	$P = H \gamma_w$					✓		✓

注：1. 管轴向作用力符号：+为钢管下行方向，-为钢管上行方向。

2. 上段指镇墩以上，下段指镇墩以下。

3. 设有波纹管的伸缩节，应计入波纹各向变位所产生的作用力（取值由厂家提供）。

- 表中 A_i ——钢管计算截面的轴向力， $A_1 \sim A_8$ (N)；
 α ——管道轴线倾角 ($^\circ$)；
 L ——支承环间距 (mm)；
 q_s ——单位管长钢管自重 (N/mm)；
 P ——内水压力 (N/mm²)；
 D_0 ——钢管内径 (mm)；
 D_{01} 、 D_{02} ——渐缩管最大、最小内径 (mm)；
 D_1 、 D_2 ——套管式伸缩节内套管外径和内径 (mm)；
 b_1 ——伸缩节止水盘根沿管轴向长度 (mm)；
 μ_1 ——伸缩节止水填料与钢管的摩擦系数；
 f ——支座对管壁的摩擦系数；
 v_0 ——钢管内满负荷时水的流速 (mm/s)；
 γ_w ——水的重度 (N/mm³)；
 q_w ——单位管长管内水重 (N/mm)；
 H ——内水压力，算至计算截面管道中心，以水柱高度计 (mm)；
 q ——单位管长的钢管自重 q_s 与水重 q_w 之和 (N/mm)；
 Q_w ——每跨管内水重 (N)；
 Q_s ——每跨钢管自重 (N)。

A. 1. 2 钢管管壁和加劲环、支承环应力分析，可采用结构力学和弹性力学两种方法计算。其四个基本部位（图 A. 1. 2）为：

- 1 跨中（图 A. 1. 2 上①）；
- 2 支承环旁膜应力区边缘（图 A. 1. 2 上②）；
- 3 加劲环及其旁管壁（图 A. 1. 2 上③）；
- 4 支承环及其旁管壁（图 A. 1. 2 上④）。

A. 1. 3 采用结构力学法计算，应符合下列规定：

- 1 管壁和加劲环、支承环应力计算公式，见图 A. 1. 3-1 和表 A. 1. 3-1。

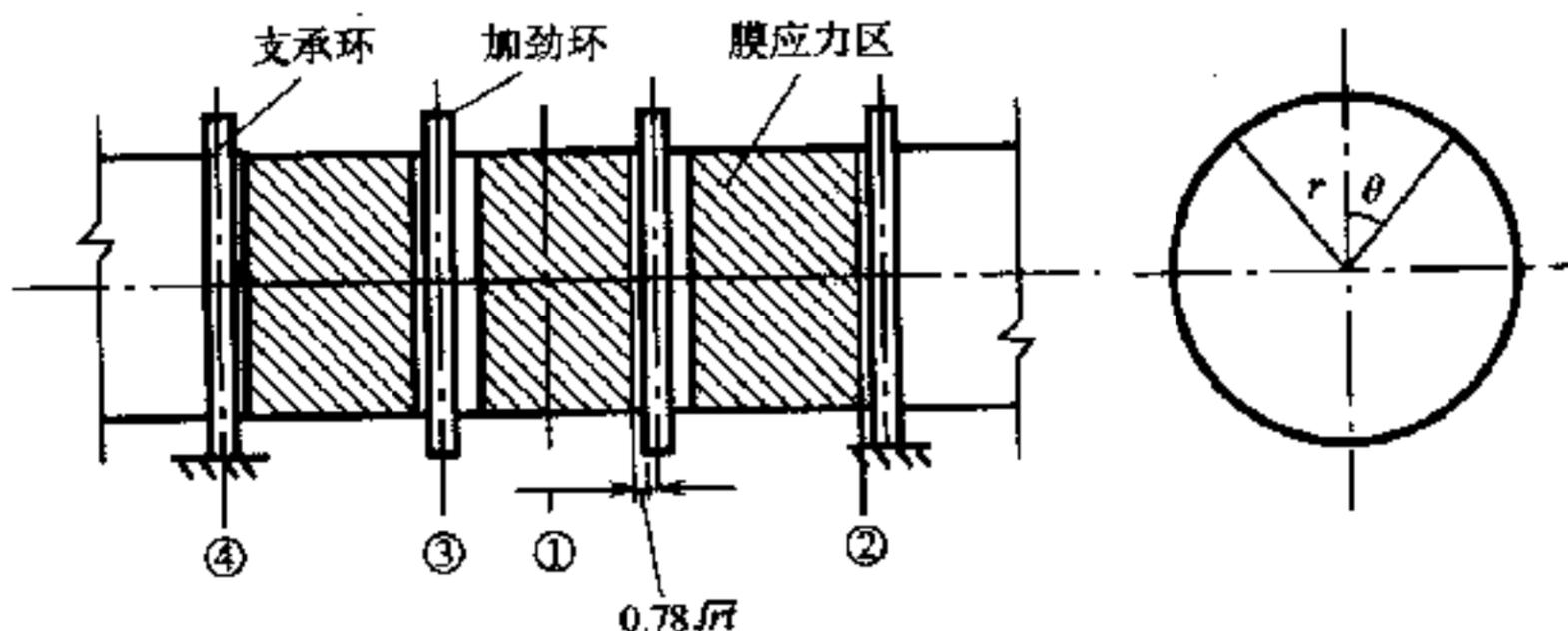


图 A.1.2 应力分析的基本部位

表 A.1.3-1 管壁、加劲环、支承环应力计算公式 (结构力学法)

断面	应力				计算公式
	跨中	支承环旁膜应力区边缘	加劲环及其旁管壁	支承环及其旁管壁	
纵断面	$\sigma_{\theta 1}$	$\sigma_{\theta 1}$			$\sigma_{\theta 1} = \frac{Pr}{t} \left(1 - \frac{r}{H} \cos \alpha \cos \theta \right)$
			$\sigma_{\theta 2}$	$\sigma_{\theta 2}$	$\sigma_{\theta 2} = \frac{Pr}{t} (1 - \beta)$
				$\sigma_{\theta 3}$	$\sigma_{\theta 3} = \frac{N_R}{F}$
				$\sigma_{\theta 4}$	$\sigma_{\theta 4} = \frac{M_R Z_R}{J_R}$
				$\tau_{\theta x}$	$\tau_{\theta x} = \frac{T_R S_R}{J_R a}$ (支承环腹板)
			$\tau_{\theta x}$	$\tau_{\theta x}$	$\tau_{\theta x} = \tau_{x\theta}$
横断面	$\sigma_{x 1}$	$\sigma_{x 1}$	$\sigma_{x 1}$	$\sigma_{x 1}$	$\sigma_{x 1} = \frac{\sum A}{2\pi r t}$
	$\sigma_{x 2}$	$\sigma_{x 2}$	$\sigma_{x 2}$	$\sigma_{x 2}$	$\sigma_{x 2} = \frac{1}{\pi r^2 t} (-M \cos \theta + M_e \sin \theta)$
			$\sigma_{x 3}$	$\sigma_{x 3}$	$\sigma_{x 3} = \pm 1.816 \beta P r / t$ 管壁内缘+, 外缘-
		$\tau_{x\theta}$	$\tau_{x\theta}$	$\tau_{x\theta}$	$\tau_{x\theta} = \frac{1}{\pi r t} (V \sin \theta - V_e \cos \theta)$

- 注：1. 表中的荷载包括：管内水重、管自重、内水压力及地震力。 $\sum A$ 包括沿管轴方向并引起管壁 σ_x 的各项轴力，以拉力为+，见表 A.1.1。应力位置见图 A.1.2。
 2. 计算点应选在相当应力之大值处。
 3. 因 σ_r 较小，可忽略不计。
 4. 在支承环和加劲环旁 $\tau_{xx} = 1.5 \beta P / kt$ (管壁中面)，因其值较小，故 τ_{xx} 可不计。
 5. M_R 、 N_R 、 T_R 计算见附录 A.2。

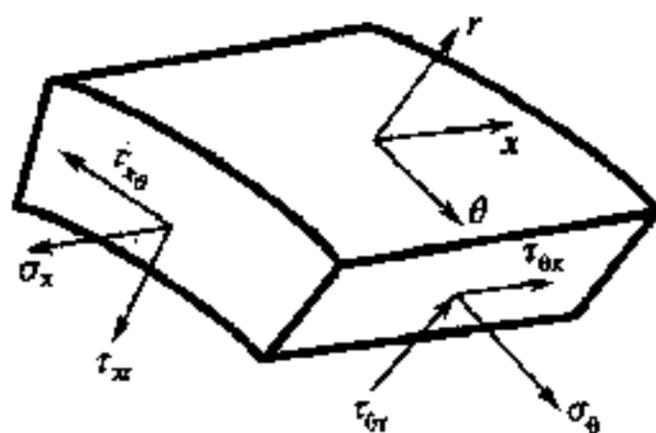


图 A.1.3-1 微元应力

表 A.1.3-1 各式中

- σ_θ ——环向应力 (N/mm²);
- σ_{x1} ——各种轴向力引起的轴向应力 (N/mm²);
- σ_{x2} ——管重、水重和地震引起的轴向应力 (N/mm²);
- σ_{x3} ——因支承环的约束而产生的局部弯曲应力 (N/mm²);
- $\tau_{x\theta}$ ——管重、水重和地震在支承环附近引起的剪应力,即作用在钢沿上沿 θ 向的剪应力 (N/mm²);
- t ——钢管壁厚 (mm);
- r ——钢管内半径 (mm);
- β_R ——支承环(或加劲环)净截面面积与有效截面面积的比值,即 $\beta_R = \frac{A_{R0} - at}{A_R}$;
- a ——环与管壁接触宽度或腹板厚度 (mm);
- N_R ——支承环横截面上的轴力,以拉为正 (N);
- M_R ——支承环横截面上的弯矩,以内缘受拉为正 (N·mm);
- V_R ——支承环横截面上的剪力,剪力在右半环为正 (N);
- Z_R ——环有效截面上,边缘点至重心轴的距离 (mm);
- S_R ——环有效截面上,计算点以外部分截面对重心轴的面积矩 (m);

k ——管壁等效翼缘宽（一侧）的倒数（ $1/\text{mm}$ ）， $\frac{1}{k} = 0.78 \sqrt{rt}$ ，见图 A. 1. 3-2；

M 、 V ——管重和水重作用下的连续梁弯矩（ $\text{N} \cdot \text{mm}$ ）、剪力（ N ）；

M_e 、 V_e ——地震力作用下的连续梁弯矩（ $\text{N} \cdot \text{mm}$ ）、剪力（ N ）。

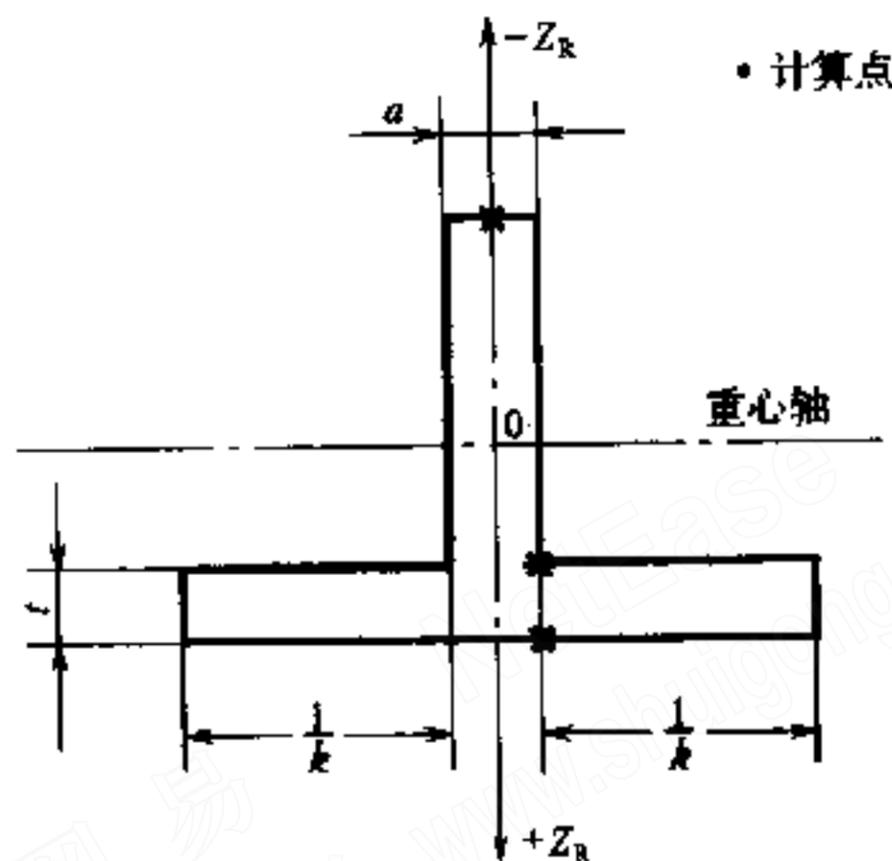


图 A. 1. 3-2 应力计算点

2 正常工作状态计算点应力计算公式可按表 A. 1. 3-2 选用。

3 M 、 V 和 M_e 、 V_e 可按下列方法计算：

M 、 V 可按多跨连续梁计算。图 A. 1. 3-3 和图 A. 1. 3-4 列出一、二、三跨等跨等截面连续梁及伸缩节悬臂造成连续梁内力之 M 、 V 值，以供参考。

在距伸缩节三跨以上，即可按两端固结计算。

$$M \text{ 值：跨中 } M = 0.04167QL \cos \alpha \quad (\text{A. 1. 3-1})$$

$$\text{支座处 } M = -0.08333QL \cos \alpha \quad (\text{A. 1. 3-2})$$

$$V \text{ 值：支座 } V = 0.5Q \cos \alpha \quad (\text{A. 1. 3-3})$$

表 A.1.3-2 管壁、加劲环、支承环处控制点
应力计算公式（结构力学法）

断面	计算点位置 应力	跨中	支承环旁膜应力区边缘	加劲环及其旁管壁
		跨中附近 $\theta=0^\circ$ 管壁外缘	下支座附近 $\theta=180^\circ$ 管壁外缘	下支座附近 $\theta=180^\circ$ 管壁外缘
纵断面	$\sigma_{\theta 1}$	$\frac{Pr}{t}$	$\frac{Pr}{t} \left(1 + \frac{r}{H} \cos \alpha \right)$	
	$\sigma_{\theta 2}$			$\frac{Pr}{t} (1 - \beta)$
横断面	σ_{x1}	$\frac{\sum A}{2\pi r t}$	$\frac{\sum A}{2\pi r t}$	$\frac{\sum A}{2\pi r t}$
	σ_{x2}	$-\frac{M}{\pi r^2 t}$	$\frac{M}{\pi r^2 t}$	$\frac{M}{\pi r^2 t}$
	σ_{x3}			$-1.816\beta \frac{Pr}{t}$

- 注：1. 表中 M 应按图 A.1.3-3、图 A.1.3-4 代入符号。
 2. 若管段倾角较大，上支座与下支座水压力相差较大，管壁厚度也可能不一致，膜应力区边缘及加劲环、支承环应分别计算上支座及下支座附近的应力。
 3. 支承环旁管壁应力通常在 $\theta=0^\circ$ 、 $\theta=180^\circ$ 、 $\frac{dM_R}{d\theta}=0$ 和支承点处最大。

M_e 、 V_e 可近似取：

$$M_e \approx \frac{0.5K_H M}{\cos \alpha}, \quad (\text{A.1.3-4})$$

$$V_e \approx \frac{0.5K_H M}{\cos \alpha} \quad (\text{A.1.3-5})$$

即 $n_e \approx 0.5K_H$

式中 K_H ——水平地震荷载系数，取值见《水工建筑物抗震设计规范》DL5073；

n_e ——地震系数。

A.1.4 采用弹性力学法计算，应符合下列规定：

- 1 支承环及其旁管壁是否应按弹性力学方法计算，可用图

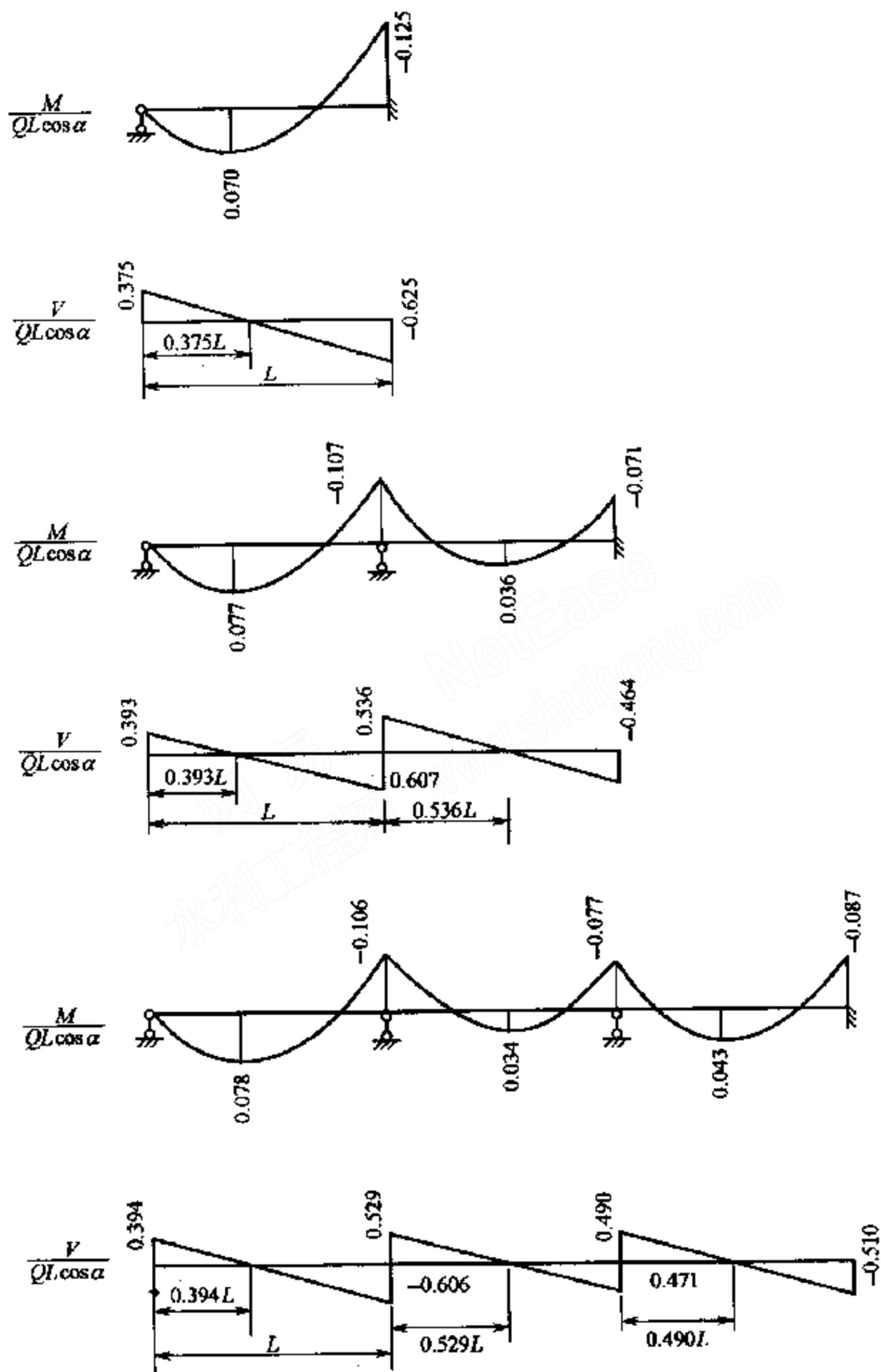


图 A.1.3-3 等截面等跨连续梁内力

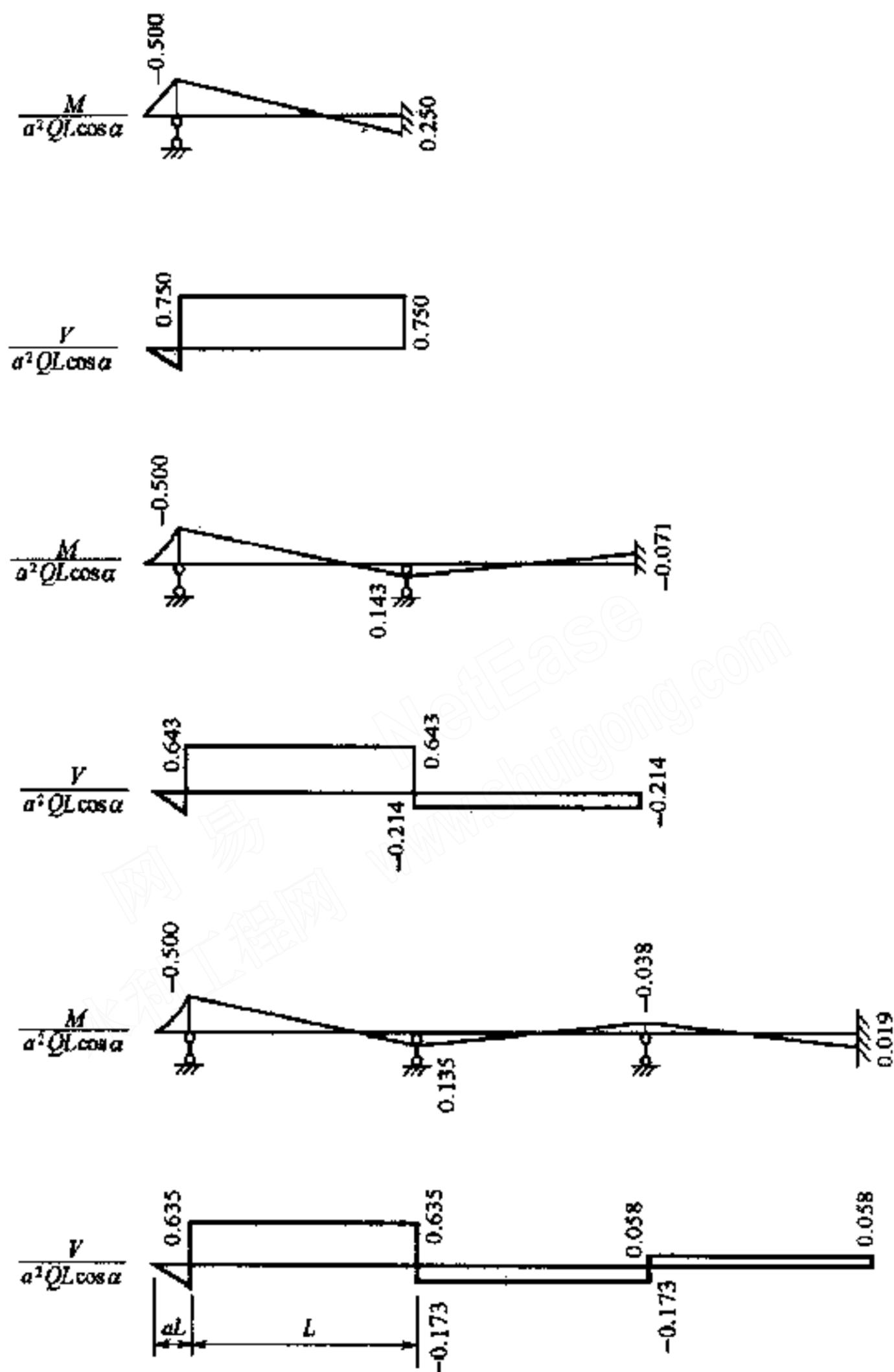


图 A. 1. 3-4 悬臂引起的连续梁内力

A. 1. 4 判别。

2 支承环及其旁管壁应力计算公式见表 A. 1. 4。

表 A. 1. 4 支承环及其旁管壁应力计算公式 (弹性力学法)

断面	内力	内力计算公式	应力
纵断面	轴力	$T_2 = (1 - \beta)Pr$ $T_3 = \mu T_1$ N_B	$\text{管壁: } \sigma_{\theta} = \frac{T_2 + T_3}{t} \pm \frac{6M_2}{t^2}$ $+ \frac{N_R}{F} + \frac{M_R Z_R}{J_R}$
	弯矩	$M_2 = \mu M_1$ M_R	管壁内缘+ 管壁外缘- $\text{环: } \sigma_{\theta} = \frac{T_2}{t} + \frac{N_R}{F} + \frac{M_R Z_R}{J_R}$
	剪力	T_R $S_{\theta x} = S_{x\theta}$ $N_2 \text{ 略}$	$\tau_{\theta x} = \frac{T_R S_R}{J_R a} \text{ (支承环腹板)}$ $\tau_{\theta x} = \tau_{x\theta}$
横断面	轴力	$\Sigma A \text{ 见附录 A. 1}$ $T_1 = \frac{QL}{12\pi r^2} (\cos\alpha \cos\theta - n_e \sin\theta)$	$\sigma_x = \frac{\Sigma A}{2\pi r t} + \frac{T_1}{t} \pm \frac{6M_1}{t^2}$
	弯矩	$M_1 = \left(K + \frac{2 + \mu L}{4kr^2} \right) \frac{Q}{2\pi k^2 r L}$ $\times (n_e \sin\theta - \cos\alpha \cos\theta) + \frac{\beta P}{2k^2}$	管壁内缘+ 管壁外缘-
	剪力	$S_{x\theta} = \left(1 - \frac{2K}{kL} \right) \frac{Q}{2\pi r} (n_e \cos\theta + \cos\alpha \sin\theta)$	$\tau_{x\theta} = \frac{S_{x\theta}}{t}$

注: 1. 表中荷载包括管内水重、管自重、内水压力及地震力。 ΣA 包括沿管轴方向并引起管壁 σ_x 的各项轴力, 以拉力为+。应力位置见图 A. 1. 3-1。

2. 计算点应在相当应力之大值处, 剪力一般不控制。正常工作时, 应力通常在

$\theta = 0^\circ$ 、 $\theta = 180^\circ$ 、 $\frac{dM_R}{d\theta} = 0$ 和支承点处最大。计算点位置参见图 A. 1. 3-2。

3. N_R 、 M_R 、 T_R 的计算见附录 A. 2。

4. n_e 值可取 $0.5K_H$ 。

5. 一般在同跨内采用相同管壁厚度 (倾角 α 较大时, 也可能采用不同厚度)。支承环附近如局部应力过大, 可局部加厚。在环的一侧加厚长度不少于 $\frac{3}{k} =$

$2.34 \sqrt{rt}$, 并需凑钢板宽度。

6. 参看表 A. 1. 3-1 注 3。

7. $K = \frac{\mu L}{12r^2} + \frac{(2 + \mu)L}{4\pi r^2} + (1 - \mu^2) \left[1 - \frac{Q_e}{2Q} \right]$ 。

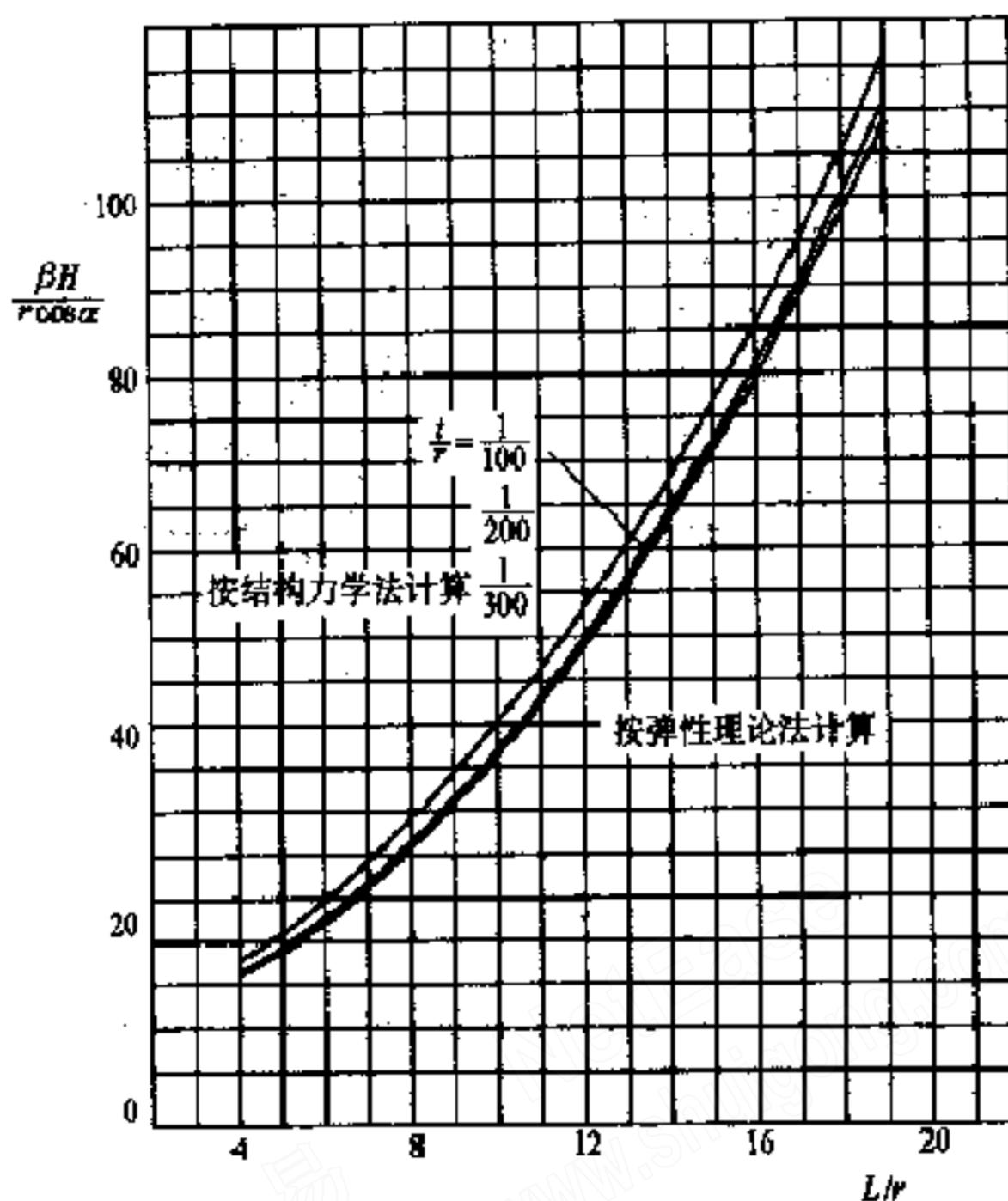


图 A.1.4 支承环及其旁管壁应力计算判别方法图

A.2 支承环内力分析

A.2.1 支承环支承方式可分为侧支承和下支承两种形式，其结构形式如图 A.2.1。

A.2.2 按弹性力学法进行支承环内力计算，应符合下列规定：

1 正常情况（在管内水重和管重作用下）内力计算的公式见表 A.2.2-1。式中系数计算公式见表 A.2.2-2 和表 A.2.2-3。系数可按表 A.2.2-4 和表 A.2.2-5 取值。

2 地震情况（横向地震力作用下）内力计算见图 A.2.2。内力计算的公式见表 A.2.2-1。式中系数的计算公式见表 A.2.2-2 和表 A.2.2-3。系数可按表 A.2.2-4 和表 A.2.2-5 取值。

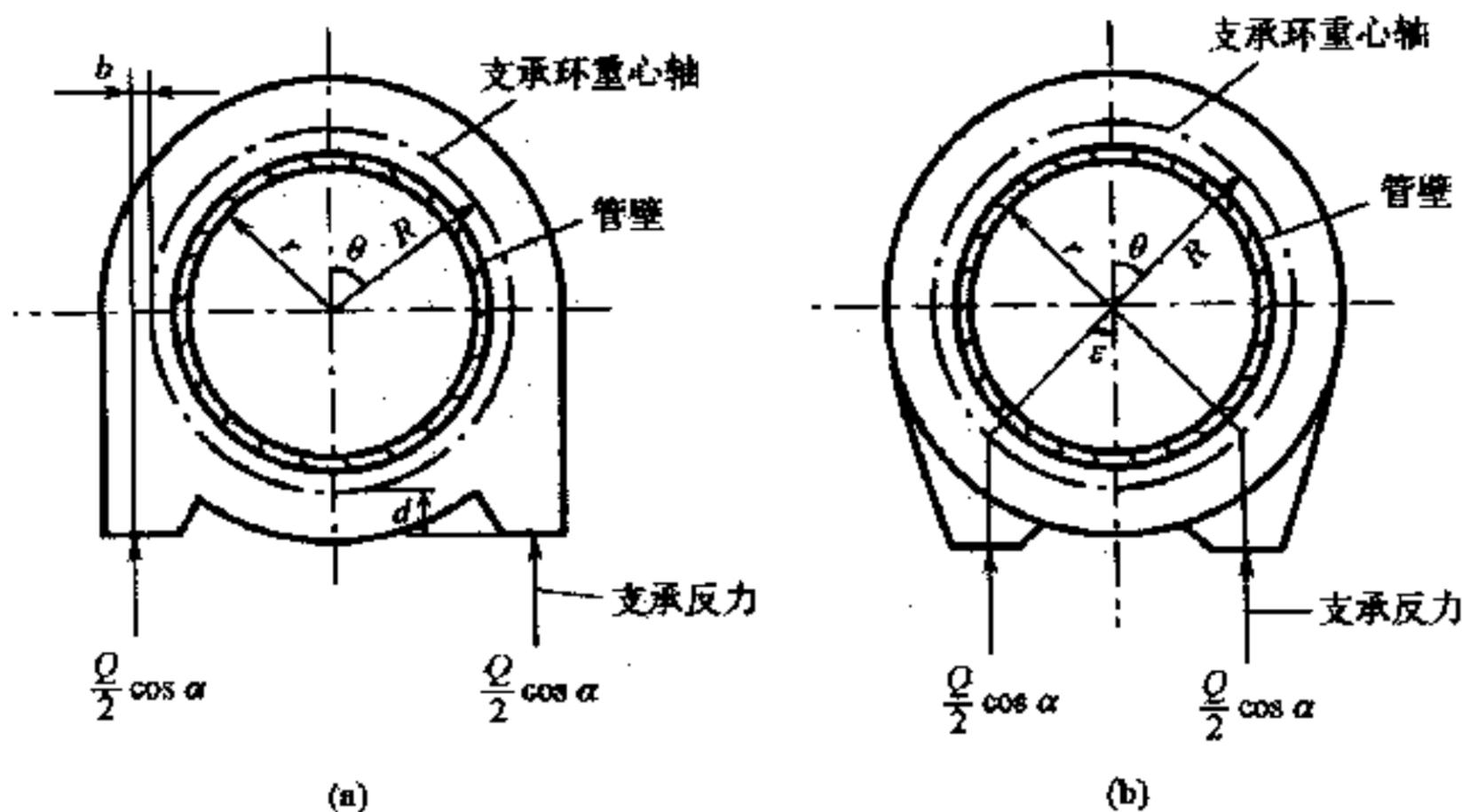


图 A.2.1 支承方式

(a) 侧支承; (b) 下支承

表 A.2.2-1 支承环内力计算公式 (弹性力学法)

计算情况	内力及反力	侧支承	下支承
正常情况 (管重和管内水重作用)	N_R	$Q \cos \alpha (K_1 + B_1 K_2)$	$Q \cos \alpha (K_7 + B_0 K_2)$
	T_R	$Q \cos \alpha (K_5 + C K_6)$	$Q \cos \alpha (K_8 + C_0 K_6)$
	M_R	$Q R \cos \alpha (K_3 + \frac{b}{R} K_4)$	$Q R \cos \alpha (K_7 - 0.5 K_2 D_3 + E_0)$
地震情况 (横向地震作用)	N_R	$n_e Q (K_{11} - B_4 K_6)$	$n_e Q \left[K_9 + \frac{K_6}{2} \left(A_2 + \frac{A_b d}{R} - B_3 \right) \right]$
	M_R	$n_e Q R \left(K_{11} + \frac{R+d}{R+b} K_{12} \right)$	$n_e Q R \left[K_9 + 0.5 \left(A_2 + \frac{A_b d}{R} \right) K_6 \right]$
	T_R	$n_e Q (K_{13} + C_4 K_2)$	$n_e Q \left[K_{10} + K_2 \left(C_1 - 0.5 \frac{A_b d}{R} + C_3 \right) \right]$
	P_1	$\frac{n_e Q (R+d)}{2 (R+b)}$	$\frac{n_e Q}{2 \sin \epsilon} \left(\frac{d}{R} + 1 \right)$

注: 1. 对于侧支承, 当 $\frac{b}{R} = 0.04$ 时, 环上正、负弯矩的最大值相等。

2. 支承环上最大的正、负弯矩出现在 $\frac{dM_R}{d\theta} = 0$ 处, 侧支承 (不同的 $\frac{b}{R}$ 值) 和下支承 (不同的 ϵ 值) 的最大正、负弯矩位置, 见表 A.2.2-6 和表 A.2.2-7。

3. 支承环各截面的应力为: $\sigma_{03} = \frac{N_R}{F}$, $\sigma_{04} = \frac{M_R Z_R}{J_R}$, $\tau_{05} = \frac{T_R S_R}{J_R a}$, 即表 A.1.4 中的 σ_{03} 、 σ_{04} 、 τ_{05} 。

表 A. 2. 2-1 各式中

- b ——侧支承反力作用点至支承环重心轴的距离 (mm)；
- d ——支承环承力面至支承环重心轴的距离 (mm)；
- R ——支承环或加劲环有效截面重心轴处的半径 (mm)；
- ε ——下支承反力作用线与竖轴之间的圆心角 ($^{\circ}$)。

表 A. 2. 2-2 计算系数 K 、 A_a 、 A_b 、 E_0 值计算公式

系数	$0 \leq \theta < (\pi - \varepsilon)$ 时	当 $(\pi - \varepsilon) < \theta \leq \pi$ 时
K_1	$-\frac{1}{2\pi} (1.5\cos\theta + \theta\sin\theta)$	$\frac{1}{2\pi} [-1.5\cos\theta + (\pi - \theta)\sin\theta]$
K_2	$\frac{\cos\theta}{\pi}$	$\frac{\cos\theta}{\pi}$
K_3	$\frac{1}{2\pi} \left[-1.5\cos\theta + \left(\frac{\pi}{2} - \theta \right) \sin\theta \right]$	$\frac{1}{2\pi} \left[-1.5\cos\theta + (\pi - \theta)\sin\theta - \frac{\pi}{2} \right]$
K_4	$0.25 - \frac{1}{\pi} \cos\theta$	$-\frac{1}{\pi} \cos\theta - 0.25$
K_5	$\frac{1}{2\pi} (\theta\cos\theta - 0.5\sin\theta)$	$-\frac{1}{2\pi} [0.5\sin\theta + (\pi - \theta)\cos\theta]$
K_6	$\frac{\sin\theta}{\pi}$	$\frac{\sin\theta}{\pi}$
K_7	$-\frac{1}{2\pi} (0.5\cos\theta + \theta\sin\theta)$	$\frac{1}{2\pi} [-0.5\cos\theta + (\pi - \theta)\sin\theta]$
K_8	$\frac{1}{2\pi} (0.5\sin\theta + \theta\cos\theta)$	$\frac{1}{2\pi} [0.5\sin\theta + (\theta - \pi)\cos\theta]$
K_9	$-\frac{1}{2\pi} \theta\cos\theta$	$\frac{1}{2} \left(1 - \frac{\theta}{\pi} \right) \cos\theta$
K_{10}	$-\frac{1}{2\pi} \theta\sin\theta$	$\frac{1}{2} \left(1 - \frac{\theta}{\pi} \right) \sin\theta$
K_{11}	$\frac{1}{2\pi} \left(\frac{1}{2}\sin\theta - \theta\cos\theta \right)$	$\frac{1}{2\pi} \left[\frac{1}{2}\sin\theta + (\pi - \theta)\cos\theta \right]$
K_{12}	$-\frac{1}{4}\sin\theta$	$\frac{1}{4}\sin\theta$
K_{13}	$\frac{1}{2\pi} \left(\frac{1}{2}\cos\theta - \theta\sin\theta \right)$	$\frac{1}{2\pi} \left[(\pi - \theta)\sin\theta + \frac{1}{2}\cos\theta \right]$
A_a	$\frac{1}{2} + \cos\varepsilon - \cos^2\varepsilon - \frac{\varepsilon}{\sin\varepsilon}$	$\frac{1}{2} + \cos\varepsilon - \cos^2\varepsilon + \frac{\pi - \varepsilon}{\sin\varepsilon}$
A_b	$\cos\varepsilon - \frac{\varepsilon}{\sin\varepsilon}$	$\cos\varepsilon + \frac{\pi - \varepsilon}{\sin\varepsilon}$
E_0	$\frac{1}{2\pi} (\cos\varepsilon + \varepsilon\sin\varepsilon)$	$\frac{1}{2\pi} [(\varepsilon - \pi)\sin\varepsilon + \cos\varepsilon]$

- 注：1. 不同 θ 值及 ε 值所对应的计算系数值已列于表 A. 2. 2-4 和表 A. 2. 2-5 中。
 2. 侧支承情况，相当于 $\varepsilon = 90^{\circ}$ 。
 3. 具体计算时， θ 及 ε 均以弧度为单位，以下相同。

表 A. 2. 2-3 计算系数 B、C、D₃ 值计算公式

系数	$\theta=0\sim\pi$	注
B_0	$\frac{r}{R} \left(1 - \frac{2K}{kL} \right) - \frac{\sin^2 \epsilon}{2}$	
B_1	$\frac{r}{R} \left(1 - \frac{2K}{kL} \right) - \frac{b}{R}$	
B_3	$\frac{2r}{R} \left(1 - \frac{2K}{kL} \right)$	
B_4	$\frac{r}{R} \left(1 - \frac{2K}{kL} \right) \pm \frac{\pi(R+d)}{4(R+b)}$	$\theta=0\sim\frac{\pi}{2}$ 用“+”号 $\theta=\frac{\pi}{2}\sim\pi$ 用“-”号
C	$\left(\frac{r}{R} - 1 \right) \left(1 - \frac{2K}{kL} \right) - \frac{b}{R}$	
C_0	$\left(\frac{r}{R} - 1 \right) \left(1 - \frac{2K}{kL} \right) - \frac{\sin^2 \epsilon}{2}$	
C_1	$0.5(1 - A_2)$	
C_3	$\left(\frac{r}{R} - 1 \right) \left(1 - \frac{2K}{kL} \right)$	
C_4	$\left(\frac{r}{R} - 1 \right) \left(1 - \frac{2K}{kL} \right) \pm \frac{\pi(R+d)}{4(R+b)}$	±用法同 B_4
D_3	$\sin^2 \epsilon$	

注：1. 令表中公式 $K=0$ ，即为结构力学公式。

2. 按表中公式计算的系数值，大部分已列入表 A. 2. 2-4 和表 A. 2. 2-5 中。

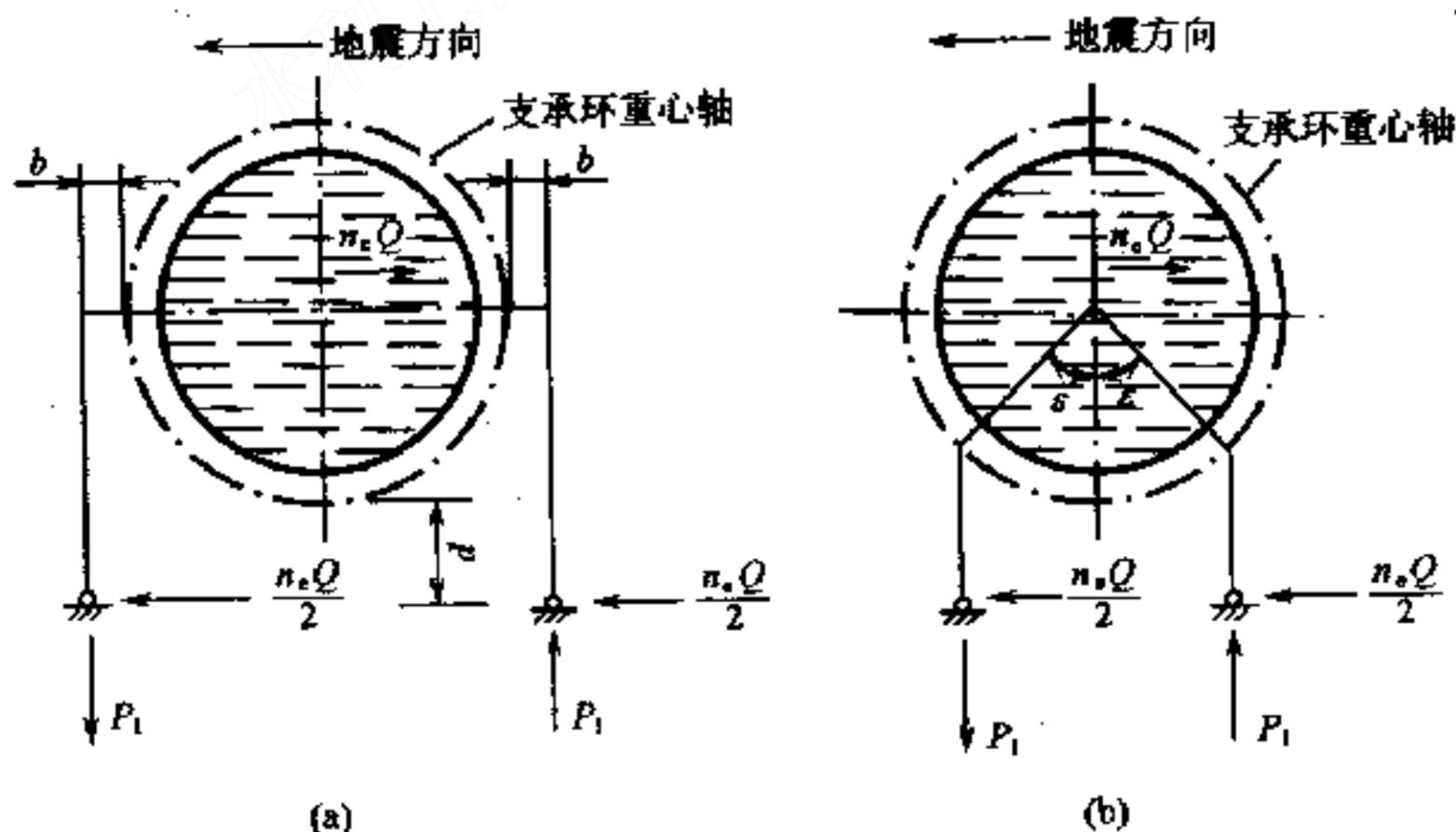


图 A. 2. 2 支承环计算图

(a) 侧支承；(b) 下支承

表 A.2.2-4 计算系数 $K_1 \sim K_{13}$ 值表

$\theta(^{\circ})$	K_1	K_2	K_3	K_4	K_5	K_6	K_7	K_8	K_9	K_{10}	K_{11}	K_{12}	K_{13}
0	0.238732	0.318310	0.011268	-0.068310	0	0	-0.079577	0	0	0	0	0	0.079577
15	-0.241382	0.307464	0.008618	-0.057464	0.019551	0.082385	-0.087650	0.060843	-0.040247	-0.010784	-0.019551	-0.064705	0.066082
30	-0.248415	0.275664	0.001585	-0.025664	0.032380	0.159155	-0.110583	0.111958	-0.072169	-0.041667	-0.032380	-0.125000	0.027249
45	-0.257198	0.225079	-0.007198	0.024921	0.032119	0.225079	-0.144658	0.144658	-0.088388	-0.088388	-0.032119	-0.176777	-0.032119
60	-0.263704	0.159155	-0.013704	0.090845	0.014417	0.275664	-0.184126	0.152249	-0.083333	-0.144338	-0.14417	-0.216506	-0.104549
75	-0.263023	0.082385	-0.013023	0.167615	-0.022945	0.307464	-0.221831	0.130787	-0.053921	-0.201235	0.022945	-0.241481	-0.180638
90 ⁻	-0.250000	0	0	0.250000	-0.079577	0.318310	-0.250000	0.079577	0	-0.250000	0.079577	-0.250000	-0.250000
90 ⁺	0.250000	0	0	-0.250000	0.079577	0.307464	-0.261132	0.001377	0.075489	-0.281728	0.022945	0.241481	0.180638
105	0.263023	-0.082385	0.013023	-0.157615	-0.022945	0.275664	-0.248886	-0.097751	0.166667	-0.288675	-0.014417	0.216506	0.104549
120	0.263704	-0.159155	0.013704	-0.090845	0.014417	0.225079	-0.208895	-0.208895	0.265165	-0.265165	-0.032119	0.176777	0.032119
135	0.257198	-0.225079	0.007198	-0.024921	0.032119	0.159155	-0.139417	-0.321055	0.360844	-0.208333	-0.032380	0.125000	-0.027249
150	0.248415	-0.27664	-0.001585	0.025664	0.032380	0.082385	-0.087650	0.060843	-0.040247	-0.010784	-0.019551	0.064705	-0.066082
165	0.241382	-0.307464	-0.008618	0.057464	0.019551	0	0.079577	0	0	0	0	0	-0.079577
180	0.238732	-0.318310	-0.011268	0.068310	0	0	0.250000	0.079577	0	0.250000	0	0	0.079577
90 ⁺		0				0.318310	0.250000	0.079577	0	0.250000			
105		-0.082385				0.307464	0.221831	0.130787	0.053921	0.201235			
120		-0.159155				0.275664	0.184126	0.152249	-0.083333	0.144338			
135		0.225079				0.225079	0.144658	0.144658	0.088388	0.088388			
150		-0.275664				0.159155	0.110583	0.111958	-0.072169	0.041667			
165		-0.307464				0.082385	0.087650	0.060843	-0.040247	0.010784			
180		-0.318310				0	0.079577	0	0	0			

注：1. 表中数据为右半环值，正常情况左右对称，地震情况左右反对称。

2. θ 一般均以弧度计，但此处表头的 θ 系以度计。

表 A. 2. 2-5 计算系数 A_a 、 A_b 、 C_1 、 D_3 、 E_0 值表

$\epsilon(^{\circ})$	A_a	A_b	C_1	D_3	E_0
	$0 \leq \theta < \pi - \epsilon$				
30	-0.431172	-0.181172	0.715586	0.250000	0.179499
45	-0.403614	-0.403614	0.701807	0.500000	0.200928
60	-0.459200	-0.709200	0.729600	0.750000	0.223915
75	-0.663342	-1.096354	0.831671	0.933013	0.242427
90	-1.070796	-1.570796	1.035398	1.000000	0.250000
$\pi - \epsilon < \theta \leq \pi$					
30	5.852013	6.102013	-2.426007	0.250000	-0.070501
45	4.039269	4.039269	-1.519364	0.500000	-0.152626
60	3.168399	2.918399	-1.084200	0.750000	-0.209098
75	2.539074	2.156062	-0.794537	0.933013	-0.240536
90	2.070796	1.570796	-0.535398	1.000000	-0.250000

3 支承环最大正、负弯矩值的位置 (即 $\frac{dM_R}{d\theta} = 0$ 的位置) 见表 A. 2. 2-6 和表 A. 2. 2-7。具体计算时可以选择接近最大值处计算内力, 支承环最大正、负弯矩位置所对应的 θ 角用下式 (A. 2. 2-1) ~ 式 (A. 2. 2-4) 计算:

表 A. 2. 2-6 侧支承环最大正、负弯矩值位置

$\frac{b}{R}$	最大正、负弯矩值的对应位置	
	负弯矩位置	正弯矩位置
0.01	65°33'39"	114°26'21"
0.02	64°18'23"	115°41'37"
0.03	63°00'59"	116°59'01"
0.04	61°41'20"	118°18'40"
0.05	60°19'14"	119°40'46"
0.06	58°54'33"	121°05'27"

表 A. 2. 2-7 下支承环最大正、负弯矩值位置

ϵ (°)	最大正、负弯矩值的对应位置	
	负弯矩位置	正弯矩位置
45°	90°00'00"	
50°	86°43'00"	
55°	83°17'26"	
60°	79°49'38"	
65°	76°27'31"	
70°	73°20'30"	
75°	70°39'02"	109°20'58"
80°	68°33'48"	111°26'12"
85°	67°14'14"	112°45'46"
90°	66°46'54"	113°13'06"

侧支承 $\frac{dM_R}{d\theta} = 0$ 处为：

$$\theta = 0 \sim \frac{\pi}{2} \text{ 时 } \theta \text{ctg}\theta = 0.5 + \frac{2b_0}{R} \quad (\text{A. 2. 2-1})$$

$$\theta = \frac{\pi}{2} \sim \pi \text{ 时 } (\theta - \pi) \text{ctg}\theta = 0.5 + \frac{2b_0}{R} \quad (\text{A. 2. 2-2})$$

下支承 $\frac{dM_R}{d\theta} = 0$ 处为：

$$\theta = 0 \sim (\pi - \epsilon) \text{ 时 } \theta \text{ctg}\theta = \sin^2\epsilon - 0.5 \quad (\text{A. 2. 2-3})$$

$$\theta = (\pi - \epsilon) \sim \pi \text{ 时 } (\pi - \theta) \text{ctg}\theta = 0.5 - \sin^2\epsilon \quad (\text{A. 2. 2-4})$$

4 支承环腹板高度与外翼缘宽度应按《钢结构设计规范》(GBJ17—88) 的 5. 4. 1~5. 4. 4 加以限制。

A. 2. 3 重要工程可用有限元法计算。

A. 3 管壁抗外压稳定分析

A. 3. 1 分段式光面管径向均布的临界外压 P_{cr} 可按式 (A. 3. 1) 计算：

$$P_{cr} = 2E \left(\frac{t}{D_0} \right)^3 \quad (\text{A. 3. 1})$$

A. 3. 2 设有加劲环的明管，加劲环间管壁的临界外压 P_{cr} 可采用米赛斯公式计算，也可由相应的图 A. 3. 2 查取。

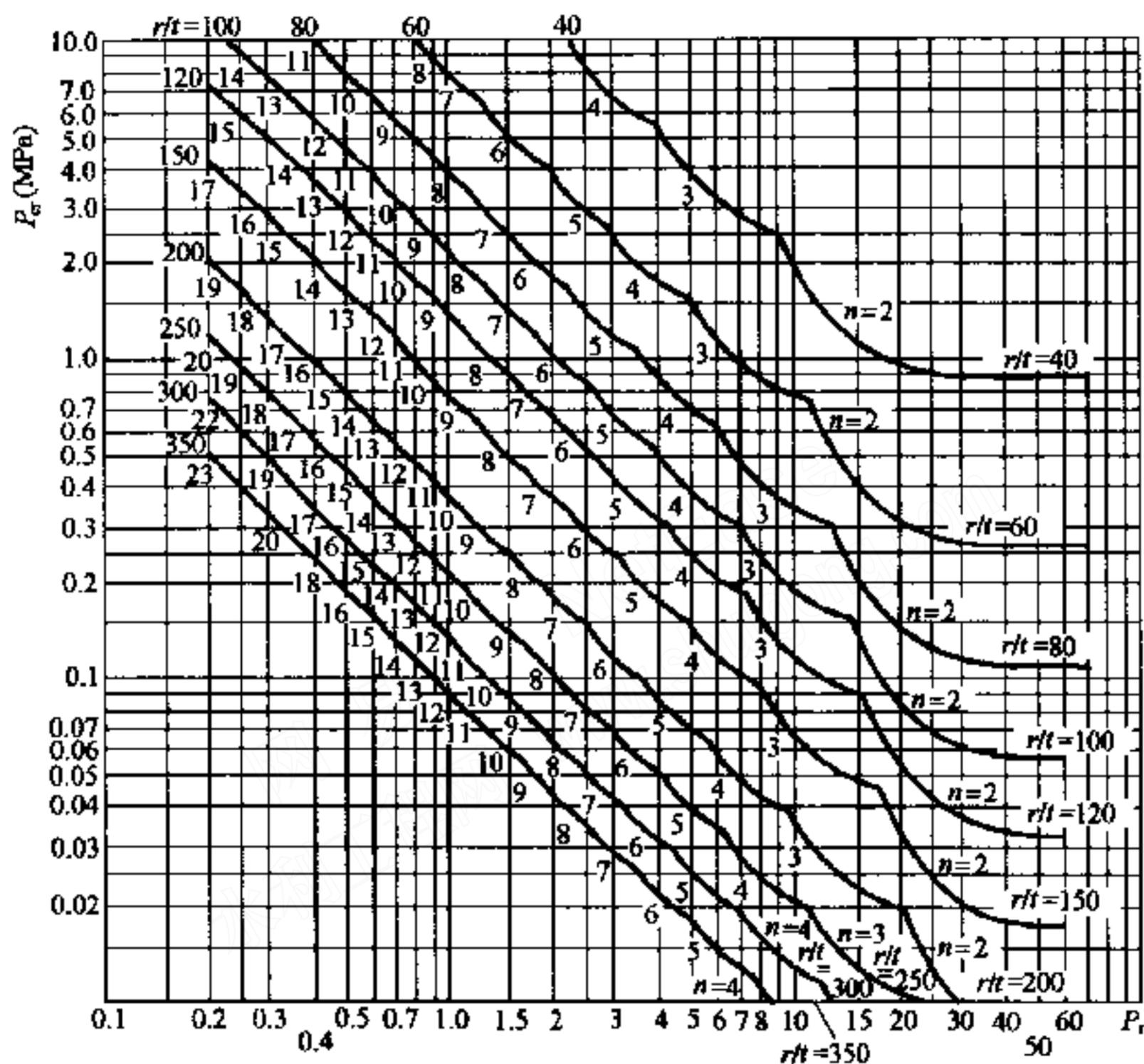


图 A. 3. 2 明管临界外压力曲线

$$P_{cr} = \frac{Et}{(n^2 - 1) \left(1 + \frac{n^2 l^2}{\pi^2 r^2} \right)^2 r} + \frac{E}{12(1 - \mu^2)} \times \left[n^2 - 1 + \frac{2n^2 - 1 - \mu}{1 + \frac{n^2 l^2}{\pi^2 r^2}} \right] \frac{t^3}{r^3} \quad (\text{A. 3. 2-1})$$

$$n = 2.74 \left(\frac{r}{l} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{r}{t} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (\text{A. 3. 2-2})$$

式中 n ——相应于最小临界压力的波数，可用式 (A.3.2-2) 估算，取相近的整数；

l ——加劲环间距 (mm)。

P_{cr} 值也可由图 A.3.2 查取。

A.4 加劲环抗外压强度及稳定分析

A.4.1 加劲环的临界外压 P_{cr} 可按式 (A.4.1-1)、式 (A.4.1-2) 计算并取小值：

$$P_{cr1} = \frac{3EJ_R}{R^3l} \quad (\text{A.4.1-1})$$

$$P_{cr2} = \frac{\sigma_s F_R}{rl} \quad (\text{A.4.1-2})$$

式中 F_R ——支承环或加劲环有效截面面积 (包括管壁等效翼缘面积) (mm^2)；

J_R ——支承环或加劲环有效截面对重心轴的惯性矩 (mm^4)；

R ——支承环或加劲环有效截面重心轴处的半径 (mm)；

l ——加劲环间距 (mm)。

A.4.2 加劲环横截面压应力 σ_0 按式 (A.4.2-1)、式 (A.4.2-2) 计算：

$$\sigma_0 = \frac{N_R}{\varphi_p F_R} + \frac{N_R \Delta R}{1.05 W_R \left(1 - 0.8 \frac{N_R}{N_{EX}} \right)} \leq [\sigma] \quad (\text{A.4.2-1})$$

$$\lambda = 1.82r \sqrt{\frac{F_R}{J_R}} \quad (\text{A.4.2-2})$$

$$N_{EX} = \pi^2 E F_R / \lambda^2$$

式中 N_R ——计算截面上的轴向压力 (N)，取为 $P_0 r L$ ；

P_0 ——径向均布外压值 (N/mm^2)；

φ_p ——弯矩作用平面内的轴心受压构件稳定系数，从

GBJ17-88 的 5.2.2 及其附表 3.1~附表 3.9 中查取，查取时使用长细比 λ ；

ΔR ——钢管半径的误差 (mm)；

W_R ——抗弯截面模量，环有效截面对重心轴的抵抗矩 (图 A.1.3-2) 分环内、外缘两种计算情况；

N_{EX} ——欧拉临界力 (N)。

A.5 摩擦系数

A.5.1 伸缩节止水填料 (油浸麻或橡皮) 与钢管的摩擦系数可取 0.3。

A.5.2 支座与钢管的摩擦系数可按下列取值：

滚动支座	0.1
经常不涂滑油的滑动支座	0.5
经常涂油的滑动支座	0.3
摇摆支座由计算确定	

A.5.3 几种材料接触面的摩擦系数可按下列取值：

钢与干混凝土	0.42~0.59
混凝土与岩石	0.75
混凝土与坚实干土	0.65
混凝土与湿粘土	0.30
混凝土与潮湿的粘土	0.20~0.15
填充聚四氟乙烯板滑道对不锈钢	0.04~0.15

A.6 通气孔面积

A.6.1 通气孔最小有效断面面积 F_1 宜按式 (A.6.1) 计算：

$$F_1 = \frac{K_0 Q_1}{1265 C_1 \sqrt{\Delta P}} \quad (\text{A.6.1})$$

式中 F_1 ——通气孔最小有效断面面积 (m^2)；

K_0 ——安全系数，可采用 2.8。充水时，闸门开启面积或充水管面积应限制在 F_1 以下；

- Q_1 ——通气孔进风量，近似取钢管内的流量 (m^3/s)；
- C_1 ——通气孔流量系数，如采用通气阀， C_1 可取 0.5；无阀的通气管， C_1 可取 0.7；
- ΔP ——钢管内外允许气压差 (N/mm^2)，其值不得大于 $0.1\text{N}/\text{mm}^2$ ，若通气孔能保证不被污物或冰块堵塞，管内、外气压差值可采用计算值，但不得小于 $0.05\text{N}/\text{mm}^2$ 。

网易
水利工程网
NetEase
www.shuigong.com

附录 B 地下埋管结构分析方法

B.1 钢管承受内压应力分析

B.1.1 钢管承受内压应力分析与钢管、混凝土、岩石之间的缝隙 Δ 值有关，见图 B.1.1-1， Δ 值计算见式 (B.1.1-1)。

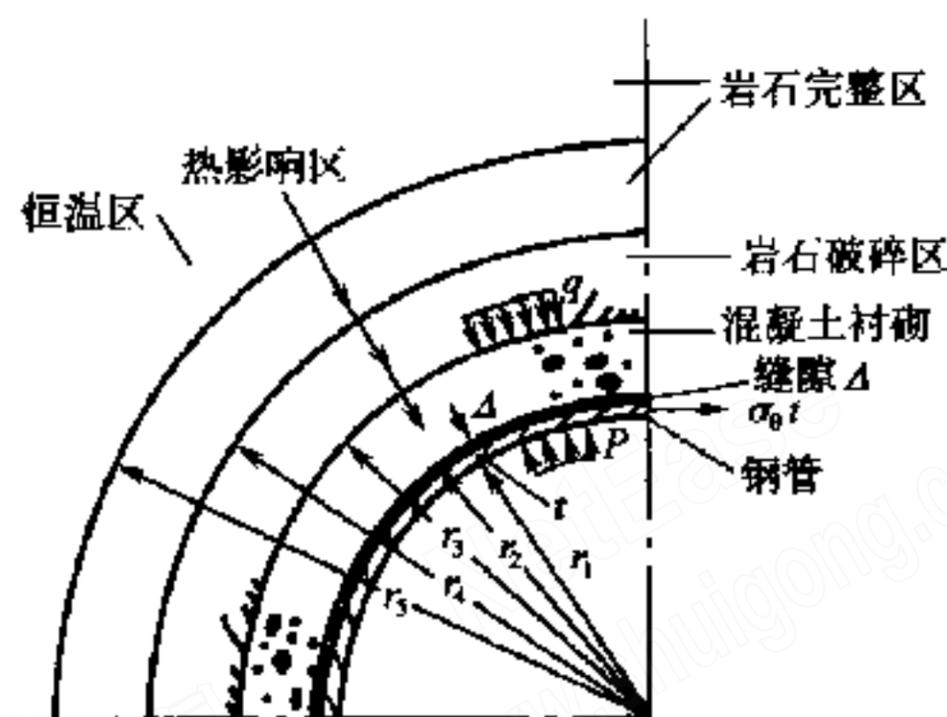


图 B.1.1-1 地下埋管计算简图

地下埋管由钢管、混凝土衬砌和围岩共同承担内水压力。钢管与混凝土衬砌、混凝土衬砌与围岩之间存在的缝隙值 Δ 为：

$$\Delta = \Delta_0 + \Delta_s + \Delta_R \quad (\text{B.1.1-1})$$

式中 Δ_0 ——施工缝隙 (mm)；
 Δ_s ——钢管冷缩缝隙 (mm)；
 Δ_R ——围岩冷缩缝隙 (mm)。

1 施工缝隙 Δ_0 值的大小因施工方法及施工质量而异。如管外混凝土填筑密实，且接缝灌浆良好， Δ_0 可取 0.2mm。

2 钢管冷缩缝隙 Δ_s 按式 (B.1.1-2) 计算：

$$\Delta_s = (1 + \mu)\alpha_s\Delta t_s r_1 \quad (\text{B.1.1-2})$$

式中 μ ——钢材的泊松比，取 0.3；
 α_s ——钢材线膨胀系数，取 $1.2 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ ；

Δt_s ——钢管起始温度与最低运行温度之差，超始温度相应于 $\sigma_\theta=0$ 、 $\Delta=\Delta_0$ 状态，如无确切资料可近似用平均地温，最低运行温度可近似用最低水温；

r_1 ——钢管内半径 (mm)。

3 围岩冷缩缝隙 Δ_R 按式 (B. 1. 1-3) 计算：

$$\Delta_R = \alpha_d \Delta t_R r_1 \Delta'_R \quad (\text{B. 1. 1-3})$$

式中 Δ_R ——围岩冷缩缝隙 (mm)；

α_d ——围岩的膨胀系数；

Δt_R ——洞壁表面岩石起始温度与最低温度之差，如无确切资料，可近似用平均地温与最低 3 个月的平均水温之差；

Δ'_R ——围岩破碎区相对半径影响系数，可从表 B. 1. 1 或图 B. 1. 1-2 查取；

r_3 ——混凝土衬砌外半径 (mm)，即隧洞开挖半径；

r_4 ——围岩破碎区外半径 (mm)，坚硬完整基岩，可取 $r_4 = r_3$ ，破碎软弱基岩，可取 $r_4 = 7r_1$ ，中等岩石基岩 r_4 采用内插法取值。

表 B. 1. 1 围岩破碎区相对半径影响系数 Δ'_R

r_4/r_1	1	2	3	5	7	9	10	11
Δ'_R	0	0.8389	1.460	2.312	2.822	3.089	3.151	3.170

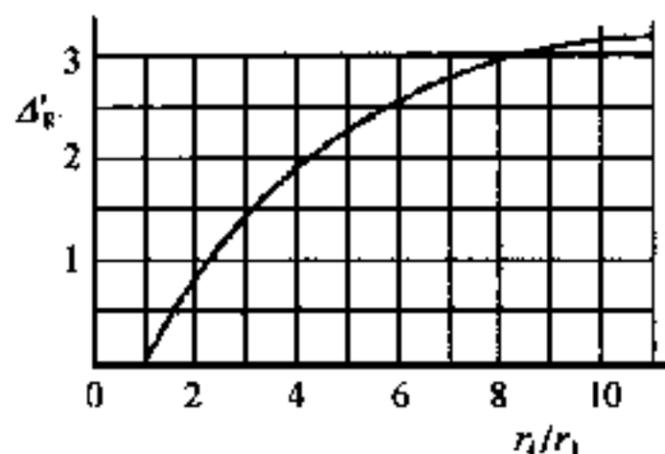


图 B. 1. 1-2 围岩破碎区相对半径影响系数 Δ'_R 值

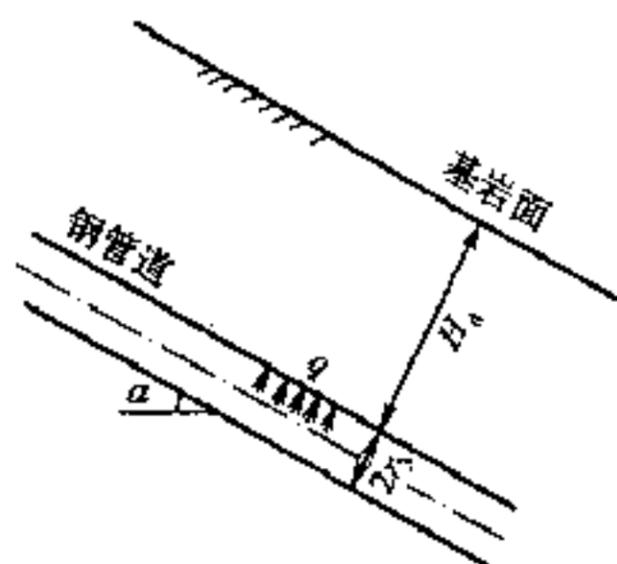


图 B. 1. 1-3 埋管上覆盖层厚度示意图

B. 1. 2 在均质的地质条件下 (图 B. 1. 1-1), 钢管承受内压时, 其应力可按式 (B. 1. 2-1) ~ 式 (B. 1. 2-4) 计算:

1 当 $\Delta \geq [\sigma] \varphi r_1 / E'$ 时

$$\text{钢管环向应力} \quad \sigma_{\theta} = pr_1 / t \quad (\text{B. 1. 2-1})$$

$$\text{或管壁厚度} \quad t = pr_1 / [\sigma] \varphi \quad (\text{B. 1. 2-2})$$

$$\text{其中} \quad E' = \frac{E}{1 - \mu^2}$$

式中 $[\sigma]$ —— 钢管材料的允许应力 (N/mm^2), 按表 6. 1. 1 选用;

φ —— 焊缝系数;

E' —— 平面应变问题的钢材弹性模量 (N/mm^2);

E —— 钢管材料的弹性模量, 一般取 2.06×10^5 (N/mm^2);

p —— 均匀内水压力 (N/mm^2);

t —— 管壁计算厚度 (mm);

r_1 —— 钢管内半径 (mm), $D = 2r_1$;

σ_{θ} —— 钢管环向正应力 (N/mm^2).

2 当 $\Delta < [\sigma] \varphi r_1 / E'$ 时

$$\text{钢管环向应力} \quad \sigma_{\theta} = \frac{pr_1 + 1000K_0\Delta}{t + 1000K_0r_1/E'} \quad (\text{B. 1. 2-3})$$

$$\text{或管壁厚度} \quad t = \frac{pr_1}{[\sigma] \varphi} + 1000K_0 \left(\frac{\Delta}{[\sigma] \varphi} - \frac{r_1}{E'} \right) \quad (\text{B. 1. 2-4})$$

式中 K_0 —— 岩石单位抗力系数 (较小值), 相应于岩石变形模量, (用于计算 σ_{θ}).

B. 1. 3 覆盖岩层厚度应符合下列要求:

1 钢管上覆盖岩层的厚度 (不包括风化层) 必须同时满足下列 1) 和 2) 两个条件, 才能按式 (B. 1. 2-4) 计算管壁厚度。

$$1) \quad H_d \geq 6r_3 \quad (\text{B. 1. 3-1})$$

式中 H_d —— 最小覆盖岩石厚度, 垂直钢管量取 (mm)。

2) 平洞和斜井:

$$H_d \geq \frac{q}{\gamma_d \cos \alpha} \quad (\text{B. 1. 3-2})$$

$$\alpha \leq 60^\circ \quad (\text{B. 1. 3-3})$$

式中 q ——围岩分担的最大内压 (N/mm^2);
 γ_d ——围岩的重度, 取较小值 (N/mm^3);
 α ——埋管轴线与水平线的夹角。

岩石分担的最大内水压力:

$$q = (pr_1 - \sigma_{\theta 1} t) / r_3 \quad (\text{B. 1. 3-4})$$

钢管承受的最小环向应力为:

$$\sigma_{\theta 1} = (pr_1 + 1000K_{01}\Delta_{s1}) / (t + 1000K_{01}r_1/E') \quad (\text{B. 1. 3-5})$$

$$\Delta_{s1} = (1 + \mu)\alpha_s \Delta t_{s1} r_1 \quad (\text{B. 1. 3-6})$$

式中 $\sigma_{\theta 1}$ ——内水压力作用下, 钢管承受的最小环向正应力 (N/mm^2);

K_{01} ——取 K_0 最大可能值;

Δ_{s1} ——钢管最小冷缩缝隙值 (mm);

α_s ——钢材线膨胀系数;

Δt_{s1} ——钢管起始温度与最高水温之差 ($^\circ\text{C}$)。

式 (B. 1. 3-5) 中只计及钢管最小冷缩缝隙, 施工缝隙和围岩冷缩缝隙忽略不计。

2 若钢管上覆盖岩层厚度满足 1) 的要求, 而不满足 2) 的要求

则令

$$q = \gamma_d H_d \cos \alpha$$

按式 (B. 1. 3-6) 确定壁厚

$$t = (pr_1 - qr_3)1000K_{01}r_1/E' (qr_3 + 1000K_{01}\Delta_{s1}) \quad (\text{B. 1. 3-6})$$

或不计岩石抗力, 用明管的允许应力计算壁厚, 取二者之小值。

3 若钢管上覆盖岩层厚度不能满足 1) 的要求, 则不计岩石抗力, 用明管的允许应力计算壁厚。

B.2 抗外压稳定分析

B.2.1 光面管的临界外压可按式 (B.2.1-1) ~ 式 (B.2.1-5) 计算。

1 用经验公式式 (B.2.1-1) 初步计算：

$$P_{cr} = 620 \left(\frac{t}{r_1} \right)^{1.7} \sigma_s^{0.25} \quad (\text{B.2.1-1})$$

式中 P_{cr} ——临界外压 (N/mm²)；

σ_s ——钢材屈服点 (N/mm²)，按表 6.1.1 的注 1 取值。

2 用阿姆斯图兹公式计算：

$$\begin{aligned} & \left(E' \frac{\Delta}{r_1} + \sigma_N \right) \left[1 + 12 \left(\frac{r_1}{t} \right)^2 \frac{\sigma_N}{E'} \right]^{3/2} \\ &= 3.46 \frac{r_1}{t} (\sigma_{s0} - \sigma_N) \left[1 - 0.45 \frac{r_1 (\sigma_{s0} - \sigma_N)}{t E'} \right] \end{aligned} \quad (\text{B.2.1-2})$$

$$E' = E / (1 - \mu^2)$$

$$P_{cr} = \frac{\sigma_N}{\frac{r_1}{t} \left[1 + 0.35 \frac{r_1 (\sigma_{s0} - \sigma_N)}{t E'} \right]} \quad (\text{B.2.1-3})$$

$$\sigma_{s0} = \frac{\sigma_s}{\sqrt{1 - \mu + \mu^2}} \quad (\text{B.2.1-4})$$

$$\Delta_p = \frac{q r_3}{1000 K_{01}} \left(1 - \frac{M_d}{E_d} \right) \quad (\text{B.2.1-5})$$

式中 σ_N ——管壁屈曲部分由外压引起的平均应力 (N/mm²)；

Δ ——缝隙，包括施工缝隙 Δ_0 、钢管冷缩缝隙 Δ_s 、围岩冷缩缝隙 Δ_R 及围岩塑性压缩缝隙 Δ_p ， Δ_0 、 Δ_s 、 Δ_R 同内压应力分析见 B.1.1；

Δ_p ——围岩塑性压缩缝隙；

q ——同覆盖岩层厚度的分析，见 B.1.3；

M_d ——围岩变形模量 (N/mm²)；

E_d ——围岩弹性模量 (N/mm²)。

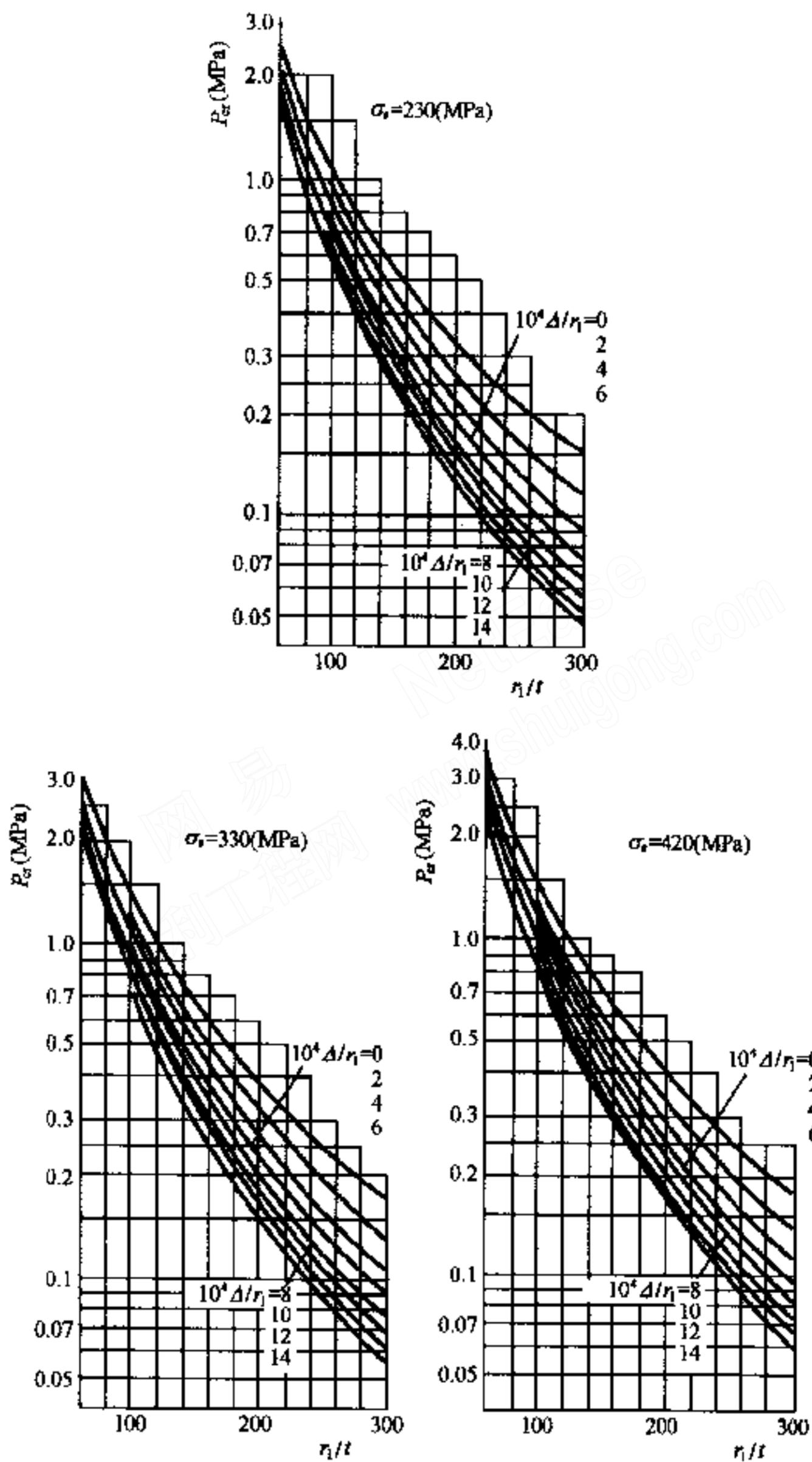


图 B. 2.1 埋管临界外压力曲线 (阿姆斯图兹公式 1969, $\nu=1$)

当 $K_{01}=0$ 时， Δ_p 公式已不适用，缝隙值 Δ 应在 $\Delta_0 + \Delta_s + \Delta_R$ 或 $\sigma_{01}r_1E'$ 两者间取大值。

σ_{01} 计算见式 (B. 1. 3-5)。

阿姆斯图兹公式已制成图表，见图 B. 2. 1。

B. 2. 2 加劲环式钢管的临界外压计算。

1 加劲环间管壁的临界外压：

采用米赛斯 (Miese) 公式计算，见附录 A. 3. 2。

2 加劲环的临界外压：

$$P_{cr} = \frac{\sigma_s F}{r_1 l} \quad (\text{B. 2. 2})$$

式中 F —— 加劲环有效截面积 (包括管壁等效翼缘) (mm^2)，见图 B. 2. 2。

3 加劲环的应力可采用锅炉公式计算。

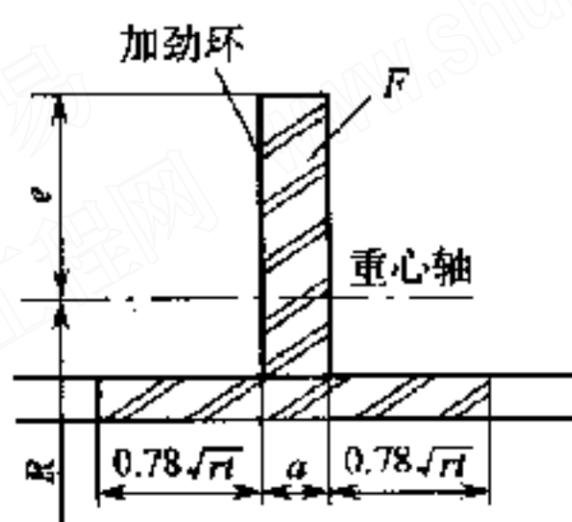


图 B. 2. 2 加劲环处断面特性

附录 C 坝内埋管结构分析方法

C.1 钢管、钢筋与混凝土联合承受内压的应力分析

C.1.1 混凝土开裂情况判别

混凝土有未开裂（图 C.1.1-1）、未裂穿（图 C.1.1-2）和裂穿三种情况。

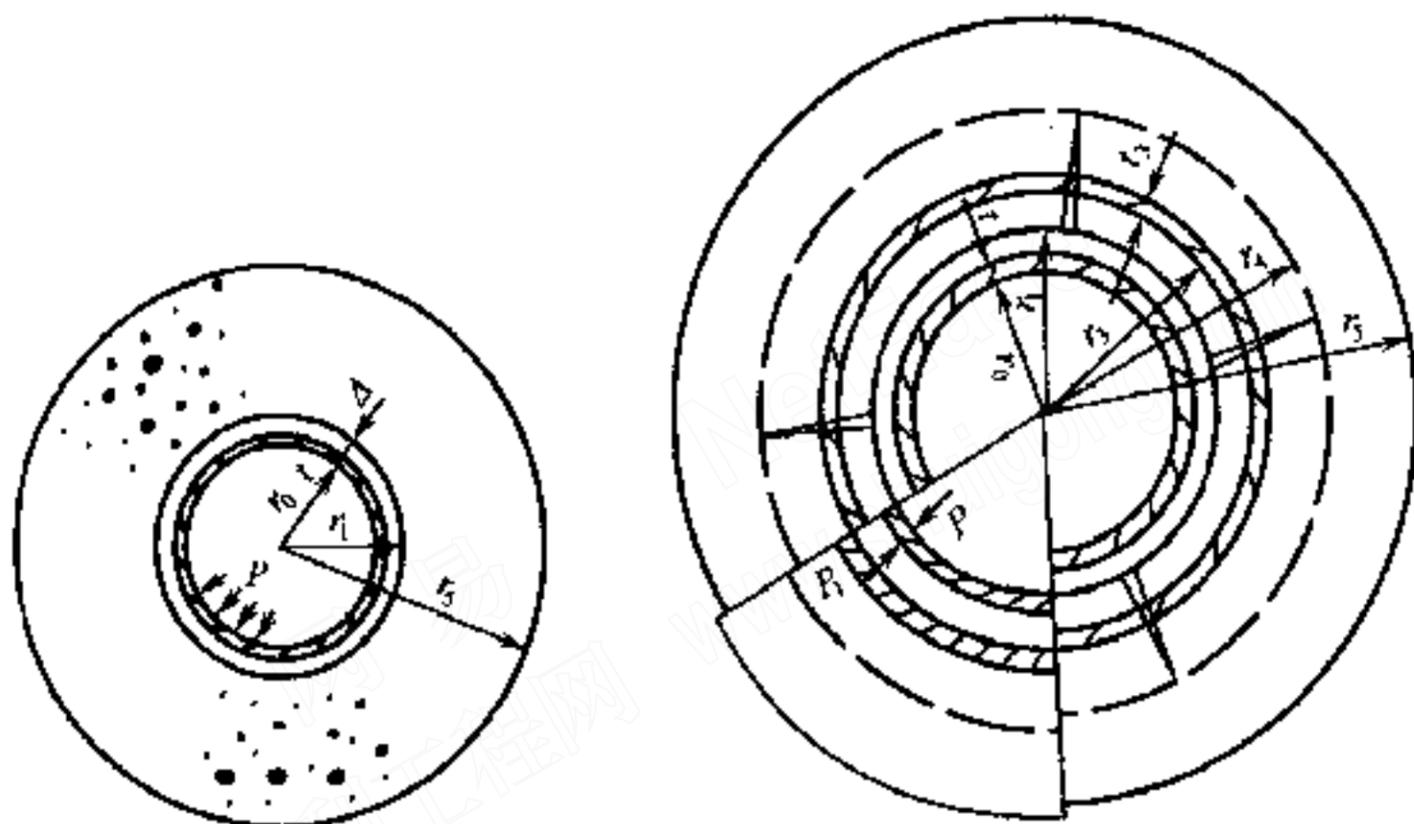


图 C.1.1-1 混凝土未开裂情况

图 C.1.1-2 混凝土部分开裂情况

当已知建筑物尺寸和材料的变形性能，可先假设钢管壁厚 t 和钢筋折算壁厚 t_3 ，由图 C.1.1-3 判别混凝土是否裂穿。若未裂穿，可由式 (C.1.1) 求混凝土相对开裂深度 ψ 。

$$\psi \frac{1 - \psi^2}{1 + \psi^2} \left\{ 1 + \frac{E' t}{E' \sigma_0} \left(1 + \frac{t_3 r_0}{t r_3} \right) \left[\ln \left(\psi \frac{r_5}{r_3} \right) + \frac{1 + \psi^2}{1 - \psi^2} + \mu' c \right] \right\} = \frac{\left(P - E' \frac{\Delta t}{r_0^2} \right) r_0}{[\sigma_1] r_5} \quad (\text{C.1.1})$$

$$\psi = \frac{r_4}{r_5}$$

$$E' = \frac{E}{1 - \mu^2}$$

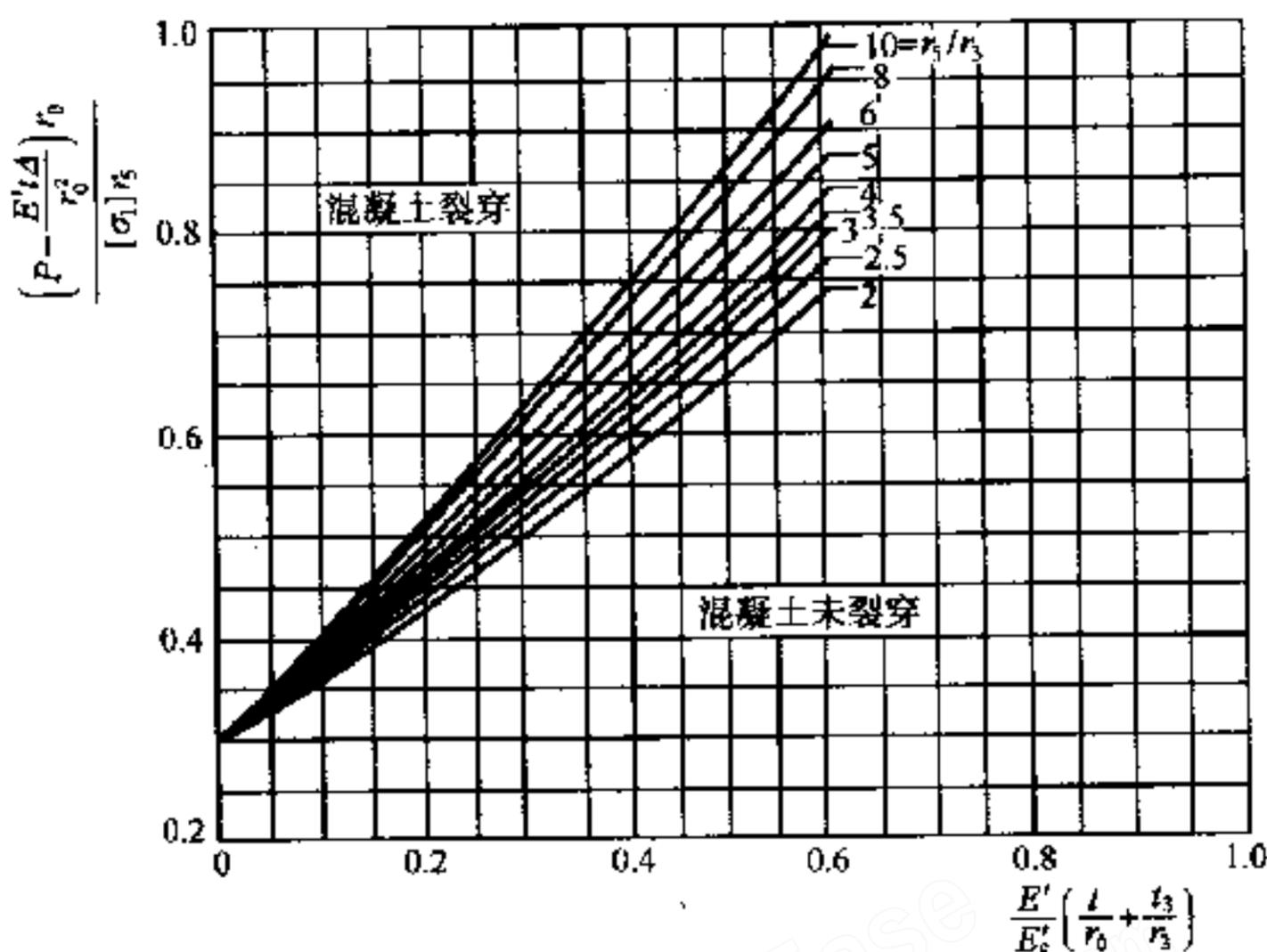


图 C.1.1-3 混凝土是否裂穿判别

$$E'_c = \frac{E_c}{1 - \mu_c^2}$$

$$\mu'_c = \frac{\mu_c}{1 - \mu_c}$$

式中 P ——均匀内水压力 (N/mm^2);

r_0 ——钢管内半径 (mm);

r_3 ——钢筋层外半径 (mm);

r_4 ——混凝土开裂区外半径 (mm);

r_5 ——混凝土层外半径 (mm);

ψ ——混凝土相对开裂深度;

t ——钢管计算壁厚 (mm);

t_3 ——钢筋折算壁厚 (mm);

Δ ——钢管与混凝土之间的缝隙值 (mm);

E' ——平面应变问题的钢材弹性模量 (N/mm^2);

E ——钢材弹性模量 (N/mm^2);

E_c ——混凝土弹性模量 (N/mm^2);

μ ——钢材泊松比;

μ_c ——混凝土泊松比；

$[\sigma_1]$ ——混凝土允许拉应力 (N/mm^2)。

ψ 有双解，应取其小值。已按式 (C.1.1) 制成图 C.1.1-4~
图 C.1.1-12 供查用。

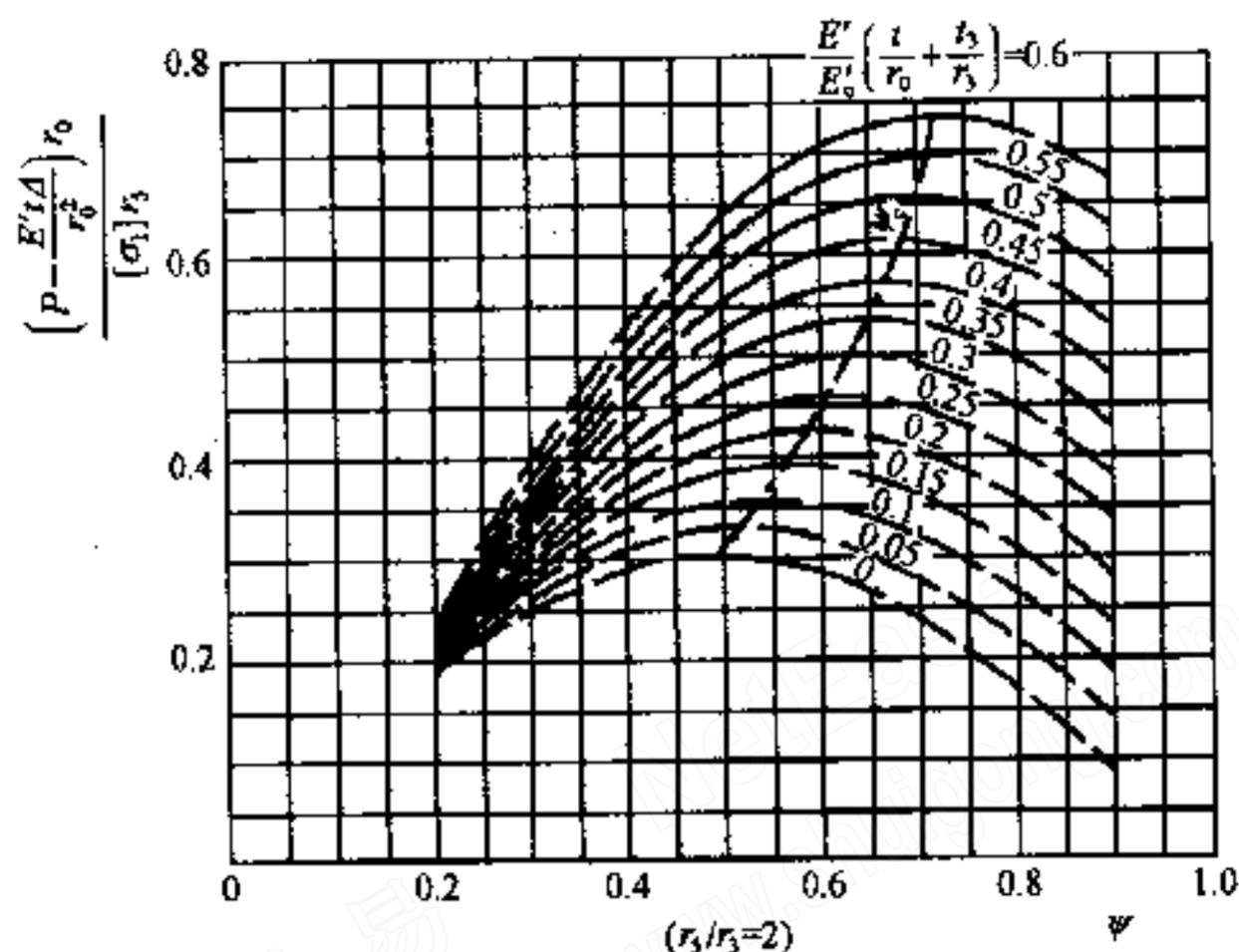


图 C.1.1-4

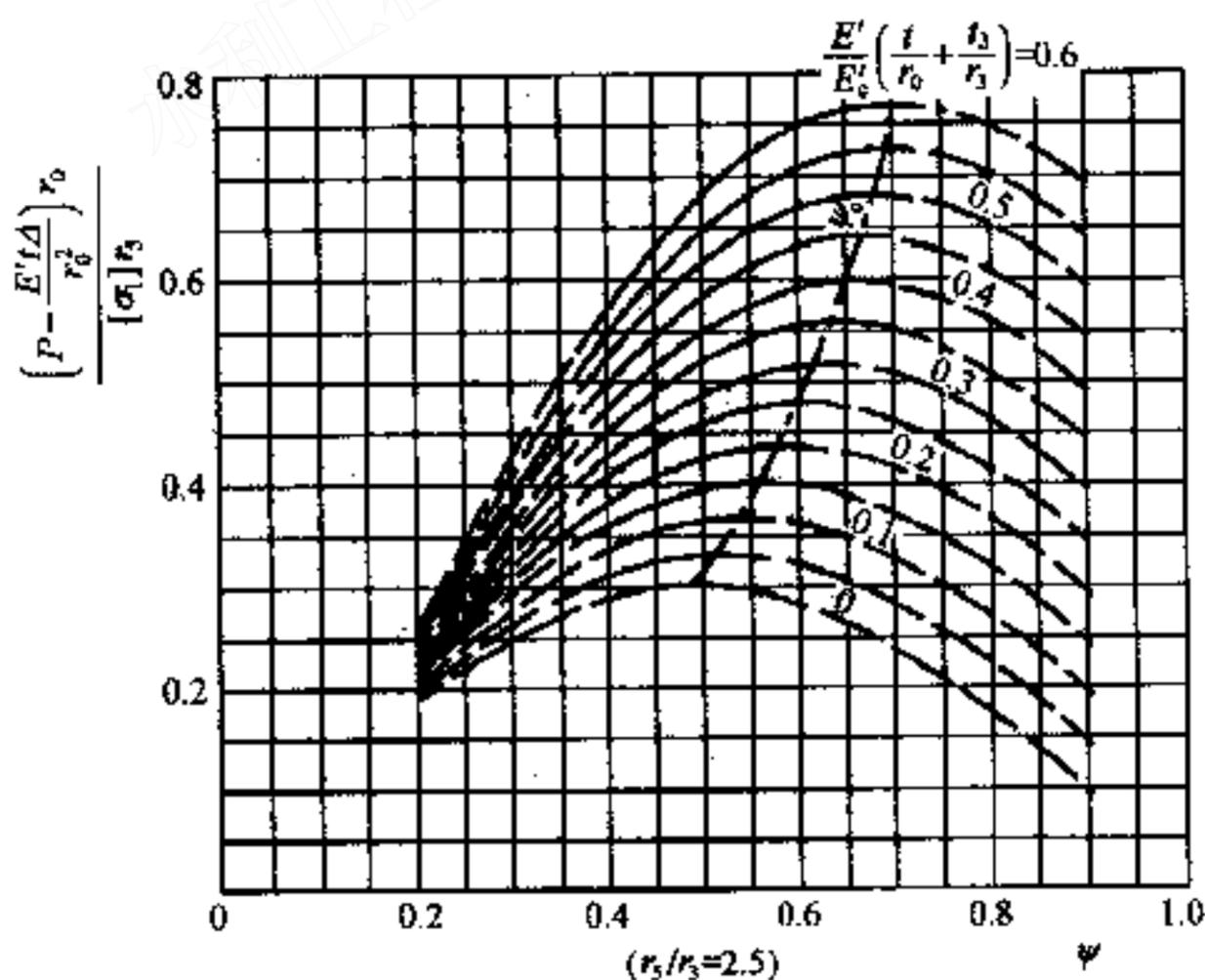


图 C.1.1-5

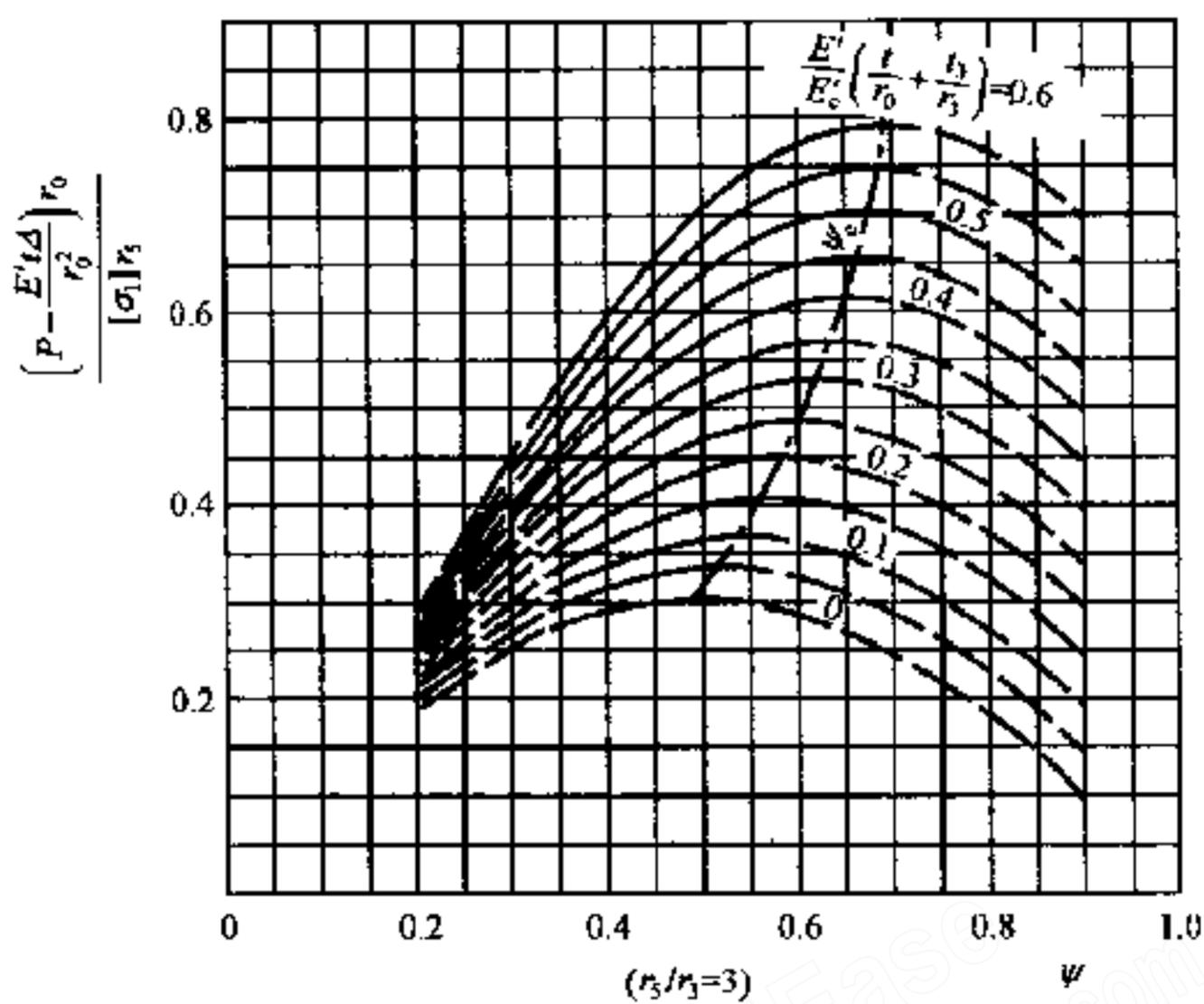


图 C. 1. 1-6

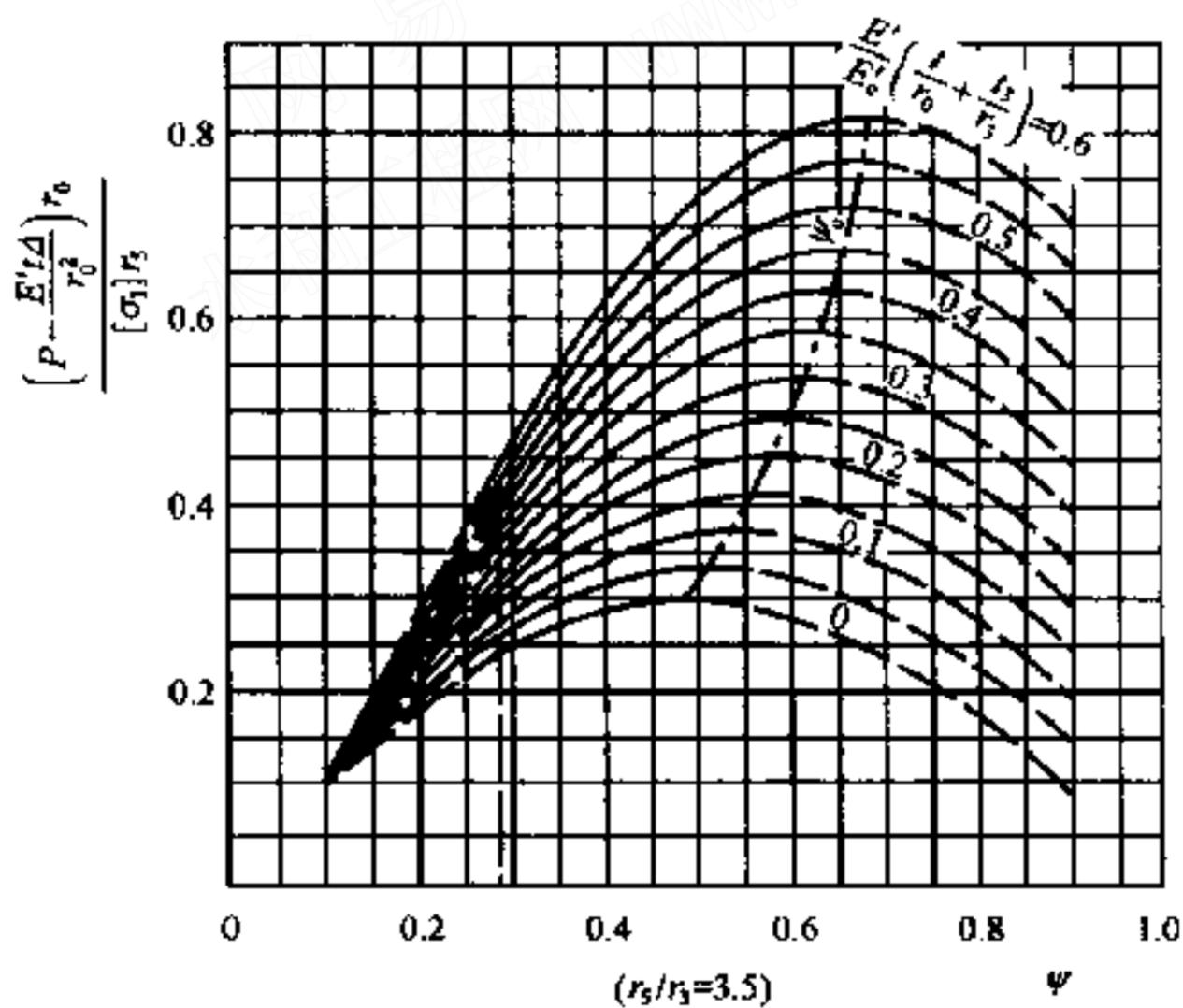


图 C. 1. 1-7

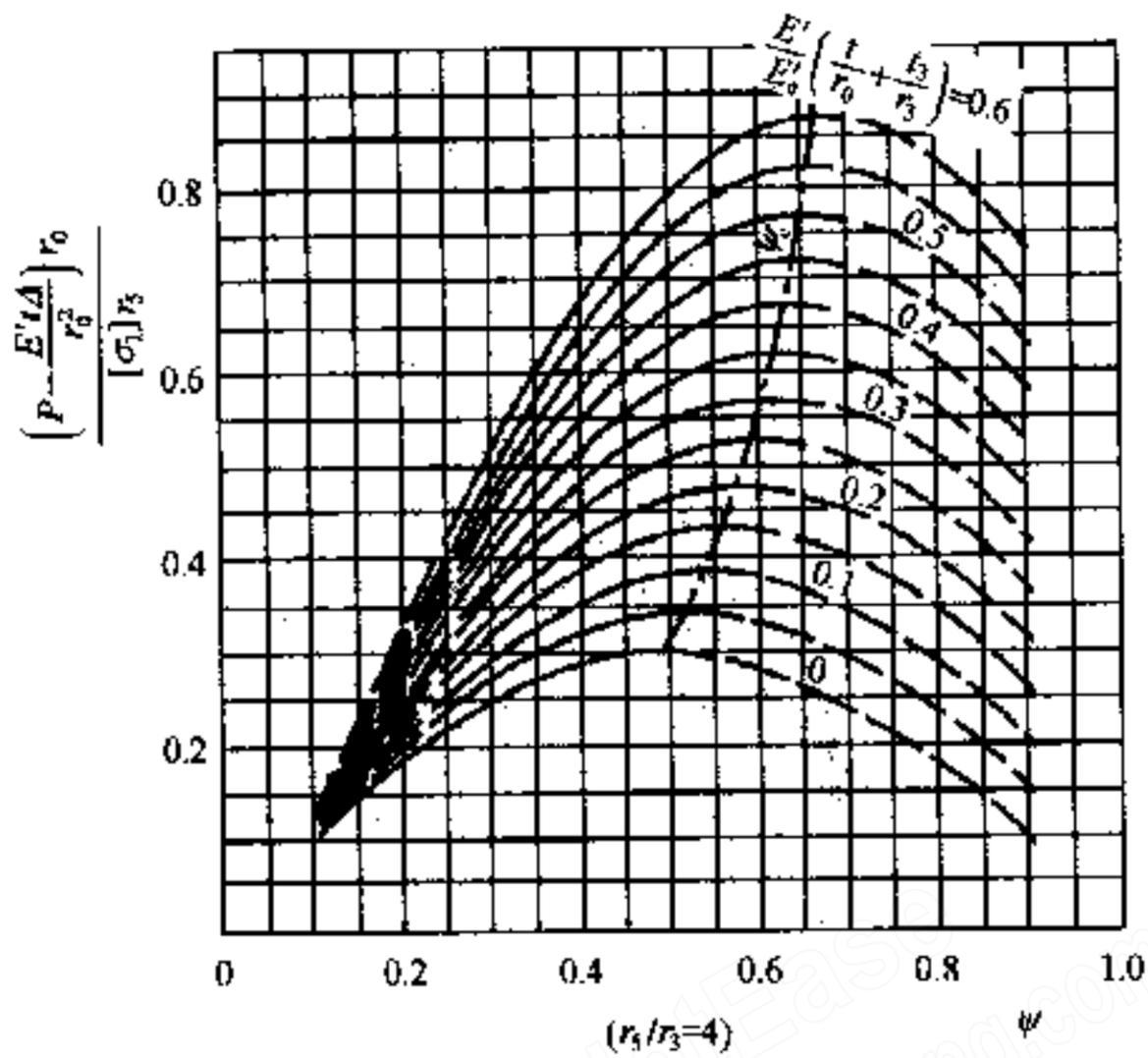


图 C. 1. 1-8

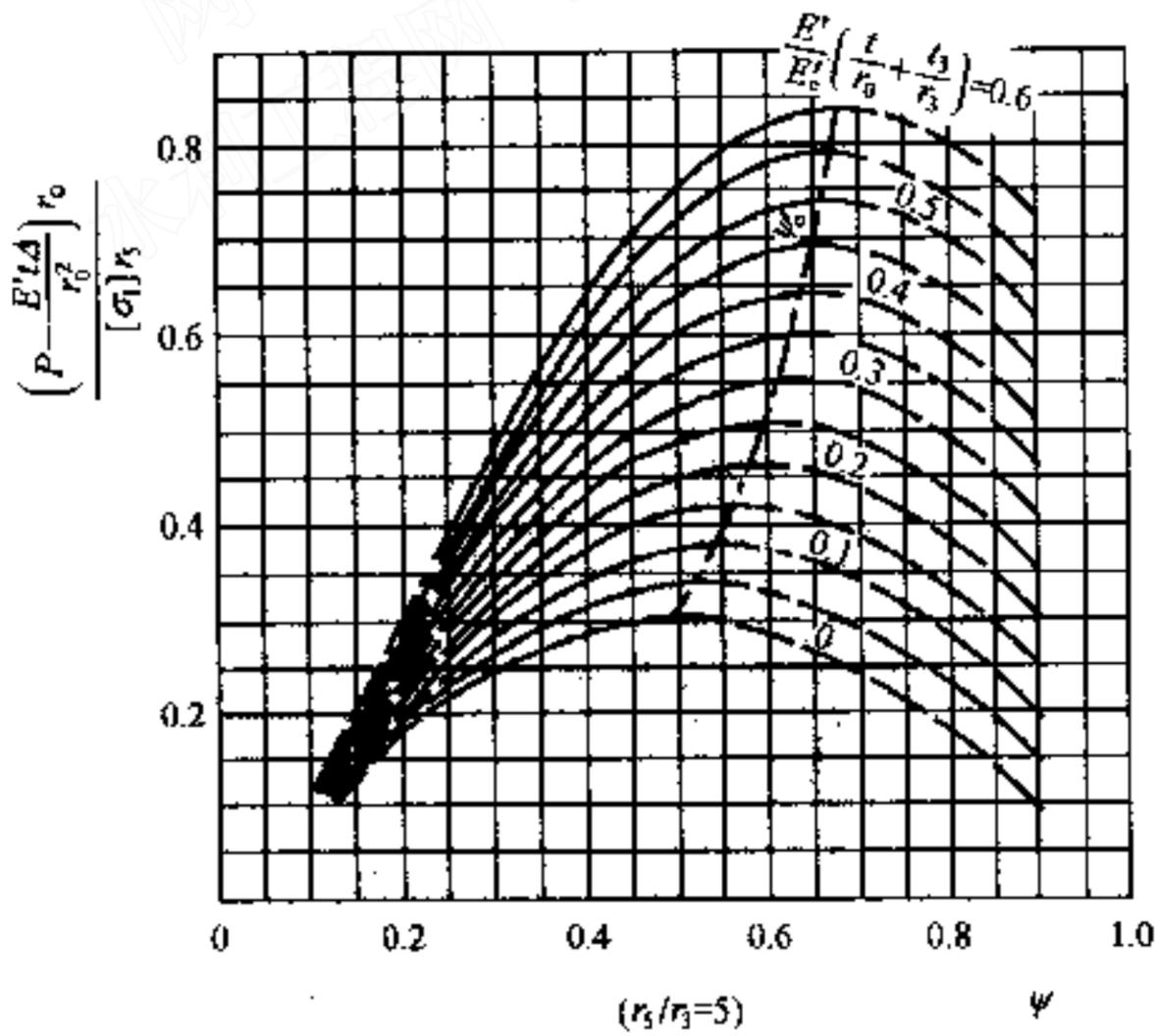


图 C. 1. 1-9

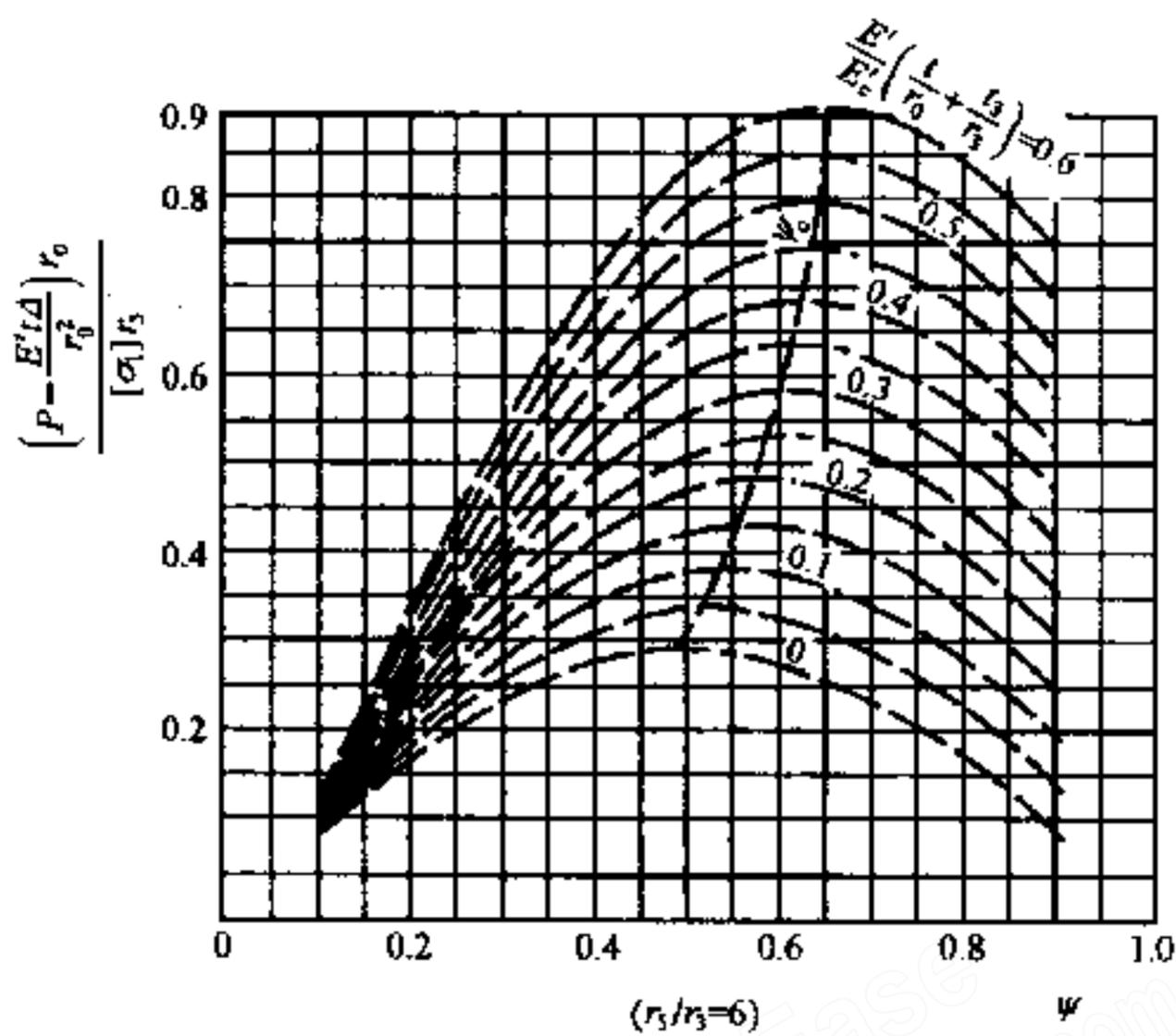


图 C. 1. 1-10

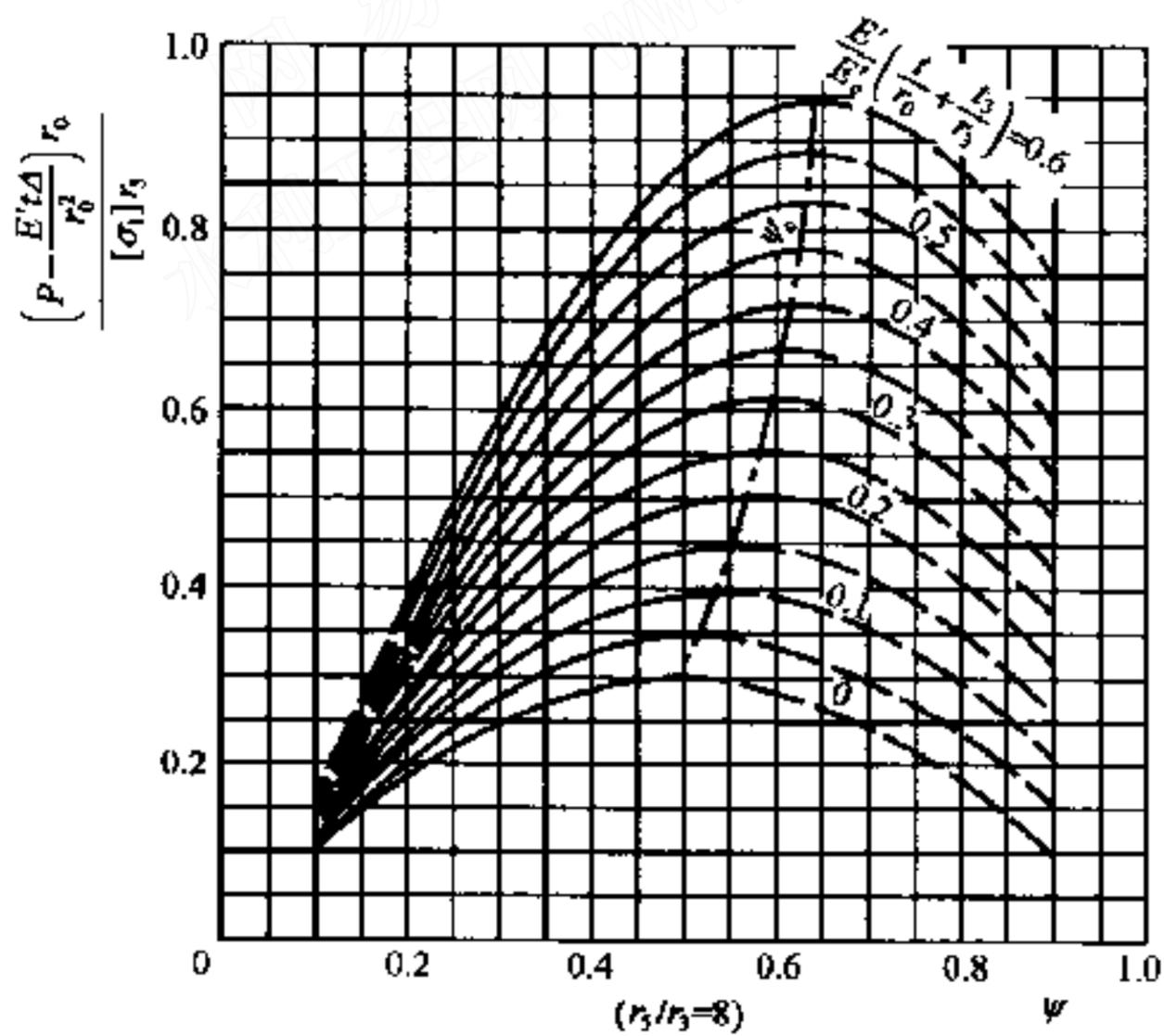


图 C. 1. 1-11

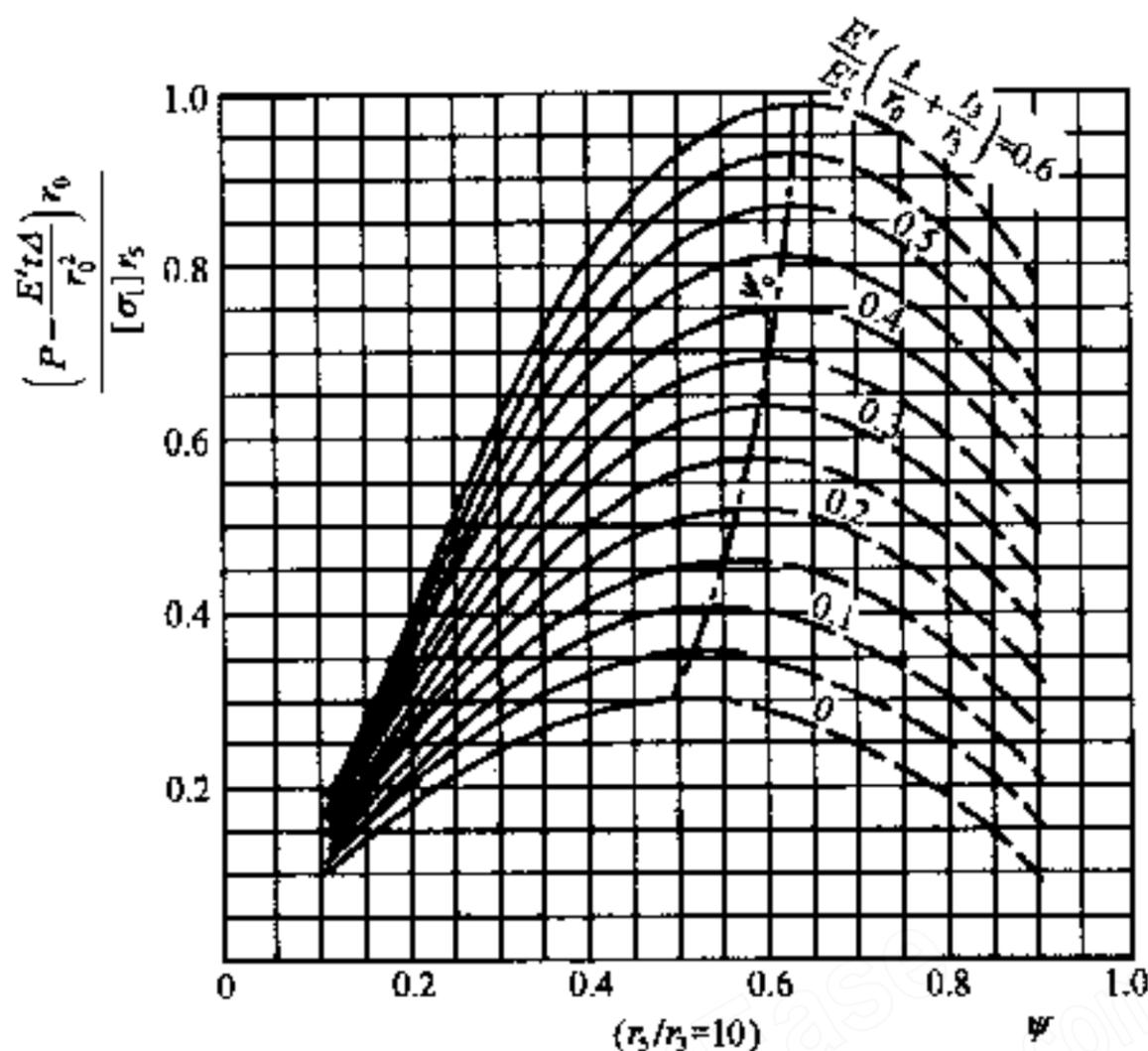


图 C.1.1-12

若求出 $\psi \leq r_0/r_5$ ，表示混凝土没有开裂。

C.1.2 应力计算

1 混凝土未开裂 (图 C.1.1-1)。

$$P_1 = \frac{P - \frac{E' \Delta t}{r_0^2}}{1 + \frac{E' t}{E' c r_0} \left(\frac{r_5^2 + r_0^2}{r_5^2 - r_0^2} + \mu_c \right)} \quad (\text{C.1.2-1})$$

$$\sigma_{\theta 1} = (P - P_1) r_0 / t \leq \varphi [\sigma] \quad (\text{C.1.2-2})$$

$$\sigma_{\theta 2} = P_1 (r_5^2 + r_0^2) / (r_5^2 - r_0^2) \leq [\sigma_1] \quad (\text{C.1.2-3})$$

式中 P_1 ——钢管传至钢筋混凝土的内水压力 (N/mm^2)；

$\sigma_{\theta 1}$ ——钢管环向拉应力 (N/mm^2)；

$\sigma_{\theta 2}$ ——混凝土最大环向拉应力 (N/mm^2)；

φ ——焊缝系数；

$[\sigma]$ ——钢管的允许拉应力，按表 6.1.1 选用。

钢筋应力很小，可不计算。

2 混凝土部分开裂，仍参加承载 (图 C.1.1-2)。

$$\sigma_{\theta 1} = \sigma_{\theta 3} r_3 / r_0 + E' \Delta / r_0 \leq \varphi [\sigma] \quad (\text{C. 1. 2-4})$$

$$\sigma_{\theta 3} = \frac{E' r_5}{E' r_3} [\sigma_1] \left\{ m \left[\ln \left(\psi \frac{r_5}{r_3} \right) + n \right] \right\} \leq [\sigma_3] \quad (\text{C. 1. 2-5})$$

$$P_1 = P - \sigma_{\theta 1} \frac{t}{r_0} \quad (\text{C. 1. 2-6})$$

$$m = \psi \frac{1 - \psi^2}{1 + \psi^2}$$

$$n = \frac{1 + \psi^2}{1 - \psi^2} + \mu'$$

式中 $[\sigma_3]$ ——钢筋的允许拉应力，按《水工混凝土施工规范》(SDJ207) 规范选用；

$\sigma_{\theta 3}$ ——钢筋拉应力 (N/mm²)。

3 混凝土已裂穿，不参加承载。

$$P_1 = \frac{P - \frac{E' \Delta t}{r_0^2}}{1 + \frac{t r_3}{t_3 r_0}} \quad (\text{C. 1. 2-7})$$

$$\sigma_{\theta 1} = (P - P_1) r_0 / t \leq \varphi [\sigma] \quad (\text{C. 1. 2-8})$$

$$\sigma_{\theta 3} = P_1 r_0 / t_3 \leq [\sigma_3] \quad (\text{C. 1. 2-9})$$

C. 1. 3 在没有更精确的计算方法前，钢管与混凝土间的缝隙计算可用式 (C. 1. 3-1) ~ 式 (C. 1. 3-4) 计算缝隙值。

1 计算混凝土分担的内压、混凝土裂缝深度、混凝土和钢筋应力时：

$$\Delta = 0 \quad (\text{C. 1. 3-1})$$

2 计算钢管应力和临界外压时：

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 \quad (\text{C. 1. 3-2})$$

$$\Delta_1 = (1 + \mu) \alpha \Delta t r_0 \quad (\text{C. 1. 3-3})$$

$$\Delta_3 = P r_0 / E_c \quad (\text{C. 1. 3-4})$$

式中 Δt ——可取接缝灌浆时月平均气温与钢管运行最低温度之差；

Δ_2 ——当进行接缝灌浆时，可取 0.2mm。

C.2 抗外压稳定分析

C.2.1 光面管与加劲环式钢管同地下埋管，

C.2.2 通气孔最小有效断面积 F_1 按式 (C.2.2) 计算：

$$F_1 = \frac{\beta Q_s}{[V]} \quad (\text{C.2.2})$$

式中 β ——通风率，建议采用 0.4~0.6；

Q_s ——钢管最大引用流量 (m^3/s)；

$[V]$ ——允许风速，建议采用 50m/s。

网易
NetEase
水利工程网
www.shuigong.com

附录 D 钢衬钢筋混凝土管结构分析方法

D.0.1 钢衬钢筋混凝土管钢衬厚度及环向钢筋应满足式 (D.0.1) 要求：

$$KPr \leq t_3 f_{yk} + t_0 \varphi \sigma_s \quad (\text{D.0.1})$$

式中 K ——总安全系数；

P ——设计内水压力 (N/mm^2)；

r ——钢衬内半径 (mm)；

f_{yk} ——钢筋抗拉强度标准值 (N/mm^2)；

t_3 ——环向钢筋折算厚度 (mm)；

t_0 ——钢衬管壁计算厚度 (mm)；

φ ——焊缝系数；

σ_s ——钢板屈服点 (N/mm^2)，按表 6.1.1 的注 1 取值。

D.0.2 环向钢筋折算厚度按式 (D.0.2) 计算。

$$t_3 = F_s N / 1000 \quad (\text{D.0.2})$$

式中 F_s ——单根钢筋截面积 (mm^2)；

N ——每延米环向钢筋根数。

D.0.3 管道环向钢筋裂缝处的平均应力按式 (D.0.3) 计算：

$$\sigma = \frac{Pr}{t_0 + t_3} \quad (\text{D.0.3})$$

附录 E 岔管结构分析方法

E.1 内加强月牙肋岔管近似计算方法

E.1.1 岔管壳体体形设计：

1 腰线转折角 θ_{12} 、 θ_{13} (图 E.1.1-1)。

$$\theta_{13} = \omega_{23} - (2\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3) - \theta_{12}$$

对于对称 Y 形岔管：

$$\theta_{12} = \theta_{13} = \frac{1}{2} [\omega_{23} - (2\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3)]$$

对于非对称 Y 形岔管：

$$\theta_{12} = 0$$

$$\theta_{13} = \omega_{23} - (2\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3)$$

2 公切球半径 R_0 (图 E.1.1-1)。

$$R_0 = R_i \cos \alpha_i + A_i \sin \alpha_i \quad (i = 1, 2, 3)$$

3 本体三锥沿腰线的节距 (图 E.1.1-2)。

$$S_{ij} = \frac{A_i}{\cos \alpha_i} - R_0 \left(\operatorname{tg} \frac{\theta_{ij}}{2} + \operatorname{tg} \alpha_i \right)$$

$$(i, j = 1, 2, 3 \text{ 且 } i \neq j)$$

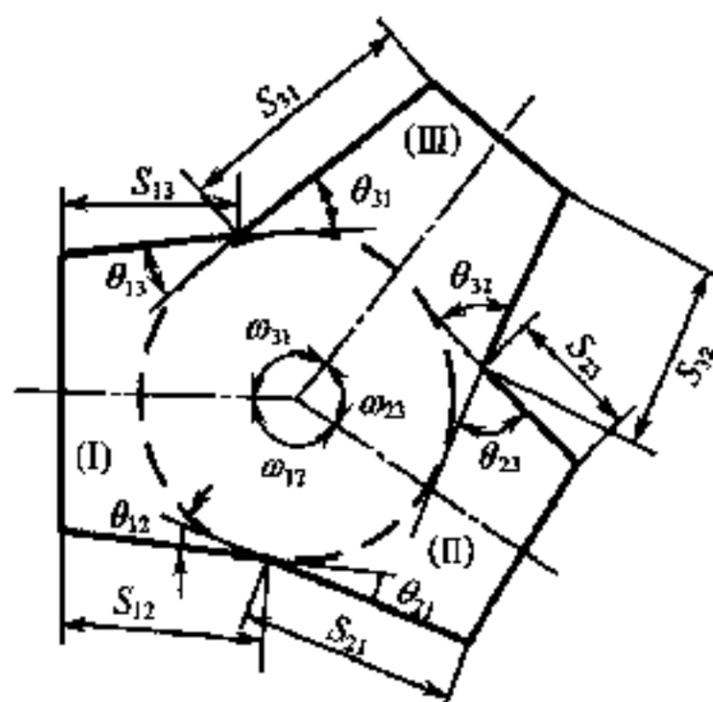
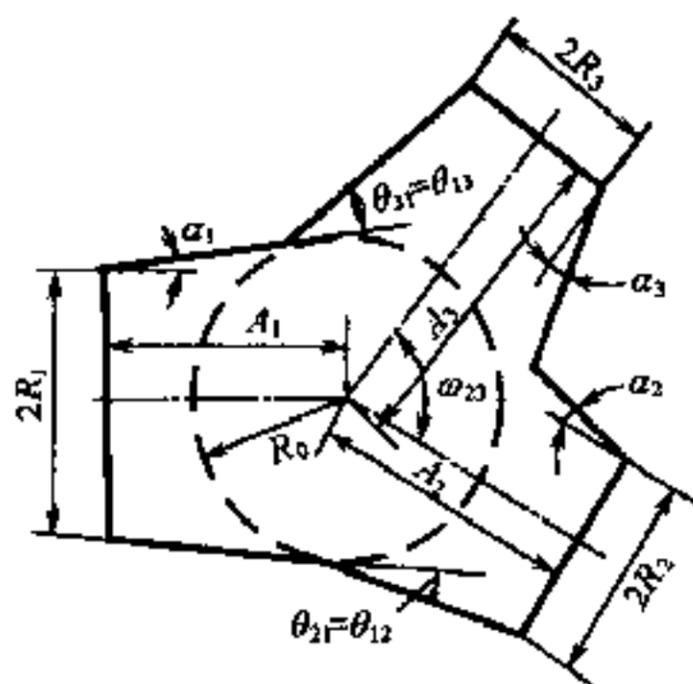


图 E.1.1-1 月牙肋岔管体形参数 图 E.1.1-2 月牙肋岔管体形参数

其中 $\theta_{ij} = \theta_{ji}$

$$\omega_{ij} = \omega_{ji} = 180^\circ - (\theta_{ij} + \alpha_i + \alpha_j) \quad (i, j = 1, 2, 3 \text{ 且 } i \neq j)$$

E. 1. 2 肋板计算如下：

1 三锥两两交线与三锥轴线的夹角（图 E. 1. 2-1）。

$$\operatorname{tg} \rho_{ij} = \frac{\cos \alpha_j - \cos \alpha_i \cos \omega_{ij}}{\cos \alpha_i \sin \omega_{ij}}$$

($i, j = 1, 2, 3$ 且 $i \neq j$)

2 肋板顶点的位置（图 E. 1. 2-2）。

肋板顶点（即三锥中面两两交线的汇交点，称为节点）在支岔锥参考系 x_3, y_3, z_3 （或 x'_3, y_3, z_3 ）中的坐标值为

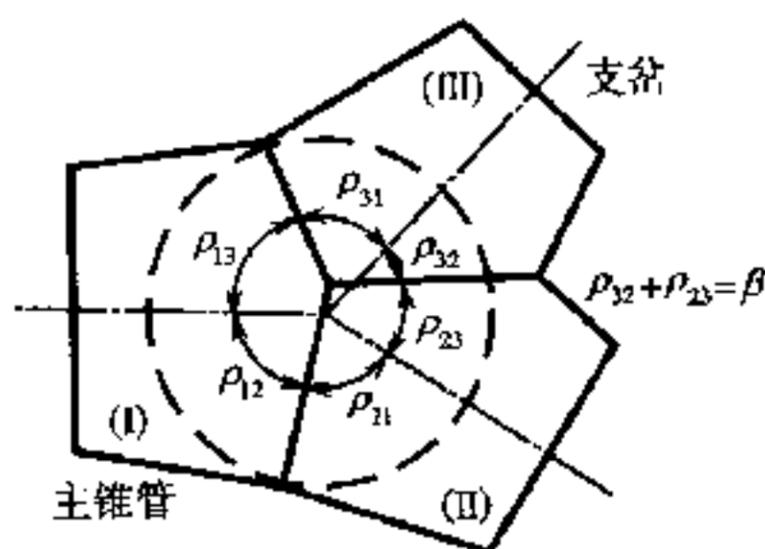


图 E. 1. 2-1 月牙肋岔管三锥交线与轴线夹角计算图

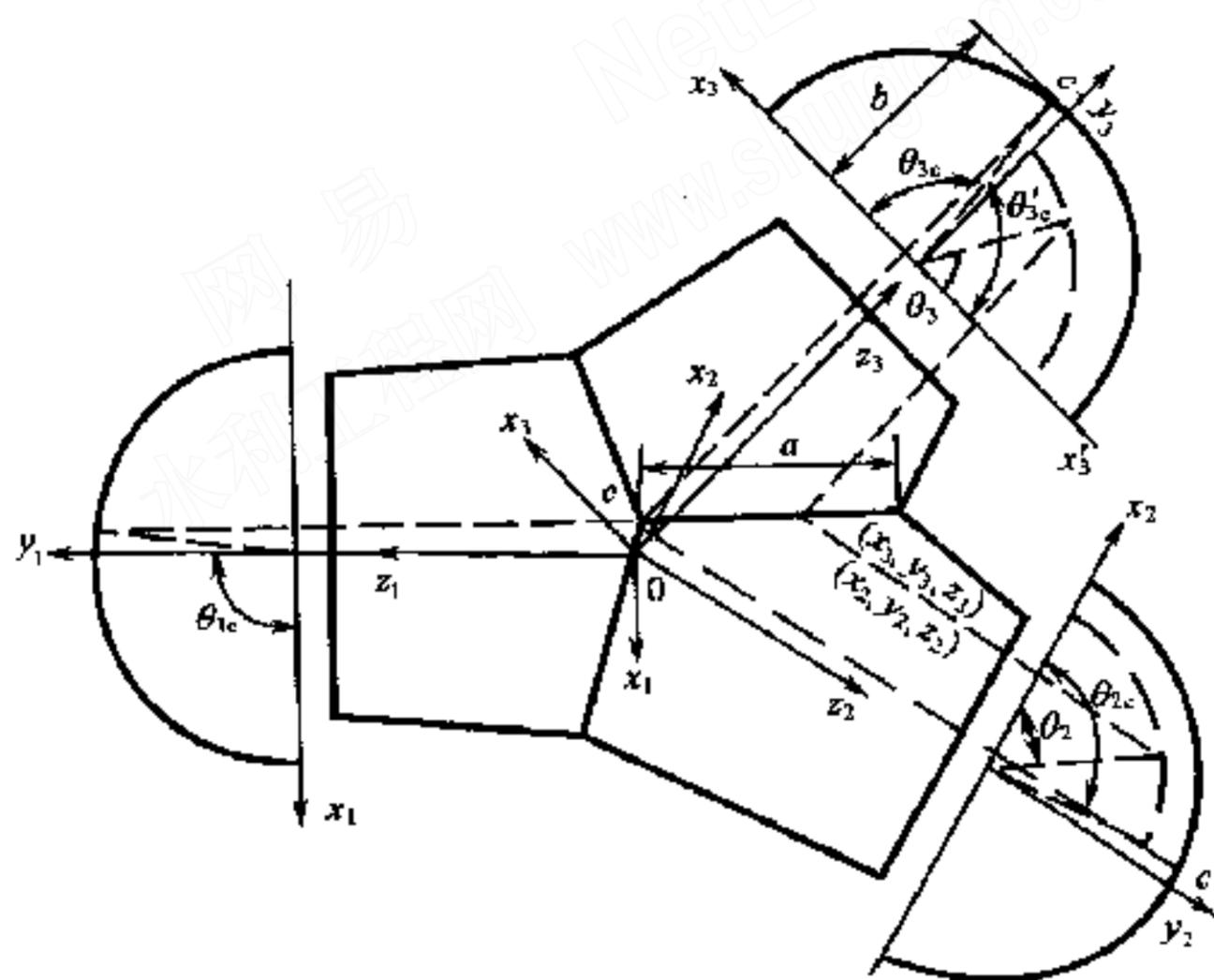


图 E. 1. 2-2 肋板计算图

$$x_{3c} = -x'_{3c}$$

$$= R_0 \left[\frac{\cos \omega_{23} \sin (\alpha_3 - \alpha_1) - \cos \omega_{13} \sin (\alpha_3 - \alpha_2) - \sin (\alpha_2 - \alpha_1)}{\cos \alpha_1 \sin \omega_{23} + \cos \alpha_2 \sin \omega_{31} + \cos \alpha_3 \sin \omega_{12}} \right]$$

$$z_{3c} = R_0 \left[\frac{\sin(\alpha_3 - \alpha_2)\sin\omega_{13} + \sin(\alpha_3 - \alpha_1)\sin\omega_{23}}{\cos\alpha_1\sin\omega_{23} + \cos\alpha_2\sin\omega_{31} + \cos\alpha_3\sin\omega_{12}} \right]$$

$$\cos\theta_{3c} = \frac{\lambda_{3c}}{R_3 + (A_3 - z_{3c})\operatorname{tg}\alpha_3}$$

$$\theta_{3c} = 180^\circ - \theta_{3c}$$

由坐标变换式

$$\begin{cases} x_1 = -x_3\sin(\omega_{31} - 90^\circ) - z_3\cos(\omega_{31} - 90^\circ) \\ z_1 = x_3\cos(\omega_{31} - 90^\circ) - z_3\sin(\omega_{31} - 90^\circ) \\ x_2 = x_3\sin(90^\circ - \omega_{23}) + z_3\cos(90^\circ - \omega_{23}) \\ z_2 = -x_3\cos(90^\circ - \omega_{23}) + z_3\sin(90^\circ - \omega_{23}) \end{cases}$$

即可求得节点在主锥、主岔锥坐标系中的坐标值 (x_{1c}, z_{1c}) 和 (x_{2c}, z_{2c}) 。

同时：

$$\cos\theta_{ic} = \frac{x_{ic}}{[R_i + (A_i - z_{ic})\operatorname{tg}\alpha_i]} \quad (i = 1, 2)$$

3 肋板中面与主岔、支岔中面相贯线的水平投影长 a ，顶端与底端距离 $2b$ (图 E. 1.2-2)。

$$a = \frac{[R_3 + (A_3 - z_{3c})\operatorname{tg}\alpha_3](1 - \cos\theta'_{3c})}{(1 + \operatorname{ctg}\rho_{32}\operatorname{tg}\alpha_3)\sin\rho_{32}}$$

$$= \frac{[R_2 + (A_2 - z_{2c})\operatorname{tg}\alpha_2](1 - \cos\theta_{2c})}{(1 + \operatorname{ctg}\rho_{23}\operatorname{tg}\alpha_2)\sin\rho_{23}}$$

$$b = [R_3 + (A_3 - z_{3c})\operatorname{tg}\alpha_3]\sin\theta'_{3c}$$

$$= [R_2 + (A_2 - z_{2c})\operatorname{tg}\alpha_2]\sin\theta_{2c}$$

4 肋板中面与主岔、支岔中面相交曲线上各点的坐标值 (图 E. 1.2-2)。

在主岔参考系中：

$$z_2 = \frac{[R_2 + (A_2 - z_2)\operatorname{tg}\alpha_2]\operatorname{ctg}\rho_{23}(\cos\theta_2 - \cos\theta_{2c})}{1 + \operatorname{ctg}\rho_{23}\operatorname{tg}\alpha_2\cos\theta_2} + z_{2c}$$

$$x_2 = [R_2 + (A_2 - z_2)\operatorname{tg}\alpha_2]\cos\theta_2$$

$$y_2 = [R_2 + (A_2 - z_2)\operatorname{tg}\alpha_2]\sin\theta_2 \quad (\theta_2 = 0 \sim \theta_{2c})$$

在支岔参考系中：

$$z_3 = \frac{[R_3 + (A_3 - z_{3c})\text{tg}\alpha_3]\text{ctg}\rho_{32}(\cos\theta'_3 - \cos\theta'_{3c})}{1 + \text{ctg}\rho_{32}\text{tg}\alpha_3\cos\theta'_3} + z_{3c}$$

$$x_3 = [R_3 + (A_3 - z_3)\text{tg}\alpha_3]\cos\theta'_3$$

$$y_3 = [R_3 + (A_3 - z_3)\text{tg}\alpha_3]\sin\theta'_3 \quad (\theta'_3 = 0 \sim \theta'_{3c})$$

(x_2, y_2, z_2) 与 (x_3, y_3, z_3) 符合上述坐标交换关系。

在肋板平面参考系中 (图 E. 1. 2-3):

$$x_4 = \frac{[R_2 + (A_2 - z_{2c})\text{tg}\alpha_2](\cos\theta_2 - \cos\theta_{2c})}{(1 + \text{ctg}\rho_{23}\text{tg}\alpha_2\cos\theta_2)\sin\rho_{23}}$$

$$= \frac{[R_3 + (A_3 - z_{3c})\text{tg}\alpha_3](\cos\theta'_3 - \cos\theta'_{3c})}{(1 + \text{ctg}\rho_{32}\text{tg}\alpha_3\cos\theta'_3)\sin\rho_{32}}$$

$$y_4 = \frac{[R_2 + (A_2 - z_{2c})\text{tg}\alpha_2](1 + \text{ctg}\rho_{23}\text{tg}\alpha_2\cos\theta_{2c})\sin\theta_2}{1 + \text{ctg}\rho_{23}\text{tg}\alpha_2\cos\theta_2}$$

$$= \frac{[R_3 + (A_3 - z_{3c})\text{tg}\alpha_3](1 + \text{ctg}\rho_{32}\text{tg}\alpha_3\cos\theta'_{3c})\sin\theta'_3}{1 + \text{ctg}\rho_{32}\text{tg}\alpha_3\cos\theta'_3}$$

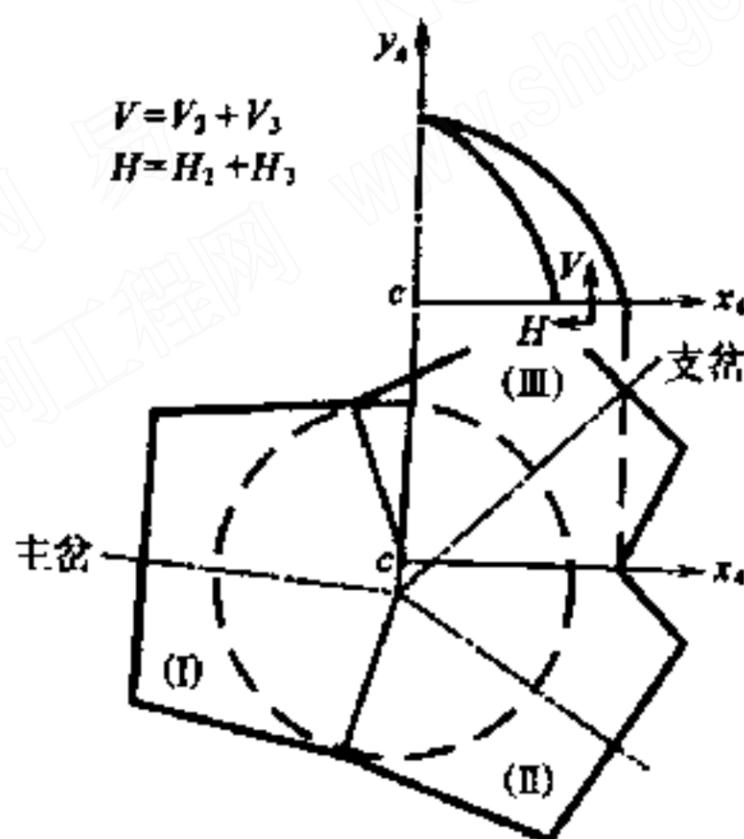


图 E. 1. 2-3 月牙肋盆管计算简图

5 肋板侧表面与主盆、支盆中面交线上各点的坐标值。肋板厚度为 t_w 。

支盆锥中面与肋表面交线上各点坐标:

$$x_{43} = \frac{[R_3 + (A_3 - z_{3c} - \Delta z_{3c})\text{tg}\alpha_3](\cos\theta'_3 - \cos\theta'_{3m})}{(1 + \text{ctg}\rho_{32}\text{tg}\alpha_3\cos\theta'_3)\sin\rho_{32}}$$

$$y_{43} = \frac{[R_3 + (A_3 - z_{3c} - \Delta z_{3c}) \operatorname{tg} \alpha_3]}{1 + \operatorname{ctg} \rho_{32} \operatorname{tg} \alpha_3 \cos \theta'_3} (1 + \operatorname{ctg} \rho_{32} \operatorname{tg} \alpha_3 \cos \theta'_{3m}) \sin \theta'_3$$

$$(\theta'_3 = 0 \sim \theta'_{3m})$$

其中

$$\Delta z_{3c} = \frac{t_w \cos \rho_{31}}{2 \sin (\rho_{32} + \rho_{31})}$$

$$\Delta x_{3c} = \frac{t_w \sin \rho_{31}}{2 \sin (\rho_{32} + \rho_{31})}$$

$$\cos \theta_{3m} = \frac{x_{3c} + \Delta x_{3c}}{R_3 + (A_3 - z_{3c} - \Delta z_{3c}) \operatorname{tg} \alpha_3}$$

$$\theta'_{3m} = 180^\circ - \theta_{3m}$$

主岔锥中面与肋表面交线上各点的坐标值为：

$$x_{42} = \frac{[R_2 + (A_2 - z_{2c} - \Delta z_{2c}) \operatorname{tg} \alpha_2] (\cos \theta_2 - \cos \theta_{2n})}{(1 + \operatorname{ctg} \rho_{23} \operatorname{tg} \alpha_2 \cos \theta_2) \sin \rho_{23}}$$

$$y_{42} = \frac{[R_2 + (A_2 - z_{2c} - \Delta z_{2c}) \operatorname{tg} \alpha_2]}{1 + \operatorname{ctg} \rho_{23} \operatorname{tg} \alpha_2 \cos \theta_2} (1 + \operatorname{ctg} \rho_{23} \operatorname{tg} \alpha_2 \cos \theta_{2n}) \sin \theta_2$$

$$(\theta_2 = 0 \sim \theta_{2n})$$

其中

$$\Delta z_{2c} = \frac{t_w \cos \rho_{21}}{2 \sin (\rho_{21} + \rho_{23})}$$

$$\Delta x_{2c} = \frac{t_w \sin \rho_{21}}{2 \sin (\rho_{21} + \rho_{23})}$$

$$\cos \theta_{2n} = \frac{x_{2c} - \Delta x_{2c}}{R_2 + (A_2 - z_{2c} - \Delta z_{2c}) \operatorname{tg} \alpha_2}$$

当 $\theta_2 = 0^\circ$ 及 $\theta_2 = \theta_{2n}$ ，或 $\theta_3 = 0^\circ$ 及 $\theta_3 = \theta_{3m}$ 时，即可求得此两交线的边界值。

6 主岔、支岔两锥对肋板中央截面的作用力。

1) 主岔锥作用于肋板中央截面上的垂直分力 (图 E. 1. 2-3)，岔管受均匀内压力。

$$V_2 = PR_2^2 \times$$

$$\left[\frac{\operatorname{ctg} \rho_{23}}{G_2^2 \cos^2 \alpha_2} \left(-C_2 + \frac{1}{2} C_2^2 + C_{2c} - \frac{1}{2} C_{2c}^2 \right) + \frac{\operatorname{tg} \alpha_2}{2G_2} (C_2 - C_{2c}) \right]$$

$$(E. 1. 2-1)$$

2) 主岔锥作用于肋板中央截面上的水平分力 (图 E. 1. 2-3)。

$$H_2 = H_{21} + H_{22} + H_{23} \quad (\text{E. 1. 2-2})$$

$$H_{21} = \frac{PR_2'' \cos \rho_{23}}{2 \cos^2 \alpha_2} [-D_{2c} + T_2(E_2 - E_{2c})] \quad (\text{E. 1. 2-3})$$

$$H_{22} = \mu PR_2'' \operatorname{tg} \alpha_2 \sin \rho_{23} [F_{2c} - T_2 G_2 (E_2 - E_{2c})] \quad (\text{E. 1. 2-4})$$

$$H_{23} = -\mu PR_2'' \cos \rho_{23} [-G_2 F_{2c} + T_2 (E_2 - E_{2c})] \quad (\text{E. 1. 2-5})$$

其中 $G_2 = \operatorname{tg} \alpha_2 \operatorname{ctg} \rho_{23}$

$$R'_2 = R_2 + (A_2 - z_{2c}) \operatorname{tg} \alpha_2$$

$$R''_2 = R'_2 (1 + G_2 \cos \theta_{2c})$$

$$C_2 = \frac{1}{1 + G_2}$$

$$C_{2c} = \frac{1}{1 + G_2 \cos \theta_{2c}}$$

$$D_{2c} = \frac{\sin \theta_{2c} (G_2 + \cos \theta_{2c})}{(1 - G_2^2)(1 + G_2 \cos \theta_{2c})^2}$$

$$T_2 = \frac{2}{(1 - G_2^2)^{3/2}}$$

$$E_2 = \operatorname{arctg} \frac{1 + G_2}{\sqrt{1 - G_2^2}}$$

$$E_{2c} = \operatorname{arctg} \frac{\operatorname{tg} \left(\frac{90^\circ - \theta_{2c}}{2} \right) + G_2}{\sqrt{1 - G_2^2}}$$

$$F_{2c} = \frac{\sin \theta_{2c}}{(1 - G_2^2)(1 + G_2 \cos \theta_{2c})}$$

3) 支岔锥作用于肋板中央截面的作用力 V_3 、 H_3 。仅需将上述各式中的 α_2 、 ρ_{23} 、 R_2 、 A_2 、 z_{2c} 、 θ_{2c} 、 G_2 、 R'_2 、 R''_2 、 C_2 、 C_{2c} 、 D_{2c} 、 T_2 、 E_2 、 E_{2c} 、 F_{2c} 等值代以对应的 α_3 、 ρ_{32} 、 R_3 、 A_3 、 z_{3c} 、 θ_{3c} 、 G_3 、 R'_3 、 R''_3 、 C_3 、 C_{3c} 、 D_{3c} 、 T_3 、 E_3 、 E_{3c} 、 F_{3c} 等值。即可求得 V_3 、 H_{31} 、 H_{32} 、 H_{33} 、 H_3 的数值。

4) 作用于肋板中央截面的作用力 $V = V_2 + V_3$ 、 $H = H_2 + H_3$ 。

7 肋板宽度 (B_w) 和厚度 (t_w)。

肋板中央截面宽度 (B_T) 可按岔管分岔角由图 E. 1. 2-5 曲线

查得。

肋板厚度

$$t_w = \frac{V}{B_T[\sigma]_1} + C \quad (\text{E. 1. 2-6})$$

式中 C ——壁厚裕量；

$[\sigma]_1$ ——可按表 7. 2. 2 采用。

肋厚应不小于管壁厚度的 2 倍。

肋板中央截面宽度及肋板厚度确定之后，其余各截面的肋板内缘尺寸可按图 E. 1. 2-4 中的 ABB' 三点成一抛物线按 $y^2 = \frac{y_0^2}{x_0}(x_0 - x)$ 计算各点尺寸。其中 $y_0 = b$ ， $x_0 = a - B_T$ 。肋板外缘可根据管壁相贯线适当留有余幅。如图 E. 1. 2-5 所示。

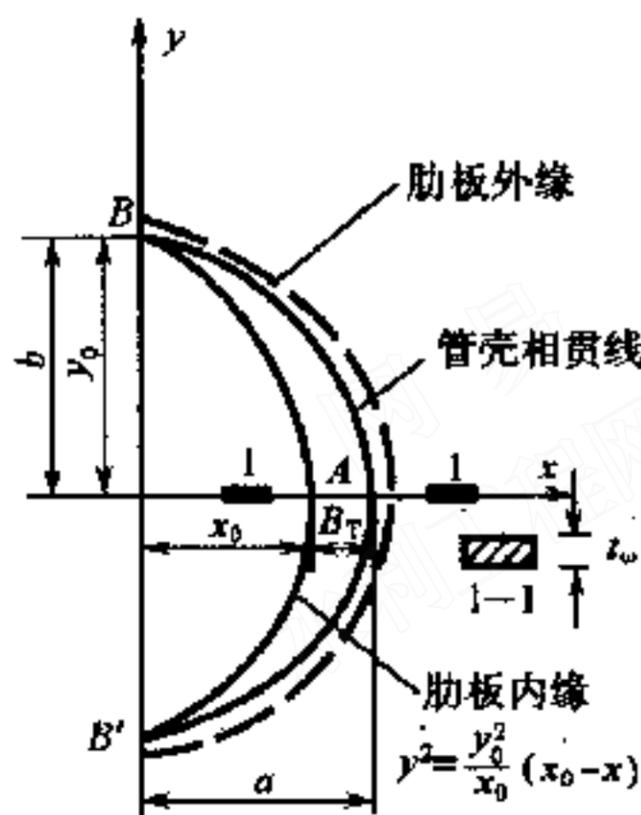


图 E. 1. 2-4 月牙肋板
尺寸计算图

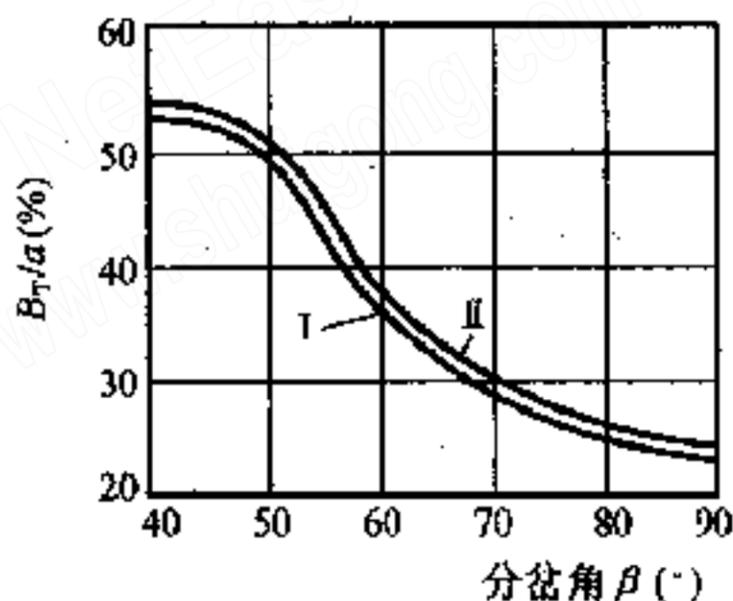


图 E. 1. 2-5 $\beta - B_T/a$ 关系曲线图

I——试验情况，II——运行情况；

a ——相贯线水平投影长；

B_T ——肋中央断面宽度

8 肋板强度校核：

$$\sigma = V / B_T t_w$$

$$\tau = \frac{3H}{2B_T t_w} \quad (\text{E. 1. 2-7})$$

主应力 $\sigma_1 = \frac{1}{2} (\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2})$

$$\sigma_2 = \frac{1}{2} (\sigma - \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}) \quad (\text{E. 1. 2-8})$$

9 主锥与支锥壳连接处应力校核：该处可近似作为不连续旋转壳转角部位，其应力集中系数 K_2 从图 E. 1. 2-6 可查得。

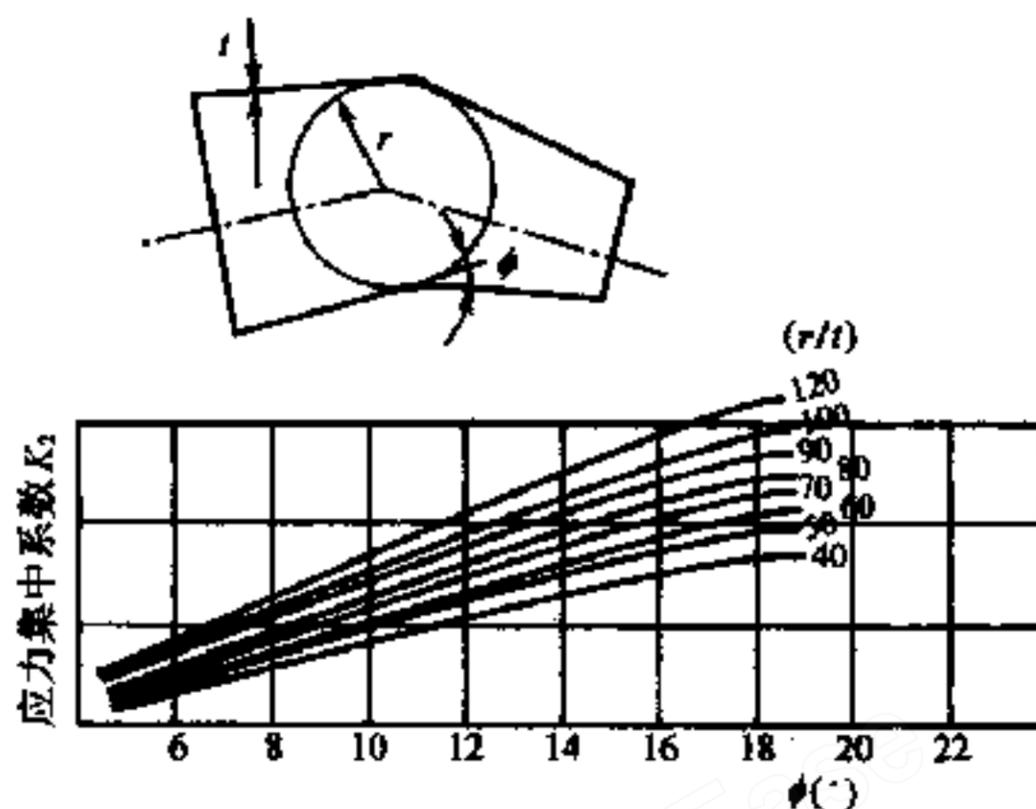


图 E. 1. 2-6 应力集中系数参考曲线

10 估计肋板尺寸后，对大型岔管宜再用有限元法作整体弹性应力分析计算，求得肋板各截面（特别是中央截面）的应力分布情况，再对肋板宽度和厚度尺寸作出修正。

E. 2 三梁岔管加强梁近似计算方法

E. 2. 1 U 梁的荷载。

三梁岔管加强梁强度计算的基本方法是将 U 梁与腰梁组成的空间曲梁体系在接点处切开，未知值 Q 、 M 和接点的竖向线变位 Δ 用竖向力的平衡方程和变位的协调方程来解算，见图 E. 2. 1-1。假定水平反力都集中在梁的端部， P 值由静平衡条件独立确定。加强梁的荷载就是从管壳传来的膜应力，忽略邻近范围的局部应力和垂直于梁平面使之扭转的法向分值 q_n 。今以主管为圆柱壳、支管为圆锥壳的外加强对称 Y 形岔管为例，列出荷载计算公式。

1 支管箍拉力产生的荷载（图 E. 2. 1-2）：

先将锥管母线方向单位宽度上的箍应力 $\frac{Pr_x}{\cos\beta}$ 投影到正交于

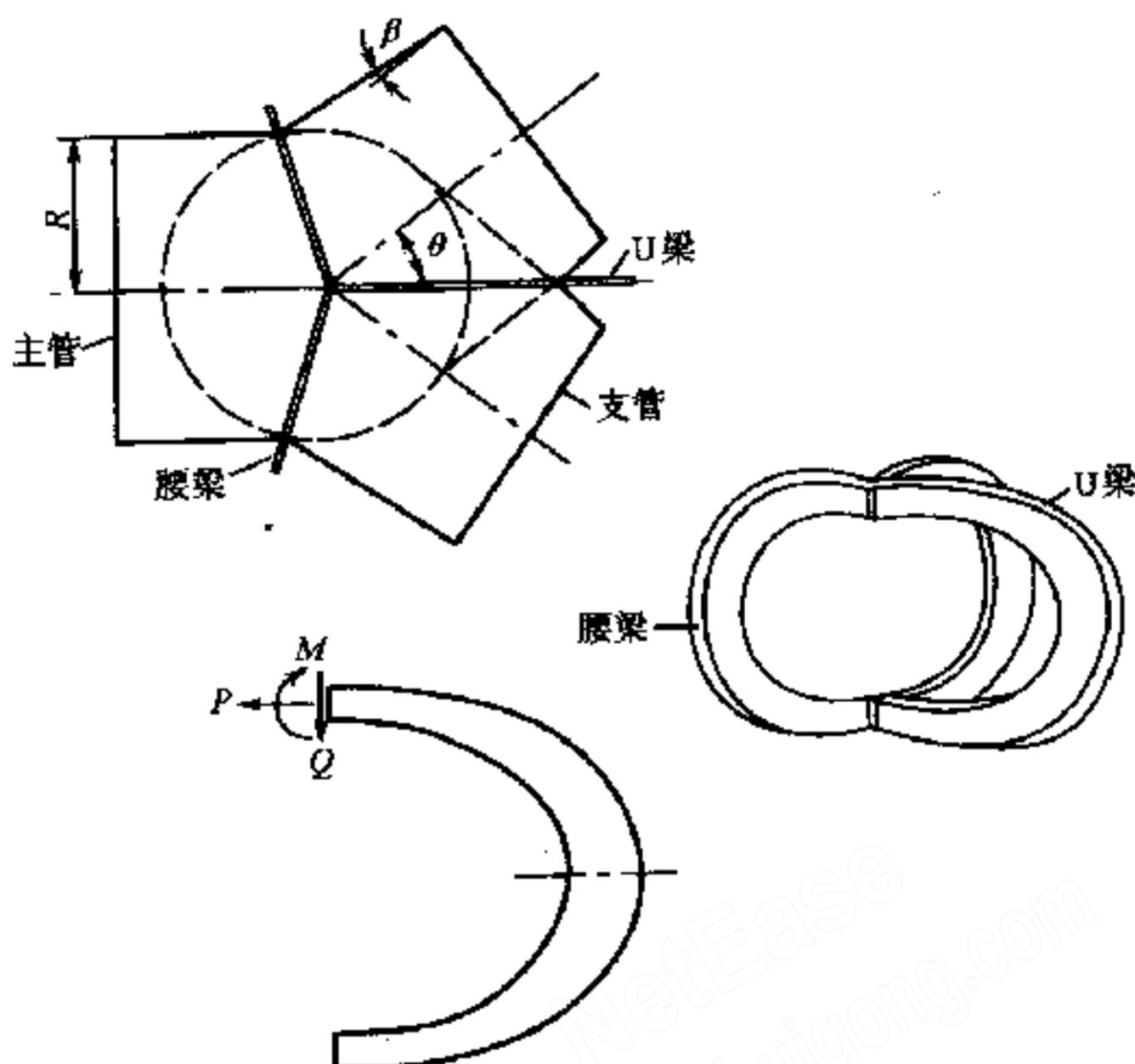


图 E. 2. 1-1 对称 Y 形岔管的加强模式

锥管轴线变为 $\frac{Pr_x}{\cos^2\beta}$ ，再将此值分解为 q_v 和 q_h 。计及两侧影响并将 q_v 改为沿横轴 u 表示，则得竖向分布荷载。

$$q_{vu} = 2 \frac{Px}{\cos^2\beta} \frac{dz}{du} = \frac{2Px \cos\theta}{\cos^2\beta} \text{ (向外)} \quad (\text{E. 2. 1-1})$$

计及两侧影响，将 q_h 分解为平行于 U 梁的切向分值 q_t 并沿竖轴 y 表示，则得水平分布荷载。

$$q_{ty} = 2 \frac{Py}{\cos^2\beta} \sin\theta \frac{dz}{dy}$$

$$= \frac{2Py^2}{\sqrt{R^2 \frac{\sin^2\theta}{\cos^2\beta - \cos^2\theta} - y^2}} \frac{\sin\theta \cos\theta}{\cos\beta \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\theta}}$$

(向上游) (E. 2. 1-2)

如 $\beta \leq 10^\circ$ ， $\cos\beta \approx 1$ ，则：

$$q_{vu} = 2Px \cos\theta \quad (\text{E. 2. 1-3})$$

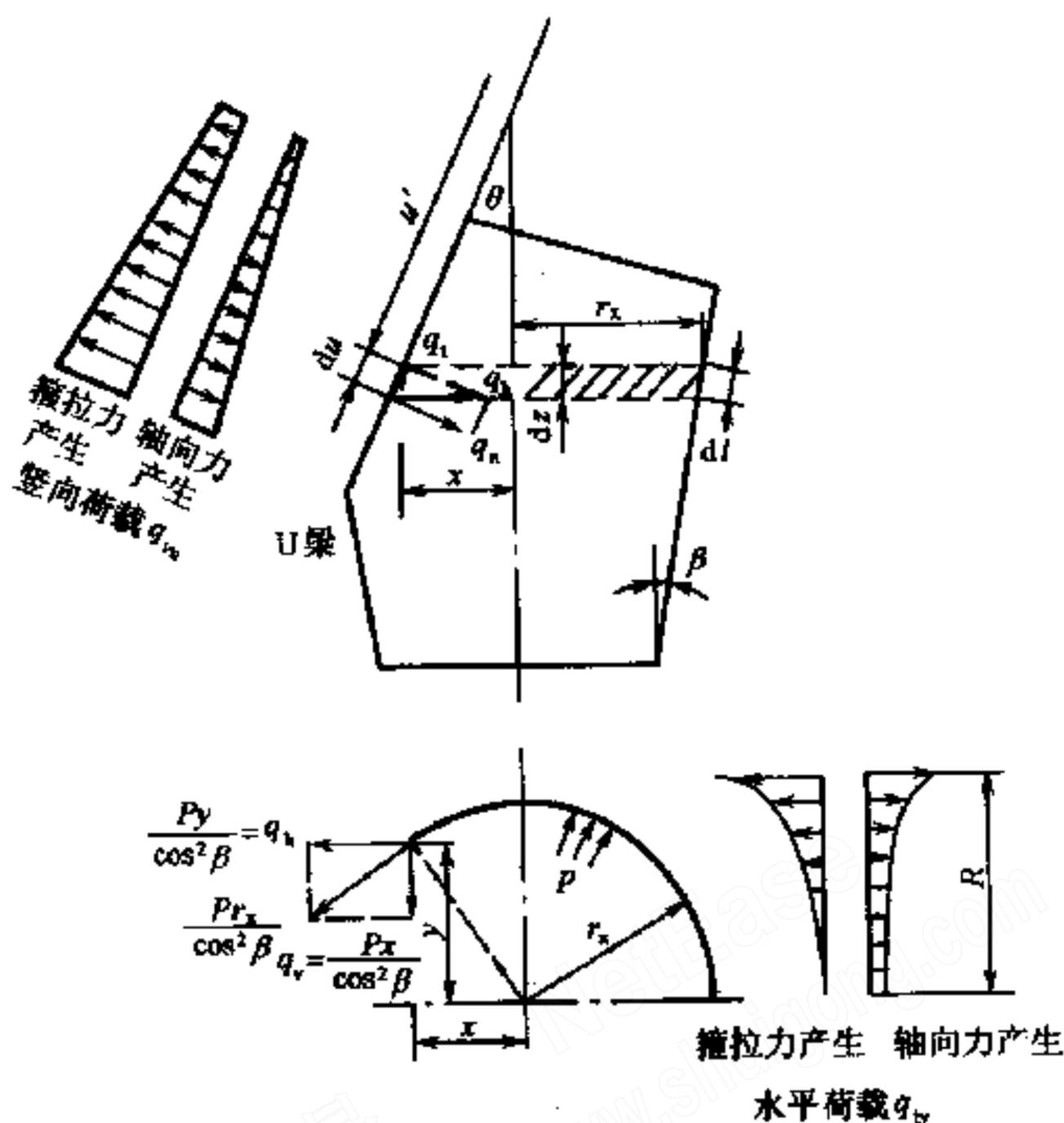


图 E. 2. 1-2 U 梁的荷载图形

$$q_{vy} = \frac{2Py^2}{\sqrt{R^2 - y^2}} \cos\theta \quad (\text{E. 2. 1-4})$$

U 梁一端的水平反力为：

$$\int_0^R q_{vy} dy = \frac{1}{2} P \pi R^2 \cos\theta \quad (\text{E. 2. 1-5})$$

式中 P ——内水压力 (MPa)；
 R ——球壳内半径 (mm)。

2 支管轴向力产生的荷载 (图 E. 2. 1-3)：

将锥壳 ds 弧上轴向力 $\sigma_2 t ds$ 进行分解并重新组合为作用于 U 梁的竖向分值和切向分值。计及两侧影响，沿横轴 u 表示的竖向分布荷载和沿竖轴 y 表示的水平分布荷载为：

$$q_{vu} = 2\sigma_2 t \sin\beta \sin\theta \left[1 + \frac{(u - b') \cos\theta \tan\beta}{r_x} \right] \quad (\text{向内}) \quad (\text{E. 2. 1-6})$$

为埋藏管时 $\sigma_2 = \mu \frac{Pr_x}{t \cos \beta} - \alpha E \Delta t$

式中 u ——U 梁内缘曲线 $\frac{u^2}{a_0^2} + \frac{y^2}{b_0^2} = 1$ 上计算点的横坐标值，

$$\bar{a}_0 = R \frac{\cos \beta \sin \theta}{\cos^2 \beta - \cos^2 \theta}, \bar{b}_0 = R \frac{\sin \theta}{\sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \theta}};$$

σ_2, t ——锥管母线方向的轴向应力和主、支管的壁厚；

r_x ——U 梁内缘计算点的锥管半径；

μ ——泊松比；

α ——线膨胀系数；

E ——弹性模量；

Δt ——温差。

E. 2. 2 腰梁的荷载计算。

1 箍拉力产生的荷载 (图 E. 2. 2)。

沿横轴 u 表示的竖向分布荷载为：

$$q_{vu} = Px' \cos \lambda + \frac{Px \cos \gamma}{\cos \beta} \quad (\text{中部向外, 端部向内})$$

(E. 2. 2-1)

沿竖轴 y 表示的水平分布荷载为：

$$q_{vy} = \frac{Py^2}{\sqrt{R^2 - y^2}} \left(\cos \lambda + \frac{\sin \gamma \cos \gamma}{\cos^2 \beta \sin \lambda} \right)$$

(向内) (E. 2. 2-2)

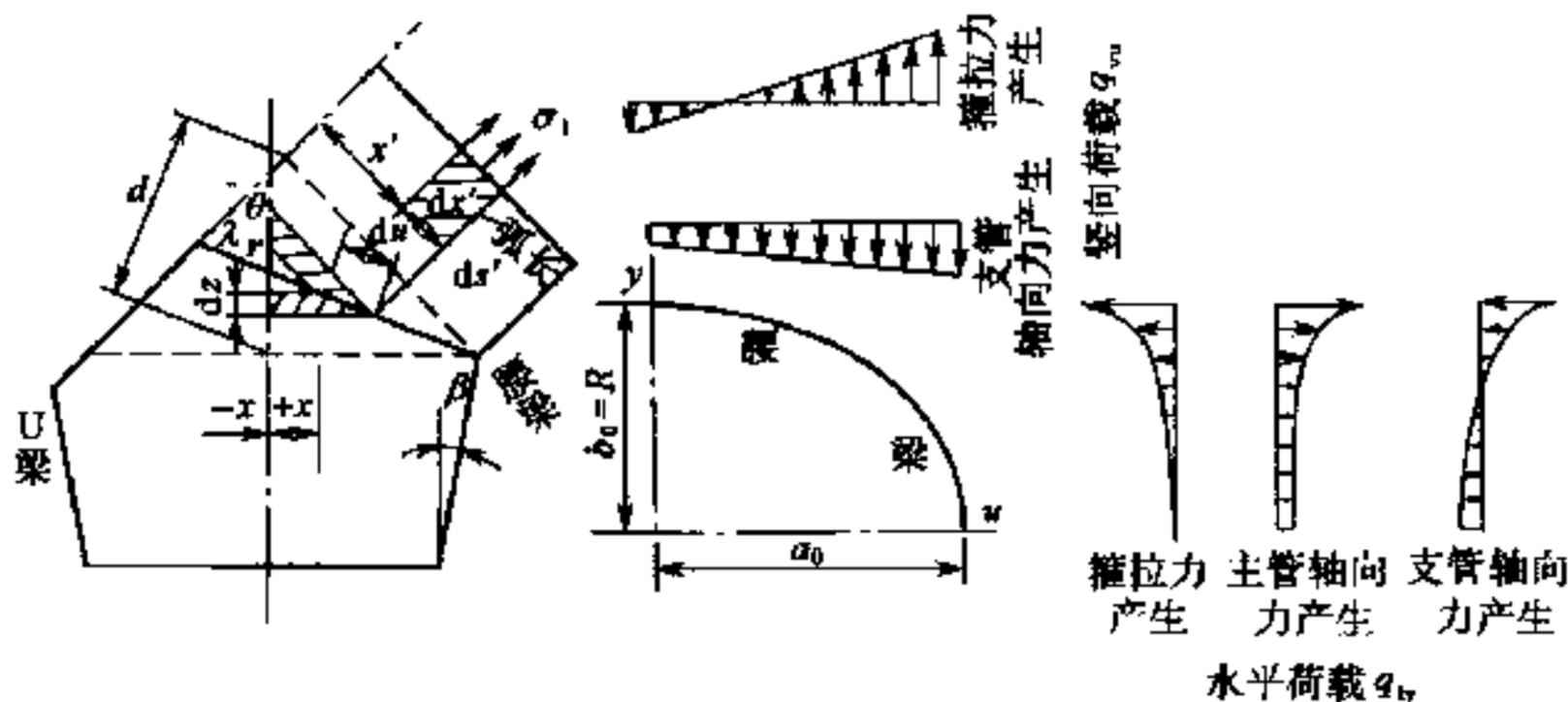


图 E. 2. 2 腰梁的荷载图形

$$\operatorname{tg} \lambda = \frac{\cos \beta + \cos \theta}{\sin \theta}$$

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{1 + \cos \beta \cos \theta}{\cos \beta \sin \theta} \quad \text{或} \quad \cos \gamma = \cos \lambda \cos \beta$$

$\cos \beta \approx 1$ 时

$$q_{vu} = P(x' \cos \lambda + x \cos \gamma) \quad (\text{E. 2. 2-3})$$

跨中

$$q_{vumax} = Pd \quad (\text{E. 2. 2-4})$$

$$d = R \cos \lambda + (a_0 - a') \sin \gamma \cos \gamma$$

2 主管轴向力产生的水平荷载 (图 E. 2. 2)。

将圆柱壳 ds' 弧上轴向力 $\sigma_1 t ds'$ 分解为平行于腰梁的分值并改沿竖轴表示，则得水平分布荷载为：

$$q_{ty} = \sigma_1 t \cos \lambda \frac{R}{\sqrt{R^2 - y^2}} \quad (\text{向外}) \quad (\text{E. 2. 2-5})$$

管口封闭进行水压试验时 $\sigma_1 t = \frac{1}{2} PR$

为埋藏管时 $\sigma_1 = \mu \frac{PR}{t} - \alpha E \Delta t$

式中 σ_1 —— 主管水平方面的轴向应力。

3 支管轴向力产生的荷载 (图 E. 2. 1-3、图 E. 2. 2)。

将锥壳 ds 弧上轴向力 $\sigma_2 t ds$ 进行分解并重新组合为作用于腰梁的竖向分值和切向分值。

沿横轴表示的竖向分布荷载为：

$$q_{vu} = \sigma_2 t \sin \beta \sin \gamma \left[1 + \frac{(u - a') \cos \gamma \operatorname{tg} \beta}{r_x} \right] \quad (\text{向内}) \quad (\text{E. 2. 2-6})$$

沿竖轴表示的水平分布荷载为：

$$q_{ty} = \sigma_2 t l \frac{\operatorname{tg} \beta \sin \gamma}{\sin^2 \lambda} \left[\frac{\cos \beta \cos \gamma}{u} - \frac{(u - a') \sin^2 \gamma \sin \beta}{u r_x} \right] \quad (\text{正值向外}) \quad (\text{E. 2. 2-7})$$

$$r_x = [l - (u - a') \cos \gamma] \operatorname{tg} \beta$$

$$a' = a_0 \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \gamma} = S' \frac{\sin \theta}{\sin \gamma}$$

$$S' = R \frac{\sin \beta}{\cos \beta + \cos \theta}$$

$$l = R \frac{\sin \lambda}{\operatorname{tg} \beta \sin \gamma}$$

式中 u ——腰梁内缘曲线 $\frac{u^2}{a_0^2} + \frac{y^2}{b_0^2} = 1$ 上计算点的横坐标值， a_0

$$= \frac{R}{\sin \lambda}, b_0 = R;$$

r_x ——腰梁内缘计算点的锥管半径。

E. 2.3 求解主、支管轴向力的平衡方程 (图 E. 2.3-1、图 E. 2.3-2)。

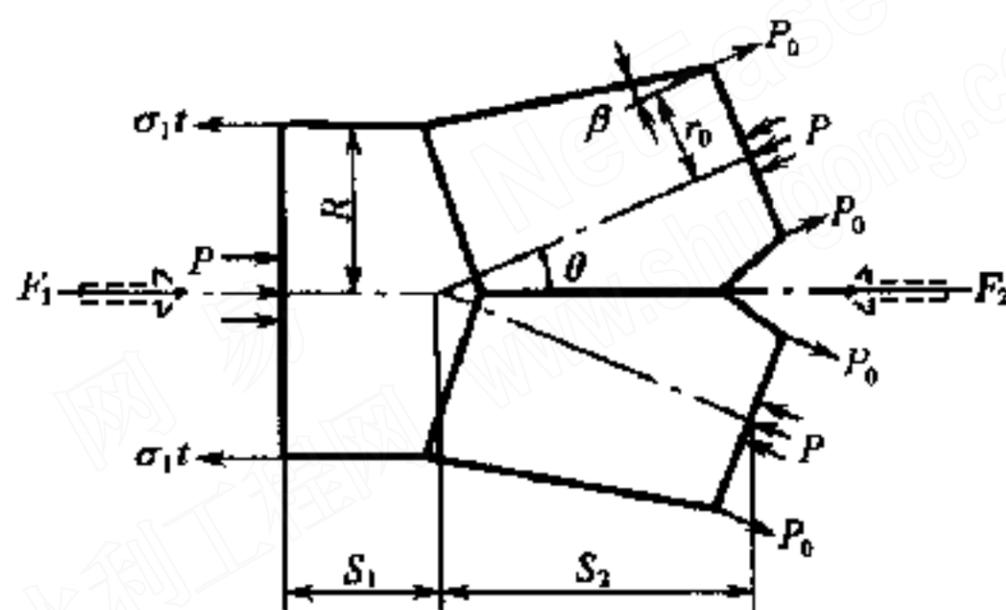


图 E. 2.3-1 主、支管轴向力平衡图 (一)

在管口封闭进行水压试验或为埋藏管时，轴向力为已知值。对明岔管上、下游均无伸缩节而为镇墩时，则需建立水平力和伸缩量的平衡方程求解。

沿主管轴线方向的不平衡力 $(F_1 - F_2)$ ，由水压力、横向变形和温度变化引起的力三部分综合组成，其平衡条件为：

$$\begin{aligned} & P(R^2 - 2r_0^2 \cos \theta)(1 - 2\mu) + 2t\alpha E \Delta t(R - 2r_0 \cos \theta) \\ & = 2(R\sigma_{1t} - 2P_0 r_0 \cos \theta) \end{aligned} \quad (\text{E. 2.3-1})$$

式中 P_0 ——作用于锥管口的轴向周界力。

支管轴向力 σ_{2t} 与 P_0 的关系式为：

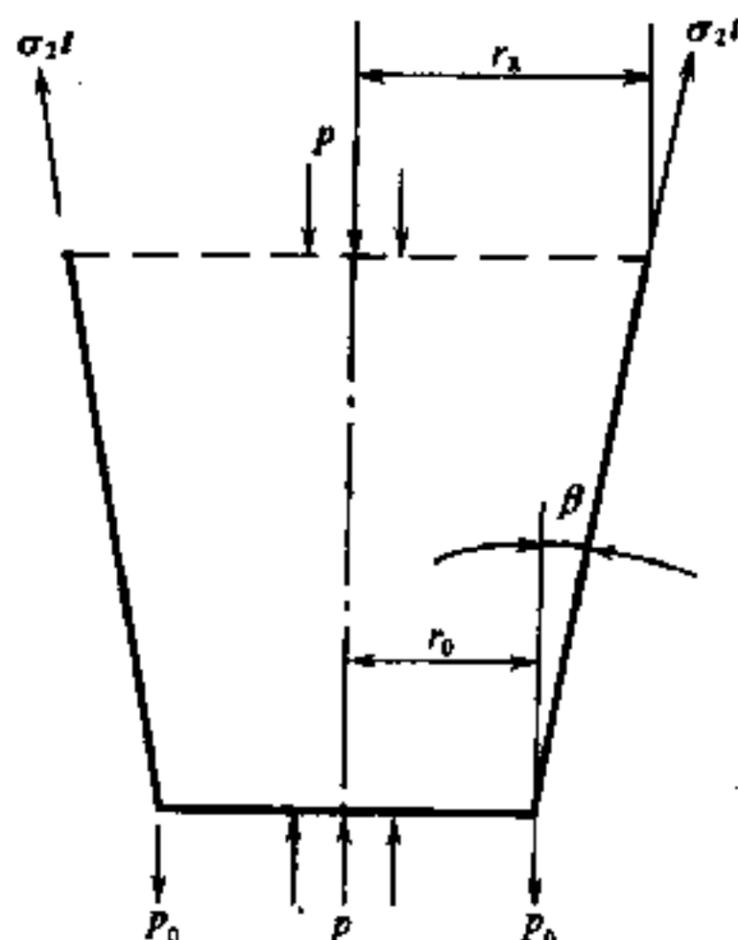


图 E. 2. 3-2 主、支管轴向力平衡图 (二)

$$\sigma_2 t = \frac{P_0}{2 \cos \beta} \left(r_x - \frac{r_0^2}{r_x} \right) + \frac{P_0}{\cos \beta} \frac{r_0}{r_x} \quad (\text{E. 2. 3-2})$$

伸缩量的平衡条件：岔管在轴向力作用下的总伸缩量应等于自由岔管在同样温差作用下的伸缩量，但符号相反。

$$\sigma_1 S_1 + \frac{P_0}{t} S_2 = -\alpha E \Delta t (S_1 + S_2) \quad (\text{E. 2. 3-3})$$

对明岔管，一端有伸缩节，另一端有镇墩时，伸缩节处 $\sigma_1 t$ (或 P_0) 等于伸缩节的摩擦力与内套管端面水压力的代数和，以管壁受拉为正。由式 (E. 2. 3-1)、式 (E. 2. 3-2) 求解 P_0 (或 $\sigma_1 t$) 和 $\sigma_2 t$ ，令 $\mu = 0$ ， $\Delta t = 0$ 。

E. 2. 4 变位计算。

沿形心轴线对半根加强梁进行分段，假定每个分段是以该分段中心曲率中心为圆心的同心圆环，用图解分段求和法近似计算接点的变位。图 E. 2. 4-1 为曲梁计算简图。

竖向线变位：

$$\begin{aligned} \delta_i \approx & \sum_s \left[\frac{Mm}{EF e R} \right] \Delta S - \sum_s \left[\frac{Mn + Nm}{EFR} \right] \Delta S \\ & + \sum_s \left[\frac{Nn}{EF} \right] \Delta S + \sum_s \left[K \frac{Tt}{GF} \right] \Delta S \quad (\text{E. 2. 4-1}) \end{aligned}$$

$$\text{角变位: } \varphi_i \approx \sum_s \left[\frac{M}{EF_eR} \right] \Delta S - \sum_s \left[\frac{N}{EFR} \right] \Delta S \quad (\text{E. 2. 4-2})$$

对矩形截面 (图 E. 2. 4-2):

$$r = \frac{h}{\ln \frac{R_2}{R_1}}$$

对倒 T 形和 T 形截面 (图

E. 2. 4-3):

$$r = \frac{b_1 h_1 + b_2 h_2}{b_1 \ln \frac{R_2}{R_1} + b_2 \ln \frac{R_3}{R_2}}$$

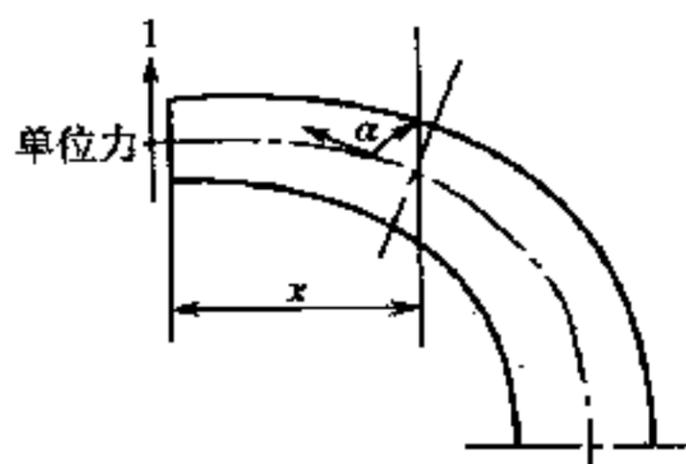


图 E. 2. 4-1 曲梁计算简图

式中 M, N, T —— 在外荷载作用下，截面上的弯矩、轴向力和剪力，弯矩以内缘受拉为正，轴向力以受拉为正；

m, n, t —— 接点在单位力沿 i 方向作用下，截面上的弯矩、轴向力和剪力 (图 E. 2. 4-1), $m = x, n = \cos \alpha, t = \sin \alpha$;

G —— 剪切模量；

K —— 与截面形状有关的剪切修正系数；对矩形截面 $K = 1.2$ ，对工字形截面 $K \approx$ 总面积 / 腹板面积；

F —— 截面积；

R, r —— 形心轴的曲率半径 (或主管内半径) 和中性轴的曲率半径；

e —— 偏心距, $e = R - r$ ；

ΔS —— 形心轴线上的分段长度。

对 $\frac{R}{h} \geq 1.2$ 的矩形截面，可以用直梁惯矩 $J = \frac{1}{12}bh^2$ 代替曲梁惯矩 FeR 。

对 $\frac{R}{c_1} > 10$ (c_1 为形心轴至内缘的距离) 的小曲率梁，可按直梁处理；

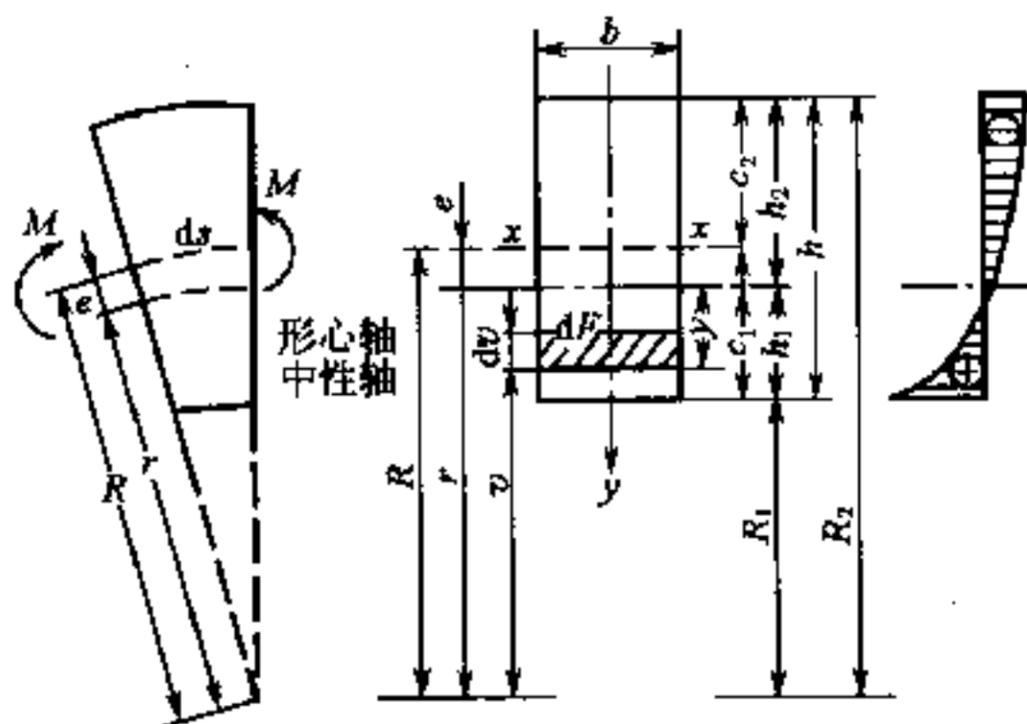


图 E. 2. 4-2 矩形截面的曲梁弯曲应力

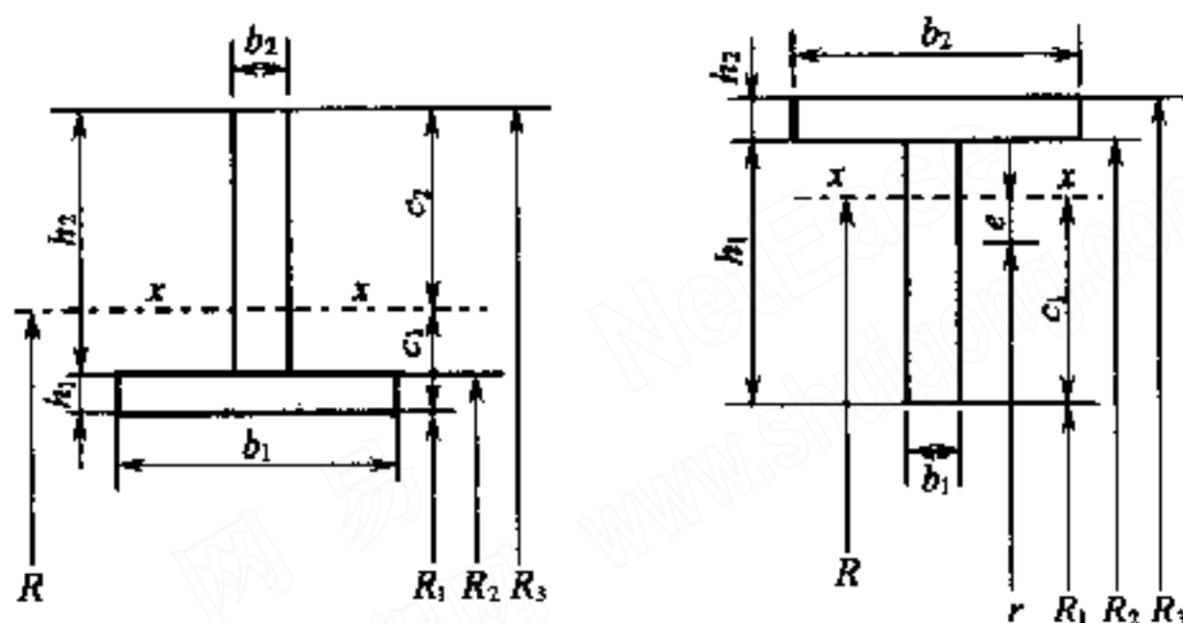


图 E. 2. 4-3 倒 T 形和 T 形截面的曲梁弯曲应力

$$\delta_i \approx \sum \left[\frac{Mm}{EJ} \right] \Delta S \quad \varphi \approx \sum \left[\frac{M}{EJ} \right] \Delta S \quad (\text{E. 2. 4-3})$$

腰梁可假定为半圆环。

E. 2. 5 求解接点内力和变位的方程 (图 E. 2. 5)。

$$\text{竖向力的平衡方程 } Q_1 + 2Q_2 = 0 \quad (\text{E. 2. 5-1})$$

$$\text{竖向线变位的协调方程 } \delta_1 = \Delta \delta_2 = \Delta \quad (\text{E. 2. 5-2})$$

式中 下标“1”——代表 U 梁；

下标“2”——代表腰梁；

Δ ——接点的竖向线变位，以向外为正；

δ_i ——加强梁在接点处的竖向线变位，按式 (E. 2. 4-

1) 计算；

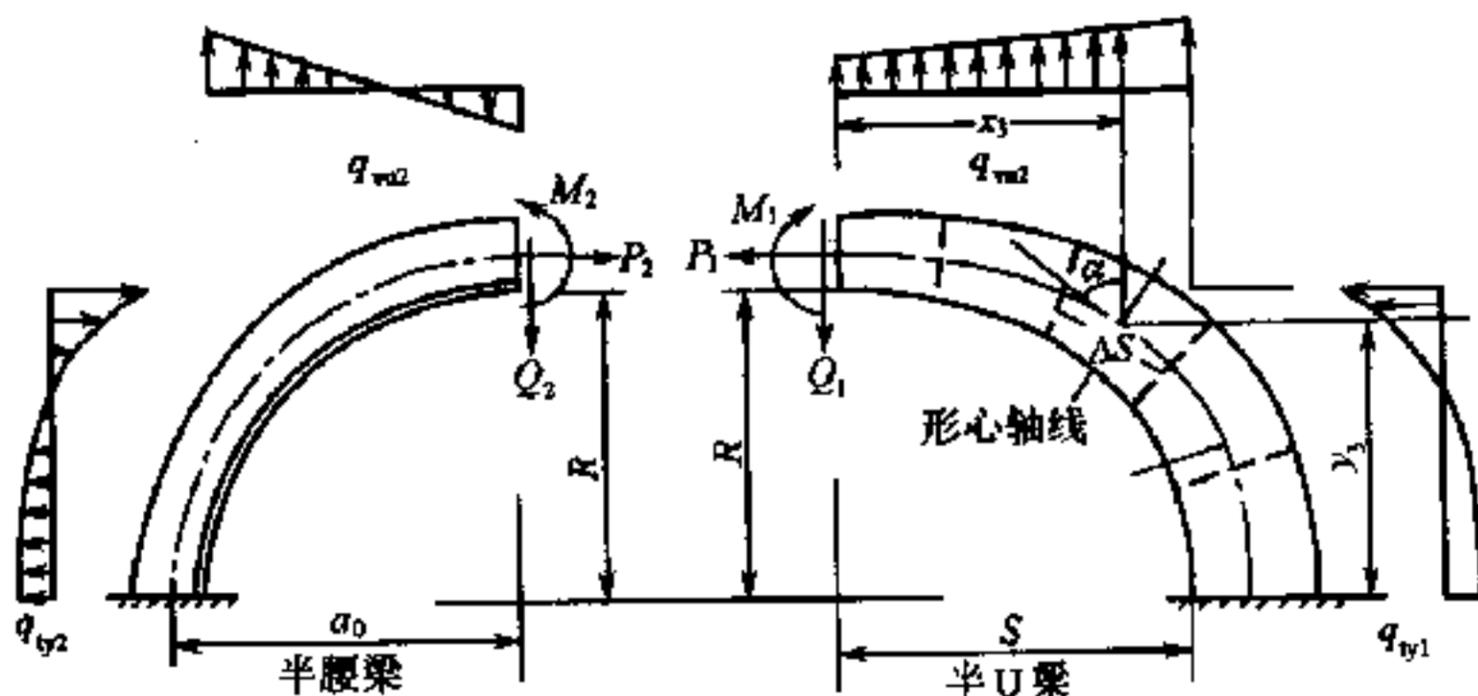


图 E. 2. 5 加强梁的脱离体图

φ_1 ——加强梁在接点处的角变位，按式 (E. 2. 4-2) 计算。

岔管为明管时，将 U 梁与腰梁的端部接点视作铰接 $M_1 = 0$ 、 $M_2 = 0$ ；为埋藏管时则视作固接 $\psi_1 = 0$ 、 $\psi_2 = 0$ 。

E. 2. 6 应力计算。

曲梁截面上任意点的应力 (图 E. 2. 4-2)：

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{My}{Fev} \quad (\text{E. 2. 6-1})$$

式中 v ——计算点的曲率半径；

y ——计算点至中性轴的坐标值，内缘为正，外缘为负。

内外边缘的应力：

$$\sigma_1 = \frac{N}{F} + \frac{Mh_1}{FeR_1} \quad (\text{E. 2. 6-2})$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{F} - \frac{Mh_2}{FeR_2} \quad (\text{E. 2. 6-3})$$

E. 2. 7 简化计算 (图 E. 2. 7)。

初步计算或对 HD 值较小的中小型岔管，可进一步再作简化。

1 一律将 U 梁与腰梁的接点视作铰接，并将两腰梁视作位于同一平面内的完整圆环。

2 仅只计算箍拉力产生的竖向荷载并忽略支管锥角的影响。

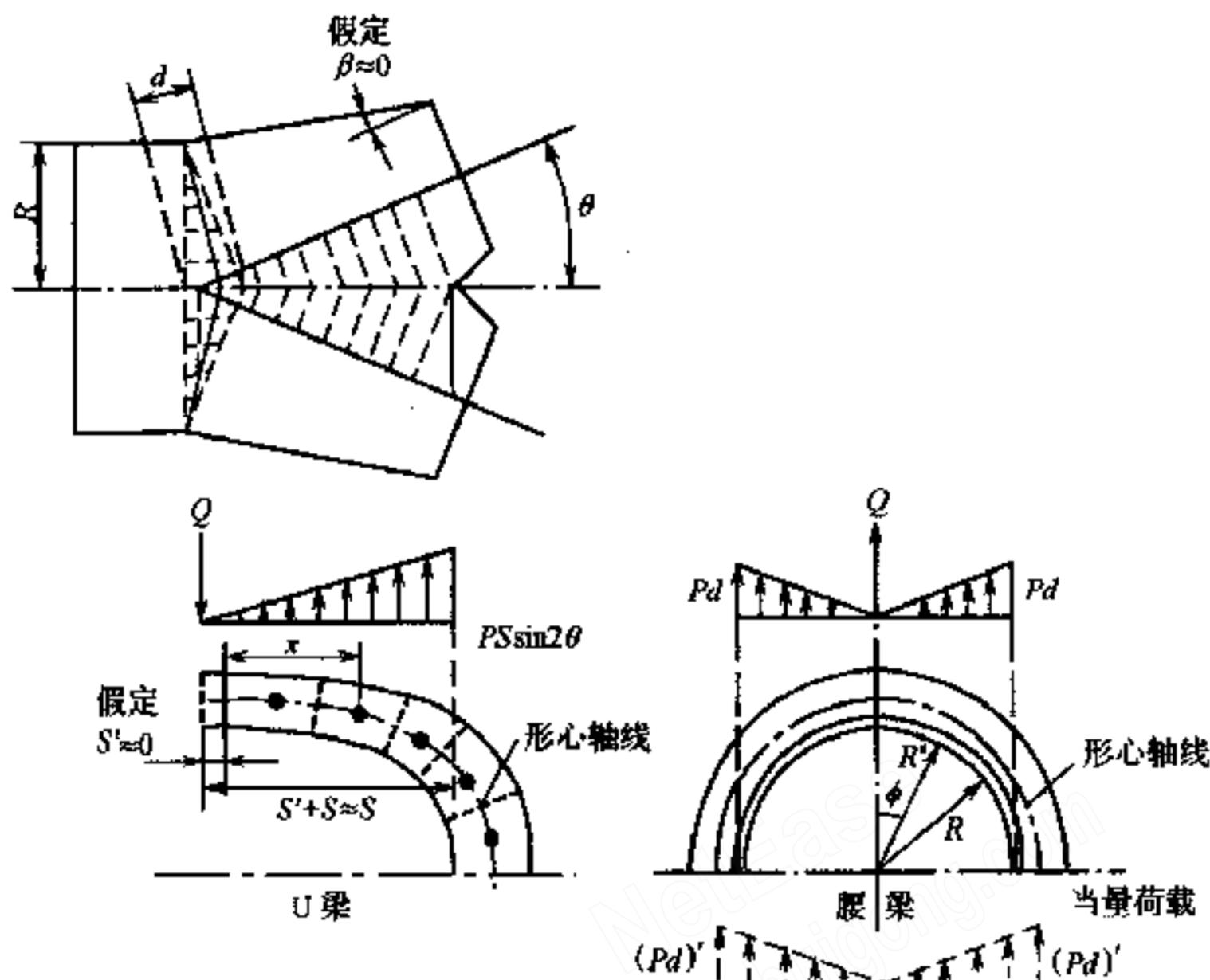


图 E. 2. 7 简化计算的荷载图形

U 腰梁的竖向荷载都按三角形分布。

3 变位计算用式 (E. 2. 4-3) 按直梁处理。接点处 U 梁的竖向线变位为：

$$\delta_1 = \sum \frac{Mx}{EJ} \Delta S = \Delta$$

式中 J ——分段的平均惯矩。

腰梁的竖向线变位：

$$\delta_2 = 0.074389 \frac{QR_2^3}{EJ} + 0.026255 \frac{(Pd)'R^4}{EJ} = \Delta \quad (\text{E. 2. 7-1})$$

式中 R_2 ——形心轴线的半径；

$(Pd)'$ ——水平截面上由式 (E. 2. 2-4) Pd 转换到形心轴线上
的分布荷载。

4 腰梁上由超静力 Q 产生的内力：

$$M = \left(\frac{1}{2} \sin \phi - \frac{1}{\pi} \right) QR_2 \quad (\text{E. 2.7-2})$$

$$N = \frac{1}{2} Q \sin \phi \quad (\text{E. 2.7-3})$$

式中 ϕ ——计算点半径与竖轴的夹角。

腰梁上由三角形荷载产生的内力按表 E. 2. 7 计算。

表 E. 2. 7 由三角形荷载产生的内力

ϕ	0°	45°	90°
M	$-0.071917(Pd)'R^2$	$-0.012991(Pd)'R^2$	$0.09475(Pd)'R^2$
N	0	$0.17678(Pd)'R$	$0.5(Pd)'R$

5 截面边缘应力计算采用带有曲梁校正系数的直梁公式，内、外缘的应力：

$$\sigma_1 = \frac{N}{F} + \kappa_1 \frac{MC_1}{J} \quad (\text{E. 2.7-4})$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{F} - \kappa_0 \frac{MC_2}{J} \quad (\text{E. 2.7-5})$$

式中 C_1, C_2 ——内、外缘至形心轴的距离；

κ_1, κ_0 ——内、外缘的曲梁校正系数。

对矩形、倒 T 形、对称和不对称的工字形截面：

$$\kappa_1 \approx 1 + 0.5 \frac{J}{b_1 C_1^2} \left[\frac{1}{R - C_1} + \frac{1}{R} \right] \quad (\text{E. 2.7-6})$$

式中 b_1 ——截面内缘的宽度。

矩形截面的曲梁校正系数可另按式 (E. 2.7-7)、式 (E. 2.7-8) 计算：

$$\kappa_1 = \frac{1}{3} \frac{1 - \frac{e}{C}}{\frac{e}{C} \frac{R}{C} - 1} \quad (\text{E. 2.7-7})$$

$$\kappa_0 = \frac{1}{3} \frac{1 + \frac{e}{C}}{\frac{e}{C} \frac{R}{C} + 1} \quad (\text{E. 2.7-8})$$

$$C = \frac{h}{2} = C_1 = C_2$$

E.3 球形岔管近似计算方法

E.3.1 体形尺寸 (图 E.3.1)

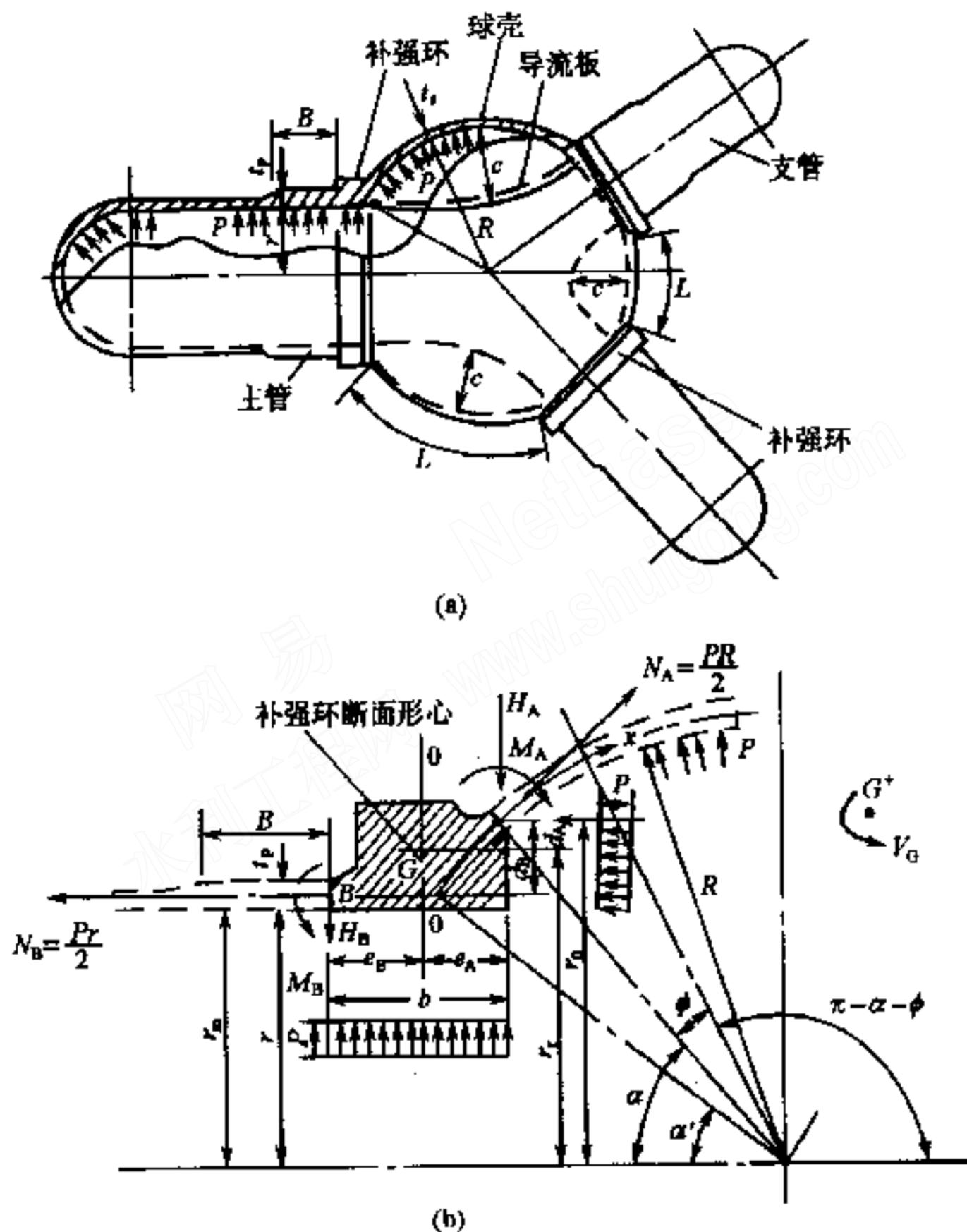


图 E.3.1 体形尺寸

(a) 球岔; (b) 补强环

1 球壳半径 (R_0)。

R_0 约为 1.3~1.6 倍主管半径，在满足下列条件时宜取小值：

1) 球壳上两相邻孔洞间的最短弧长 (L):

$$L \geq \frac{\pi \sqrt{R_0 t_s}}{\sqrt[4]{3(1-\mu^2)}} = 2.43 \sqrt{R t_s} \quad (\text{E. 3. 1-1})$$

式中 R ——球壳内半径；

t_s ——球壳厚度；

μ ——泊松比， $\mu=0.3$ 。

2) 在满足主支管布置要求的情况下尽可能均匀布置支管，使满足 L ，又减小球径。

3) 满足球壳与内部导流板间的最小空间 (C) 的要求。 C 可取 $0.3 \sim 0.5\text{m}$ 。

2 球壳厚度 (t_s)。

$$t_s = \frac{K_1 P R}{2\varphi [\sigma]} \quad (\text{E. 3. 1-2})$$

式中 φ ——焊缝系数；

$[\sigma]$ ——设计允许应力；

K_1 ——系数， $K_1 = 1.1 \sim 1.2$ 。

3 补强环断面积 (S)。

$$S = \frac{P}{\sigma_{r0}} (br + 0.5R^2 \cos\alpha \sin\alpha) \quad (\text{E. 3. 1-3})$$

$$\sigma_{r0} = 0.7 \frac{r_0}{r_r} \sigma_{s0} \quad (\text{E. 3. 1-4})$$

$$r_0 = R_m \sin\alpha$$

式中 σ_{r0} ——在球壳和管体上不出现次应力的完全膜应力状态时的加强环箍应力 (N/mm^2)；

σ_{s0} ——球壳中的设计膜应力 (不包含局部应力) (N/mm)；

b ——补强环内缘宽度；

r ——管内半径；

r_0 ——补强环与球壳连接点 A 至钢管轴线的距离；

r_r ——补强环断面重心的半径；

R_m ——球壳平均半径。

4 主管 (或支管) 与补强环连接段钢管的壁厚 (t_p) 及其长

度 (B)。

$$t_p = \frac{rP}{\sigma_{p0}} \approx 2.43 \frac{rt_s}{R} \quad (\text{E. 3. 1-5})$$

$$\sigma_{p0} = 0.823 \frac{r_0}{r_m} \sigma_{s0} \quad (\text{E. 3. 1-6})$$

$$r_m = r + \frac{t_p}{2}$$

$$B \geq \frac{2\sqrt{rt_p}}{1.3} = 1.54\sqrt{rt_p} \quad (\text{E. 3. 1-7})$$

式中 σ_{p0} ——管壳中的箍应力 (不包含局部应力) (N/mm)；

r_m ——管壁平均半径；

B ——钢管连接段长度。

E. 3. 2 补强环断面设计。

理想的补强环断面设计，应尽力使作用于环上的各外力对环断面形心 G 的力矩接近于零，即不发生扭转且径向变位与球壳及钢管 (主、支管) 相近。

确定环断面积 (S)，在球岔上细心布置环断面的形状 (基本断面多为矩形) 并绘上荷载 (图 E. 3. 2)，此时荷载仅考虑 N 、 N_B 及作用于环内壁 b' 上的水压力三部分，使：

$$M_G = e_n N \cos \alpha' + d_B (N \sin \alpha' - N_B) - e_p P b'$$

式中 M_G ——外力对补强环重心 G 的力矩总和 (不计超静定力)；

e_n 、 e_p 、 d_B ——各分力对环断面重心 G 的力臂；

N_B ——主管 (或支管) 管壁轴向力；

b' ——补强环内缘的部分宽度。

反复修改环断面形状调整重心 G 及各力臂 (断面 S 应基本不变)，直到使 M_G 接近零，即得环的设计断面形状。

按上述计算所得的球形岔管形体结构尺寸，在一般情况下将球壳厚度再适当增加 10%~20%，外加锈蚀厚度即可满足要求。对于重要的工程尚需进行球岔整体结构应力分析复核，同时在结

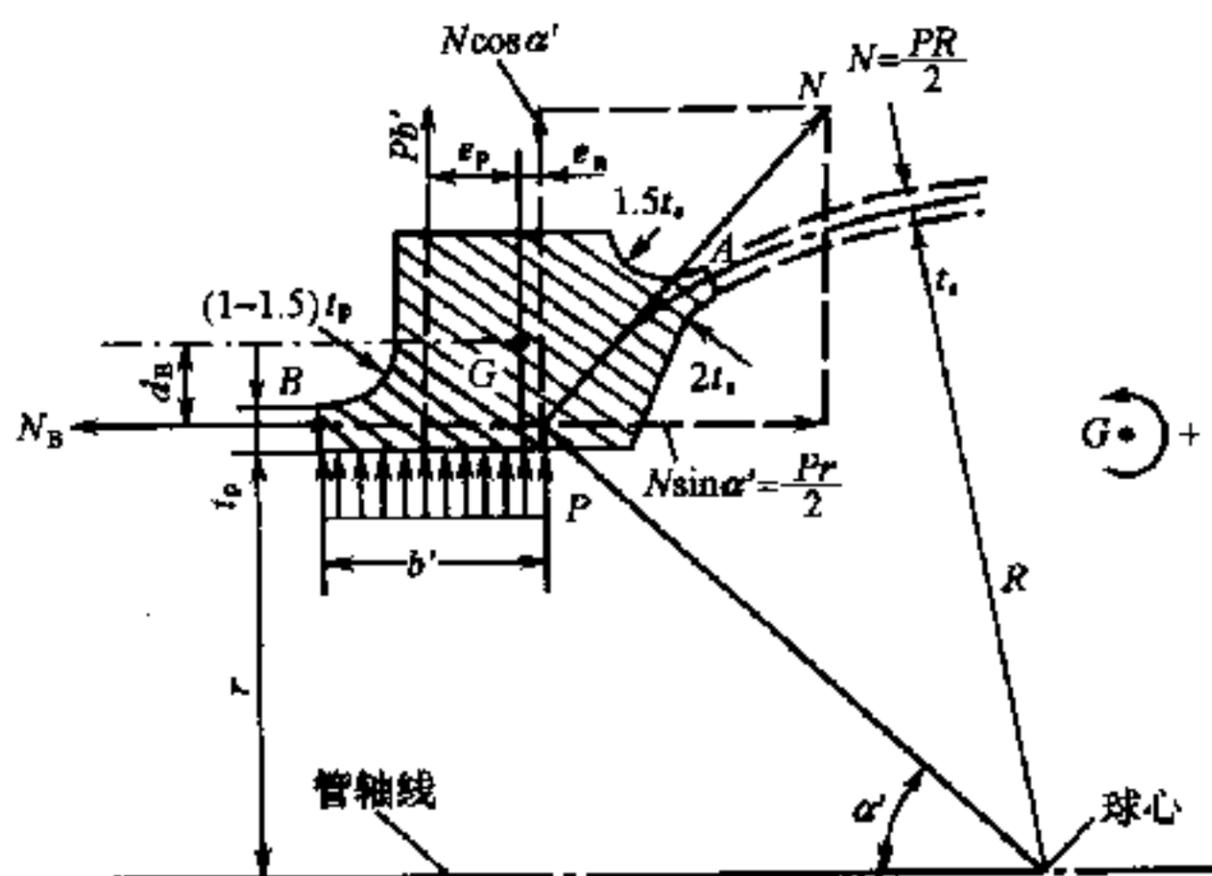


图 E. 3. 2 补强环设计荷载图

构上应使补强环与球壳，及钢管的连接部分平顺渐变，减少应力集中现象（图E. 3. 2）。

E. 3. 3 应力计算。

1 水压试验（有闷头）情况（图 E. 3. 1）。

取图 E. 3. 1 (b) 所示的脱离体，补强环两端 A、B 点各有三个内力作用，因管轴向变形不受限制，因此由静力平衡条件得知 $N_B = \frac{Pr}{2}$ ， $N_A = \frac{PR}{2}$ ，未知量仅为 M_A 、 H_A 、 M_B 、 H_B 四个，现分析如下：

1) 变位连续条件。

A 点：球壳沿补强环的径向变位 (δ_s) 等于补强环的径向变位 (δ_A) 即 $\delta_s = \delta_A$ ；

球壳的角变位 (V_s) 与补强环的角变位 (V_A) 应一致，即 $V_s = V_A$ 。

B 点：管端的径向变位 (δ_p) 与补强环的径向变位 (δ_B) 应一致，即 $\delta_p = \delta_B$ ；管端的角变位 (V_p) 与补强环的角变位 (V_B) 应一致，即 $V_p = V_B$ 。

各变位按式 (E. 3. 3-1) ~ 式 (E. 3. 3-10) 计算：

管体

$$\delta_p = 0.85 \frac{Pr r_m}{Et_p} + 2.57 \frac{r_m^{1.5}}{Et_p^{1.5}} H_B - 3.305 \frac{r_m}{Et_p^2} M_B \quad (\text{E. 3.3-1})$$

$$V_p = -3.305 \frac{r_m}{Et_p^2} H_B + 8.495 \frac{r_m^{0.5}}{Et_p^{2.5}} M_B \quad (\text{E. 3.3-2})$$

球壳

$$\delta_s = 0.350 \frac{Rr_0 P}{Et_s} + 2.57 \frac{r_0^2}{ER_m^{0.5} t_s^{1.5}} H_A - 3.305 \frac{r_0}{Et_s^2} M_A \quad (\text{E. 3.3-3})$$

$$V_s = -3.305 \frac{r_0}{Et_s^2} H_A + 8.495 \frac{R_m^{0.5}}{Et_s^{2.5}} M_A \quad (\text{E. 3.3-4})$$

补强环

$$\delta_A = \delta_G + V_G e_A \quad (\text{E. 3.3-5})$$

$$\delta_B = \delta_G - V_G e_B \quad (\text{E. 3.3-6})$$

$$V_A = V_G \quad (\text{E. 3.3-7})$$

$$V_B = -V_G \quad (\text{E. 3.3-8})$$

$$\delta_G = \frac{r_r}{SE} (Pbr + 0.5Pr_0R\cos\alpha - H_A r_0 - H_B r_m) \quad (\text{E. 3.3-9})$$

$$V_G = \frac{r_r^2}{EI_G} (M_G + H_B e_B - H_A e_A + M_B - M_A) \quad (\text{E. 3.3-10})$$

式中 M_A 、 M_B 、 H_A 、 H_B ——作用于环上 A、B 两点（切口）上的超静定内力；

E ——钢材弹性模量；

r ——管内半径；

r_m ——管壁平均半径；

r_0 ——补强环与球壳连接点 A 至钢管轴线的距离；

- r_r ——补强环断面重心的半径；
- t_p ——管壁厚度；
- t_s ——球壳厚度；
- $e_A、e_B$ ——各分力对环断面重心 G 的力矩总和（不计超静定力）；
- S ——补强环断面积；
- I_G ——补强环对 $O-O$ 轴的断面惯矩；
- M_G ——外力对补强环重心 G 的力矩总和（不计超静定力）。

补强环的角变位 V_G 以反时针方向为正。

2) 应力计算。

用以上公式解超静定力 $H_A、H_B、M_A、M_B$ ，然后可按式 (E. 3. 3-11) ~ 式 (E. 3. 3-20) 计算应力。

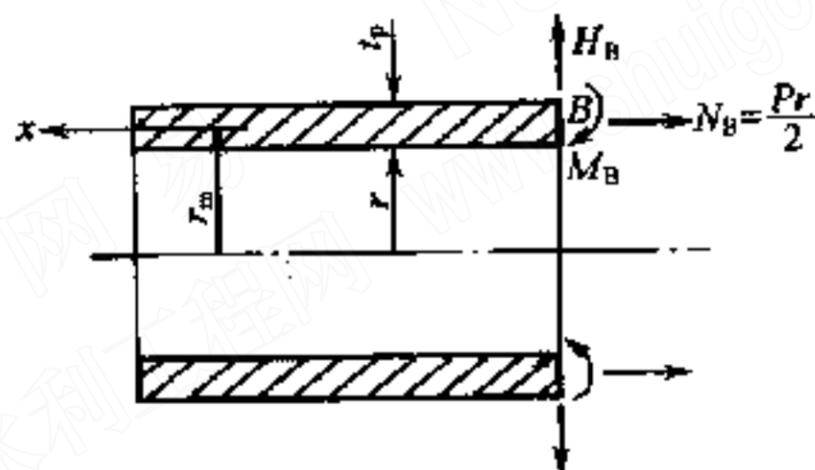


图 E. 3. 3-1 管体应力计算图

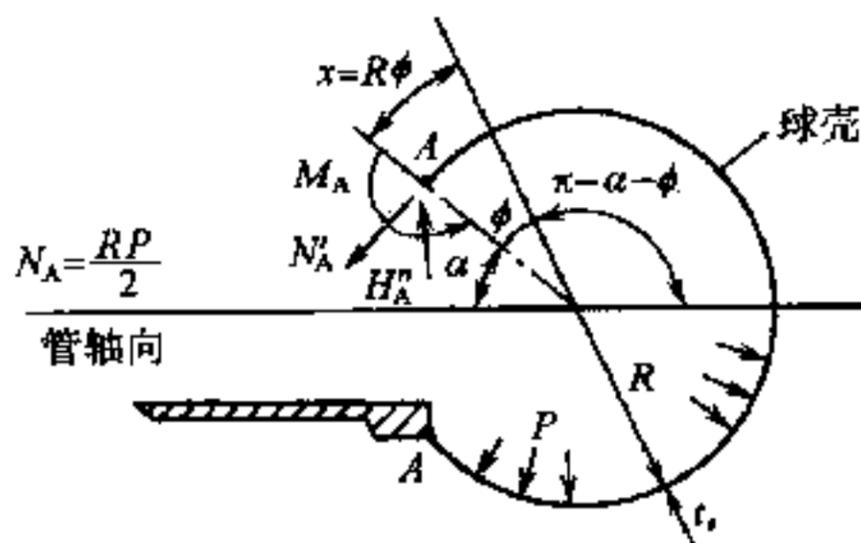


图 E. 3. 3-2 球壳应力计算图。

$H_B、M_B$ 及 N_B 作用于管端时管壁中的应力。

管轴向应力 σ_L

$$\sigma_{L\text{内}}^{\text{外}} = \frac{Pr}{2t_p} \pm \frac{6M_B}{t_p^2} e^{-\beta x} \cos \beta x \mp \frac{6}{t_p^2} \left(\frac{H_B}{\beta} - M_B \right) e^{-\beta x} \sin \beta x \quad (\text{E. 3. 3-11})$$

管壁环向应力 σ_C

$$\begin{aligned} \sigma_{C\text{内}}^{\text{外}} = & \frac{Pr}{t_p} + \frac{1}{t_p^2} \left[\left(3.305 \frac{H_B}{\beta} - 3.505M_B \pm 1.8M_B \right) e^{-\beta x} \cos \beta x \right. \\ & \left. + \left(\mp 1.80 \frac{H_B}{\beta} \pm 1.80M_B + 3.305M_B \right) e^{-\beta x} \sin \beta x \right] \\ \beta = & \sqrt[4]{\frac{3(1-\mu^2)}{r_m^2 t_p^2}} = \frac{1.285}{\sqrt{r_m t_p}} \quad (\text{E. 3. 3-12}) \end{aligned}$$

式中 β ——约束刚度系数 (1/mm)；

x ——沿管轴坐标，以管端部为原点 (mm)；

μ ——泊松比， $\mu = 0.3$ 。

球壳开孔处边缘在 H_A 、 M_A 、 N_A 作用下 (包括内水压力) 壳体中的应力。

管轴向 (即球经向)

$$\sigma_{\phi\text{内}}^{\text{外}} = \frac{N_{\phi}}{t_s} \pm \frac{6M_{\phi}}{t_s^2} \quad (\text{E. 3. 3-13})$$

$$\begin{aligned} N_{\phi} = & \frac{RP}{2} + \cot(\pi - \alpha - \phi) [H_A e^{-\lambda \phi} \sin \alpha \cos \lambda \phi \\ & \left(H_A \sin \alpha - \frac{2\lambda M_A}{R_m} \right) e^{-\lambda \phi} \sin \lambda \phi] \quad (\text{E. 3. 3-14}) \end{aligned}$$

$$M_{\phi} = M_A e^{-\lambda \phi} \cos \lambda \phi + \left(-\frac{R_m H_A \sin \alpha}{\lambda} + M_A \right) e^{-\lambda \phi} \sin \lambda \phi \quad (\text{E. 3. 3-15})$$

垂直管轴平面 (球纬向)

$$\sigma_{\theta\text{内}}^{\text{外}} = \frac{N_{\theta}}{t_s} \pm \frac{6M_{\theta}}{t_s^2} \quad (\text{E. 3. 3-16})$$

$$N_{\theta} = \frac{RP}{2} + 2\lambda \left[\left(H_A \sin \alpha - \frac{\lambda M_A}{R_m} \right) e^{-\lambda \phi} \cos \lambda \phi + \frac{\lambda M_A}{R_m} e^{-\lambda \phi} \sin \lambda \phi \right] \quad (\text{E. 3. 3-17})$$

$$M_{\theta} = \mu M_{\phi} \quad (\text{E. 3. 3-18})$$

$$\lambda = 1.285 \sqrt{\frac{R_m}{t_s}}$$

补强环中的应力（环向）：

环 A 点

$$\sigma_A = \frac{1}{S} \left(\frac{RPr_0}{2} \cos\alpha + bPr - H_A r_0 - H_B r_m \right) + \frac{r_c}{Z_A} (M_G + H_{BeB} - H_{AeA} + M_B - M_A) \quad (\text{E. 3. 3-19})$$

环 B 点

$$\sigma_B = \frac{1}{S} \left(\frac{RPr_0}{2} \cos\alpha + bPr - H_A r_0 - H_B r_m \right) + \frac{r_c}{Z_B} (M_G + H_{BeB} - H_{AeA} + M_B - M_A) \quad (\text{E. 3. 3-20})$$

$$Z_A = \frac{I_G}{e_A}$$

$$Z_B = \frac{I_G}{e_B}$$

式中 b ——补强环内缘宽度。

为便于计算将 βx 、 $e^{-\beta x} \cos \beta x$ 、 $e^{-\beta x} \sin \beta x$ 及 $\lambda \phi$ 、 $e^{-\lambda \phi} \cos \lambda \phi$ 、 $e^{-\lambda \phi} \sin \lambda \phi$ 列在表 E. 3. 3 中。

2 通水情况（无闷头）。

球岔通水时作用于补强环两侧 A、B 点的超静定力将有 6 个 (H_A 、 N_A 、 M_A 、 H_B 、 N_B 、 M_B)，此时闷头不存在，失去了作用于闷头上的平衡水压力，但由于钢管常被埋置固定于混凝土中或约束于两镇墩之间，在内水压力作用下仍能产生相当的管壁轴向力 ($\neq \frac{Pr}{2}$)，由于实际固定条件比较复杂，差别较大，如埋管、明管、有无伸缩节等，不可能像水压试验情况那样按管轴向静力平衡条件即可求得管轴向的两个超静定力，但一般仍可用近似的方法进行分析计算求得这两个力，以满足工程设计的需要，本附录中不

作分析。一般情况下与球岔相连接的主（支）管节及补强环中的应力多不会发生控制情况，而球壳的厚度按膜应力公式计算后考虑局部应力影响又都再增加了 10%~20% 的壁厚，已有裕度，因此对于一般工程，应力计算可简化为只计算水压试验一种情况。

表 E.3.3 球形岔管计算参数

$\frac{\beta x}{\lambda \phi}$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
$\frac{e^{-\beta x} \cos \beta x}{e^{-\lambda \phi} \cos \lambda \phi}$	1.0000	0.9003	0.8024	0.7077	0.6174	0.5323	0.4530	0.3798	0.3131	0.2527
$\frac{e^{-\beta x} \sin \beta x}{e^{-\lambda \phi} \sin \lambda \phi}$	0	0.0903	0.1627	0.2189	0.2610	0.2908	0.3099	0.3199	0.3223	0.3185
$\frac{\beta x}{\lambda \phi}$	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9
$\frac{e^{-\beta x} \cos \beta x}{e^{-\lambda \phi} \cos \lambda \phi}$	0.1988	0.1510	0.1091	0.0729	0.0419	0.0158	-0.0059	-0.0235	-0.0376	-0.0484
$\frac{e^{-\beta x} \sin \beta x}{e^{-\lambda \phi} \sin \lambda \phi}$	0.3096	0.2967	0.2807	0.2626	0.2430	0.2226	0.2018	0.1812	0.1610	0.1415
$\frac{\beta x}{\lambda \phi}$	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9
$\frac{e^{-\beta x} \cos \beta x}{e^{-\lambda \phi} \cos \lambda \phi}$	-0.0563	-0.0618	-0.0652	-0.0668	-0.0669	-0.0658	-0.0636	-0.0608	-0.0573	-0.0534
$\frac{e^{-\beta x} \sin \beta x}{e^{-\lambda \phi} \sin \lambda \phi}$	0.1230	0.1057	0.0895	0.0748	0.0613	0.0492	0.0383	0.0287	0.0204	0.0132

E.4 贴边岔管近似计算方法

E.4.1 贴边岔管为组合薄壳结构，可用有限元法计算。对中、小型岔管，可按本附录方法进行补强板结构尺寸选择和最大应力验算。但对于重要工程岔管，仍需作有限元法计算。

E.4.2 开孔尺寸和适用范围的建议。

贴边岔管以用于中、低水头的地下埋管为宜（图 E.4.1）。

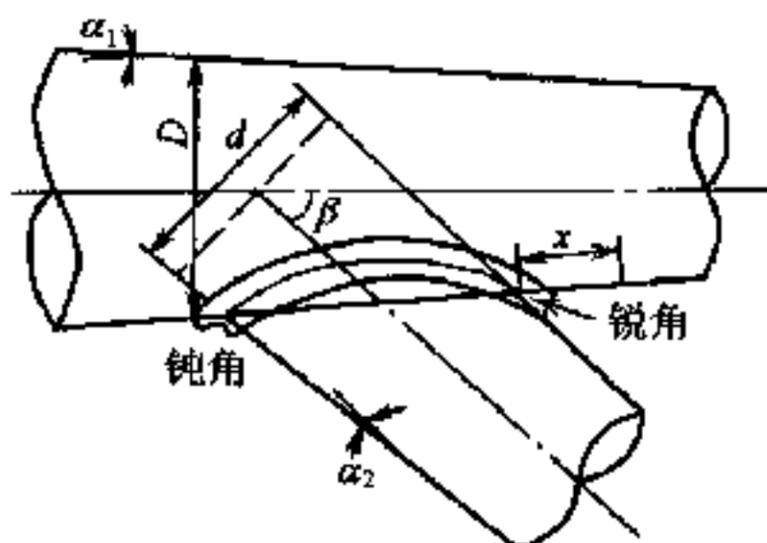


图 E.4.1 贴边岔管

$d/D \leq 0.5$ 时可适用；

$d/D = 0.6 \sim 0.7$ 时可进行技术经济比较后采用；

$d/D > 0.7$ 时不宜采用。

E. 4.3 无贴边补强板时的孔口应力估算。

1 锐角部位的应力集中系数如图 E. 4.3-1 所示。

2 孔口应力集中系数 σ/σ_0 的衰减。

1) $d/D = 0.5, \beta = 60^\circ, \alpha_1 = 5^\circ$ 时，如图 E. 4.3-2 所示；

2) $d/D = 0.7, \beta = 45^\circ, \alpha_1 = 5^\circ$ 时，如图 E. 4.3-3 所示。

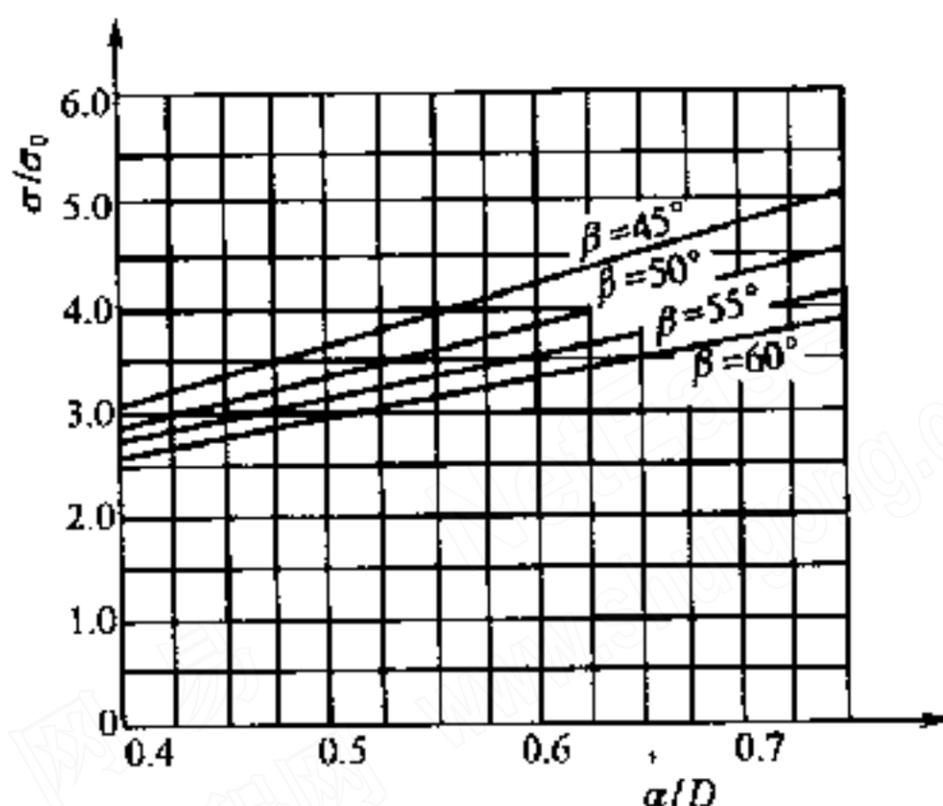


图 E. 4.3-1 锐角部位应力集中系数

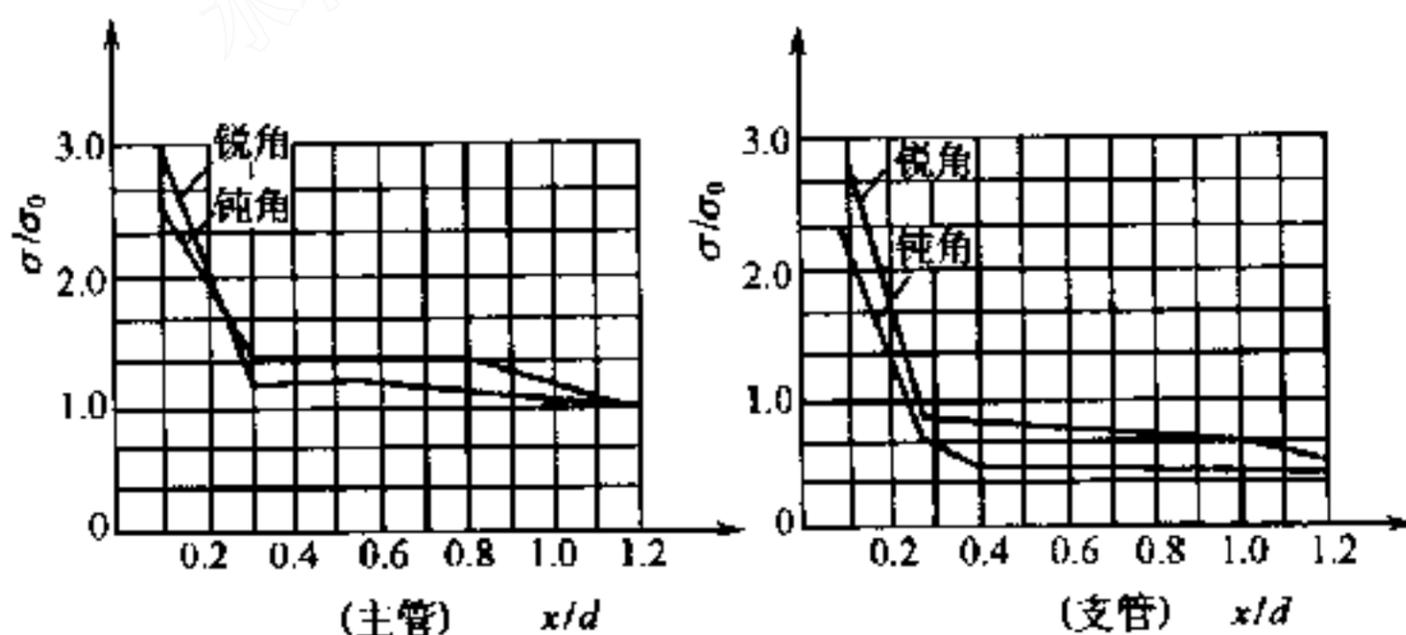


图 E. 4.3-2 孔口应力集中系数 σ/σ_0 衰减

E. 4.4 贴边补强板设计及边缘应力估算。

先确定岔管壁厚 t ，求出 σ_0 值，参照无贴边补强板锐角部位的

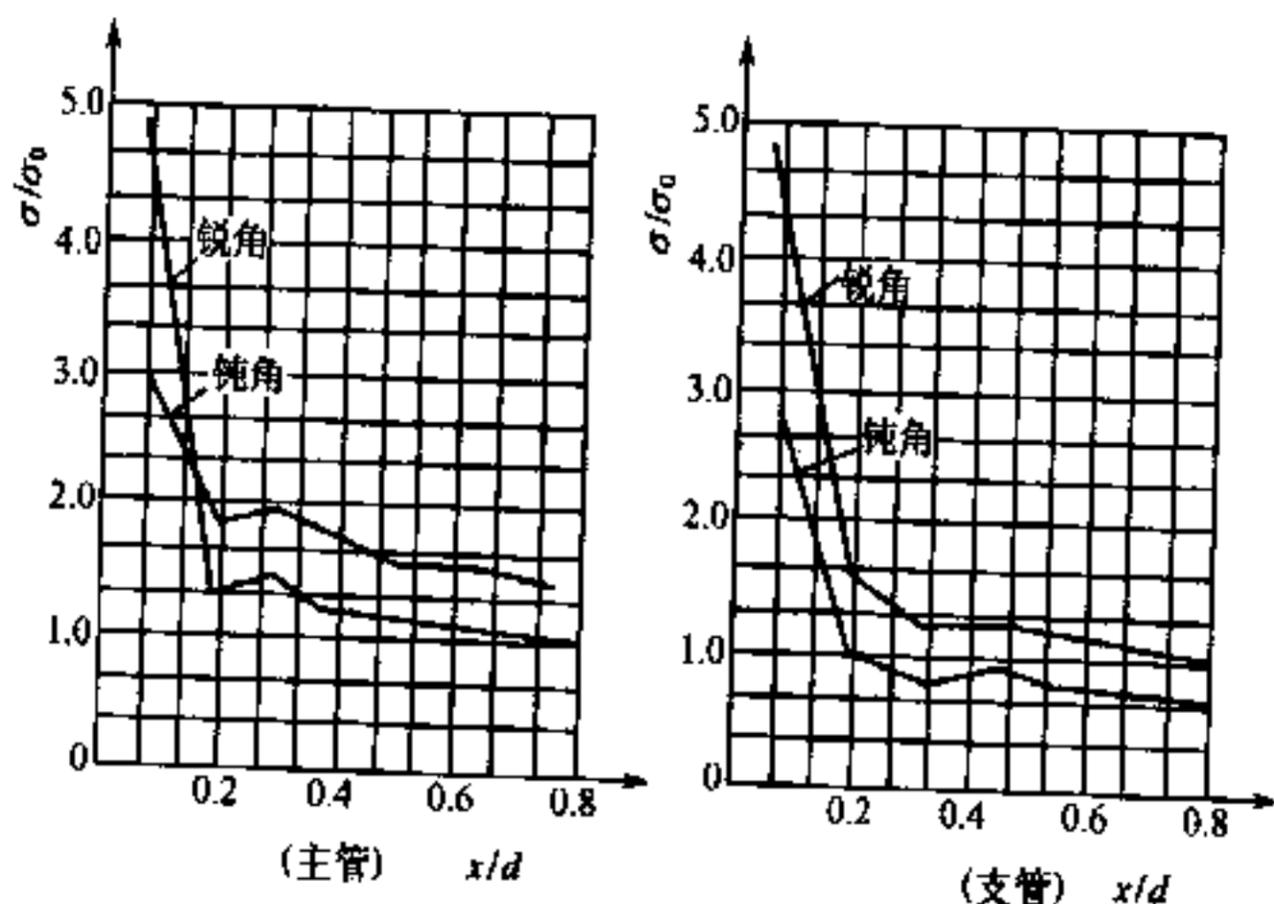


图 E.4.3-3 孔口应力集中系数 σ/σ_0 衰减

孔口应力集中和转角部位的应力衰减变化，按岔管允许应力要求，选定补强板的层数（1~2层）、厚度（一般采用与管壁等厚）和宽度（ $0.2d \sim 0.4d$ ），用经验公式，估算锐角贴边外缘的最大主应力值。

锐角贴边外缘最大主应力的经验公式：

$$\sigma_{\max} = \frac{PD}{2t} \left\{ (1 - 0.585 \sin^2 \beta) [1 + 5.05 (d/D)^{4/3}] - 398.9 \alpha_2 (d/D)^{1/2} \cos 9\alpha_2 / \beta^2 \right\} (1 - 1.5 \operatorname{tg} \alpha_1) \quad (\text{E.4.4})$$

$$\sigma_0 = \frac{PD}{2t}$$

式中 d, D ——分别为支、主管轴线交点处的直径；

α_2, α_1 ——分别为支、主管半锥顶角；

σ_0 ——主管膜应力；

σ ——孔口局部应力；

x ——离主、支管交线的管壁长度。

式 (E.4.4) 适用范围：

1 岔管形体参数：

$$\beta = 45^\circ \sim 60^\circ;$$

$$d/D = 0.4 \sim 0.7 ;$$

$$\alpha_2 = 0^\circ \sim 8^\circ ;$$

$$\alpha_1 = 0^\circ \sim 7^\circ .$$

2 采用二层与管壁等厚的贴边补强板。

E.5 无梁岔管近似计算方法

E.5.1 无梁岔管的尺寸布置 (图 E.5.1-1、图 E.5.1-2)。无梁岔管各管节间以及球壳片与其相邻的锥管之间的连接均应符合公切球原理。

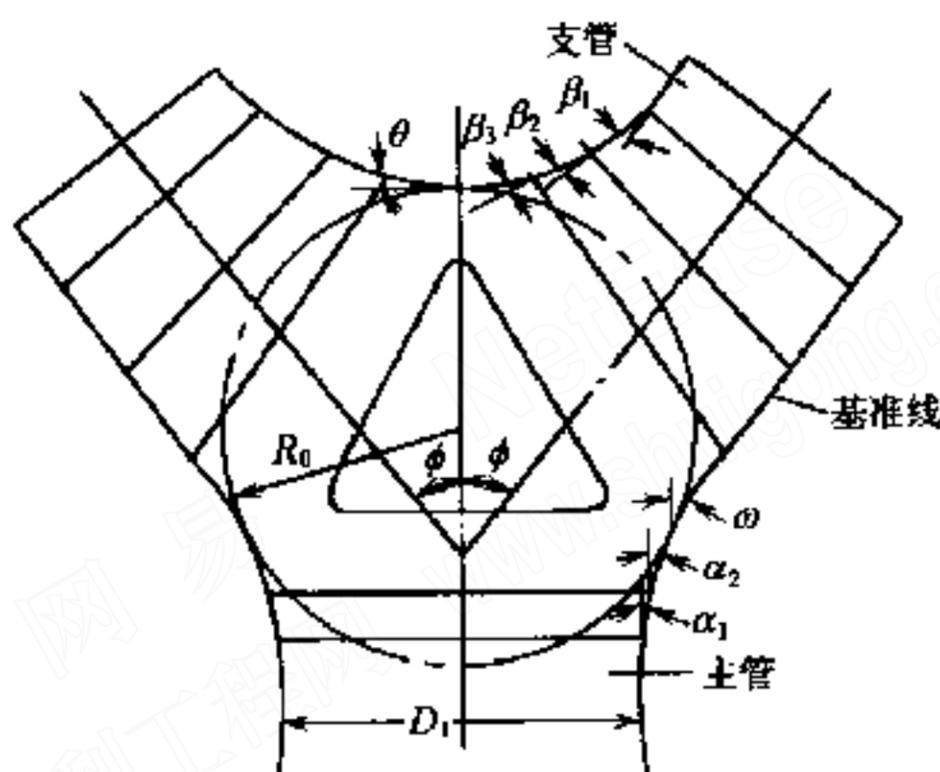


图 E.5.1-1 对称三通无梁岔管

1 主管直径较大的岔管可各取 3~5 节，其中分岔角较小者主管侧的过渡锥管节数可减少。

2 主管直径较小的岔管可各取 1~3 节。

3 岔管各处转角应符合下列关系：

$$\phi - \omega - \sum \alpha_i = 0 \quad (\text{E.5.1-1})$$

对称无梁岔管

$$\phi + \frac{1}{2}\theta + \sum \beta_i = \frac{\pi}{2} \quad (\text{E.5.1-2})$$

非对称无梁岔管

$$\phi + \theta + \sum \beta_i + \sum \gamma_i = \pi \quad (\text{E.5.1-3})$$

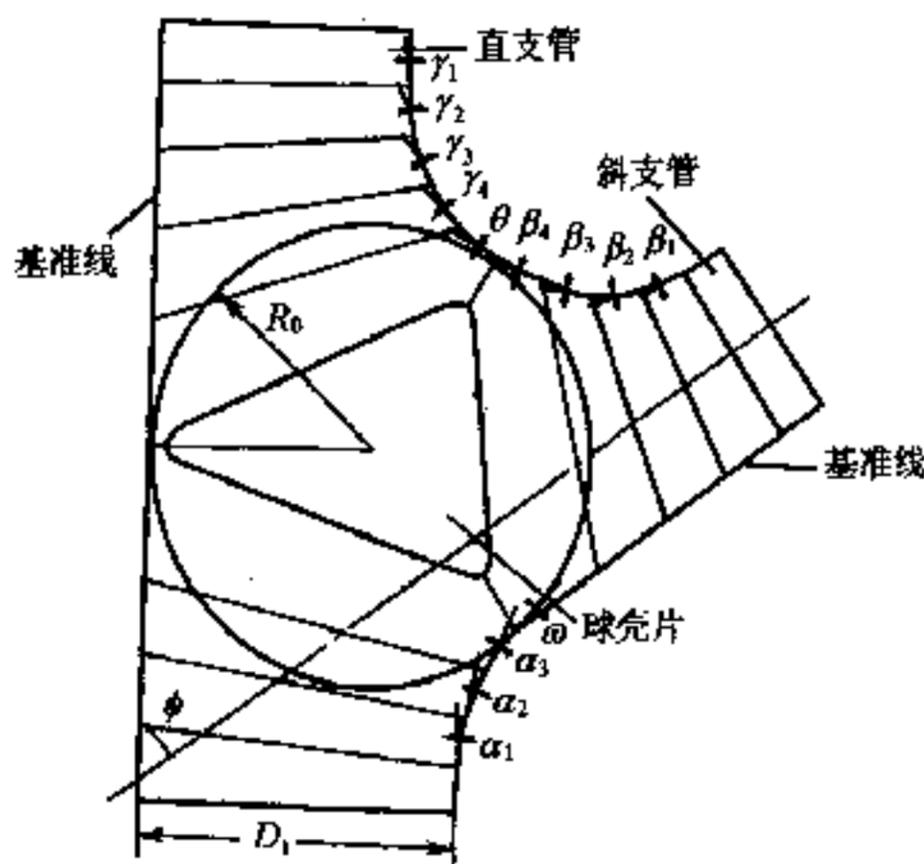


图 E. 5. 1-2 非对称三通无梁岔管

并可取

$$\theta \cong \omega$$

$$\alpha_{i+1} \leq \alpha_i$$

$$\beta_{i+1} \leq \beta_i$$

$$\gamma_{j+1} < \gamma_j$$

$$\theta \leq \min(\alpha_i, \beta_i, \gamma_j) \quad (\text{E. 5. 1-4})$$

4 腰线转折角 (α 、 β 、 γ 、 θ 、 ω) 宜不大于 12° 。若各节等厚，则小直径处，可增至 $15^\circ \sim 20^\circ$ 。

E. 5. 2 无梁岔管应验算各母线转折处的下列应力。

1 最大峰值应力 σ_{\max} 发生在转角点处环向管外壁，为膜应力和弯曲应力之和。

2 局部薄膜最大应力 σ_L 发生在转角点附近，系膜应力。

3 离转角点距离为 $0.5 \sqrt{Rt}$ 处的环向膜应力 $\sigma_{0.5}$ 。

为便于验算，现将按旋转壳理论计算结果以无量纲形式给出应力系数表 (表 E. 5. 2)。

表 E. 5. 2 中 α ——母线转折角 ($^\circ$)；

R/t ——管壳第二主曲率半径与壁厚的比值，直管与锥管相接处，取直管的平均半径，锥管与锥管

相接处，取较小锥管在转角点处的第二主曲率半径；

K_{2HW} ——管外壁环向应力系数；

K_{2HN} ——管内壁环向应力系数；

K_{wW} ——管外壁纬向应力系数；

表 E.5.2 应力系数

R/t	100.0	90.0	80.0	70.0	60.0	50.0	40.0
α	$x=0.0 \quad K_{2HW}$						
8.00	1.70261	1.66704	1.62944	1.58943	1.54648	1.49982	1.44829
9.00	1.79191	1.75184	1.70950	1.66444	1.61607	1.56352	1.50549
10.00	1.88165	1.83708	1.78998	1.73985	1.68604	1.62758	1.56302
11.00	1.97189	1.92279	1.87091	1.81570	1.75642	1.69204	1.62092
12.00	2.06265	2.00901	1.95232	1.89201	1.82725	1.75691	1.67922
13.00	2.15398	2.09578	2.03427	1.96882	1.89856	1.82223	1.73793
14.00	2.24593	2.18314	2.11678	2.04618	1.97038	1.88803	1.79709
15.00	2.33853	2.27113	2.19990	2.12411	2.04274	1.95435	1.85674
16.00	2.43183	2.35980	2.28367	2.20266	2.11569	2.02122	1.91689
17.00	2.52589	2.44918	2.36812	2.28186	2.18926	2.08868	1.97758
18.00	2.62074	2.53934	2.45331	2.36177	2.26350	2.15675	2.03885
19.00	2.71645	2.63031	2.53928	2.44242	2.33844	2.22548	2.10074
20.00	2.81306	2.72215	2.62608	2.52386	2.41412	2.29491	2.16326
21.00	2.91062	2.81491	2.71376	2.60613	2.49059	2.36508	2.22648
22.00	3.00921	2.90864	2.80237	2.68929	2.56790	2.43604	2.29041
23.00	3.10887	3.00341	2.89197	2.77339	2.64609	2.50782	2.35512
24.00	3.20967	3.09927	2.98261	2.85848	2.72523	2.58048	2.42063
25.00	3.31167	3.19629	3.07436	2.94462	2.80535	2.65407	2.48700
26.00	3.41495	3.29453	3.16728	3.03187	2.88652	2.72863	2.55428
27.00	3.51958	3.39407	3.26143	3.12030	2.96880	2.80423	2.62251
28.00	3.62564	3.49497	3.35689	3.20996	3.05224	2.88093	2.69175
29.00	3.73321	3.59732	3.45373	3.30094	3.13692	2.95878	2.76206
30.00	3.84236	3.70120	3.55202	3.39330	3.22291	3.03785	2.83350

续表

R/t	100.0	90.0	80.0	70.0	60.0	50.0	40.0
$\alpha \backslash x$	$x=0.0 \quad K_{2HN}$						
8.00	1.21778	1.20772	1.19713	1.18594	1.17403	1.16124	1.14735
9.00	1.24590	1.23456	1.22265	1.21004	1.19663	1.18222	1.16658
10.00	1.27425	1.26165	1.24839	1.23437	1.21945	1.20343	1.18604
11.00	1.30287	1.28898	1.27438	1.25895	1.24252	1.22487	1.20572
12.00	1.33175	1.31659	1.30064	1.28378	1.26583	1.24656	1.22565
13.00	1.36093	1.34448	1.32718	1.30889	1.28942	1.26851	1.24583
14.00	1.39041	1.37267	1.35401	1.33428	1.31328	1.29074	1.26627
15.00	1.42022	1.40117	1.38115	1.35998	1.33744	1.31325	1.28700
16.00	1.45037	1.43001	1.40862	1.38599	1.36192	1.33607	1.30803
17.00	1.48088	1.45921	1.43643	1.41235	1.38672	1.35921	1.32937
18.00	1.51176	1.48878	1.46461	1.43906	1.41187	1.38269	1.35104
19.00	1.54305	1.51873	1.49317	1.46614	1.43738	1.40652	1.37305
20.00	1.57477	1.54911	1.52213	1.49362	1.46329	1.43073	1.39543
21.00	1.60693	1.57992	1.55153	1.52152	1.48959	1.45534	1.41819
22.00	1.63956	1.61119	1.58137	1.54986	1.51633	1.48036	1.44136
23.00	1.67269	1.64295	1.61169	1.57866	1.54351	1.50582	1.46495
24.00	1.70634	1.67522	1.64251	1.60794	1.57117	1.53174	1.48899
25.00	1.74054	1.70802	1.67385	1.63774	1.59933	1.55914	1.51351
26.00	1.77532	1.74140	1.70575	1.66808	1.62802	1.58506	1.53852
27.00	1.81072	1.77538	1.73824	1.69900	1.65727	1.61252	1.56406
28.00	1.84677	1.80999	1.77134	1.73051	1.68710	1.64056	1.59015
29.00	1.88350	1.84527	1.80510	1.76267	1.71755	1.66919	1.61683
30.00	1.92095	1.88125	1.83955	1.79549	1.74865	1.69846	1.64412

续表

R/t	100.0	90.0	80.0	70.0	60.0	50.0	40.0
α	$x=0.0 \quad K_{ww}$						
8.00	1.30805	1.26553	1.55051	1.17248	1.12075	1.06431	1.00157
9.00	1.41002	1.36213	1.31142	1.25733	1.19907	1.13550	1.06484
10.00	1.51233	1.45906	1.40264	1.34246	1.27765	1.20692	1.12831
11.00	1.61503	1.55634	1.49420	1.42791	1.35651	1.27860	1.19200
12.00	1.71816	1.65404	1.58614	1.51371	1.43570	1.35057	1.25595
13.00	1.82175	1.75217	1.67849	1.59989	1.51524	1.42286	1.32018
14.00	1.92585	1.85078	1.77129	1.68650	1.59516	1.49549	1.38470
15.00	2.03051	1.94993	1.86459	1.77356	1.67550	1.56850	1.44956
16.00	2.13578	2.04963	1.95842	1.86111	1.75630	1.64192	1.51477
17.00	2.24169	2.14996	2.05282	1.94920	1.83758	1.71577	1.58036
18.00	2.34830	2.25094	2.14784	2.03786	1.91938	1.79010	1.64637
19.00	2.45566	2.35263	2.24352	2.12713	2.00175	1.86493	1.71281
20.00	2.56382	2.45507	2.33991	2.21706	2.08472	1.94030	1.77973
21.00	2.67283	2.55832	2.43705	2.30768	2.16833	2.01624	1.84714
22.00	2.78275	2.66242	2.53500	2.39906	2.25262	2.09280	1.91509
23.00	2.89364	2.76744	2.63380	2.49122	2.33763	2.17001	1.98361
24.00	3.00555	2.87343	2.73351	2.58423	2.42342	2.24791	2.05274
25.00	3.11856	2.98045	2.83419	2.67814	2.51003	2.32654	2.12250
26.00	3.23272	3.08856	2.93588	2.77298	2.59750	2.40595	2.19294
27.00	3.34811	3.19782	3.03866	2.86884	2.68588	2.48619	2.26410
28.00	3.46479	3.30831	3.14258	2.96575	2.77524	2.56729	2.33601
29.00	3.58285	3.42009	3.24771	3.06379	2.86563	2.64932	2.40873
30.00	3.70236	3.53324	3.35413	3.16301	2.95710	2.73232	2.48229

续表

R/t	100.0	90.0	80.0	70.0	60.0	50.0	40.0
α \ x	$x=0.5\sqrt{Rt}$ K_{HJ}						
8.00	1.33399	1.31700	1.29905	1.27993	1.25940	1.23709	1.21243
9.00	1.37640	1.35727	1.33705	1.31552	1.29240	1.26728	1.23950
10.00	1.41902	1.39774	1.37524	1.35129	1.32557	1.29762	1.26673
11.00	1.46186	1.43842	1.41364	1.38726	1.35893	1.32814	1.29411
12.00	1.50494	1.47933	1.45226	1.42344	1.39249	1.35886	1.32108
13.00	1.54829	1.52050	1.49112	1.45985	1.42627	1.38977	1.34943
14.00	1.59192	1.56194	1.53025	1.49651	1.46028	1.42091	1.37739
15.00	1.63585	1.60367	1.56965	1.53344	1.49455	1.45228	1.40556
16.00	1.68011	1.64571	1.60935	1.57064	1.52908	1.48390	1.43397
17.00	1.72471	1.68808	1.64936	1.60815	1.56389	1.51579	1.46262
18.00	1.76968	1.73081	1.68972	1.64598	1.59901	1.54796	1.49153
19.00	1.81505	1.77391	1.73044	1.68415	1.63445	1.58043	1.52072
20.00	1.86083	1.81742	1.77153	1.72269	1.67024	1.61322	1.55021
21.00	1.90706	1.86135	1.81304	1.76161	1.70638	1.64635	1.58001
22.00	1.95376	1.90573	1.85497	1.80094	1.74291	1.67984	1.61014
23.00	2.00095	1.95059	1.89736	1.84070	1.77985	1.71371	1.64062
24.00	2.04868	1.99596	1.94023	1.88092	1.81722	1.74799	1.67147
25.00	2.09697	2.04186	1.98362	1.92162	1.85504	1.78268	1.70270
26.00	2.14584	2.08833	2.02754	1.96284	1.89335	1.81783	1.73436
27.00	2.19534	2.13540	2.07204	2.00459	1.93216	1.85345	1.76644
28.00	2.24551	2.18310	2.11714	2.04692	1.97152	1.88957	1.79899
29.00	2.29637	2.23147	2.16287	2.08986	2.01144	1.92622	1.83203
30.00	2.34798	2.28055	2.20928	2.13343	2.05196	1.96343	1.86558

K_{HJ} ——离转角点距离为 $0.5\sqrt{Rt}$ 处的应力系数；

x ——离转角点的距离。

$$\sigma_{\max} = \frac{PR}{t} K_{2HW}$$

$$\sigma_L = \frac{PR}{t} \frac{K_{2HW} + K_{2HN}}{2}$$

$$\sigma_{0.5} = \frac{PR}{t} K_{HJ}$$

附录 F 钢管防腐蚀措施

F.0.1 水电站压力钢管外壁暴露于大气中或埋于混凝土内，内壁长期过流，受水流的冲蚀与磨损，且维修尚要与机组检修统一考虑，检修条件较差，维修困难。因此在防腐蚀设计时，应尽量采用保护年限较长的涂装材料和严格的施工工艺，尽量延长钢管的使用寿命。

F.0.2 钢管的防腐蚀措施有金属热喷涂和涂料保护两类，另外还可采用电化学保护与涂料联合防腐蚀措施。

F.0.3 不论采用何种防腐蚀措施，对于钢板表面均要进行除锈预处理，达到规定的清洁度和粗糙度要求后，才能进行涂装。钢板表面预处理、涂料涂装和热喷金属涂装的主要要求如下：

1 表面预处理。

- 1) 用于制作压力钢管的钢板，有条件时，材料进厂后应尽量采用钢板预处理流水线进行防锈预处理，涂上车间底漆，再行存放下料、卷板、焊接。
- 2) 钢板进行除锈处理除涂层修补外，一般应采用喷射方法。
- 3) 喷射处理所用的磨料必须清洁、干燥。金属磨料应符合 GB6468~6487 的规定，磨料粒径应在 0.5~1.5mm 范围内，磨料应不易碎裂，粉尘少，并符合环保条例的有关规定。矿物磨料粒径应在 0.5~2.0mm 范围内，推荐使用刚玉砂，不宜使用河砂。
- 4) 喷射处理前必须仔细清除焊渣、飞溅附着物、磨平焊疤、毛刺等，清洗钢板表面可见的油脂及其他污物。
- 5) 喷射处理所用的压缩空气，必须经过冷却装置及油水分离器处理，保证压缩空气的干燥、无油。空气压力在 0.4~0.6MPa 范围。

- 6) 喷射处理后的金属表面清洁度等级：对于涂料涂装应不低于《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》(GB8923) 中规定的 Sa2 $\frac{1}{2}$ 级，对于热喷金属涂装应不低于 Sa3 级，对与混凝土接触的表面应达到 Sa2 级。手工和动力工具除锈只限于涂层缺陷局部修理和无法进行喷射处理的部位，其表面清洁度等级应达到 GB8923 中规定的 St3 级。
- 7) 喷射处理后，表面粗糙度值：对于涂料涂装 R_a (指在取样长度内，轮廓封底线之间的距离) 应在 40~70 μm 范围以内；对于热喷金属涂装 R_a 应在 60~90 μm 范围以内。
- 8) 喷射除锈时，施工环境相对湿度不大于 85%，金属表面温度不低于露点以上 3℃，根据环保条例有关要求，宜采用封闭式车间进行涂装施工，以便有效地控制环境条件，确保工程质量。
- 9) 其他要求按《水工金属结构防腐蚀规范》(SL105—95) 执行。

2 涂料涂装。

- 1) 压力钢管外壁与混凝土接触部分可采用不含苛性钠水泥浆或无机改性水泥浆临时防护，干膜厚度 300~500 μm 。
- 2) 压力钢管内壁(垫层管外壁)涂料配套参考表 F. 0. 3-1。

表 F. 0. 3-1 压力钢管内壁涂料配套表

序号	涂层系统	涂料种类	涂层厚度 (μm)
1	底层	环氧沥青厚浆型防锈底漆	125
	面层	环氧沥青厚浆型防锈面漆	125
2	底层	超厚浆型环氧沥青防锈底漆	250
	面层	超厚浆型环氧沥青防锈面漆	250

续表

序号	涂层系统	涂料种类	涂层厚度 (μm)
3	底层	无机富锌	100
	面层	超厚浆型环氧沥青	350
4	一次成膜漆	无溶剂环氧树脂漆	800
5	一次成膜漆	改性环氧石英砂浆	1000
6	底层	改性环氧	100
	中间层	改性环氧玻璃鳞片	400
	面层	改性环氧玻璃微珠	600

3) 压力钢管明管与大气接触的外壁涂料配套参考表 F.0.3-2。

表 F.0.3-2 压力钢管明管与大气接触的外壁涂料配套表

序号	涂层系统	涂料种类	涂层厚度 (μm)
1	底层	环氧富锌	50
	中间层	环氧云铁	100
	面层	氯化橡胶	100
2	底层	无机富锌	50
	中间层	环氧云铁	100
	面层	丙烯酸聚胺脂	100
3	底层	无机富锌	50
	中间层	厚浆无溶剂环氧	400
	面层	丙烯酸聚胺脂	50

3 压力钢管热喷金属涂装主要用于钢管内壁(或与大气接触的外壁)，其配套参考表 F.0.3-3。

表 F.0.3-3 压力钢管热喷金属涂装配套表

序号	涂层系统	热喷金属种类	涂层厚度 (μm)
1	底层	锌 (或铝)	160
	封闭底层	专用环氧封闭漆	20
	封闭面层	改性耐磨环氧漆	120
2	底层	稀土铝	120
	封闭底层	专用环氧封闭漆	20
	封闭面层	改性耐磨环氧漆	150
3	底层	锌铝合金	120
	封闭底层	专用环氧封闭漆	20
	封闭面层	改性耐磨环氧漆	150

本规范用词说明

1 为便于在执行本标准条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

- 1) 表示很严格，非这样做不可的规定性条文的用词：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规定性条文的用词：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”；
- 4) 表示允许选择，在一定的条件下可以这样做的用词：正面词采用“可”，反面词采用“不可”。

2 条文中指定应按其他有关标准、规范执行时，写法为“应符合……的规定”或“应按……执行”。

中华人民共和国水利行业标准

水电站压力钢管设计规范

SL281—2003

条文说明

网易
水利工程网
NetEase
www.shuigong.com

2003 北京

目 次

1	总则	(122)
3	布置	(125)
3.1	一般规定	(125)
3.2	明管	(126)
3.3	地下埋管	(127)
3.4	坝内埋管	(131)
3.5	钢衬钢筋混凝土管	(136)
4	材料	(138)
4.1	钢材	(138)
4.2	防腐蚀、止水、垫层、钢筋和混凝土材料	(145)
5	水力计算	(146)
6	结构分析	(149)
6.1	一般规定	(149)
6.2	明管	(153)
6.3	地下埋管	(156)
6.4	坝内埋管	(157)
6.5	钢衬钢筋混凝土管	(160)
7	岔管	(165)
7.1	布置	(165)
7.2	荷载和允许应力	(168)
7.3	结构设计	(169)
8	构造要求	(174)
8.1	一般规定	(174)
8.2	明管	(180)
8.3	地下埋管	(180)
8.4	坝内埋管	(181)

8.5 钢衬钢筋混凝土管	(183)
9 水压试验	(185)
10 安全监测与运行检查	(187)
10.1 安全监测	(187)
10.2 运行检查	(188)
附录 A 明管结构分析方法	(189)
附录 B 地下埋管结构分析方法	(193)
附录 C 坝内埋管结构分析方法	(212)
附录 D 钢衬钢筋混凝土管结构分析方法	(226)
附录 E 岔管结构分析方法	(227)
附录 F 钢管防腐蚀措施	(250)

NetEase
www.shuigong.com

1 总 则

1.0.2 划分压力钢管级别时应按《水利水电工程等级划分和洪水标准》(SL252—2000)的表2.1.1和表2.2.1执行。鉴于压力钢管失事将危及工程其他建筑物(如水电站厂房、高边坡等)的安全，严重影响工程效益的发挥，故可将压力钢管视为工程永久建筑物中的主要建筑物确定其级别。

《水电站压力钢管设计规范》(SD144—85)(简称“原规范”)表1.0.1给定了规范适用各类管径基本参数的上限值，且规定超出上限值要作必要的补充研究，而自原规范颁布执行至今十余年来，水利水电工程迅速发展和技术不断进步，这段时期兴建投产的许多水利水电工程的压力钢管的各项基本参数与原规范表1.0.1规定的基本参数上限值指标和原规范编写说明的表1.0.1例举的当时国内已建压力钢管最大参数值相比，均已有较大的突破(表1)，且有继续突破的趋势，因此难以再列出一组上限值指导今后一段时期水利水电工程压力钢管的设计。所以只在本规范的条文说明列出部分国内已建工程压力钢管的有关参数，供参考。

1.0.3 近十余年国内建成了一批钢衬钢筋混凝土管道，积累了较丰富的设计、施工和运行经验，为了适应今后这类管道的建设，在压力钢管型式增加了钢衬钢筋混凝土管，并在本规范的各章增加了相应的规定。

1.0.4 国家现行有关标准：

SL26	水利水电工程技术术语标准
SL252	水利水电工程等级划分及洪水标准
GBJ132	工程结构设计基本术语和通用符号
DL5077	水工建筑物荷载设计规范
DL5073	水工建筑物抗震设计规范
GB150	钢制压力容器

表 1 国内部分水电站压力钢管参数实例

结构型式	工程名称	管径 D (m)	设计水头 H (m)	设计水头 \times 管径 HD (m ²)
明管	羊卓雍湖	2.1	1000	2100*
	隔河岩	8.0*	170	1360
	天湖	1.0	1180*	1180
	锁金山	1.6	650	1040
	白山二期	8.0*	85	680
	磨坊沟	1.4	540	756
地下埋管	天荒坪	3.2	888*	2842*
	十三陵	3.8	685	2603
	广蓄	3.5	725	2538
	鲁布革	4.6	420	1932
	二滩	9*	189.5	1706
	以礼河三级	2.2	724	1593
	天生桥一级	8.2~7.0	170	1394~1190
	小浪底	7.8	198	1544
坝内埋管	龙羊峡	7.5	171.4*	1286*
	漫湾	7.5	128	960
	岩滩	10.8*	82	886
	水口	10.5	71.5	751
钢衬钢筋 混凝土管	三峡	12.4	139.5	1730
	李家峡	8.0	152	1216*
	五强溪	11.2*	80	896
	东江	5.2	162*	842
	紧水滩	4.5	105	473
	依萨河二级 (地面管)	1.0	994	994

注：1. 表中参数带*者为已建同类管道中参数最高值。三峡为在建工程，最高参数中未计入。

2. 隔河岩钢管按明管设计，外包钢筋混凝土仅起保护作用。

GBJ17	钢结构设计规范
SD134	水工隧洞设计规范
SD303	水电站进水口设计规范
DL/T5058	水电站调压室设计规范
SL/T191	水工混凝土结构设计规范
SDJ207	水工混凝土施工规范
DL5017	压力钢管制造安装及验收规范
SL105	水工金属结构防腐蚀规范
GB8923	涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级
DL/T709	压力钢管安全监测技术规程
GB699	优质碳素结构钢技术条件
GB700	碳素结构钢
GB711	优质碳素结构钢热轧厚钢板和宽钢带
GB3077	合金结构钢技术条件
GB3274	碳素结构钢和低合金结构钢热轧厚钢板和钢带
GB3531	低温压力容器用低合金结构钢板
GB6654	压力容器用钢板
GB11251	合金结构钢热轧厚钢板
GB5313	厚度方向性能钢板
GB/T1591	低合金高强度结构钢
GB11352	一般工程用铸造碳钢件
ZBJ74003	压力容器用钢板超声波探伤
SDJ173	水力发电厂机电设计技术规范

3 布 置

3.1 一 般 规 定

3.1.2 管道引水可采用下列方式：单管单机引水、单管多机引水、多管多机分组引水。

较短且引用流量很大的管道，宜采用单管单机引水方式。

较长的管道，宜采用单管多机引水方式，并应在水轮机前设进水阀，使各机组能单独停机检修。

当一管向4台或4台以上水轮机引水，钢管检修时，停止运行的机组过多，所以应比较多管多机分组引水的合理性。比较的因素有：经济性、机组分期安装的时间间隔、施工难易程度、电站运行灵活性及其停机对电力系统的影响等。

3.1.3 我国还没有技术经济管径的通用公式。一般经验：明管和地下埋管，当作用水头100~300m，流速取4~6m/s。坝内埋管，作用水头30~70m，流速取3~6m/s；作用水头70~150m，流速取5~7m/s；作用水头150m以上，流速取7m/s。坝内管较短，流速略大于引水式电站。水头提高，流速可适当加大。坝内埋管的进水口、拦污栅、闸门在总造价中所占比重、局部损失在总水头损失中所占比重均较大，都应参与比较。

3.1.4 管顶不得产生负压，以免危害水轮机的运行。

3.1.6 通气孔风速较大，应将孔口通到启闭机室之外，并防止管口溢水，影响人员和设备的安全。通气孔上端通到坝顶或平地上应设网格盖板，防止杂物落入或吸入物体。

3.1.7 充水阀相对面积过大易引起通气孔喷水。对坝内管道，通常引水管道较短，即使充水阀截面小一些，充水时间也不会太长，根据工程实践，建议充水阀或旁通管面积不宜大于通气孔面积的1/5。对长引水管道，为减少充水时间，可适当加大充水阀面积，但不应超过通气孔面积的1/3。

3.1.8 合并成空间转弯和渐缩弯管的水头损失较小。但地下埋管洞内安装条件较差，空间弯管不易就位，也可仍分作立面弯管和平面弯管。

3.1.10 钢管放空检修时，排水管可排出管内积水。施工时，排水管应经常过水。运行时，排水管应定期过水，以防积渣淤塞。

3.2 明 管

3.2.2 事故排水道的设计流量难以作出明确的规定，它与引用流量、假设的钢管破裂程度、电站重要性有关。只能根据工程具体情况布置排水和防冲设施。

3.2.3 明管底部应留出供施工和运行人员作焊接及交通用的空间，大直径明管，可适当加大。

3.2.4 伸缩节的型式主要有套筒式和波纹管式两种。

套筒式伸缩节在水电行业已运用多年，可以适应管道的位移条件，但是由于受钢管制造安装精度和止水材料性能的影响，容易产生不同程度的漏水。

波纹管式伸缩节在冶金、石油化工、火电等行业中运用较多，近10年来开始在水电行业中的中小型电站使用，具有不漏水、不用维修等特点。但要在大型电站中应用，需对其结构计算、制造安装作专门研究。现将使用波纹管式伸缩节的部分工程列于表2中。

3.2.6 确定支座间距，可大致控制连续梁跨中弯矩应力小于0.15倍箍拉应力。

若地基可能产生不均匀沉陷，可将支墩基础作成条形钢筋混凝土梁或板，也可将支座作成可调整高程的结构。

3.2.7 支座型式的选择，应考虑管径、支墩间距和其重要性等因素。以下列出按管径 D 选择支座型式的数据，可供参考。

$D \leq 1\text{m}$ ，钢管无支承环，鞍型支座；

$D \leq 2\text{m}$ ，钢管有支承环，鞍型支座；

$D \leq 4\text{m}$ ，滑动支座；

表 2 波纹管式伸缩节的部分工程实例

水电站名称	钢管直径 (mm)	设计水头 (m)	备 注
河北桃林口	3000	100	复 式
云南老虎山	1500	100	单式、复式
四川上河坝	1368	650	单 式
四川风鸣桥	2440	160	复 式
马来西亚 KOTA	1900	20	复 式
四川沙牌	2000	400	单式、复式
四川紫马	1100	440	单 式
四川文锦江	1500	200	复 式
四川什邡金河二级	1136	340	单 式
青海大干沟	3200	200	单 式
四川宝兴河小关子	6500	34	单 式
四川铜钟	6000	35	单 式
四川铜钟	7000	70	复 式

$D > 2\text{m}$, 滚动支座;

$D > 4\text{m}$, 摇摆支座。

3.2.8 钢管下的地面设横向(垂直管轴)排水沟是为了防止伸缩节、人孔漏水沿管轴向漫流。

交通道一般只供运行人员检修时行走用。倾角 $\alpha \leq 20^\circ$ 者, 可作成粗糙路面的斜坡道; $\alpha > 20^\circ$ 者, 应作成台阶(包括钢管下的地面)。

3.3 地 下 埋 管

3.3.2 一般开挖时向上出渣为 $30^\circ \sim 35^\circ$; 向下出渣的斜井坡度各工程不同, 有的为了溜渣方便, 取 45° 以上, 有的为方便上下交通, 取 40° 以下。可根据布置情况和施工单位的经验采用。

对于高水头、大容量抽水蓄能电站, 压力钢管多数采用地下埋管形式, 压力钢管的施工有时会成为控制整个电站施工进度的

主要因素，因此，必须结合施工方法、施工支洞布置、钢管运输等来考虑管道的“竖向布置”。

对于斜井或竖井的长度和高差过大的情况，宜布置中间平段。如十三陵抽水蓄能电站，斜井长度约 680m，倾角 50° ，在中间布置了一个 30 多米长的中平段，以利于施工。天荒坪抽水蓄能电站，斜井长度 622m，倾角 58° ，高差达 618m，但在斜井段未设中间平段，所以在斜井段是否设置中间平段要根据工程的施工情况等确定。

将原规范“管线宜深埋”修改为“管道埋深宜适中”，这是因为管道埋得过深，可能地下水位很高，从而给设置管外排水系统增加了难度，对钢管的外压稳定不利，同时也不经济。管道埋深宜适中，既要满足围岩抗力要求，又要考虑岩爆和外水压力的影响。

3.3.3 从经济角度出发选择单一主管可能最优，但应从施工、运行等方面综合考虑。如十三陵抽水蓄能电站、鲁布革水电站均装有 4 台机组，引水管道采用一管两机的布置型式；广州抽水蓄能电站装机也是 4 台机组，引水管道采用一管四机的布置型式；天荒坪抽水蓄能电站装机 6 台机组，引水道采用一管三机的布置型式，所以这取决于工程的具体条件。本条强调并列主管同期建设的重要性，如钢管不能同期竣工，而要求单管充水，则从安全角度出发，必须充分研究充水对相邻未完工洞的围岩应力影响，以及发生事故渗漏的可能性。

3.3.4 埋管设计时主要应关心工程投产后的地下水位与钢管的相对关系，而不只是工程建设前该地区地下水位的高低，所以对原规范的条文作了一些补充。

排水措施的作用和可靠性随当地条件变化较大，所以在设计时考虑排水措施的作用，可视具体方法而定，但宜慎重。排水措施的方法较多，工程中常用的有以下两种（图 1、图 2）。

设置地下水位观测项目，其目的是观测地下水位变化规律和监视水位骤变，防止工程事故。

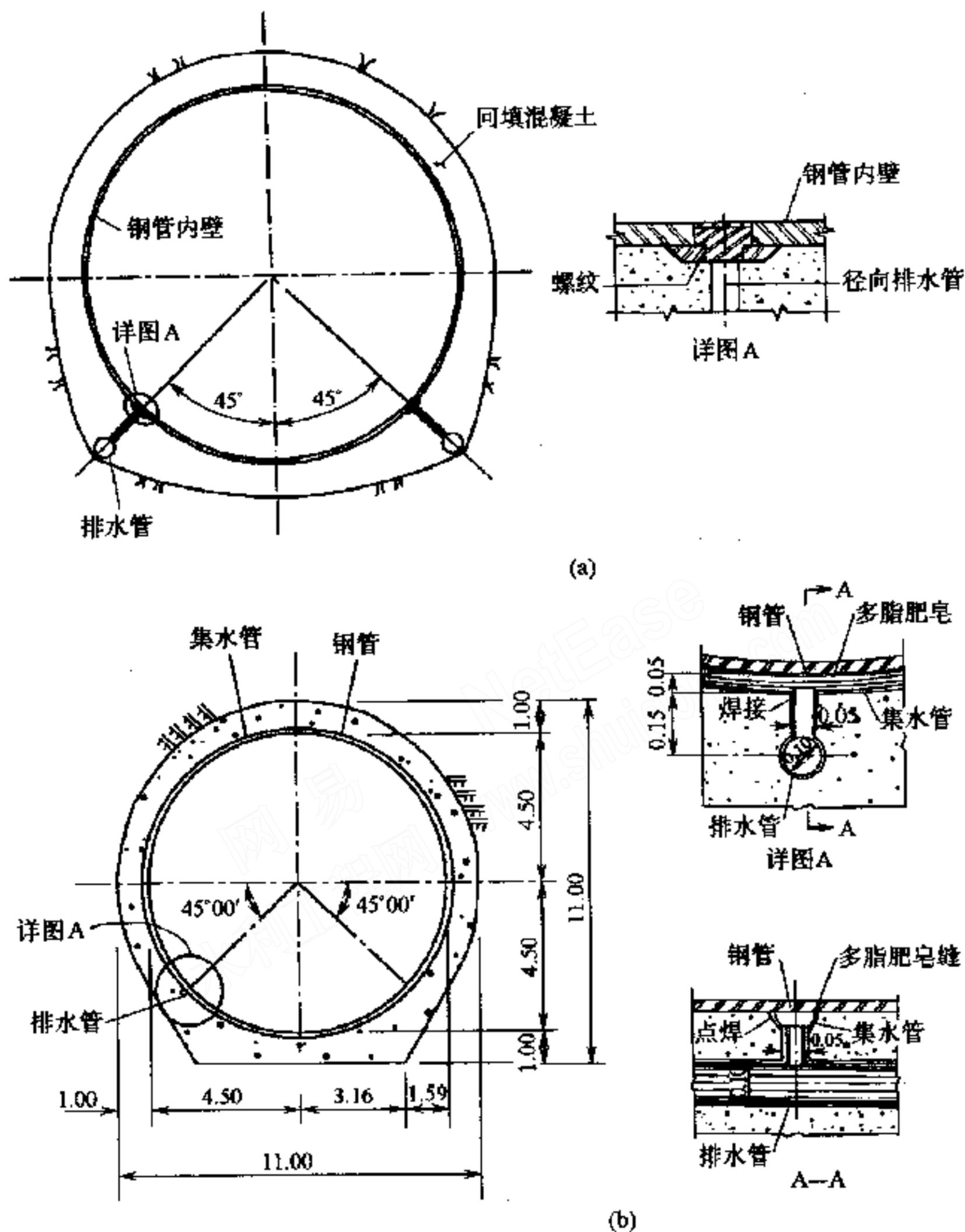


图 1 管外排水系统布置图

排水措施一旦堵塞，将严重影响钢管的稳定性，故宜能检修。

3.3.5 新增条文。地下埋管的起始位置根据内水压力和地质条件确定。在内水压力作用下，应考虑围岩不产生水力劈裂、大量渗漏和地下厂房防渗因素的影响。据了解，国内已建的大多数地下

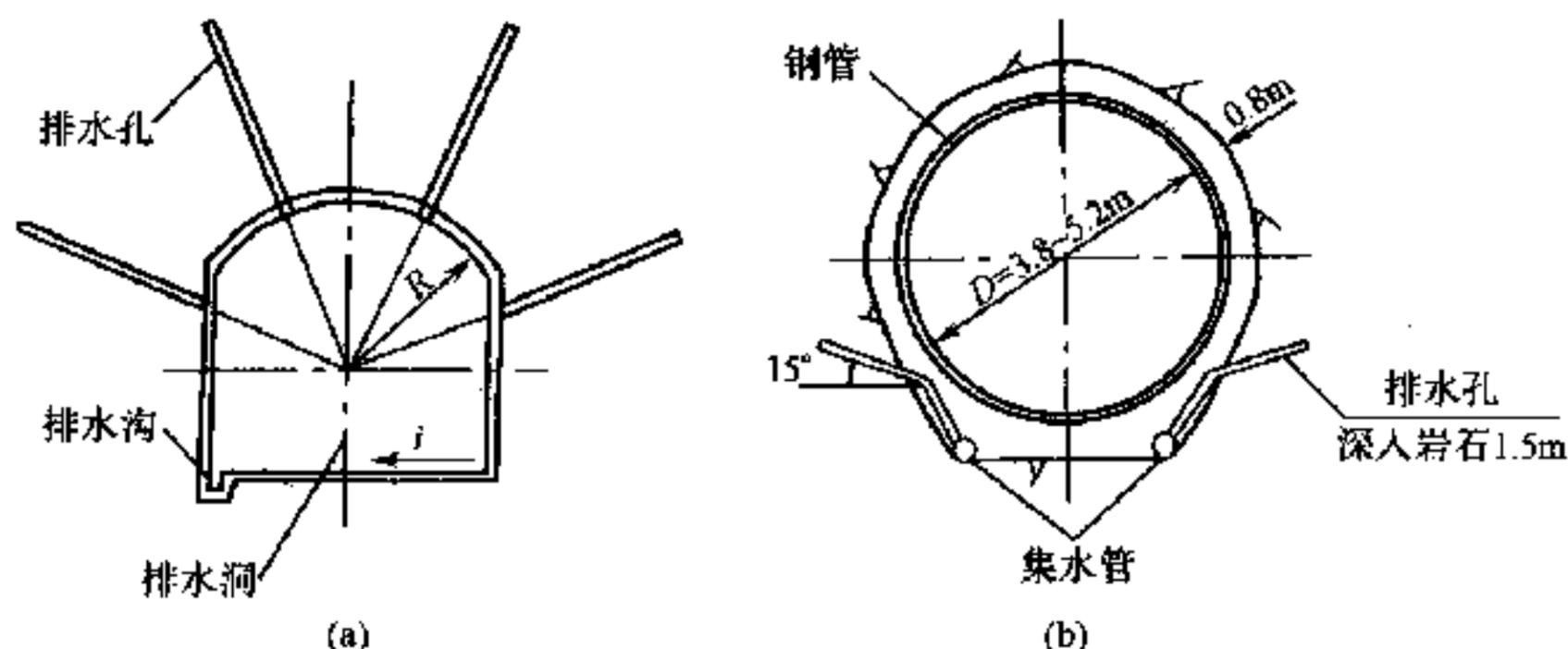


图 2 十三陵抽水蓄能电站管外排水系统布置图

(a) 排水洞典型断面；(b) 直接排水典型断面

水电站压力钢管起始位置是根据挪威经验准则和最小地应力准则以及防止渗漏和地下厂房防渗要求确定的。

(1) 现将挪威经验准则和最小地应力准则列出，供参考。

挪威经验准则：假设岩体为均匀连续体，根据上抬理论得到式 (1)：

$$H_d > \frac{P}{\gamma_d \cos \alpha} \quad (1)$$

式中 P ——内水静压力 (N/mm^2)；

α ——斜井的坡角 ($^\circ$)；

γ_d ——岩体重度 (N/mm^3)；

H_d ——计算点铅垂的围岩覆盖厚度 (mm)。

1971 年 Bergh-Christensen 和 Danneving 提出新的经验公式，将河谷山坡的坡角考虑在计算之内：

$$L > \frac{P}{\gamma_d \cos \beta} \quad (2)$$

式中 L ——计算点至地表的最短距离 (mm)；

β ——河谷岸坡的平均坡角 ($^\circ$)。

最小地应力准则：假设岩体为均匀连续体，用有限元法计算岸坡内的地应力场。不衬砌隧洞、压力水道沿线上任一点的内水压力，不应大于该点围岩中的最小主应力。

上述两种准则，均假设岩体为均匀连续体，且假设岩体本身的渗透性可以忽略，所以在选择水道时特别注意地质条件，对于地应力可以做水力劈裂试验来测得。按照挪威专家的意见，水力劈裂试验是决定压力水道是否进行衬砌的重要手段。

(2) 防止渗漏：美国设计手册中规定，在距地下厂房 0.2~0.25 倍静水头处开始采用钢管。广州抽水蓄能电站采用在距厂房 0.2 倍静水头处采用钢管。

(3) 地下厂房防渗要求：考虑厂房开挖破碎带的影响，一般定为距厂房 1 倍的厂房宽度（或 15m）处开始采用钢管。

国内部分已建地下水电站压力钢管的参数见表 3。

表 3 国内部分已建地下水电站压力钢管参数

工程	装机容量 (MW)	钢管直径 (m)	设计水头 (m)	HD 值 (m ²)	上覆盖层厚度 (m)	斜井倾角	衬砌起始位置	备注
鲁布革	600	4.6 (主) 3.2 (支)	430	1978	50~350	48°	调压井之后	
十三陵	800	3.8~5.2 (主) 2.7 (支)	685	2603	60~380	50°	全衬	地质条件差
天荒坪	6×300	3.2 (主) 2.0 (支)	870	2784	160~550	58°	岔管之后	
二滩	6×550	7.3~9.0	231	2079		竖井	下弯段之前	
天生桥二级	6×220	4.2~5.7	204	1163	50~200	竖井	渐变段之前	
小浪底	6×300	7.0~7.8	198	1544	70~110	50°	上平段开始	

3.4 坝内埋管

3.4.1 删除了原规范 2.4.1 条文中“直径不宜大于坝段宽度的 1/3”的规定，因为国内已有很多工程突破了该限制，如三峡工程的管径经论证后已达到 1/2 坝段宽度（见表 4），但钢管对坝体稳

表 4 国内部分已建工程坝内埋管特性表

工程名称	坝型	单机容量 N (MW)	最大流量 Q_{max} (m^3/s)	设计水头 H_p (m)	最大流速 V (m/s)	钢管直径 D (m)	坝段宽度 B (m)	B/D	管顶混凝土最小厚度		T_1/D
									斜段 T_1 (m)	下平段 T_2 (m)	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
刘家峡	重力坝	225	258	100	6.70	7.0	21	3	≈9	4.05	≈1.3
丹江口	重力坝	150	275	63.5	6.29	7.5	23	3.07	≈7	5.25	≈0.9
三门峡	重力坝	50	200	30.0	4.53	7.5	23	3.07	≈10	2.75	1.3
龚嘴	重力坝	110	266	48	5.29	8.0	22	2.75	≈2	4.0	0.25
新丰江	单支墩大头坝	72.5	118	73	5.56	5.2	10~12	1.92 2.3	2.6	1.4	0.5
新安江	宽缝重力坝坝顶溢流	72.5	118	73	5.56	5.2					
桓仁	大头坝	75	143	53.1	6.73	5.2	17.33	3.33	4	1.4	0.77
柘溪	单支墩大头坝	75	146	60.0	4.40	6.5					

双牌	大头坝	45	137	39	5.56	5.6	13.2 12.6	2.36 2.25	≈3	2.4	≈0.54
石泉	重力坝	45	139	39	5.85	5.5	16.5	3.0	≈4	2.1	≈0.73
凤滩	重力拱坝坝内厂房	100	162	73	6.58	5.6			很厚		
乌江渡	拱型重力坝	210	203	120	6.18	6.5	20.0	3.03	11.75	很厚	1.81
安康	重力拱坝	200	304	76.2	6.83	7.5	23	3.07	10	5.5	1.3
潘家口	宽缝重力坝	150	277	63.5	6.27	7.5	23	3.07	7.5	2.75	1.0
陈村	拱型重力坝	50	113	52.0	5.76	5.0	13~14	2.6~2.8	11.6	1.4	2.32
枫树坝	空腹及宽缝重力坝	75	155	60.0	6.52	5.5	21	3.8	~6	很大	1.1
格兰峡	重力拱坝	112.5		137		4.57	19.8	≥3~4			
田子仓	重力坝	95	105			5.0	18.0	3.6	≈9.5	1.8	1.9
海华西	重力坝					5.49	15.2	2.78		0.5	
方塔纳	重力坝						4.27				
三峡	重力坝	700	966	139.5	8.00	12.4	25.3	2.0			

续表

工程名称	T_2/D	转弯半径				斜直段 倾角 θ	钢管槽 宽度 (m)	形状 $\square \rightarrow \circ$ (m^2)	长度 l (m)	l/D
		上弯段 R_1 (m)	下弯段 R_2 (m)	R_1/D	R_2/D					
	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)	(21)
刘家峡	0.6	14.5	14.5	2.1	2.2	55°	10.0	7×8→ ϕ 7	不衬砌 6.55	0.94
丹江口	0.7	56.25	22.5	7.5	3.0	40°	11.5	6.5×10→ ϕ 7.5	不衬砌 8.5	1-13
三门峡	0.37	18.75	22.5	2.5	3.0	40°	11.5		衬砌	
龚嘴	0.5	12.0	16.0	1.5	2.0	53°	11.0	7×8→ ϕ 8	衬砌 6.5	0.81
新丰江	0.27	15.0	15.0	2.9	2.9	63°	6.4	4×6→ ϕ 5.2	7.0	1.35
新安江		10.0	10.0	1.9	1.9	60°	10.0	3.7×8.2→ ϕ 5.2	不衬 8.0	1.54
桓仁	0.27	15.0	15.0	2.9	2.9	61°	不留槽	4×6→ ϕ 5.2	10.0	1.92
柘溪		21.0	21.0	3.2	3.2	27°		5.5×7→ ϕ 6.5	10.0 8.6	1.54

双牌	0.43	7.0	7.0	1.2	1.2	1.2	65°		4.5×6→φ5.6	不衬3.3	0.59
石泉	0.38	8.25	11.0	1.5	1.5	2.0	60°	8.0	5.5×7→φ5.5	不衬4.287	0.78
凤滩		/	18.0	/	/	3.2	14°		4×7.3→φ5.6	衬砌6.0	1.07
乌江渡		14.0	14.0	2.2	2.2	2.2	59°	不留槽	5.5×7.5→φ6.5	不衬9.11	1.4
安康	0.73	/	21.0	/	/	2.8	36.5°	9.5	7.5×9.38→φ7.5	8.0	1.07
潘家口	0.37	22.5	22.5	3	3	3	55°	11	7.5×9→φ7.5	11.0	1.47
陈村	0.28	10	10	1.92	1.92	2	56°		3.7×8.1→φ5.2	不衬6.3	1.21
枫树坝	很大	5.5	5.5	1	1	1	90°	φ7.5	4×6→φ5.5	衬砌	0.95
格兰峡				≥4	≥4	≥4		竖井		5.25	
田子仓	0.4	25.0	15.0	5	5	3	36°		5×6→φ5	7.5	1.5
海华西	0.1	15.2	15.2	2.78	2.78	2.73	36°		4.47×7.62→φ5.49	7.18	1.3
方塔纳			21.4			5	29°		3.35×4.27→φ4.27	4.87	1.14
三峡		35	30	2.82	2.82	2.42	54.2°	16.4	9.2×13.2→φ12.4	15	1.21

定和应力的影响需经过计算论证。

3.4.2 新增条文。坝后式电站的坝内埋管在穿越厂坝分缝处受坝体自重、温度和水荷载作用一般存在不均匀变位，应根据工程的具体特点来确定采取的处理措施，如设置伸缩节、垫层管、外套管等，部分工程实例见表 5。

表 5 已建工程坝内埋管在厂坝分缝处钢管采取的工程措施实例

序号	工程名称	钢管直径 (m)	工程措施	备注
1	三 峡	$\phi 12.4$	附加波纹的套筒式伸缩节	河床坝段 7~23 号机
2	三 峡	$\phi 12.4$	垫层管	岸坡坝段 1~6 号机、 24~26 号机
3	李家峡	$\phi 8.0$	垫层管 (双向伸缩节)	2~5 号 (1 号机)
4	龙羊峡	$\phi 7.5$	双向伸缩节	
5	水 口	$\phi 10.5$	垫层管	

3.5 钢衬钢筋混凝土管

3.5.1 钢衬钢筋混凝土管是一种较新的水电站引水压力管道结构型式。前苏联于 20 世纪 60 年代在一些大的水电站应用，如克拉斯诺雅尔斯克电站、萨扬舒申斯克电站等。我国从 20 世纪 80 年代后也在一些水电工程采用，如紧水滩水电站、东江水电站、李家峡水电站、五强溪水电站、三峡水电站、云南伊萨河二级水电站（引水式地面管）等。钢衬钢筋混凝土管工程实例见表 6。

3.5.3 钢衬钢筋混凝土管道在混凝土坝下游坝面的布置，其斜直管段一般采取紧贴于下游坝面，这样可不削弱坝体。经技术经济论证，也可在坝下游面预留管槽，将管道布置于预留槽内。这种布置形式的好处是可缩短厂坝之间距离和管道长度，节省工程量，也有利于管道侧向稳定。坝面预留槽的深度主要由坝体的稳定、应力条件确定。

表 6 钢衬钢筋混凝土管工程实例

工程名称	克拉斯诺雅尔斯克	契尔盖	萨扬舒申斯克	库尔普沙伊斯克	东江	紧水滩	李家峡	五强溪	三峡
坝型	重力坝	双曲拱坝	重力拱坝	重力坝	双曲拱坝	双曲拱坝	双曲拱坝	重力坝	重力坝
最大坝高 (m)	125	233	245	113	157	102	155	87.5	181
静作用水头 (m)	112	209	226	91.5	141	90.7	138.5	60.15	118
最大作用水头 H (m)	130	229	267	101	157	102	152	80	139.5
钢管直径 D (m)	7.5	5.5	7.5	7.0	5.2	4.5	8.0	11.2	12.4
HD (m ²)	975	1260	2003	707	816	459	1216	896	1730
钢衬厚度 t (mm)	32~40	20	16~30		14~16	14~18	20~32	18~22	28~34
最大环筋折算厚度 t_3 (mm)	14.2	11.5	26.7		12.2	6.47	14.5	13.0	16.1
t_3/t	0.355	0.575	0.893		0.763	0.359	0.557	0.592	0.699
外包混凝土厚度 t_4 (mm)	1.5	1.5	1.5	1.0	2.0	1.0	1.5	3.0	2.0
总体安全系数 K	2.7	2.4	1.8~2.0		2.58		2.2	2.2	2.0

4 材 料

4.1 钢 材

4.1.1 压力钢管钢材涉及的国家标准主要有：

《碳素结构钢》(GB700)

《低合金高强度结构钢》(GB/T1591)

《钢制压力容器》(GB150)

《优质碳素结构钢技术条件》(GB699)

《一般工程用铸造碳钢》(GB11352)

《碳素结构钢和低合金结构热轧厚钢板和钢带》(GB3274)

《优质碳素结构钢热轧厚钢板和宽钢带》(GB711)

《压力容器用钢板》(GB6654)

《厚度方向性能钢板》(GB5313)

4.1.2 本规范推荐使用的钢种都是在以往的水电工程中应用成功的钢种。Q235、Q345、Q390的A级钢在相对应的国家标准中不能保证冲击韧性指标，不应使用；Q235、Q345、Q390的B级钢虽能保证常温下的冲击韧性值，但对于大中型钢管的主要受力构件，不宜使用；Q345、Q390的C、D、E级钢板分别保证0℃、-20℃、-40℃时冲击韧性，其化学成分中硫、磷含量百分率递减，设计者可根据具体情况选用。推荐使用钢种的化学成分及力学和工艺性能见表7~表12。

《钢制压力容器》(GB150—1998)中推荐使用的07MnCrMoVR、07MnNiCrMoVDR强度等级为600MPa，具有较高的强度、良好的冲击韧性及焊接性能，在化工行业中运用较多，水电行业在湖北锁金山、新疆喀什二级等电站的岔管中使用过，但目前尚无相应的钢材国家标准，故本规范正文中暂未列入，其化学成分及力学和工艺性能见表8~表16，供设计者参考。

表 7 碳素结构钢化学成分(GB700—88)

牌号	等级	化 学 成 分(%)					脱氧方法
		C	Mn	Si	S	P	
Q235	C	≤0.18	0.30~0.35	0.30	0.040	0.040	Z
	D	≤0.17			0.035	0.035	TZ

表 8 碳素结构钢力学和工艺性能(GB700—88)

牌号	等级	拉 伸 试 验										冲击试验 温度 (°C)	V形 冲击 功(纵 向) (J)	弯曲试验 180°				
		屈服点 σ_s (N/mm ²)					抗拉 强度 σ_b (N/ mm ²)	伸长率 δ_5 (%)						钢板厚度				
		钢材厚度(直径)(mm)						钢材厚度(直径)(mm)										
		≤16	>16~40	>40~60	>60~100	>100		≤16	>16~40	>40~60	>60~100				>100	≤60	>60	
Q235	C	235	225	215	205	195	185	375	26	25	24	23	22	21	0	27	a (纵向)	2a (纵向)
	D						500								-20		1.5a (横向)	2.5a (横向)

表 9 压力容器用钢化学成分(GB6654—1996)

牌号	化 学 成 分(%)						
	C	Mn	Si	V	Nb	S	P
20R	≤0.20	0.40~0.90	0.15~0.30	0.030		0.035	
16MnR	≤0.20	1.20~1.60	0.20~0.55	0.030		0.035	
15MnVR	≤0.18	1.20~1.60	0.20~0.55	0.04~0.12		0.030	0.035
15MnNbR	≤0.18	1.20~1.60	0.20~0.55		0.010~0.040	0.020	0.030

600MPa 级或以上的低合金高强度钢，在我国大型水电站已大量使用，但绝大部分均为国外钢种。如三峡用日本 NK—HITEN610U₂、SUMITEN610F，西藏羊卓雍湖电站用日本 HS610U、HS610UOD，小浪底用日本 ASTMA517，十三陵电站用日本 SHY685—F 等，最高强度级别达 800MPa 级，在选用时应充分研究其特性及在国内外的工程实际使用情况。国内部分水电站压力钢管使用国外钢材情况见表 17，部分使用过的进口钢材力学和工艺性能见表 18，可供参考。

表 10 压力容器用钢力学和工艺性能 (GB6654—1996)

牌号	交货状态	钢板厚度 (mm)	拉伸试验			冲击试验		冷弯试验 $b = 2a$ 180°
			抗拉强度 σ_b (MPa)	屈服点 σ_s (MPa)	伸长率 δ_5 (%)	温度 (°C)	V形冲击功 A_{kv} (横向) (J)	
20R	热轧、控轧式正火	6~16	400~520	245	25	20	21	$d = 2a$
		>16~36		235				
		>36~60	225	24				
		>60~100	205					
16MnR		6~16	510~640	345	21	20	31	$d = 2a$
		>16~36	490~620	325				
		>36~60	470~600	305				$d = 3a$
		>60~100	460~590	285				
	>100~120	450~580	275	20				
15MnVR	6~16	530~665	390	19	20	31	$d = 3a$	
	>16~36	510~645	370					
	>36~60	490~625	350					
15MnNbR	正火	10~16	530~660	≥ 370	20	-20	31	$d = 3a$
		>16~36	530~660	≥ 360				
		>36~60	520~650	≥ 350				

表 11 低合金高强度结构钢化学成分 (GB1591—94)

牌号	质量等级	化 学 成 分										
		C	Mn	Si	P	S	V	Nb	Ti	Al	Cr	Ni
Q345	C	0.20	1.00~1.60	0.55	0.035	0.035	0.02~0.15	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015		
	D	0.18	1.00~1.60	0.55	0.030	0.030	0.02~0.15	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015		
	E	0.18	1.00~1.60	0.55	0.025	0.025	0.02~0.15	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015		
Q390	C	0.20	1.00~1.60	0.55	0.035	0.035	0.02~0.20	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015	0.30	0.70
	D	0.20	1.00~1.60	0.55	0.030	0.030	0.02~0.20	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015	0.30	0.70
	E	0.20	1.00~1.60	0.55	0.025	0.025	0.02~0.20	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015	0.30	0.70

表 12 低合金高强度结构钢力学和工艺性能 (GB1591—94)

牌号	质量等级	屈服点 σ_s (MPa)				抗拉强度 σ_b (MPa)	伸长率 δ_5 (%)	冲击功 A_{kv} (纵向) (J)			180°弯曲试验 $d = \text{弯心直径};$ $a = \text{试样厚度 (直径)}$	
		厚度 (直径) (mm)						0°C	-20°C	-40°C		
		≤ 16	>16~35	>35~50	>50~100			\geq			钢材厚度 (直径) (mm)	
		\geq						\geq			≤ 16	>16~100
Q345	C	345	325	295	275	470~630	22	34			$d = 2a$	$d = 3a$
	D	345	325	295	275	470~630	22		34		$d = 2a$	$d = 3a$
	E	345	325	295	275	470~630	22			27	$d = 2a$	$d = 3a$
Q390	C	390	370	350	330	490~650	20				$d = 2a$	$d = 3a$
	D	390	370	350	330	490~650	20		34		$d = 2a$	$d = 3a$
	E	390	370	350	330	490~650	20			27	$d = 2a$	$d = 3a$

表 13 07MnCrMoVR 钢的化学成分 (熔炼分析) (GB150—1998)

化 学 成 分 (%)										
C	Si	Mn	P	S	Cr	Mo	Ni	V	B	P_{cm}
≤ 0.09	0.15 ~0.40	1.20 ~1.60	\leq 0.030	\leq 0.020	0.10 ~0.30	0.10 ~0.30	\leq 0.30	0.02 ~0.06	\leq 0.0030	\leq 0.20

注：焊接冷裂纹敏感性系数 $P_{cm} = C + \frac{Si}{30} + \frac{Mn}{20} + \frac{Cu}{20} + \frac{Cr}{20} + \frac{Ni}{60} + \frac{Mo}{15} + \frac{V}{10} + 5B$ (%)。

表 14 07MnCrMoVR 钢板的力学和工艺性能 (GB150—1998)

交货状态	取样方向 及部位	板厚 (mm)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	δ_5 (%)	-40℃ A_{kv} (J)	弯曲试验 180°
调质	横向, $\frac{1}{4}$ 板厚	16~50	610~740	≥ 490	≥ 17	≥ 47	$d = 3a$

- 注：1. 表中冲击功规定值系三个标准试样的冲击功平均值，允许有一个试样的冲击功小于规定值，但不得小于规定值的 70%。
2. 钢板的其他技术要求按 GB6654 的规定执行。
3. 选用该钢板时，应考虑介质的应力腐蚀问题。

表 15 07MnNiCrMoVDR 钢的化学成分 (熔炼分析) (GB150—1998)

化 学 成 分 (%)										
C	Si	Mn	P	S	Ni	Cr	Mo	V	B	P_{cm}
\leq 0.09	0.15 ~0.40	1.20 ~1.60	\leq 0.025	\leq 0.015	0.20 ~0.50	0.10 ~0.30	0.10 ~0.30	0.02 ~0.06	\leq 0.0030	\leq 0.21

注：同表 14 注。

表 16 07MnNiCrMoVDR 钢板的力学和工艺性能 (GB150—1998)

交货状态	取样方向 及部位	板厚 (mm)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	δ_5 (%)	-40℃ A_{kv} (J)	弯曲试验 180°
调质	横向, $\frac{1}{4}$ 板厚	16~50	610~740	≥ 490	≥ 17	≥ 47	$d = 3a$

注：同表 14 注。

表 17 国内部分水电站压力钢管使用国外钢材情况

序号	电站名称	设计水头 (m)	钢管 内径 (m)	管壁最 大厚度 (mm)	钢材 牌号	钢材 生产 国	建成年份
1	南桤河三级	390	4.3	38	SM490B		1983
2	明湖抽水蓄 能电站	450	5.8	88	SM579Q	日本	1985
3	鲁布格	430	4.6	42	A516Gr. 65 A517Gr. F A537CL. 1 A537CL. 2	日本	1988
4	岩 滩	82	10.8	35	STE-355	德国	1989
5	隔河岩	180	8	46	SM58Q	巴西	1993
6	广州抽水蓄 能电站	725	3.5	44	SM570Q WEL-TEN62CF	日本	1994
7	漫湾	127.7	7.5	28	ASTM662C		1995
8	水口	67	10.5	32	A516Gr. 65		
9	天生桥二级	270	5.7	36	SM520C SM570Q SM400B	巴西	
10	小浪底	198	7.8	36	A517Gr. F A537CL. 1	日本	1999
11	十三陵抽水 蓄能电站	686	5.2	50	SM570Q SHY685NS-F	日本	
12	二 滩	231	9	52	A537CL. 1 A516MGr. 55 A516MGr. 70	巴西	1998
13	三 峡	139.5	12.4	60	NK-HITEN610U ₂ SUMITEN610F	日本	

表 18 部分使用过的进口钢材力学和工艺性能

国别	钢材牌号	钢板厚度 (mm)	屈服 强度 σ_s (MPa)	抗拉 强度 σ_b (MPa)	延伸 率 δ_5 (%)	冲击试验	
						温度 (°C)	冲击功 A_{kv} (J)
日本	SM400	≤ 16	245	400~510	18~24	0	27 (纵向)
		$> 16 \sim 40$	235				
		$> 40 \sim 100$	215				
	SM490	≤ 16	325	490~610	17~23	0	27 (纵向)
		$> 16 \sim 40$	315				
		$> 40 \sim 75$	295				
$> 75 \sim 100$		285					
SM570	≤ 16	460	570~720	19~26	-5	47 (纵向)	
	$> 16 \sim 40$	450					
	$> 40 \sim 75$	430					
	$> 75 \sim 100$	420					
SHY680NS-F	≤ 50	685	780~930	16~24	-40	47 (纵向)	
	$> 50 \sim 100$	665	760~910				
NK-HITEN610U ₂ SUMITEN610F	34~60	490	610~740	≥ 20	-40	40 (横向)	
美国	A537CL. 1	≤ 65	345	485~620	22	-20	27 (横向)
		$> 65 \sim 100$	310	450~585			
	A537CL. 2	≤ 65	415	550~690	22	-20	27 (横向)
		$> 65 \sim 100$	380	515~655			
A516Gr. 65	≤ 65	315	485~620	19	-20	27 (横向)	
	$> 100 \sim 150$						
A517Gr. F	≤ 50	690	795~930	16	-20	27 (横向)	
	$> 50 \sim 100$	620	725~930				
德国	STE-355	≤ 50	345	490~630	22	-20	59 (纵向)

本规范中对明管及岔管的材料推荐使用压力容器用钢，这主要考虑以下几方面的原因：

(1) 岔管等主要受力构件的受力状态比其他管型复杂，存在较大的轴向应力和环向应力以及较大的局部应力，而明管一旦破坏其危害较大。

(2) 压力容器用钢板保证了钢板横向（垂直于轧制方向）的冲击韧性，钢板出厂的质量检验标准更严格。

(3) 《压力钢管制造安装及验收规范》(DL5017—93) 已列入压力容器用钢，国外的钢管规程规范，如日本的《闸门钢管技术标准》(1990年第4次修订版) 和美国土木工程师协会1993年版的《压力钢管手册》中均列有压力容器用钢。

4.1.3 板厚方向受拉钢板的性能要求，我国《厚度方向性能钢板》(GB5313—85) 中有规定，日本工业标准 JIS G3199—1992 也作了规定，Z向性能级别都是按照钢材的含硫量及Z向的断面收缩率确定的。可按国家标准中 Z25 或 Z35 中的要求执行。

4.1.4 对钢管主要受力构件用材的冲击韧性指标，规范中没有作明确规定。可根据使用条件确定。

国家标准《碳素结构钢》(GB700—88)、《低合金高强度结构钢》(GB1591—94) 中，材料夏比冲击韧性指标为V形缺口纵试件试验条件下的冲击功，而《压力容器用钢》(GB6654—1996) 中为V形缺口横试件试验条件下的冲击功，设计者可根据工程所在地的温度条件和工程重要等级选择不同冲击功的试验条件。

对材料应变时效冲击韧性，本规范中未作要求。GB700—88、GB1591—94、GB150—1998、GB6654—1996 等国家标准中也都没有规定。应变时效敏感性是材料的一项重要指标，一般材料在研制开发时已作了充分论证。在设计采用新材料时，应注意这一问题。

4.1.5 常用的焊接材料见《压力钢管制造安装及验收规范》(DL5017—93)。

4.2 防腐蚀、止水、垫层、钢筋和混凝土材料

4.2.3 原规范推荐的伸缩节的止水材料油麻盘根、橡胶、石棉等，通过几十年运用，具有较好性能，特别是对中低水头伸缩节。但对较高水头的伸缩节，其止水效果相对较差。天湖电站凡装有橡胶的伸缩节，漏水严重，再装一层聚四氟乙烯石棉盘根后，得到了很大的改善；西藏羊湖电站通过大量的试验论证，选用真空浸泡四氟液的聚四氟烯编织盘根，具有耐压能力高、摩擦系数低、密封性能好、抗浸蚀耐老化等优点。因此，本规范中推荐了聚四氟乙烯。

网易
NetEase
水利工程网
www.shuigong.com

5 水力计算

5.0.2 水锤计算的有关工况：按照《水力发电厂机电设计技术规程》（试行）（SDJ173—85）和《水电站调压室设计规范》（DL/T5058—1996）执行。

压力线叠加可采用下列方法（图3）。

（1）压力上升：引水道水头损失一般不计，对于特别长的引水道，水头损失很大，应作专门研究。若认为调压室能完全反射水锤（如简单式、双室式、差动式调压室，连接管的横截面积等于或大于隧洞横截面积），可按图3（a）的（1）绘制压力线。若认为调压室不能完全反射水锤（如阻抗式调压室），可按图3（b）的（1）绘制压力线，或将引水道、调压室和钢管道联合作不稳定流计算。

（2）压力下降：增荷时可按图3（a）的（2）或（b）的（2）绘制压力线。

简单式、双室式调压室水面波动较缓慢。一般取连接管横截面积等于隧洞横截面积，即认为能完全反射水锤，水锤与涌浪不叠加。

差动式调压室升管水位升降较快。但反击式水轮机开、关机时间 T 。一般仅数秒，仍比升管水位变动快，故水涌浪不予叠加。冲击式水轮机开、关机时间可长达数十秒，有可能与升管水位波动重叠。但冲击式水轮机用于高水头电站，不必细察重叠问题，故也不叠加。

阻抗式调压井连接管（孔口）底部压力的波动较快，大致在 T 。内升（降）至最高（低）值，因此水锤压力应自连接管（孔口）底部压力起算，参见图4。

丢全负荷后的第一个负波：一般水锤计算时，阀门开度变化按直线规律关闭，因此，关机后的第一个负波反水锤有可能大于

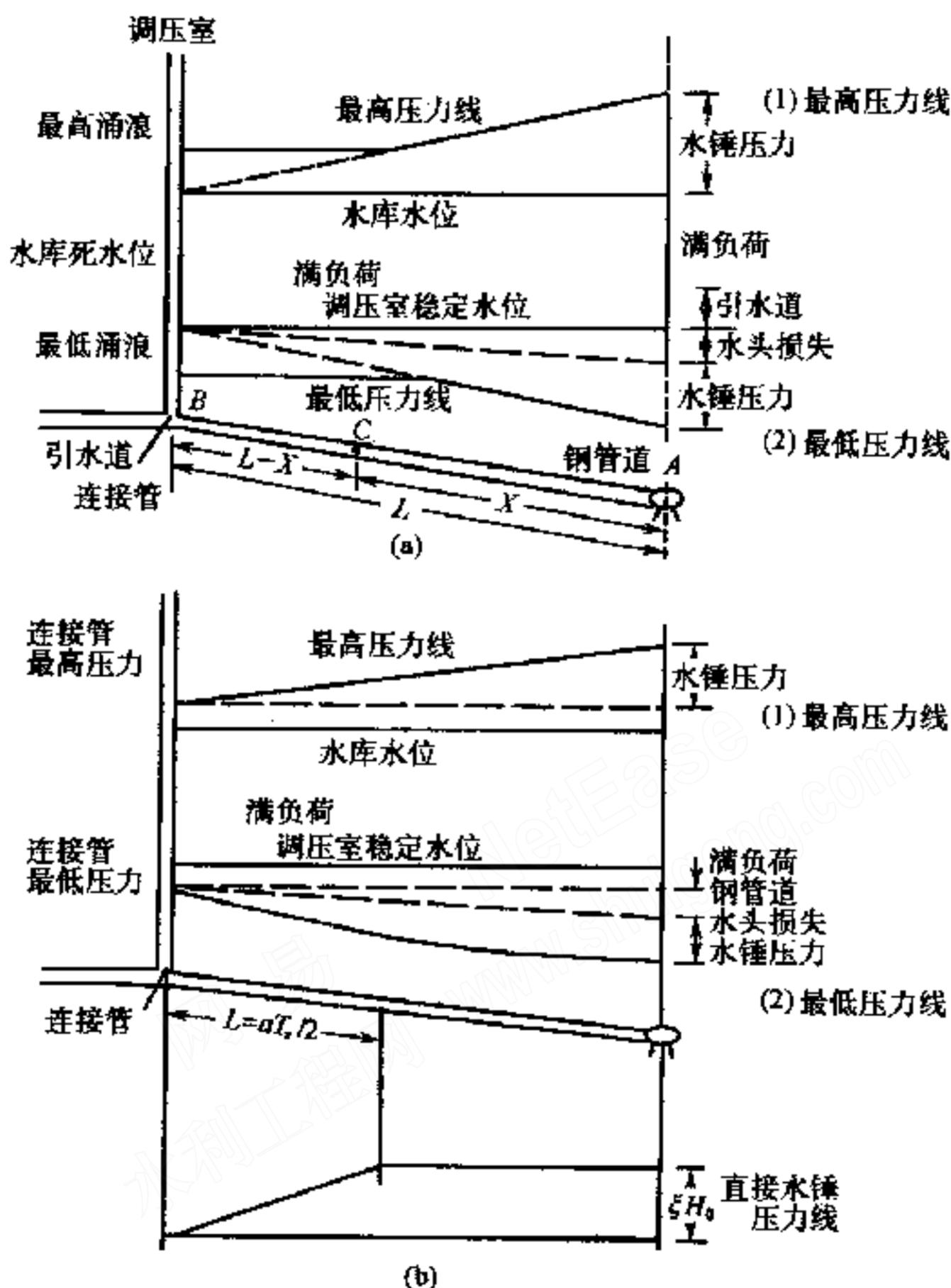


图3 压力线叠加图

(a) 调压室能完全反射水锤；(b) 调压室不能完全反射水锤

L —压力钢管道长度； T_c —阀门全关闭时间；

$\xi = \frac{H - H_0}{H_0}$ —水锤相对压力上升； ξ_m 相应于末相正水锤；

H_0 —压力钢管末端的静水头； a —水锤波在压力钢管中的传播速度

加负荷水锤，成为控制情况。

按直线规律关闭的计算结果，与实测比较，其最大水锤值的误差不大，是可以允许的；而反水锤值的误差太大，所以要计算反水锤时应按实际关闭曲线计算。在丢弃可能的全部机组负荷的

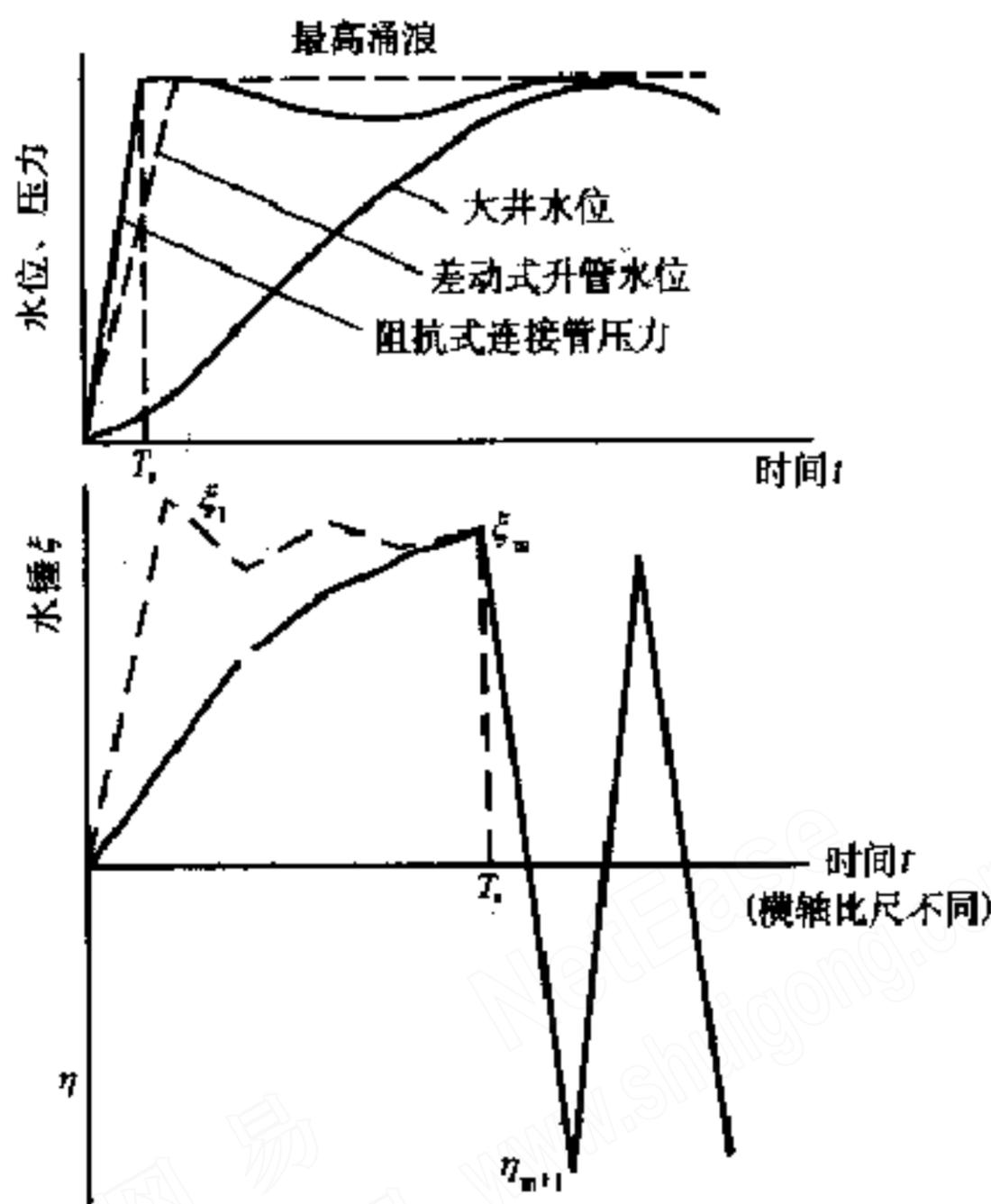


图4 设有调压室的引水道水位、压力、水锤波动图

钢管反水锤，如与调压室或压力前池中的负涌浪有重叠可能者，应考虑其相遇效应。

5.0.3 新增条文。抽水蓄能电站具有水泵和水轮机两种工况且转换频繁运行的特点，其水锤应根据发电和抽水两种工况的过渡过程计算确定，主要工况有：发电丢全负荷；发电增负荷；抽水启动和停机；抽水失电，导叶正常关闭和拒动；抽水转发电；发电转抽水；抽水转调相和调相转发电。此外，还应考虑高周波压力脉动形成的附加压力和模型机与原型机的差别等因素的影响，故规定应留有一定余裕值，此值一般可取最大静水压力值的2%~8%，如十三陵抽水蓄能电站此余裕值取为静水压力的5%。

6 结 构 分 析

6.1 一 般 规 定

6.1.1 原规范允许应力取值表 5.1.1 中的允许应力取值经过十余年使用未发现原则性问题，故本规范仍继续采用。仅对表注 1 中“若屈强比大于 0.67，应以 $\sigma_s = 0.67\sigma_b$ 计算允许应力”改为“若屈强比大于 0.70，应以 $\sigma_s = 0.70\sigma_b$ 计算允许应力”，主要是考虑到随着国内水利水电事业的发展规模越来越大，高强度钢应用将越来越广泛，已建工程选用的高强度钢碳当量低、可焊性好、冲击韧性高，为了充分发挥高强度钢的优越性，并参照国外部分国家相关规范，作出修正。日本水闸钢管技术标准《压力钢管、钢铁构筑物篇》1992 年第 4 次修订版第 11 条，材料的允许应力取值相当于 $[\sigma] = 0.75 \times 0.55\sigma_b$ ，当 σ_s/σ_b 大于 0.75 时取用 0.75。美国土木工程师协会《压力钢管设计手册》（1993 年），规定基本允许应力强度（s）取 1/3 抗拉强度或 2/3 屈服点的较小值，相当于取 $[\sigma] = 0.60 \times 0.55\sigma_b$ ，当 σ_s/σ_b 大于 0.60 时取 0.60。中国、日本、美国材料允许应力取值见表 19。

在屈强比 $\sigma_s/\sigma_b > 0.7$ 时，采用 $\sigma_s = 0.7\sigma_b$ 的条件下，明管膜应力区允许应力相对于抗拉强度的最低安全系数为 $1 / (0.55 \times 0.7) = 2.60$ ；埋管考虑围岩及混凝土的约束作用，则其膜动区允许应力采用 $0.67\sigma_s$ ，则相应的最低安全系数为 $1 / (0.67 \times 0.7) = 2.13$ 。

重要工程，其检验手段较好，设计、施工各方面都较重视，所以实际安全度已较次要工程为高，允许应力的选取不再考虑工程等级系数。

6.1.2 焊缝系数是根据我国经验，并参考国外资料拟定的。

除超声波探伤和射线探伤办法外，还可使用磁粉、荧光等表面裂纹探伤办法作为补充。

焊缝系数参考资料：

表 19 日本、中国、美国材料允许应力

材 料		日 本							中国	美国		
		种类	类 别	σ_s 屈服点 (N/mm ²)	σ_b 抗拉强度 (N/mm ²)	屈强比 σ_s/σ_b	拉应力 (N/mm ²)	压应力 (N/mm ²)			剪应力 (N/mm ²)	承压应力 (N/mm ²)
普通结 构用轧制 钢材	S S400	$t \leq 16$					135	135	75	225		
		$16 < t \leq 40$					130	130	75	220		
		$t > 40$					115	115	65	195		
焊接结 构用轧制 钢材或焊 接结构用 耐热轧 钢材	SM400	$t \leq 16$		245		0.61	135	135	75	225	135	134
		$16 < t \leq 40$	SM41	235	402~510	0.58	130	130	75	220	130	
	SM490	$t \leq 16$		324		0.66	180	180	100	3055	178	163
		$16 < t \leq 40$	SM50	314	490~608	0.64	175	175	100	295	173	
	SM490Y	$t \leq 16$		294		0.6	160	160	90	270	162	
		$16 < t \leq 40$	SM50Y	363	490~608	0.74	200	200	115	340	181	
SMA490	SMA520	$t \leq 16$					200	200	115	340		
		$16 < t \leq 40$					195	195	110	330		
		$75 \leq t > 40$					185	185	105	310		
SM570	SMA570	$t \leq 16$					240	240	135	405		
		$16 < t \leq 40$					235	235	135	395		
		$75 \leq t > 40$					225	225	125	380		

续表

种类	材料类别	日本						中国	美国	
		σ_s 屈服点 (N/mm ²)	σ_b 抗拉强度 (N/mm ²)	屈强比 σ_s/σ_b	拉应力 (N/mm ²)	压应力 (N/mm ²)	剪应力 (N/mm ²)			承压应力 (N/mm ²)
压力容器用钢板	SPV235 16 < t ≤ 50 取 1.0 100 ≥ t > 50	235 216	402~501	0.58 0.53	130 115	130 115	75 65	220 195	129 119	134
	PSV315 6 ≤ t ≤ 50 取 1.0 100 ≥ t > 50	314 294	490~608	0.64 0.6	175 160	175 160	100 90	295 270	173 162	163
	SPV355 6 ≤ t ≤ 50 取 1.0 100 ≥ t > 50	353 333	520~637	0.68 0.64	195 185	195 185	110 105	330 310	194 183	173
焊接结构用屈服点钢板	SPV450 6 ≤ t ≤ 50 取 1.05 100 ≥ t > 50	451 431	569~696	0.79 0.76	235 225	235 225	135 125	395 380	209	190
	SHY685 t ≤ 50 NS-F 100 ≥ t > 50 取 1.15	700 680	800~950 780~930	0.88 0.87	330 320	330 320	190 180	560 540	308 300	260~ 267

注：1. 日本规范列出各种材料相应的允许应力值相当于 $[\sigma]=0.75 \times 0.55\sigma_b$ ，当 $\sigma_s/\sigma_b > 0.75$ 时用 0.75 。

2. 美国规范规定基本允许应力强度(σ)取 $1/3$ 抗拉强度或 $2/3$ 屈服强度的较小值。数字下划有横线者为基本允许应力强度取值，相当于取 $[\sigma]=0.6 \times 0.55\sigma_b$ 。

(1) 我国钢制《钢制压力容器》(GB150—1998)的3.7规定。焊接接头系数 ϕ 应根据受压元件的焊接接头型式及无损检测的长度比例确定。

双面焊对接接头和相当于双面焊的全焊透对接接头：

100%无损检测 $\phi=1.00$

局部无损检测 $\phi=0.85$

单面焊对接接头（沿焊缝根部全长有紧贴基本金属的垫板）：

100%无损检测 $\phi=0.9$

局部无损检测 $\phi=0.8$

(2) 美国垦务局钢管设计新标准（1970年）规定。

全部纵、横缝应采用双面焊，保证焊透，100%射线探伤检查，焊缝系数1.00。

(3) 美、加等国一般对超声波探伤不信任，认为工作人员难免疏忽，遗漏缺陷；无可靠记录供查证。

(4) 不同国家、不同行业对抽查率规定各不相同。国内超声波用得较多，因此列出：以超声波探伤检查为主，以射线探伤为辅的检查方法；射线探伤检查方法。

6.1.3 采用第四强度理论的理由：

(1) 对于塑性材料，第四强度理论比第三强度理论更符合试验结果。

(2) 我国其他的钢结构规范（如钢闸门规范）也采用第四强度理论。

(3) 目前世界上绝大多数国家的钢管设计规范都采用第四强度理论。

(4) 一般情况下，可按式(6.1.3-1)强度条件计算钢管点应力。对于高水头电站及不能忽略径向正应力 σ_r 及剪应力 $\tau_{\theta r}$ 和 τ_{rx} 影响的情况下，可按式(6.1.3-2)强度条件计算钢管点应力。

6.1.4 明管抗外压稳定安全系数我国过去沿用前苏联规范TY9—51，其安全系数为2.0。

地下埋管和坝内埋管的抗外压稳定安全系数：

- (1) 临界压力公式理论上不够完善，精度较差；
- (2) 地下水压力、缝隙值也不易准确确定；
- (3) 我国地下埋管承受外压失稳的实践表明，光面管失稳时，钢管屈曲范围将迅速扩大。而具有加劲环的管壁，屈曲波在加劲环处会被阻止。光面管和具有加劲环的管在失稳后，造成事故的程度是不一样的，故将具有加劲环钢管的抗外压稳定安全系数定为 1.8，光面管的安全系数定为 2.0。

抗外压稳定的计算，由于荷载和计算公式不够准确，故未分基本工况和特殊工况。

6.2 明 管

6.2.1 如钢管大爆破，在快速闸阀关闭前，管内流速很大。爆破口上游的管段中，真空度将大于正常通气时的真空度(表 6.2.1 荷载 12)。遇到这种事故的机会很少，结构分析中不考虑这种荷载。

6.2.5 镇墩是明管的支承承载部分，国内已出现镇墩倾斜、位移、墩体开裂、基础滑动、塌方等工程事故。

6.2.6 增加条文。明钢管在进行内压、外压应力分析后，尚需进行钢管振动计算(径向、横向和纵向振动)。目前存在的困难：一是钢管固有频率与外干扰频率错开多少，才能避免共振；二是若钢管固有频率与外干扰频率错不开，共振力多大才不致危害钢管的安全。

上述两个问题研究和实测的资料不多，故本规范只作原则性规定。

压力钢管振动有管壁弯曲振动和梁横向振动。在水轮机或吸出管中发生水压变动，其频率与压力钢管的固有频率一致时因共振而产生显著的振动。在压力钢管振动显著时，有疲劳、应力腐蚀等危险，必须尽量防止振动。

为了防止振动，在压力钢管设计中必须计算出压力钢管固有频率，确认其频率不在水压变动频率估计值附近。

压力钢管固有频率的计算公式见式(3)、式(4)，无加劲环

的圆筒壁振动如图 5。

$$f = \frac{1}{2\pi r_m} \sqrt{\frac{1 \times 10^3 E}{\gamma_s}} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{n^2}{n^2 + 1} \epsilon}} \sqrt{\frac{n^2}{1 + n^2}} \times \sqrt{\frac{\alpha^4}{(n^2 + \alpha^2)^2} + \beta \frac{(n^2 - 1)^2}{1 - \mu^2} + \frac{Pr_m}{E_s t} (n^2 - 1)} \quad (3)$$

$$\epsilon \approx \frac{\gamma_w r_m l}{\gamma_s t n} \quad (4)$$

$\alpha = k\pi r_m / l$ (单纯支承的情况)

$\beta = l^2 / 12r_m^2$

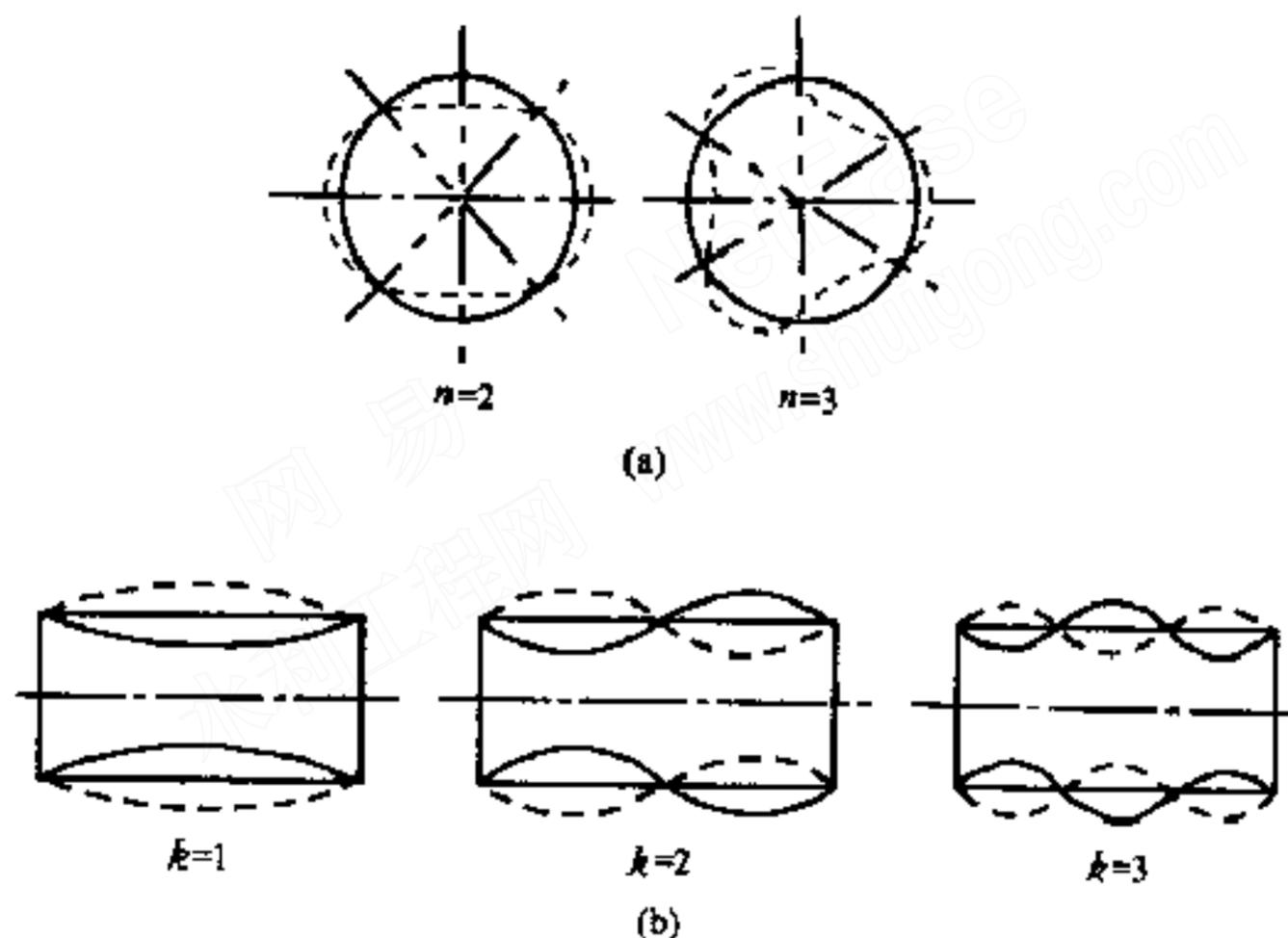


图 5 无加劲环的圆筒壁振动

(a) 弯曲波型及圆周方向波型；(b) 轴向波型

式中 f ——压力钢管固有频率 (s^{-1})；

E ——钢的弹性模量， $E=206kN/mm^2$ ；

μ ——钢的泊松比， $\mu=0.3$ ；

γ_s ——钢材重度， $\gamma_s=7.85 \times 10^{-5}N/mm^3$ ；

γ_w ——水的重度， $\gamma_w=1N/mm^3$ ；

r_m ——压力钢管管壁厚度中心的半径 (mm)；

- l ——管的固定间距 (mm);
 t ——壁厚 (mm);
 n ——圆周方向波型次数 (2、3、…);
 k ——轴线方向波型次数 (2、3、…);
 P ——内压 (N/mm²)。

水压变动的的原因很多，即使在设计阶段压力钢管固有频率的计算和水压变动频率的估计值也有一定差距，竣工后运行时也有可能发生振动。在这样的情况下，必须采取措施尽量减轻振动。压力钢管的振动，大多取决于水轮机的特性和全部管道的状况。仅从钢管本身来规定，在设计阶段要想正确地预测是比较困难的，所以在电站运行过程中必须进行适当观察，运转过程中对压力钢管振动进行测定，测定振动加速度、位移等。除此外还要调查钢管以外的主要原因，从测量数据中查明压力变动原因，并分析振动在钢管中产生的交变应力是否引起结构的疲劳破坏。必须考虑接头部中局部应力集中和疲劳强度的降低。交变应力正确测定往往是比较难的，但可从测定的振幅中求出弯曲应力。弯曲应力计算公式如式 (5)：

$$\sigma = \frac{Et}{2(1-\mu^2)r_m^2} \left[\mu\pi^2 \left(\frac{r_m}{l} \right)^2 + (n^2 - 1) \right] \delta \quad (5)$$

- 式中 r_m ——压力钢管管壁厚度中心的半径 (mm);
 t ——管壁壁厚 (mm);
 l ——固定间距 (mm);
 n ——振动的波型次数;
 δ ——脉动幅度 (mm);
 E ——钢的弹性模量， $E=206\text{kN/mm}^2$;
 μ ——钢的泊松比， $\mu=0.3$ 。

在 $l > r_m$ ， $n=2$ 的情况下，式 (5) 简化为式 (6)：

$$\sigma = \frac{3Et}{2(1-\mu^2)r_m^2} \delta \quad (6)$$

式 (6) 作为圆环公式，在固定间距与管径相比小的情况下，

必须考虑跨度效果。

当脉动幅度 $\delta > D_0/2000$ (D_0 为管径)，就需要对钢管采取减振措施，但此值是大致标准，在振幅大的振动情况下，必须进行更详细的研究以正确掌握实际产生的应力状态，作出适应结构的研究方法。

观察到振动对结构有危害时，必须迅速采取适宜的减振措施。如果是共振，就要改变钢管的固有频率，一般采用增设加固件，还可根据不同情况，增加镇墩。

在运行中若钢管振动很大，必须采取减振措施。减轻管道振动可采用下列两方面措施：消除振源和改变管道的固有频率。

6.3 地下埋管

6.3.2 钢管结构自重、管内水重、温度应力和地震力等次要荷载理论上是存在的，但实际计算中通常不控制，故未列入。在地震区，地下埋管的进出口结构应加强。

对于施工期的荷载，可采用内支撑等措施解决。

6.3.4 邻近厂房上游的钢管及与施工支洞相交的钢管，应将围岩单位抗力系数酌减使用，实际工程中都是这么做的。

天生桥一级水电站， $D=7.0\sim 8.2\text{m}$ ， $H=170\text{m}$ ，临近地面厂房上游墙 50m 范围内的地下埋管，其顶部覆盖层厚 10~23m，不考虑围岩承载，按埋藏式外包钢筋混凝土钢管设计。

天荒坪抽水蓄能电站 $D=2.0\sim 3.2\text{m}$ ， $H=888\text{m}$ ，地下厂房开挖高度 52m，临近厂房上游墙 30m 范围，结构设计分为两段：距厂房 15~30m 的管段，取 $K_0=0$ ，按地下埋管计算；距厂房 0~15m 的管段，按明管计算。

十三陵抽水蓄能电站主管直径 $D=3.8\sim 5.2\text{m}$ ，支管直径 $D_s=2.0\sim 2.7\text{m}$ ，最大设计内水头 $H=685\text{m}$ ，处于厂房爆破松弛区和施工支洞影响范围内的管段不考虑围岩分担内水压力。

6.3.5 有一些工程，将地下水位算至地面，抗外压安全系数取较小值 (1.2、1.5)，这种作法不很合理。实际安全系数并不明确，

若遇有承压水也不安全。因此本规范强调根据实际勘测资料并考虑蓄水和引水系统渗漏、排水措施等因素确定外压。

6.4 坝内埋管

6.4.1 引用原规范第 5.4.1 条款，并补充“在最大内水压力情况下，钢管外围坝体混凝土不应出现贯穿性裂缝。”

坝内埋管在最大内水压力作用下，其外围混凝土不应裂穿的要求是水电站管道设计和研究者的普遍看法，也有一些同行认为可以裂穿，并列举了石泉等工程裂穿的实例，本规范修编中采纳了不应裂穿的要求，对于具体工程，可由设计单位自行研究和论证。考虑到有限元法的应用，特别在重要的大型工程已普遍采用，因此结构计算可按附录 C 进行，同时可结合坝体作有限元分析。

根据实测坝内钢管应力分析：刘家峡实测钢管应力还不到单独承压计算应力的 2%；龚嘴电站混凝土厚度是钢管半径的 0.6 倍，实测钢管应力为单独承压计算应力的 1/5 左右；石泉电站这样温度变化引起的裂缝和缝隙都较大，而混凝土厚度等于钢管半径的情况，实测钢管应力也只有单独承压计算应力的 60% 左右。

即使坝内钢管按单独承受内压设计，实际上内水压力仍将传至混凝土。若配筋时不予考虑，混凝土有可能开裂较大，对坝体安全不利。因此配筋时一般仍考虑分担部分内水压。

因此，除了设有弹性垫层或浇筑混凝土时采用管内充满压力水等特殊措施的情况外，应按钢管、钢筋和混凝土共同承担内水压来设计。

6.4.2 坝内埋管结构分析的荷载和计算工况如下：

(1) 钢管自重、管内水重和地震力等次要荷载设计中通常不予考虑，故未列入。

正常蓄水位加地震的组合，因不计钢管的惯性力和地震动水压力，故只影响钢管周围的钢筋量，不影响钢管，也未列入。

(2) 正常运行情况，校核钢管单独承受内水压力是否需要，目前设计人员中意见有分歧。本规范列入此款的理由有四条：

其一，目前坝内埋管设计中仅考虑了内水压力，而温度应力也很重要，但还无法精确计算。此外结构的非对称性、施工期应力等都未计及，适当留有余地是必要的。

其二，坝内埋管与地下埋管不同，管顶或管侧混凝土厚度往往较薄。如按联合受力混凝土未开裂计算，大部分内压将由混凝土承担。一旦由于温度应力等未计及的因素而裂穿，混凝土完全不受力，将使钢管应力大大增加。因此不能完全依赖混凝土的承载能力。

其三，如仅仅为了满足强度安全的要求，可用很薄的钢管，而增加钢筋来承载。但这样可能导致坝体混凝土过多过宽的裂缝，对大坝应力和稳定不利。

其四，曾作了几个工程的校核，增加此条件并不增加大量钢材，只有当设计缝隙值较小且混凝土较厚时，单独承载校核才会成为控制条件。缝隙值与施工条件关系很大，采用较小的设计缝隙值的可靠性较低，单独承载校核作为保证措施是有必要的。混凝土较厚的情形往往出现在钢管首段，该段内水压力较小，壁厚往往是由安装要求的最小厚度所控制。

单独承载校核允许应力取 0.9 屈服强度，这是参照以往工程实践确定的，用以避免钢管进入塑性状态后变形过大，对坝体受力不利。

(3) 外压荷载。

坝内埋管外压荷载主要有外水压力、灌浆压力和浇筑时流态混凝土压力。施工期临时荷载，不宜作为控制条件，主要靠设临时支撑、控制混凝土浇筑速度等工程措施来解决。

坝内钢管外水压力可能有两个来源：由水库经坝体混凝土的渗流；由钢管始端沿钢管外壁的绕渗。

由于混凝土坝内设有排水孔幕，在其后通过坝体混凝土的渗流渗压远小于钢管外渗压计实测值（图 6）。因此外水压力取沿钢管外壁绕渗的渗压为控制值。

按绕渗求得的外压一般比实测值高（图 6）。已建工程设计外压还乘以 $1/3 \sim 1$ 的折减系数（见表 20）。从实测资料分析，折减系数值与缝隙大小、有无阻水环、始端是否有排水设施等有关，故目前要作具体规定尚有困难。建议取折减系数为 $0.5 \sim 1.0$ ，由设计人员根据具体情况选定。考虑到意外情况，并参照灌浆压力值，取最小外压为 0.2MPa 。

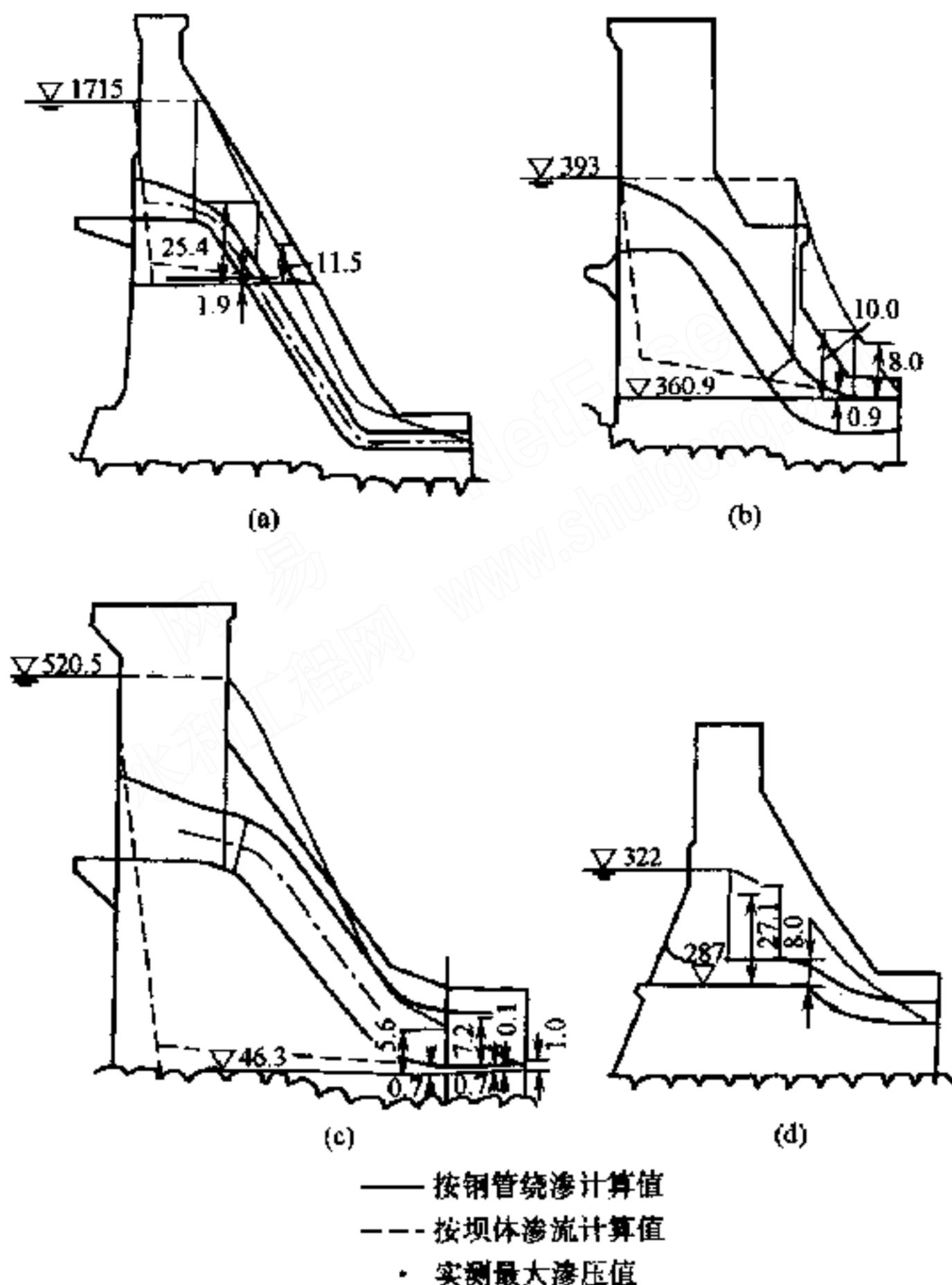


图 6 坝体渗流值和钢管绕渗值的比较图
 (a) 刘家峡；(b) 石泉；(c) 龚嘴；(d) 三门峡

表 20 已建工程钢管外压设计值实例

工程 (部门)	设计外压 (MPa)					备 注
	部位	外压	部位	外压	最小外压	
三门峡	渐变段	0.66 (1.0)	斜直段 及以下	0.4		
龚 嘴	上弯段	0.4 (1.0)	斜直段 及以下	0.3		渐变段未衬
三门峡 (改建)	渐变段、 上平段	0.4 (0.7)				
刘家峡	上弯段斜直 段上部	0.3 (0.5)	斜直段下 部及以下	0.2		渐变段未衬
石 泉	下弯段	0.25 (0.5)	下平段	0.1		斜直段未衬
盐锅峡					0.4	相当于下平 段的静水头
乌江渡					0.35	
丹江口					0.2	
模 窝	上游端	$\frac{1}{3}$ 静水头 +0.033				0.03MPa 为管内真空值
二 滩					0.25	由法国规划 设计
田子仓	渐变段	(1.0)	以下部位	始端为 0.4 静水头		假设为三角 形分布
莫希罗克	始端	(1.0)			≥ 0.35	假设为三角 形分布
美国垦务局					0.35	

注：括号中数字为外压与钢管始端正常蓄水位以下静水头之比。

6.5 钢衬钢筋混凝土管

6.5.2 关于钢衬与环向钢筋用量的分配，首先，钢衬的厚度应满足管壁最小厚度要求，如据此配置的钢筋过密，影响混凝土浇筑

及施工质量，宜增加钢衬厚度，减少配筋量，但环向钢筋的计算面积宜大于钢衬的计算面积。这样有利于提高管道的安全度，改善混凝土的抗裂性，提高结构的耐久性。

6.5.3 钢衬钢筋混凝土管的设计安全系数，在建设初期采用较高的数值，达 2.3~2.8。经一段时期实践后，俄罗斯萨扬舒申斯克水电站采用 1.8~2.0；国内已建的几个水电站多采用不小于 2.2；三峡工程经论证采用不小于 2.0。明钢管设计换算成安全系数约为 1.8；钢筋混凝土的安全系数则更低。因此，当前将安全系数取 2.0 是适宜的。但也考虑到各个工程的具体情况，经论证安全系数可适当增减，但不超过 2.2，不低于 1.8。同时，本标准提出在特殊工作情况最高压力作用下，总安全系数取 1.6。这是参考了一些规范中设计工况和校核工况下安全系数的比值确定的。

6.5.4 钢衬与钢筋混凝土之间的施工缝隙对钢衬、钢筋的受力影响不大，且不易准确确定，也不会改变管道的整体安全度，因此在设计中一般可不考虑这种缝隙的影响。俄罗斯现行设计规定中也不作考虑。在某些特殊情况下，如管径较小等，则宜考虑这种缝隙值的影响。

6.5.6 管道上弯段作用有不利的不平衡内水压力、水流离心力等，上弯段结构也较复杂，应配置锚固钢筋，数量按计算确定。

6.5.7 钢衬钢筋混凝土管道在正常运用条件下允许管道混凝土出现径向裂缝。但应满足允许最大裂缝宽度要求，如不能满足，则应对管道混凝土外表面采取防渗保护措施，防止钢筋锈蚀。

关于裂缝宽度的计算，影响因素较多，不易算准。裂缝宽度的计算可按照《水工混凝土设计规范》(SL/T191-96) 执行(钢筋的应力可计算钢筋、钢衬的平均应力，按本规范附录 D.0.3 计算)，还可参照如下计算方法计算。

(1) 俄罗斯有关规范中的裂缝宽度 (a_T) 计算公式：

$$a_T = kC_s \eta \frac{\sigma_s}{E_s} \times 7 \times (4 - 100u)d \quad (7)$$

式中 a_T ——钢筋重心处的裂缝宽度 (mm)；

k ——系数，取 1.2；

C_g ——系数，对永久荷载和短期荷载都取 1.3；

η ——系数，对螺纹钢筋取 1.0；

σ_a ——设计荷载作用下受拉钢筋应力 (MPa)；

E_s ——钢筋弹模 (MPa)；

u ——截面配筋率；

d ——钢筋直径 (mm)。

钢筋应力按式 (8) 计算：

$$\sigma_a = \frac{Pr}{t + t_3} \quad (8)$$

式中 P ——设计内水压力 (MPa)；

r ——钢管内半径 (mm)；

t ——钢衬壁厚 (mm)；

t_3 ——环向钢筋折算厚度 (mm)。

(2) 董哲仁建议公式：

计算管道结构外缘处的径向位移 U_{out} ($r=r_n$)：

$$U_{out} = \frac{q_1(1-k_1)r_1^2}{E_s t_1} + \frac{K_1 q_1 r_1}{E_c} \ln \frac{r_1}{r_n} \quad (9)$$

$$k_1 = 1 / \left(1 + \frac{t_1}{t_c^{(1)}} \frac{\bar{r}_2}{r_1} + \frac{E_s}{E_c} \frac{t_1}{r_1} \ln \frac{\bar{r}_2}{r_1} \right) \quad (10)$$

$$\bar{r}_2 = (r_2 t_2 + r_3 t_3 + \dots + r_n t_n) / (t_2 + t_3 + \dots + t_n) \quad (11)$$

$$t_c^{(1)} = t_1 + t_2 + \dots + t_n$$

式中 r_1 ——钢衬半径；

r_n ——最外层环筋 (第 n 层) 半径 (mm)；

t_1 ——钢衬厚度 (mm)；

E_s ——钢材弹性模量；

E_c ——混凝土弹性模量；

\bar{r}_2 ——加权平均半径；

r_2 ——第二层钢环 (第一层环筋) 半径，其余类推；

$t_c^{(1)}$ ——各层钢筋折算厚度之和；

t_2 ——第二层钢环（第一层环筋）折算厚度，其余类推。
径向裂缝宽度之和 ΣW ：

$$\Sigma W = 2\pi(U_{\text{out}} - R_{\text{out}}\epsilon_{\text{tmax}}) \quad (12)$$

式中 U_{out} ——管道结构外缘处径向位移；

R_{out} ——管道结构外缘半径；

ϵ_{tmax} ——混凝土极限拉伸值。

裂缝平均间距 l_{cr} ：

$$l_{\text{cr}} = 2\left(c + \frac{s}{10}\right) + k_1 k_2 \frac{d}{u_{\text{et}}} \quad (13)$$

$$u_{\text{et}} = A_s / A_{\text{ct}}$$

式中 c ——混凝土保护层厚度；

s ——钢筋间距（指沿管轴方向环筋间距）；

d ——钢筋直径（mm）；

u_{et} ——配筋率；

A_s ——钢筋面积（mm²）；

A_{ct} ——混凝土面积，可取沿管轴线取长 1.0m 的截面计算（mm²）；

k_1 ——钢筋粘结性能系数，变形钢筋取 0.4，光面钢筋取 0.8（mm）；

k_2 ——构件应力分布影响系数，建议 $k_2 = 0.25$ 。

径向裂缝条数 N ：

$$N = \frac{2\pi\bar{R}}{l_{\text{cr}}}\left(l - \frac{\theta}{360}\right) \quad (14)$$

$$\bar{R} = \frac{r_1 + R_{\text{out}}}{2}$$

式中 R ——混凝土圆筒中线半径；

r_1 ——钢衬半径；

R_{out} ——管道结构外缘半径；

l_{cr} ——径向裂缝平均间距；

θ ——反映坝体或基岩的包角，如图 7 所示。

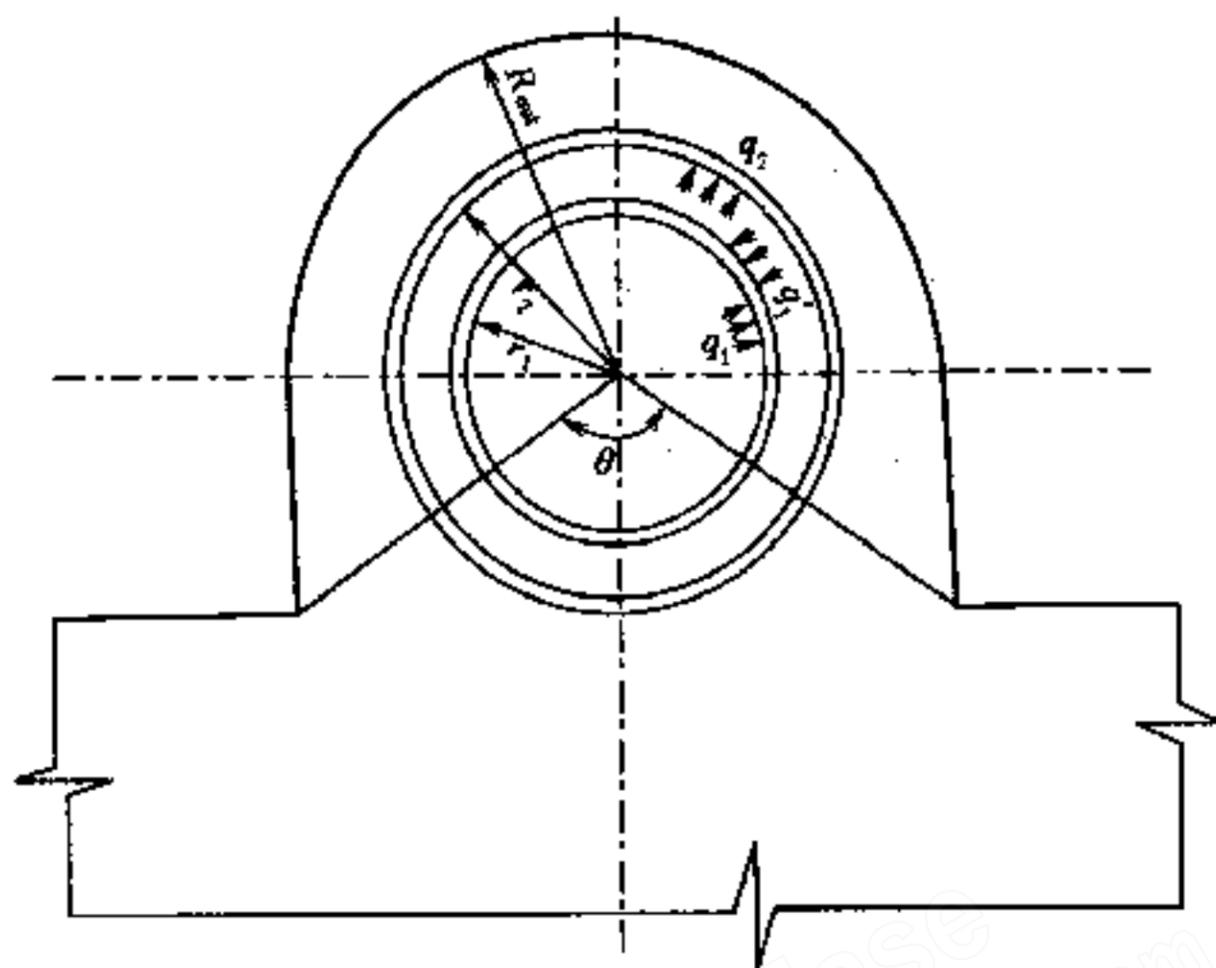


图 7 结构计算简图

平均缝宽 \bar{W} ：

$$\bar{W} = \frac{\sum W}{N} = \frac{(U_{out} - R_{out} \epsilon_{tmax}) l_{cr}}{R} \left(1 - \frac{\theta}{360}\right)^{-1} \quad (15)$$

最大缝宽 W_{max} ：

$$W_{max} = 1.3\bar{W} \quad (16)$$

6.5.8 管道外包混凝土根据施工期的温度应力分析结果采取温控措施。关于运行期的温度应力，试验研究表明，由管道内外温差引起的温度应力，低温一侧受拉，高温一侧受压，与内水压力引起的应力组合后，低温一侧的拉应力加大，高温一侧的拉应力减少，考虑温度的影响后，管道的总体安全度基本不变，因此可不增加钢材用量。运行期的温度应力分析，可用于分析对混凝土裂缝宽度的影响，但不宜作为确定配筋量的依据。

7 岔 管

7.1 布 置

7.1.1 此次修编将原条文“结构合理，不产生过大的应力集中和变形”改为“……不产生较大的应力集中和变形”。参考国外有关压力钢管岔管的设计原则性条文，有如下表述：“对称 Y 形岔管必须适当地加固，使其无明显应力集中或变形发生”[详见《压力钢管设计手册》“7 岔管”（对称 Y 形岔管）——美国土木工程师协会]，美国的设计手册其设计要求比我国要高，此次修编将本条要求较原规范作了相应的提高。

影响岔管水头损失的主要因素：主、支管断面比，流量分配比，分岔角度，主、支管锥角，钝角区转折角等。若布置有几个岔管，还要考虑不同组合运行的影响。

根据国内外岔管水力模型试测成果分析，当分岔后的水流处于加速状态（即分岔前的断面积大于分岔后面积之和）时，可避免涡流，减少水头损失。

不同的体形、布置和运行组合的岔管，水头损失差异较大，难于用统一的公式计算，初步计算可参考下列资料。

(1) 非对称 Y 形分岔水头损失系数：

主、支管为柱管，可按日本“水力公式集”中的卡特耳(Cardel)公式估算。

主、支管为锥管，可按 W·缪勒的试验曲线估算（见《分岔管和配水管路中的压力损失》）。

(2) 对称 Y 形球岔的水头损失系数，可按日本“水力公式集”中的千秋公式估算。

上述水头损失系数均为单个岔管的水头损失。

7.1.2 岔管型式选择

(1) 我国岔管现状。我国岔管的发展，大致分三个阶段：20

世纪 50 年代建造的岔管，由于内压不高，一般多为贴边式岔管；60 年代起由于高水头电站的出现，混合梁系和三梁式岔管应用较多；70 年代后，因钢管的内压和直径继续增大，大直径、高内压的三梁岔管制作安装困难较大，技术经济指标不佳，逐渐采用月牙形内加强肋岔管，个别工程还采用了无梁岔管；80 年代以后国内已有几个电站采用了球形岔管，目前我国各型岔管的水平已接近国外类似的岔管水平。据不完全统计，国内部分已建岔管见表 21。

表 21 国内部分已建岔管的型式

型 式		贴边式	混合梁式	三梁式	月牙式	球形	无梁式
建造年代	20 世纪 50 年代	8	1				
	20 世纪 60 年代	6	7	15			
	20 世纪 70 年代	9	12	22	20	2	3
	1985 年以后				12	4	2
总计个数		23	20	37	32	6	5
埋设情况		多为埋管，个别明管	多为埋管，个别明管	埋管、明管均有	小型为明管，大型的为埋管	明管	埋管
最大 HD	工程名称	南水	潭岭	以礼河三级	西龙池	磨房沟	西洱河二级
	HD	715	990	1590	3553	756	560
最大尺寸	工程名称	密云	云峰	猫跳河六级	湖南镇	磨房沟	西洱河二级
	主管直径 (m)	8.2	8.5	5.0	7.2	1.4	3.5
	支管直径 (m)	4.0	5.3	5.0	3.2	1.0	2.5

注：明岔管包括埋在露天镇墩中的岔管。

(2) 国外岔管现状。据所收集到的部分资料，国外应用较多的有三梁岔管、球形岔管及月牙岔管，贴边岔管一般用于小孔口补强，无梁岔管是一种新型岔管，收集的资料不多。另外国外还

有一种隔壁式岔管，运用很少，国内尚无实例。国外大型岔管工程实例见表 22。

表 22 国外大型岔管工程实例

国别	电站	岔管型式	内压 (m)	球径 (m)	主管径 (m)	支管径 (m)	HD (m ²)
日本	第二沼沢	三梁岔	334.8		6	4	2000.8
日本	葛野川	月牙岔	850	6.6	5.5	4.5/3.2	4565
日本	奥清津	球岔(二通)	654.9	6.2	4.0	3.10	2619.6
日本	奥吉野	球岔(三通)	833	7.0	4.3	2.7	3581.9
美国	CaShaic	月牙岔	183		9.144	7.10	1673.4

(3) 五种岔管应用范围的建议。根据各型岔管结构特点、技术经济指标、发展过程和现状，并参照国外类似管型的应用情况，提出建议：①内加强月牙肋岔管已积累了一定的经验，可用于大、中型电站。②三梁岔管是国内、外过去普遍采用的成熟管型，可以用于大、中型电站，对于高内压、大直径钢管，加劲构件可能很大，以不引起选材、制造困难为限。③球形岔管是国外采用较多的成熟管型，目前国内逐渐得到应用，其球径规模，以制造和运输的能力为限。④贴边岔管在国内中等压力地下埋管中应用较多，已积累一定的实践经验，可以较好地发挥与围岩共同受力的优点。⑤无梁岔管是一种有发展前途的管型，目前国内应用尚少，能较好地发挥与围岩共同受力的优点。

7.1.3 位于竖向转弯处的分岔管，主、支管中心线可能不在同一平面上，以采用球形岔管为宜。除此以外各种类型岔管，主、支管中心线宜布置在同一平面，有利于结构布置、水力流态和制作安装。

7.1.4 国内部分已建水电站的钢岔管布置形式和采用的分岔角列于表 23。

从表 23 看，非对称 Y 形布置居多。除因非对称 Y 形布置灵活简便外，另一个原因是 20 世纪 60 年代中期之前建造的钢岔管

用贴边补强的居多，适合非对称 Y 形布置。

表 23 已建水电站岔管布置形式和分岔角

岔管布置	工程个数	分岔角 β			
		$<45^\circ$	$45^\circ\sim 50^\circ$	$51^\circ\sim 60^\circ$	$>60^\circ$
非对称 Y 形布置	29	3	13	10	3
对称 Y 形布置	9	—	—	8	1
三分岔形布置	1	—	—	1	—
对称 Y—非对称 Y 组合	1	1	—	—	1
对称 Y—三分岔形组合	2	—	—	2	—

原规范将岔管的典型布置分为三种，即卜形、对称 Y 形、三分岔形布置形式及 Y 形、卜形或 Y 形—三分岔形的组合布置。此次修编将名称规范化，参考美日规范将原规范所谓卜形改为非对称 Y 形。

对称 Y 形、非对称 Y 形、Y 形—三分岔形的组合布置，适用于四机组的布置形式，可因地制宜地予以采用。一管四机宜采用对称 Y 形两级布置形式(图 7.1.4-2)，其支管管轴线与主管平行，也可以采用非对称 Y 形，均设两级共三个岔管。

7.1.5 月牙肋岔管、无梁岔管、球形岔管体形均为上凸、下凹。充水时，顶部凸出部位空气排不出去，开始运行时，水流挟带空气，对高水头电站的机组运行不利，故宜在顶部设置排气管。在最低处宜设置排水管便于检修。

对于冲击式水轮机引水钢管的岔管上可不设排水管。在检修时，岔管内采取其他排水措施，将岔管内积水排出。岔管管壁上不开孔，有利于管壁的应力分布，减少应力集中的部位，有利于安全。

7.2 荷载和允许应力

7.2.1 岔管结构自重、满水重、风载、雪载、施工机具、负压等次要荷载均予忽略，山岩压力由混凝土结构承担。

7.2.2 地下埋藏式岔管可计入岩石抗力，但岔管应距主厂房有一定的距离。若计入围岩作用，对岔管作有限元法整体弹性应力分析，围岩作用可按文克尔假定处理或按直管估算分担率。

7.2.3 地下埋藏式岔管，正常工况下承受的外压力为地下水压力、围岩压力，施工期承受着未凝固混凝土的压力及灌浆压力，因此必须进行外压稳定校核。其验算方法，可与地下埋藏式主管一样，按上述外荷载作用在圆柱壳体上进行计算。由于岔管体形较主管复杂，计算方法虽一样，但比主管应留有富裕，以保证地下埋藏式岔管的安全。

7.3 结构设计

7.3.1~7.3.3 几种常用的岔管说明如下。

(1) 月牙肋岔管。

月牙肋岔管从 20 世纪 70 年代起至目前为止，是国内采用最多的岔管型式。1985 年后国内已建部分工程岔管的主要参数见表 24。月牙肋岔管，其结构布置的特点是其加强肋板插入岔管内，受力状态主要为拉力（忽略小偏心影响），避开了三梁岔管的不利受力状态。岔管与主管、支管采用锥段过渡，减小腰线折角，使应力集中降低。

表 24 1985 年后国内已建部分工程岔管主要参数表

电站名称	主管直径 $D(m)$	设计水头 $H(m)$	DH (m^2)	岔管型式	设计情况	设计单位
羊卓雍湖	2.1	1000	2100	月牙肋岔管		成都设计院
贵州安顺	1	160	160	月牙肋岔管	岔管埋入地下，按明岔管设计 16Mn，土法退火	贵州设计院
响水 (曲靖)	4.3	280	1204	月牙肋岔管	国产 60kg/mm ² 级高强度钢	贵州设计院
大七孔	1	400	400	月牙肋岔管		昆明设计院

续表

电站名称	主管直径 $D(m)$	设计水头 $H(m)$	DH (m^2)	岔管型式	设计情况	设计单位
罗振塘	0.8	600	480	月牙肋岔管		
五峰	1.6	650	1040	月牙肋岔管	WCF—62 国产高强度 (武钢)	长委设计院
十三陵	3.8	684	2599	月牙肋岔管	SHY70(80kg/mm ²)高 强钢	北京设计院
中山包	5.74	300	1720	月牙肋岔管	压力容器钢(调质)月 牙肋锻钢	贵州设计院
徐村	7.00	85	595	月牙肋岔管	16MnR	昆明设计院
白水河二级 (海子水电站)	1.4	700	980	月牙肋		贵州设计院
西龙池	3.5	1015	3553	非对称 Y形月牙肋	管线分岔角 68°, 岔管 分岔角 70°, 支管管径 2.5m, 管壁厚 68mm, 肋 板厚 150mm, HT—80	

近 20 年来，国外尤其是日本月牙肋岔管规模越来越大，其显著特点是钢管管线布置与岔管形式（支管分岔角）的布置，均为对称 Y 形或管线布置为非对称 Y 形，而主支管分岔布置为 Y 形。由表 25 可以看出这种布置形式，分岔角比较大，为 70°~80°，岔管内水流平顺、水流流态改善，水头损失减少，这对于大直径、高水头的引水钢管的岔管设计在布置上取得了新的进展。

月牙肋岔管已经发展到月牙肋板插入岔管内一定深度而管外露出一定高度的新形式。此种新型岔管使插入岔管内月牙肋板高度减少，外露高度增加，形成月牙肋岔管与三梁式岔管组合的新管型。插入管内深度减小，对岔管内腔水流流态改善有利，外伸部分增加，有利于焊接制造。

表 25 国外大型月牙肋岔管特性参数表

电站名称	管线布置形式	岔管型式	管线分岔角	岔管分岔角	HD (m^2)	设计水头 H (m)	主管直径 D (m)	支管管径 (m)	公切球直径 D_1 (m)	D_1/D	主管壁厚 (mm)	肋板厚 t_w (mm)	材料	工程所在国家
葛野川 2 号	对称 Y 形	对称 Y 形	60°	72°	4720	1180	4	2.85	4.6	1.15	92	200	HT-80	日本
今市	非对称 Y 形	对称 Y 形	60°	74°	4565	830	5.5	4.5/3.2	6.6	1.20	100	200	HT-80	日本
奥美浓	非对称 Y 形	对称 Y 形	64°	80°	4109	747	5.5	4.8/3.8	6.6	1.20	88	175	HT-80	日本
茶拉	非对称 Y 形	对称 Y 形	60°	70°	4055	1067	3.8	2.2			93	180	HT-80	保加利亚
下乡	对称 Y 形	对称 Y 形		80°	2561	610	4.2	2.9			80	150	HT-60	日本
本川	对称 Y 形	对称 Y 形		$73^\circ 42' 40''$	2096	446	4.7	3.5	5.5	1.17	70	140	HT-60	日本

(2) 三梁岔管。

形体构造要求：在布置和制作工艺许可的条件下，分岔角宜选用较小值。表 26 列出国内外 90 个电站三梁岔管的分岔角资料供参考。选用适当的主、支管锥角，对结构和水力流态均有利。表 27 列出国外 58 个电站三梁岔管锥角资料，供参考。

表 26 三梁岔管分岔角

分岔角		<40°	40°~50°	50°~60°	>60°
工程实例	国外 74 例	10	21	32	11
	国内 16 例		4	8	4

表 27 三梁岔管锥角

半锥顶角	<5°	5°~10°	>10°
工程实例	19	34	5

岔管段长度一般约为 1~1.2 倍主管管径。

加强肋截面选择：①常用的加强肋截面为矩形和 L 形，在材料许可时，按高宽比来确定，肋高不宜过大。② L 形截面的加强梁、翼缘板与管壳连接处要适当削角，以减缓应力集中。③ U 梁可适当插入管壳内，插入深度在与腰梁连接端为零，在中部断面处最大，梁内侧边宜修成圆角，当肋宽比大于 0.5 时，应设置导流板。④ U 梁和腰梁的连接处，宜设置节点柱。⑤ T 形、I 形截面，由于上翼缘板一般在现场焊接，施焊较困难，质量不易保证，另截面形心外移，增加了计算跨度，不宜采用。⑥ 拉杆对水流流态很不利，长期振动易引起根部疲劳断裂，已有破坏先例，不宜采用。

(3) 结构设计原则。

邻近加强梁的管壁边缘效应应力集中。根据国内 7 个三梁岔管结构试验实测应力成果，管壁上的应力集中系数（实测最大应力/主管理论膜应力）为 1.3~2.6，其中：5 个岔管（U 梁为矩形截面，插入管壁 200~1000mm）为 1.3~1.9；2 个岔管（U 梁为 T 形截面，未插入）为 2.4~2.6。

由于管壁上有局部边缘效应应力，管壁厚度应酌量增加。现列出国内外 81 个电站的外加强梁岔管壁厚（扣除锈蚀裕量）与主管理论计算厚度（按薄膜应力计算，允许应力用 $0.55\sigma_s \sim 0.6\sigma_s$ ）的比值资料，供参考（表 28）。

表 28 外加强梁岔管壁厚与主管计算厚度的比值

采用厚度 计算厚度		<1.1	1.1~1.3	1.3~1.5	>1.5
工程实例	国外 65 例	8	26	13	18
	国内 16 例	4	4	1	7

当岔管为明管，且无外包混凝土，水压试验工况的水平力计算，可参照潘家铮主编的《压力钢管》（电力工业出版社，1982 年）一书。

《日本闸门钢管技术规范压力钢管补充说明——岔管》2.3 节中提出：U 梁附近的管壁，希望根据内压求得的板厚再增加 30%~40% 的厚度。

目前我国已建的大中型岔管中月牙肋岔管较多，球型岔管已逐步采用，三梁岔管我国早期采用不少，国外采用较多，其显著特点是外加强圈梁的焊接工作是在管外进行的。中小型岔管采用是有其显著优点的，其设计计算方法尚可进一步简化，今后应用有限元方法计算精度将进一步提高，计算工作将化繁为简。

岔管内设置导流板目的是改善岔管内腔的流态。球型岔管、无梁岔管水流流态比月牙肋岔管复杂，应设置导流板。月牙肋岔管，按肋宽比 0.3 决定是否设导流板是适宜的。丹江口防汛自备电站（1992 年）、五峰水电站（1994 年）、南美伯里兹水电站月牙肋岔管、肋宽比大于 0.3，均设置导流板。中山包水电站（1998 年）、徐村水电站（1997 年）的肋宽比小于 0.3，未设导流板。

7.3.5 钢衬钢筋混凝土岔管国内尚属研究起步阶段，目前建成仅 3 处，运行时间不长，虽作过一些试验研究工作，但工程经验还未成熟。故其设计方法按钢衬与钢筋混凝土联合受力的原则进行设计。

8 构造要求

8.1 一般规定

8.1.1 图8列出日本、美国、前苏联与本规范管壁最小厚度比较。本规范对管壁最小厚度的规定是参考这些资料拟定的。

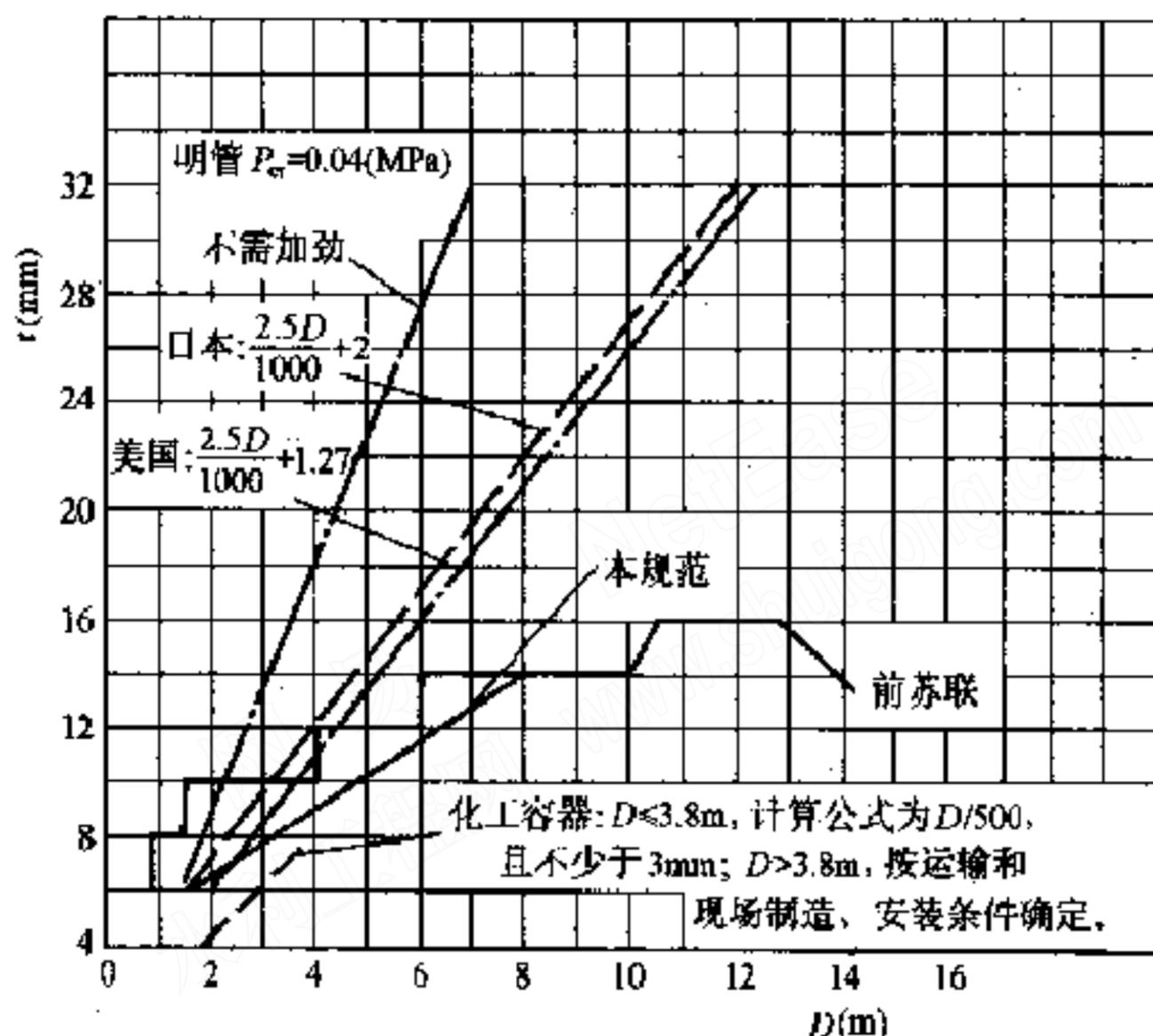


图8 日本、美国、前苏联与本规范最小厚度比较图

规定最小厚度主要是为了在施工中使钢管有一定的刚度，不致产生很大的圆度。按本条规定取厚度后，仍须设加劲环或临时支撑。表29列有国内一些水电站钢管的最小壁厚和圆度。

8.1.2 明管内径不变，水流条件好，可减少水头损失，不会对支承环的制造增加很多困难。

8.1.3 规定环缝最小间距是为了避免焊缝及管壁转折影响叠加，主要针对弯管内侧及岔管。

原规范7.1.3对环缝最小间距，提出三个均应满足的限制要

求：其一，10倍板厚是根据焊接应力分布范围提出的；其二，300mm是施焊要求，若经与施工单位商妥，可适当减短；其三， $3.5\sqrt{rt}$ 的要求是参考美国《锅炉及压力容器规范》(ASME) VIII 第二分篇规定的。

表 29 国内部分电站钢管的最小壁厚和圆度表

工程 项目	刘家峡	丹江口	龚嘴	乌江渡	黄家滩	绿水河	隔河岩	三峡
最小壁厚 (mm)	12 (地下)	12	16	14	12	9	30	26
直径 D (mm)	7000	7500	8000	5500	6500	2600	8000	12400
半径与厚度比	292	313	250	196	271	144	133	238
最大圆度 D (‰)	18.6	53	10	14.5	13.8	58	24	40
加劲措施	锚筋	加劲环与锚环	加劲环	锚筋		无	加劲环	加劲环
支撑情况	活动支撑	无			无	无	活动支撑	活动支撑

近年来我国水电站管径和壁厚均有所增大，难以满足上述全部要求，尤其是第三项要求，所以，一些工程不得已而突破。为此，将原规范条文“不应小于下列各项之大值”修订为“不宜小于下列各项之大值”。

8.1.4 若弯管段转折角大于 10° 宜适当增加管壁厚度。

8.1.6 本条焊缝分类与《压力钢管制造安装及验收规范》(DL5017—93)的 6.3.1 规定略有区别。本条将人孔颈管的对接焊缝、人孔颈管与颈口法兰盘和管壁的连接焊缝等二类焊缝也定为一类焊缝。

支承环的组合焊缝和支承环与管壁的连接焊缝论其重要性应列为二类，但其检查有困难，所以应根据具体情况研究实际可能的检验办法。

8.1.9 因为对钢管大型构件热处理的效果无法作出明确的判断。所以对应作热处理构件的条件，长期以来存有争议。本规范参考原劳动部及机械、水电行业建设经验作了规定。各种规范对热处理的规定见表 30，我国已建水电站工程实例见表 31。

表 30 各种规范对热处理的规定

参 考 资 料	碳素钢			16MnR		15MnVR		其 他
	不预热	预热 100℃ 以上	不预热	预热 100℃ 以上	不预热	预热 100℃ 以上		
原一机部 } 《钢制焊接压力 原石油部 } 容器技术条件》 原化工部 } JB741—80	$t_1 > 34$	$t_1 > 38$	$t_1 > 30$	$t_1 > 34$	$t_1 > 28$	$t_1 > 32$	1. 冷成形堵头应 热处理 2. 其他低合金钢 全部热处理	
	冷成形筒体, $t_1 \geq 0.03D$							
原一机部 } 《碳素钢和低合金钢焊制 原石油部 } 球形容器技术条件》 原化工部 } JB1127—70	$t_1 > 34$	$t_1 > 38$	$t_1 > 30$	$t_1 > 34$	$t_1 > 28$	$t_1 > 32$	其他钢种按图样要求	
	筒体焊完后应作热处理, 电渣焊缝应正火处理, 允许局部热处理							
《单层高压容器技术条件》 JB1148—73			$t_1 > 30$	$t_1 > 34$ (预热 100~150℃)	$t_1 > 28$	$t_1 > 32$ (预热 100~150℃)	不同焊接结构的 焊后热处理须参照 有关制造技术条件	
《机械工程手册》第 12 篇, 原冶金部 钢铁研究所等编, 1978 年, 12~55 页				16Mn		15MnV, 15MnTi		
《机械工程手册》第 43 篇, 原一机部 哈尔滨焊接研究所主编, 1979 年, 43 ~123 页			电弧焊后不热处理, 或 600~650℃ 回火, 电渣焊 后 900~930℃ 正火, 600 ~650℃ 回火			电弧焊后不热处理, 或 560~590℃ 或 630~ 650℃ 回火, 电渣焊后 950 ~980℃ 正火, 560~ 590℃ 或 630~650℃ 回火		

续表

参 考 资 料	碳素钢		16MnR		15MnVR		其 他	
	不预热	预热 100℃以上	不预热	预热 100℃以上	不预热	预热 100℃以上		
日本《球形贮罐技术规范》 KHKSO201—1970, 3.8 条			焊接接头满足下列条件, 应退火: $\sigma_b \geq 400\text{MPa}$ 低碳钢, 或 $\sigma_b = 500\text{MPa}$ 高强度, $t_1 > 32\text{mm}$; $\sigma_b \geq 400\text{MPa}$, 有人孔等, $\sigma_b \geq 600\text{MPa}$, $t_1 > 25\text{mm}$; $\sigma_b \geq 700\text{MPa}$, $t_1 > 19\text{mm}$					
日本《高强度钢使用标准》, 1980 年, 3.4 条、3.2 条(代替KHKSO 201—1970)			贮罐本体应退火条件: (对于 $\sigma_s = 460 \sim 700\text{MPa}$, $\sigma_b = 580 \sim 800\text{MPa}$ 的 SPV46S, SPV50S, HW70S) $t_1 > 32\text{mm}$, 特殊规定除外, 焊有接管等附件; $t_1 \geq 0.0231D$, 卷板后, 焊接前须作热处理					
英国压力容器标准 BS5500 1978, 4.4.5 条			碳钢和碳锰钢 $t_1 > 35\text{mm}$					
英国 ASME 压力容器 UCS—56 条			碳钢和碳锰钢 (P—1, P—10C) $t_1 > 38\text{mm}$ (1.5in)					

注: 表中 t_1 为应作热处理的钢板厚度。

表 31 部分已建水电站钢管热处理实例

电站	建成年份	钢 材	工程情况及热处理办法
以礼河 三级	1966	A3	$D=2200\text{mm}$, $t=35\sim 46\text{mm}$, $D/t=47.83\sim 62.86$ 。 纵缝局部热处理 600C (后接捷克岔管)
以礼河 四级	1970	A3	$D=2200\text{mm}$, $t=46\text{mm}$, $D/t=47.83$ (后接捷克岔管, $t=60\text{mm}$, 钢材相当于 16Mn), 纵缝局部热处理 600C , 横缝预热 150C
		15MnV	$D=2200\text{mm}$, $t=32\text{mm}$, $D/t=68.73$ 。不预热, 不热处理
西洱河 一级	1979	16Mn	$D=4000\text{mm}$, $t=34\text{mm}$, $D/t=117.6$ 。预热 150C , 不热处理
		14MnMoNbB	月牙肋岔管, 主管 $D=4000\text{mm}$, 两支管均为 $D=2800\text{mm}$, $t=28\text{mm}$, 钢材 14MnMoNbB, 调质, 预热 150C , 局部后热 $250\text{C}\times 3\text{h}$
渔子溪 一级	1972	20MnSi 16Mn	三梁岔管, 主管 $D=3400\text{mm}$, 支管 D 为 3058mm , 2519mm , 管壁 $t=28\text{mm}$, 16Mn; 梁厚 230mm , 高 $1200\sim 828\text{mm}$, 20MnSi, $540\sim 560\text{C}$ 整体退火。退火前最大残余应力 417MPa , 退火后仅 140MPa (20MnSi 原一机部标准: $t=120\sim 250\text{mm}$, $\sigma_s=320\text{MPa}$, $\sigma_b=540\text{MPa}$; $t=250\sim 400\text{mm}$, $\sigma_s=280\text{MPa}$, $\sigma_b=500\text{MPa}$)
湖南镇	1979	SM53 (日)	月牙肋岔管, $D=7200\text{mm}$, $t=32\text{mm}$, SM53; 肋厚 100 , SM53B。预热 $150\sim 200\text{C}$, 后热 $250\sim 300\text{C}$ 。不热处理 [SM53 标准: $t=6\sim 50\text{mm}$, $\sigma_s=360\text{MPa}$, $\sigma_b=550\sim 650\text{MPa}$, 0C 冲击值 $4.8\text{kg}\cdot\text{m}$ ($6\text{kg}\cdot\text{m}/\text{cm}^2$)]
白山	1983	16Mn	试验管, $D=7500\text{mm}$, $t=42\text{mm}$, $D/t=178.6$, 焊条 J507, 预热 $110\sim 130\text{C}$, 600C 局部退火, 保温 1.7h 。退火前后最大残余应力均为 300MPa , 已屈服
锁金山	1994	WCF—62 (07MnNi— CrMoVDR)	月牙肋岔管, $D=2050\text{mm}$, 月牙肋 $t=70\text{mm}$, 管壁 $t=36\text{mm}$, 整体热处理, 温度控制在 570C , 退火前, 残余应力为 520MPa , 退火后, 残余应力为 400MPa

注: D ——筒体直径;

t ——钢板厚度。

(1) 若材料有充分的塑性变形能力，焊接应力属于自平衡的二次内应力，是自限的，可不影响结构的静强度。但若钢板太厚，焊缝处严重的三向拉应力状态，使材料的变形应力难以发挥，则静强度严重下降。

根据焊接规范的规定，强度级别越高的钢材，要求作消应热处理的钢板厚度越薄，美国规范也是这样规定的，但目前日本规范对于高强度调质钢的消除应力热处理的钢板厚度提高到50mm，其理由是高强度调质钢的性能优异，而焊接工艺水平不断提高，检验手段和检验水平也在提高。所以综合考虑以上因素故在本规范8.1.9条第1款中增加了“符合下列诸条，经论证后，可适当提高消除应力热处理的管壁厚度规定”的3个条件。高强度调质钢（强度600MPa以上）的钢种，除满足上述3个条件规定外，还需确认采用热处理方式对钢材性能可能产生损伤，并证明焊接不可能出现脆性破坏，设计中又采用较低焊缝应力系数等条件，经论证，也可不进行消除应力热处理。

目前除采用热处理方法消除焊后残余应力外，在我国一些电站中，已经采用了爆炸法消除焊接残余应力，如新疆托海电站的钢岔管（16MnR钢、板厚32mm）；湖北隔河岩水电站压力钢管（SM58Q钢，板厚46mm）；丹江口自备电站的钢岔管（16Mn，板厚22mm），长江三峡工程压力钢管（610U₂钢，板厚54~60mm）。这些电站压力钢管采用爆炸消应措施，都是经过了较详尽的试验证明经爆炸后，对母材各项机械物理性能确无不良影响且能达到削减残余应力峰值的效果，并确定炸药用量、布药方式和引爆次序等工艺后实施。目前此种方法未纳入焊接规范中，所以本规范也未正式列入。如工程中确有需要采用此种消应方法，须经试验和论证。

(2) D/t 太小，则卷板时变形太大，可能超过流幅范围，进入强化阶段，钢材塑性损失太大，所以需进行消应处理，对于高强度钢建议管节厚度大于 $D/66$ 时作消应处理。

(3) 岔管等形状特殊的构件，其应力情况复杂，不易计算。各

部分刚度限制焊接热变形，残余应力较大。

故上述三种情况均应作消除应力热处理。

8.2 明 管

8.2.1 在地震区应特别注意防止钢管横向滑脱。

夏季放空管道时太阳照射可能使管壁温升至 60°C 以上，且安装位置不完全准确，支座允许轴向位移的范围应留有足够余量。

8.2.5 伸缩节的伸缩量应根据管段长度及当地气温条件（考虑夏季放空时的日照管壁温升情况）确定，并应留有足够余量。

8.2.6 人孔的位置宜设在镇墩的上游侧，以便固定缆索、小车、吊笼等机具。人孔内设导流板，可减少水头损失。

8.3 地 下 埋 管

8.3.1 一般按强度计算混凝土衬砌用 C10 号就可以了，但为施工方便和易性好，以 C15 号为宜。

8.3.2 关于各种灌浆的必要性，目前有不同看法。

(1) 顶拱回填灌浆：平洞和倾角较缓的斜井，一致认为应灌浆。倾角较陡的斜井，有的认为混凝土可以浇满，不必灌浆；有的认为，由于局部超挖，坍塌可能出现反坡，很可能浇不满，仍应灌浆。上马岭斜井倾角 $32^{\circ}11'$ ，衬砌破裂后挖开，发现顶拱空洞长达 2m。一致认为竖井不必灌浆。

(2) 接触灌浆：有的认为，宁可增加施工缝隙计算值，避免灌浆工序。灌浆孔补强、封孔将引起应力集中或焊接裂纹，尤其对高强度钢，危害更大。洞内施工时多半有水，封孔焊接困难，若封堵不好，无异自留漏水孔道。灌浆还要拖长工期，破坏油漆。有的认为，接触灌浆对于截断渗水通道，改善混凝土质量大有好处。如不灌浆，隧洞漏水或水库渗水沿管外缝隙长驱直下，外水压力将严重威胁钢管的稳定。混凝土缺陷将严重影响钢管的受力条件。

(3) 基岩固结灌浆：有的认为，不灌最多是降低围岩抗力，计算时可以不计围岩抗力而提高允许应力，钢板厚度增大不多；有

的认为，固结灌浆对提高岩石的抗渗能力、减少抗力的不均匀性（从而减少管壁弯矩），减小围岩塑性变形（从而增加钢管抗外压稳定）有较大作用。放松施工要求而增加允许应力是不科学的。如果基岩很完整或灌不进，也可不灌。

十三陵抽水蓄能电站，钢管除上平段和1号、2号弯管段由于围岩较差、上覆岩体较薄，需要进行固结灌浆外，其他管段均不进行围岩固结灌浆。钢管全线不进行接触灌浆，而在钢管回填混凝土中适量掺加UEA膨胀剂，以尽量消除钢板与混凝土、混凝土与围岩之间的缝隙。

天荒坪抽水蓄能电站，对钢管和混凝土及围岩均进行了灌浆。

灌浆顺序为：钢管段回填灌浆→固结灌浆（帷幕灌浆）→接触灌浆。

回填灌浆：在顶拱 60° 或 120° 范围内灌浆，在混凝土衬砌达到70%设计强度以后进行，灌浆压力为 $0.2\sim 0.4\text{MPa}$ 。

固结灌浆：在回填灌浆结束7d和衬砌混凝土浇筑28d后进行，灌浆压力 3.4MPa 。

接触灌浆：在底部 60° 或 120° 范围内做，在混凝土浇筑60d后进行，灌浆压力 $0.2\sim 0.4\text{MPa}$ 。

8.3.3 止水环兼有防止钢管端部因长期水流冲击而翘曲的作用。

8.3.8 新增条文。国内外的工程实践证明，光面地下埋管外压失稳波及范围较大，会给工程带巨大损失，故光面地下埋管每隔 $20\sim 30\text{m}$ 设阻止管壁失稳扩展的加劲环。

8.4 坝内埋管

8.4.1 为了避免钢管安装与大坝混凝土浇筑的干扰，可以设置钢管槽，钢管可以在预留的钢管槽内一次组装，因此钢管槽要有一定的净空，以满足安装钢管及回填混凝土的要求。在回填钢管槽混凝土时要确保钢管槽两侧和底部混凝土结合良好。

通过几个工程的原型观测分析均发现钢管的温度应力在钢管应力中占有很大比例，在联合受力设计中又允许混凝土有部分开

裂，很难准确地计算出温度应力，而温度应力客观上又是存在的。石泉等工程曾因温度应力而在施工期出现裂缝，为了尽可能减少温度应力的影响，在施工过程中要求做好温控工作，并做好现场记录以便以后和原型观测资料作对比分析研究。

8.4.2 为减少施工期坝块收缩引起钢管局部应力，可在钢管跨越纵缝处设置简易伸缩节接头，当大坝冷却到一定温度时再进行纵缝灌浆（宜选在冬季气温较低时灌浆），待纵缝灌浆后再补焊钢管环向焊缝。图9为某工程简易伸缩节的实例。

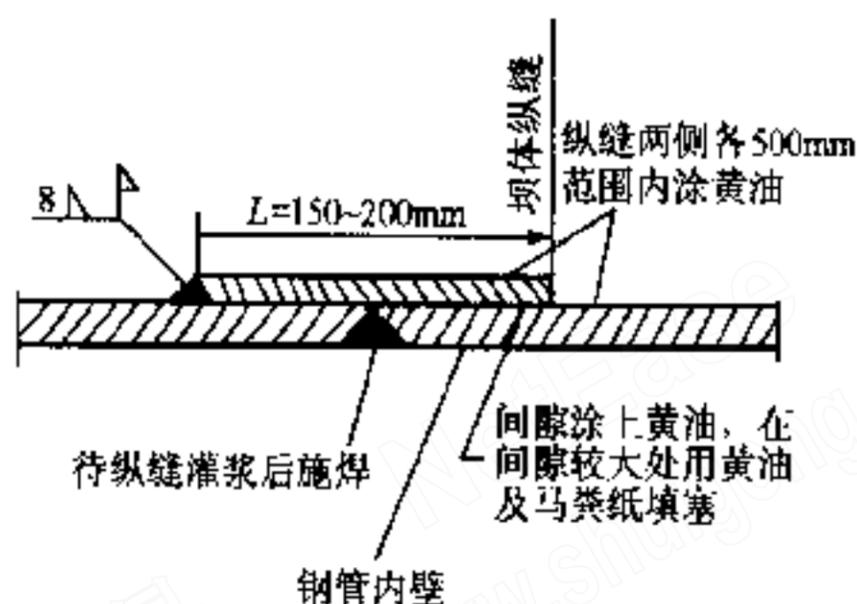


图9 简易伸缩节接头

8.4.3 为了确保钢管与混凝土的联合受力，在钢管与混凝土之间进行接触灌浆。灌浆压力不宜过大也不宜太小，小了灌浆效果不佳，过高则容易引起钢管道鼓包失稳。在实际施工过程中往往容易疏忽，有时将灌浆机出口压力误认为钢管道灌浆压力，而灌浆机又放在离灌浆管进口很高的高台上，有时压力差很多，从而造成钢管道失稳鼓包。参考工程实际采用值（见表32），取灌浆孔进口压力为0.2MPa。

表32 已建工程实际采用的灌浆压力值

工程	三门峡	盐锅峡	刘家峡	丹江口	石泉	三门峡（改建）	波尔	莫希罗克
灌浆压力 (MPa)	0.4	0.2	0.2	0.2	0.15	0.4（表压） 0.3（设计）	0.15	0.35

8.4.4 钢管与混凝土管连接处一般需要设置2~3圈止水环，其

作用为：

(1) 加强钢管管口刚度，防止管口卷曲变形，如某水电站的压力钢管与混凝土管连接处有错台，管口又未设止水环。充水运转后，造成管口卷曲破坏。

(2) 排除混凝土内的渗水，以减小钢管道外水压力，在止水环背后设置一圈排水管，将渗水引至廊道中，某工程布置实例见图 10。

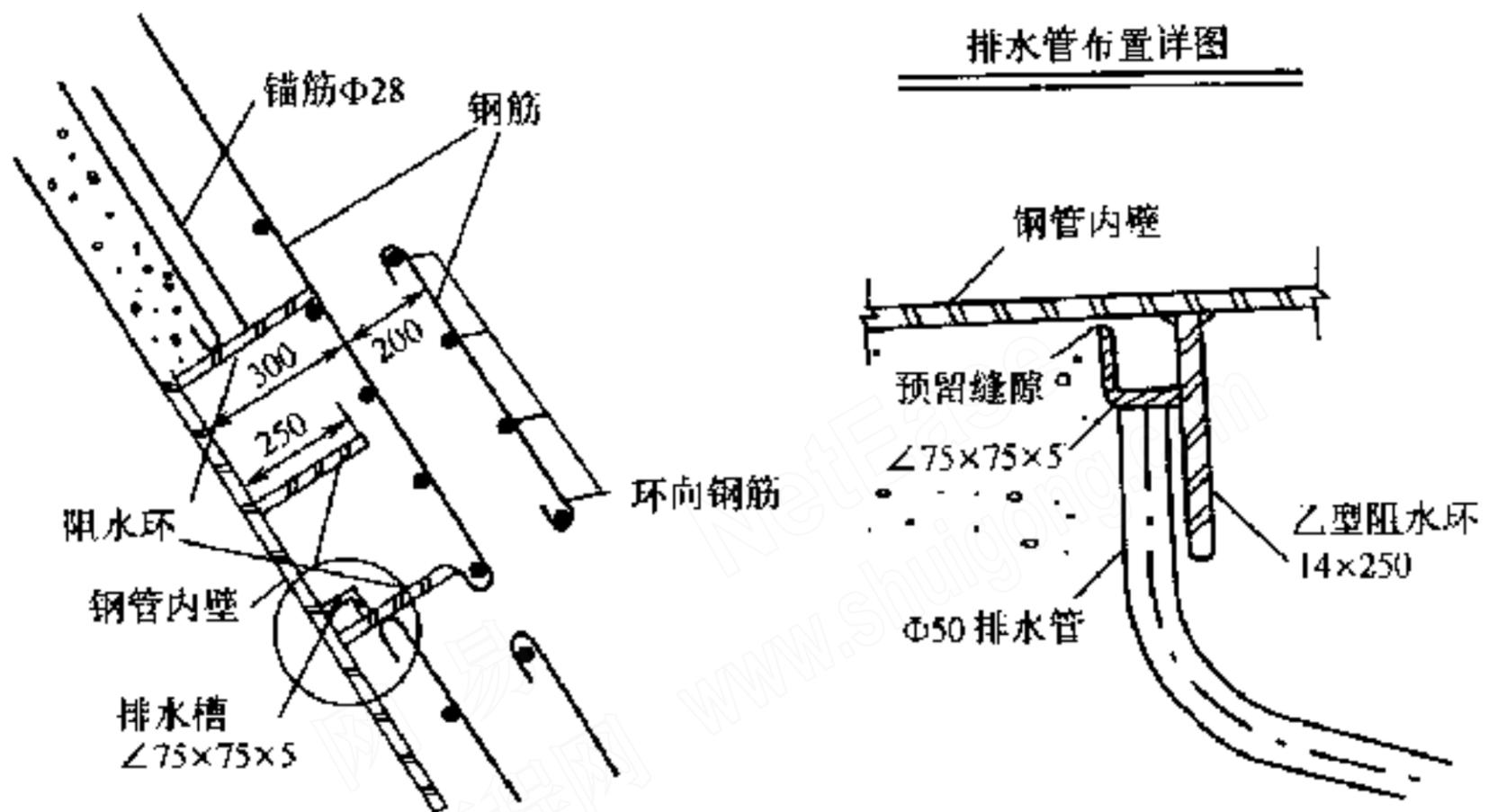


图 10 钢管止水环与混凝土管道接头

8.5 钢衬钢筋混凝土管

8.5.2 管道环向受力钢筋可采用Ⅱ级或Ⅲ级钢筋。当采用Ⅱ级钢筋时，可应用Ⅱ级钢筋的标准强度值，而不需降低至采用Ⅰ级钢筋的标准强度值。由于压力管道是一种专门结构，其设计安全系数高于一般钢筋混凝土结构，采用Ⅲ级钢筋的标准强度值后，管道中钢筋的设计应力值仍稍低于一般钢筋混凝土结构Ⅱ级钢筋的设计应力值。

钢衬与钢筋材料的屈服点宜相近，这对钢衬、钢筋应力的均匀性和控制混凝土裂缝宽度有利。

8.5.3 钢衬钢筋混凝土管道在正常运用条件下，一般会出现若干

径向裂缝，钢筋适当多布置于接近混凝土外表面，增加该部分混凝土的含筋率，对减小混凝土表面裂缝宽度、提高管道耐久性是有利的。

8.5.5 管道外包混凝土的厚度，应以满足钢筋布置和保证混凝土施工质量为准，混凝土厚度不宜过厚，过厚对限制裂缝宽度不利。

8.5.7 钢衬钢筋混凝土管的底部混凝土有可能出现裂缝，因此在坝体键槽内宜适当布置钢筋，以阻止裂缝向坝体内发展。

网易
NetEase
水利工程网
www.shuigong.com

9 水压试验

9.0.1 采用新钢种、新型结构时，可根据具体情况，研究是否应作水压试验。水压试验的目的是：

- (1) 以超载内压暴露结构缺陷，检查结构整体安全度；
- (2) 在缓慢加载条件下，缺陷尖端发生塑性变形，使缺陷尖端钝化，卸载后产生预压应力；
- (3) 焊接残余应力和不连续部位的峰值应力，水压试验加压时可能达到屈服，卸压后得以削减。

从断裂力学角度看，适当提高水压试验压力是有利的，但也不宜过大，防止应变时效带来的材料劣化或试验时发生破坏事故。

水压试验以前必须进行仔细的无损探伤。

目前声发射技术迅速发展。国外有些规范，已规定重要压力容器水压试验时，应作声发射监控。一旦出现缺陷扩张波纹讯号，立即停止试验，由声发射定位技术大致确定缺陷部位，在进行无损探伤检查并处理缺陷后，方可重新试验，直到达到预定的试验压力为止。考虑到我国目前尚未应用，关于声发射监控暂不作规定。

塑性变形需要发展的时间，缓慢加载有利于缺陷尖端塑性区发展。达到设计压力之后更需要分级稳压加载。由于岔管结构较复杂，稳压时间宜加长。

日本最新规范有关水压试验的条文规定“主承压部位，根据需要在工厂或现场进行水压试验”，该条文还阐述“现在由于使用钢材的品质提高或焊接、非破坏性检查技术的进步等因素而提高了可靠性，往往通过放射性透视试验或超声波探伤试验等的非破坏性检查来进行质量鉴定，一般情况下大多不进行水压试验”。但从我国目前情况来看，还不宜以射线检查、超声波检查来全面取代水压试验。当采用的钢材性能优良，低温韧性高，施工时能严

格按评定的焊接工艺施焊，焊缝 100% 无损探伤，并进行了热处理，并经上级主管部门批准，可以不作水压试验，因此对于明钢管不作硬性规定，在一般情况下，宜作水压试验。

关于岔管的水压试验，属于以下四种情况，即高水头、首次使用新钢种、新结构、高强度钢均应通过水压试验，检验结构承载能力、应力分布规律、焊接质量、新材料的性能。不属于以上四种情况，即一般的大中型岔管也应作水压试验。因为岔管受力情况复杂，钝角区应力集中突出，通过水压试验工作，不仅检验其安全可靠度，而且是作为消除焊接次应力的一种手段。到目前为止，国内大多数岔管都作了水压试验，并有较详细的资料。

9.0.4 影响水压试验精度主要是闷头，其次是试验临时支承条件，故应改善试验条件，使试验尽量符合实际工况。

评估钢管的安全度是以试验成果为基准的。试验成果应与实际运行状态观测资料对比，进行判断。

9.0.5 安全系数 2 和 2.9 两数是根据 6.1.1 明管膜应力区允许应力确定的。对 σ_s 安全系数为 $1/0.55=1.82$ ；对 σ_b 安全系数为 $1/(0.55 \times 0.70)=2.6$ ，但整体安全系数应大于个别点的安全系数，故取 2 和 2.9。

10 安全监测与运行检查

10.1 安全监测

原规范名称为原型观测，根据现行统一提法改为安全监测。

10.1.1 原规范 9.1.1 第二款中对 3 级钢管仅从电站装机容量一个指标来衡量是否应作安全监测欠全面，因而补充规定了对钢管管径 $D \geq 4\text{m}$ ，或作用水头 $H \geq 100\text{m}$ ，或 $HD \geq 400\text{m}^2$ 的 3 级钢管也应作安全监测的要求。

10.1.2 增加条文。主要对安全监测设计的原则作了规定，即通过安全监测可监视电站运行状况，预测预报异常情况和钢管安危状况，并作出分析和判断，对不安全因素提出解决措施，确保钢管运用安全，可以说安全监测第一手资料是电站运行的耳目，因而监测断面和监测点的设计必须有代表性和说明问题，还要与便于建立监测站和集中自动监测联系起来，统一综合考虑，并满足《压力钢管安全检测技术规程》(DL/T709-1999) 中检测内容的要求。条文中还对监测设备和仪埋元件，针对当前失效较普遍的现象，考虑到埋入钢管监测位置后不易更换的特点，除了要具有先进性外，重点强调了可靠性和耐久性的要求。

10.1.3 增加条文。主要对安全监测设计的内容作出规定。原规范中一些不属于设计范围的内容不再列入。考虑到规模或条件特殊的压力钢管可能存在的复杂性，对其监测内容应作专题研究，如压力钢管进行模型试验时，原型监测内容尚应与模型试验内容相(包括项目与断面)对应。

10.1.4 在原规范 9.1.2 条基础上，结合我国已建电站运行的实际情况，以及钢衬钢筋混凝土管的内容，对监测项目作了增补，即由 10 项增为 16 项，设计者可根据所设计工程的钢管规模、结构特点和地质条件等情况，有选择的确定监测项目。

10.1.5 增加条文。主要根据我国电站运行实际情况，强调在施

工期和运行期对安全监测设备和仪器埋设的保护，重要的安全监测设备损坏后，应及时补设或改设其他监测设备。同时为保证安全监测工作顺利进行，应设置必要的交通、爬梯、平台、照明等。

10.1.6 在原规范 9.1.3 条基础上作了简化。

10.2 运行检查

原规范名称为检查维修，现改为运行检查。

10.2.1 在原规范 9.2.1 条基础上作了修改，从目前的运行机构和管理体制，不一定由原设计单位向电厂提交运行管理使用说明书，也可由业主或电厂委托有资质单位编制，因此，条文不再明确提出，同时补充规定了说明书内容应根据 DL/T709—1999，并结合工程具体情况确定检查项目及检查周期。

10.2.2 在原规范 9.2.2 基础上，结合我国电站运行的实际情况和 DL/T709—1999 规程中对运行检查项目的要求，作了补充完善。由 7 项增为 10 项，如增加了钢管母材及焊缝裂纹的检测，钢管变形、管内异常响声检查等。

10.2.3 增加条文。根据 DL/T709—1999 的规定，对运行检查周期作了规定，即分为首检、中检和终检。首检一般在钢管运行后 5~10 年内进行，中检在首检后每隔 10~15 年进行一次，终检待钢管运行满 40 年，进行折旧期满安全检测，以确定是否继续使用和必须采取的加固措施。

10.2.4 在原规范 9.2.3 基础上，作了补充修改，即将“严重”期改为“特征”期，并补充了特征期的具体内容。

10.2.5 基本为原规范 9.2.4 的内容，但也有一种意见认为：设计规范不一定写入行政管理体制的内容。

10.2.6 基本为原规范 9.2.5 的内容，并增加了对检查维修设备应预先设计，并确保安全可靠的内容。这也是运行实践得来的经验教训，维修设备应有预先设计，还应由有资质厂家制造，有合格证明，确保设备安全可靠，并确保维修人员的安全。

附录 A 明管结构分析方法

A.1 荷载计算及结构分析

A.1.3 采用结构力学法计算，应符合下列规定：

钢管管壁，在两支座间的跨中部分为膜应力区，纵向按连续梁计算。在支承环、加劲环附近，考虑管壁与环的变形相容，计算局部应力。钢管自重引起的 $\sigma_0 = -r_s r \cos \alpha \cos \theta$ 属于二次微量，可以略去，未列入。

A.1.4 采用弹性力学法计算，应符合下列规定：

(1) 此法原系 20 世纪 30 年代，美国垦务局为波尔德洞内明管推导的一套方法。40 年代前苏联将它补充，列入前苏联水力发电厂的压力钢管规范 TY9—51。编制《水电站压力钢管设计规范》(SD144—85) 时，将它重新推导，作了改正、补充，简化了公式，本次修编未作修改。

(2) 计算原理：

平衡方程中，令弯矩、扭矩、径向剪力为零，环向剪力等于轴向剪力，可得膜应力解。用变位表示各力的平衡方程。解得 x 、 θ 、 r 三向的变位 u 、 v 、 w ：

$$u = \frac{\mu f''(x) \varphi(\theta)}{4Etkr} \quad (17)$$

$$v = \frac{(2 + \mu) f''(x) \varphi'(\theta)}{4Etkr} \quad (18)$$

$$w = f(x) \varphi(\theta) / E\sigma \quad (19)$$

$$f(x) = e^{-kx} (A_1 \cos kx + A_2 \sin kx) \quad (20)$$

$$f'(x) = df(x) / dkx \quad (21)$$

.....

随即可求出各项内力。此即边界效应解。

膜应力解与边界效应解之和为全解。

将各项负荷表示成傅里哀级数 $\sum_n^c \cos n\theta$ ，代入全解，可得相应内力。

(3) 在管端处，若水重校正值的弯矩大于 0.1 倍内水压力弯矩，应按弹性力学法计算。

(4) 部分充水时的应力分析目前还没有简捷可行的办法。因此未列入。

美国垦务局在 1940 年方法中没有计入跨中管壁环向的弯矩，不妥。美国垦务局在 1950 年文中不再提及部分充水应力。前苏联规范 TY9—51 中列入光滑管壁部分充水时的应力。日本闸门钢管技术规范（1978 年）对于较长的管道，假定管壁横断面上的剪应力分布，在部分充水和全充水时一样，呈正弦曲线形，这是不妥的。对于较短的管道，其计算原则尚不清楚，短管与长管的曲线也不连续。

由于计算的困难，上述各法均按水平管道计算，也未计入加劲环的作用，与实际工程有一定差距，但迄今还未了解到因充水而破坏的工程实例。

(5) 《水工建筑物抗震设计规范》(DL5073) 规定，钢管地震荷载按梯形分布，但计算较复杂，而地震荷载实际上也很不明确，所以按两端固结梁上作用有梯形与矩形分布荷载作比较后，近似按矩形采用 M_e 、 V_e 的值。

地震如在垂直方向，相当于自重增大，但增量不大（7~9 度地震，增大 1/40~1/10），而允许应力却增大很多，所以横向地震应力是控制条件。

A.2 支承环内力分析

A.2.1 支承环过去多做成侧支承形式，并取 $b/R=0.04$ 。此时，环内、外弯矩最小值相等，环本身比较经济。

若为洞内明管、深挖槽等布置形式，支点位置在管旁将加大土建工程量。可比较下支承形式，以支承环工程量换取土建工程量。

A. 2. 2 从管壁应力计算中可求得支承环荷载，用弹性力学和结构力学方法，即可解得环的内力。计算中支承环当作等截面圆环，支承反力当作一集中力，实际上支承处因截面扩大，内力峰值达不到计算值。

支承环上的荷载本应为环两侧壁剪力之和，见图 A. 1. 3-3 和图 A. 1. 3-4 的 V 值。接近伸缩节的第二个支座上，荷载约可达 $1.14Q\cos\alpha$ ，但历来都用 $Q\cos\alpha$ ，此处仍沿用之。

A. 3 管壁抗外压稳定分析

A. 3. 1 对于光面管，采用经典的勃莱斯公式。

A. 3. 2 对于加劲管，外压稳定分析包括加劲环稳定和管壁稳定两个方面。

(1) 加劲环的临界外压计算采用和光面管实质上相同的公式。

(2) 管壁的临界外压计算采用经典的米赛斯公式。

A. 4 加劲环抗外压强度及稳定分析

A. 4. 2 当管壁能够维持稳定时，作用在管壁上的外压 P_0 实际并未传到环上。传到环上的是壁与环变形不同而引起的力。但一般为安全计，还是将 $P_0 r l$ 全部作为环的荷载。

在没有圆度制作误差时，环是中心受压构件。在有圆度制作误差时，环是偏心受压构件。稳定系数 φ 值应作一系列试验确定，但目前未作试验，故引用《钢结构设计规范》(GBJ17—88) 表 3. 1 ~ 表 3. 9 中的值，这些表只列有 Q235 (A₃ 钢)、Q345 (16Mn) 和 15MnV 钢种的 φ 值。其他钢种只能参考使用。

环的失稳状态一般是两个波，如将环拉直视为柱，则：

$$\lambda = 1.82r \sqrt{\frac{F}{J}} = 1.159 \frac{\pi r}{2} \sqrt{\frac{F}{J}} \quad (22)$$

相当于计算长度 $1.159 \times \frac{\pi r}{2}$ 的两端铰支柱 (图 11)。考虑到环半径 R 稍大于管半径 r ，变形零点不太准确等因素，这一计算长度是

可以采用的。

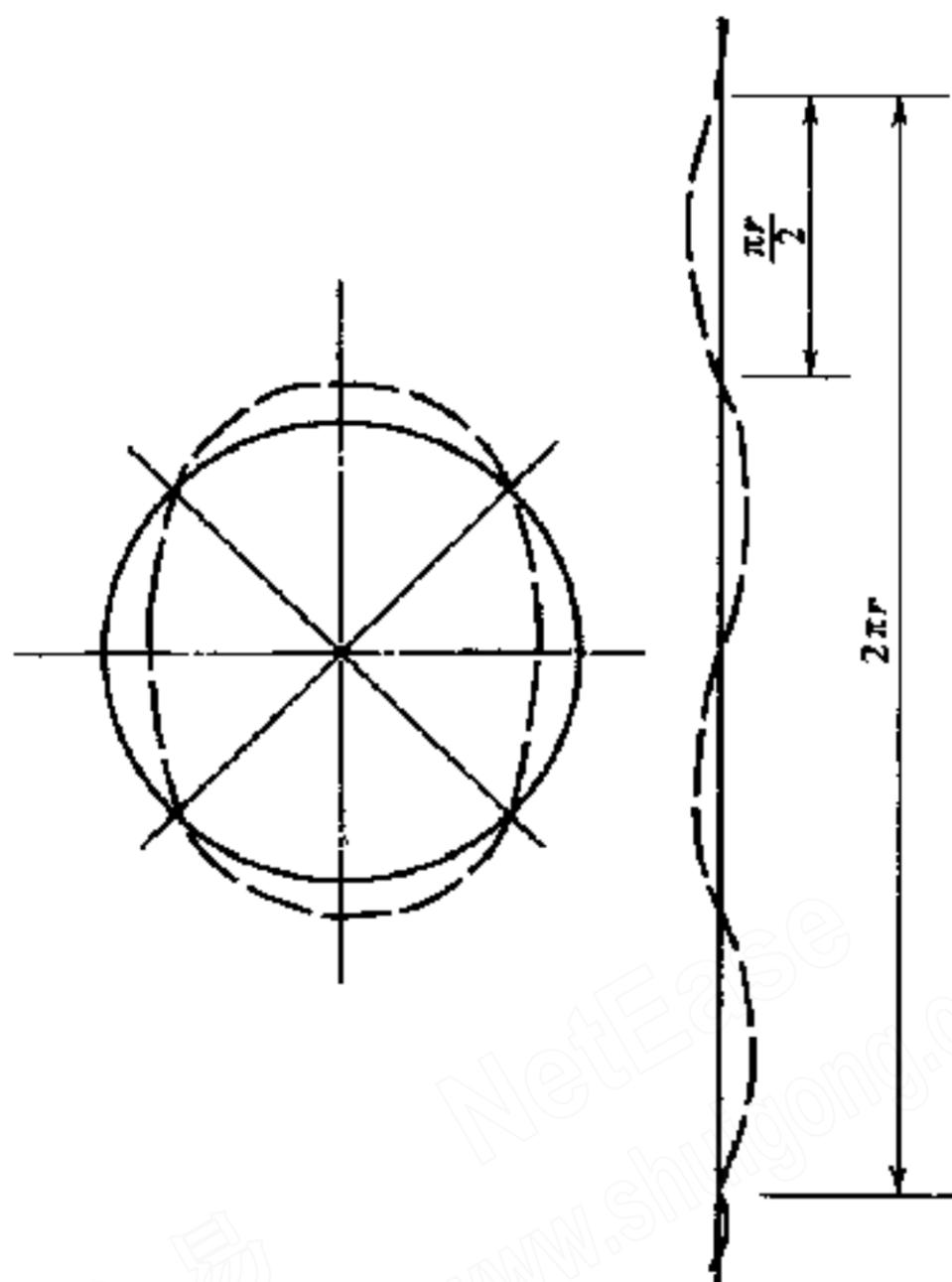


图 11 两端铰支柱的失稳状态

圆度制作误差可偏向管外，也可偏向管内。因此要按两种情况计算 W_1 和 φ_0 。

相对圆度 ϵ 的计算：

$$\begin{aligned}\epsilon &= \Delta D/D_0 = (D_{\text{大}} - D_{\text{小}})/D_0 \\ &= [(D_0 + 2\Delta R) - (D_0 - 2\Delta R)]/D_0 \\ &= 4\Delta R/D_0 = 2\Delta R/r\end{aligned}$$

式中 $D_{\text{大}}、D_{\text{小}}$ ——最大、最小两垂直钢管直径；

ΔR ——半径误差；

ϵ ——相对圆度。

因此，半径相对误差为相对圆度的一半。

加劲环和支承环旁的管壁，在承受外压时，严格的说应计算局部弯曲应力，但由于一般外压都小于内压，此项应力可不计算。

附录 B 地下埋管结构分析方法

B.1 钢管承受内压应力分析

B.1.1 縫隙 Δ 值的确定：

(1) 施工縫隙 Δ_0 。

表 33 记载了一些电站的 Δ_0 值以供参考。

表 33 已建电站的 Δ_0 取值

电 站	接缝灌浆和固结灌浆	Δ_0 (mm)	备 注
以礼河三级	已作	0.14	实测值
	未作	0.31	实测
以礼河四级	未作	0.4~0.42	实测后估算
	已作 (夏季灌浆)	钢管应力不变	实测
十三陵	1号、2号管已作	0.08~0.32 (总值)	实测
小浪底	已作	0.2	设计取值
天荒坪	已作		
二滩	已作	0.2	设计取值
罗斯蓝 拉巴蒂	已作	$0.17 \times 10^{-4} r_1 = 0.0255$	设计取值
加拿大		总值 $3 \times 10^{-4} r_1$	设计取值
挪威		0.2	设计取值

(2) 围岩冷缩縫隙 Δ_R 。

假定为定常热流，钢板、混凝土、岩石间接触处无温差，混凝土热膨胀系数与岩石相近，则混凝土及岩石破裂区冷缩縫隙 Δ_R 为：

$$\Delta_R = \frac{\alpha_d \Delta t_R}{\ln(r_5/r_2)} \left[r_4 \left(\ln \frac{r_3}{r_4} + 1 \right) - r_2 \left(\ln \frac{r_5}{r_2} + 1 \right) \right] \quad (23)$$

r_2 可取 r_1 代替，但 α_d 资料太少， r_4 、 r_5 难以确定。过去多估定 r_4 ，或根据开挖爆破情况确定 r_4 ，今近似取 $r_5 = 11r_2$ ，再根据岩

石情况估取 r_4 。坚硬完整基岩取 $r_4=r_3$ ，破碎软弱基岩取 $r_4=7r_1$ ，这只是为了计算的一种近似假定。在钢板厚度计算的公式中，没有考虑混凝土层和破碎岩层压缩的影响，二者不尽一致。

摘录一些岩石热膨胀系数 α_d ：

花岗岩 $4.08 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ $3.11 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$

砂岩 $5.0 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ $6.22 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$

石灰岩 $3.76 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$

大理石 $3.61 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ $5.62 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$

页岩 $5 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$

混凝土 $10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$

罗斯蓝 拉巴蒂电站采用和建议的 Δ_R ：

芬托里公式 $r_4=11r_2$ $\Delta_R=3.170\alpha_d\Delta t_R r_1$

劳福尔建议公式 $\Delta_R=0.5\Delta_s$

(3) 钢管与混凝土衬砌及围岩之间的缝隙值 Δ 取值。

欧洲趋势： $\Delta=(0.15-0.4) \times 10^{-3}r_1$ ；

弗列依史斯特建议： $\Delta=3 \times 10^{-4}r_1$ ；

日本： $\Delta=4 \times 10^{-4}r_1$ ；

本规范： $\Delta=(3 \sim 5.5) \times 10^{-4}r_1$ ；

通常： $\Delta=(3.5 \sim 4.3) \times 10^{-4}r_1$ (包括 Δ_0 、 Δ_s 、 Δ_R)；

十三陵抽水蓄能电站： $\Delta=(1.87 \sim 2.53) \times 10^{-4}r_1$ 。

B. 1. 2 钢管承受内压应力计算。

(1) 环向正应力 σ_θ 计算公式是我国常用的。它根据平衡条件和钢板、岩石变形相容条件导出。 k_0 一般根据工程对比和少量试验估出，比较粗略，所以不必再考虑混凝土和岩石破裂圈的压缩。

轴向应力 $\sigma_x=\mu\sigma_\theta+\alpha E\Delta t_x/(1+\mu)$ 。一般为拉力，且不大，故不必计算。

(2) 壁厚的其他计算方法，以前有的工程还用一些补充限制，因其不妥，所以本规范没有纳入。

除前述壁厚公式计算外，另外加有限制条件：钢管至少要承担 30% 内压。这样，就是地质条件再好，也不许使用防渗钢衬、波

纹钢衬，更谈不上预应力混凝土衬砌和不衬砌了。

除前述求壁厚公式计算外，另外加有限制条件：钢管单独承受内压，应力不超过 $0.9\sigma_s$ 。见我国《水工隧洞设计规范》(SD134)。

$$t = \frac{Pr_1}{0.9\sigma_s} = 0.741 \frac{Pr_1}{[\sigma]} = (1 - 0.259) \frac{Pr_1}{[\sigma]} \quad (24)$$

$$[\sigma] = \frac{2\sigma_s}{3}$$

等于限制岩石分担率不超过 0.259，这是不妥的。

(3) 因地下埋管属于平面应变问题，故将原规范公式中的弹性模量 E 改为平面应变问题的弹性模量 E' 。

B.1.3 覆盖岩层厚度要求。

(1) H_d 与 r_3 关系：将围岩当作一厚壁圆筒，当 $H_d = 6r_3$ ，内壁径向变位 V 与无限厚圆筒的径向变位 V_∞ 之比，已不到 1.05，见表 34。

表 34 内壁径向变径与无限厚圆筒径向变位之比

H_d/r_3	2	4	6	∞
V/V_∞	1.200	1.067	1.033	1

(2) H_d 与 q 的关系：

根据“上抬理论”确定。从表面形式看，就是使上覆盖岩层的自重能压住内水的上抬力。进一步再研究岩石应力，岩石应力包括初始应力（未挖洞前的应力加成洞的影响）、温度应力和内水压力引起的应力，温度应力因温差未知，暂不考虑。当管道水平时，岩石初始应力（拉为+）：

$$\sigma_{\theta 1} = \gamma_d H_d \left[- (1 + N)(1 + r_3^2/r_1^2) + (1 + 3r_3^4/r_1^4)(1 - N)\cos 2\theta \right] / 2 \quad (25)$$

内水压力的应力 $\sigma_{\theta 2}$ 按厚壁圆筒计算（其值大于实际半无限体中的应力），取 $q = \gamma_d H_d$ ，则

$$\sigma_{\theta 2} = (36r_3^2/r_1^2 + 1)\gamma_d H_d / 35 \quad (26)$$

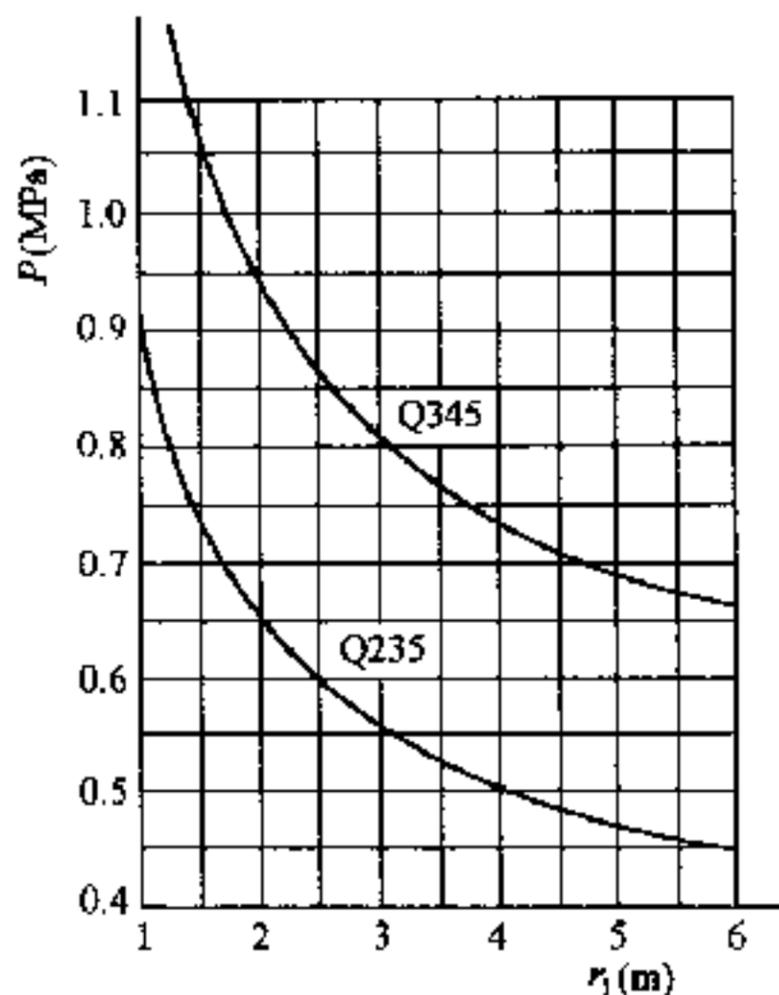


图 12 $P-r_1$ 关系曲线

在式 (26) 中，圆筒外径取 $6r_3$ ，内径取 r_3 ， N 为侧压力系数， σ_{θ_3} 以 $\theta=0$ 处最大。此处，当 $N \geq 0.7$ ， $-\sigma_{\theta_1} \leq \sigma_{\theta_2}$ ，即岩石初始压应力等于或大于内压拉应力，总应力为压力。当 $N=1$ ，大体上 $-\sigma_{\theta_1} \geq 2\sigma_{\theta_2}$ ，岩石初始压应力已接近或大于 2 倍内压拉应力。在工程实践中，实测侧压力系数在 1.0 左右，所以过去常用的“上抬理论”可以继续使用。也只有在岩石不开裂条件下， H_d 与 r_3 关系的讨论才有意义。

若 H_d 不满足要求，可令 $q = \gamma_d H_d \cos \alpha$ ，加厚管壁来满足覆盖厚度要求。若管壁厚度已加到按明管设计的厚度才能满足覆盖厚度的要求，那就没有必要再按埋管计算壁厚，而采用按明管计算的壁厚。

也有的工程考虑顶部三角形的平衡条件 (图 13)。将“上抬理论”修改为式 (27)：

$$q \leq \gamma_d H_d \left(\cos \alpha + \frac{N \sin^2 \alpha}{\cos \alpha} \right) \quad (27)$$

式中 N ——侧压力系数。

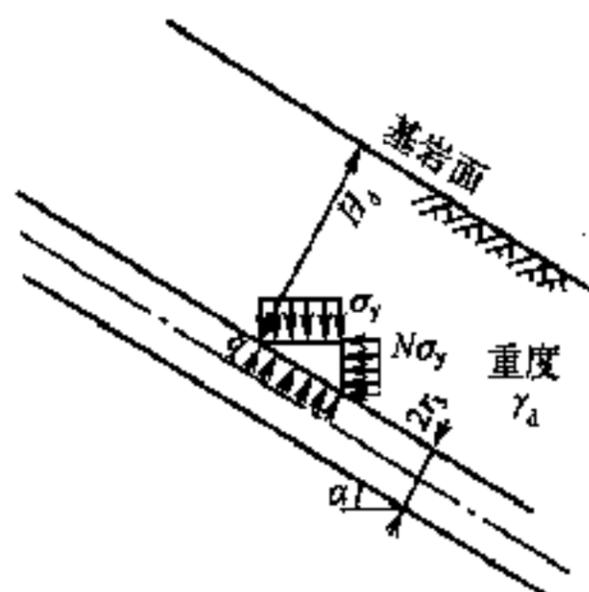


图 13 钢管上覆盖层计算图

实际工程中也有采用较小厚度的，如 Handeck I 和 Innertkirchen 电站， H_d/q 分别为 0.28 和 0.22。

澳大利亚塔斯曼尼亚的雪山工程作不衬砌引水隧洞条件之一是：上覆岩层厚度超过 1 倍内压，水平岩层厚度超过 2 倍内压。

加拿大经验：在岩石不很透水，山体比较厚实（上覆岩层厚度大于 0.6 倍内压，水平岩层厚度大于 1.5 倍内压）的条件下，采取适当的工程措施（灌浆、排水），可用钢筋混凝土衬砌。靠近厂房段用钢衬。

挪威经验：不衬砌隧洞承受的内压最大达 558m。近厂房数十至数百米采用钢板或钢筋混凝土衬砌。岩石坚硬完整，上覆盖岩层厚度应满足：

$$\gamma_d H_d \cos \alpha > KH \quad (28)$$

式中 γ_d ——岩石容重；

H_d ——上覆盖岩层厚度，沿铅直方向量取；

α ——洞线倾角， $\alpha \leq 60^\circ$ 时式 (28) 有效；

H ——内水压力；

K ——安全系数，隧洞 1.5~1.6。

压力水道还应用有限元法分析岩石应力。

(3) 竖井覆盖层厚度要求尚无成熟的计算方法，下面列出几种初步设想，供参考。

第一种，截取竖井高度 h 段来考虑（图 14）。设该段岩层水平

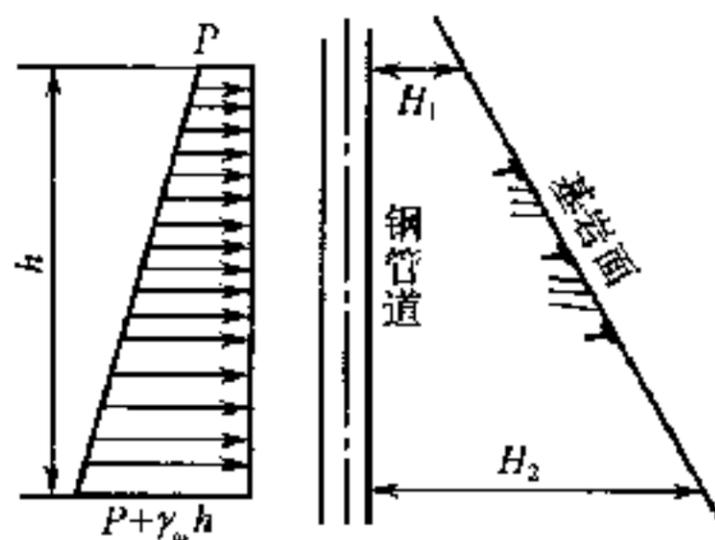


图 14 竖井覆盖层厚度计算图

覆盖厚度分别为 H_1 、 H_2 ，水压力分别为 P 、 $P + \gamma_w H_d$ ，根据稳定平衡条件得：

$$\frac{1}{2} (2P + \gamma_w h) h \leq \frac{1}{2} (H_1 + H_2) h \gamma_d f \frac{2P + h\gamma_w}{H_1 + H_2} \leq \gamma_d f \quad (29)$$

式中 γ_d ——围岩重度；

γ_w ——水的重度；

P ——水压力；

f ——围岩的摩擦系数。

第二种，将围岩视为松散体，若竖井水压力小于或等于围岩产生的被动压力，围岩稳定（图 15）。

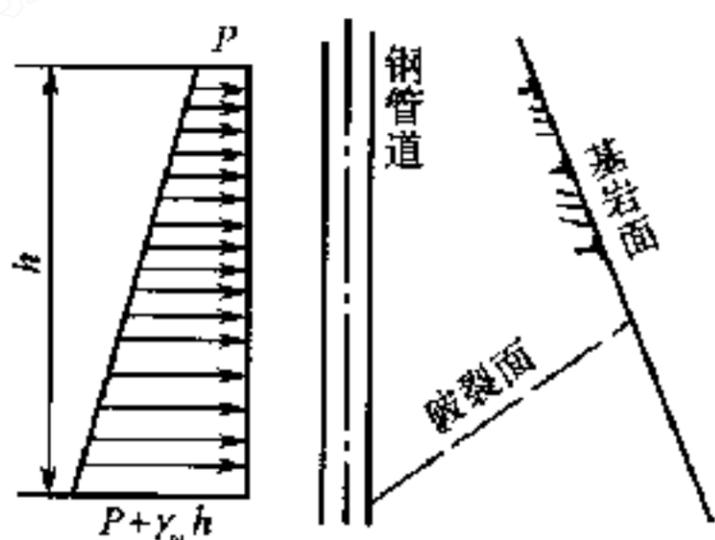


图 15 竖井覆盖层厚度计算图

第三种，将围岩视为均匀弹性圆筒，外径 r_5 ，要求围岩侧压力与允许拉应力 $[\sigma_R]$ 之和大于温度应力与内压应力之和。

围岩温度应力与内压应力的和：

$$\sigma_{\theta} = \frac{\alpha_d M_d \Delta t_R C}{2(1 - \mu_d) \ln(r_5/r_2)} + qAB \quad (30)$$

$$C = \frac{2 \ln(r_5/r_4)}{1 - (r_4/r_5)^2} - 1 \quad (31)$$

$$B = \frac{m^2 + 1}{m^2 - 1} \quad (32)$$

$$A = \frac{m^2 + n^2}{nB(m^2 - n^2)} \quad (33)$$

$$A_{\min} = 3.330/Bm \text{ (当 } n = 0.4859m \text{)} \quad (34)$$

$$m = r_5/r_3, n = r_4/r_3$$

式中 α_d ——围岩线膨胀系数；

M_d ——围岩变形模量；

Δt_R ——岩石起始温度与最低温度之差；

μ_d ——围岩泊松比；

r_3 ——混凝土衬砌外半径；

r_4 ——围岩破裂区外半径；

r_5 ——围岩热影响区外半径。

C 、 B 、 A_{\min} 已列入表 35 和图 16。当 r_3 处应力超过限值，则岩石开裂，应力逐渐下降，至 $r_4 = 0.4859r_5$ ，内压应力达最小值。 r_4 如继续增大，内压应力将逐渐上升。因此，如在 A_{\min} 处 σ_{θ} 仍大

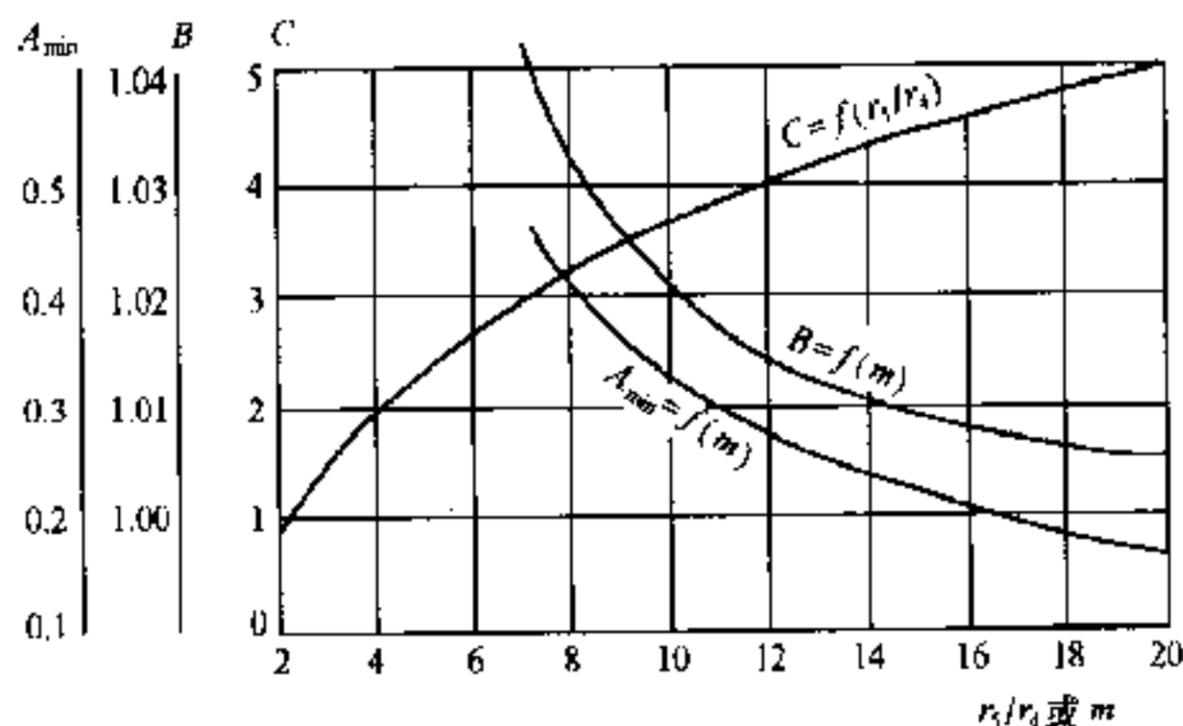


图 16 C、B、 A_{\min} 关系图

于侧压力与 $[\sigma_R]$ 之和，则应增大 H_d 或加厚钢板以减小 q 。

表 35 C、B、 A_{min} 系数

	r_5/r_4 或 m										
	20	18	16	14	12	10	8	7	6	4	2
C	5.006	4.799	4.567	4.305	4.005	3.652	3.225		2.686	1.957	0.8484
B	1.005		1.0078	1.0103	1.014	1.020	1.032	1.042			
A_{min}	0.1657		0.2065	0.2355	0.2737	0.3264	0.4035	0.4567			

B.2 抗外压稳定分析

B.2.1 光面管的临界外压。

光面埋管临界外压的计算公式很多，常用的有伏汉公式、包罗特公式、阿姆斯图兹公式和孟泰尔公式等。伏汉公式、包罗特公式、阿姆斯图兹公式可称为“理论”公式，孟泰尔公式为“半经验”公式。伏汉公式和包罗特公式是在管壁对称屈曲假定的前提下导出的。由于假定的屈曲波数较多，故求出的临界压力 P_{cr} 较高，见表 36。阿姆斯图兹公式则是在非对称屈曲的假定下导出的，因屈曲波数较少，求出的 P_{cr} 较低，当 $r_1/t=300$ 时，不足伏汉公式、包罗特公式计算结果的 30%。

(1) 经验公式：影响埋藏式钢管外压稳定的因素很多。在诸影响因素中，只有 r_1 和 t 是可以精确预知的。其他如外压力的分布、初始缝隙的大小和分布、钢衬的圆度和局部缺陷等等，有些在公式中无法反映，有些则无法精确预知。加之各理论公式都是在一定的假定条件下得出的，其计算结果不可能精确地反映错综复杂的实际情况。且理论公式需经试算求解，应用不够方便，为此，本规范给出了一个经验公式，初步计算埋藏式钢管临界的外压。

本规范的经验公式是根据 38 个模型试验资料用回归分析的方法建立的，这些资料是不同的国家、不同的试验者在不同的时期得出的，但却具有很好的相关性（相关系数为 0.977），这就为

建立一个较可靠的经验公式提供了基础。

表 36 临界外压计算公式的对比

公 式	$P_{cr}(\text{MPa})$ σ_s	r_1/t					
		50	100	150	200	250	300
伏汉公式	$\sigma_s=240$	3.650	1.540	0.898	0.607	0.467	0.367
	$\sigma_s=340$	4.870	2.010	1.160	0.773	0.587	0.455
包罗特公式	$\sigma_s=240$	3.650	1.540	0.898	0.607	0.467	0.367
	$\sigma_s=340$	4.870	2.010	1.160	0.773	0.587	0.455
阿姆斯图兹公式	$\sigma_s=240$	3.030	0.950	0.449	0.255	0.161	0.109
	$\sigma_s=340$	3.760	1.140	0.528	0.295	0.184	0.123
孟泰尔公式	$\sigma_s=240$	3.000	1.130	0.599	0.379	0.264	0.196
		(2.080)	(0.531)	(0.226)	(0.121)	(0.073)	(0.048)
	$\sigma_s=340$	4.670	1.600	0.849	0.537	0.374	0.277
		(2.950)	(0.752)	(0.321)	(0.171)	(0.104)	(0.068)
经验公式	$\sigma_s=240$	3.110	0.959	0.481	0.295	0.202	0.148
	$\sigma_s=340$	3.400	1.050	0.525	0.322	0.220	0.162

注：1. 计算时取泊松比 $\mu=0.3$ ，缝隙 $\Delta=2.5 \times 10^{-4} r_1$ 。

2. 孟泰尔公式计算中，括号外相应于径向偏差 $U=0$ ，括号内相应于 $U=1 \times 10^{-2} r_1$ 。

表 37、表 38 列出 11 个实际工程失稳的资料供参考。

根据分析，在诸影响因素中， r_1/t 值对临界外压 P_{cr} 影响最大。缝隙的实用范围一般为 $(3 \times 10^{-4} \sim 5 \times 10^{-4}) r_1$ ，在这个范围内， P_{cr} 的变化并不十分显著，且 Δ 的取值带有很大的任意性，故经验公式只包括 r_1/t 和 σ_s 两个参变量，未包括 Δ 。由于经验公式所依据的试验资料客观上包含 Δ 等影响钢管外压稳定的各种随机因素，因此它在一定程度上也综合地反映了各种因素的影响。

(2) 国内外实际工程的埋藏式钢管失稳破坏和模型试验失稳破坏的实例说明，阿姆斯图兹假定的屈曲波形是比较符合实际的，与伏汉公式和包罗特公式相比，阿姆斯图兹公式的计算结果也比较接近模型试验值。故本规范仍采用阿姆斯图兹公式作为主要计

算公式。

表 37 国内水电站地下埋管失稳情况

工 程	r_1 (mm)	t (mm)	r_1/t	P_{cr} (MPa)	钢材	失 稳 情 况
绿水河 3 号平洞	1200	18	66.7	1.3	Q345	外水压屈曲，底部有缺陷，砂浆未满
以礼河三级 1 号斜井	1150	12	95.83	1.2	Q235	灌浆（钢板有空响）时屈曲，压力曾达 1.2MPa
泉水下平洞	1200	6	200	0.7	Q235	外水压力屈曲。顶上有小河（鬼坑水）高出 70m
泉水下弯头	1200	8	150	0.21~ 0.26	Q245	灌浆前测外水压力，堵塞灌浆孔，致使屈曲
下苇甸	2600	16	162.5	0.7	Q235	岔管前连接段，近腰梁。固结灌浆，邻孔串浆，操作人员将邻孔堵塞，致使屈曲
云南响水电站	2150	16~26	134.4~ 82.7	0.45~ 1.12	Q235、 Q345	运行一年后，进入钢管检查，发现钢管大范围破坏，钢管从底部向上突起，从下半圈脱离外包混凝土后向上凸起，严重变形，横断面变形呈凸状、双峰状、半台阶状多种形态

表 38 国外水电站地下埋管失稳情况

工 程	失稳原因	r_1/t	P_{cr} (MPa)	备 注
Shira	灌浆时意外超压	104	0.19	原作者疑 P_{cr} 偏小
Whatshan	估计地下水压力 一期灌浆	129	0.45	表中失稳，图中不失稳 图中失稳，表中不失稳
		124	0.55	
Nilo Pecanha	一、二期灌浆	213	0.21	
		214	0.37	
Kemamo	二期灌浆	111	2.16	原作者疑 P_{cr} 偏大

注：资料来自《水利水电译丛》1964 年 6 期。

阿姆斯图兹在 1950 年、1953 年和 1969 年先后提出过三种公式，而以最后提出的公式较完备，故本规范采用 1969 年公式。在该公式中，采用 σ_s^* 代替 σ_s' ：

$$\sigma_s' = \sigma_s / \left[(1 - \mu + \mu^2) \frac{1}{2} \right]$$

$$\sigma_s^* = \nu \sigma_s'$$

$$\nu = 1.5 - \beta$$

$$\beta = 0.5 / (1 + 0.002E' / \sigma_s)^2$$

采用 ν 的原意是想用纯弯曲全断面屈服应力图形来代替边缘应力刚达到屈服的三角形应力图形。然而，屈服时管壁处于偏心受压状态，不能采用 σ_s 。

根据阿姆斯图兹公式（1969 年） $\nu=1$ 和 $\nu=1.5-\beta$ 计算所得成果列于图 17 和图 18 及本规范附录 B. 2. 1。并举例列出 $\sigma_N/\sigma_{s0} \sim r_1/t$ 、 $P_{cr} \sim \sigma_s$ 、 $P_1/P_2 \sim r_1/t$ 关系曲线。可见，当 σ_s 或 r_1/t 较大， $P_1 < P_2$ ，当 σ_s 较大，随 σ_s 上升， P_{cr} 反而下降。这说明采用 $\nu > 1$ 未必合理，说明阿姆斯图兹公式对高强钢的适用性有待论证，因此本规范附录 B 仅列入 $\sigma_s \leq 420\text{MPa}$ ， $\nu=1$ 的图表。

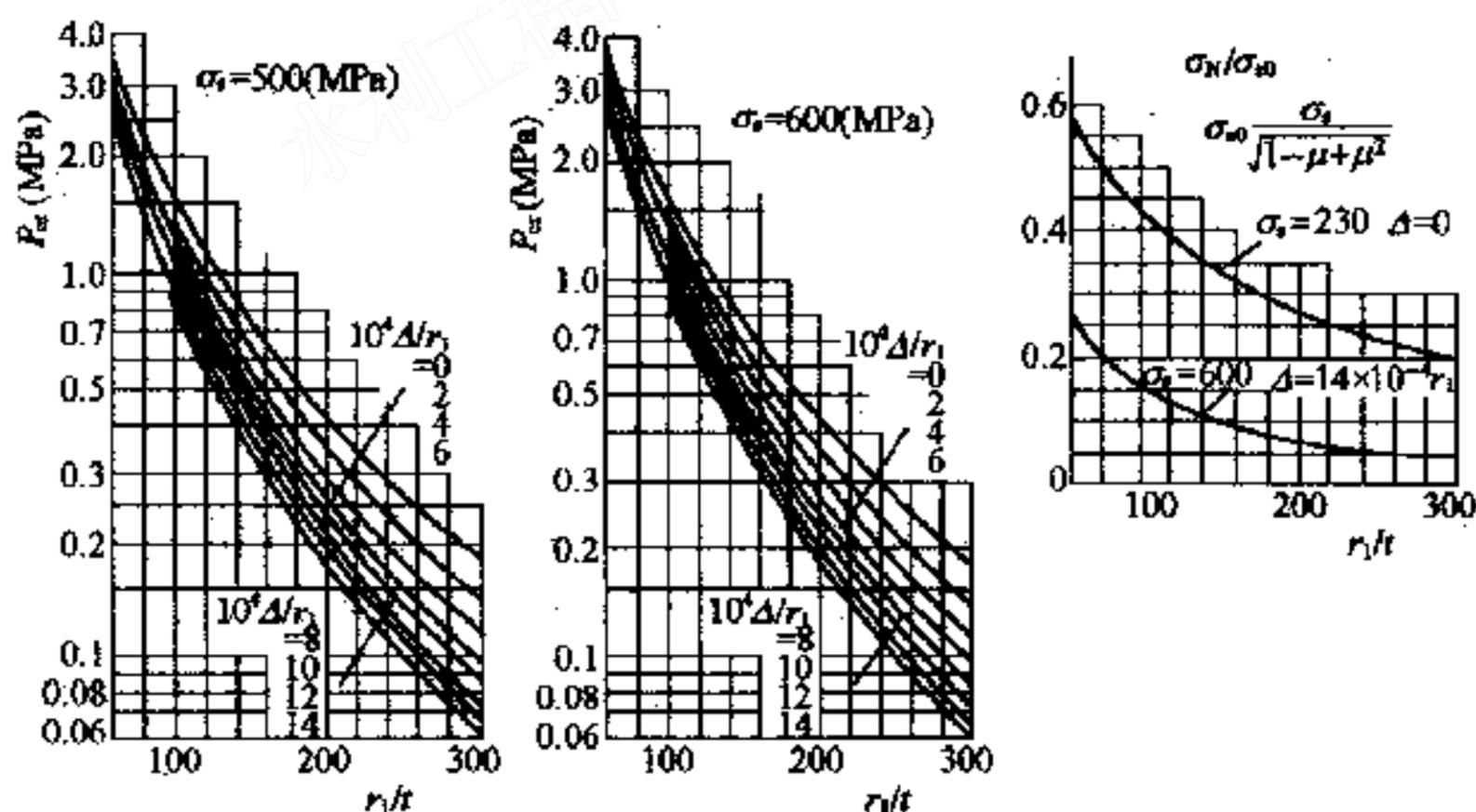


图 17 埋管临界外压力曲线阿姆斯图兹公式（1969， $\nu=1$ ）

根据美国土木工程师协会编著的《压力钢管设计手册》中，阿

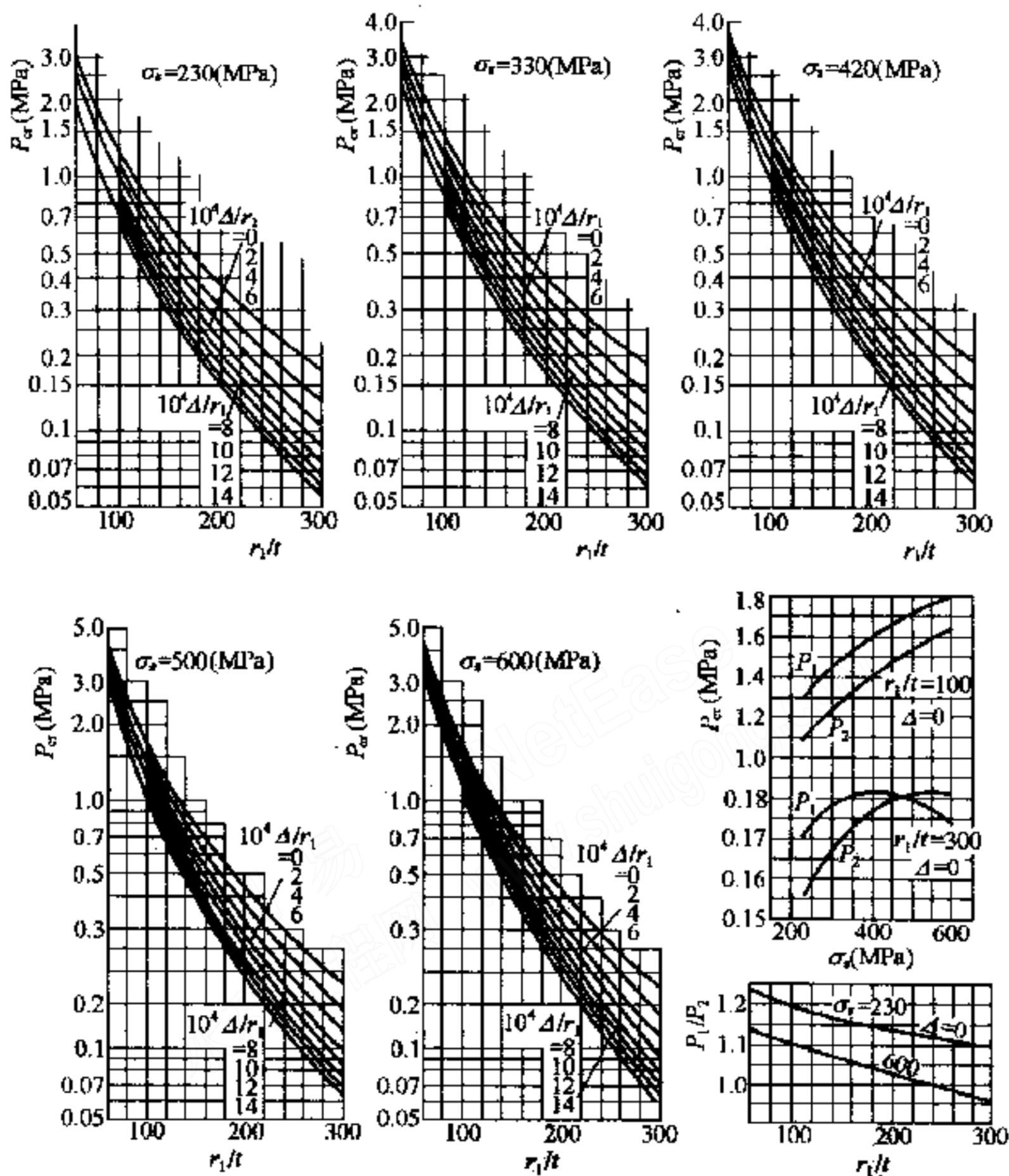


图 18 埋管临界外压力曲线阿姆斯图兹公式 (1969, $\nu = 1.5 \sim \beta$)

姆斯图兹公式有一定的适用范围，对非常小的缝隙值和相当厚的钢衬而言，在临界外压作用下，钢管的环向应力趋近于材料的屈服强度时，必须加以注意。因为当钢管中的环向应力从低应力状态趋向于屈服强度时，应变与应力成正比，它们之间是线性的，弹性模量 E 具有恒定性。然而，随着应力逐渐增大趋近于屈服强度时，应变与应力不再保持其线性关系，应变的增加快于应力的增加。直到应力达到屈服强度，应变增加而应力不再增加，这时 E 就

会减小。在阿姆斯图兹公式中，假定 E 值是常数，只有环向应力 $\sigma_N < 0.8\sigma_s$ 时，结果才正确。

日本规范中明确了阿姆斯图兹公式适用范围为 $r_1/t > 35$ 。

(3) 美国设计手册推荐雅各布森法，雅各布森法没有以上条件的限制。

雅各布森法可借助计算机通过求解三个联立的非线性方程组而得到结果。雅各布森法求得的结果大约比阿姆斯图兹法的结果小 20%，然而，在应用中不须考虑限制条件。下面介绍雅各布森公式，供参考。

雅各布森公式 (Jacoben) 求解临界压力。设三个未知数为 α 、 β 、 P_{cr} ，联立方程组为：

$$r_1/t =$$

$$\sqrt{\frac{[(9\pi^2/4\beta^2) - 1][\pi - \alpha + \beta(\sin\alpha/\sin\beta)^2]}{12(\sin\alpha/\sin\beta)^3\{\alpha - (\pi\Delta/r_1) - \beta\sin\alpha/\sin\beta[1 + \text{tg}^2(\alpha - \beta)/4]\}}}$$
(35)

$$P_{cr}/E' = \frac{(9/4)(\pi/\beta)^2 - 1}{12(r_1/t)^3(\sin\alpha/\sin\beta)^3}$$
(36)

$$\sigma_s/E' = (t/2r_1)[1 - (\sin\beta/\sin\alpha)] + (P_{cr}r_1\sin\alpha/E't\sin\beta) \times \left[1 + \frac{4\beta r_1 \sin\alpha \text{tg}(\alpha - \beta)}{\pi t \sin\beta}\right]$$
(37)

式中 α ——压屈波对于圆筒壳体中心所对应的半角 (弧度)；

β ——新的平均半径通过压屈波的半波所包的半角 (弧度)；

P_{cr} ——临界外压力 (N/mm²)；

Δ/r_1 ——缝隙比， Δ 为钢管和混凝土之间的缝隙；

r_1 ——钢管内半径 (mm)；

σ_s ——钢管材料屈服点 (N/mm²)；

t ——钢管管壁的厚度 (mm)；

E' ——钢管的折算弹性模量， $E' = E / (1 - \mu^2)$ (N/mm²)；

μ ——钢材的泊松比。

图 19 和图 20 为根据雅各布森公式绘制的曲线，钢管材料的屈服强度分别为 267MPa 和 352MPa。

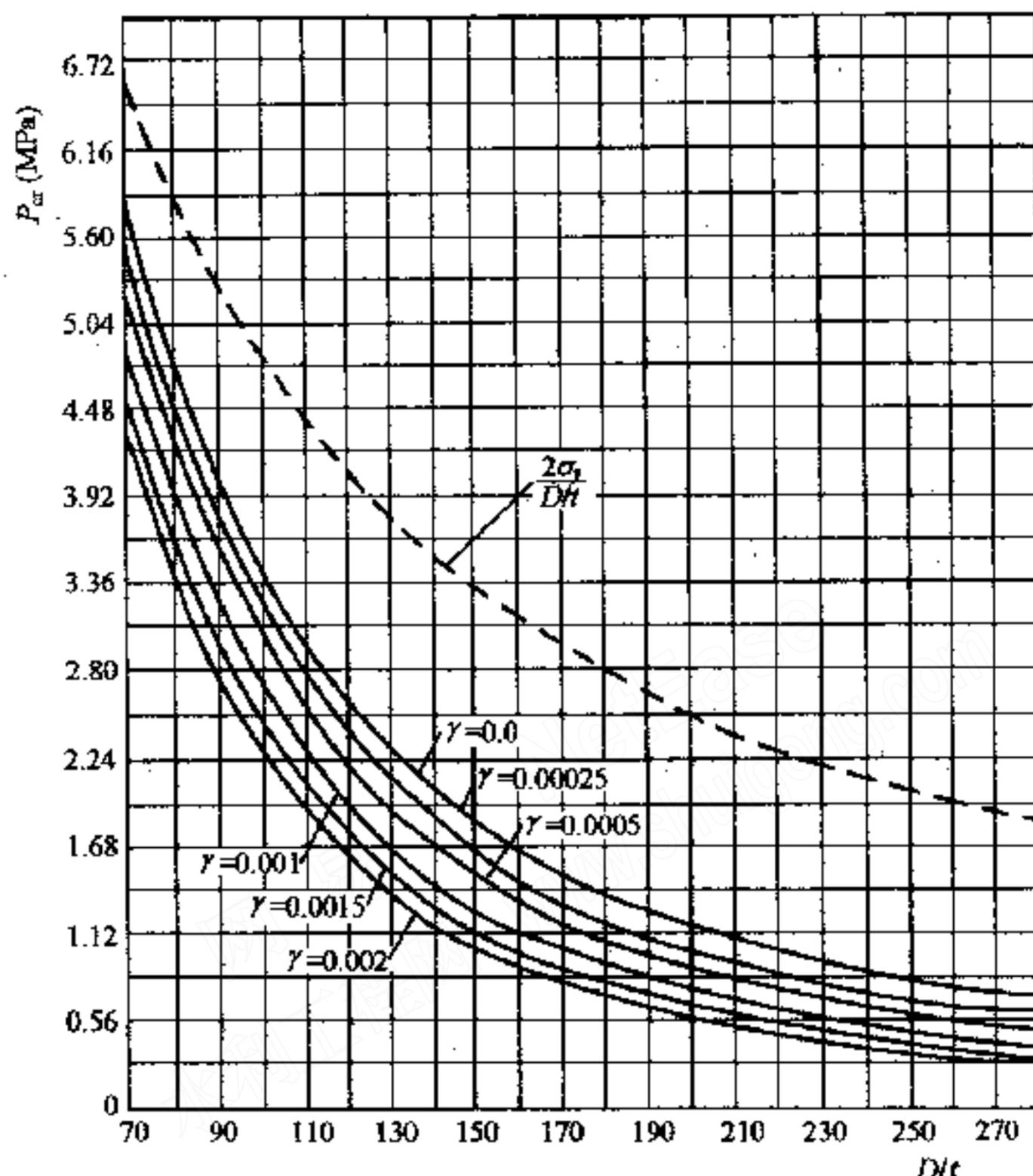


图 19 光面管的雅各布森曲线 (屈服强度 $\sigma=267\text{MPa}$)

(4) 岩石塑性变形 Δ_p :

围岩受力可类似岩石压板试验，画出岩石压力变形图，见图 21。最后的变形线相当于岩石弹性模量 E_d 和抗力系数 $K_1 = E_d (1 + \mu_d)$ 。总变形则相当于变形模量 M_d 和 $K = M_d / (1 + \mu_d)$ 。塑性变形 Δ_p :

$$\begin{aligned} \Delta_p &= \text{总变形} - \text{弹性变形} \\ &= q/K - q/K_1 \\ &= \frac{q}{k} (1 - M_d/E_d) \end{aligned}$$

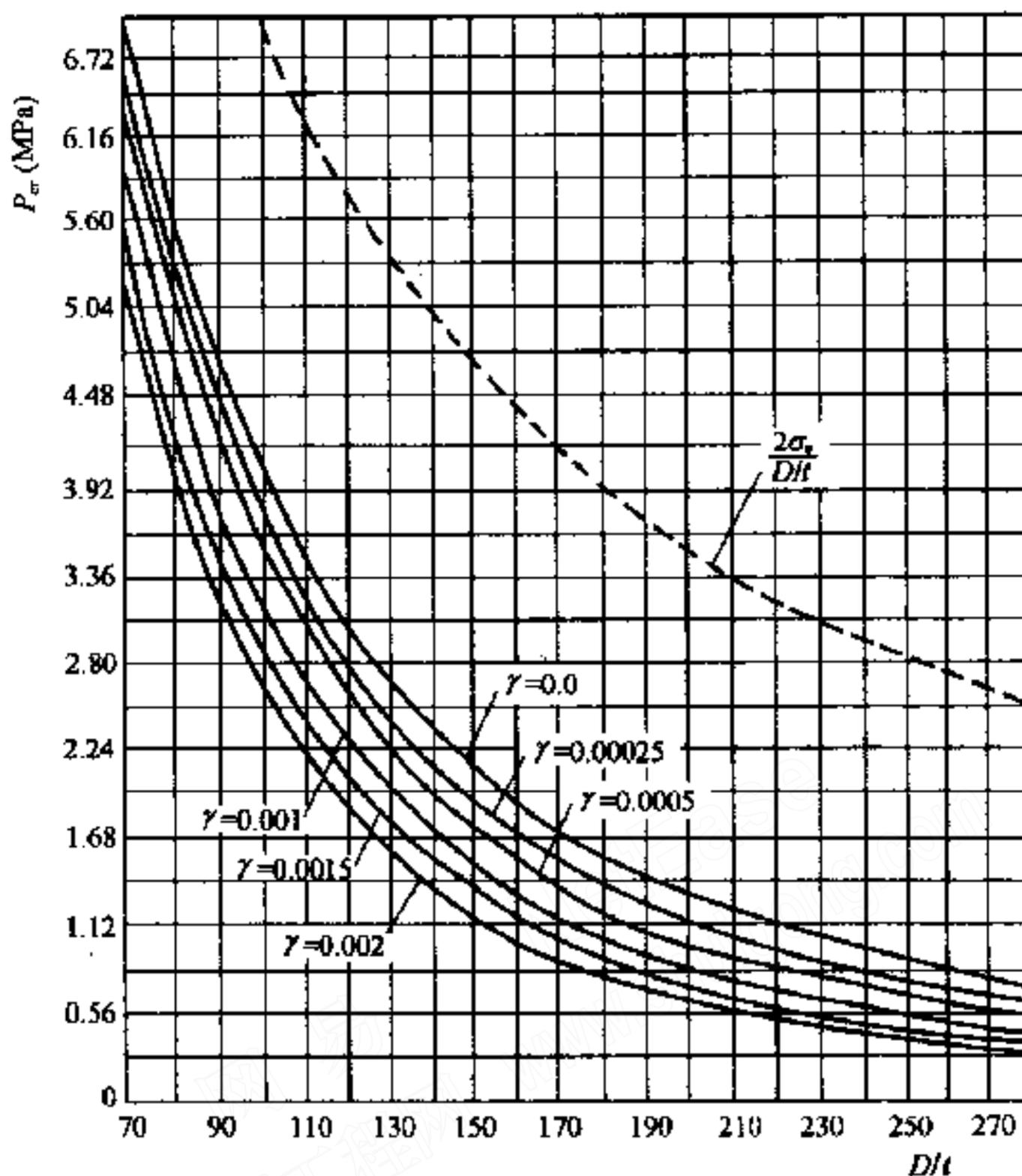


图 20 光面管的雅各布森曲线 (屈服强度 $\sigma = 352\text{MPa}$)

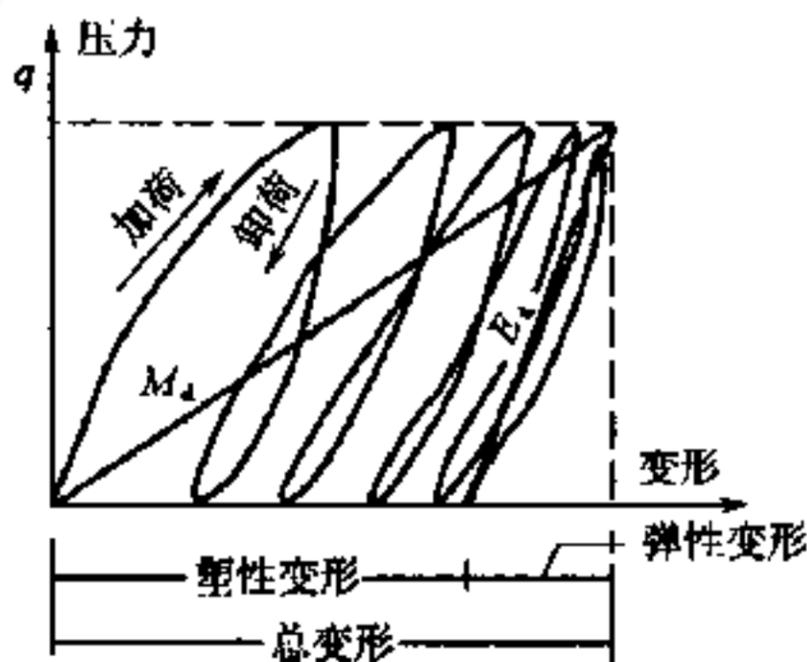


图 21 岩石压力变形图

在本规范附录 B.2.1 的阿姆斯图兹公式中，原规范的缝隙值 Δ 包括围岩塑性压缩缝隙 Δ_p 。 Δ_p 值难以确定。埋管的内压应力分

析对缝隙比外压稳定分析更敏感。原规范在地下埋管的内压应力分析中未考虑 Δ_p ，为了与内压分析保持一致，在外压稳定分析也不再考虑 Δ_p 的影响。

B. 2. 2 加劲环式钢管。

加劲环式钢管的外压稳定分析包括加劲环间管壁的稳定分析和加劲环的稳定分析两个方面。

1 加劲环间管壁的稳定：

加劲环式钢管的管壁失稳时，屈曲波数一般较多，波幅较小，管壁与混凝土之间存在一定的初始缝隙，对管壁变形的约束作用不大，故加劲环式埋管的管壁临界外压仍采用明管的米赛斯公式计算，安全系数略予降低。日本和美国垦务局钢管设计规范和阿姆斯特兹等人都推荐采用米赛斯公式。我国过去设计加劲环式埋管时也采用此公式。

下面介绍两种近年来国内对此研究的成果，供参考。

(1) 20 世纪 90 年代华北水利水电学院刘东常教授提出了半解析有限元法。半解析有限元法沿周向采用解析法，沿轴向采用离散的有限元法，把结构划分为圆柱壳单元和圆柱板单元，单元间由结圆相连接。

半解析有限元法沿周向采用解析法，沿轴向采用离散的有限元法。

结构的刚度方程为：

$$[K_E] + q[K_G^*]\{\Delta\} = \{P\}$$

$$[K_E] = \sum^e [K_E]^e$$

$$[K_G^*] = \sum^e (q^e/q)[K_G^*]^e$$

式中 $[K_E]$ 、 $[K_G^*]$ ——由刚度集成法得到的结构弹性刚度矩阵和结构当量几何刚度矩阵；

e ——单元编号；

$\{\Delta\}$ 、 $\{P\}$ ——结构位移向量和结点力向量；

q ——结构承受的外压力。

如果总刚度矩阵（ $[K_E] + q[K_G^*]$ ）的行列式等于零，得到结构稳定性分析的特征方程：

$$|[K_E] + q[K_G^*]| = 0$$

即

$$|[A] - \lambda [I]| = 0$$

其中

$$[A] = -[K_E]^{-1}[K_G^*]$$

$$\lambda = 1/q$$

求得最大的特征根 λ_{\max} ， $q_{\min} = 1/\lambda_{\max}$ 就是要求的最小失稳荷载，即临界外压。

当管壳较长，加劲环间距较大时，此法与米赛斯公式结果基本一致。而对于短壳，半解析有限元法结果比米赛斯公式结果大一些，约大 10%~15% 左右。

(2) 赖华金、范崇仁建议公式

$$P_a = E' \frac{t}{r_1} \frac{\frac{1 - \mu \lambda^2}{2}}{(\eta^2 - 1) \left(\frac{1 - \mu \lambda^2}{2} + \eta^2 \right)}$$

$$+ \frac{E'}{12} \left(\frac{t}{r_1} \right)^3 \left[\eta^2 - 1 + \frac{t}{3} \lambda^2 + \frac{16\lambda^4 + \frac{2}{3}\lambda^2}{\eta^2 - 1} \right]$$

$$E' = \frac{E}{1 - \mu^2}$$

$$\lambda = \pi r_1 / l$$

P_a 随 η 变化而变化， P_a 对 η 取极限时即得 P_{α} 。

此公式推导过程中除了应用弹性理论的基本假定外，还作了如下假定：①在外压作用下，管壁局部凹陷形成了 3 个半波；②刚性环在管轴向不允许转动，即靠环的管壁沿纵向不转动；③沿纵向的位移为零，即 $\mu=0$ ；④刚性环为绝对刚性，即刚性环无径向位移。

此公式的结果与他们所做的试验结果比较一致，且偏于安全。但在实际工程中由于一些原因未能得到推广。

2 加劲环的稳定分析：

(1) 阿姆斯图兹取管壁等效翼缘宽度 B 为：求 J_R, i, e 用 $30t$ ；求 F 用环距 l ，其值很大，且前后用法不一。 P_{cr} 值常很大，甚至远大于强度条件，故不可信。如改用 $B = 1.56 \sqrt{r_1 t} + a$ ， P_{cr} 又太小，有时远小于同尺寸明管加劲环的 P_{cr} ，故也不可用。环屈曲时波数较少，所以岩石和混凝土的帮助应较大。参照美国垦务局的规定，以强度条件控制。

加劲环设计荷载取加劲环间距 l 内的全部外压力，加劲环的截面积和管壁有效翼缘面积之和为：

$$F = \frac{P_{cr} l r_1}{\sigma_s}$$

即
$$P_{cr} = \frac{\sigma_s F}{r_1 l}$$

以此来选定 F ，从而定出加劲环断面。

美国设计手册中推荐在外压设计时，建议采用加劲环的截面积应为占包括有效翼缘在内的加劲环的组合面积的 50% 左右。

(2) 加劲环的临界外压也可采用美国设计手册中推荐的雅各布森公式。

设三个未知数为 α, β, P_{cr} ，作用在加劲环上的临界外压方程组为：

$$r_1 / \sqrt{12J/F} =$$

$$\sqrt{\frac{(9\pi^2/4\beta^2 - 1)[\pi - \alpha + \beta(\sin\alpha/\sin\beta)^2]}{12(\sin\alpha/\sin\beta)^3 \{ \alpha - \pi\Delta/r_1 - \beta\sin\alpha/\sin\beta [1 + \text{tg}^2(\alpha - \beta)/4] \}}}$$

$$(P_{cr}/EF) \sqrt{12J/F} = \frac{(9\pi^2/4\beta^2 - 1)}{r_1^3 \sin^3\alpha / [(J/F) \sqrt{12J/F} \sin^3\beta]}$$

$$\sigma_s/E = \frac{e \sqrt{12J/F}}{r_1 \sqrt{12J/F}} \left(1 - \frac{\sin\beta}{\sin\alpha} \right) + \frac{P_{cr} \sqrt{12J/F} r_1 \sin\alpha}{EF \sqrt{12J/F} \sin\beta}$$

$$\times \left[1 + \frac{8\beta e r_1 \sin\alpha \text{tg}(\alpha - \beta)}{\pi \sqrt{12J/F} \sqrt{12J/F} \sin\beta} \right]$$

式中 α ——压屈波对于圆筒壳体中心所对的半角（弧度）；

- β ——新的平均半径通过压屈波的半波所包的半角(弧度)；
- P_{cr} ——临界径向压力 (N/mm^2)；
- J ——加劲环及管壁有效部分的惯性矩 (mm^4)；
- F ——加劲环和加劲环之间管壁的截面积 (mm^2)；
- e ——从加劲环的中和轴到加劲环外缘的距离 (mm)；
- r_1 ——到环形加劲环中和轴的半径 (mm)；
- σ_s ——钢管和加劲环材料的屈服强度 (N/mm^2)；
- E ——钢管和加劲环材料的弹性模量 (N/mm^2)；
- Δ/r_1 ——缝隙比，即缝隙/钢管内半径。

3 加劲环旁的管壁在承受内、外压时，严格的说应计算局部弯曲应力。但过去实际经验表明，此项应力一般不会控制，故本附录未列入该计算情况。

附录 C 坝内埋管结构分析方法

C.1 钢管、钢筋与混凝土联合承受内压的应力分析

C.1.1 计算中将钢管和混凝土均作为各向同性均质弹性体，按平面变形的轴对称多层圆筒求解。钢筋按截面积相等原则折算为连续的圆筒。混凝土徐变特性在徐变缝隙 Δ_3 中考虑。

又假定钢管与混凝土间存在均匀缝隙，混凝土可能有径向裂缝。

视混凝土裂缝发展情况，分为三种情况来计算。

(1) 混凝土未开裂时。混凝土未开裂时，钢筋与混凝土变形相同，钢筋应力即为混凝土应力乘以两者弹模之比。此时混凝土应力较小，钢筋与混凝土截面之比又很小，故钢筋分担内水压比例很小，计算中忽略钢筋作用，仅按钢管与混凝土双层圆筒求解。

(2) 混凝土存在未贯穿的径向裂缝时。混凝土裂缝未贯穿时，按钢管、混凝土第一开裂区（即混凝土保护层）、钢筋、混凝土第二开裂区和混凝土完整区五层圆筒来计算。开裂区混凝土不承受环向拉力，仅传递径向压力；完整区混凝土能承受一定拉应力，但不能超过混凝土允许拉应力；混凝土保护层很薄，为简化计算，忽略混凝土第一开裂区的压缩变形。

当结构布置和材料一定时，随着相对裂缝深度 ψ 增大，承载能力先是增加，继而下降，有一极大值。裂缝深度超过此值时就会贯穿。根据相应于 ψ_c 值时的最大承载能力作出正文的图 C.1.1-3，用以判断混凝土是否分担内水压力。

(3) 混凝土径向裂缝贯穿时。这时不考虑混凝土的作用，钢筋仍参与承载。公式中也忽略了混凝土保护层的压缩变形。

C.1.2 混凝土允许拉应力 $[\sigma]_t$ 。混凝土允许拉应力是控制混凝土裂缝深度的重要参数。目前工程设计中有两种意见。一种意见认为工程原型观测成果都反映出温度应力是造成混凝土裂缝的主要

因素，而目前计算公式中仅考虑了内水压力荷载，而未计及温度应力和坝体应力对混凝土裂缝的影响，因此混凝土允许拉应力应取较大的安全系数；其次，混凝土允许拉应力值不仅影响裂缝大小，还直接影响内水压力的分配，涉及强度安全问题，因此建议取 2.0 以上的安全系数。另一种意见认为既然是判断混凝土是否开裂及裂缝深度的问题，用混凝土抗裂安全系数就可以了。由于此问题还涉及钢管道周围混凝土配筋计算问题，不属于本规范的范围，因此在此不作具体规定，可由设计者视具体情况而定。

C.1.3 缝隙值是坝内埋管承受内压和外压计算中的重要参数之一，但至今无统一计算方法，工程中采用的相对缝隙值 Δ/r_0 在 $0 \sim 7 \times 10^{-4}$ 之间。本附录提供一个计算公式供初步设计时用。

(1) 钢管冷缩缝隙 Δ_1 。根据钢管外测缝计实测资料分析，应按平面变形状态计算，故式中应有 $(1+\mu)$ 项。

最低水温一般以 4°C 计，但北方水库冬天进水口埋深不大时，曾测得有低达 2°C 的。南方水库是否高于 4°C ，应根据实际情况具体分析而定，但应慎重。

最高计算温度一般取为接触灌浆或浇筑混凝土时（若不进行接触灌浆时）的钢管温度。做接触灌浆时，初步设计时可取预计灌浆月份的月平均气温。

根据一些工程统计，若以 10 月至次年 4 月作为灌浆期，一般计算温差在 $10 \sim 20^\circ\text{C}$ ，这与多数著者建议值也接近（表 39）。

(2) 施工缝隙 Δ_2 。在不进行接触灌浆时，施工缝隙难于预测。尤其是水平段底部，工程中曾出现几毫米的空隙，个别甚至达几十厘米的空隙，因此应进行接触灌浆，这对减少钢管冷缩缝隙和弯曲应力也有利。

接触灌浆时如用一般水泥灌浆，缝隙宽度小于 0.2mm 即难以灌入，因此建议取 $\Delta_2 = 0.2\text{mm}$ 。

(3) 混凝土徐变缝隙 Δ_3 。影响混凝土徐变的因素很多，难以精确计算，缝隙值计算本身就不精确，混凝土徐变缝隙又不是最主要的因素，因此可用一个简单的近似公式计算。

表 39 计算冷缩缝隙温差建议值

工 程	设计单位或设计者	采用温差 Δt (°C)	备 注
安 康	水电三局设计院	12	
白 山	东北勘测设计院	12	
盐水沟	昆明设计院	14	
渔子溪	水电六局设计院	15	
石 泉	水电十五局设计院	15	
黄龙滩	三三〇设计院	18	
泉水 (复核)	广东设计院	15+10	15°C 为水化热温差
小 江	昆明设计院	28	不灌浆
《日本钢管规范》		0~20	
罗斯兰拉巴蒂	R. 卡尔捷	10	
《水电站钢管道》	克林格尔	15	
木 曾	东正久	20	
黑 四	神月隆一	15+15	15°C 为水化热温差
安 县	幡磨政太郎	30~40	

采用欧洲混凝土委员会计算徐变的方法,考虑了相对湿度、加荷龄期、荷载持续时间、构件厚度、混凝土配合比等因素。根据几个工程实际采用的混凝土配合比,求出徐变变形与弹性变形之比约为 0.7。再求平面变形条件下,不同壁厚比的厚壁圆筒在均匀内压下内壁径向弹性变形的平均值,约等于 $1.4Pr_0/E_c$ (相当于厚壁圆筒内外半径之比为 1/3)。两者相乘后即得出徐变缝隙的计算公式。

(4) 混凝土干缩缝隙。根据工程实测资料,坝内钢管周围混凝土湿度变化很小,有的在充水后甚至膨胀,因此不必考虑混凝土干缩缝隙。

(5) 混凝土冷缩缝隙。混凝土冷缩对缝隙的影响,可分为三种情况来讨论:

当混凝土没有开裂时，冷缩只会使缝隙减小。

当混凝土径向裂缝已贯穿时，混凝土变形只受钢筋的约束。若以钢筋为相对不动点；只有保护层混凝土的冷缩才使缝隙加大，但由于该层厚度很薄，变形很小，可忽略不计。

当混凝土厚壁圆筒有未贯穿的径向裂缝，以完整区混凝土为不动点时，开裂区混凝土的冷缩才引起缝隙的加大。但考虑到实际上开裂区混凝土裂缝条数往往较少，环向有约束；混凝土内部温降滞后于钢管；外侧完整区混凝土及内侧钢筋会有向里的变形抵消掉部分混凝土冷缩缝隙。从一些工程实测资料也看不出混凝土冷缩的明显影响，计算又困难，故初步计算中可忽略。

按本规范建议公式计算结果示于表 40。缝隙值在 0.5~1.7mm，相对缝隙值在 $2.2 \times 10^{-4} \sim 4.8 \times 10^{-4}$ ，都在一般推荐范围内。由表 40 也可看出，缝隙主要是钢管冷缩引起的。

表 40 钢管与混凝土间缝隙值计算结果

计算温差 Δt (°C)	10				20			
内压力 P (MPa)	0.5		1.5		0.5		1.5	
混凝土弹模 E_c (10^4 MPa)	2.3	2.8	2.3	2.8	2.3	2.8	2.3	2.8
钢管半径 R_0 (mm)	2000							
Δ_1 (mm)	0.312				0.624			
Δ_2 (mm)	0.2							
Δ_3 (mm)	0.043	0.036	0.130	0.107	0.043	0.036	0.130	0.107
Δ (mm)	0.555	0.548	0.642	0.619	0.867	0.860	0.954	0.931
Δ/R_0 (10^{-4})	2.78	2.74	3.21	3.10	4.34	4.30	4.77	4.66
钢管半径 R_0 (mm)	4000							
Δ_1 (mm)	0.624				1.248			
Δ_2 (mm)	0.2							
Δ_3 (mm)	0.087	0.071	0.261	0.214	0.087	0.071	0.261	0.214
Δ (mm)	0.911	0.895	1.085	1.078	1.535	1.519	1.709	1.662
Δ/R_0 (10^{-4})	2.28	2.34	2.71	2.60	3.84	3.80	4.27	4.16

(6) 钢管缝隙值是随时间变化的，钢管冷缩缝隙每年周期性变化，混凝土徐变缝隙则随加荷龄期、持续时间而变化。因此不能只取一个缝隙值来计算。从偏安全角度出发，计算混凝土裂缝深度、混凝土和钢筋应力时应采用最小缝隙值，而计算钢管应力时用最大缝隙值。由于混凝土开裂后不可能再粘合，计算钢管应力时应用最小缝隙时计算的混凝土裂缝深度。

C.2 抗外压稳定分析

C.2.1 C.2.1 条没有给出锚筋钢管的计算公式，在这里给出以供参考。

(1) 若埋藏式光面钢管抗外压稳定不足，用锚筋加劲比用加劲环加劲省钢材，且便于浇筑混凝土。但锚筋与钢管焊点很多，影响钢管质量。

锚筋管的分析包括管壁临界外压计算和锚筋截面设计两个方面。

锚筋管管壁的稳定分析是一个十分复杂的空间问题。已有的阿姆斯图兹公式和杜巴斯公式没有考虑锚筋沿管轴向分布的不连续性，因此计算结果比模型试验值偏大较多(表 41)，故不宜采用。下面的经验公式，计算结果与模型试验值较为一致，可作为初步计算管壁临界外压之用。但因未经实际工程广泛使用，暂不列入正文。

管壁的临界外压 P_{cr} 经验公式：

$$P_{cr} = 138\sigma_s^{0.4} n^{0.54} \left(\frac{t}{r_0} \right)^{1.8} \left(1 + \frac{nl}{2\pi r_0} \right)^{-0.43} \quad (38)$$

式中 n ——管周的锚筋数；

l ——管轴向锚筋排距。

式 (38) 适用于 $8 \leq n \leq 64$ 和 $0.5 \leq \frac{nl}{2\pi r_0} \leq 6$ 。

(2) 锚筋设计是锚筋管壁抗外压设计的重要组成部分。为了充分发挥管壁抗外压的能力，必须确保锚筋在临界外压作用下不

发生破坏和过大变形。但以往无论在理论分析和模型试验方面都做得很少，锚筋的设计多凭经验，有时按其分担的管壁面积上全部外水压设计锚筋截面则过于保守，甚至有时大得无法实现。

表 41 临界外压试验与计算值对比

序号	试验者	$\frac{r_0}{t}$	环向锚筋数 n	锚筋纵距 l (mm)	锚筋纵横距比 $\frac{nl}{2\pi r_0}$	试验值	P_{cr} (10^{-1} MPa)					
							阿姆斯图兹公式		杜巴斯公式		经验公式	
							P_{cr}	误差 (%)	P_{cr}	误差 (%)	P_{cr}	误差 (%)
1	刘家峡	200.0	32	130	1.324	5.2	8.8	69.0	6.12	18.0	5.7	9.6
2	刘家峡	111.1	32	600	6.112	10.8	23.0	113.0	15.7	45.0	10.2	5.5
3	刘家峡	111.1	16	400	2.037	9.8	19.2	95.9	11.9	21.0	9.4	3.7
4	刘家峡	350.0	32	240	1.164	2.1	3.0	42.9	2.5	19.0	2.2	4.8
5	刘家峡	350.0	64	240	2.328	3.5	4.0	14.3	3.3	5.7	2.8	20.0
6	刘家峡	350.0	32	120	0.582	3.4	4.0	17.7	4.35	27.9	3.4	0
7	乌江渡	232.1	50	514	3.916	3.7	7.9	113.6	5.75	56.0	4.2	13.5
8	阿姆斯图兹	144.4	24	152	1.215	10.0	17.8	78.0	12.5	25.0	10.7	7.0
9	阿姆斯图兹	89.0	12	152	0.606	21.0	33.8	61.0	21.0	0	19.1	8.8

注：1. 计算取初始缝隙 $\Delta = 1.7 \times 10^{-4} r_0$ 。

2. σ_c 除序号 8、9 为 400MPa、420MPa 外，其余为 240MPa。

3. 锚筋布置形式，序号 1、2、3 为矩形，其余为梅花形。

此处给出两个计算锚筋截面的公式。

第一个公式：

$$f = \frac{\left[\frac{P_0 r_0}{E' t} + \alpha(1 + \mu)\Delta t \right] L r_0}{\left(K \frac{r_0}{E' t} + L \Delta_b \right) [\sigma]} \quad (39)$$

$$K = 12 \left(\frac{r_0}{t} \right)^2 K' + K''$$

$$K' = \frac{\beta + \sin\beta \cos\beta}{4 \sin^2 \beta} - \frac{1}{2\beta}$$

$$K'' = \frac{\beta + \sin\beta\cos\beta}{4\sin^2\beta}$$

$$\Delta_h = \sum_{i=0}^{n-1} \bar{V}_p$$

$$\bar{V}_p = \frac{1}{4\pi\epsilon L} (\bar{V}_{p1} + \bar{V}_{p2} + \bar{V}_{p3} + \bar{V}_{p4})$$

$$\bar{V}_{p1} = (k + 1)/2$$

$$\bar{V}_{p2} = (k - 1)\theta\sin\theta$$

$$\bar{V}_{p3} = \frac{k + 1}{2\Delta\theta} \left[\sin(\theta - \Delta\theta) \ln \left| 2\sin \frac{\theta - \Delta\theta}{2} \right| \right. \\ \left. - \sin(\theta + \Delta\theta) \ln \left| 2\sin \frac{\theta + \Delta\theta}{2} \right| \right]$$

$$\bar{V}_{p4} = \frac{k - 1}{4\Delta\theta} [(\theta - \Delta\theta)\cos(\theta + \Delta\theta) \\ - (\theta + \Delta\theta)\cos(\theta - \Delta\theta)]$$

$$\Delta\theta = d/2r_0$$

$$k = 3 - 4\mu_h$$

$$\epsilon = E_h/2(1 + \mu_h)$$

式中 f ——锚筋截面积 (mm^2);

P_0 ——钢管的设计外压 (MPa);

α ——钢材的线膨胀系数，可取 $\alpha = 1.2 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$;

Δt ——钢管计算温降 ($^\circ\text{C}$);

L ——计算宽度，可取为锚筋纵距 (mm);

$[\sigma]$ ——锚筋允许应力 (MPa);

β ——圆周上两相邻锚筋所夹圆心角之半 (弧度);

Δ_h ——外包混凝土受锚筋拉力的径向变位 (mm/N);

d ——锚筋直径;

r_0 ——钢管内半径 (mm);

μ_h ——混凝土泊松比;

E_h ——混凝土弹性模量;

θ ——计算点与力作用点间的圆心角 (弧度)。

对于每根锚筋， θ 都有一个确定值。求出每根锚筋的 \bar{V}_p ，从而求出 Δ_h 。

K 和 Δ_h 列于表 42 和表 43。

表 42 K 值计算表

n	$K' (10^{-5})$	K''	r_0/l					
			100	150	200	250	300	350
			K					
4	607.9309	0.6427	730.160	1642.100	2918.700	4560.100	6566.300	8937.200
8	69.3111	1.2739	84.447	188.410	333.970	521.110	749.830	1020.100
12	20.2001	1.9101	26.150	56.450	98.871	153.410	220.070	298.850
16	8.4731	2.5466	12.715	25.424	43.218	66.095	94.056	127.100
20	4.3267	3.1831	8.375	14.865	23.951	35.633	49.911	66.785
24	2.5003	3.8197	6.820	10.571	15.821	22.572	30.823	40.574
28	1.5731	4.4564	6.344	8.704	12.007	16.255	21.446	27.581
32	1.0532	5.0930	6.357	7.937	10.148	12.992	16.468	20.575
36	0.7395	5.7296	6.617	7.726	9.279	11.276	13.716	16.600
40	0.5389	6.3662	7.013	7.821	8.953	10.408	12.186	14.288
44	0.4048	7.0028	7.489	8.096	8.946	10.039	11.375	12.593
48	0.3117	7.6394	8.013	8.481	9.136	9.977	11.005	12.221
52	0.2450	8.2761	8.570	8.938	9.452	10.114	10.922	11.878
56	0.1964	8.9127	9.148	9.443	9.855	10.386	11.034	11.800
60	0.1595	8.5493	9.741	9.980	10.315	10.746	11.272	11.894
64	0.1315	10.1859	10.344	10.541	10.817	11.172	11.606	12.119

表 43 Δ_h 计算表

n	2	4	8	16	32	64
$l\Delta_h (10^{-5})$	2.29	2.48	3.14	4.67	7.92	14.6

注：取 $E_h = 2 \times 10^4 \text{MPa}$ ， $\mu_h = 1/6$ ， $\Delta\theta = 1/300$ 。

锚筋截面亦可按较为简单的公式计算：

$$f = \frac{L}{k[\sigma]} [P_0 r_0 + \alpha(1 + \mu)\Delta t E' t] \quad (40)$$

式(39)在推导时考虑了管壁变形和混凝土变形，理论上较严谨，但计算工作量较大，可用于最终计算。式(40)只考虑了管壁变形，应用较方便，可用于初步计算。两者计算结果相差不大，不超过10%。过去对锚筋受力研究得很少，阿姆斯特兹和雅各布森等认为锚筋以受剪为主，这种假定不能为实践所证实。实测结果表明，锚筋以受拉为主，式(39)、式(40)都是按锚筋受拉导出的，同时考虑了钢管温度变形。表44中列有锚筋计算截面与模型钢管实际采用的锚筋截面。计算截面由 $f = P_{cr} L r_0 / k \sigma_s$ 求出，即采用计算锚筋截面的式(40)，且不考虑温度变形。可以看出，三个被拉断者均小于计算值，三个未被拉断者均大于计算值。

表 44 模型钢管锚筋计算面积与实际面积对照

序号	试验者	半径 r_s (cm)	壁厚 t (cm)	锚筋排距 l (cm)	锚筋周距 b (cm)	σ_s (MPa)	P_{cr} (MPa)	锚筋破坏情况	锚筋实际面积 (cm ²)	锚筋计算面积 (cm ²)
1	刘家峡	50	0.45	60	9.82	240	1.08	断裂	0.28	2.03
2	刘家峡	50	0.45	40	19.64	240	0.98	断裂	0.28	0.54
3	刘家峡	105	0.3	24	20.62	240	0.29	未断	1.13	0.15
4	刘家峡	105	0.3	24	10.31	240	0.44	未断	1.13	0.38
5	刘家峡	105	0.3	12	20.62	240	0.44	未断	1.13	0.11
6	刘家峡	104.45	0.45	51.4	13.13	240	0.49	断裂	0.79	0.91

此处所列锚筋式钢管分析方法也可近似地用于地下埋管。

C.2.2 通气孔面积的选择应考虑：

(1) 事故闸门动水下降时的补气，可避免或减少管道中的负压、空蚀、压屈失稳等。

(2) 充水平压时能充分排气，不产生喷水。

根据统计，国内外关于快速门后通气孔断面计算方法可分三种类型：

(1) 按通气量和允许风速确定：如前苏联、日本及中国，但从统计资料和计算结果（见表45）分析，上述方法仍存在问题。

表 45 国内已建工程引水管道参数表

序号	工程名称	电站型式	机 组					发 电 管 道					工程实际采用通气孔尺寸		
			出力 P (MW)	水头 H_p (m)	流量 Q_p (m^3/s)	最小壁厚 t (cm)	长度 L (m)	断面尺寸 D (m)	断面面积 A (m^2)	流速 V (m/s)	长度 l (m)	断面面积 a (m^2)	直径 D (m)		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13		
1	龚嘴	坝后式	102.5	48.0	241.0	1.6	112.4	8.0	50.2	4.8	30.0	4.0	2-1×2		
2	丹江口	坝后式	150.0	63.5	275.0	1.2	98.4	7.5	44.2	6.22	42.5	1.9	2φ1.1		
3	潘家口	坝后式	150.0	63.5	277.0	1.2	109.5	7.5	44.2	6.27	57.4	2.26	2φ1.2		
4	安康	坝后式	200.0	76.2	304.0	1.4	96.0	7.5	44.2	6.88	52.0	3.08	2φ1.4		
5	刘家峡	坝后式	225.0	100.0	258.0	1.4	128.0	7.0	38.5	6.7	48.0	2.26	2φ1.2		
6	乌江渡	坝后式	214.0	120.0	203.0	1.4	149.9	6.5	33.2	6.11	59.0	2.16	1.2×18		
7	柘溪	坝后式	72.5	60.0	144.0	1.2	180.0	6.5	33.2	4.34	36.2	2.29	1.6×1.6		
8	盐锅峡	坝后式	45.0	38.1	140.0	0.8	55.0	5.6	24.9	5.62	14.0	0.8	0φ8×1		
9	双牌	坝后式	45.0	39.0	137.0	无钢衬	80.0	5.6	24.6	5.57	21.0	0.79	φ1.0		
10	石泉	坝后式	46.4	39.0	139.0	1.2	53.1	5.5	23.8	5.85	24.0	1.13	φ1.2		
11	枫树坝	坝后式	75.0	60.0	155.0	1.6	49.0	5.5	23.8	6.52	53.0	2.01	φ1.6		
12	桓仁	坝后式	72.5	53.1	143.0	0.8	103.6	5.2	21.2	6.75	27.5	2.28	2φ1.2		
13	新丰江	坝后式	75.5	73.1	118.0	1.4	100.0	5.2	21.2	5.57	38.0	1.77	φ1.5		
14	池潭	坝后式	100.0	66.5	114.0	1.2	68.1	5.2	21.2	5.38	43.5	0.79	φ1.0		
15	陈村	坝后式	51.6	57.0	114.0	1.4	74.3	5.0	19.6	5.80	30.0	1.13	φ1.2		
16	楼窝	坝后式	17.75	30.5	71.0	1.2	50.6	4.4	15.2	4.68	35.0	1.43	φ1.35		
17	龙羊峡	坝后式	326.5	122.0	298.0			7.5	44.2	6.74	86.0	2.26	2φ1.2		

续表

序号	采用公式计算的通气孔面积(m ²)						通气孔面积 a 与钢管面积 A 之比(%)										$\frac{(a_{建}-a_{实})}{a_{实}}$ (%)				
	日本 $a_{日}$	美国 $a_{美}$	中国 $a_{中}$	前苏联 $a_{苏}$	半理论公式 a_c	本文建议 公式 $a_{建}$	a/A	$a_{日}/A$	$a_{美}/A$	$a_{中}/A$	$a_{苏}/A$	a_c/A	$a_{建}/A$	a/A	$a_{日}/A$	$a_{美}/A$		$a_{中}/A$	$a_{苏}/A$	a_c/A	$a_{建}/A$
	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27							
1	2.25	1.00	4.82	10.50	1.33	2.41	7.97	4.48	1.99	8.09	20.9	2.65	4.8	-39.8							
2	2.56	1.35	5.50	16.74	1.80	2.75	4.30	5.79	3.05	10.90	37.9	4.07	6.2	44.7							
3	2.58	1.59	5.54	16.87	1.38	2.77	5.11	5.84	3.60	12.53	38.2	3.12	6.3	22.6							
4	2.83	1.69	6.08	14.67	2.18	3.04	6.97	6.40	3.82	13.76	33.2	4.93	6.9	-1.3							
5	2.40	1.37	5.16	11.24	1.99	2.58	5.87	6.23	3.56	13.40	29.19	5.17	6.7	14.2							
6	1.89	1.19	4.06	7.91	2.02	2.03	6.51	5.69	3.58	9.34	23.8	6.08	6.1	-6.0							
7	1.34	0.59	2.88	7.07	1.15	1.44	6.90	4.04	1.78	8.61	21.8	3.46	4.3	-37.1							
8	1.30	0.35	2.80	10.18	0.38	1.40	3.21	5.22	1.41	11.16	40.9	1.53	5.6	75.0							
9	1.28	0.42	2.74		0.40	1.37	3.21	5.20	1.71	11.14		1.63	5.6	73.4							
10	1.29	0.47	2.78	5.31	0.40	1.39	4.77	5.44	1.39	9.96	22.4	1.18	5.9	23.0							
11	1.44	0.78	3.10	3.85	0.84	1.55	8.46	6.06	3.28	12.12	16.2	3.54	6.5	-22.9							
12	1.33	0.58	2.86	9.23	0.43	1.43	10.67	6.27	2.74	13.21	43.5	1.60	6.8	-37.3							
13	1.10	0.52	2.36	3.29	0.77	1.18	8.35	5.19	2.45	11.13	15.5	3.63	5.6	-33.3							
14	1.06	0.83	2.28	4.01	0.55	1.14	3.72	4.99	3.92	10.73	18.9	2.59	5.4	44.3							
15	1.06	0.39	2.28	3.00	0.56	1.14	5.74	5.40	1.99	11.61	15.3	2.85	5.8	0.9							
16	1.66	0.26	1.42	1.95	0.48	0.71	9.41	4.34	1.71	9.34	12.8	3.16	4.7	-50.3							
17	2.78	2.24	5.96		2.58	2.68	5.11	6.29	5.07	13.48		5.84	6.7	31.9							

前苏联公式：

$$F = \frac{Q_a}{1265C \sqrt{\Delta P}} \quad (41)$$

$$\Delta P = \frac{2E}{K} \left(\frac{t}{D_0} \right)^3$$

式中 F ——通气孔面积 (m^2)；

Q_a ——通气量，采用管道引用流量 (m^3/s)；

C ——通气孔的流量系数，对于阀采用 0.5；对于管道采用 0.7；

ΔP ——管道内允许负压 (MPa)；

t ——可能发生负压处的管壁计算厚度 (mm)；

K ——安全系数，对于露天管采用 10，对于埋管采用 5；

E ——钢材弹模，取 2.06×10^5 (MPa)；

D_0 ——发生真空处的水管内径 (mm)。

式 (41) 将明管无加劲环抗外压失稳允许压力作为压差，其 ΔP 值很小，故求得通气孔面积偏大很多 (见表 45 中的 24 项)，通气孔面积为钢管面积的 12.8%~43.5% 左右。事实上，坝内管常常是设有加劲环或锚环的。

日本公式：

$$F = \frac{Q_a}{C \sqrt{2g \frac{\Delta P}{\gamma_a}}} = \frac{Q_a}{1265C \sqrt{\Delta P}} \quad (42)$$

式中 F ——最小通气截面积 (m^2)；

Q_a ——通气量采用管道最大引用流量 (m^3/s)；

ΔP ——允许内外压力差，要求能承受 0.02MPa；

γ_a ——空气重度， $\gamma_a = 0.001226$ (t/m^3)；

g ——重力加速度， $g = 9.81$ (m/s^2)；

C ——流量系数，一般用 0.6。

式中 ΔP 值规定为 0.02MPa，这对闸门与钢管是完全允许的，但相应通气孔风速将达 107.33m/s，而原型实测到的风速较

小。计算面积比实际采用面积最小偏小 58% 左右，最大偏大 63% 左右。式 (41)、式 (42) 中流量系数 C 均采用常数，需气量取等于正常水头及导水叶全开时的水轮机流量。

其实从理论上分析当机组甩负荷后，快速门在动水中下降，管道将逐渐与上游水库隔断，引水管道的流态将由压力流过渡到明渡，蜗壳的作用水头将随管内水面的逐渐下降而相应减小。假如导叶仍维持在关闭闸门前的开度不变，机组过水流量也将相应地逐渐减小。显然若按通气孔的最大通气量 Q_v 等于机组过水流量 Q_p 的数值选择通气孔面积是偏大的。在美国垦务局手册中规定通气量等于管道流量的 25%。

(2) 经验公式。如我国《水利水电工程钢闸门设计规范》(SL74—95) 附录 B 规定通气孔面积为主管的 3%~5%。前苏联按 1/12~1/10 的钢管面积以及美国公式都纯系经验数据统计，未能反映快速门动水下降过程充气的水力特性，因而与某些工程实践经验也有出入。从统计资料 [见表 45 中的 20 项] 分析规范 SL74—95 规定通气孔面积 F 为钢管面积 A 的 3%~5%，对坝内埋管来说偏小，一般 F/A 为 5%~7%。

美国公式：

$$F = 0.00361 \left(\frac{P^2 L}{H^2} \right)^{0.546} \quad (43)$$

式中 F ——通气孔面积 (m^2)；
 P ——机组额定出力 (kW)；
 H ——机组额定水头 (m)；
 L ——通气孔长度 (m)。

式 (43) 是美国 G. S. 萨卡里和 D. S. 霍姆根据 10 个国家 35 个电站的设计数据进行统计的经验公式，我国管道实际采用的通气孔面积数据均远远大于按美国公式计算值，用式 (43) 计算的通气孔面积是推荐的最小值。

(3) 半理论公式。谢省宗考虑快速闸门在动水下降过程中的非定常流动，使充气过程与闸门开度、机组特性等各项水力参数

之间建立关系得出计算式。但是往往在初设时机组特性曲线——明满流转变的临界开度及各时段的闸门平均下降速度等第一性资料难以确定。因此本附录根据已建工程的 22 个实例，取峰值系数 ζ 为 1.2，计算通气率 β （即气水比）为 0.2~0.5，参照已建工程通气孔面积，建议 β 取 0.4~0.6。

允许风速一般取 40~60m/s，本规范限制为 50m/s，其目的是避免过高的空气流速引起过大的噪音及引起管中压力降低过多。

用本规范建议公式计算的通气孔面积与钢管面积之比，对于坝内埋管一般在 5%~7%左右（见表 45）。

网易
水利工程网
NetEase
www.shuigong.com

附录 D 钢衬钢筋混凝土管结构分析方法

D. 0. 1 在按式 (D. 0. 1) 计算时，采用的是单一安全系数极限状态法，钢板计算强度采用屈服点（当屈强比 $\sigma_s/\sigma_b > 0.7$ 时，取 $\sigma_s = 0.7\sigma_b$ ）；钢筋计算强度采用抗拉强度标准值，即钢筋屈服点，可在《水工混凝土结构设计规范》(SL/T191-96) 表 3. 2. 2-1 钢筋强度标准值中查取。

网易
水利工程网
NetEase
www.shuigong.com

附录 E 岔管结构分析方法

本次修编将原规范附录（四）及参考附录（七）全部保留，并将原参考附录（七）并入本规范附录 E 中。原规范附录（七）中的贴边岔管、无梁岔管的近似计算是作为参考附录列入的。但实际上原规范附录（四）中的三梁岔管、月牙肋岔管、球形岔管的计算方法也是有一定假定条件的。因此，本次修编将原参考附录（七）与原规范附录（四）一起并入编修后的附录 E 中。

目前引水钢管（包括钢衬）岔管的计算，国内各设计单位大多采用两种设计方法，即：在一般设计中采用结构力学设计方法，由此而推导出各种计算公式；对于大中型岔管，则采用有限元法进行计算，有的工程先采用结构力学的设计方法进行设计，然后再以有限元作为校核。例如丹江口防汛自备电站、湖北五峰锁金山电站、南美柏里兹电站等的岔管均是以规范中的公式进行计算，再以有限元法进行校验，最后以水压原型试验中相应的测点进行实测，将三者的差异进行对比，得到较为满意的结果。按一般结构力学公式计算的结果，管壁及月牙肋板稍厚，三梁岔管圈梁、U 型梁尺寸偏大；而有限元计算精度要高些。但在一般设计中采用结构力学方法仍是可行的，尤其是中小型工程，地方设计单位更有参考价值。

E.1 内加强月牙肋岔管近似计算方法

E.1.1 月牙肋岔管的体形是根据几何关系拟定的。公切于同一球面的两锥面的相贯线为一平面曲线。公切于同一球面的三个锥面的两两交线是三根位于不同平面的平面曲线。在主岔锥和支岔锥相贯线上，内插一平面肋板，可以妥贴地焊于此两锥壳上。

月牙肋岔管的基本结构特点是：在一般情况下，主岔和支岔两锥壳对加强肋板作用力合力的作用点位于管内，因此，把肋板

内插，使其截面形心与该合力作用点相重合，则肋板主要承受拉力作用；同时，由于不再在主锥与主岔锥、支岔锥的相贯线上设置腰箍梁，为了减少该区域的应力集中，主锥取用倒锥形，使管壁转折角减小，几何形状和缓过渡。

表 46 中介绍了国内月牙肋岔管模型试验的一些情况。

表 46 国内已建部分工程月牙肋岔管模型试验

电站名称	岔模编号	试验年份	模型比例	主管直径 (mm)	最高压力 (MPa)	爆破否
湖南镇	1号	1974	1/12	489	3.43	爆
湖南镇	2号	1974	1/6	978	4.49	爆
湖南镇	3号	1978	1/6	1200	6.67	爆
南桤河三级	1号	1976	1/4	875	10.54	爆
南桤河三级	2号	1977	1/4	875	>12.55	未爆
南桤河三级	3号	1977	1/4	875	13.58	爆
红林	2号	1977	1/4	1250	3.34	
西洱河一级	1号	1977	1/4	1000	9.25	爆
西洱河一级	2号	1978	1/4	1000	9.32	爆
云南水科所	多锥	1978	1	1000	3.04	
鲁布革	多锥	1978	1/4	1160	13.0	爆
徐村	1号	1998	1/4	1750	1.06	爆

表 47 介绍了自 20 世纪 70 年代起至目前为止国内现用的部分月牙肋岔管（原型）的一些特性参数。其设计水头 45~1015m、主管直径 2.5~8m、 HD 值 112.5~3553m² 不等。月牙肋岔管适用范围较广。

E. 1.2 肋板的设计和应力计算采用结构力学法。将肋板单独取出，作为脱离体进行分析。

(1) 计算应按下述两种工况进行：①试验工况，管端连有封头。②运行工况，管端与钢管相连，受钢管约束。

(2) 荷载按下列方法计算：①内压均匀分布。②肋板承受管

表 47 国内部分月牙肋岔管特性参数表

电站名称	岔管编号	岔管型式	分岔角	HD (m^2)	设计水头 H (m)	主管直径 D (mm)	支管管径 d (mm)	公切球径 D_j (mm)	D_j/D	材料	建造年份	备注
红林			45°	925	165	5600		5760	1.003		1977	
湖南镇	1号	非对称 Y 形 三不等锥	72°20'	1220	169.4	7200	6400/3200	8400	1.17	日本 SM53 相当 16Mn	1978	肋厚 100mm
	2号	非对称 Y 形 三不等锥	68°	1100	172	6400	5000/3200	7200	1.12	日本 SM53 相当 16Mn	1978	肋厚 100mm
	3号	非对称 Y 形 三不等锥	78°	850	170	5000	3200	6000	1.20	日本 SM53 相当 16Mn	1978	肋厚 100mm
西洱河一级	1号	非对称 Y 形 三不等锥	46°	1240	310	4028		4320	1.08		1979	
西洱一级	2号	非对称 Y 形 三不等锥	46°	868	310	2800		3160	1.13		1979	
南桤河三级	1号	非对称 Y 形 三不等锥	56°	1365	390	3500		3700	1.06		1979	混合加强钝角 区加贴边
	2号	非对称 Y 形 三不等锥	57°	1170	390	3000		3200	1.07		1979	
汾河		非对称 Y 形 三不等锥	66°	300	100	3000		3600	1.20	原 3 号镇 静钢	1983	

续表

电站名称	岔管编号	岔管型式	分岔角	HD (m^2)	设计水头 H (m)	主管直径 D (mm)	支管管径 d (mm)	公切球径 D_i (mm)	D_i/D	材料	建造年份	备注
天池三级		二等锥	50°	180	75	2400		2400	1.00		1979	
榛子岭		非对称 Y 形 二不等锥	58°	112.5	45	2500		2800	1.12		1980	
羊卓雍湖				2100	1000	2100				日本钢材相 当 CF-51	1995	
中山包	1号	非对称 Y 形	55°			5732	2240	6485	1.13	压力容器 钢(调质)	2000	管壁厚 40mm
徐村	1号	非对称 Y 形	70°	595	85	7000	4000	8232	1.18	16MnR	1998	管壁厚 32mm, 肋厚 64mm
五峰	1号	非对称 Y 形	$56^\circ 30'$	1040	650	1600	1000	2000	1.25	WCF-62	1994	管壁厚 36mm, 肋厚 70mm
黄兰溪	1号	对称 Y 形 等锥	75°	560	560	1600	1000	1882	1.88	16MnR		管壁厚 30mm, 肋厚 70mm
黑孜	1号	对称 Y 形 等锥	90°	322	46	7000	4800	8280	1.18	16MnRQ	1985 ~1991	管壁厚 28mm, 爆炸法消应

续表

电站名称	岔管编号	岔管型式	分岔角	HD (m^2)	设计水头 H (m)	主管直径 D (mm)	支管管径 d (mm)	公切球径 D_j (mm)	D_j/D	材料	建造年份	备注
张河湾		对称 Y 形	70°	2548	490	5200	3600	5800	1.12	HT-80		管壁厚 52mm, 肋厚 100mm
大山口	1号	对称 Y 形 —非对称 Y 形组合型	90°	640	80	8000	5520	4750	1.18	16MnRQ	1985 ~1991	爆炸消应, 管壁厚 42mm
龙河	1号	非对称 Y 形	60°	1110	300	3700	2490	4346	1.17	16MnR		爆炸消应, 管壁厚 36mm, 肋厚 64mm
西龙池		非对称 Y 形		3553	1015	3500	2500	4100	1.17	HT-80		管壁厚 68mm, 肋厚 150mm
十三陵		非对称 Y 形	74°	2599	684	3800	2700	4200	1.11	HT-80		管壁厚 62mm, 肋厚 124mm
丹江口 (防汛自 备电站)		非对称 Y 形	51°	358	94	3800	2700	4400	1.16	16MnR	1991	管壁厚 25mm, 肋厚 50mm, 爆炸消应
托海	1号	对称 Y 形	90°	487.5	75	6500	5000	8120	1.25	16MnR	1988 ~1990	最大管壁厚 32mm, 爆炸消应

壳破口处的薄膜力。估算肋中央截面宽度时，对岔管作整体弹性应力计算，计入了管壳的局部弯矩、扭矩等的影响。

(3) 肋板计算步骤如下：①算出肋板顶点（即三锥两两交线的汇交点）的位置；②算出肋板中面与管壳中面，肋板表面与管壳外表面的相贯线的坐标值；③算出管壳对肋板中央截面的作用力；④按图 E. 1. 2-5 中的曲线，根据分岔角定出肋中央截面的宽度算出厚度，肋厚要凑钢板的生产规格，肋板大体为管壁厚的 2~2.5 倍，特殊情况下可达 3 倍；⑤肋板中央截面宽度与厚度确定之后，其余各截面的肋板内缘可按抛物线计算各点尺寸，并在管壳外缘适当留有余幅作用肋板外缘尺寸；⑥对截面应力进行校核。

重要工程，在岔管尺寸确定后，应用有限元法算出岔管整体弹性应力，对管壁和肋板尺寸作出修正。

图 E. 1. 2-5 中的曲线是根据一些岔管整体应力分析计算结果归纳而成，可适用于明管对称 Y 形和非对称 Y 形岔管。由埋管整体应力计算结果可知，围岩作用使肋中央截面的内缘应力峰值降低，使截面应力趋于均匀。因而，设计肋宽时，其中央截面宽度可按图 E. 1. 2-5 上曲线指示值适量减小 5% 左右。

根据湖南镇、哥马、鲁布革几个岔管的工程实例，肋板内缘尺寸用抛物线与用等强度计算所得曲线很接近。对于西洱河、南桤河与红林电站几个用求合力中心作出肋板截面形心的岔管肋板尺寸，也在抛物线的包络线之内。故用抛物线作为肋板内缘粗略估算尺寸是简单可行的。

E. 2 三梁岔管加强梁近似计算方法

(1) U 梁与腰梁在端部相连，接点处的内力和变位应满足多种平衡条件和相容条件。除去水平力的平衡条件可根据水平荷载独立确定外，尚有竖向力和杆端力矩的平衡。相容条件包括竖向线变位相容和杆端转角相容。力矩和转角均需按矢量处理。因精确计算过于繁冗，一般都作些近似假定以求简化，故称近似计算。根据近似假定求得的接点内力和变位，对上述各种平衡条件和相

容条件也就不能全部满足。近似假定的误差大小可由不平衡值大小来判别。

(2) 对称 Y 形岔管荷载计算公式的详细推导和几何尺寸计算公式详见潘家铮的《水工结构分析文集》(1981 年 4 月) 和《压力钢管》(1982 年 5 月)。

(3) 加强梁的水平反力考虑完全由末端承受，似不合理。实际上，反力会在梁端和沿梁内缘连续分布，但难于具体确定其分布情况。

(4) 加强梁均为两侧受力。两侧垂直梁平面使之扭转的法向分力 q_n 方向相反，但除对称 Y 形岔管外不一定能完全抵消。

(5) U 梁有内翼缘板时，则在翼板宽度范围内，尚有内压直接作用的荷载。

(6) 直接作用在腰梁有效宽度范围内的内压，对变位的影响不大，故可略去不计。

(7) 若岔管埋设在岩体或坝体内且无垫层，假定管壳与回填混凝土紧密结合，由内压直接产生的轴向力会传给混凝土。但同时在与加强梁衔接的管壳中，由横向变形和温度变化引起的轴向应力会传到梁上去。

(8) 埋藏岔管如有足够的覆盖厚度，可参照直管估算岔管分担的内压，适当提高允许应力或对内压附加折减系数。加强梁本身则不考虑岩体或坝体的影响。

(9) 由支管轴向力 $\sigma_z t$ 产生的水平荷载不呈直线分布，计算公式较为复杂。具体计算时，可就每个纵坐标值 y ，根据梁内缘椭圆方程计算相应的椭圆横坐标 u 和锥管半径 r_x ，再计算相应的 $\sigma_z t$ 。

(10) 沿主管轴线方向的不平衡水压力：

$$\pi P(R^2 - 2r_0^2 \cos \theta)$$

横向变形引起的不平衡力：

$$-\mu \frac{PR}{t} t 2\pi R + 2\mu \frac{Pr_0}{t} t 2\pi r_0 \cos \theta = -2\mu \pi P(R^2 - 2r_0^2 \cos \theta)$$

温度变化引起的不平衡力：

$$\alpha E \Delta t (2\pi R t) - 2\alpha E \Delta t (2\pi r_0 t \cos\theta) = 2\pi t \alpha E \Delta t (R - 2r_0 \cos\theta)$$

水平力平衡方程 (E. 2. 3-1) 式的原型式:

$$\begin{aligned} \pi P (R^2 - 2r_0^2 \cos\theta) (1 - 2\mu) + 2\pi t \alpha E \Delta t (R - 2r_0 \cos\theta) \\ = 2\pi R \sigma_1 t - 4\pi r_0 P_0 \cos\theta \end{aligned}$$

(11) $\sigma_2 t$ 与 P_0 的关系式 (E. 2. 3-2), 由在锥管 r_x 与 r_0 间取平衡方程求得:

$$\sigma_2 t 2\pi r_x \cos\beta = \pi P (r_x^2 - r_0^2) + P_0 2\pi r_0$$

(12) 伸缩量平衡方程式 (E. 2. 3-3) 的原型:

$$\frac{\sigma_1}{E} S_1 + \frac{P_0}{tE} S_2 = -\alpha \Delta t (S_1 + S_2)$$

(13) 沿主管轴线方向不平衡力 ($F_1 - F_2$) 的大小和方向是已知的。对明岔管一端设伸缩节、另一端为镇墩时, 如此不平衡力需主要由支管口承受, 应将伸缩节设在主管上。反之, 不平衡力主要由主管口承受时则应将伸缩节设在支管上。如需主、支管口共同分担不平衡力, 则在上、下游都设镇墩, 不设伸缩节。

(14) 曲梁广义变位一般公式式 (E. 2. 4-1) 的推导过程详见俄文中译本 Г. С. 皮萨连科等的《材料力学手册》(1975年, 俄文版) 或别辽耶夫的《材料力学》(下册, 第一分册)、费洛宁柯—鲍罗第契的《材料力学教程》(上册, 第二分册)。

(15) 实用的加强梁一般都是 $\frac{R}{c_1} \leq 10$ 的大曲率梁, 其变位计算应综合考虑弯矩、轴向力和剪力的作用。实际计算中, 一般可略去剪力项。

(16) 用图解分段求和法计算变位时, 先对加强梁截取适当数量的截面, 计算其形心位置以连成形心轴线。经过逐步修正, 使截面方向均近似与形心轴线正交。再按梁的尺寸、计算精度和曲率变化的不同, 将半根梁分成 3~10 段, 分段长度不一定相等。以形心轴线上各分段中心的内力 (M, N, T) 和截面特性 (F, e, R) 作为该分段内力和截面特性的平均值。用图 E. 2. 5 上量得的各分段中心坐标值 (x_i, y_i) 进行曲线拟合近似求解形心轴线的方程, 用

以计算曲率半径。形心轴线一般由 1~2 根椭圆曲线组成。最后按式 (E. 2.5-1)、式 (E. 2.5-2) 分项列表，逐段计算并累计求和。

(17) 计算水平荷载作用下的截面内力时，可用近似求积法中的梯形法。即按荷载分布曲线缓陡程度的不同，将圆形分割成若干底边平行于横轴、疏密不等的梯形。然后依次求解各梯形分块的合力及合力作用点的纵坐标值，用若干个集中荷载来近似替代分布荷载。

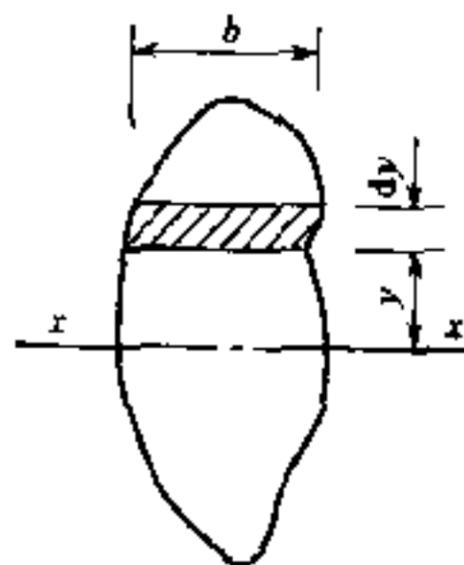


图 22

(18) K 是考虑截面上剪力分布不均匀的修正系数 (图 22)。

$$K = \frac{F}{J^2} \int_F \frac{S^2}{b^2} dF$$

式中 S ——小横条以上截面积对形心轴的静面矩。

(19) U 梁本身的截面较大，有效宽度范围内呈锐角与 U 梁衔接的管壳参加截面的作用较小。为简化计算并偏安全，U 梁截面可不包括这段相邻的管壳。腰梁截面则应包括这段管壳。

(20) 腰梁一般均为等截面，其内缘曲线为椭圆，但长短轴尺寸的差别甚小，故可视作半圆环。接点处腰梁的断面高度不一定与 U 梁齐平。

(21) 中性轴的曲率半径：

$$r = \frac{F}{\int_F \frac{dF}{V}}$$

式中 V ——截面上任意点的曲率半径。

对 I 字形截面 (图 23)：

$$r = \frac{b_1 h_1 + b_2 h_2 + b_3 h_3}{b_1 \ln \frac{R_2}{R_1} + b_2 \ln \frac{R_3}{R_2} + b_3 \ln \frac{R_4}{R_3}}$$

不同形状截面中性轴曲率半径的计算公式详见 Γ. C. 皮萨连科等的《材料力学手册》表 30 或 Raymond. J. Roark 的《应力

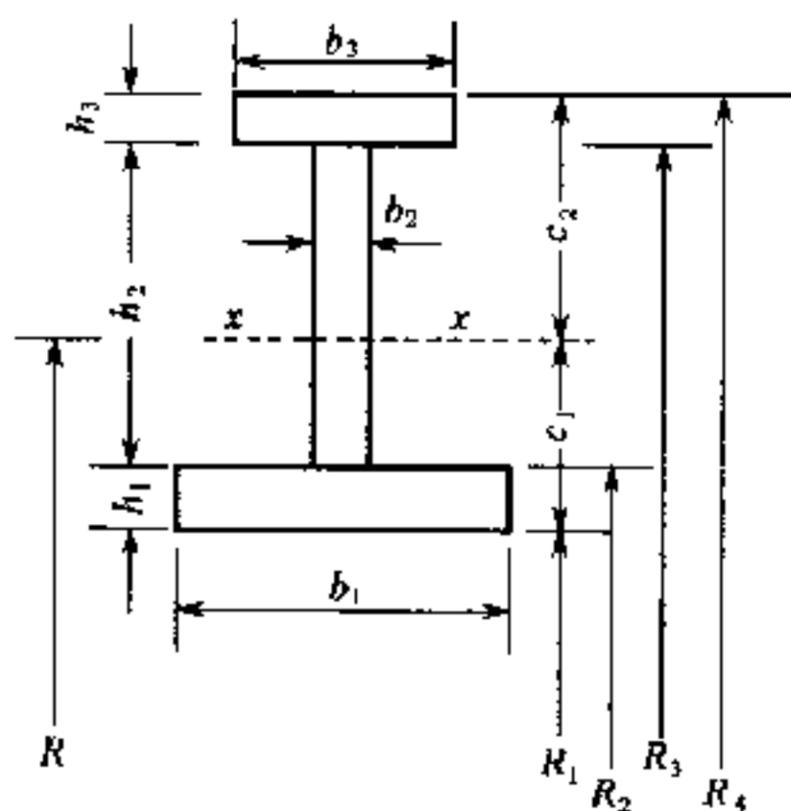


图 23

与应变公式》(英文版)表Ⅶ。

(22) 矩形截面用直梁惯矩代替曲梁惯矩的误差分析:

$$r = \frac{h}{\ln \frac{R_2}{R_1}} = \frac{h}{\ln \frac{R + h/2}{R - h/2}}$$

当 $\left(\frac{h}{2R}\right) < 1$ 时:

$$\ln \frac{R + h/2}{R - h/2} = \ln \frac{1 + \frac{h}{2R}}{1 - \frac{h}{2R}}$$

$$= \frac{h}{R} \left[1 + \frac{1}{3} \left(\frac{h}{2R}\right)^2 + \frac{1}{5} \left(\frac{h}{2R}\right)^4 + \frac{1}{7} \left(\frac{h}{2R}\right)^6 + \dots \right]$$

偏心距:

$$e = R - r$$

$$= R - \frac{R}{1 + \frac{1}{3} \left(\frac{h}{2R}\right)^2 + \frac{1}{5} \left(\frac{h}{2R}\right)^4 + \frac{1}{7} \left(\frac{h}{2R}\right)^6 + \dots}$$

$$= R \left[1 - \frac{1}{1 + \frac{1}{3} \left(\frac{h}{2R}\right)^2 + \frac{1}{5} \left(\frac{h}{2R}\right)^4 + \frac{1}{7} \left(\frac{h}{2R}\right)^6 + \dots} \right]$$

$$= R \left[\frac{1}{3} \left(\frac{h}{2R} \right)^2 + \frac{4}{45} \left(\frac{h}{2R} \right)^4 + \frac{44}{945} \left(\frac{h}{2R} \right)^6 + \dots \right]$$

$$= \frac{h^2}{12R} \left[1 + \frac{4}{15} \left(\frac{h}{2R} \right)^2 + \frac{44}{315} \left(\frac{h}{2R} \right)^4 + \dots \right]$$

取一项

$$e_1 \approx \frac{h^2}{12R}$$

$$FeR \approx bh \frac{h^2}{12R} R = \frac{1}{12} bt^3 = J$$

所以用 J 代替 FeR 相当于偏心距采用近似值 e_1 。

以 e_1 为基准的误差百分率 (偏小)：

$$\eta = \frac{e - e_1}{e_1} \times 100\%$$

$$= \left[\frac{4}{15} \left(\frac{h}{2R} \right)^2 + \frac{44}{315} \left(\frac{h}{2R} \right)^4 + \dots \right] \times 100\%$$

故对 $\frac{R}{h} \geq 1.2$ 的矩形截面，可用 J 代替 FeR 。

(23) 对于曲率较小的截面， R 与 r 值差别甚小，并随 R/h 的增大而减小，渐趋相等 (见表 48)。求 R 和 r 值时应有足够位数的有效数字，以免 $e = R - r$ 产生很大的误差。

表 48 截面上剪力分布不均匀修正系数

R/h	2	1.2	1.15	1.0	0.8	0.5
η (%)	1.72	5.05	5.54	7.54	12.55	40.63

(24) 椭圆曲线 $\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1$ 上坐标点 (x, y) 的曲率半径为 $a^2 b^2 \left(\frac{x^2}{a^4} + \frac{y^2}{b^4} \right)^{3/2}$ 。截面上任意点的曲率半径根据形心轴线的曲率半径按同心圆环的假定推算。

(25) 对明岔管，假定腰梁的抗扭劲度极小，不能抵抗由 U 梁传来的弯矩，U 梁、腰梁的端弯矩亦小，可予忽略，将接点视作铰接。对埋藏岔管，因有混凝土的嵌固，可假定腰梁的抗扭劲度

很大，U梁、腰梁的杆端转角接近于零，将接点视作固接。

(26) 曲梁应力公式式 (E. 2. 6-1) 的推导过程详见 Γ. C. 皮萨连科等的《材料力学手册》。

(27) 曲梁变位公式式 (E. 2. 4-1)、式 (E. 2. 4-2)。各种截面的中性轴曲率半径公式和曲梁应力公式式 (E. 2. 6-1)，都是在假设曲梁为等截面圆环梁的基础上推导出来的。实际上，U梁大都是变截面的。

(28) 对于小曲率梁的弯曲，采用直梁公式计算其正应力 $\frac{MC}{J}$ 具有足够的精确度。矩形截面梁按直梁公式与按大曲率梁公式算得的正应力相比：当 $R=15h$ 时，两者相差 2%；当 $R=10h$ 时相差 3.5%；当 $R=5h$ 时相差 7%。

(29) 曲梁的弯曲应力沿截面高度按双曲线规律分布，最大弯曲应力发生在截面内缘（凹缘）。为使曲梁内外缘弯曲应力不相差很多，内缘应力不致过大，需选用形心轴靠近内缘的截面，即内侧部分面积较大的截面。内缘应力值较大，离边缘很小距离处应力就急剧减少，因此，它具有应力集中的性质。为缩小岔管的外形尺寸，减小U梁的水平跨度，可将U梁插入管内，甚至在水平截面处能全部插入。

(30) 推荐的简化计算，与美国早年设计Y形岔管最简单的方法基本相同，只是将腰梁上竖向分布荷载的最大值按式 (E. 2. 2-4) 改为 Pd ，较为精确合理。

(31) 两根腰梁在平面上的交角接近于 180° ，故可视为位于同一平面的，便可利用圆环公式计算变位和内力，一律将接点视作绞接偏于安全。

(32) 忽略支管锥角的影响就是假定 $\cos\beta\approx 1$ 。只计算箍拉力产生的竖向荷载就是完全忽略水平荷载和轴向力的作用。由箍拉力产生的竖向荷载和水平荷载与轴向拉力产生的这两种荷载，方向都相反。不考虑锥管轴向拉力产生的向内作用的竖向荷载是偏于安全。对埋藏管可以认为水平荷载会直接传至混凝土，明管时

不考虑水平荷载就相当于假定水压试验工况和运行工况时轴向力都是拉力，由箍拉力产生的指向上游（或内向）的水平荷载与轴向拉力产生的指向下游（或向外）的水平荷载刚好抵消。此外，管壳本身对 U 梁在水平荷载作用下的变位尚有较大的约束作用。作为简化计算，故可完全忽略水平荷载。

(33) 在 β 角很小， θ 角也不大的情况，U 梁和腰梁的接点至主、支管轴线交点间的距离 S' 很小，可近似假定两点重合 $S' \approx 0$ 。同时，腰梁端部由箍拉力产生的向内作用的竖向荷载也很小，偏于安全也假定为零。这样 U 梁和腰梁上由箍拉力产生的竖向荷载就都呈三角形分布。综上所述，简化计算的成果偏于安全。

(34) 因产生变位的主要因素是弯矩，故在转换腰梁圆环内侧的三角形荷载到形心轴线时，应按水平截面上弯矩不变的条件推算。

(35) 用圆环公式计算腰梁的竖向线变位时，如需精确些将直接作用在有效宽度范围内的内压也考虑在内，则在式 (E. 2. 7-1) 中应添加一项 $\frac{PbRR_2}{EF}$ (b 为腰梁的有效宽度)。在内水压力 Pb 作用下，腰梁截面上 $M = 0, N = PbR$ 。

(36) 式 (E. 2. 7-2)、式 (E. 2. 7-3)、式 (E. 2. 7-6)、式 (E. 2. 7-7)、式 (E. 2. 7-8) 摘自 Raymond J. Roark 的《Formulas for Stress and Strain》应力与应变公式 (1975 年第 5 版)。该书还列有矩形截面曲梁校正系数的数表 (表 49)。

表 49 矩形截面曲梁校正系数

R/C	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	3.00	4.00	6.00	8.00	10.00	∞
k_1	2.888	2.103	1.798	1.631	1.523	1.288	1.200	1.124	1.090	1.071	1
k_0	0.566	0.628	0.671	0.704	0.730	0.810	0.853	0.898	0.922	0.937	1
e/R	0.305	0.204	0.149	0.112	0.090	0.041	0.021	0.0093	0.0052	0.0033	0

E. 3 球形岔管近似计算方法

(1) 主、支管轴线应通过球心。其方向可按布置需要确定，可

不在同一平面内。典型结构有对称二分岔的球形岔管和对称三分岔的球形岔管两种。

(2) 构造要求：球径与主管管径的比值，如布置条件许可，宜选取小值，有利于水力流态和结构。现列出国外已建 46 个球岔的球径与主管管径比值资料供参考（表 50）。国内磨坊沟 I 级电站球岔的球径与主管管径比值为 1.86。

表 50 国外已建 46 个电站球岔的球径与管管直径比值

球径 主管管径	1.2~1.3	1.3~1.4	1.4~1.5	1.5~1.6	1.6~1.7	>1.7
工程实例 数量	8	10	6	9	7	6

分岔角，在满足相邻孔口间距和结构布置条件下，宜选取小值，以利水力流态。现列出国外已建 45 个电站球岔的分岔角资料供参考（表 51）。国内磨坊沟 II 级电站球岔的分岔角为 90° 。

表 51 国外已建 45 个电站球岔的分岔角

分岔角	$<40^\circ$	$40^\circ\sim 60^\circ$	$60^\circ\sim 75^\circ$	$75^\circ\sim 90^\circ$	$>90^\circ$
工程实例数量	2	8	12	20	3

(3) 结构计算：现列出国外已建 41 个球形岔管的采用壁厚（扣除锈蚀裕量）与球壳理论计算厚度的比值（按薄膜应力计算）资料供参考（表 52），球壳计算的允许应力用 $0.55\sigma_s$ 。国内磨坊沟 II 级电站球岔的采用壁厚与计算厚度的比值为 1.49（因当时供应困难用厚板代用，故此数较大）。

表 52 国外已建 41 个球岔的采用壁厚与计算厚度的比值

采用厚度 计算厚度	<1.15	1.15~1.30	1.30~1.50	>1.50
工程实例数量	4	19	14	4

球形岔管结构简单受力比较明确，球壳被主、支管割裂开孔后，壳体中的应力变位均发生不利的影 响，为使球壳尽量维持原状，因此在球壳开孔处增设补强环，其断面和形状应尽量使球壳开孔后的变位与不开孔时的变位相同或相近，且使与补强环连接的钢管的径向变位也相协调。在此条件下如球岔主、支管上再加上闷头使管轴向的内力与作用于闷头上的水压力相平衡，即成为球岔的理想受力状态，亦即水压试验的情况（图 E. 3. 1），此时在内水压力作用下将与未开孔时的球壳受力情况相近，即壳体中主要为膜应力状态。

实际上球岔通水工作时不可能带闷头，补强环的设计也难以完全做到使球壳开孔前后变位一致，因此，球壳中必然出现局部应力，因而需要根据实际情况进行应力分析复核，反复调整补强环的断面尺寸，使局部应力减至最小。通常球岔的主、支管上均不宜设置伸缩节，且将主、支管予以固定或埋设于地下，因此通水状态下主、支管上虽无闷头，不能使主、支管管壁上产生 $Pr/2$ 的轴向力与球岔开孔处的水压力相平衡。但因主、支管均是固定的，因此，管壁中仍可发生较大的轴向力，使球壳开孔处的水压力得以部分平衡。因而球岔设计常可近似先按理想状态（有闷头）的受力条件下进行设计。球壳厚度按膜应力确定后适当增加 10%~20% 一般均可满足要求，而主、支管及补强环中的应力均较低，常可满足要求。基于上述理由，球形岔管的结构尺寸计算公式均按理想受力状态推导而得，对重要的工程才根据通水状态进行必要的应力复核工作。

关于球形岔管的应用研究和模型试验工作，国内所做工作均较少（现仅四川磨房沟 I 级电站上采用过，但也无试验和原型观测资料），因此编制本规范附录时多参考或引用日本《1977 年的日本闸门钢管技术规范压力钢管补充说明—岔管》及日本福永淳浩等编写的《球分岔设计的问题和电算的实用设计方法》等文献资料。

E.4 贴边岔管近似计算方法

(1) 部分已建贴边岔管特性见表 53。

(2) 贴边岔管的形体结构数据是参照已建工程实践和有限元计算成果取用的。采用二层宽度不同的补强板，主要是改善刚度突变，减少应力集中。

(3) 壁厚公式中的应力集中系数 K_1 是根据有限元法计算成果取用的。

(4) 小孔口补强计算可参见原石化部、原一机部《钢制石油化工压力容器设计规定》(1979 年) 中的 6.3 和 6.4 及一般压力钢管的参考书。

(5) 贴边岔管过去常用的结构设计方法有：小孔口补强法；取主、支管相交处的两个不完整椭圆化为卵形，用结构力学法计算；结构模型水压试验。

(6) 同济大学推荐的有限元计算方法见专题报告集。

(7) 贴边岔管的结构分析说明。

贴边岔管内组合薄壳结构，可以用有限元法计算，计算模型如图 24 所示，其中 $a = 0.75D$ ，端部假定为固结。这样，边缘附近的膜应力已接近于主管理论膜应力。 D 为主、支管轴线交点处主管直径。

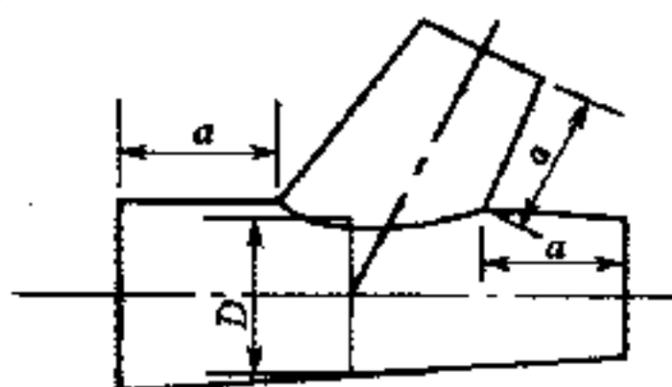


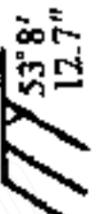
图 24 有限元计算模型

根据有限元计算和试验成果得出贴边岔管的应力特性，对中小型岔管可用作近似估算，但对于重要工程的贴边岔管仍需作有限元计算。

贴边岔管的应力特性：

一是由计算和试验成果表明，贴边岔管主要承受膜应力。表 54 中列举了几种不同情况下主要部位的最大膜应力和总应力的数值。

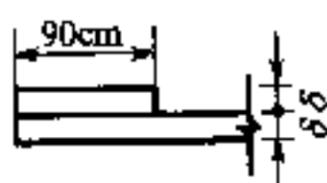
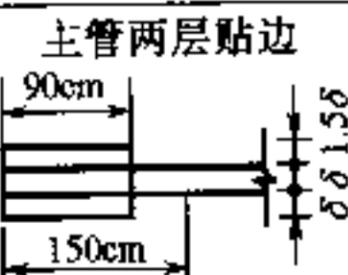
表 53 部分已建贴边岔管特性表

电站名称	流溪河	黄坛口	南山	潭岭	南水	凤凰	大北山	罗湾
所在地址	广东从化	浙江衢县	浙江嵊县	广东连县	广东乳源	广东潮安	广东揭西	江西靖安
装机容量(kW)	4×10500	4×7500	2×1250+ 1×200	3×12500	3×2500	4×2200	2×9000	3×6000
建成年份	1958	1958	1966	1968	1969	1971	1973	1978
计算内压 H (m)	141.0	50.0	90.0	550.0	149.0	290.0	564.0	240.0
岔管尺寸	主管内径 D (m)	4.5~2.2	1.7	1.8~1.0	4.8~2.5	1.2	1.2	2.0~1.5
	壁厚 t (mm)	18.0	10.0	16.0	16.0	18.0	36.0	1#20 2#16
	支管内径(m)	2.2	3.4	1.2	1.8	0.6	0.7	1.0
	壁厚(mm)	10.0	8.0	14.0	16.0	12.0	26.0	16.0
	补强板宽(mm)	2×700	500		2×100	2×700	450	400
补强板厚(mm)	主 18 支 10	8		16	25	主 25 支 12	主 40 支 40 14	1# 19 2# 18
钢材型号	A3	A3	A3	16Mn	A3	A3	A3F	A3
岔管型式	 埋藏式钢管	 埋藏式钢管	 埋藏式钢管	 埋藏式钢管	 埋藏式钢管	 露天钢管 (埋入镇墩、岩石三面包围)	 露天钢管	 埋藏式钢管

续表

电站名称	流溪河	黄坛口	南山	潭岭	南水	凤凰	大北山	罗湾
计算方式	孔口补强计算 按平面问题 并考虑用岩 弹性抗力	孔口补强 计算校核 焊缝应力	按平面应力 集中处理	结构力学 方法模型 试验				
$HD (m^2)$	634.5	300	153	990	715.2	348	676.8	480
$\sigma = PD/(2t) (MPa)$	176.25	150.0	17.8	309.4	298.0	96.7	94.0	120.0
σ/σ_s	0.734	0.625		0.884	1.242	0.403	9.392	0.500
设计单位	广东 设计院	原上海 设计院	浙江 设计院	广东 设计院	广东 设计院	广东 设计院	广东 汕头地区	江西 设计院
备注				另有高 100mm、 厚 16mm 的加劲环		支管补 强是采用 12mm 的 一节套管	主管转角处 加两块宽 300 mm、350mm、 厚 30mm、18 mm 的组合格 格，支管为两 层套管加强	主管有内外 贴边，加电铆 钉，支管无贴 边

表 54 膜应力和总应力比较

$D=500\text{cm}$ $d=250\text{cm}$ $\beta=60^\circ$							
贴边形式尺寸	应力部位 应力种类	锐角区		钝角区		主管中部	
		主管	支管	主管	支管		
无贴边主、支管均一层贴边 	膜应力 (MPa)	47.0	44.9	38.8	36.3	34.8	交线附近
	总应力 (MPa)	50.0	46.6	40.6	38.3	37.3	
	膜应力与总应力之比(%)	94	96	96	95	93	
	膜应力 (MPa)	28.2	27.5	22.8	22.1	17.9	贴边边缘
	总应力 (MPa)	30.6	29.3	24.1	24.0	19.1	
	膜应力与总应力之比(%)	92	94	95	92	94	
$D=500\text{cm}$ $d=350\text{cm}$ $\beta=45^\circ$							
主管两层贴边 	膜应力 (MPa)	30.9	31.8	18.0	18.4	24.9	贴边边缘
	总应力 (MPa)	32.3	34.1	21.1	21.1	27.8	
	膜应力与总应力之比(%)	96	93	87	87	90	

注：D——主管在主、支管轴缘交点处的直径；

d——支管在主、支管轴缘交点处的直径；

β ——分岔角。

二是由于岔管段应力集中，岔管段壁厚应大于主管直段壁厚。宜取岔管壁厚为主管直段壁厚的 1.3~1.5 倍，当主、支管夹角（即分岔角） β 较小或 d/D 较大时，则此倍数可取较大的值。

三是贴边岔管的应力集中峰值发生在主、支管交线两侧，在主管外壁加一层与壁厚相同的贴边可以使交线附近最大应力减小到无贴边时的 60%~65%；加两层与壁厚相同的贴边约使应力降为无贴边时应力的一半左右。邻近贴边的管壁应力也有所下降，而远离贴边壁应力则基本上不受贴边影响（图 25 中加贴边的应力衰减曲线和表 55）。从施工和经济效果考虑，贴边总厚度以不超过 2.5 倍管壁厚度为宜，支管一般取一层与管壁厚度相同的贴边即可。贴边补强板过厚，则可能形成刚性环而改变贴边岔管的薄壳结构的应力特性。

四是增加贴边补强板的宽度并不削减交线处的峰值应力，而

表 55 沿交线的应力集中系数 σ/σ_0

贴边形式尺寸	锐角区					钝角区						
	0.16	0.22	0.28	0.34	0.41	0.47	0.16	0.22	0.28	0.34	0.41	0.47
$d/D = 0.5$ $\beta = 60^\circ$ $\alpha_1 = 5^\circ$ $\alpha_2 = 0^\circ$ 壁厚 t												
无贴边	主管	1.78	2.43	2.86	3.04	3.03	3.01	2.62	2.58	2.47	2.46	2.49
	支管	1.17	2.01	2.49	2.83	2.94	2.88	1.58	1.71	2.11	2.33	
主、支管均为一层贴边，贴边厚为 t ，宽为 $0.36d$	主管	0.95	1.37	1.64	1.77	1.79	1.81	1.37	1.42	1.42	1.44	1.46
	支管	0.67	1.19	1.49	1.68	1.76	0.58	0.94	1.21	1.38	1.38	1.42
$d/D = 0.7$ $\beta = 45^\circ$ $\alpha_1 = 5^\circ$ $\alpha_1 = 0^\circ$ 壁厚 t												
无贴边	主管	1.49	2.81	4.56	5.38	5.31	4.86	3.54	3.32	3.19	3.13	3.00
	支管	1.29	2.99	4.62	5.40	5.25	4.79	2.95	3.08	3.12	3.03	2.46
主、支管均为一层贴边，贴边厚为 t ，宽为 $0.36d$	主管	1.37	1.63	2.64	3.19	3.20	2.98	1.92	1.88	1.85	1.83	1.79
	支管	0.82	1.84	2.78	3.25	3.22	3.00	1.78	1.85	1.85	1.72	0.63
支管一层贴边，贴边厚为 t ，宽为 $0.36d$ ，主管为两层贴边，一层贴边厚为 $2.5t$ ，宽为 $0.26d$ ，另一层贴边厚为 t ，宽为 $0.43d$	主管	0.51	0.99	1.63	2.03	2.07	1.98	1.13	1.16	1.17	1.16	1.16
	支管	0.55	1.20	1.78	2.10	2.17	2.04	0.76	1.05	1.19	1.21	1.18

注：S——自主管中部缺口最大处起沿交线的长度；

L——交线总长度的一半。

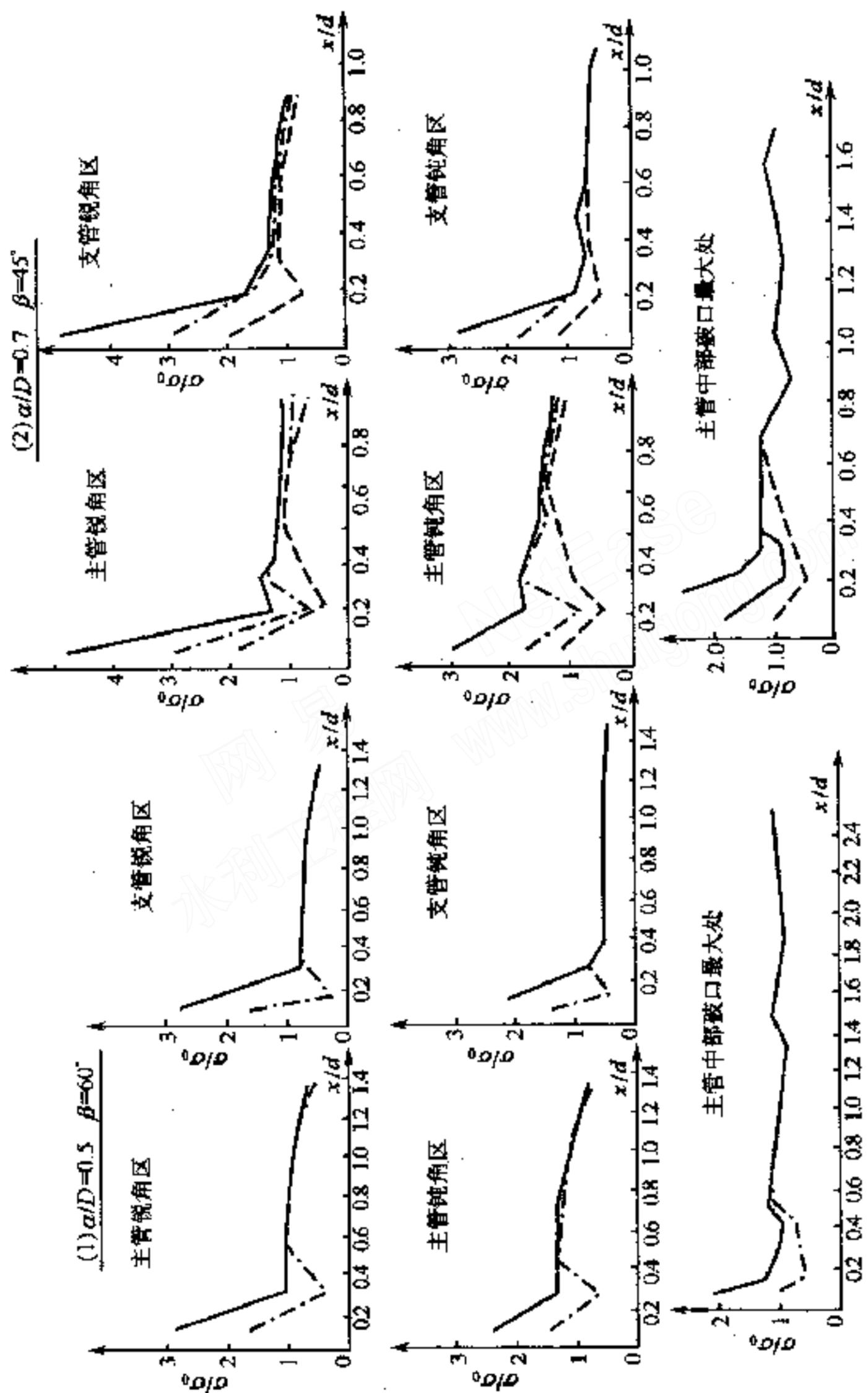


图 25 各部位 σ/σ_0 衰减曲线 ($\alpha_1=5^\circ, \alpha_2=0^\circ$)

只扩大贴边影响范围，采用足够宽度的贴边补强板，可以削减交线以外的较大应力使之接近于主管理论膜应力。根据应力衰减情况，贴边补强板宽度可取为 $0.35d \sim 0.55d$ 。当主、支管夹角 β 较小， d/D 较大时，宜取较大的值；当贴边宽度大于 $0.3d$ 时，超出部分贴边厚度可以减小，或用不同宽度的内外贴边。

E.5 无梁岔管近似计算方法

(1) 国内已建工程有云南西洱河二级电站的三个对称三通无梁岔管（两种尺寸，埋藏式）、泸西冒烟洞三级电站的四通无梁岔管及宜良岗头村电站的三通球壳片无梁岔管，其主要特性见表 56。

表 56 已建工程无梁岔管主要特性

电站名称	钢 管		球壳片		设计内压 (m)	建成年份
	内直径 (m)	厚度 (mm)	内直径 (m)	厚度 (mm)		
西洱河二级	3.5/2.5×2	28	4.2	30	160	1979
	2.5/1.75×2	22	3.1	24	160	1979
冒烟洞三级	1.4/0.8×3	16	1.8	16	140	1977
岗头村	1.0/0.5×2	10	—	—	110	1978

注：材料皆为 16Mn 钢材。

无梁岔管的局部应力在很大程度上决定于相邻管节母线夹角的大小。要求部分轮廓线设计成直线，作为组装控制的基准线，有助于保证母线夹角的组装精度。若因布置或水力学要求不能执行时，应和制造单位商妥控制母线转角的工艺措施。

(2) 选用较小的球壳片曲率半径与主管内半径的比值，往往可提高岔管结构承载能力，减小钢材的耗用量，并有利于减小水流扩散引起的水头损失。若主管半径较小，因最小环缝间距和母线转角控制要求，难以采用过小的比值。

小型岔管，一般管壁厚度不大，采用较少的过渡锥管管节数，

便于制造；大型岔管应采用较小的母线转角，以降低局部应力，减小壁厚，需采用较多的锥管过渡。

对于按等厚度设计的无梁岔管，在管径较小处其膜应力较小，该处可适当加大转角值。

四通无梁岔管的转角关系可仿照导出。

允许球壳片和锥管不相切的原因：①利用套用现成模具，降低球壳片成形加工费用和生产周期；②由于焊接工艺要求，球壳片各顶点处要圆弧化，使该处附近无法保证相切关系。分析及试验证实，球壳片与锥管连接处局部膜应力及局部弯曲应力皆较低，故可以不相切。

为避免焊接应力和结构上因转角产生的局部应力叠加，故规定纵向焊缝应避开母线加工余量。若承担热压加工单位，无法保证损耗量在厚度的5%以内，则应加烧损量。

(3) 岔管壁厚估算是在锥管膜应力设计公式的基础上增加因转角边缘效应应力集中而加厚10%~20%，小型无梁岔管锥管管节数少，转角较大，故考虑加厚20%，大型无梁岔管则可只加厚10%。是否能满足要求，可按附录方法进一步验算。附录是按旋转壳理论导出的，根据以往试验和有限元应力分析证实，可满足工程设计要求。

附录 F 钢管防腐蚀措施

20 世纪 80 年代以来，特别是 20 世纪 90 年代进一步改革开放，国外先进技术进入国内市场以来，我国钢结构防腐蚀技术有了很大发展，不论在钢材表面预处理方面，还是在涂料选择、热喷金属以及电化学保护方面，均有了较大的进展，取得了科研、设计和施工等方面的丰硕成果，并积累了丰富的实践经验。现就已有的资料，对修编的主要原则作以下说明：

(1) 从钢管的使用工况和检修条件来看，由于长年处于水下或潮湿状态，钢管内壁长年经受中等流速或泥砂水的冲击，检修条件差，机会少，因此要严格施工工艺和采用重防腐保护体系，力争达到长效功能。但要结合具体环境、工程大小、电站重要性、经济指标等区别对待，综合考虑。

(2) 要达到使用年限长，单靠涂料本身的优选是不够的，还要有切合实际的配套体系和严格的施工工艺，而最关键的因素是钢材表面预处理（除锈）质量。因此，本附录列入了对表面预处理的施工要求，因为水利部已颁布《水工金属结构防腐蚀规范》（SL105—95），故不作更多的叙述，具体要求可参照规范执行。

(3) 不论是涂料的选用，还是涂料的施工，从世界各国的发展趋势来看，都是把环境保护作为考虑的重要因素，在涂料选择方面本附录除了继续沿用原规范配套体系外，还列入了无机（水性）富锌底漆和无溶剂环氧涂料系列，这些涂料的有害挥发物 VOC 很小或者没有，是今后涂料生产的发展方向。在涂料施工方面，附录推荐采用封闭式车间配备除尘、除湿、温控等控制设备，以确保施工质量和改善工人的劳动保护条件。

(4) 热喷金属防腐，目前除了喷锌、喷铝以外，还有效果更佳的锌铝合金和稀土铝，这些也均有大量的科学试验对比资料和实践工程的考验资料。故本附录也适当列入，供设计者选用。不

过从我国以及国外压力钢管的涂装实际来看，采用热喷金属涂装钢管实例很少，绝大部分采用涂料保护。尽管热喷金属加涂料封闭联合保护的措施使用寿命要长，但很少在水电站压力钢管上采用。

(5) 钢管外壁与混凝土接触部位的涂料选择，过去一般均采用苛性钠水泥浆，经过多个工程实践，认为容易翻黄锈、脱落，故在 SL105—95 中，只推荐采用水泥砂浆。近几年在十三陵抽水蓄能电站压力钢管和小浪底电站隧洞钢衬上成功采用了无机改性水泥浆防腐，故本附录同时推荐不含苛性钠的水泥砂浆和无机改性水泥浆两种方案。

PDF 规范制作					
扫描	剪切	水印	制作 PDF	助理主管审核	专业编辑审核