中华人民共和国行业标准

铁路桥涵设计基本规范

Fundamental code for design
on railway bridge and culvert

TB 10002.1—2005

J 460—2005

主编单位：铁道第三勘察设计院

批准部门：中华人民共和国铁道部

施行日期：2005 年 6 月 14 日

中 国 铁 道 出 版 社

2005 年·北 京

中华人民共和国行业标准

铁路桥涵设计基本规范

TB 10002.1—2005

J 460—2005

*

中国铁道出版社出版发行

（100054，北京市宣武区右安门西街 8 号）

北京市兴顺印刷厂印

开本：850 mm×1 168 mm 1/32 印张：7 插页：3 字数：177 千字

2000 年 1 月第 1 版 2005 年 8 月第 2 版 2005 年 8 月第 2 次印刷

印数：15 001～23 000 册

统一书号：15113·2165 定价：35.00 元

版权所有 侵权必究

凡购买铁道版的图书，如有缺页、倒页、脱页者，请与本社发行部调换。

联系电话：路(021)73169，市(010)63545969

关于发布《铁路桥涵设计基本规范》等五项标准的通知

铁建设〔2005〕108号

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

以上标准由建设管理司负责解释，由铁路工程技术标准所组织出版社出版发行。

中华人民共和国铁道部

二〇〇五年六月十四日

前　言

本规范是根据铁道部建设管理司的安排，为贯彻落实铁路跨越式发展的要求，在《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—99）基础上修订而成的。

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

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

本规范共分 5 章，主要内容包括：总则、术语和符号、桥涵布置、设计荷载、桥涵设计的一般规定，另有 6 个附录。

本次修订的主要内容有：

1. 修改了适用范围：旅客列车最高行车速度为 160 km/h，货物列车为 120 km/h；

2. 修改了适用铁路等级：由Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ三级改为Ⅰ、Ⅱ两级；

3. 增加了桥梁适用跨度的规定；

4. 增加了桥梁结构应按 100 年正常使用要求设计的规定；

5. 修改了铁路涵洞设计洪水频率标准：由洪水频率 1/50 标准调整为 1/100 标准；

6. 增加了特殊结构及代表性桥梁应进行车桥耦合动力响应

分析的规定；

7. 明确了长大货物列车限速通过的检算、开行双层集装箱列车及开行 120 km/h 货物列车尚应符合有关规定要求的规定；

8. 增加了Ⅰ级铁路与道路交叉应采用立体交叉的规定；

9. 增加了设置限高标志、限界防护架及桥上安全防护设施的规定，取消了框架式地道桥净宽标准的规定；

10. 修改了选用桥涵结构建筑材料的规定；

11. 增加了挡碴墙内侧距线路中心距离的规定，调整了道碴桥面轨下枕底道碴的厚度；

12. 调整了桥上线路中心至人行道栏杆内侧最小净距的规定；

13. 取消了线路中心至人行道栏杆内侧的净距大于或等于 3.5 m 时可不设避车台的规定；

14. 增加了线路中心线距接触网支柱内侧最小距离的规定；

15. 修改了台后路桥过渡段设计的规定；

16. 修改了荷载分类和组合的规定；

17. 修改了碎石道碴材料容重的规定；

18. 增加了长钢轨纵向力、列车脱轨荷载及汽车撞击力的荷载；

19. 修改了离心力计算的规定；

20. 修改了列车的横向摇摆力的规定；

21. 修改了简支钢板梁竖向挠度限值的规定；

22. 增加了梁体水平挠度及频率限值的规定；

23. 增加了墩台基础的工后沉降量限值的规定；

24. 修改了墩台顶横向计算弹性水平位移限值及荷载组合的规定；

25. 增加了铺设焊接长钢轨的桥梁下部结构纵向水平线刚度的规定；

26. 增加了当桥梁采用橡胶支座时，应对梁体设置横向限位

装置的规定；

27. 修改了排洪涵洞的最小孔径的规定；

28. 修改了涵洞顶至轨底的最小填方厚度的规定；

29. 增加了涵洞工后沉降量限值的规定；

30. 增加了便于养护、维修的有关规定。

本规范以黑体字标志的条文为强制性条文，必须严格执行。

在执行本规范过程中，希望各单位结合工程实践，认真总结经验，积累资料。如发现需要修改和补充之处，请及时将意见及有关资料寄交铁道第三勘察设计院（天津市河北区中山路 10 号，邮政编码：300142），并抄送铁道部经济规划研究院（北京市海淀区羊坊店路甲 8 号，邮政编码：100038），供今后修订时参考。

本规范由铁道部建设管理司负责解释。

本规范主编单位：铁道第三勘察设计院。

本规范主要起草人：周四思、杜宝军、方根男、朱志营。

目　　次

1　总　　则 …… 1
2　术语和符号 …… 4
　2.1　术　　语 …… 4
　2.2　符　　号 …… 5
3　桥涵布置 …… 7
　3.1　一般要求 …… 7
　3.2　桥涵孔径 …… 8
　3.3　桥涵构造 …… 11
　3.4　桥头引线及桥上线路 …… 15
　3.5　养护设施 …… 16
4　设计荷载 …… 18
　4.1　荷载分类和组合 …… 18
　4.2　恒　　载 …… 19
　4.3　列车活载 …… 22
　4.4　其他荷载 …… 27
　4.5　人行道人行荷载 …… 31
　4.6　施工临时荷载 …… 32
5　桥涵设计的一般规定 …… 33
　5.1　梁　　桥 …… 33
　5.2　拱　　桥 …… 34
　5.3　墩　　台 …… 38
　5.4　涵　　洞 …… 43
　5.5　既有线顶进桥涵 …… 47
附录 A　主动土压力计算 …… 48

附录 B　静止土压力计算 …… 51
附录 C　铁路标准活载的换算均布活载和加载规定 …… 52
附录 D　全国基本风压分布图 …… 插页
附录 E　钢筋混凝土、混凝土和石砌体矩形截面杆件
　　计算温度图解 …… 59
附录 F.1　全国一月份平均气温（℃）图 …… 插页
附录 F.2　全国七月份平均气温（℃）图 …… 插页
本规范用词说明 …… 61
《铁路桥涵设计基本规范》条文说明 …… 62

1 总　　则

1.0.1 为统一铁路桥涵设计技术标准，贯彻国家有关法规和铁路技术政策，使铁路桥涵设计符合安全适用、技术先进、经济合理的要求，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于铁路网中客货列车共线运行、旅客列车设计行车速度等于或小于160 km/h、货物列车设计行车速度等于或小于120 km/h（转8A货车80 km/h）的Ⅰ、Ⅱ级标准轨距铁路桥涵的设计。

本规范适用跨度：混凝土梁跨度小于或等于96 m；

钢梁跨度小于或等于168 m，钢板梁跨度小于或等于40 m。

1.0.3 桥梁按其长度分类为：

特大桥——桥长500 m以上；

大　桥——桥长100 m以上至500 m；

中　桥——桥长20 m以上至100 m；

小　桥——桥长20 m及以下。

注：桥长——梁桥系指桥台挡碴前墙之间的长度；拱桥系指拱上侧墙或桥台侧墙间两伸缩缝外端之间的长度；刚架桥系指刚架顺跨度方向外侧间的长度。

1.0.4 桥涵设计时，应详细调查河流的历史和现状，研究其发展趋势，考虑桥涵与水利、航运、环保及工农业的相互关系，认真探明桥址地质情况，据以确定正确的设计方案。

1.0.5 桥涵结构在设计、制造、运输、安装和运营过程中，应具有规定的强度、刚度、稳定性和耐久性。桥梁结构应按100年设计使用年限设计。桥涵结构设计时，还应进行长大货物列车限速通过的检算。长大货物列车限速检算可按现行《铁路桥梁检定

规范》(铁运函〔2004〕120号)的有关规定办理。

结构设计应力求技术先进、经济合理，构件应力求标准化，便于制造和机械化施工，并应满足养护、抢修、检测、维修要求，配备必需的设施设备。

桥梁设计应结合环境，考虑造形美观。

1.0.6 桥涵结构尺寸及所采用的建筑材料，应考虑地区气温和环境等对其耐久性的影响。

1.0.7 桥涵应按表1.0.7的洪水频率标准进行设计或检算。

表1.0.7 桥涵洪水频率标准

铁路等级	设计洪水频率		检算洪水频率
	桥梁	涵洞	特大桥（或大桥）属于技术复杂、修复困难或重要者
Ⅰ级、Ⅱ级	1/100	1/100	1/300

注：1 若观测洪水（包括调查洪水）频率小于表列标准的洪水频率时，应按观测洪水频率设计，但当观测洪水频率小于下列频率时，应按下列频率设计：

Ⅰ、Ⅱ级铁路的特大桥及大中桥为1/300，小桥及涵洞为1/100。

2 当水位不随流量而定，如逆风、冰塞、潮汐、倒灌、河床变迁、水库蓄水及其他水工建筑物的壅水等，则流量与水位应分别确定。

3 设在水库淹没范围内的桥涵，仍采用表列洪水频率标准。设在水坝下游的桥涵，若水库设计洪水频率标准高于桥涵洪水频率标准，则按表列标准的水库泄洪量加桥坝之间的汇水量作为桥涵设计及检算流量；若水库校核洪水频率标准低于桥涵洪水频率标准，则应与有关部门协商，提高水坝校核洪水频率标准，使之与铁路桥涵洪水频率标准相同。如有困难，除按河流天然状况设计外，并应适当考虑破坝可能对桥涵造成的不利影响。

4 在水坝上下游影响范围内的桥涵，如遇水库淤积严重等情况可能对桥涵造成不利影响时，桥涵的设计洪水频率标准可酌量提高。

5 有压和半有压涵洞的孔径应按设计路堤高度的洪水频率检算。

6 改建既有线或增建第二线时的洪水频率，应根据多年运营情况和水害的具体情况加以考虑，利用既有建筑物，避免大拆大改。

1.0.8 特殊结构及代表性桥梁应进行车桥耦合动力响应综合分析，其列车运行安全性和平稳性指标应满足现行《铁道车辆动力学性能评定和试验鉴定规范》(GB 5599)和《铁道机车动力学性能试验鉴定方法及评定标准》(TB/T 2360)的有关规定。

道碴桥面强振频率不大于 20 Hz 的列车竖向振动加速度 $a \leqslant 0.35g$。

1.0.9 开行双层集装箱列车的桥梁设计除应符合本规范规定外，尚应满足相关规定。

1.0.10 铺设无碴轨道或开行 120 km/h 货物列车的铁路桥梁，除应满足本规范规定外，尚应满足相关的规定。

1.0.11 铁路桥涵应按《铁路运输安全保护条例》(中华人民共和国国务院令第 430 号）的有关规定，进行安全保护标志，警示标志、防护设施的设计。

1.0.12 改建既有线或增建第二线时，增建路段应采用新建标准，改建路段宜采用新建标准。

1.0.13 铁路桥涵设计除应符合本规范规定外，尚应符合国家现行的有关强制性标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术　　语

2.1.1 铁路桥梁　railway bridge

铁路跨越天然障碍物或人工设施的架空建筑物。

2.1.2 铁路涵洞　culvert for railway

横穿铁路路基，用以排洪、灌溉或作为通道的建筑物。

2.1.3 顶进桥涵　jacked-in bridge or culvert

穿越既有铁路路基用顶进方法施工的桥涵。

2.1.4 桥跨结构　bridge superstructure

梁桥支座以上或拱桥起拱线以上跨越桥孔的结构。

2.1.5 列车竖向振动加速度　carboby verticai acceleration

车体竖向振动惯性力与车体重之比。

2.1.6 工后沉降　settlement after construction

基础设施竣工铺轨开始以后产生的沉降量。

2.1.7 列车竖向动力　vertical dynamic force of train

列车运行时产生的竖向动力作用。

2.1.8 列车离心力　centrifugal force of train

列车运行在曲线上产生的倾向曲线外侧的水平力。

2.1.9 列车制动力　braking force of train

运行的列车制动时，对建筑物产生的与运行方向相同的水平力。

2.1.10 列车牵引力　tractive force of train

列车启动时，对建筑物产生的与运行方向相反的水平力。

2.1.11 列车摇摆力　lateral sway force of train

列车运行时对钢轨顶面产生的左右水平力。

2.1.12 伸缩力 longitudinal force due to temperature variation

因温度变化，桥梁与长钢轨纵向相对位移而产生的纵向力。

2.1.13 挠曲力 longitudinal force due to deflection of the structure

在列车荷载作用下，桥梁挠曲引起桥梁与长钢轨纵向相对位移而产生的纵向力。

2.1.14 断轨力 breaking force of long rail

因长钢轨折断，引起桥梁与长钢轨纵向相对位移而产生的纵向力。

2.1.15 长钢轨纵向力 longitudinal force due of longrail

伸缩力、挠曲力、断轨力的总称。

2.1.16 桥墩 pier

支承相邻桥跨结构，并将其荷载传给地基的建筑物。

2.1.17 桥台 abutment

连接桥跨结构和路基的支挡建筑物。

2.2 符　　号

2.2.1 外力和内力

p——路堤作用于涵洞上的竖向土压力

e——路堤作用于涵洞上的水平土压力、活载作用于涵洞上的水平土压力

q_h——活载作用于涵洞上的竖向压力

ξ——土压力系数

K——土压力系数、桥墩形状系数

$1+\mu$——动力系数

W——风荷载强度、船只重或排筏重、列车竖向静活载

W_0——基本风压

P——流水压力

F——船只或排筏的撞击力

q_1——恒载及活载对圆形涵洞管节作用的竖向压力

q_2——恒载及活载对圆形涵洞管节作用的水平压力

2.2.2 几何参数

L——桥梁跨度、影响线加载长度

f——拱的矢高

L_0——拱圈的计算长度

Δ——墩台顶帽面的水平位移

r——圆形管节的平均半径

3 桥涵布置

3.1 一般要求

3.1.1 桥涵布置应不占或少占耕地，考虑水陆交通、排灌需要和上下游居民、房舍、农作物的安全，并应与城镇等的排水设施组成完整、通畅的排水系统。

3.1.2 Ⅰ级铁路与道路交叉应采用立体交叉，其他设置立体交叉的条件可按照现行《铁路线路设计规范》有关规定办理。

3.1.3 跨越一条河流时，以设置一座桥为原则。

当桥址处有两个及两个以上的稳定河槽，或滩地流量占设计流量比例较大，且水流不易引入同一桥时，可在主河槽和支岔或滩地上分别设桥，不应用长大导流堤强行集中水流。

3.1.4 平坦、草原、漫流地区，应按分片泄洪布置桥涵，但不宜过稀。

3.1.5 天然河道不应轻易改移。如确能改善桥涵工作状况或有显著经济效益时，方可改移河道或裁弯取直，但应考虑由此而产生的河流水力条件变化的影响。

3.1.6 桥址中线宜与洪水流向正交，宜避免在桥头形成水袋而产生三角回流，影响线桥安全。

3.1.7 不没水的导治建筑物顶面，应高出桥梁设计洪水频率的水位（考虑水面坡度）至少 0.25 m，必要时尚应考虑壅水高、波浪侵袭高、局部股流涌高、斜水流局部冲高、河弯超高、河床淤积等影响。

没水的导治建筑物的顶面宜高出常水位。

不没水导治建筑物迎水面应全高防护。没水导治建筑物的两侧及顶面均应防护。各种导治建筑物的防护标准，视其可能遭受

水流、波浪、流冰、流木、漂流物等的冲击而定。坡脚的设计，应考虑冲刷的影响。

3.1.8 通航河流上，桥址中线应与航线正交。当不能避免斜交时，应适当加大通航净孔。对变迁性河道，应考虑其对通航孔的影响。

3.1.9 铁路桥和公路桥以分建为宜。如需合建，应报部批准。

3.1.10 增建第二线桥梁时，布置在既有线桥的上游或下游以及两线间的距离，应视国防要求、水文和地质条件、既有桥的工作情况、基础结构状态、通航要求、施工和行车干扰等因素，全面考虑确定。

第二线桥和既有线桥当处在水流干扰范围内时，应使两桥的墩台中心线相对应，大致与洪水流向平行。

3.1.11 改建的桥涵，当原来的中线、位置无明显缺陷，在线路平面及纵断面上的配合也合理时，应保持原来的中线及位置。

当有足够的根据，并经使用部门同意，方可在既有线上封闭或增设桥涵。

3.2 桥涵孔径

3.2.1 桥涵孔径必须保证设计频率洪水、流冰、流木、泥石流、漂流物等安全通过，并应考虑壅水、冲刷对上下游的影响，确保桥涵附近路堤的稳定，便于养护与维修。

3.2.2 设计桥梁孔径时，应注意河床变迁，不宜改变水流天然状态。

当河床有被冲刷的可能时，其容许冲刷系数（桥下需要过水面积与供给面积之比）不宜大于表 3.2.2 所列值。

平原地区桥孔按冲刷系数计算后，必须检算桥前壅水对上游村镇与农田的影响。当有危害时，需放大桥孔。

人工渠道上的桥孔不宜压缩，并应减少中墩。

泥石流地区的桥孔应按沟谷通过地段的基本河宽设计，不宜压缩和过分扩大，宜以单孔或多孔的较大跨度桥梁跨过，并不得在桥下开挖。

位于水库影响范围的桥孔设计，除应考虑河流的天然状况

外，尚应考虑水库所引起的河流状况的变化。

表 3.2.2 容许冲刷系数

河流类型		冲刷系数	附 注	河流类型		冲刷系数	附 注
山区	峡谷区	≤1.2	无 滩	山前区	稳定河段	≤1.4	—
	开阔区	≤1.4	有 滩		变迁性河段	按地区经验确定	—
平原区		≤1.4	—				

注：宽浅河流平均水深小于或等于 1.0m 时，容许冲刷系数按地区经验决定。

3.2.3 跨河桥梁应计算桥下一般冲刷及墩台附近局部冲刷，并考虑设计频率洪水时河床变迁、天然冲刷及正在发育过程中河道天然下切的影响。

水坝下游的桥梁尚应考虑坝下的局部冲刷和清水冲刷的影响。

3.2.4 新建铁路大中桥不得采用桥下河床铺砌。

3.2.5 不通航亦无流筏的桥孔，其桥下净空高度应符合表 3.2.5 的规定。

表 3.2.5 桥下净空高度

序号	桥的部位	高出设计洪水频率水位加 Δh 后的最小高度（m）	高出检算洪水频率水位加 Δh 后的最小高度（m）
1	梁底（洪水期无大漂流物时）	0.50	0.25
2	梁底（洪水期有大漂流物时）	1.50	1.00
3	梁底（有泥石流时）	1.00	—
4	支承垫石顶	0.25	—
5	拱肋和拱圈的拱脚	0.25	—

注：1 表中的“设计（或检算）洪水频率水位”系指相应于第 1.0.7 条表 1.0.7 中的设计（或检算）洪水频率的水位；“Δh”系表示根据河流具体情况，分别考虑壅水、浪高、河弯超高、河床淤积、局部股流滞高等影响的高度；

2 洪水期无大漂流物通过的河流，实腹式无铰拱桥的拱脚，允许被设计洪水频率水位加 Δh 后的水位淹没，但此水位不应超过矢高之半，且距拱顶的净高亦不应少于 1.0m；

3 有严重泥石流或钢梁下在洪水期有大漂流物通过时，应根据具体情况，采用大于表列的净空高度。

3.2.6 通航与流筏的桥孔，其桥下净空和设计航行水位均应与航运及筏运部门协商确定。在有流冰或流木的河流上，宜按实际调查的流冰或流木的大小酌留一定富余量，作为确定桥下净空的依据。

3.2.7 简支梁桥的跨度应符合表3.2.7所示现行国家标准《铁路桥梁跨度系列》(GB/T 904—94)的规定。

表3.2.7 铁路桥梁跨度系列

跨　　度（支点距离）(m)	4	5	6	8	10
梁　　长（m）	4.5	5.5	6.5	8.5	10.5
跨　　度（支点距离）(m)	12	16	20	24	32
梁　　长（m）	12.5	16.5	20.6	24.6	32.6
跨　　度（支点距离）(m)	40	48	56	64	80
梁　　长（m）	40.6	49.1	57.1	65.1	81.1
跨　　度（支点距离）(m)	96	112	128	144	168
梁　　长（m）	97.1	113.5	129.5	145.5	169.5

注：其他式样桥梁的跨度或梁长可参照表中尺寸确定。

3.2.8 道路跨越铁路的立交桥和铁路跨越铁路的立交桥，其桥下净空应符合铁路限界的规定。

道路在铁路下面通过的立交桥，其建筑限界应符合国家现行有关标准和规范，并设置限高标志。铁路立交桥下的乡村道路净空，还应符合铁路线路设计规范现行的有关规定。当通过机动车辆且桥下净空不足5 m时，应有充分技术经济依据，并设置限界防护架。铁路与道路立交桥上尚应按有关规定设置安全防护设施。当选择为梁式桥时，其桥梁跨度应按表3.2.7选用；当选择为框架式地道桥时，其桥下净宽应结合公路机动车道和非机动车道及人行道的布置，确定合理的净宽，其净空高度应符合交通部现行《公路工程技术标准》的规定。必要时尚应与使用部门协商确定桥下净宽和净高。

季节性的排洪桥涵，有条件时，可兼作立交桥使用。

3.2.9 涵洞宜设计为无压的。无压涵洞洞内顶点高出洞内设计频率水位的净空高度应按表 3.2.9 确定。

表 3.2.9 涵洞净空高度

涵洞类型 / 涵洞结构净高 H（m）	圆 涵	拱 涵	矩形涵
≤3	≥$H/4$	≥$H/4$	≥$H/6$
>3	≥0.75 m	≥0.75 m	≥0.50 m

3.2.10 改建既有线的桥涵，其孔径和净空高度应按新建的设计标准办理。当确有困难时，可根据具体情况和养护经验酌量处理。

3.3 桥涵构造

3.3.1 同一区段内桥涵的孔径与式样应力求简化。桥跨结构的类型，除通航和特殊需要外，同一座桥宜采用等跨及相同类型的桥跨结构。

3.3.2 泥石流或水流含砂石较多的河沟、多年冻土地区有冰椎、冰丘处，以及水库淹没范围内均宜设桥，不宜设涵。

河谷弯曲，水文、地质条件又适合时，可采用泄水隧洞。

大型灌溉渠上，不宜采用圆涵。

各级铁路不应采用明渠。

3.3.3 桥涵结构的建筑材料应根据制造水平和材料供应情况选用，可采用混凝土、钢筋混凝土、预应力混凝土或钢材。

跨线桥和车站内的桥，不宜采用明桥面。

3.3.4 桥涵结构的各部位，均应保持良好的排水、通风条件和必要的维修工作空间。

3.3.5 桥涵结构的表面应选用适当的建筑材料，以防气候、煤烟、水流、流石和流冰等的损害以及水和土的侵蚀作用，必要时

尚应增加防护设施。

防水层铺设办法应按铁道部有关规定执行。

3.3.6 新建Ⅰ级铁路道碴桥面的道碴槽挡碴墙内侧距线路中心不应小于2.2 m，轨下枕底道碴厚度不应小于0.30 m；新建Ⅱ级铁路道碴桥面的道碴槽挡碴墙内侧距线路中心不宜小于2.2 m，轨下枕底道碴厚度不应小于0.25 m。桥上应铺设碎石道碴，道碴桥面枕底应高出挡碴墙顶不小于0.02 m。

3.3.7 对于温度跨度大于100 m的钢梁，每一温度跨度应安设一幅温度调节器。

对于其他桥，应根据具体情况设置温度调节器。

一般情况下，温度调节器的尖轨尖端应顺重车方向。

3.3.8 在下列情况下，桥上基本轨的内侧应铺设护轨：

1 特大桥及大中桥；

2 桥长等于和大于10 m的小桥，当曲线半径小于或等于600 m，或桥高（轨底至河床最低处）大于6 m时；

3 跨越铁路、重要公路、城市交通要道的立交桥。

双线桥各线均应铺设护轨。三线及以上的桥，当各线的桥面分别设于分离式的桥跨结构上时，各线均应铺设护轨；当各线铺于同一桥跨结构（如整体刚架桥）上时，可仅对两外侧线铺设护轨。桥上护轨宜采用不小于43 kg/m的钢轨。

护轨顶面不应高出基本轨顶面5 mm，也不应低于基本轨顶面25 mm。

不采用机械化养护的桥梁，其护轨与基本轨头部间净距应为200 mm，当采用60 kg/m基本轨时，其净距应为220 mm。采用机械化养护的桥梁，其护轨与基本轨头部间净距应符合有关规定。

护轨伸出桥台挡碴前墙以外的直轨部分长度不应小于5 m，当直线上桥长大于50 m及曲线上桥长大于30 m时应为10 m，然后弯曲交会于铁路中心，并将轨端切成斜面联结。弯轨部分的长

度不应少于5 m，轨端超出台尾的长度不应少于2 m。自动闭塞区间在护轨交会处应安装绝缘衬垫。

3.3.9 明桥面应用油质防腐木枕，其尺寸应按表3.3.9选用，两枕间净距为0.10～0.18 m。新建桥梁应采用分开式扣件，木枕和钢梁不得采用钩螺栓连接。

表3.3.9 明桥面木枕尺寸

主梁或纵梁中心距（m）	木枕标准断面		长度（m）	附注
	宽度（m）	高度（m）		
1.5	0.20	0.22	3.00	多腹板的主梁以内侧腹板间距为准
1.5以上～2.0	0.20	0.24	3.00	
2.0以上～2.2	0.22	0.26	3.00	
2.2以上～2.3	0.22	0.28	3.20	
2.3以上～2.5	0.24	0.30	3.20或3.40	

3.3.10 桥上人行道及栏杆的设置应符合下列要求：

1 明桥面应在轨道中心铺设步行板，并在桥梁桥面设置双侧带栏杆的人行道。道碴桥面应设置双侧带栏杆的人行道。

2 桥上线路中心至人行道栏杆内侧的最小净距应按表3.3.10确定。对于人行道宽度有特殊要求的特大桥和人烟稀少地区的桥梁，其桥上线路中心至人行道栏杆内侧的净距宜根据具体情况确定。个别情况下，当桥上允许非养护人员通过时，线路中心至人行道栏杆内侧净距应根据具体需要考虑，并在人行道与线路之间采取可靠的安全分隔措施。

3 有碴桥面人行道宜优先采用整体桥面，并根据桥位具体情况和养护维修不同要求考虑维修通道的设置。

4 在不考虑大型养路机械的桥上，养路机械可由避车台存放，人行道不考虑由于养路机械化的需要而加宽。特大桥桥上无电源时，避车台除考虑存放养路机械外，尚应考虑养路机械发电机组作业的需要，每隔500 m距离宜加大一处避车台。

表 3.3.10　桥上线路中心至人行道栏杆内侧的最小净距

类　　别		线路中心至人行道栏杆内侧的最小净距（m）		
		直线上的桥和 $R>3000$ m 曲线上的桥	曲线上的桥	
			3000 m$\geqslant R\geqslant$600 m	$R<600$ m
区间内的小、中、大、特大桥	明桥面	2.45	2.70	3.00
	道碴桥面	3.00	3.25	3.50
车站内的小、中、大、特大桥	明桥面	3.00	3.25	3.50
	道碴桥面	3.20	3.50	3.50
牵出线和梯线上的小、中、大、特大桥	明桥面	3.50	3.50	3.50
	道碴桥面	3.50	3.50	3.50

注：表内 R 为曲线半径（m）。

采用大型养路机械的铁路桥梁不再设养路机械作业平台。

3.3.11　在两台尾之间，沿桥梁全长每隔 30 m 左右，应在每侧人行道栏杆外侧各设置避车台一座。线路中心至避车台内侧的净距不小于 4.25 m。当列车行车速度等于或小于 120 km/h，单线桥应在两侧人行道上按间隔 30 m 左右交错设置避车台。双线及多线桥设有双侧人行道时，应在每一侧各相距 30 m 左右设置避车台。

3.3.12　桥梁固定支座的布置应符合下列规定：

1　在坡道上，设在较低一端；

2　在车站附近，设在靠车站一端；

3　在区间平道上，设在重车方向的前端。

对于双线桥，亦应符合上列第 1、2 款规定，但在区间平道上，两线固定支座均设于两线中主要重车方向的前端。

上述条件相互抵触时，应先满足坡道上的要求。

除特殊设计外，不得将顺线路方向相邻两孔的固定支座安设在同一桥墩上。

3.3.13　通信、信号线路可采用在桥上设置通信、信号电缆槽的

方式过桥。电力线路过河，当河流水面不宽时，可采用架空明线过河；当河流水面较宽时，可采用桥上设置电力电缆槽的方式过桥。在预定为电力牵引的铁路上，当桥长在 40 m 以上时，应预留设置接触网支架的位置，曲线地段一般设在外侧，直线地段可根据桥两端连接情况确定其左右侧。线路中心线距接触网支柱内侧最小距离不应小于 2.8 m。

3.4 桥头引线及桥上线路

3.4.1 特大桥和大中桥桥头引线的路肩高程，应高出桥梁设计洪水频率的水位（考虑水面坡度）加壅水高、波浪侵袭高、局部股流涌高、斜水流局部冲高、河弯超高、河床淤积等影响至少 0.5 m。

小桥涵附近的路肩高程，应高出设计洪水频率水位加壅水高至少 0.5 m。

3.4.2 桥台与路基连接处应符合下列条件：

1 台尾上部伸入路肩最少 0.75 m；

2 锥体坡面距支承垫石顶面后缘不小于 0.3 m；

3 埋式桥台锥体坡面与台身前缘相交处高出设计洪水频率水位不少于 0.25 m；

4 锥体顺线路方向的坡度，路肩下 0～6 m 不陡于 1∶1，6～12 m 不陡于 1∶1.25，大于 12 m 不陡于 1∶1.5；

5 钢筋混凝土刚架桥的锥体坡面顺线路方向的坡度不陡于 1∶1.5。

3.4.3 台后路桥结合部（含过渡段）的设计及填料和压实标准应符合现行《铁路路基设计规范》(TB 10001)的规定，保证该区段的线路稳定。

3.4.4 锥体填方坡面应以全高防护，并根据水流流速、流冰、流木等情况决定防护标准。其坡脚埋入深度应考虑一般冲刷的影响。

涵洞附近路堤坡面应铺砌防护。其防护高度按第 3.4.1 条所规定的洪水频率标准，在上、下游水位上另加 0.25 m。防护高度均不应低于锥体高度。

3.4.5 大中桥宜设在直线上。困难条件必须设在曲线上时，慎用最小曲线半径。跨度大于 40 m 或桥长大于 100 m 的明桥面桥，宜设在半径大于 1000 m 的曲线上。桥上应避免采用反向曲线。

3.4.6 明桥面的桥宜设在平坡上。跨度大于 40 m 或桥长大于 100 m 的明桥面的桥不应设置在大于 4‰的坡道上。确有困难，应有充分的技术经济论证，但不得大于 12‰。

竖曲线和缓和曲线不应设在明桥面上。

3.5 养护设施

3.5.1 为保证维修养护人员的正常工作及操作安全，桥涵应设必要的检查设备。

当梁跨大于 10 m，墩台顶帽面至地面的高度大于 4 m，或经常有水的河流，墩台顶应设围栏、吊篮（桥墩设双侧）；桥面下至墩台顶应设梯子；检查墩台侧面可设移动的梯子或小船。

梁、拱等应根据结构形式和需要，分别安装吊篮、检查板、活动检查小车、动力检查小车、栏杆和梯子等。

长大与重要的桥梁应根据构造特点和需要，设置专门的检查设备。

当桥涵处路堤高度超过 3.0 m 时，应在路堤边坡上设置简易台阶。

3.5.2 技术复杂、修复困难的特大桥和明桥面的大桥及其他重要的桥梁，应设桥梁巡守工值班室并装设电话，设置电力照明。

桥梁应根据需要设置营房。

3.5.3 明桥面钢桥应按表 3.5.3 的规定设置防火桶或砂箱。

长大与重要的桥梁，视实际情况再配备化学灭火器、水枪、抽水机等防火用具。

表 3.5.3　明桥面钢桥防火桶或砂箱的设置

桥梁全长（m）	水桶或砂箱数量及安装位置
30～60 以内	桥头设置一个
60～120 以内	桥两头各设置一个
120 及以上	除桥两头各设置一个外，并每隔约 60 m 交错设置一个

注：桥梁全长指两桥台尾之间的长度。

3.5.4　全长大于 500 m 的钢梁桥和多线并行总长大于 500 m 的钢梁桥，应在桥头设动力设备，并在桥上安装风管、水管、电力动力线以及相应的设备，必要时配备船只。

3.5.5　通航桥梁应与航运部门协商，设置必要的航标等设施。

4 设计荷载

4.1 荷载分类和组合

4.1.1 桥涵结构设计应根据结构的特性，按表 4.1.1 所列的荷载，就其可能的最不利组合情况进行计算。

表 4.1.1 桥 涵 荷 载

荷载分类		荷载名称	荷载分类	荷载名称
主力	恒载	结构构件及附属设备自重 预加力 混凝土收缩和徐变的影响 土压力 静水压力及水浮力 基础变位的影响	附加力	制动力或牵引力 风力 流水压力 冰压力 温度变化的作用 冻胀力
	活载	列车竖向静活载 公路活载（需要时考虑） 列车竖向动力作用 长钢轨纵向水平力（伸缩力和挠曲力） 离心力 横向摇摆力 活载土压力 人行道人行荷载	特殊荷载	列车脱轨荷载 船只或排筏的撞击力 汽车撞击力 施工临时荷载 地震力 长钢轨断轨力

注：1 如杆件的主要用途为承受某种附加力，则在计算此杆件时，该附加力应按主力考虑；

2 流水压力不与冰压力组合，两者也不与制动力或牵引力组合；

3 船只或排筏的撞击力、汽车撞击力以及长钢轨断轨力，只计算其中的一种荷载与主力相组合，不与其他附加力组合；

4 列车脱轨荷载只与主力中恒载相组合，不与主力中活载和其他附加力组合；

5 地震力与其他荷载的组合见国家现行《铁路工程抗震设计规范》(GBJ 111)的规定；

6 长钢轨纵向力及其与制动力或牵引力等的组合，按《新建铁路桥上无缝线路设计暂行规定》有关规定办理。

4.1.2 桥梁设计时，应仅考虑主力与一个方向（顺桥或横桥方向）的附加力相结合。

4.1.3 根据各种结构的不同荷载组合，应将材料基本容许应力和地基容许承载力乘以不同的提高系数。对预应力混凝土结构中的强度及抗裂性计算，应采用不同的安全系数。

4.1.4 铁路公路两用的桥梁，考虑同时承受铁路和公路活载时，铁路活载应按本章有关规定计算，公路活载应按交通部现行的《公路工程技术标准》规定的全部活载的75%计算，但对仅承受公路活载的构件，应按公路全部活载计算。

4.2 恒　　载

4.2.1 桥涵结构的恒载应按下列规定计算：

1 一般常用材料容重（kN/m^3）

钢	78.5
铸铁	72.5
铅	114.0
钢筋混凝土（配筋率在3%以内）	25.0
混凝土和片石混凝土	23.0
浆砌粗料石	25.0
浆砌块石	23.0
浆砌片石	22.0
干砌片石	20.2
填土	17.0
填石（利用弃碴）	19.0
碎石道碴	21.0
浇注的沥青	15.0
压实的沥青	20.0
不注油的木材	7.5
注油的木材	9.0

钢筋混凝土中配筋率大于3%时，其容重为单位体积中混凝土（扣除所含钢筋体积）自重加钢筋自重。

2 直线上双侧人行道铺设木步行板时采用8kN/m，铺设钢筋混凝土或钢步行板时采用10kN/m。

3 焊接桥梁焊缝的自重采用1.5%；栓焊桥梁焊缝的自重采用1.5%；高强度螺栓按实际数量计算。

4 当全跨度上的竖向恒载不均匀，但实际的不均匀值与平均值相差不大于平均值的10%时，可按均匀计算。

4.2.2 作用于墩台上的土的侧压力可按库仑（楔体极限平衡）理论推导的主动土压力计算（见本规范附录A）。对渗水土采用内摩擦角 $\phi=33°$；对一般填石（利用弃碴）采用内摩擦角 $\phi=40°$；填料与墩台表面的外摩擦角 $\delta=\phi/2$。当实际情况与上述有出入时，应以实际资料或通过试验作为计算的根据。若土质分层有变化或水位影响计算参数时，应作分层计算。

台后过渡段填土的内摩擦角应根据台后填筑的实际情况确定。

在计算滑动稳定时，墩台前侧不受冲刷部分土的侧压力可按静止土压力计算（见附录B）。对承受土侧压力的构架式墩台，作用在桩、柱上的土压力计算宽度按下列规定计算（图4.2.2）：

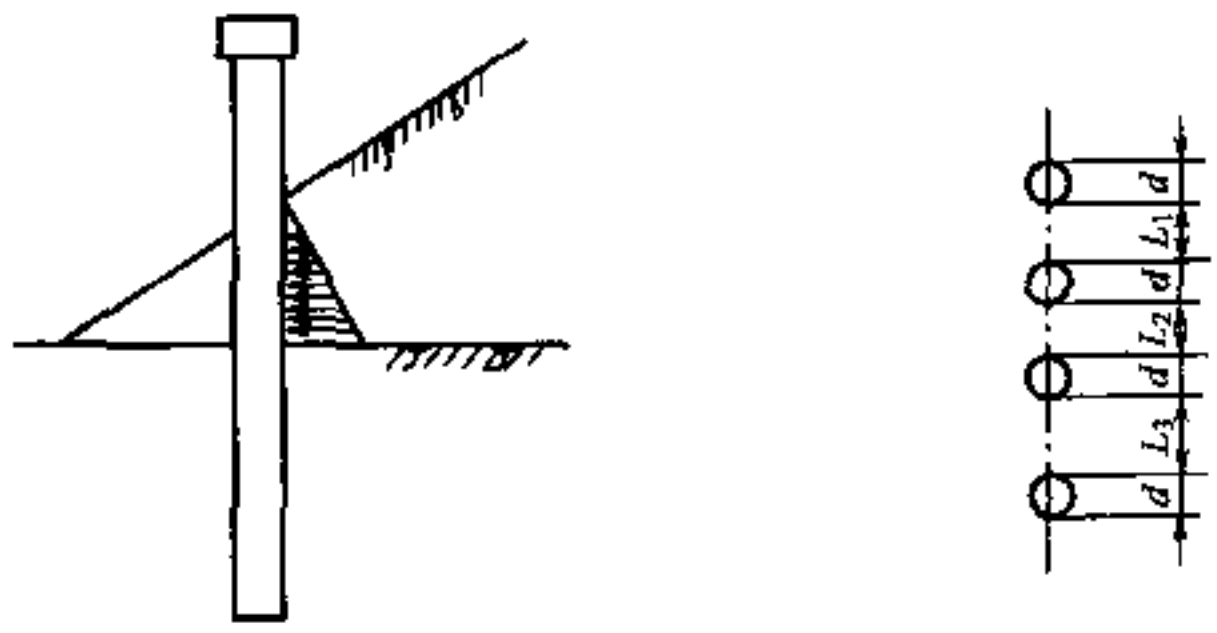


图4.2.2 作用于桩、柱上的土压力

当 $L_i \leqslant d$ 时，不考虑桩、柱之间空隙的折减，作用在每一

桩、柱上的土压力计算宽度 $b=\dfrac{\left(nd+\sum_{i=1}^{n-1}L_i\right)}{n}$。

当 $L_i>d$ 时，考虑桩、柱间空隙的折减：$d\leqslant 1.0$ m 时，作用在每一桩、柱上的土压力计算宽度 $b=\dfrac{d(2n-1)}{n}$；$d>1.0$ m 时，作用在每一桩、柱上的土压力计算宽度 $b=\dfrac{n(d+1)-1}{n}$。

上述公式中，d 为桩、柱直径或宽度，L_i 代表桩、柱间的净距，n 为桩、柱的根数。

4.2.3 路堤填方作用于涵洞的竖向压力和水平压力，应按下列公式计算：

竖向压力　　$p=K\gamma H$　　(4.2.3—1)

水平压力　　$e=\xi\gamma H_1$　　(4.2.3—2)

式中　p,e ——压力（kPa）；

H——填方高度，由轨底至涵洞顶（m）；

H_1——填方高度，由轨底至涵洞计算截面处（m）；

γ——填料容重（kN/m^3）；

ξ——系数，填土采用 0.25 或 0.35，视设计的控制情况采用，经久压实的路堤采用 0.25；

K——系数，见表 4.2.3，经久压实的路堤采用 1.0。

表 4.2.3　系　数　K

H/D	0.1	0.5	1	2	3	4
K	1.04	1.20	1.40	1.45	1.50	1.45
H/D	5	6	7	8	9	≥10
K	1.40	1.35	1.30	1.25	1.20	1.15

注：1　表中 D 系指涵洞的外形宽度（m）。对于边墙背为倾斜的涵洞，系指墙底面的外形宽度；对于圆涵，系指外直径。

2　新填土的涵洞应分别考虑路堤为新填土和经久压实土的两种情况计算。在已压实的旧路堤中，用顶进法施工的涵洞，仅考虑路堤为经久压实的情况。

4.2.4 位于碎石土、砂土、粉土等透水地基上的墩台，当检算稳定性时，应考虑设计洪水频率水位的水浮力；计算基底应力或基底偏心时，仅考虑常水位（包括地表水或地下水）的水浮力。

检算墩台身截面或检算位于黏性土上的基础，以及检算岩石（破碎、裂隙严重者除外）上的基础且基础混凝土与岩石接触良好时，均不考虑水浮力。

位于粉质黏土和其他地基上的墩台，不能肯定是否透水时，应分别按透水与不透水两种情况检算基底而取其不利者。

4.3 列车活载

4.3.1 铁路列车竖向静活载必须采用中华人民共和国铁路标准活载，即“中—活载”。标准活载的计算图式见图 4.3.1。

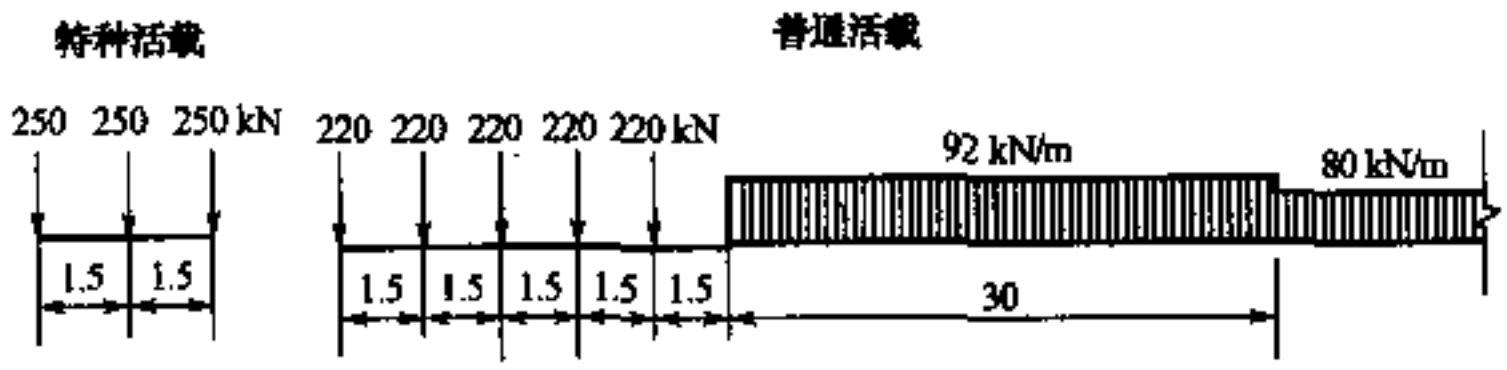


图 4.3.1 “中—活载”图式（距离以 m 计）

设计中采用“中—活载”加载时，标准活载计算图式可任意截取。“中—活载”换算均布静活载和加载规定见本规范附录 C。

桥跨结构和墩台尚应按其所使用的架桥机加以检算。

4.3.2 用空车检算桥梁各部构件时，其竖向静活载应采用每线路 10 kN/m 计算。

4.3.3 列车静活载在桥台后破坏棱体上引起的侧向土压力，应按列车静活载换算为当量均布土层厚度计算（见本规范附录 A）。

4.3.4 计算活载对涵洞的竖向压力和水平压力时，假定活载在轨底平面上的横向分布宽度为 2.5 m，其在路基内与竖直线成一角度（正切为 0.5）向外扩散，可按下列公式计算：

水平压力
$$e = \xi q_h \tag{4.3.4—1}$$

竖向压力
$$q_h = \frac{165}{2.5 + h} \qquad (4.3.4\text{—}2)$$

式中 e, q_h——压力（kPa）；

ξ——系数，见本规范第 4.2.3 条；

h——轨底以下的深度（m）。

4.3.5 列车竖向活载包括列车竖向动力作用，该列车竖向活载等于列车竖向静活载乘以动力系数（$1+\mu$），其动力系数应按下列公式计算：

1 简支或连续的钢桥跨结构和钢墩台：

$$1+\mu = 1 + \frac{28}{40 + L} \qquad (4.3.5\text{—}1)$$

2 钢与钢筋混凝土板的结合梁：

$$1+\mu = 1 + \frac{22}{40 + L} \qquad (4.3.5\text{—}2)$$

3 钢筋混凝土、混凝土、石砌的桥跨结构及涵洞、刚架桥，其顶上填土厚度 $h \geqslant 1$ m（从轨底算起）时，不计列车竖向动力作用。当 $h < 1$ m 时：

$$1+\mu = 1 + \alpha\left(\frac{6}{30 + L}\right) \qquad (4.3.5\text{—}3)$$

式中 $\alpha = 4(1-h) \leqslant 2$。

式（4.3.5—1）～式（4.3.5—3）中的 L 以 m 计，除承受局部活载杆件为影响线加载长度外，其余均为桥梁跨度。

4 空腹式钢筋混凝土拱桥的拱圈和拱肋：

$$1+\mu = 1 + \frac{15}{100 + \lambda}\left(1 + \frac{0.4L}{f}\right) \qquad (4.3.5\text{—}4)$$

式中 L——拱桥的跨度（m）；

λ——计算桥跨结构的主要杆件时为计算跨度（m）；对于只承受局部活载的杆件，则按其计算图式为一个或数个节间的长度（m）；

f——拱的矢高（m）。

支座的动力系数计算公式与相应的桥跨结构计算公式相同。

4.3.6 桥梁在曲线上时，应考虑列车竖向静活载产生的离心力。

1 离心力应按下列公式计算：

$$\left.\begin{array}{ll} \text{对集中活载 } N & F=\dfrac{v^2}{127R}(f\times N) \\ \text{对分布活载 } q & F=\dfrac{v^2}{127R}(f\times q) \end{array}\right\} \quad (4.3.6\text{—}1)$$

式中 F——离心力（kN）；

N——“中—活载”图式中的集中荷载（kN）；

q——“中—活载”图式中的分布荷载（kN/m）；

v——设计速度（km/h）；

R——曲线半径（m）；

f——竖向活载折减系数，按式（4.3.6—2）计算：

$$f=1.00-\frac{v-120}{1000}\left(\frac{814}{v}+1.75\right)\left(1-\sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) \quad (4.3.6\text{—}2)$$

L——桥上曲线部分荷载长度（m）。

当 $L\leqslant 2.88$ m 或 $v\leqslant 120$ km/h 时，f 值取 1.0；当计算 f 值大于 1.0 时取 1.0；当 $L>150$ m 时，取 $L=150$ m 计算 f 值。

2 离心力按水平向外作用于轨顶以上 2.0 m 处。

3 当计算速度大于 120 km/h 时，离心力和竖向活载组合时应考虑以下三种情况：

1）不折减的“中—活载”和按 120 km/h 速度计算的离心力（$f=1.0$）；

2）折减的“中—活载”（$f\times N$，$f\times q$）和按设计速度计算的离心力（$f<1.0$）；

3）曲线桥梁还应考虑没有离心力时列车活载作用的情况。

4.3.7 制动力或牵引力应按列车竖向静活载的 10% 计算。但当与离心力或列车竖向动力作用同时计算时，制动力或牵引力应按列车竖向静活载的 7% 计算。

双线桥应采用一线的制动力或牵引力；三线或三线以上的桥

应采用两线的制动力或牵引力。按此计算的制动力或牵引力不考虑第 4.3.9 条对双线竖向活载进行折减的规定。

桥头填方破坏棱体范围内的列车活载所产生的制动力或牵引力不予计算。

制动力或牵引力作用在轨顶以上 2 m 处，但计算桥墩台时移至支座中心处，计算台顶活载的制动力或牵引力时移至轨底，计算刚架结构时移至横杆中线处，均不计移动作用点所产生的竖向力或力矩。

采用特种活载时，不计算制动力或牵引力。

4.3.8 横向摇摆力应取 100 kN，作为一个集中荷载取最不利位置，以水平方向垂直线路中心线作用于钢轨顶面。

多线桥梁只计算任一线上的横向摇摆力。

空车时应考虑横向摇摆力。

4.3.9 同时承受多线列车活载的桥跨结构和墩台，其列车竖向活载对主要杆件双线应为两线列车活载总和的 90%，三线及三线以上应为各线列车活载总和的 80%；对承受局部活载的杆件，则均应为该活载的 100%；各线均假定采用同样情况的最不利列车活载。

如桥上所有线路不能同时运转时，则应按在桥上可能同时运转的线路计算列车竖向动力作用、离心力；制动力或牵引力应按可能同时运转的线数根据第 4.3.7 条规定计算。

4.3.10 铺设无缝线路桥梁，桥梁设计应考虑无缝线路长钢轨纵向力作用。检算墩台时伸缩力、挠曲力、断轨力作用点为墩台支座铰中心，检算支座时伸缩力、挠曲力、断轨力作用点为墩台支座顶中心，台顶断轨力作用点为台顶。断轨力可在全联范围内的墩台上分配。

4.3.11 当考虑列车脱轨荷载时，列车脱轨荷载可不计动力系数。对于多线桥，只考虑一线脱轨荷载，且其他线路上不作用列车活载。

按下列两种情况，计算列车脱轨荷载的影响：

1　列车脱轨后一侧轮子仍停留在桥面轨道范围内，按图4.3.11—1所示列车脱轨荷载1计算。两条线荷载平行于线路中线，相距为1.4 m，作用于线路中线两侧各2.0 m范围以内的最不利位置上。该线荷载在长度为6.4 m的一段上为50 kN/m，前后各接以25 kN/m。

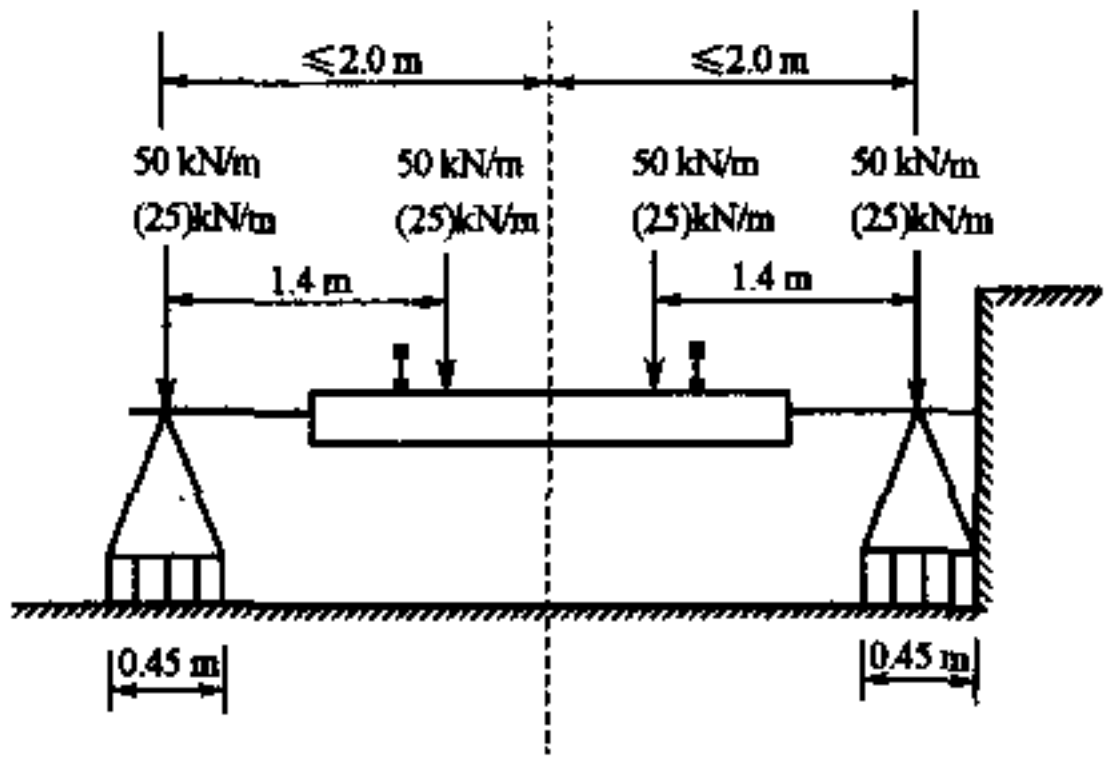


图4.3.11—1　列车脱轨荷载1

2　列车脱轨后已离开轨道范围，但仍停留在桥面上，按图4.3.11—2所示列车脱轨荷载2计算。该荷载为一条平行于线路中线的线荷载，作用于挡碴墙内侧，离线路中心线的最大距离为2.0 m。荷载长度20 m，其值为80 kN/m。

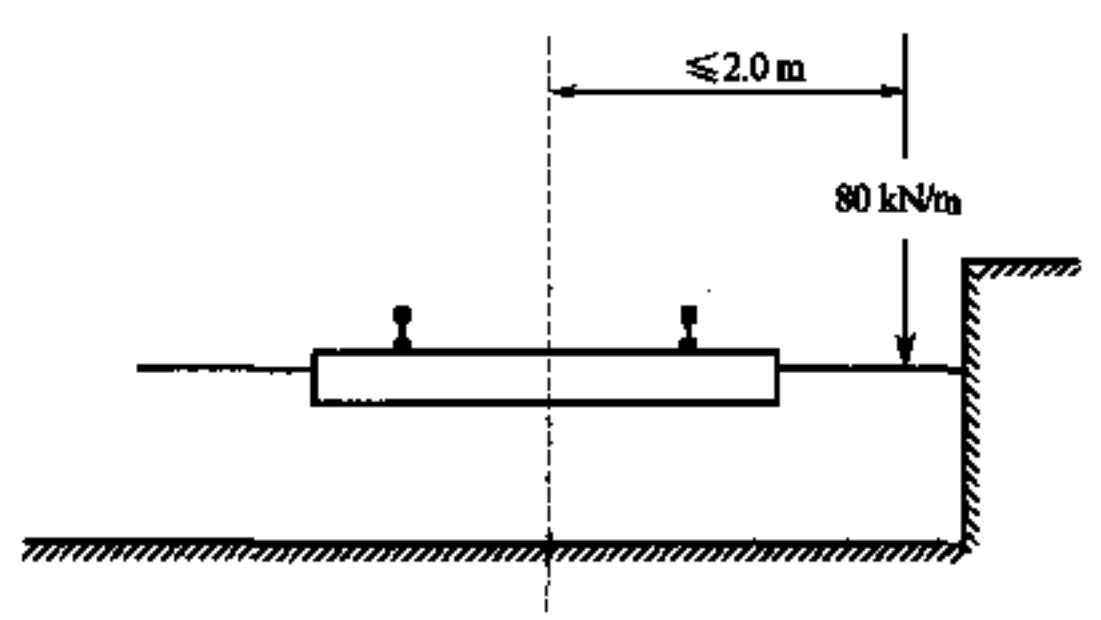


图4.3.11—2　列车脱轨荷载2

4.4 其 他 荷 载

4.4.1 风荷载应按下列规定计算：

1 作用于桥梁上的风荷载强度可按下式计算：

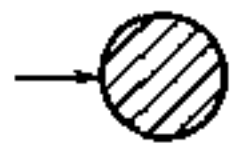
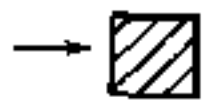
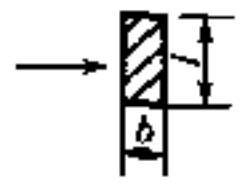
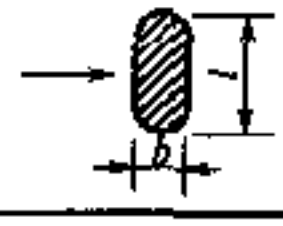
$$W = K_1 K_2 K_3 W_0 \tag{4.4.1}$$

式中 W——风荷载强度（Pa）；

W_0——基本风压值（Pa），$W_0 = \frac{1}{1.6} v^2$，系按平坦空旷地面，离地面 20 m 高，频率 1/100 的 10 min 平均最大风速 v(m/s) 计算确定；一般情况 W_0 可按本规范附录 D“全国基本风压分布图”，并通过实地调查核实后采用；

K_1——风载体形系数，桥墩见表 4.4.1—1，其他构件为 1.3；

表 4.4.1—1 桥墩风载体形系数 K_1

序号	截面形状		长宽比值	体形系数 K_1
1		圆形截面	—	0.8
2		与风向平行的正方形截面		1.4
3		短边迎风的矩形截面	$l/b \leqslant 1.5$	1.2
			$l/b > 1.5$	0.9
4		长边迎风的矩形截面	$l/b \leqslant 1.5$	1.4
			$l/b > 1.5$	1.3
5		短边迎风的圆端形截面	$l/b \geqslant 1.5$	0.3
6		长边迎风的圆端形截面	$l/b \leqslant 1.5$	0.8
			$l/b > 1.5$	1.1

K_2——风压高度变化系数，见表 4.4.1—2；风压随离地面或常水位的高度而异，除特殊高墩个别计算外，为简化计算，全桥均取轨顶高度处的风压值；

K_3——地形、地理条件系数，见表 4.4.1—3。

表 4.4.1—2　风压高度变化系数 K_2

离地面或常水位高度（m）	≤20	30	40	50	60	70	80	90	100
K_2	1.00	1.13	1.22	1.30	1.37	1.42	1.47	1.52	1.56

表 4.4.1—3　地形、地理条件系数 K_3

地形、地理情况	K_3
一般平坦空旷地区	1.0
城市、林区盆地和有障碍物挡风时	0.85～0.90
山岭、峡谷、垭口、风口区、湖面和水库	1.15～1.30
特殊风口区	按实际调查或观测资料计算

2　横向风力的受风面积应按桥跨结构理论轮廓面积乘以下列系数：

钢桁梁及钢塔架 0.4；

钢拱两弦间的面积 0.5；

桁拱下弦与系杆间的面积或上弦与桥面系间的面积 0.2；

整片的桥跨结构 1.0。

3　列车受风面积应按 3 m 高的长方带计算，其作用点在轨顶以上 2 m 高度处。

4　桥上有车时，风荷载强度应按式（4.4.1）中 W 的 80% 计算，并不大于 1250 Pa；桥上无车时按 W 计算。

5　检算桥台时，桥台本身所受风力不予计算。桥台施工时孤立状态的风荷载强度，应根据具体情况按有关规定办理。

6　纵向风力与横向风力计算方法相同。对于列车、桥面系

和各类上承梁，所受的纵向风力不予计算；对于下承桁梁和塔架，应按其所受横向风荷载强度的40%计算。

7 对于高墩等高耸建筑物，其自振周期较大时，应考虑风振的影响。

8 标准设计的风压强度，有车时 $W = K_1 \cdot K_2 \times 800$，并不大于1250Pa；无车时 $W = K_1 \cdot K_2 \times 1400$。

4.4.2 作用于桥墩上的流水压力可按下式计算：

$$P = KA \frac{\gamma v^2}{2g_n} \tag{4.4.2}$$

式中 P——流水压力（kN）；

A——桥墩阻水面积（m^2），通常计算至一般冲刷线处；

γ——水的容重，一般采用10 kN/m^3；

g_n——标准自由落体加速度（m/s^2）；

v——计算时采用的流速（m/s）：检算稳定性时采用设计频率水位的流速；计算基底应力或基底偏心时采用常水位的流速；

K——桥墩形状系数，其值如下：

方形桥墩	1.47
矩形桥墩（长边与水流平行）	1.33
圆形桥墩	0.73
尖端形桥墩	0.67
圆端形桥墩	0.60

流水压力的分布假定为倒三角形，其合力的着力点位于水位线以下1/3水深处。

4.4.3 位于有冰凌的河流和水库中的桥墩台，应根据当地冰凌的具体条件及墩台的结构形式，考虑下列有关的冰荷载作用：

1 河流流冰产生的动压力；

2 风和水流作用于大面积冰层产生的静压力；

3 冰覆盖层受温度影响膨胀时的静压力（在闭塞空间）；

4　冰堆整体推移的静压力；

5　冰层因水位升降产生的竖向作用力。

4.4.4　桥涵结构和构件应计算均匀温差和日照温差引起的变形和应力，温差应按当地气候条件与建造条件确定，线膨胀系数（1/℃）按下列取值：

钢	0.000 011 8
钢筋混凝土和混凝土	0.000 010
石砌体	0.000 008

涵洞和跨度在 15 m 以内，矢跨比不小于 1/4 的石拱桥，又最冷月平均气温不低于 −20 ℃时，气温变化的影响可不考虑。

对于钢桥，应考虑历年极端最高和最低气温；对于圬工桥，则视构造的式样、尺寸和当地外界气温等条件按本规范附录 E 的“钢筋混凝土、混凝土和砌石矩形截面杆件计算温度图解”确定构件的计算温度，外界气温根据桥涵所在地区按本规范附录 F 的“全国一月份平均气温（℃）图和全国七月份平均气温（℃）图”确定。

均匀温差系从构件合龙时的温度算起。

4.4.5　对于刚架、拱等超静定结构、预应力混凝土结构、结合梁等，应考虑混凝土收缩的影响，但涵洞可不考虑。混凝土收缩的影响，可按降低温度的方法来计算。对于整体灌筑的混凝土结构，相当于降低温度 20 ℃；对于整体灌筑的钢筋混凝土结构，相当于降低温度 15 ℃；对于分段灌筑的混凝土或钢筋混凝土结构，相当于降低温度 10 ℃；对于装配式钢筋混凝土结构，可酌予降低温度 5 ℃～10 ℃。

4.4.6　墩台承受船只或排筏的撞击力可按下式计算：

$$F = \gamma v \sin\alpha \sqrt{\frac{W}{C_1 + C_2}} \tag{4.4.6}$$

式中　F——撞击力（kN）；

γ——动能折减系数（$s/m^{1/2}$），当船只或排筏斜向撞击墩

台（指船只或排筏驶近方向与撞击点处墩台面法线方向不一致）时可采用0.2，正向撞击（指船只或排筏驶近方向与撞击点处墩台面法线方向一致）时可采用0.3；

v——船只或排筏撞击墩台时的速度（m/s），此项速度对于船只采用航运部门提供的数据，对于排筏可采用筏运期的水流速度；

α——船只或排筏驶近方向与墩台撞击点处切线所成的夹角，应根据具体情况确定，如有困难，可采用 $\alpha=20^{\circ}$；

W——船只重或排筏重（kN）；

C_1, C_2——船只或排筏的弹性变形系数和墩台的弹性变形系数，缺乏资料时可假定 $C_1+C_2=0.0005\,\mathrm{m/kN}$。

撞击力的作用高度，应根据具体情况确定，缺乏资料时可采用通航水位的高度。

4.4.7 墩柱有可能受到汽车撞击时，应设置坚固的防护工程。当无法设置防护工程时，必须考虑汽车对墩柱的撞击力。撞击力顺行车方向应采用1000 kN，横行车方向应采用500 kN，作用在路面以上1.20 m高度处。

4.5 人行道人行荷载

4.5.1 设计人行道的竖向静活载应采用：

道碴桥面和明桥面的人行道4.0 kPa，人工养护的道碴桥面尚应考虑养护时人行道上的堆碴荷载。

设计主梁时，人行道的竖向静活载不与列车活载同时计算；但在特殊情况下，为了允许城镇居民通行而加宽的人行道部分，其竖向静活载应与列车活载同时计算，采用数值可按实际情况确定。

人行道板还应按竖向集中荷载1.5 kN检算；桥梁检查维修

通道设置于桥面人行道时，还应按动力检查车的荷载检算。

检算栏杆立柱及扶手时，水平推力应按 0.75 kN/m 计算。对于立柱，水平推力作用于立柱顶面处。立柱和扶手还应按 1.0 kN 集中荷载检算。

4.6 施工临时荷载

4.6.1 结构物在就地建造或安装时，应考虑作用在其上的施工荷载，如自重、人群、架桥机、风载、吊机或其他机具的荷载以及拱桥建造过程中承受的单侧推力等。在构件制造、运送、装吊时亦应考虑作用于构件上的临时荷载。计算施工荷载时，可视具体情况分别采用各自有关的安全系数。

5 桥涵设计的一般规定

5.1 梁　　桥

5.1.1 梁式桥跨结构在计算荷载最不利组合作用下，横向倾覆稳定系数不应小于1.3。

钢筋混凝土悬臂梁式桥跨结构在相应于应力超过容许值30%时的竖向活载作用下的纵向倾覆稳定系数不应小于1.3。

5.1.2 梁式桥跨结构由于列车竖向静活载所引起的竖向挠度不应超过表5.1.2的容许值（表中的L为简支梁或连续梁检算跨的跨度）。计算钢梁的挠度时不考虑平联及桥面系共同作用的影响。

表5.1.2　梁式桥跨结构竖向挠度容许值表

桥跨结构		挠度容许值
简支钢桁梁		$L/900$
连续钢桁梁	边　跨	$L/900$
	中　跨	$L/750$
简支钢板梁		$L/900$
简支钢筋混凝土和预应力混凝土梁		$L/800$
连续钢筋混凝土和预应力混凝土梁	边　跨	$L/800$
	中　跨	$L/700$

5.1.3 梁体的横向刚度应按梁体的横向自振频率和梁体的水平挠度进行控制。

1　不同结构类型桥梁的横向自振频率f应满足表5.1.3容许值的要求。

表 5.1.3　不同结构类型桥梁的横向自振频率 f 容许值

结　构　类　型	适用跨度 L（m）	横向自振频率 f 容许值（Hz）
上承式钢板梁	24～40	$>60/L^{0.5}$
下承式钢板梁	24～32	$>55/L^{0.8}$
半穿式钢桁梁	40～48	$>60/L^{0.8}$
下承式钢桁梁	48～80	$>65/L^{0.8}$
预应力混凝土梁	24～40	$>55/L^{0.8}$

2　在列车摇摆力、离心力和风力的作用下，梁体的水平挠度应小于或等于梁体计算跨度的 1/4000。对温度变形敏感的结构，尚应根据实际情况考虑温度作用的影响。

5.1.4　钢梁的横向刚度除满足第 5.1.3 条外，梁的宽跨比（宽度为主桁或主梁的中心距）：下承式简支和连续桁梁边跨不应小于 1/20；连续桁梁除边跨外其余各跨不应小于 1/25。简支板梁其宽跨比不应小于 1/15，横向宽度不应小于 2.2m。

新建铁路不得采用上承式钢桁梁，慎用上承式钢板梁和半穿式钢桁梁。

5.1.5　曲线上线路中心有偏移的梁式桥以及其他有偏心荷载的梁桥应计算梁式桥跨结构偏载的影响。

5.2　拱　　桥

5.2.1　拱桥的矢跨比可采用 1/3～1/7。

5.2.2　拱轴线可采用恒载压力线或恒载及均布全跨的一半列车静活载的压力线。选择混凝土拱桥和石拱桥的拱轴线时，应注意降低拱顶截面下翼缘拉应力；对于大跨度拱桥，应考虑拱圈弹性压缩、混凝土收缩和徐变等因素对拱轴线变形的影响。当采用悬链线为拱轴线时，宜采用较小的拱轴系数“m”值。必要时，宜对拱上结构的布置作适当的调整。

当采用无支架施工或早期脱架施工时，则拱轴线应与施工阶

段的压力线偏距较小，以满足裸拱强度和稳定性的要求。

5.2.3 板拱拱圈的宽度宜不小于计算跨度的 1/20，且不宜小于 3 m。肋拱两外肋中心线之间的最小距离不宜小于计算跨度的 1/20，其外缘的距离也不宜小于 3 m，否则应检算其在拱平面外的稳定性。

采用纵向悬砌修建拱桥时，其基肋应考虑在低龄期处于裸拱状态时的稳定性和强度要求。

5.2.4 多跨连续拱桥应设置能够承受单侧恒载推力的固定墩。两相邻固定墩间以不多于四跨为宜。

5.2.5 拱桥的 1/4 跨度处，由列车竖向静活载所产生的上下挠度（绝对值）之和，不宜大于计算跨度的 1/800。

5.2.6 拱式结构的内力可按结构物处于弹性工作阶段计算。求解超静定赘余力时，仅考虑弯矩及轴向力对变形的影响。钢筋混凝土、混凝土和石砌拱圈（或拱肋）在下列情况下可不计轴向力弹性压缩的影响：

1 拱圈(或拱肋)跨度小于 30 m,且矢跨比等于或大于1/3；

2 拱圈(或拱肋)跨度小于 20 m,且矢跨比等于或大于1/4；

3 拱圈(或拱肋)跨度小于 10 m,且矢跨比等于或大于1/5。

5.2.7 拱上结构的设计应考虑其参与拱圈（拱肋）共同作用的影响。

当桥面系的截面刚度较大时，宜考虑拱上结构对降低拱圈（拱肋）内力的影响。

5.2.8 当超静定拱桥的墩台建造在非岩石地基上时，拱圈（拱肋）的内力计算应考虑墩台基础弹性变位的影响。

5.2.9 多跨连续拱桥的拱圈（拱肋）及墩台内力计算应考虑连拱作用的影响。三跨以上连续拱桥的连拱作用可按三跨连拱考虑。

5.2.10 计算拱圈截面活载内力时，可采用换算均布活载。计算集中活载在道碴层底面的分布时，其在道碴层中的纵向分布线与

竖直线所成之角不应大于45°。

对于单线及双线拱桥，可以认为活载在横向均匀分布在拱圈全宽上；对于三线及三线以上的拱桥，每一线路的活载在拱圈上横向分布的宽度，最大取4.5 m；对于多线拱桥，应加算活载所引起扭矩的影响。

5.2.11 作用于桥跨结构上的横向风力及列车离心力，可仅对其在拱脚截面内所产生的弯矩进行近似的检算，其计算系取下述两种弯矩在拱脚截面拱轴线上的投影之和。该两弯矩分别为下列两假拟梁的端弯矩：

1 两端固定的水平直梁，其计算跨度等于拱圈的计算跨度，以上述横向荷载均布于全部跨度上。

2 下端固定的竖向悬臂梁，其计算跨度等于拱圈的计算矢高，以半个桥跨上的风压力均布于计算跨度上，并以半个桥跨列车上的风力及离心力视为集中荷载作用于其自由端。

上承式拱桥的拱圈宽度大于跨度的1/10时，对上述荷载可不予检算。

5.2.12 系杆拱桥跨结构，如其拱肋截面刚度与系梁截面刚度的比值小于1/80～1/100时，拱肋可视为仅承受轴向压力的柔性拱肋；如两截面刚度比值大于1/80～1/100时，则系梁可视为仅承受轴向拉力的系杆，此时拱与梁在连接处可视为铰接。

5.2.13 拱圈（拱肋）应检算其在拱平面内的稳定性。该项稳定性可按承受最大水平推力的中心受压杆件进行检算，其计算长度L_0可按下式计算：

$$L_0 = \pi\sqrt{\frac{8f}{KL}}\cdot L \tag{5.2.13}$$

式中 L——拱的跨度；

f——拱的矢高；

K——按拱的形式及矢跨比由表5.2.13采用，中间数值按直线插入；当连续式拱上结构参与拱共同受力

时，K 值增大$\left(1+\frac{EI_b}{EI_a}\right)$倍，此处 EI_b 和 EI_a 分别为桥面梁和拱圈（拱肋）的截面刚度（I 为全截面惯性矩，不计钢筋）；当为双铰系杆拱，且系杆用竖直吊杆与拱肋连接，则 K 值取双铰拱的 2 倍。

表 5.2.13　K　值

f/L	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	1.0
无铰拱	60.7	101.0	115.0	111.0	97.4	83.8	59.1	43.7
双铰拱	28.5	45.5	46.5	43.9	38.4	30.5	20.0	14.1
三铰拱	22.5	39.6	46.5	43.9	38.4	30.5	20.0	14.1

对变截面拱，可采用拱的换算等量截面惯性矩及相应的截面积进行检算。换算等量截面惯性矩时，可按下法计算：将半个拱圈取直为一简支梁，再取一跨度相同的等截面简支梁，在两者跨度中央作用一单位集中荷载，当该点挠度彼此相等时，后者的截面惯性矩即视为该拱的换算等量截面惯性矩。换算等量截面面积按宽度为拱宽、惯性矩等于换算等量截面惯性矩的矩形截面推算。当拱截面惯性矩变化不大时，可直接采用跨度 1/4 处的截面惯性矩及截面积进行检算。

按此法计算的稳定安全系数不得小于 4～5。

必要时还应检算拱肋在拱平面外的稳定，可近似地将其视为长度等于拱轴长度的组合直杆进行检算。

5.2.14　设计超静定拱时，假定的拱圈（拱肋）最小和最大截面惯性矩之比值（一般为拱顶和拱脚截面惯性矩之比值）与计算修正所得的截面惯性矩之比值的差，不得超过假定比值的 30%，否则必须重新计算。

5.2.15　计算上承式拱桥墩台时，可假定桥上列车制动力或牵引力水平作用于拱顶截面重心处，两拱脚的水平反力各等于该力的一半，竖直反力可按平衡该项水平力对拱脚引起的弯矩的条件求得。

5.2.16 承受单侧拱圈（拱肋）恒载推力的固定墩，其截面应力及合力偏心应作检算。

5.2.17 计算恒载产生的拱圈（拱肋）各截面应力和稳定性时，应与施工程序紧密结合（这在无支架施工中尤为重要）。拱圈（拱肋）在形成过程中，应考虑各个阶段的截面特性及荷载情况，分别计算其应力。最终应力可由各阶段应力叠加求得，并同时进行纵横向稳定性检算。

5.2.18 拱上结构宜设置伸缩缝。伸缩缝在无铰拱中应设在拱脚的上方；在有铰拱中，则应设在铰的上方；带腹拱的拱上结构，位于拱脚上方的腹拱必须做成三铰拱；对于大跨度拱桥的拱上结构，必要时还应在跨度范围内设置伸缩缝。

5.2.19 分离式拱肋之间应设置足够数量的横撑；箱形断面拱肋（拱圈）以及双曲拱桥主拱圈内在拱顶处、立柱支承处或吊杆连接处，应设置横隔板。必要时，还应在立柱或吊杆之间增设横隔板。在有铰拱中，应在设铰处设置横撑或横隔板。斜交拱桥应注意设置足够数量刚劲的横撑或横隔板，以保证其空间稳定性。横撑或横隔板的间距可采用 3～6 m。

5.3 墩　　台

5.3.1 墩台类型应根据桥址地形、地质、水文、线路、上部结构、施工条件、刚度要求和经济等因素综合选定。通常可采用实体墩台及厚壁空心墩，不得采用柔性墩、耳墙式桥台和轻型结构。并应考虑下列要求：

1 受车、船、筏、漂流物撞击、磨损或受冰压力等作用时，在上述外力作用高度以下部分，不得采用空心墩；

2 同一座桥内，宜减少墩台类型。

5.3.2 墩台身应检算强度、整体纵向弯曲稳定、墩台顶弹性水平位移，基底应检算压应力、合力偏心、基底倾覆稳定和滑动稳定等。

5.3.3　墩台基础变位及刚度限值的规定：

1　墩台基础的沉降应按恒载计算。对于外静定结构，有碴桥面工后沉降量不得超过 80 mm，相邻墩台均匀沉降量之差不得超过 40 mm；明桥面工后沉降量不得超过 40 mm，相邻墩台均匀沉降量之差不得超过 20 mm。

对于外超静定结构，其相邻墩台均匀沉降量之差的容许值，应根据沉降对结构产生的附加应力的影响而定。

2　墩台的纵向及横向水平刚度应满足列车行车安全性和旅客乘车舒适度的要求，并对最不利荷载作用下墩台顶的横向及纵向计算弹性水平位移进行控制。

1）由墩台横向水平位移差引起的相邻结构物桥面处轴线间的水平折角（如图 5.3.3），当桥跨小于 40 m 时，不得超过 1.5‰；当桥跨等于或大于 40 m 时，不得超过 1.0‰。

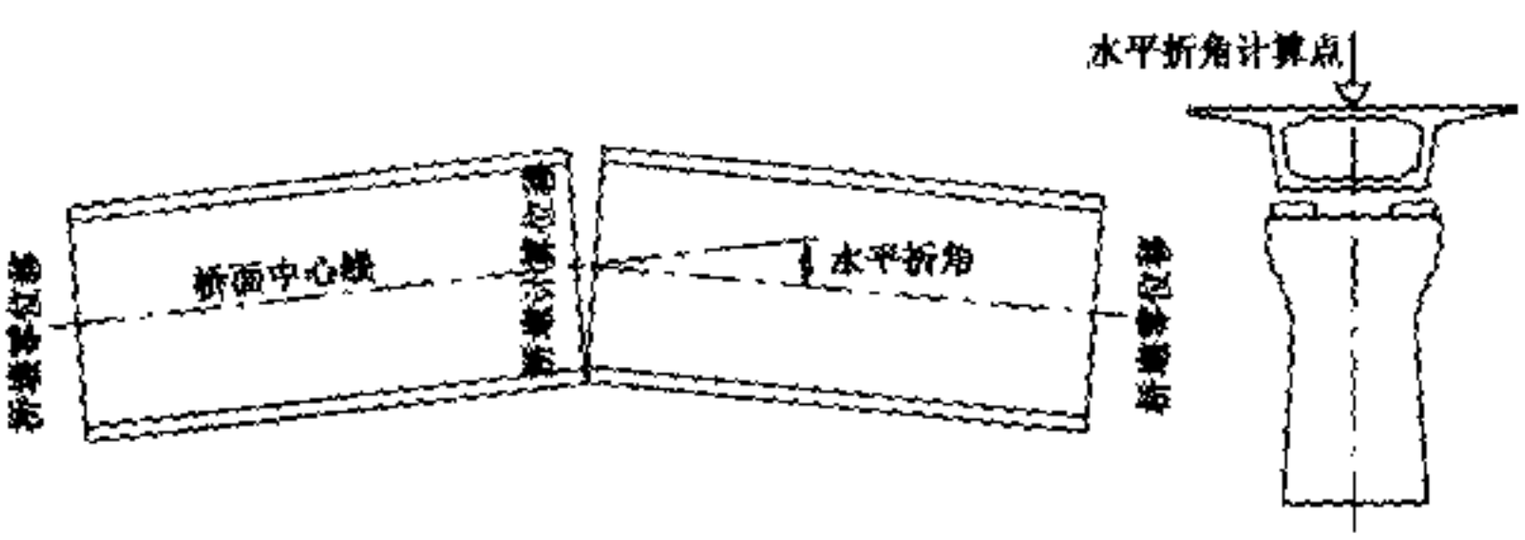


图 5.3.3　水平折角示意图

其荷载组合为：

——竖向静荷载；

——曲线上列车的离心力；

——列车的横向摇摆力；

——列车、梁及墩身风荷载或 0.4 倍的风荷载与 0.5 倍的桥墩温差组合作用，取较大者；

——水中墩的水流压力作用；

——地基基础弹性变形引起的墩顶水平位移。

墩台横向水平位移限值，当桥梁跨度小于 20 m 时，采用桥梁跨度 20 m 的墩台横向水平位移限值。

2）墩台顶帽面顺桥方向的弹性水平位移应符合下列规定：

$$\Delta \leqslant 5\sqrt{L}$$

式中 L——桥梁跨度（m）：当 $L<24$ m 时，L 按 24 m 计算；当为不等跨时，L 采用相邻中较小跨的跨度；

Δ——墩台顶帽面处的水平位移（mm），包括由于墩台身和基础的弹性变形，以及基底土弹性变形的影响。

计算混凝土、石砌及钢筋混凝土墩台水平变位时，截面惯性矩 I 按全截面考虑，混凝土和石砌墩台的抗弯刚度取为 E_0I，钢筋混凝土墩台的抗弯刚度取为 $0.8E_0I$，E_0 为墩台身的受压弹性模量。

3 铺设焊接长钢轨的桥梁下部结构的纵向水平线刚度应满足《新建铁路桥上无缝线路设计暂行规定》（铁建设函〔2003〕205 号）的有关规定。

5.3.4 实体墩台可不计列车竖向动力作用。空心和柱式、板式等墩台的顶帽及其位于地面或局部冲刷线以上的墩台身，应计列车竖向动力作用，其列车竖向动力可采用支座的列车竖向动力。

5.3.5 简支梁传到墩台上的纵向水平力数值应按下列规定计算：

1 固定支座为全孔的 100%；

2 滑动支座为全孔的 50%；

3 滚动支座为全孔的 25%。

在一个桥墩上安设固定支座及活动支座时，应按上述数值相加。但对于不等跨梁，此相加值不应大于其中较大跨的固定支座的纵向水平力；对于等跨梁，不应大于其中一跨的固定支座的纵向水平力。

5.3.6 墩台顶帽尺寸及钢筋的设置应按梁跨、墩台身尺寸、施

工、架设、养护及电气化设施等要求决定。但空心墩的顶帽和钢筋混凝土墩台的帽梁除满足构造要求外，尚应通过结构计算确定。

5.3.7 简支梁梁端的空隙应考虑梁及墩台的施工误差、温度变形等因素。对钢筋混凝土梁和预应力混凝土梁，当跨度 $L \leqslant 16$ m 时，空隙为 60 mm；$L > 16$ m 时，为 100 mm；对钢梁可按计算确定，但不应小于 100 mm。

曲线上和坡道上应考虑曲线及坡道布置对空隙的影响，大跨度梁尚应考虑预留拱度和荷载（恒载、远期活载、列车竖向动力作用等）引起梁的伸缩等影响。

5.3.8 顶帽上（无支座者除外）应设置配钢筋的支承垫石。支承垫石外边缘距支座底板的边缘为 0.15～0.20 m。支承垫石顶面应高出顶帽排水坡的上棱。

支承垫石边缘距顶帽边缘不应小于：

1 顺桥方向

跨度 $L \leqslant 8$ m 时为 0.15 m；

跨度 $8\text{ m} < L < 20$ m 时为 0.25 m；

跨度 $L \geqslant 20$ m 时为 0.40 m。

2 横桥方向

当顶帽为圆弧形时，支承垫石角至顶帽最近边缘的最小距离与顺桥方向相同；

当顶帽为矩形时，支承垫石角至顶帽边缘的最小距离为 0.50 m。

5.3.9 顶帽横桥方向的宽度除应满足第 5.3.6 条、第 5.3.8 条和更换支座的顶梁要求外，还应符合下列要求：

跨度 $L \leqslant 8$ m 时不小于 4 m；

跨度 $8\text{ m} < L < 20$ m 时不小于 5 m；

跨度 $L \geqslant 20$ m 时不小于 6 m。

5.3.10 顶帽的混凝土强度等级应不低于 C30，其厚度不应小于 0.40 m，并设置钢筋。

5.3.11 顶帽上应设有不小于3%的排水坡（无支座的顶帽可不设），并应设有突出墩台身0.10～0.20 m的飞檐。

5.3.12 托盘式顶帽缩颈处横向宽度B不宜小于支座下座板外缘的间距b，α角不应大于30°，β角不应大于45°，见图5.3.12。

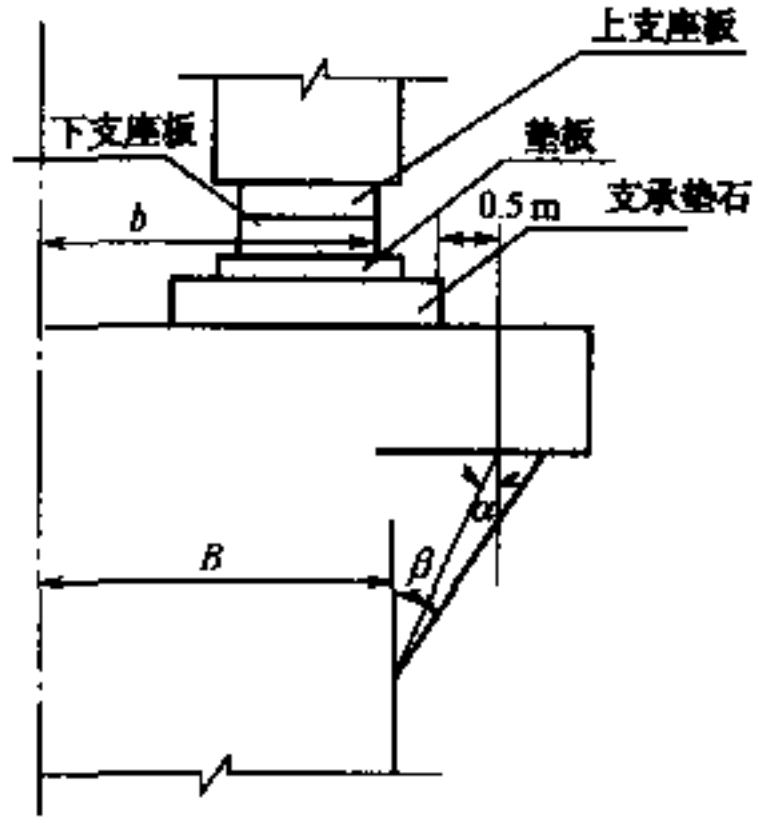


图5.3.12 托盘式顶帽图

5.3.13 空心墩的顶帽下面宜设实体过渡段。空心墩身与实体段以及空心墩身与基础的连接处，均应增设补充钢筋或设置牛腿。

5.3.14 空心墩的最小壁厚，当为钢筋混凝土时不宜小于0.30 m，当为混凝土时不宜小于0.50 m。混凝土空心墩宜设置护面钢筋。

5.3.15 空心墩可根据建筑材料、壁厚与内孔尺寸的比率考虑是否设置隔板。

5.3.16 空心墩离地面5 m以上部分，应在墩身周围交错设置适量的通风孔，其直径不宜小于0.20 m，并应有安全防护设施。通风孔应高出设计频率水位。

5.3.17 空心墩墩顶应设置带门的进人洞，并可设置固定或活动的检查设备。

5.3.18 受冰压力影响的墩台应符合下列要求：

1　在流冰的河流中是否设置破冰棱，应根据流冰的体积、速度等因素确定。破冰棱一般与桥墩构成一体，但旧桥墩增建的破冰棱不能与桥墩构成整体时，也可在桥墩上游对应处单独修建破冰棱，但破冰棱与桥墩的间距，应避免增加桥墩的冲刷。

2　具有竖直或接近竖直破冰棱的桥墩，在平面上应为尖端形，顶角圆弧半径不应小于0.30 m；倾斜度较大的破冰棱，顶角圆弧半径不受限制，但应在切削棱缘处采取埋设角钢等加强措施。

3　破冰棱刃口的顶端应高出最高流冰顶面1.0 m，其底端应在最低流冰水位的冰层底面以下0.5 m。

4　混凝土及片石混凝土的墩台，自基顶至最高流冰顶面以上1.0 m处，不应有施工缝。

5.3.19　桥台顶可采取台尾或台顶道碴槽两侧设置泄水管排水等方式，并应有良好的排水设施。台顶道碴槽内的排水坡不应小于3%。

5.3.20　既有线墩台接高或部分拆除重建时，其连接面应做成水平或台阶。

5.3.21　既有线墩台有裂缝、破损等缺陷时，应根据具体情况采取表面喷浆、树脂胶腻补、压浆、加筑钢筋混凝土套箍或局部拆建等措施。钢筋混凝土套箍的厚度应根据结构要求及施工条件确定，且不宜小于0.25 m。

5.3.22　当桥梁采用橡胶支座时，应对梁体设置可靠的横向限位装置。当桥上铺设无缝线路时，采用板式橡胶支座的简支梁一端应设置纵向限位装置。

5.3.23　桥墩台顶帽应预留更换支座时顶梁的位置和高度，并设排水坡，以防止表面及支座处存水。

5.4　涵　　洞

5.4.1　涵洞的标准孔径为0.75、1.0、1.25、1.5、2.0、2.5、3.0、3.5、4.0、4.5、5.0、5.5 m和6.0 m，其中0.75 m的孔

径只适用于无淤积地区的灌溉渠。

泄水隧洞的孔径不宜小于 2.0 m。

5.4.2 排洪涵洞的最小孔径不应小于 1.25 m。

各式涵洞的长度应视其净高（或内径）h 而定：

$h=1.25$ m，长度不宜超过 25 m；

$h\geqslant 1.5$ m，长度不受限制。

当采用 0.75 m 孔径，且 $h<1.0$ m 时，长度不宜超过 10 m；当 $h\geqslant 1.0$ m 时，长度不宜超过 15 m。

位于城市或车站范围内有污水流入或易淤积的涵洞，可根据需要酌予加大孔径。为路基或站场排水而设的无天然沟槽的涵洞孔径，可视具体情况而定。

5.4.3 涵洞宜采用框架涵。涵洞可设单孔或双孔，如技术上和经济上均属适宜，可多于两孔。

5.4.4 涵洞顶至轨底的填方厚度不应小于 1.2 m。

5.4.5 涵洞出入口应设端墙或翼墙，其式样和尺寸应使涵洞具有相应的过水能力和保证涵洞处路堤的稳定。

5.4.6 涵洞应设上拱度，其数值视基底土的种类按表 5.4.6 确定。但入口流水槽面的高程不应低于中心管节流水槽面的高程。

表 5.4.6 涵洞的上拱度

基底土名称	上拱度
碎石土、砾砂、粗砂、中砂、细砂	$H/80$
半干硬状态的、硬塑状态的黏性土及老黄土	$H/50$

注：1 H 为线路中线处自涵洞流水槽面至轨底的高度；

2 基底土属软塑状态的黏性土或新黄土时，上拱度可适当加大；

3 基底土为岩石、涵洞顶上填方厚度不足 2 m 以及坡度较陡的涵洞，可不设上拱度。

5.4.7 预制混凝土拱圈和钢筋混凝土盖板的宽度应视起重及运输能力而定，但应保证构件的强度和刚度。

5.4.8 作用于涵洞上的外力除考虑按第 4 章规定的有关荷载组合外，当经常处于有水压的状态时，尚应计算水的静压力。

5.4.9 涵洞结构可按下列假定计算：

1 盖板涵边墙的计算，可假定其上端与盖板铰接，下端与基础刚性固接；盖板按简支计算，其跨度为两支承中心间距离，不考虑由边墙所作用的水平反力。

2 拱涵的拱圈应按无铰拱计算，由于曲率、剪力对拱圈的影响，可略去不计。

3 圆形涵洞的管节，每米宽度上的弯矩可按下式计算：

$$M = 0.15(q_1 - q_2)r^2 \qquad (5.4.9)$$

式中 M——管节每米宽度上的弯矩（kN·m）；

q_1, q_2——恒载及活载的竖向压力及水平压力（kPa），按第 4.2.3 条及第 4.3.4 条计算；

r——圆形管节的平均半径（m）。

圆形涵洞外廓上土压力按图 5.4.9 分布。

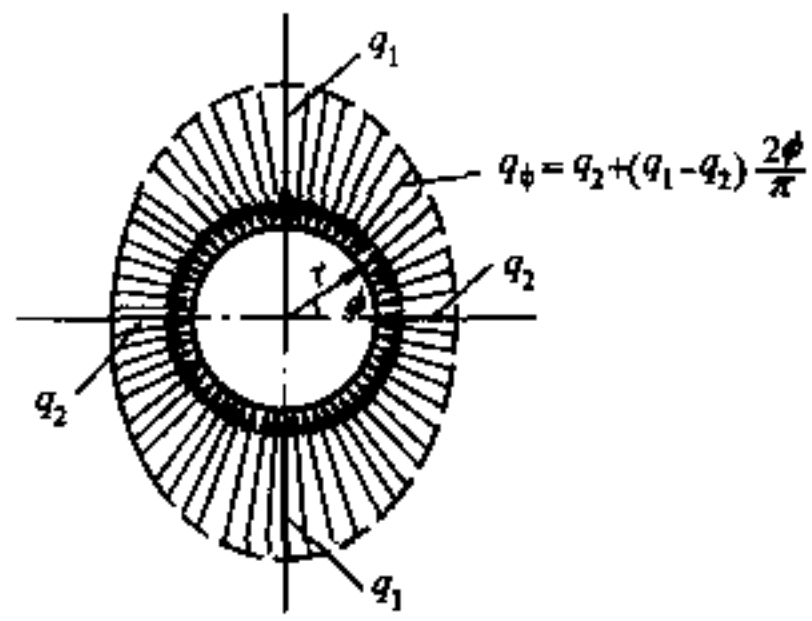


图 5.4.9 圆形涵管外廓上土压力

4 矩形涵洞的涵节内力按封闭式框架结构计算，框架的轴线以构件混凝土断面的重心轴线为准。

5.4.10 多孔拱涵或盖板涵的中墩，可不考虑在施工或一侧损坏时，承受另一侧拱圈或盖板荷载的作用。

5.4.11 因增建第二线或改建既有线需接长涵洞时，应检算接长侧旧涵洞的端部管节或盖板的承载能力，必要时应予更换或加固。

5.4.12 置于非岩石地基上的涵洞，每隔 2～5 m 应设沉降缝一处。旧涵洞接长时，亦应在新旧接头处设置沉降缝。沉降缝应以

有弹性的和不透水的材料填塞。岩石地基上的涵洞可不设沉降缝。

5.4.13 有水压涵洞的管节接缝应密不透水，避免水压渗透，保证路堤及基底的稳定性。

5.4.14 斜坡上涵洞两节间错台的高度不宜超过涵顶结构厚度的3/4。

5.4.15 有基涵洞的基础，应按涵洞的构造、地质条件及地基处理的情况，设计为整体式或非整体式。

5.4.16 圆涵及其他封闭式截面涵洞，当基底符合表5.4.16的规定，且土质均匀、下沉量不大时，可用无基涵洞，但涵洞出入口应设基础并考虑防渗作用。

表5.4.16 无基涵洞管节底的处理形式

基底土名称	形　式	垫层厚度或夯实层厚度（m）
岩　石	混凝土抹成垫座	—
	砂垫层	不小于0.4
砾石土、卵石土	用砂填充空隙同时夯实	不小于0.4
砾砂、粗砂、中砂及细砂	表层夯实	不小于0.4

5.4.17 涵洞出入口一定范围内的沟床、路基坡面、锥体填方均应铺砌加固。出入口铺砌的平面形式应根据沟形确定，对无显著沟槽者，出口平面宜采用等腰梯形，其水流扩散角 α 取为20°；铺砌材料应按铺砌层上最大流速确定。铺砌末端必须设垂裙，并宜为直裙。

当沟床为岩石或不被洪水冲移的大块石、漂石所覆盖时，沟床可不作铺砌。

5.4.18 涵洞基础应计算工后沉降，其工后沉降量不应大于100 mm。涵洞的工后沉降量不满足上述要求时，应进行地基处理。

5.5 既有线顶进桥涵

5.5.1 在运输较繁忙的营业线上修建涵洞或立交桥（地道），当路基稳定无下沉情况时，结合地质、地形和铁路运营条件进行技术经济比较，可选择顶进法施工。

5.5.2 顶进桥涵除应按第4章要求的荷载组合计算外，还应检算顶力作用，并以此作为设计后背和顶进设施的依据。设计时还应满足顶进过程中承受列车荷载时的安全要求。

5.5.3 较长的框架式地道桥，为了施工的安全和方便，宜分段顶进。分段顶进的桥涵，其分段端部应预留支顶位置，并要求接缝应严密不渗水。

5.5.4 顶桥应按最大顶力进行下列检算：

顶进部位局部压应力；

中柱及侧墙根部剪应力；

顶进就位地基承载力；

斜桥正顶时的扭力。

5.5.5 顶进桥涵的顶部竖向土压力应按土柱重计算。

5.5.6 顶桥的主体结构前端应设钢刃角。安设刃角的边墙端线与水平线的夹角应视土质情况而定，不宜大于60°。刃角挑出部分按施工荷载设计。

5.5.7 顶桥端部周边宜加设钢刃角。为减少开挖高度以防止路基塌方，宜设中间钢刃角和中平台。中平台应按施工垂直荷载和土对刃角的正面阻力（视刃角构造、挖土方法和土的性质经试验确定）计算其强度。中刃角、中平台和顶桥的连接必须牢固，且便于拆装。

附录 A　主动土压力计算

A.0.1　当土层特性无变化时，作用于墩台背面的主动土压力（包括活载）可按下式计算：

$$E=\frac{1}{2}\gamma H^2\lambda B+\gamma h_0 H\lambda B_0 \qquad (A.0.1\text{—}1)$$

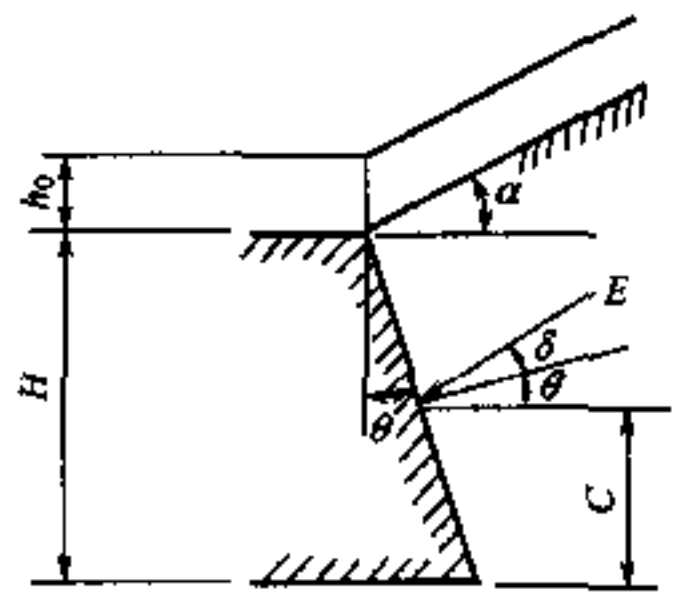


图 A.0.1　主动土压力计算

土压力的着力点至计算土层底面的距离为

$$C=\frac{H}{3}\left(1+\frac{h_0 B_0}{HB+2h_0 B_0}\right) \qquad (A.0.1\text{—}2)$$

式中　E——墩台背面的主动土压力（kN）；

C——土压力的着力点至计算土层底面的距离（m）；

γ——土的容重（kN/m^3）；

H——计算土层的厚度（m），桥台为计算截面至轨底的高度；

B——墩台的计算宽度（m）；

B_0——台后活载计算宽度，可取 2.5 m；当桥台计算宽度 $B<2.5$ m 时，则按 $B_0=B$ 计算；

h_0——活载换算为当量均布土层厚度(竖直方向)(m),可取为$h_0=\frac{q}{\gamma}\cdot\frac{\cos\theta\cos\alpha}{\cos(\theta-\alpha)}$，对于桥台顶面，$h_0=\frac{q}{\gamma}$；

q——每单位斜面积上水平投影的活载压力强度（kPa)：对于台后取 q 为轨底平面上活载竖向压力强度(kPa)；计算时横向分布宽度按 2.5 m 计；纵向分布宽度：当采用集中轴重时为轴距；当采用每延米荷重时为 1.0 m；

λ——主动土压力系数，

$$\lambda=\frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\delta)\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha)}{\cos(\theta+\delta)\cdot\cos(\theta-\alpha)}}\right)^2}$$

（当 $\theta+\delta\geqslant90^\circ$或者 $\phi<\alpha$ 时，上式不适用）

ϕ——土的内摩擦角；

α——填土表面与水平面的倾角；

θ——墩台背与竖直面的夹角，俯墙（如图 A.0.1）取正值，反之取负值；

δ——墩台背与填料之间的外摩擦角。

上述符号 ϕ、α、θ、δ 均以度计。

A.0.2 当土层特性有变化或受水位影响，需要分层计算土的侧压力时，每层土的主动土压力（包括活载）可按下式计算：

$$E=\frac{\gamma h}{2}(h+2h')\lambda B+\gamma h_0' h\lambda B_0 \qquad (A.0.2-1)$$

土压力的着力点至计算土层底面的距离 C（以 m 计）为

$$C=\frac{h}{3}\left(1+\frac{h'B+h_0'B_0}{hB+2h'B+2H_0'B_0}\right) \qquad (A.0.2-2)$$

式中 h——计算截面以上的计算土层厚度（m）；

h_0'——活载按该计算土层的容重换算的土层厚度（m）；

h'——在计算土层以上所有土层（包括道碴厚度）按该计算层的容重换算的厚度（m）；

其余符号意义同前。

计算多线桥台活载土压力时，应按式（A.0.1—1）或式（A.0.2—1）右边的第二项算出后，再乘以线数得其总和，并按本规范第4.3.9条规定乘以相应的系数。

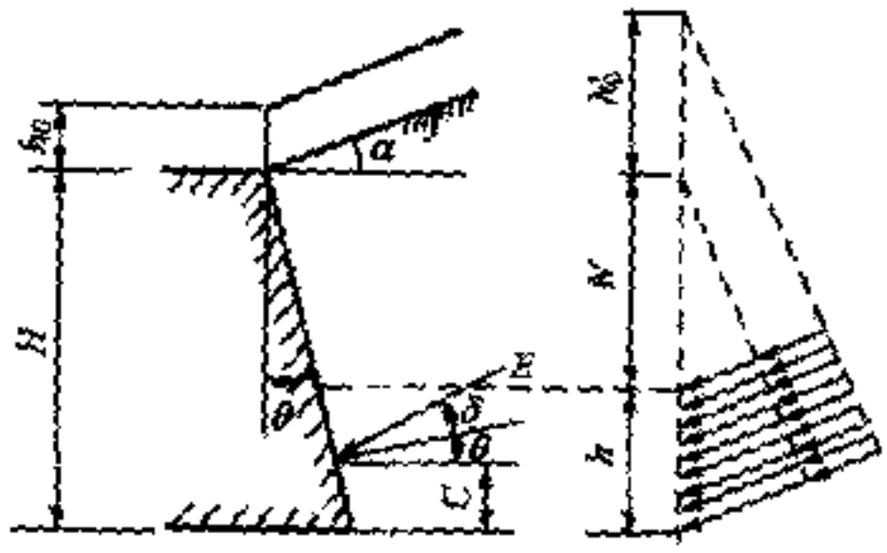


图 A.0.2　主动土压力分层计算

附录 B　静止土压力计算

B.0.1　静止土压力应按下式计算：

$$E = \frac{1}{2}\xi\gamma H^2 B \qquad \text{(B.0.1—1)}$$

土压力的着力点至计算土层底面的距离为

$$C = \frac{H}{3} \qquad \text{(B.0.1—2)}$$

式中　E——静止土压力（kN）；

C——土压力的着力点至计算土层底面的距离（m）；

γ——土的容重（kN/m^3）；

ξ——静止土压力系数，可采用 0.25～0.5，计算墩台滑动稳定时可用 0.5；

H——计算土层厚度（m）；

B——墩台的计算宽度（m）。

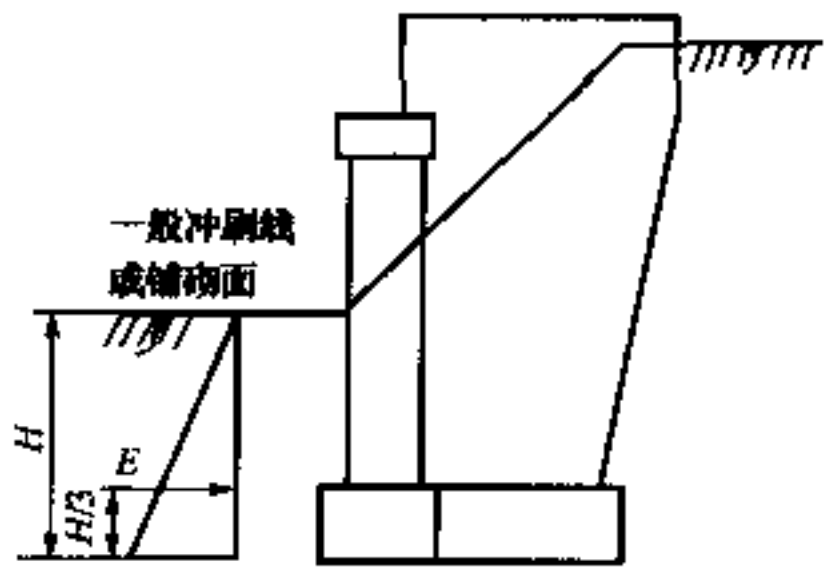


图 B.0.1　静止土压力计算

附录 C　铁路标准活载的换算均布活载和加载规定

C.0.1　中一活载的换算均布活载

表 C.0.1　中一活载的换算均布活载（kN/m，每线）

加载长度 L (m)	影响线最大纵坐标位置				
	端部	1/8 处	1/4 处	3/8 处	1/2 处
	K_0	$K_{0.125}$	$K_{0.25}$	$K_{0.375}$	$K_{0.5}$
1	500.0	500.0	500.0	500.0	500.0
2	312.5	285.7	250.0	250.0	250.0
3	250.0	238.1	222.2	200.0	187.5
4	234.4	214.3	187.5	175.0	187.5
5	210.0	197.1	180.0	172.0	180.0
6	187.5	178.6	166.7	161.1	166.7
7	179.6	161.8	153.1	150.9	153.1
8	172.2	157.1	151.3	148.5	151.3
9	165.5	151.5	147.5	144.5	146.7
10	159.8	146.2	143.6	140.0	141.3
12	150.4	137.5	136.0	133.9	131.2
14	143.3	130.8	129.4	127.6	125.0
16	137.7	125.5	123.8	121.9	119.4
18	133.2	122.8	120.3	117.3	114.2
20	129.4	120.3	117.4	114.2	110.2
24	123.7	115.7	112.2	108.3	104.0
25	122.5	114.7	111.0	107.0	102.5

续表 C.0.1

加载长度 L（m）	影响线最大纵坐标位置				
	端部	1/8 处	1/4 处	3/8 处	1/2 处
	K_0	$K_{0.125}$	$K_{0.25}$	$K_{0.375}$	$K_{0.5}$
30	117.8	110.3	106.6	102.4	99.2
32	116.2	108.9	105.3	100.8	98.4
35	114.3	106.9	103.3	99.1	97.3
40	111.6	104.8	100.8	97.4	96.1
45	109.2	102.9	98.8	96.2	95.1
48	107.9	101.8	97.6	95.5	94.5
50	107.1	101.1	96.8	95.0	94.1
60	103.6	97.8	94.2	92.8	91.9
64	102.4	96.8	93.4	92.0	91.1
70	100.8	95.4	92.2	90.9	89.9
80	98.6	93.3	90.6	89.3	88.2
90	96.9	91.6	89.2	88.0	86.8
100	95.4	90.2	88.1	86.9	85.5
110	94.1	89.0	87.2	85.9	84.6
120	93.1	88.1	86.4	85.1	83.8
140	91.4	86.7	85.1	83.8	82.8
160	90.0	85.7	84.2	82.9	82.2
180	89.0	84.9	83.4	82.3	81.7
200	88.1	84.2	82.8	81.8	81.4

注：1 表列数值适用于三角形影响线，中间数值可以内插；

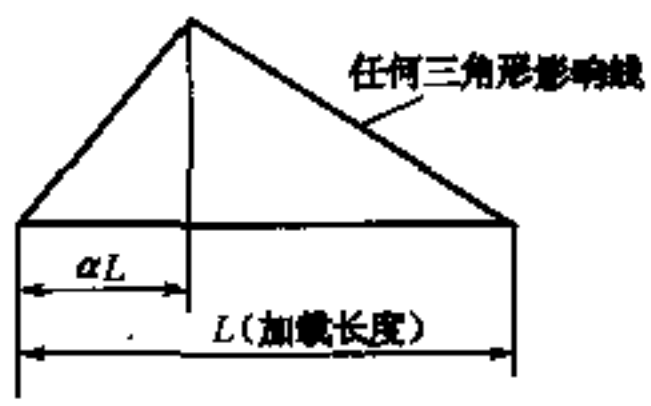
2 桥面上道碴及填料厚度大于 1 m 时仍可采用表列数值，但不得大于每线 165 kN/m；

3 表列数值已包括特种活载。

对于三角形影响线（最大纵坐标任何位置和任何加载长度），其换算均布活载 K〔以 kN/m 计〕可按 L 及 α 由图 C.0.1—1 或图

C.0.1—2 中找出适用公式号码，再以该公式计算。

各种号码的换算均布活载计算公式如下（加载长度 L 以 m 计）：



公式号码　换算均布活载计算公式

① $K=\dfrac{500}{L}$

② $K=\dfrac{1000}{L}-\dfrac{1}{L^2}\cdot\dfrac{750}{1-\alpha}$

②′ $K=\dfrac{1000}{L}-\dfrac{1}{L^2}\cdot\dfrac{750}{\alpha}$

③ $K=\dfrac{1500}{L}-\dfrac{1}{L^2}\cdot\dfrac{2250}{1-\alpha}$

③′ $K=\dfrac{1500}{L}-\dfrac{1}{L^2}\cdot\dfrac{2250}{\alpha}$

④ $K=\dfrac{1500}{L}-\dfrac{1}{L^2}\cdot\dfrac{750}{\alpha(1-\alpha)}$

⑤ $K=\dfrac{1760}{L}-\dfrac{1}{L^2}\cdot\dfrac{660+1320\alpha}{\alpha(1-\alpha)}$

⑤′ $K=\dfrac{1760}{L}-\dfrac{1}{L^2}\cdot\dfrac{1980-1320\alpha}{\alpha(1-\alpha)}$

⑥ $K=\dfrac{2200}{L}-\dfrac{1}{L^2}\cdot\dfrac{6600}{1-\alpha}$

⑥′ $K=\dfrac{2200}{L}-\dfrac{1}{L^2}\cdot\dfrac{6600}{\alpha}$

⑦ $K=\dfrac{2200}{L}-\dfrac{1}{L^2}\cdot\dfrac{660+3300\alpha}{\alpha(1-\alpha)}$

⑦′ $K=\dfrac{2200}{L}-\dfrac{1}{L^2}\cdot\dfrac{3960-3300\alpha}{\alpha(1-\alpha)}$

⑧ $K=\frac{2200}{L}-\frac{1}{L^2}\cdot\frac{1980}{\alpha(1-\alpha)}$

⑨ $K=92(1-\alpha)+\frac{820}{L}-\frac{1}{L^2}\cdot\frac{1425}{1-\alpha}$

⑩ $K=92(1-\alpha)+\frac{1096}{L}+\frac{1}{L^2}\cdot\frac{12-\frac{660}{\alpha}}{1-\alpha}$

⑪ $K=92(1-\alpha)+\frac{1372}{L}+\frac{1}{L^2}\cdot\frac{1863-\frac{1980}{\alpha}}{1-\alpha}$

⑫ $K=92(1-\alpha)+\frac{1648}{L}+\frac{1}{L^2}\cdot\frac{4128-\frac{3960}{\alpha}}{1-\alpha}$

⑬ $K=92(1-\alpha)+\frac{1924}{L}+\frac{1}{L^2}\cdot\frac{6807-\frac{6600}{\alpha}}{1-\alpha}$

⑭ $K=80(1-\alpha)+\frac{1720}{L}-\frac{1}{L^2}\cdot\frac{18300}{1-\alpha}$

⑮ $K=80(1-\alpha)+\frac{1960}{L}-\frac{1}{L^2}\cdot\frac{15540+\frac{600}{\alpha}}{1-\alpha}$

⑯ $K=80(1-\alpha)+\frac{2200}{L}-\frac{1}{L^2}\cdot\frac{12420+\frac{1980}{\alpha}}{1-\alpha}$

⑰ $K=80(1-\alpha)+\frac{2440}{L}-\frac{1}{L^2}\cdot\frac{8940+\frac{3960}{\alpha}}{1-\alpha}$

⑱ $K=80(1-\alpha)+\frac{2680}{L}-\frac{1}{L^2}\cdot\frac{5100+\frac{6600}{\alpha}}{1-\alpha}$

⑲ $K=92+\frac{3252}{\alpha L^2}$

⑳ $K=\frac{1}{1.15-\alpha}\left\{92(1-\alpha)+\frac{1158}{L}-\frac{1}{L^2}\left(27545-\frac{3740}{\alpha}\right)\right\}$

㉑ $K=80+\frac{27545}{\alpha L^2}$

C.0.2　用换算均布活载对影响线加载的规定

用标准活载的换算均布活载对影响线加载时，应按下列规定进行：

1　对单符号影响线和多符号影响线的单独加载区段，其形状为三角形、凸曲线和歪曲系数 γ（见本条第 2 款说明）小于或等于 1 的双向曲率的曲线形者，除本条第 6 款所述外，其加载的换算均布活载应按影响线的加载长度和最大纵坐标位置求之（见表 C.0.1 或换算均布活载计算公式）。

2　对单符号影响线和多符号影响线的单独加载区段，其形状为具有明显顶点的凹曲线和歪曲系数 γ 大于 1 的双向曲率的曲线形者，除本条第 6 款所述外，其加载的换算均布活载按影响线的加载长度和最大纵坐标位置求得的数值后，再增加 E（$\gamma-1$）%，其中 E 为系数，$E=\frac{1\,500}{30+\lambda}-\frac{1\,500}{30+\lambda^2}$，$\lambda$ 为影响线加载长度（m）；γ 为歪曲系数，等于与检算的影响线有相同的长度和最大纵坐标的三角形影响线面积与检算的影响线面积之比。

3　对单符号影响线和多符号影响线的单独加载区段，其形状为四边凸曲线形者，其加载的换算均布活载应按影响线的加载长度和最大纵坐标位置或基本三角形的顶点位置（视何者更靠近影响线端点而定）求之。

4　对单符号影响线和多符号影响线的单独加载区段，其形状为带有一个凹角的四边形者，应分两种情况加载：

第一种加载——用按影响线的加载长度和基本三角形的顶点位置或最大纵坐标位置求得的换算均布活载中的较大者进行加载；

第二种加载——自影响线端部至凹角处包括最大纵坐标在内的一段，用按此部分的加载长度和顶点位置求得的换算均布活载加载，其余一段影响线用均布活载 80 kN/m 加载。

两种情况所得结果中的较大者，即为计算的数值。

5　对单符号影响线和多符号影响线的单独加载区段，其形状为锯齿者，则加载的换算均布活载按影响线的加载长度和最大

纵坐标位置求之。

6 对单符号影响线和多符号影响线的单独加载区段，不论影响线的形状如何，如影响线加载长度小于 3 m 而最大纵坐标位置在中间者，以及长度小于 1.5 m 而最大纵坐标位置在端部者，均按一个特种活载 250 kN 计算，但应符合表 C.0.1 中注 2 的规定。

7 对多符号影响线，如同时加载其中数个区段，不论被加载的同符号影响线各区段为直接相邻者或被异符号影响线隔开者，应分两种情况加载：

1）当被加载的影响线全长（包括其中间隔的异符号影响线区段长度在内）小于 50 m 时，各被加载的同符号影响线按各自的最大值同时加载；

2）当被加载的影响线全长(包括其中间隔的异符号影响线区段长度在内)大于 50 m 时,其中 50 m 长度内的整区段(可在全部影响线任何位置)仍按各自的最大值同时加载,其余同符号影响线均用均布活载 80 kN/m 加载。

注：上述间隔的异符号影响线区段，如区段长度大于 15 m，应用空车均布静活载 10 kN/m 加载；如区段长度小于 15 m；则可不加活载。

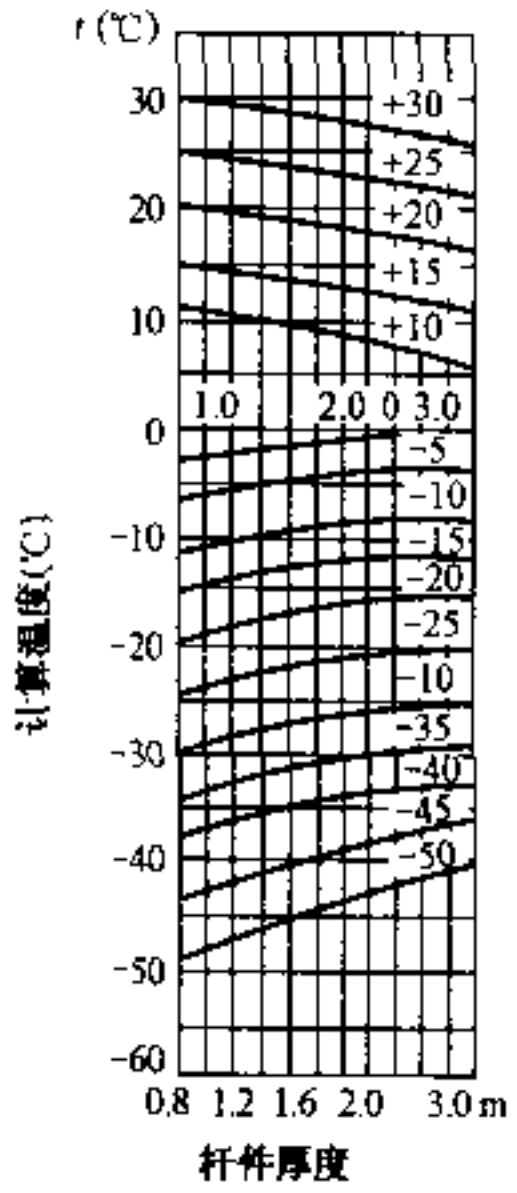
8 计算疲劳强度时，按影响线求最大内力（应力）和最小内力（应力），应分别从右至左和从左至右依次加载影响线各区段，以其最不利者决定之。当同时加载数个区段影响线时，应连续加载，不得间断，且其中仅取某一区段按本条第 1～5 款方法加载最大值，其余区段以 80 kN/m 加载。

9 同时加载于两个或两个以上的影响线求其共同作用时，应逐一按每一影响线单独求出控制轴位，按照所得轴位用于其余各影响线，得到最大共同作用的加载即为计算值。

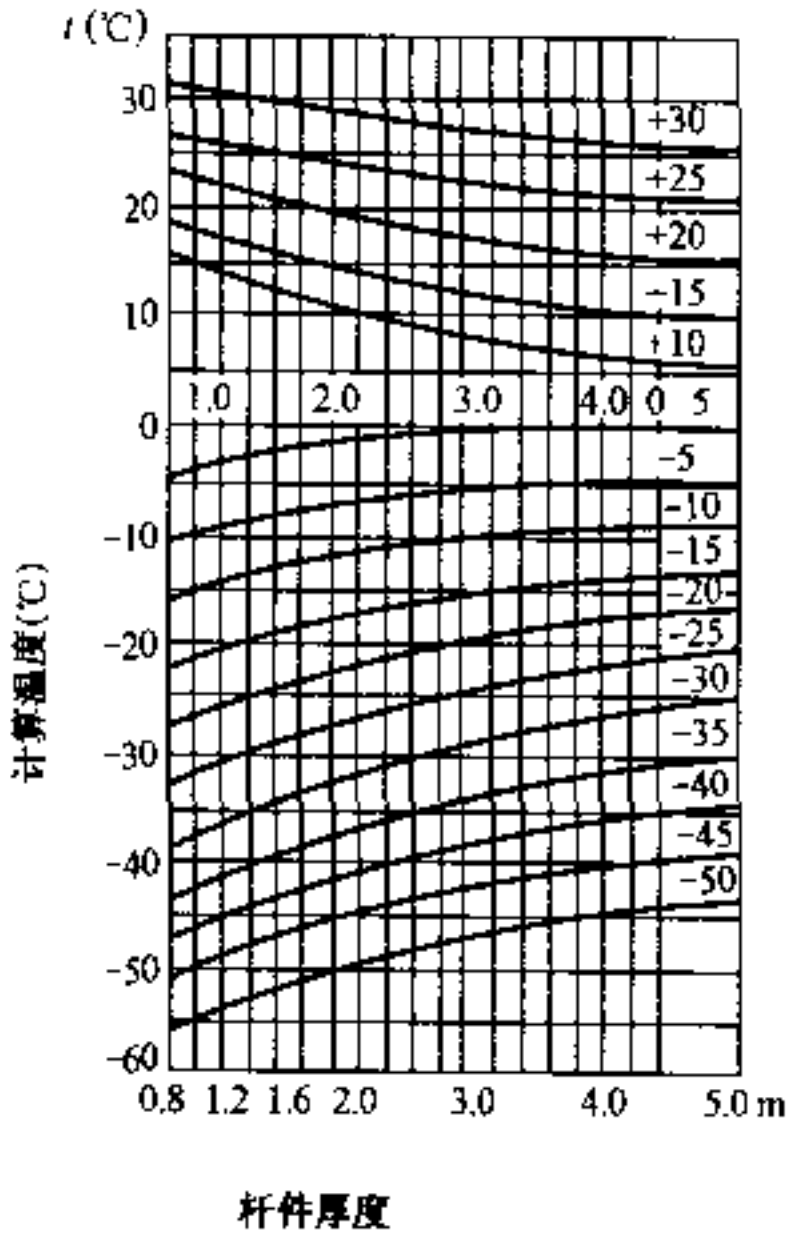
仅对于静定结构和恒载影响较大的结构（如实腹式中小跨度石拱桥）等，方可按每一条影响线求得的换算均布活载用于其余各影响线，以求共同作用的计算值。

附录 E　钢筋混凝土、混凝土和石砌体矩形截面杆件计算温度图解

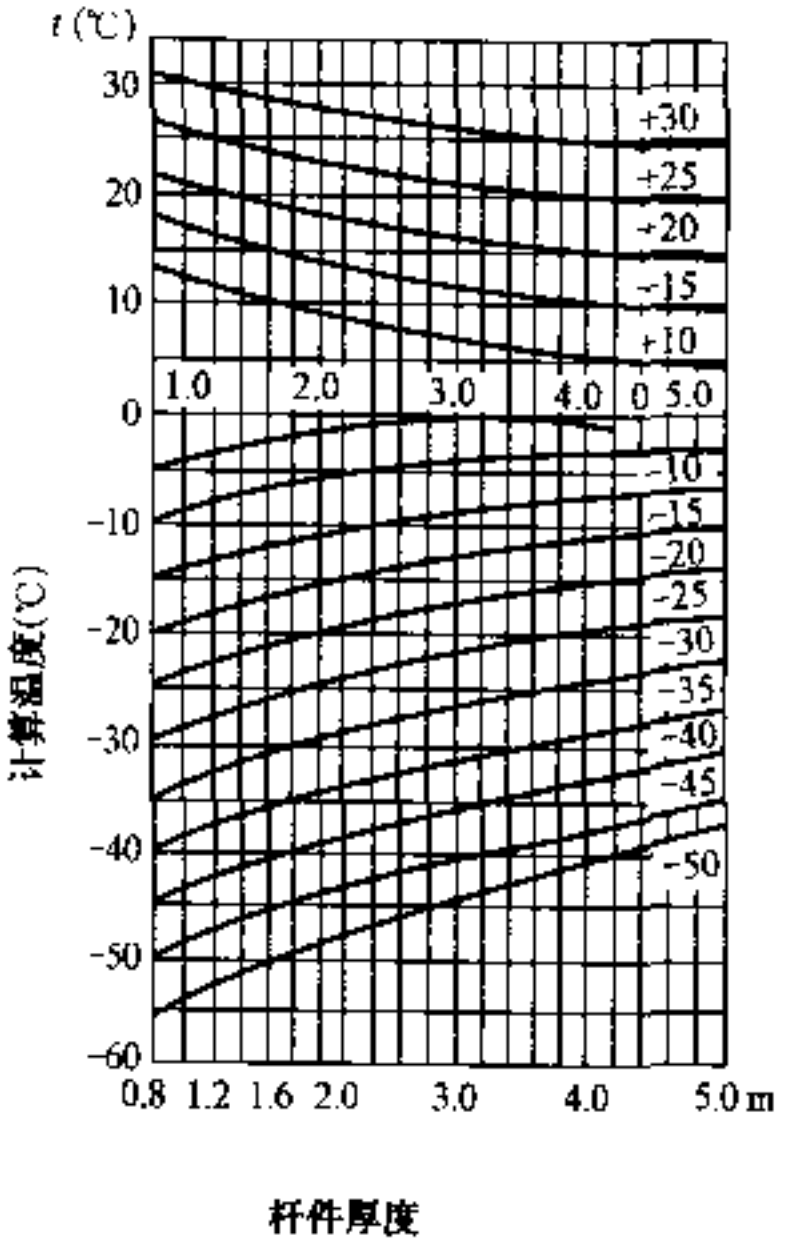
1. 一面露开、顶上覆盖物不小于 1 m 者



2. 四面露开的（正方形截面）



3. 两面露开的



注：图中斜线为外界温度

本规范用词说明

执行本规范条文时，对于要求严格程度的用词说明如下，以便在执行中区别对待。

（1）表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”；

反面词采用“严禁”。

（2）表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”；

反面词采用“不应”或“不得”。

（3）表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”；

反面词采用“不宜”。

表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

《铁路桥涵设计基本规范》
条 文 说 明

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

1.0.2 本条是根据铁道部铁建设〔2003〕76号文发布的《新建客货共线铁路设计暂行规定》(以下简称《客货铁路暂规》)的要求修改的。

国民经济的持续快速发展，使得铁路运输在数量和质量两个方面，都面临着新的更大的挑战。在2020年前我国全面建设小康社会中，铁路肩负着提供运力支持、当好先行的重要历史使命。因此，铁路必须抓住机遇实现跨越式发展，走新型工业化道路。其主攻方向应是“扩大路网规模，完善路网结构，提高路网质量”。

我国铁路网总规模的研究提出，在既有主要铁路干线改造成最高时速160 km及以上的客货混运的快速线的同时，尚需新建东部沿海地区的（如宁波—深圳）、西部通往东部的（如西安—南京）、西南通往华东的（如成都—重庆—武汉—上海）等多条快速线，形成与高速客运专线相配合的时速160～200 km及以上的快速铁路网，把我国各大城市间的距离缩短，使铁路运输质量实现跨越式发展，逐步达到或接近世界发达国家的铁路运输水平。

旅客列车提速后，货物列车与旅客列车速度差距将进一步加大。基于对铁路运输组织以及线路轨道结构曲线地段超高所决定

的合理通过速度的考虑，提高货物列车的速度，缩小共线铁路上客、货列车运行速度差距势在必行，实施货物列车速度的提高对尽快实现我国干线大幅增长新的运能以及铁路进一步的提速意义重大。

1994 年 12 月 28 日广深准高速铁路正式开通运营，广深线的成功运营及运输形势的变化，引发了 20 世纪 90 年代中期开始的我国铁路的大提速。旅客列车提速到 140～160 km/h，普通货物列车提速到 90 km/h。时速 120 km 的提速货车目前我国已经设计制造成功，于 2004 年在遂渝线、胶新线进行了综合性试验，并取得了成功。

一系列提速研究与试验取得的大量科学数据和结论，为修订规范创造了条件。本次修订桥规适用范围由 1999 年版《铁路桥涵设计基本规范》(以下简称《99 桥规》) 的旅客列车最高行车速度 140 km/h 改为旅客列车设计行车速度等于或小于 160 km/h，与此对应的货物列车行车速度为等于或小于 120 km/h。由于转 8A 货车受设计构造行车速度的限制，故本规范转 8A 货车行车速度限定在小于或等于 80 km/h。

关于桥梁适用跨度，以前规范没有明确，本次修订对桥梁适用跨度按混凝土梁和钢梁两类进行了规定。

1.0.3 桥梁的分类曾经按其净孔总长作为划分的依据。因为桥梁大小不同，其设计频率流量标准和计算孔径的方法也不同，所以用净孔总长来反映桥梁大小应该说是适宜的。但实际上，净孔总长的量取是很不方便的，而且净孔总长与养护设施等设置条件所采取的桥长也不一致，因此，自 1975 年版《铁路工程技术规范（第二篇）·桥涵》(以下简称《75 桥规》) 起，对于梁桥改用按桥台挡碴前墙之间的长度计算。虽然这与净孔总长度有一些出入，但差别不大。拱桥和刚架桥的桥长可按本条文中的“注”来确定。

1.0.5 桥涵结构设计，要求在制造、运送、安装和运营过程中，

必须具有规定的强度、稳定性、刚度和耐久性，以保证施工、运营安全，使用耐久。根据耐久性的要求，规定桥梁结构应按100年正常使用要求设计。同时根据《客货铁路暂规》的要求，增加了设计应充分考虑养护、抢修、检测、维修需要，配备必需的设施设备的内容。

为配合城市建设，位于重要城镇的桥梁，应适当考虑造形的美观。

1.0.7 桥涵设计采用的洪水频率标准，本次桥规修订提高了Ⅰ、Ⅱ级铁路涵洞设计洪水频率标准，涵洞设计洪水频率由1/50调整为1/100，其余沿用《99桥规》的规定，删去了Ⅲ级铁路的有关内容。其中铁路等级的划分应根据现行《铁路线路设计规范》来确定。

（1）本条文中规定技术复杂、修复困难或重要的特大桥，及技术复杂、修复困难或重要的大桥需要按规定的检算洪水频率标准进行检算，因为一般的特大桥虽然桥的长度较长，但从设计、施工、养护等方面来说与一般的大桥没有很大的区别；另有些特大桥和大桥所处的位置很重要，有些在政治上、国防上有特殊意义，在技术上应予更大的保证，因此在抗洪标准方面要进行检算。上述技术复杂、修复困难一般系指高墩、桥跨结构复杂、深水基础、施工困难者以及防洪条件很差、河流形势及水流分布对建筑物十分不利的桥梁。

（2）关于如何对待观测最高洪水位（包括调查可靠的历史最高洪水位）问题，以往遇设计频率水位低于上述水位时，则桥涵应按最高的观测水位或历史水位与其相应的流量进行设计，而不考虑此种洪水频率的大小。鉴于过小频率标准对工程投资过大，且特大洪水重现可能性甚小，因此条文对观测洪水作了一些限制，即对Ⅰ、Ⅱ级铁路的特大桥及大中桥以不小于1/300，小桥及涵洞不小于1/100的频率为最高标准。在采用历史洪水进行设计时，应作全面的调查研究，注意自然地理的变化和人类活动等

的影响，分析此项历史水位有无重现的可能性。

（3）在水库大坝上下游的桥涵，考虑大坝对桥涵有不利影响时，应提高桥涵设计标准。如有些水库由于淤积严重有可能在今后提高坝身，以延长水库的使用年限；有些水库在实际运用过程中，常有提出防洪与兴利的新要求，例如提高发电量、提高灌溉水位、扩大灌溉面积、提高航行水位、照顾下游正在施工的水下工程、保证下游农作物不淹没、为下游洪水错峰等，都能使水库蓄水时的各种水位与原设计有较大出入，造成对桥涵的不利影响；有些水库由于要求少泄多蓄，因而在洪水期间提高了汛前水位，使实际泄洪量大于该洪峰频率的设计泄洪量；也有些水库，调洪库容很大，闸门调洪设备失灵就会产生险情，对下游桥涵将造成不利影响。桥涵的设计洪水标准，如遇有上述情况时应予酌量提高。

1.0.8 时速160km客货共线铁路(旅客列车运行速度160km/h、货物列车运行速度达120km/h）与既有普通铁路比较，桥梁的上部结构直接承受列车荷载运行时的动力响应加剧。为保证列车运行安全和旅客乘坐舒适，加强上部结构的竖向刚度、横向刚度和抗扭刚度，同时加强结构的整体性，以提高结构的动力特性，都是十分必要的。

列车通过桥梁时将引起桥梁结构的振动，而桥梁的振动又反过来影响车辆的振动，这种相互作用、相互影响的问题就是车辆与桥梁之间振动耦合的问题。

列车运行的安全性主要涉及车辆在桥上是否会出现脱轨的问题。对于这个问题，车辆力学上是用脱轨系数 Q/P、轮重竖向减载率 $\Delta P/P$ 及轮轨横向水平力等几个参数来限定。乘坐舒适性（平稳性）问题也是判定桥梁竖向和横向刚度是否合适的一个重要标准，可用Sperling（斯佩林）评价指标和竖向加速度限制标准进行评判。

出于列车运行安全性与平稳性(舒适性)的考虑，对于旅客列

车设计行车速度为160 km/h、货物列车设计行车速度为120 km/h路段，特殊结构及代表性桥梁应结合车桥耦合动力响应综合分析。桥梁进行车桥耦合动力响应综合分析的目的，是让桥梁的动力特性去适应机车或车辆的快速运行，使之能满足现行《铁道车辆动力学性能评定和试验鉴定规范》(GB5599) 和现行《铁道机车动力学性能试验鉴定方法及评定标准》(TB/T2360) 的有关要求。

客车及动车组的主要技术性能是它的运行平稳性及运行安全性。《铁道车辆动力学性能评定和试验鉴定规范》(GB5599—85) 所规定的主要性能指标限度为：

平稳性指标：优良<2.5，良好2.75，合格3.0；

脱轨系数：$Q/P \leqslant 0.8$；

轮重减载率：$\Delta P/P \leqslant 0.65$。

普通货车的主要技术性能是它的运行安全性及运行平稳性。《铁道车辆动力学性能评定和试验鉴定规范》(GB5599—85) 所规定的主要性能指标限度为：

平稳性指标：优良<3.5，良好4.0，合格4.25；

脱轨系数：$Q/P \leqslant 1.0$(第二限度)，或$\leqslant 1.2$(第一限度)；

轮重减载率：$\Delta P/P \leqslant 0.6$(第二限度)，或$\leqslant 0.65$(第一限度)。

《铁道机车动力学性能试验鉴定方法及评定标准》(TB/T2360—93) 给出的机车安全性及平稳性指标的主要评价标准为：

(1) 横向作用力持续时间 $t>0.05$ s时

脱轨系数：$Q/P \leqslant 0.8$；

轮重减载率：$\Delta P/P \leqslant 0.65$。

(2) 横向作用力持续时间 $0.015\text{ s} \leqslant t \leqslant 0.05\text{ s}$，采用连续测量方法时

脱轨系数：$Q/P \leqslant 0.04/t$；

轮重减载率（在瞬时动态冲击工况)：$\Delta P/P \leqslant 0.8$。

同济大学的研究成果表明，客车运行速度160 km/h、货车

运行速度 80 km/h 的客货共线的既有线路上，实测货车过桥时的桥梁跨中横向振幅最大值明显大于客车过桥时的桥梁跨中横向振幅最大值。因此进行车桥耦合动力响应综合分析的重点是货车过桥，尤其是空载货车（或混编货车）通过时对其安全性指标进行的评判。

对不能满足以上要求的桥梁应进行修改设计，直至满足安全性与平稳性（舒适性）的要求。

1.0.9 本条是根据《客货铁路暂规》的要求新增加的内容。

1.0.10 考虑到铺设无碴轨道的铁路桥梁有特别的要求，《无碴轨道铁路客运专线设计指南》即将出台，时速 120 km 的提速货车适应性的依据是建立在科技司组织开展的遂渝、胶新线试验基础上，随着 120 km/h 货车大量地上路运行，货车对桥梁结构的作用得到进一步认识，相关部门拟将对开行 120 km/h 货车作出补充规定。故此，本规范规定，铺设无碴轨道或开行 120 km/h 货车的铁路桥梁，除应满足本规范规定外，尚应满足有关补充规定的要求。

3.1.1 桥涵布置应尽量不占或少占耕地。河滩路堤的桥涵和导治建筑物的布置，应尽量避免破坏农田和排灌系统，按农业灌溉需要设置必要的桥涵。对农业机械、人畜、车辆等穿越铁路的情况，应根据既有农村道路分布情况及人畜车辆通行密度，结合路堤高度等条件，经过协商选择适当地点设置立交桥涵或排灌与通行兼用的桥涵。

设置桥涵时应避免大量改沟合并，勿使水流过分集中冲刷下游农田房舍，或因位置选择不当使水流宣泄不畅，或因入口高程设置不当使上游水位壅高淹没农田房舍。

为使铁路排水畅通及铁路沿线农田房舍免遭水害，沿线所有的排水建筑物包括桥涵和其上下游的截水沟、改沟，路堑地段的天沟、侧沟、吊沟，路堤地段的取土坑、排水沟，以及城镇的排水建筑物等工程，应彼此协调配合，组成完整的排水系统。

3.1.2 为体现铁路建设“以人为本”的理念，根据《铁路主要技术政策》的要求增加了Ⅰ级铁路与道路交叉应采用立体交叉的规定。

3.1.3 在洪水泛滥甚广的平原河流，或河床摆动、水流分支漫溢的山前区河流，往往考虑一河一桥或一河多桥的方案。

平原河流纵坡平缓，流速较小，河床由细颗粒土组成，河滩辽阔，洪水时泛滥较宽。若主槽明显，河滩上又无稳定的河岔时，通常采用一河一桥，河滩上不宜设辅助桥，以免引起集中冲刷带来病害。若桥址处有几个稳定河槽且具有分流、通行船只和农灌的作用，则以设置一河多桥为宜。当滩地流量占全部流量的比例较大，且河滩水流又不易引入同一座桥梁时，亦宜设置一河多桥。

我国西南山区宽谷漫流上游扇形河段，河道断面一般中间高、两侧低，在一般洪水时形成河岔分流；在较大洪水时，淹没整个河谷，形成漫流。

我国西北山前区大型冲积锥宽河中游扩散河段，水流分支扩散摆动不定。在这些河流上一般不宜强行集中，而宜设置一河多桥，即在主河槽与较稳定的河岔上或主要股流河槽上分别设桥，顺应水流天然趋势，以保证桥梁安全和兼顾下游分洪灌溉的需要。

长大导流堤的工程大、造价高、占地多，维修养护也困难，尤其长达数公里的长大导流堤，一旦发生险情，就会因突破一点而全堤崩溃，直接冲毁铁路。因此，设置一河一桥强行集中水流而采取修建长大导流堤的办法，应尽量避免。

3.1.4 平坦、草原和漫流地区，一般无显著沟槽，但当暴雨或春融雪水形成径流，分散成片，一经修筑路堤，往往使水流集中，危及线路，应采取分片泄洪原则，在地形低洼处设置桥涵。

3.1.5 天然河流已经过多年的自然演变，找到了它最符合自然的流经道路，要更动其自然现状，必须做很大工程来引导，否则

仍有恢复其原来自然状态的可能。这给铁路工程将带来很大的隐患，所以天然河道不应轻易合并或改移，尤其对河滩辽阔、河床不稳定、水流摆动的河流，更不宜改并。

当河湾威胁桥头路堤，或河滩、主槽被路堤所挤压，影响水流畅通，或河沟与桥涵斜交时，如采用改移河道或裁弯取直确能改善桥涵工作状况，或降低工程造价有显著效果时，亦可采取改移或裁弯取直的措施。但河道在改移或裁弯取直后，在流向改变或纵坡变陡、流速增大等地段，将加剧河段冲刷；而在坡度变缓地段，则又造成淤积，水流堵塞不畅。这些水力条件变化的影响，都应在河道改移或裁弯取直的设计中予以充分考虑，必须根据水文、地质、地形及农田灌溉等具体情况，修建导治建筑物，或采取加固、消能等措施，以引导水流顺畅地通过桥下排泄，避免对上下游工程及两岸农业生产造成危害。

3.1.6 桥址处线路应尽量与洪水流向正交，不得已时也应尽量减小斜交角度，避免在桥头形成水袋，从而产生三角回流。从历年发生的水害情况来看，水袋地带淘刷严重，最易冲毁路堤甚至冲倒桥台，因此必须引起重视。在桥头形成三角回流地带，最好用增加桥孔的办法予以消除，而不宜采用导治办法，勉强压缩桥孔与调正水流。

3.1.7 设置导治建筑物的作用主要是引导水流均匀顺畅地通过桥孔，保护桥梁墩台、桥头路基和河岸不受洪水的危害，防止和减轻桥下河床的不利变形，消除或避免由于修建桥梁、路基造成对农田村镇及其他建筑物之不良影响。

一般在稳定性河流的桥位上，为了减少两端的三角回流地带，保护河滩路堤和锥体护坡，可考虑设置封闭式导流堤。当桥梁与河槽正交而河滩路堤位于向河流上游弯曲的曲线上时，为防止路堤边坡的淘刷和改善河滩水流的条件，该段桥头路堤可设置梨形导治堤和适当数量的丁坝。为引导较大的河滩流量顺畅地流入桥孔，在两端桥头宜设曲线形导流堤。当桥位位于变迁性河流

的摆动河段或山前区大型冲积锥河流的中游扩散河段，一般均宜设置封闭导流堤。

若为一河多桥时，为了避免水流直冲两桥之间的河滩路堤，以及将水流顺畅地分别导入多座桥孔，两端间可设置桃形导流堤。不没水的导治建筑物系为调节设计洪水频率的洪水而设，其顶面应高出桥梁或涵洞设计洪水频率的水位（并考虑天然水流纵坡的影响）至少0.25 m。此0.25 m为安全储备值，设计标准稍低于路堤。上述水位尚应根据河流特性及导治建筑物的具体位置考虑壅水高、波浪侵袭高、局部股流涌高、河弯超高、河床淤积等影响。但在下列的河流上，波浪侵袭高可不考虑：(1) 在洪峰历时短促、涨落迅速的季节性河流上；(2) 浪程少于200 m时；(3) 水深小于1.0 m时；(4) 计算波浪高度在0.15 m以下时；(5) 河滩上长有比水深加半个计算波浪高还要高的大片灌木丛时。

没水导治建筑物系一般为调节常水位水流而设。常水位系指每年大部分时间保持的水位。

为防止遭受水流、波浪、流冰、流木、漂流物等冲击和淘刷基础，导治建筑物的边坡和坡脚基础均应防护加固。常用的防护工程类型有铺设草皮、石料铺设、石笼和混凝土板等。在波浪冲击较轻和水流流速较小，且种植条件较为有利的情况下，对土质堤坝可采用铺草皮加固；在平原河流，当流速小于3 m/s时，一般可采用干砌片石，或栽砌卵石；对直接承受较大流速冲击处或水流中携带较大漂流物撞击处，一般宜采用浆砌片石或混凝土板；当流速较大、冲刷较深、河流有严重变形处，则宜采用属于可变形的柔性结构加以防护。

3.1.8 在通航船只和通过排筏的河流上，桥梁应能满足河流长期通航的要求，考虑河道变迁及水流方向等因素，合理布置通航桥孔。

在水流较急，流向摆动幅度较大的通航河流上，洪水时船只

控制走行方向困难，下行船只多沿流向航行，往往会冲撞桥墩，甚至发生事故。桥址中线与航线斜交时，事故更易发生。如正交确有困难，则偏角不宜过大，桥梁净孔必须相应加宽，并应考虑桥墩台和锥体的阻水影响。

通航河流的航线，常随河道的变迁或受上游人类活动的影响而改移，因此应根据河流历史资料，预先考虑航线的变迁，布设通航孔。

通航桥孔的位置，一般根据中常水位及低水位时的航线确定。

3.1.9 铁路桥和公路桥合建在一起的优点有：

（1）合建桥比单建铁路桥的下部结构圬工数量增加不多，因此基础工程愈困难，正桥愈长，采用合建愈有利；

（2）合建的施工时间比分建的短，施工力量使用也比较集中。

缺点有：

（1）在国防上有两条交通线总比一条好，合建目标集中，一旦损毁，公铁运输同时停滞；

（2）修建公路在上、铁路在下的双层桥，将增长引桥，在两岸无高地时，引桥更长；

（3）合建不利于分期投资，当公路运量尚不大时，可用轮渡解决；

（4）专桥专用便于管理，合建桥则看守管理增加困难；

（5）铁路和公路的设计标准不同，合建时公路桥必须考虑铁路方面的要求，许多适合于公路的桥式，如悬索桥、伸臂桥及大跨度的预应力混凝土结构，由于刚度关系不能使用。

根据上述分析，一般以分建为宜，如情况特殊必须合建，应报部批准。

3.1.10 第二线桥设在既有线桥的上游或下游（即左右侧的选择），应考虑桥址两岸地形、上下游河床及桥头引线地质、上下

游水流方向及流速、主河槽位置和宽度、通航条件、所在区间的线路位置、既有线桥梁基础埋置深度、桥下净空高度以及旧桥上下游是否有防护加固工程、河底是否有施工障碍物等因素决定。当影响因素较多、情况复杂时，往往须作技术、经济的综合比较后决定。

一般情况下，当新桥设在既有桥上游时，有可能引起下游既有桥的冲刷加剧（流水情况复杂时，建议进行现场观测和水工模型试验，以确定两桥之间的冲刷影响）。为了确保既有桥安全或充分利用既有导治建筑物、引线路基防护、桥墩破冰棱等设备时，第二线桥宜设在既有线桥的下游。但当新桥设在净空或过水能力较差的既有桥下游时，新桥的壅水将会使既有桥的净空减少；既有桥若受水冲毁破坏，亦会直接威胁新桥的安全；既有桥抢险防护所抛下的片石或旧梁等沉落物，亦会给下游新桥施工造成障碍，在此等情况下，第二线桥又宜设在上游。

在选择第二线桥与既有桥间的距离时，应考虑第二线桥施工过程中既有线上列车正常运营和建筑物的安全，故须结合地质条件、既有线桥头路基填土高度、新旧桥墩台基础尺寸及其基础埋置深度的高差、施工条件和水流干扰情况等因素决定。对于通航的河流，为了避免水流在新旧桥墩台间相互干扰，应将第二线桥适当地远离。

重要桥梁在修建第二线桥时，应与有关部门协商，确定两桥间距离，以满足国防要求。如第二线与既有线桥接近，且位于水流干扰范围以内时，两线的桥墩台干扰，将使过水断面大为减少，为此，要求将两桥的桥墩中心线相对应并大致与流向平行。

3.1.11 既有桥涵经多年使用已形成历史上的自然状态，故原来的中线与位置如无显著缺陷，在线路平面及纵断面的配合上均属合理时，一般应保持原来的中线及位置，这样可以充分利用既有路基、导治建筑物及其他防护工程，节约投资。但在个别情况下，如桥头曲线半径不能满足运营的要求、既有桥下净空需要加

高、桥两端线路需要变更纵断面、因河道变迁难以整治，或在河底有沉埋梁体、砌块、片石堆积等清理困难影响基础施工等情况，也可变更原来的中线及位置。

在既有线上的桥涵，由于自然的或人为的原因使水流发生了根本的变化，以致既有桥涵已失去存在的必要时，才能予以封闭。增设桥涵往往会变更上下游村镇与洪水的利害关系，因此必须取得上下游有关单位的同意。

3.2.1 一般情况下，桥涵孔径主要依据一定洪水频率的流量和水位来设计。但任何水文计算方法都不能完全适应复杂的自然现象，加之我国水文及气象资料积累时间不长，流量计算未能达到很高的精度，因此桥涵孔径不能单凭流量及理论计算，更不能用单纯经济比较来确定。

设计桥涵孔径时，必须根据河流的特性和桥址的具体情况，参照以往的经验作全面分析比较。有的桥涵孔径还应与有关单位协商决定。当水文资料不足时，桥涵孔径宜大一些，基础埋置宜深一些。

决定桥孔时还要考虑以下几个因素：

(1) 建桥后桥址附近上下游水面、主槽与河滩上流量和流速及其在平面上与断面上的变化；

(2) 桥孔大小与墩台基础埋设深度、导治建筑物与桥头路堤的长短等的相互关系的影响；

(3) 桥址上下游水利工程对流量、流速和水位的影响；

(4) 桥孔压缩后，桥下流速增大对船只排筏通航、下游农田房舍、水利设施、墩台基础冲刷等的影响。

3.2.2 冲刷系数是决定桥孔大小的指标之一。冲刷系数愈大，表示桥梁对河流的压缩愈大。《75 桥规》制定冲刷系数时，曾向各设计院、大桥局、铁路局、公路局、交通局等单位有关人员征求意见，并搜集了通过较大洪水考验的桥梁资料和部分桥梁检定资料，进行了汇总分析。现场有关人员提出的意见主要有以下几

点：

（1）冲刷系数对决定桥孔大小有一定指导作用，但不是惟一条件，应综合考虑其他因素，如对上下游居民、农业、水利的影响，河滩路堤的稳定等。

（2）冲刷系数应按地区和河流性质划分，才符合各地区河流的具体情况。如山区河流水深流急，应尽量少压缩以免桥台锥体被冲。在山前区河流建桥虽可压缩，但也不宜过甚。平原区河流建桥往往与地方利益相关密切，应考虑对上下游工农业的影响。

（3）制定的冲刷系数应以经过洪水考验的桥的资料作为主要依据。

根据上述意见及搜集到的桥梁资料进行分析后，取得以下结果：

（1）地区分为山区、山前区和平原区三类。

①山区——按河段特点分为峡谷段及开阔段。

A. 峡谷段——此类河流一般河谷深窄无滩，岸壁稳定，河岸多为岩石，水位变幅大，设计流速可达4～7m/s，河床比降约为2‰～6‰。曾分析了鹰厦、上鹰、陇海诸线15座桥梁的资料，认为峡谷段水深流急，桥台锥体不宜伸入河槽，桥孔不宜压缩。如××线××桥，1960年洪水频率约为1/50，壅水逼近钢梁，冲垮梁下吊篮设备，四个锥体全部坍塌，实际的冲刷系数为1.25。××桥1960年水位超过频率为1/100的水位，两端锥体均局部冲毁，桥墩受冲，实际冲刷系数为1.24。××线××桥，压缩过甚，台后路堤冲成缺口，锥体被冲毁。综合这些资料，同时还考虑到峡谷段有一孔跨过的可能性，因此冲刷系数制定为小于或等于1.2。

B. 开阔段——此类河流滩槽分明，岸线稳定，河岸为岩石或砂卵石，设计流速可达3～6m/s，河床比降约为1‰～5‰。曾搜集了鹰厦线、浙赣线、京承线、陇海线等19座桥的资料。如××桥，1962年发生接近设计流量的大洪水，冲刷系数1.39，

未发生水害。但同类型的桥，冲刷系数在大于 1.4 时，大都发生不同程度的水害，路堤被冲成缺口，锥体被冲毁等，因此冲刷系数制定为小于或等于 1.4。

②山前区——分为半山区稳定河段（包括丘陵区）及变迁性河段两类。

A. 稳定河段（包括丘陵区）——此类河段大体顺直或微弯，滩槽明显，出山口后河谷开阔，岸线及边滩较稳定，河槽形态也较稳定。曾搜集了浙赣线、京广线、陇海线等 32 座桥梁的资料。这些桥中经受洪水考验的××桥，1942 年大水为历史第二位，壅水较高，冲刷系数 1.44，但除桥的高程稍低外，尚无水害。××桥 1953 年洪水为历史第二位，孔径合适，冲刷系数 1.37，除桥墩质量不良受水流冲刷外，尚无水害。××桥 1942 年发生最大洪水，频率约 1/100，仅桥台护坡受冲刷，无其他水害，冲刷系数 1.25。××桥设计冲刷系数 1.31，经洪水考验，除冲刷较深外，无太大水害。其他桥冲刷系数在 1.4 以下的一般情况较好。综合这些资料，冲刷系数制定为小于或等于 1.4。

B. 变迁性河段——此类河段滩槽不明显，甚至无河滩，河段微弯或呈扇形扩散，岸线不稳多变，主槽形态、位置不稳定，洪水时淤此冲彼，最大深泓变迁迅速，河槽有扩宽甚至改道的可能。曾搜集了西北地区兰新线和华北地区京广线共 17 座桥的资料。西北地区的桥经受了接近或小于设计频率流量的 1/3～1/2 的 1959 年洪水考验，曾出现不同程度的水害破坏，如导流堤局部被冲毁、部分桥头河滩路堤被冲断等。通过水害证明，原设计无限制地压缩桥孔是不符合实际情况的，原设计的冲刷系数有大到 3.15 及 3.01 的，其受害亦较重。事后对原压缩桥孔过甚、冲刷系数较大的桥均采用适当延长桥孔的方案，通过数十年的考验，孔径还未出现大问题。经过水害处理后，一般冲刷系数在 1.4～1.8 间，个别还有大到 2 的。华北地区的桥经过历史特大洪水考验，没有出现水害的，其冲刷系数在 1.1～1.3 间。综合

这些资料，冲刷系数变幅较大，故规定按地区经验确定。

③平原区——此类河流基本顺直或微弯，部分河段蜿曲，一般上游有支流汇入或下游呈扩散状，河槽较宽，设计流速约为 2～5 m/s，河床比降约为 0.1‰～2‰，少数可达 3‰。曾选用了二十几座已成桥梁（包括东北及中南、华东地区）进行分析。这些桥都经历了不同程度的洪水考验，其中有 10 座经过频率相当于 1/100 的历史洪水，此时冲刷系数一般在 1.2～1.4 之间，都能安全排洪。而冲刷系数超过 1.4 的都有不同程度的水害，如铁路路堤冲决、锥体护坡坍塌、壅水较高等。因此冲刷系数制订为小于或等于 1.4。另外，在平均水深小于或等于 1.0 m 的宽浅河段，冲刷系数可根据地区经验确定。

（2）人工渠道水浅流缓，但流向一定且大都不通行船只，桥孔设计一般应与地方协商确定，不宜压缩，尽量以单孔跨越，以避免引起渠道底的冲淤变化或壅水太高，溢出渠道堤顶。梁底可按一般规定高出渠道设计水位 0.5 m 即可。

（3）泥石流是一种携带大量固体物质的山洪急流，一般是骤然的、短暂的和阵流状的（指黏性泥石流）。其中严重的泥石流可以在短暂的几分钟到几小时内流出数十万方到数百万方的固体物质，对建筑物有巨大的破坏作用。在流程中当其能量发生变化时，立即停止运动，因而时常堵塞河谷，改移河道，淹没大片农田、房舍，摧毁或淹埋铁路、公路、厂矿、水利设施及城市建筑物等，给国民经济带来巨大的损失。因此，当线路跨越泥石流河流时，桥孔应尽量采用单孔或不得已时可考虑采用多孔较大跨度的梁桥跨越，以减少被泥石流破坏的机会。

为使泥石流顺畅地通过桥下，应采取因势利导的方法，使泥石流不致中途停顿而造成淤积，其关键在于有足够大的流速。根据以往经验，如果桥孔过于压缩，在桥前形成突然收缩，流体的动能必然受到损失使桥前造成淤积。如桥孔过大，则在桥址附近的急流槽断面必须扩大，水深减少，流速减缓，容易淤积。故桥

孔的大小必须适当，一般可参照河谷内通过地段基本河沟宽度进行设计，不宜压缩，也不宜过分扩大，并不得在桥下开挖，尽量以急流槽形式通过桥下。

（4）位于水库影响范围内的桥孔设计，除应考虑河流的天然状况外，还应考虑由于修建水库而发生的变化，例如淤积、冰塞、风浪、壅水、塌岸及设计标准低于铁路桥涵的水坝溃决影响等。

3.2.3 为保证列车安全运行，在设计频率洪水时跨河桥梁的基础必须埋置于冲刷线以下一定的深度。故需计算桥下一般冲刷、桥墩台局部冲刷、河床天然演变及正在发育过程中河道的天然下切的冲刷深度。

在设计频率洪水时的河床天然冲刷，可概括地分为三类：

（1）由河段特性所决定的较有规律的变化，如边滩下移、河湾的发展和移动、蜿蜒及裁直等引起的河槽变形；

（2）在一个水文周期内河槽随着水位、流量的变化而发生的周期性变形；

（3）河段最大水深线迅速摆动或下移，形成集中冲刷而引起的变形。

对于第一类河床天然冲刷，在一些有关河道整治及桥梁设计的文献中有一些计算方法；对于第二类、第三类河床天然冲刷，在我国制定的一般冲刷计算式中，已经包含这两类天然冲刷的因素。

正在发育过程中的河道天然下切深度，系河流发育成长性的变形。目前还无具体计算办法，只有根据历史调查资料，推算在桥梁使用年限内河床可能下切的深度。

用于桥下一般冲刷深度的计算公式，是利用我国实测资料建立的。实测资料中既有较稳定的河段，也有不稳定的河段，因此该公式的计算结果包括了桥渡压缩河流所引起的冲刷及上述河床的第二、三类河槽的天然冲刷和集中冲刷。

水坝下游冲刷影响范围内的桥梁，除计算上述冲刷线外，尚

应考虑水坝下游局部冲刷和清水冲刷的影响。

桥位位于水坝下游冲刷范围内，冲刷线应计入坝下的局部冲刷，此值系根据水坝下泄流量及流速、当地地质等条件确定。

水坝下游的清水冲刷影响距离较远，例如××大坝1960年开始蓄水运用，大坝以下受水冲刷影响的地区达300 km，后改为低水运用，防洪排砂，又有了浑水回淤的现象。

3.2.4 大中河流的河槽较宽，桥下流速不均匀，倘桥下采取铺砌，局部流速较大处易冲毁铺砌，流速较小处则易积淤。采用铺砌提高流速后，与河床天然土不相适应，又会造成铺砌末端冲刷，重则危及墩台安全，轻则需要经常维修。采取铺砌虽可缩短桥长，但铺砌本身数量巨大，且须经常维修，并不经济，因此大中桥采取桥下河床铺砌是不合理的。然而在既有线上如已成桥的墩台埋置深度不足，加固改建又很困难时，则可在全桥桥下铺砌防护，或在个别埋置深度不足的桥墩台附近进行局部防护。河滩桥一般不允许桥下河床被冲刷，以避免因桥下过水面积增大，主槽流量大量流入桥下，引起河滩桥与主槽桥流量分配发生变化，加重河滩桥的负担危及桥梁安全，因此河滩桥桥下河床可视具体情况采用铺砌防护，以保证墩台基础安全或保护河床免遭冲刷。

小桥一般平时无水或水流很少，如设铺砌防护，施工较易且工程量不大，故可采用桥下铺砌的设计方法。但当河沟经常有水，流速较小，河床无冲刷可能时，可不设铺砌防护。如我国南方河网地区河流或渠道上的桥梁，桥孔一般按河道全宽布置，流速小，河床可不铺砌。桥下河床不设铺砌的小桥，可按大中桥桥孔计算方法求算。

3.2.5 表3.2.5所列的桥下净空高度主要是考虑了三方面的因素，即推算周期流量由于抽样误差引起的水位误差、天然水流受外力及受桥梁建筑物影响后的水面变化和水流挟带露出于水面的漂流物的高度。

设计(或检算)频率水位系指本规范第1.0.7条表1.0.7中的设

计(或检算)洪水频率的水位，它是进行桥梁孔径、冲刷计算的主要依据。河流的壅水、浪高、河湾超高(倘确定河湾处桥下水面时已考虑水流离心力的影响，其水面则不必再加上流水河湾超高)、局部股流涌高、河床淤积等高度，本来与断面流量、水位有一定的关系，但目前尚未有完善的计算办法，故比照以往的设计，一般可不计入设计(或检算)频率水位之内，但在确定桥下净空高度时，应根据河流具体情况，在设计(或检算)频率水位以上，再分别考虑河湾超高(倘确定河湾处桥下水面时已考虑了水流离心力的影响，则其水面不必再加上水流的河湾超高)、河床淤积、壅水、浪高、局部股流涌高等的有关影响高度。其中浪高除了下述三种情况，一般均应计算：(1)洪峰历时短促、涨落迅速的季节性河流；(2)浪程小于 200 m 时；(3)水深小于 1.0 m 时。

局部股流涌高是我国西北半山区和山前区的河流上，由于洪水流多股奔放，集中股流所在处的水流恒较两侧为高的一种现象，其成因很复杂，须在勘测时通过调查加以考虑。桥墩冲高仅在确定支承垫石高程时才予考虑，当水流平缓、桥前壅水起控制作用时可不考虑。桥墩冲高的数值不与浪高叠加（小桥可不考虑局部股流涌高和桥墩冲高)。在河床逐年淤积抬高的河流上，桥下净空高度尚需考虑淤积的可能性而适当加高。泥石流河流上，应考虑设计年限内淤积厚度的总和。在有严重的泥石流时，一次淤积厚度最大值有时竟达 3～5 m 左右，因此桥下净空高度应取设计年限内河床淤积厚度总和或一次淤积厚度的较大值，另按本规范条文中表 3.2.5 规定加安全值 1.0 m。若为黏性泥石流，泥石流常浮悬着直径达 1～2 m 的大孤石，考虑到孤石一般呈半浮半沉状态，遇此情况，桥下净空高度还应再加大孤石直径之半数值。泥石流阵性波浪高的因素也不能忽视。根据甘肃省交通科研所在甘肃武都白龙江流域对泥石流多年实地观测资料，一次泥石流过程常由许多阵性波组成，1972 年 8 月 6 日火烧沟发生黏性泥石流，其波峰头部高达 7～8 m (自河底算起)，一般波高 1～2 m

(自下层连续泥石流平均表面算起)，有的稀性泥石流波浪翻滚高度也有 1 m 以上，遇有此种情况，桥下净空高度须适当考虑阵性波浪高的因素。

有些河流在洪水时往往夹带着大量漂浮物，如净空不够，容易堵塞桥孔，甚至推走桥梁，挤倒墩台，造成水毁事故。根据桥下有漂流物的 21 个调查资料，漂流物种类很多，有连根带枝的树木、屋架、家具、破木船、杂草及流木等。在水面以上高度在 1.0 m 以内的占 90%，最高为 2.0 m。一般说来，钢梁杆件容易缠挂住漂流物，再加上自重较轻，梁上的木枕又有浮力，钢梁被漂流物推往下游往往可达几十米至数百米。钢筋混凝土梁是自重大的实体建筑物，漂流物在梁上缠挂不住，即使净空不足，漂流物亦能从梁下挤过或梁上跃过。1960 年我国东北××线有五座大桥被洪水冲毁，钢梁绝大多数推落在河中，而钢筋混凝土梁几乎都屹立在桥墩台上。上述现象很普遍，故条文中规定钢梁下在洪水期有大漂流物通过时，可根据具体情况，采用比表列数值较大的净空高度。

实腹无铰拱桥因其结构本身刚度较大，当洪水期无大漂流物时，拱脚允许被设计频率水位加有关影响高度“Δh”后的水位淹没，但不应超过矢高之半。由于拱桥较梁桥阻水影响较大，为维持拱桥与梁桥下大致具有相同的净空面积，故又规定这类拱桥净空高度亦不应少于 1.0 m。

关于最高流冰水位，从我国东北、内蒙严寒地区已成铁路桥梁的实际资料来看，均低于洪水时的设计频率水位，对净空高度不控制，故本条未列流冰水位对净空高度的要求。

3.2.6 通航与流筏的桥孔，桥下净空应满足船只及流放排筏的具体要求。

在进行通航河流上的桥梁设计时，应密切与中央或省、市、自治区有关航运部门联系，并商定航行净跨、净高、通航水位、通航孔数及通航桥孔的布置。有国防要求的航道，应与有关部门

具体研究确定。

在有流冰或流木的河流上，桥梁净跨尺寸根据调查资料确定。我国北方河流有些处于严寒地带，冬季封冻，冰层较厚，有达2m以上的，在开冻过程中，上游冰块拥下，互相叠砌，形成冰塞。例如我国黄河自宁夏至内蒙一段，流向大致由西南向东北，上游暖下游寒；气温相差大，冰塞现象特别严重，在确定净空时要考虑这种情况。关于筏运及流冰、流木河流的通航净空要求，这次搜集到的意见和资料较少，仅原齐齐哈尔铁路局及北京铁路局等在既有线上曾出现过冰块及流木阻塞桥孔等现象。故在有流冰河流上建桥，应将冰块大小、流冰厚度等调查清楚，桥梁主跨应能顺利通过冰块，不致堆叠阻塞。原齐齐哈尔铁路局建议在有流木或大漂流物的河流上建桥时，梁底高出设计频率水位的高度不宜小于1.5m，以便于工人进行梁底作业，排除障碍。

3.2.8 道路在铁路下面通过的立交桥设置限高标志、限界防护架，铁路与道路立交桥上设置安全防护设施的规定，均是从保障铁路桥梁结构物和行车安全方面考虑的。

随着交通事业的发展，铁路平交道口需要大量改为立交，这样做无论是对于既有线改造还是新建铁路，也无论是对于城镇市区还是农村郊区，都感到是极为迫切、刻不容缓的。采用框架结构能有效地减小梁部高度，因而可节约占地，改善桥下公路纵坡；由于框架为封闭形式，其基础有较大的承压面积，因而能适应不良地质，甚至淤泥、流砂层上也能适用。同时这种结构抗震性能好，外形轻巧美观，适于城市市政建设，受到了普遍的欢迎和重视。

近年来城市道路和公路工程发展迅速，已经形成了包括路面宽度在内的一整套工程技术标准，通过认真调查铁路跨越道路的框架式地道桥现状和发展，原铁专院提供的框架式地道桥采用的净宽标准见说明表3.2.8。该表桥下净宽结合公路机动车道和非机动车道及人行道的布置，能够满足城市道路及公路工程技术标

准有关要求，可供设计中参考。

其净空高度除应符合交通部现行《公路工程技术标准》的规定外，同时还应考虑施工误差及公路路面厚度对净高的影响，必要时尚应与使用部门协商确定桥下净宽和净高。

说明表 3.2.8　框架式地道桥净宽

孔　数	净　宽　(m)
单　孔	4.0，5.0，6.0，8.0，8.5，12.0，17.0
双　孔	8.5—8.5，9.0—9.0，12.5—12.5，16.5—16.5，17.0—17.0
三　孔	6.0—9.0—6.0，8.0—17.0—8.0，9.0—17.0—9.0
四　孔	6.0—12.5—12.5—6.0，8.0—12.5—12.5—8.0 8.0—16.5—16.5—8.0，9.0—16.5—16.5—9.0

3.2.9　有压涵洞要求涵节之间的接缝密不透水，以免水渗入基底和路堤，影响涵洞及路堤的稳定，但通常很难做到这一点，故涵洞宜设计为无压的。

为保证涵洞与路堤的安全稳定，在无压涵洞过水断面上，必须留有一定的富余高度，以免因流量计算不准确，使无压涵洞变成半有压或有压的，也可以防止水流中携带的树枝、柴草等漂流物堵塞涵洞。

本条规定矩形涵洞洞内顶点高出涵洞内设计频率水位的净空高度为：当净高大于 3.0 m 时不小于 0.5 m，这是为与不通航亦无流筏河流上的桥梁最小净空值相同。当净高等于和小于 3.0 m 时，如取净高 3.0 m 时的 0.5 m 计，则其与涵洞净高之比为$\frac{0.5}{3.0}=\frac{1}{6}$。圆形或拱形涵洞因水面上净空面积较小，故净高大于 3.0 m 时提高至 0.75 m，等于和小于 3.0 m 时，如取 3.0 m 时的 0.75 m 计，则其与涵洞净高之比为$\frac{0.75}{3.0}=\frac{1}{4}$。

3.2.10　既有线桥涵若经过多年的实际洪水考验而未发生严重水

害（如上游被淹、下游被冲、路堤或桥梁漫水等情况），结构状态亦属良好，虽净空不合规定，亦可不予改建，否则应按新线标准改建。

改建净空不足的既有桥涵时，应根据水文调查和分析资料，拟出各种可能的改建方案，如增建导治建筑物、疏浚河道、增扩桥孔、提高路基等，经技术经济比较，必要时应与有关部门协商，确定最适当的改建方案。

当提高路基或增扩桥孔确有困难，如导致线路纵断面的变更引起附近建筑物的大量改建，或由于增扩桥孔而影响列车运行，必须修建便线便桥时，可根据具体情况和养护经验酌量处理，把桥下净空高度酌予减少。

3.3.1 同一区段内应尽可能减少桥涵类型和孔径种类，以方便施工，易于就地取材，节省模板和脚手架。尤其对于占比重较大的小桥涵，有利于制造的工厂化，提高工程质量和劳动生产率，降低工程造价。

一般情况下，每座桥梁宜采用等跨及同一类型的桥梁结构，以便简化施工，便于抢修互换。但在通航河流上，为了满足通航的需要，或在山区深谷修建桥梁为了减少高墩，可以采用不等跨。

3.3.2 在泥石流或水流含有较多砂石的河沟上，如果采用涵洞，由于涵前积水，流速变缓，容易造成淤积、堵塞，会给养护维修带来长期的困难，故宜设桥。

多年冻土地区，当地下水或河水在寒季流出封冻地面或封冻冰面冻结成的锥状物称为冰椎。地下水在寒季冻结把地表抬起，形成丘状的土体称为冰丘。冰椎、冰丘的形成，与地质、气象、地理位置、植被等有关，但主要的是地下水的作用，也有是由于施工时开挖路堑或取土坑破坏了地层结构后形成的。冰椎、冰丘对铁路的危害是很严重的，如必须在冰椎、冰丘处设置桥涵，一般宜设桥不宜设涵，因桥下的冰椎比涵洞内的冰椎较易融化也较

易钻冰清理，不致形成堵塞。严重的冰椎、冰丘地段，线路应尽量设法绕避。

在水库淹没范围内，也宜设桥不宜设涵，因涵洞长期被水淹没，容易淤积且无法进行清理与维修。

泄水洞适用于弯曲沟谷地形，常可减省取直河床的土石方工程，洞身圬工较省，基底压应力较小，修筑洞身与深沟路堤填土互不干扰，便于两侧路堑及隧道弃土，可以减轻湿陷性黄土基底的湿陷作用。一般弯曲成Ω形的深沟、主支沟汇流处或线路成斜交的深沟，均为修建泄水洞的适宜地形条件。

跨越大型灌溉渠道时，为保持原有渠道宽度和流水面积，宜采用单孔桥或矩形涵洞跨越渠道全宽，而不宜采用圆涵。

根据以往经验，明渠存在以下缺点：

(1) 线路起道落道困难。

(2) 明渠在线路上形成刚性支点，而其前后为弹性支点，软硬不均，容易断轨，不利于高速行车。

(3) 明渠上部敞口，养护人员行走不安全。各铁路局对既有明渠大都已加盖板，或改建为板涵、钢筋混凝土板梁桥，因此新建各级铁路一般不采用明渠。

3.3.3 钢筋混凝土梁或预应力混凝土梁具有刚度大、噪声低、由温度变化引起的结构位移对线路结构的影响相对较小、运营期间养护工作量少等、造价较为经济的优点。对于有较大跨越要求、净空高度受到控制、需要快速施工及需要紧急修复通车的桥梁，可考虑采用钢梁。桥涵结构的建筑材料应根据制造水平和材料供应情况，结合工点具体情况选用。

为了保证站内调车作业人员及桥下行人的安全，车站范围内的桥和跨线桥不宜采用明桥面。

3.3.4 桥梁结构的各部位，应经常处于干燥状态，防止积水，以免出现冻胀、锈蚀、腐蚀等现象，因此应有适当的排水和通风条件。

在构造上，桥梁结构应考虑具有必要的维修检测工作空间。

3.3.5 桥涵结构的表面应按下列各种需要采用不同的护面材料：

（1）防止风化；

（2）防煤烟侵蚀及高温作用；

（3）防止含有侵蚀性物质的水和土的侵蚀及冰冻；

（4）防止强烈流冰或大块冲积物对圬工的磨损；

（5）增加美观。

长期与钢筋混凝土、混凝土和石砌结构接触的水具有侵蚀性时，应根据侵蚀性的特征合理选用水泥的品种，保证混凝土的密实性，必要时还要采取特殊的防腐蚀措施。防水措施是为防止结构表面向结构内部渗水及漏水，目前在既有铁路混凝土桥梁上防水措施种类较多，设计时宜慎重选择，必须确保防水效果。

3.3.6 挡碴墙内侧距线路中心不应小于 2.2 m 的规定是应工务部门的要求新增加的内容，以满足采用大型养路机械的桥梁养护需要。

由于提速列车技术要求的提高，混凝土桥跨结构有碴轨道桥面道床厚度应适当加大，新设计梁图的轨底到梁顶高度已由原设计梁图的 50 cm 改为 60 cm，以减少提速列车对桥梁的冲击。由于道床厚度加大，原规范的不宜小于 3.9 m 道碴桥面的道碴槽顶面外缘宽度已不能满足构造要求，因此需要相应加宽，同时也可改善桥面养护维修作业条件。

为方便抽换枕木，道碴桥面枕底应高出挡碴墙顶一定的空间，规定不小于 0.02 m。道碴槽内的道床厚度应有足够的弹性，一般是比照石质路堤的道床来考虑。考虑行车和大型机械化养路作业的要求，《99 桥规》规定的枕下道碴厚度 0.25 m 应该提高，经调研轨下枕底道碴厚 0.30 m 比较合适。在改建铁路困难条件下，可考虑减小桥上道碴厚度，但以不小于 0.25 m 为宜。

为保持道床的弹性和排水通畅，道碴质量要坚硬耐冻，不易风化。桥上道碴限用碎石。

3.3.7 新建铁路桥上无缝线路设计时，应根据桥梁墩台及线路设计情况，合理的确定钢轨伸缩调节器的设置位置及数量。若由于梁轨间的相互作用，致使墩台结构尺寸明显增大，墩台的圬工量明显增加，或桥上无缝线路纵向力及位移超过允许值，桥上无缝线路的设计锁定轨温无法满足规定要求等，应考虑在桥上铺设钢轨伸缩调节器。在桥上设置钢轨伸缩调节器时，应进行不同铺设方案的对比分析，选取合理的铺设方案。

钢梁桥温度跨度大于 100 m 时，钢梁的伸缩位移量较大，为保证线路的稳定，需在梁的活动端设置一组钢轨伸缩调节器。

为防止无缝线路长轨条长度过短，多联连续梁可考虑共用钢轨伸缩调节器。

3.3.8 桥上护轨设于基本轨内侧，其作用为当机车车辆在桥头或桥上脱轨时，能将脱轨车轮限制于护轨与基本轨之间的轮缘槽内，以免机车车辆撞击桥梁或自桥上坠下。通过调查，很多铁路局都曾发生过上述情况，证明护轨的设置是必要的。

为保证行车及桥下行人安全，大中桥及跨线桥上应铺设护轨。桥长在 20 m 及以下的小桥，脱轨列车在其上行程较短，偏离或撞击桥梁的机遇较少，一般可不设护轨。但如曲线超高设置不良，则有较多脱轨的机遇，或桥梁较高如一旦发生脱轨，影响将更大，故桥长大于 10 m 的小桥当桥上曲线半径小于等于 600 m 或桥高大于 6 m 时，亦应铺设护轨。

符合上述情况的双线桥，应对每一线铺设护轨，以防一线列车脱轨时侵入他线限界内，以致影响他线列车的运行。对于三线及以上的桥，则可按条文中的规定铺设护轨，以免增大工程造价。

考虑到车轮轮缘宽最小为 140 mm，脱轨时为能使脱轨轮落入，并酌留活动量，以使车轮能沿槽滚出桥梁，《99 桥规》规定护轨与基本轨的钢轨头内侧间距为 200 mm，当采用 60 kg/m 的基本轨时，该净距为 220 mm。随着列车的提速，对线路状态的要求更严格，必须采用大型养路机械作业才能保证线路状态的质

量。为了保证大型养路机械作业要求，《99 桥规》中提到的护轮轨与基本轨头部间净距便不能满足作业要求，作业时必须把护轮轨拆除，待到作业后再装好。拆除及安装过程对行车安全均不利，同时也给工务部门带来繁重的重复劳动。护轨与基本轨头部间净距，直接涉及高速行驶列车的安全，其净距不能大也不能小。法国既有线桥上轨枕设计图采用护轨与基本轨头部间净距为应大于 385 mm，但不得超过 440 mm；我国工务专家认为，根据目前进口的大型养护机械镐头宽度的要求，护轨与基本轨头部间净距不得超过 440 mm（08-32 机型）和 510mm（09-32 机型）。

护轨应伸出桥台挡碴墙外一定长度的直轨段，以使脱轨车轮在未进入桥前就导至轮缘槽内，减少其摇摆冲撞。如果直轨过短，当一组轮对的前轮已进入轮缘槽，而后轮尚在弯轨部分左右摇摆，会产生不良后果，故规定直轨部分不应少于 5 m。直线上桥长大于 50 m，曲线上桥长大于 30 m 的桥梁则为 10 m。

3.3.9 桥梁木枕应采用油质防腐，以延长其使用寿命。木枕尺寸按主梁或纵梁中距而定，见本规范条文中表 3.3.9。作用于木枕上的荷载，按弹性支承连续梁分配，木枕尺寸按支承于主梁或纵梁上的简支梁计算。桥枕间净距，《59 桥规》规定为 0.10～0.15 m，是沿用前苏联规范的规定。实践证明，桥枕过密，进行钢梁上盖板除锈油漆不易。在进行上盖板油漆和更换铆钉时，要抽去 1/3 桥枕方能进行工作，那时净距将放宽到 0.30～0.40 m，不但工作量很大，同时对安全运行也有影响。另外，轨枕过稀，当列车脱轨时车轮会卡在轨枕间，容易破坏轨枕。《75 桥规》参考《铁路桥隧建筑物大修维修规则》(以下简称《维修规则》)，为方便抽换枕木，将其改为 0.10～0.21 m。后来考虑到重载列车的轴重已达到 25 t，桥枕受力增大，现行《维修规则》又把桥枕间净距调整为 0.10～0.18 m。

3.3.10 关于桥梁的人行道，在向各铁路局调查时，普遍反映按《59 桥规》规定办法设置的人行道宽度太窄，不安全，有的桥甚

至没有人行道栏杆，有的桥该设双侧的而只设单侧，以致在铁路运营中，发生过多起人身伤亡事故。《99 桥规》仍保留明桥面可根据养护需要设置单侧或双侧带栏杆的人行道的规定。为确保人身安全及满足养护维修的需要，本次桥规修订改为所有桥梁均应设置双侧带栏杆的人行道，栏杆间内侧净距应满足净空限界的要求。

我国桥梁限界宽度为 4.88 m，故净距可定为 4.9 m。《99 桥规》认为位于直线上及 $R>3000$ m 曲线上的区间内明桥面桥和道碴桥面小桥线路中心至人行道栏杆内侧净距可为 2.45 m。但为了行人的方便和道碴桥面的道碴堆放需要，以及车站内的桥应考虑调车作业的安全，当采取机械化养路的大中桥，还应考虑推行小车及存放机具等因素，故规范规定对于车站内的桥和区间内道碴桥面的大中桥（包括道碴桥面的特大桥），此净距采用 3.0 m；梯线与牵出线定为 3.5 m。本次桥规修订考虑到工务部门的意见，对道碴桥面的区间内的小桥和车站内的小、中、大、特大桥的线路中心至人行道栏杆内侧净距进行了调整。直线上和 $R>3000$ m 曲线上的区间内的道碴桥面小桥，线路中心至人行道栏杆内侧的净距由 2.45 m 改为 3.00 m；车站内的道碴桥面小、中、大、特大桥，直线上和 $R>3000$ m 曲线上由 3.00 m 改为 3.20 m，3000 m$\geqslant R\geqslant$600 m曲线上由 3.25 m 改为 3.50 m。明桥面原有规定没有修改。

另外，车站内的桥宜在人行道栏杆上装设防护网，以保证调车作业安全。设于牵出线的人行道栏杆宜根据作业要求加高加密。位于城镇附近兼行人通行频繁的桥，其人行道宽度可根据具体情况确定，并增设分离的防护栅栏以确保行人安全。为简化构件类型，避免施工和运送过程中发生错误，一般情况下两侧人行道宜采用相同宽度。

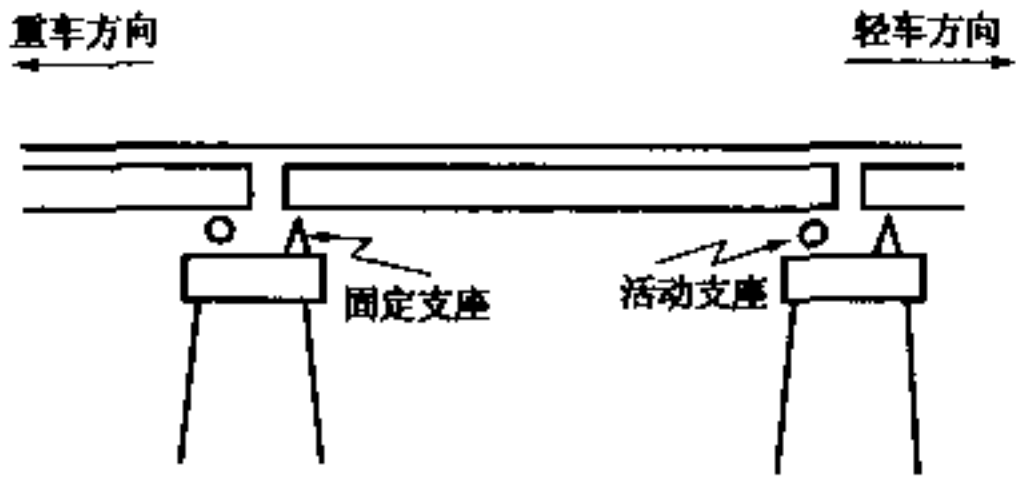
目前，养路机械化的机械尚未定型，因此本条对养路机械化平台尺寸未做规定。

根据《客货铁路暂规》的规定，增加了采用大型养路机械的铁路桥梁不再设养路机械作业平台的内容，以避免不必要的浪费。

3.3.11 《59桥规》规定，桥梁全长在60 m以上时，在人行道栏杆外侧沿桥长每隔约30 m设置避车台一处。据调查反映，行人在60 m长的桥中间时，两端避车感到过远。为了保证安全及养护维修的需要，《75桥规》取消了“60 m以上”的规定。30～60 m的桥，也可根据具体情况设置避车台。

桥梁避车台栏杆内侧距线路中心4.25 m以上的规定是根据现行《维修规则》的规定而增加的内容。

3.3.12 固定支座的布置应使梁部下缘经常处于压力状态。因此在坡度上的桥，固定支座应设在较低一端；在车站附近的桥，因列车进站制动，故应设在靠车站的一端；在平道上的桥，由于列车运行时机车后面拖挂的载重车辆的车轮对钢轨和桥梁产生顺前进方向的滚动摩阻力，因此，固定支座应设在重车方向的前端(见说明图3.3.12)。靠近车站即指位于车站界限与预告信号机间的范围内的桥梁。当上述规定的条件不一致时，应按水平力作用影响较大的情况设置，即应先满足坡道上的要求。



说明图 3.3.12

对于简支梁桥，为使纵向水平力能在各墩上均匀分配，不应将顺桥方向两相邻孔的固定支座设在同一桥墩上。

3.3.13 当通信电缆和电力电缆需要同时在桥上通过时，可考虑一侧设置通信电缆槽，另一侧设置电力电缆槽。但要注意，通信电缆与电力电缆应互不干扰。在设置这些电缆时，应遵守《铁路

运输通信设计规范》和《铁路电力设计规范》。对于单线道碴桥，不宜在两侧同时设置电缆槽，以免影响抽换枕木。

架空的通讯线路与电力线路一般宜与桥分开，以便养护维修。当通信线的杆距大于 150 m、电力线的杆距大于 300 m 时，经有关部门同意后，方可在桥上通过。

接触网允许最大跨距，在直线区段上为 60 m 左右，在曲线区段为 40 m 左右，故桥长超过 40 m 时，都要设接触网支架。根据限界有关要求，规定线路中心线距接触网支柱内侧最小距离不应小于 2.8 m。

3.4.1 本条所规定特大桥、大中桥桥头引线的路肩高程，系指河滩路堤的路肩高程。规范规定这个高程至少应比规定的设计洪水频率的水位加壅水高、水面坡、波浪侵袭高、局部股流涌高(此因素对于路基一般影响很小)、河湾超高、河床淤积等影响高出 0.5 m，该值考虑为安全储备。

3.4.2

1 桥台台尾上部伸入路堤一段距离是为了加强桥台与路堤的连接。为了使线路道碴不致由锥体填方顶部下滑，故规定不少于 0.75 m。

2 为了避免填土及雨雪从锥体坡面流至支承垫石平台上，故规定锥体坡面距桥台支承垫石顶面后缘不少于 0.3 m。

3 埋式桥台锥体坡面与台身前缘相交处，是桥台与锥体填方连接的弱点，此处应避免被水流冲刷或渗入而引起锥体护坡坍塌，故规定应高出设计洪水频率的水位不少于 0.25 m。

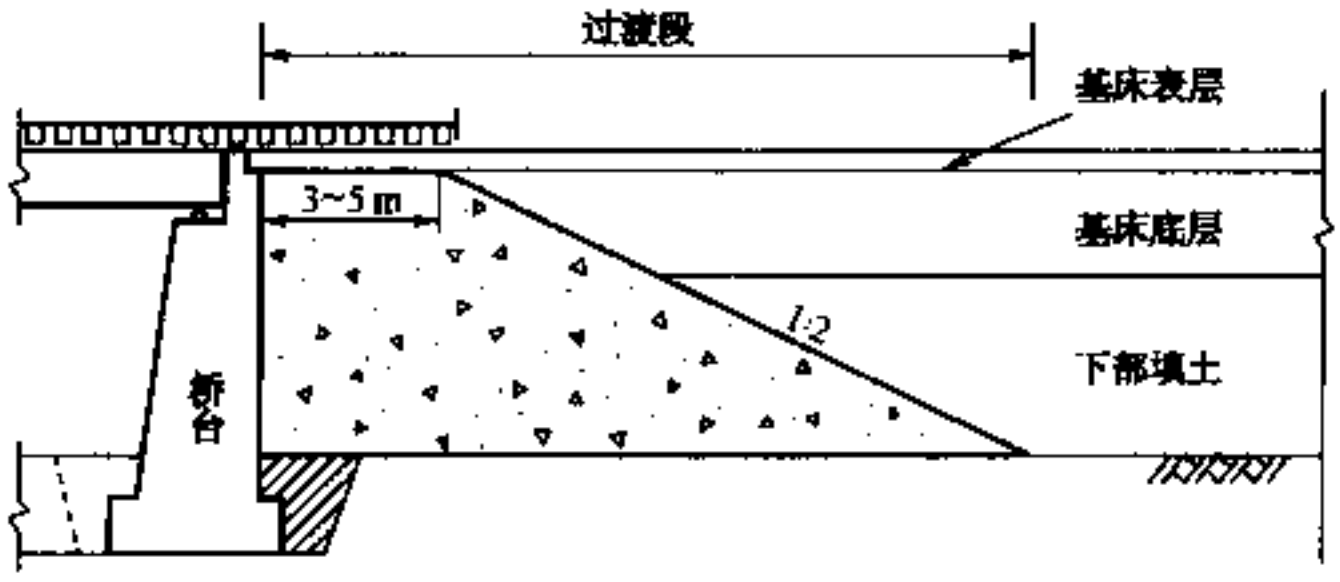
4 《59 桥规》规定埋式桥台的前坡不陡于 1:1.5，但引起台身太长，侵占桥孔过多。经调查，1959 年以前的埋台其前坡与一般桥台相同，修建至今情况良好，故取消此规定。锥体顺线路方向的坡度仍采用 1959 年以前的办法，但其变坡点与线路边坡不同，设计时应注意妥顺连接。

5 钢筋混凝土刚架桥为维持其固着作用，锥体应采用较缓

坡度，规定不得陡于1:1.5。

3.4.3 台后路桥过渡段设计在《铁路路基设计规范》中已有规定，本条对《99桥规》相应内容进行了修改。

由于桥台与路堤的动静刚度相差悬殊，列车通过时，桥台与路堤之间就会出现变位差，虽然其数值很小，但因车速很高，仍会对轨道结构产生较大的冲击，同时反过来轨道结构对列车也会产生冲击，从而降低列车运行的平稳性、舒适度，加快结构物和车辆的损坏。为此，需要在台后的一定距离之内设置过渡段，以减小冲击。台后路桥过渡段的设计及填料和压实标准设置应采用《铁路路基设计规范》的规定。台尾过渡段设计如说明图3.4.3。



说明图3.4.3 台尾过渡段设计示意图

3.4.4 锥体填方坡面，因受河水及雨水冲刷，容易破坏，且锥体边坡一般较路堤边坡为陡，为保证其稳定性，应作全高防护，其防护标准参见第3.1.6条条文说明，但不应低于干砌片石或栽砌卵石。旱桥的锥体护坡，在锥体填方能确保不坍情况下，才可不铺砌防护，否则应根据所填土的边坡和安息角等情况决定其防护种类。

3.4.5 桥梁设在直线上，对于设计、施工、运营、养护以及流水条件等方面都有利。若设在曲线上，则由于曲线产生的一系列弊病，例如可能限制行车速度、列车运行不平稳和线路容易变形与钢轨磨耗加剧而增加养护工作等便更突出。因为桥上更换钢轨

整治曲线比较困难，线路位置变形容易造成过大偏心，对墩台受力不利；桥上限制速度、施行制动和列车运行摇摆，对桥梁本身和运营安全不利。因此，设计线路平面和选择桥位时，应将桥梁，尤其是大中桥尽可能布置在直线上。但在地形困难的山区展线越岭地段，线路傍山依水跨河避绕地质不良地段，以及受车站站坪位置的影响或为避免工程过大等其他困难情况，大中桥必须设在曲线上时，则应采用较大的曲线半径，以减少不利影响。如采用小半径曲线，除上述弊病加剧外，还会出现另外一些问题，如增加架桥施工困难和可能影响采用合理的桥梁跨度（因为常用标准梁都有其相适应的最小曲线半径）等。根据曲线维修养护要求，包括减轻钢轨磨耗，以及不限制行车速度等要求，大中桥上的曲线半径应优先采用推荐曲线半径，慎用最小曲线半径。

桥头引线，特别是连接大桥的桥头引线，其标准不应低于桥上线路平面。在地形困难的条件下，为了避免工程过大，桥头引线的曲线半径可以减小，但应优先采用推荐曲线半径。同时为了保证桥头路基稳定安全，如桥头引线曲线外侧面向水流上游时，则应尽量将曲线推移到洪泛线之外，避免在桥头产生回流而形成水袋。

明桥面桥应设在直线段。如设在曲线上，线路很难固定，轨距不易保持，直接影响运营安全。在铺设和抽换枕木时，外轨超高处理困难，明桥面桥上曲线外轨超高靠桥枕调整或将桥墩台的支承垫石作成部分超高，其余仍用桥枕调整。当桥枕高度不够时，还要将两根桥枕重叠作成楔形，尤其是缓和曲线地段外轨超高逐渐变化，给施工、养护和维修增加了更大的困难。当跨度大于 40 m 或桥长大于 100 m 的明桥面桥，宜设在半径大于 1 000 m 的曲线上。

同一座桥梁如设在反向曲线上，列车过桥时，由一曲线进入另一曲线，摆动剧烈，运行不够安全，对桥梁受力也不利。同时由于线路养护拨道不易正确就位，梁上产生偏心，尤其是明桥面

桥超高更难调整，故对于各类型桥面的桥上均应避开反向曲线。如不得已而设在反向曲线上时，应采用道碴桥面，还应设计较长的夹直线，其夹直线长度宜大于运行列车长度，并要进行充分的论证。

3.4.6 明桥面桥设在坡道上时，由于钢轨的爬行影响，难于锁定线路和维持标准轨距，容易造成病害，危及行车安全，给养护带来很大的困难，故明桥面桥应尽量设在平道上。如果必须设在坡道上时，最大坡度以不超过4‰为宜。只有在地形特别困难条件下，经过方案比较，提出充分的经济技术数据，方可将跨度大于40 m或桥长大于100 m的明桥面桥设在大于4‰（但不宜大于12‰）的坡道上，对钢轨的爬行及支座受力情况应采取一定的措施。

在明桥面上不应设置变坡点，竖曲线和缓和曲线也不应伸入明桥面。明桥面上，如有竖曲线和缓和曲线时，其曲率需要用木枕调整，每根木枕厚度都不一样，均需特制，并需固定位置顺序铺设，给施工、养护都带来困难。故在一般情况下，明桥面应将全桥设在一个坡度上，竖曲线和缓和曲线不应伸入桥面。

对平原地区通航河流上的大型桥梁，为保证有足够的航行净空，并使两岸引桥或引线高程降低，长度减短，则可在桥上设置双向坡度（即从两端上坡上桥），并在两坡段间的通航部分设置一段平道，但应使两坡段的代数差为最小，减小竖曲线影响范围，并使行车瞭望视线良好。

4.1.1 荷载按其性质和发生几率划分为主力、附加力和特殊荷载。

主力是经常作用的；附加力不是经常发生的，或者其最大值发生几率较小；特殊荷载是暂时的或者属于灾害性的，发生的几率是极小的。

条文中表4.1.1将混凝土收缩和徐变的影响列为恒载，因混凝土的收缩和徐变是必然产生的，其作用也是长期的，尤其对刚

构、拱等超静定结构有显著影响。此外还将基础变位的影响也列为恒载。

条文中表 4.1.1 内公路活载包括车辆、行人在内，并应考虑公路桥面布满人群或车辆两种情况。必须指出，以往规范中采用的“冲击力”一词不太确切，《99 桥规》将该词改为“列车竖向动力作用”，其值与原来规定的值相同。

无缝线路桥梁上长钢轨纵向力是一项重要的力，但由于产生该力的机理比较复杂，《99 桥规》编写时认为研究还不够，当时暂未将该力列入。本次桥规修订在桥涵荷载表中增加了长钢轨纵向水平力（伸缩力和挠曲力）、长钢轨断轨力，是参考《京沪高速铁路设计暂行规定（上册）》(以下简称《高速铁路暂规》）的有关规定而修订的。

桥梁因温度变化而伸缩，因列车荷载作用而发生挠曲，桥梁的这种变形又受到轨道结构的约束，又因桥上无缝线路的连续性致使梁变形时，钢轨产生两种纵向水平力，分别称之为伸缩力和挠曲力，同时两种力也反作用于梁，并传递到支座和墩台上。伸缩力和挠曲力都是主力，但二者在同一轨道上不会同时产生。关于长钢轨纵向力及其与制动力或牵引力的组合，可按《新建铁路桥上无缝线路设计暂行规定》(以下简称《无缝线路暂规》）及《高速铁路暂规》的规定办理。

桥上无缝线路的钢轨，由于疲劳、纵向力过大或其他原因损伤而可能造成断轨，从而产生断轨力。断轨力按一跨简支梁或一联连续梁长范围内的线路纵向阻力之和计算。最大断轨力不超过最大温度拉力值。在正常运营养护条件下，发生断轨的几率比较小，而断轨力的值又比较大，所以规定不论单线或双线桥梁，只计算一轨的断轨力，而且将其作为特殊荷载，称为长钢轨断轨力。在荷载组合上，只考虑它与主力相组合，不与其他附加力组合。

列车产生横向摇摆力的原因很多，其中以列车蛇行运动为主

要原因。《99 桥规》认为，当风力或离心力较大时，风力和离心力将会阻碍列车横向摇摆，因此列车的横向摇摆力减为很小，所以规定列车横向摇摆力不与最大离心力、风力同时组合，也就是说摇摆力值不与最大离心力值、风力值同时计算。但是铁道科学研究院的试验中提出，列车横向摇摆力与离心力是同时存在的。在德国铁路桥梁及其工程结构物规范 DS804 第 17A 条中规定：求算水平折角用的荷载组合时，列车横向摇摆力与离心力、风力是组合的。因此本修订桥规中，考虑了列车横向摇摆力与离心力、风力的组合，并将列车横向摇摆力列入主力活载中。

在有流冰的河流上，流水压力比流冰压力小得多，因此流水压力一般可以忽略不计。检算桥墩受冰压力作用时，一般为桥上无车控制，而且与列车制动力同时发生的机会甚少，因此可不考虑与制动力或牵引力的组合。

多年冻土地区的桥涵，由于季节融化层冻胀的影响，使基础产生冻胀力。此力的大小随地温变化而定，其最大值发生几率较小，故列为附加力。

船只或排筏撞击墩台发生的几率很小，地震力发生的几率更小，故将船只或排筏撞击力、地震力划为特殊荷载，规定不与其他附加力同时计算。施工荷载是暂时的，还可采取临时措施来保证安全，因而均列为特殊荷载，以免有过多的安全储备。新增的列车脱轨荷载和汽车撞击力荷载作为特殊荷载。

根据各种荷载同时发生的可能性，对荷载组合作了一些规定。

4.1.3 考虑到不同荷载同时发生的几率不同，因此不同荷载组合时结构物应有不同的安全储备，采用的安全系数应该有所区别，反映在设计上的材料容许应力也应不同。对于主力作用下的安全系数要求高一些；对于附加力和特殊荷载则可以低一些。规范中以主力时的容许应力或安全系数为基数，对其他荷载组合可将容许应力分别乘以不同的系数，或采用不同的安全系数。这些

系数与材料特性和结构的类型有关，故分别在各章规定。

4.1.4 对铁路公路两用桥，考虑到铁路和公路同时出现最不利活载的可能性极小，故两种荷载同时作用时，对主桁杆件的公路活载可按75%折减，但对仅承受公路荷载的局部杆件，不应折减。

4.2.1 单线明桥面的重量一般变化不大，为了设计上的方便，将以往经验数据列入规范。曲线上因超高而增设垫木的影响不大，故不分曲直线。有人行道时，因曲线加宽对桥面重量影响较大，故其重量应另行计算。

铆接、栓焊、铆焊和焊接钢梁，除栓焊梁的高强度螺栓按实际套数计算外，铆钉头或焊缝重量均按其占轧制钢材重量的百分数计算。据山海关桥梁厂资料，对目前标准设计所采用的数据，将焊接桥梁的焊缝重量由原来的2%改为1.5%。由于铆接、铆焊钢梁已不再在铁路桥梁上采用，故此在条文已将有关铆接、铆焊钢梁内容删除。

如全跨度上的恒载不均匀，当实际的不均匀值与平均值相差在10%以内时，应力的影响在5%以内；若实际的不均匀值与平均值相差在15%以内，应力的影响在8%以内。以往常用的钢筋混凝土梁，其竖向恒载不均匀值一般不超过10%。本规范规定，当不均匀值与平均值相差不超过10%时，可按均匀计算。

4.2.2 作用于桥梁墩台上土的侧压力，按库仑提出的楔体极限平衡理论计算。

（1）关于填土力学参数的确定

我国地域辽阔，自然因素差异很大，填土的力学性质及其指标难作统一规定，应以实际资料或通过试验作为计算的根据。一般对桥头路基要求填筑渗水土，以减少因水、气温变化所产生的病害，故可以中砂（中密的）的物理力学指标作为标准设计的一般规定。

根据说明表4.2.2—1所列资料，一般渗水土以 $\phi = 33°$，γ

$=17\,kN/m^3$ 作为标准设计的依据。

山区铁路普遍利用开挖的石方或隧道弃碴来做路基填料，此种填料按以往设计采用的参数为 $\gamma=19\,kN/m^3$，$\phi=40°$。

说明表 4.2.2—1　有关试验及文献资料

土的类别	填料容重 γ (kN/m^3)	内摩擦角 ϕ	备　注
中砂（中密至密实）		33°～38°	江苏省水利厅勘测队收集整编资料
		33.8°～39°	黄委会资料
粗　砂	15～17	31°～33.5°	铁路桥台模型试验资料（标准设计通讯 1972 年第 5 期）
渗水土	17	30°～40°	59 桥规
	18	35°	苏联规范（CH200—62）
粗粒土、砂、砾石、碎石	17	33°42′	美国规范
一般砂、砂砾、松砂	18～20	30°～35°	日本国有铁道混凝土结构设计标准和解释

桥头路基浸水时，填土力学性质将发生变化，计算土压力时应选择浸水填土力学参数。参考一般资料，渗水土的内摩擦角受水的影响不大，可认为浸水后不变；但以往在设计中也有考虑减少 5°的情况。因此，在浸水后的内摩擦角可根据填土的具体情况减少 0°～5°，容重应采用浮重。

（2）关于台背外摩擦角 δ 的采用

根据我国铁路桥台的试验资料（见标准设计通讯 1972 年第 5 期），采用填土为粗砂，对挡土板作平移、转动与平移加振动，模拟雨季含水量等不同情况实测得 $\delta=16°\sim23°$。规范建议，对于一般桥台，当其台背采用直坡或倾斜角小于 $\phi/2$ 的斜坡，台背填土为砂类土或利用弃碴，表面为水平，台背表面粗糙时，采用台背外摩擦角 $\delta=\phi/2$。

（3）关于土压力的分布和作用点

一般认为，台背土压力的分布规律是三角形的，符合静水压力的分布。其合力作用点在1/3高度处。

（4）关于填料的选择

一般对桥头填土规定采用渗水土，以避免填筑黏性土时因含水条件变化引起的不利因素。但当受条件限制必须采用黏性土填筑时，需根据具体情况考虑，宜取得可靠的试验资料，将上述不利因素列入计算，亦可采用所谓“等值内摩擦角”的方法，把凝聚力的影响折算到值中考虑。

（5）关于地面以下土侧压力的计算和深基础土侧压力的计算

位于原地面以下土的侧压力应根据基础施工对土的结构破坏的情况，分别按回填土或原状土的物理力学特征值计算。有些资料表明，在原地面以下土的结构未受破坏时的侧压力显著降低的情况，应引起注意。

对于沉井和钻孔桩的侧面土压力，应考虑为土的侧面弹性抗力。

（6）关于墩台前土压力的计算

墩台前土压力如不受冲刷影响时可以考虑计算。当对墩台计算主动土压力时，理论上墩台前应为静止与被动土压力之间的状态——不是极限值的被动土压力。当产生极限的被动土压力时，要求墩台的位移量较大，较主动土压力要求的墩台位移量大得多。如墩台前不受冲刷部分到达极限被动土压状态时，所产生的位移过大，将使墩台顶产生不能容许的偏移，或使基底产生过量的不均匀沉陷。而且如前所述，按库仑公式计算被动土压力的结果可能偏大数倍至十多倍。故规定墩台前不受冲刷部分的土的侧压力，仅在计算基底滑动稳定时，按静止土压力计算。根据说明表4.2.2—2资料，附录B中的静止土压力系数ξ建议采用0.25～0.5。用于桥墩台滑动稳定计算时，系数ξ的数值建议采用不小于黏性土的静止土压力系数值0.5。

当为埋式桥台时，还要注意考虑填土表面向下的负坡。

说明表 4.2.2—2　静止土压力系数 ξ

土的名称	A	B	C	D
砾石、卵石				0.2
砂类土	0.5	0.5	0.35～0.41	0.25
黏砂土			0.5～0.7	0.35
砂黏土				0.45
黏　土	0.7	0.5	0.7～0.74	0.55
软黏土		0.6～0.7		

注：*A*——《土壤力学地基及基础》，丘勤宝等编著，中国科学图书仪器公司，1955 年 5 月。

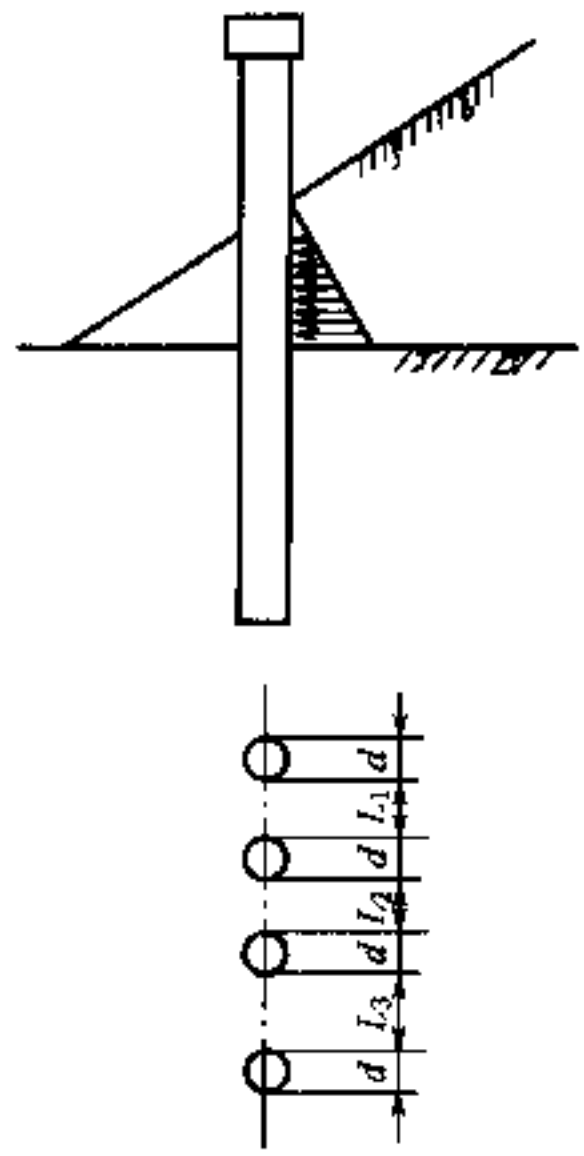
B——《日本国有铁道混凝土结构设计标准和解释》，日本土木学会编，铁道部基建总局编译组译，人民铁道出版社，1980 年。

C——《土力学》，H·A·崔托维奇著，地质出版社，1956 年 10 月。

D——《公路桥涵设计规范（试行）》，人民交通出版社，1975 年。

（7）关于构架式墩台土压力的计算（说明图 4.2.2）

考虑到回填土的剪切强度传递应力的影响，按 1∶0.5 的分布线（正切 0.5 的角度）计算桩（柱）上的附加土压力。当桩（柱）之间的净距小于或等于其直径（宽度）时，土压力按桩（柱）排最外边缘间全宽计算。桩（柱）之间的净距大于直径（宽度）时，由于应力传递的影响达不到净距全宽的一半，因而应考虑空隙之间的折减。如桩（柱）直径 $d \leqslant 1.0$ m，中间每一桩（柱）按 2 倍直径（宽度）计算，最外边缘的桩（柱）按 $1.5d$ 计算，这样求得作用在桩（柱）排上总土压力宽度之后，分配在



说明图　4.2.2

每一桩(柱)上的土压力计算宽度$b=\frac{d(2n-1)}{n}$,其中 n 为桩(柱)的根数。当桩(柱)直径(宽度)$d>1.0\,m$ 时,中间桩(柱)一律按增加计算宽度 1.0 m 计,即$(d+1)$,边桩(柱)按增加 0.5 m 计算,故作用在每一桩(柱)上的土压力计算宽度为$b=\frac{n(d+1)-1}{n}$。关于当 $d>1.0\,m$ 时土压力计算宽度的确定,并无理论或试验的依据,而是比照实体桥台,避免在土压力计算宽度上出现较大的矛盾。

构架式墩台属于轻型桥墩台,在《99 桥规》中尚有此内容,由于其动力性能较差,根据《客货铁路暂规》的要求已不再在新建桥梁中采用。

4.2.3 新建铁路上埋式刚性涵洞的竖向土压力计算,仍采用马斯顿“等沉陷”理论的基本概念。该理论认为,在平地或宽谷设置的刚性涵洞,由于涵洞顶填土的沉降一般小于涵洞两侧同高度处填土的沉降,故两侧填土的部分重量由摩擦力作用传到涵洞顶上,涵洞顶所承受的填土压力就大于其上的土柱重量。

从国内一些埋式涵洞的土压力实测资料看,竖向土压力都大于土柱重,证明有“附加压力”存在。据涵洞裂纹的调查资料,也可以认为按“等沉陷”理论计算竖向土压力较合适,而按“卸载拱”或“土柱重”计算将偏小,国外规范和国内其他部门也多使用“等沉陷”理论计算。

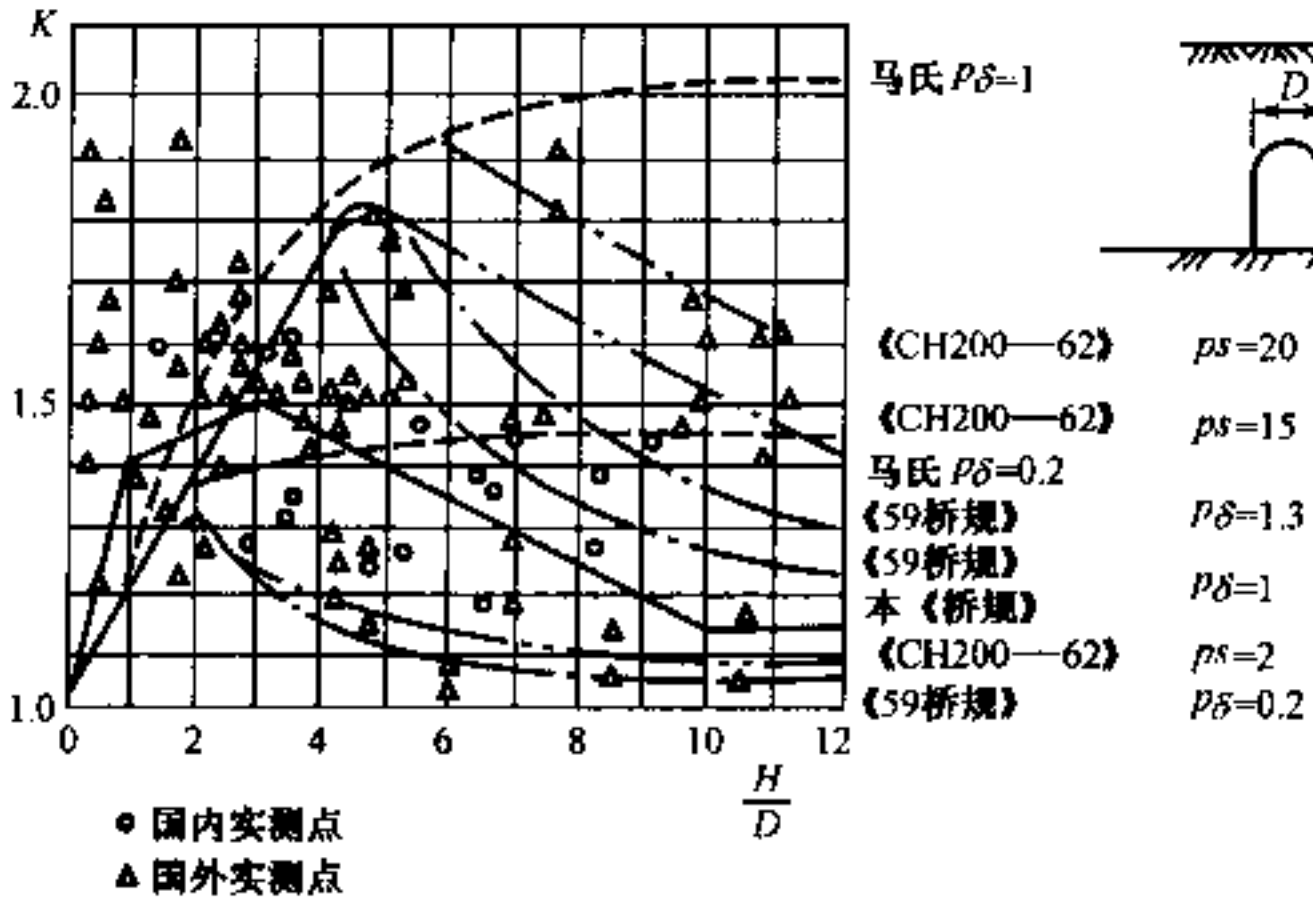
(1) 竖向土压力系数 K 的确定

规范中 K 值的确定系根据几处涵洞土压力实测资料,吸取了《59 桥规》中的合理部分,参考国外文献资料和其他部门的资料而制定的。

《59 桥规》中关于涵洞土压力的规定,尚有一定的合理之处:

①采用马斯顿“等沉陷”理论的基本概念,若用 $P=K\gamma H$ 公式表示,K 是大于 1 的系数;

②对马氏理论系数作了较大的修改，系数 K 随着$\frac{H}{D}$的增大而增到某一数值后，$\frac{H}{D}$再增而 K 值递减（见说明图 4.2.3—1）。



说明图 4.2.3—1

但是说明图 4.2.3—1 中马斯顿或《59 桥规》试图用两根曲线来包括大多数试验点。前苏联《CH200—62》又修改为将两根曲线包络所有试验点，曲线的上下限 K 值相差很大，应用不当将出现很大的误差。因此，在确定 K 值时，已考虑到过去实践的经验和简化计算两个方面。当$\frac{H}{D}\leqslant 3$时，按照实测点适当提高了 K 值，偏于安全；$\frac{H}{D}>3$时，对刚性地基比《59 桥规》中的 K 降低一点，对松软地基则提高一点，以往许多铁路线涵洞的开裂情况，岩石地基上涵洞开裂现象甚少，地基松软者则开裂现象严重。降低了刚性地基的 K 值，可以充分发挥材料强度达到节省的目的；松软（不包括极软）地基增大 K 值，适当提高了安全度。这样 K 值适用于刚性地基和松软地基，从而简化了计算。鉴于影响涵洞竖向土压力的因素很多，各因素又变化复杂，

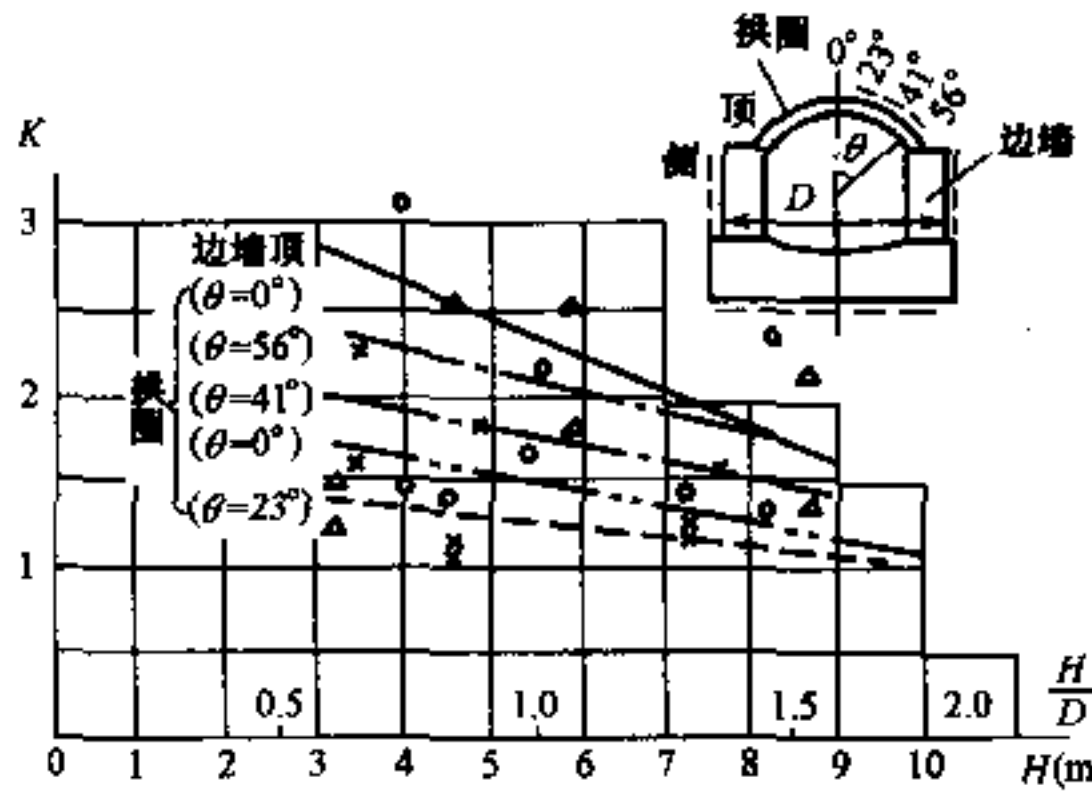
难以确切地表达，采用 $P=K\gamma H$ 的形式使公式简单明确，式中 K 是大于 1 的系数，用以反映马斯顿“等沉陷”理论中的一个基本概念。

但是在实际工作中，涵洞的结构形式不同，仅考虑附加压力进行设计，不一定是设计的控制情况，因此还应按土柱重计算，视何者控制而采用。因为一般新填路堤完成沉陷的时间需要若干年，在这期间 $K>1$，待完成沉陷之后 $K=1$，这是两种客观存在的情况。

下面引用两个实测资料：

①解放军工程兵某部所做的堆积式通道竖向土压力实测资料以及本规范与《59 规范》的比较见说明表 4.2.3。

②1967～1968 年，铁道部第三设计院和铁道兵某部曾做过三处拱涵土压力试验，其中一处 1 孔 3m 较有代表性，测得 K 值如说明图 4.2.3—2。该拱涵顶以上填石，高 7m 余。图中各曲线所示的 K 值均系实测压力与土柱压力的比值。



说明图 4.2.3—2　1～3m 拱涵实测竖向土压力系数 K 值图

从上面两座涵洞的实测资料可以看出，新填路堤涵洞的实测竖向土压力基本上大于土柱压力，即 $K>1$，当 K 值达到某一最

大值后，有随 H/D 比值的增大而递减的趋势。

当 H/D 在 0.5～2.5 时，实测资料的 K 值都较大。这是因为填土低时土压虽小，但洞顶与两侧填土的沉降差要比填土高时为大。

说明表 4.2.3　堆积式通道拱顶实测竖向土压力系数与新旧规范比较表

H/D		0.1	0.5	1	2	3	4
通道实测计算值	K_B			0.68	1.17	1.31	1.33
	$K_{C,D}$			1.00	1.48	1.55	1.54
	$K_{E,F}$			1.19	1.34	1.33	1.29
	$K_{平均}$			0.96	1.33	1.39	1.39
《59 桥规》	地基刚度 $S=5$	1.00	1.10	1.20	1.31	1.22	1.17
	地基刚度 $S=15$	1.00	1.10	1.20	1.39	1.59	1.75
本　规　范		1.04	1.20	1.40	1.45	1.50	1.45
H/D		5	6	7	8	9	≥10
通道实测计算值	K_B	1.35	1.37	1.42	1.37		
	$K_{C,D}$	1.47	1.38	1.31	1.24		
	$K_{E,F}$	1.25	1.20	(1.16)	(1.12)		
	$K_{平均}$	1.36	1.32	(1.30)	(1.24)		
《59 桥规》	地基刚度 $S=5$	1.12	1.10	1.08	1.07	1.06	1.06
	地基刚度 $S=15$	1.81	1.66	1.54	1.45	1.40	1.36
本　规　范		1.40	1.35	1.30	1.25	1.20	1.15

注：1　表中 D 和 H 如说明图 4.2.3—1 所示。

2　表中竖向土压力均按 $P=K\gamma H$ 计算。

3　通道实测数值系根据实测数据进行补插计算。该通道共进行 A、B、C、D、E、F 六个断面的实测，其中 A 断面因在填土边坡上未采用。K_B、K_C、K_D、K_E、K_F 表示 B、C、D、E、F 各断面上的 K 值。

4　通道顶填土高 $H=3\sim35$ m；B、C、D 断面填筑砂、砂黏土和黏砂土（湿容重 $\gamma=17.7\sim18.9$ kN/m^3），E、F 断面填砂砾土（湿容重 $\gamma=19.5\sim19.8$ kN/m^3）。

5　表中括弧内数字系外延求得。

(2) 水平侧压力系数 ξ 值的确定

刚性涵洞的水平土压力采用主动土压力。但是涵洞的工作条件与一般重力式挡墙却又不同。从涵洞的裂纹和变形情况来看，在填土作用下，涵洞两侧的变形与土压力方向相反（但位移量很小），故采用“静止土压力”较为合理。上述几处涵洞（或通道）水平土压力实测资料如下：

①解放军工程兵某部的试验，填土为砂、砂黏土或黏砂土，ξ 的变化范围在 0.26～0.44 之间，平均值为 0.37；填土为砂砾土，ξ 的变化范围在 0.24～0.39 之间，平均值为 0.32。

②铁道部第三设计院和铁道兵某部的 1 孔 3 m 拱涵试验，路堤填石，ξ 为 0.25～0.27。

③铁道部第三设计院对 1 孔 2.5 m 卵形拼装拱涵做的试验，填料为黄土，拱顶填土高 10 m 左右，ξ 为 0.39～0.44（该涵洞具有一定的柔性，故选用拱圈上变形可能性比较小的测点值作为参考）。

根据这些资料进行分析，考虑到涵洞两侧的填土可能受到向上的摩阻力的作用会减弱涵洞所受到的侧向压力，同时在试验资料尚不充分的情况下，对以往标准设计的经验应适当考虑，因而在采用“静止土压力”时选用较小值。规范中规定填土条件下 ξ 采用 0.25～0.35 这一幅度，在使用时可根据各式涵洞的控制情况选用 0.25 或 0.35。填石条件的 ξ 未做规定，主要是试验资料不足，设计时可采用以往的办法解决。

4.2.4 水浮力为作用于建筑物基底面由下向上的水压力，等于建筑物排开同体积的水重，是由地表水或地下水通过土的孔隙的自由水的联通所传递的水压力而发生的。水是否能渗入基底是产生水浮力的必要条件，因此与地基土的透水性、地基与基础的接触状态，以及水压大小（水头高低）与浸水时间等因素有关。

对于存在静水压力的透水性土，如砂土、碎石土、粉土等的孔隙存在的自由水，均应计算水浮力；黏土属非透水性土，可不

考虑水浮力。由于水浮力的存在，对墩台的稳定性不利，故在检算墩台稳定时按设计频率水位计算；计算基底应力及基底偏心时按常水位计算，这样较为合理。

完整岩石（包括节理发育的岩石）上的基础，基础与基底岩石之间灌筑混凝土接触良好，水浮力可以不计。但遇破碎的或裂隙严重的岩石，在此情况下岩石存在自由水，应计水浮力。作用在桩基承台板底面的水浮力应予考虑，但管桩下沉嵌入岩层并灌筑混凝土者，须扣除管桩截面，管桩亦不计水浮力。在计算水浮力的情况下，基础襟边上土重应采用浮重，不计襟边上水柱重，浮重按下式计算：

$$\gamma' = \frac{1}{1+e}(\gamma_0 - \gamma_w)$$

式中 γ'——浮重；

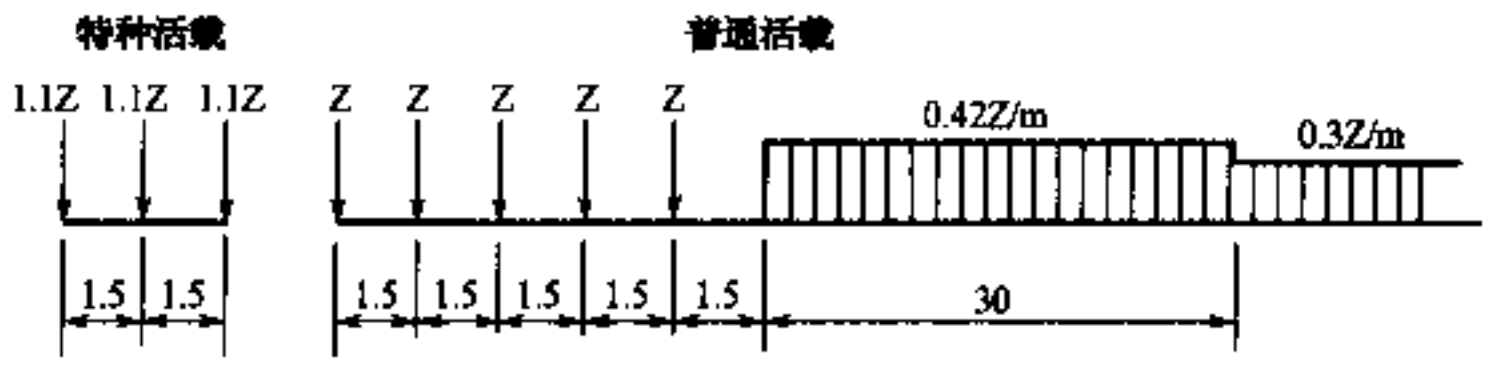
e——土的孔隙比；

γ_0——土的固体颗粒容重，采用 27.0 kN/m^3；

γ_w——水的容重，采用 10 kN/m^3。

基底不透水而不计浮力的情况下，襟边上的土重应视其是否透水而采用天然容重或饱和容重，另外还应计常水位至河底的水柱重。

4.3.1 《59 桥规》中采用的“中华人民共和国铁路标准活载”，即“中—Z 活载”，是 1951 年制定的，其图式如说明图 4.3.1—1。



说明图 4.3.1—1（长度单位以 m 计）

前部长度 37.5 m 象征性地代表两台机车，后部代表车辆活载，Z 为活载等级，按线路等级及结构类型采用不同等级。一般

桥梁按中—22 级设计，重点桥梁采用中—24 级或中—26 级。当时机车类型主要是蒸汽机车，最大轴重为 210～230 kN，货车装载量大多为 30 t、40 t，而 50 t、60 t 的较少。活载图式前部轴重与后部车辆每延米荷载之比为 3.33:1，有些国家是采用 3:1，前部比重较高的目的是要相对地提高桥面系强度，以解决桥面系容易锈蚀损坏的缺点。“中—Z 活载”使用了许多年，随着铁路建设的发展，牵引动力逐渐由蒸汽向内燃、电力过渡，但蒸汽机车的使用仍有相当长时间，目前主要机型为前进型，将来轴重不会增长，内燃机车近期制造多为 DF_4 型，2.94 MW，轴重 230 kN。内燃机车的轴重控制在 230 kN，设计上有些困难，希望稍为加大。电力机车目前国家最大的为 SS_2 型，4.67 MW，轴重 230 kN。综合各种机型的总重、轴重、轴距考虑，在桥梁设计上仍以蒸汽机车为控制活载。当采用两台前进型机车，在桥跨 60 m 以内，最大为中—21 级。内燃和电力机车因其总重小，轴距大，两台机车联挂，在桥跨 50 m 内，一般约为中—15～中—20 级。

随着对外贸易的发展，运送大型设备很多，有些化工设备质量达 350～400 t。从港口至内地经由各线，需用特种平车，总质量将达 500 t，如按 20 轴设计，每个轴重为 250 kN，已超过最大的机车轴重。

总的情况是“中—Z 活载”图式对机车尚有余地，对车辆已不适应。

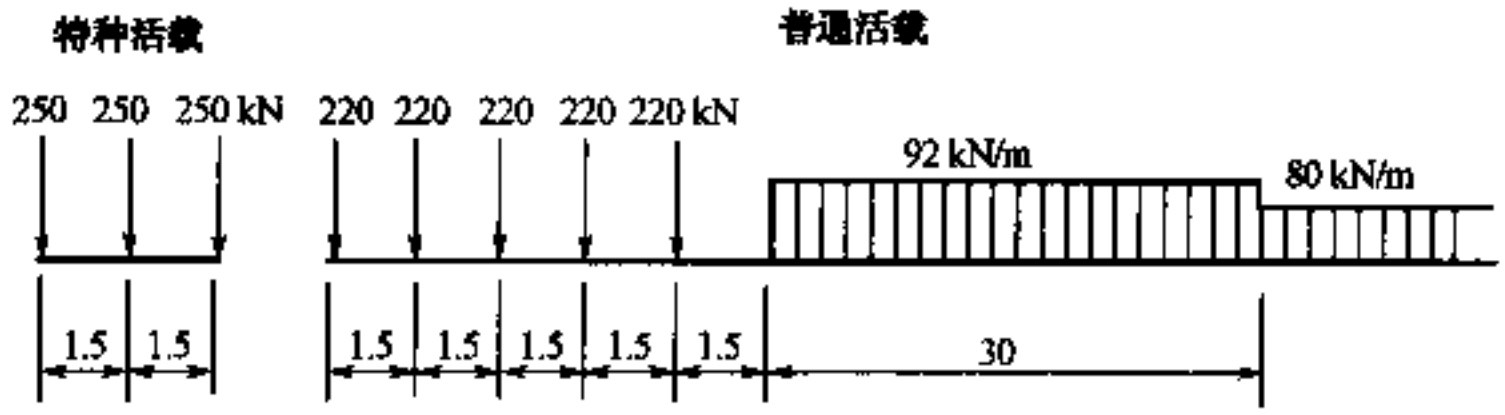
标准活载是铁路桥涵、线路上部建筑设计的一项主要依据。“中—Z 活载”图式早已不适应当前运营的实际和今后的发展。本着既考虑当前的需要和铁路运输发展，并在一定时间内基本可以满足使用而不致频繁修改，同时也要照顾既有建筑物的现状，根据调查情况和一些座谈会的讨论认为：

（1）组成活载图式的机车部分和车辆部分大体上有共同发展的趋势，但不是同一比例关系。从蒸汽向内燃、电力过渡，牵引力是逐渐增大，但机车的总重及动力系数则相对地减少，因此机

车部分仍保持原中—22 级的状况，车辆部分改为每延米 80 kN。前部轴重与后部每延米荷载之比为 2.75∶1。这个比值与“中—Z 活载”的 3.33∶1 相比，反映了牵引动力的发展趋势。

(2) 特种活载代表某些集中轴重对小跨度梁及局部杆件的影响。《59 桥规》采用 1.1Z (Z 按中—22 级计换算为 242 kN)。现按实际机车车辆的可能性采用 250 kN。

(3) 现行标准活载称为“中华人民共和国铁路标准活载”，简称“中—活载”，其图式见说明图 4.3.1—2。



说明图 4.3.1—2 (长度单位以 m 计)

(4) “中—活载”与“中—Z 活载”按常用跨度的比较见说明表 4.3.1。

说明表 4.3.1

跨　度 (m)	≤6	8～40	48	56	64	80	96	128	160
中—Z 活载	22	22	22	22	22	22	22	99	22
中—活载	22.7	22	22	22.2	22.5	23.1	23.6	24.6	25.4
活载增加 (%)	3.2	0	0	0.9	2.3	5	7.3	11.8	15.5

注：6 m 以下跨度为特种活载。

现行标准活载因机车部分未作变动，对跨度 48 m 以下的旧桥无影响。原按中—22 级设计的大跨度钢梁，均能满足检定等级。对于解放前设计的旧钢梁，各铁路局都根据有关规则的要求进行了加固：如跨度大于 48 m 的旧钢梁应满足检定中—24 级；跨度 70 m 以上者，其主梁应加固至检定中—26 级。上表“中—

活载”虽超出原中—22 级，但均未超出其检定等级。至于既有 6 m以下的小跨度梁，活载虽增加 3.2%，但由于动力系数已减小（第 4.3.5 条条文说明），实质上无影响。既有的圬工拱桥、钢筋混凝土桁梁以及墩台，以往按中—26 级设计的，则更无问题。

（5）根据运输的需要，各种机车、车辆在各级线路上均有运行，因此不必再按线路等级分别采用不同的标准活载，规定采用一种固定的活载图式比较符合需要，也简化了设计。

（6）标准活载具有象征性，它代表各种机车车辆对桥梁所产生的最大影响，所以加载时可由计算图式中任意截取，并注意遵照附录中有关规定进行加载。例如在检算桥墩偏心时，活载应只分布在一孔，不论此孔跨度是否小于一个单机或双机长度，可按一孔来截取标准活载计算图式加载，或用换算均布活载加载（附录 C）。

（7）桥面系加强的问题。以往某些大跨度钢梁按中—24 级设计，中—活载的标准对这种梁的桥面稍微减弱，但从机车的发展来看不影响使用。

至于桥面系纵梁盖板因枕木底积水潮湿，加之通风不良而锈蚀的问题，应从设计上采取措施，用加大活载来解决是不合理的。

（8）特种车辆运行甚少，如按正常活载处理将增加大量投资，故应根据具体情况，采取缓行、局部加固、改善平车结构等措施来解决。

4.3.2 本条规定按空车检算桥梁各部分构件时，每米线路上的活载采用 10 kN 计算。当考虑列车风力所产生的横向倾覆力矩时，抵抗力矩以列车为空车时最小，倾覆稳定性最不利。一般空车资料如说明表 4.3.2。为便于计算，取偏于安全的整数值 10 kN 为每延米活载。

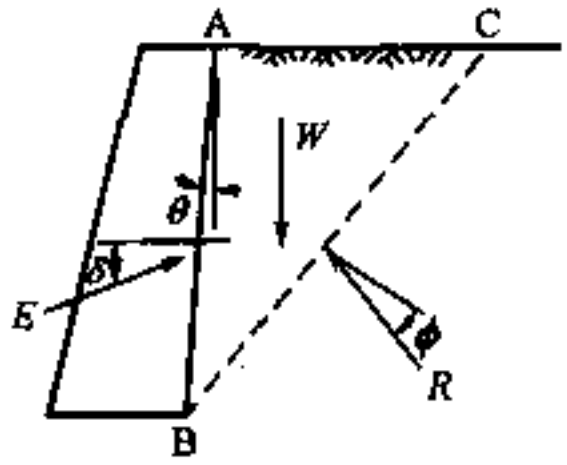
说明表 4.3.2　一般较轻的高边车辆

车　型	名　　称	自　重(kN)	钩间长(m)	每延米自重(kN)
YZ_1	硬席客车	380	20.7	18.4
YZ_2	硬席客车	340	20.8	16.3
YZ_{31}	硬席客车	414	24.5	17.0
RW_{21}	软　　卧	403	22.6	17.8
J_1	家 畜 车	185	11.3	16.4
P_3	棚　　车	160	11.1	14.5
P_8	棚　　车	180	13.1	13.7
C_{50}	敞　　车	175	14.008	12.5
C_1	敞　　车	135	11.198	12.1

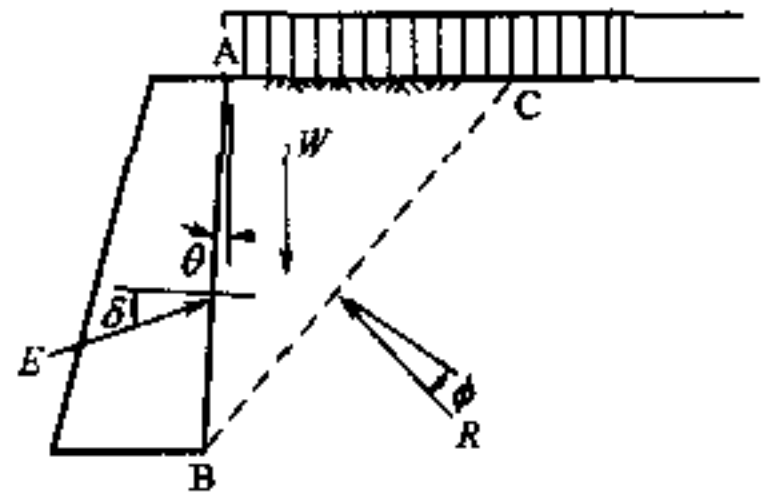
4.3.3　《75 桥规》中规定活载在台后产生的侧向土压力，系假定在轨底平面填土上有竖向压力 q，该 q 为一个竖向轴重按纵向长度为 1.5 m（等于轴距），横向分布宽度为 2.5 m（一根枕木长度），求得 $q=\frac{220}{1.5\times2.5}\approx60$ kPa 后，再假定 q 在轨底平面下对桥台背面所产生的单位面积上的侧压力强度，系在路基内与竖直线成一角度（正切为 0.5）向外分布，则侧压力强度随轨底以下的深度而逐渐减弱。这种土中应力分布理论用在桥台破坏棱体上已数十年。经过长时间生产实践，发现不但存在与土压理论不一致，而且还有与实际不符之处，有时甚至引起计算上混乱。总起来说，《75 桥规》中规定的计算方法经分析有下列几个方面的问题：

（1）《75 桥规》第 2—60 条规定计算土压力采用库仑楔体极限平衡理论。假定台后有一楔形体土块，由于台身向前移动引起土体滑动而产生施于台背上的主动土压力。此时楔体极限平衡条件是楔体土块自重 W、破裂面上产生的反作用力 R 及台背所受到的土压力 E，这三个力必须满足水平向和竖向的平稳（说明图 4.3.3—1）。当破坏棱体的纵长上有均布活载时（说明图 4.3.3—2），假定库仑公式仍能适用，在满足楔体极限平稳的条

件下，视均布活载为超载，并将此超载代以当量土层高度，实际上等于路基面上纵长方向增加一层土。因此，在使用库仑公式时，除了填土高度变化增加了楔体自重之外，其余参数均未改变。但是《75 桥规》所列附录七在计算台后超载（活载）引起的土的侧压力时，采用了外荷引起土中应力分布的理论，没有考虑台背上的土压力是由于破坏棱体滑动施于台背上的外力，显然这与规定的土压力计算假定（库仑理论）不符。



说明图 4.3.3—1



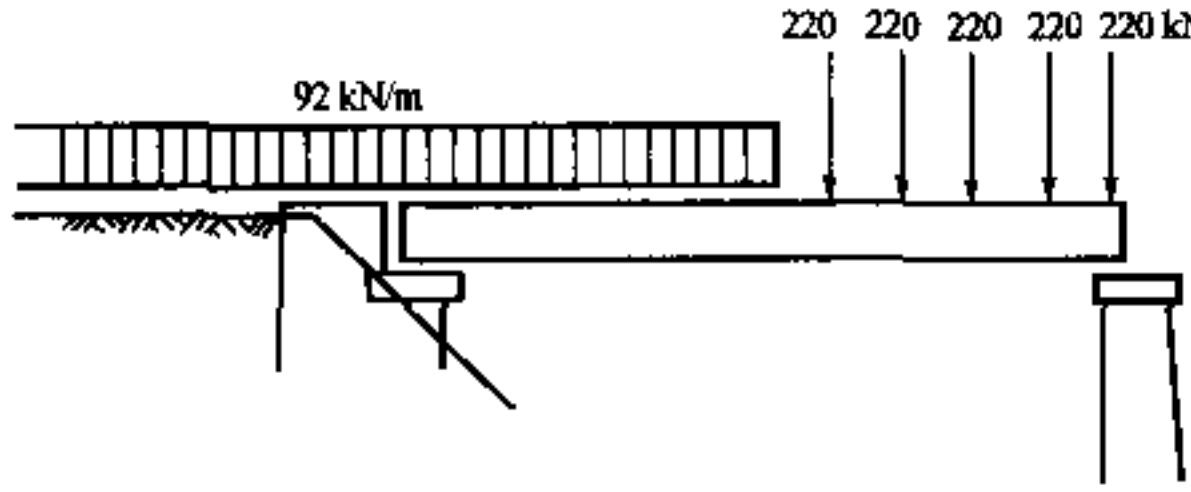
说明图 4.3.3—2

(2)《75 桥规》附录七关于活载引起的对台背所产生的侧向压力，其计算公式为：$E = qaH\lambda B$，式中 q 为轨底平面上竖向活载强度；H 为轨底至计算截面的高度；B 为桥台宽度；λ 为土压力系数；a 为随 H 变化的系数。这个公式求得的土压力 E 是根据外荷（活载）引起土中应力变化按规定的扩散角度求得的。可是土中由应力变化引起的侧压系数与库仑理论的土压力系数是完全不同的。前者假定土体为弹性体，垂直受荷产生侧向膨胀，其系数以 $\xi = \frac{\nu}{1-\nu}$ 表示。式中 ν 为泊松比，只与土体受荷时变形大小有关。然而，《75 桥规》附录七规定的活载引起的土侧压力计算中，土压力系数却采用说明图 4.3.3—1 所示的滑动土体 ABC 推导而得。若以 λ 表示，则

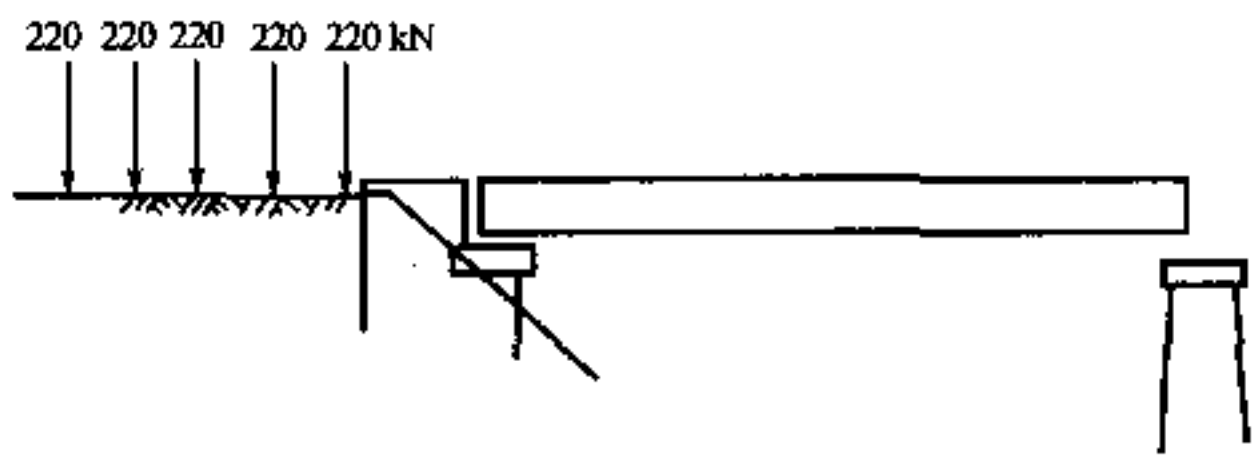
$$\lambda = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta\cos(\theta + \delta)\left[H\sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin\phi}{\cos(\theta + \delta)\cos\theta}}\right]^2}$$

此式即为库仑条件下的主动土压力系数公式。这个系数与墙背倾角 θ、土的内摩擦角 ϕ、墙背与土的外摩擦角 δ 有关，与土体变形毫无关系。这样把库仑条件下的土压力系数引入土体由应力变化的土压力计算公式中，显然是不恰当的。

(3) 在桥台计算中，必须保证桥台的强度和稳定。根据设计经验，当检算强度时，采用说明图 4.3.3—3 所示的活载布置图式；检算稳定时，采用说明图 4.3.3—4 所示活载布置图式。



说明图 4.3.3—3

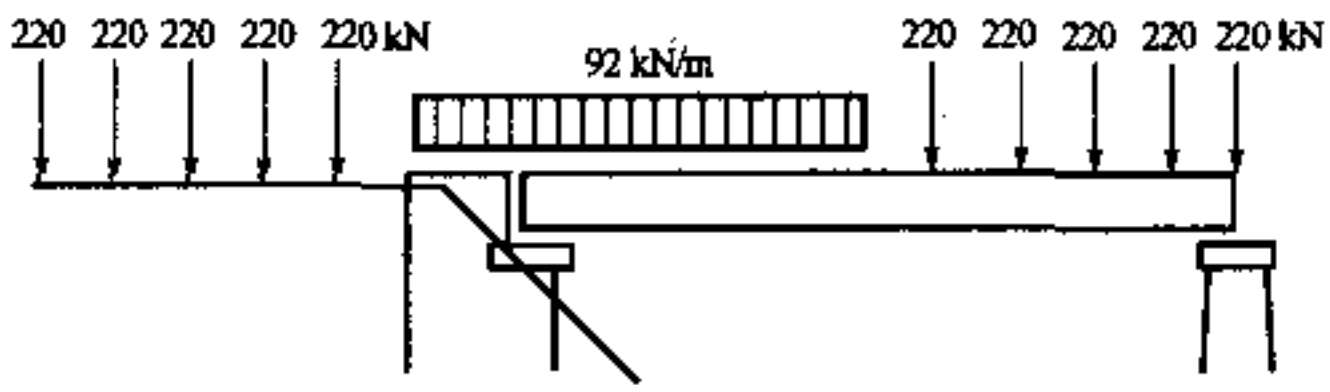


说明图 4.3.3—4

但是，根据《75 桥规》附录七的规定，检算强度时采用台后布置集中轮重，如说明图 4.3.3—5，这与实际情况不符，因此，《75 桥规》附录七的规定是不合理的。

(4) 桥台设计如遇复杂地形，需加设锥体挡墙截住锥体或路基，减少填方工程，或者避免坡脚侵占桥孔净空和堵塞河道。以往在这种情况下计算活载引起的土压力时，曾采用两种不同的计算方法，桥台采用土中应力分布理论，挡墙采用楔体极限平衡理

论，这也是一种矛盾情形。



说明图 4.3.3—5

为了在理论上和实际工作中解决活载引起的台背土的侧压力，可根据第 4.2.2 条规定采用库仑理论计算土压力的原则，把活载引起的台背土压力，视活载为超载，换算为当量土层厚度，按库仑理论进行分析（具体计算见附录 A)。这种计算方法不但消除了上述种种矛盾，且简化了计算。我国公路桥涵设计规范也是把台后活载换算成当量土层厚度计算的。

为引用方便起见，把《75 桥规》附录七谓之“旧法”，本规范中附录 A 谓之“新法”，并按“旧法”规定的活载图式（说明图 4.3.3—5）和“新法”的活载图式（说明图 4.3.3—3)，分别检算耳台及 T 台基顶截面的最大应力情况，如说明表 4.3.3—1。

关于滑动稳定，对耳台和埋台按说明图 4.3.3—4 进行分析，其结果如说明表 4.3.3—2。

从说明表 4.3.3—2 可以看出，耳台滑动稳定系数基本相同，埋台需要的摩擦系数按“新法”检算虽大于“旧法”，但埋台由于自重大，设计基底应力大，要求地基较好。如跨度 32 m，填土高度 20 m，三层基础，设计基底应力 $\sigma=0.51$ MPa，一般必须置于半坚硬状态的黄土或卵石层上，这类土的摩擦系数一般为 0.4～0.5，如用 0.4，实际滑动稳定安全系数 $K=2.01$，仍大于规定的滑动稳定安全系数 1.3。至于根据《75 桥规》作的标准图得到的摩擦系数 f 值较大，这是由于土压力计算未考虑浸水的土压力变化，在检算滑动稳定时仍用了干涸无水时的土压力值所致。

说明表 4.3.3—1

桥台形式	T台						耳台					
跨度（m）	8		16		32		8		16		32	
填土高度（m）	4	10	4	12	6	12	3	8	4	9	5	10
“旧法”前端最大应力（MPa）	0.162	0.247	0.345	0.403	0.537	0.602	0.530	0.579	0.525	0.568	0.794	0.779
“新法”前端最大应力（MPa）	0.158	0.243	0.336	0.400	0.534	0.604	0.479	0.448	0.482	0.444	0.767	0.684
前端应力减少（%）	2.5	1.6	2.6	0.7	0.6		6.2	23.0	8.2	22.0	3.4	12.0
前端应力增加（%）						0.3						

注：按“新法”计算结果，基顶截面上的应力比“旧法”减小0.6%～23%，T台跨度32m，填土高12m虽略有增加，但绝对值很小。因此，规范修订后，不影响原标准图的使用。

说明表 4.3.3—2

桥台形式		耳台		埋台
跨度（m）		8	32	32
填土高度（m）		8	10	20
要求基底摩擦系数 f	标准图资料 $\gamma=17\,kN/m^3$，$\phi=33°$	0.41	0.29	0.25
	“新法” 非浸水 $\gamma=17\,kN/m^3$，$\phi=33°$ 浸水 $\gamma=10.6\,kN/m^3$，$\phi=33°$	0.37	0.25	0.24
	“旧法” 非浸水 $\gamma=17\,kN/m^3$，$\phi=33°$ 浸水 $\gamma=10.6\,kN/m^3$，$\phi=33°$	0.37	0.24	0.24

4.3.4 活载作用于涵洞的水平土压力计算，系按一个特种轮重250 kN考虑，分布在轨枕底面，并在轨枕两端各以2:1坡线向下扩散（如说明图4.3.4）。但为了计算方便，h 自轨底算起。在轨底以下 h 深度处，活载的竖向压力强度按下式求得：

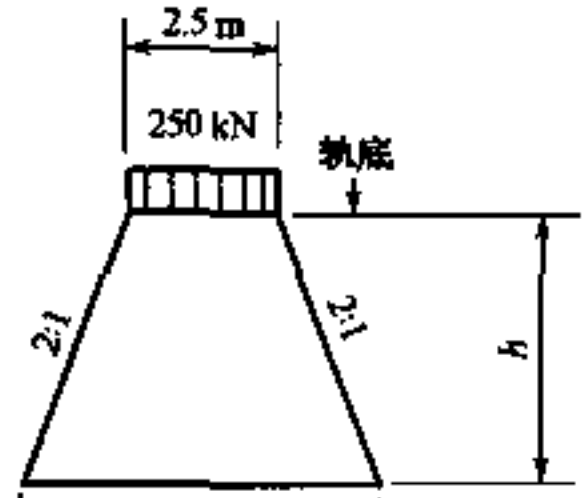
$$q_h \approx \frac{\frac{250}{1.5\times 2.5}\times 2.5}{2.5+h} \approx \frac{165}{2.5+h}$$

水平压力即 q_h 乘以侧压系数 ξ 得

$$e=\xi q_h$$

式中 ξ 见第4.2.3条条文说明。

对于填石路堤，以往涵洞所受竖向活载压力分布线按1:1，即与竖直线成45°角扩散。考虑到规范不宜过于繁琐，而且按2:1或1:1坡线的计算假定均是近似的，故未按填料分别编制。



说明图 4.3.4

4.3.5 人们通常以列车在桥梁上通过时桥梁因列车荷载竖向作用产生的最大响应 S_{dy}（譬如简支梁跨中央处产生的最大挠度或最大弯矩）与列车在桥上静止时桥梁因列车荷载竖向作用产生的最大响应 S_{st} 之比值，来描述 S_{dy} 相对于 S_{st} 的增长率，并以动力

系数（或称列车竖向动力系数）来表示。因为 S_{dy}等于 S_{st}与列车运行时桥梁因列车竖向动力作用（列车运行速度较高、线路轨面不平整、蒸汽机车动轮平衡块中剩余不平衡质量的竖向锤击、内燃或电力机车中动力机构的竖向振动、轮缘有缺陷等均使列车产生竖向动力作用）产生的竖向最大响应 S'_{dy}之和，即 $S_{dy}=S_{st}+S'_{dy}$，所以

$$\text{动力系数}=\frac{S_{dy}}{S_{st}}=\frac{S_{st}+S'_{dy}}{S_{st}}=1+\frac{S'_{dy}}{S_{st}}=1+\mu$$

由于列车在运行中列车对桥梁产生的竖向荷载 P_{dy}（即列车竖向静活载 P_{st}与列车竖向动力作用 P'_{dy}之和）与列车竖向静活载 P_{st}之比可认为

$$\frac{P_{dy}}{P_{st}}\approx\frac{S_{dy}}{S_{st}}=1+\mu$$

因此规范规定列车在桥上通过时考虑列车竖向动力作用在内等代的列车竖向活载 P_{dy}为

$$P_{dy}=(1+\mu)P_{st}$$

试验结果和理论研究都说明，通常情况下，μ 为小于 1 的值。以往规范中采用“冲击系数”一词（即 $1+\mu$），从上面所述来看显然是不确切的，本规范将该词改为“动力系数”。影响“动力系数”的因素较多。据研究，在当前行车速度不太高的情况下，主要有三个方面因素：①桥梁结构的形式及其跨长；②机车车辆的类型；③桥上线路的设备状态。这些因素是互相作用的。因此，动力系数是各种因素的综合反映。原“冲击力”相应改为“列车竖向动力作用”。

根据我国解放以来积累的桥梁动载试验资料，经过分析提出了各种桥跨结构的动力系数公式。拱桥因试验资料少，仍采用《59 桥规》的公式。

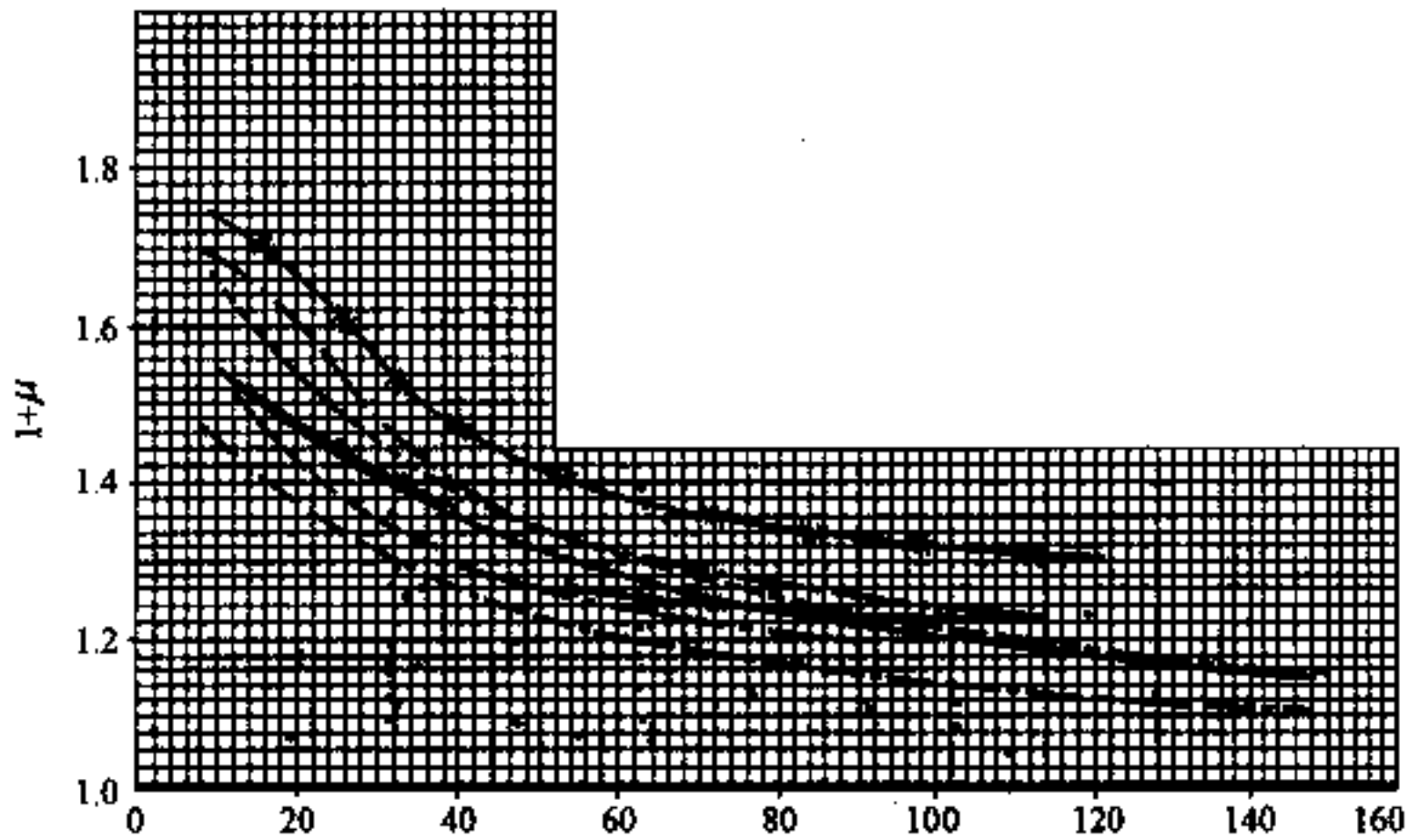
（1）简支或连续的钢桥跨结构和钢墩台

我国现有铁路钢桥最大跨长为 192 m。对跨度 $L=5\sim160$ m

共53座桥的试验资料或检定资料进行分析，结果如说明图4.3.5—1。试验资料中一种由测定杆件应力计算，另一种由测定挠度计算。机车类型主要是蒸汽机车，其中37次为单机，15次为双机，包括了我国常用的重型机车，内燃机车仅有2次。把各次试验资料绘于说明图4.3.5—1，并与各国规范的动力系数作比较，最后采用图中实线，得到动力系数为

$$1+\mu=1+\frac{28}{40+L}$$

式中 L 除承受局部荷载的杆件为其影响线加载长度外，其余均为桥梁跨长。对于连续桥跨结构，计算其边跨的动力系数时，L 近似取边跨的跨长；计算中间跨的动力系数时，L 近似取该中间跨的跨长。



说明图4.3.5—1　动力系数与跨长关系曲线

说明图4.3.5—1中：

美国蒸汽机车

板梁　　$L<100\,\text{ft}$，$\mu\%=\dfrac{100}{S}+60-\dfrac{L^2}{500}$

$$L \geqslant 100\,\text{ft},\ \mu\% = \frac{100}{S} + 10 + \frac{1\,800}{L-40}$$

桁梁　$\mu\% = \frac{100}{S} + 15 + \frac{4\,000}{L+25}$

内燃　$L < 80\,\text{ft},\ \mu\% = \frac{100}{S} + 40 - \frac{3L^2}{1\,600}$

电力　$L \geqslant 80\,\text{ft},\ \mu\% = \frac{100}{S} + 16 + \frac{600}{L-30}$

图中，美国规范对蒸汽机车采用“——×××——×××——”表示，对内燃机车采用“——×——×——”表示。

日本　$L < 30\,\text{m},\ i = 0.7 - \frac{L^2}{4\,000}$以“——·——·——”表示。

法国　$L > 30\,\text{m},\ i = \frac{10}{L} + 0.14$

前苏联　$1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{P}{S}}$

$$1 + \mu = 1 + \frac{18}{30+\lambda}$$

图中，前苏联规范采用“—-—-—”表示。

《59 桥规》　$1 + \mu = 1 + \frac{27}{30+\lambda}$以“……”表示。

本规范　$1 + \mu = 1 + \frac{28}{40+L}$以“——”表示。

图中符号：○蒸汽挠度　•蒸汽应力　◎内燃挠度

◉内燃应力

式中　S——纵梁间距或横梁长度（取大者）；

P——梁跨单位长度自重；

λ, L——影响线加载长度；

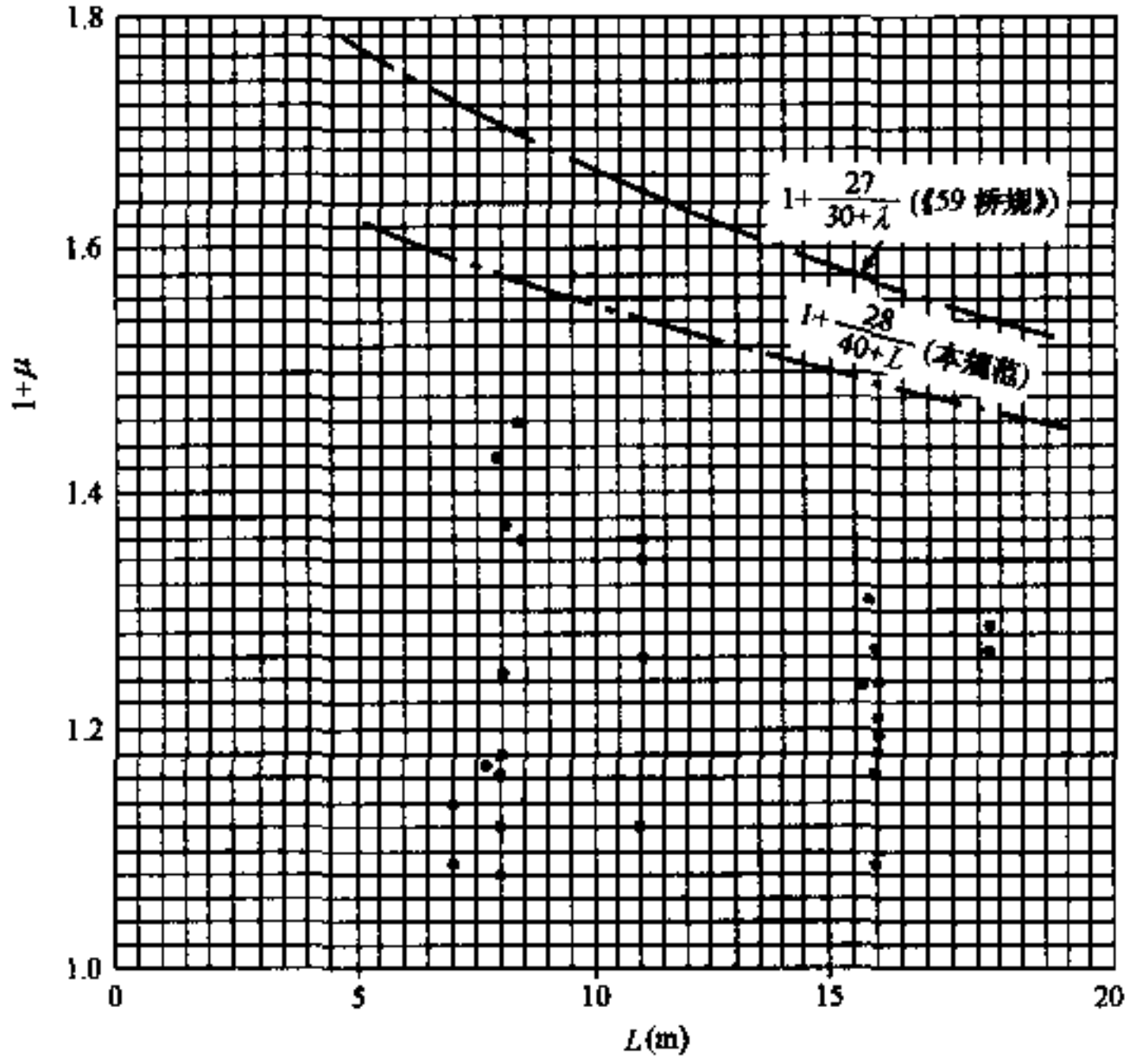
i——动力值；

$1 + \mu\%$——动力系数，为大于 1 的数。

如说明图 4.3.5—1 所示，本规范采用的动力系数介于各国规范之间，这是由于各国条件不同。本规范如与《59 桥规》采

用的动力系数 $1+\mu=1+\frac{27}{30+\lambda}$ 比较，跨长 5～30 m，其值大约降低 20%～11%，跨长 30～60 m 约降低 11%～7%，跨长 60～90 m 约降低 7%～5%，特大桥跨则基本相同。根据试验资料，小跨度梁的承载能力大于大跨度，因而小跨度梁降低动力系数可以发挥其潜在承载能力。

说明图 4.3.5—2 反映了承受局部荷载杆件动力系数与影响线加载长度的关系。



说明图 4.3.5—2　承受局部荷载杆件动力系数与影响线加载长度关系曲线

(2) 钢与钢筋混凝土板的结合梁

目前，我国采用结合梁不多，这种桥跨结构对于平原填方不高和山区线路坡度大曲线半径小的条件，将仍有可能继续使用。

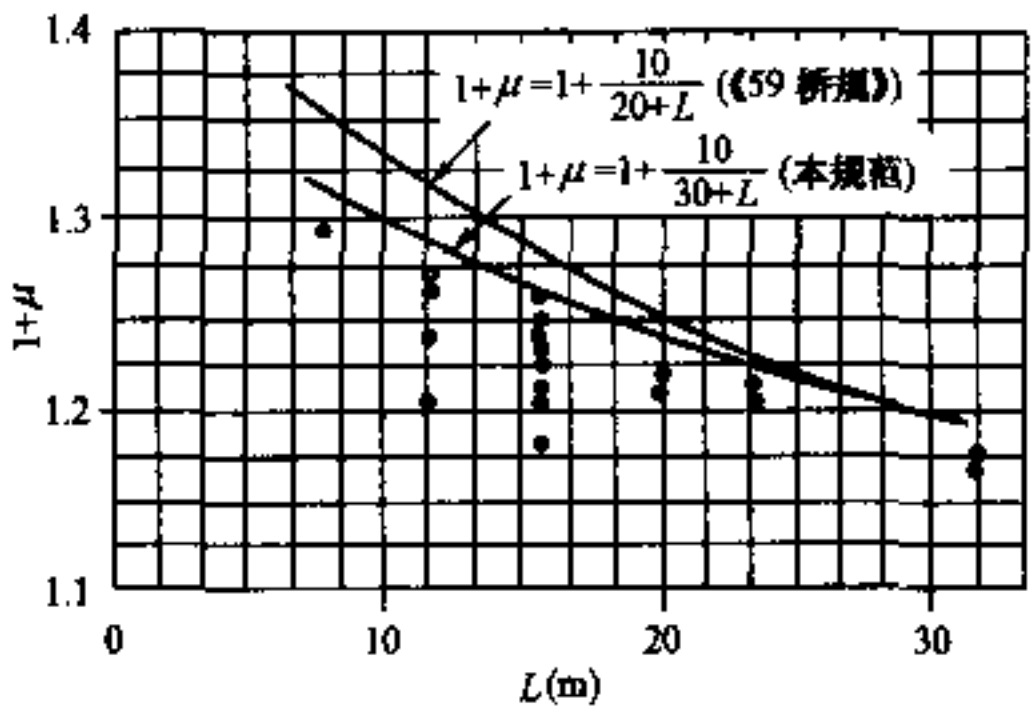
分析已有的几座桥梁的资料，基本符合 $1+\mu=1+\frac{22}{40+L}$，故予采用。

（3）钢筋混凝土桥跨结构

在铁路桥梁中，钢筋混凝土桥梁占有较大的比重，其结构形式主要为简支梁，而且绝大部分是标准设计。过去最小跨度为2.4m，最大跨度为31.7m。曾对 $L=8\sim31.7$m 七种跨度用各种机车做了38组试验（见说明表4.3.5），共进行了3000次以上的运行试验，约10000余根记录曲线。经过分析整理绘制蒸汽机车作用下梁跨长度与动力系数关系曲线（如说明图4.3.5—3），并绘出了《59桥规》的动力系数计算公式 $1+\mu=1+\frac{10}{20+L}$ 的曲线。从两曲线比较，新公式对于大跨度梁的动力系数值基本未变，而小跨度则有所降低。

说明表4.3.5　各种桥跨上机车试验组数表

机车类型 \ 跨度（m）	8	10	12	16	20	23.8	31.7	备注
JS			1	1	1	2		
JF_1		1	1	2	1		3	
RM			1	1				
FD	1		2	1		1		
SL			1	1				
KD_7			1	1				
KF_1			1	1				
QJ					1	1	3	
NY-5	1		1	1				内燃
东方红					1		1	
$5Y_2$			1					电力



说明图 4.3.5—3　蒸汽机车作用下梁跨长度与动力系数关系曲线

（4）拱桥的动力试验资料不多，仍采用《59 桥规》公式。

（5）我国各铁路采用的机车类型正逐渐由蒸汽向内燃及电力过渡，但蒸汽机车在相当长时间内仍将使用。蒸汽机车的动力作用比内燃、电力机车大，除个别线指定专用的机型外，大多数铁路是不分机型的，因此各种动力系数公式仍以蒸汽机车为根据。

4.3.6　《99 桥规》关于离心力计算规定如下：

桥在曲线上时，列车离心力作用于轨顶以上 2 m 处。离心力的大小等于列车竖向静活载乘以离心力率 C。C 值应按下式计算，但不大于 15%：

$$C=\frac{v^2}{127R} \qquad \text{（说明 4.3.6—1）}$$

式中　v——设计行车速度（km/h）；

R——曲线半径（m）。

位于曲线上的梁跨结构与墩台，当通过列车时，离心力的数值为

$$C\cdot W=\frac{W}{g_n}\cdot\frac{v^2}{R} \qquad \text{（说明 4.3.6—2）}$$

式中　g_n——标准自由落体加速度，为 9.80 m/s²；

R——曲线半径（m）；

W——物体重力（kN）；

C——离心力率；

v——列车运行速度（m/s）。

倘 v 以 km/h 计，则得

$$C=\frac{v^2}{9.8\times3.6^2R}=\frac{v^2}{127R} \qquad \text{（说明 4.3.6—3）}$$

关于离心力的计算方法，可以采用支点反力或换算均布活载的计算方法。其物理意义为相应于实际的各个竖向静活载（轴重或均布活载）各有其相应的离心力（集中的或均布的）。“支点反力法”将梁部竖向静活载的支点反力乘以离心力率即为由梁部传至墩台的离心力，台顶部分按实有的竖向静活载乘离心力率得台顶部分的离心力，这符合上述物理意义，一般可采用此法。在某些情况下按跨中换算的均布活载来计算也是可以的。

离心力是作用在车辆的重心处，并由曲线中心向外的水平力。由于各种类型车辆高度不尽相同，为偏于安全和统一计算，假定车辆重心位于钢轨面以上 2.0 m 处。

为了进一步与国际接轨，本规范对离心力计算进行了修改。修订的离心力计算公式表达形式、折减系数及离心力组合有关规定主要取自 UIC 规范，离心力作用点仍按《99 桥规》位于钢轨顶以上 2.0 m 处。

UIC 规范规定的离心力计算相关内容如下：

（1）在桥梁上的轨道是全部为曲线或部分为曲线的地方，应考虑离心力和轨道超高；

（2）离心力应被认作向外作用于水平方向，且离钢轨表面 1.80 m 的高度处；

（3）计算应基于与线路布局相适应的最大速度，在荷载模型 SW 的情况，速度应设定为 80 km/h；

（4）离心力的特征值应根据下列公式来确定：

$$\left.\begin{aligned} Q_{tk} &= \frac{v^2}{g \times R}(f \times Q_{vk}) = \frac{V^2}{127R}(f \times Q_{vk}) \\ q_{tk} &= \frac{v^2}{g \times R}(f \times q_{vk}) = \frac{V^2}{127R}(f \times q_{vk}) \end{aligned}\right\} \quad \text{（说明 4.3.6—4）}$$

式中 Q_{tk}, q_{tk}——离心力的特征值（kN，kN/m）；

Q_{vk}, q_{vk}——规定的垂直荷载的特征值；

f——折减系数，见式（说明 4.3.6—5）；

v——最大速度（m/s）；

V——最大速度（km/h）；

g——重力加速度，为 $9.81\,m/s^2$；

R——曲线半径（m）。

在曲线半径不一致的情况中，可为 R 取一个适当的平均值；

（5）离心力应总是与垂直荷载相组合，离心力不能乘以动力系数 ϕ_2 和 ϕ_3；

（6）对于荷载模型 71 和大于 120 km/h 的设计速度，两种情况应加以考虑：

①带动力系数的荷载模型 71 和 $V = 120\,km/h$ 的离心力，根据式（说明 4.3.6—4），其中 $f = 1$；

②一个折减荷载模型71（$f \times Q_{vk}, f \times q_{vk}$）和根据式（说明 4.3.6—4）对于规定的最大速度的离心力，折减系数 f 的值为

$$f = 1 - \frac{V - 120}{1000}\left(\frac{814}{V} + 1.75\right)\left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L_f}}\right) \quad \text{（说明 4.3.6—5）}$$

式中 L_f——是桥梁上曲线轨道的荷载部分的影响长度（m），它对于考虑中的结构部件的设计最为不利；

V——规定的最大速度。

对于 $V \leqslant 120\,km/h$ 或者 $L_f \leqslant 2.88\,m$ 的情况，$f = 1$；

对于 $120\,km/h < V \leqslant 300\,km/h$（见说明表 4.3.6 或说明图 4.3.6）和 $L_f > 2.88\,m$ 的情况，$f < 1$；

对于 $V > 300\,km/h$ 的情况，$f(V) = f(300)$。

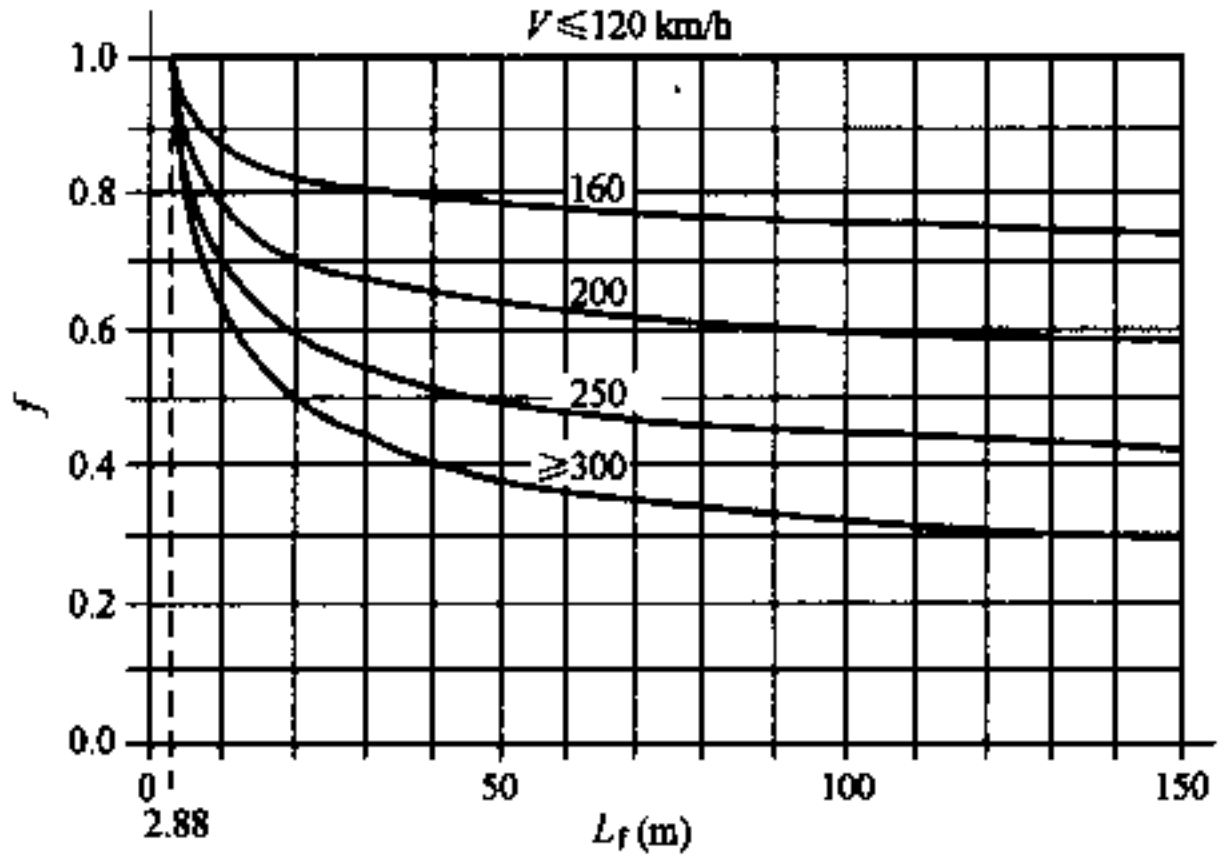
说明表 4.3.6　对于荷载模型 71 的系数 f

L_f（m）	线路最大速度（km/h）				
	≤120	160	200	250	≥300
≤2.88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98
4	1.00	0.96	0.93	0.90	0.88
5	1.00	0.93	0.89	0.84	0.81
6	1.00	0.92	0.86	0.80	0.75
7	1.00	0.90	0.83	0.77	0.71
8	1.00	0.89	0.81	0.74	0.68
9	1.00	0.88	0.80	0.72	0.65
10	1.00	0.87	0.78	0.70	0.63
12	1.00	0.86	0.76	0.67	0.59
15	1.00	0.85	0.74	0.63	0.55
20	1.00	0.83	0.71	0.60	0.50
30	1.00	0.81	0.68	0.55	0.45
40	1.00	0.80	0.66	0.52	0.41
50	1.00	0.79	0.65	0.50	0.39
60	1.00	0.79	0.64	0.49	0.37
70	1.00	0.78	0.63	0.48	0.36
80	1.00	0.78	0.62	0.47	0.35
90	1.00	0.78	0.62	0.47	0.34
100	1.00	0.77	0.61	0.46	0.33
≥150	1.00	0.76	0.60	0.44	0.31

德国 DS804 规范的条文解释如下：

“为使这些公式能用于计算 UIC71 荷载图式的离心力，该荷载必须乘以一个折减系数 f，这是因为车辆高速行驶时，车辆的轴重将比 UIC71 荷载图式要小得多。因此，桥梁所受到的离心力也大为减小。”

我国目前运行时速达 160 km 的旅客列车，离心力最大、最集中的位置为机车，而适应这种条件的机车可能为 SS_8 或更先进的电力机车或内燃机车，其轴重都会比蒸汽机车轻。当旅客列车为 SS_8 + 双层客车时，其荷载强度大约只占“中—活载”的 50%。



说明图 4.3.6　荷载模型 71 的系数 f

虽然 UIC 规范规定离心力公式中折减系数 f 的来源不详，含义还是比较清楚的。

$F=C\cdot W\left(\text{其中 } C=\dfrac{v^2}{g_n R}\right)$为经典的离心力计算公式，该公式的离心力 F 只跟三个变量（速度 v、半径 R 和列车活载图式中竖直荷载 W）发生关系，当三个变量（速度 v、半径 R 及列车活载图式中竖直荷载 W）均为定值时，离心力 F 不可能被折减；当速度 v 和半径 R 为定值时，只有列车活载图式中竖直荷载 W 折减为（$f\times W$）时离心力 F 才能折减 f 倍，即 $F=C\cdot(f\times W)$。因此，行车速度＞120 km/h 的离心力的折减，其折减实质上是列车活载图式中竖直荷载的折减。

当行车速度很低时，离心力很小。因此曲线上的桥梁还应考虑没有离心力时，即按直线行车的列车活载作用情况进行检算。

4.3.7　制动力按竖向静活载重的百分数表示，是一种概化的办法。过去对制动力进行了一些试验，实测的最大制动力为一孔梁的竖向静活载的百分数：一般钢筋混凝土梁或预应力混凝土梁约 8%，大跨度钢梁有些达到 9.6%，大致接近《59 桥规》中规定

的 10%，故沿用原规定。

《59 桥规》中把最大的制动力与最大的离心力叠加，与实际不符。根据制动力试验，当运行的列车作紧急制动时开始减速，由于惯性作用，仍须滑行一定距离，然后停止，在停止的瞬间，才出现制动力的最大值。在列车制动后停止以前的最大纵向力，仅为制动力最大值的 60%左右。高速通过时的最大牵引力，仅为制动力最大值的 50%左右。桥上起动时的牵引力比制动力的最大值为小。本规范中对曲线上桥梁设计规定：当与离心力（列车竖向动力作用情况相同）同时计算时，制动力或牵引力为最大制动力的 70%，亦即按竖向静活载的 7%计算。

设计简支梁的墩台时，计算制动力或牵引力还必须注意第 5.3.5 条的有关规定。

对于双线桥或多线桥，两线或多线的列车同时制动或起动的几率很小，故规定双线桥的制动力或牵引力采用一线的制动力或牵引力；三线或三线以上的桥，采用两线的制动力或牵引力。

由于桥头填方破坏棱体范围的活载所产生的制动力或牵引力，可经钢轨传至破坏棱体以外的路基上，故不予计算。

较短桥跨系特种活载控制设计，此种活载轮轴只有三个，主要是车辆轴重，考虑钢轨能起传递制动力的作用，故规定不计。

4.3.8 该条文根据《客货铁路暂规》的要求，对横向摇摆力荷载形式进行了修改。多线桥梁横向摇摆力取值参考了《高速铁路暂规》的规定。

由于列车蛇行运动、机车各部分产生的动力不对称作用、车轮轮缘存在损伤、轮轴不位于车轮中心处以及机车车辆振动作用及轨道不平顺的影响，致使列车在行进中发生左右摇摆，车轮产生作用于轨面的横向摇摆力。其中蛇行运动是引起列车横向摇摆力的主要因素。

研究表明，列车蛇行运动具有随机性，试验列车通过桥梁的任一时刻，有的车轮对轨面作用向左侧的集中摇摆力，有的车轮

对轨面作用向右侧的集中摇摆力。对于桥梁，这些向左与向右的集中摇摆力会彼此抵消一部分。当列车中两辆车前车后转向架和后车前转向架同时向左或向右时，对桥梁的横向作用最大，特别对于中小跨度桥梁，这个作用规律比较明显。在大跨度桥上，由于同时作用车辆太多，每辆车的横向振动相位随机性大，彼此抵消作用非常复杂，但从局部不利的角度来考虑，对桥梁的整体横向作用也可采用以上作用模式。

欧盟通过大量的计算和试验研究得出，列车的横向摇摆力对桥梁的最大作用是：两辆车前车后转向架和后车前转向架同一方向达到最大，也就是4个轮轴的横向集中力各达到25 kN，因此德国DS804规范中的横向摇摆力按 $4\times25\ \text{kN}=100\ \text{kN}$ 计算。这是一个集中力，在与线路成直角方向（向左或向右）水平作用于轨道顶面，作用位置以能对所在的构件中产生最大效应来考虑。在连续的道碴道床桥面上，横向摇摆力可沿线路方向均匀分布在 $L=4.0\ \text{m}$ 的长度上。

对于大跨度桥梁横向摇摆力的取值，可另行考虑。

4.3.9 同时承受多线荷载的桥梁，考虑到各条线路上同时出现最不利活载的可能性极小，故组合时对于主要杆件（指本规范第4.3.5条中 L 等于计算跨度的杆件），采取条文规定的折减办法。对于受局部活载的杆件，主要是承受一线荷载，故不折减。

在此情况下，多线列车竖向动力作用、离心力的计算也应采用相同办法考虑折减。

车站范围内的多线桥梁，实际上并不是各线同时运转，有些可能处于停车状态，虽然竖向活载仍按多线桥的规定折减，但对列车竖向动力作用、离心力在组合计算折减时，应考虑可能同时运转的实际线数计算。如某站线桥为三线，而实际同时运转只可能为两线，因而在列车竖向动力作用等组合计算中，只能按两线同时组合计算折减。但制动力或牵引力在确定同时运转的线数之后，应按照第4.3.7条规定计算。

4.3.10 本条是根据《客货铁路暂规》的要求新增加的条文。

长钢轨纵向力的含义在第2.1.12条～第2.1.15条中已作说明，此处不再赘述。在铺设无缝线路的桥梁中，这种因梁部结构与轨道的相互作用而产生的“长钢轨纵向水平力”是不可忽视的，其力的大小和分配，在很大程度上取决于桥梁下部结构的水平刚度、上部结构的跨度、竖向刚度及桥全长。

桥上无缝线路的长钢轨因受纵向力过大、疲劳或其他原因可能造成断轨，因断轨收缩受到梁体的约求而产生纵向水平力反作用于梁部并传递到支座和墩台，这就是断轨力，其力的大小是桥上的线路纵向阻力控制的。

所以说，作用于墩台顶的长钢轨纵向水平力（伸缩力或挠曲力）和长钢轨的断轨力，都应该按梁轨共同作用进行计算。

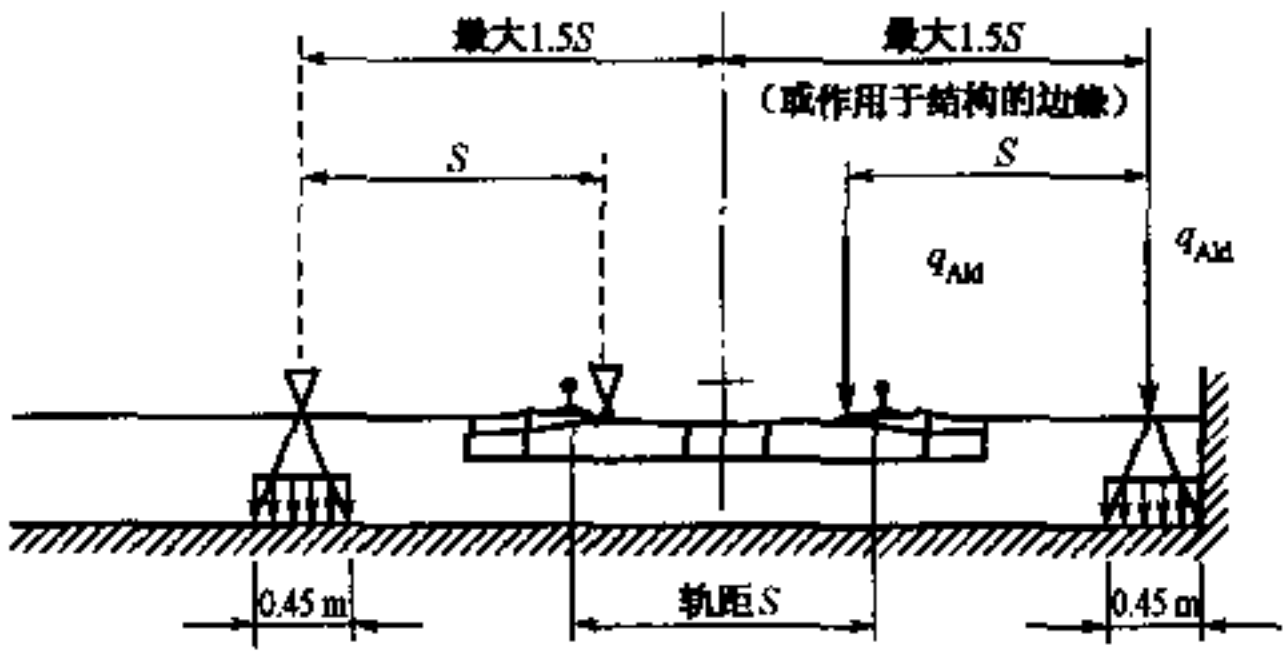
梁轨共同作用计算的基础是要解决轨道纵向伸移阻力规律和梁轨相互作用的计算模型，对此，国内外都进行过大量的实验研究。由于各国的具体情况不同，在轨道位移阻力的取值，梁轨相互作用计算方法以及桥上钢轨附加应力的组台方式和限值都有所不同。德国高速铁路轨道纵向位移阻力取值较高；日本采用常量阻力法，计算简单；我国以前一直采用的钢轨变形微分方程法，适合于刚性墩台的情况，由于未能较合理地考虑钢轨和墩顶变形协调关系，在墩台顶纵向水平刚度较低时，会出现一定的误差。

无缝线路长钢轨纵向水平力和长钢轨断轨力引起的墩台顶纵向水平力，按梁轨共同作用进行计算，其作用点是参照《无缝线路暂规》的规定确定的。

4.3.11 我国对脱轨荷载的研究不多，目前是按照国外规范的有关规定取值。现将欧洲规范关于桥梁上脱轨结构要求和等效荷载的规定摘录如下：

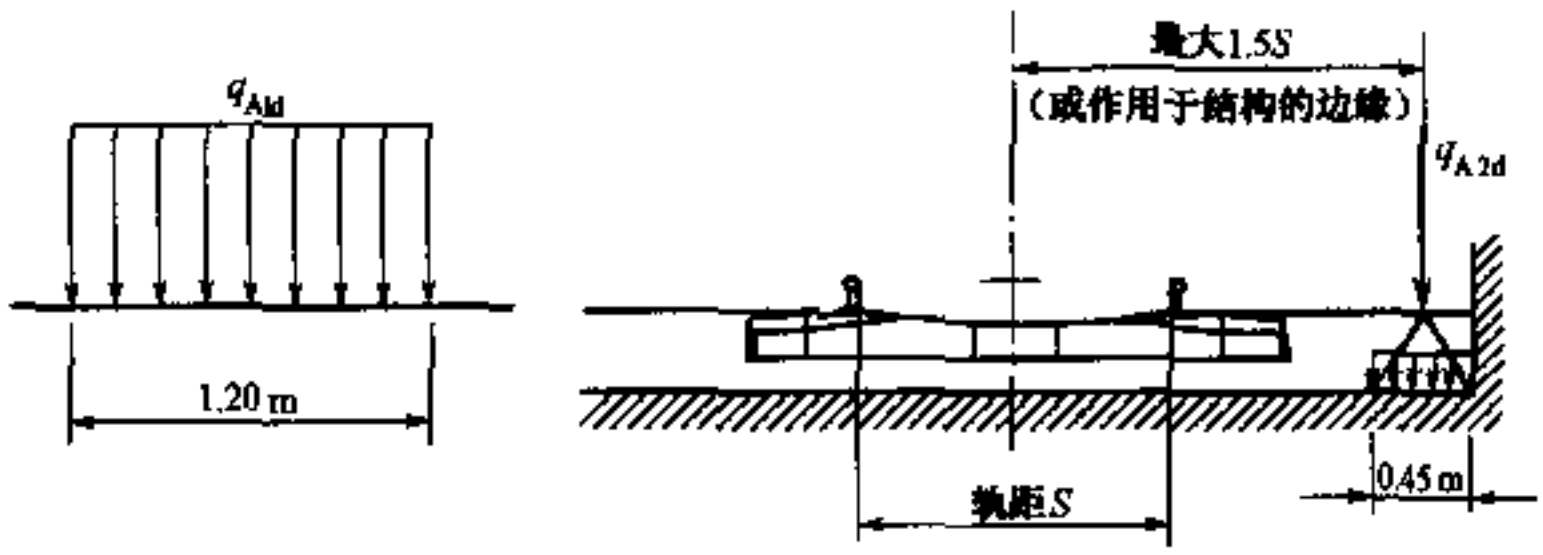
(1) 应该考虑以下两种设计工况：

设计工况Ⅰ（说明图4.3.11—1）：机车或者重型货车的脱轨，脱轨车辆保留在桥面的轨道区域内。



说明图 4.3.11—1　设计工况Ⅰ（等效荷载 q_{A1d}）

设计工况Ⅱ（说明图 4.3.11—2）：机车或者重型货车的脱轨，脱轨车辆保留在轨道区域，没有掉下桥梁，而在它的边缘上保持平衡。



说明图 4.3.11—2　设计工况Ⅱ（等效荷载 q_{A2d}）

注：上述等效荷载只被考虑用来确定整个结构的极限强度或者稳定性。边梁、托架等等的设计不须考虑承受这个荷载。

（2）为确定设计工况Ⅰ的要求和等效荷载，应避免结构主要部分的倒塌，但可容许局部损坏。有关结构组成部分的设计应考虑在极限状态能承受下列等效荷载：

两个设计值为 $q_{A1d} = 50\ \text{kN/m}$ 的垂直线荷载，各自施加于

6.40 m 和 1.40 m 的长度上，以最不利的位置平行于轨道，处于轨道中心线的两边一个宽度为 1.5 倍轨距的区域内；

其他变化的作用力在这个计算中应不予考虑。

（3）为确定设计工况Ⅱ的要求和等效荷载，桥梁不能倾覆或者倒塌。为确保整个的平衡，等效荷载应被认作一个设计值为 q_{A2d} = 80 kN/m 的垂直线荷载，施加于一个 20.00 m 的总长度上，离轨道中心线最大距离为 1.5 倍轨距，或者作用于被考虑结构的边缘上。

（4）设计工况Ⅰ和设计工况Ⅱ应单独进行检验，不须考虑这些荷载的组合情况。

（5）对于位于轨道水平面上方的结构部件，应同意进行避免损坏的测量。

注：这些测量应经有关当局同意。

由欧州规范有关桥梁上脱轨结构要求和等效荷载的规定可以得知：

脱轨荷载的第一种情况的线荷载，大致相当于实际运行列车脱轨后产生的荷载，在此情况下结构物的主要部分（如桥面板和主梁等）不应产生严重破坏，钢筋应力应在屈服点以内，混凝土不形成宽裂缝。

脱轨荷载的第二种情况的线荷载，相当于列车脱轨，虽没有坠落桥下，但已作用于桥面边缘，在此情况下，须确保结构的稳定性。

4.4.1 原国家建委建筑科学研究院于 1972 年进行了关于风力的调查研究和科学试验，收集了我国 400 个左右的气象台站的资料，以解放后所观测者为依据，按照工业民用建筑的基本风压标准（即以一般平坦空旷地面、离地面 10 m 高、频率为 1/30 的 10 min平均最大风速为准），用数理统计绘制了“全国基本风压分布图”。《75 桥规》在上述资料的基础上，考虑铁路桥梁的具体情况并参照以往的标准，以一般平坦空旷地面、离地面 20 m、

频率 1/100 的 10 min 年平均最大风速，通过换算，1972 年绘制出“全国基本风压分布图”。本规范根据原国家建委建筑科学研究院 1976 年组织的沿海风速风压研究工作的成果，对 1972 年“全国基本风压分布图”作了部分修正，见附录 D。

现将几个主要问题说明如下：

(1) 风速与风压的关系

用数理统计方法求出频率 1/100 的最大风速后，通过风速、风压关系式求出理论风压，其公式为

$$W=\frac{\gamma}{2g_n}v^2$$

式中 W——风压（Pa）；

g_n——标准自由落体加速度（m/s^2）；

γ——空气容重（N/m^3）；

v——风速（m/s）。

取标准大气压下（水银柱高 760 mm），常温为 15 ℃时的空气容重为 12.009 9 N/m^3，纬度 45°处重力加速度为 9.80 m/s^2，代入上式，则

$$W=\frac{12.009\,9}{2\times 9.80}v^2\approx\frac{1}{1.6}v^2$$

上式即为规范中采用的基本风压公式。

风速的大小随测点的高度、环境、观测的次数、风速的取值时距等而定。距地面愈近，风速愈小；距地面愈高，风速愈大。风速取值时距愈短，所反映的风速也就愈大。

关于最大风速的取值时距，目前国际上还没有统一的标准。我国气象部门自记风速采用最大风速的时距为 10 min，本规范亦以此为准，这是因为建筑物一般质量都比较大，对铁路的钢筋混凝土、混凝土和石砌墩台尤其如此。如果考虑到风压对建筑物产生不利影响，譬如使其丧失稳定或增加挠度（变形），则风速的历时就需要长一些，才能反映出动力作用。另外，在 10 min 时

距内，由于贴地气层中气流受阻，产生小型涡旋而引起的偶发性瞬间极大风速。根据长期资料的分析，超出最大一次的 10 min 平均最大风速的机会极少。

（2）风压标准

对于铁路桥梁来说，一般使用年限较长，且铁路运输在国民经济中占有较为重要的地位，应能经受各种自然灾害而不致间断，因此标准风压的确定应比一般工业民用建筑的标准要高一些，故最大风速的频率用 1/100。另外，铁路桥梁的高度大多数在 20 m 以内，为了使一般桥梁能够采用同一风压值，以离地面 20 m 高为标准，小于 20 m 高时不作高度修正，以简化计算。

（3）基本风压图

全国基本风压分布图，选取了 318 个台站资料（规律性较好和有代表性的），由频率曲线中查出 1/100 和 1/30 的风压，求得比值 $\eta = W_{100}/W_{30}$，利用建筑科学研究院资料 W_{30} 乘 η 得 W_{100}，再经 10 m 换算至 20 m 的高度修正，绘制成等值线图。

勘测设计时，一般除按附录 D“全国基本风压分布图”确定基本风压外，还要求通过实际调查研究予以核实。这是因为我国幅员广大，自然条件复杂，已有的资料难免有局限性。核实的方法，如补充搜集当地桥涵附近的气象站台资料，换算为规定的标准风压数值（即应作观测仪器高度、环境、观测时距、观测次数或自记、频率等项换算），以与分布图中数值相核对。另外，还应重视当地历史上大风灾情的调查以及居民群众的反映，结合地形地理因素的研究，综合分析，从而得出符合实际的设计数值。

（4）风压高度变化系数

风速随高度变化的原因是由于气流贴近地面运动时，气流受地面摩擦的影响消耗了一定的功能，使风速降低。离地愈高，这种影响愈小。

风速随高度变化的规律，一般认为，在平坦空旷的地方，风速廓线（即从地面到几百米上空的风速垂直分布）在近地面几十

米内为对数分布规律，即

$$\frac{v_z}{v_1}=\frac{\lg H_z-\lg Z_0}{\lg H_1-\lg Z_0}$$

式中 Z_0——地面粗糙率指数（m）；

v_1——已知 H_1 高度（以 m 计）处的风速；

v_z——已知 H_z 高度（以 m 计）处的风速。

取离地面 20 m 高度处的最大风速 v_{20} 为基数，由上式可得

$$v_z=\frac{\lg H_z-\lg Z_0}{\lg 20-\lg Z_0}v_{20}$$

分析上式可知 Z_0 越大，则风速随高度的增加而递减越快。Z_0 主要与地面的状况有关，不同地区、不同季节有所不同，实际上是一个变值。我国北京、上海、武汉、呼和浩特等地曾做过一些实际观测，所得的 Z_0 变化范围在 0.01～0.1 m 之间，个别大于 0.1 m，但从值在 0.02～0.04 m 之间。根据最大风速出现时期植物生长的情况，为便于计算，全国暂统一取 $Z_0\approx 0.03$ m。将其代入上式得

$$v_z=(0.354\,12\lg H_z+0.539\,28)v_{20}$$

上式括号内数值的平方即为本规范条文中表 4.4.1—2 的风压高度变化系数 K_2 的数值。

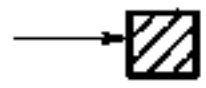
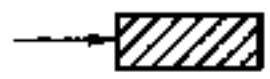
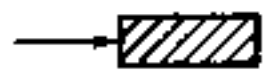
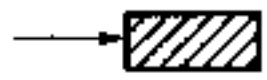
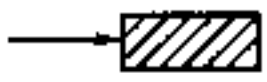
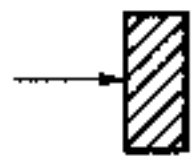
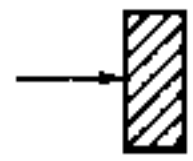
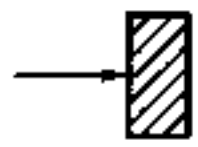
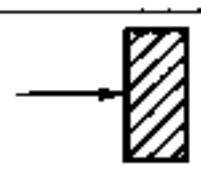
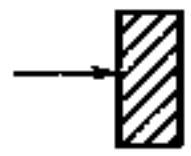
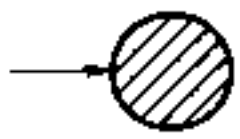
（5）风载体形系数

建筑物所受的风压与其本身体形、尺度有关，风载体形系数就是建筑物表面产生的压力（或吸力）与原始风速算得的理论风压的比值。到目前为止，体形系数还未能从理论上来确定，只能利用实验来测得。结合铁路桥墩的体形，对常见的几种截面形状，由原北京航空学院做了风洞试验，测得结果如说明表 4.4.1 所示。

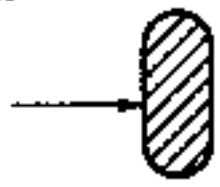
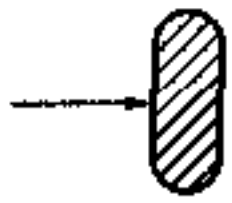
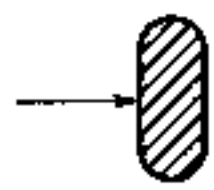
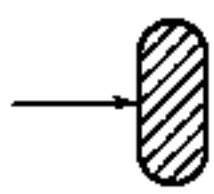
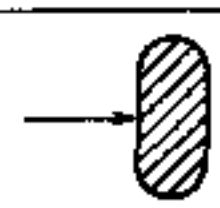
其他形状截面的构件未做试验，其体形（包括列车）系数仍采用 $K_1=1.3$。

桥跨结构所受横向风压的大小，视其体形和受风面积而定。

说明表 4.4.1　桥墩风载体形系数 K_1

截面形状	长宽比	K_1		
		系　数	平均值	建议值
	1:1	1.380 1.375	1.379	1.4
	1:1.5	1.226 1.241	1.234	1.2
	1:2.5	0.921 0.918	0.920	0.9
	1:4	0.840 0.845	0.843	0.9
	1:5	0.854 0.854	0.854	0.9
	1:6	0.890 0.883	0.887	0.9
	1:1.5	1.410 1.410	1.405	1.4
	1:2.5	1.249 1.259	1.254	1.3
	1:4	1.270 1.258	1.264	1.3
	1:5	1.292 1.280	1.286	1.3
	1:6	1.303 1.282	1.293	1.3
	1:1	0.771 0.770	0.771	0.8
	1:1.5	0.319 0.323	0.321	0.3
	1:2.5	0.319 0.319	0.319	0.3

续说明表 4.4.1

截面形状	长宽比	K_1		
		系　数	平均值	建议值
	1:4	0.334 0.336	0.335	0.3
	1:5	0.327 0.319	0.323	0.3
	1:6	0.324 0.327	0.326	0.3
	1:1.5	0.862 0.866	0.864	0.8
	1:2.5	1.006 1.010	1.008	1.1
	1:4	1.055 1.042	1.049	1.1
	1:5	1.068 1.074	1.071	1.1
	1:6	1.096 1.095	1.096	1.1

此次修订时未做这方面的试验，仍沿用《59 桥规》中的有关规定。桥跨结构的横向受风面积按理论轮廓面积乘桥跨构造类型的系数而得。采用此系数时，一般不再考虑空间桁架整体的作用(即两侧桁架同时承受风力)。

(6) 地形、地理系数

条文中表 4.4.1—3 的地形、地理系数 K_3 是采用工业与民用建筑结构荷载规范的资料，对其中城市部分作了简化。表中峡谷、垭口和风口区等风速增大的原因，是两岸山较高，气流由较

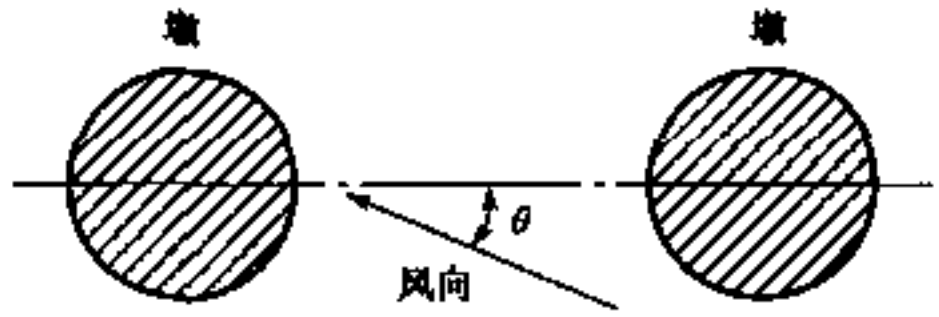
大的流区流到较小的流区，形成所谓“狭管效应”。峡谷和垭口是指山高大于1.5倍谷宽的情况。最大风速时的方向与河谷的夹角不超过22.5°，且狭谷、垭口的上风方向在山高10倍远的地区没有屏障。对于盆地、城市建成区和森林地区，可考虑周围的屏障作用，相应降低一些。必须指出，我国幅员广阔，各地气候条件和地形地理的变化因素很多，目前国内虽进行过一些山区对比观测工作，但还不够，局限性很大，因此在使用本规范条文中表4.4.1—3时，应结合当地的实际情况加强调查访问工作，以求得更恰当的数值。对于特殊风口区，如新疆天山等处，则更为复杂，应进行观测深入研究，慎重对待。（7）风载强度

设计中桥上无车时，风力是计算荷载中较主要的因素，应按频率1/100的标准计算。桥上有车时，最大风力与活载的最大值同时出现的机会很少，因此规定按风荷载强度（W）降低20%使用，约相当频率1/30。如取1 m长车身按3 m高的受风面积计算，当空车车身侧向倾覆稳定系数为1的最大风压强度 W 按 $\frac{1.5}{2}\times W_L=3\times1\times2\times W$ 计算，式中 W_L 为空车重，一般采用10 kN/m，则得 $W=1\,250$ Pa。超过此值不可能继续运行。故规定当桥上有车时不得大于1250 Pa。

采用规定的方法计算后，对于标准设计，为了减少类型，必须把 K_3 固定下来，比较偏于安全地采用1.25。按以往设计经验一般是在有车时与离心力组合控制设计，故拟定有车时的风力为 $W=K_1K_2\times1.25\times W_0\times0.8=K_1K_2W_0$。$W_0$ 在500 Pa以下一般为摇摆力控制，在900 Pa以上时 $W>1250$ Pa。考虑到适用全国大部分地区，采用 $W_0=800$ Pa。因此有车时规定 $W=K_1K_2\times800$ Pa；无车时对墩台一般不控制设计，但在钢梁上影响较大，考虑到沿海地区也能使用，W_0 确定为1100 Pa，即 $W=K_1K_2\times1.25\times1100\approx K_1K_2\times1\,400$。按这样计算，如 $H=30$ m，$K_2=1.13$，$K_1=1.4$，则有车时 $W=1270$ Pa；无车时 $W=2220$ Pa，与《59桥

规》接近。必须指出，上述规定因系概括全国各种结构的需要，因此，有车与无车时风力的比值不是0.8。

纵向风力与横向风力的计算方法相同。虽然桥墩的纵向风力受邻近墩台及梁部遮挡，可予折减，但与跨度大小有关，如说明图4.4.1所示。桥墩风力的纵向分力为 $W\cos\theta$，通常 θ 度不大，风力的折减是不多的，故一般不予折减。桥台由于被两侧椎体掩埋，埋式桥台前缘亦被土掩埋，一般桥台自重相对较大，故纵横向风力的影响不大。为简化计算，规定在检算桥台时，不计纵横向风力。



说明图 4.4.1

桥台施工时孤立状态的风压强度可根据各地区的具体情况决定。当缺乏资料时，可按（75）铁基字第953号文采用500 kPa。

（8）风振问题

风对高耸建筑物的作用，除稳定风载引起静力作用外，脉动风载还引起动力作用。由于建筑物产生了动力作用，反过来又增大了脉动风载。随着我国山区铁路建设的迅速发展，高桥墩以及斜拉桥、大跨悬臂梁、高塔架等结构形式的使用日益增多，风压作用因建筑物高度的增加而成了主要荷载，其动力作用也愈显著，不容忽略，因此规范中提出了这一点。但是以往铁路桥梁方面对风振问题实际经验尚少，未能制定具体的计算方法和容许值，设计时除参考国内外其他有关资料外，尚应进行一些试验研究工作。

4.4.2 位于动水河床中的桥墩，其上游迎水面受到流水压力的作用。这种流体压力现象比较复杂。它与桥墩的平面形状、流

速、圬工粗糙率、水流形状、水温以及水的黏滞性有关。

作用于桥墩上的流水压力，《75 桥规》中采用了简化公式 $P = Cv^2A$。但由于我国地域广大，各地区河流含砂量不一样，如西北地区地处黄土高原，水土流失严重，一般河流水中含砂量较大（如泾河水的容重达 13.7 kN/m^2），因此不宜将水的容重取常数为 10 kN/m^3 而简化计算公式。故本规范仍采用《59 桥规》的表达形式，即

$$P = KA\frac{\gamma v^2}{2g_n}$$

式中 γ——水容重，一般采用 10 kN/m^3；

A——桥墩阻水面积（m^2），通常计算至一般冲刷线处；

g_n——标准自由落体加速度；

v——桥墩附近处的垂线平均流速，但不易求得，可采用桥孔处相应水位的计算流速（m/s）；

K——桥墩形状系数，不同截面形状的系数如说明表 4.4.2。

说明表 4.4.2

截面形状	K
方形	1.47
矩形（长边与水流平行）	1.33
圆形	0.73
尖端形	0.67
圆端形	0.60

流速是随深度呈曲线变化而减小，河底处流速为零。为简化起见，近似地假定流水压力的分布为倒三角形，压力的中心（即

压力的作力点）位于计算水位以下 1/3 水深处。

《59 桥规》规定流速在 3m/s 以上时才计算水流冲击力。但当水深较大时，流速虽小于 3m/s，流水压力的影响也是不可忽略的。

4.4.3 冰压力往往给桥梁带来很大的危害。如某线水库内的大桥曾因风吹冰裂和冰盖膨胀挤断桥墩；某公路大桥桥下堆积厚达 10 余米的松散冰层整体下移破坏桥墩。有些沿海桥梁因海潮倒灌受到流冰的来往冲击而毁坏。各种不同的冰作用，基本上可分为两类：一是因流速大使冰块流动而产生的撞击力为动压力；一是大块冰层以较小的流速挤压桥墩或因冰盖层受热膨胀而产生的压力可视为静压力。

1 动压力是冰块对桥墩的撞击作用，一般只在流速较大的河流上才可能遇到，通常按动能公式计算公式计算。撞击力的大小与冰块运动的速度、质量有关，而且正撞与斜向撞击不同，正撞比斜撞压力大。

2 冰的静压力又有下列几种情况：

（1）冰椎整体推移而产生的压力，这种情况在河流和水库中都可能发生，特别当桥梁跨越的河段狭窄，流速大，由于建桥后流冰受到桥墩的阻碍，上游来的冰块层层堆积在桥的上游，在水流（河流）和风（水库或沿海）的作用下，对桥墩产生挤压作用，压力的大小与流速、风速、堆积厚度、桥墩形状有关。

（2）大面积冰层作用在桥墩上的压力，一般发生在水库内。由于水库水面处于静止状态，容易形成大面积冰层，受风的作用，冰层对桥墩产生了挤压力，其大小与上述冰堆积的情形类似。

（3）冰膨胀压力，河流与水库均可发生，但水库的水位高，对桥墩的破坏作用更大。当冰盖层温度上升时，体积膨胀而冰的自由扩张（伸长）、变形受到两岸或桥墩的约束，其大小与冰温梯度（即单位小时冰温上升的度数）、初始温度（冰温开始上升的温度）有关。据观测资料，在较低负温骤然回升变化剧烈的气

候条件下，这时冰的膨胀力会发生最大值。

（4）封冰期，冰层与桥墩冻结在一起，水位提高时，冰对桥墩产生竖向上拔力。

影响冰压力的自然因素很多。国内外在桥梁或其他水工建筑上做了不少试验，也建立了各种计算方法，但所得结果往往相差悬殊，主要是各地的试验资料尚难概括所有情况，因此这些计算方法均属近似的，应用时还应结合具体工点进行研究。

4.4.4 在拱桥、刚构和梁等结构中，由于温度变化时变形受到约束，对结构的外力或内力产生影响，设计时必须考虑。但对于涵洞，一般孔径较小，又埋在路堤中，温度变化的影响不大，故可以略去不计。对于拱桥，温度变化影响的附加推力与跨度成正比，与矢高平方成反比，与材料的弹性模量成正比。根据以往的计算经验，对于涵洞和跨度在 15 m 以内、矢跨比不小于 1/4 的石拱桥，最冷月的平均温度不低于 －20 ℃ 时，温度变化的影响均可不考虑。

温度的变化原因：一为大气气温变化影响（四季变化、昼夜变化）；一为日照温差的影响。

温度变化幅度，原则上应按桥梁所在地区的自然条件而定。钢桥和其他桥影响不一样。钢桥本身导热性好，对温度变化较灵敏，故应考虑当地历年极端最高气温和最低气温。对于钢筋混凝土、混凝土和石砌的桥，因本身导热性较差，故对尺寸较大的构件，其内部与外界气温升降的反应要相差若干小时，因此虽在昼夜气温变化剧烈的地区，钢筋混凝土、混凝土和石砌桥的内部温度还是接近于该地区的月平均气温。外露面较大而尺寸较小的构件，钢筋混凝土、混凝土和石砌桥的内部温度与月平均气温的差数较大。反之，外露面较小或覆盖较好，构件尺寸较大，其差别就较小。附录 E “钢筋混凝土、混凝土和石砌矩形截面杆件计算温度图解”仍采用《59 桥规》数据。

气温变化的幅度应从结构物合拢时的温度算起，计算至上述

的计算温度。对于结合梁，应考虑由于气温突然变化，混凝土的导热性仅为钢的 1/50，使混凝土板与钢梁间存在温度差而引起附加应力。大致可假定板温接近于昼夜温度平均值。我国南北各地气候骤变的程度很不一样，西北较大，中南较小，规范对此不作具体规定。本规范所附我国一、七月份平均气温等值线图，系根据中央气象局的资料绘制的。该资料统计了 1974 年以前全国 500 多个气象站历年的观测资料。

4.4.5 混凝土收缩，主要是由于水泥浆凝结而产生，也包括了环境干燥所产生的干缩。

混凝土收缩有下列现象：

（1）随水灰比加大而增加。

（2）高强度等级水泥的收缩较大，采用各种外加剂时也会加大收缩。

（3）增加填充集料可减少收缩，并随集料的种类、形状及颗粒组成的不同而异。

（4）收缩在凝结初期比较快，以后逐渐迟缓，但仍继续很长时间。

（5）环境湿度大的收缩小，干燥地区收缩大。对于超静定结构（如拱式结构、刚构等）和结合梁等，必须考虑由于混凝土收缩变形所引起赘余力的变化和截面内力的变化。但对于涵洞，此项影响力不大，一般可略去不计。

对于钢筋混凝土结构，当混凝土收缩时，钢筋承受压力，阻碍了混凝土部分的收缩变形，并使混凝土承受拉力。

分段灌筑的混凝土结构和钢筋混凝土结构，因收缩已在合拢前部分完成，故对混凝土收缩的影响可予酌减，拼装式结构也因同样理由可酌减。

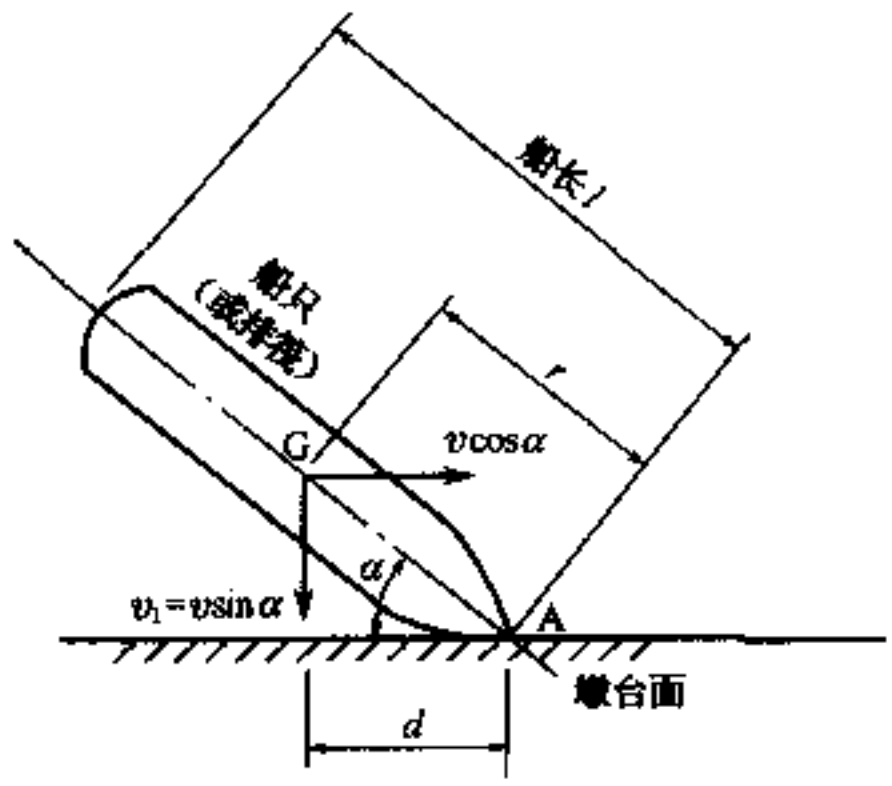
研究混凝土收缩问题时，往往与混凝土徐变现象分不开。混凝土收缩使构件本身产生应力，而这种应力的长期存在又使混凝土发生徐变，此种徐变限制或抵消了一部分收缩应力。混凝土的

收缩系数一般可定为 $2\times10^{-4}\sim4\times10^{-4}$之间，平均为 3×10^{-4}。但这些数值是指实验室内的试件而言，而实际上随着构件体积的增大，表面模量（单位体积的表面面积）相对减小，影响到表面的水分散发。另外还要考虑实际构件施工过程中已完成部分收缩，因此采用的收缩系数标准为0.0002～0.00015，而混凝土的线膨胀系数为0.00001，相当于降低温度 20℃和 15℃。

4.4.6 船只或排筏对桥梁墩台撞击力的计算，《59 桥规》没有具体规定，本条的计算方法是假定船只或排筏作用于墩台上的有效动能全部转化为碰撞力所做的静力功来计算，一般称“静力法”。

假定船只或排筏的质量为 m_1（等于 W/g_n，W 为船只或排筏重，g_n 为标准自由落体加速度），驶近墩台的速度为 v（对于船只应根据航运部门提供的数据，对于排筏可采用筏运期的水流速度），船只或排筏撞击桥墩时其纵轴线与墩台面的夹角为 α，如说明图 4.4.6 所示，其动能 E 为

$$E=\frac{1}{2}m_1v^2=\frac{1}{2}m_1(v\sin\alpha)^2+\frac{1}{2}m_1(v\cos\alpha)^2$$



说明图 4.4.6

假定船只或排筏可沿墩台面自由滑动，则船只给予墩台的动能仅有前一项，即

$$E' = \frac{1}{2} m_1 (v\sin\alpha)^2 = \frac{1}{2} m_1 v_1^2$$

式中　$v_1 = v\sin\alpha$ 称为撞击法向速度。

在撞击的瞬间，动能 E' 主要转化为以下几部分：

(1) 船只（或排筏）的平面运动（旋转）、继续前进或后退；

(2) 墩台身的变形；

(3) 船体结构（或排筏）的变形。

此时，船身以角速度 ω 绕撞击点 A 旋转，其转动能为

$$\frac{1}{2} I_A \omega^2 = \frac{1}{2} (m_1 R^2) \omega^2$$

式中　R——船只绕撞击点 A 的旋转半径；

I_A——船只绕撞击点 A 的转动惯量。

根据动量矩守恒定律得

$$m_1 v_1 d = I_A \omega$$

式中 d 为说明图 4.4.6 中所示距离，为船只重心 G 至撞击点 A 在墩台面上的投影距离。因为 $I_A = m_1 R^2$，所以 $\omega = \frac{v_1 d}{R^2}$。

除了船只旋转而损失的动能外，假定不计其他的动能损失（如振动之类），则碰撞后余下的有效动能为

$$\frac{1}{2} m_1 v_1^2 - \frac{1}{2} (m_1 R^2) \omega^2 = \frac{1}{2} m_1 v_1^2 \left(1 - \frac{d^2}{R^2}\right) = \frac{1}{2} m_1 v_1^2 \rho$$

（说明 4.4.6—1）

令 $\left(1 - \frac{d^2}{R^2}\right) = \rho$，称为动能折减系数。

$R^2 = r_1^2 + r^2$，其中 r_1 为船只或排筏对通过其重心并垂直水平面的轴的回转半径，r 为撞击点至船只或排筏的质心的距离（沿船纵轴）。

假设船只（或排筏）结构和墩台身的“荷重—变形”均为一次线性关系。以 C_1 代表船（或排筏）结构的弹性变形系数，即产生单位力所产生的变形，以 C_2 代表墩台身的弹性变形系数，

F 代表撞击力，则碰撞点 A 沿撞击法向速度 v_1 方向相对的总变形 Δ 为

$$\Delta = F(C_1 + C_2)$$

$$E = \frac{1}{2}F\Delta = \frac{F^2}{2}(C_1 + C_2) \qquad \text{（说明 4.4.6—2）}$$

由式（说明 4.4.6—1）和式（说明 4.4.6—2）得

$$\frac{1}{2}m_1 v_1^2 \rho = \frac{F^2}{2}(C_1 + C_2)$$

$$F = v_1\sqrt{\frac{\rho m_1}{C_1 + C_2}} = v\sin\alpha\sqrt{\frac{\rho W}{g_n(C_1 + C_2)}} \qquad \text{（说明 4.4.6—3）}$$

令 $r = \sqrt{\frac{\rho}{g_n}}$，也可称为动能折减系数，单位为 $s/m^{1/2}$，以 r 代入式（说明 4.4.6—3），最后得

$$F = v\sin\alpha\sqrt{\frac{W}{C_1 + C_2}} \qquad \text{（说明 4.4.6—4）}$$

式中 v——撞击速度（m/s）；

W——船只或排筏重（kN）；

C_1, C_2——船只（或排筏）、墩台身的弹性变形系数（m/kN），一般应由实验求得，当缺乏资料时，可用

$$C_1 + C_2 = 0.0005\ m/kN$$

$$\rho = 1 - \frac{d^2}{R^2} = 1 - \frac{(r\cos\alpha)^2}{r_1^2 + r^2} = 1 - \frac{1}{\left(\frac{r_1}{r}\right)^2 + 1}\cos^2\alpha$$

当 $\alpha \leqslant 20°$ 时，可视为 $\cos\alpha \approx 1$，$\rho = \frac{1}{\left(1 + \frac{r}{r_1}\right)^2}$

r_1 和 r 与船只的形状有关，内河船只一般可考虑为

$$r_1 = 0.25l \sim 0.2l$$

$$r = 0.3l \sim 0.4l$$

式中 l——船只长度。

长而窄的船 r_1 和 r 要小一些，短而宽的船 r_1 和 r 要大一点。

当正向撞击（指船只驶近方向与撞击点处墩台面法线方向一致）时，$\alpha=90°$，$\rho=1$，相应的 $\gamma\approx0.3$。

当斜向撞击（指船只驶近方向与撞击点处墩台面法线方向不一致）时，$\alpha\leqslant20°$，$\rho=0.2\sim0.4$，相应的 $\gamma\approx0.2$。

根据我国交通部于1963年颁发的“全国内河通航试行标准”中航道等级的划分，假设顺桥方向自通航孔一侧船只的驶近速度 7 km/h($v\approx2$ m/s)，$\alpha=20°$，$\gamma=0.2$，$C_1+C_2=0.0005$ m/kN，求得相应航道等级的船只撞击力如说明表4.4.6，供设计时参考。

说明表 4.4.6

内河航道等级	通航船只装载量(t)	船只撞击力（kN）	
		顺桥轴方向，通航桥跨一侧	横桥轴方向，桥墩上游端
一	3000	1050	1300
二	2000	850	1100
三	1000	600	750
四	500	450	550
五	300	350	400
六	100	200	250

注：上表第4列的数值约等于第3列的1.25倍。

4.4.7 本条是参考《高速铁路暂规》的规定新增加的条文。

跨越公路的桥梁，设在公路上或紧邻公路边缘的桥墩，当其可能受到汽车撞击时，应根据实际情况，设置坚固可靠的防护工程，如采用拦板、防冲架、防撞墙等措施以防止桥墩被撞。当无法设置防护工程时，必须考虑汽车对桥墩的撞击力。此力属特殊荷载，不与其他附加荷载同时考虑，只与主力相组合。

汽车撞击力的大小和作力点，是参考德国《铁路桥梁及其他

工程结构物规范》(DS804) 的有关内容拟定的。

4.5.1 铁路桥人行道，以通行巡道和维修人员为主，一般行人不多。在人行道上，有时需放置轨枕、钢轨和工具，故在明桥面人行道上的静活载采用 4 kPa，此值相当于民用建筑标准中最大的一种均布活载。

在道碴桥面的人行道上考虑养护翻修道床时堆放道碴的需要，《99 桥规》规定道碴桥面的人行道，距离梁中心 2.45 m 以内静活载采用 10.0 kPa，相当于堆高道碴 0.5 m；但是对于加宽较多的人行道，如牵出线、梯线等，倘若所有人行道部分都用 10 kPa，显然偏大，因此规定离梁中心为 2.45 m 范围内的人行道为10 kPa，在此范围以外为 4 kPa。

公铁两用桥的公路路面人行道活载应按《公路桥涵设计规范》办理。

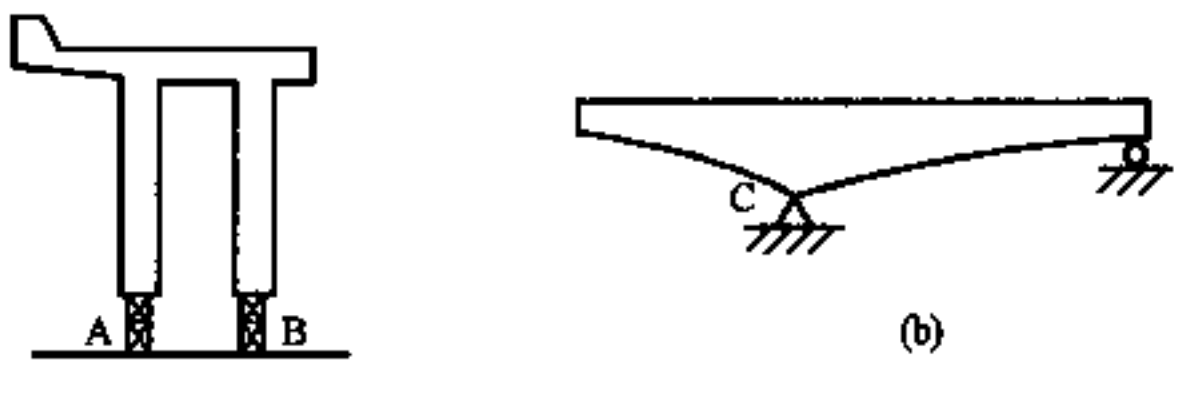
设计主梁时，人行道荷载不与列车活载同时计算，因人行道栏杆距桥梁中心线最小净距为 2.45 m（曲线梁加上曲线加宽值），这个范围略大于桥梁建筑接近限界（桥梁建筑接近限界为 2.44 m）。列车通过时人行道上不应有行人，至于存放工具仅属偶然现象，且一般不会满布，故在此情形下人行道荷载与列车活载不同时考虑。在设计牵出线、梯线桥梁的人行道时，人行道栏杆距桥中心宽达 3.5 m，已超出桥梁建筑接近限界，人行道荷载有可能与列车活载同时作用，但牵出线的桥梁人行道一般是供铁路工作人员作业使用，不会满载，因此也不与列车活载同时计算。

在特殊情况下，为了允许城镇居民通行而加宽的人行道，其人行道荷载与列车活载是同时作用的，应作为主力同时计算。此时人行道荷载应按实际使用情况来确定。

人行道上除考虑均布荷载外，还应考虑一块步行板承受集中力的情况。《59 桥规》规定集中荷载为 1 kN，此数值偏小，实际情况可能超过，机械化养路后还可能有推小车的情况，故集中荷载改按 1.5 kN 检算。

当电力、通信和信号电缆从桥上沿人行道支架通过时，人行道支架应考虑电缆荷载的影响。

5.1.1 本条系对桥跨结构检算倾覆稳定性的规定。一般认为，支座属刚体，故稳定力矩及倾覆力矩沿横向指对支座边缘〔说明图 5.1.1(a) A 点及 B 点〕而言，沿纵向指对支座铰中心〔说明图 5.1.1(b) C 点〕而言，计算公式如下：



(a)　　(b)

说明图 5.1.1　桥跨结构稳定性检算示意图

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

式中　K——倾覆稳定系数；

M_d——抵抗力矩；

M_q——倾覆力矩。

对于钢筋混凝土悬臂梁结构系考虑悬臂部分及挂孔有超载的可能，超载的幅度最多可以超过悬臂应力容许值的 30%，此时纵向倾覆稳定系数仍不应小于 1.3，使稳定性与强度达到均衡设计。

5.1.2 对梁式桥跨结构容许挠度的规定，主要是为了适应列车高速安全平稳运行的要求，并考虑挠度对结构本身的影响。

当挠度较大时，支座转角亦大，线路形成突变，不能维持连续平顺的曲线，致使此处受到冲击力，不利于养护。

考虑到提速后简支钢板梁发生的问题最多，竖向挠度容许值 $L/800$ 应该有所提高，本次桥规修订改为 $L/900$。

5.1.3 本条文参考铁三院、同济大学、铁专院和大桥设计院课题组的科研成果，是新增加的条文内容。

1 关于不同结构类型桥梁的横向自振频率限值

为了保证车辆以规定的高速安全地通过桥梁，既有铁路桥梁是用横向振幅行车安全限值$[A_{max}]_{5\%}$（见说明表 5.1.3—1）为检验标准。当桥跨结构的横向振幅超过上述限值时，车辆过桥必须限速。为了提供一个限速程度的建议，在铁运函〔2004〕120 号发布《铁路桥梁检定规范》（以下简称《桥检规》）中，提出“适应不同车速条件的桥跨结构横向自振频率值”表（见说明表 5.1.3—2）。

说明表 5.1.3—1 桥跨结构横向振幅行车安全限值 $[A_{max}]_{5\%}$

类别	结构类型			跨中横向振幅行车安全限值 $[A_{max}]_{5\%}$
钢梁	无桥面系的板梁或桁梁			$L/5\,500$
	有桥面系	板梁		$L/6\,000$
		桁梁	$L\leqslant 40$ m	$L/6\,500$
			40 m$<L\leqslant$96 m	$L/(75L+3\,500)$
预应力混凝土梁				$L/9\,000$

注：L 为跨度（m）。

说明表 5.1.3—2 适应不同车速条件的桥跨结构横向自振频率 f 值

类别	结构类型				桥跨结构横向自振频率 f（Hz）		
					$v\leqslant 60$ km/h	$v\leqslant 70$ km/h	$v\leqslant 80$ km/h
钢梁	无桥面系的桥梁				$50/L^{0.8}$	$55/L^{0.8}$	$60/L^{0.8}$
	有桥面系	板梁			$45/L^{0.8}$	$52/L^{0.8}$	$55/L^{0.8}$
		桁梁	上承	$H/L=1/6$	$70/L^{0.8}$	$75/L^{0.8}$	$80/L^{0.8}$
				$H/L=1/8$	$65/L^{0.8}$	$70/L^{0.8}$	$75/L^{0.8}$
			半穿		$48/L^{0.8}$	$55/L^{0.8}$	$60/L^{0.8}$
			穿式		$50/L^{0.8}$	$60/L^{0.8}$	$65/L^{0.8}$
预应力混凝土梁					$40/L^{0.8}$	$50/L^{0.8}$	$55/L^{0.8}$

注：L 为跨度（m）；H 为桁梁高（m）。

应当指出，说明表 5.1.3—2 是提供限速时的参考值，行车速度最终还必须通过实测由说明表 5.1.3—1 确定。

由于目前设计中横向振幅的准确计算较为困难，希望能够通过桥跨结构横向自振频率最终确定车辆过桥运行安全性，因此必须对桥梁横向自振频率值和桥梁横向振幅的相关性进行研究。

同济大学收集各种不同结构类型（58 孔桥梁，特别是包括了 15 孔已加固的桥跨结构）铁路桥梁现场实测横向自振频率 f 与实测最大横向振幅值 A_{max} 进行分析回归，其相关图式见说明图 5.1.3—1～说明图 5.1.3—6。

从说明图 5.1.3—1～说明图 5.1.3—6 中可以看出，现场实测不同结构类型铁路桥梁横向自振频率 f 与实测最大横向振幅值 A_{max} 相关性较好，同时横向自振频率实测值与理论计算比较接近，在设计中采用的横向自振频率理论计算值能够较好地反映列车运行的状态。

本条文表 5.1.3 中不同结构类型桥梁的横向自振频率 f 容许值标准，引自《桥检规》第 10.0.6 条，该条文内容如下：

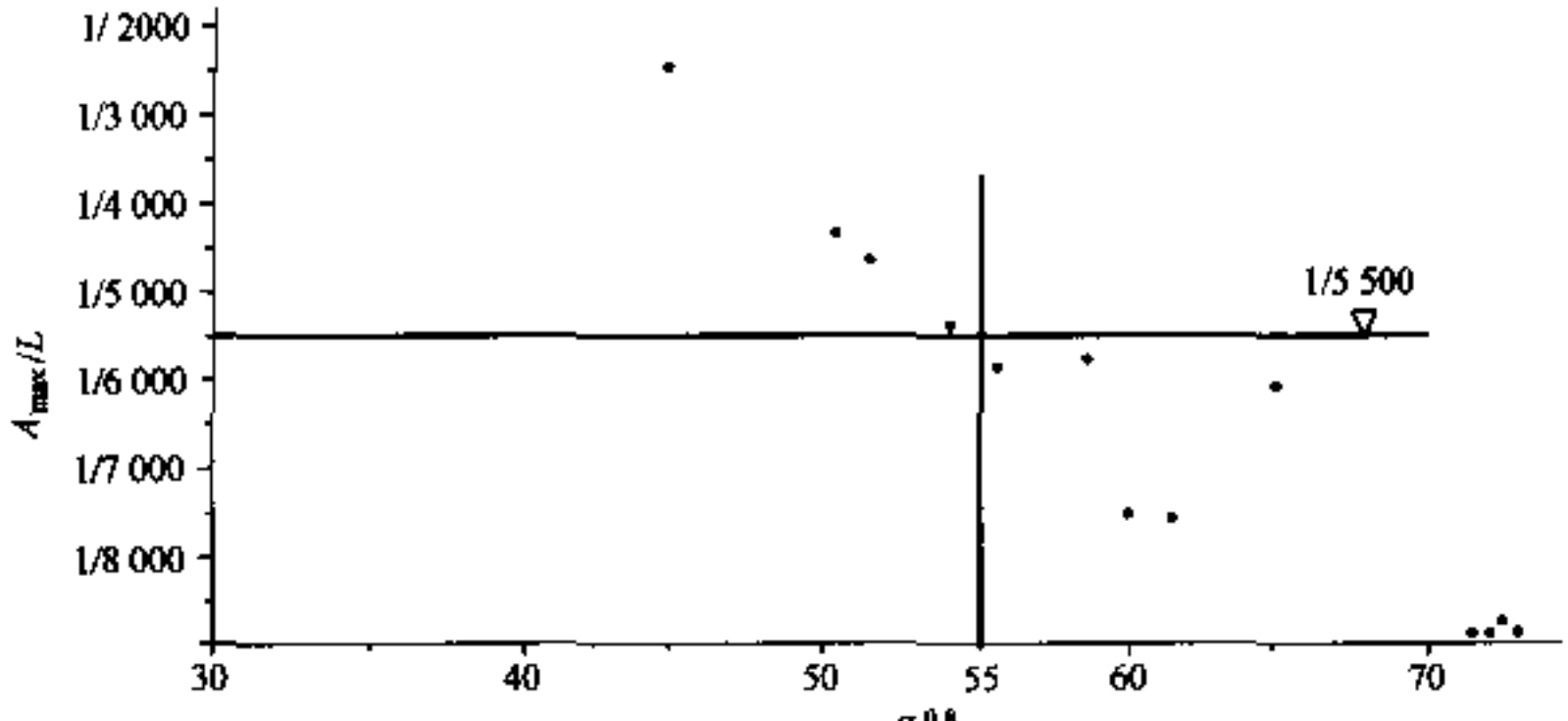
“为了保证空载货车（或混编货车）通过时车轮抗脱轨的安全度，适应不同车速的桥跨结构横向自振频率 f 不宜小于表 10.0.6 所列的值。”

《桥检规》表 10.0.6 内容可见说明表 5.1.3—2。

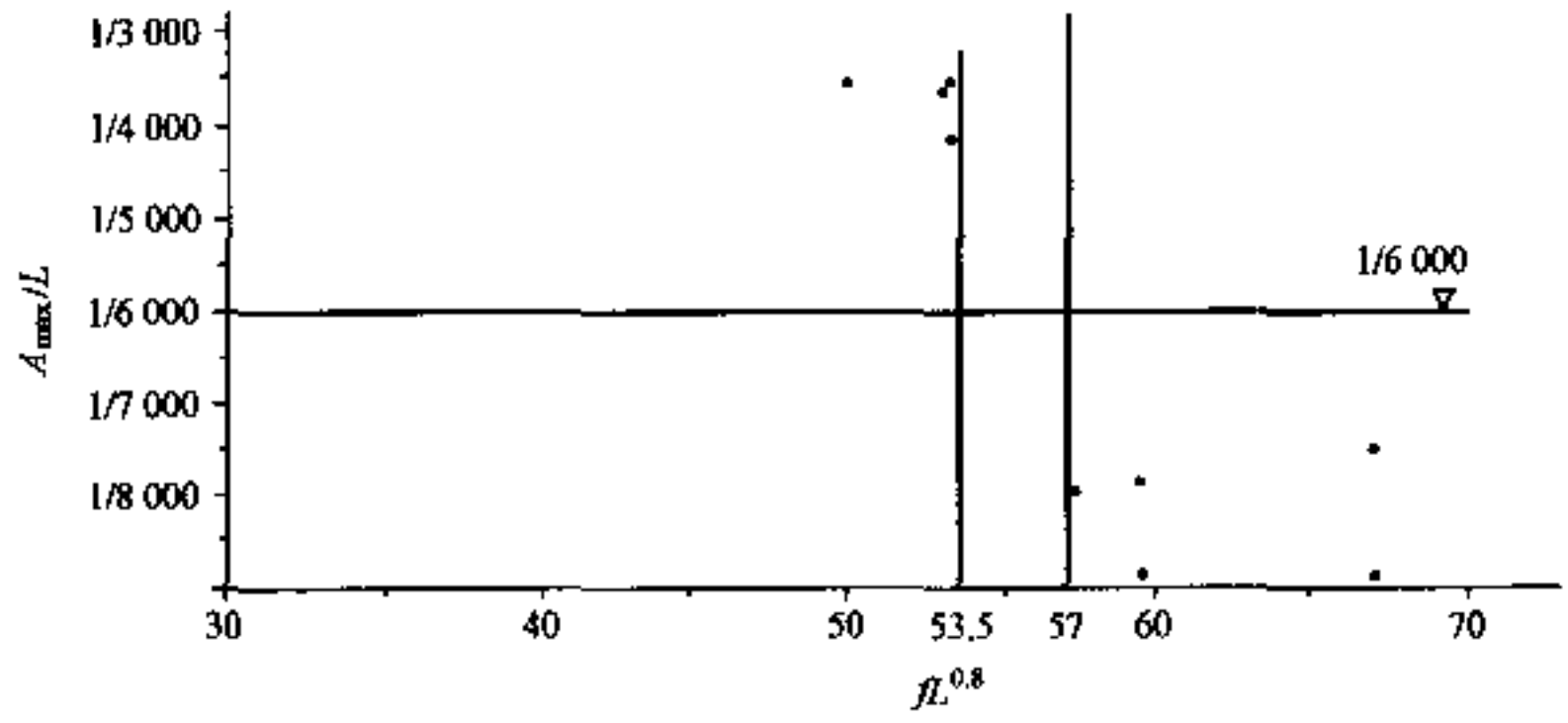
单线上承式钢板梁、单线上承式钢桁梁和半穿式钢桁梁结构由于其动力性不好，在新建铁路钢桥设计中应谨慎采用。

2　关于梁体的水平挠度限值

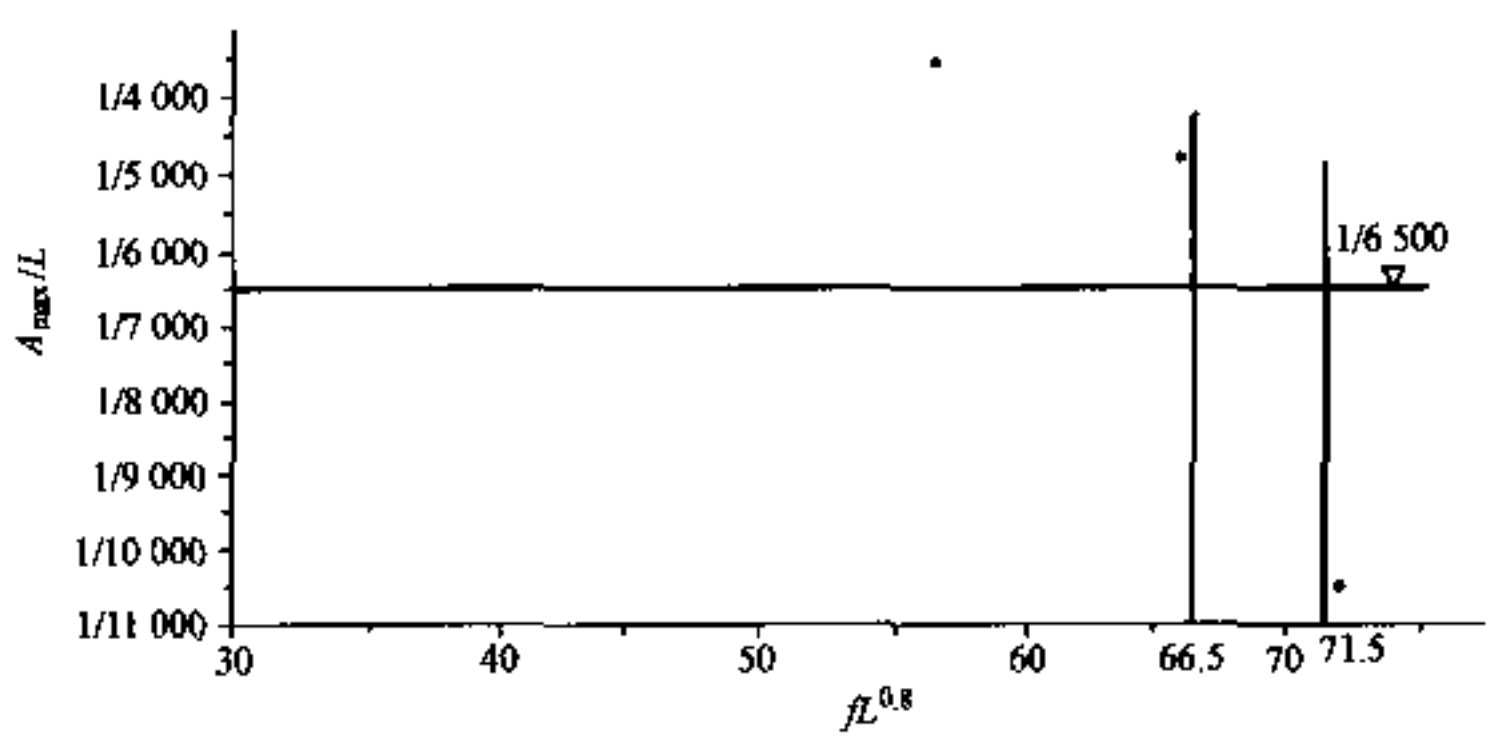
对梁体横向变形进行控制，明确规定的有 1995 年欧盟试行标准及 1976 年的 UIC 标准。欧盟试行标准采用梁端转角和梁体横向水平挠度形成的曲线半径双控制，从转角控制值推算出横向水平挠度限值当 120 km/h$<v\leqslant$220 km/h 时为 $L/2\,000$（假定横向挠度为圆曲线），从横向水平挠度形成的曲线半径控制标准推算出的横向挠度限值为 $L/4\,000$；而 UIC 标准直接用梁体横向水



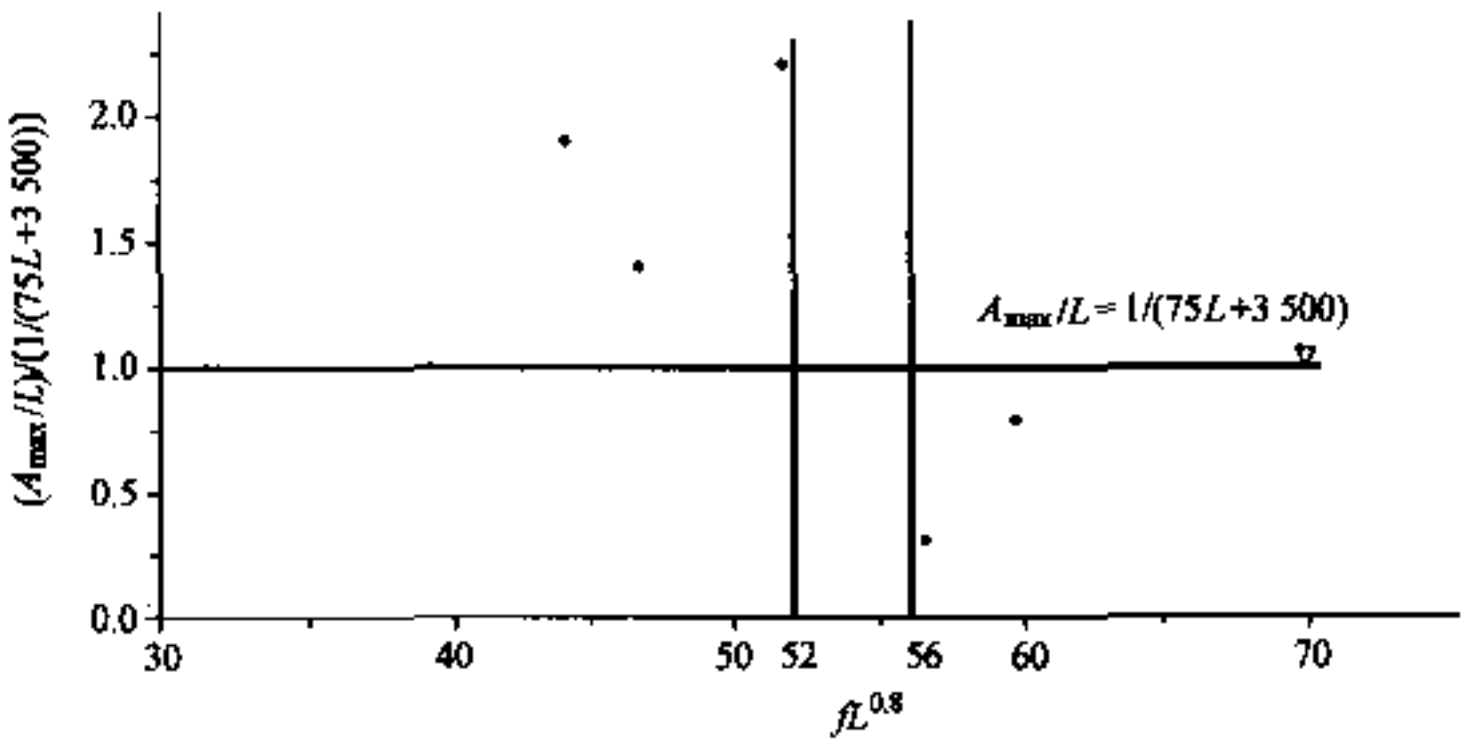
说明图 5.1.3—1　上承钢板梁 $fL^{0.8}$—A_{max}/L 关系



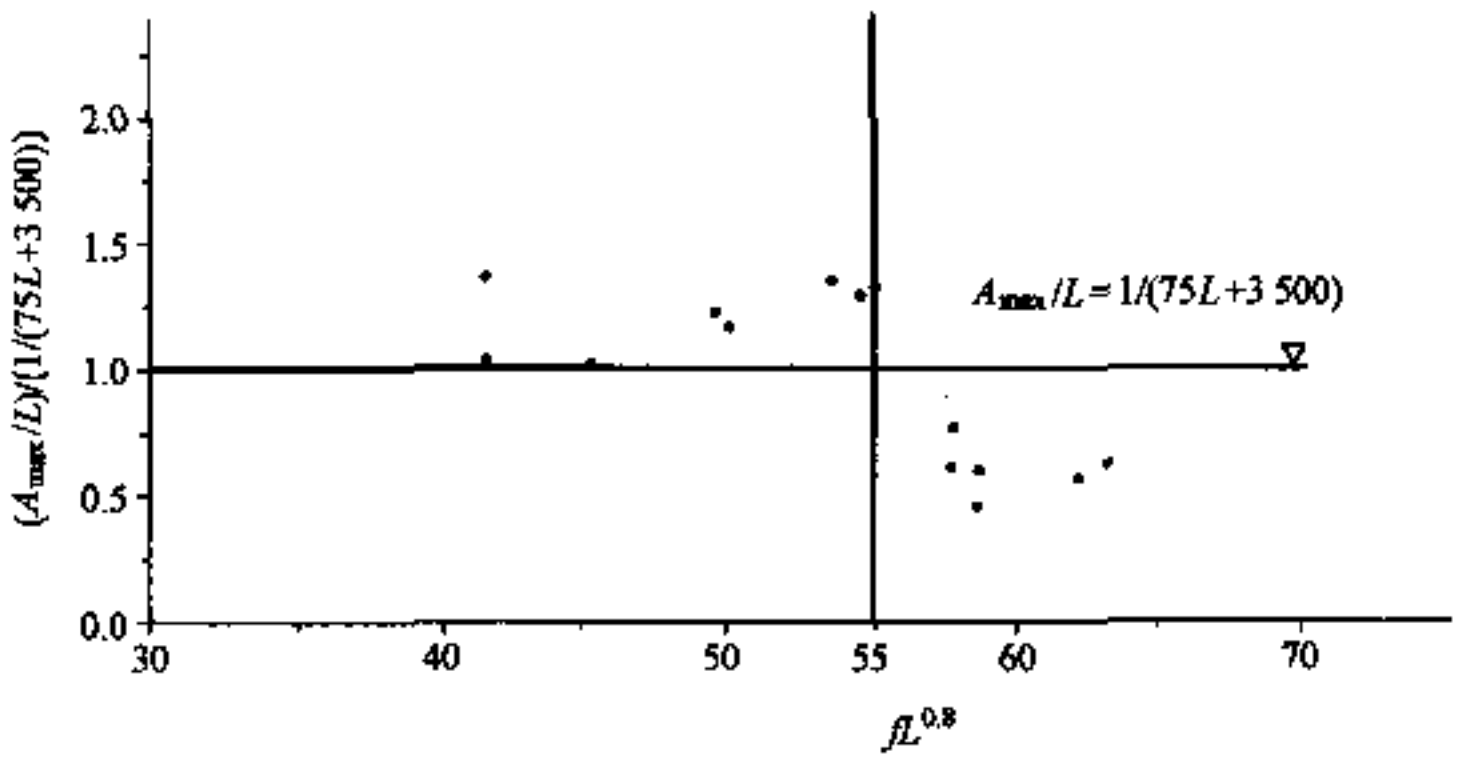
说明图 5.1.3—2　下承钢板梁 $fL^{0.8}$—A_{max}/L 关系



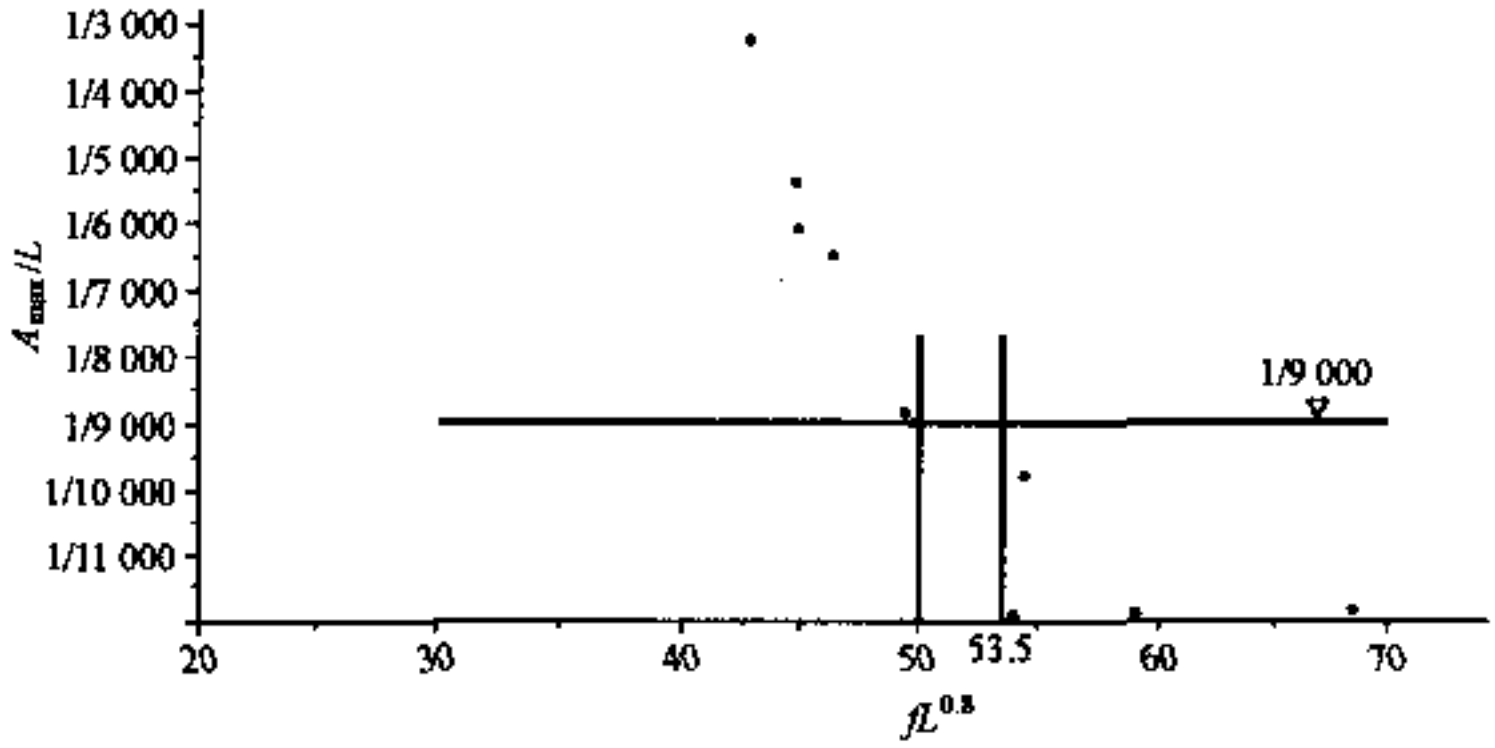
说明图 5.1.3—3　上承钢桁梁 $fL^{0.8}$—A_{max}/L 关系



说明图 5.1.3—4　半穿钢桁梁 $fL^{0.8}$—A_{max}/L 关系



说明图 5.1.3—5　下承钢桁梁 $fL^{0.8}$—A_{max}/L 关系



说明图 5.1.3—6　预应力混凝土梁 $fL^{0.8}$—A_{max}/L 关系

平挠度控制，限值为 $L/4\,000$。梁体的横向变形的检算荷载为：考虑动力系数的 UIC71 活载、风荷载、横向摇摆力、离心力和上部结构两侧温差。

日本 1992 年的规范在正式条文中未作明确规定，但在条文解释中认为横向水平方向的挠度限制值可取垂直挠度的 1/2，约为 $L/4\,000$。

我国《高速铁路暂规》都采用 $L/4\,000$ 作为梁体的横向变形限值，因此本规范亦按此办理。

5.1.4 钢梁横向应有足够的刚度，如钢梁宽度太小，横向刚度不足，可能引起：

(1) 横向剧烈振动，导致列车脱轨或使旅客感觉不舒适；

(2) 在列车荷载作用下，桥梁整体丧失稳定。

为了避免上列情况的出现，尤其是为了确保列车不脱轨和桥梁整体不丧失稳定，桥梁必须具有足够的横向刚度。显然，桥梁横向刚度较大时，旅客的舒适感必定得到改善，但是想完全靠提高桥梁的横向刚度来改善旅客的舒适感往往是困难的，也是不经济的。旅客舒适感的改善除可采取增大桥梁横向刚度外，主要还需藉改进车辆的构造来解决。

5.2.1 我国铁路拱桥的矢跨比一般为 1/3～1/5。过陡的矢跨比对圬工施工带来较大的困难，且桥跨圬工量也比较大；过坦的矢跨比将使墩台结构复杂，温度收缩的附加内力增大。一些施工实践说明，铁路上矢跨比采用到 1/8 的钢筋混凝土拱桥在建造上并不困难，国外建成矢跨比在 1/7 左右的石拱桥及钢筋混凝土拱桥是较多的。根据我国拱桥建造经验，矢跨比一般可采用 1/3～1/7。设计时，可按具体地形、地质、水文等情况从中选取合理的矢跨比。

5.2.2 最合理的拱轴线应该是在给定荷载作用下不使拱各截面产生弯矩之压力线。但是，桥上列车活载位置是不固定的，要求选择一拱轴线，在任意列车活载及恒载组合作用下，拱各截面不

产生弯矩，是不可能的。因此只能说合理拱轴线是指在列车活载及恒载等组合作用下拱各截面弯矩最小的压力线。通常拱轴线采用恒载压力线或恒载及匀布在全跨上的一半列车静活载压力线。

为了设计及施工方便起见，拱轴线常采用与上述压力线吻合较好的圆曲线、悬链线、二次抛物线或高次抛物线。在不少圬工拱桥中，拱圈（拱肋）常在拱顶附近的下翼缘出现径向裂缝，除由于构造及施工存在缺陷外，有时是因为拱轴线选择不甚合理引起的。对于超静定拱，拱圈（拱肋）弹性压缩、混凝土收缩和徐变以及墩台基础沉陷等因素均会引起拱轴线变化，常使拱顶截面在恒载作用下产生正弯矩，与拱顶活载正弯矩叠合，导致该截面下翼缘出现径向裂缝。故在选择超静定拱轴线时，有必要使拱顶截面在恒载作用下存在一定的负弯矩，以减小设计正弯矩，降低下翼缘的拉应力，防止出现裂缝。对于跨度为 80～100 m 的超静定拱，可先以上述压力线作为初拟拱轴线，再考虑拱圈（拱肋）弹性压缩、混凝土收缩和徐变以及预计的基础沉陷诸因素逐步校正，直至求得最合理的拱轴线。

5.2.3 板拱的拱圈宽度及肋拱的外肋中心距，除应按照实际受力来决定外，还应从保证拱的横向刚度及稳定性来考虑，使纵向稳定与横向稳定相一致，以求得经济和安全的可靠性。《75 桥规》规定拱桥宽度为：不得小于计算跨度的 1/20，且不得小于 3 m。但在国内外已建成的大跨度拱桥（包括钢拱及钢筋混凝土拱、箱形拱和肋拱）中，该宽度小于计算跨度的 1/20 者不在少数。如南斯拉夫克尔克Ⅰ号桥，宽跨比仅为 1/30，南斯拉夫另一座舍宾斯基拱桥，宽跨比仅为 1/32.5；在我国已建成的几座铁路钢筋混凝土拱桥中，其宽跨比也有未达到《75 桥规》要求者，如丹河桥为 1/26.67。因此本规范规定拱桥宽跨比一般不宜小于 1/20，以免限制过严。

位于直线上的桥梁，具有双侧人行道的桥面净宽规定不应小于 4.9 m，如果拱圈（拱肋外缘距离）小于 3 m，则桥面板两侧

向外悬出的长度过大，活载压力线超出拱圈过多，桥面板构造复杂，因此规定不宜小于 3 m。

悬砌拱基肋的宽度主要应根据施工中基肋所形成的拱圈，在低龄期处于裸拱状态时自重作用下的稳定性和强度要求来决定。

5.2.4 设置固定墩的目的，主要是考虑多跨连拱在一孔跨或一个墩台遭到破坏时不致全部倒塌，并考虑到施工组织安排或拱架等设备的倒用，不可能过多的孔跨同时施工。但固定墩的体积很大，过多的设置将使全桥很不经济且不合理。综合以上因素，两相邻固定墩间的跨数以不大于 4 跨为宜。

5.2.5 此条规定主要是针对钢拱桥。在目前设计中，钢筋混凝土等材料建成的拱桥的挠度不可能达到计算跨度的 1/800，因此不必检算。规定拱桥容许挠度的目的与梁桥一样。

5.2.6 根据理论计算，跨度越小，矢高越坦，不计弹性压缩时的内力误差百分数就越大。如以推力 H 为例，跨度 30 m，矢跨比 1/3 时，误差为 2.5%；跨度 20 m，矢跨比 1/4 时，误差为 6.3%；跨度 10 m，矢跨比 1/5 时，误差为 13%。但考虑到混凝土或砂浆具有塑性性质，不计弹性压缩对小跨度拱的实际内力影响不大。

另外，过去设计的小跨度拱桥有些开裂，根据调查，拱的刚度过大是开裂原因之一。如考虑弹性压缩，势必导致进一步加大拱截面，更加不利。

跨度较大的拱桥，由于应力较高，弹性压缩影响从绝对值来说较大，不考虑是不恰当的。

5.2.7 拱上结构按其实际工作状态为弹性支承在主拱圈上的连续梁或连续刚架。作用于桥跨上的荷载将引起主拱各截面产生不同的弹性变位（线变位及角变位），拱上结构各支承的弹性变位也相应不同，无论拱上结构与主拱抗挠刚度比值如何，该弹性变位对拱上结构内力都产生很大的影响，使其与按刚性支承的连续梁或连续刚架计算的内力迥然不同。有时，按连续梁或连续刚架

求得的影响线面积为负，而在拱上结构与拱共同工作的计算中求得的却为正，反之也是这样。与此同时，钢筋混凝土拱上结构的配筋，按共同工作计算，梁的截面上下翼缘均应设置受力钢筋，且数量相近。倘若按连续梁或连续刚架计算，则梁的受力钢筋，在跨度中布置在下缘，在支承处布置在上缘。如不考虑共同工作，可能导致跨中上缘和支承处下缘配筋不足而开裂甚至破坏。

基于上述分析，拱上结构计算应考虑其参与主拱共同作用的影响。

桥跨结构在荷载作用下，拱上结构与拱共同作用，总的说能减轻拱的受载状态，而该减载作用的大小随桥面梁与拱截面抗挠刚度的比值增大而增大。按有关资料，梁与拱截面抗挠刚度的比值为 1∶1 时，拱 1/4 跨度处截面弯矩比裸拱降低 62%～67%；1:4时，降低 16%；而当为 1:6.4 时，则除拱顶截面外，其余截面都降低 10%左右。由此可见，当梁与拱截面抗挠刚度比值大于1:5时，除拱顶及拱脚两截面外，其余截面弯矩的降低百分数将大于 10。这对设计大跨度拱桥具有实际意义。因此，当桥面系的截面刚度较大时（例如当其刚度与拱顶刚度之比大于 1:5 时），宜考虑拱上结构对降低主拱内力的影响。

5.2.8 超静定拱的基础位移将在拱圈（拱肋）截面内引起较大的附加力，因此必须考虑基础位移的影响。当不能确定基础位移值时，应采取可靠措施，使拱圈（拱肋）能承受可能出现的附加内力，并尽量减少附加内力的产生。

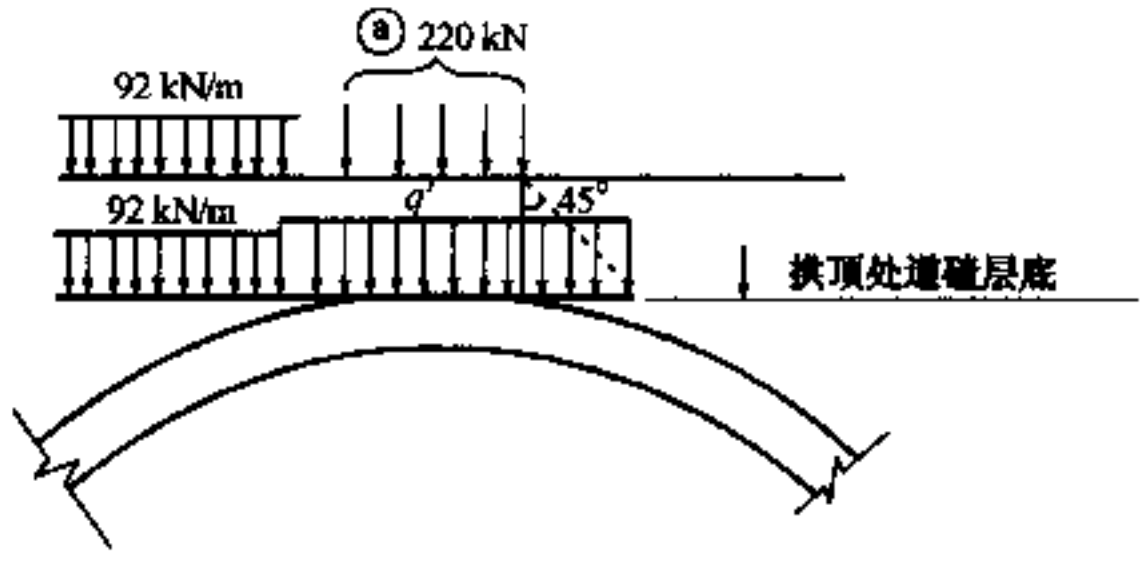
5.2.9 多跨连续拱桥中，由于桥墩具有一定的柔性，当一孔加载时，加载孔拱脚处的推力及弯矩使墩顶产生位移及转动，从而使加载孔实际内力不同于按拱脚无位移及转动的假定条件下计算所得的内力。与此同时，在其余未加载各孔也将引起内力，此即连拱作用。

连拱的内力可按结构力学方法计算。一般为简化计算，当 $k_d/k_a \geqslant 10$ 时，可略去拱脚弯矩对墩顶位移转动的影响。此处 k_d

为墩的“推力刚度”，即当墩下端固定，墩顶有一单位水平位移时所需之推力；k_a 为拱的“推力刚度”，即两拱脚相对产生一单位水平位移时在拱弹性中心处所需加的推力。

当连续多于三孔时，一般可按三孔连拱计算，而不会导致较大的误差。

5.2.10 利用影响线计算活载内力时，小跨度拱桥影响线加载长度很短，集中轴重之纵向分布对拱圈的活载内力影响很大，故有必要考虑轴重的纵向分布。纵向分布系将集中轴重部分按 45°分布为均布荷载，其换算后的作用面取为拱顶处道碴层底面之同一水平面。这样就避免了繁琐计算，五个轴重可按说明图 5.2.10 分布。



说明图 5.2.10

标准活载的横向分布，在轨底水平面内的作用宽度等于轨枕长度，即 2.5 m。其在道碴层内的分布线与竖直线的交角为 45°。考虑到拱顶道碴厚度一般不超过 1 m，因此，每一线路在拱圈分布的横向宽度最大取 4.5 m。

5.2.11 计算桥上横向风力时，先将全桥所受的风力总和 W 求出。

在假拟的固定端水平直梁上满布均布荷载 $q_1 = \dfrac{W}{L}$，其固定端弯矩为 $M_1 = \dfrac{q_1 L^2}{12}$。在假拟的竖向悬臂梁上满布匀布荷载 q_2

$=\frac{W}{2f}$，其固定端弯矩则为 $M_2=\frac{q_2 f^2}{2}$。

计算离心力及列车风力时，亦须将全桥总的合力 P 求出。作用在固端水平直梁上的匀布荷载 $q_1=\frac{P}{L}$，其固定端弯矩亦为 $M_1=\frac{q_1 L^2}{12}$。作用于竖向悬臂梁自由端的集中荷载为$\frac{P}{L}$，其固定端弯矩则为 $M_2=\frac{Pf}{2}$。

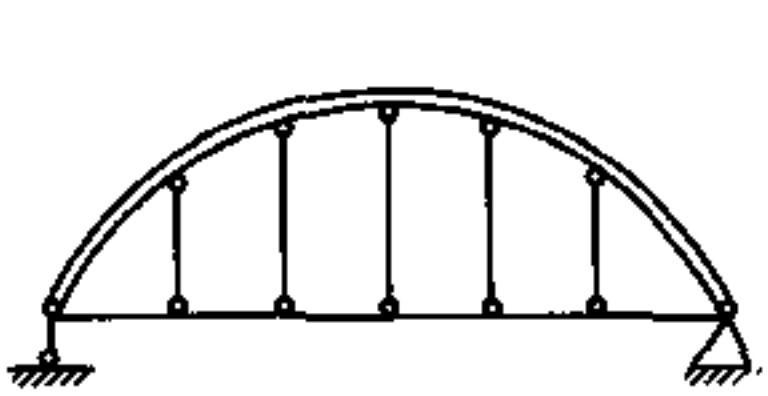
作用于拱脚的总弯矩 M 为

$$M=M_1\cos\phi_n+M_2\sin\phi_n$$

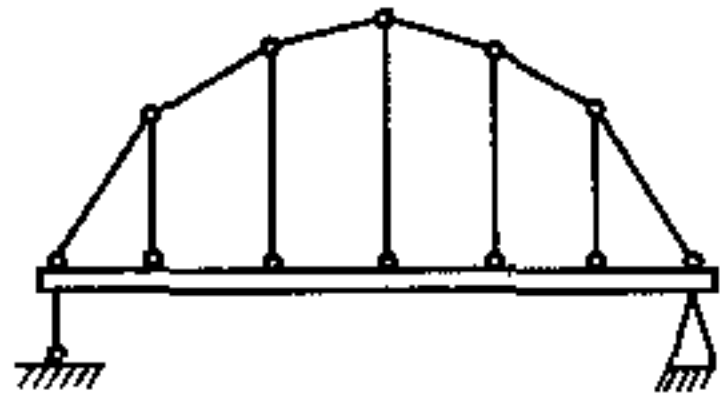
式中　ϕ_n——拱脚处拱轴线的水平倾角。

拱圈宽度大于 $L/10$ 时，拱脚截面惯性矩较大，横向风力及离心力产生的应力较小，可以不进行检算。

5.2.12　系杆拱的桥跨结构，任一截面中的弯矩在系梁及拱中的分配与两者截面抗挠刚度比值有关。当 $EI_b \leqslant (1/80\sim 1/100)EI_a$（$EI_b$、$EI_a$ 分别为系梁和拱的截面抗挠刚度）时，弯矩分配给梁的极小，可忽略不计，而视其全由拱承受。柔性系杆刚性拱结构即为内力一次超静定结构（说明图 5.2.12—1）。反之，当 $EI_a \leqslant (1/80\sim 1/100)EI_b$ 时，弯矩则全由梁承受。刚性梁柔性拱结构亦为内力一次超静定结构。两者连接处亦由于其抗挠刚度大小悬殊过大，可视为铰接（如说明图 5.2.12—2）。



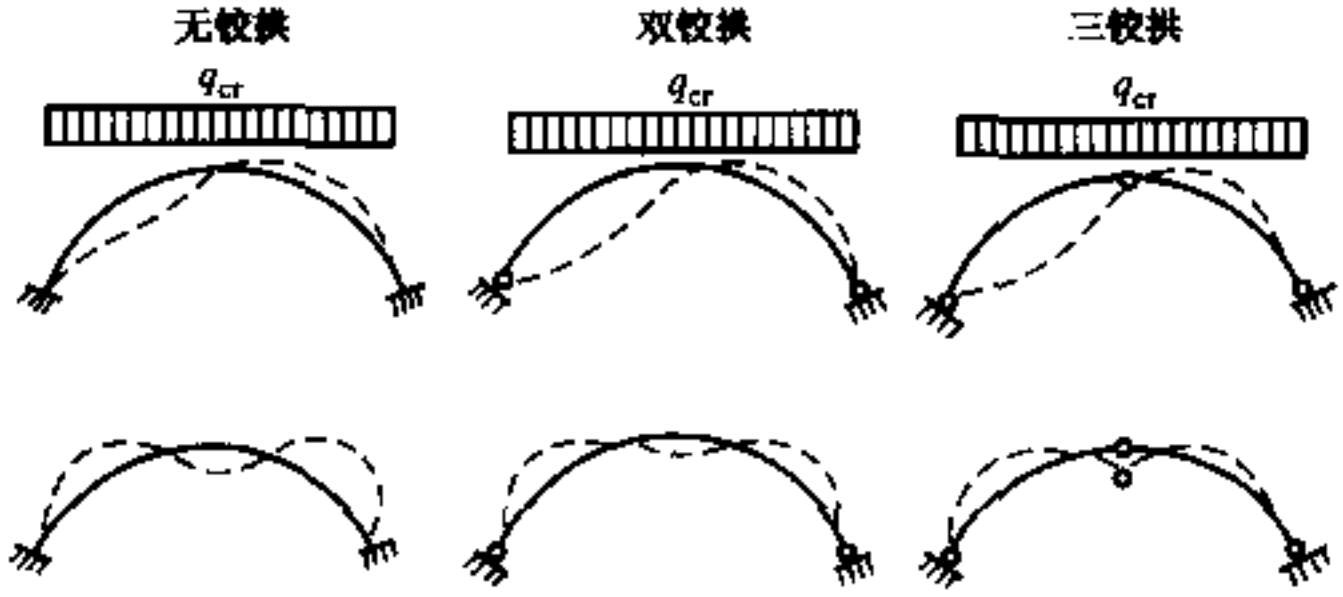
说明图 5.2.12—1　柔性系杆刚性拱



说明图 5.2.12—2　刚性梁柔性拱

5.2.13　拱在拱平面内失稳时的变形基本上分反对称和对称两种

情况(如说明图 5.2.13—1)。在均布荷载作用下,相应于最小临界荷载的失稳变形,对无铰和双铰拱均为反对称情况,对三铰拱视 $m=\frac{f}{L}$ 值而存在对称($m=0.1\sim0.2$)及反对称($m=0.3\sim1.0$)两种失稳情况。



说明图 5.2.13—1　拱失稳变形

二次抛物线等截面拱的匀布荷载临界值为 $q_{cr}=K\frac{EI}{L^3}$。相应于临界匀布荷载 q_{cr} 的拱内临界水平推力则为

$$H_{cr}=\frac{q_{cr}\cdot L^2}{8f}=K\cdot\frac{EI}{8L^2}=\frac{L}{f}$$

式中　EI——拱截面抗挠刚度;

L——跨度;

f——矢高;

K——随拱的静力图式及矢跨比而变的系数。

按欧拉公式,中心受压直杆的临界轴向压力为

$$N_{cr}=\frac{\pi^2 EI}{L_0^2}$$

式中　L_0——压杆计算长度。

将拱的稳定检算变换为中心受压杆的稳定检算,令 $H_{cr}=N_{cr}$,于是

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

如拱上结构参与拱的共同作用，则拱的稳定性显然比裸拱增大，临界水平推力可简单地按拱、梁两者截面抗挠刚度之和与拱的截面抗挠刚度之比例增大，即将 K 增大$\left(1+\frac{EI_b}{EI_a}\right)$倍，此处 EI_a 和 EI_b 分别为拱和梁的截面抗挠刚度。从国外一些研究资料得双铰拱 K 在此种情况下的修正值为

$$K' = \left\{1+\left[0.95+0.7\left(\frac{f}{L}\right)+\left(\frac{f}{L}\right)^2\right]\frac{EI_b}{EI_a}\right\}K$$

取$\frac{f}{L}=\frac{1}{3}\sim\frac{1}{7}$，又$\frac{EI_b}{EI_a}$一般不大于$\frac{1}{5}$，且令其等于该值，则

当$\frac{f}{L}=\frac{1}{3}$时，$K' = K\left(1+1.294\,\frac{EI_b}{EI_a}\right)=1.26K$

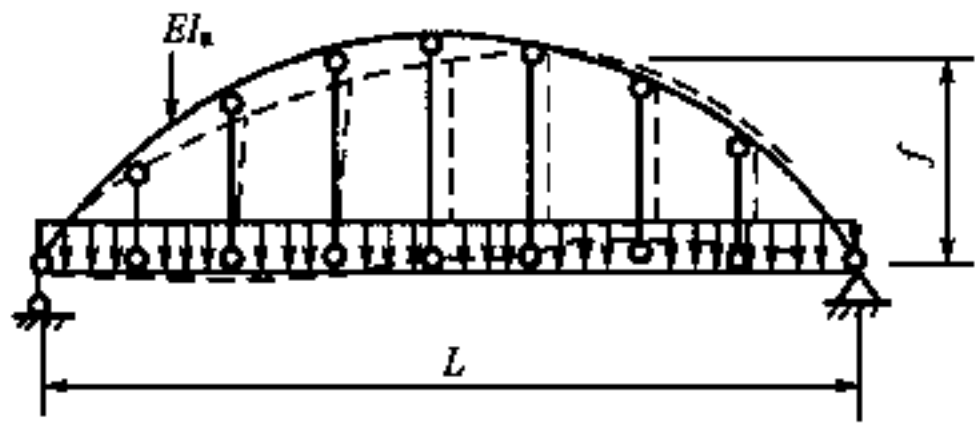
当$\frac{f}{L}=\frac{1}{7}$时，$K' = K\left(1+1.07\,\frac{EI_b}{EI_a}\right)=1.21K$

按本规范条文规定修正，$K'=1.2K$。

比较两种修正方法，误差最大仅为 5%，且按本条规定算得的临界值偏小，故 K 值按本条的规定修正，检算偏于安全。

对下承式带系杆的二次抛物线等截面拱(如说明图5.2.13—2)的稳定检算，由于系杆的作用使临界荷载增大的系数为

$$\eta = \frac{q_{cr}(T)}{q_{cr}}$$



说明图　5.2.13—2

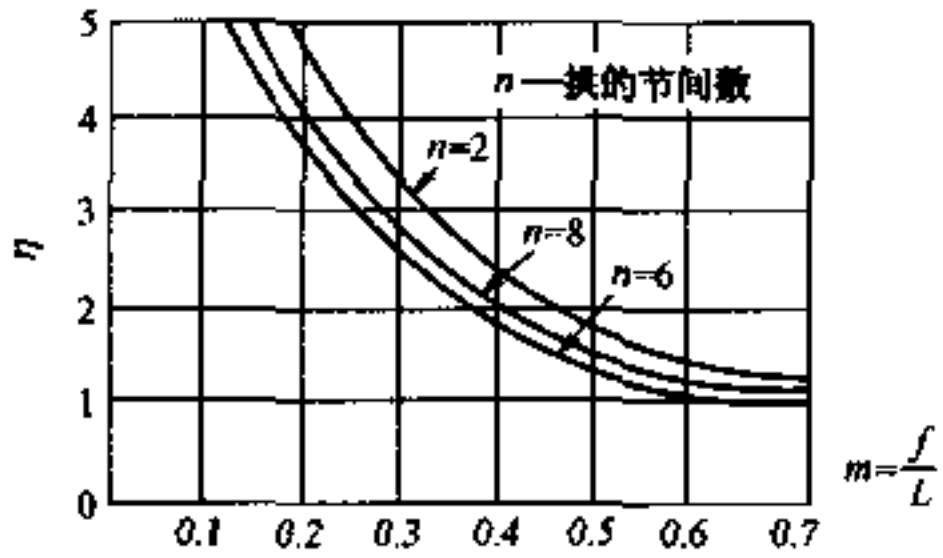
式中　q_{cr}——无系杆的双铰拱的临界荷载；

$q_{cr}(T)$——同一拱但计入系杆使用的临界荷载。

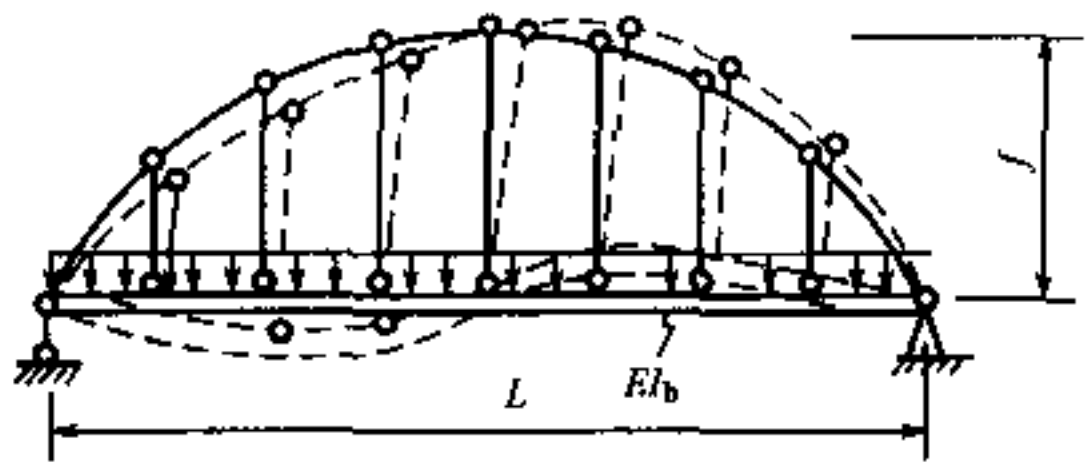
说明图 5.2.13—3 所示 η 值随 $\frac{f}{L}$ 减小而增大。当 $\frac{f}{L}\approx\frac{1}{3}$ 时 $\eta\approx2$，而 $\frac{f}{L}$ 一般都小于 1/3，故从偏于安全考虑本条规定检算这种结构稳定的 K 值，按双铰拱的相应值增大 2 倍。

下承式刚性梁二次抛物线柔性拱（说明图 5.2.13—4）的临界水平推力为

$$H_{cr}=K\frac{EI_b}{L^2}$$



说明图　5.2.13—3



说明图　5.2.13—4

式中　EI_b——刚性梁的抗挠刚度；

L——跨度；

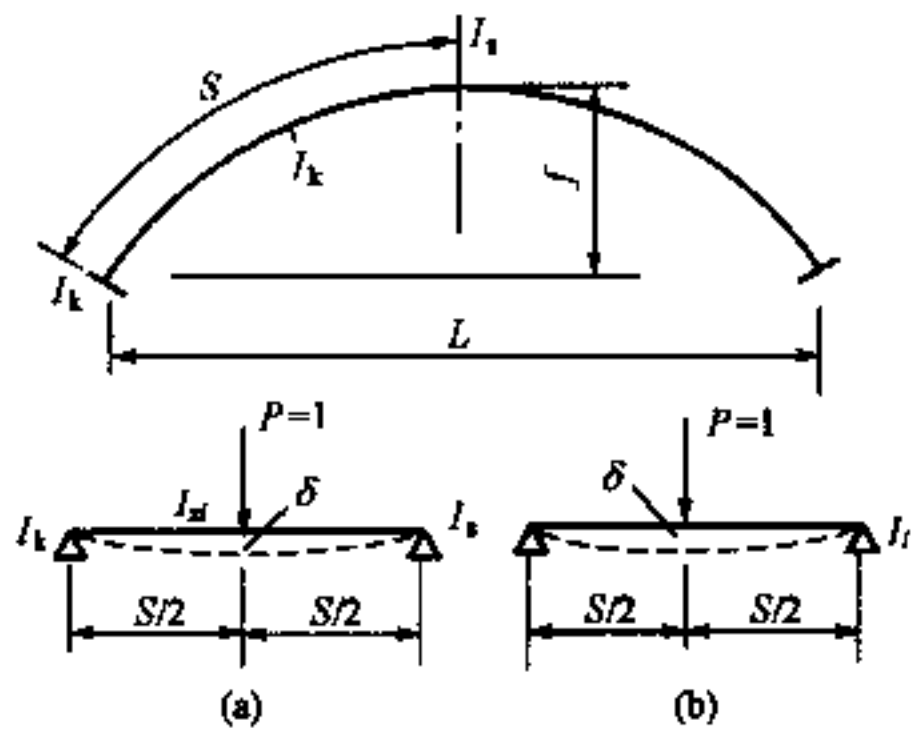
K——随 $m=\frac{f}{L}$及节间数 n 而异的系数，

当 $n=8$ 时，$K=16.84/m^2$；

当 $n=6$ 时，$K=18.96/m^2$；

当 $n=4$ 时，$K=32/m^2$。

拱轴和截面变化比较复杂的稳定计算，可变换为等截面拱进行检算。该换算等量截面惯性矩 I_i 的确定方法系将半个拱圈取直为一简支梁〔如说明图 5.2.13—5(a)〕，另取一跨度相同等截面简支梁〔如说明图 5.2.13—5(b)〕，在这两者跨度中作用一单位荷载，当后者截面惯性矩为 I_i，两者跨度中央的挠度 δ 相同时，I_i 即为拱的换算等量惯性矩。



说明图 5.2.13—5

拱在拱平面外的稳定比其在拱平面内的稳定较易保证。板拱截面对竖轴的抗挠刚度远大于其对水平轴的刚度，因此其在拱平面外失稳时的临界荷载要比其在拱平面内的临界荷载大几倍，故可不必检算。至于用横撑联系起来的肋拱，横向刚度是以整个结构按立体空腹桁架的工作来确定的，这也就比每片肋拱在其平面内单独工作较为有利。

用横撑联系的肋拱稳定计算是一个比单独肋拱的计算更为复杂的问题，直到现在这个问题的理论研究还很少。这里仅列举一

个近似的计算方法，即将它当做长度等于拱轴长度的平面空腹桁架来分析。采用拱跨度 1/4 点处的纵向力作为这个平面桁架的弦杆中的压力，即

$$N = H/\cos\phi_m$$

式中 H——拱的水平推力；

ϕ_m——跨度 1/4 点处拱轴线的水平倾角。

此时，临界力按铁摩辛柯的组合杆件公式计算，即

$$N_{cr} = \alpha_0 \frac{\pi_2 EI}{l_a^2}$$

式中 I——两根弦杆对其公共轴(与桥的轴线重合)的惯性矩；

I_a——拱轴线长度；

$$\alpha_0 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 EI}{l_a^2}\left(\frac{\alpha h}{12EI_p} + \frac{\alpha}{26EI_n}\cdot\frac{1}{1-\beta}\right)}$$

α, h——节间长度及弦杆轴线间的距离；

I_p, I_n——横撑和弦杆对竖轴的惯性矩；

$$\beta = \frac{N_{cr}\alpha^2}{2\pi^2 EI_n}$$

本条是根据忽略了材料行为的非线性而制定的，因而算得的临界荷载是偏大的。而非线性分析的计算较繁，目前仍可暂用本条规定计算，但有必要规定稳定安全系数的最小要求值，尤其在无支架施工的裸拱（裸肋）阶段更为重要。

5.2.14 跨度、矢高及拱轴线形状确定后，对于拱内力的影响将是拱截面变化规律。通常，在变截面悬链线拱中，截面变化规律采用下列公式计算：

$$\frac{I_s}{I\cos\phi} = 1 - (1-n)\xi$$

$$n = \frac{I_s}{I_k\cos\phi_k}$$

式中　I——拱任意截面惯性矩；

I_s, I_k——拱顶和拱脚截面惯性矩；

ϕ——拱任意截面拱轴线的水平倾角；

ϕ_k——拱脚截面拱轴线的水平倾角。

由上列两公式可知，拱截面变化规律仅取决于参数 n，计算中，原拟定的 I_s/I_k 值与最后确定的 I_s'/I_k' 值的差如果不超过30%，即 $\frac{I_s/I_k - I_s'/I_k'}{I_s/I_k} = \frac{n-n'}{n} \leqslant 0.3$ 或 $\frac{I_s'/I_k' - I_s/I_k}{I_s/I_k} = \frac{n'-n}{n} \leqslant 0.3$，则取拱轴系数 $m=1$ 及 9.889，$n=0.6$。若计算修正的 $n'=0.7\sim1.3$，$n=0.42\sim0.78$，则拱顶、跨度 1/4 点及拱脚等三截面内力影响线面积增减的百分数如说明表 5.2.14。

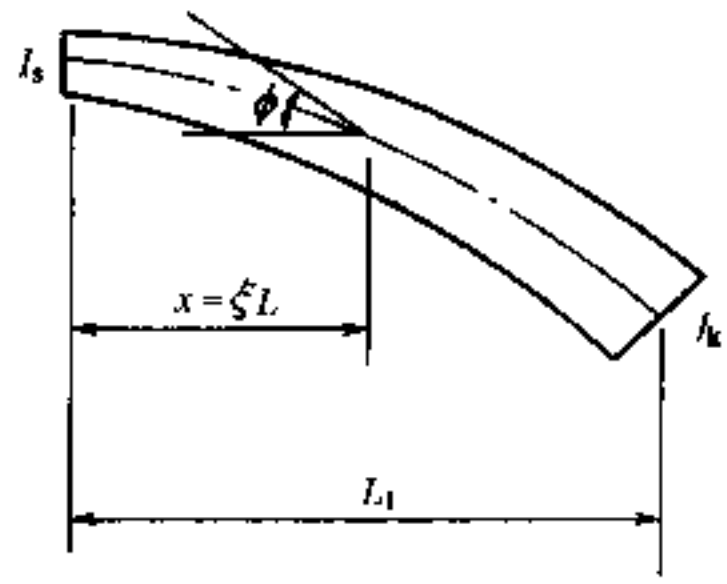
说明表 5.2.14

编　号	内　力	拱　顶	$\frac{L}{4}$点	拱　脚
Ⅰ	M_{max}	−9.1~6.8	−5.9~4.2	−5.2~8.7
	相应 H	0~1.1	−5.4~2.7	−1.9~1.9
	相应 Q	0	−3.7~1.9	−2.0~0.8
Ⅱ	M_{min}	−9.0~7.1	−5.9~3.5	−6.1~7.6
	相应 H	−2.1~4.2	−3.0~4.0	0
	相应 Q	0	−1.0~2.0	−0.5~0.9

由说明表 5.2.14 可知，弯矩最大增减为 9%，推力为 5%，而剪力为 3%。故原拟定与最后确定的拱顶和拱脚截面惯性矩之比值差如不超过 30%，则计算内力之误差将不超过上述百分数，可不重新按最后确定的 n' 进行内力计算（说明图 5.2.14）。

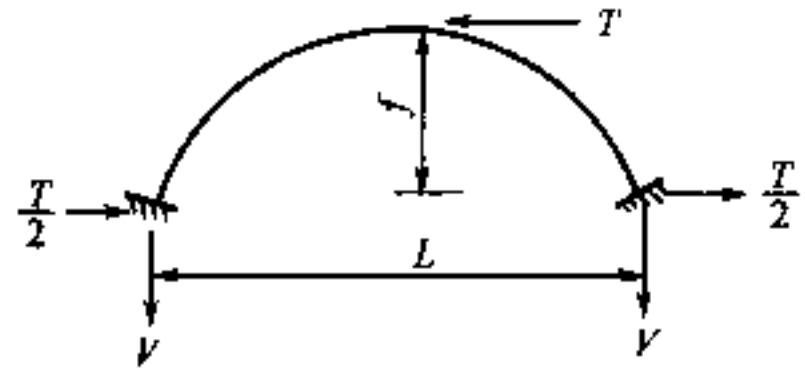
5.2.15　桥上列车制动力或牵引力 T 在拱脚处引起的反力如说明图 5.2.15 所示，其中 $V=\frac{Tf}{L}$。

条文的有关规定，对于梁式拱上结构的空腹拱桥，由于空腹部分立柱的抗推刚度远小于桥面梁在拱顶实腹端支承处的抗推刚



说明图　5.2.14

度，因而是适用的；对于拱式拱上结构的空腹拱桥，其中空腹部分的制动力或牵引力，虽先传递到各腹拱的拱脚处，但仍可按条文规定进行计算，这样偏于安全。



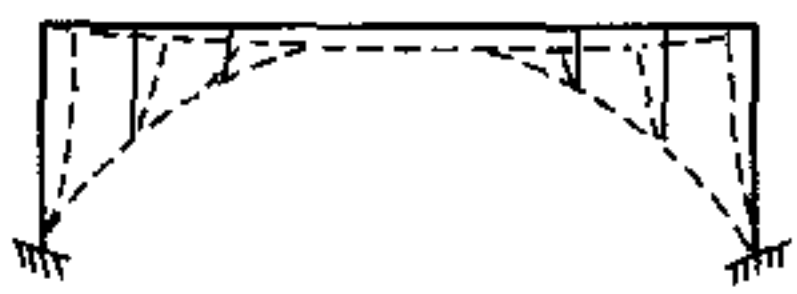
说明图　5.2.15

5.2.16　固定墩系在一侧拱圈（拱肋）破坏后起支承另一侧拱圈（拱肋）使之能独立存在的临时支承物。它只承受单侧拱圈（拱肋）传来的恒载反力。一经修复之后，这种受力状态即不存在，故将其视为仅承受临时施工荷载的桥墩。

5.2.17　现代的拱桥（特别是大跨拱桥），大都采用无支架方法施工，计算恒载产生拱圈各截面应力时，必须考虑拱圈在形成过程中各个阶段的应力，否则计算的应力可能偏小或不安全。

5.2.18　温度降低时，拱顶下降，拱上结构也随之发生变形（说明图 5.2.18）。由于桥台是不移动的，因此拱上结构在拱顶部产生拉应力。同理，在荷载的作用下，拱产生的变形影响到拱上结构，也要发生拉伸或压缩的变形。为避免了拱上结构由于与桥台

相联而被拉裂，所以应把桥台与拱上结构用贯通的伸缩缝来分开。同理，拱脚上方的腹拱必须作成三铰拱。



说明图 5.2.18　拱式桥跨结构温度降低时的变形

5.2.19　采用分离式拱肋时，拱肋间沿长度必须设置足够数量的横撑，把拱肋联成刚劲的整体空腹桁架，以提高其侧向刚度。这样，当拱肋离拱平面挠曲时，能减少拱肋的计算长度，从而从构造上保证稳定性。对于箱形断面拱肋（拱圈）以及双曲线拱桥主拱圈，其在拱顶处、立柱支承处或吊杆连接处承受较大的集中荷载，为使截面受力均匀并保证拱肋腹板的局部稳定，必须在该处设置横隔板；对于双曲拱桥，横隔板还起到加强拱肋与拱板连结的作用。如果立柱（吊杆）间距过大或腹板、波板厚度较小，则拱的整体性及腹板（拱波的）局部稳定性不能得到保证，此时必须在其间增设横隔板。铰拱中，设铰处要传递集中的轴向力及剪力，故拱肋或拱圈在该处应设置强劲的横撑或横隔板。

斜交拱桥的空间稳定性比正交拱桥差，斜交角度越大其稳定性就越差，故斜交桥必须设置足够数量且强劲的横撑或横隔板。

5.3.1　常用桥梁墩台有混凝土实体墩台、混凝土或钢筋混凝土空心墩台、钢筋混凝土刚架墩台、钢塔架等，一般情况应考虑就地取材。钢塔架仅在特殊情况下或作为临时结构时采用。

柔性墩等轻型桥墩台，由于刚度较差，对提速不利，不应采用。

桥墩横截面的形式，对水流的压缩、冲刷深度都有显著影响。为提高桥孔的宣泄能力、减少冲刷、减少水流阻力，应采用流线型式。水流斜交不大，宜采用圆端形桥墩；对于水流方向不

稳定的河流，紊流河段以及水流合流处或斜交较大的情况，宜采用圆形桥墩。设计频率水位以上墩身部分以及不受水流影响的桥墩，可采用矩形或其他形状。

刚架墩和高桩承台等由于结构刚度较小，在通航、流筏、流冰或有静冰压力的河流中，容易因撞击挤压而损坏；在有漂流物、夹带大量砂石的河流中容易遭到磨损，因此在这些情况下尽可能不采用。冰冻地区，在冻结影响范围内，倘采用空心墩台身，则可能因内外冰冻不均衡，使墩台受力很大，所以这些部位不得采用空心墩台。

在同一桥上，为简化施工，并使外观整齐，应减少墩台类型，并要求结构形式简单。

5.3.2 墩台本身及其基础应具有足够的强度、抗裂性、稳定性与刚度。

检算实体墩台身截面的偏心、压应力是为了保证截面具有一定的抗裂性、稳定性与强度，但由于圬工塑性变形，即使合力作用在容许偏心之内，其实际应力状态还是比较复杂。为简化计算，可偏于安全地采用应力重分布的办法，不计拉应力的影响。

检算基底的合力偏心及压应力是为了使基底应力分布均匀，并满足强度要求。石质地基当合力超出核心时，按应力重分布办法检算地基强度。

墩台身纵向弯曲稳定是按中心压杆或偏心压杆的稳定理论计算。

检算墩台顶的弹性水平位移是为了保证运营时线路平稳，较高的实体、空心等墩往往成为设计的控制因素。以往有按高低墩的划分作为是否需作此项检算的依据，实际上高、低墩的设计没有本质上的差别。

梁部对墩台有约束作用，但考虑梁的弹性约束作用比较复杂。另外，目前尚缺乏各种类型墩台与梁跨结构之间的约束参数，一般桥墩多采用下端固定的悬臂杆图式。

计算稳定性时，其自由长度按悬臂杆考虑。

墩台计算中的活载一般按单跨活载、双跨活载、双跨空车等考虑，选其最不利情况切断布置。至于梁的挠曲力对墩台的影响，因涉及因素较多，目前工作做得还不够，所以未列入规范，有待今后继续研究。

墩台位移一般由两部分组成，一为墩身和基础材料的弹性变形，一为地基的弹性变形，计算时应将它们叠加起来。

桩基、沉井以及明挖基础的位移及转角按《铁路桥涵地基和基础设计规范》附录 D 计算。明挖基础弹性转角的计算应取得实测的土的弹性模量，当缺乏资料时也可按附录 D 中各类土的 m_0 值，但是当埋深小于 10 m 时按 10 m 计算这一点，对明挖基础未尽适宜，应用时宜考虑浅埋的影响。

在薄壁空心墩台中，温度、日照、混凝土收缩等影响引起结构内力的变化比较复杂，温度应力的计算方法还不够完善，或不够成熟，只能作为定性分析的参考，重要的是在设计中应考虑到这些因素，结合实践经验，在构造上采取一些必要的措施。

混凝土空心墩削弱截面面积较多，外力作用下不应产生裂缝，因此除检算截面压应力外，尚应检算拉应力。

5.3.3

1　关于墩台基础的沉降限值

在列车活载作用下，墩台、基础及地基的变形、变位共同引起桥上轨道的变位。对于基础的沉降量的限制，是为了减小桥上轨道的变位量，保证线路平顺，不致影响行车的安全性和舒适性。

参考有关资料，同时考虑台后过渡段的沉降要求，建议有碴桥面墩台均匀总沉降量限定值取 70～80 mm。相邻墩台均匀沉降量之差的限定值，沿用《99 桥规》的取值办法，可不大于墩台均匀沉降量的一半，建议取 35～40 mm。对于超静定结构，仍按《99 桥规》的规定，其相邻墩台均匀沉降量之差的容许值，根据

沉降时结构产生的附加应力的影响而定。

明桥面工后沉降量调整比较困难，其工后沉降控制应该更加严格，故此明桥面墩台均匀总沉降量及相邻墩台均匀沉降量之差的限定值取有碴桥面的一半。

桥梁由于恒载作用下的沉降变形，有些在施工期间已经产生，桥梁的高度可以在施工中得到调整，因此仅计竣工后的沉降。由于活载作用下的沉降变形是瞬时的、弹性的，一般可以恢复，所以墩台的沉降仅按恒载计算。

2　关于桥墩台的横向及顺桥向水平刚度限值

静力计算墩台顶水平位移值，是桥墩台刚度的直接体现，是对车桥耦合振动体系影响较大的一个因素，影响旅客列车安全性和旅客乘车舒适度的指标，故应参考有关规定予以限制。

墩台顶帽面水平位移容许值的确定，一直为设计人员所关心。但是由于制订该项容许值时需要考虑的问题相当多（如需要考虑列车运行安全、养护方便、结构经济、旅客舒适……等），墩台顶帽面位移计算中碰到的困难不易解决（如墩台身弹性模量和截面惯性矩如何合理取值、顺桥轴方向上部结构对墩台顶帽面的约束作用如何考虑……等），加上缺乏足够的试验和系统的理论研究，以致长期以来墩台顶帽面水平位移容许值的制定进展不大。

（1）关于桥墩横向水平位移限值

对于 160 km/h 客车及 90 km/h 货车的客货共线铁路设计桥墩横向水平位移限值如何取值应该认真研究决定，现将按照国内外规范公式对比计算结果列于说明表 5.3.3—1。

根据说明表 5.3.3—1 得知，日本规范及欧盟规范都有对应 160 km/h 左右速度的横向水平位移限值，其中日本规范横向水平位移要求较宽，其限值是用列车活载作用下轨道面的折角表示，对应于时速 160 km 水平折角限制为 3.5‰～4‰，其相应得墩顶位移值均远大于我国《99 桥规》规定的 $5\sqrt{L}$ 的限制。

说明表 5.3.3—1　桥梁墩台横向水平位移限值 $[\delta]$（mm）

		德国规范	日本规范		欧盟规范（双控）						99 桥规	75 桥规
		水平折角 1‰	水平折角 3.5‰～4‰	水平折角 2.5‰～2‰	曲线半径 $R=17\,500$ m	水平折角 1.5‰	采用值	曲线半径 $R=9\,500$ m	水平折角 2‰	采用值	$5\sqrt{L}$	$4\sqrt{L}$
速度 v（km/h）		>160	160	260	>220			120< v ≤220			≤140	≤120
桥梁跨度 L（m）	8	4	14	10	0.5	6	0.5	0.8	8	0.8	14.14	11.31
	10	5	17.5	12.5	0.7	7.5	0.7	1.3	10	1.3	15.81	12.64
	12	6	21	15	1.0	9	1.0	1.9	12	1.9	17.32	13.85
	16	8	28	20	1.8	12	1.8	3.4	16	3.4	20	16
	20	10	35	25	2.9	15	2.9	5.3	20	5.3	22.36	17.88
	24	12	42	30	4.1	18	4.1	7.6	24	7.6	24.49	19.59
	32	16	64	32	7.3	24	7.3	13.5	32	13.5	28.28	22.62
	40	20	80	40	11.4	30	11.4	21.1	40	21.1	31.62	25.29
	56	28	112	56	22.4	42	22.4	41.3	56	41.3	37.41	29.93
	80	40	160	80	45.7	60	45.7	84.2	80	80	44.72	35.77
	96	48	192	96	65.8	72	65.8	121.3	96	96	48.98	39.19

欧盟规范采用曲线半径和水平折角双控形式，横向变形包括上部结构和下部结构（包括桩、桥墩和基础），其在小于等于32 m跨度内对横向水平位移要求最为严格，40 m 跨度时和德国规范以及我国《75 桥规》的 4 $\sqrt{L}$相接近。当大于等于 56 m 跨度时，欧盟规范横向水平位移要求均大于德国规范以及我国的 5 $\sqrt{L}$的限值标准。

德国规范对于时速 160 km 及以下，无具体要求。对于大于时速 160 km 水平折角限制为 1‰。在 32 m 以下时，基本相当于 3 $\sqrt{L}$；在 40～56 m，基本相当于 4 $\sqrt{L}$；在 80～96 m 时，基本相当于 5 $\sqrt{L}$。其限值考虑了带有离心力的活荷载、横向摇摆力、桥墩、梁体和车上的风荷载、桥墩和梁体结构的温度差、由于地基位移造成的转动等各种荷载组合情况。

我国规范的规定是参照前苏联规范制定的。我国《99 桥规》的限值(对应于 140 km/h)相当于水平折角在 1‰～2.04‰，和国外规范限值水平是一致的。为了和国际接轨，采用水平折角的表达形式，对常用的中小跨度铁路桥梁桥墩横向水平位移限制更严格一些，本条把《99 桥规》的 5 $\sqrt{L}$限值标准改为墩台横向水平位移差引起的相邻结构物轴线间的水平折角不得超过 1.5‰限值标准是合理的。考虑到桥梁跨度等于或大于 40 m 时，从说明表 5.3.3—1 可以看出采用 1.5‰限值标准的桥墩横向水平位移大于《99 桥规》限值，故此时应采用水平折角不得超过 1.0‰限值。

目前，随着铁路的提速，有些桥梁出现了桥梁横向振动振幅超限问题。首先应该分清楚的是：桥墩横向水平位移的限值与桥墩横向振动幅值的限值是两个不同概念。桥墩横向水平位移限值主要是从轨道方向不平顺的要求出发，是轨道的静力不平顺（几何不平顺）问题；国外包括德国、欧盟、日本，其桥墩静力横向水平位移限值的提出均是基于轨道方向不平顺、保证列车运行安全和舒适度方面考虑的。桥墩横向振动超限其产生原因不仅仅是轨道不平顺，是复杂的动力问题，实测资料反映即使桥墩静力横

向水平位移很小，只要车辆—轨道形成的规律性横向自激振动频率与桥梁的横向有载自振频率接近时，就会产生较大的振动现象。

铁三院对大量实测的满足《桥检规》振幅要求的桥墩计算其最大横向水平静位移，并进行数理统计。分析结果表明，按《99桥规》组合计算的横向水平静位移和桥墩横向自振频率相关性很差，这就是说单靠静力位移进行控制，解决不了桥梁共振的动力特性问题。为保证列车通过的安全与舒适，建议桥墩横向刚度应采用墩顶静位移和桥墩横向自振频率双重控制。

桥梁的振动问题涉及车辆、轨道、梁、墩及基础和土。我国提速后出现桥梁横向振动超限的问题，主要发生在货车通过桥梁的时候，在提速货车产生桥墩振动过大的现象中，起主要作用的是车辆。

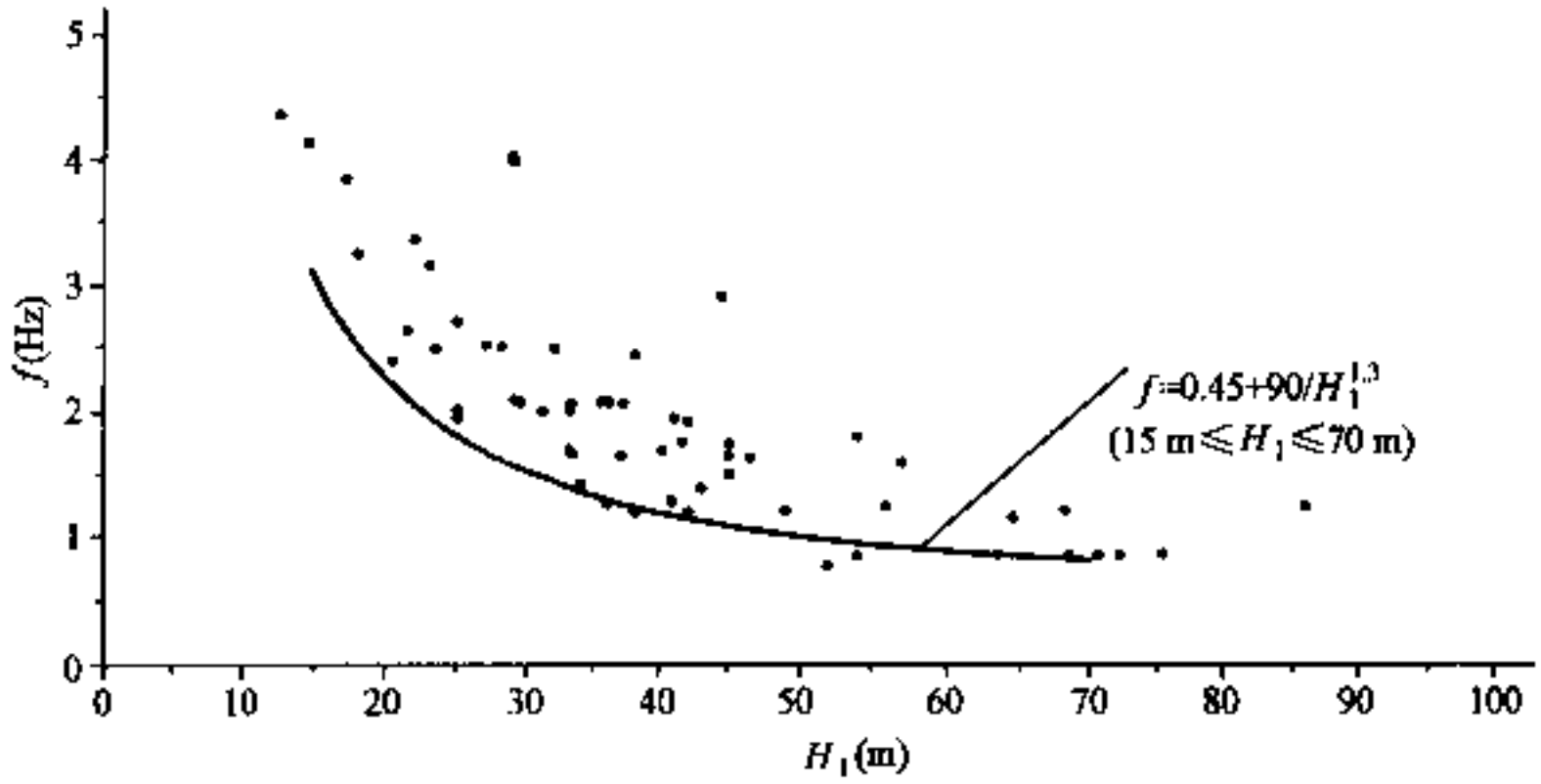
铁科院机辆所对国产 C_{62} 货车进行的试验研究表明，在运行速度 78～85 km/h 时，C_{62} 货车转 8A 转向架在直线线路上屡次出现长距离持续的剧烈摆振现象，其强振频率在 2.0～2.5 Hz 之间，从而对轨道及桥梁形成周期性横向冲击。只要桥墩的横向自振频率接近这个范围，就可能产生较大的振动。桥墩的自振频率主要与墩高和基础有关，其设计往往很难避开这个频率。出现较大横向振动时的激励是清楚的，采用转 8A 转向架的车辆动力性能不好，在线路上运行时出现菱形，使轮对侧摆造成对轨道横向冲击以致形成横向摆振，是具有中国特色的问题。

由于养护和维修水平不到位造成轨道不平顺，既有铁路上恒载较轻、横向刚度弱的旧梁（如上承式钢板梁、单线钢桁梁和单线半穿式桁梁）以及如板凳墩、独柱墩、双柱墩及排架墩等横向刚度较弱的轻型桥墩，也是提速货车产生桥墩振动过大的其他原因。

同济大学收集了正常运行的 129 个中高墩实体墩身的桥墩实测自振频率及在货物列车、旅客列车过桥时墩顶最大横向振幅实

测值。从实测数据中可以看出，客车过桥引起的墩顶横向振幅远小于货车，是货物列车控制墩顶最大横向振幅值；墩顶横向振幅与梁、墩的结构形式、地基基础等有关。

利用上述收集的资料进行回归分析，得出墩高与梁墩体系横向自振频率常见值的关系如说明图 5.3.3—1。



说明图 5.3.3—1　中高实体墩 H_1—f 关系

设计中桥墩横向刚度应考虑如下几条意见：

①低墩（$H_1/B<2.5$）——由于墩身高度小，桥墩按构造设计后具有足够横向刚度，可不必建立专用公式检算其横向刚度。

②中高墩——梁墩体系的横向自振频率 f 不宜低于下式值：

$$f=0.45+90/H_1^{1.3} \qquad (15\ \text{m}\leqslant H_1\leqslant 70\ \text{m})$$

③高墩——当墩身高度超过 70 m 时，由于梁墩体系自振频率较低（一般小于 1 Hz），墩身质量又大，墩顶振幅一般不超过 3 mm，因此关于梁墩体系横向动力性能不是设计关键之点。

鉴于收集的桥墩仅有中高墩实体墩身的桥墩实测自振频率，墩身类型不够全面，而且桩基桥墩也较少，故此以上梁墩体系桥墩横向自振频率的常见值，只能供桥梁墩台设计中参考。

铁路桥梁的横向刚度是一个长期悬而未决的问题，也是一个

十分复杂的经济技术问题。国内外许多学者曾对此进行过广泛而深入的研究，其成果反映在上面各国规范的有关条文中。但总的说来，评价尺度各不相同，宽严程度也有差异。这主要说明横向刚度蕴含的物理意义不甚明确，确定横向刚度的理论方法尚未被认识。

在我国，对车辆—桥梁系统中，桥墩的横向振动对车辆振动的影响，特别是运行安全的影响，尽管进行过一些动力计算，到目前为止国内尚缺乏明确的试验依据和系统的研究，仍有许多问题亟待实测、计算仿真、理论分析来解决，只有看清这个问题才能制订出桥墩合理的横向刚度或允许横向水平位移限值。

《99 桥规》对于铁路桥梁桥墩墩顶横向位移的荷载组合、组合系数及温差引起墩顶横向变位的计算方法、取值范围等没有明确的规定，铁三院和铁科院《铁路桥墩横向刚度荷载组合及计算研究》成果为桥规修订提供了依据。

我国以往关于桥墩横向位移的计算，对于实体墩的荷载组合一般不考虑日照温差产生的作用，对于空心墩墩顶横向弹性水平位移考虑了日照温差，并研究出空心墩日照位移的计算方法。

铁二院和铁科院西南所在 20 世纪 70 年代进行了大量的理论和试验研究，认为“空心墩产生最大温度日照位移的同时，不可能出现很大的风力，因此对与日照位移组合的荷载位移计算中，风力可适当折减。另一方面，由于日照位移是属于同向静力位移，即使在最不利情况下，假定一个桥墩产生最大偏移，而另一桥墩不移动，这时与荷载位移叠加的位移计算值亦应折半。”

本次规范修订计算桥墩横向位移时考虑了日照温差的影响。规范修订同时将横向摇摆力列入主力，因此在计算墩顶横向位移时，也应将离心力和横向摇摆力组合。

根据国内外规范、资料的综合研究，建议桥墩温差作用产生的墩顶横向位移计算方法如下：

实体墩的温度场可分为以下两种情况：

①在有该地区混凝土实体墩日照温度场的条件下，可以按实际的非线性温度场分布，采用下式进行墩顶横向位移 Δ_s 的计算：

当采用一致墩身截面时

$$\Delta_s = \frac{3\alpha T_0 H^2}{aD^2}\left(\left(\frac{2}{aD}+1\right)(e^{-aD}-1)+2\right)$$

当墩身截面随高度而变化时

$$\Delta_s = \sum_1^n \frac{6\alpha T_0}{aD_i^2}\left(\left(\frac{2}{aD_i}+1\right)(e^{-aD}-1)+2\right)z_i\Delta z_i$$

式中 α——线膨胀系数；

a——混凝土日照温度场指数（1/m）；

H——墩的高度（m）；

T_0——非线性温差值（℃）；

D——墩身横桥向宽度（m）；

D_i——第 i 节墩身横桥向宽度（m）；

n——计算分节数；

z_i——第 i 节节中心至墩顶距离（m）；

Δz_i——计算分节节长（m）。

②在缺乏温度场资料的情况下，可按 5℃线性温差分布，采用下式进行墩顶横向位移 Δ_s 的计算：

当采用一致墩身截面时

$$\Delta_s = \frac{\alpha\Delta T}{2D}H^2$$

当墩身截面随高度而变时

$$\Delta_s = \sum_1^n \frac{\alpha\Delta T}{D_i}z_i\Delta z_i$$

式中 α——线膨胀系数；

H——墩的高度（m）；

ΔT——线性温差值，按 5℃计算；

D——墩身横桥向宽度（m）；

D_i——第 i 节墩身横桥向宽度（m）；

n——计算分节数；

z_i——第 i 节节中心至墩顶距离（m）；

Δz_i——计算分节节长（m）。

对于空心墩，由于温差作用产生的墩顶横向位移仍按《铁路工程设计技术手册·桥梁墩台》第六章第 6.3.4 节进行计算。

（2）关于墩台顶帽面顺桥方向的弹性水平位移限值

就目前使用规范的反映来看，尚未发现问题，其墩台顶帽面顺桥方向的弹性水平位移限值仍按《99 桥规》规定办理。

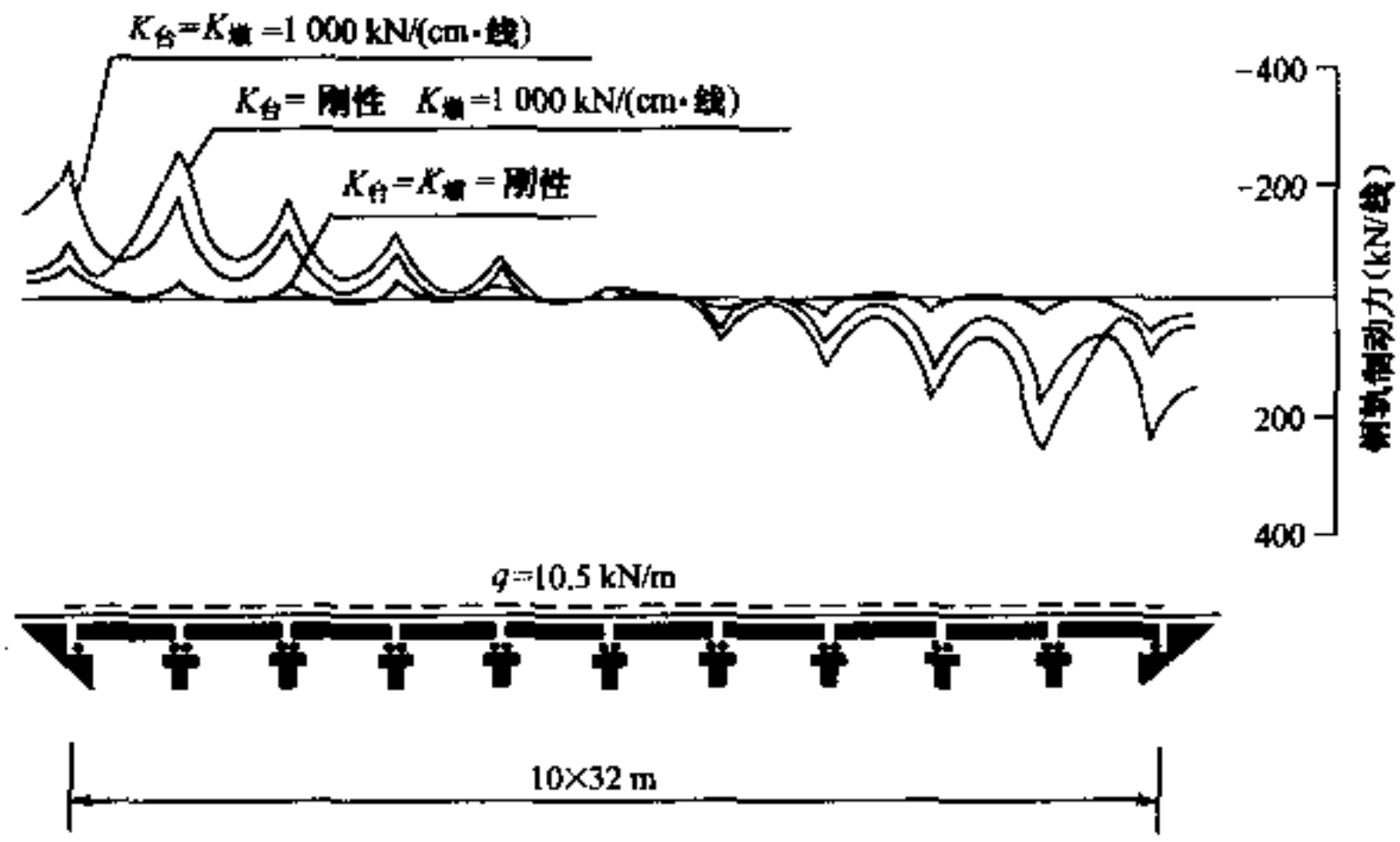
在计算混凝土、石砌墩台水平变位中，应考虑墩台身受弯时弹性模量较受压时有所降低，另外墩台身产生裂缝，致使墩台身的截面惯性矩减小，因此其抗弯刚度 EI 按受压弹性模量 E_0 和全截面惯性矩 I 计算所得的值应予以降低，采用 $\alpha E_0 I$ 值。一般认为，α 值应根据墩台截面偏心的大小和施工质量的好坏而定。截面偏心较小和施工质量较好时，采用较大的 α 值，反之采用较小的 α 值，但要具体确定 α 值是相当困难的。根据分析，在当前采取墩台顶面为自由端，底面为固结端的计算图式情况下，即使考虑墩台身的抗弯刚度为 $E_0 I$，计算所得的墩台顶面垂直桥梁轴线方向的水平位移值往往大于实测值，究其原因，主要是计算图式不合理，至于采取什么样的计算图式才合理，有待研究。目前本条条文暂采用 $\alpha = 1.0$。

3　关于铺设焊接长钢轨的桥梁下部结构的纵向水平刚度限值

铺设焊接长钢轨的桥梁的下部结构，其纵向水平刚度取决于两方面的因素：一是桥上轨道强度和稳定性；二是在制动力作用下梁轨相对位移的大小。桥上钢轨除承受长钢轨锁定时的温度应力和列车通过时的动弯应力外，还要承受由于列车制动和梁体伸缩变形所引起的附加应力。为保证桥上轨道的强度和稳定性，经研究，当采用 UIC60 钢轨时，这个附加应力的最大拉应力不得超过 81 MPa，最大压应力不得超过 61 MPa。而这个附加应力值

的大小是与桥梁的跨度及其下部结构的刚度密切相关的。另外在制动力作用下梁轨之间必然产生相对位移，经研究和参考国外规范，为保持桥上轨道的横向阻力，保证轨道的稳定，梁轨之间的相对位移应控制在 4 mm 以下，这又是与桥梁的跨度及其下部结构的刚度密切相关的。因此为了保证桥上轨道结构的强度和稳定性，以及满足梁轨相对位移限值的要求，必须对不同跨度的桥梁下部的刚度加以限制。

对于由多跨简支结构组成的桥梁，在桥台纵向水平刚度大于桥墩纵向水平刚度的情况下，桥上满布列车荷载时，桥头钢轨产生的最大拉（压）制动附加应力，钢轨制动力分布如说明图 5.3.3—2 所示。对于钢轨挠曲附加应力，大量试验表明，在第三跨以后一般均很小，因此仅取两跨有载计算。钢轨最大制动、伸缩和挠曲附加应力均在桥台与梁的接缝附近，其中钢轨最大挠曲附加应力在此处总是以受拉的形式出现，而钢轨最大制动和伸缩附加应力则以受拉或受压的形式出现。钢轨最大制动和伸缩附加应力组合时，会出现钢轨最大附加压应力；钢轨最大制动附加



说明图 5.3.3—2　钢轨制动力分布

拉应力与钢轨最大挠曲附加拉应力组合时，会出现钢轨最大附加拉应力。

对常用跨度不同纵向水平刚度的桥梁，分析其钢轨附加应力和梁轨快速移动相对位移量，得出如下结论：下部结构达到一定的纵向水平刚度不设纵向传力装置就能保证钢轨的强度和稳定性，且下部结构纵向水平刚度由钢轨允许附加应力控制。铺设焊接长钢轨的混凝土简支梁，桥梁下部结构的纵向水平线刚度应满足说明表 5.3.3—2 所列数值的要求。

说明表 5.3.3—2　下部结构纵向水平线刚度（双线）

梁跨结构	跨度(L)或联长(L_1)(m)	最小水平刚度（kN/cm）	附　　注
简支梁	$L\leqslant 12$	120	不设钢轨伸缩调节器
	16	200	不设钢轨伸缩调节器
	20	240	不设钢轨伸缩调节器
	24	300	不设钢轨伸缩调节器
	32	400	不设钢轨伸缩调节器
	40	700	不设钢轨伸缩调节器
	48	1 000	不设钢轨伸缩调节器

注：单线桥梁墩台顶的最小水平线刚度的限值按表内值的二分之一取值。

下部结构的纵向水平刚度又称墩台顶纵向水平线刚度，是指使桥梁墩台支承垫石顶产生单位纵向水平位移时所需的纵向作用力，即

$$K=\frac{H}{\sum\delta_i}$$

$$\sum\delta_i=\delta_p+\delta_\phi+\delta_h$$

式中　H——作用在墩台支承垫石顶的纵向水平力（kN）；

δ_p——在 H 作用下，由于墩台身弯曲引起的墩台支承垫石顶纵向水平位移（cm）；

δ_ϕ——在 H 作用下，由于基础倾斜引起的墩台支承垫石顶纵向水平位移（cm）；

δ_h——在 H 作用下，由于基础平移引起的墩台支承垫石顶纵向水平位移（cm）。

5.3.4 桥跨结构的振动能量传至实体墩台很快就衰减，因此检算墩台截面时可不计振动产生的动力作用影响。但空心墩台的顶帽、轻型墩台的帽梁直接承受支座反力，因此其顶帽和帽梁应按支座计算列车活载竖向动力作用。轻型墩台的柱、空心墩的壁也应考虑列车活载竖向动力作用，其受列车活载竖向动力作用影响的程度随过渡段的厚度和帽梁的刚度而异，设计时按实际情况考虑。

5.3.5 *各种支座传递的水平力系指活载水平力，其数值仍用*《75 桥规》的规定。支座传递水平力的数值与支座的类型有关。从局部看，每个支座应采用比较偏大的数值。但从整体看，一个桥墩的水平力应不大于一跨的水平力。因此当一桥墩上设有固定支座和活动支座时，对等跨梁仅计其中一跨固定支座的纵向水平力，对不等跨梁最多为较大跨固定支座的纵向水平力。

5.3.7 本规范所列各种梁端最小空隙值，系考虑施工误差、温度变形、弹性变形等因素，并结合长期的实践经验确定的。

大跨度桥跨结构梁端的空隙，还应考虑结构的预拱度和垂直荷载（包括恒载、活载、列车活载竖向动力作用等）引起梁端的水平变位，在大跨度钢梁上尤其显著。例如某公铁两用连续钢梁桥 3×160 m，其最大自由伸缩长度 480 m，活动端总水平变位 $\Delta_{伸}=280$ mm，$\Delta_{缩}=169$ mm。

两联大跨度钢梁端部相对位置按下式计算：

$$d=d_0+(\Delta_p'+\Delta_k')+(\Delta_p+\Delta_h)$$

$$D=d_0+(\Delta_p'+\Delta_k'+\Delta_t')+(\Delta_p+\Delta_h+\Delta_t)$$

式中 d——支座铰中心距离；

D——支座底板中心距离；

d_0——梁移动后支座铰中心距离；

Δ_p'，Δ_p'——恒载、拱度及坡度作用下节点与铰中心的相对位移；

Δ_k'，Δ_k——活载（包括列车竖向动力作用）作用下两联各节点间的相对水平位移；

Δ_t'，Δ_t——温度水平位移，

$$\Delta_t = \alpha L(t - t_0)$$

t_0 按最大温度变化幅度 $t_{min} \sim t_{max}$ 和活载作用下支座水平位移正负值相等为条件，求算相应于支座 0 点位置时温度（即支座上摆中线与支座板中线相重合时的位置）；

α——钢线膨胀系数，0.0000118；

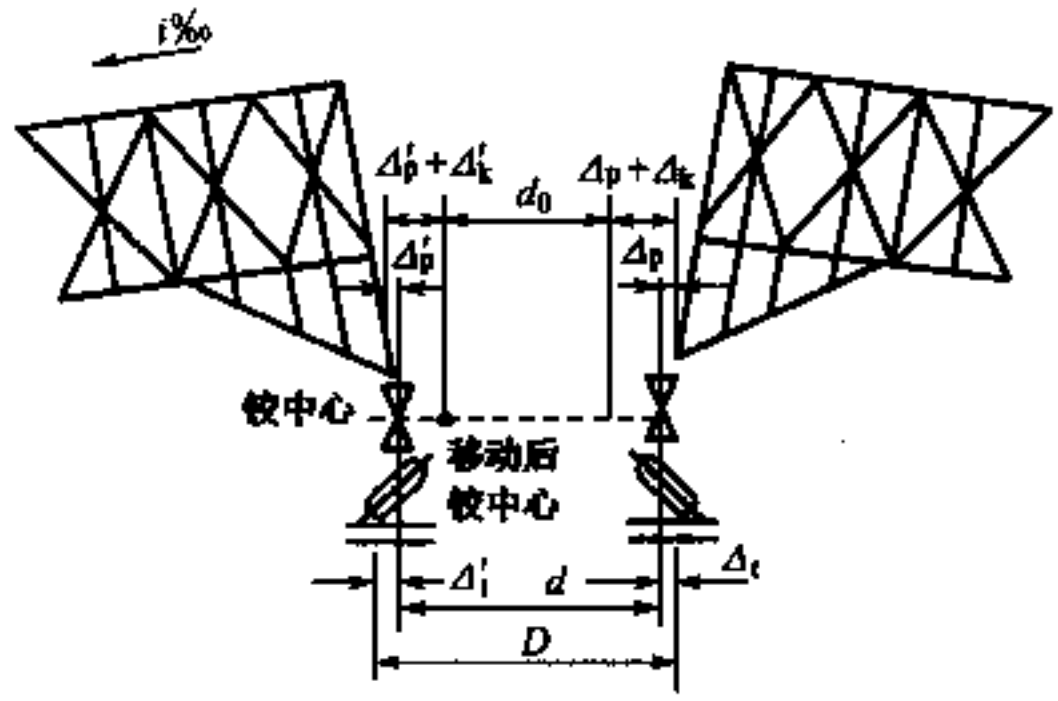
L——钢梁温度跨度（梁活动端最大自由伸缩长度）。

最大组合距离：

条件：①温度 t（落梁标准温度）$\sim t_{min}$；

②Δ_p'、Δ_p 不变；

③Δ_k'、Δ_k 为伸长。



说明图 5.3.7

5.3.8～5.3.9 支座局部承压的劈裂作用，使支承垫石产生较大的拉应力，所以为了防止支承垫石开裂，必须设置构造钢筋。

为提高支承垫石的局部承压力，支承垫石边缘至支座底板边缘应保持一定的距离。

《59桥规》规定支承垫石边缘距支座底板边缘为0.15～0.20m，这是经验数字，根据多年来施工、养护部门反映，这个规定基本上是可行的，故本规范未作修改。

顶帽平面尺寸的确定，应考虑到下面几个方面：

(1) 梁跨的大小和支座的类型；

(2) 架梁施工的需要；

(3) 养护维修作业的需要。

支承垫石边缘距顶帽边缘的距离，顺桥方向因考虑架桥及养护的需要，本规范和《75桥规》一样较《59桥规》有所放大。

顶帽横向最小宽度是按1961年成都会议上各单位的意见规定的。影响顶帽宽度最主要的问题是架桥问题。目前常用的架桥机有胜利型130t单梁式架桥机、燎原型130t双梁式架桥机，另外双悬臂式130t架桥机仍在继续使用。架梁对顶帽宽度的要求通常是移梁问题，对于燎原型130t架桥机，其0号柱为双柱式，中距4.9m，要求顶帽宽一些。为了使架梁时满足作业的要求，因此规定了一个最小的顶帽宽度，在设计时尚应根据架桥机类型和架桥方法以及可能采取的架梁临时辅助措施等统一考虑。

5.3.10 墩台顶帽主要是把支座反力均匀传递于墩台身，因此顶帽的厚度与外力大小，梁跨类型有关。

墩台顶帽受到反复荷载冲击振动的影响，其受力情况是较为复杂的。另外顶帽经常受日照和风、雨、雪的侵蚀，加上支座锚栓周围易于进水，会产生冰冻破坏现象。根据既有线旧桥调查分析，大中跨度的顶帽遭受损坏和产生裂纹较多，尤其是温度在－15℃以下的地区的无筋顶帽，这种情况更为严重，因此规范规定顶帽混凝土强度等级不应低于C30，一般以采用钢筋混凝土为宜。通常，对于设有支座的顶帽、位于昼夜气温变化剧烈且温差在30℃以上地区的顶帽，以及不等跨桥墩的顶帽等均应设置

钢筋，并应在上、下两层钢筋网之间适当加设联系钢筋。

5.3.11 顶帽飞檐的主要作用是增大顶帽尺寸，以缩小墩台身的截面。高墩为便利滑动模板施工，也不可设飞檐。

《59桥规》规定顶帽上排水坡的坡度为10%，但据施工单位反映，此项坡度过大对架桥移梁及安置架桥机的立柱有影响，而养护部门却又再强调顶帽上排水坡的重要性，因此，为考虑到既有利于排水又减少对架桥的不利影响，规范规定无支座的顶帽可不设排水坡，而有支座的顶帽参照梁上的规定将排水坡改为3%。

5.3.12 托盘式顶帽悬出缩颈以外的尺寸，应考虑梁部荷载及架梁时移梁的影响。条文中规定的α角及β角是参照以往设计经验拟定的，可保证悬出部分的安全。

外荷在顶帽内的传布，目前尚难从理论上作精确的计算。参照以往的设计经验，为了确保安全，规范规定不宜将支座的下座板外缘挑出墩颈以外。

5.3.13 空心墩顶帽下设置实体过渡段的目的是使支座反力较均匀地传至墩壁上，并减少活载冲击力对墩壁的影响。

空心墩顶帽下实体段与墩壁连接处以及墩壁与基础连接处，其应力分布比较复杂，尚难作准确的计算，但有些试验资料可作为设计时参考：

(1) ××升船机塔为圆形空心结构，外径为12.5m，壁厚为0.26~0.5m，顶板厚为1.0m，试验结果在顶帽下$D/2$（D为墩身直径）处应力才匀布于壁上。固端干扰力矩使墩壁应力增大约40%~76%。

(2) 铁研院西南研究所对厚壁混凝土圆形空心墩做过光弹性试验。外径为5.6m，内径为4.0m，墩高为40.0m，顶帽下实体段为3.0m（包括顶帽厚）。据分析，在顶面支承垫石范围内及顶帽实体段与空心墩壁连接处有应力集中现象，但截面应力较小，一般不控制设计。

空心墩顶帽下实体段与墩壁连接处以及墩壁与基础（或实体

段）连接处，因应力集中一般采用的加强措施有：

（1）在连接处加牛腿；

（2）在牛腿下约 1/4 墩身直径范围内设横隔板，防止因应力集中而发生膨突现象；

（3）在牛腿下 $D/2 \sim D$ 范围内加强或增设水平环向钢筋或短钢筋；

（4）增厚空心与基础连接处的墩壁。

由于目前试验资料尚少，实体段的合理厚度尚难具体规定，现已采用的有 0.7～3.4 m（不包括顶帽厚度），可根据试验资料、实践经验，并考虑梁跨、壁厚与内孔比率等因素决定。

5.3.14 钢筋混凝土空心墩的最小壁厚，除保证结构有足够的强度、刚度及局部稳定等外，还要满足施工的要求。根据已施工的就地灌筑钢筋混凝土空心墩拟定的最小壁厚为 0.30 m。当采用预制拼装空心墩时，其最小壁厚可小于此项规定。

混凝土空心墩的最小壁厚除要满足结构的强度、刚度及局部稳定等要求外，还应考虑到混凝土收缩及温度变化的影响，墩壁应具有一定的抗裂安全度。参照已建成通车的混凝土空心墩和×××大桥混凝土空心墩模型试验资料，拟定最小壁厚为 0.50 m。

5.3.15 空心墩设置横隔板或竖隔板的目的是增强整体稳定、局部稳定及其抗扭、抗震能力。因圬工结构并非理想的弹性体，在模型试验中尚难看出整体失稳或局部失稳的明显现象，而多数属于强度破坏。在理论计算上由于材料的脆性及边界条件的假定与实际的差异，使计算结果与实际情况也有较大出入，因此隔板对稳定和强度的作用尚待进一步研究。但隔板在采用滑动模板的施工中妨碍较大，能否不设隔板，或在什么情况必须设隔板以及采取什么样的隔板形式和间距等问题，应根据建筑材料、壁厚与内径的比率，结合模型试验或根据经验综合考虑。

5.3.16 设置通风孔的目的是为调节空心墩的内外温差，减少施工中混凝土水化热对墩内温度的影响。圆形通风孔对墩壁应力分

布较好。为保证通风效果，通风孔的孔径不宜过小，但过大则墩壁截面削弱过多，将影响墩壁钢筋的连续性。按以往经验，孔径一般不小于0.20 m。通风孔离地面的高度应考虑到不受水流的作用，避免泥砂淤积，并应设有保证安全的防护措施。

5.3.17 为了检查、维修空心墩的内部，应在顶帽处设置带门进人洞。检查内壁的设备一般为吊篮、活动梯或固定梯。在设计时，如考虑不需检查和维修空心墩的内部，则检查设备可以不设置。

5.3.18 破冰棱与桥墩建在一起，可充分利用桥墩本身抵抗冰荷载的作用。然而对既有桥增建的破冰棱，往往不与既有桥墩连在一起。此时必须注意，单独修建的破冰棱，有加剧桥墩冲刷的情况。因此在桥墩上游单独修建破冰棱时，应按以往经验或通过试验确定其距既有桥墩的距离，以免产生过大的局部冲刷。

从一些旧桥调查表明，桥墩被冰凌撞击后，往往在施工接缝处断裂，因此要求混凝土灌筑的墩台在最高流冰顶面以上1.0 m至基底不得设有施工接缝。

5.3.19 经向铁路局调查，认为桥台顶部必须设有良好的排水设施，以免道碴槽内积水，产生翻浆冒泥和冻害等现象。过去在台后设盲沟的排水方法容易堵塞，造成排水不畅。近年设计的一些桥台，已多采用道碴槽两侧设置泄水管排水方式。但对较长的T形桥台的锥体，其承受泄水管水流冲刷的范围，应采取加固措施。桥台也可采用台尾排水方式，但在台尾路堤上除用三合土作隔水层以防流水下渗外，并应设置纵、横向泄水沟，将水排至路堤之外。在采用此法时，还必须做好防止路基下沉、坡度变形的措施，以免影响排水效果。上述各种方法还有待通过实践总结改进。

5.3.20 对既有线接高墩台，应将旧有部分按全截面凿成水平面，以使构造连接更好，并避免收缩不均。为减少工程量，采取部分拆除重建时，也可将旧有部分凿成台阶形。但为了保证构造上稳定，每一台阶的面积应大一些。当清除面高差在0.50 m以

内时，可作平，以不设台阶为宜，每一台阶面积应不小于连接处全截面的1/4。当台阶高于截面的全宽时，其稳定性不好，不宜采用。

5.3.21 钢筋混凝土套箍的厚度除应满足结构计算的要求外，尚应考虑钢筋间距、灌筑捣固的要求，根据以往施工经验，一般不小于0.25 m。

5.3.22 本条是根据《客货铁路暂规》的要求新增加的条文。根据铁科技〔2002〕75号发布的《既有线提速技术条件(试行)》有关规定的说明："板式橡胶支座在列车作用下，经测量横向位移较大，不利于安全行车，必须按统一的设计，加强可靠的横向限位装置，以使其梁端横向位移控制在2 mm以内"。但根据工务部门反馈近期桥梁横向振幅超限的情况，仅靠支座横向限位很难达到预期目标，更重要应对梁体设置可靠的横向限位装置。

5.3.23 本条是参考《高速铁路暂规》部分规定新增加的条文。

国内外大量桥梁使用和养护实践，获得许多经验教训。其中很重要的一条经验，就是桥梁的病害发现早，整治及时，所需费用少，并且不会影响结构的耐久性。反之，整治费用就高，甚至影响行车，降低结构的耐久性。因此，在桥梁设计中，必须考虑预防支座处存水发生病害及更换支座作业需要的结构构造细节。

5.4.1 涵洞标准孔径是按下列条件制定的：

(1) 流量计算本身并不精确，而且还需考虑支农等其他因素，孔径分得过细显然没有必要，因此取消了原标准设计中1.75 m、2.25 m两种孔径。

(2) 减少孔径类型有利于节约模板，简化施工，加速施工，尤其是对发展装配结构、工厂化制造、机械化施工有利。

(3) 保留1.25 m孔径是由于涵洞净高在使用上对其长度加以限制后，估计采用大于1 m的孔径将增多，故予以保留。

此外，对于泄水隧洞最小孔径的规定，考虑采用导洞法施工时应使施工人员工作方便，并能通行推土小车，因此最小孔径不

宜小于 2 m。

5.4.2 涵洞为考虑维修养护作业的要求，对孔径与长度做了一些规定：

养护单位普遍反映，为便于维修与清淤，排洪涵洞孔径不应小于 1.25 m。但为路基或站场排水而设的涵洞系位于人工开挖的沟槽上，其沟槽的断面尺寸和排泄流量一般都很小，如路基侧沟尺寸为0.4 m(宽)×0.6 m（深），排泄流量约 0.2 m^3/s，故涵洞孔径可视具体情况而定。当采用较小孔径时，其长度也应受到限制。考虑维修养护的工作条件和工人的实践经验，各式涵洞依其净高或内径，规定其限制长度不宜超过若干米。净高或内径等于或大于 1.5 m 时，维修养护时基本上可以站立，因而对其长度不加限制。

灌溉渠道用的涵洞，因流量较小，水流含泥砂量较少，淤积轻微，清淤工作量不大,孔径可采用不小于 0.75 m。采用 0.75 m 孔径时，应按照各式涵洞的净高或内径规定不同的限制长度。

位于城市或大型车站（如枢纽、区段站）的涵洞，人口比较集中，涵洞除排洪外，尚有污水、垃圾杂物流人，清淤的通风条件应比一般排洪涵洞要高一些，因此孔径可根据需要酌予加大。但位于中间站的涵洞，如果不存在上述情况，则可不加大孔径。

车站范围内的涵洞，仅为了满足限制长度而加大孔径有困难时（如受站场高程控制等），可结合站场布置在股道间设置检查井，以便维修人员进出。设置检查井后的涵洞分段长度应不超过其限制长度。

5.4.3 在相同的排水能力下，多孔涵洞的造价较单孔的为高，水流在自然情况下，其流量分配不均匀而阻水影响亦较大。多孔涵洞的全宽增加，则沟床加固范围亦大，因此采用单孔或双孔涵洞，仅当路堤高度不够，或沟床开阔、地势平缓的平原地带，在技术上和经济上均较为合理时，才可设置多于两孔的涵洞。

5.4.4 涵洞顶至轨底的填方厚度等于或大于 1.2 m 时，竖向活

载的冲击能量可被填方吸收，所以对涵洞可以不计列车活载的竖向动力作用。考虑路基表层和路基上建总厚度略小于 1.2 m，将涵洞顶置于路基表层以下是适宜的。

5.4.5 涵洞入口设置端翼墙的目的在于使水流在涵前形成壅水，经过端翼墙而导入涵洞内通过。出口端翼墙是使水流自涵洞内比较顺畅地导至下游。总之，端翼墙起了集中水流、引导排出的作用，避免了水流直接冲刷路堤。

5.4.6 涵洞中部因竖向土压较大，沉降较多、为保证涵洞的流水坡度，当涵洞置于非岩石地基上且涵洞顶上填方厚超过 2 m 时，涵洞流水槽面的高程可按本规范条文表 5.4.6 的规定预留上拱度。涵洞设上拱度后，不应产生与流水方向相反的坡度，故要求入口流水槽面的高程不应低于中心管节流水槽面的高程。

5.4.7 采用预制构件时，应据运输条件和起重设备能力决定构件尺寸，还需考虑搬运不致损坏，吊装不致变形，因而构件尺寸不宜过小，须具有一定的强度和刚度。

5.4.8 涵洞结构按下述几种荷载组合进行分析：

(1) 结构自重。

(2) 土压力（竖向的和水平的）。

(3) 活载。

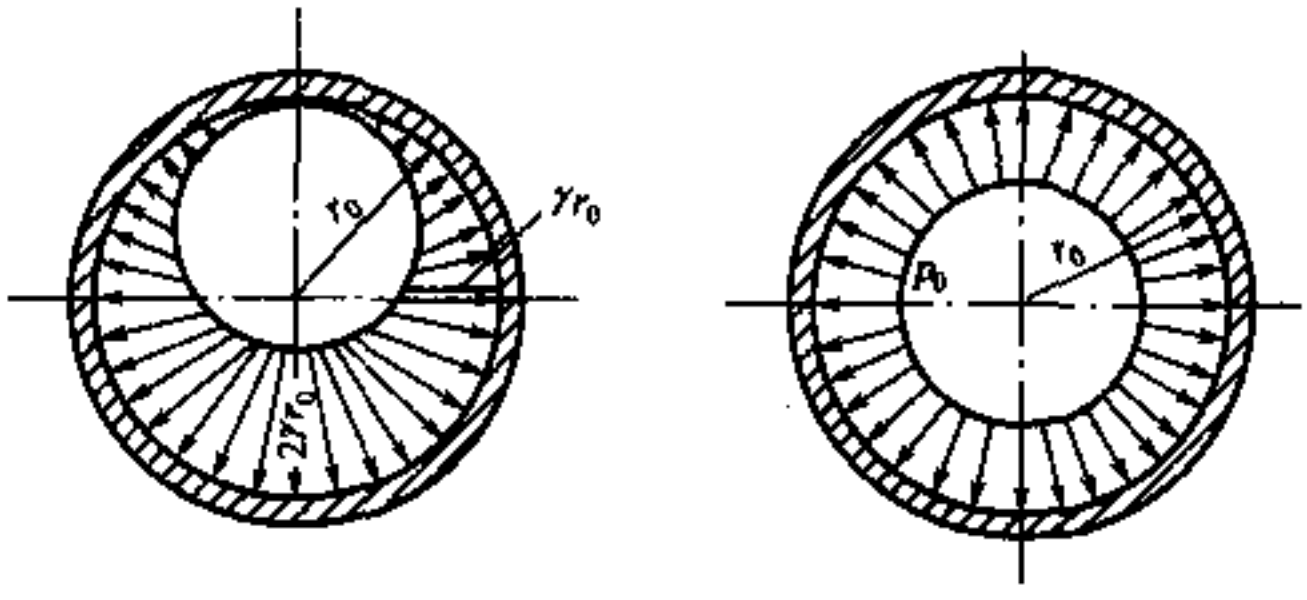
①竖向活载按全孔或半孔布置计算；

②水平活载按双侧或单侧计算。

涵洞经常处于水下有压状态时、应计算静水压力。水的静压力分为内水压力和外水压力。对圆形有压涵管，为获得最不利的荷载组合，管外地下水的压力仅在管内无水的情况下考虑。当管内充满水时，可不计算外水压力。

关于内水压力，为了进行静力分析，可将圆涵的内水压力作用分作两部分处理：①充满水流的静水压力作用〔说明图5.4.8(a)，图中 γ 为水的容重〕；②均匀内水压力 p_0 的作用〔说明图5.4.8(b)〕。上述两种情况对预应力混凝土压力管影响较大，不

可忽略。



(a)　　(b)

说明图 5.4.8　内水压力示意图

至于其他封闭式断面形状的涵洞，也可根据水力学静水压力的计算方法确定内水压力。

5.4.9

1　盖板涵边墙计算有下列三种假定：

（1）把边墙视为挡土墙；

（2）作用在边墙上的土压力视为梯形分布荷载，假定边墙为一简支梁；

（3）作用在边墙上的土压力视为梯形分布荷载，假定边墙为上端铰接、下端固接的立柱。

第一种假定与重力式挡土墙相同，纯属偏心受压构件，因而设计截面尺寸过大，圬工用量多，未考虑板有支顶的有利因素。第二种假定的下端不符合实际情况。第三种假定比较符合实际，盖板的摩擦力或在构造上直接顶住边墙实际上起着支撑作用，按此图式计算也可以减小边墙截面尺寸。

边墙的水平反力对盖板跨中弯矩影响甚微，故不考虑。这样，盖板可不按偏心受压的杆件计算，而作为普通简支钢筋混凝土板设计。

2　分析拱圈的超静定数值时，不考虑剪力的影响。现在来

讨论曲率对杆件变形的影响。

根据费洛宁柯、鲍罗弟契主编的《材料力学教程》一书第二卷中的平面曲梁计算中分析，曲率对杆件的影响以下式表示：

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{rA} + \frac{My}{I'} \cdot \frac{r}{r+y} \qquad \text{（说明 5.4.9—1）}$$

式中 $$I' = \int \frac{r}{r+y} y^2 \mathrm{d}A = br^2 \left(r \ln \frac{2r+h}{2r-h} - h \right)$$

如式（说明 5.4.9—1）中 $r \to \infty$，则有

$$\lim_{r \to \infty} \frac{r}{r+y} = \frac{1}{1+\frac{y}{r}} = 1$$

$$\lim_{r \to \infty} I' = \int y^2 \mathrm{d}A = I_z$$

$$\lim_{r \to \infty} \frac{M}{rA} = 0$$

将以上诸式代入式（说明 5.4.9—1）则得

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I_z} y \qquad \text{（说明 5.4.9—2）}$$

式（说明 5.4.9—2）为直梁公式。一般情况下曲率半径 r 很大，这种影响可不考虑，故曲梁被认为是直梁。

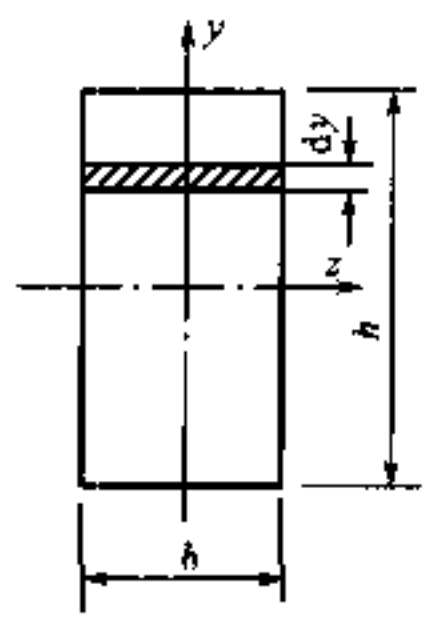
当曲率半径不很大时，以矩形截面（如说明图 5.4.9—1）为例，式（说明 5.4.9—1）中 I' 由于曲率半径 r 增大而引起的变化。

首先把 I' 中 $\ln \frac{2r+h}{2r-h}$ 分解成级数，即

$$\ln \frac{2r+h}{2r-h} = \ln \frac{1+\frac{h}{2r}}{1-\frac{h}{2r}}$$

$$= 2\left(\frac{h}{2r} + \frac{h^3}{24r^3} + \frac{h^5}{160r^5} + \frac{h^7}{896r^7} + \cdots \right)$$

把上式代入式（说明 5.4.9—1）I' 中得到



说明图 5.4.9—1

$$I' = \frac{bh^3}{12}\left(1 + \frac{3h^2}{20r^2} + \frac{3h^4}{112r^4} + \cdots\right) \qquad \text{(说明 5.4.9—3)}$$

将曲率半径 r 与拱圈厚度 h 的比值分别代入式（说明 5.4.9—3），求得 I' 与 I_z 的关系如下：

当 $r = h$ 时，$I' = \frac{bh^3}{12}\left(1 + \frac{3}{20} + \frac{3}{112} + \cdots\right)$

$$= 1.175\,\frac{bh^3}{12} = 1.175 I_z$$

$r = 2h$ 时，$I' = 1.038 I_z$

$r = 3h$ 时，$I' = 1.0168 I_z$

$r = 4h$ 时，$I' = 1.009 I_z$

当 $r = 4h$ 时，误差已小于 1%，则式（说明 5.4.9—1）中 I' 可用 I_z 代替。

式（说明 5.4.9—1）可写成：

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{rA} + \frac{My}{I_z} \cdot \frac{r}{r+y} \qquad \text{(说明 5.4.9—4)}$$

现将 $r = 4h$，$y = \pm\frac{h}{2}$，$I_z = \frac{h^2}{12} \cdot A$ 代入式（说明 5.4.9—4），化简后得到拱圈截面边缘最大与最小应力为

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{5.58M}{hA}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} - \frac{6.61M}{hA}$$

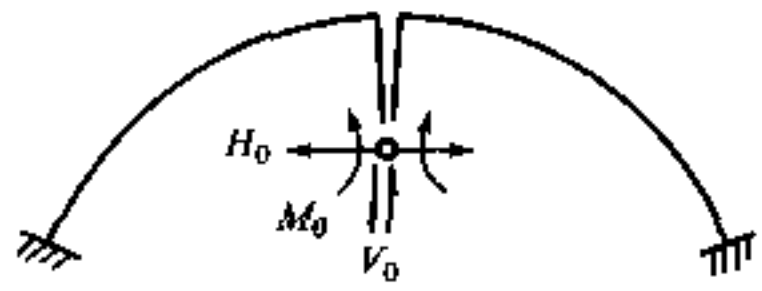
同样代入式(说明 5.4.9—2)，即得到直梁情形截面边缘应力：

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M\frac{h}{2}}{\frac{h^2}{12}A} = \frac{N}{A} \pm \frac{6M}{hA}$$

直梁和曲梁比较，不同者在第二项。当 $r \approx 4h$ 时，按直梁计算所得最大应力大 7%，而最小应力约小 10%。一般认为 $r \geqslant 4h$ 时，可按直梁公式计算，已满足 10% 的精确度。据此，《59 桥规》规定如 $r > 4h$，可不考虑杆件的曲率影响。

拱涵的情况是曲率半径较小，特别当孔径小于 1.5 m 时，不符合上述规定。如 $r=2h$，按同样计算求得最大应力的误差为 11.7%，而最小应力误差为 25%。根据以往计算经验，当孔径小于或等于 1.5m，拱圈应力很小时，即使应力误差大一些也不影响拱圈的强度。孔径大于 1.5 m，已满足 $r\geqslant 4h$，拱圈应力在 10% 的精度以内，所以取消曲率半径与拱圈厚度的比值这一规定。在分析拱涵拱圈的超静定数值时，也可不考虑曲率的影响。

拱圈按弹性理论计算时，应包括各截面法向力所产生的弹性变形，此时说明图 5.4.9—2 所示 H_0 减小。根据铁道部第一设计院主编《涵洞》一书中的拱涵算例：孔径 6 m 拱涵填土高 $H=15$ m时，在恒载情况下分析（见比较表）结果表明，H_0 值减少约 10% 左右，相应则拱顶偏心增大，拱脚应力减小。这对应力控制设计的大孔径拱涵有利（说明表 5.4.9—1）。



说明图　5.4.9—2

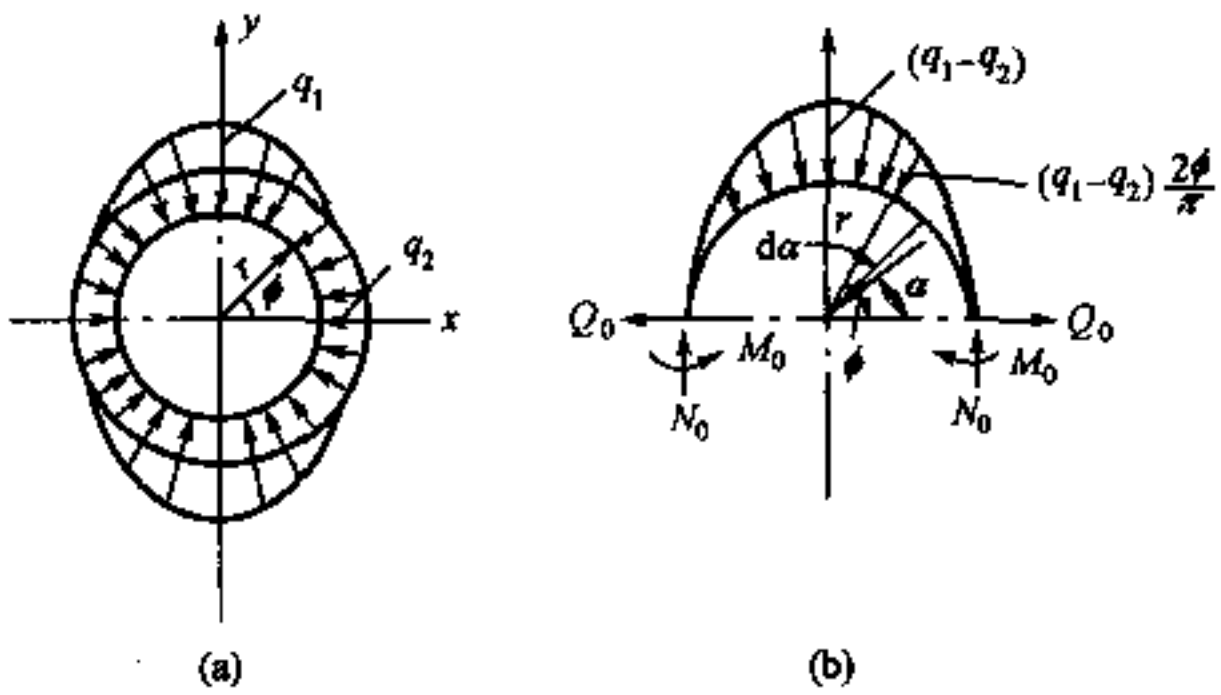
说明表 5.4.9—1　考虑弹性压缩与不考虑弹性压缩比较

项　　目		不考虑弹性压缩	考虑弹性压缩
拱顶	M（kN·m）	67.7	138.4
	N（kN）	969.1	880.8
	σ_{max}（MPa）	1.85	2.40
	σ_{min}（MPa）	0.58	−0.20
	偏心 e（m）	0.07	0.16
拱脚	M（kN·m）	171.8	28.8
	N（kN）	2202.0	1515.6
	σ_{max}（MPa）	4.36	2.17
	σ_{min}（MPa）	1.14	1.63
	偏心 e（m）	0.08	0.02

为了简化计算，允许忽略弹性压缩的影响。至于在标准设计中，考虑弹性压缩的影响，可以带来较大的经济效果，故也可在计算中考虑其影响。

3　圆形管节中的弯曲计算公式

圆形涵洞管节外廓土压力和活载采用椭圆形辐射状分布，如说明图5.4.9—3(a)。为了便于推导公式，假定一部分均匀分布压力为 q_2，另一部分压力为圆心角 ϕ 的函数，其值等于 $(q_1-q_2)\frac{2\phi}{\pi}$。



说明图　5.4.9—3

在水平轴 $x—x$ 方向上的压力强度为 q_2，在竖直轴 $y—y$ 方向上的压力强度为 q_1，则任一截面上的压力强度为

$$q_\phi = q_2 + (q_1 - q_2)\frac{2\phi}{\pi}$$

由于均匀分布荷载对圆涵截面内不产生力矩，故仅考虑不等强度荷载作用的影响。

沿水平轴将圆涵切开，以未知力代替剪力 Q_0、法向力 N_0 和弯矩 M_0，如说明图5.4.9—3(b)。由于对称，圆涵切开处的静力平衡条件为

$$\sum x = 0, Q_0 = 0$$

$$\sum y=0, N_0=\int_0^{\frac{\pi}{2}}(q_1-q_2)\frac{2\phi}{\pi}r\mathrm{d}\alpha\sin\phi\mathrm{d}\phi$$

$$=(q_1-q_2)\frac{2r}{\pi}[\sin\phi-\phi\cos\phi]_0^{\frac{\pi}{2}}$$

$$=(q_1-q_2)\frac{2r}{\pi}$$

求赘余力 M_0 时，考虑切开处角变等于零的条件，按最小功原理得

$$\frac{\partial U}{\partial M_0}=0$$

任一截面内的弯矩为

$$M_x=M_0-N_0r(1-\cos\phi)$$

$$+\int_0^{\phi}(q_1-q_2)\frac{2\alpha}{\pi}r\mathrm{d}\alpha\cos\alpha\cdot r(\sin\phi-\sin\alpha)$$

$$+\int_0^{\phi}(q_1-q_2)\frac{2\alpha}{\pi}r\mathrm{d}\alpha\sin\alpha\cdot r(\cos\alpha-\cos\phi)$$

$$=M_0-N_0r(1-\cos\phi)$$

$$+\int_0^{\phi}(q_1-q_2)\frac{2r^2}{\pi}\alpha(\sin\phi\cdot\cos\alpha-\sin\alpha\cdot\cos\alpha)\mathrm{d}\alpha$$

$$+\int_0^{\phi}(q_1-q_2)\frac{2r^2}{\pi}\alpha(\sin\phi\cdot\cos\alpha-\sin\alpha\cdot\cos\alpha)\mathrm{d}\alpha$$

$$=M_0-N_0r(1-\cos\phi)$$

$$+\int_0^{\phi}(q_1-q_2)\frac{2r^2}{\pi}\alpha(\sin\phi\cdot\cos\alpha-\sin\alpha\cdot\cos\alpha)\mathrm{d}\alpha$$

$$=M_0-N_0r(1-\cos\phi)+(q_1-q_2)\frac{2r^2}{\pi}\sin\phi\int_0^{\phi}\alpha\cos\alpha\mathrm{d}\alpha$$

$$-(q_1-q_2)\frac{2r^2}{\pi}\cos\phi\int_0^{\phi}\alpha\sin\alpha\mathrm{d}\alpha$$

$$=M_0-N_0r(1-\cos\phi)+(q_1-q_2)\frac{2r^2}{\pi}\sin\phi\left(\alpha\sin\alpha\right.$$

$$\left.-\int_0^{\phi}\sin\alpha\mathrm{d}\alpha\right)-(q_1-q_2)\frac{2r^2}{\pi}\cos\alpha\left(\because\alpha\cos\alpha+\int_0^{\phi}\cos\alpha\mathrm{d}\alpha\right)$$

$$= M_0 - N_0 r(1 - \cos\phi) + (q_1 - q_2)\frac{2r^2}{\pi}\sin\phi\{\alpha\sin\alpha$$

$$+\cos\alpha\}_0^{\varphi} - (q_1 - q_2)\frac{2r^2}{\pi}\cos\phi[-\alpha\cos\alpha + \sin\alpha]_0^{\varphi}$$

$$= M_0 - N_0 r(1 - \cos\phi) + (q_1 - q_2)\frac{2r^2}{\pi}\sin\phi[\phi\sin\phi$$

$$+\cos\phi - 1] - (q_1 - q_2)\frac{2r^2}{\pi}\cos\phi[-\phi\cos\phi + \sin\phi]$$

$$= M_0 - N_0 r(1 - \cos\phi)$$

$$+(q_1 - q_2)\frac{2r^2}{\pi}[\phi\sin^2\phi + \sin\phi \cdot \cos\phi - \sin\phi]$$

$$+(q_1 - q_2)\frac{2r^2}{\pi}[\phi\cos^2\phi - \sin\phi \cdot \cos\phi]$$

$$= M_0 - N_0 r(1 - \cos\phi)$$

$$+(q_1 - q_2)\frac{2r^2}{\pi}[\phi(\sin^2\phi + \cos^2\phi) - \sin\phi]$$

$$= M_0 - N_0 r(1 - \cos\phi) + (q_1 - q_2)\frac{2r^2}{\pi}(\phi - \sin\phi)$$

$$\frac{\partial U}{\partial M_0} = \frac{1}{2EI}\int 2M_x \frac{\partial M_x}{\partial M_0}\mathrm{d}S = 0$$

即

$$\int M_x \frac{\partial M_x}{\partial M_0}\mathrm{d}S = 0, \frac{\partial M_x}{\partial M_0} = 1$$

$$\mathrm{d}S = r\mathrm{d}\phi$$

$$\int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ M_0 - N_0 r(1 - \cos\phi) + (q_1 - q_2)\frac{2r^2}{\pi}[\phi - \sin\phi] \right\} r\mathrm{d}\phi = 0$$

$$\int_0^{\frac{\pi}{2}} M_0 r\mathrm{d}\phi - \int_0^{\frac{\pi}{2}} N_0 r^2(1 - \cos\phi)\mathrm{d}\phi$$

$$+ \int_0^{\frac{\pi}{2}} (q_1 - q_2)\frac{2r^3}{\pi}[\phi - \sin\phi]\mathrm{d}\phi = 0$$

$$M_0 r[\phi]_0^{\frac{\pi}{2}} - (q_1 - q_2)\frac{2r^3}{\pi}[\phi - \sin]_0^{\frac{\pi}{2}}$$

$$+(q_1-q_2)\frac{2r^3}{\pi}\left(\frac{\phi^2}{2}+\cos\phi\right)_0^{\frac{\pi}{2}}=0$$

$$M_0 r\frac{\pi}{2}-(q_1-q_2)\frac{2r^3}{\pi}\left(\frac{\pi}{2}-1\right)+(q_1-q_2)\frac{2r^3}{\pi}\left(\frac{\pi^2}{8}-1\right)=0$$

$$M_0=\left\{(q_1-q_2)\frac{2r^2}{\pi}\left(\frac{\pi}{2}-1\right)\right.$$

$$\left.-(q_1-q_2)\frac{2r^2}{\pi}\left(\frac{\pi^2}{8}-1\right)\right\}\frac{2}{\pi}$$

$$=(q_1-q_2)\frac{2r^2}{\pi}\left(\frac{\pi}{2}-1-\frac{\pi^2}{8}+1\right)\frac{2}{\pi}$$

$$=(q_1-q_2)\frac{2r^2}{\pi}\left(1-\frac{\pi}{4}\right)=0.137(q_1-q_2)r^2$$

式中 q_1——恒载和活载的竖向压力；

q_2——恒载和活载的水平压力；

r——圆形管节的平均半径。

圆形涵洞的管壁厚度较其曲率半径小很多，由于剪力及法向力所做的功远较由于弯矩所做的功为小，因此可以不计剪力和法向力的影响。而规范中规定弯矩采用下面的近似公式：

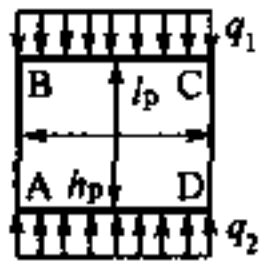
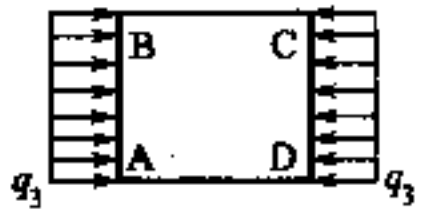
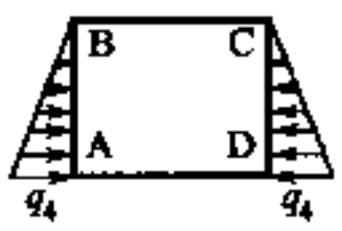
$$M=0.15(q_1-q_2)r^2$$

4 矩形涵洞的涵节内力按封闭式框架结构计算，框架的轴线以构件混凝土断面的重心轴线为准。单孔矩形涵洞按等截面框架图式计算，其截面尺寸如说明图 5.4.9—4，其内力计算公式如说明表 5.4.9—2 和说明表 5.4.9—3。

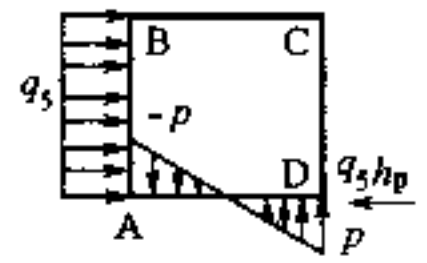
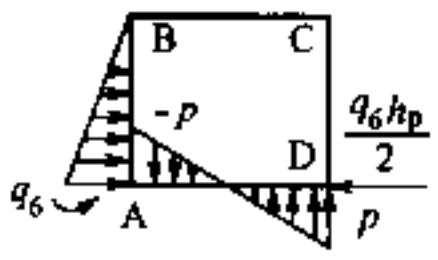
5.4.10 多孔拱涵或盖板涵一般均同时施工，一孔损坏的情况也较少，即使发生也易于采取支顶措施。为避免中墩过大，设计时不考虑这种受力状态。

5.4.11 在设计中，考虑到涵洞出入口部分的竖向土压力能减小，活载影响也较小，采用减轻的管节或盖板，以节约材料。因

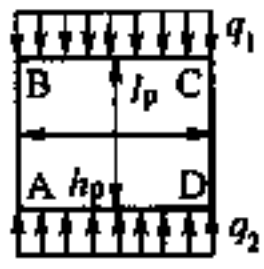
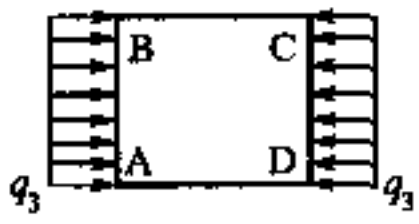
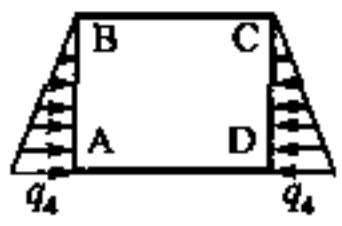
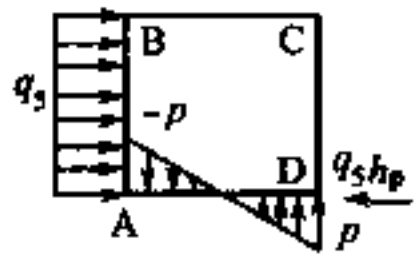
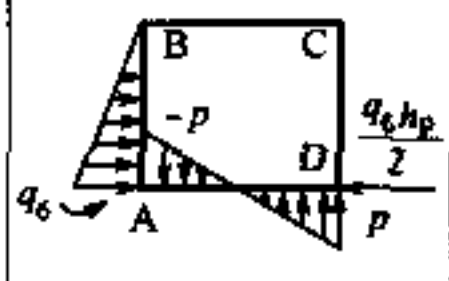
说明表 5.4.9—2　矩形涵洞内力计算公式（一）

荷载图形			角点弯矩公式			
			M_A	M_B	M_C	M_D
竖向荷载作用下			$\frac{-l_p^2}{12N}[q_2(2K+3)-q_2K]$	$\frac{-l_p^2}{12N}[q_2(2K+3)-q_2K]$	$M_C=M_B$	$M_D=M_A$
两侧恒载水平土压力	矩形		$M_A=M_B=M_C=M_D=-\frac{q_3h_p^2}{12}\cdot\frac{K}{K+1}$			
	三角形		$-\frac{q_4h_p^2}{60}\cdot\frac{K(3K+8)}{N}$	$-\frac{q_4h_p^2}{60}\cdot\frac{K(2K+7)}{N}$	$M_C=M_B$	$M_D=M_A$

续说明表 5.4.9—2

荷载图形			角点弯矩公式			
			M_A	M_B	M_C	M_D
单侧活载水平土压力	矩形		$-\frac{q_5h_p^2}{4}\left(\frac{K(K+3)}{6N}+\frac{2K+0.4}{1+3K}\right)$	$-\frac{q_5h_p^2}{4}\left(\frac{K(3+K)}{6N}-\frac{K+0.6}{1+3K}\right)$	$-\frac{q_5h_p^2}{4}\left(\frac{K(3+K)}{6N}+\frac{K+0.6}{1+3K}\right)$	$-\frac{q_5h_p^2}{4}\left(\frac{K(K+3)}{6N}-\frac{2K+0.4}{1+3K}\right)$
	三角形		$-\frac{q_6h_p^2}{120}\left(\frac{K(3K+8)}{N}+\frac{8+45K}{2+6K}\right)$	$-\frac{q_6h_p^2}{120}\left(\frac{K(2K+7)}{N}-\frac{12+15K}{2+6K}\right)$	$-\frac{q_6h_p^2}{120}\left(\frac{K(2K+7)}{N}+\frac{12+15K}{2+6K}\right)$	$-\frac{q_6h_p^2}{120}\left(\frac{K(3K+8)}{N}-\frac{8+45K}{2+6K}\right)$

说明表 5.4.9—3　矩形涵洞内力计算公式（二）

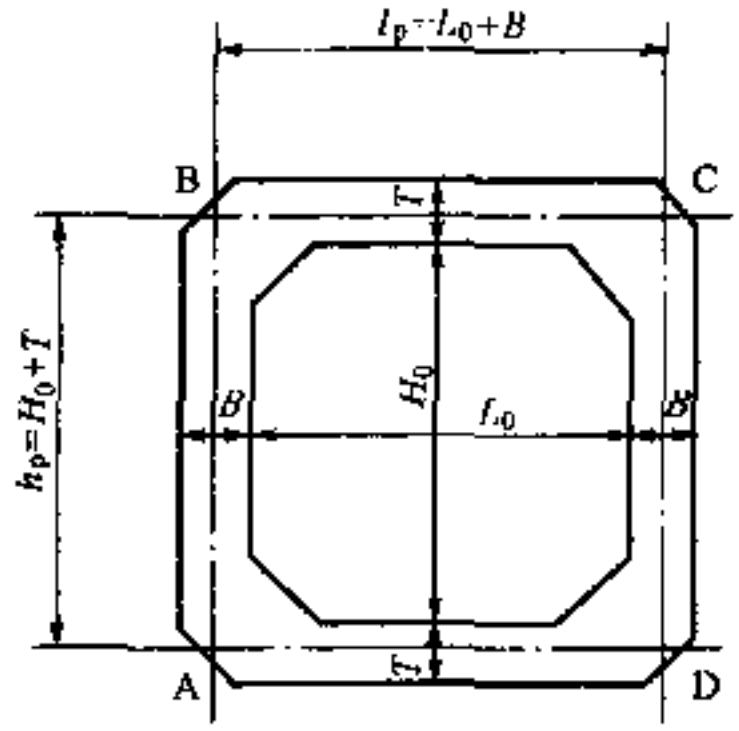
荷载图形			杆内法向力公式			
			N_{AB}（N'_{AB}）	N_{BC}	N_{CD}（N'_{CD}）	M_{AD}
竖向荷载作用下			$\frac{q_2 l_p}{2}$（$\frac{q_1 l_p}{2}$）	$\frac{M_A - M_B}{h_p}$	$N_{CD}=N_{AB}$ （$N'_{CD}=N'_{AB}$）	$N_{AD}=-N_{BC}$
两侧恒载水平土压力	矩形		0	$\frac{q_2 h_p}{2}$	0	$\frac{q_3 h_p}{2}$
	三角形		0	$\frac{q_4 h_p}{6}+\frac{M_A - M_B}{h_p}$	0	$\frac{q_4 h_p}{3}+\frac{M_A - M_B}{h_p}$
单侧活载水平土压力	矩形		$-\frac{M_B - M_C}{l_p}$	$\frac{M_D - M_C}{h_p}$	$\frac{M_B - M_C}{l_p}$	$\frac{q_5 h_p}{2}-\frac{M_D - M_C}{h_p}$
	三角形		$-\frac{M_B - M_C}{l_p}$	$\frac{M_D - M_C}{h_p}$	$\frac{M_B - M_C}{l_p}$	$\frac{q_6 h_p}{2}-\frac{M_D - M_C}{h_p}$

注：1　表中 $K=\frac{T^3}{B^3}\times\frac{h_p}{l_p}$，$N=K^2+4K+3$。

2　弯矩符号以杆件内边受拉为正，以杆件外边受拉为负。法向力的符号以压力为正，拉力为负。

3　各种荷载图式叠加可求得角点弯矩及轴向力。已知杆件上的直接荷载、角点弯矩及轴向力即可对杆件写出弯矩方程式。

此，在接长涵洞时，此种减轻管节（或盖板）可能正位于线路中间，承受较大的竖向土压力和活载，此时应进行检算，考虑更换或加固。



说明图　5.4.9—4

5.4.12　非岩石地基上的涵洞，其沉降缝是为避免不均匀沉降或由于竖向受力不均而产生折断现象。根据施工和养护的经验，分段过短，增加施工困难，过长则防止裂纹效果不大，一般涵身分段节长以2～5m为宜。涵身坡度较陡时，为了错台的需要可采用较短节长。节间沉降缝应在使用期间不致有漏水现象发生，基础部分沉缝可利用施工时嵌入的沥青木板留作防水之用。如施工时不用木板，则应用规定的材料填塞。

5.4.13　对有水压涵洞要求管节之间接缝处密不透水，以免水流在高压力下渗入路堤基底，影响路堤及基底的稳定性。既要求不透水，又要能沉降自如，这样在构造上就比较复杂，因此应避免使用有压涵洞。

5.4.14　涵洞错台主要是为了形成流水坡和保持涵洞稳定，同时也要便利施工。当坡度不大时，为避免涵顶产生空隙，错台高差规定为管壁（或盖板、拱圈）厚度的3/4；如坡度较陡，不能用管壁（盖板、拱圈）厚度调整时，则可加大错台高差，但不得超过0.7m。若错台太大势必过分减少涵洞的工作面积，从过水条件和造价上将显得很不合理。为了避免小孔径涵洞采用最大错台高度后在错台处的净高过小，造成养护困难，因而规定错台处的

净空高度不得小于 1 m。

5.4.15 有基涵洞的基础分为整体式与非整体式两种。采用哪一种基础，应根据涵洞的类型、孔径大小和土质条件而定。

非整体基础的稳定性主要受基底土抵抗挤出的稳定程度控制。整体基础一般没有横向挤出问题，但在特别松软的地基中，可能发生顺涵洞方向挤出的问题，设计时应予以注意。整体基础应有足够的强度以避免断裂，因此其材料数量要比非整体者为大。

5.4.16 无基涵洞的缺点是下沉不匀，接缝容易透水，以致造成路基病害，因此仅能在土质较好而均匀、下沉量不大时采用，而且也只能用于路堤较低的无压涵洞情况。

无基涵洞应根据本规范条文中表 5.4.16 的规定设置一定厚度的砂垫层或表层夯实，使应力均匀分布，并在涵洞出入口设置防渗设施，以减少水力坡降对涵身底面的渗透影响。

5.4.17 涵洞上下游防护工程对涵洞的过水条件、上下游既有建筑物及农田的安全均有直接的影响，因此应根据当地水文、地形及地质条件，结合上下游既有建筑物和有关农田等因素进行设计。

一般涵洞的下列各部位应进行铺砌加固：(1) 涵洞出入口附近的沟床；(2) 锥体填方；(3) 受水流淹没并可能遭受冲刷的涵洞附近及涵顶路基坡面。

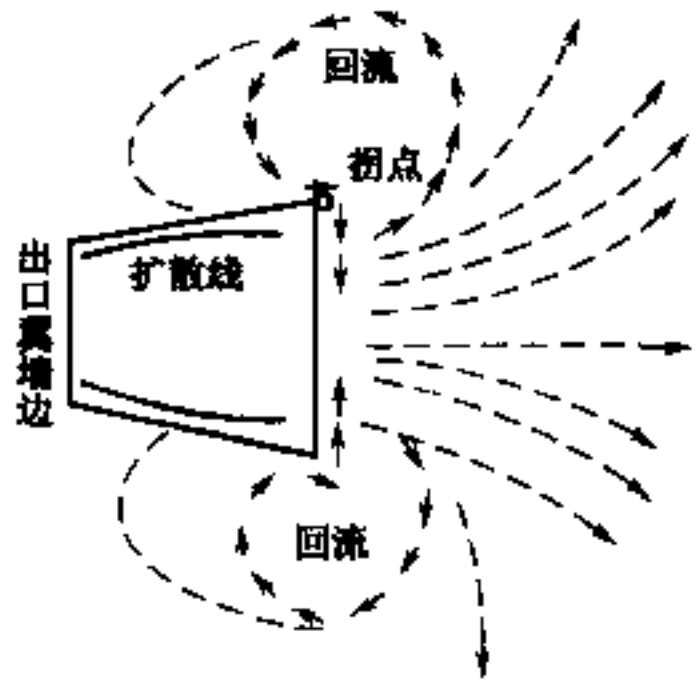
出口铺砌形式，“拱涵下游冲刷及洞内水力因素试验研究报告”（铁道部铁道科学研究院等，1964 年 12 月）分别对常用的几种形式进行了水工模型试验，在设计流量作用下，结果如说明表 5.4.17 所示。

说明表 5.4.17 不同铺砌形式冲刷深度比较

平面形式	最大局部冲刷深 (m)
矩形	3.72
水流扩散角 $\alpha=20°$ 的等腰梯形	3.15
水流扩散角 $\alpha=30°$ 的等腰梯形	3.05

从上表三种平面铺砌形式试验资料看，矩形冲刷最大。等腰梯形 $\alpha=20°$ 与 $\alpha=30°$ 无显著差别，但圬工量 30° 比 20° 增大很多，因此确定了 $\alpha=20°$。

常用的垂裙形式有两种：一为直裙（⌐），一为斜裙（⌐\ ）。也有无裙的（—）。通过试验比较，从水力条件看，无裙时冲刷最小，但铺砌层均为石砌或混凝土建筑，不容许底部出现淘刷，故不宜采用。而直裙与斜裙相比，虽拐角处冲刷较大（如说明图 5.4.17），但下游冲刷较小，从最大冲刷深度及其位置来看，仍以直裙为佳。上游铺砌末端为防止铺砌底部掏空而破坏铺砌层起见，也应该采用直裙。



说明图 5.4.17　无槽冲刷水力现象示意

铺砌层材料的选择取决于铺砌层上最大流速 v_{max}。所谓最大流速，不是最大断面平均流速，而是最大垂线平均流速。

5.4.18　本条是参考《铁路路基设计规范》的部分规定新增加的条文。

松软地基上填筑路基时应进行工后沉降分析。沉降量应满足以下要求：旅客列车设计行车速度为 160 km/h 的路段，一般地段路基的工后沉降量不应大于 200 mm，沉降速率不应大于 50 mm/年。考虑到涵洞病害主要由不均匀沉降所致，专家认为应提高标准。故此涵洞工后沉降按台尾过渡段控制，即工后沉降量不应大

于 100 m。

涵洞工后沉降不满足上述要求时，应进行地基处理。

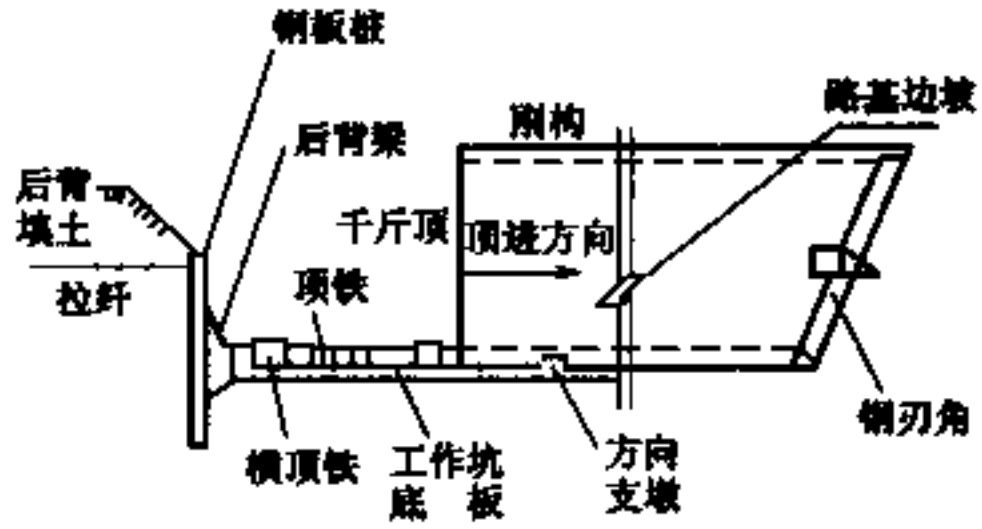
5.5.1 在既有线修建涵洞，特别是修建立体交叉时，由于行车干扰，施工问题复杂，必须进行方案比较。主要考虑下列问题：规划要求（铁路、公路两方面），现有铁路运输及公路运输情况，交叉处排水出路情况及附近水文地质、工程地质情况，施工方法，拆迁情况，各种障碍物拆迁之可能，在拆迁过程中或以后的影响，立交桥断面形式、净高、净宽要求等。

经技术经济比较后，如选择顶进法施工时，由于铁路线路及运输情况，施工技术条件各有不同，大致方法如下：

（1）一次顶入法

本法系按公路的规划位置和铁路线路平面位置的可能，在线路一侧的工作坑内，按穿越铁路股道的多少、净宽、净高要求，预制一个单孔或多孔钢筋混凝土刚构，借助于预先修好的后背，利用千斤顶将此刚构一次顶入路基，随顶进随挖土。为保证顶进时铁路运输安全，需对铁路进行线路加固。

特点：钢筋混凝土刚构一次预制完成。只要有足够的顶力设备，对正交或斜交、各种路基土质、覆土深度，一般均能用此法一次顶入。其优点是对铁路运输干扰较小，顶进时间集中，慢行时间短，如说明图 5.5.1—1。

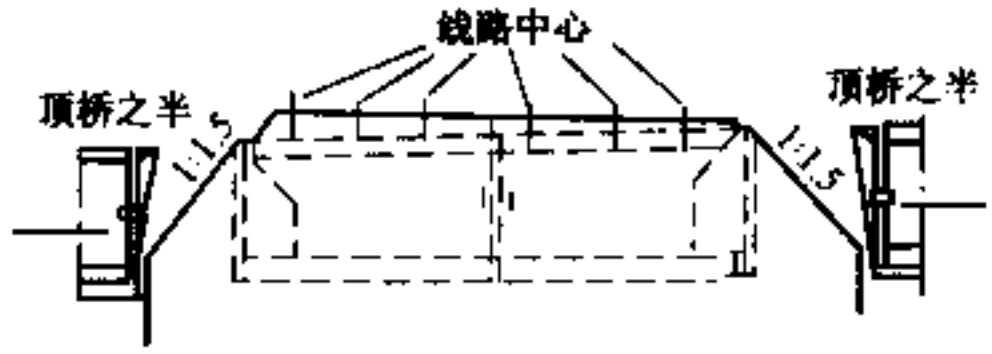


说明图 5.5.1—1

（2）对 顶 法

此法是在铁路两侧各挖一个工作坑，每边预制刚构之半，同样借助两侧之后背，将刚构顶入路基。两侧之刚构可同时顶入，也可先顶一侧，再顶另一侧，但中间接口应选择在两股线路的中间，且要求接口严密不漏水。

特点：当穿越铁路股道较多，一次顶入顶力较大，或顶力设备不足，轴向分段顶进又有困难时可采用此法，但顶进工艺要求比较严格，应防止方向“错牙”现象，如说明图 5.5.1—2。



说明图 5.5.1—2　对顶示意

（3）顶进刚构与顶梁结合法

例如将三跨整体刚构分为三部分，即中孔刚构及两边孔简支梁。为减小简支梁的高度，可做成预应力钢筋混凝土板。在铁路旁的工作坑内，先预制中孔刚构及两桥台。此桥台在顶进过程中为箱形刚构，在使用阶段可填为实体重力式桥台。施工时先顶入中孔刚构，再顶入两侧桥台，就位之后再顶入简支梁。

特点：可减小顶力，但作业繁琐，顶进工艺复杂，对铁路运输干扰大，慢行时间长。

（4）开槽顶入法

此法系在工作坑内预制钢筋混凝土门式刚构。在门式刚构的中、边墙相应的铁路路基处，按中墙、边墙厚度开槽，为保证路基稳定需将路基开槽部分支撑，并按扩大基础设计、施工。然后，以预行修好的基础和沟槽作为滑道，将刚构顶入。为减小顶力，可将基础顶面或门式刚构之边墙、中墙底部各预埋一钢板，并在其上涂油，顶进就位后将预埋之钢板焊死。

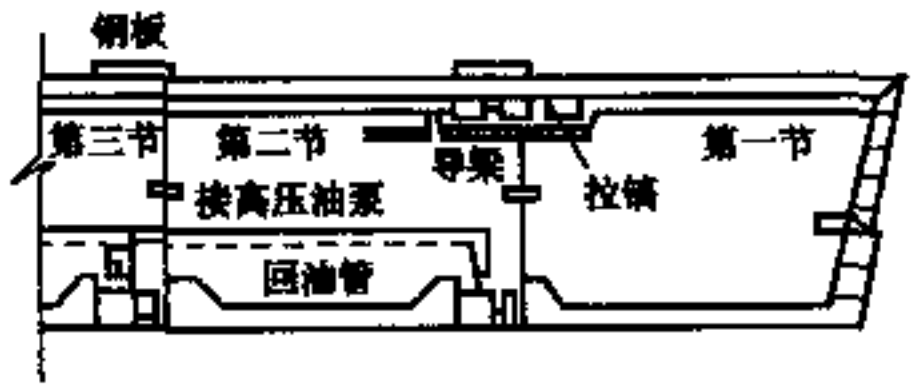
特点：顶力最小，可将门式刚构顶进就位后再挖除中间部分

路基土，因而施工速度大大加快。但按此法施工时，应注意路基土质，开槽不致坍方。为保证安全，必须进行线路加固。

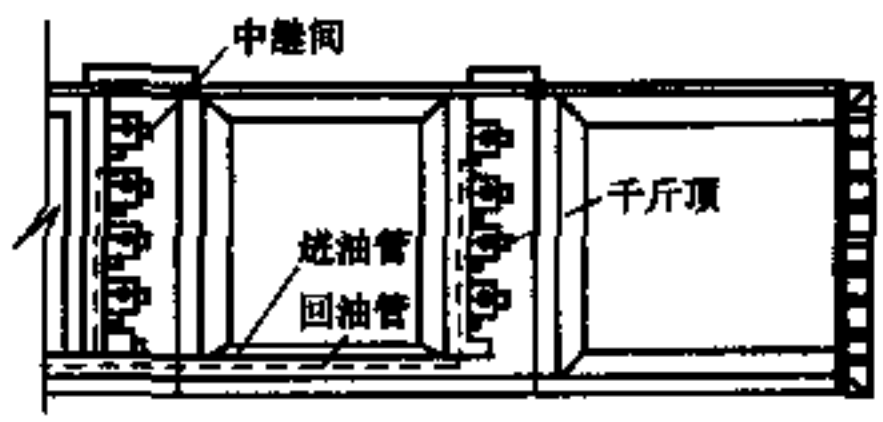
(5) 中 继 间

当穿越多股线路时，因钢筋混凝土刚构轴向长度太长，纵向配筋要求过多，顶力较大，后背设备增多，此时宜将刚构分成数段（但分段长度不宜过短，可根据最大顶力设备能力及纵向配筋要求决定其长度），在节间设置中继间，将刚构接力顶进。

特点：此法后背设备较少，即前节刚构可利用后节刚构作后背。为了避免节间产生“错牙”现象，接口处需做特殊处理，如说明图 5.5.1—3。



说明图 5.5.1—3　剖面



说明图 5.5.1—4　中继间设备安装示意

实践证明，既有线采用顶进法修建铁路立交桥，有如下优点：

(1) 占地少，拆迁少，对城市交通干扰小。城市的平交道口，特别是位于城市中心的道口，周围空地较少，且附近大都修建了许多高大建筑，如采用修建施工便线修建立交桥，必然占地多，拆迁量大，同时市区取土困难，采用顶进法施工，则能克服上述缺点。

(2) 可以保证铁路不间断运行。

(3) 结构轻巧，适宜于配合城市建筑。

5.5.2 顶进桥涵的设计荷载除按本规范第 4 章的规定外，还有下列几个特点：

(1) 活载——对刚架式的立交桥，其活载应包括列车活载、公路车辆活载及行人荷载。

(2) 顶力——顶力系顶进桥涵的施工荷载，也是设计后背的依据。

5.5.3 对于较长的刚架式立交桥，为了施工的安全与方便，宜分段预制，以便采用顶进法时减小后背。近年来由于顶进刚架式立交桥的轴长越来越长，为节约工程造价，便于施工，简化后背，节省顶柱，应优先考虑顶进法施工，但必须注意接缝之处理，要求接缝密不渗水。

5.5.4 顶桥应按最大顶力进行下列检算：

(1) 顶进部位的局部压力

为避免结构局部受压过大而损坏，需对千斤顶的施力点进行局部承压应力的检算。目前采用的千斤顶多为2000、3000、5000 kN，相应的压应力为 48.3（顶端直径为 230 mm）、61.0（顶端直径为 280 mm）、70 MPa（顶端直径为 300 mm）。为满足一般局部承压的要求，通常的作法是将钢筋混凝土顶桥底板施力点处（即千斤顶的顶块与顶桥底之接触处），布置一块厚度为 15～20 mm的钢板，使顶力均匀地分布在顶桥底板上。

(2) 中墙及侧墙根部剪应力

因顶桥之施力点多布置在底板处，在顶进过程中顶力将通过底板、中墙、侧墙、中平台传至路基，这时中墙及侧墙根部所承受的剪应力最大，应检算结构的强度和稳定性。

(3) 顶进就位地基承载力

顶桥多为超静定结构，当地基承载力不足时，可能引起不均匀下沉而产生附加应力，因此必须探明地质确定地基的承载力。

(4) 当斜桥正顶时还应检算抗扭问题

5.5.5　因为顶进桥涵多在稳定和多年压实的旧路基中进行，为近似计算，其竖向压力可按土柱重计算。

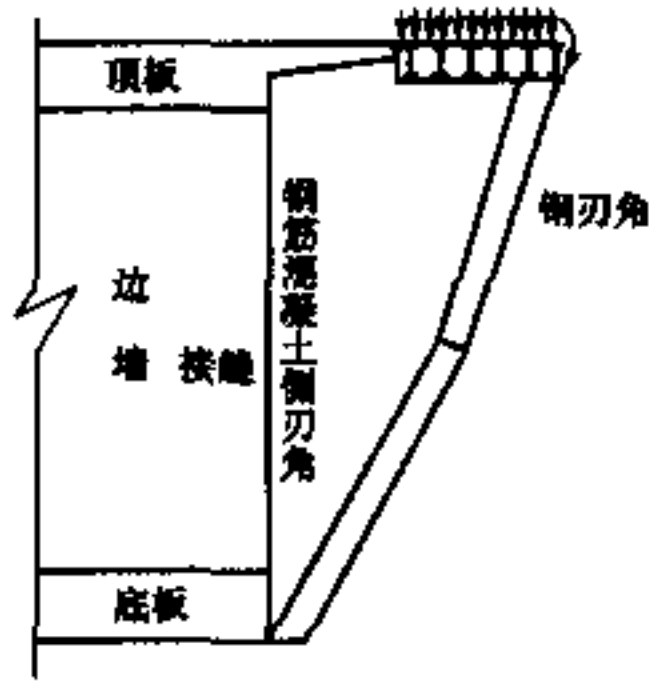
5.5.6

（1）刃角一般由钢刃角和混凝土刃角组成。其主要作用系切入土中，防止在顶进过程中由于路基土体的塌方而影响行车安全。按以往经验，对一般填土路堤，刃角斜度以60°为宜。当路堤为砂卵石筑成，且高度大于6 m时，在顶进时为防止塌方，其切土土坡呈45°为宜。但为避免顶板悬挑过长，可采用锯齿形的构造，如说明图5.5.6—1。这样将顶桥分成上下两层，也便利挖土。



说明图5.5.6—1　锯齿形刃角示意

（2）为了使刃角部分受力明确，并省去顶桥前方补齐边墙的工序，有的采用了分离式钢筋混凝土刃角，在顶进就位后即行拆除，如说明图5.5.6—2所示。



说明图　5.5.6—2

其构造如下：

①钢筋混凝土刃角可为预制或现灌，当为现灌时应使与边墙

隔离（可在接缝处涂沥青）以便拆卸。

②接缝可用锚筋或钢板接头联结，以保证接缝强度及便利拆卸。

③当钢筋混凝土刃角顶面伸出主体结构较长，必须铺设临时钢梁。为了减小钢梁跨径，可在顶桥跨径中间设置临时撑架。

④为了改善钢筋混凝土侧刃角的侧向受力情况，并防止由于土压力作用引起的侧向变形，必要时可在侧刃角之间加横撑，也可用顶部临时钢梁作为横撑。

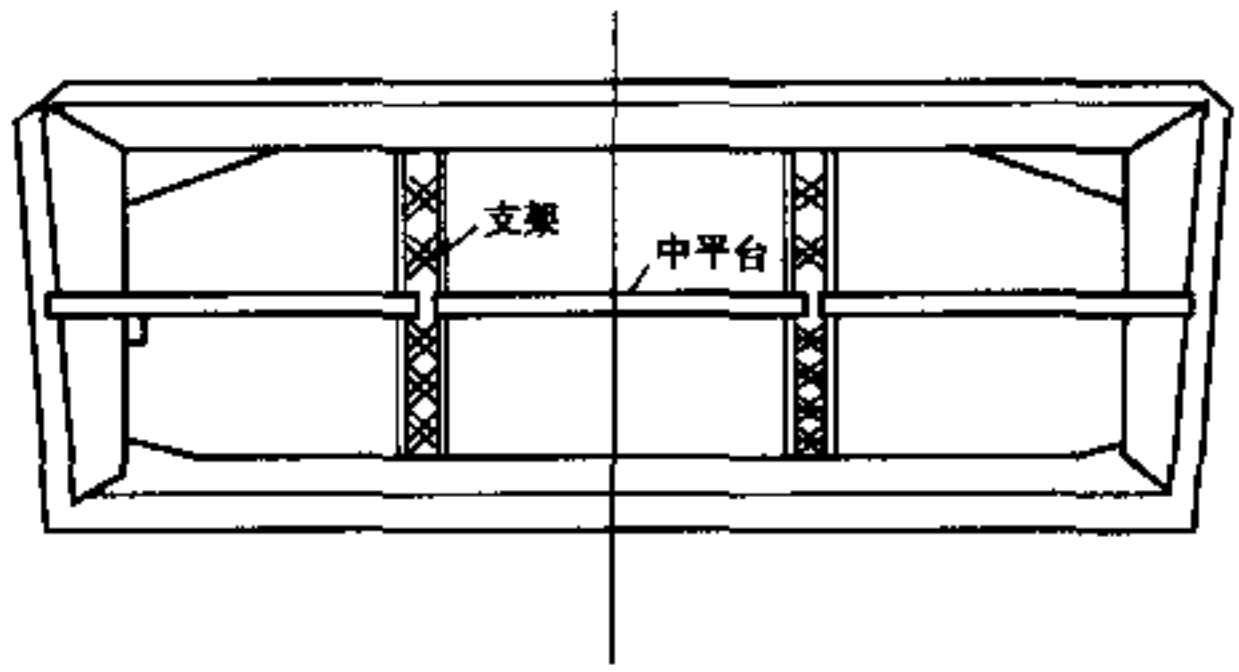
⑤顶进过程中，在静载及活载侧向土压力作用下，钢混凝土刃角按嵌固在接缝处的悬臂梁检算强度，悬臂梁的计算跨径，可沿刃角高度方向取几个断面进行计算比较，一般以靠近上部的断面内力较大。

5.5.7 因为顶桥的净高较大，约为 6～7 m，这样开挖路基容易坍方，因此一般安设中刃角及中平台，把全高分为两层，减少开挖高度，保证路基稳定。

中平台的另一作用是便于挖土，可以在平台上挖土增加工作面。

中平台可按施工垂直荷载 10 kPa 计算。

中刃角、中平台和顶桥结构本身可预埋钢件联结，因施工完后需拆除，故必须考虑拆除方便。中平台构造如说明图 5.5.7。

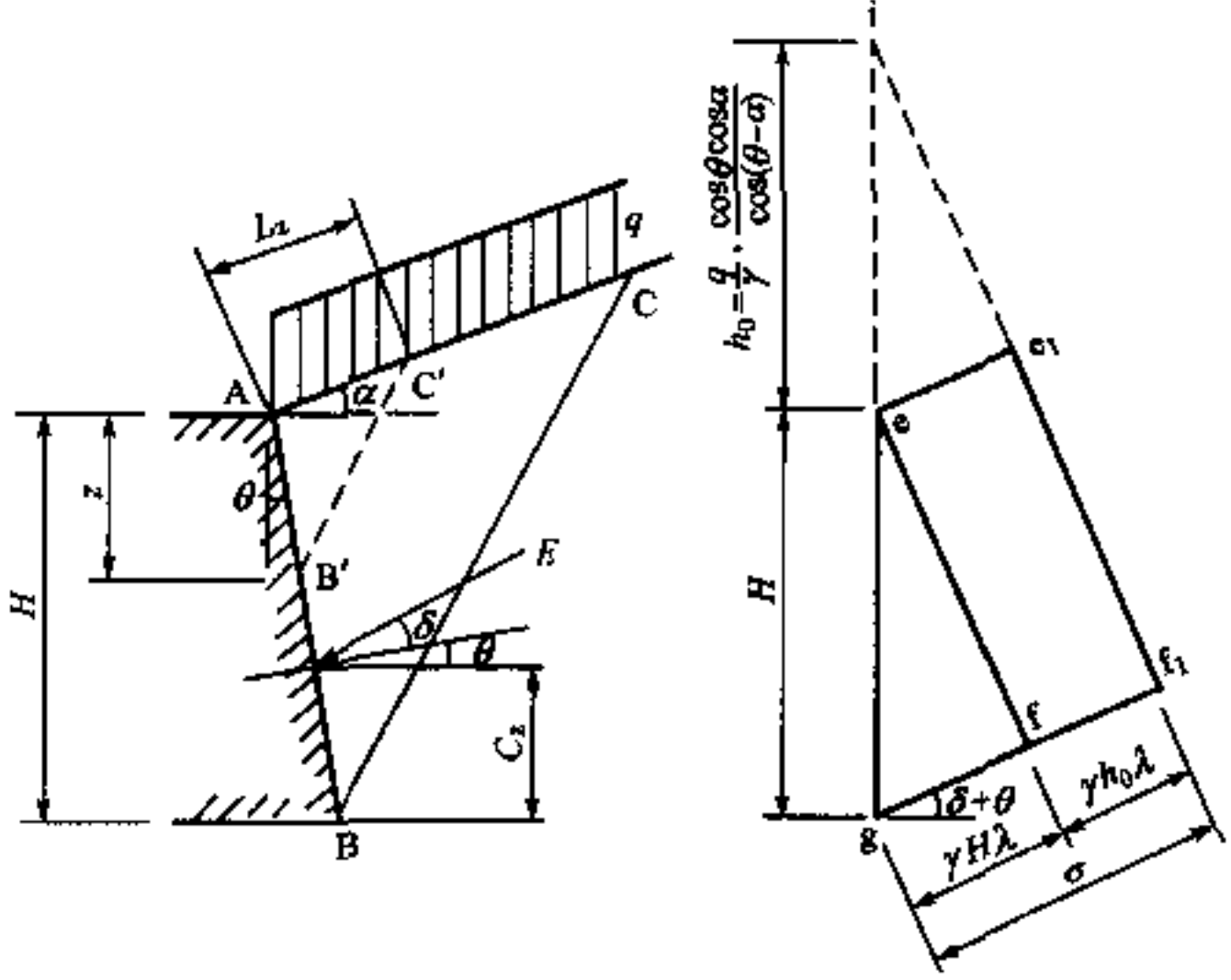


说明图　5.5.7

A.0.1 设说明图A.0.1(a) 的填土坡面为斜面，在这倾斜表面水平投影每单位长度上作用着强度为 q 的均布超载。假设 BC 为破裂面，B′C′是任意破裂平面，它通过墙顶以下深度 z 处墙背上的 B′点。在没有超载时，相应单位长度有破裂棱体 AB′C′的重量为

$$W_1' = \frac{1}{2}\gamma \frac{z}{\cos\theta} L_z \sin[90^\circ + (\theta - \alpha)]$$

$$= \frac{1}{2}\gamma z l_z \frac{\cos(\theta - \alpha)}{\cos\theta}$$



说明图 A.0.1 主动土压力计算

超载使这个重量增加 $qL_z\cos\alpha$。带有超载的重量 W_1 是与断面为 AB′C′并具有容重 $\gamma_q > \gamma$ 的土楔的重量是相同的，因此可以写出下列方程式：

$$W_1' = \frac{1}{2}\gamma z l_z \frac{\cos(\theta - \alpha)}{\cos\theta} + qL_z\cos\alpha = \frac{1}{2}\gamma_q z l_z \frac{\cos(\theta - \alpha)}{\cos\theta}$$

解上式，得到单位重量 γ_q 的数值：

$$\gamma_q = \gamma + \frac{2q}{z} \cdot \frac{\cos\theta\cos\alpha}{\cos(\theta-\alpha)}$$

如将 $H=z$，$\gamma=\gamma_q$ 以及 $E'=E$ 代入库仑主动土压力公式，即

$$E' = \frac{1}{2}\gamma H^2 \lambda \qquad \text{（说明 A.0.1—1）}$$

式中 E' 为单位宽度上的主动土压力，γ 为填料的单位容重，H 为填土高度，λ 为土压力系数，

$$\lambda = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\delta)\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\alpha)}{\cos(\phi+\delta)\cos(\phi-\alpha)}}\right)^2}$$

得到深度为 z 墙背上（包括活载）的单位宽度上的土压力为

$$E = \frac{1}{2}\left(\gamma + \frac{2q}{z}\cdot\frac{\cos\theta\cos\alpha}{\cos(\theta-\alpha)}\right)z^2\lambda$$

$$= \frac{1}{2}\gamma z^2\lambda + qz\lambda\,\frac{\cos\theta\cos\alpha}{\cos(\theta-\alpha)} \qquad \text{（说明 A.0.1—2）}$$

上式中的 $\lambda\cdot\frac{\cos\theta\cos\alpha}{\cos(\theta-\alpha)}$ 对于确定的 ϕ（土的内摩擦角）、θ（墙背AB与竖直线所成之角）、δ（外摩擦角）以及 α（填土坡面与水平面所成的角）值为一常数。

在深度 z 处，相应的单位宽度侧压力 σ_z 为

$$\sigma_z = \frac{dE}{dz} = rz\lambda + q\lambda\,\frac{\cos\theta\cos\alpha}{\cos(\theta-\alpha)} \qquad \text{（说明 A.0.1—3）}$$

上面这个方程式的右边第一项代表由于土的重量在深度 z 处所引起的单位宽度土压力。相应的这个压力的分布是静水压力式的，如说明图A.0.1(b) 中 efg 所示。第二项表示由于超载重量所引起的单位宽度土压力，它与深度无关。因此在说明图A.0.1(b) 中这一部分土压力由平行四边形表示。这个平行四边形的 e_1f_1 边的延长线与基线 eg 相交于 i 点，i 点在墙背顶面以上的换算高度 h_0 则根据式（说明 A.0.1—3）和说明图A.0.1(b)

两个三角形 iee_1、egf 相似的关系求得：

$$h_0 = \frac{q}{\gamma}\frac{\cos\theta\cos\alpha}{\cos(\theta-\alpha)} \qquad \text{（说明 A.0.1—4）}$$

按照说明图A.0.1(b) 墙背上的土压力是与填土无超载而高度为 $H+h_0$ 的虚构墙背上的土压力一样。由式（说明 A.0.1—4）求得的 h_0 谓之超载当量高度。

整个墙身 H 高度上单位宽度的总土压力和墙身底 B 点处单位面积上的土压力强度，只需将式（说明 A.0.1—2）和式（说明 A.0.1—3）中的 z 以 H 代入，同时把超载 q 换算成当量土层厚度 h_0 表示，则得到主动土压力的计算公式：

$$E = \frac{1}{2}\gamma H^2\lambda + \gamma H h_0\lambda \qquad \text{（说明 A.0.1—5）}$$

$$\sigma = \gamma H\lambda + \gamma h_0\lambda \qquad \text{（说明 A.0.1—6）}$$

式中 E——墙背面单位宽度的主动土压力；

σ——墙底面处墙背垂直投影面上单位面积上的主动土压力强度。

关于土压力着力点，根据说明图A.0.1(b) 的土压力的水平分力图形分块面积对计算截面的面积矩和总面积的比例求得：

$$C_z = \frac{\frac{H}{2}\gamma H\lambda\cos(\delta+\theta)\frac{H}{3} + H\gamma h_0\lambda\cos(\delta+\theta)\cdot\frac{H}{2}}{\frac{H}{2}\gamma H\lambda\cos(\delta+\theta) + H h_0\gamma\lambda\cos(\delta+\theta)}$$

$$= \frac{H}{3}\left(\frac{H+3h_0}{H+2h_0}\right)$$

$$= \frac{H}{3}\left(1+\frac{h_0}{H+2h_0}\right) \qquad \text{（说明 A.0.1—7）}$$

计算总土压力时，其着力点为

$$C_z = \frac{H}{3}\left(1+\frac{h_0 B_0}{HB+2h_0 B_0}\right) \qquad \text{（说明 A.0.1—8）}$$

式中 B——墩台的计算宽度；

B_0——台后活载计算宽度。

A.0.2 关于土层特性有变化或受水位影响，需分层计算各层土压力的计算公式，推导如下：

根据式（说明 A.0.1—6）得到图上计算土层顶面和底面的土压力强度为

$$\sigma_1 = \gamma h'\lambda + \gamma h_0\lambda \qquad \text{（说明 A.0.2—1）}$$

$$\sigma_2 = \gamma(h + h')\lambda + \gamma h_0'\lambda \qquad \text{（说明 A.0.2—2）}$$

式中 σ_1——计算土层顶面处墙背垂直投影面上单位面积上的主动土压力强度；

σ_2——计算土层底面处墙背垂直投影面上单位面积上的主动土压力强度；

h——计算截面以上的计算土层厚度；

h'_0, h'——在计算土层以上所有土层按该计算层的容重换算的高度；

γ——计算土层的土的容重，水中则为浮重。

部分土压力可由下面的积分式求得：

$$dE_p = \sigma_y dz$$

$$E_p = \int_{h'}^{h'+h} \gamma\lambda z\,dz + \int_{h'}^{h'+h} q\lambda \frac{\cos\theta\cos\alpha}{\cos(\theta - \alpha)}dz$$

$$= \frac{\gamma\lambda}{2}(h^2 + 2h'h) + q\lambda h \frac{\cos\theta\cos\alpha}{\cos(\theta - \alpha)}$$

$$= \frac{\gamma\lambda}{2}(h + 2h')\lambda + \gamma h h_0'\lambda \qquad \text{（说明 A.0.2—3）}$$

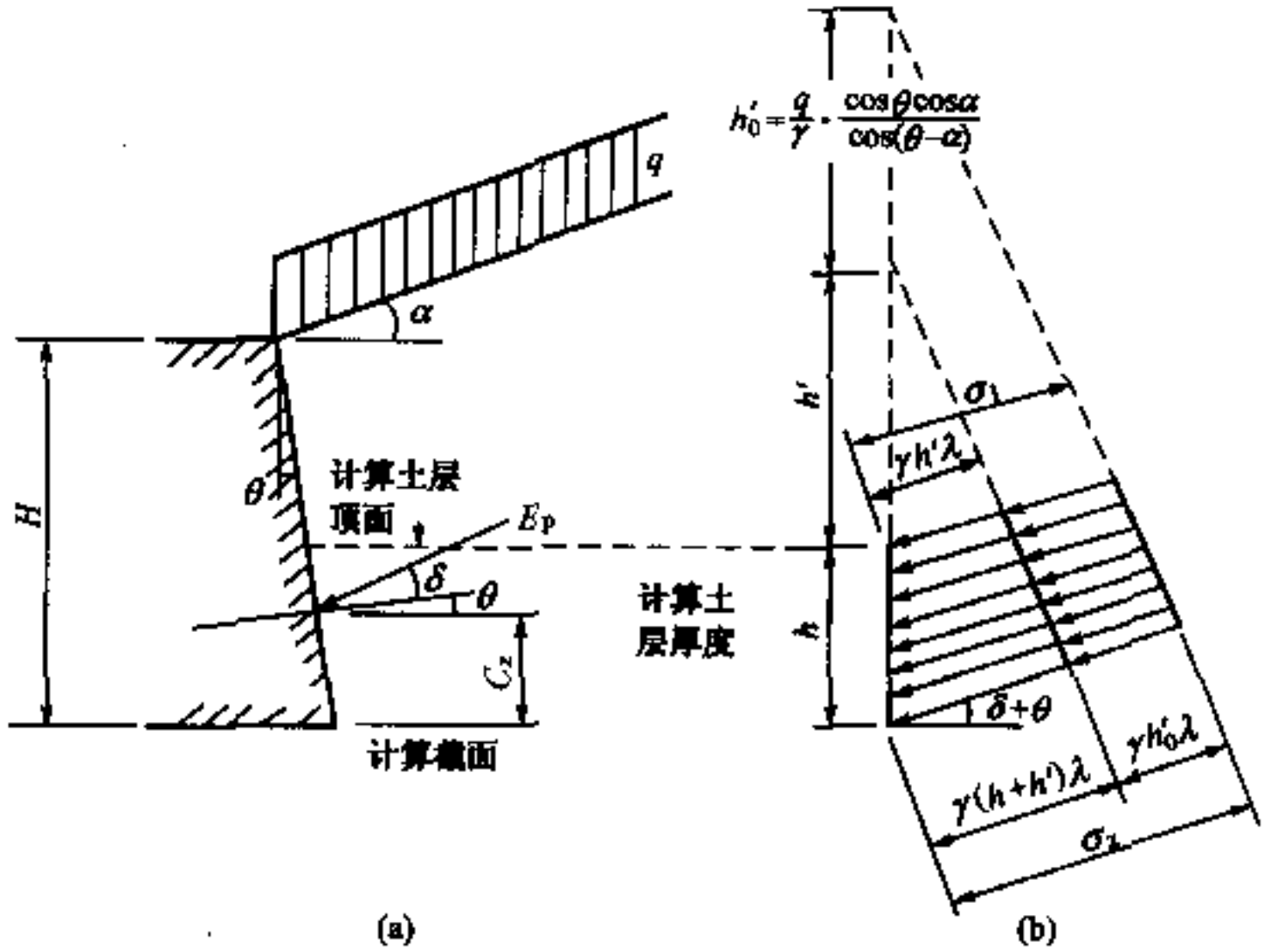
式中 E_p——计算土层墙背面单位宽度的主动土压力。

其着力点的求法同第 A.0.1 条条文说明中所述。首先求得 σ_1 和 σ_2 的水平分力，即

$$\sigma_{1x} = \sigma_1\cos(\delta + \theta)$$

$$\sigma_{2x} = \sigma_2\cos(\delta + \theta)$$

则说明图A.0.2(b) 中的 C_z 按照应力图形梯形面积的重心求得：



说明图 A.0.2　主动土压力分层计算

$$C_z=\frac{\sigma_{2x}+2\sigma_{1x}}{3(\sigma_{2x}+\sigma_{1x})}h=\frac{\sigma_2+2\sigma_1}{3(\sigma_2+\sigma_1)}h$$

$$=\frac{h}{3}\cdot\frac{\gamma(h+h')\gamma+\gamma h_0'\gamma+2\gamma h'\gamma+2\gamma h_0'\gamma}{\gamma(h+h')\lambda+\gamma h_0'\lambda+\gamma h'\lambda+\gamma h_0'\lambda}$$

$$=\frac{h}{3}\cdot\frac{h+3h'+3h_0'}{h+2h'+2h_0'}$$

$$=\frac{h}{3}\left(1+\frac{h'+h_0'}{h+2h'+2h_0'}\right)\qquad\text{(说明 A.0.2—4)}$$

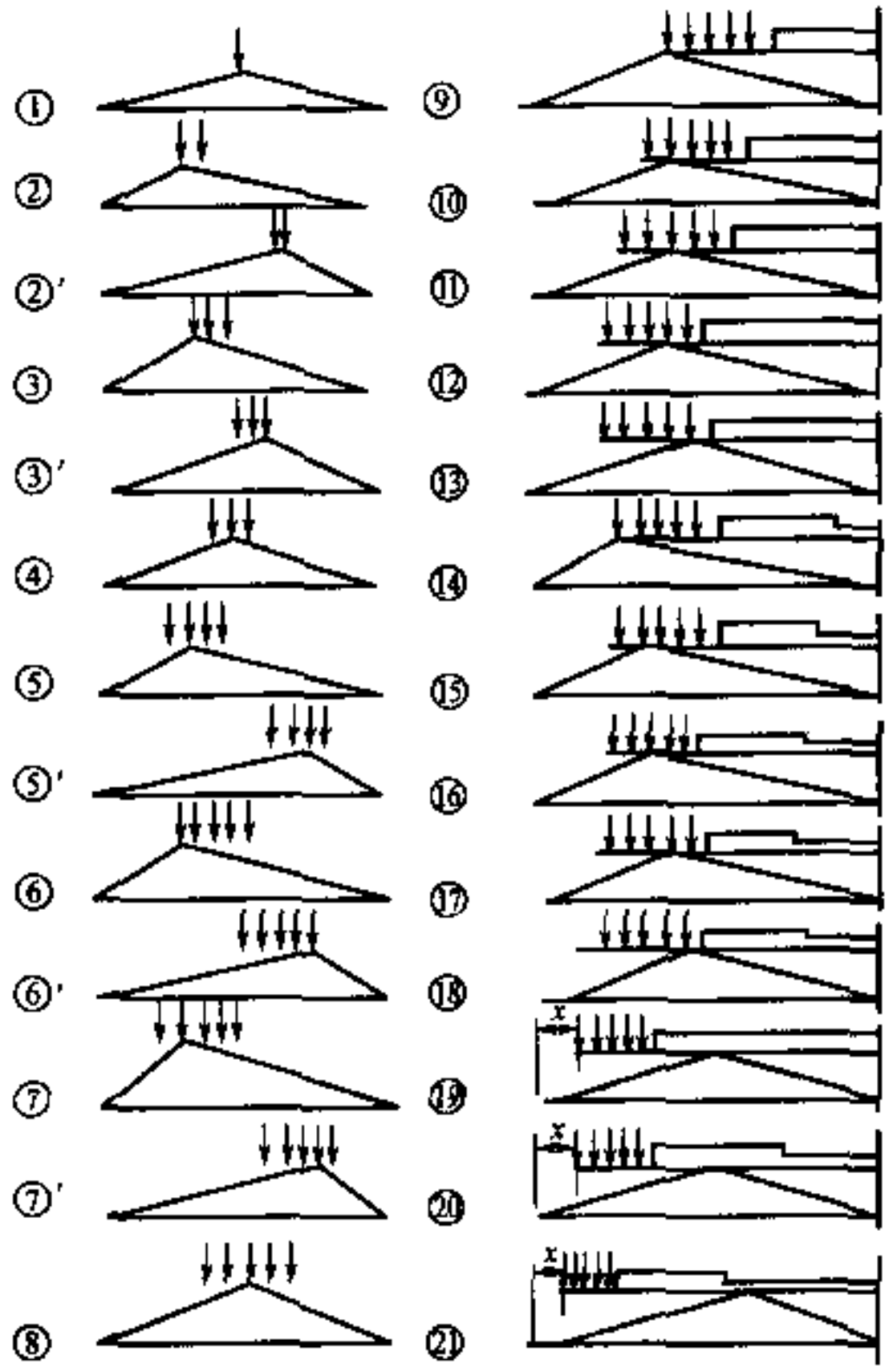
计算总土压力时，其着力点为

$$C_z=\frac{h}{3}\left(1+\frac{h'B+h_0'B_0}{hB+2h'B+2h_0'B_0}\right)\qquad\text{(说明 A.0.2—5)}$$

C.0.1　桥面道碴厚度＞1 m 时，以一个特种轴重纵向分布于1.5 m长的轨道上，即为$\frac{250}{1.5}\approx165$ kN/m。

所附 26 个(公式编号①～㉖)换算均布活载计算公式，系供影

响线具有“最大纵坐标任何位置 α”和“任何加载长度 L”的应用。经分析，当跨度在 6.4 m 以下，$\alpha=0.5$ 及 $\alpha=0$，均为三个特种轴重控制计算。公式的相应控制轴数和轴位见说明图 C.0.1。



说明图　C.0.1

注：1　①～④式系特种活载。

2　aL 一律在图的左方。

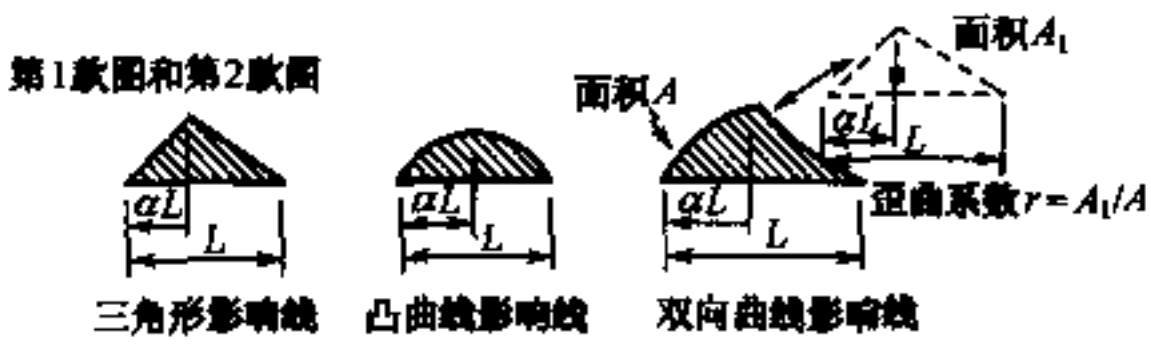
3　⑲式 $x=4.46$（以 m 计）；

⑳式 $x=\dfrac{41-86\alpha+1.2\alpha L}{9.2-8\alpha}$；

㉑式 $x=10.75$（以 m 计）。

C.0.2 加载规定中提及的各种影响线及其加载方法如说明图C.0.2所示。

《59桥规》中用换算均布活载加载影响线的规则中第7条



第3款图 四边凸曲线形



(a)按基本三角形求算 (b)按最大纵坐标位置求算

第4款图 带一个凹角的四边形影响线

第一种加载　　第二种加载

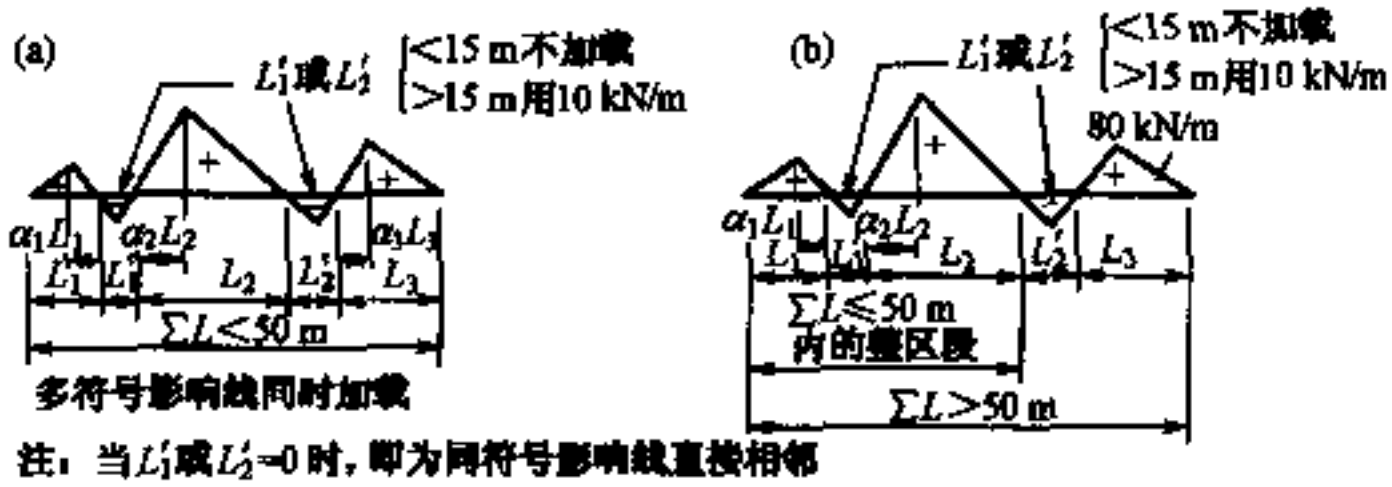


(a)按基本三角形求算　(b)按最大纵坐标求算

第5款图 锯齿形影响线



第7款图 多符号影响线



注：当L_1'或L_2'=0时，即为同符号影响线直接相邻

说明图 C.0.2

“直接相邻的单符号影响线”和第 8 条“多符号影响线有……异号区段隔开者”，现比较这两条加载方法。当影响线全长小于 50 m时，前者只有一个区段按最大值加载，后者可以有若干个区段按各自最大值加载，显然存在很大差异。从说明图 C.0.2 中第 7 款图中图 a）可以看出，当异号区段的长度 L_1' 或 L_2' 接近或等于 0 时，这个“多符号影响线有……异号区段隔开者”，就等于或接近“直接相邻的数个单符号影响线”，因此两者的加载方法应该是相同的，同时考虑小于或等于 50 m 的区段范围内有出现最大活载的可能，因此规定当影响线长度小于 50 m 内的各区段，凡是直接相邻的或是有异号隔开的同符号影响线均按各自的最大值同时加载。

本条第 7 款第 2）项的规定，当影响线加载长度大于 50 m 时，考虑到 50 m 内同样可能出现最大值，所以规定 50 m 内的整区段（所谓整区段系指各同符号零点至零点的影响线面积）各同符号影响线仍按各自最大值同时加载，其余同符号影响线均用均布活载 80 kN/m 加载。如果跨度大于 50 m，不能在 50 m 处截取影响线面积加载，应按跨长求最大值加载，其余各跨同符号影响线用 80 kN/m 加载。

通常计算强度时，按最大加载来进行，但计算疲劳强度时，应按经常出现的较大加载方为合理。因此，规定了第 8 款关于疲劳的加载方法，即按照分别自左至右和自右至左连续加载的规定。如用换算均布活载加载，则对某一区段按本条规定的第 1～5 款方法加载最大值（选取 αL 值时要注意列车行进方向，即选在机车前端的一方），其余区段不论影响线的正负均取 80 kN/m 加载。

《59 桥规》加载规则第 9 条规定，同时加载于两个或两个以上的影响线求其共同作用时，其换算均布活载以及加载长度系逐一按每一影响线单独求之，并将所得之值用于其余的影响线，比较得出其最大共同作用的加载即为计算值。在实际运用中，对于

一般静定结构，其影响线系由直线组成，且形状相似，按上述计算结果与按实际活动载轴位求得者误差不大。但对于超静定结构，某些实例表明有时误差较大，故规定除静定结构和恒载影响较大的超静定结构之外，一般应求出控制轴位而用于其余的影响线，这样较为适宜。