

UDC

中华人民共和国行业标准

TB

TB 10002—2017

P

J460—2017

# 铁路桥涵设计规范

Code for Design on Railway Bridge and Culvert

2017-01-02 发布

2017-05-01 实施

国家铁路局 发布

中华人民共和国行业标准

# 铁路桥涵设计规范

## Code for Design on Railway Bridge and Culvert

TB 10002—2017

J 460—2017

主编单位：铁道第三勘察设计院集团有限责任公司

批准部门：国家铁路局

施行日期：2017年05月01日

版本：1951年12月第1版      1958年11月第2版

1974年12月第3版      1985年8月第4版

1996年5月第5版      1999年10月第6版

2005年6月第7版      2017年5月第1版

中国铁道出版社

2017年·北京

# 前 言

《铁路桥涵设计基本规范》TB10002.1-2005 发布以来，我国铁路尤其高速铁路建设取得了举世瞩目的伟大成就，京沪、京广、郑西、哈大等高速铁路，宜万、太中银等客货共线铁路，山西中南部通道、蒙华等重载铁路，珠三角及武汉城市圈城际铁路等大批铁路项目相继建成通车，完善了路网结构，增加了铁路运输服务的有效供给。经过十多年的积极探索和创新实践，我国铁路桥梁建造技术取得历史突破，实现重大跨越，已跻身世界先进行列。南京大胜关长江大桥、武汉天兴洲长江大桥等一批深水、大跨、特殊地质条件、复杂结构形式桥梁的成功建设，自主研发的大吨位箱梁成套技术的广泛应用，为进一步完善铁路桥梁技术标准积累了丰富经验，奠定了坚实基础。

本规范根据国家铁路局构建铁路工程建设标准体系要求，为满足铁路桥涵建设和发展需要，统一铁路桥涵设计标准，提高铁路桥涵设计水平，保障铁路桥涵安全与质量，在《铁路桥涵设计基本规范》TB10002.1-2005 等规范的基础上，全面总结我国高速、城际、客货共线和重载铁路桥涵建设、运营的实践经验和科研成果，全面修订而成。

本规范贯彻落实了安全优先的原则，强化了质量安全、节约资源、保护环境以及风险防范、防灾减灾等技术要求，并结合我国国情、经济社会发展水平、环境条件等因素，合理确定了不同运输性质类型、不同速度等级铁路桥梁的主要设计标准，进一步提升了规范的科学性和技术经济合理性。

本规范由 5 章组成，包括总则、术语和符号、桥涵布置、设计荷载、桥涵设计，另有 5 个附录。

本次修订的主要技术内容如下：

1. 修订了规范适用范围，适用于高速铁路、城际铁路、客货共线 I 级和 II 级铁路、重载铁路桥涵结构设计。
2. 增加了桥梁结构设计的角度要求和相邻桥涵间路堤长度的原则规定。

3. 删除了铁路桥和公路桥分、合建规定及温度跨度大于 100m 的钢梁设置温度调节器的相关规定。

4. 增加了桥梁同侧支座横向位移约束条件的相关规定。

5. 增加了桥面外侧梁缝较大时梁端桥面板设置悬臂端等措施的要求。

6. 删除了铁路桥上设置反向曲线的规定。

7. 整合细化了桥面布置、桥上护轮轨铺设、人行道及栏杆、避车台设置的相关规定。

8. 桥涵布置一章新增“铁路线路交叉跨越桥梁结构设计与安全防护”、“高架车站桥梁结构”、“系统接口设计”三节，明确了上跨或下穿公路、铁路的设计及安全防护要求，规定了高架车站桥梁结构设计的主要原则，提出了桥梁设计的接口工作要求。

9. 修订了长钢轨纵向水平力（伸缩力和挠曲力），将其由主力活载调整为特殊力。

10. 修订了桥涵结构设计采用的列车荷载图式，删除了铁路标准荷载换算均布活载的相关内容，加载规定整合至第 4 章“设计荷载”中。

11. 补充了高速铁路、城际铁路、重载铁路横向摇摆力的计算取值，增加了气动力、支座摩阻力、波浪力、地震力计算的原则规定。

12. 修订了客货共线 I 级和 II 级铁路、重载铁路钢筋混凝土桥跨结构动力系数计算所采用的相关参数  $\alpha$  取值。

13. 桥涵设计一章中新增“一般规定”一节，规定了适用范围及高速、城际、客货共线 I 级和 II 级铁路车桥耦合动力响应指标及耐久性要求，修订了桥梁适用跨度，增加了桥梁适用高度。

14. 整合修订了高速、城际、客货共线 I 级和 II 级、重载铁路梁式桥的竖向变形限值、墩台基础沉降限值、墩台顶纵向水平线刚度限值取值。

15. 明确了涵洞基础工后沉降限值按是否在过渡段范围内作不同要求的规定。

16. 明确了顶进桥涵的适用范围，即无砟轨道区段以及高速铁路有砟轨道区段有可能破坏地基加固效果的路基地段、各种过渡段路基不应顶进桥涵。

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集团有限公司（天津市河北区中山路 10 号，邮政编码：300142），并抄送中国铁路经济规划研究院（北京市海淀区北蜂窝路乙 29 号，邮政编码：100038），供今后修订时参考。

本规范由国家铁路局科技与法制司负责解释。

**主编单位：**铁道第三勘察设计院集团有限公司

**主要起草人：**苏伟、张莉、王召祜、杜宝军、高策、田杨、周四思、王俊杰、周勇政。

**主要审查人：**殷宁骏、曾会欣、薛吉岗、陈良江、杨梦蛟、刘 椿、赵会东、杨鹏健、韩晓强、刘文荐、吴少海、陈克坚、王新国、徐升桥、徐伟、桂 婳、吴延伟、许志艳。

# 目 次

1 总则	1
2 术语和符号	3
2.1 术语	3
2.2 符号	5
3 桥涵布置	6
3.1 一般要求	6
3.2 桥涵孔径	7
3.3 桥涵构造	8
3.4 桥头引线及桥上线路	9
3.5 桥面布置及附属设施	10
3.6 维修养护设施	12
3.7 铁路线路交叉跨越桥梁结构设计与安全防护	13
3.8 高架车站桥梁结构	13
3.9 系统接口设计	14
4 设计荷载	15
4.1 荷载分类和组合	15
4.2 恒载	16
4.3 活载	19
4.4 其他荷载	28
4.5 作业通道及栏杆荷载	32
4.6 施工荷载	32
5 桥涵设计	33
5.1 一般规定	33
5.2 梁桥	34
5.3 拱桥	37
5.4 墩台	38

5.5 涵洞 .....	44
5.6 顶进桥涵 .....	47
附录 A 主动土压力计算 .....	49
附录 B 静止土压力计算 .....	52
附录 C .....	53
附录 D 钢筋混凝土、混凝土和石砌体矩形截面杆件计算温度图解 .....	54
附录 E.1 全国一月平均气温 (°C) .....	55
附录 E.2 全国七月平均气温 (°C) .....	56
本规范用词说明 .....	57
《铁路桥涵设计规范》条文说明 .....	57

# 1 总 则

**1.0.1** 为贯彻国家有关法规和铁路技术政策，统一铁路桥涵设计技术标准，使铁路桥涵设计符合安全可靠、先进成熟、经济适用、保护环境的要求，制定本规范。

**1.0.2** 本规范适用于新建和改建标准轨距的高速铁路、城际铁路、客货共线Ⅰ级和Ⅱ级铁路、重载铁路桥涵的设计。

**1.0.3** 桥涵应满足运营、检查、维护和应急抢修要求，并具有良好的耐久性。结构应简洁美观，力求标准化，便于制造和机械化施工。

**1.0.4** 桥涵主体结构的设计使用年限应为 100 年。

**1.0.5** 桥涵设计方案的确定应调查研究河流的历史、现状及其发展趋势，探明桥址地质情况，考虑桥涵与道路、水利、航运及工农业的相互关系，并满足环境保护、水土保持、文物保护等要求。

**1.0.6** 桥涵结构在制造、运输、安装和运营过程中，应具有规定的强度、刚度、稳定性，并应满足轨道平顺性、列车运行安全性和旅客乘坐舒适性的要求。

**1.0.7** 桥涵结构形式选择应综合考虑使用功能、水文和地质情况、环境条件、轨道类型以及施工方法等因素。

**1.0.8** 桥涵结构的工程材料应根据结构类型、受力条件、使用要求和所处环境等选用。

**1.0.9** 桥涵设计洪水频率和检算洪水频率应符合表 1.0.9 的规定。

表 1.0.9 桥涵洪水频率标准

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
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设计洪水频率时，应按观测洪水频率设计，但特大桥及大中桥设计洪水频率不得小于 1/300，小桥及涵洞设计洪水频率不得小于 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。

**1.0.10** 桥涵的建筑限界应符合现行相关标准的有关规定。

**1.0.11** 桥涵应按《铁路安全管理条例》（中华人民共和国国务院令第 639 号）的有关规定，进行安全警示、保护标志，防护设施的设计。

**1.0.12** 改建既有线或增建第二线时，增建路段桥涵设计应采用新建标准，改建路段宜采用新建标准。

**1.0.13** 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 高速铁路 high-speed railway (HSR)

设计速度 250km/h (含预留) 及以上动车组列车, 初期运营速度不小于 200 km/h 的客运专线铁路。

#### 2.1.2 城际铁路 intercity railway

专门服务于相邻城市间或城市群, 旅客列车设计速度 200km/h 及以下的快速、便捷、高密度客运专线铁路。

#### 2.1.3 客货共线铁路 mixed passenger and freight railway

旅客列车与货物列车共线运营、设计速度 200km/h 及以下的铁路。

#### 2.1.4 重载铁路 heavy haul railway

满足列车牵引质量 8000t 及以上、轴重 27t 及以上、在至少 150km 线路上年运量大于 4000 万吨三项条件中两项的铁路。

#### 2.1.5 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。

#### 2.1.6 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。

#### 2.1.7 桥梁跨度 bridge span

桥梁顺桥方向两支承中心之间的距离。

#### 2.1.8 桥长 length of bridge

梁桥系指桥台挡砟前墙之间的长度; 拱桥系指拱上侧墙与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。

#### 2.1.9 特大桥 super major bridge

桥长 500m 以上的铁路桥梁。

#### 2.1.10 大桥 major bridge

桥长 100m 以上至 500m 的铁路桥梁。

#### 2.1.11 中桥 medium bridge

桥长 20m 以上至 100m 的铁路桥梁。

**2.1.12 小桥 minor bridge**

桥长 20m 及以下的铁路桥梁。

**2.1.13 桥墩 pier**

支承相邻桥跨结构，并将其荷载传给基础的建筑物。

**2.1.14 桥台 abutment**

连接桥跨结构和路基的支挡建筑物。

**2.1.15 列车竖向动力作用 vertical dynamic action of train**

列车运行时对桥梁等结构产生的竖向动力作用。

**2.1.16 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。

**2.1.17 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。

**2.1.18 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。

**2.1.19 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摇摆力。

**2.1.20 伸缩力 force due to the thermal expansion of the deck**

因温度变化，引起桥梁与长钢轨纵向相对位移而产生的纵向力。

**2.1.21 挠曲力 force due to the deck bending under vertical traffic loads**

在列车荷载作用下，桥梁挠曲引起梁轨纵向相对位移而产生的纵向力。

**2.1.22 断轨力 force acting on the bridge due to breaking of the CWR**

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。

**2.1.23 长钢轨纵向力 longitudinal force of long rail**

指伸缩力、挠曲力、断轨力的总称。

**2.1.24 脱轨系数 derailment coefficient**

车轮作用于钢轨的横向力与垂直力之比。

**2.1.25 自振频率 natural frequency**

由桥梁结构本身的质量、刚度和阻尼以及边界条件所确定的频率。

### 2.1.26 动力系数 dynamic factor (impact factor)

列车运行对结构产生的动态响应(动态挠度或应力)对静态响应(静态挠度或应力)之比。

### 2.1.27 工后沉降 settlement after construction

铺轨工程完成以后,基础设施产生的沉降量。

## 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

$\xi$ ——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

$\Delta$ ——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** 桥涵布置应少占耕地，考虑水陆交通、排灌、水源保护区、野生动植物保护区、地下管线等对桥涵的要求和影响，并应与自然水系、地方排灌系统组成完整通畅的排水系统。

**3.1.2** 跨越河流的桥梁以一河一桥为原则，不宜强行改移河道或以长大导流堤强行集中水流。

**3.1.3** 天然河道不宜改移。当能明显改善桥涵工作状况或有显著经济效益时，天然河道可被改移，但应考虑河流水力条件变化的影响。

**3.1.4** 桥址中线宜与洪水流向正交，斜交时宜避免在桥头形成水袋而产生三角回流。

**3.1.5** 平坦、漫流地区应按分片泄洪合理布置桥涵。

**3.1.6** 通航河流上，桥址中线宜与航线正交。通航孔还应考虑变迁性河道的影响。

**3.1.7** 桥梁结构宜设计为正交。当斜交不可避免时，桥梁纵向轴线与横向支承线夹角不宜小于  $60^\circ$ ，桥台的台尾边线应与线路中线垂直，困难条件下桥台台尾与线路中线不垂直时应采取与路基衔接的特殊过渡措施。

**3.1.8** 相邻桥涵之间路堤长度的确定应综合考虑列车行车的平顺性要求、路桥（涵）过渡段的施工工艺要求以及技术经济等因素。

**3.1.9** 导治建筑物设计应符合下列规定：

1 不没水的导治建筑物顶面高出桥梁设计洪水频率的水位（考虑水面坡度）不应小于  $0.25\text{m}$ ，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。

2 没水的导治建筑物的顶面宜高出常水位。

3 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可根据其可能遭受水流、波浪、流冰、流木、漂流物等的冲击确定。坡脚的设计应考虑冲刷的影响。

**3.1.10** 增建第二线桥梁时，桥梁布置应综合考虑国防要求、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。当第二线桥和既有线

桥存在水流相互干扰时，两线墩台宜顺水流方向对应。

**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。

## 3.2 桥 涵 孔 径

**3.2.1** 桥涵孔径应满足设计（检算）频率洪水安全通过的要求，并应考虑壅水、冲刷等对上下游的影响，确保桥涵附近路堤的稳定。

**3.2.2** 跨越河流及人工渠道的桥梁，孔径设计应符合下列要求：

- 1 考虑河床变迁影响，不宜改变水流天然状态。
- 2 当河床可能被冲刷时，其容许冲刷系数不宜大于表 3.2.2 所列值。

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	$\leq 1.2$	无滩	山前区	稳定河段	$\leq 1.4$	—
	开阔区	$\leq 1.4$	有滩		变迁性河段	按地区经验确定	—
平原区		$\leq 1.4$	—				

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 平原地区桥孔按冲刷系数计算后，应考虑避免或减小桥前壅水对上游的影响。

4 人工渠道上的桥孔不宜压缩，并应减少桥墩设置。

5 泥石流地区的桥孔应按沟谷通过地段的基本河宽合理设计。

6 位于水库影响范围的桥孔，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。毗邻水库下游的桥孔，当在桥梁设计洪水频率下，水坝的安全性不足时，应考虑水库溃坝的影响。

**3.2.3** 桥梁冲刷应计算一般冲刷及墩台附近局部冲刷，并考虑洪水时河床变迁及河道天然下切的影响。水坝下游的桥梁尚应考虑坝下局部冲刷和清水冲刷的影响。

**3.2.4** 新建铁路大中桥不应采用桥下河床铺砌。

**3.2.5** 不通航亦无流筏的桥孔，桥下净空高度应符合表 3.2.5 的规定。通航与流筏的桥孔，桥下净空和设计航行水位应与相关部门协商确定。有流冰或流木的桥下净空宜按实际调查资料确定。

表 3.2.5 桥下净空高度

桥的部位		高出设计洪水频率水位加 $\Delta h$ 后的最小高度 (m)	高出检算洪水频率水位加 $\Delta h$ 后的最小高度 (m)
梁底	洪水期无大漂流物	0.50	0.25
	洪水期有大漂流物	1.50	1.00
	有泥石流	1.00	—
支承垫石顶		0.25	—
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”系指相应于表 1.0.9 中的设计（或检算）洪水频率的水位；“ $\Delta h$ ”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、局部股流涌高等影响的高度。

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 $\Delta h$ 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** 铁路与道路交叉跨越的立交桥涵，其净空应符合相关技术标准的规定。当通过机动车辆且桥下净空不足 5m 时，应设置限高防护架。

**3.2.7** 涵洞宜设计为无压力式的。无压力式涵洞内顶点至最高流水面的净高应符合表 3.2.7 的规定。

表 3.2.7 无压力式涵洞内顶点至最高流水面的净高

涵洞结构净高 H (m)	圆涵	拱涵	矩形涵
$\leq 3$	$\geq H/4$	$\geq H/4$	$\geq H/6$
$> 3$	$\geq 0.75\text{m}$	$\geq 0.75\text{m}$	$\geq 0.50\text{m}$

### 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、立交等特殊需要外，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、多年冻土地区有冰锥、冰丘处，以及水库淹没范围内均宜设桥。河谷弯曲，水文、地质条件适合时，可设泄水隧洞。大型灌溉渠不宜

采用圆涵。

**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，可采用素混凝土、钢筋混凝土、预应力混凝土或钢材。

**3.3.4** 桥涵应具备良好的排水、通风条件和必要的维修工作空间。桥梁防排水设施应根据轨道形式、布置方式确定，并应符合下列规定：

- 1 梁端或梁缝应采取有效防水措施。
- 2 梁部、墩台的表面形状应有利于排水，合理设置排水坡。

**3.3.5** 桥梁顺桥向固定支座的布置应符合下列规定：

- 1 坡道上宜设在较低一端。
- 2 车站附近宜设在靠车站一端。
- 3 区间平道上宜设在重车方向的前端。
- 4 相邻两孔梁的固定支座不宜设在同一桥墩上。
- 5 上述条件相互抵触时，应优先满足坡道上的要求。

**3.3.6** 同一座桥梁中线路同一侧的支座横向位移约束条件宜相同。

**3.3.7** 桥面同一梁缝内外侧宽度相差较大时，宜在梁端桥面板设置悬臂端等措施调整。

### 3.4 桥头引线及桥上线路

**3.4.1** 特大桥、大中桥桥头引线的路肩高程应高出桥梁设计洪水频率水位（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、河湾超高、河床淤积等影响值之和不少于 0.50m。小桥涵路肩高程应高出设计洪水频率水位加壅水高不少于 0.50m。

**3.4.2** 桥台与路基连接处应符合下列规定：

- 1 台尾上部伸入路肩不小于 0.75m。
- 2 锥体坡面距支承垫石顶面后缘不小于 0.30m。
- 3 锥体坡脚浸水时，锥体顺桥台坡脚不宜伸出台身前缘。
- 4 锥体顺线路方向的坡度应按不陡于表 3.4.2 所列值。
- 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。



表 3.4.2 桥台锥体顺线路方向坡度

填土高度 (m) \ 设防烈度	≤7 度	8	9
0~6	1:1	1:1.25	1:1.5
6~12	1:1.25	1:1.5	1:1.75

**3.4.3** 锥体填方坡面应全高防护，并根据水流流速、流冰、流木等情况合理选择防护方式；护坡坡脚垂裙顶面应在桥台一般冲刷线以下不少于 0.25m。涵洞路堤坡面应铺砌防护，上、下游防护高度分别在设计洪水频率水位以上 0.25m，且不低于锥体高度。

**3.4.4** 锥体坡面铺砌可结合工程实际选用浆砌片石或混凝土预制块。

**3.4.5** 明桥面桥宜设在直线、平坡上，桥面应封闭。如跨度大于 40m 或桥长大于 100m 的明桥面桥不宜设置在大于 4‰的坡道上，确有困难时应有充分的技术经济论证，但不应大于 12‰。

### 3.5 桥面布置及附属设施

**3.5.1** 桥面的布置应符合下列规定：

- 1 桥上有砟轨道枕下道砟厚度应符合相关标准规定。
- 2 有砟轨道桥上应设置挡砟墙。当挡砟墙兼作防护墙时，其高度不应低于相邻轨道顶面高度。
- 3 有砟轨道桥上线路中心线至防护墙（挡砟墙）内侧净距，采用大机养护时不小于 2.2m。
- 4 曲线地段桥上建筑限界加宽应符合相关标准规定。
- 5 桥上栏杆高度不应小于步板顶面 1.0m。
- 6 接触网支柱在桥上的位置应根据接触网的技术要求和曲线内侧限界加宽要求确定。当接触网支柱设置在桥面上时，不宜设在梁跨跨中。
- 7 桥面宽度应综合考虑建筑限界、作业维修通道及电缆槽、接触网立柱构造宽度、养护维修方式等要求计算确定。

**3.5.2** 客货共线铁路、重载铁路桥梁未设置考虑脱轨荷载作用的防护墙时，应在桥上基本轨内侧铺设护轨。桥上护轨铺设应符合下列情况：

- 1 桥长大于 50m 的有砟桥面及无砟无枕桥梁；桥长大于 20m 的明桥面钢梁桥。
- 2 跨越铁路、重要公路、城市交通要道的铁路桥梁。
- 3 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。

### 3.5.3 桥上人行道及栏杆的设置应符合下列规定：

- 1 客货共线铁路、重载铁路桥面应设置双侧带栏杆的人行道，明桥面尚应在轨道中心铺设步行板。
- 2 直线桥梁线路中心至人行道栏杆内侧的最小净距应按表 3.5.3 确定。

**表 3.5.3 直线桥梁线路中心至人行道栏杆内侧的最小净距**

铁路类型	桥面形式	线路中心至人行道栏杆内侧的最小净距（m）
高速铁路	有砟轨道桥面	3.75
	无砟轨道桥面	3.5
城际铁路	——	3.25
设计时速 200km/h 客货共线铁路	——	3.25
设计时速 160km/h 及以下客货共线铁路、重载铁路	混凝土桥面	3.0
	钢梁明桥面	2.45

注：曲线桥梁线路中心至人行道栏杆内侧的净距应考虑曲线加宽的影响。

- 3 有砟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。

### 3.5.4 避车台的设置应符合下列规定：

- 1 高速铁路、城际铁路、设计时速 200 公里客货共线铁路桥上可不设避车台。
- 2 对于设计时速 160 公里及以下客货共线铁路、重载铁路，线路中心至人行道栏杆内侧的最小净距小于 3.25m 时，单线桥应在两侧人行道上按间隔 30m 左右交错设置避车台，双线及多线桥应在每一侧各相距 30m 左右设置避车台。
- 3 设置避车台的桥梁线路中心至避车台内侧的净距不小于 3.75m。
- 4 采用大型养路作业车的铁路桥梁可不设养路机械作业平台。

### 3.6 维修养护设施

#### 3.6.1 桥涵结构的检查设备应符合下列规定：

- 1 高速铁路、城际铁路墩台顶至地面高度大于 6m，客货共线、重载铁路墩台顶至地面高度大于 4m，或经常有水的桥梁，当不具备其他检修条件时，墩台顶应设置围栏、吊篮；当没有其它方式到达墩台顶时，应设置桥面至墩台顶的检查梯。
- 2 梁、拱等应根据结构形式和需要，分别设置吊篮、活动检查小车、栏杆和检查梯等。
- 3 重要的桥梁应根据构造特点和需要，设置专门的移动检查设备和固定检查通道。
- 4 桥涵处路堤高度超过 3.0m 时，应在路堤边坡上设置简易台阶。

#### 3.6.2 铁路桥梁可根据需要设置救援疏散通道，救援疏散通道设计应符合下列规定：

- 1 桥长超过 3km 时，结合地面道路条件，每隔 3km（单侧 6km）左右，在线路两侧交错设置一处可上下桥的救援疏散通道。
- 2 桥梁救援疏散通道应满足抗震设防的要求。
- 3 桥上应设置疏散导向标志，救援疏散通道侧对应的桥上栏杆或声屏障位置应预留出口。

#### 3.6.3 铁路桥墩可能受到汽车或船舶撞击时，宜设置防护设施。

#### 3.6.4 技术复杂、修复困难的特大桥及其他重要的桥梁应根据相关规定设置守护。

#### 3.6.5 采用木枕的明桥面应按表 3.6.5 设置防火水桶或砂箱。重要桥梁可根据需要配备化学灭火器、水枪、抽水机等防火用具。

表 3.6.5 明桥面防火设备设置数量及安装位置

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 60m 交错设置一个

注：桥梁全长指两桥台尾之间的长度。

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

### 3.7 铁路线路交叉跨越桥梁结构与安全防护

**3.7.1** 铁路与铁路、铁路与公路交叉跨越时，应满足以下要求：

1 上跨的公路或铁路桥应按有关规定采取可靠的安全防护措施，确保既有线的运营安全。

2 下穿的公路或铁路要综合考虑地形地质条件、运营安全等要求，做好对铁路桥的防撞、防洪、防排水设计和施工。

**3.7.2** 高速铁路与输油、输水、输气管道等其他设施以桥梁方式交叉跨越时，应选择高速铁路上跨方案。

**3.7.3** 上跨铁路的公路桥，其跨线及相邻桥跨结构设计除应满足公（道）路相关设计标准的规定外，尚应符合下列规定：

1 安全等级采用一级，结构重要性系数为 1.1。

2 汽车设计荷载采用相应标准设计荷载的 1.3 倍。

3 抗震设防类别应按不低于公路（城市）桥梁抗震设计标准中规定的 B（乙）类采用，并满足《铁路工程抗震设计规范》GB 50111 的相关要求。

4 梁部结构宜采用整体箱梁。采用其它结构形式时，应采取措施加强结构的整体性。

**3.7.4** 上跨铁路立交桥的新建公（道）路桥梁，其安全防护应符合下列规定：

1 高速铁路安全防护范围内的桥面应采用两道防护，桥梁护栏应按不低于《公路交通安全设施设计规范》JTG D81 规定的最高防撞等级进行设计；其余等级铁路安全防护范围内桥梁可采用一道防护，并按提高一级防撞等级设计。

2 桥上应设置安全警示标志和接地系统。

3 桥上应设置防落物网。

4 桥面宜采用集中排水方式，引出铁路范围以外。

5 跨线范围内桥面灯杆不宜设置在桥面外侧，并采取防止灯杆倾覆坠落桥下的措施。

### 3.8 高架车站桥梁结构

**3.8.1** 高架车站桥梁结构除满足车站使用功能要求外，应与高架车站设计协调。

**3.8.2** 道岔区桥梁结构应满足道岔对结构的相对变形和变位的要求。

**3.8.3** 整体的高架结构应统筹考虑整体结构的变形变位。

**3.8.4** 高架车站采用分离式结构时，车站正线梁体结构的变形、变位和自振频率等应符合本规范第 5 章的规定；站线梁体由静活载引起的竖向挠度应符合《铁路桥涵混凝土结构设计规范》TB 10092 的有关规定。采用整体的高架结构应考虑其整体的变形变位。

### **3.9 系统接口设计**

**3.9.1** 桥梁结构设计时应考虑轨道的要求和梁轨相互作用。

**3.9.2** 桥上应根据环保要求考虑各种防护屏障基础设置条件。

**3.9.3** 桥梁设计应考虑设置接地装置的条件。

**3.9.4** 桥梁设计应根据需要设置电缆槽道、电缆上下桥设备、接触网支柱等设施的条件下。

**3.9.5** 桥隧、桥路接口段应统筹考虑排水、危岩落石和边坡防护等设计。

**3.9.6** 救援疏散通道的设置应和桥下维修通道、声屏障安全通道及地面道路统筹考虑。

**3.9.7** 通航河道桥应设置必要的航标等设施。

**3.9.8** 桥涵应按照相关标准的规定设置结构变形及基础沉降观测装置。

**3.9.9** 大跨度桥梁桥上轨面高程应考虑梁体预设拱度影响。

## 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
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
	活载	列车竖向静活载 公路（城市道路）活载 列车竖向动力作用 离心力 横向摇摆力 活载土压力 人行道人行荷载 气动力
附加力		制动力或牵引力 支座摩阻力 风力 流水压力 冰压力 温度变化的作用 冻胀力 波浪力
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 长钢轨纵向作用力（伸缩力、挠曲力和断轨力）

- 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，只计算其中的一种荷载与主力相组合，不与其它附加力组合。
- 4 列车脱轨荷载只与主力中恒载组合，不与主力中活载和其他附加力组合。
- 5 地震力与其它荷载的组合应符合现行《铁路工程抗震设计规范》（GB50111）的相关规定。
- 6 无缝线路纵向作用力不参与常规组合，其与其他荷载的组合按 4.3.12 的相关规定执行。

**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** 桥梁设计应根据各种结构的不同荷载组合，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。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（城市道路）两用桥梁考虑同时承受铁路和公路（城市道路）活载时，铁路活载应按本章有关规定计算，公路（城市道路）活载应按现行《公路工程技术标准》（JTG B01）、《城市桥梁设计荷载标准》（CJJ 77）规定的全部活载的 75%计算，但对仅承受公路（城市道路）活载的构件，应按公路（城市道路）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 一般常用材料容重应符合表 4.2.1 的规定。

表 4.2.1 一般常用材料容重表

材料名称	材料容重 (kN/m <sup>3</sup> )
钢、铸钢	78.5
铸铁	72.5
铅	114.0
钢筋混凝土或预应力混凝土（配筋率在 3%以内）	25.0~26.0
混凝土和片石混凝土	24.0
浆砌块石或料石	24.0~25.0
浆砌片石	23.0
干砌块石或片石	21.0
碎（砾）石	21.0
级配碎石	22.0
填土	17.0~18.0
填石（利用弃砬）	19.0~20.0
碎石道砬	21.0
浇筑的沥青	15.0
压实的沥青	20.0

不注油的木材	7.5
注油的木材	9.0

注：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 焊接桥梁焊缝、栓焊桥梁焊缝的自重采用轧制钢材的 1.5%，高强度螺栓按实际数量计算。

4.2.2 作用于墩台上的土的侧压力可按库伦（楔体极限平衡）理论推导的主动土压力计算（见附录 A），并应符合下列规定：

1 填筑渗水土时，内摩擦角  $\phi$  可按  $33^\circ$  取值；填筑一般填石（利用弃砷）时，内摩擦角  $\phi$  可按  $40^\circ$  取值；填料与墩台表面的外摩擦角  $\delta$  按  $\phi/2$  取值计算。

2 台后填料的内摩擦角取值应根据台后填筑的实际情况确定。台后填料与本条第 1 款规定不符时，应按现有或试验数据取值计算。

3 台后填料的土层特性有变化或受水位影响时，土的侧压力应分层计算。

4 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）。

5 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）：

1) 当  $L_i \leq d$  时，可不考虑桩、柱之间空隙的折减，作用在每一桩、柱上的土压力计算宽度按下式计算：

$$b = \frac{\left( nd + \sum_{i=1}^{n-1} L_i \right)}{n} \quad (4.2.2-1)$$

2) 当  $L_i > d$  时，应考虑桩、柱间空隙的折减并按下列情况计算：

当  $d \leq 1.0\text{m}$  时，作用在每一桩、柱上的土压力计算宽度：

$$b = \frac{d(2n-1)}{n} \quad (4.2.2-2)$$

当  $d > 1.0\text{m}$  时，作用在每一桩、柱上的土压力计算宽度：



$$b = \frac{n(d+1)-1}{n} \quad (4.2.2-3)$$

式中  $d$ ——桩、柱直径或宽度 (m)。

$L_i$ ——桩、柱间的净距 (m)。

$n$ ——桩、柱的根数。

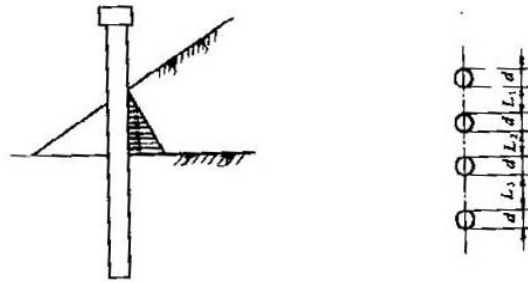


图 4.2.2 作用于桩、柱上的土压力

6 土压力计算可不考虑动力作用。

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：

$$\text{竖向压力} \quad p = K\gamma H \quad (4.2.3-1)$$

$$\text{水平压力} \quad e = \xi\gamma H_1 \quad (4.2.3-2)$$

式中  $p, e$ ——压力 (kPa)。

$H$ ——轨底至涵洞顶的填土高度 (m)。

$H_1$ ——轨底至涵洞计算截面处的填土高度 (m)。

$\gamma$ ——填料容重 ( $\text{kN/m}^3$ )。

$\xi$ ——水平土压力系数，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。

$K$ ——竖向土压力系数（见表 4.2.3），经久压实的路堤采用 1.0。

表 4.2.3 竖向土压力系数  $K$

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	$\geq 10$
K	1.40	1.35	1.30	1.25	1.20	1.15

注：1 表中  $D$  为涵洞的外形宽度 (m)。对于边墙背为倾斜的涵洞， $D$  为墙底面的外形宽度。对于

圆涵  $D$  为外直径。

- 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 墩台基础设计应根据所处地基状况考虑水浮力的影响，可按以下原则计算：

- 1 位于碎石土、砂土、粉土等透水地基上的墩台，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。

- 2 检算墩台身截面或检算位于黏性土上的基础可不考虑水浮力。

- 3 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，可不考虑水浮力。

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

### 4.3 活 载

4.3.1 铁路桥涵结构设计采用的列车荷载标准应符合《铁路列车荷载图式》的规定。

4.3.2 同时承受多线列车荷载的桥梁，其列车竖向静活载计算应符合下列规定：

- 1 采用 ZKH 或 ZH 活载时，双线桥梁结构活载按两条线路在最不利位置承受 90% 计算；三线、四线桥梁结构活载按所有线路在最不利位置承受 80% 计算；四线以上桥梁结构活载按所有线路在最不利位置承受 75% 计算。

- 2 采用 ZK 或 ZC 活载时，双线桥梁结构按两条线路在最不利位置承受 100% 的 ZK 或 ZC 活载计算。多于两线的桥梁结构应按以下两种情况最不利者考虑：按两条线路在最不利位置承受 100% 的 ZK 或 ZC 活载，其余线路不承受列车活载；所有线路在最不利位置承受 75% 的 ZK 或 ZC 活载。

- 3 桥上所有线路不能同时运转时，应按可能同时运转的线路计算列车竖向力、离心力。

- 4 对承受局部活载的杆件均按该列车竖向活载的 100% 计算。

- 5 对于货物运输方向固定的多线重载铁路桥梁结构，列车竖向活载计算时可根据实际情况考虑相应折减。

**4.3.3** 设计加载时列车荷载图式可以任意截取。加载的结构（影响线）长度应符合下列规定：

1 需要加载的结构（影响线）长度超过运营列车最大编组长度时，可采用列车最大编组长度。

2 对于多符号影响线，可在同符号影响线各区段进行加载，异符号影响线区段长度不大于 15m 时可不加活载；异符号影响线区段长度大于 15m 时，可按空车活载 10kN/m 加载。

3 用空车检算桥梁各部构件时，竖向活载应按 10kN/m 计算。

4 疲劳验算时异符号影响线区段长度内均应按活载图式中的均布荷载加载。

**4.3.4** 列车静活载在桥台后引起的侧向土压力可按主动土压力计算，列车静活载可换算为当量均布土层厚度计算（见附录 A）。

**4.3.5** 列车竖向活载对涵洞的竖向压力和水平压力计算时，假定活载在轨底平面上的横向分布宽度为 2.6m，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：

$$\text{水平压力} \quad e = \xi q_h \quad (4.3.4-1)$$

$$\text{竖向压力} \quad q_h = \frac{q}{2.6+h} \quad (4.3.4-2)$$

式中  $e, q_h$ ——压力（kPa）。

$\xi$ ——水平土压力系数，见本规范第 4.2.3 条。

$h$ ——轨底以下的深度（m）。

$q$ ——特种活载分布集度（kN/m）。

**4.3.5** 桥涵结构计算应考虑列车竖向活载动力作用，可按竖向静活载乘以动力系数（ $1+\mu$ ）确定。实体墩台、基础计算可不考虑动力作用。

**4.3.6** 客货共线、重载铁路桥梁结构动力系数应按下列公式计算，且不小于 1.0。

1 简支或连续的钢桥跨结构和钢墩台动力系数应按下列公式计算：

$$1 + \mu = 1 + \frac{28}{40 + L} \quad (4.3.6-1)$$

2 钢与钢筋混凝土板的结合梁动力系数应按下列公式计算：

$$1 + \mu = 1 + \frac{22}{40 + L} \quad (4.3.6-2)$$

3 钢筋混凝土、素混凝土、石砌的桥跨结构及涵洞、刚架桥，其顶上填土厚度  $h \geq 3\text{m}$ （从轨底算起）时不计列车竖向动力作用。当  $h < 3\text{m}$  时，动力系数应按下式计算：

$$1 + \mu = 1 + \alpha \left( \frac{6}{30 + L} \right) \quad (4.3.6-3)$$

式中  $\alpha = 0.32 * (3 - h)^2$ ， $h < 0.5\text{m}$  时  $h$  取  $0.5\text{m}$ 。式（4.3.6-1）～式（4.3.6-3）中的  $L$  以  $\text{m}$  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动力系数应按下式计算：

$$1 + \mu = 1 + \frac{15}{100 + \lambda} \left( 1 + \frac{0.4L}{f} \right) \quad (4.3.6-4)$$

式中  $L$ ——拱桥的跨度（ $\text{m}$ ）。

$\lambda$ ——计算桥跨结构的主要杆件时为计算跨度（ $\text{m}$ ）；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（ $\text{m}$ ）。

$f$ ——拱的矢高（ $\text{m}$ ）。

5 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。

4.3.7 高速铁路、城际铁路桥梁结构动力系数（ $1 + \mu$ ）应按下式计算，且不小于 1.0。

$$1 + \mu = 1 + \left( \frac{1.44}{\sqrt{L\phi} - 0.2} - 0.18 \right) \quad (4.3.7)$$

式中  $L\phi$ ——加载长度（ $\text{m}$ ）。加载长度小于  $3.61\text{m}$  时，应取  $3.61\text{m}$ ；简支梁应取梁的跨度；连续梁可按平均跨度乘以跨度调整系数确定、且不应小于最大跨度。

表 4.3.7 连续梁跨度调整系数

跨数	2	3	4	$\geq 5$
跨度调整系数	1.2	1.3	1.4	1.5

4.3.8 高速铁路、城际铁路涵洞及结构顶面有填土的承重结构，顶面填土厚度大于  $3\text{m}$  时，可不计列车动力作用；顶面填土厚度小于等于  $3\text{m}$  时，动力系数应按下式计算，且

不小于 1.0。

$$1+\mu=1+\left(\frac{1.44}{\sqrt{L_{\varphi}}-0.2}-0.18\right)-\mu_{\text{折减}} \quad (4.3.8-1)$$

式中  $L_{\varphi}$ ——加载长度 (m)。加载长度小于 3.61m 时, 应取 3.61m。

$\mu_{\text{折减}}$ ——涵洞动力系数折减系数, 可按下式计算:

$$\mu_{\text{折减}}=0.63-\frac{0.5}{h_c+0.8} \quad (4.3.8-2)$$

其中  $h_c$ ——涵洞及结构顶面至轨底的填土厚度 (m)。

**4.3.9** 桥梁在曲线上时, 应考虑列车竖向静活载产生的离心力。离心力的计算应符合下列规定:

1 离心力应按下列公式计算:

$$F=f \cdot C \cdot W=f \cdot \frac{V^2}{127R} \cdot W \quad (4.3.9-1)$$

式中  $C$ ——离心力率, 应不大于 0.15。

$V$ ——设计速度 (km/h)。当速度大于 250km/h 时, 按  $v$  按 250km/h 计算。

$W$ ——列车荷载图式中的集中荷载或分布荷载 (kN 或 kN/m)。

$R$ ——曲线半径 (m)。

$f$ ——列车竖向活载折减系数, 按式 (4.3.9-2) 计算。当  $L \leq 2.88\text{m}$  或  $V \leq$

120km/h 时,  $f$  值取 1.0; 当计算  $f$  值大于 1.0 时取 1.0; 当  $L > 150\text{m}$  时,

取  $L=150\text{m}$  计算  $f$  值。城际铁路、重载铁路  $f$  值取 1.0。

$$f=1.00-\frac{V-120}{1000}\left(\frac{814}{V}+1.75\right)\left(1-\sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) \quad (4.3.9-2)$$

$L$ ——桥上曲线部分荷载长度 (m)。

2 当设计速度大于 120km/h 时, 离心力和列车竖向活载组合时应考虑以下三种情况:

1) 不折减的列车竖向活载和按 120km/h 速度计算的离心力 ( $f=1.0$ )。

2) 折减的列车竖向活载和按设计速度计算的离心力 ( $f < 1.0$ )。

3) 曲线上的桥梁还应考虑没有离心力时列车竖向活载作用的情况。

3 客货共线铁路离心力作用高度应按水平向外作用于轨顶以上 2.0 m 处计算, 高速

铁路、城际铁路离心力作用高度应按水平向外作用于轨顶以上 1.8 m 处计算。重载铁路离心力作用高度应按水平向外作用于轨顶以上 2.4 m 处计算。

4.3.10 列车制动力或牵引力计算应符合下列规定：

- 1 制动力或牵引力应按计算长度内列车竖向静活载的 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计算长度内列车竖向静活载的 7%计算。
- 2 双线桥梁按一线的制动力或牵引力计算；三线或三线以上的桥梁按双线的制动力或牵引力计算。
- 3 车站内的桥梁应根据其结构型式考虑制动和起动同时发生的可能进行设计。
- 4 桥头填方破坏棱体范围内的列车竖向活载所产生的制动力或牵引力可不计算。
- 5 采用铁路列车荷载图式中的特种活载时，不计算制动力或牵引力。
- 6 重载铁路制动力或牵引力作用在轨顶以上 2.4m 处，其他标准铁路的制动力或牵引力均作用在轨顶以上 2m 处。当计算桥梁墩台时移至支座中心处，计算台顶以及刚构桥、拱桥时制动力或牵引力时移至轨底，均不计移动作用点所产生的竖向力或力矩。

4.3.11 列车横向摇摆力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。横向摇摆力取值按表 4.3.11 取值并应符合下列规定：

- 1 多线桥梁可仅计算任一线上的横向摇摆力。
- 2 客货共线铁路、重载铁路空车时应考虑横向摇摆力。

表 4.3.11 横向摇摆力计算取值表

设计标准	重载铁路	客货共线铁路	高速铁路	城际铁路
摇摆力（kN）	100z	100	80	60

注：重载铁路列车横向摇摆力折减系数 z 的取值与重载铁路荷载系数一致。

4.3.12 铺设无缝线路的桥梁应考虑无缝线路纵向力（伸缩力、挠曲力、断轨力）作用。无缝线路纵向力计算应符合下列规定：

- 1 无缝线路纵向作用力的取值按《铁路无缝线路设计规范》（TB 10015）相关规定计算。
- 2 检算墩台时，纵向力作用点应为墩台支座铰中心，检算支座时应为支座顶中心；

桥台顶断轨力作用点为台顶。

**3** 桥梁位于无缝线路区段时，墩台设计无缝线路纵向力组合应符合下列规定：

- 1) 同一股钢轨的伸缩力、挠曲力、断轨力不得叠加。
- 2) 伸缩力、挠曲力、断轨力不得与同线列车活载引起的作用力组合。
- 3) 墩台设计时增加的长钢轨纵向作用力荷载组合应符合表 4.3.12 的规定。

**表 4.3.12 增加的长钢轨纵向作用力组合表**

墩台类型	组合情况	桥上行车状况	纵向力组合	容许值提高系数参照
单线墩台	1	无车	恒载+两股钢轨伸缩力或挠曲力（取较大值）	主力
	2	无车	恒载+一股钢轨伸缩力或挠曲力（取较大值）+另一股钢轨断轨力	主力+特殊荷载
双线墩台	3	双线无车	恒载+四股钢轨伸缩力或挠曲力（取较大值）	主力
	4	一线有车 另一线无车	恒载+一线活载+一线列车制动力或牵引力+另一线两股钢轨伸缩力或挠曲力（取较大值）+其它纵向附加力	主力+纵向附加力
	5	双线无车	恒载+一股钢轨断轨力+三股钢轨伸缩力或挠曲力（取较大值）	主力+特殊荷载
	6	一线无车 一线有车	恒载+一线一股钢轨断轨力+一股钢轨伸缩力 +另一线活载（制动力或牵引力）	主力+特殊荷载
三线及以上墩台	7	$n$ 线无车	恒载+ $2n$ 股钢轨伸缩力或挠曲力（取较大值）	主力
	8	两线有车 ( $n-2$ ) 线无车	恒载+两线活载+两线列车制动力或牵引力+ ( $n-2$ ) $\times 2$ 股钢轨伸缩力或挠曲力（取较大值）+其它纵向附加力	主力+纵向附加力
	9	两线有车 ( $n-2$ ) 线无车	恒载+两线活载+两线列车制动力或牵引力+一股钢轨断轨力+ ( $n-2$ ) $\times 2-1$ 股钢轨伸缩力	主力+特殊荷载

注： $n$  为桥上股道数。

**4.3.13** 长度大于 15m 的桥梁应考虑列车脱轨荷载。列车竖向脱轨荷载可不计动力系数。

多线桥只考虑一线脱轨荷载，且其他线路上不作用列车荷载。列车脱轨荷载应按下列两种情况考虑：

1 列车脱轨后一侧车轮仍停留在桥面轨道范围内。两条平行于线路中线、相距为 1.4m 的线荷载，作用于线路中线一侧不超过挡砟墙或防护墙内侧的最不利位置上。该线荷载在长度为 6.4 m 的一段上为 50kN/m，前后各接以 25kN/m，如图 4.3.13-1 所示。

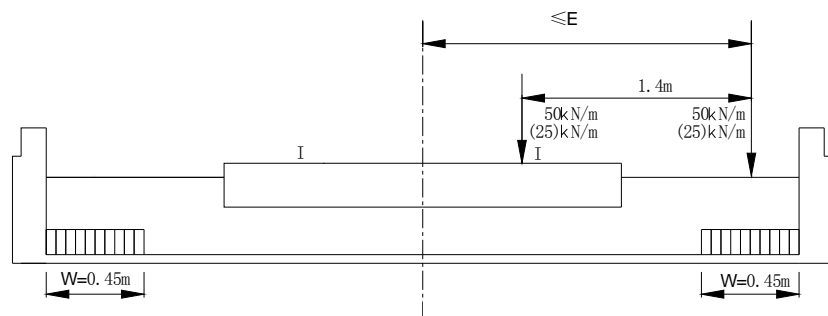


图 4.3.13-1 列车竖向脱轨荷载 1

2 列车脱轨后已离开轨道范围但仍停留在桥面边缘时，列车脱轨荷载应考虑竖向脱轨荷载。竖向脱轨荷载为一条长度为 20m 平行于线路中线的线荷载，作用于挡砟墙内侧，离线路中心的最大距离为线路中线一侧不超过挡砟墙或防护墙内侧的距离，如图 4.3.13-2 所示。

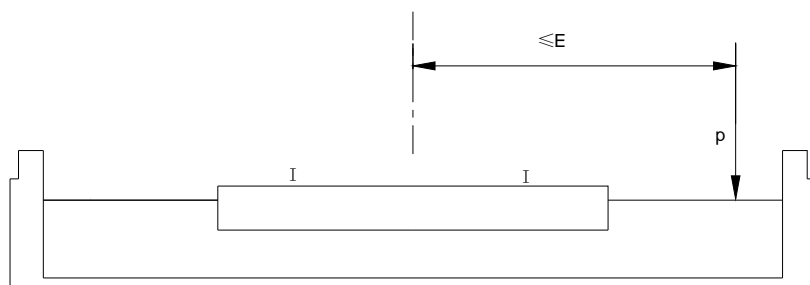


图 4.3.13-2 列车竖向脱轨荷载 2

注： E——脱轨荷载距线路中心距离，客货共线铁路、重载铁路，脱轨荷载作用于线路中线一侧  $E \leq 2.0\text{m}$  范围以内的最不利位置上；高速铁路和城际铁路，脱轨荷载作用于线路中线一侧  $E \leq 2.2\text{m}$  范围以内的最不利位置上。

P——列车竖向脱轨荷载。客货共线铁路  $P=80\text{kN/m}$ ；高速铁路和城际铁路  $P=64\text{kN/m}$ ；重载铁路  $P=85zk\text{kN/m}$ 。（ $z$  为 ZH 图式中重载铁路荷载系数。）



**4.3.14** 气动力计算应符合下列规定：

1 由驶过列车引起的气动压力和气动吸力应由一个 5m 长的移动面荷载 $+q$  及一个 5m 长的移动面荷载 $-q$  组成。

2 水平气动力作用在轨顶之上 5m 范围内，可按图 4.3.15 查取。垂直气动力  $q_v$  应按下式计算：

$$q_v = 2q_h \cdot \frac{7D+30}{100} \quad (4.3.14)$$

式中  $q_v$ ——垂直气动力 ( $\text{kN/m}^2$ )。

$q_h$ ——水平气动力 ( $\text{kN/m}^2$ )。

$D$ ——作用线至线路中心距离 (m)。

3 对顶盖下的建筑物或构件， $q_h$  与  $q_v$  应乘以 1.5 的阻挡系数。声屏障设计时面荷载  $q_h$  和  $q_v$  应与有车的风荷载叠加。因气动力可能引起自振的结构，还应考虑动力放大系数。该系数通过研究确定。

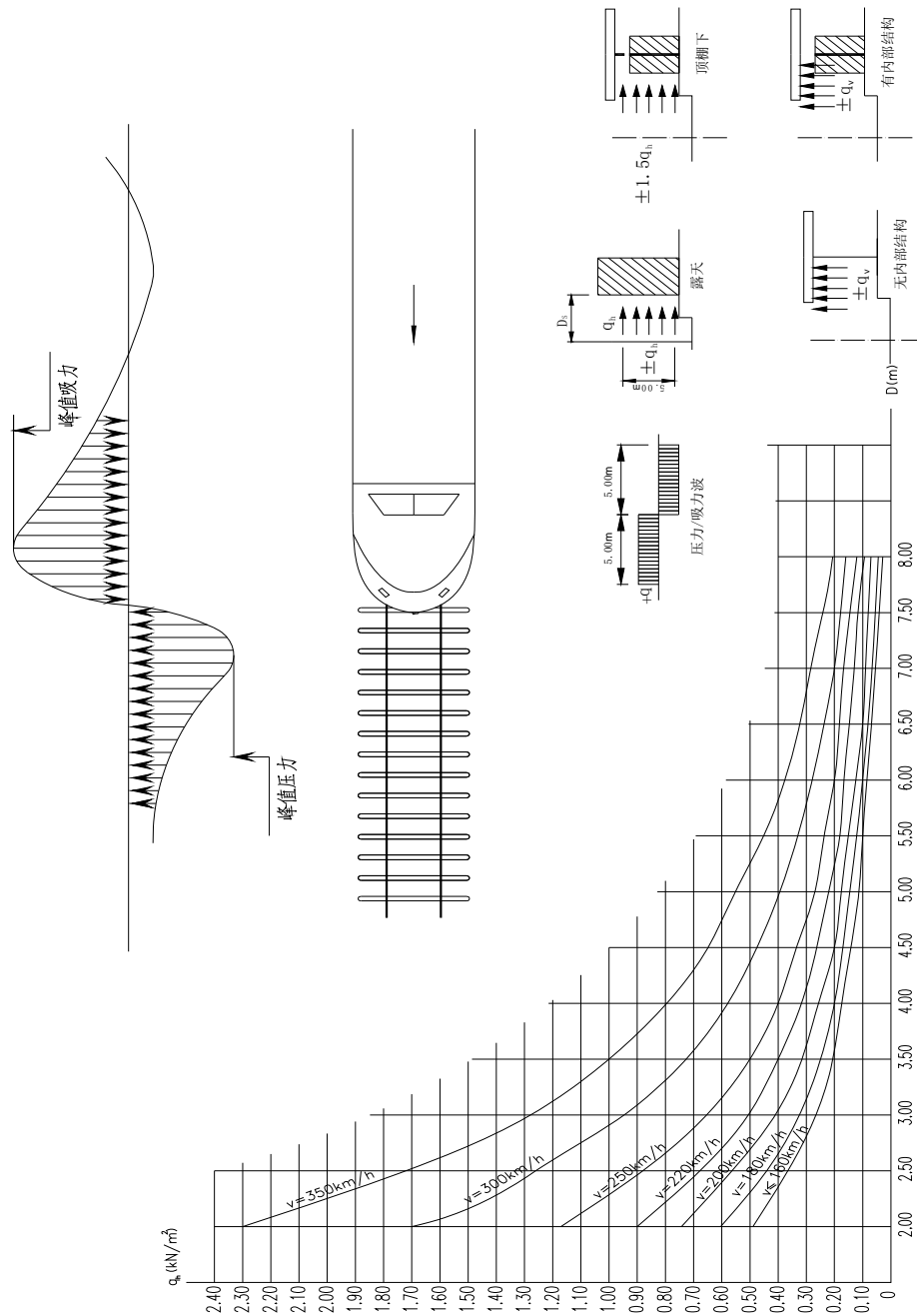


图 4.3.14 驶过的列车对建筑物或构件的气动力

## 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：

$$W = K_1 K_2 K_3 W_0 \quad (4.4.1-1)$$

式中  $W$ ——风荷载强度 (Pa)；

$W_0$ ——基本风压值 (Pa)， $W_0 = \frac{1}{1.6} v^2$  按平坦空旷地区，离地面 20m 高，

频率 1/100 的 10min 平均最大风速  $v$  (m/s) 计算确定；一般情况  $W_0$

可按附录 C “全国基本风压分布图”，并通过实地调查核实后采用。

$K_1$ ——桥墩风载体形系数，桥墩见表 4.4.1-1，其他构件为 1.3。

$K_2$ ——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 4.4.1-1 桥墩风载体形系数  $K_1$

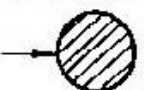
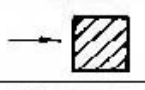
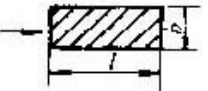
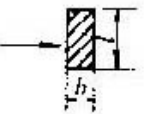
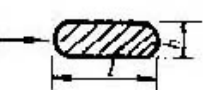
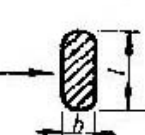
序号	截面形状	长宽比值	体型系数 $K_1$
1		—	0.8
2		—	1.4
3		$l/b \leq 1.5$	1.2
		$l/b > 1.5$	0.9
4		$l/b \leq 1.5$	1.4
		$l/b > 1.5$	1.3
5		$l/b \geq 1.5$	0.3
6		$l/b \leq 1.5$	0.8
		$l/b > 1.5$	1.1

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杆件中心线轮廓面积乘以下列系数取值计算：

- 1) 钢桁梁及钢塔架按 0.4 取值。
- 2) 钢拱两弦间的面积按 0.5 取值。
- 3) 桁拱下弦中心线与系杆间的面积或上弦中心线与桥面系间的面积按 0.2 取值。
- 4) 整片的桥跨结构按 1.0 取值。

3 列车横桥向受风面积应按 3m 高的长方带计算,其作用点在轨顶以上 2m 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 1250Pa;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顺桥向风荷载可不予计算;对于下承式桁梁和塔架顺桥向风荷载强度,可按其横向风荷载强度的 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应按下列公式计算:

$$\text{桥上有车时: } W = K_1 K_2 \times 800, \text{ 并不大于 } 1250\text{Pa} \quad (4.4.1-2)$$

$$\text{桥上无车时: } W = K_1 K_2 \times 1400 \quad (4.4.1-3)$$

**4.4.2** 作用于桥墩上的流水压力计算应符合下列规定：

1 作用于桥墩上的流水压力可按式（4.4.2）计算：

$$P=KA\frac{\gamma v^2}{2g_n} \quad (4.4.2)$$

式中  $P$ ——流水压力（kN）。

$A$ ——桥墩阻水面积（m<sup>2</sup>），通常计算至一般冲刷线处。

$\gamma$ ——水的容重，一般采用 10kN/m<sup>3</sup>。

$g_n$ ——重力加速度（m/s<sup>2</sup>）。

$v$ ——计算时采用的计算流速（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。方形桥墩：1.47；尖端形桥墩：0.67；矩形桥墩长边与水流平行）：1.33；圆端形桥墩：0.60；圆形桥墩 0.73。

2 流水压力的分布假定为倒三角形，其合力作用点位于水位线以下 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结构形式，考虑有关冰荷载作用。冰压力可按下述规定取用：

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。温差计算时的线膨胀系数可按表 4.4.4 取值。均匀温差应按当地气候条件与建造条件确定，并应符合下列规定：

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

2 对于钢桥应考虑历年极端最高和最低气温；对于混凝土桥，则视构造的式样、尺寸和当地外界气温等条件按附录 D 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附录 E 的“全国一月份平

均气温（℃）图和全国七月份平均气温（℃）图”确定。

3 均匀温差系从构件合龙时的温度算起。

表 4.4.4 线膨胀系数表

材料类型	线膨胀系数 (1/℃)
钢	0.0000118
钢筋混凝土和素混凝土	0.000010
石砌体	0.000008

4.4.5 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，涵洞可不考虑。混凝土收缩的影响可按降低温度的方法计算，并符合下列规定：

- 1 整体灌筑的混凝土结构可按降低温度 20℃ 计算。
- 2 整体灌筑的钢筋混凝土结构可按降低温度 15℃ 计算。
- 3 分段灌筑的混凝土或钢筋混凝土结构可按降低温度 10℃ 计算。
- 4 装配式钢筋混凝土结构可按降低温度 5~10℃ 计算。

4.4.6 位于通航河流中的桥梁墩台，设计时应考虑船舶的撞击作用，其撞击作用力可按式 4.4.6 计算，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。

$$F = \gamma v \sin \alpha \sqrt{\frac{w}{c_1 + c_2}} \tag{4.4.6}$$

式中  $F$ ——撞击力 (kN)。

- $\gamma$ ——动能折减系数 ( $s/m^{\frac{1}{2}}$ )，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；考虑设置吸能防护措施时，应适当折减，折减值应通过试验研究。
- $v$ ——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。
- $\alpha$ ——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圬工的弹性变形系数, 缺乏资料时可假定  $C_1+C_2=0.0005\text{m/kN}$ 。

**4.4.7** 桥墩有可能受到汽车撞击时, 应考虑汽车的撞击力。撞击力顺行车方向应采用 1000kN, 横行车方向应采用 500kN, 两个等效力不同时考虑, 撞击力作用于行车道以上 1.20m 处。

**4.4.8** 连续结构桥墩及基础应计算恒载作用下支座摩阻力作用。

**4.4.9** 波浪力应按现行《港口与航道水文规范》JTS 145 的有关规定计算。

**4.4.10** 地震力作用应按《铁路工程抗震设计规范》GB50111 的规定计算。

## 4.5 作业通道及栏杆荷载

**4.5.1** 当桥面上布置有作业通道时, 作业通道设计应符合下列规定:

1 竖向静活载应采用 4kPa。主梁设计时作业通道的竖向静活载可不与列车荷载同时计算。

2 作业通道走行检查小车时应考虑检查小车的竖向活载, 主梁设计时应与列车荷载同时计算。

3 作业通道板还应按竖向集中荷载 1.5 kN 检算。

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

## 4.6 施 工 荷 载

**4.6.1** 结构构件就地建造或安装时, 作用在构件上的施工荷载及在构件制造、运输、吊装时作用于构件上的临时荷载, 应根据施工阶段、施工方法和施工条件确定。

**4.6.2** 计算施工荷载时, 可根据具体情况分别采用各自有关的安全系数。

## 5 桥涵设计

### 5.1 一般规定

**5.1.1** 本章规定适用于跨度不大于 168m 钢梁，跨度不大于 128m 混凝土梁及墩高不大于 50m 的桥梁。

**5.1.2** 车桥耦合动力响应分析应符合下列规定：

1 车桥耦合动力响应指标应符合表 5.1.2-1 的规定。

表 5.1.2-1 列车运行安全性指标

项 目 \ 设计标准	高速、城际铁路	客货共线铁路	重载铁路	
			机 车	货 车
脱轨系数 (Q/P)	$\leq 0.8$	$\leq 0.8$	$\leq 0.8$	$\leq 1.0$
轮重减载率 ( $\Delta P/P$ )	$\leq 0.6$			
轮对横向力 Q (kN)	$\leq 10 + P_0/3$	$\leq 80$	$\leq 0.90 (15 + (P_{st1} + P_{st2})/2)$	$\leq 0.85 (15 + (P_{st1} + P_{st2})/2)$

注：表中 Q 为车轮作用于钢轨上的横向力，单位 kN； $\Delta P$  为轮重减载量，单位 kN；P 为车轮作用于钢轨上的垂直力，单位 kN； $P_0$ 、 $P_{st1}$ 、 $P_{st2}$  为车轮静轮重，单位 kN。

2 高速铁路、城际铁路、客货共线铁路车体竖向振动加速度  $a_z$  不应大于  $1.3 \text{ m/s}^2$ （半峰值），横向振动加速度  $a_y$  不应大于  $1.0 \text{ m/s}^2$ （半峰值）。

3 高速铁路、城际铁路斯佩林舒适度指标可按表 5.1.2 选用。

表 5.1.2-2 斯佩林舒适度指标

序号	斯佩林舒适度指标	评价等级
1	$W \leq 2.50$	优
2	$2.50 < W \leq 2.75$	良
3	$2.75 < W \leq 3.00$	合格

4 设计时速 200 公里客货共线铁路、高速铁路、重载铁路桥面板在  $20\text{Hz}$  及以下的竖向振动加速度限值，有砟桥面时不应大于  $3.5 \text{ m/s}^2$ ，无砟桥面时不应大于  $5.0 \text{ m/s}^2$ （半峰值）。

**5.1.3** 桥涵混凝土结构应根据设计使用年限和环境类别进行耐久性设计，并符合现行



《铁路混凝土结构耐久性设计规范》(TB10005)的有关规定。

## 5.2 梁 桥

**5.2.1** 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。

**5.2.2** 梁体竖向变形限值应符合下列规定：

1 列车静活载作用下梁体的竖向挠度不应大于表 5.2.2 的限值要求。

表 5.2.2 梁体竖向挠度容许值

铁路设计标准	跨度范围 设计速度	$L \leq 40\text{m}$	$40\text{m} < L \leq 80\text{m}$	$L > 80\text{m}$
高速铁路	350km/h	$L/1600$	$L/1900$	$L/1500$
	300km/h	$L/1500$	$L/1600$	$L/1100$
	250km/h	$L/1400$	$L/1400$	$L/1000$
城际铁路	200km/h	$L/1750$	$L/1600$	$L/1200$
	160km/h	$L/1600$	$L/1350$	$L/1100$
	120km/h	$L/1350$	$L/1100$	$L/1100$
客货共线铁路	200km/h	$L/1200$	$L/1000$	$L/900$
	160km/h	$L/1000$	$L/900$	$L/800$
重载铁路	120km/h 及以下	$L/900$	$L/800$	$L/700$

注：1 表中限值适用于 3 跨及以上的双线简支梁；3 跨及以上一联的连续梁，梁体竖向挠度限值按表中数值的 1.1 倍取用；2 跨一联的连续梁、2 跨及以下的双线简支梁，梁体竖向挠度限值按表中数值的 1.4 倍取用。

2 单线简支或连续梁，梁体竖向挠度限值按相应双线桥限值的 0.6 倍取用。

3 括表中的  $L$  为简支梁或连续梁检算跨的跨度。

2 拱桥、刚架及连续梁桥等超静定结构的竖向挠度应考虑温度的影响。竖向挠度按下列最不利情况取值，并应满足表 5.2.2 所列限值要求。

1) 列车竖向静活载作用下产生的挠度值与 0.5 倍温度引起的挠度值之和。

2) 0.63 倍列车竖向静活载作用下产生的挠度值与全部温度引起的挠度值之和。

3 设计时速 200 公里及以上铁路无砟轨道桥面预应力混凝土梁，轨道铺设完成后，

当跨度小于等于 50m 时，竖向残余徐变变形不应大于 10mm；当跨度大于 50m 时，竖向残余徐变变形不应大于  $L/5000$  且不应大于 20mm。

4 高速铁路有砟轨道桥面预应力混凝土梁，轨道铺设完成后，竖向残余徐变变形不应大于 20mm。

### 5.2.3 梁体横向变形的限值应符合下列规定：

1 在列车横向摇摆力、离心力、风力和温度的作用下，梁体的水平挠度不应大于梁体计算跨度的  $1/4000$ 。

2 在列车横向摇摆力、离心力和温度的作用下，高速铁路、城际铁路无砟轨道桥梁相邻梁端两侧的钢轨支点处横向相对位移不应大于 1mm。

5.2.4 高速、城际铁路列车竖向静活载作用下梁体扭转引起的轨面不平顺限值，在 3m 长的线路范围一线两根钢轨的竖向相对变形量限值应符合表 5.2.4 的规定。

表 5.2.4 竖向相对变形量限值表

铁路类型		竖向相对变形量 $t$ (mm)
高速铁路		1.5
城际铁路	设计时速 200 公里	3.0
	时速 160 公里	3.7
	时速 120 公里	4.5

### 5.2.5 简支梁竖向自振频率应符合下列规定：

1 设计时速 200 公里及以上时，简支梁竖向自振频率不应低于表 5.2.5-1 规定的限值，跨度 16m 简支梁竖向自振频率不应低于 6.25Hz。

表 5.2.5-1 简支梁竖向自振频率限值

跨 度 (m)	限 值 ( $H_z$ )
$L \leq 20$	80/L
$20 < L \leq 128$	$23.58L^{-0.592}$

注：表中  $L$  为简支梁跨度 (m)。

2 高速铁路运行车长 24~26m 动车组、跨度不大于 32m 的混凝土双线简支箱梁，当梁体竖向自振频率不低于表 5.2.5-2 的限值要求时，梁部结构设计可不进行车桥耦合

动力响应分析。

表 5.2.5-2 常用跨度双线简支箱梁不需进行动力检算的竖向自振频率限值

设计速度 跨度 (m)	250km/h	300km/h	350km/h
20	100/L	100/L	120/L
24	100/L	120/L	140/L
32	120/L	130/L	150/L

**5.2.6** 在列车竖向静活载作用下，桥梁梁端竖向转角限值应满足表 5.2.6-1~3 要求。无砟轨道桥梁，当梁端转角不满足表中限值要求时，应对梁端轨道结构和扣件系统受力进行检算。

表 5.2.6-1 设计时速 200 公里客货共线铁路梁端转角限值

轨道类型	位置	限值 (rad)	备注
有砟轨道	桥台与桥梁之间	$\theta \leq 3.0\text{‰}$	——
	相邻两孔梁之间	$\theta_1 + \theta_2 \leq 6.0\text{‰}$	——

表 5.2.6-2 高速铁路梁端转角限值

轨道类型	位置	限值 (rad)	备注
有砟轨道	桥台与桥梁之间	$\theta \leq 2.0\text{‰}$	——
	相邻两孔梁之间	$\theta_1 + \theta_2 \leq 4.0\text{‰}$	——
无砟轨道	桥台与桥梁之间	$\theta \leq 1.5\text{‰}$	梁端悬出长度 $\leq 0.55\text{m}$
		$\theta \leq 1.0\text{‰}$	$0.55\text{ m} < \text{梁端悬出长度} \leq 0.75\text{m}$
	相邻两孔梁之间	$\theta_1 + \theta_2 \leq 3.0\text{‰}$	梁端悬出长度 $\leq 0.55\text{m}$
		$\theta_1 + \theta_2 \leq 2.0\text{‰}$	$0.55\text{ m} < \text{梁端悬出长度} \leq 0.75\text{m}$

表 5.2.6-3 城际铁路梁端转角限值

轨道类型	位置	限值 (rad)	备注
有砟轨道	桥台与桥梁之间	$\theta \leq 3.0\text{‰}$	——

	相邻两孔梁之间	$\theta_1 + \theta_2 \leq 6.0\text{‰}$	——
无砟轨道	桥台与桥梁之间	$\theta \leq 2.1\text{‰}$	梁端悬出长度 $\leq 0.30\text{m}$
		$\theta \leq 1.5\text{‰}$	$0.30\text{m} \leq \text{梁端悬出长度} \leq 0.55\text{m}$
		$\theta \leq 1.0\text{‰}$	$0.55\text{m} < \text{梁端悬出长度} \leq 0.75\text{m}$
	相邻两孔梁之间	$\theta_1 + \theta_2 \leq 4.2\text{‰}$	梁端悬出长度 $\leq 0.30\text{m}$
		$\theta_1 + \theta_2 \leq 3.0\text{‰}$	$0.30\text{m} \leq \text{梁端悬出长度} \leq 0.55\text{m}$
		$\theta_1 + \theta_2 \leq 2.0\text{‰}$	$0.55\text{m} < \text{梁端悬出长度} \leq 0.75\text{m}$

注：相邻两孔梁的转角之和（ $\theta_1 + \theta_2$ ）除应满足本条规定的限值外，每孔梁的转角尚应满足本条中“桥台与桥梁间转角限值”规定。

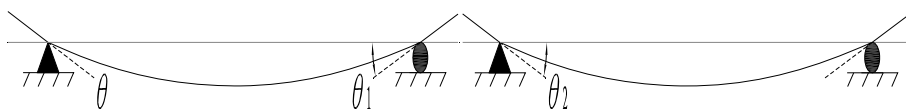


图 5.2.6 梁端转角示意图

**5.2.7** 钢梁的横向刚度除满足第 5.2.3 条外，其宽跨比尚应符合下列规定：

- 1 下承式简支和连续桁梁边跨不应小于 1/20。
- 2 简支板梁其宽跨比不应小于 1/15，横向宽度不应小于 2.2 m。
- 3 连续桁梁除边跨外其余各跨不应小于 1/25。

**5.2.8** 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。

## 5.3 拱 桥

**5.3.1** 拱桥的矢跨比可采用 1/3～1/7。

**5.3.2** 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，并应符合下列规定：

- 1 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。

2 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。

**5.3.3** 板拱拱圈的宽度不宜小于计算跨度的  $1/20$ ，且不宜小于  $3\text{m}$ ；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  $3\text{m}$ 。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。

**5.3.4** 多跨连续拱桥应设置能够承受单侧恒载推力的固定墩。两相邻固定墩间不宜多于四跨。

**5.3.5** 拱桥的  $1/4$  跨度处，由列车静活载所产生的上下挠度（绝对值）之和不大于计算跨度的  $1/800$ 。

**5.3.6** 计算拱圈截面活载内力时，可采用换算均布活载。计算集中活载在道砟层底面的分布时，其在道砟层中的纵向分布线与竖直线所成之角不应大于  $45^\circ$ 。活载的计算应符合下列规定：

- 1 对于单线及双线拱桥，活载横向均匀分布在拱圈全宽上。
- 2 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  $4.5\text{m}$ 。
- 3 对于多线拱桥，应计算活载所引起扭矩的影响。

**5.3.7** 拱圈（拱肋）应检算其在拱平面内、外的稳定性。弹性稳定系数不小于  $4.0$ 。

**5.3.8** 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。

**5.3.9** 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。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。

## 5.4 墩 台

**5.4.1** 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。可采用实体墩台及厚壁空心墩，不应采用柔性墩台，不宜采用轻型结构，并应考虑以下要求：

- 1 受车、船、筏、漂流物撞击、磨损或受冰压力等作用时，上述外力作用高度以下部分不应采用空心截面。

2 同一座桥内宜减少墩台类型。

**5.4.2** 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。

**5.4.3** 位于无缝线路固定区的混凝土简支梁，墩台顶纵向水平线刚度应由梁-轨共同作用分析确定。当不做梁-轨共同作用分析时，墩台顶纵向水平线刚度不宜小于表 5.4.3-1～5.4.3-3 的规定。

**表 5.4.3-1 客货共线、高速铁路墩台顶纵向水平线刚度限值**

桥墩/桥台	跨度 (m)	最小水平线刚度 (kN/cm)	
		双线	单线
桥墩	≤12	100	60
	16	160	100
	20	190	120
	24	270	170
	32	350	220
	40	550	340
	48	720	450
桥台		3000	1500

注：高架车站到发线有效长度范围内双线桥梁墩台的最小水平线刚度的限值按表内单线桥梁墩台的最小水平线刚度的限值的 2.0 倍取值。

表 5.4.3-2 城际铁路墩台顶纵向水平线刚度限值

桥墩/桥台	跨度 (m)	最小水平线刚度 (kN/cm)	
		双线	单线
桥墩	≤12	75	45
	16	120	75
	20	145	90
	24	210	130
	32	265	165
	40	415	255
	48	550	350
桥台		3000	1500

注：1 高架车站到发线有效长度范围内双线桥梁墩台的最小水平线刚度的限值按表内单线桥梁墩台的最小水平线刚度的限值的 2.0 倍取值。

2 当墩台顶纵向水平线刚度不满足表中规定时应进行无缝线路检算。

表 5.4.3-3 重载铁路墩台顶纵向水平线刚度限值

桥墩/桥台	跨度 (m)	最小水平线刚度 (kN/cm)	
		双线	单线
桥墩	≤12	120	60
	16	200	100
	20	240	120
	24	300	170
	32	400	220
	40	700	340
	48	1000	450
桥台		3000	1500

5.4.4 简支梁桥墩台顶面顺桥方向的弹性水平位移应满足 5.4.4 式要求。

$$\Delta \leq 5 \sqrt{L} \quad (5.4.4)$$

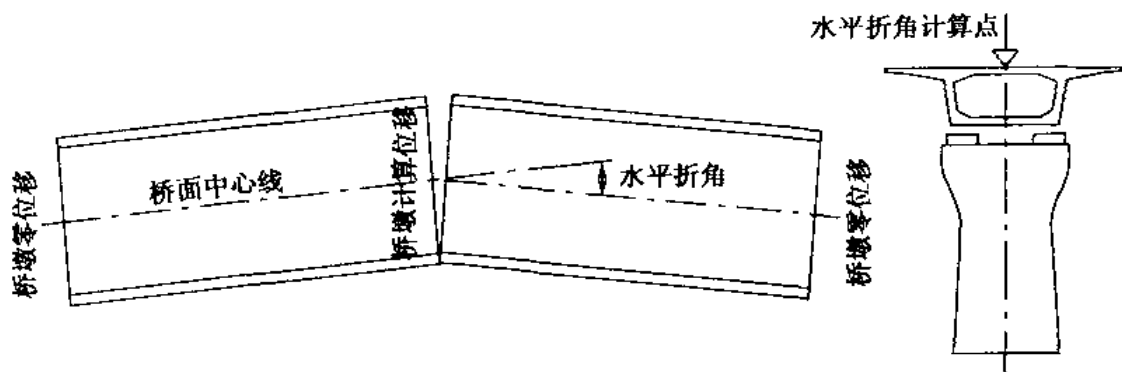
式中  $L$ ——桥梁跨度 (m), 当  $L < 24\text{m}$  时,  $L$  按  $24\text{m}$  计算; 当为不等跨时,  $L$  采用相邻中较小跨的跨度。

$\Delta$ ——墩台顶面处的水平位移 (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位移时, 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  $E_0 I$ , 钢筋混凝土墩台的抗弯刚度取  $0.8E_0 I$ ,  $E_0$  为墩台身的受压弹性模量。

**5.4.5** 墩台横向水平刚度应满足行车条件下列车安全性和旅客乘车舒适度要求, 并应对最不利荷载作用下墩台顶横向弹性水平位移进行计算。在列车竖向静活载、横向摇摆力、离心力、风力和温度的作用下, 墩顶横向水平位移引起的桥面处梁端水平折角如图 5.4.5 所示, 应符合下列规定:

- 1 设计时速 200 公里及以上铁路梁端水平折角不应大于  $1.0\text{‰ rad}$ 。
- 2 设计时速 160 公里及以下铁路, 跨度小于  $40\text{m}$  的梁端水平折角不应大于  $1.5\text{‰ rad}$ , 跨度大于等于  $40\text{m}$  的梁端水平折角不应大于  $1.0\text{‰ rad}$ 。



**图 5.4.5** 由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

3 梁端水平折角计算应考虑以下荷载作用: 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。

**5.4.6** 墩台基础的沉降应按恒载计算, 其工后沉降量不应超过表 5.4.6-1~5.4.6-2 规定的限值。超静定结构相邻墩台沉降量之差除应满足下列各表的规定外, 尚应根据沉降差对结构产生的附加应力的影响确定。墩台基础沉降计算值不含区域沉降。



表 5.4.6-1 有砟轨道静定结构墩台基础工后沉降限值

设计速度	沉降类型	限值
250 km/h 及以上	墩台均匀沉降	30mm
	相邻墩台沉降差	15mm
200km/h	墩台均匀沉降	50mm
	相邻墩台沉降差	20mm
160km/h 及以下	墩台均匀沉降	80mm
	相邻墩台沉降差	40mm

表 5.4.6-2 无砟轨道静定结构墩台基础工后沉降限值

设计速度	沉降类型	限值
250km/h 及以上	墩台均匀沉降	20mm
	相邻墩台沉降差	5mm
200km/h 及以下	墩台均匀沉降	20mm
	相邻墩台沉降差	10mm

**5.4.7** 空心 and 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，应计入列车竖向动力系数。

**5.4.8** 简支梁传到墩台上的纵向水平力计算应符合下列规定：

1 简支梁传到墩台上的纵向水平力取值：当采用固定支座时，应为全孔的 100%；当采用滑动支座时，应为全孔的 50%；当采用滚动支座时，应为全孔的 25%。

2 桥墩上同时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。

**5.4.9** 简支梁梁端的空隙应考虑梁及墩台的施工误差、温度变形等因素并符合下列规定：

1 对于钢筋混凝土梁和预应力混凝土梁，当跨度不大于 16m 时，梁端最小空隙值应为 60mm；当跨度大于 16m 时，梁端最小空隙值应为 100mm。

2 对于钢梁，梁端的空隙应按计算确定，但不应小于 100mm。

3 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。

**5.4.10 支座设计应符合下列规定：**

1 桥梁支座宜采用盆式橡胶支座或钢支座，支座底面应水平设置。沉降控制区段的桥梁，可采用可调高措施。

2 斜交梁支座的纵向位移方向应与梁轴线一致。

3 支座设置应满足检查、维修和更换的要求。

**5.4.11 支承垫石及墩台顶帽设计应符合下列规定：**

1 顶帽应采用钢筋混凝土结构，混凝土强度等级不应低于 C30，厚度不应小于 0.40m。

2 顶帽上应设置钢筋混凝土的支承垫石。支承垫石顶面应高出顶帽排水坡的上棱。

3 支承垫石外边缘距支座底板边缘的距离为 0.15~0.20m。

4 顺桥方向支承垫石边缘距顶帽边缘距离：对于 T 梁不应小于 0.40m，对于箱梁不应小于 0.20m。

5 顶帽为圆弧形时，横桥方向的支承垫石角至顶帽最近边缘的最小距离与顺桥方向相同；顶帽为矩形时，横桥方向的支承垫石角至顶帽边缘的最小距离为 0.50m。

6 顶帽除满足构造要求，还应满足局部承压及抗剪检算的要求。

7 支承垫石边缘距顶帽边缘距离、墩台顶帽尺寸应满足架设、检查、养护、维修和支座更换及顶梁的要求，并应设不小于 3%的排水坡。

**5.4.12 墩台及基础设计应符合下列规定：**

1 混凝土实体桥墩应设置护面钢筋。

2 承台桩基布置在满足刚性角的情况下，承台底部应布置一层钢筋网。

**5.4.13 空心墩的设计应符合下列规定：**

1 顶帽下方、基础顶上方宜设实体过渡段。实体段与空心墩身以及空心墩身与基础的联结处，应增设补充钢筋或设置梗肋。

2 墩身为钢筋混凝土时，最小壁厚不宜小于 0.30m；墩身为混凝土时，最小壁厚不宜小于 0.50m，并设置护面钢筋。

3 空心墩底部设置泄水孔。

4 空心墩离地面 5m 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 0.20m，并应有安全防护设施。通风孔应高出设计水位。

5 进入洞（带门）宜设置在桥墩上部，并可设置固定或活动的检查通道。

**5.4.14** 受冰压力影响的混凝土墩台应符合下列规定：

1 墩台是否设置破冰棱应根据流冰的体积、速度等因素确定。破冰棱宜与桥墩构成一体。当旧桥墩增建的破冰棱不能与桥墩构成整体时，可在桥墩上游对应处单独修建破冰棱，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 0.30m；倾斜度较大的破冰棱，顶角圆弧半径不受限制，但应在切削棱缘外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 1.0m，其底端应在最低流冰水位的冰层底面以下 0.5m。

**5.4.15** 既有线墩台接高或部分拆除重建时，其连接面应作成水平或台阶。

## 5.5 涵 洞

**5.5.1** 涵洞的标准孔径为 1.0、1.25、1.5、2.0、2.5、3.0、3.5、4.0、4.5、5.0、5.5m 和 6.0m。泄水隧洞的孔径不宜小于 2.0m。

**5.5.2** 涵洞的长度应根据净高（或内径） $h$  确定，并符合下列规定：

- 1 当  $h=1.0\text{m}$  时，长度不宜超过 15m。
- 2 当  $h=1.25\text{m}$  时，长度不宜超过 25m。
- 3 当  $h\geq 1.5\text{m}$  时，长度可不受限制。

**5.5.3** 排洪涵洞的最小孔径不应小于 1.25m。位于城市或车站范围内有污水流入的涵洞，可根据需要加大孔径。为路基或站场排水而设的无天然沟槽的涵洞孔径，可根据具体情况确定。

**5.5.4** 涵洞宜采用框架涵、圆涵，也可采用盖板涵等结构形式。

**5.5.5** 涵洞设计应符合下列规定：

1 涵洞顶不宜高于基床表层底面。涵洞顶控制路肩高程时，涵洞顶可与路肩齐平，但不应高于路肩且斜交涵洞的斜交角度不宜大于  $45^\circ$ 。

2 涵洞沉降缝不应设在无砟轨道板下方。

3 软弱地基上的涵洞，涵洞地基处理方式应与两侧路基地基处理方式相协调。

**5.5.6** 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。

**5.5.7** 涵洞可设上拱度，其数值根据基底土的种类按表 5.57 确定。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 5.5.7 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、坡度较陡的涵洞，可不设上拱度。

**5.5.8** 预制混凝土拱圈和钢筋混凝土盖板的宽度应根据起重及运输能力确定，并保证构件的强度和刚度。

**5.5.9** 作用于涵洞上的外力除按第 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。

**5.5.10** 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 圆涵洞外廓上土压力按图 5.5.10 分布，其管节每米宽度上的弯矩可按式计算：

$$M = 0.15(q_1 - q_2)r^2 \quad (5.5.10)$$

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)，按规范第 4.2.3 条及第 4.3.4 条计算。

$r$ ——圆形管节的平均半径 (m)。

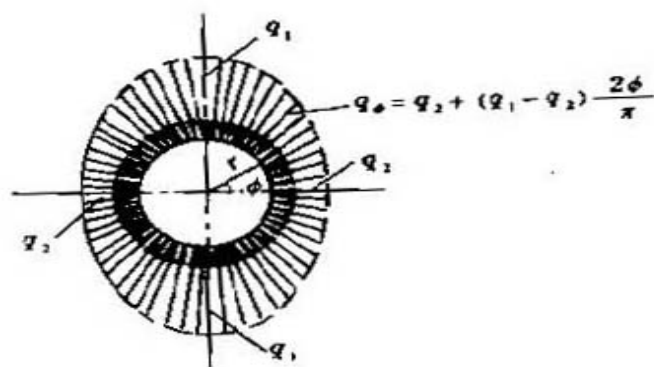


图 5.5.10 圆形涵管外廓上土压力

4 框架涵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。

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

**5.5.12** 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。

**5.5.13** 置于非岩石地基上的涵洞，每隔 2~5m 应设置一道沉降缝。旧涵洞接长时，亦应在新旧接头处设置沉降缝。沉降缝应采用有弹性不透水的材料填塞。岩石地基上的涵洞可不设沉降缝。

**5.5.14** 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。

**5.5.15** 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 坡度较大时，错台高度不宜大于 0.7m，错台处涵内净高不应小于 1.0m，且应满足涵内水力条件和运营养护的要求。

**5.5.16** 有基涵洞的基础应根据涵洞的构造、地质条件及地基处理情况设计为整体式或非整体式。

**5.5.17** 圆涵及其他封闭式截面涵洞，当基底处理符合表 5.5.17 的规定，且土质均匀，下沉量不大时，可采用无基涵洞，涵洞出入口应设基础并考虑防渗作用。

表 5.5.17 无基涵洞管节底处理

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

基底土名称	形式	垫层厚度或夯实层厚度 (m)
砾石、卵石	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

**5.5.18** 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  $\alpha$  取为  $20^\circ$ 。铺砌材料应按铺砌层上最大流速确定。铺砌末端应设垂裙，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。

**5.5.19** 设置路涵过渡段的涵洞基础，其工后沉降限值应与相邻过渡段工后沉降限值一致；不设过渡段的涵洞基础，其工后沉降限值不应大于 100mm。

## 5.6 顶进桥涵

**5.6.1** 无砟轨道区段路基不应顶进桥涵。

**5.6.2** 高速铁路有砟轨道区段有可能破坏地基加固效果的路基地段、各种过渡段，不应顶进桥涵。

**5.6.3** 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。

**5.6.4** 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。

**5.6.5** 较长的框架式立交桥宜分段顶进。分段顶进的桥涵，其分段端部应预留支顶位置。

**5.6.6** 顶进桥涵应按最大顶力进行下列检算：

- 1 顶进部位局部压应力。
- 2 中柱及侧墙根部剪应力。
- 3 顶进就位地基承载力。
- 4 斜桥正顶时的扭力。

**5.6.7** 顶进桥涵的顶部竖向土压力应按土柱重计算。

**5.6.8** 顶进桥涵的主体结构前端应设刃角，刃角的边墙端线与水平线的夹角应根据土质情况确定，不宜大于  $60^\circ$ ，刃角挑出部分按施工荷载设计。

**5.6.9** 顶进完成后，两侧应注浆填缝加固。

**5.6.10** 顶进桥涵的顶面及侧墙应做防水层，顶面防水层外应做保护层。

## 附录 A 主动土压力计算

**A.0.1** 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）可按下列式计算：

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

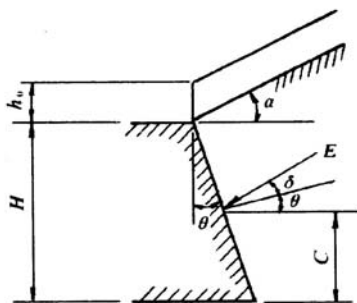


图 A.0.1 主动土压力计算图

土压力的着力点至计算土层底面的距离：

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

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）。

$\gamma$ ——土的容重（kN/m<sup>3</sup>）；

$H$ ——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 2.6m；当桥台计算宽度  $B < 2.6\text{m}$  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

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} \cdot \frac{\cos \theta \cos \alpha}{\cos(\theta - \alpha)}, \text{ 对于桥台顶面: } h_0 = \frac{q}{\gamma}$$

$q$ ——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 2.6m 计；纵向分布宽度：当采用集中轴重时为轴距；当采用每延米荷载重时为 1.0m。



$\lambda$ ——主动土压力系数，当  $\theta + \delta \geq 90^\circ$  或者  $< \alpha$  时，下式不适用；

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

$\Phi$ ——土的内摩擦角；

$\alpha$ ——填土表面与水平面的倾角；

$\theta$ ——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；

$\delta$ ——墩台背与填料之间的外摩擦角。

上述符号  $\Phi$ 、 $\alpha$ 、 $\theta$ 、 $\delta$  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：

$$E = \frac{\gamma h}{2} (h + 2h') \lambda B + \gamma h'_0 h \lambda B_0 \quad (\text{A.0.2-1})$$

土压力的着力点至计算土层底面的距离  $C$ （以  $m$  计）：

$$C = \frac{h}{3} \left( 1 + \frac{h'B + h'_0 B_0}{hB + 2h'B + 2H'_0 B_0} \right) \quad (\text{A.0.2-2})$$

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（包括道砟厚度）按该计算层的容重换算的厚度（ $m$ ）；

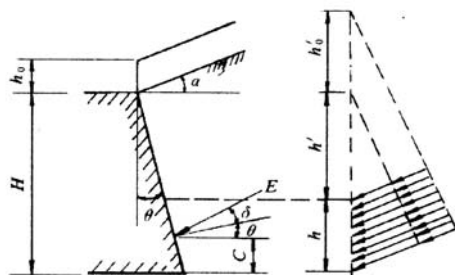


图 A.0.2 主动土压力分层计算图

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。

## 附录 B 静止土压力计算

**B.0.1** 静止土压力应按下列式计算：

$$E = \frac{1}{2} \xi \gamma H^2 B \quad (\text{B-1})$$

土压力的着力点至计算土层底面的距离：

$$C = \frac{H}{3} \quad (\text{B-2})$$

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)；  
 $\gamma$ ——土的容重 (kN/m<sup>3</sup>)；  
 $\xi$ ——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)。

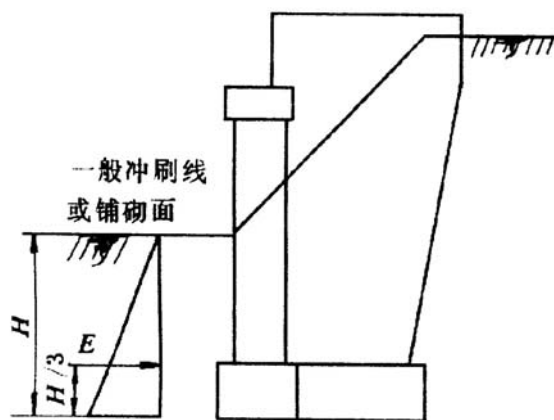
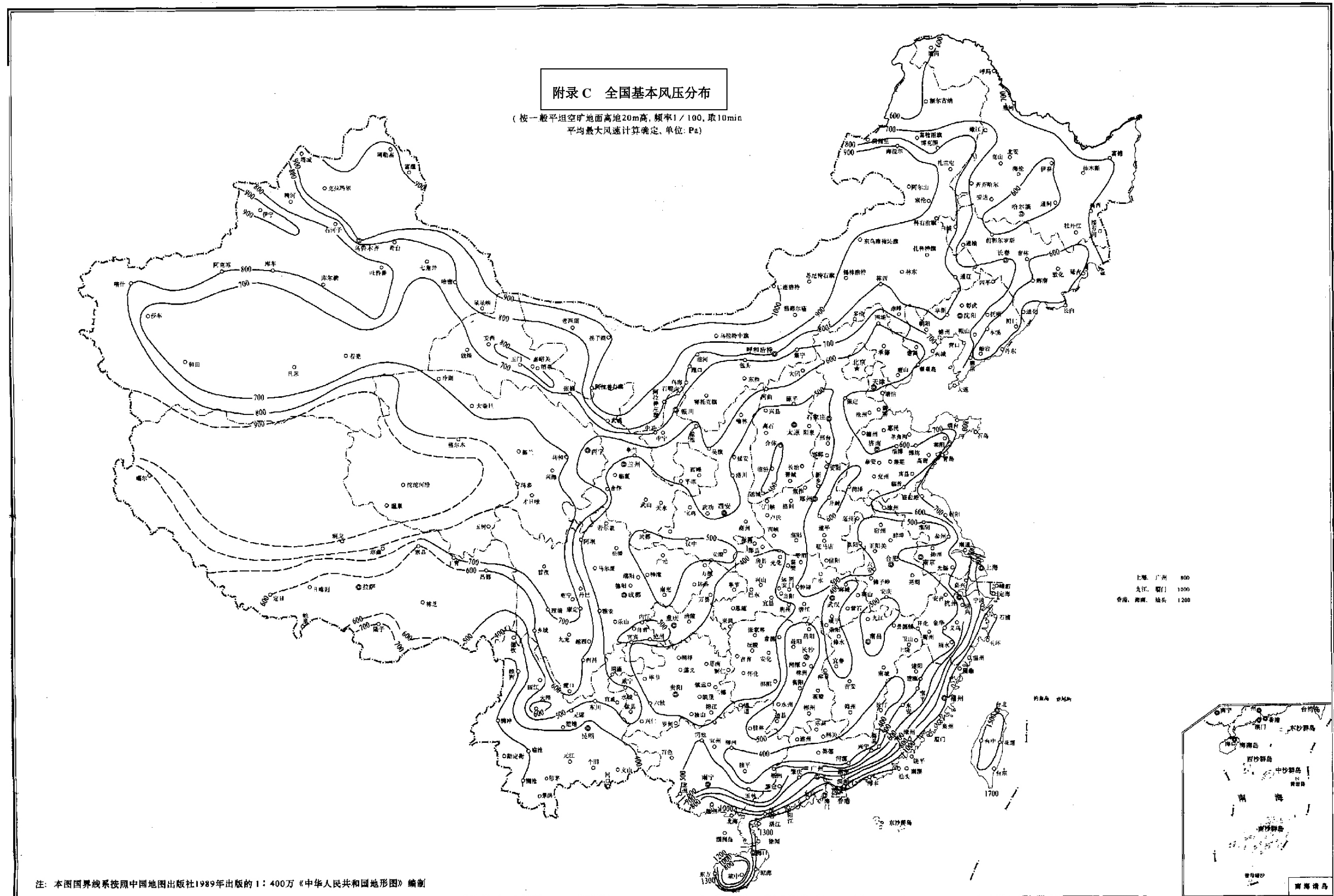
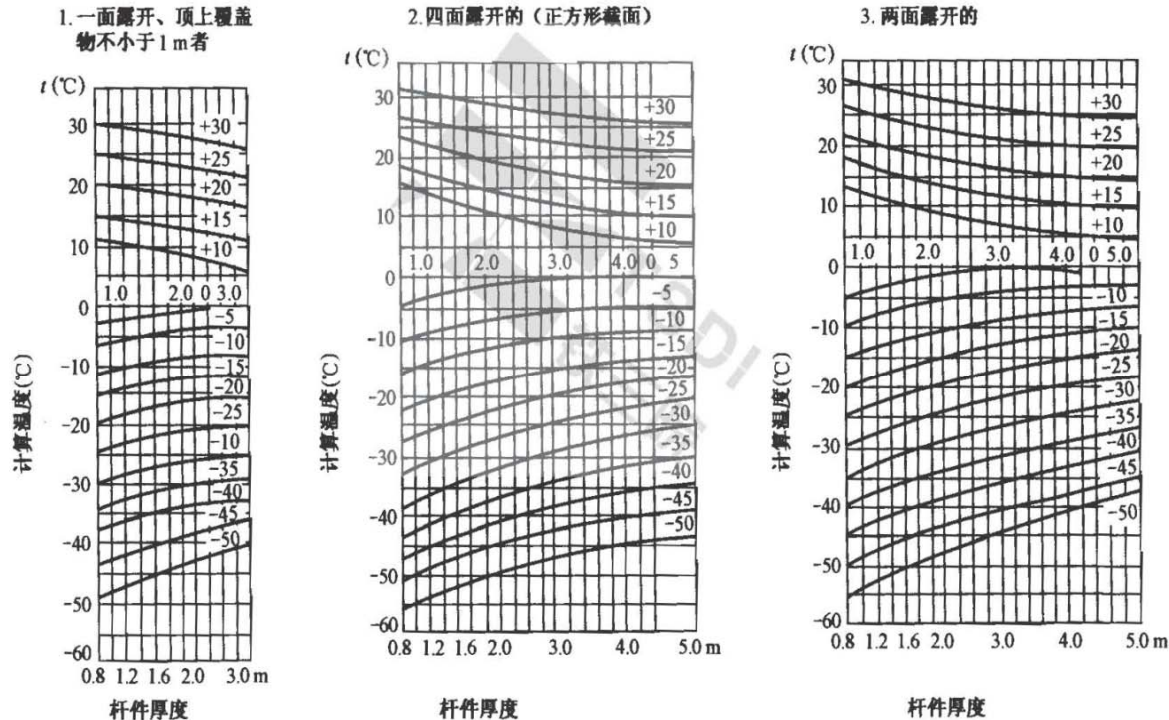


图 B 静止土压力计算图

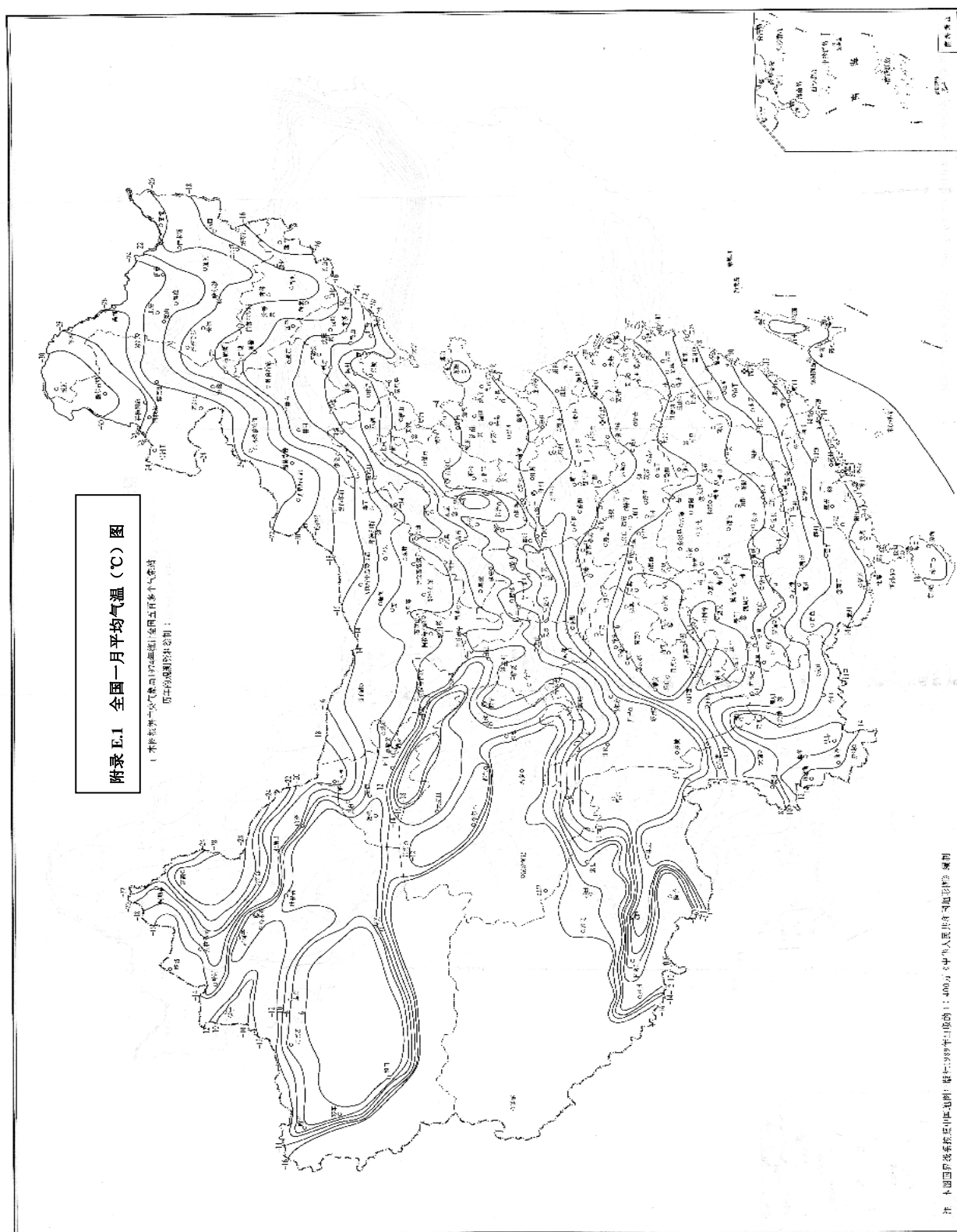
## 附录 C



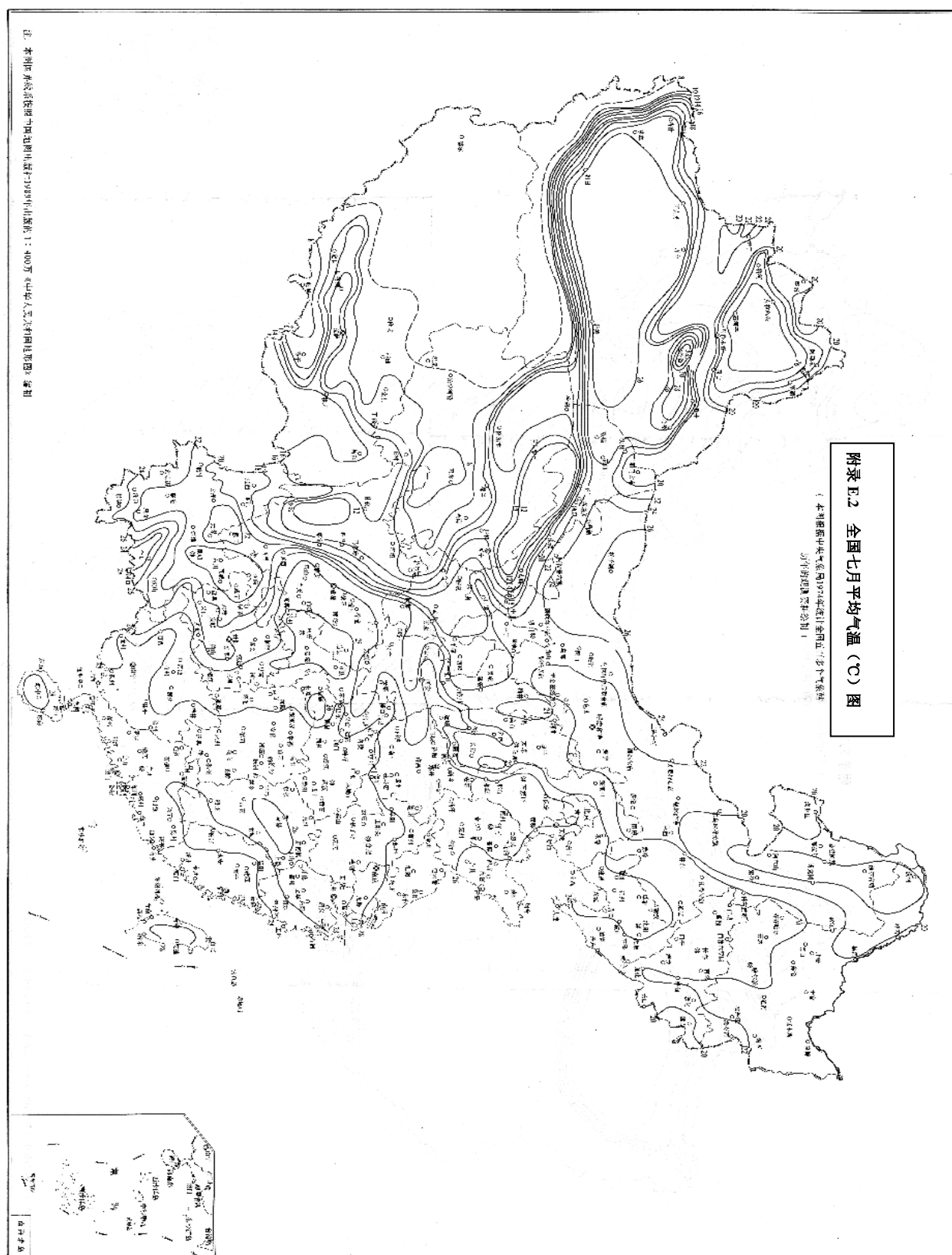
附录 D 钢筋混凝土、混凝土和石砌体矩形截面杆件计算温度图解



## 附录 E.1 全国一月平均气温 (°C)



## 附录 E.2 全国七月平均气温 (°C)



## 本规范用词说明

执行本设计规范条文时，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过程中应注意的事项等予以说明，不具备与规范正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握规范规定的参考。为了减少篇幅，只列条文号，未抄录原条文。

**1.0.1** 桥涵的设计首先要满足功能、技术等级、通行能力及减灾防灾等的要求，还需综合考虑地形地貌、河流水文、河床地质、通航要求、河堤防洪、泄洪排涝和环境影响等因素进行系统设计。在保证安全和耐久的前提下，桥涵设计要优先考虑满足功能需求，即要满足“适用”的要求，再根据具体情况考虑环保、经济和美观的要求。

**1.0.2** 为满足铁路桥涵建设和发展需要，统一铁路桥涵设计标准，提高铁路桥涵设计水平，保障铁路桥涵安全与质量，本规范在《铁路桥涵设计基本规范》TB10002.1-2005（以下简称《05 桥规》）的基础上，对现行客货共线 I 级和 II 级铁路、高速铁路、城际铁路、重载铁路等规范中的核心内容进行全面梳理整合，提炼列出桥涵设计中最为基本、通用的条文规定。本规范编制时，调查和分析了我国近年来在高速、城际、客货共线以及重载铁路桥涵建设和运营管理方面积累的很多新经验、新技术和科研成果，同时，认真分析借鉴了有关国外成功经验和先进技术标准，并与国内相关标准相协调，在此基础上广泛征求了我国铁路设计、施工、运营、管理等方面有关专家的意见，通过反复论证研究，最后经审查定稿。

本规范适用的各设计标准铁路应符合以下要求：

（1）客货共线铁路适用于铁路网中客货列车共线运行、旅客列车设计时速小于等于 200km/h，货物列车设计行车速度等于或小于 160km/h 的 I、II 标准轨距铁路。

（2）高速铁路适用于新建旅客列车设计速度为 250~350km/h、运行动车组列车标准轨距客运专线铁路，设计速度分为 250 km/h、300 km/h、350km/h 三级。

（3）城际铁路适用于新建设计速度为 200km/h 及以下、仅运行动车组列车的标准轨距客运专线铁路，设计速度分为 200km/h、160km/h、120km/h 三级。

（4）重载铁路适用于铁路网中货物列车机车车辆轴重大于等于 250kN 和牵引质量大于等于 10000t、设计速度不大于 100km/h 的标准轨距铁路。设计速度分为 80km/h、

100km/h 两级。兼顾普通货物列车和旅客列车运输的重载铁路设计尚应执行相关规范。

**1.0.3** 铁路在通过江河、沟溪和谷地等天然障碍物或跨越公路和其他铁路时，需要修建各种桥涵建筑物。

铁路桥梁主要由桥面、桥跨结构、墩台及基础组成。桥面一般分为道砟桥面、明桥面、无砟桥面。桥跨结构形式较多，按受力情况分为梁桥、拱桥、刚架桥、悬索桥、组合体系桥（如系杆拱桥或斜拉桥）等。墩台一般有实体、空心、刚构和排架等。基础可分为扩大基础、桩基础、沉井、沉箱基础等。涵洞是铁路线路遇小溪、天然沟谷、人工渠道或道路而修筑于路堤下的建筑物。涵洞按其构造形式可分为圆形涵洞、盖板箱形涵洞、框构涵洞和拱形涵洞等；按其用途可分为排洪涵洞、灌溉涵洞或明渠、立交涵洞（交通涵）和排洪兼立交涵洞等。

桥梁、涵洞是铁路线路的重要组成部分，其构造复杂，造价较高，一旦遭到损坏，修复和加固很困难。因此，桥涵结构设计要求在制造、运送、安装和运营过程中，应具有规定的强度、稳定性、刚度和耐久性，以保证施工、运营安全、使用耐久。设计还应考虑养护、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，在不过多增加投资的条件下，应适当考虑造型的美观。

为了加强我国桥梁建设的标准化，推动我国桥梁制造业的发展，提高桥梁施工的机械化水平，对于常用较小跨径桥涵，推荐采用标准化跨径、装配式结构、机械化和工厂化施工。日本高速铁路高架桥占桥梁总数的70%以上，均采用规格统一的小跨度混凝土连续刚架；德国高速铁路（科隆—莱茵 / 美因线）桥梁的常用型式为44m简支梁或44m等跨连续梁，两种型式截面相同。京津城际铁路桥梁工程线路全长115.2km，桥梁长度占线路总长的88%，以900t级整孔简支箱梁作为主导梁型。

**1.0.4** 结构的功能要求可概括为安全性、适用性和耐久性。这些功能要求应在一定使用期内得到可靠保证。国内外大量桥梁的使用经验说明，结构的耐久性对桥梁的安全使用和经济性起着决定的作用。经济合理性应当使建造费用与使用期内的检查维修费用之和达到最少，片面地追求较低的建造费用而忽视耐久性，往往会造成很大的经济损失。因此，铁路桥梁结构设计中应十分重视结构物的耐久性设计，统一考虑合理的结构布局 and 结构细节，强调要使结构易于检查维修以保证桥梁的安全使用，从而满足结构设计使用年限 100 年的要求。

美国、加拿大、英国、新西兰、澳大利亚和日本等国的桥梁设计规范对桥梁工作寿命（即设计使用年限）均有明确的规定，从 75 – 120 年不等。我国《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 对桥梁的设计使用年限也提出了明确的要求。因此桥梁设计使用年限的规定是合适的和必要的。

桥涵设计使用年限指在正常设计、正常施工、正常使用和正常养护条件下，桥涵保持正常承受各种设计荷载作用的能力而不用进行结构性大修的时间期限。根据我国铁路工程结构的实际情况，《铁路工程结构可靠性设计统一标准》GB 50216（以下简称《统一标准》）中明确规定了铁路桥涵主体结构的设计使用年限为 100 年，《铁路混凝土结构耐久性设计规范》TB 10005（以下简称《耐久性设计规范》）也明确规定桥涵主体结构设计使用年限采用 100 年。

对于有特殊要求的铁路混凝土结构，其设计使用年限可结合工程实际情况确定：一些特别重要的铁路工程，由于其修复十分困难，在采取特殊的工程技术及其监测措施后，其设计使用年限可以大于 100 年；一些厂区铁路、地方铁路以及铁路房屋建筑结构等，基于经济性和实用性考虑，其设计使用年限可结合实际情况降低使用年限要求。

改善结构耐久性是通过实践中吸取大量经验教训得来的，世界各国总结的经验是：

- （1）结构物使用寿命 75~100 年只有在设计、施工、材料选用以及使用中检查、养护十分精心的条件下才能实现；
- （2）造成结构病害的主要原因之一是结构构造上的缺陷，以往的设计过分重视计算，忽视了构造细节的处理；
- （3）桥梁的养护重点是及时检查；
- （4）桥梁的经济性应体现为一次建造费用和使用中养护维修费用之和最低。

我国铁路桥梁提出在预定作用和预定的维修和使用条件下，主要承力结构要有 100 年使用年限的耐久性要求。设计遵循以下耐久性原则：

- （1）按不同使用环境采用相应的高性能混凝土和适宜的施工工艺；
- （2）注重结构构造设计，如高质量的防排水体系、足够的保护层厚度以及易于保证施工质量的截面尺寸；
- （3）应具备畅通的检查通道，便于检查养护。

**1.0.6** 桥涵结构在制造、运输、安装和运营过程中应具有规定的强度、刚度、稳定性，

以保证施工、运营安全，使用耐久，这是铁路桥梁设计应遵循的最基本原则。

在列车高速运行条件下，当行车速度达到200km/h以上时，结构的动力响应加剧，从而使得列车运行的安全性、旅客乘坐的舒适度、荷载冲击、材料疲劳、列车运行噪声、结构耐久性等问题都比较突出。因此，要求桥涵结构应具有足够的强度和刚度，以保证可靠的稳定性和桥上轨道的高平顺状态，在桥梁结构承受较大的动力作用时，具备良好的动力特性。由于动力学问题产生的影响将控制桥梁设计，直接影响行车的安全性和旅客乘坐的舒适性。因此，在铁路桥梁设计，特别提出了应满足轨道平顺性、列车运行安全性和旅客乘坐舒适性的要求。

高速铁路是一个综合系统工程，保证桥梁在高速条件下的安全性与舒适性，需要系统研究各种相关因素，解决各方面的问题。诸如必须重视桥梁上部、下部结构选型，解决结构设计中由舒适性要求控制的车桥动力特性问题、桥梁刚度和变形控制问题，在工点设计中应研究解决标准跨度长桥、大跨度桥，以及道岔桥、高架桥等不同桥梁所产生的特殊问题。

桥梁结构为满足轨道平顺性、列车运行安全性和旅客乘坐舒适性，根据高铁桥梁设计和应用实践，对以下几方面应给予足够的重视：

(1) 注重车线桥系统动力分析，确保桥梁刚度满足安全性、舒适性要求

高速列车在铁路桥梁上运行时，列车与桥梁之间的互动影响明显，因此，动力响应问题是高速铁路桥梁设计的关键所在。在结构设计中除应满足常规桥梁的静力强度、刚度要求外，还必须高度重视结构的动力特性。梁跨结构必须具有足够的刚度和自振频率，宜采用箱型梁等刚度大、动力性能好的结构形式，以保证高速行车的安全性和旅客乘坐的舒适性。

(2) 严格控制桥梁结构非弹性变形，保持轨道持续稳定和高平顺性

高速铁路桥梁结构在与跨区间无缝轨道的相互作用下，以及在各种荷载工况下的变形，将直接导致桥上轨道结构的变形，从而影响高速列车运行的安全和乘坐的舒适。因此，对梁轨作用间的位移差值、桥墩台的水平刚度、基础的沉降变形、梁体挠度、梁端转角、预应力混凝土梁体的弹性变形及后期收缩徐变变形值的控制，均应以保证高速行车安全、舒适为目的，使线路轨道平顺性保持在允许的范围内。

(3) 重视等跨简支长桥的动力特点和路桥刚度过渡问题，保证线路动力性能良好

由于线路、水文、地质、立交等要求，高速铁路的长桥较多，有的长达数十公里，甚至上百公里。当列车以匀速行驶时，等跨简支长桥与列车间的相互作用易达到某一稳定的频率，而这一频率是否会对列车走行造成不利影响，应当引起重视并深入研究以保证行车安全性与舒适性。

路基填土相对桥梁结构具有可压缩性，提供的竖向刚度也比桥梁弱得多。在路基、桥梁交变地段，竖向刚度的突变将对高速行车造成影响。因此，为了保证高速行车的安全和舒适，应重视路桥刚度过渡问题，做好刚度过渡措施。

#### （4）研究特大跨度桥梁低频振动影响，充分保证特大跨度桥梁的安全性和舒适性

特大跨度桥梁的动力特征不同于一般大跨度和中小跨度桥梁，低频振动问题对高速行驶的影响在特大跨度桥梁中不可忽视。在特大跨度桥梁设计中，除常规动力学问题外，还应研究高速行车条件下的低频振动问题，把握其对行车以及对结构自身的影响，为高速铁路桥梁的安全性和乘坐舒适性提供充分保证。

#### （5）合理设计桥面构造系统，满足安全运营和养护维修的要求

高速铁路桥梁的桥面，除布置有轨道系统外，还承载着电力、电气化、通信、信号、声屏障等相关设施。桥面在施工期间可能有施工运载机具通过，在运营阶段不仅要运行高速列车，还将有机械化养护维修设施通过。此外，列车在高速行车时产生的风吸附作用，也将对桥面设施产生影响，进而影响高速行车安全。因此，应该重视桥面构造系统研究，综合考虑各方面要求，设计合理的桥面形式。

**1.0.7 桥梁结构型式选择应考虑桥梁的使用功能、水文和地质情况、环境条件、轨道类型以及施工方法等各种因素综合确定。**各国已建成的铁路中，预应力混凝土桥梁的数量占有绝对优势，这是因为与其他混凝土建桥材料相比，预应力结构具有一系列适合铁路要求的特性，如刚度大、噪音低，由温度变化引起的结构位移对线路结构的影响小，运营期间养护工作量少等，而且造价也较为经济。

铁路桥梁的上部结构直接承受列车荷载，由于高速列车运行时动力响应加剧，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，使其满足刚度限值的要求，以提高结构的动力特性，都是十分必要的。

高架线路上一般采用多孔等跨简支梁桥的型式，具有以下优点：

等跨简支体系的桥跨外形一致、截面相同、构造布置统一，使桥跨密集的高架线路

在运营中的管理工作大为简化，也便于结构的日常检查和养护维修。

高架线路采用简支体系的梁桥更能适应地质不良、地基承载力低的地段。

等跨简支梁工程量大，适宜于现场工厂化预制，逐孔架设，能显著提高施工速度。

多孔等跨布置的连续梁能够提高梁部结构整体性和刚度，并且对保持桥上线路的平顺性更有利，从而提高桥上行车的舒适性和安全性。采用适当的施工方法能保证桥梁的经济性和施工进度。

钢筋混凝土刚架结构是一种空间超静定结构，整体性好，具有较好的刚度和抗震性能。日本高速铁路高架桥多采用这种结构型式，有一定的使用经验。故当技术经济条件相宜时，也可采用这种结构型式。

斜交刚架和框构桥因其适应性强、整体性好，可在跨越道路等场合采用。钢筋混凝土结合梁或型钢混凝土结构跨越能力强，施工方便，并且由于结构重量轻，有显著的抗震优势，故在跨越繁忙道路或抗震要求较高的场合适用。

根据以上分析，建议优先采用预应力混凝土结构，根据需要也可采用钢筋混凝土结构，钢结构和钢—混凝土结合结构。

我国既有铁路线上的混凝土连续梁，无论是单线桥或双线桥，均采用箱形截面构造。这是因为箱形截面整体性强，抗扭刚度大，是当代混凝土桥特别是大跨度混凝土桥的主要形式。用于客运专线铁路上，其动力特性更显得优越。但是，对于跨度 40m 以下的混凝土简支箱梁，应考虑梁体运输、架设问题。目前，我国既有铁路大多采用的是 T 形截面构造。这种截面形式的混凝土梁，分片预制，分片架设后将横隔板桥面联成整体，若用于高速铁路上，为保证桥跨的整体性，架设后应通过现浇混凝土将桥面、隔板联成整体并施加横向预应力。

涵洞类型的选择应根据河流特征和地形、地质、水文等自然条件，结合涵洞附近的路基高度和路堤填料情况，考虑排洪、灌溉和交通需要，注意养护和施工便利，节省工程造价和养护维修费用，保证铁路运营和附近厂矿、村镇、房舍、农作物的安全等因素进行综合研究比较确定。

**1.0.8** 现行铁路工程桥涵专业设计规范对混凝土结构主要考虑结构的承载能力，而较少考虑环境作用引起的材料性能劣化对结构的影响。混凝土结构耐久性的不足，不仅会增加使用过程中的修理费用，影响工程的正常使用，而且会过早结束结构的使用年限，造

成严重的资源浪费。规范铁路混凝土结构的耐久性设计，可确保铁路混凝土结构满足设计使用年限需要，有利于节约资源，符合国家可持续发展的战略。为此，2011 年颁布了《耐久性设计规范》，规定各级标准铁路桥涵结构设计时，除应根据结构类型、受力条件、使用要求等选用适宜的材料外，还应结合实际工程的重要性、作用环境、施工条件以及实践经验等，进一步细化相应的技术要求。

**1.0.9** 本规范修订时，桥涵设计采用的洪水频率标准沿用了《05 桥规》的规定。

(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。鉴于过小洪水频率对工程投资过大，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，当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。

**1.0.10** 为了保证行车安全，接近铁路线路的各种建筑物和设备应与铁路线路保持一定的距离。同时，对在线路上运行的机车车辆的横向尺寸也应有一定的限制，所以铁路规定了各种限界，如机车车辆、基本建筑、隧道建筑、桥梁建筑限界等。桥涵设计最基本的限界是基本建筑限界和桥梁建筑限界。

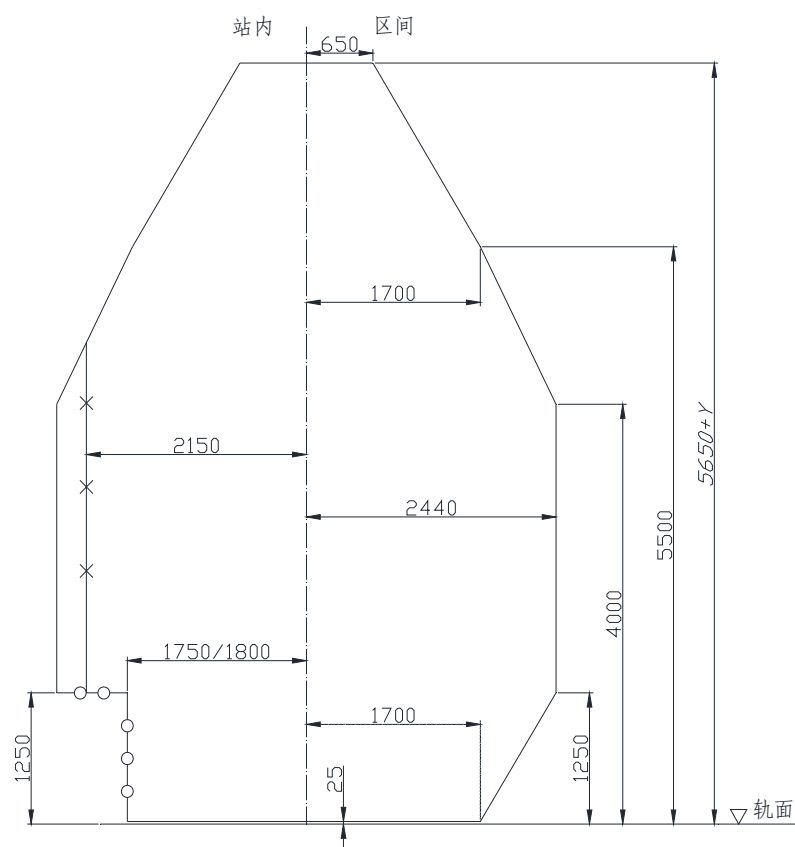
建筑限界是一个和线路中心线垂直的极限横断面轮廓。建筑限界是确保机车车辆和装载货物不与线路邻近的设备和建筑物发生刮蹭、碰撞，能够安全通过的起码空间。为确保列车运行安全，在建筑限界轮廓内，规定一切建筑物、设备，在任何情况下均不得侵入铁路的建筑限界。

铁路下承式钢桁梁等桥梁结构的净空应满足桥梁建筑限界要求，在基本建筑限界与桥梁建筑限界之间可以装设照明、通信、信号等设备。

《铁路线路设计规范》GB50090 附录 A、B、C 提供了高速铁路、城际铁路、客货共线铁路、重载铁路建筑限界图（说明图 1.0.10-1～说明图 1.0.10-5），桥梁设计时可参照其限界要求，并结合桥梁的具体要求进行桥面布置。

#### （1）高速铁路建筑限界





说明图 1.0.10-1 高速铁路建筑限界（单位：mm）

—×—×—×— 信号机、高架候车室结构柱和接触网、跨线桥、天桥、电力照明、雨棚等杆柱的建筑限界（正线不适用）。

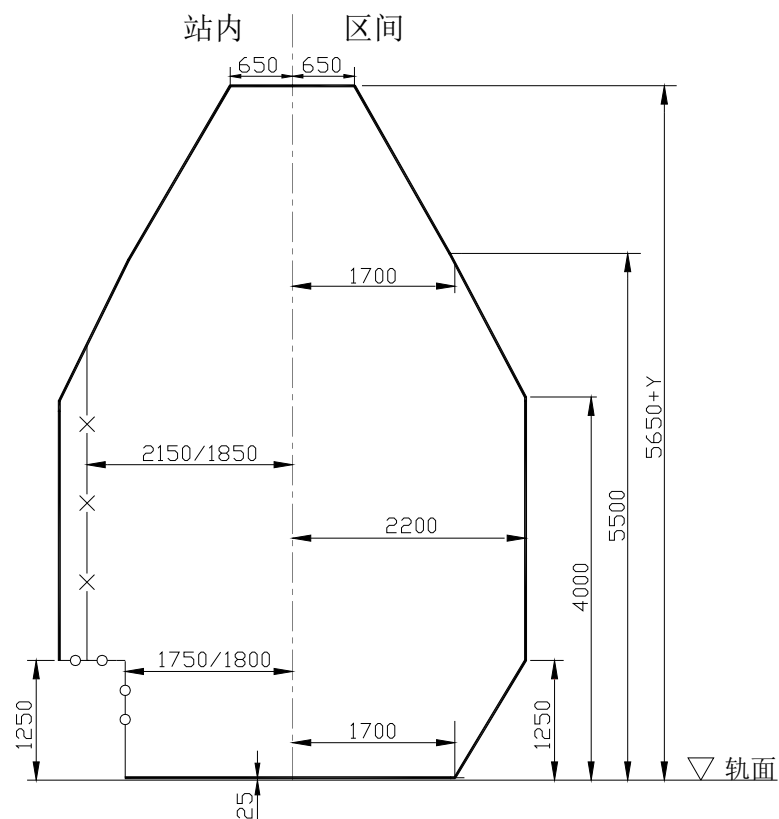
—○—○—○— ①站台建筑限界（侧线站台为 1750mm；正线站台，无列车通过或列车通过速度不大于 80km/h 时为 1750mm，列车通过速度大于 80km/h 时为 1800mm）。

② 站内反方向运行矮型出站信号机的限界为 1800mm。

————— 各种建筑物的基本限界，也适用于桥梁和隧道。

Y为接触网结构高度。

## （2）城际铁路建筑限界



说明图 1.0.10-2 城际铁路建筑限界轮廓及基本尺寸 (单位: mm)

—X—X—X— 信号机、高架候车室结构柱和接触网、跨线桥、天桥、电力照明、雨棚等杆柱的建筑限界不应小于 2150mm，站台门的建筑限界不应小于 1850mm（正线不适用）。

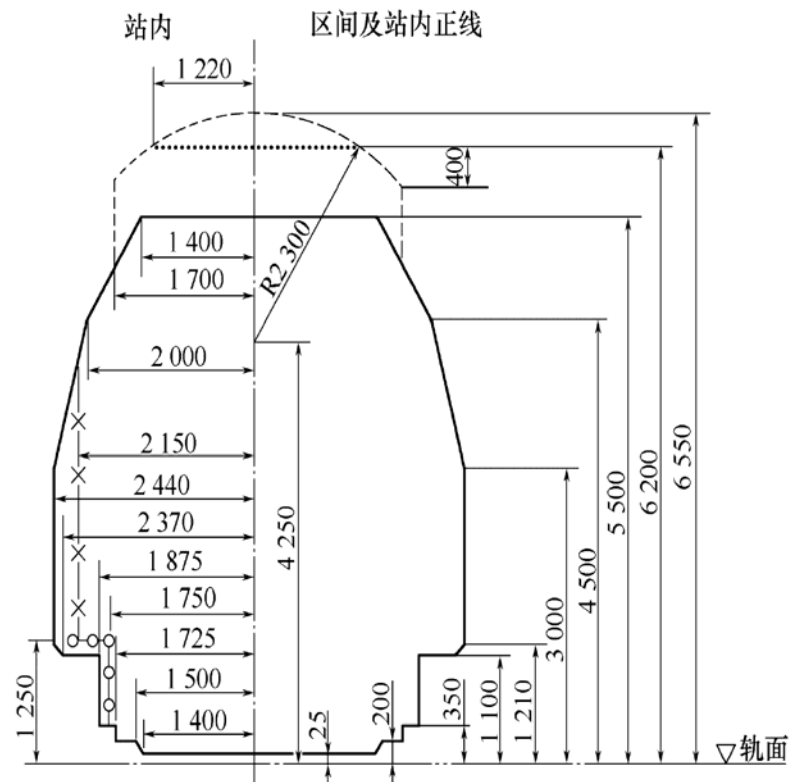
—○—○—○— ①站台建筑限界（侧线站台为 1750mm；正线站台，无列车通过或列车通过速度不大于 80km/h 时为 1750mm，列车通过速度大于 80km/h 时为 1800mm）。

②站内反方向运行矮型出站信号机的限界为 1800mm。

\_\_\_\_ 各种建筑物的基本限界，也适用于桥梁和隧道。

Y 为接触网结构高度。

(3) 客货共线铁路、重载铁路建筑限界



说明图 1.0.10-3  $v \leq 160$  km/h 客货共线铁路、重载铁路基本建筑限界轮廓及基本尺寸

(单位: mm)

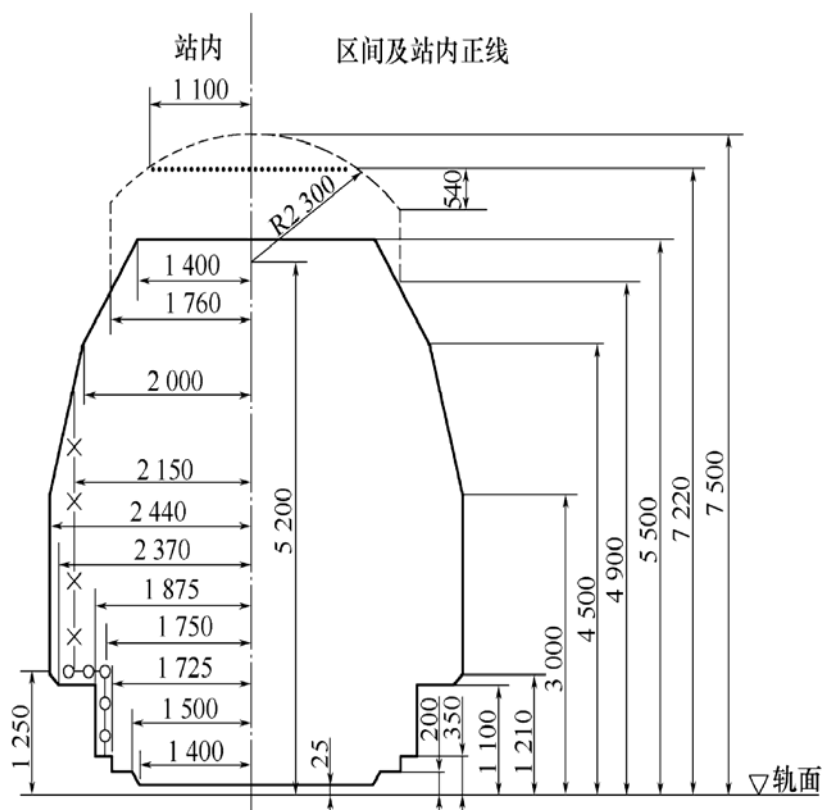
—×—×—×—信号机、高架候车室结构柱和接触网、跨线桥、天桥、电力照明、雨棚等杆柱的建  
筑限界 (正线不适用)。

—○—○—○—站台建筑限界 (正线不适用)。

—————各种建 (构) 筑物的基本限界。

-----适用于电力牵引区段的跨线桥、天桥及雨棚等建 (构) 筑物。

.....电力牵引区段的跨线桥在困难条件下的最小高度。



说明图 1.0.10-4  $v > 160 \text{ km/h}$  客货共线铁路基本建筑限界轮廓及基本尺寸

(单位: mm)

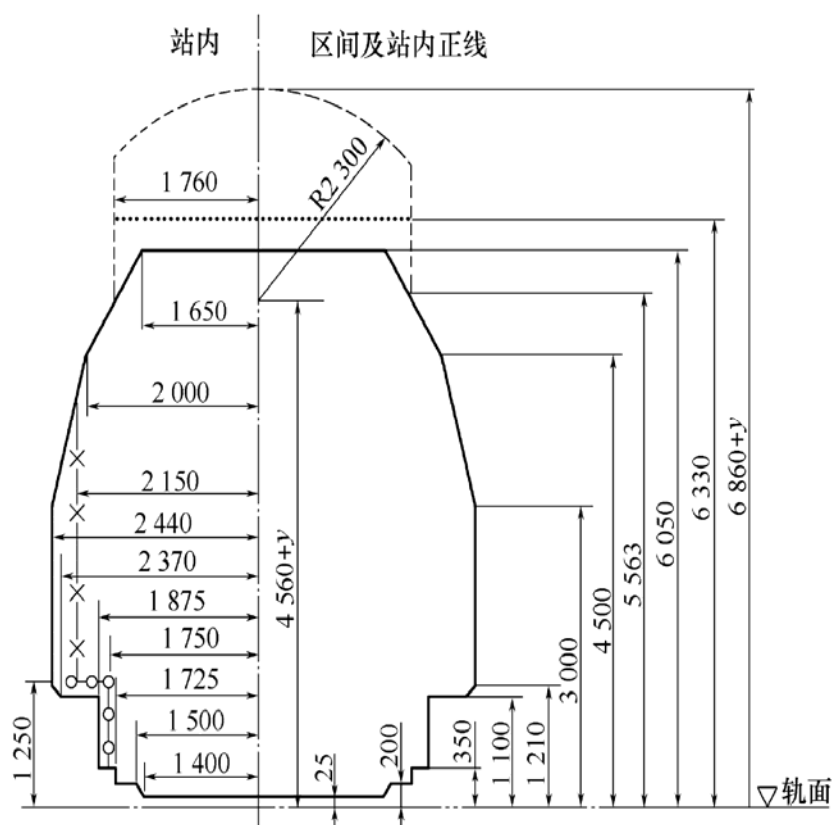
—×—×—×— 信号机、高架候车室结构柱和接触网、跨线桥、天桥、电力照明、雨棚等杆柱的建筑限界（正线不适用）。

—○—○—○— 站台建筑限界（正线不适用）。

———— 各种建（构）筑物的基本限界。

----- 适用于电力牵引区段的跨线桥、天桥及雨棚等建（构）筑物。

..... 电力牵引区段的跨线桥在困难条件下的最小高度。



说明图 1.0.10-5 双层集装箱运输装载限界及双层集装箱运输铁路  
基本建筑限界轮廓及基本尺寸（单位：mm）

—×—×—×— 信号机、高架候车室结构柱和接触网、跨线桥、天桥、电力照明、雨棚等杆柱的  
建筑限界（正线不适用）。

—○—○—○— 站台建筑限界（正线不适用）。

———— 适用于内燃牵引区段的双层集装箱运输基本建筑限界。

----- 适用于电力牵引区段的双层集装箱运输基本建筑限界。

..... 接触线导线的最低高度为6330mm。

$y$  为接触网结构高度。

**1.0.11** 《铁路安全管理条例》国务院令 第 639 号（以下简称现行《条例》），2013 年 8 月 17 日中华人民共和国国务院令 第 639 号公布实施，是对原《铁路运输安全保护条例》的全面修订。本规范条文说明摘录了《条例》中与铁路桥梁安全有关的条款，以方便设计者参阅，若需了解其他条款规定，详见《条例》相关原文。

第四十一条：铁路的重要桥梁和隧道按照国家有关规定由中国人民武装警察部队负责守卫。

第四十二条：船舶通过铁路桥梁应当符合桥梁的通航净空高度并遵守航行规则。桥区航标中的桥梁航标、桥柱标、桥梁水尺标由铁路运输企业负责设置、维护，水面航标由铁路运输企业负责设置，航道管理部门负责维护。

第四十三条：下穿铁路桥梁、涵洞的道路应当按照国家标准设置车辆通过限高、限宽标志和限高防护架。

第四十四条：铁路线路安全保护区内的道路和铁路线路路堑上的道路、跨越铁路线路的道路桥梁，应当按照国家有关规定设置防止车辆以及其他物体进入、坠入铁路线路的安全防护设施和警示标志，并由道路管理部门或者道路经营企业维护、管理。

第五十条：在铁路桥梁、隧道的两端应当按照国家标准、行业标准设置易于识别的警示、保护标志。

## 2.1 术语

以沿用《05 桥规》既有符号为主，以《铁路工程基本术语标准》GB 50262 为基础，根据本规范新增条文内容，增加了高速铁路、城际铁路、客货共线铁路、重载铁路、脱轨系数、自振频率、动力系数、工后沉降等术语。同时，将《05 桥规》总则第 1.0.3 条桥梁分类的内容以术语形式补充至本节中，即增加了桥长、特大桥、大桥、中桥、小桥等术语。

2.2 符号沿用了《05 桥规》中的既有符号，未做增减。

3.1.1 铁路桥涵的建设与农田水利和人民生活有着密切的关系，桥涵的设置应兼顾农田灌溉的需要，考虑综合利用。

桥涵布置应尽量少占耕地。河滩路堤的桥涵和导治建筑物应考虑农业灌溉需要设置，尽量避免破坏农田和排灌系统。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** 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，或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，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，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，突破一点，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。

**3.1.3** 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。

**3.1.4** 桥址处线路应尽量与洪水流向正交，确须斜交时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，宜采用增加桥孔的办法予以消除，不宜采用导治办法勉强压缩桥孔与调正水流。

**3.1.5** 平坦、草原和漫流地区，一般无显着沟槽，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。

**3.1.6** 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，船只控制走行方向困难，下行船只多沿流向航行，当桥址中线与航线斜交时更易发生事故。如正交确有困难，则偏角不宜过大，桥梁净孔应相应加宽，并应考虑桥墩台和锥体的阻水影响。

通航河流的航线经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。

**3.1.7** 斜交桥梁由于梁体两侧挠度差异，将会影响高速列车的运行安全和旅客乘坐的舒适度，故一般不宜设置斜梁。斜交不可避免时，应做成与桥轴线小于  $60^\circ$  的斜交。出于同样的原因，为避免台后轨枕一头支于桥台，另一头支于路基，造成不均匀沉降而影响行车的平稳性，故本条规定，一般斜交桥后边线，宜做成与线路中线垂直。

**3.1.8** 桥涵结构物与路基的结合部，由于路基与桥涵结构物的刚度不同，以及路基与桥涵结构物的沉降不一致，会造成行车的跳车现象。涵洞由于洞顶有填土对高速行车的影响小一些。

当相邻桥梁两桥台之间的净距离过近时，会造成短时间内两次跳车，对旅客乘车的舒适性产生影响。路基规范要求两桥后均要设置过渡段，但当两桥台间的距离过近时，剩余的普通路基长度已很短，故与两桥连起来相比，经济上已没有多大差别。

对于涵洞，路基规范同样要求设置过渡段。由于过渡段路基的填筑要求很高，如两涵之间的净距过小，将会造成施工困难。

秦沈客运专线设计时规定：“两桥台尾之间路堤长度不应小于 150m，两涵（框构）之间以及桥台尾与涵（框构）之间路堤长度不应小于 30m，对于特殊情况路堤长度不满



足上述长度要求时，路基应特殊处理”。但在新建设时速 200 公里及以下客货共线铁路桥涵设计时，该规定可适当放宽。设计中也应注意避免涵洞间距离过小，形成所谓的涵洞群。对于一些特殊情况，如两沟当中的山包设置路基长度过短，而设桥又是路堑内设桥，明显不合理，故对于这种情况路基应特殊处理，使之满足一般路基过渡段的要求。

《高速铁路设计规范（试行）》中关于相邻桥涵之间路堤长度的规定“两桥台尾之间路堤长度不宜小于 150m，两涵（框构）之间以及桥台尾与涵（框构）之间路堤长度不宜小于 30m，对于特殊情况路堤长度不满足上述长度要求时，路基应特殊处理。”这个规定主要基于秦沈线的施工经验提出，有一定局限性。目前高速铁路的施工方法、工艺均发生了较大的变化，高速铁路在路桥、路涵均设置过渡段，路基和涵洞的地基基础的处理一般也采取相同的处理措施，路基和桥梁刚度相差不大，在京津、武广、京沪等高速铁路的联调联试中未发现路基桥梁涵洞之间结构变化对行车产生影响。《高速铁路设计规范》TB 10621-2014 第 7.1.8 条只保留了“两桥台尾之间路堤长度不宜小于 150m”的规定。

《城际铁路设计规范》TB 10623-2014（以下简称《城际规范》）没有虽然没有规定两涵、两桥桥台之间的净距离，但当两涵、两桥桥台之间的净距过近时，为了保证涵洞或桥台与路基之间的刚度顺接，在路桥、路涵影响范围区段宜设置过渡段或其他措施。

本次规范修订时，结合各等级铁路建设运营经验认为：随着铁路施工方法、施工工艺水平的提高，以及路桥、路涵衔接处地基处理方式基本接近，对于相邻桥涵之间路堤长度，取消了高铁规范中的 150m 限值规定，但要求具体设计时应综合考虑列车行车的平顺性要求、路桥（涵）过渡段的施工工艺要求，并进行必要的技术经济比较后，再确定合理的相邻桥涵之间路堤长度。

**3.1.9** 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 0.25m。此 0.25m 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 200m 时；
- （3）水深小于 1.0m 时；
- （4）计算波浪高度在 0.15m 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 3m/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。

**3.1.10** 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，也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，故应结合地质条件、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。增设桥涵也往往会变更上下游村镇与洪水的利害关系，因此应取得上下游有关部门的同意。

**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。

设计桥涵孔径时应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。确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** 冲刷系数是确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。1975 年版《铁路工程技术规范（第二篇）·桥涵》（以下简称《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  $4\sim 7\text{m/s}$ ，河床比降约为  $2\%\sim 6\%$ 。曾分析了鹰厦、上鹰、陇海诸线十五座桥梁的资料，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）及变迁性河段两二类。

**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，经洪水经验，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，原设计无限制的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，通过近数十年的考验，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，部分河段蜿蜒，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  $2\sim 5\text{m/s}$ ，河床比降约为  $0.1\%\sim 2\%$ ，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  $1.2\sim 1.4$  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  $1.0\text{m}$  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，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  $0.5\text{m}$  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，河弯的发展和移动、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。

正在发育过程中河道的天然下切深度，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 300km，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，桥下采取铺砌时，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，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** 条文表 3.2.5 所列的桥下净空高度主要是考虑了以下三方面的因素，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 1.0.9 条表 1.0.9 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、河弯超高（倘确定河弯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弯超高）、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，再分别考虑河弯超高（倘确定河弯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弯超高）、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 200m 时；③ 水深小于 1.0m 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 3~5m 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 1.0m。若为黏性泥石流，泥石流常悬浮着直径达 1~2m 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 7~8m（自河底算起），一般波高 1~2m（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 1m 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 1.0m 以内的占 90%，最高为 2.0m。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“ $\Delta h$ ”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 1.0m。

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。

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。对于有国防要求和其他特殊要求的航道（如石油钻探船只），其通航标准须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

及流水、流木河流的通航净空要求，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。

**3.2.6** 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 3.2.6。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以及沉降对净高的影响，必要时尚应与使用部门协商确定桥下净宽和净高。

说明表 3.2.6    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

现行《条例》第四十三条规定：“下穿铁路桥梁、涵洞的道路应当按照国家标准设

置车辆通过限高、限宽标志和限高防护架。城市道路的限高、限宽标志由当地人民政府指定的部门设置并维护，公路的限高、限宽标志由公路管理部门设置并维护。限高防护架在铁路桥梁、涵洞、道路建设时设置，由铁路运输企业负责维护。机动车通过下穿铁路桥梁、涵洞的道路，应当遵守限高、限宽规定。”这些规定均是从保障铁路桥梁结构物和行车安全方面考虑的。

**3.2.7** 有压涵洞要求涵节之间的接缝密不透水，以免水渗人基底和路堤，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应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3.0m时不小于0.5m，这是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3.0m时，如取净高3.0m时的0.5m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3.0m时提高至0.75m，等于和小于3.0m

时，如取3.0m的0.75m计，则其与涵洞净高之比为 $\frac{0.75}{3.0} = \frac{1}{4}$ 。

**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锥。地下水在寒季冻结把地表抬起，形成丘状的土体称为冰丘。冰锥、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。冰锥、冰丘对铁路的危害是很严重的，如必须在冰锥、冰丘处设置桥涵，一般宜设桥不宜设涵，因桥下的冰锥比涵洞内的冰锥较易融化也较易钻冰清理，不致形成堵塞。严重的冰锥、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 $\Omega$ 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，不利于高速行驶。

(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得采用明渠。

**3.3.3** 钢筋混凝土梁或预应力混凝土梁具有刚度大、噪音低，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，而且造价也较为经济的优点。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和结合工点具体情况选用。

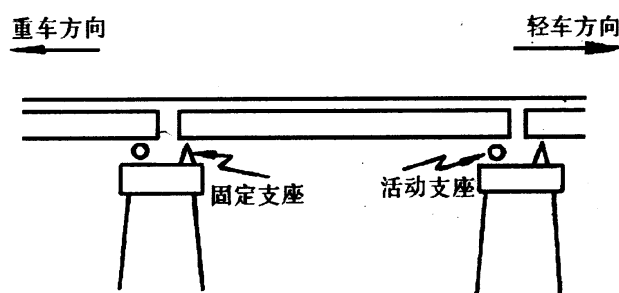
**3.3.4** 桥梁结构的各部位应经常处于干燥状态，防止积水，以免出现冻胀、锈蚀、腐蚀等现象，因此应有适当的排水和通风条件。在构造上，桥梁结构应考虑具有必要的维修检测工作空间。

桥梁的防排水设计是决定桥涵耐久性的重要因素，是铁路桥涵结构设计使用寿命能否达到 100 年的决定因素。从设计的角度，要做到结构能防水、结构不积水、有水能及时排出，排出的水应结合具体情况进行细部设计使之对外界的影响最小，对结构本身的不利影响也降到最低为原则。排水措施应保证在桥面行车道的结构表面排水顺畅，一般

考虑纵横向设置排水坡，坡度不小于 2%，并布置排水孔、水蓖子、排水管、排水槽以及排水沟等，其容量应与降水量相配合。还需注意在结构的缝隙处须设置防止落砟和防止漏水的措施。

为了提高客运专线桥梁桥面防水性能，确保桥梁工程耐久性，中国铁路总公司发布《关于客运专线桥梁伸缩缝设置有关要求的通知》铁总办[2013]6 号要求：客运专线箱梁梁缝间设置防水伸缩装置时，梁端伸缩缝应在桥面宽度范围通长设置。《高速铁路桥梁附属设施有关工作的通知》铁总建设〔2014〕143 号要求：除受无砟轨道类型影响须设置中间排水的桥梁外，其他桥梁箱内不应设置纵向排水管；上跨铁路或道路的铁路桥梁，应尽量采用梁端排水方式；当采用梁端排水不能满足要求时，可采用外挂纵向排水管等排水方式，但设计中应优化连接措施，施工中应加强施工质量控制，确保排水管材和安装质量符合设计和有关标准要求；空心墩台应在底部设置排水孔，以避免内部积水。

**3.3.5** 简支梁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 3.3.5）。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 3.3.5 固定支座纵向布置示意图

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。

根据设计实践经验以及国外铁路桥梁规范的相关规定，连续梁桥梁固定支座原则上

应布置在接近连续梁中央的桥墩上。

**3.3.7** 单、双线桥桥面宽度大、在曲梁直做（曲线半径较小）时，会造成同一梁缝内外侧缝宽相差较大的构造缺陷，外侧过大的梁缝对梁端防水装置、跨梁缝专业通道步板、栏杆立柱等难于保证安装质量，存在安全隐患。因此，设计时应采取有效措施，尽量避免由于外侧梁缝过大而引起的对桥梁结构的不利影响。

受桥面宽度、线间距、横向支座中心距影响，曲线半径越小梁缝外侧开口值越大。最新颁布的铁路工程建设通用参考图中，提供了与梁图适用曲线半径相对应的梁（台）缝挡砟钢板的外侧尺寸值，通过统计设计时速 160 公里至 350 公里单、双线各标准系列梁可知，时速 160 公里客货共线铁路预制后张法 32m 简支 T 梁，当采用满足大型养护要求的最小曲线半径 1200m 时，单线（桥面宽 4.46m）外侧桥墩处梁缝值为 224mm，桥台为 165mm；双线（桥面宽 8.86m）外侧桥墩处梁缝值为 350mm，桥台为 225mm。其他标准等级的梁，由于适用曲线半径的大幅提高，相应外侧梁缝值较小，通过梁端伸缩缝装置就能调整内外侧梁缝。

根据以往的设计经验及现行常用做法，对于设计标准等级较低的有砟轨道桥面，一般采用梁端设置伸缩缝，并在梁端加盖加强的横向楔形钢（铁）盖板来防止掉砟并协调内外侧梁缝。对于设计速度标准较高的箱梁，当外侧梁缝不大时，通过梁端伸缩缝调整即可满足要求，但对于像建于联络线上的小曲线半径桥梁，其外侧梁缝开口值较大（一般大于 350mm）时，往往通过调整梁端（桥台胸墙）结构尺寸的办法解决，即将梁端桥面板（桥台胸墙前缘线）设置成三角块等措施调整。

**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）、河弯超高、河床淤积等影响高出 0.5m，该值考虑为安全储备。

**3.4.2** 桥台与路基连接处的规定是基于以下几点考虑：

（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，为了使线路道砟不致由锥体填方顶部下滑，故规定不少于 0.75m。

（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 0.3m。

(3) 桥台锥体坡面与台身前缘处,是桥台与锥体填方连接的薄弱点,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“锥体坡脚浸水时,锥体顺桥台坡脚不宜伸出台身前缘。”

(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,设计时应注意平顺连接。8、9 度地震区锥体顺线路方向的坡度标准参考了《铁路工程抗震设计规范》GB50111-2009 相关规定。

(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并规定不得大于 1:1.5。

**3.4.3** 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 3.1.9 条文说明,但不应低于干砌片石或栽砌卵石。在锥体填方能确保不坍情况下,旱桥的锥体护坡可不铺砌防护,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。

**3.4.4** 锥体坡面铺砌材料以往多选用浆砌片石。在近年来高铁、客运专线的设计中,旱桥的锥体坡面防护大多采用混凝土预制块,具有较好的经济效益。但根据铁路运营单位对既有线的调查发现,桥台护锥六棱块铺砌防护易出现下沉、开裂、滑坍等危害,建议改用浆砌片石、混凝土等进行铺砌防护。

**3.4.5** 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 40m 或桥长大于 100m 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，并使行瞭望视线良好。

随着铁路建设标准等级的提高，近年来已经鲜有采用明桥面的铁路桥梁，但在特殊情况下，仍需采用明桥面桥时，应采取一定的防护措施，将明桥面做成封闭式，防止桥面构造物掉落桥下。

**3.5.1** 本规定编制时，参考了《05 桥规》、《新建时速 200 公里客货共线铁路设计暂行规定》铁建设函[2005]285 号（以下简称《200 公里客货暂规》）、《高速规范》、《城际规范》以及现行《技规》关于桥面布置的相关规定，经梳理、整合、提炼后编制而成。

#### （1）桥上有砟轨道枕下道砟厚度

国外高速铁路的桥上轨道在早期基本上都采用有砟轨道。近年，鉴于无砟轨道维修养护作业少，能节省大量维修养护费用，故世界各国高速铁路都在大力发展无砟轨道。

桥上有砟轨道和无砟轨道各有利弊。桥上有砟轨道有利于改善行车舒适度和降低噪声，有利于桥上线路高程的调整，有利于铺设渡线及养路机械的连续作业，不足之处是桥梁的二期恒载大，维修工作量大等；桥上无砟轨道性能均匀、稳定，养护维修工作量很少，桥梁上二期恒载较有砟轨道小很多，有利于桥梁的设计，不足之处是一次性投资较大。总之，桥上轨道型式有砟、无砟应根据总体安排而定。道砟槽的道砟厚度则是根据轨道专业的要求拟定的。

1) 原《05 桥规》第 3.3.6 条规定：新建 I 级铁路道砟桥面轨下枕底道砟厚度不应小于 0.30 m；新建 II 级铁路道砟桥面轨下枕底道砟厚度不应小于 0.25 m。

2) 现行《高速规范》第 7.5.1 条第 1 款规定：桥上有砟轨道轨下枕底道砟厚度不应小于 0.35 m。该值依据轨道专业对正线有砟轨道、轨道结构过渡段、站线轨道等的轨下枕底道砟厚度的要求提出。轨道专业对高速铁路有砟轨道轨下道砟厚度作了明确规定：

①正线有砟轨道路基地段单线道床顶面宽度 3.6 m，道床厚度 0.35m，桥梁及隧道地段的道床标准应与路基地段相同；

②正线无砟轨道与有砟轨道结构间的过渡应符合下列规定：无砟轨道结构的底座或支承层应从过渡点开始向有砟轨道延伸一定长度，同时应符合有砟轨道区段最小道床厚



度的要求；

③站线到发线单线道床顶面宽度应为 3.4 m，砟肩堆高应为 0.15 m，道床厚度应为 0.35 m。

3 对于城际铁路，轨道专业规定正线有砟轨道桥梁地段单线道床厚度：设计时速 200 公里时，道床厚度为 35cm，设计时速 160 公里及以下时，道床厚度为 30cm。

4) 对于重载铁路，轨道专业规定正线有砟轨道桥梁地段单线道床厚度为 35cm。

(2) 有砟轨道桥上应设置挡砟墙。当挡砟墙兼作防护墙时，其高度不应低于相邻轨道顶面高度。

为便于桥上线路养护维修作业，各国高速铁路均不设护轮轨。我国高速铁路桥面也不采用护轨，而采用加高挡砟墙的措施，以防止列车倾覆。

(3) 有砟桥面线路中心至挡砟墙净距 2.2m 是为满足大型机械道床清筛的要求而制定。对于按照平分中矢布置的简支梁桥，其曲线地段挡砟墙内侧距线路中心线距离尚应根据半矢距加宽。对于无砟轨道桥梁桥面线路中心至防护墙净距，目前我国高铁桥梁一般按不小于 1.9m 设计。

(4) 本规范对曲线地段提出了考虑桥上建筑限界加宽的要求，现行《技规》以及城际规范中给出了适用于客货共线铁路、客运专线铁路、城际铁路建筑限界和曲线上建筑限界加宽办法，现汇总如下，供设计者参阅。

1) 客货共线、城际铁路曲线上建筑限界加宽办法

曲线内侧加宽 (mm)：

$$W_1 = \frac{40500}{R} + \frac{H}{1500} h$$

曲线外侧加宽 (mm)：

$$W_2 = \frac{44000}{R}$$

曲线内外侧加宽共计 (mm)：

$$W = W_1 + W_2 = \frac{84500}{R} + \frac{H}{1500} h$$

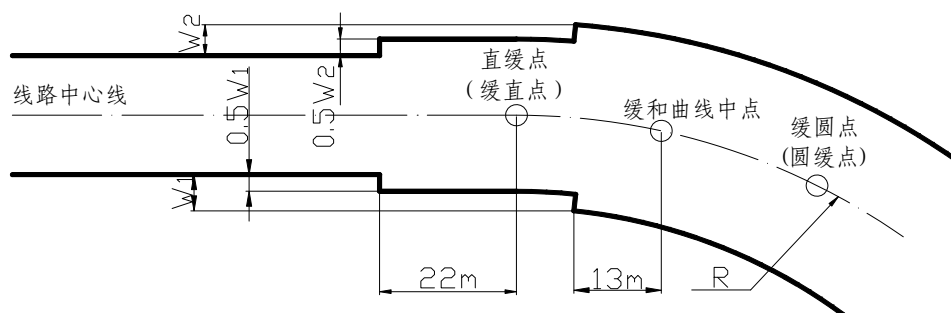
式中 R——曲线半径 (m)；

H —— 计算点自轨面算起的高度（mm）；

h —— 外轨超高（mm）。

$\frac{H}{1500}h$  的值也可以用内侧轨顶为轴，将有关限界旋转 $\theta$ 角（ $\theta = \text{tg}^{-1} \frac{h}{1500}$ ）求得。

曲线上建筑限界的加宽范围，包括全部圆曲线、缓和曲线和部分直线。加宽方法可采用说明图 5.5.1-1 所示阶梯形方式，或采用曲线圆顺方式。



说明图 5.5.1-1 曲线地段建筑限界加宽示意图

## 2) 客运专线铁路曲线上建筑限界加宽办法

客运专线铁路曲线地段的建筑限界,仅考虑因超高产生车体向曲线内侧倾斜的加宽,加宽量为:

$$W_1 = \frac{H}{1500} h$$

式中  $W_1$  —— 曲线内侧加宽量（mm）；

H —— 轨顶面至计算点的高度（mm）；

h —— 外轨超高（mm）。

加宽方法仍采用说明图5.5.1-1所示阶梯形方式，或采用曲线圆顺方式。

曲线地段的站线两侧信号机、高架候车室结构柱和接触网、跨线桥、天桥、电力照明、雨棚等杆柱的建筑限界，站内反方向运行矮型出站信号机的建筑限界和站台建筑限界，需考虑曲线内、外侧的限界加宽。此时，加宽方法与客货共线、城际铁路曲线上建筑限界加宽办法相同。

（5）既有铁路桥的人行道，除考虑通行巡道的维修人员外，还考虑桥面养护翻修

道床时堆放道砟。为便于梁部的预制、运输和架设，一般采用钢支架加步行板的形式。近年来发展有双侧作业通道直接布置在主梁两侧翼缘上，不采用在主梁两侧设作业通道支架的方案，这样既满足了布置桥面设施构造上的需要，又增加了承重结构的有效面积，也避免作业通道钢支架繁重的养护维修工作。桥上栏杆高度应不小于步板顶面 1.0 m。

(6) 接触网支柱在桥上的位置是根据接触网专业的技术要求和曲线内侧限界加宽要求确定的，线路中心线距接触网支柱内侧最小距离根据行车速度不同采用不同的数值。当接触网支柱设置在桥面上时，不宜设在梁跨跨中。考虑到 T 梁桥整体性能和抗扭能力较差，接触网支柱也不宜设在 T 梁桥面上。

(7) 桥面宽度需按照建筑限界、作业维修通道及电缆槽、接触网立柱构造宽度的要求计算确定。

桥面上设备较多，如防止列车脱轨倾覆的挡砟墙或防护墙，通信、信号和电力电缆槽，接触网支柱，人行道及栏杆，声屏障，轨道变压器箱等等，确定桥面宽度和布置形式时，要为这些设备的安装预留条件，同时应结合具体项目特点，如预制梁是否通过隧道、桥面上是否设走行在人行道上的检查车等综合确定桥面宽度。当桥上不设人行道检查车时，关于桥梁检修方式要综合研究。

现行《技规》规定作业通道宽度不小于 0.80m。当桥上设置人行道检查车时，根据检查车的横向尺寸要求接触网支柱外缘距栏杆或声屏障内侧最小距离不小于 0.8m；当桥上不设人行道检查车时，考虑防护墙、电缆槽、接触网、人行道等布置要求，同时满足车辆限界、风压带宽度和建筑限界等要求。对于各等级标准的铁路桥梁，其桥面布置时，应注意考虑以下几个方面：

#### 1) 轨道有、无砟形式的选择

国外高速铁路的桥上轨道在早期基本上都采用有砟轨道。近年，鉴于无砟轨道维修养护作业少，能节省大量维修养护费用，故世界各国高速铁路都在大力发展无砟轨道。桥上有砟轨道和无砟轨道各有利弊，桥上有砟轨道有利于改善行车舒适度和降低噪声，有利于桥上线路高程的调整，有利于铺设渡线，有利于养路机械的连续作业，不足之处是桥梁的二期恒载大，维修工作量大等；桥上无砟轨道性能均匀、稳定，养护维修工作量很少，桥梁上二期恒载较有砟轨道小很多，有利于桥梁的设计，不足之处是一次性投资较大。

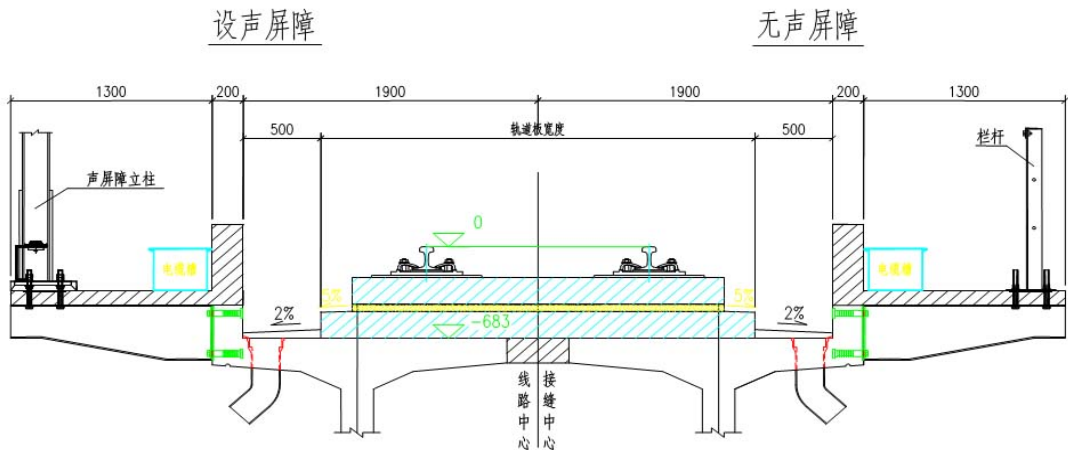
#### 1) 我国高速铁路桥面也不铺设护轨，但采用加高挡砟墙的措施，以防止列车脱轨

倾覆。《普速铁路工务安全规则》和《高速铁路工务安全规则》规定作业人员下道避车安全距离，距钢轨头部外侧距离不小于 2.0m。

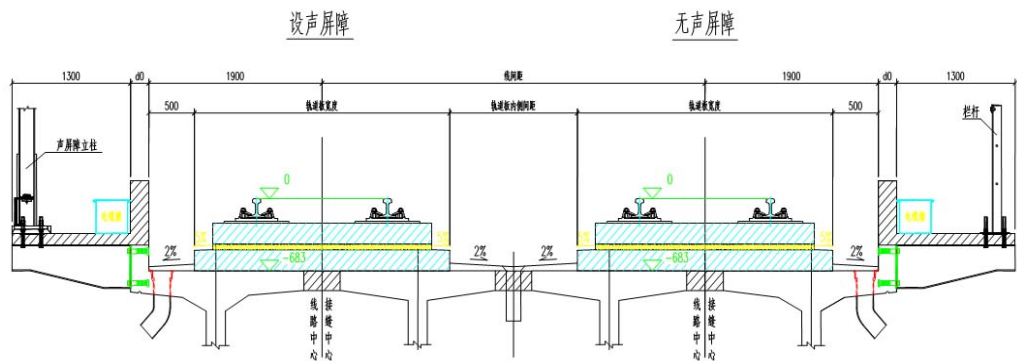
2) 城际铁路桥梁还需跟据地面、地形、作业通道设置情况考虑检查设施的设置。跨越大江、大河及深谷高桥，必须设置桥梁的日常养护维修检查设备。

3) 既有铁路桥的人行道，除考虑通行巡道的维修人员外，还考虑桥面养护翻修道床时堆放道砟。为便于梁部的预制、运输和架设，一般采用钢支架加步行板的形式。客运专线铁路桥梁，桥面设施较多，且要求严格，比如声屏障、接触网支柱、电缆槽等的设置位置和构造的需要，桥面防排水的布置等。经研究后规定双侧作业通道直接布置在主梁两侧翼缘上，不采用在主梁两侧设作业通道支架的方案，这样既满足了布置桥面设施构造上的需要，又增加了承重结构的有效面积，也避免作业通道钢支架繁重的养护维修工作。

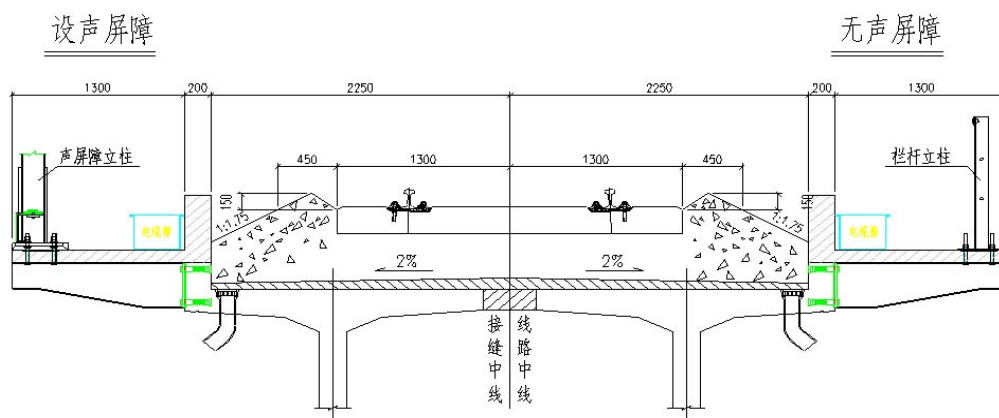
单、双线直线 T 梁桥面布置见说明图 3.5.1-2～图 3.5.1-5。



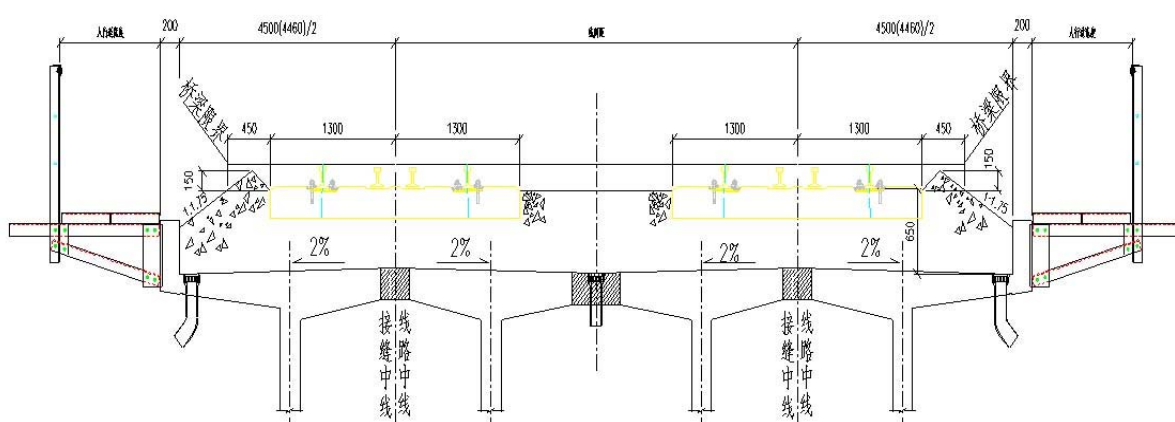
说明图 3.5.1-2 无砟轨道单线直线梁桥面布置图



说明图 3.5.1-3 无砟轨道双线直线梁桥面布置图



说明图 3.5.1-4 有砟轨道单线直线梁桥面布置图



说明图 3.5.1-5 有砟轨道双线直线梁桥面布置图

**3.5.2** 桥上设置护轨主要是保障列车脱轨后减轻二次事故造成的旅客和外部人员伤亡及经济损失、社会影响。高速铁路桥上设置的防护墙起到了防脱轨作用。因此，对于设置了防护墙（兼做挡砟墙）的高速、客货共线、重载铁路等桥梁上，可不铺设护轨。

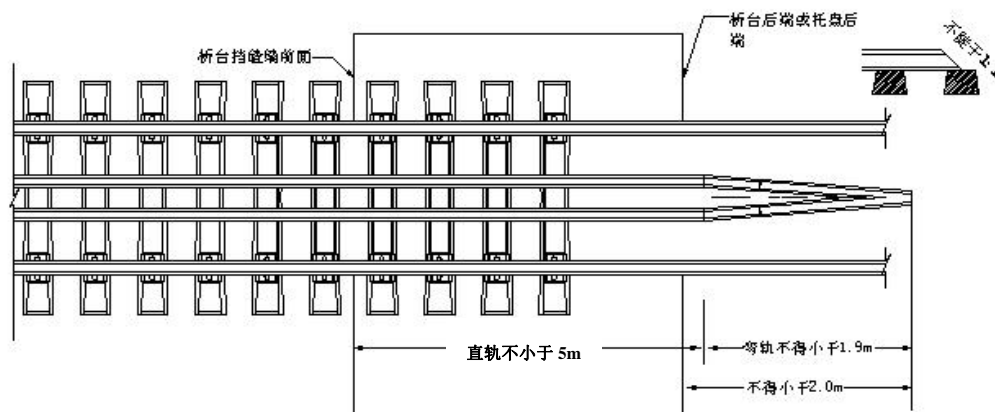
桥上护轨设于基本轨内侧，其作用为当机车车辆在桥头或桥上脱轨时，能将脱轨车轮限制于护轨与基本轨之间的轮缘槽内，以免机车车辆撞击桥梁或自桥上坠下。通过调查，很多铁路局都曾发生过上述情况，证明护轨的设置是必要的。为保证行车及桥下行人安全，大中桥及跨线桥上应铺设护轨。

本条文修订时，参考了《关于发布铁路桥涵设计基本规范等 11 项铁路工程建设标准局部修改条文的通知》铁建设〔2010〕257 号文的相关规定，对《05 桥规》中有关护轨的规定进行了全面梳理和更新，除了第 3.5.2 条共 3 款条文规定外，在此补充铁建设〔2010〕257 号文中第 3 款的其他相关规定，这些规定依据《铁路桥隧建筑物修理规则》铁运〔2010〕38 号第 3.1.12、3.1.13 条的相关规定编制，供设计人员参阅。

桥上护轨应与基本轨相匹配，宜采用不小于 50kg/m 的钢轨。护轨顶面不应高出基本轨顶面 5mm，也不应低于基本轨面 25mm。

考虑到车轮轮缘宽最小为 140mm，脱轨时为能使脱轨轮落入，并预留活动量，以使车轮能沿槽滚出桥梁，故护轨与基本轨的钢轨头内侧间距：明桥面钢梁桥定为 220mm；有砟桥面护轨与基本轨头部间净距为 500mm；当桥上设有伸缩调节器时为 320~350mm。

护轨应伸出桥台挡砟墙以外墙外一定长度的直轨轨段，以使脱轨车轮在未进入桥前就导入轮缘槽内，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，故规定直轨部分长度不应小于 5m。直线上桥长大于 50m 及曲线上桥长大于 30m 时应为 10m，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 5m，轨端超出台尾的长度不应少于 2m。自动闭塞区间在护轨交会处应安装绝缘衬垫。桥上护轨布置见说明图 3.5.2。



说明图 3.5.2 桥上护轨布置图

**3.5.3** 《铁路技术管理规程（普速铁路部分）》、《铁路技术管理规程（高速铁路部分）》铁总科技[2014]第 172 号规定桥梁、隧道应按规定设置作业通道、避车台、电缆槽、电气化预埋件及必要的检查和消防设备等，并明确规定了直线桥梁线路中心至人行道栏杆内侧的最小净距。

《铁路技术管理规程（普速铁路部分）》第 40 条规定，直线桥梁自线路中心至作业通道栏杆内侧的净距：钢梁明桥面应不小于 2.45m，混凝土梁桥面应不小于 3.00m，线路允许速度 160km/h 以上桥梁桥面应不小于 3.25m。作业通道宽度应不小于 0.8m。条文解释如下：

(1) 作业通道、救援通道是铁路的专用通道，用于铁路的养护维修和特殊条件下的救援疏散，桥梁上、隧道内均应按规定设置。桥面作业通道可兼作救援通道。

(2) 钢梁明桥面和列车通过速度较低的混凝土梁桥，一般设有避车台，结合既有桥梁的实际情况，规定直线区段的桥梁自线路中心至栏杆内侧的净距：钢梁明桥面应不小于 2.45 m，混凝土梁桥面应不小于 3.00 m。

(3) 对线路允许速度 160 km / h 以上的桥梁不能利用列车间隔作业，考虑自线路中心不小于 2.75 m（距轨头外侧 2.0 m+轨头外侧距线路中心线约 0.75 m）桥上避车安全距离以及人体宽度（平均按 0.5 m 计）等因素，规定桥面自线路中心至栏杆内侧的净距应不小于  $2.75\text{ m}+0.5\text{ m}=3.25\text{ m}$ ；曲线区段相应净距应按要求进行加宽。桥梁作业通道宽度应不小于 0.8 m。

(4) 线路中心至桥梁作业通道栏杆内侧的净距受建筑限界、桥上大机作业、桥上避车安全距离、作业通道，以及桥上接触网立柱、电缆槽、声屏障等桥面设施的影响。线路中心至桥梁作业通道栏杆内侧各部位尺寸为，对于直线区段，大机清筛作业要求线路中心至挡砟墙的最小净距 2.2m，挡砟墙（无砟桥面为防护墙）宽度为 0.2 m；对钢支架人行道电缆分槽外挂、不占用桥面宽度，对箱梁通信信号电缆槽合槽设置最小宽度 0.35 m、电力槽设于箱内；接触网立柱设于桥墩，接触网立柱内侧至线路中心净距不小于 3.0 m；桥面避车安全距离距线路中心 2.75 m 以外，桥面作业通道不小于 0.8 m。

(5) 对于直线区段，按桥面避车安全距离考虑，桥面线路中心至桥梁作业通道栏杆内侧的最小净距—桥面避车安全距离距线路中心  $2.75\text{ m}+\text{人体宽度 } 0.5\text{ m}=3.25\text{ m}$ 。按桥上大机作业宽度+挡砟墙（防护墙）宽度+桥梁作业通道宽度= $2.2\text{ m}+0.2\text{ m}+0.8\text{ m}=3.2\text{ m}$ ，故桥面线路中心至桥梁作业通道栏杆内侧的最小净距为 3.25 m。桥梁作业通道净宽 0.85 m，避车安全空间宽度 0.5 m，通信信号电缆槽宽度大于 0.35m，接触网立柱设于桥墩，其内侧至线路中心净距大于 3.35 m（栏杆宽度 0.1 m），均可满足上述要求。曲线桥梁应按规定进行加宽。

《铁路技术管理规程（高速铁路部分）》第 42 条规定，直线桥梁自线路中心至作业通道栏杆内侧的净距：200km/h 以上铁路无砟轨道桥面应不小于 3.45m，有砟轨道桥面应不小于 3.75m；200km/h 及以下桥梁桥面应不小于 3.25m。作业通道宽度应不小于 0.8m。条文解释如下：

(1) 线路中心至桥梁作业通道栏杆内侧的净距受建筑限界、轨道结构形式、桥上避车安全距离、作业通道，以及桥上接触网立柱、电缆槽、声屏障等桥面设施的影响。

(2) 线路中心至桥梁作业通道栏杆内侧各部位尺寸为，对于直线区段的有砟桥面和无砟桥面，线路中心至挡砟墙(无砟桥面为防护墙)的最小净距分别为 2.2 m 和 1.9 m，挡砟墙(防护墙)上部宽度为 0.2 m；接触网立柱宽度取 0.3 m(基础宽度 0.7 m)，强弱电电缆分槽设置，弱电电缆槽净宽不小于 0.35 m(接触网立柱位置强电电缆槽净宽不小于 0.2 m)，电缆槽盖板支承宽度 0.05 m，人行道栏杆宽度 0.1 m(宽度的一半支承于接触网立柱的基础顶面，另一半支承于遮板顶面)。

(3) 桥面作业通道不小于 0.8m，桥面宽度受桥面接触网立柱的控制。曲线桥梁相应净距应按规定进行加宽。

(4) 对于直线区段有砟轨道桥面，线路中心至桥梁作业通道栏杆内侧的最小净距=线路中心至挡砟墙的最小净距 2.2 m+挡砟墙(防护墙)上部宽度为 0.2 m+弱电电缆槽盖板与挡砟墙底部的支承宽度 0.05 m+弱电电缆槽净宽 0.35 m+电缆槽强弱电分割竖墙厚度 0.10 m+强电电缆槽净宽 0.2 m+接触网立柱基础宽度 0.7 m-支承于接触网立柱的基础顶面的人行道栏杆的一半宽度 0.05 m=3.75 m。桥梁作业通道净宽 0.9 m，接触网立柱内侧至线路中心净距 3.3 m，均可满足上述要求。

(5) 桥上避车安全宽度 1.0m, 大于人体宽度 0.5 m。对于直线区段的无砟轨道桥面，线路中心至防护墙的最小净距为 1.9 m，与有砟桥面相比小 0.3 m，其他尺寸要求与有砟轨道桥面相同，桥面线路中心至作业通道栏杆内侧的最小净距为 3.45 m。

(6) 桥梁作业通道与无砟轨道桥面相同；接触网立柱内侧至线路中心净距 3.0 m，均可满足上述要求；桥上避车安全宽度 0.7m，大于人体宽度 0.5 m。对于 200km/h 及以下仅运行动车组列车的铁路，规定直线桥梁自线路中心至作业通道栏杆内侧的净距应不小于 3.25 m，与普速铁路 160 km/h 以上速度的桥梁规定一致。

#### 3.5.4

(1) 高速铁路、城际铁路、设计时速 200 公里客货共线铁路桥梁，一般都采用整体桥面的形式，当桥面宽度较宽(桥上接触网支柱外缘至栏杆或声屏障内侧距离大于 0.8m)时，可利用走行在桥面两侧的桥梁检查车进行检查维修；当桥面宽度较窄时，可利用悬挂在箱梁悬臂板下方的桥梁检查车进行检查维修，并且铁路养护维修一般在天窗



时间，故高速铁路、城际铁路、新建时速 200 公里客货共线铁路桥上可不设避车台。

(2) 时速 160 公里及以下的客货共线铁路、重载铁路桥上避车台的设置沿用了《05 桥规》的规定。

避车台系桥上巡守及维修养护人员在列车过桥时安全避车之用，一般每隔 30m 交错设置。快速线路因行车速度高，列车通过时在列车两侧一定范围内引起高速气流，也就产生向轨道方向的气动吸力，可能危及避车台内人员的安全，对桥上作业人员避让列车也就有一定的安全要求。对于非整体桥面的铁路桥梁一般情况下均应设置避车台。

《99 桥规》第 3.3.11 条规定：“当列车行车速度等于或小于 120km/h，且线路中心至人行道栏杆内侧的净距大于或等于 3.5m 时，可不设避车台。”但《05 桥规》取消了该条规定。此次规范修订，根据现行《技规》要求修改为：“对于设计时速 160 公里及以下客货共线铁路、重载铁路，线路中心至人行道栏杆内侧的最小净距小于 3.25m 时，单线桥应在两侧人行道上按间隔 30m 左右交错设置避车台，双线及多线桥应在每一侧各相距 30m 左右设置避车台。”

### (3) 避车台内侧的净距

《05 桥规》修订时，根据《铁路桥隧建筑物大修维修规则》铁运〔1999〕145 号的要求，在 3.3.11 条新增了“线路中心至避车台内侧的净距不小于 4.25m。”的规定。2009 版《技规》在条文说明中也明确了“线路中心至避车台内侧的净距不小于 4.25m。”《铁路桥隧建筑物修理规则》铁运〔2010〕38 号第 3.1.22 条规定：“线路允许速度大于 120 km/h 的铁路，线路中心至避车台内侧的净距不小于 4.25m。既有桥改造困难时，可维持现状，但必须采取其他保证作业人员安全的措施。”《铁路 200~250kmh 既有线路技术管理办法》铁科技〔2008〕222 号第 24 条规定：“直线桥上，线路中心至维修通道栏杆内侧的距离为 3.75m、至避车台栏杆内侧距离为 4.25m；既有桥改造困难时，可维持现状，但维修通道或避车台未达到规定距离时，必须采取安全措施。”

由于现行《技规》正文和说明对桥梁线路中心至避车台内侧的净距均没有明确的规定，为了避免误读，本规范根据本条第二款最小净距小于 3.25m 时设置避车台的推定，把设置避车台的桥梁线路中心至避车台内侧的净距由 4.25m 调整为不小于 3.75m，并征得了铁总运输安全部门的认可。

(4) 采用大型养路机械的铁路桥梁不再设养路机械作业平台，以避免不必要的浪

费，此条款沿用了《05 桥规》的规定。

**3.6.1** 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。本条文明确规定了桥涵进行检查养护必须设置的检修设备。

(1) 高速铁路、城际铁路墩台顶至地面高度大于 6m，客货共线、重载铁路墩台顶至地面高度大于 4m，或经常有水的桥梁，当不具备其他检修条件时，墩台顶应设围栏、吊篮（桥墩设双侧）；桥面至墩台顶应设置梯子，并在人行道或避车台上设有能开闭的出入孔。

(2) 钢梁、混凝土梁拱应根据结构形式分别安装检查架、栏杆和梯子，配备钢桁梁检查维修车、钢筋混凝土梁拆装式检查小车或升降式检查汽车等。长大桥梁应设专门的检修设备。河道可航行的桥梁应配备检修船只，常年有水桥梁应配备水下检查设备，以便于对墩台及基础进行检查。

(3) 空心墩、斜拉桥、系杆拱等均应安装相应的检查设备。

(4) 为便于对涵洞、护锥、桥下及隧道顶上进行检查。当路堤及路堑边坡高度大于 3m 时，应设置台阶。

**3.6.2** 当发生地震、火灾等自然灾害或桥上列车出现紧急情况时，需要对列车上的旅客进行疏散，因此当桥长超过 3km 时，应结合地面道路情况沿桥梁全长每隔 3km 左右在线路双侧交错设置救援疏散通道和导向标志。疏散通道应根据桥下地面道路及地形情况综合考虑设置，救援疏散通道位置桥下所处位置应便于旅客疏散并能及时疏散到地面道路为原则，设置时而不应局限于 3km 的间距要求机械设置。

**3.6.3** 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，桥墩必须考虑汽车对其的撞击力。同时，随着航运快速增长、航道等级提升，船撞桥事故发生的概率越来越大。自 1959 年到 2000 年发生在长江干线上十余座桥梁上的船撞桥 172 起事故中，撞桥墩的事故为 133 起，占 77%，撞桥墩防撞装置的 17 起，约占 10%，撞桥梁上部结构的 8 起，接近占 5%，仅武汉长江大桥发生了 70 余起船撞桥事故，南京长江大桥也已发生了近 30 起船撞桥事故。因此，对于铁路桥墩可能受到汽车或船舶撞击时，应该通过设置防撞设施的方式来降低桥梁运营的危害。

目前桥墩防撞设计有防护结构防撞和桥墩自身防撞两种方式。前者可以有效降低车船对桥墩的撞击作用，但需要较大的设置区域，有时还会因此导致更高的撞击概率。后者则不需要额外的设置区域，并且省去了防护结构维护的麻烦。因此认为将两者结合起来进行桥墩的联合防撞设计是一种理想的设计方案。

**3.6.4** 现行《条例》第四十一条规定：“铁路的重要桥梁和隧道按照国家有关规定由中国人民武装警察部队负责守卫。”《铁路桥隧守护设施设计规定》铁总建设〔2013〕59号规定了桥隧守护目标及范围：

（1）主要干线铁路上重要位置的桥隧守护目标

- 1) 横跨大江大河（湖、海），全长5000m以上的桥梁。
- 2) 穿越主要山脉，长度15000m以上的陆地隧道及10000m 以上越海（江、河、湖）隧道。
- 3) 青藏铁路的重要桥梁、隧道。
- 4) 其他需要守护的铁路，应考虑对重点桥梁、隧道进行守护，具体由有关部门评估后确定。

（2）主要干线铁路、重要位置、大江大河、主要山脉等的范围

- 1) 主要干线铁路是指国家铁路网中I级铁路或旅客列车设计行车速度不小于120km/h的铁路。
- 2) 重要位置是指铁路桥隧一旦受到破坏，抢修困难的部位。
- 3) 大江大河是指松花江、海河、辽河、淮河、黄河、长江、珠江等七大水系。
- 4) 主要山脉是指大兴安岭、长白山、太行山、秦岭、昆仑山、祁连山等山脉。

**3.6.5** 明桥面结构的木料及桥梁附近的枯木、刨花等易燃物极易造成火灾，特别是冬季取暖锅炉或旅客列车茶炉，因清炉时煤渣中常常带有尚在燃烧的煤块，或养护作业中使用炉子，巡守房内取暖炉的热煤灰，桥头堡内电线路短路等均会使桥面或桥头堡内起火，造成桥梁的损坏，所以必须及时清除易燃物，配置灭火设施。无看守的明桥面应按本条文规定设置钢筋混凝土制砂箱或水桶。设有巡守、结构复杂或重要的桥梁，除备有砂箱水桶外，还应配备化学灭火器及消防水管、消火栓、水龙带等防火用具，并保持完整，能应急使用。条文参照《铁路桥隧建筑物修理规则》铁运[2010]38号第3.10.9条、第3.10.10条的规定进行了修改。

**3.7.1** 现行《条例》第十七条规定了铁路与铁路、铁路与公路交叉的原则，以确保铁路列车行车安全运行，具体规定有：

① 新建、改建设计开行时速 120 公里以上列车的铁路或者设计运输量达到国务院铁路行业监督管理部门规定的较大运输量标准的铁路，需要与道路交叉的，应当设置立体交叉设施。

② 新建、改建高速公路、一级公路或者城市道路中的快速路，需要与铁路交叉的，应当设置立体交叉设施，并优先选择下穿铁路的方案。

③ 已建成的属于前两款规定情形的铁路、道路为平面交叉的，应当逐步改造为立体交叉。

④ 新建、改建高速铁路需要与普通铁路、道路、渡槽、管线等设施交叉的，应当优先选择高速铁路上跨方案。

#### 1 上跨的公路或铁路桥

随着高速铁路建设的不断推进，铁路与公路交叉跨越越来越多。同时随着地方经济的发展，交通运输的需求量逐步加大，现状部分道路实际通行车辆荷载大于设计荷载，超载、超宽现象普遍。为确保高速铁路列车安全运行，上跨公路桥需要设置防落物网和防护墙。防落物网的设置可参照《铁路工程设计防火规范》TB 10063--2016 第 6.4.3 条对上跨铁路的人行天桥防护网的有关规定。

桥上车辆行驶过程中如果偏离方向，可能会掉落桥下，公路桥梁应设置防护设施。为确保铁路的安全运营和车辆安全，跨越铁路部分防撞等级可采用《公路交通安全设施设计规范》JTG D81 最高等级 SS 级。为增加防护能力，应设置防落物监测设备，有条件时桥面也可采用多道防护设施。

#### 2 下穿的公路或铁路桥

“下穿的公路或铁路要综合考虑地形地质条件、运营安全等要求，做好对铁路桥的防撞、防洪、防排水设计和施工。”是按照《关于进一步明确铁路工程设计线路交叉跨越有关规定的通知》铁科技〔2012〕23 号的要求制定的。

公路下穿高速铁路可能采用的结构形式有桥梁、桩板、路基、U 型槽等，在道路平、纵断面，道路与高速铁路的距离确定的条件下，不同的结构形式对高速铁路桥梁的影响特点及规律不同，合理的下穿的结构形式需通过综合评估后确定。

### （1）桥梁方式下穿高铁

一般而言，采用桥梁结构下穿高速铁路较路基结构下穿高速铁路对高速铁路的影响要小。采用桥梁下穿高速铁路其施工和运营阶段对高速铁路的影响主要发生在桩基和承台基坑开挖阶段。道路桥梁桩基一般都应采用钻孔桩，因此只要保证新施工的钻孔桩与高速铁路桩基满足一定的距离，承台基坑开挖前采用可靠的防护措施，其施工过程对高速铁路的影响较小，建成后运营荷载对高速铁路的影响很小。而路基，无论是填土荷载、结构层荷载还是运营荷载，都通过地基将附加应力传递作用于高速铁路的桩基，使高速铁路桩基发生变形，从而影响到桥梁的结构和轨道的平顺性，因此，只有在地质条件良好、浅挖少填或采用轻质填料、与高速铁路又有足够的距离情况下才考虑采用路基结构。因此，应系统地研究不同结构形式、不同桩间距等对高速铁路桥梁的影响，从而提出合理的设计原则及防护措施。

### （2）“U”形槽下穿高铁

穿越区域工程地质状况较好，路基填土在2 m以下，地基持力层能满足“U”形槽的地基承载力要求时，首选“U”形槽下穿高速铁路设计方案。“U”形槽具有以下优点：

- 1）可避免采用一般路基设计时，大型机械平整场地、路基填筑和压实施工过程中，引起临近高铁桥桩产生负摩阻及相应的扰动影响，对高速铁路桥梁基础产生不良影响；
- 2）道路建成后，路基自重和过往的车辆荷载直接作用在“U”形槽上，通过“U”形槽传递到地基上，可使地基均匀受力；
- 3）“U”形槽内可填筑轻型材料，减小对地基承载力的要求。

**3.7.2** 现行《条例》第十七条规定：“新建、改建高速铁路需要与普通铁路、道路、渡槽、管线等设施交叉的，应当优先选择高速铁路上跨方案。”

《油气输送管道与铁路交汇工程技术及管理规定》由国家能源局与国家铁路局联合编制发布，并于2016年1月1日起施行。本规定适用于管道与铁路交叉、并行的工程，油、气田集输管道与铁路交叉、并行，其条件相近时可参照执行。交汇工程除应执行本规定外，尚应符合国家相关法律、法规和强制性标准的规定。

#### 1 管道与铁路交叉时应遵循以下原则：

（1）安全第一、预防为主。交汇工程应确保铁路运输安全和管道运行安全，特别是高速铁路、城际铁路等旅客列车的运输安全。

(2) 后建服从先建，计量减少对既有设施的改建。

(3) 综合考虑铁路和管道行业规划。

(4) 保护环境，节约资源，经济合理。

(5) 平等协商，互相支持。

## 2 对于管道与铁路桥涵交汇的有关规定：

(1) 管道不宜在铁路桥跨越河流主河道区段交叉。确需交叉时，管道和铁路设备应采取必要防护措施；

(2) 管道宜选择在铁路桥梁、预留管道涵洞等既有设施处穿越，尽量减少在路基地段直接穿越。

(3) 当铁路桥梁与管道交叉条件受限时，在采取安全措施的情况下交叉角度可小于  $30^{\circ}$ 。当管道采用顶进套管、顶进防护涵穿越既有铁路路基时，交叉角度不宜小于  $45^{\circ}$ 。

(4) 铁路不宜跨越既有管道定向钻穿越段，必须跨越时，应探明管道的位置与深度。当采用桥梁跨越时，桥梁墩台基础外缘与管道外缘的水平净距不应小于 5m，且不影响管道安全。

(5) 管道穿越既有铁路桥梁或铁路桥梁跨越既有管道时，铁路桥梁（非跨主河道区段）下方管道可直接埋设通过，并应满足下列要求：

1) 管顶在桥梁下方埋深不宜小于 1.2m，管道上方应埋设钢筋混凝土板。钢筋混凝土板的宽度应大于管道外径 1.0 m，板厚不得小于 100mm，板底面距管顶间距不宜小于 0.5m，板的埋设长度不应小于铁路线路安全保护区范围。钢筋混凝土板上方应埋设聚乙烯警示带；穿越段的起始点以及中间每隔 10m 处应设置地面穿越标识。

2) 铁路桥梁底面至自然地面的净空高度不应小于 2.0m。

3) 管道与铁路桥梁墩台基础边缘的水平净距不宜小于 3m。施工过程中应对既有桥梁墩台或管道设施采取防护措施，确保管道与桥梁的安全。

(6) 管道与铁路并行时，管道穿（跨）越河流段与上下游铁路桥梁之间的距离应符合现行《油气输送管道穿越工程设计规范》GB 50423 和《油气输送管道跨越工程设计规范》GB 50459 的规定。

### 3.7.3 本条引自《高速规范》TB 10621-2014 第 7.6.1 条规定。

随着经济持续快速增长，社会转型期间市场出现了一定程度的无序性，在运输相关

行业，为片面追求利益导致超载现象十分普遍。汽车超载对公路桥梁的损坏是毁灭性的，根据交通部公路科学研究所对山西、河北、河南三省的调研，几乎所有干线公路均存在汽车车辆超载的现象，且超载程度十分严重。因超载造成的桥梁垮塌事故时有发生，给铁路运营带来严重安全隐患。

目前我国对公（道）路上跨铁路立交桥结构设计和安全防护无统一的规定，迫切需要出台相关规定，以确保铁路运营的安全。

1 按持久状态承载能力极限状态设计时，公路桥涵、城市桥梁根据结构的重要性、结构破坏可能产生后果的严重性，将桥梁设计安全等级划分为三个等级。根据现状调查，上跨桥大部分属中小桥范畴，设计安全等级对应公路则最高达二级，而对应城市桥梁则可达一级。为保证高速铁路的正常运行，上跨铁路的公（道）路立交桥必须安全、可靠。参照城市桥梁的中桥、重要小桥类别，安全等级为一级，满足《城市桥梁设计规范》CJJ 11-2011 第 3.0.14 条强制条文规定；如果两侧还有引桥，也不违背《公路桥涵设计通用规范》JTG D60-2004 第 1.0.9 条关于同一桥梁结构提高级差不得超过一级的强制规定。

2 汽车设计荷载

我国的公路 I 级车辆荷载总重为 550kN，比国际通用标准小。城市桥梁城 A 级车辆荷载（总重 700kN），是向国际荷载标准靠近的起步。考虑到随着地方经济的发展，对交通运输的需求逐步加大，现状部分道路实际通行车辆荷载大于设计荷载，安全隐患较大。考虑现状和今后若干年活载增长的幅度，立交桥主跨及其相邻两边跨桥梁汽车荷载采用相应标准设计荷载的 1.3 倍。对于城市人口稠密、交通繁忙地区，汽车设计荷载可进一步提高。

以交通部通用图 40m 小箱梁和合蚌客专五湖大道上跨立交桥主跨（25+35+25）m 连续箱梁为例，按不同安全等级、汽车荷载取值，通过对梁高、预应力调整等措施满足同等可靠度情况下，进行了经济分析，调整前后经济指标见表 3.7.3-3、3.7.3-4 同时进行了可靠度分析，结果见说明表 3.7.3-5～说明表 3.7.3-7。

说明表 3.7.3-2 40m 简支小箱梁经济指标

原桥面面积 (m²)	类型	梁高	重要性系数	汽车活载提 高系数	混凝土 (m³)	预应力筋 (t)
520.0	梁高不变	2.25	1	1	278.4	12.6

			1.1	1.3		14.1
	梁高、预应力 均增加	2.25	1	1	278.4	12.6
		2.4	1.1	1.3	290.1	14.4

说明表 3.7.3-3 (25+35+25) m 连续梁经济指标

原桥面面积 (m <sup>2</sup> )	类型	梁高	重要性系数	汽车活载提 高系数	混凝土 (m <sup>3</sup> )	预应力筋 (t)
2040.0	梁高不变	2.3	1	1	1782.5	58.2
			1.1	1.3		62.4
	预应力筋不变	2.3	1	1	1782.5	58.2
		2.5	1.1	1.3	1869.9	

对于 40m 小箱梁，当梁高不变，结构重要性系统由 1.0 提高到 1.1、汽车活载提高系数由 1.0 提高到 1.3 时，预应力钢筋增加 11.9%。当结构重要性系数由 1.0 提高到 1.1、汽车活载提高系数由 1.0 提高到 1.3 时，梁高由 2.25 增加至 2.4m，混凝土量增加 4.2%，预应力钢筋增加 11.9%。

对于 (25+35+25) m 连续箱梁，当梁高不变，结构重要性系统由 1.0 提高到 1.1、汽车活载提高系数由 1.0 提高到 1.3 时，预应力钢筋增加 7.2%。当预应力筋不变，结构重要性系统由 1.0 提高到 1.1、汽车活载提高系数由 1.0 提高到 1.3 时，梁高由 2.3 增加至 2.5m，预应力钢筋增加时，混凝土量增加 4.9%。

说明表 3.7.3-5 40m 简支小箱梁正截面抗弯承载力可靠度指标（预应力保持不变）

序号	梁高 (m)	梁	重要性 系数	汽车活 载提高 系数	中心点法		验算点法	
					β 值	失效概率	β 值	失效概率
1	2.25	中梁	1	1	6.06	6.80608E-10	6.06	6.80608E-10
2		边梁	1	1	5.63	9.01048E-09	5.63	9.01048E-09
3		中梁	1.1	1.3	4.32	7.60146E-06	4.32	7.60146E-06
4		边梁	1.1	1.3	4.43	4.71165E-06	4.43	4.71165E-06

说明表 3.7.3-6 40m 简支小箱梁正截面抗弯承载力可靠度指标（预应力调整）

1	2.4	中梁	1	1	6.72	9.08623E-12	6.72	9.08623E-12
---	-----	----	---	---	------	-------------	------	-------------



2		边梁	1	1	6.09	5.64553E-10	6.09	5.64553E-10
3		中梁	1.1	1.3	6.15	3.87415E-10	6.15	3.87415E-10
4		边梁	1.1	1.3	5.52	1.695E-08	5.52	1.695E-08

说明表 3.7.3-7 (25+35+25) m 连续箱梁正截面抗弯承载力可靠度指标 (预应力调整)

序号	梁高 (m)	重要性系数	汽车活载提高系数	中心点法		验算点法	
				$\beta$ 值	失效概率	$\beta$ 值	失效概率
1	2.3	1	1	7.47	4.01E-14	7.47	4.01E-14
2		1.1	1.3	6.88	2.99E-12	6.88	2.99E-12
3	2.5	1	1	7.62	2.64E-15	7.62	2.64E-15
4		1.1	1.3	7.24	2.24E-13	7.24	2.24E-13

由说明表 3.7.3-5~说明表 3.7.3-7 可以看出, 以 40m 简支小箱梁为例, 假如重要性系数提高到 1.1, 活载提高到 1.3, 预应力未调整时, 可靠度指标从 6.06 下降到 4.32, 降幅为 28.8%; 若梁高增加为 2.4m, 且预应力调整后, 可靠度指标从 6.72 下降到 6.15, 降幅为 8.48%。以 (25+35+25) m 连续箱梁为例, 假如重要性系数提高到 1.1, 活载提高到 1.3, 且预应力调整后, 可靠度指标从 7.47 下降到 6.88, 降幅为 7.90%。

经过分析比较可知, 结构重要性系统由 1.0 提高到 1.1、汽车活载提高系数由 1.0 提高到 1.3 时, 混凝土或预应力增加比例较小, 投资增加有限, 但对上跨桥承载能力的提高却极为明显。

《公路桥涵设计通用规范》JTG60-2015 第 4.1.5 条对安全等级和车辆荷载分项系数均有所调整。上跨铁路的公路桥梁其安全等级可取一级, 相应的结构重要性系数为 1.1; 公路 I 级总重 550kN 车辆荷载分项系数由 1.4 提高至 1.8。

3 我国现行公路桥梁抗震主要按《公路桥梁抗震设计细则》JTG/T B02-01-2008 执行, 城市桥梁抗震主要按《城市桥梁抗震设计规范》CJJ166-2011 执行。

各公路桥梁抗震设防类别抗震设防目标及适用范围见说明表 3.7.3-8~11。

说明表 3.7.5-8 各公路桥梁抗震设防类别抗震设防目标

桥梁抗震设防类别	设防目标
----------	------

	E1 地震作用	E2 地震作用
A 类	一般不受损坏或不需修复可继续使用	可发生局部轻微损伤, 不需修复或经简单修复可继续使用
B 类	一般不受损坏或不需修复可继续使用	应保证不致倒塌或产生严重结构损伤, 经临时加固后可供维持应急交通使用
C 类	一般不受损坏或不需修复可继续使用	应保证不致倒塌或产生严重结构损伤, 经临时加固后可供维持应急交通使用
D 类	一般不受损坏或不需修复可继续使用	

说明表 3.7.3-9 各公路桥梁抗震设防类别适用范围

桥梁抗震设防类别	适 用 范 围
A 类	单跨跨径超过 150m 的特大桥
B 类	单跨跨径不超过 150m 的高速公路、一级公路上的桥梁, 单跨跨径不超过 150m 的二级公路上的特大桥、大桥
C 类	二级公路上的中桥、小桥, 单跨跨径不超过 150m 的三、四级公路上的特大桥、大桥
D 类	三、四级公路上的中桥、小桥

城市桥梁抗震设防类别抗震设防分类及设防标准见说明表 3.7.3-10~11。其中乙、丙和丁类桥梁的抗震设计方法根据桥梁场地地震基本烈度和桥梁结构抗震设防分类, 分为: A、B 和 C 类, 抗震设计方法按说明表 3.7.3-12 选用。

说明表 3.7.3-10 城市桥梁抗震设防分类

桥梁抗震设防分类	适 用 范 围
甲	悬索桥、斜拉桥以及大跨度拱桥
乙	除甲类桥梁以外的交通网络中枢位置的桥梁和城市快速路上的桥梁
丙	城市主干路和轨道交通桥梁
丁	除甲、乙和丙三类桥梁以外的其他桥梁

说明表 3.7.3-11 城市桥梁抗震设防分类

桥梁抗震设防分类	E1 地震作用		E2 地震作用	
	震后使用要求	损伤状态	震后使用要求	损伤状态
甲	立即使用	结构总体反应在弹性范围，基本无损伤	不需修复或经简单修复可继续使用	可发生局部轻微损伤
乙	立即使用	结构总体反应在弹性范围，基本无损伤	经抢修可恢复使用，永久性修复后恢复正常运营功能	有限损伤
丙	立即使用	结构总体反应在弹性范围，基本无损伤	经临时加固，可供紧急救援车辆使用	不产生严重的结构损伤
丁	立即使用	结构总体反应在弹性范围，基本无损伤	—	不致倒塌

说明表 3.7.3-12 城市桥梁抗震设计方法选用

抗震设防分类 地震基本烈度	乙	丙	丁
6 度	B	C	C
7 度、8 度和 9 度地区	A	A	B

我国《铁路工程抗震设计规范（2009 版）》GB50111-2006(以下简称《震规》)中，根据铁路等级及其在路网中的重要性和修复（抢修）的难易程度，将铁路工程抗震设防类别划分为 A、B、C、D 四个类别（见表 3.0.1A）。

若跨越铁路的构筑物若发生落梁、倒塌等震害，将堵塞铁路，影响行车，《震规》第 3.0.6 条规定“跨越铁路的跨线桥、天桥、立交明洞、渡槽等构筑物，应按不低于该处铁路工程的抗震设防要求进行抗震设计。”

考虑到上跨高速铁路的公路、城市桥梁是重要桥梁，产生次生灾害大。同时，我国公路、城市道路桥梁抗震设防原则中讲到“对抗震救灾以及在经济、国防上具有重要意义的桥梁或破坏后修复（抢修）困难的桥梁，可按国家批准权限，报请批准后，提高设防类别”。

4 空心板梁行车不舒适、耐久性不好、养护不方便，铰梁数量较多，是薄弱环节，容易出现结构病害。如出现问题，将造成混凝土块体下坠，对高速铁路运营危害较大。

另外,《上海市城市道路和公路设计指导意见(试行)》规定:高速公路、一级公路、城市快速路、城市主干路和专用重车线路上的大中桥应采用行车舒适、耐久性好、养护方便的结构型式,优先选用连续结构体系,一般不得采用预制装配式空心板结构。

组合式简支 T 梁采用分片预制架设,横隔梁数量较多,桥位现浇的湿接缝圬工量大,如出现问题,将造成混凝土块体下坠,对高速铁路运营危害较大,另外,T 梁的横向连接是薄弱环节,容易出现结构病害。

与 T 梁相比,组合式简支小箱梁横隔板数目少,现浇湿接缝工作量小,通过在箱梁内预埋不锈钢板作为湿接缝底模,减小了对高铁运营的干扰。在中横隔板能避开高铁线路上方的情况下可以采用。

对于上跨高速铁路的立交桥桥式结构,要求整体性好,即使采用简支结构,也应采用连续桥面。跨区间线路立交桥梁宜优先采用箱梁,当采用多片式箱梁时,应加强桥面板的连接,使其具有较好的整体性。

目前公路立交桥墩结构类型和结构形式很多,按其构造可分为重力式桥墩、薄壁墩、柱式墩、V 型桥墩等;按其受力特点可分为刚性桥墩和柔性桥墩;按其截面形状可分为矩形、圆形、圆端形、尖端形及各种截面组合而成的空心桥墩。在国内工程应用得较多的主要有柱式墩、薄壁墩和重力式墩等。桥墩构造类型的确定主要是取决于结构受力、整体的美学造型以及周围环境,如水流、土压力等的影响。

上跨立交桥墩距离铁路线路距离较近,若发生损坏将对高铁运营带来安全隐患,故上跨立交桥墩应具备较大的刚度和较高的稳定性、较强的防撞能力,不应采用独柱桥墩,应选择具备防撞能力较强的实体墩。

**3.7.4** 本条引自《高速规范》TB 10621-2014 第 7.6.2 条规定。

#### (1) 防撞等级

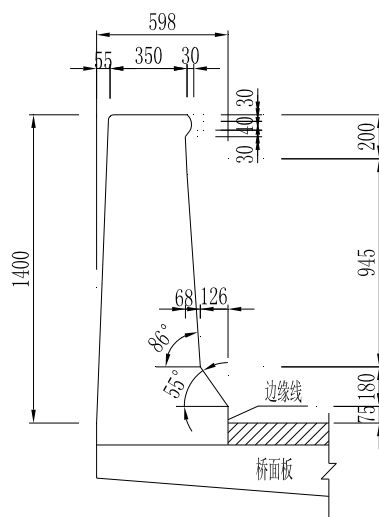
当前,运输车辆中大型货车比例不断提高,世界各国都普遍提高了护栏碰撞能量,以加大防护力度。日本的碰撞车辆质量从 14t 提高到了 25t,碰撞车型为整体大货车,最大碰撞能量为 650kJ。欧盟则将整体式和拖头式货车的碰撞车辆质量提高到了 30t 和 38t,最大碰撞能量为 570kJ。美国最高等级的碰撞车型质量为 36t,最大碰撞能量为 595.4kJ,法国规定防护墙碰撞能量以原来道路防撞等级 2.5 倍计算。我国现行的最高等级防撞护栏,即 SS 级,碰撞车型质量为 18t,最大碰撞能量为 520kJ,均低于上述发达

国家防撞标准。

原铁道部和交通运输部于 2012 年 7 月发布的《关于公铁立交和公铁并行路段护栏建设与维护管理相关问题的通知》铁运[2012]139 号中规定：新建跨越高速铁路的立交桥，其护栏按不低于最高防撞等级进行特殊设计。

结合上述，新建跨越高速铁路的立交桥，其护栏按不低于最高防撞等级进行特殊设计。

合蚌客专五湖大道为首座批复的上跨时速 350 公里高速铁路的公路立交桥项目。主跨及相邻边跨采用实体式 SX 级防撞护栏。将 SS 级标准实体式钢筋混凝土护栏整体加宽 0.15m，即顶面由 0.2m 加宽到 0.35m，底面由 0.448m 加宽到 0.598m，见说明图 3.7.4-1。



说明图 3.7.4-1 实体式 SX 级护栏结构示意图（单位：mm）

通过对整体式四轴大货车撞击实体式 SX 级护栏的仿真研究，结果发现车辆碰撞护栏后能够平稳驶出，没有发现车辆穿越、翻越和下穿护栏；整体式大型货车驶出角度为 7.6°，小于规范规定的碰撞角度的 60%；各个方向的加速度最大值分别为 14.67g、8.91g 和 18.99g，小于《高速公路护栏安全性能评价标准》（JTG/T F8-01-2004）规定的 20g；碰撞护栏动态位移最大值为 442.4mm，小于评价标准规定的 500mm，护栏各项指标均满足评价标准要求，具备 676KJ 防撞能力，可以在实际工程中应用；通过对其它结构构造的护栏进行有限元仿真，验证了本项目提出的 SX 护栏，既满足景观设计要求，又满足防撞性能要求，为优化后的结构尺寸。

## （2）两道防护原因

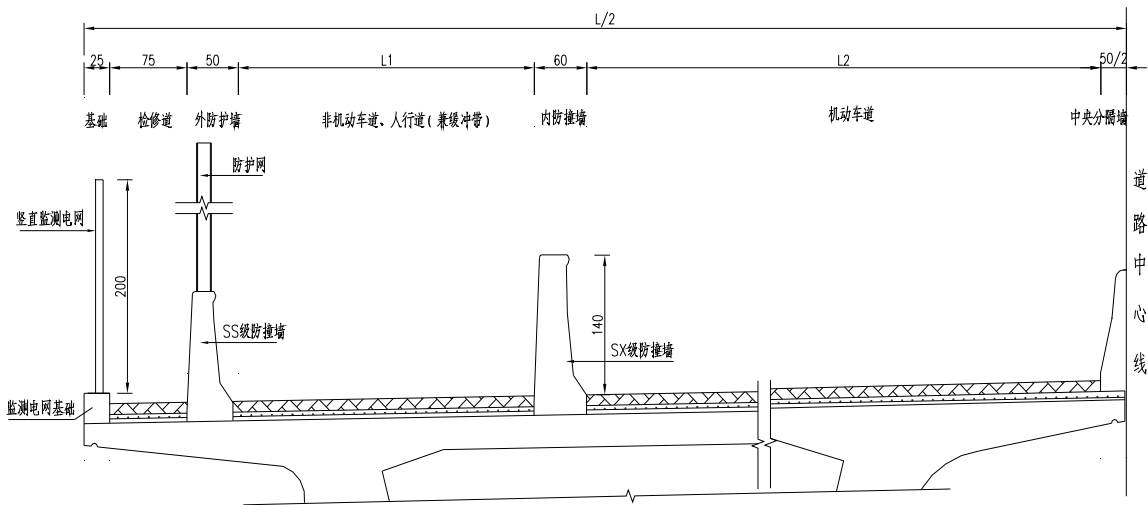
根据相关资料，在按规范设置桥梁护栏的情况下，即使是最高 SS 防撞等级，车辆也仍有可能越出护栏，须加强防撞护栏设计。两级防撞系统中的第一道防护栏作用，是经受冲逸车辆的首次碰撞，消耗其大部分或一部分能量。冲逸车辆此时冲击速度降低，动能减少，但车辆整体或部分变形车体及物品仍有可能冲出此道防护，造成二次灾害。第二道防护栏的作用，是经受冲逸车辆的第二次碰撞，消耗其全部能量，阻止车辆和物品坠入桥下高铁线路的可能性，保证高铁运营的安全。

根据公路规范条文说明及相关研究成果，车辆在撞击护栏后，一般情况沿护栏向前滑动或向左（向内）侧翻，同时还有越过护栏、向右（向外）可能性。当超载、超速货运汽车与第一道防撞护栏发生碰撞后，由于剧烈的撞击，车上的物品有可能往桥外散落，货车也有向外（向右）侧翻可能，考虑散落的物品或侧翻的货车仍留在桥面上，不至于跌下铁路，因此两道护栏间应有一定的距离。根据我国车辆外轮廓尺寸，两道护栏间距至少为 1.5m，还需在外侧防撞护栏顶上设置高防抛网。

(3) 桥面布置

1) 有非机动车道（人行道）时的两级防护

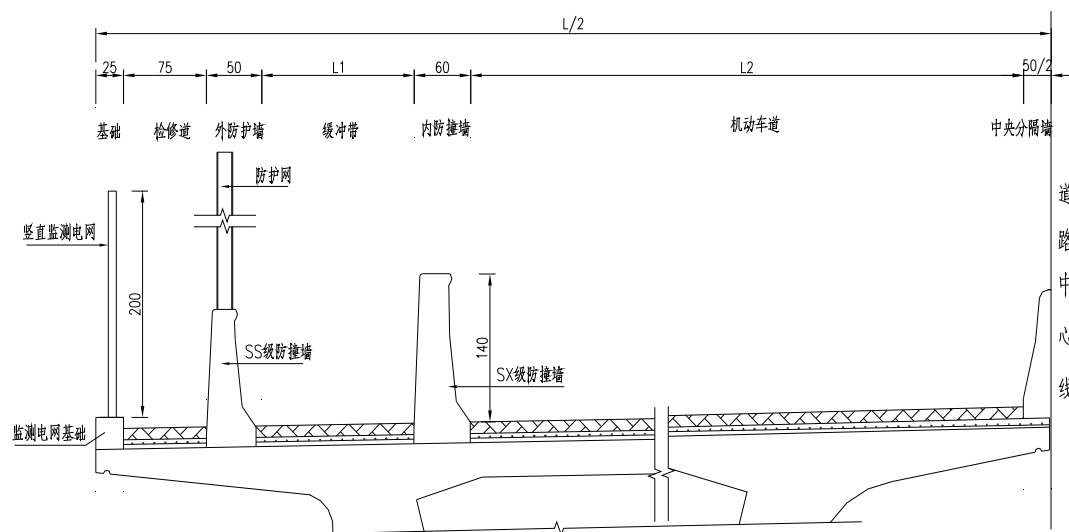
当公路或城市道路有非机动车道、人行道时，人行道及非机动车道可作为防撞缓冲带，能承托机动车撞击护栏后的抛掷物，安全防护措施设置范围内（主孔及两端相邻孔）两侧各加宽 1m 桥面，用做 0.75m 检修通道与 0.25m 竖直监测电网的基础，半幅横断面布置如说明图所示。



说明图 3.7.4-2 有非机动车道（人行道）桥面横断面布置图（单位：cm）

## 2) 仅有机动车道时的两级防护

当公路或城市道路无非机动车道、人行道时，例如高速公路、城市快速路等，为形成缓冲带以承托机动车撞击护栏后的抛掷物，安全防护措施设置范围内（主孔及两端相邻孔）两侧各加宽 3m 桥面，其中 1m 用做 0.75m 检修通道+0.25m 竖直监测电网的基础，另 2m 作为防撞缓冲带+外侧防撞护栏，半幅横断面布置如说明图 3.7.4-3 所示。



说明图 3.7.4-3 只有机动车道桥面横断面布置图（单位：cm）

## 2 桥上安全警示标志和接地系统

### (1) 安全警示标志

上跨高速铁路桥梁应设置告示牌、标线、限速、减速带等安全警示标志，提醒驾驶员注意前方跨越高铁，应慢行，严禁变道、超车。现行《公路交通安全设施设计细则》JTG/T D81-2006 表 3.0.1 中规定 SS 级防撞护栏碰撞速度为 80km/h，结合 5.2.5 条规定，为安全起见，对上跨高速铁路应进行限速，小客车为 80km/h，整体式大货车为 65km/h。

### (2) 综合接地

德国对于跨越电气化铁道的公路桥梁接地是先采取辅助的决策方法，决定是否采取钢轨接地措施，若跨越电气化铁道的钢结构桥梁如果有部件在接触网或受电弓区域内，则应采取下列措施使整个桥梁构成钢轨接地：

1) 导电的阻挡物，例如伸出的板或作为防接触保护用的板可作为钢轨接地设备。不导电的阻挡物必须在其边缘上安装构成钢轨接地的金属条或边框。在没有防接触保护

的桥梁上也可把栏杆作钢轨接地设备。

2) 对位于与轨道横向平行的受电弓区域内的上层建筑物, 必须在其下边缘安装构成钢轨接地的扁钢或角钢。

3) 在离铁路范围而去的护栏上, 应安装阻挡传播铁路电位的电隔离段。隔离段不允许被人短接, 所以至少应有 2.5m 宽, 设计成中性的或绝缘的中间段。在设有护栏的线路区段。在一定条件下, 应在建筑物终端后(从外侧轨道算起最长 60m 之后; 对于从外侧轨道算起延伸长度超过 60m 的建筑物, 直接在其终端后) 设置绝缘。

4) 对位于接触网区域内的桥墩、桥台翼墙等结构物, 要在桥墩上安装垂直异线或在翼墙上安装防护导线, 以保证当接触网断裂时能可靠地构成短路。

5) 对设置在桥梁旁边或上面的管道, 必要时应采取专门措施, 以阻止电位传播到邻近的区域。

我国《公路交通安全设施设计细则》JTG/T D81-2006 中关于桥梁护网的规定: 桥梁护网应做防雷接地处理, 接地电阻应小于  $10\Omega$ 。采用综合接地措施避免杂散电流。《铁路电力牵引供电设计规范》TB 10009-2005/J452-2005 中规定建筑物上距牵引网带电部分 5000mm 内的金属结构物均须可靠接地, 接地电阻不小于 30 欧姆。

综上所述, 护网应做防雷接地处理, 接地电阻应小于  $10\Omega$ 。

### (3) 异物侵限监控装置

为确保铁路行车安全, 应在公跨铁立交桥上安装异物侵限监控装置, 监控抛掷物因故越过护栏(防撞墙)、护网(防抛网)而侵入铁路限界并控制列车运行。

根据《高速铁路防灾安全监控系统-公跨铁立交桥异物侵限监测方案》(运技基础[2010]739 号) 文件规定, 公跨铁立交桥异物侵限监控装置由竖直监测电网、水平承重网、“L”型支架等三部分组成。竖直监测电网高度 2m, 每单元宽度为 1m, 双电网传感器内置于竖直监测网, 栅格大小 115×115mm 至 125×125mm 之间(中心线到中心线), 质量不大于 15kg。水平承重网每单元 1m(平行于公跨铁桥方向)×0.6m(垂直于公跨铁桥方向), 不设置电网传感器, 仅起结构支撑、维护检修平台的作用。

一般情况下, 竖直监测电网通过水平承重网和“L”型支架依附于公路桥梁防撞护栏外侧。这样设置有诸多不利因素: “L”型支架的预埋锚栓预埋在防撞墙外侧, 施工质量难以保证; 监测系统直接依附于防撞墙外侧, 对防撞墙的质量和桥面悬臂受力有较大的影响;



检修人员不方便进行维修养护。

推荐将桥面适当加宽，取消水平承重网，直接通过加宽的梁面承重，因水平承重网垂直于公跨铁桥方向为 0.6m，检修道宽度可适当加大，取 0.75m，外侧配 0.25m 竖直监测电网基础。

3 高速铁路行车速度快、密度大，当上跨高速铁路立交桥桥上物体散落桥下时，可能会引起严重后果。车辆侧翻或车内抛物均有可能往桥外散落，需在外侧防护墙上设置防落物网。

#### (1) 防落物网设置范围

防护网端部距离最外股钢轨距离应根据下列公式进行计算，并取二者较大值。

##### 1) 车体侧翻

$$h = \frac{1}{2}gt^2$$

$$t = \sqrt{\frac{2h}{g}}$$

$$l1 = v \times \cos(\alpha + \theta - 90) \times t = v \times \sin(\alpha + \theta) \times t$$

$$s_1 = l_1 / \sin \theta$$

式中 H—车身底至地面高度 (m);

v—车体侧翻时的车速 (m/s);

$\alpha$ —车体侧翻时与道路中心线的夹角 (°);

$\theta$ —铁路与道路中心线的夹角 (°);

$s_1$ —车体侧翻沿道路中心线方向的移动距离 (m);

##### 2) 车内抛物

$$h = \frac{1}{2}gt^2$$

$$t = \sqrt{\frac{2h}{g}}$$

$$s2 = \frac{1}{2}a2 \times t^2$$

$$s3 = vt + \frac{1}{2}a1 \times t^2$$

$$s1 = s3 + s2 \times \cot \theta$$

式中  $H$ ——车内乘客重心至地面高度 (m);  
 $v$ ——车速 (m/s);  
 $\alpha_1$ ——物体抛出后的风作用在物体上的加速度 ( $\text{m/s}^2$ );  
 $\alpha_2$ ——物体抛出后的风作用在物体上的加速度 ( $\text{m/s}^2$ );  
 $\theta$ ——铁路与道路中心线的夹角 ( $^\circ$ );  
 $s_1$ ——沿道路中心线方向的移动距离 (m);  
 $s_2$ ——垂直道路中心线方向的移动距离 (m);  
 $s_3$ ——沿道路中心线方向的移动距离 (m)。

## (2) 防落物网设置高度

客运大巴车内抛物时距离桥面的高度通常低于 2.5m。法国规定防落物网高度至少 2.5m。《关于公布上跨铁路立交的补充技术标准(暂行)的通知》上铁工函〔2010〕1602 号也要求自上跨桥路面至防抛网顶部不低于 2.5m。

桥上落物原因可能是车辆事故、车内抛物。我国目前关于车辆轮廓尺寸高度为 4m, 发生事故时, 车上载物有冲出车辆、滑落的危险。2011 年 9 月 9 日, 上海铁路局“关于申请明确地方道路跨越高速铁路安全有关问题的函”上铁师函[2011]1255 号: 规定防护网(板), 其总高度不低于道路路面 4m。

防落物网设置高度应根据实际情况进行设置。

防护网材料可选用钢丝网、铜立柱, 立柱基础必须做好与桥梁预埋件联结、确保防护网立柱的强度、稳定性满足要求。所有金属部件表层应进行热镀锌+浸塑处理。

4 桥面宜采用集中排水方式, 引出铁路范围以外。《关于完善高速铁路桥梁附属设施有关工作的通知》铁总建设〔2014〕143 号规定: “除受无砟轨道类型影响须设置中间排水的桥梁外, 其他桥梁箱内不应设置纵向排水管。上跨铁路或道路的铁路桥梁, 应尽量采用梁端排水方式; 当采用梁端排水不能满足要求时, 可采用外挂纵向排水管等排水方式, 但设计中应优化连接措施, 施工中应加强施工质量控制, 确保排水管材质和安装质量符合设计和有关标准要求。”

5 跨线范围内桥面灯杆不宜设置在桥面外侧, 并采取防止灯杆倾覆坠落桥下的措施, 以避免灯杆倾覆坠落对铁路行车造成危害。

**3.8.1** 目前高速铁路、城际铁路设计中, 高架车站越来越多。在高架车站的设计中, 一

方面要考虑城市的规划设计，同时要结合好整个车站的站房设计。结构设计满足安全、实用等要求，同时要考虑景观要求。目前高架车站分为“建桥分离”和“建桥结合”两大类，对桥梁结构设计要求分述如下：

### （1）“建桥分离”高架车站

“建桥分离”的高架车站主体结构分为两个部分：高架桥和站房建筑。站房建筑包在高架桥之外，承受轨道荷载高架桥从站房建筑中穿过。站房建筑与桥梁建筑结构上完全分开。

建桥分离方案受力明确，传力清晰明了，计算简单，桥梁结构与建筑结构自成体系，互不干扰，但车站建筑的整体性差，体积庞大，空间利用率不高，影响城市景观。

### （2）“建桥结合”高架车站

“建桥结合”的高架站是先形成桥梁结构（基础、墩柱、梁等），再在桥上布置高架站台。桥梁上部结构承受轨道荷载部分采用箱梁，承受人群及建筑结构荷载部分采用T形站台梁。墩柱常用的结构形式可采用实体墩、V形墩、Y形墩、门架墩等结构。在高速铁路高架车站中，作为下部建筑的墩柱应能满足强度要求、刚度要求及耐久性要求，在列车荷载作用下保证稳定性和舒适性。

“建桥结合”方案结构紧凑，整体性强，外型美观，视觉效果好，方便乘客换乘，由于站房屋建筑与桥梁结构结合在一起，其受力状况很复杂，计算难度大，对于基础的沉降要求高，桥梁结构与站房结构设计采用的规范不同，计算时需要综合考虑，满足二者的要求。

铁路高架车站桥梁结构设计时，可借鉴《地铁设计规范》GB 50157 关于高架车站如下规定：

1）车站高架结构宜采用钢筋混凝土或预应力混凝土结构体系。垂直线路方向，落地柱的布置应结合地面的道路交通等要求采用双柱或三柱形式。

2）轨道梁与车站结构完全分开布置，形成独立轨道梁（高架）桥时，其孔跨布置及结构设计一般与区间高架结构相同；车站高架结构设计应按现行建筑设计规范进行。

3）当轨道梁支承于车站结构或站台梁等车站结构构件支承于轨道梁桥上，形成“桥—建”组合结构体系时，轨道梁跨径应根据其对下横梁及柱产生的影响、经济指标等因素选择，一般采用中等跨径组合（ $20\text{m} \leq L \leq 30\text{m}$ ）或小跨径组合（ $L < 20\text{m}$ ）；需要时

(如跨越道路)也可采用 30m 以上的跨径。车站结构的纵梁宜采用小跨径组合。

4) 轨道梁简支于车站结构横梁上时, 应按要求设置支座。

5) “桥—建”组合结构体系中, 轨道梁、支承轨道梁的横梁、支承横梁的柱等构件及基础, 应按现行铁路桥涵设计规范进行结构设计。当轨道梁简支于横梁布置时, 内力分析可按平面刚架假定进行; 当轨道梁与横梁刚结布置时, 内力分析宜按空间刚架假定进行, 由活载产生的内力, 应根据影响线加载计算得到。除上述构件外的其余构件, 均按现行建筑结构设计规范进行结构设计。

6) 为了减少振动噪声, 高架车站轨道梁及其支承结构不宜采用钢结构。

**3.8.2** 位于道岔区的桥梁结构, 道岔结构对桥梁结构提出了相对变形和变位的要求。如整组道岔应位于连续结构上, 道岔首尾距梁端的最小距离, 整体道岔应位于横向整体结构上, 以及梁的挠度、自振频率等要求。设计时应协调解决。

**3.8.3** 桥梁和上部结构受力时协调变形, 相互影响。在结构形成超静定体系后, 桥梁后期承受的恒载及列车、人群活载所产生的位移必将使结构柱作用在桥梁上的力重新分布, 上部结构本身内力和变形也会产生较大的变化, 因此整体的高架结构应统筹考虑整体结构的变形变位。

**3.8.4** 高架车站桥梁结构当采用站、桥分离结构时, 对于站线梁和正线梁根据桥上行驶的列车运营速度情况分别考虑其刚度、变形、自振频率等。对于站线梁和正线梁一体的高架车站桥梁结构应结合实际情况综合考虑其变形限值等标准。

**3.9.1** 桥梁结构设计时应考虑轨道的要求和梁轨相互作用。

#### 1 轨道

铁路桥上轨道形式总体上分为无砟轨道和有砟轨道两类, 普通铁路一般采用有砟轨道, 而高速铁路采用无砟轨道较多。对于无砟轨道, 又分为 CRTS I 型板式、CRTS II 型板式、CRTS I 型双块式等多种形式。随着技术的不断发展和完善, 轨道形式和种类还会增加。而每种轨道形式和桥梁的连接方式都不尽相同。如 CRTS I 型板式轨道底座板利用连接钢筋和桥梁进行连接, 且轨道底座板在梁缝处断开; CRTS II 型板式轨道利用剪力齿槽或侧向挡块、挡墙和桥梁进行连接, 且轨道底座板在梁缝处连续等等。上述轨道形式的不同, 进而引起桥梁的防排水方式、伸缩缝设置方式等也不相同, 而且还可能出现在同一座桥上不同的轨道形式并存的情况。不同轨道形式在桥上的过渡问题也要引起重视。

桥上伸缩缝的设置，在设计阶段应和轨道专业协商设置。

## **2 梁轨相互作用**

跨区间无缝线路极大限度消除了轨缝，使得线路平顺性增加，养护维修量也降低、线路设备使用寿命增加、行车舒适性增加，不仅带来了极大的经济效益也带来了显著的社会效益。虽然无缝线路给铁路带来诸多好处，但是由于其结构特性，也将产生新问题。当轨温改变时，在无缝线路内部将产生温度力，在设计中需要认真考虑。桥上无缝线路结构更复杂，由于桥梁本身结构特点，桥梁与轨道相互作用，还将产生伸缩力、挠曲力和断轨力，将给桥梁和轨道设计带来影响。桥梁结构设计时必须考虑梁轨共同作用，尽量减小桥梁的位移与变形，以限制桥上钢轨的附加应力，保证桥上无缝线路的稳定和行车安全。

**3.9.2** 对于声屏障需设置在桥梁上时，桥梁应根据有关专业要求预留基础，统筹考虑救援疏散通道、栏杆、声屏障的接口。

**3.9.3** 桥梁应根据信号专业的要求，在基础、墩台和梁部设置综合接地装置，包括墩梁间的连接，数量计入桥梁工程。

### **3.9.4 通信、信号、电力和电气化**

桥上应根据通信、信号、电力和电气化专业的要求预留设置电缆槽道、电缆上下桥设备、接触网支柱基础等设施的条件，如在梁端预留锯齿孔、在墩梁上预留滑道等。为了养护维修设置声屏障地段的桥梁，桥上电缆槽应敷设于声屏障内侧。

电气化专业的接触网电缆上桥，一般采用在接触网立柱处垂直桥面打孔上桥的方式。但为了美观等因素，也有接触网电缆从桥墩经梁端锯齿孔入电缆槽再上接触网支柱的方式。

对于车站范围内的桥梁，应根据信号专业的要求预留转辙机位置；站内桥墩的布置应和建筑专业协商确定。

**3.9.5** 桥涵基础设施设计时，在桥梁与路基、隧道截面分工时，往往采取了沿线路里程一刀切的方式，导致桥梁与路基、隧道的连接不顺畅，从而造成交接处发生病害的情况，因此，对桥路、桥隧接口段，设计时应引起重视，避免衔接处病害的发生。

**3.9.6** 对于整个线路的维修设计应统筹考虑，桥上维修通道、救援疏散通道的设计应和桥下维修通道设置和地面道路统筹考虑。当桥上不设置维修通道时，一般情况下，桥下

应设置维修通道。

### 3.9.7 通航河道桥应设置必要的航标等设施。

《内河通航标准》GB 50139-2004 第 5.4.1 条规定：“水上过河建筑物在通航水域设有墩柱时，应设置助航标志和必要的墩柱防撞保护设施。必要时尚应设置航标维护管理和安全监督管理设施。”

桥区水上助航标志应依据通航水域的航道条件、代表船型及船舶流量等具体情况进行配布，桥梁迎船面应设置桥涵标。内河水域桥区水上助航标志和桥涵标的技术标准应按现行国家标准《内河助航标志》GB5863、《内河助航标志的主要外形尺寸》GB5864 执行。海域、海港及入海河口段桥区水上助航标志的技术标准应按现行国家标准《中国海区水上助航标志》GB4696 执行，桥涵标的设置可参照 1987 年国际航标协会（IALA）《关于通航水域上固定桥梁标志的建议》执行。

内河水域桥梁河段的航标配布原则：

（1）多孔可通航的桥梁，为了保证船舶通过，应当选择靠近右岸一侧有足够水深的桥跨或者主流通过的桥跨供下水船舶通行，并且在该桥跨向上游一面设置桥涵标。选择靠近左岸一侧具有足够水深而流速较缓的桥跨供上水船舶通行，并且在该桥跨向下游一面设置桥涵标。

（2）单孔桥或者仅有一孔可以通航的桥梁，应当在该桥跨的上下游两侧都设置桥涵标。如果来往船只频繁，同时桥梁河段的上下游航道弯曲，以致上下游来船不能互相看到时，为了避免危险，还应当设置通行信号台指挥船舶航行。

对于通航桥孔及桥墩台上需设置航标时，应与有关航运部门联系，按上述规定结合桥址上下游航道的具体情况及供电条件等，经过调查研究后，协商定出设置航标和照明设备的安排，以利航道管理使用。

**3.9.8** 高速铁路行车对轨道平顺性提出了高要求，结构的沉降是影响轨道平顺性最重要的因素，通过试验观测桥涵发生的变形和沉降成为必然。故对于高速铁路无砟桥涵应设立观测基准点，进行系统观测与分析，其测点布置、观测频次、观测周期应符合《客运专线铁路无砟轨道铺设条件评估指南》铁建设[2006]158 号的有关规定。

结构变形主要考虑梁体徐变变形，桥梁结构徐变变形观测和评估可根据施工阶段（荷载条件）的不同划分为梁体张拉前～梁体张拉完成、梁体张拉完成～轨道铺设前、

轨道铺设完成后等 3 个评定分析阶段，根据每个阶段不同的情况分析、计算梁体变形发展趋势从而提出结论意见。

桥梁墩台基础沉降变形观测和评估可分为架梁以前、架梁以后～轨道铺设前、轨道铺设以后等 3 个阶段；框架桥和涵洞的沉降变形评估可分为桥涵主体施工完成以前、桥涵主体施工完成～路基预压土施工前；路基预压土施工～预压土卸载前、预压土卸载后等 4 个阶段。

**3.9.9** 桥梁设计应根据桥上线路总体轨顶竖曲线高程和梁体上拱度设计值，拟合出匀顺的轨顶控制高程。

由于混凝土的徐变效应，预应力混凝土梁桥的梁体在预应力荷载作用下的上拱变形缓慢发展，因而对桥梁设计及施工中的徐变变形分析尤为重要。如果对于徐变变形的预测不准，在运营阶段梁体徐变变形的发展将会引起桥面的立面线形不平顺，严重影响行车安全和旅客舒适度，甚至将造成梁体上拱度过大而无法使用。鉴于高速铁路、客运专线铁路对轨道平顺性的有更高要求，考虑到大跨度预应力混凝土桥梁混凝土徐变特征和减小运营期轨道维护量等因素，对该类结构提出严格的后期徐变量要求。

按照桥梁设计规范，大跨度预应力混凝土连续梁桥施工中应设置预拱度，预拱度包括如下 3 部分：恒载预拱顶、活载预拱度（为静活载的一半）和挂篮变形，其中恒载预拱度和挂篮变形往往在施工中挂篮立模时就考虑并实施，而活载预拱度必须在主梁悬臂施工和线路铺轨 2 个工序中同步考虑，方可实现准确的预留。

后期徐变由于其在线路铺装完成后发生，且其发生的时间历程很长，对线路的平顺性存在较大的影响。施工中，往往将其视为恒载变形考虑至恒载预拱度中，而实质上线路铺装时该徐变变形量尚未发生。则产生两类问题：

（1）若线路铺装中不考虑该部分变形，则徐变发生后（2～3年后），由于后期徐变的影响，轨道线型将呈曲线状；

（2）若铺装中予以考虑，则线路开通前期轨顶呈曲线状，需等到后期徐变全部发生完成，轨顶线形理论上方能达到设计线形。

以上偏差需要在营运过程加以调整。

**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，发生的几率极小。

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（城市道路）活载包括车辆、行人在内，并应考虑公路（城市道路）桥面布满人群或车辆两种情况。必须指出的是，以往规范中采用的“冲击力”本规范定义为“列车竖向动力作用”，其值与原来规定的值相同。

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。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。随着新建桥上无缝线路轨道的大量铺设，铁科院根据铁道部科技研究开发计划项目（合同 99G18 号）以及工程建设规范科研项目（建技科 2001-1）的要求，在总结我国铁路桥上无缝线路的研究成果和现场实践，并参照国外相关研究成果的基础上，于 2003 年 6 月编制完成《新建铁路桥上无缝线路设计暂行规定》并发布实施，成为指导桥上无缝线路设计的重要标准。同时，参考了《京沪高速铁路设计暂行规定（上册）》的有关研究成果，在《05 桥规》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。

本次规范修订，对长钢轨纵向力的性质及分类做了较大修订，将表 4.1.1 荷载分类中长钢轨纵向水平力（伸缩力和挠曲力）由主力活载移至附加力中。《05 桥规》将长钢轨纵向水平力（伸缩力和挠曲力）归类于主力活载，实际工程设计时，设计者由于对规范理解的偏差，往往认为长钢轨纵向水平力（伸缩力和挠曲力）与其他的主力活载一样，在进行荷载组合时，将其与其他常用荷载进行任意组合，这与《铁路无缝线路设计规范》TB 10015-2012 规定的组合原则不符。

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。冻胀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、列车脱轨荷载和汽车撞击力荷载、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。列车脱轨荷载和汽车撞击力荷载均为特殊荷载。

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，因此将其作为特殊荷载。

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。

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《05 桥规》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。

在进行长钢轨断轨力荷载组合时，只考虑它与主力相组合，不与其他附加力组合。同时规定不论单线或双线桥梁，只计算一轨的断轨力。

**4.1.3** 考虑到不同荷载同时发生的机遇不同，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（城市道路）两用桥，考虑到铁路和公路（城市道路）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（城市道路）活载可按 75%折减，但对仅承受公路（城市道路）荷载的局部杆件，不应折减。

**4.2.1** 为了设计使用方便，本规范将以往常用经验数据列入。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。

本次规范修订时，将原规范提供的以往常用经验数据进行整理，并根据近年铁路工程材料变化情况，增加、调整了部分材料容重的取值标准。如钢筋混凝土或预应力混凝土的容重采用 25~26kN/m<sup>3</sup>：当梁体积计算的含筋量小于 2%时，采用 25 kN/m<sup>3</sup>；大于或等于 2%时，可采用 26 kN/m<sup>3</sup>。

**4.2.2** 作用于桥梁墩台上土的侧压力，按库伦提出的楔体极限平衡理论计算。

(1) 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 资料，一般渗水土以  $\Phi=33^\circ$ ， $\gamma=17\text{kN/m}^3$  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砷来做路基填料，此种填料按以往设计采用的参数为  $\gamma=19\text{kN/m}^3$ ， $\Phi=40^\circ$ 。

说明表 4.2.2-1 有关试验及文献资料

土的类别	填料容重 $\gamma$ ( $\text{kN} / \text{m}^3$ )	内摩擦角 $\Phi$	备 注
中砂（中密至密实）		$33^\circ \sim 38^\circ$	江苏省水利厅勘测队收集整编资料

土的类别	填料容重 $\gamma$ ( $\text{kN} / \text{m}^3$ )	内摩擦角 $\Phi$	备 注
		$33.8^\circ \sim 39^\circ$	黄委会资料
粗砂	15~17	$31^\circ \sim 33.5^\circ$	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	$30^\circ \sim 40^\circ$	铁路桥涵设计规范（1959 年版）
	18	$35^\circ$	苏联规范（CH 200—62）
粗粒土、砂、砾石、碎石	17	$33^\circ 42'$	美国规范
一般砂、砂砾、松砂	18~20	$30^\circ \sim 35^\circ$	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  $5^\circ$  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  $0 \sim 5^\circ$ ，容重应采用浮重。

#### （2）台背外摩擦角 $\delta$ 的采用

根据我国铁路桥台七十年代初所做的试验资料，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外摩擦角  $\delta = 16^\circ \sim 23^\circ$ 。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砬，表面为水平，台背表面粗糙时，采用台背外摩擦角  $\delta = \Phi/2$ 。

#### （3）土压力的分布和作用点

一般认为台背土压力的分布为三角形，符合静水压力的分布，其合力作用点在  $1/3$  高度处。

#### （4）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，把凝聚力影响折算到值中考虑。

#### （5）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

侧压力显着降低的情况，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) 墩台前土压力的计算

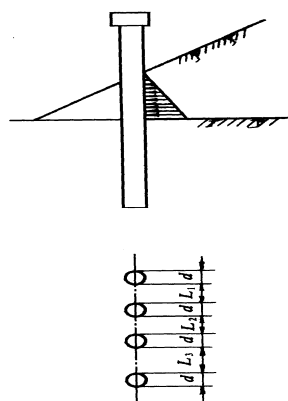
墩台前土压力如不受冲刷影响时可以考虑计算。当对墩台计算主动土压力时，理论上墩台前应为静止与被动土压力之间的状态——不是极限值的被动土压力。当产生极限的被动土压力时，要求墩台的位移量较大，较主动土压力要求的墩台位移量大得多。如墩台前不受冲刷部分到达极限被动土压状态时，所产生的位移过大，将使墩台顶产生不能容许的偏移，或使基底产生过量的不均匀沉陷。而且如前所述，按库伦公式计算被动土压力的结果可能偏大数倍至十多倍。故规定墩台前不受冲刷部分的土的侧压力，仅在计算基底滑动稳定时，按静止土压力计算。根据说明表 4.2.2—2 资料，附录 B 中的静止土压力系数  $\xi$  建议采用 0.25~0.5。用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

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》，丘勤宝等编着，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，原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·崔托维奇着，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、排架式墩台土压力的计算



#### 4.2.2 构架式、排架式墩台土压力计算图

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  $d \leq 1.0\text{m}$ ，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） $d > 1.0\text{m}$  时，中间桩（柱）一律按增加计算宽度  $1.0\text{m}$  计，即  $(d+1)$ ，边桩（柱）按增加  $0.5\text{m}$  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  $d > 1.0\text{m}$  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。

**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。根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。

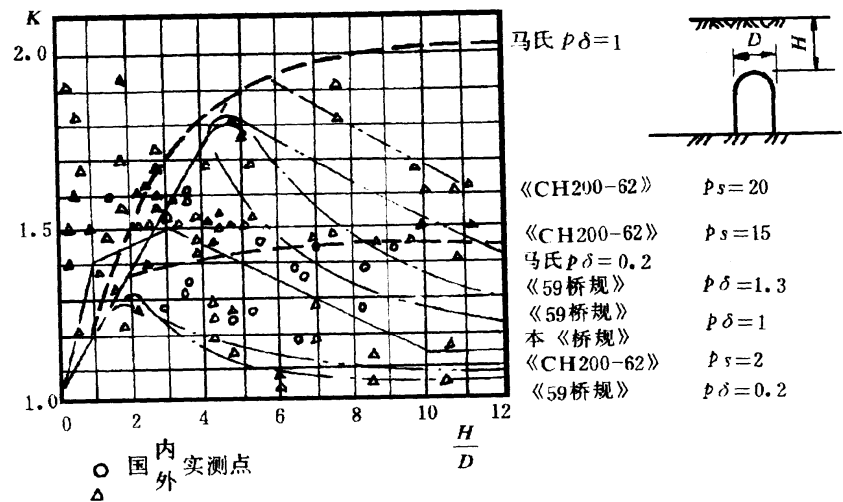
(1) 竖向土压力系数  $K$  的确定

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 and 简化计算两个方面。当  $\frac{H}{D} \leq 3$  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。

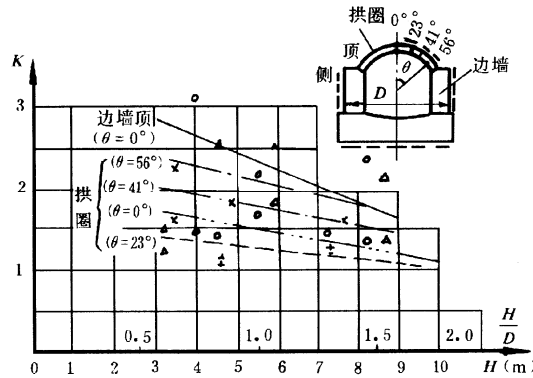
说明表 4.2.3 堆积式通道拱顶实测竖向土压力系数与新旧规范比较表

$H/D$		0.1	0.5	1	2	3	4
	KB			0.68	1.17	1.31	1.33
通道实测	$K_{C、D}$			1.00	1.48	1.55	1.54
计算值	$K_{E、F}$			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	$\geq 10$
	KB	1.35	1.37	1.42	1.37		
通道实测	$K_{C、D}$	1.47	1.38	1.31	1.24		
计算值	$K_{E、F}$	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。 $KB、KC、KD、KE、KF$  表示  $B、C、D、E、F$  各断面上的  $K$  值。

- 4 通道顶填土高  $H=3\sim 35\text{m}$ ; B、C、D 断面填筑砂、砂黏土和黏砂土(湿容重  $\gamma=17.7\sim 18.9\text{kN/m}^3$ ),  
E、F 断面填砂砾土(湿容重  $\gamma=19.5\sim 19.8\text{kN/m}^3$ )。
- 5 表中括号内数字系外延求得。

② 1967~1968 年,原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  $0.5\sim 2.5$  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。

### (2) 水平侧压力系数 $\xi$ 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,  $\xi$  的变化范围在  $0.26\sim 0.44$  之间,平均值为  $0.37$ ; 填土为砂砾土,  $\xi$  的变化范围在  $0.24\sim 0.39$  之间,平均值为  $0.32$ 。



② 原铁道部第三设计院和铁道兵某部的 1 孔 32m 拱涵试验,路堤填石,  $\xi$  为 0.25~0.27。

③ 原铁道部第三设计院对 1 孔 2.5m 卵形拼装拱涵做的试验,填料为黄土,拱顶填土高 10m 左右,  $\xi$  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  $\xi$  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  $\xi$  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、黏砂土等的孔隙存在的自由水,均应计算水浮力;对于像黏土类的非透水性土可不考虑水浮力。由于水的透水性质难以预测,故对于难以确定是否具有透水性质的土,计算基底应力时不计浮力;计算稳定时应计入浮力。

由于水浮力的存在,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。

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,可不计水浮力。但遇破碎的或裂隙严重的岩石,则应计入水浮力。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。

基础襟边上的水位以下的土柱重,当基底考虑浮力时应采用浮重;当基底不考虑浮力时,应视其是否透水采用天然容重或饱和容重,另外还应计入襟边土层以上至常水位的水柱重。浮土重力密度按下式计算:

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

式中  $\gamma'$  ——浮容重；  
 $e$  ——土的孔隙比；  
 $\gamma_0$  ——土的固体颗粒容重，采用  $27.0\text{kN/m}^3$ ；  
 $\gamma_w$  ——水的容重，采用  $10\text{kN/m}^3$ 。

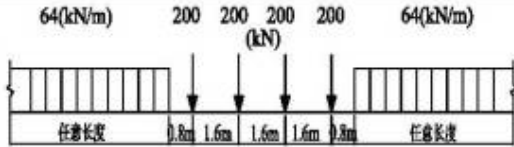
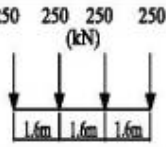
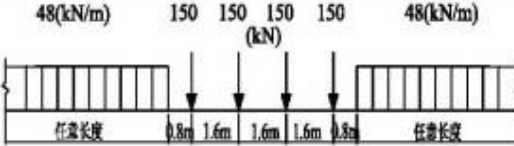
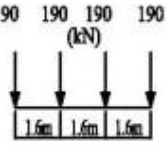
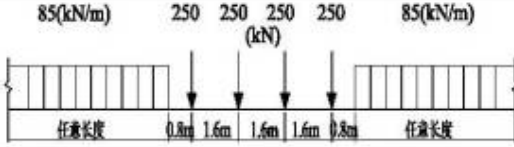
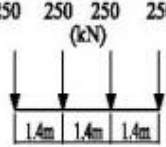
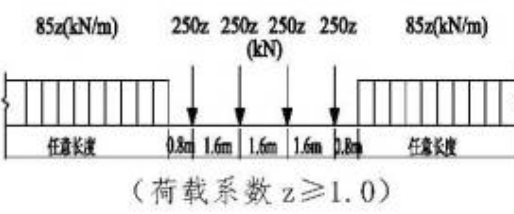
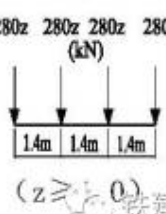
**4.3.1** 列车荷载图式是铁路列车对线路基础设施静态作用的概化表达形式，根据不同类型铁路运输移动装备情况，并考虑一定的储备和发展系数综合制定。在以往的各版本桥梁规范中，由于荷载图式单一，并且没有类似国外或其他行业的专门的荷载图式标准，故将设计荷载标准图式列入到桥规中，便于设计者采用。在本规范修订过程中，由中国铁道科学研究院编制的首版铁道行业技术标准《铁路列车荷载图式》TB/T 3466-2016（以下简称《荷载图式》）也完成了编制工作，并由国家铁路局发布，自 2017 年 7 月 1 日起实施，故本规范中不再将铁路列车荷载图式列入，设计人员根据工程项目要求，直接从《荷载图式》选取规定的列车荷载图式标准进行设计。

#### 1 《荷载图式》标准的重要意义

列车荷载是铁路机车、车辆等移动装备对线路的作用，与铁路移动装备技术发展紧密相关，是各类铁路工程结构设计的重要依据。列车荷载图式代表了铁路移动装备对线路作用特征和作用量值，是一组由不同轴重和轴距、按一定规律排列、具有可变速度的移动作用力学模型。标准制定时充分考虑了当前铁路移动装备配备情况，并适应未来一定时期内机车、车辆等移动装备技术的发展需求。《荷载图式》是铁路基础性、战略性的标准，指导一定时期铁路线路基础设施和移动装备的发展，对推进铁路建设和运输发展具有重要意义。

铁路是国民经济的大动脉，不同国家铁路建设、运输和移动装备技术发展需求有所不同，在列车荷载图式制定方面具有差异。《荷载图式》标准一定意义上反映了一个国家国民经济的发展水平。《荷载图式》标准适应经济发展、运输需求和技术进步的要求，确定了铁路移动装备的发展方向，对铁路建设成本具有直接的影响。

铁路列车荷载图式

线路类型	图式名称	荷载图式	
		普通荷载	特种荷载
高速铁路	ZK		
城际铁路	ZC		
客货共线铁路	ZKH		
重载铁路	ZH		

2 《铁路列车荷载图式》标准的特点

(1) 适应不同运输特征

我国铁路早期主要为客货共线铁路，相应地，设计时统一采用了符合客货铁路运输特点的列车荷载图式。近年来，随着铁路的快速发展，铁路客货运输呈现出客运高速、货运重载等新的特征，不同线路通过的列车差异越来越大，若仍采用统一的列车荷载图式将是不科学，也是不经济的。因此，针对高速铁路、城际铁路、客货共线铁路、货运铁路分别规定了相应的列车荷载图式。

(2) 国际接轨

标准制定的高速铁路、城际铁路、客货共线铁路、货运铁路列车荷载图式均由普通荷载图式和特种荷载图式组成，在与国际接轨的基础上，结合我国具体情况制定而成。普通荷载图式由集中荷载和均布荷载组成，与国际铁路联盟制定路线相同；特种荷载图

式根据我国路情特点制定，由集中荷载组成。客运铁路列车荷载图式满足高速动车组开行需求，货运铁路列车荷载图式满足国际联运列车开行需求，与国际接轨，为国家实施铁路“走出去”战略提供支撑。

### （3）技术特点

客货共线和货运铁路列车荷载图式的制定总结了我国铁路 60 余年的运营实践经验，在确定移动装备发展定位的基础上，预留合理的发展储备系数，新的荷载图式更符合现代铁路运输特征。货运铁路列车荷载图式在支撑我国新建重载铁路设计的同时，也可后续利用客货共线铁路发展重载运输提供借鉴。

高速铁路和城际铁路列车荷载图式的制定综合考虑我国客运铁路运营特点，提出了与高速铁路、城际铁路荷载图式相配套的频率等动力性能指标，提高车桥共振速度范围，合理控制设计速度范围内运营动力系数，满足设计列车效应大于运营列车效应的原则。

## 3 应用《铁路列车荷载图式》标准需注意的问题

### （1）配套选用列车荷载图式及参数体系

列车荷载图式除直接用于线路基础设施结构强度设计外，对桥梁结构刚度、频率等都有直接或间接影响，其对于列车速度的适应性也是通过控制结构刚度、频率等动力学指标实现的；此外，列车纵向力（机车牵引力、列车制动力）、离心力等也是在荷载图式基础上通过采用相应系数计算得到的。因此，应配套选用列车荷载图式及与参数体系。

### （2）列车荷载图式对桥梁动力性能设计的影响

高速列车在桥梁上运营的安全性和舒适性与桥梁刚度、频率等动力学指标相关。在相同速度条件下，桥梁的动力学设计指标与列车荷载图式的选取并无直接关系，即无论采用高速铁路、城际铁路列车荷载图式设计的桥梁，或者是直接采用高速动车组作为设计荷载，在相同速度条件下需要满足高速列车安全、舒适运营的目标是相同的，对桥梁的动力学性能要求是相同的。以高速铁路标准梁桥为例，由高速铁路列车荷载图式调整为城际铁路列车荷载图式进行设计时，由于高速列车安全性、舒适性要求没有改变，梁体刚度、频率等指标不应随着列车荷载图式的变化而变化，可优化调整的主要为用于强度设计、长期变形设计的预应力束等。

**4.3.2** 本次规范修订时，对现行高铁、城际、客货共线、重载铁路及国外规范的相关规定进行了梳理整合，并根据《武汉天兴洲公铁两用大桥四线铁路活载加载标准研究》和

《南京大胜关长江大桥多线铁路疲劳验算荷载和损伤系数研究》等课题的研究成果，对四线桥梁的活载折减系数进行了补充规定。

### 1 客货共线、重载铁路桥梁结构加载方式

客货共线、重载铁路对多线桥梁结构加载方式沿用了《05 桥规》的规定。《05 桥规》主要从以下几个方面考虑：

(1) 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的折减办法。

(2) 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、横向摇摆力的计算也应采用相同办法考虑折减。

(3) 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、离心力及横向摇摆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 4.3.10 条规定计算。

### 2 高速铁路桥梁结构加载方式

国外多线铁路桥梁结构加载方式的规定基本与我国规范大致相同。UIC 776-1 (5rd edition, August 2006) 中规定“对于双线桥，荷载施加到一条或两条轨道上，取最不利效应。对于三线或三线以上的桥梁，荷载施加到一条或两条轨道上，或者在三条或多条轨道上施加 0.75LM71，取最不利效应。”。AREMA 2010 中规定“对于双线桥，在双线上都施加全部活载；对于三线桥，在双线上施加全部活载，第三线上施加 1/2 活载；对于四线桥，在双线上施加全部活载，第三线上施加 1/2 活载，第四线上施加 1/4 活载；对于四线以上桥梁，由工程师决定加载方式；活载的布置方式应能够使杆件产生的最大活载应力。”

《高速规范》编制时参考了 UIC 776-1 (5rd edition, August 2006) 的意见，同时认为《05 桥规》规定一直沿用双线取 0.9 折减系数，主要考虑既有铁路桥梁比例少（线路总长的 5% 以下），且既有机车对桥梁加载效应明显大于车辆，双线桥上两列车在桥上交会概率小，列车交会中机车加载效应同时达到最大值的概率更小。由于目前高速铁路桥梁

比例高,约占线路总长的 50%,列车在桥上的交会频次高,其双线列车活载不应该折减。

### 3 城际铁路桥梁结构加载方式

根据《时速 250 公里以下客运专线(城际铁路)设计活载及桥梁结构相关技术标准研究》以及根据城际铁路的定位,运行时速 200 km 及以下动车组,独立成网,大编组、高密度、公交化的特点,提出了 ZC 活载图式作为城际铁路桥涵设计荷载图式。其多线加载方式采用了与高速铁路相同的模式。根据调查,国外的一些规范,如日本铁路结构设计标准、英国 BS 5400(铁路列车)、美国 AREA--1977(铁路列车)、德国 DS 804(铁路列车)等双线桥加载也都没有折减。

4 重载铁路多线桥梁结构加载方式沿用了《05 桥规》的相关规定。其中条文第 5 款主要针对重载铁路而定,其明确了对于货物运输方向相对固定、运营通用货车的双线和多线重载铁路桥梁,设计时可根据实际运营情况考虑相应折减。

**4.3.3** 铁路列车竖向荷载应根据不同的铁路设计标准,采用《荷载图式》提供的标准荷载图式进行设计。设计加载时,标准荷载计算图式可任意截取,或采用特种活载。桥跨结构和墩台尚应按其所使用的架桥机加以检算。计算承受多线荷载的桥跨结构和墩台,其竖向静活载应接各线(均假定采用同样情况的最不利位置)静活载的总和乘以规定的折减系数。对受局部活载的杆件,则均应为该活载的 100%。如桥上所有线路不能同时运转时,只计算可能同时运转的线路上的冲击力、离心力、制动力或牵引力及横向摇摆力。

我国历年桥梁设计规范为方便计算,均采用铁路标准活载换算均布活载的加载方式,是参考前苏联桥规的成果基础上逐步发展和推广应用的,该加载方式在计算手段不发达的手工计算年代发挥了很好的作用。近年随着计算机的发展和应用软件日益普及,采用铁路标准活载换算均布活载的影响线加载方式正在被轮轴加载方式所替代,即使如此,铁路活载加载那些多年有效的规定应该被保留或借鉴。

#### 1 关于影响线加载长度

对于一般桥跨,按桥长全部加载;对于超大跨度桥梁,加载长度超过动车组全部编组车长或车站到发线长度时,加载长度可采用列车最大编组长度。

#### 2 影响线加载规则

(1) 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 3m 而最大纵坐标位置在中间者，以及长度小于 1.5m 而最大纵坐标位置在端部者，均按一个特种活载例如采用 250kN 计算。

(2) 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：

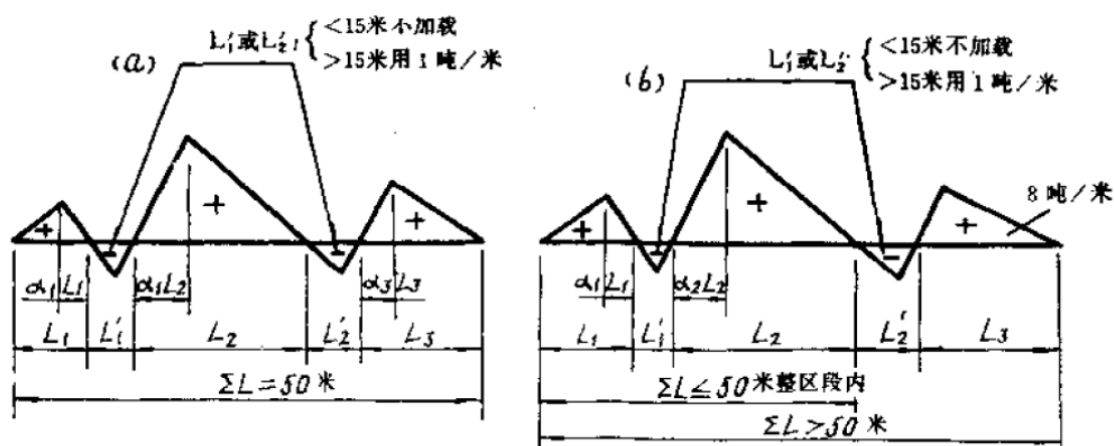
1) 当被加载的影响线全长（包括其中间隔的异符号影响线区段长度在内）小于 50m 时，各被加载的同符号影响线按各自的最大值同时加载；

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 50m 时，其中 50m 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例如 80kN/m 加载。

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

规定解读如下：

当影响线全长小于 50m 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 4.3.3-1 (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 50m 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 50m 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。



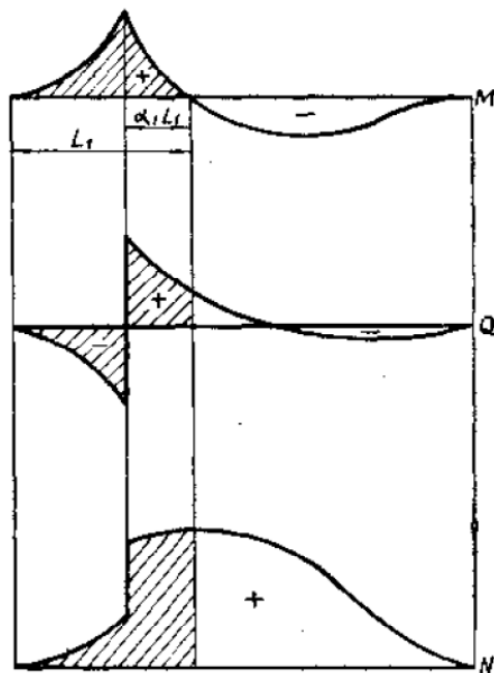
说明图 4.3.3-1 多符号影响线加载

当影响线加载长度大于 50m 时（说明图 4.3.3-1 (b)），考虑到 50m 内同样可能出现最大值，所以规定 50m 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例如 80kN/m 加载。如果跨度大于 50m，不能在 50m 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例如 80kN/m 加载。

### （3）疲劳验算加载

疲劳强度计算时，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加载最大值，其余区段以均布荷载例如 80kN/m 加载。

（4）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。



说明图 4.3.3-2 两个以上的影响线加载

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。

(5) 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。

### 3 关于空车活载取值规定

通过对客货共线、高速、城际以及重载铁路标准进行了一些调研表明,空车活载取值规定结论依据仍不充分。但从安全的角度而言,对于异符号段的加载时的空车静活载和构件空车加载时的工况,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,因此取较小值更为安全,况且该项一般不控制设计,故从便于使用的角度,统一采用  $10\text{kN/m}$  空车活载。

欧洲规范对一些专门的检算(参见标准 EN 1 990 的 A2 第 2 2 4 (2) 节)应用一种特殊的标准荷载图“空列车”,它是以特征值为  $10.0\text{kN/m}$  作成的竖向均布荷载,和我国历年桥规的规定是一致的。

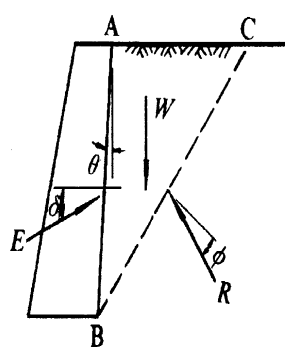
**4.3.4** 《75 桥规》中规定活载在台后产生的侧向土压力,系假定在轨底平面填土上有竖向压力  $q$ ,该  $q$  为一个竖向轴重按纵向长度为  $1.5\text{m}$ (等于轴距),横向分布宽度为  $2.5\text{m}$

(一根枕木长度),求得  $q = \frac{220}{1.5 \times 2.5} \approx 60\text{kPa}$  后,再假定  $q$  在轨底平面下对桥台背面

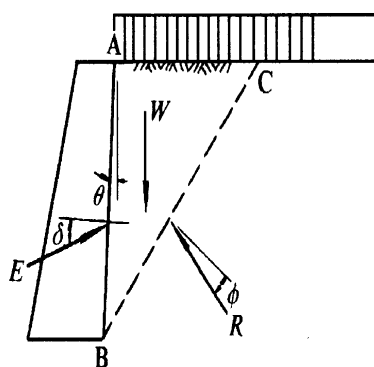
所产生的单位面积上的侧压力强度,系在路基内与竖直线成一角度(正切为  $0.5$ )向外分布,则侧压力强度随轨底以下的深度而逐渐减弱。这种土中应力分布理论用在桥台破坏棱体上已数十年。经过长时间生产实践,发现不但存在与土压理论不一致,而且还有与实际不符之处,有时甚至引起计算上混乱。总起来说,《75 桥规》中规定的计算方法经分析有下列几个方面的问题:

(1) 《75 桥规》规定:计算土压力采用库伦楔体极限平衡理论,即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 4.3.4-1)。当破坏棱体的纵长上有均布活载时(说明图 4.3.4-2),假定库伦公式仍能适用,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，在使用库伦公式时，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（库伦理论）不符。



说明图 4.3.4-1



说明图 4.3.4-2

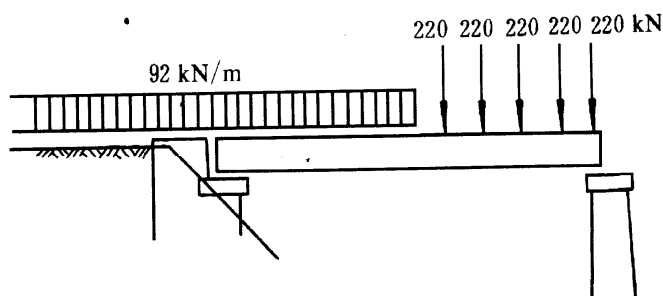
(2) 《75 桥规》附录七关于活载引起的对台背所产生的侧向压力，其计算公式为： $E=qaH\lambda B$ ，式中  $q$  为轨底平面上竖向活载强度； $H$  为轨底至计算截面的高度； $B$  为桥台宽度； $\lambda$  为土压力系数； $a$  为随  $H$  变化的系数。这个公式求得的土压力  $E$  是根据外荷（活载）引起土中应力变化按规定的扩散角度求得的。可是土中由应力变化引起的侧压系数与库伦理论的土压力系数是完全不同的。前者假定土体为弹性体，垂直受荷产生侧向膨胀，其系数以  $\xi = \frac{\nu}{1-\nu}$  表示。式中  $\nu$  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 4.3.4-1 所示的滑动土体  $ABC$  推导而得。若以  $\lambda$  表示，则

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

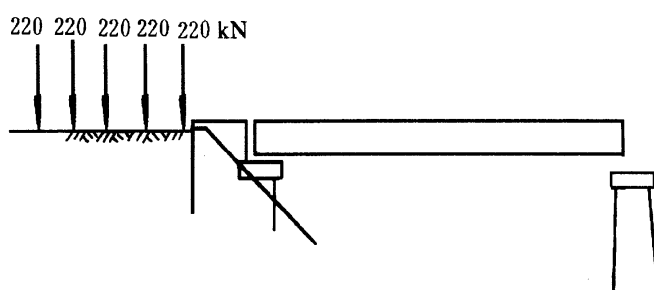
此式即为库伦条件下的主动土压力系数公式。这个系数与墙背倾角  $\theta$ 、土的内摩擦角  $\phi$ 、墙背与土的外摩擦角  $\delta$  有关，与土体变形毫无关系。这样把库伦条件下的土压力系数引入土体由应力变化的土压力计算公式中，显然是不恰当的。

(3) 在桥台计算中，应保证桥台的强度和稳定。根据设计经验，检算强度时，采

用说明图 4.3.4-3 所示的活载布置图式；检算稳定时，采用说明图 4.3.4-4 所示活载布置图式。

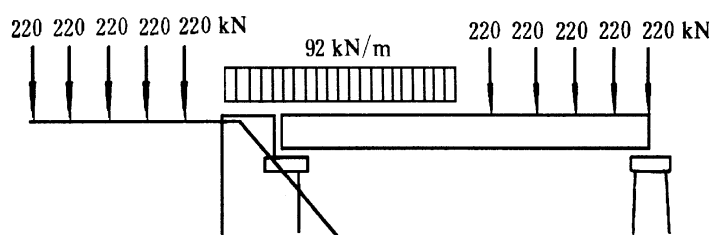


说明图 4.3.4-3



说明图 4.3.4-4

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 4.3.4-5，这与实际情况不符，因此，《75 桥规》附录七的规定是不合理的。



说明图 4.3.4-5

(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。

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 条规定采用库伦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，按库伦理论进行分析（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 4.3.4-5）和“新法”的活载图式（说明图 4.3.4-3），分别检算耳台及 T 台基顶截面的最大应力情况，如说明表 4.3.4-1。

说明表 4.3.4-1

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 32 m，填土高 12 m 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。

关于滑动稳定，对耳台和埋台按说明图 4.3.4-4 进行分析，其结果如说明表 4.3.4-2。

说明表 4.3.4-2

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 $\gamma=17\text{kN/m}^3$ , $\phi=33^\circ$	0.41	0.29	0.25
	“新法” 非浸水 $\gamma=17\text{kN/m}^3$ , $\phi=33^\circ$ 浸水 $\gamma=10.6\text{kN/m}^3$ , $\phi=33^\circ$	0.37	0.25	0.24
	“旧法” 非浸水 $\gamma=17\text{kN/m}^3$ , $\phi=33^\circ$ 浸水 $\gamma=10.6\text{kN/m}^3$ , $\phi=33^\circ$	0.37	0.24	0.24

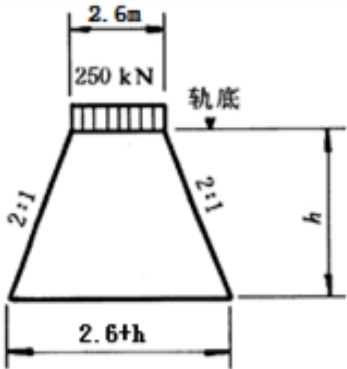
从说明表 4.3.4-2 可以看出，耳台滑动稳定系数基本相同，埋台需要的摩擦系数按“新

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 32m，填土高度 20m，三层基础，设计基底应力  $\sigma=0.51\text{MPa}$ ，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。

**4.3.5** 活载作用于涵洞的水平土压力计算，系按一个特种轮重分布在轨枕底面，并在轨枕两端各以 2：1 坡线向下扩散（如说明图 4.3.5）考虑。但为了计算方便， $h$  自轨底算起。在轨底以下  $h$  深度处，以客货共线铁路为例，其竖向压力强度按下式求得：

$$q_h = \frac{\frac{250}{1.4 \times 2.6} \times 2.6}{2.6 + h} = \frac{179}{2.6 + h} \quad (\text{说明 4.3.5})$$

水平压力即  $q_h$  以侧压系数  $\xi$  得：  $e = \xi q_h$  式中  $\xi$  见第 4.2.3 条说明。



说明图 4.3.5 枕木特种活载向下扩散示意图

高速铁路、城际铁路、重载铁路按相应特种轮重计算其竖向压力强度。中-活载  $q$  取 165 kN/m；ZK 活载  $q$  取 156kN/m；ZC 活载  $q$  取 120 kN/m；ZH 活载  $q$  取 215z kN/m。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。

**4.3.6** 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,  $\mu$  为小于 1 的值。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。

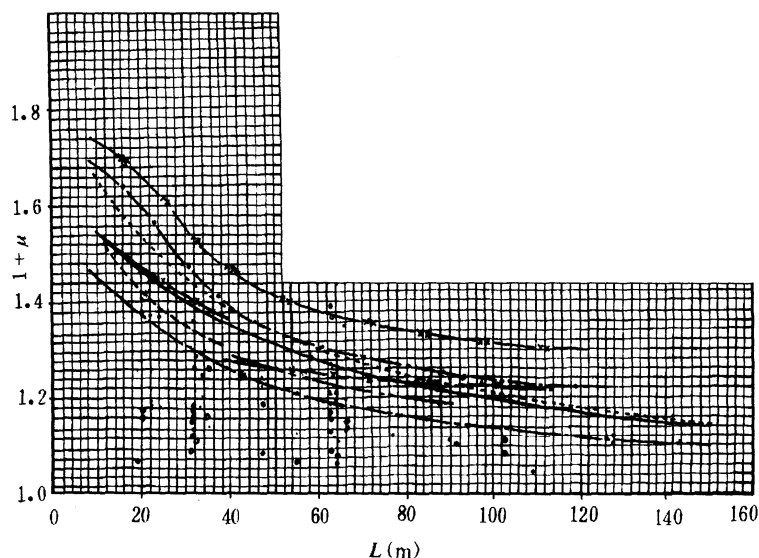
#### (1) 简支或连续的钢桥跨结构和钢墩台

我国现有铁路简支钢桥最大跨长为 192m。对跨度  $L=5\sim 160\text{m}$  共 53 座桥的试验资料或检定资料进行分析, 结果如说明图 4.3.6-1。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, 内燃机车仅有两次。把各次试验资料绘于说明图 4.3.6-1, 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

$$1 + \mu = 1 + \frac{28}{40 + L} \quad (\text{说明 4.3.6})$$

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 4.3.6-1 动力系数与跨长关系曲线

说明图 4.3.6-1 中: 美国蒸汽机车

$$\begin{aligned} \text{板梁 } L < 100 \text{ ft, } \mu \% &= \frac{100}{S} + 60 - \frac{L^2}{500} \\ L \geq 100 \text{ ft, } \mu \% &= \frac{100}{S} + 10 + \frac{1800}{L - 40} \\ \text{桁梁 } \mu \% &= \frac{100}{S} + 15 + \frac{4000}{L + 25} \\ \text{内燃 } L < 80 \text{ ft, } \mu \% &= \frac{100}{S} + 40 - \frac{3L^2}{1600} \\ \text{电力 } L \geq 80 \text{ ft, } \mu \% &= \frac{100}{S} + 16 + \frac{600}{L - 30} \end{aligned}$$

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

$$\text{日本 } L < 30 \text{ m, } i = 0.7 - \frac{L^2}{4000} \text{ 以 “—·—·—” 表示。}$$

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

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

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

图中, 前苏联规范采用“—·—·—·—·—”表示

我国《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；

$\lambda$ , L——影响线加载长度；

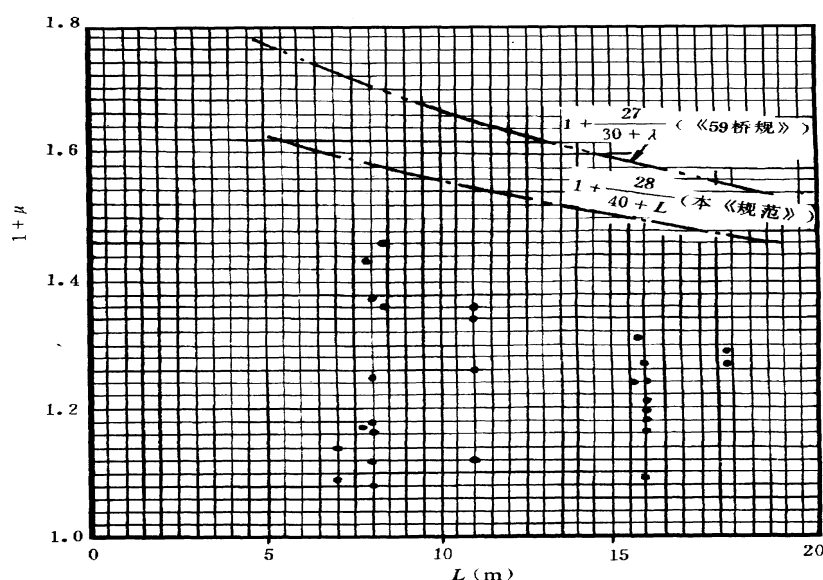
I——动力值；

$1 + \mu\%$ ——动力系数，为大于 1 的数。

如说明图 4.3.6-1 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 5~30m，

其值大约降低 20%~11%，跨长 30~60m 约降低 11%~7%，跨长 60~90m 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 4.3.6-2 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 4.3.6-2 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，我国采用结合梁不太多，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，基本符合下式：

$$1+\mu=1+\frac{22}{40+L} \text{ 故予采用。}$$

### (3) 钢筋混凝土桥跨结构

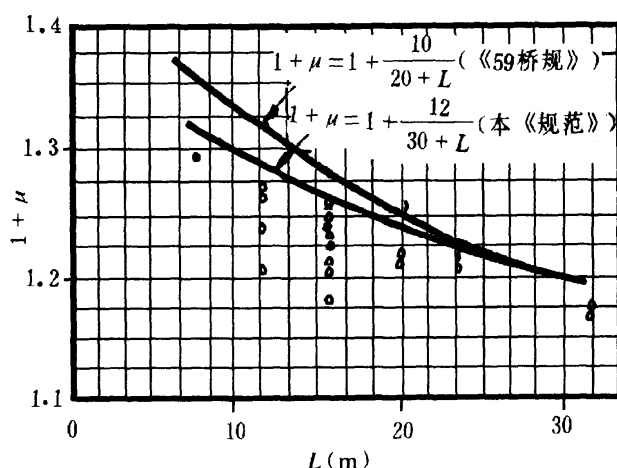
在铁路桥梁中，钢筋混凝土桥梁占有较大的比重，其结构形式主要为简支梁，而且绝大部分是标准设计。过去最小跨度为 2.4m，最大跨度为 31.7m。曾对  $L=8\sim 31.7\text{m}$  七种跨度用各种机车作了 38 组试验(见说明表 4.3.6)，共进行了 3000 次以上的运行试验，约 10000 余根记录曲线。经过分析整理绘制蒸汽机车作用下梁跨长度与动力系数关系曲线

(如说明图 4.3.6-3)，并与《59 桥规》的动力系数计算公式  $1+\mu=1+\frac{10}{20+L}$  绘出了的

曲线比较，新公式对于大跨度梁的动力系数值基本未变，而小跨度有所降低。

说明表 4.3.6 各种桥跨上机车试验组数表

跨度 (m) 机车类型	8	10	12	16	20	23.8	31.7	备注
JS			1	1	1	2		
JF1		1	1	2	1		3	
RM			1	1				
FD	1		2	1		1		
SL			1	1				
KD <sub>7</sub>			1	1				
KF <sub>1</sub>			1	1				
QJ					1	1	3	
NY-5	1		1	1				内燃
东方红					1		1	
5Y <sub>2</sub>			1					电力



说明图 4.3.6-3 蒸汽机车作用下梁跨长度与动力系数关系曲线

本次规范修订时，吸纳了铁科院的研究成果，钢筋混凝土、素混凝土、石砌的桥跨结构及涵洞、刚架桥顶上填土厚度  $h$  小于 3m 时均应考虑列车竖向动力作用。原 05 规范对于填土厚度  $h < 1\text{m}$  的计算办法，根据多年的设计经验认为没有问题，但对于填土厚度  $h \geq 1\text{m}$  不计列车竖向动力作用似不妥。故本次修订时对原规范进行了调整：在维持动力系数计算公式不变的情况下，将式中  $\alpha = 4(1-h) \leq 2$  修改为  $\alpha = 0.32 \cdot (3-h)^2 \leq 2$ 。计算表明：当填土厚度  $h = 0.5\text{m}$  时， $\alpha = 2$  代入  $1 + \mu$  计算公式所得数值与原《05 桥规》相同；当  $0.5 < h \leq 3\text{m}$  时， $\alpha = 2 \sim 0$  代入  $1 + \mu$  计算公式计算，所得数值为随填土厚度  $h$  变化呈二次曲线变化的数值；当  $h > 3\text{m}$  时， $1 + \mu = 1.0$ （即不计动力系数）。

（4）拱桥的动力试验资料不多，本次修订仍采用《59 桥规》公式。

**4.3.7** 当列车以一定速度通过桥梁时，桥梁产生振动，使桥梁结构的动挠度、动应力比相同的静荷载作用时的挠度和应力大，这种由于桥梁振动引起的挠度和应力增大的影响，通常就以冲击系数  $\mu$  或动力系数  $\varphi (=1+\mu)$  来衡量。

动力系数是结构或构件最大的动力响应与最大静力响应之比，其数值大小是列车—轨道—桥梁三者的动力特性和动力相互作用状态的综合反映。对这一问题，“八五”科技攻关项目《高速铁路桥梁动力性能研究》就进行了专门的研究。该研究在分析国外研究成果的基础上，通过建立车—桥竖向相互作用的动力学模型，编制模拟计算程序，计算各种高速列车（动力分散式及动力集中式）作用下的桥梁的动力系数，分析影响的主要因素和变化规律，并对计算成果进行统计分析，给出了我国高速列车活载动力系数的建议值。我们现在采用的桥梁设计活载图式，并非单一的轻型高速模式，而是概括了轻型、

重型并存，高速、跨线列车共线运行的活载的模式，这是一种概化的活载图式，制定动力系数也必须与之相适应。现行的规范中对 ZK 活载作用下的动力系数是参考 UIC 的规定。最后的对应 ZK 活载相应的动力系数如下：

$$1+\mu=1+ (1.44/ (L\phi^{0.5}-0.2) -0.18) \qquad \qquad \qquad (\text{说明 4.3.7})$$

$L\phi$ ——加载长度 (m)，其中  $L\phi<3.61\text{m}$  时按 3.61m 计；简支梁时为梁的跨度；n 跨连续梁时取平均跨度乘以下列系数：

说明表 4.3.7 连续梁跨度调整系数

跨数	2	3	4	$\geq 5$
跨度调整系数	1.2	1.3	1.4	1.5

4.3.8 “高速暂规”动力系数制定时主要参照《Loads to be considered in railway bridge design》(UIC776-1)，根据上述公式，当填土厚度不足 1.0m，不考虑动力系数折减；当填土厚度超过 1.0m 时，每增加 1m，动力系数降低 0.1；2008 年，高速规范修订时，增加了顶面填土厚度超过 3m 时，不计动力系数的规定。按上述公式计算，以跨度 4m 涵洞为例，不计填土厚度影响时，动力系数为 1.62，当填土厚度为 2m、3m，动力系数分为折减为 1.52 和 1.42；这与 3m 以上填土厚度不计动力系数的规定具有一定偏差。

高速规范修订时，通过对秦沈线、既有线提速试验中 18 座不同填土厚度的涵洞动力系数实测结果进行统计，分析填土厚度对动力系数的影响规律，对原《高速暂规》的条文进行修订。

从不同填土厚度涵洞动力系数实测结果对比图（图 4.3.8-1）可以看出，随着填土厚度的增加，动力系数呈明显下降规律，根据实测数据和既有研究成果，拟合公式为：

$$\mu_{\text{实测}} = \frac{0.5}{h_c + 0.8} - 0.13 \qquad \qquad \qquad (\text{说明 4.3.8-1})$$

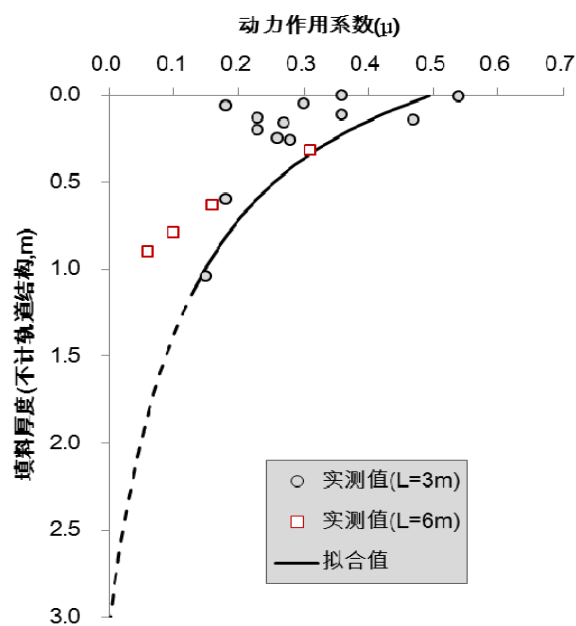


图 4.3.8-1 不同填土厚度涵洞动力系数实测结果对比图

相应地，根据上述拟合公式，随着填土厚度的增加，动力系数折减量可描述为：

$$\mu_{\text{折减}} = -\frac{0.5}{h_c + 0.8} + 0.63 \quad (\text{说明 4.3.8-2})$$

以跨度 4.5m 涵洞为例，考虑桥上轨道结构（不含钢轨）高度为 0.6m，考虑填土厚度为 0~3.0m，图 4.3.8-2 给出了按高速规范和上述修订公式修订的计算结果对比，可以看出，修订后的计算公式更好地描述了填土厚度对动力系数的折减规律。此外，由于对于不同的跨度，其动力系数  $1 + \mu$  具有一定的差异，因此，应用修正后的公式时，应明确  $\mu_{\text{折减}} \geq 0.0$  且  $1 + \mu - \mu_{\text{折减}} \geq 1.0$ 。

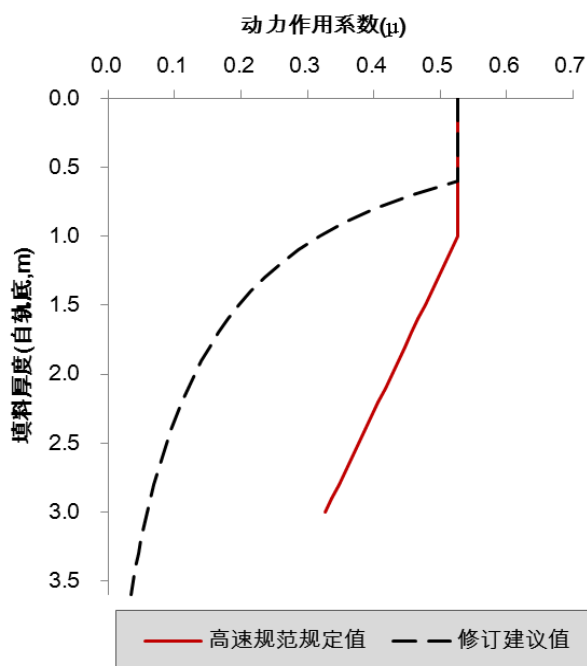


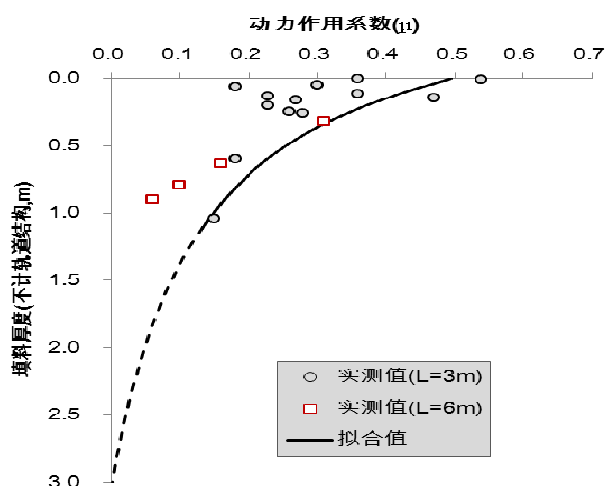
图 4.3.8-2 跨度 4.5m 涵洞不同填土厚度涵洞动力系数对比图

**4.3.8** “高速暂规”动力系数制定时主要参照《Loads to be considered in railway bridge design》(UIC776-1)，根据上述公式，当填土厚度不足 1.0m，不考虑动力系数折减；当填土厚度超过 1.0m 时，每增加 1m，动力系数降低 0.1；2008 年，高速规范修订时，增加了顶面填土厚度超过 3m 时，不计动力系数的规定。按上述公式计算，以跨度 4m 涵洞为例，不计填土厚度影响时，动力系数为 1.62，当填土厚度为 2m、3m，动力系数分为折减为 1.52 和 1.42；这与 3m 以上填土厚度不计动力系数的规定具有一定偏差。

通过对秦沈线、既有线提速试验中 18 座不同填土厚度的涵洞动力系数实测结果进行统计，分析填土厚度对动力系数的影响规律。

从不同填土厚度涵洞动力系数实测结果对比图（说明图 4.3.8-1）可以看出，随着填土厚度的增加，动力系数呈明显下降规律，根据实测数据和既有研究成果，拟合公式为：

$$\mu_{\text{实测}} = \frac{0.5}{h_c + 0.8} - 0.13 \quad (\text{说明 4.3.8})$$

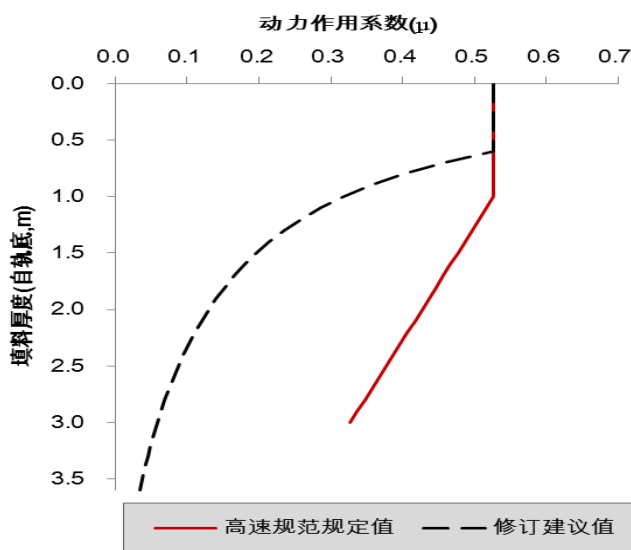


说明图 4.3.8-1 不同填土厚度涵洞动力系数实测结果对比图

相应地，根据上述拟合公式，随着填土厚度的增加，动力系数折减量可描述为：

$$\mu_{\text{折减}} = -\frac{0.5}{h_c + 0.8} + 0.63 \quad (\text{说明 4.3.8})$$

以跨度 4.5m 涵洞为例，考虑桥上轨道结构（不含钢轨）高度为 0.6m，考虑填土厚度为 0~3.0m，说明图 4.3.8-2 给出了按高速规范和上述修订公式修订的计算结果对比，可以看出，修订后的计算公式更好地描述了填土厚度对动力系数的折减规律。此外，由于对于不同的跨度，其动力系数  $1+\mu$  具有一定的差异，因此，应用修正后的公式时，应明确  $\mu_{\text{折减}} \geq 0.0$  且  $1+\mu-\mu_{\text{折减}} \geq 1.0$ 。



说明图 4.3.8-2 跨度 4.5m 涵洞不同填土厚度涵洞动力系数对比图

**4.3.9** 对于全部或部分位于曲线上的桥梁，需要考虑列车离心力，离心力的大小为竖向

设计活载乘以离心力率  $C$ 。目前国际上关于离心力率  $C$  的计算公式基本多采用国际铁路联盟的规定。

国际铁路联盟在离心力的规定与 UIC71 活载图式匹配使用,该活载图式制定中,考虑了以下 6 种运营列车:

轴重 250kN、时速 120km 的重型货物列车;

轴重 210kN、时速 120km 的 2CC 机车 (6 轴);

轴重 210 kN、时速 120km 的重型货车 (6 轴);

轴重 150kN、时速 250km 的客运列车 (考虑机车牵引);

轴重 170kN、时速 300km 的高速动车组;

时速 80km 的特重列车。

离心力与运营速度呈二次方关系,考虑到重载货物列车运行速度较低,高速运行列车的实际轴重要比 UIC 活载图式的荷载小的多,因此,对于行车速度大于 120km/h 情况提出了折减系数  $f$  对按以上计算的离心力进行折减,如下式:

$$f = 1.00 - \frac{v - 120}{1000} \left( \frac{814}{v} + 1.75 \right) \left( 1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) \quad (\text{说明式 7.2.10-2})$$

式中:  $L$ —桥上曲线部分荷载长度 (m); 当  $L \leq 2.88\text{m}$  或  $v \leq 120\text{km/h}$  时,  $f$  取 1.0。

即: 离心力  $F = C \cdot f \cdot W$ 。

我国现行《05 桥规》采用了 UIC 的上述规定,本规范沿用《05 桥规》的规定。

#### (1) 折减系数 $f$ 的含义

德国 DS804 规范解释为: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<sub>8</sub> 或更先进的电力机车或内燃机车,其轴重都会比普通机车轻。当旅客列车为 SS<sub>8</sub>+双层客车时,其荷载强度大约只占中—活载的 50%。

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。

$F = C \cdot W$  (其中  $C = \frac{v^2}{g_n R}$ ) 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  $R$  和设计活载  $W$ ）发生关系，当三个变量（速度  $v$ 、半径  $R$  及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  $F=C \cdot (f \times W)$ 。因此可以得到当行车速度  $>120\text{km/h}$  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，也就是说折减系数  $f$  值的含义为随着客车速度的提高运营荷载（列车质量）越来越小，故而对竖向运营荷载按速度进行了折减。因此可以认为：当行车速度  $>120\text{km/h}$  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。

（2）离心力作用高度

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。根据对京广线、陇海线及沪杭线 26800 辆车重心位置的统计结果，车辆重心至轨顶的高度  $\bar{h}_c = 1.76\text{m}$ ,  $S=0.16\text{m}$ ;  $H_c=2.00\text{m}$ ，具有 88.7%的保证率，本规范对客货共线铁路，仍沿用列车离心力作用于轨顶以上 2m 处的规定。

各国规范对离心力作用高度的规定列于说明表 4.3.9。

说明表 4.3.9 各国离心力作用高度规定

国别	中国	原苏联	美国	英国	日本	原西德	UIC
作用高度 $H_c$ (m)	2.0	2.2	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8

高速、城际规范制定时，结合目前铁路动车组的情况，将离心力作用位置按水平向外作用于轨顶以上 1.8 m 处考虑。

由于我国铁路限界在 1.25m 高度以下的宽度为 3.2m，限制了货车宽度的设计，近年来生产的货车车辆的重心高度已超过 2.0m 的限值（C80B 为 2.136m、P70 为 2.080m、GN70 为 2.237m）。随着轴重的提高，新型大轴重货车重心高度还会有一定的增加。美国、澳大利亚和俄罗斯货车重心高度限值分别为不大于 2.489m、2.511m 和 2.583m，同时根据对我国车辆新型货车设计的调研，对于重载铁路，将离心力作用位置调整为轨顶以上 2.4m。

此外，当行车速度很低时，离心力很小，因此，曲线上的桥梁还应对不计离心力的



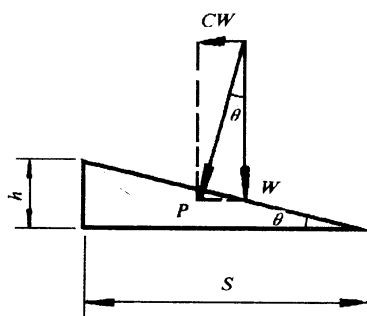
工况进行检算。

### (3) 离心力率最大值

规范还规定了离心力率最大值的限制，这是因为外轨超高有其最大的限制，一般未能按照最大速度时离心力的需要来设置。由于在线路上行驶各种列车的实际行车速度不一致，列车速度又有上坡下坡的不同，在同一曲线上不能作出适应各种不同速度的超高，因此，当通过最大速度时，横向就有尚未被超高平衡的离心力。

允许最大未被平衡超高，一般为 70mm，困难为 90mm，超高的最大限度不得超过 150mm。单线上下行列车速度相差悬殊时，不得超过 125mm。如果离心力与设置的超高  $h$ （以 mm 计）相适应，则离心力  $C \cdot W$  与重力  $W$  的合力  $P$  正好垂直于轨面（如说明图 4.3.10）。设两轨的距离  $S=1500\text{mm}$ ，此时：

$$h = \frac{Sv^2}{g_n \times 3.6^2 R} = \frac{1500v^2}{9.80 \times 3.6^2 R} = \frac{11.8v^2}{R}$$



说明图 4.3.9

考虑到未被平衡超高度  $h_0$  时

$$h + h_0 = \frac{Sv^2}{g_n \times 3.6^2 R} = \frac{11.8v^2}{R}$$

得最高行车速度

$$v_{\max} = \sqrt{\frac{(h + h_0)R}{11.8}}$$

由于  $h$  与  $h_0$  最大值均有一定限制，因此离心力率  $C$  亦相应有一定限制。

$$C = \frac{h + h_0}{S} = \frac{h + h_0}{1500}$$

当  $h=150\text{mm}$ ,  $h_0=90\text{mm}$ ,  $v_{\max}=4.5\sqrt{R}$ ,  $C=16.0\%$

$h=150\text{mm}$ ,  $h_0=75\text{mm}$ ,  $v_{\max}=4.37\sqrt{R}$ ,  $C=15.0\%$

$h=125\text{mm}$ ,  $h_0=90\text{mm}$ ,  $v_{\max}=4.27\sqrt{R}$ ,  $C=14.3\%$

$h=125\text{mm}$ ,  $h_0=75\text{mm}$ ,  $v_{\max}=4.12\sqrt{R}$ ,  $C=13.3\%$

本规范中  $C$  统一采取 15% 的限值, 是符合多数情况的。只有在第一种情况下稍有超载, 但这种情况比较特殊, 实际上是很少的。

虽然理论上也可以采用  $C \leq \frac{h + h_0}{1500}$  为限值, 由于《85 桥规》、《99 桥规》以及《05 桥规》条文说明中均有 15% 的限值。因此, 本规范采用统一的限值更方便设计采用。

**4.3.10** 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: 对一般钢筋混凝土梁或预应力混凝土梁约 8%; 对大跨度钢梁有些达到 9.6%, 大致接近《59 桥规》中规定的 10%。

《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应注意第 5.4.8 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。

高速、城际铁路等车站高架桥梁上出现一线制动和一线牵引的机率较高，故确定在车站桥梁考虑一线制动和一线牵引的情况。

**4.3.11** 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。当列车中两辆车的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确。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就是：两辆车的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  $4 \times 25 \text{ kN} = 100 \text{ kN}$  计算，在连续的道砟道床桥面上，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，在进行局部结构设计时，可按均布荷载进行设计。

日本 1992 年桥梁设计规范将桥梁横向活载分为两种，一种是车辆横向活载，一种是车轮横压活载。客运专线铁路的车辆横向活载为轴重的 20%，作用在相邻车辆连接器两端转向架车轮的位置上。车轮横压活载力 70kN，对一般轨道而言，只考虑车辆横向活载或车轮横压活载其中之一。日本为动力分散式列车，轴重较轻，与欧洲各国的动力集中式列车不尽相同。

本规范修订时，对我国目前各设计标准铁路的荷载图式及运营列车情况的综合考虑后认为，横向摇摆力与设计所采用的列车荷载相关联，各设计标准铁路均采用一个横向摇摆力值似不合理，因此建议横向摇摆力以客货共线铁路 100kN 取值为基准，其他各设计标准铁路进行折减后取值。重载铁路摇摆力折减系数  $z$  的取值与重载铁路荷载系数一致。

《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。

《05 桥规》制定时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中。本次修订沿用了上述规定。

**4.3.12** 在铺设无缝线路的桥梁中，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束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，适用于刚性墩台的情况，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。

在为京沪高速铁路而立项的“九五”国家重点科技攻关专题研究项目，对桥梁结构与无缝线路的相互影响进行了专门的研究。建立了轨道结构与桥梁共同作用的力学计算模型，分析了相互影响的计算条件。通过现场实验和广深线无缝线路的经验，拟定了线路纵向位移阻力与梁轨相对位移的关系式和梁体计算温差的取值标准，并据此编制了电算程序，可供具体设计中应用。

对于常用跨度简支梁，符合规定的条件时，可以按规定办理。对于非常规跨度桥梁，应根据梁轨共同作用模式计算。

桥上无缝线路纵向力是在考虑了最不利情况下的计算结果，断轨力在线路纵向阻力已接近或达到临界值时产生。且由于列车动载的作用，产生挠曲力时，伸缩力已有所分散，因此墩台检算时，同一股钢轨作用在桥梁上的各项纵向力不作叠加。

本次规范修订明确了桥上无缝线路纵向力不参与常规组合的规定，其与其他荷载的组合按本规范 4.3.12 条的相关规定执行。

桥梁设计时，除应按相关桥涵设计规定进行不同纵向力组合下的桥梁设计检算外，还应进行支座锚固螺栓以及钢桁梁桥面系杆件的强度检算等。

**4.3.13** 我国对脱轨荷载的研究不多，因此本条文制定时借鉴了国外规范的有关规定。在对国外规范的调研发现：有的国家考虑了列车掉道后的安全措施，以防止列车倾覆。如：德国高速铁路桥梁利用道砟槽两侧的电缆槽阻挡掉道列车坠落桥下；瑞典高速铁路桥梁采用加高的挡砟墙代替护轨。当前铁路工程项目中，桥梁较以前的普通铁路所占比例有了较大提高，为防止列车坠落桥下，像高速、客运专线以及有特殊要求的铁路桥面，很多采用了高挡砟墙的道床型式，但掉道的可能性仍是存在的。

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。

对于列车脱轨后已离开轨道范围但仍停留在桥面上的工况，本次规范制订保留竖向脱轨荷载的规定，删除了原规范提出的“设计时应考虑水平脱轨荷载”的原则性要求。主要原因是鉴于目前水平脱轨荷载的研究尚无明确结论，提出原则规定基本没有实际意义，但设计时，对列车脱轨后可能产生的水平冲击荷载对梁体结构产生的破坏作用，可根据具体情况酌情考虑。

**4.3.14** 气动力，又称列车风压力，是指高速列车运行时带动周围空气随之运动形成的“列车风”在邻近列车的声屏障等建筑物上产生的波动压力，它与列车的形状、运行的速度以及声屏障距线路中心的距离、声屏障的高度等因素有关，气动力呈正、负压力波形式。

气动力的作用主要用于声屏障的结构设计，对声屏障而言，最不利的气动力为吸力。

一般地说,气动力可通过实测取得。本条所列计算方法和计算公式是根据中国铁道科学研究院《高速铁路建筑接近限界的研究》科研报告列出的。

当列车运行时速小于 160km/h 时,其桥上建筑物或构件可不计气动力作用。

**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 10m 高、频率为 1/30 的 10min 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 20m,频率 1/100 的 10min 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 C。

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 ( $m/s^2$ );

$\gamma$ ——空气容重 ( $N/m^3$ );

$v$ ——风速 ( $m/s$ )。

取标准大气压下(水银柱高 760mm),常温为 15℃时的空气容重为 12.0099N/m<sup>3</sup>,纬度 45°处重力加速度为 9.80m/s<sup>2</sup>,代入上式,则

$$W = \frac{12.0099}{2 \times 9.80} v^2 \approx \frac{1}{1.6} v^2$$

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 10min，本规范以此为准，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些，才能反映出动力作用。另外在 10min 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 10min 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 20m 以内，为了使一般桥梁能够采用同一风压值，以离地面 20m 高为标准，小于 20m 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  $\eta = \frac{W_{100}}{W_{30}}$ ，利用建筑科学研究院资料  $W_{30}$  乘  $\eta$  得  $W_{100}$ ，再经 10m 换算至 20m 的高度修正，绘制成等值线图。

勘测设计时，一般除按附录 C“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台站资料，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 20m 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 0.01~0.1m 之间, 个别大于 0.1m, 但从值在 0.02~0.04m 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  $Z_0=0.03m$ 。将其代入上式得

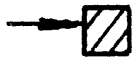


$$v_z = (0.35412 \lg H_z + 0.53928) v_{20}$$

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。

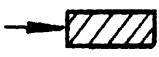
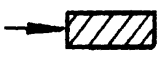
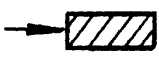











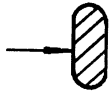
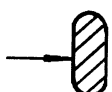
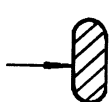
#### (5) 风载体形系数

建筑物所受的风压是与其本身体形、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。

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



截面形状	长宽比	K <sub>1</sub>		
		系数	平均值	建议值
	1: 4	0.840 0.845	0.843	0.9
	1: 5	0.854	0.854	0.9
	1: 6	0.890 0.883	0.887	0.9
	1: 1.5	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	0.3
	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

截面形状	长宽比	$K_1$		
		系数	平均值	建议值
	1: 5	1.068 1.074	1.071	1.1
	1: 6	1.096 1.095	1.096	1.1

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。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  $22.5^\circ$ ，且峡谷、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。

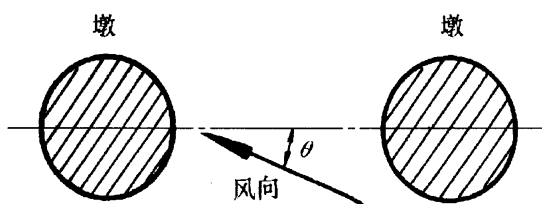
#### （7）风载强度

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 1m 长车身按 3m 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  $\frac{1.5}{2} \times W_L = 3 \times 1 \times 2 \times W$  计算, 式中  $W_L$  为空车重, 一般采用  $10\text{kN/m}$ , 则得  $W=1250\text{Pa}$ 。超过此值不可能继续运行。故规定当桥上有车时不得大于  $1250\text{Pa}$ 。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  $W=K_1 \times K_2 \times 1.25 \times W_0 \times 0.8 = K_1 \times K_2 \times W_0$ 。  $W_0$  在  $500\text{Pa}$  以下一般为摇摆力控制, 在  $900\text{Pa}$  以上时  $W > 1250\text{Pa}$ 。考虑到适用全国大部分地区, 采用  $W_0=800\text{Pa}$ 。因此有车时规定  $W=K_1 \times K_2 \times 800\text{Pa}$ ; 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  $1100\text{Pa}$ , 即  $W=K_1 \times K_2 \times 1.25 \times 1100 \approx K_1 \times K_2 \times 1400$ 。按这样计算, 如  $H=30\text{m}$ ,  $K_2=1.13$ ,  $K_1=1.4$ , 则有车时  $W=1270\text{Pa}$ ; 无车时  $W=2220\text{Pa}$ , 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  $\theta$  度不大, 风力的折减是不多的, 故一般不予折减。桥台由于被两侧锥体掩埋, 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。

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, 可按采用  $500\text{kPa}$ 。



说明图 4.4.1

#### (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，其动力作用也愈形显著，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、水温以及水的粘滞性有关。

作用于桥墩上的流水压力，考虑我国地域广大，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13.72kN/m³），因此，不宜将水的容重取常数为10kN/m³而简化计算公式。故本规范仍采用表达形式：

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

- 式中
- γ——水容重，一般采用10kN/m³；






A——桥墩阻水面积（m²），通常计算至一般冲刷线处；

G——重力加速度；

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，对不同截面形状系数见说明表4.4.2。

说明表 4.4.2 桥墩形状系数 K

截面形状	K
<div>方形</div> 	1.47
<div>矩形（长边与水流平行）</div> 	1.33
<div>圆形</div> 	0.73
<div>尖端形</div> 	0.67
<div>圆端形</div> 	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（即压力的作用点）位于计算水位以下 $\frac{1}{3}$ 水深处。一般情况，当流速在 3m/s 以上时才计算水流冲击力。

**4.4.3** 冰压力往往给桥梁带来很大的危害，有些沿海桥梁因海潮倒灌受到流冰的来往冲击而毁坏，因此规范规定需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。

综观以上各种不同的冰作用类型，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。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，正撞比斜撞的压力大。

（2）冰的静压力又有以下几种情况

1）冰堆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，由于风的作用，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拨力。

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研究也建立了各种计算方法。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 15m 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  $-20^{\circ}\text{C}$  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 D“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，应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  $2 \times 10^{-4} \sim 4 \times 10^{-4}$  之间，平均为  $3 \times 10^{-4}$ 。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  $0.0002 \sim 0.00015$ ，而混凝土的线膨胀系数为  $0.00001$ ，相当于降低温度  $20^{\circ}\text{C}$  和  $15^{\circ}\text{C}$ 。

#### **4.4.6 跨越江、河、海湾的桥梁，应考虑船舶对桥梁墩台的撞击作用。**

船舶与桥梁结构的碰撞过程十分复杂，与碰撞时的环境因素（风浪、气候、水流等）、船舶特性（船舶类型、船舶尺寸、行进速度、装载情况以及船首、船壳和甲板室）、的强度和刚度等）、桥梁结构因素（桥梁构件的尺寸、形状、材料、质量和抗力特性等）及驾驶员的反应时间等因素有关，因此，精确确定船舶与桥梁的相互作用力十分困难。

根据通航航道的特点及通行船舶的特性，可以将需要考虑船舶与桥梁相互作用的河流分为内河和通行海轮的河流（包括海湾）两大类。前者的代表船型主要为内河驳船货船队，依据《内河通航标准》（GB 50139），四至七级内河航道对应的船舶吨位分别为 500、300、100 和 50t。通行海轮航道的代表船型为海轮。两者与桥梁结构发生撞击的机理有所区别，结果也大不一样。

关于船舶与桥梁的撞击作用，应结合工点的具体情况开展专题研究。当无实测资料

或针对性研究成果时，可根据不同的航道等级，采用条文规定的计算方法，求得撞击力值。

内河船舶对桥梁墩台撞击的计算方法可以按“静力法”计算，即假定作用于桥梁墩台上的有效动能全部转化为静力功，并采用一些经验系数经计算得到。

近海通行海轮区域的船舶与桥梁墩台的碰撞作用与内河上船舶与桥梁墩台的碰撞作用有许多不同之处。20 世纪 70 年代中期以来，一些国家和国际组织开展了许多相关的研究工作，取得了许多研究成果，并在不同场合用于一些工程实践。其中主要有米诺斯碰撞理论、沃辛碰撞理论、汉斯-德鲁彻理论和能量交换原理等。

**4.4.7** 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。

本规范规定的汽车撞击力时参考了国外相关规范。为防止或减少因撞击而产生的破坏，对易受到汽车撞击的结构构件的相关部位可采取相应的构造措施，并增设钢筋或钢筋网。如果有防撞设施，汽车撞击力可根据防撞设施的防撞能力予以折减，如英国 BS 5400 规范规定，通过安全护栏撞向结构构件的撞击力为 150KN。

**4.4.8** 随着连续桥跨结构在铁路桥梁设计上的大量采用，对于连续结构桥墩支座摩阻力计算在之前的规范中没有明确规定，本次规范修订时，考虑支座摩阻力确定较为复杂，故只做了简化计算的原则规定，即连续结构桥墩及基础应计算恒载作用下支座摩阻力作用。

实际工程设计时，可参考以下桥梁支座摩阻力值一般按以下提供的办法计算。支座摩阻系数值可按试验数据确定，无实测数据时参考值公式中提供数据取值计算。

(1) 桥梁支座摩阻力值可按下列公式计算：

$$F_{fk} = \mu_k R_{vk}$$

式中  $\mu_k$  ——支座活动时的摩擦系数值，无实测数据时，橡胶支座、平板支座及弧形支座时为 0.1~0.2，辊轴（摇轴）支座为 0.05。盆式橡胶支座、球面支座及柱面支座，根据所采用的不同的滑动材料而定，采用有硅脂润滑条件下聚四氟乙烯时，常温（-25~60℃） $\mu \leq 0.03$ ；低温（-50~-25℃） $\mu \leq 0.05$ 。

$R_{vk}$  ——参与组合的活动支座的竖向反力（kN）。



(2) 支座及其固定构件以及与支座相接的桥墩台和上部结构应计算恒载和相关活载（不考虑列车活载动力效应）作用引起的支座摩阻力的作用。

(3) 当桥墩顶面上部结构的支座布置成双排，以及连续梁和桥面连续的上部构造，在其中间墩上布置固定支座时，所采用的纵向力不应大于支座最大摩擦系数和最小摩擦系数时支座摩阻力之差。

**4.4.9** 近年来，建于近海和跨越海湾、海峡的铁路桥梁工程日渐增多，其下部结构在波浪和海流共同作用下，受到较大强度的波浪力作用，波浪力效应不能忽略。

本次规范修订增加了波浪力的原则规定。但由于各海域的水文条件不同，波浪和海流的影响复杂，且桥梁墩台的结构形式多样，故难以规定统一的波浪力值，因此建议设计时可根据具体工点情况，通过专题研究来确定波浪力的大小。当缺乏针对性研究时，可参照相关行业标准规范的规定计算。《港口与航道水文规范》JTS 145-2-2015 给出了建立在绕射理论基础之上的圆形墩柱基础一次近似解的结果，对于矩形墩柱波浪力计算，给出了经验计算方法或换算成圆形进行计算的公式。这些公式都有一定的适用范围，应用时要注意其适用条件。同时，对于与水文相关的计算，可参考《铁路工程水文勘测设计规范》的相关规定进行计算。

**4.5.1~4.5.2** 铁路桥梁在桥面上是否设置作业通道，主要是基于成桥后的桥梁检修模式，即根据桥梁检修需要来考虑。本条文规定了桥面设置作业通道时，检修活载的计算取值及荷载组合的规定。

当桥上不允许走行检查小车时，主梁设计时，检修设计活载不与列车活载同时计算；当桥上允许走行检查小车时，主梁设计时，检修设计活载与列车活载同时计算。

之前的铁路桥人行道，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。

作业通道除考虑均布荷载外，还应考虑一块步行板受集中力的情况，也就是当桥上走行检查或维修小车时的集中力竖向荷载，如客货共线铁路机械化养桥后还可能有推小车的情况，此集中荷载可按 1.5kN 检算。客货共线铁路正线桥梁在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。

栏杆立柱及扶手水平推力欧洲规范按 0.8 kN/m、日本规范按 0.7 kN/m 考虑，本规范采用 0.75 kN/m 以及 1.0 kN 的集中荷载。

《05 桥规》规定道砟桥面的人行道，距离梁中心 2.45m 以内设计人行道的竖向静活载为 10.0kPa，是鉴于在道砟桥面的人行道上考虑养护翻修道床时堆放道砟的需要，静活载采用 10kPa，相当于堆高道砟 0.5m。但是对于加宽较多的人行道，如牵出线、梯线等，若所有人行道部分都用 10kPa，显然偏大，因此规定离梁中心为 2.45m 范围内的人行道为 10kPa。该条规定对于桥梁大机养护施工不适用。

**5.1.1** 关于桥梁适用跨度，《05 桥规》主要是根据我国建桥生产实践和科学试验的现有经验规定的。当时我国已建成的大跨度铁路桥梁数量还不是很多，因此有一定的局限性，认为混凝土梁跨度小于或等于 96m，钢梁跨度在 168m 以下的单线桁梁和跨度在 40 m 以下的钢板梁采用该规范进行设计是适宜的。

本次修订考虑到 128m 混凝土梁目前设计、施工较为成熟，因而对混凝土梁适用跨度进行了适当的放宽，我国代表性大跨度铁路桥梁一览表见说明表 5.1.1。同时根据专家意见增加了特殊结构桥梁墩高的适用范围。对于更大跨度或其他形式的桥梁，以及当采用新材料、新技术、新工艺设计时，应先进行必要的科学分析、试验和试制工作，必要时还应进行运营观测，以取得设计所需的数据和经验来补充条文之不足，编写补充设计规定，确保桥梁设计的安全性。

说明表 5.1.1 我国大跨度铁路桥梁一览表

序号	项目	基本情况
钢桥	梁式桥	成昆线 192m 简支钢桁梁金沙江大桥桥
		南京长江大桥 160m 连续钢桁梁公铁两用桥
		武汉长江大桥 128m 连续钢桁梁公铁两用桥
		京通线 128m 连续钢桁梁白河大桥
		绥佳线 128m 连续钢桁梁佳木斯松花江大桥
		渝怀线 (144+2×192+144) m 连续钢桁梁长寿长江大桥
		包西铁路 (8-106) m 简支钢桁梁黄河特大桥
		向莆铁路 (126+196+126) m 变高度连续钢桁梁东新赣江特大桥
	钢桁拱	武广客专 (99+242+99) m 四线三桁连续钢桁拱跨环城高速特大桥
		厦深铁路 (110+2×220+110) m 连续钢桁梁柔性拱榕江特大桥
		福厦铁路 (99+198+99) m 连续钢桁梁柔性拱闽江特大桥
		京沪高铁 (108+192+2×336+192+108) m 钢桁双连拱南京大胜关长江大桥
		京沪高铁 (113+3×168+113) m 连续钢桁梁柔性拱济南黄河大桥
	斜拉桥	武广客专 (98+196+504+196+98) m 钢桁斜拉桥武汉天兴洲公铁两用长江大桥
	刚构桥	安康铁路 176m 钢斜腿刚构汉江桥
混凝土桥	梁式桥	内昆线 (64+2×10 <sup>4</sup> +64) m 预应力混凝土连续梁 (墩高 110m) 花土坡大桥
		南昆线 (54+2×90+54) m V 形支撑连续梁八渡南盘江特大桥
		朔黄线 (50+80+50) m 预应力混凝土连续梁滴流磴滹沱河大桥
		福厦铁路 (80+3×144+80) m 预应力混凝土连续梁乌龙江特大桥
		南昌枢纽西环 (69+4×120+69) m 预应力混凝土连续梁沙田赣江特大桥
		京津城际 (80+128+80) m 混凝土连续梁跨北京五环路主桥
		广珠城际 (85+135+85) m 预应力混凝土连续梁桂洲水道特大桥
		宜万铁路 (70+108+70) m 预应力混凝土连续梁叶溪河大桥
		包三复线 (64+104+64) m 预应力混凝土连续梁三道坎黄河大桥
		广深港客专 (70+2×135+70) m 预应力混凝土连续梁跨蕉门水道特大桥

序号	项目	基本情况
		甬温铁路（70+3×120+70）m 预应力混凝土连续梁瓯江特大桥
		武广客专（64+4×116+64）m 预应力混凝土连续梁衡阳湘江特大桥
		广珠城际（60+4×110+60）m 预应力混凝土连续梁石岐河特大桥
		杭甬客专（76+3×120+76）m 预应力混凝土连续梁曹娥江特大桥
		莞惠城际（80+2×150+80）m 预应力混凝土连续梁赤滘口河特大桥
		向莆铁路（60+7×100+60）m 预应力混凝土连续梁闽江特大桥
	刚 构 桥	邯长线 82m 单线预应力混凝土斜腿刚构浊漳河大桥
		内昆线（72+3×128+72）m 预应力混凝土刚构连续梁（墩高 107m）李子沟特大桥
		渝怀线（96+168+96）m 双线预应力混凝土连续刚构黄草乌江大桥
		渝怀线（66+128+66）m 单线预应力混凝土连续刚构涪陵乌江大桥
		遂渝铁路（94+168+84）m 预应力混凝土连续刚构新北碚嘉陵江双线大桥
		襄渝增二线（100+192+100）m 预应力混凝土连续刚构牛角坪双线大桥
		兰渝铁路（98+168+92）m 预应力混凝土连续刚构桐子林嘉陵江双线大桥
		兰渝铁路（96+176+88）m 预应力混凝土连续刚构朝阳嘉陵江单线特大桥
		兰渝铁路（84+152+76）m 预应力混凝土连续刚构新井口嘉陵江四线大桥
		兰新二双线（70+2×100+70）m 预应力混凝土连续刚构大平羌沟大桥
		宜万铁路（72+128+72）m 预应力混凝土连续刚构渡口河特大桥
		温福铁路（88+160+88）m 预应力混凝土连续刚构田螺大桥
		广珠城际（108+2×185+115）m 预应力混凝土连续刚构容桂水道特大桥
		广珠城际（100+155+100）m 预应力混凝土连续刚构小榄水道特大桥
		新广州站（98+168+98）m 预应力混凝土连续刚构流溪河特大桥
		广深港客专（112+2×168+104）m 预应力混凝土连续刚构沙湾水道特大桥

**5.1.2 车桥耦合动力分析**，主要用于判断高速列车通过桥梁时的运行安全性和乘坐舒适性。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。列车运行安全性主要涉及车辆在桥上是否会出现脱轨以及对轨道产生过大横向力的问题，一般采用脱轨系数  $Q/P$ 、轮重减载率  $\Delta P/P$  及轮轨横向水平力等几个参数来限定。

1 车桥耦合动力响应指标的确定

《200 公里客货暂规》编制时，在参照国内外有关资料基础上，经过分析研究后确定用于车桥动力分析的行车安全性评判标准为：脱轨系数  $Q/P$  限值取 0.8、轮重减载率  $\Delta P/P$  限值取 0.6。但需要指出，当检算速度超过 350km/h 时，评判标准需要进一步研究。

本次修订，对我国高铁、城际、重载以及客货共线铁路规范以及国外标准调研后，确定了车桥耦合动力响应指标的确定原则：

- ①高速、城际铁路桥梁车-桥耦合动力响应指标采用了现行规范的相关规定；
  - ②客货共线铁路桥梁车-桥耦合动力响应指标则沿用了《05 桥规》的规定；
  - ③重载铁路桥梁车-桥耦合动力响应指标采用了《重载规范》的规定(说明表 5.1.2)。
- 重载铁路虽然运行速度相对较低，但列车参振质量大。通过对大秦铁路等重载线路的运营实践调研，发现仍有部分桥梁结构出现振动响应较大的情况。为此重载规范提出了桥梁设计应满足的车-桥耦合动力响应指标要求。

说明表 5.1.2 重载铁路列车运行安全性指标

项 目	单位	机 车	货 车
脱轨系数 ( $Q/P$ )	--	$\leq 0.8$	$\leq 1.0$
轮重减载率 ( $\Delta P/P$ )	--	$\leq 0.6$	
轮轴横向力 ( $H$ )	kN	$\leq 0.90 (15 + (P_{st1} + P_{st2}) / 2)$	$\leq 0.85 (15 + (P_{st1} + P_{st2}) / 2)$

注：Q 为车轮作用于钢轨上的横向力，单位 kN； $\Delta P$  为轮重减载量，单位 kN；P 为车轮作用于钢轨上的垂直力，单位 kN； $P_{st1}$ 、 $P_{st2}$  为车轮静轮重，单位 kN。

研究表明，列车—桥梁的振动响应与运行列车速度、轨道状态、桥梁结构型式及刚度等参数均有关系。根据近年来的工程实践经验，对于常用跨度简支桥梁，一般都满足车-桥耦合动力响应指标要求，但对于一些特殊、大跨度桥梁结构，由于其设计条件不一，结构类型多样，难以统一相应的结构参数指标，因此，对这类桥梁，必要时应开展车-桥耦合动力分析，以验证桥梁结构设计是否满足该项要求。

近年来，依托高速铁路前期研究，梁车-桥耦合动力分析获得了一些研究成果。根据京津城际铁路车-桥动力理论分析结果和实测数据对比，同时对比分析了国外相关标准，当检算速度超过 350km/h 时，轮重减载率限值可按 0.8 取用。

我国前期研究中轮对横向水平力限值取  $Q \leq 80 \text{ kN}$ ，这与《200 公里客货暂规》规定

相同。高速铁路由于高速动车组轴重降低，条文编写时参考了 UIC518 的相关规定进行了修改，即：

$$Q \leq \beta (10 + P_0/3) \quad (\text{说明 5.1.2-1})$$

式中  $P_0$  为轴重，单位 kN；对于机车、客车及动车组车辆  $\beta$  取 1.0。

除了行车安全性问题外，乘坐舒适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。乘坐舒适性的标准，在国内外有多种形式，具体如下：

以国际标准化组织（ISO）标准为基础的舒适度标准（简称 ISO<sub>2631</sub> 标准）；

Sperling（斯佩林）评价指标  $W$ ；

Janeway（杰奈威）舒适性系数；

车体加速度最大限值标准。

我国高速铁路桥梁动力分析中按《铁道车辆动力学性能评定和试验鉴定规范》GB5599-85 规定的 Sperling（斯佩林）评价指标  $W$ 、同时采用车体加速度限值作为乘坐舒适度的评判标准。

斯佩林（Sperling）评价标准主要用于评定车辆运行的稳定性，按照标准，车桥动力分析中列车运行平稳性指标按以下公式计算：

$$W = 7.08 \sqrt[10]{\frac{A^3}{f} F(f)} \quad (\text{说明 5.1.2-2})$$

式中  $W$ —平稳性指标；

$A$ —振动加速度（g）；

$f$ — 振动频率（Hz）；

$F(f)$ — 频率修正系数（说明表 5.1.2）

说明表 5.1.2 频率修正系数（垂直振动）

0.5～5.9Hz	$F(f) = 0.325f^2$
5.9～20Hz	$F(f) = 400/f^2$
>20Hz	1

其评定标准为：

$$W \leq 2.50 \quad \text{优}$$

$2.50 < W \leq 2.75$  良

$2.75 < W \leq 3.00$  合格

桥梁动力分析中斯佩林（Sperling）指标应达到优良。

国家“八五”科技攻关项目“高速铁路线桥隧设计参数选择的研究”中子题“高速铁路轨道不平顺日常养护维修管理标准的研究”中所采用的舒适度限值标准，取为竖向加速度  $a_z$  不大于  $0.13g$ （半峰值）、水平加速度  $a_y$  不大于  $0.10g$ （半峰值）。这一限制标准与线路养护维修标准一致，并且计算时将轨道的不平顺考虑在内，实际上是要求车辆在桥上运行的舒适度并不比线路上差。

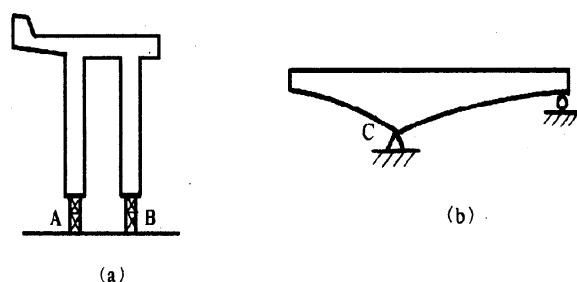
**2** 为确保桥上线路结构的稳定性，需要对桥面振动加速度加以控制。欧盟对此进行过现场测试和试验研究，认为列车过桥时，有砟桥面相应于  $20\text{Hz}$  以内的竖向振动加速度在  $0.35g$  及以下，可保证道床的稳定性。对于无砟桥面，为防止跳轨，其限值取  $0.50g$ 。本条文对于设计时速  $200$  公里的客货共线铁路、高速、重载铁路桥梁采用了上述规定。

**3** 需要指出的是，在动力检算中，对于单线桥，应保证“运营静活载效应 $\times\Phi < ZK$  静活载效应  $\times (1+\mu)$ ”，即实际运营活载效应小于设计活载效应；但对于双线桥梁，虽然不同线路上列车同时以共振速度通过的概率较小，但多线会车是不可避免的，双线桥梁仍应满足“单线运营静活载效应 $\times\Phi < ZK$  静活载效应  $\times (1+\mu)$ ”。

国内外高速铁路桥梁动力设计时，一般按  $1.2$  倍设计速度进行动力检算。对于运营速度在  $200\text{ km/h}$  及以下标准的铁路桥梁，经研究，桥梁动力仿真计算的最高速度可按设计速度取用。

**5.2.1** 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 5.2.1（a）A 点及 B 点〕而言，沿纵向指对支座铰中心〔说明图 5.2.1（b）C 点〕而言，计算公式如下：

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



说明图 5.2.1 桥跨结构稳定性检算示意图

式中  $K$ ——倾覆稳定系数；

$M_d$ ——抵抗力矩；

$M_q$ ——倾覆力矩。

对于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。

**5.2.2** 在铁路桥梁设计中，对桥梁结构的变形进行控制一般有以下 4 个目的：①保证列车运营的安全性，满足客车乘坐舒适度和货车平稳性要求；②保证桥上线路的平顺和稳定；③保证桥梁结构的实际受力状态在设计控制的范围内；④减少桥上轨道的养护维修。

各国铁路桥梁设计规范都对桥梁的变形进行了限制，在普通铁路线上，由于列车运行的速度低，变形的限制一般较宽。随着列车速度的提高，客车乘坐舒适度、列车运营安全性及轨道稳定性对变形的要求越来越严，一般不同的速度等级对桥梁变形的限制是不同的。

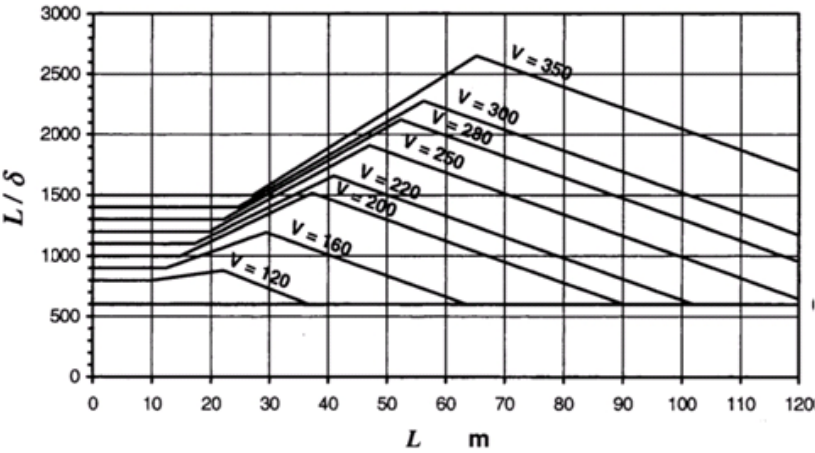
### 1 高速铁路梁式桥梁体竖向挠度限值

我国原《新建时速 300~350 公里客运专线铁路设计暂行规定》铁建函[2007]47 号条文制定时，通过计算高速列车以各种速度通过不同跨度简支梁时的车桥耦合振动响应，获得各种计算工况下的车辆振动加速度、轮重减载率、脱轨系数、桥梁振幅等数据，研究梁体不同竖向刚度条件下时车桥的振动状态。具体计算分析了 16m、20m、24m、32m、40m、48m 和 56m 共 7 种跨度的简支梁桥，分别按挠跨比 1/800, 1/1000, 1/1200, 1/1500, 1/1800, 1/2000, 1/2500 及 1/3000 确定截面；列车运行速度 100~360km/h（20km/h 一个间隔）。同时，为考虑等跨布置简支梁的车桥动力效应，研究中分别按单跨和 10 跨（等跨布置）简支梁模型进行了分析。在此基础上，参考了国外规范的相关规定，提出



了适用于不同跨度范围的活载挠度限值。

近年来，随着高速铁路建设和运营，欧洲国家及日本针对高速铁路桥梁的特点与性能，进行深入开展了研究工作。通过“车-线-桥”耦合振动体系动力响应分析和室内、外动力试验验证，对高速铁路桥梁设计标准、限值进行了必要的修订，使高速铁路桥梁设计更为合理、安全和经济。欧盟在 2003 年版规范中针对不同设计速度、不同跨度和类型桥梁，以高速列车通过时车体竖向加速度不高于  $1.0\text{m/s}^2$  为控制指标(舒适度优秀)，提出了跨度与挠度比值 ( $L/\delta$ ) 的限值 (见说明图 5.2.2-1)。



说明图 5.2.2-1 欧盟挠跨比限值

注：图中  $L/\delta$  适用于 3 跨及以上的双线简支梁；对于单跨双线简支梁、2 跨双线简支或连续梁， $L/\delta$  可乘以 0.7 系数；对于 3 跨及以上连续梁， $L/\delta$  可乘以 0.9 系数。

在“客运专线铁路常用跨度桥梁结构刚度和基频标准研究”中，科研单位在总结我国高速、城际铁路桥梁结构刚度限值相关既有研究成果的基础上，考虑我国与国外规范关于活载挠度定义的区别 (说明表 5.2.2-1)，对比分析欧盟规范挠跨比限值与我国原《设计暂规》规定值差别。

说明表 5.2.2-1 国内外规范双线桥梁活载挠度定义

国 别	定 义	备 注
欧 盟	单线设计活载 (UIC 活载) 考虑动力系数 $1+\Phi$	$\Phi$ 为设计动力系数
日 本	单线运营活载 考虑动力系数 $(1+i_a)(1+i_c)$	$i_a$ 为速度效应动力系数 $i_c$ 为车辆摇摆效应动力系数
中 国	双线设计活载 (ZK 活载) 不计动力系数	

以双线桥梁为例，具体计算方法如下：

设：单线 UIC 静活载产生的挠度： $f_u'$

双线 UIC 静活载产生的挠度： $f_u$

欧盟设计荷载下动力系数： $1+\Phi$

双线 ZK 静活载产生的挠度： $f_c$

桥梁跨度： $L$

取：

$$K_1 = f_c / f_u \quad \text{ZK (ZC) 活载与 UIC 活载产生的挠度比值}$$

$$K_2 = f_u' / f_u \quad \text{单、双线 UIC 活载产生的挠度比值}$$

可得：

$$\frac{L}{f_c} = \frac{L}{f_u \cdot K_1} = \frac{L}{\frac{f_u'}{K_2} \cdot K_1} = \frac{L \cdot K_2 \cdot (1+\Phi)}{f_u' \cdot (1+\Phi) \cdot K_1} = \frac{L}{f_u' \cdot (1+\Phi)} \cdot \frac{K_2 \cdot (1+\Phi)}{K_1}$$

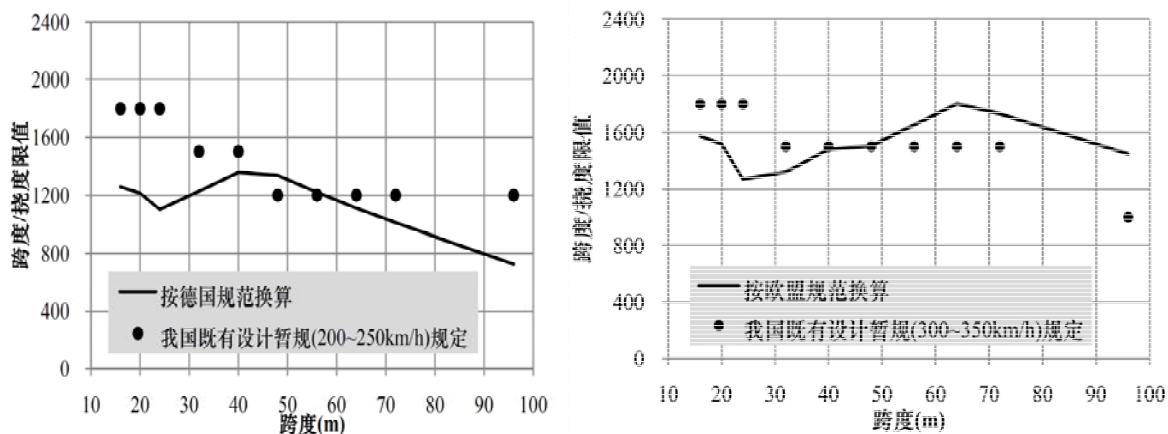
式中， $K_1$  和  $1+\Phi$  可直接计算得出， $K_2$  值大小与梁体扭转刚度具有直接的关系，研究中针对连续箱梁、简支箱梁和简支 T 梁分别进行计算分析。考虑我国客运专线跨度 48m 及以上的桥跨多以连续箱梁为主，而小跨度桥可能采用简支 T 梁，提出的  $K_2$  取值如下：

$$L \leq 20\text{m}, K_2 = 0.70;$$

$$20 < L \leq 40\text{m}, K_2 = 0.60;$$

$$40 < L \leq 96\text{m}, K_2 = 0.55。$$

对比分析我国设计时速 200~250km、300~350km 《设计暂规》规定与根据欧盟换算挠跨比（说明图 5.2.2-2）可知，我国《设计暂规》对于跨度 40m 及以下的桥梁，换算挠跨比限值较欧盟规范严格；40~50m 跨度的挠跨比限值基本相当；50m 以上跨度的桥梁，《设计暂规》挠跨比限值偏低。



说明图 5.2.2-2 欧盟规范换算挠跨比限值与我国原“设计暂规”对比

高速规范制定时，在总结既有研究成果和参考国外规范相关规定的基础上，对我国高速铁路、城际铁路桥梁的挠跨比规定进行了必要的修订，适当提高了跨度 50m 以上 300~350km/h 桥梁的挠跨比限值，并提出了单线桥梁挠度限值。

## 2 城际铁路梁式桥梁体竖向挠度限值

在“时速 250 公里以下城际铁路设计活载及桥梁结构相关技术标准研究”中，科研单位总结了我国城际铁路桥梁结构刚度限值相关既有研究成果，采用车-桥耦合动力分析模型，对欧盟挠跨比限值进行了验证。在此基础上，考虑我国与国外规范关于活载挠度定义的区别(说明表 5.2.2-1)，以车体竖向振动加速度等同的原则，提出了适用于 ZK、ZC 设计活载标准及单双线梁体的挠度限值，并列出了适用条件。

对于采用 ZK 和 ZC 活载图式设计的城际桥梁结构，为保证动车组运行时的车体竖向加速度相同，梁体应采用相同的刚度；ZC 活载图式在荷载量值上约为 ZK 活载图式的 0.75 倍，因此，采用 ZC 活载图式设计时，挠度限值相应按 ZK 挠度限值的 0.75 倍取用。对于单线桥梁，为保证动车组运行时的车体竖向加速度与双线桥梁工况相当，梁体竖向挠度限值按相应双线桥限值的 0.6 倍取用。

## 3 客货共线铁路梁式桥梁体竖向挠度限值

### (1) 我国现行铁路桥梁设计规范制定依据

《75 桥规》对桥跨结构容许挠度的规定，主要是为了适应列车安全平稳运行的要求，并考虑挠度对结构本身的影响。当梁体竖向挠度较大时，支座转角也会增大，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。《75 桥规》编制时认为，由于梁端容许转角的大小与列车构造、行车速度等很多因素有关，我国当时缺

乏试验研究资料，同时世界各国对钢桥竖向挠度容许值的规定也各不相同。在参考借鉴各国规范标准的取值规定的基础上，考虑为充分发挥钢材强度，规定我国铁路梁式桥中板梁的挠度容许值为  $l/700$ ，桁梁为  $l/900$ ；对于混凝土梁，考虑到钢筋混凝土及预应力混凝土梁对抗裂性的要求高一些，因此规定挠度容许值为  $l/800$  跨度。

《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 修订时，根据“八·五”期间铁科院对连续钢梁挠度进行的研究成果认为，由于中间跨变形比较匀顺，适当放宽其挠度限制对舒适度和行车安全没有影响。据此规范规定连续梁中间跨挠度限值取跨度的  $1/700$ 。同时，《铁路桥梁钢结构设计规范》TB10002.2-99 修订时，根据铁路提速过程中的研究成果，并吸收铁道部工务部门的意见，简支桁梁的挠跨比及宽跨比仍沿用之前规范不变；对连续桁梁桥的中孔，由于受边孔的约束，刚度增加而且在中支点处的弹性曲线，无论竖向及水平向都是匀顺的，所以其限值可以放宽，即：第 8.0.2 条和第 9.0.1 条规定为：“钢桁梁由静活载引起的竖向挠度（按平面桁架计算）简支桁梁及连续桁梁的边跨不应大于  $L/900$ ，连续桁梁的中跨不应大于  $L/750$ 。”

《05 桥规》修订时，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，故修订改为  $L/900$ 。其余规定沿用了《99 规范》成果，见说明表 5.2.2-2。

说明表 5.2.2-2 时速 160 公里客货共线铁路梁体竖向挠度容许值

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	$L/700$

《200 公里客货暂规》是在“八五”、“九五”国家重点攻关专题“高速铁路线桥结构与技术条件（标准）的研究”和广深准高速铁路试验研究等成果基础上编制而成。规范编制时，对国外规范进行了大量调研工作：从日本及欧盟等规范来看，随着列车速度

的提高，对桥梁结构变形的控制越严。控制的方式基本一致，都有梁体的活载竖向挠度、梁端转角、梁体的自振频率。由于各国采用的活载标准不一致以及计算变形时荷载组合存在差异，控制标准有一定的差别。从各国的挠度限值标准来看，欧盟的标准比较完善，考虑了客货共线铁路，并充分考虑了桥梁的挠度对桥上线路稳定性和养护维修的影响；日本是 260 km/h 的客运专线。从实际比较来，我国《200 公里客货暂规》在 40m 及以下跨度，挠度限值偏严，而 40-70m 跨度范围略松，70- 96m 跨度范围则与欧盟基本相当。因此，综合参考国内外的规范和研究，从新建铁路预留发展空间和偏于安全的角度考虑，建议暂行规定的竖向挠度限值标准按说明表 5.2.2-3 执行。

说明表 5.2.2-3 《200 公里客货暂规》梁体竖向挠度限值

跨 度		挠 度 限 值
L ≤20m	单跨	L/1000
	多跨	L/1400
20m< L ≤50m	单跨	L/1000
	多跨	L/1200
50m< L ≤70m	单跨	L/900
	多跨	L/1000
70m< L ≤96m	单跨	L/900
	多跨	L/900

（2）本次规范修订制定依据

考虑与国际通常采用以速度和跨度分级的做法一致，并与国内高铁和城际规范协调一致，本次规范修订时，通过统计、计算近年来常用跨度简支梁、连续梁、刚构等桥跨结构梁体竖向挠度设计值发现，由于受梁体整体刚度、动力性能指标要求，其梁体竖向挠度设计值远远大于现行规范容许值，以常用跨度简支梁梁体竖向挠度设计值统计表为例，其最小梁体竖向挠度设计值大于 1/2784；特殊设计桥梁结构的梁体竖向挠度设计值更远远需要限值，见说明表 5.2.2-4、说明表 5.2.2-5。

说明表 5.2.2-4 常用跨度简支梁梁体竖向挠度设计值统计表

设计时速	梁 型	跨度	挠跨比
------	-----	----	-----

			直线	曲线
160km/h	通桥（2016）2101 （单线简支 T 梁）	24m	1/2876	1/2784
		32m	1/1978	1/1827
	通桥（2014）2131 （双线简支箱梁）	24m	1/4820	1/4832
		32m	1/3267	1/3255
200km/h	通桥（2016）2201 （单线简支 T 梁）	24m	1/3443	1/3261
		32m	1/2564	1/2405
250km/h	通桥（2016）2229 （有砟、双线简支箱梁）	24m	1/8131	1/8131
		32m	1/3684	1/3691
	通桥（2016）2229 （无砟、双线简支箱梁）	24m	1/8393	1/8393
		32m	1/3795	1/3795
350km/h	通桥（2016）2321 （有砟、双线简支箱梁）	24m	1/10682	1/10682
		32m	1/5122	1/5122
	通桥（2016）2322 （无砟、双线简支箱梁）	24m	1/6438	1/6438
		32m	1/5000	1/4976

说明表 5.2.2-5 特殊设计铁路桥梁体挠跨比统计表（一）

序号	项目名称	设计速度 (km/h)	图名（或桥名）	跨度（m）	挠跨比	
					中跨	边跨
1	大西线	350	单线简支梁	24	8901	
2				32	3967	
3	青连线	200	有砟轨道预应力混凝土简支箱梁（单线）跨度：32m	32	4443	
4		160	右线日照特大桥（48m 单线预应力混凝土简支箱梁）	48	3116	
5			有砟轨道预应力混凝土连续梁（单线、悬浇）跨度：32+48+32m（160km/h）	32+48+32	3871	6153
6			有砟轨道预应力混凝土连续梁（单线、悬浇）跨度：40+64+40m	40+64+40	3678	6452
7			东北客联下行线跨迎宾路特大桥（（40+64+64+40）m 单线预应力混凝土连续梁）	40+64+64+40	2819	4760
8			有砟轨道预应力混凝土连续梁（单线、悬浇）跨度：（48+80+48）m（160km/h）	48+80+48	3070	5168

序号	项目名称	设计速度 (km/h)	图名（或桥名）	跨度（m）	挠跨比	
					中跨	边跨
9		200	有砟轨道预应力混凝土连续梁（单线、悬浇）跨度：32+48+32m（200km/h）	32+48+32	3871	6153
10			有砟轨道预应力混凝土连续梁（单线、悬浇）跨度：40+64+40m	40+64+40	3765	6557
11			有砟轨道预应力混凝土连续梁（单线、悬浇）跨度：（48+80+48）m（200km/h）	48+80+48	3256	5484
12			有砟轨道预应力混凝土连续梁（单线、悬浇）跨度：60+100+60m	60+100+60	3401	6522
13	蒙 华 铁 路	80	有砟轨道预应力混凝土连续梁（单线、悬浇）	32+48+32	5016	7711
14				40+64+40	3575	5882
15			后张法预应力混凝土简支 T 梁（单线、无声屏障）	32	1509	
16				24	2327	
17			太中银上行联络线跨青银高速公路特大桥	40+64+40	3764	6153
18	京 沈 客 专	160	无砟轨道预应力混凝土简支箱梁（单线、现浇）	20	14772	
19				24	8901	
20				32	3967	
21			有砟轨道预应力混凝土简支箱梁（单线、现浇）	24	4414	
22				32	9902	
23			有砟轨道预应力混凝土简支箱梁（单线、预制）	32	4414	
24				24	9902	
25	董 家 口	80	有砟轨道预应力混凝土简支槽形梁（单线、海洋环境）	32	4716	
26			海洋环境预制后张法简支 T 梁（角钢支架方案）	32/24	2049/2989	
27	商 合 杭	160	有砟轨道预应力混凝土简支箱梁（单线、预制）	24	1/3889	
28				32	1/8704	
29			有砟轨道预应力混凝土连续梁（单线、悬浇）	32+48+32	1/4068	1/8000
30		350	无砟轨道后张法预应力混凝土简支箱	24	1/12032	

序号	项目名称	设计速度 (km/h)	图名（或桥名）  梁（单线、现浇）	跨度（m）	挠跨比	
					中跨	边跨
31				32	1/5438	
32				40+64+40	1/3738	1/6457
33	青连线	200	有砟轨道预应力混凝土连续梁（单线、悬浇）	72+128+72	3738	8436

说明表 5.2.2-6 特殊设计铁路桥梁体挠跨比统计表（二）

序号	项目名称	设计速度 (km/h)	图名（或桥名）	跨度 (m)	挠跨比（直线）		挠跨比（曲线）	
					中跨	边跨	中跨	边跨
1	大西线	350	无砟轨道预应力混凝土连续梁（双线，支架现浇）	51+2x85+51	3137	5598		
2			刚构连续梁	58+104+58	2897	3114		
3				56+2x104+56	3032			
4			无砟轨道悬浇预应力混凝土T构	2x64	3461			
5				2x80	3685			
6			无砟轨道简支拱（双线,支架现浇）	113	6807			
7			连续梁拱	74+148+128+148+74	4624			
8	晋中南通道	重载	双线连续梁	32+48+32	1/3956	1/6124	1/5716	1/3707
9				40+64+40	1/3106	1/5109	1/2900	1/4775
10				48+80+48	1/2735	1/4953	1/2821	1/5716
12			有砟轨道悬浇预应力混凝土连续梁（双线）	65+106+65	1/2585	1/4362		
13			双线连续梁	75+120+75	1/2120	1/3378		



序号	项目名称	设计速度 (km/h)	图名 (或桥名)	跨度 (m)	挠跨比 (直线)		挠跨比 (曲线)	
					中跨	边跨	中跨	边跨
14			T 构 (双线)	2x64	1/338 6			
15				2x70	1/398 9			
16				2x80	1/327 5			
17	吕临支线	重载	T 构 (双线及单线)	72+80	1/425 5	1/6780		
18	晋中南通道	重载	T 构 (双线)	2x100	1/247 5			
19			刚构连续梁	48+80+4 8	1/839 2	1/5405		
20				70+2x12 0+70	1/313 3	1/4861		
21			有砟轨道悬浇预应力混凝土刚构连续梁 (双线)	70+3x12 0+70	1/280 5	1/4318		
22	青连线	200	有砟轨道预应力混凝土简支箱梁 (双线) 跨度: 32m	32	4146			
23			青连 1-31.2m 预应力混凝土简支槽形梁	32				
24			柘汪跨临海高速公路特大桥 55.5m 预应力混凝土简支槽形梁	55.5				
25			山东路特大桥 71.5m 下承式有砟双线简支拱桥	71.5	9167			
26			大官庄跨 222 省道特大桥 122m 下承式双线简支拱桥	122	5545			
27			有砟轨道预应力混凝土连续梁 (双线、悬浇) 跨度: (32+48+32) m	32+48+3 2	3357	5420		
28			有砟轨道预应力混凝土连续梁 (双线、悬浇) 跨度: 40+64+40m	40+64+4 0	3053	5371		
29			有砟轨道预应力混凝土连续梁 (双线、悬浇) 跨度: (60+100+60) m	60+100+ 60	3002	5923		
30			有砟轨道预应力混凝土连续梁 (双线、悬浇) 跨度:	72+128+ 72	2537	5749		

序号	项目名称	设计速度 (km/h)	图名(或桥名)	跨度 (m)	挠跨比(直线)		挠跨比(曲线)	
					中跨	边跨	中跨	边跨
			(72+128+72) m					
31			魏家湾跨同三高速公路特大桥 48+100+48m 下承式双线连续 梁拱桥	48+100+ 48	5236	5854		
32	蒙 华 铁 路	120	无砟轨道后张法预应力混凝土 简支箱梁(双线、现浇) 跨度: 31.5m (直、曲线)	32	4491			
33			无砟轨道后张法预应力混凝土 简支箱梁(双线、现浇) 跨度: 23.5m (直、曲线)	24	9923			
34			有砟轨道预应力混凝土连续梁 (双线、悬浇) 跨度: 32+48+32m	32+48+3 2	3800	5885		
35			有砟轨道预应力混凝土连续梁 (双线、悬浇) 跨度: 40+64+40m	40+64+4 0	4930	2900		
36			有砟轨道预应力混凝土连续梁 (双线、悬浇) 跨度: 48+80+48	48+80+4 8	5109	2797		
37			无砟轨道预应力混凝土连续梁 (双线、悬浇) 跨度: 32+48+32	32+48+3 2	3894	6012		
38			无砟轨道预应力混凝土 T 构 (双线, 悬浇) 跨度: 48+48	48+48	4000			
39			有砟轨道预应力混凝土刚构连 续梁(双线、悬浇) 跨度: 40+80+80+48	48+80+8 0+48	5096	8727		
40			有砟轨道预应力混凝土 T 构 (双线, 悬浇) 跨度: 64+64	64+64	3832			
41			有砟轨道钢筋混凝土连续梁 (双线、现浇) 跨度: 16+3 × 20+16 连续刚构	16+20+2 0+20+16	2985	2071		
42			钢筋混凝土双线连续刚架 跨 度: 6+16+16+6	6+16+16 +6	5000	1935		
43			有砟轨道预应力混凝土刚构连 续梁(双线、悬浇) 跨度: 70+120+70	70+120+ 70	4255	7292		

序号	项目名称	设计速度 (km/h)	图名（或桥名）	跨度 (m)	挠跨比（直线）		挠跨比（曲线）	
					中跨	边跨	中跨	边跨
44			跨太中银铁路特大桥	40+64+40	3137	5194		
45			汾河特大桥	56	3558			
46				64	2503			
47			杨家沟跨延延高速公路大桥	56	6193			
48			跨连霍高速大桥	80	19512			
49			跨太中银铁路特大桥	48+48	4233			
50			跨纳林河二号井疏解线中桥	14+14+14	2985	2071		
51			龙门黄河大桥	202	3677	2069		
52	京沈客专	350	正线无砟轨道预应力混凝土连续梁（双线 悬浇）	32+48+32	5930	9111		
53			无砟轨道（48+48）m 预应力混凝土 T 构（双线、悬浇）	48+48	4752			
54			无砟轨道（64+64）m 预应力混凝土 T 构（双线、悬浇）	64+64	4000			
55			无砟轨道（80+80）m 预应力混凝土 T 构（双线、悬浇）	80+80	5409			
56			44.5m 下承式无砟双线简支拱桥	44.5	5361			
57			64m 下承式无砟双线简支拱桥	64	6531			
58			80m 下承式无砟双线简支拱桥	80	7207			
59			100m 下承式无砟双线简支拱桥	100	6667			

序号	项目名称	设计速度 (km/h)	图名(或桥名)	跨度 (m)	挠跨比(直线)		挠跨比(曲线)	
					中跨	边跨	中跨	边跨
60			120m 下承式无砟双线简支拱桥	120	6283			
61			无砟轨道预应力混凝土连续梁 (双线 悬浇)	32+48+48+32	5270	8221		
62				40+64+64+40	3469	5282		
63				58+104+58	3246	7258		
64			无砟轨道后张法预应力混凝土简支箱梁(双线、现浇)	48.6	5778			
65				45.35	7138			
66			双线无砟轨道预应力混凝土矮塔斜拉桥	115+95	2396	3755		
67		250	有砟轨道预应力混凝土简支箱梁	48	5628			
68				56	5009			
69			无砟轨道预应力混凝土简支箱梁	56	5009			
70				64	3791			
71			有砟轨道预应力混凝土连续梁	60+90+90+60	4000	5825		
72			无砟轨道预应力混凝土连续梁	60+90+90+60	4000	5825		
73			有砟轨道预应力混凝土连续梁 (单渡线上桥)	60+100+100+60	2967	5310		
74			无砟轨道预应力混凝土连续梁	60+4*106+60	1906	4688		
75			有砟轨道预应力混凝土连续梁 (梁面非对称)	48+80+64	3833	6575		
76			无砟轨道预应力混凝土矮塔斜拉桥 (不过运架设备)	64.8+85+178+92.7	1589	3765		
77			有砟轨道预应力混凝土 V 撑连续梁 (过运架一体机)	109.8+2×170+89.8	4011	9105		
78		250	有砟轨道预应力混凝土连续梁	32+48+32	6163	9431		
79				45+70+70+45	3728	5505		

序号	项目名称	设计速度 (km/h)	图名(或桥名)	跨度 (m)	挠跨比(直线)		挠跨比(曲线)	
					中跨	边跨	中跨	边跨
80		300	有砟轨道预应力混凝土连续梁	72+128+72	2960			
81		350	无砟轨道预应力混凝土连续梁	72+128+72	2819			
82		160	有砟轨道预应力混凝土简支箱梁	20	13294			
83				24	7976			
84				32m	3553			
85			有砟轨道预应力混凝土连续梁	40+64+40	3037	4747		
86				60+100+60	3029	5581		
87				40+64+40	3698	6100		
88		300	有砟轨道预应力混凝土连续梁	48+80+48	3783	6533		
89				60+100+60	3497	6487		
90	商合杭	350	无砟轨道预应力混凝土简支箱梁	23.5 (31.5)			1/12455 (1/5537)	
91				39.1			1/5137	
92				47.1			1/5778	
93			无砟轨道预应力混凝土连续梁	36+48+36	1/4248			
94				40+64+64+40	1/3313			
95				60+100+100+60	1/2922			
96				60+100+60+56	1/3300	1/63161/4809		
97			钢筋混凝土斜交刚构	12+16+12	1/3980	1/4175		
98			无砟轨道预应力混凝土连续梁	72+128+72			1/2688	
99			无砟轨道预应力混凝土 T 构连续梁	64+64			1/4129	
100			无砟双线连续刚构拱桥	88+168+	1/515	1/7097		

序号	项目名称	设计速度 (km/h)	图名(或桥名)	跨度 (m)	挠跨比(直线)		挠跨比(曲线)	
					中跨	边跨	中跨	边跨
				88	3			
101				84+150+84			1/5434	1/6120
102			(94.2+220+94.2) m 矮塔斜拉桥	94+220+94	1/2818	1/8336		
103			古城特大桥(5×50m)连续结合梁	5+50	1/2587			
104	济青高铁	350	128m 下承式无砟双线简支拱桥	128	无	无	1/5781	
105			144m 下承式无砟双线简支拱桥	144	无	无	1/6293	
106			无砟轨道后张法预应力混凝土连续箱梁: 56+88+56m(双线、悬浇)	56+88+56	无	无	1/4654	1/7796
107			无砟轨道后张法预应力混凝土连续箱梁: 62+112+62m(双线、悬浇)	62+112+62	1/2960	1/6743	1/2960	1/6743
108			无砟轨道后张法预应力混凝土连续箱梁: 32+48+48+32m(双线、悬浇)	32+48+48+32	1/5270	1/8221	1/5270	1/8221
109			无砟轨道钢筋混凝土斜交刚构连续梁(双线、支架现浇)	18+3×24+18	1/3791	1/4598	1/3222	
111		160	有砟轨道后张法预应力混凝土简支梁: 19.5m(单线 支架现浇)	19.5	1/8553		1/7707	
112	董家口	80	海洋环境预制后张法简支 T 梁(角钢支架方案)	32、24	1978/2876	2049/2989		
113	青连线	200	有砟轨道预应力混凝土连续梁(双线)	32+48+32	3274	5282		
114				40+56+40	3473	4648		
115				40+64+40	2758	4878		

序号	项目名称	设计速度 (km/h)	图名 (或桥名)	跨度 (m)	挠跨比 (直线)		挠跨比 (曲线)	
					中跨	边跨	中跨	边跨
116				48+80+48	2600	4980		
117				60+100+60	2936	5902		
118			有砟轨道预应力混凝土简支箱梁 (双线)	50m	3468			
119			有砟轨道预应力混凝土连续梁 (双线)	30.9+40+40+30.9	4142	5691		
120			有砟轨道预应力混凝土简支箱梁 (双线、支架现浇)	32	3220			

经归纳提炼后制定出各设计标准铁路梁体竖向挠度容许值，见下表 5.2.2-7。

说明表 5.2.2-7 梁体竖向挠度容许值

铁路设计标准	跨度范围 设计速度		$L \leq 40m$	$40m < L \leq 80m$	$L > 80m$
高速铁路	350km/h		$L/1600$	$L/1900$	$L/1500$
	300km/h		$L/1500$	$L/1600$	$L/1100$
	250km/h		$L/1400$	$L/1400$	$L/1000$
城际铁路	200km/h		$L/1750$	$L/1600$	$L/1200$
	160km/h		$L/1600$	$L/1350$	$L/1100$
	120km/h		$L/1350$	$L/1100$	$L/1100$
客货共线铁路	200km/h		$L/1200$	$L/1000$	$L/900$
	160km/h		$L/1000$	$L/900$	$L/800$
重载铁路	120km/h 及以下		$L/900$	$L/800$	$L/700$

上表所列梁体竖向挠度容许值，对于高速、城际及 200km/h 客货共线铁路梁体竖向挠度容许值，均引自现行高速、城际及新建时速 200 公里客货共线铁路规范，160 公里

客货共线铁路梁体竖向挠度容许值采用《05 桥规》规定的较大容许值，重载铁路梁体竖向挠度容许值采用《05 桥规》较小容许值，个别跨度挠度容许值略有提高。

欧盟规范在检算活载作用下的竖向挠度和其他变形限值时，均考虑了动力系数；日本根据桥梁的情况根据必要性考虑动力系数；我国现行规范及其他相关规范在检算竖向挠度时都只计静活载，不考虑动力系数，为统一起见，本规范在制订有关结构变形限值时，均不考虑活载的动力系数。

对于单线桥梁，为保证运行时的车体竖向加速度与双线桥梁工况相当，梁体竖向挠度限值按相应双线桥限值的 0.6 倍取用。

(2) 温度荷载作用下结构会产生变形，并与活载挠度进行叠加，结构设计中应予以考虑。在“客运专线无砟轨道预应力混凝土连续梁桥变形观测试验研究”课题在系统总结国内外规范关于结构温度梯度分布特征相关规定的基础上，针对京津城际铁路、石太客运专线预应力混凝土箱梁的竖向温度梯度分布及其对连续梁变形的影响进行了研究，并对主跨 100m 的大跨度连续梁的温度变形进行了连续观测。理论和试验均表明，竖向温度梯度作用下，连续箱梁边、中跨均产生相应的竖向变形；且日照条件下连续梁中跨温度变形与活载挠度同向。课题研究中，对常用 32m 跨度的简支梁温度变形进行了理论分析和实测试验验证，日照条件下简支箱梁产生上拱变形，与活载效应反向。因此规范条文涵盖了拱桥、刚架桥和连续梁桥。

结构温度变形计算时应考虑整体升降温、不同部位温差及温度梯度作用；对于混凝土梁温度梯度分布，在缺乏实测资料时，可按照《铁路桥涵混凝土结构设计规范》TB10093 相关规定执行。

对于一些特殊结构，温度力引起变形，对轨道不平顺影响问题应引起高度重视，以避免出现跳车点或限速点对行车造成影响。目前高速铁路对于轨道铺设精度（静态）的要求：高低方向，短波不平顺 30m 弦长 2mm/10m，长波不平顺 300m 弦长 10mm/150m。本规定是为了控制行车安全和乘坐的舒适性提出来的。在特殊结构如大跨度拱桥、刚构连续梁、桥墩高度差比较大等情况，温度力引起的不平顺超过本标准要求时，应对结构体系等进行调整使结构变形满足轨道要求。工程中的典型例子是日本第二千曲川斜拉桥，每年对轨道进行两次调整，以适应温度变形对轨道高程的影响。铁三院在设计京沪高速铁路跨越京开高速公路的半穿式拱桥时，中孔跨度 108m，将两拱脚与桥墩固结，计算



结果：主跨中上下温度变形达到 $\pm 28\text{mm}$ ，不满足上述要求，后均改为支座铰接，跨中上下温度变形小于  $10\text{mm}$ ，满足轨道要求；另一例是设计长昆客运专线刚构连续梁，主跨跨度  $120\sim 160\text{m}$ ，当采用单壁墩计算时，不满足轨道上述要求，后改为双壁墩，既可满足轨道要求。

（3）对于预应力混凝土梁，特别是预应力混凝土简支梁，截面长期处于偏心受压状态，上下缘预压应力差较大。随着时间的增长，梁体会逐渐产生较大的徐变变形，即徐变上拱。梁体徐变上拱会导致线路的附加不平顺，影响行车安全性和乘坐舒适性。

我国既有普通铁路桥大多采用有砟桥面，梁体长期变形可以通过调整道砟厚度来保证线路的正常运行；但仍有部分桥梁由于变形过大对运营期间线路养护带来一定困难：如京山压煤改线徒河桥，跨度  $32\text{ m}$  预应力混凝土简支梁发生上拱  $16.17\text{cm}$  的现象。由于高速铁路对线路平顺性要求远高于普通铁路，高速铁路桥梁须具有长期变形小的特征，特别是铺设无砟轨道的桥梁，运营期间轨道平顺性只能通过扣件进行调整，且扣件调整量十分有限，因此必须严格限制梁体的长期残余变形，以保证桥上线路平顺。

针对既有普通铁路预应力混凝土简支 T 梁徐变上拱开展了大量的研究工作。研究表明：恒载作用下截面应力水平以及梁体恒、活载设计弯矩比值是影响梁体竖向徐变变形关键因素；提高结构刚度可以降低截面应力水平，合理地布置预应力束可以使梁的截面上下缘应力在预应力及恒载的作用下尽量接近，可以有效控制梁体徐变上拱值。

实际工程中更为关注的是桥上轨道结构铺设完成后梁体的变形，即残余变形，预应力混凝土梁残余变形包括：混凝土徐变变形、混凝土收缩变形、预应力长期损失引起的弹性变形恢复，其中混凝土徐变变形为其竖向残余变形的主要部分。需要指出的是，若轨道铺设完成后仍有部分桥面附属设施施工（如声屏障），该部分荷载引起的弹性变形应计入梁体残余变形。

“客运专线无砟轨道预应力混凝土连续梁桥变形观测试验研究”课题理论和实测结果表明，在现有设计时速  $350\text{km}$  客运专线连续梁刚度和预应力配束条件下，通过严格控制阶段混凝土质量和各阶段预应力张拉的准确，按照现有设计二期恒载上桥时间（60 天），其梁体长期残余变形可以控制在 $\pm 10\text{mm}$  以内。在我国工程实践的基础上，提出了梁体残余变形的限值。

值得注意的是，对于等跨布置的简支梁桥结构，梁体徐变变形对车体形成周期性

激励，并使得动车组在低速区段（100km/h 速度附近）产生振动加速度峰值，车体振动加速度量值与梁体徐变变形呈线性关系。高速铁路轨道检查车轨检数据表明，部分设计时速 250 公里及以下的线路（桥梁区段）出现明显的周期不平顺，波长与等跨布置简支梁跨度对应，影响动车组的乘坐舒适性，且难以通过扣件系统进行调整。与高速铁路相比，虽然城际铁路梁体的活载挠度限值可降低，但徐变变形限值应保持一致；即在城际铁路梁体刚度降低的条件下，需通过调整预应力束布置等措施严格控制徐变变形。建议城际铁路桥梁设计时，梁体残余徐变量的设计值不宜超过同类型高速铁路桥梁设计值。

**5.2.3** 各国铁路桥梁设计规范都对桥梁的最大横向变形（静位移）进行了限制。目的是为列车运行提供平直的轨道，如果水平位移过大，就会产生显著的轨道的方向不平顺，进而影响车辆运行的安全性和乘坐舒适性。

1 关于梁体的水平挠度限值

德国规范 DIN 101 规定了上部结构的横向变形：

- ① 上部结构横向变形计算考虑下列荷载之和：考虑动力系数的 UIC71 荷载、风荷载、横向摇摆力、离心力和上部结构两侧温差。
- ② 上部结构横向变形  $\delta_h$  不超过说明表 5.2.3 中的限值。

说明表 5.2.3 水平弯曲引起的最大转角和最小曲线半径允许值表

速度范围	最大折角变化（rad）	最小水平半径（m）	
		单线上部结构	多线上部结构
$V \leq 120\text{km/h}$	3.5‰	1700	3500
$120 < V \leq 200\text{km/h}$	2.0‰	6000	9500
$V > 200\text{km/h}$	1.5‰	14000	17500

注：横向变形包括上部结构和下部结构（包括桥墩和基础）；水平曲线半径由下式给出

$$R = \frac{L^2}{8 \delta_h}。$$

德国规范 DIN 101 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  $120 < V \leq 220\text{km/h}$  时为  $L/2000$ （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： $\leq L/4000$ ；

UIC 标准直接用梁体横向水平挠度控制，限值为  $L/4000$ 。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  $L/4000$ 。

《05 桥规》编制时, 采纳了《高速铁路暂规》的相关规定, 即采用  $L/4000$  作为梁体的横向变形限值。本次规范修订沿用《05 桥规》的规定。

## 2 关于横向相对位移

无砟轨道桥梁相邻梁端两侧的钢轨支点横向相对位移不应大于 1mm。本规范沿用《客运专线无砟轨道铁路设计指南》铁建设函[2005]754 号相关规定。

梁缝两侧的钢轨支点由于支座横向的构造间隙、梁端竖向转角、支座弹性压缩变形以及坡道梁活动支座的水平移动等因素的影响, 会产生横向和竖向相对位移, 造成钢轨、扣件等局部受力。德国规范规定: 竖向相对位移不超过 1mm, 必要时活动支座按一定坡度活动, 活动坡度与坡道梁坡度相匹配; 横向相对位移不超过 1mm, 必要时在梁端两支座间中部设置横向限位装置。

**5.2.4** 对梁式桥跨结构容许挠度的规定, 主要是为了适应列车安全平衡运行的要求, 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。

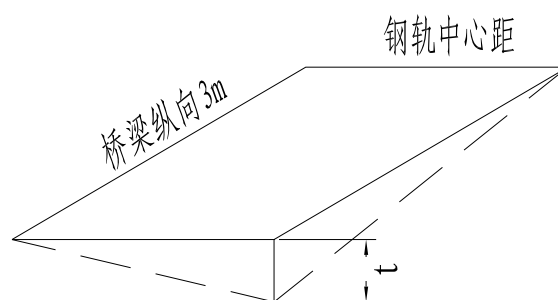
德国规范 DIN-101 关于桥面扭转变形的限值规定如下:

(1) 计算桥梁扭转时采用考虑动力系数的 UIC71 荷载。

(2) 3m 长度的最大扭曲变形不超过下列限值:

$$\begin{aligned} V \leq 120 \text{ km/h} & \quad t \leq 4.5 \text{ mm/3m} \\ 120 < V \leq 200 \text{ km/h} & \quad t \leq 3.0 \text{ mm/3m} \\ V > 200 \text{ km/h} & \quad t \leq 1.5 \text{ mm/3m} \end{aligned}$$

(3) 当速度  $V > 200 \text{ km/h}$  的情况, 需要进行附加检算, 考虑动力系数的实际运营荷载计算的扭曲变形  $t \leq 1.5 \text{ mm/3m}$ 。桥面允许扭转变形示意图如说明图 5.2.4 所示。



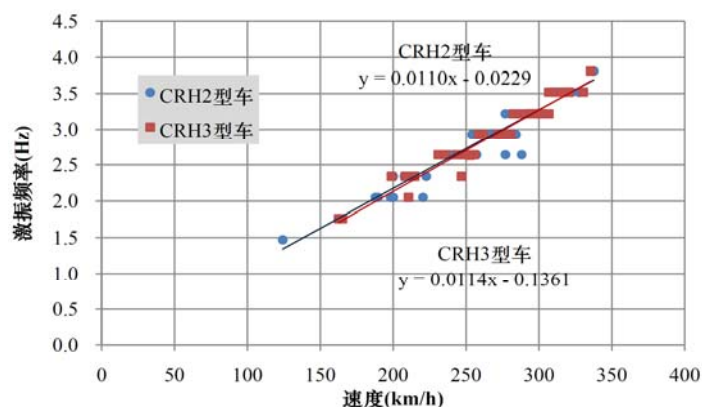
说明图 5.2.4 桥面允许扭转变形示意图

注：如果没有进一步规定，轨道自身几何特点（如在缓和曲线中）与因桥梁产生的扭转变形之和不能超过  $4.5 \text{ mm}/3\text{m}$ 。

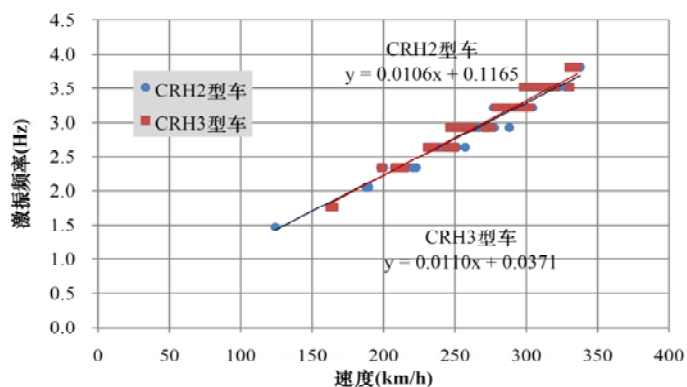
结合不同等级铁路轨道自身的特点，经研究后提出了本规范对高速、城际、客货共线、重载铁路扭转限值要求。

**5.2.5** 为了避免桥梁出现激烈的振动，保证列车高速运行的安全性和乘坐的舒适性，对桥梁的最小自振频率加以限制是十分必要的。列车以一定速度通过简支梁桥时，对桥梁的作用类似于频率固定的激振源。列车速度改变时，相应的激振频率就会发生变化。当结构固有频率与激振频率接近时，将会产生较大的振动或者共振现象，进而可能引发道床不稳定、钢轨损伤、混凝土梁开裂，甚至危及桥梁的安全。

国内外大量针对简支梁车桥动力研究结果表明，梁体竖向固有频率、列车运行速度、车辆长度（转向架间距）、结构阻尼、车轮的缺陷（轮缘扁疤）、轨道平顺性等均是影响车桥动力响应的因素。日本学者松浦章夫（1976 年）在研究铁路桥梁竖向共振机理时指出，列车移动荷载对桥梁的竖向激振频率主要取决于车速  $v$  (m/s) 和车长  $L_v$  (m)，而轴距、定距、两车相邻转向架的中心距由于重复作用不连续，相对处于次要地位。即：激振频率=速度/车长。我国在大量车桥耦合分析及试验验证中也得到了相同的结论。从京津城际联调联试中实测动车组以不同速度通过 32m 和 24m 箱梁时的激振频率（说明图 5.2.5-1）可以看出，对于常用跨度简支梁，列车激振频率与其运行速度呈较好的线性关系，与梁体跨度无直接关系。因此确定简支梁合理自振频率取值对保证列车的运营安全及舒适尤为重要。



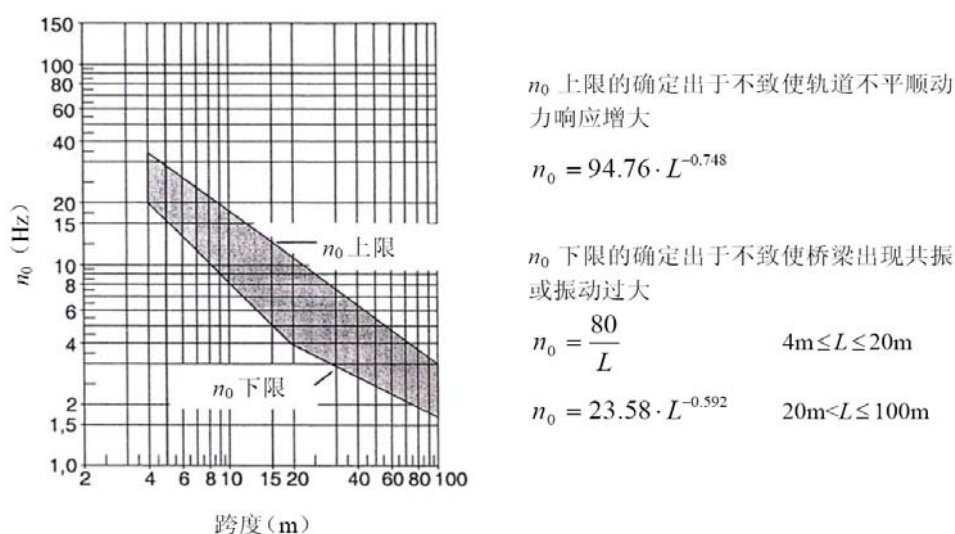
(a) 32m 箱梁



(b) 24m 箱梁

说明图 5.2.5-1 动车组竖向强振频率与行车速度关系图

1 国际铁路联盟早期曾组织相关研究机构针对各种运营列车，进行大量的车桥动力计算分析。研究表明梁体固有频率过低将导致高速列车通过时产生较大振动或共振，频率过高时桥上轨道不平顺引起的车辆动力响应明显增加，因此确定了不同跨度简支梁竖向自振频率上、下限值（说明图 5.2.5-2）；并规定当梁体基频满足限值要求时，高速铁路桥梁设计可按 UIC 活载图式、相应的动力系数进行静力计算，即可保证桥梁设计活载应大于运营活载效应。



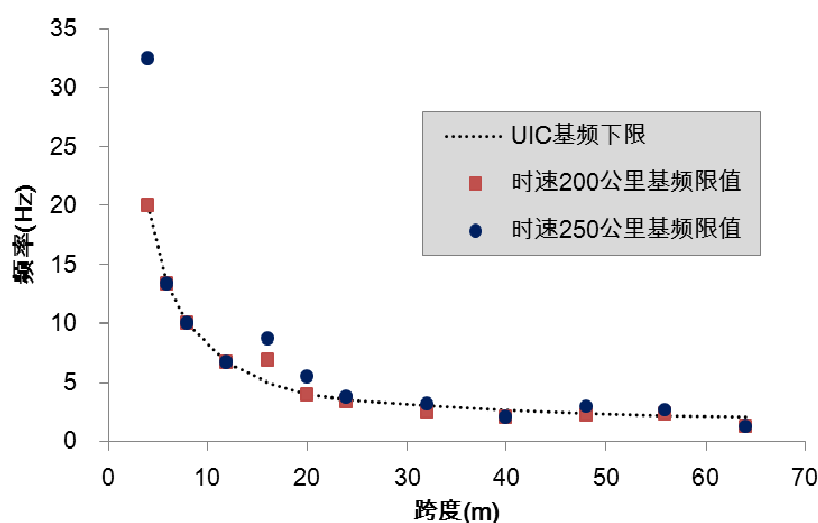
说明图 5.2.5-2 UIC 规范规定的不同跨度简支梁自振频率限值

“设计暂规”中关于简支梁竖向自振频率下限值是参考 UIC 规范，并根据我国高速铁路桥梁设计中大量车桥耦合分析结果制定的，考虑到本规范适用于 250~350km/h 高速铁路，且桥梁设计中采用的 ZK 活载图式是基于国际铁路联盟 UIC 活载图式制定的，为便于桥梁设计，高速铁路桥梁的竖向自振频率下限值参考 UIC 规范的规定。

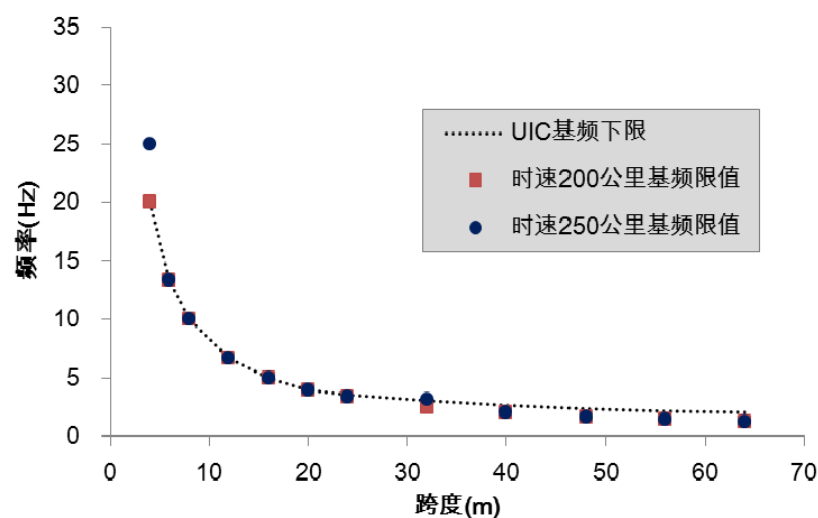
在“时速 250 公里以下城际铁路设计活载及桥梁结构相关技术标准研究”中，分析了采用 ZK (ZC) 活载图式条件下，满足设计活载动效应大于运营活载动效应的梁体基频限值，如说明图 7.3.5-3~7.3.5-4 所示。以 UIC 基频限值为参考基准，频率调整方案如下：

1) 采用 ZC 活载图式，最高运营时速 200 公里条件下，只需将 16m 跨度的基频调整至  $100/L \sim 110/L$  之间，可满足要求；最高运营时速 250 公里条件下，需将 4m、16m、48m 和 56m 跨度的基频进行调整。

2) 采用 ZK 活载图式，最高运营时速 200 公里条件下，不需进行频率调整，各种跨度均可满足要求；最高运营时速 250 公里条件下，只需将 4m 跨度的基频调整为  $100/L$ ，可满足要求；此外，更大跨度基频限值可进一步降低。



说明图 5.2.5-3 采用 ZC 活载图式条件下梁体基频限值对比图



说明图 5.2.5-4 采用 ZK 活载图式条件下梁体基频限值对比图

《城际铁路》编制时认为，为避免城际铁路梁体基频限值过于控制梁部结构设计，经研究，按 UIC 梁体基频下限值取用。由于在低速区段跨度 16m 梁体存在振动峰值点，研究提出跨度 16m 梁体基频不可低于 6.25Hz 的要求。本规范修订时，从考虑经济性要求出发，将本规定纳入并普遍适用于设计时速 200 公里及以上各等级铁路。

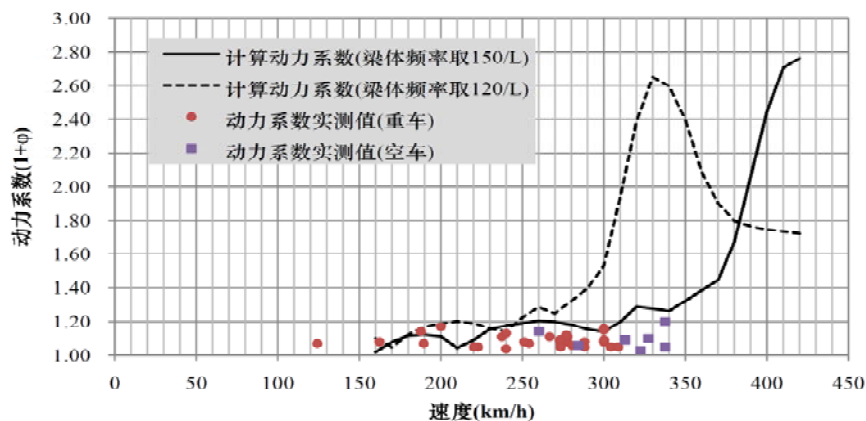
2 国际铁路联盟对高速铁路车桥动力响应的最新研究成果表明：由于早期研究中在列车长度、阻尼等参数取值存在一定的偏差，且未考虑桥梁的扭转效应。虽然梁体基频满足上述限值要求，但随着高速列车运营速度的不断提高，梁体仍有发生共振现象的可

能。如巴黎-里昂高速铁路线上的部分 14~20m 跨度桥梁，当车速达到 260km/h 时桥梁产生了共振，并出现实际运营列车效应（运营活载×实际动力系数）大于设计荷载效应（UIC×设计动力系数）的情况。因此，即使设计选用的梁体竖向自振频率可满足最低频率限值，原“设计暂规”仍规定桥梁结构除进行静力分析外，尚应按实际运营列车进行“车-线-桥”耦合动力响应分析。我国新建客运专线桥梁约占线路总长 50%左右，对大量桥梁结构进行“车-线-桥”耦合动力响应分析，增加了大量复杂、耗时的计算工作。

随着高速铁路发展，以德、日为主的国家针对高速铁路桥梁性能与特点，通过对“车-线-桥”耦合振动体系进行动力响应分析及部分室内、外动力试验验证，进一步研究了高速铁路桥梁的设计原则和控制指标。欧盟新版规范[EN1991-2: 2003]中，不仅规定了高速铁路桥梁的动力设计流程，同时制定相应图表，规定了不同跨度、不同桥梁恒载条件下不需要进行动力检算桥梁的最小基频限值，以保证桥梁动力性能满足行车安全及乘坐舒适要求，并明确了需进行“车-线-桥”动力仿真分析的各种特殊情况。

“客运专线铁路常用跨度桥梁结构刚度和基频标准研究”中对欧盟、德国、日本等国外规范和我国原“设计暂规”的相关规定进行了对比分析，并分别采用移动荷载列模型和车-桥分析模型对不同刚度的简支梁进行了大量的动力响应分析，并与实测结果进行了对比（说明图 5.2.5-5）。动力分析中，简支梁跨度包括 12m、16m、20m、24m、32m、40m；梁型为单、双线预应力混凝土整孔箱梁；车辆类型包括 CRH2、CRH3、CRH5、ICE3、欧盟 HSLM A01~10。在综合分析桥梁动力响应与列车类型（轴重、轴距和车长）、运行速度、桥梁刚度（基频）的关系基础上，提出了 CRH 系列客车（车辆长 25m）不同设计速度条件下 40m 以下混凝土及预应力混凝土双线简支梁不需进行车桥耦合动力分析的竖向自振频率限值。





说明图 5.2.5-5 CRH2 型车作用下 32m 简支箱梁计算和实测动力系数对比图（京津）

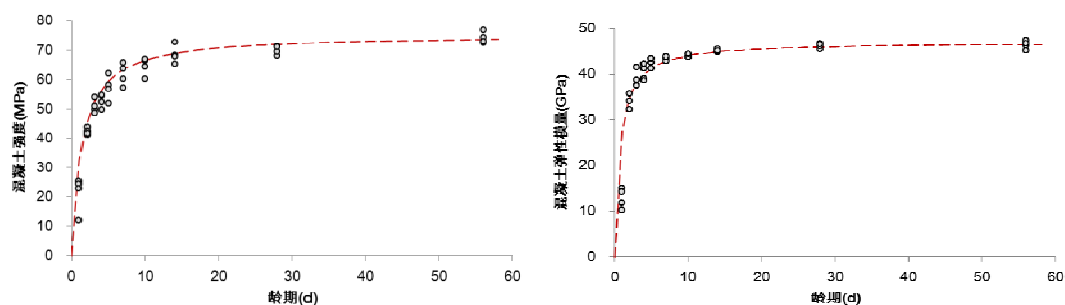
2 本规范条文制定时，借鉴了《高铁规范》的研究成果，规定了适用于 250km/h、300km/h 和 350km/h 常用跨度预应力混凝土桥梁竖向自振频率下限值，满足该限值，梁部结构设计时可不再进行车桥耦合动力分析。

无砟轨道小跨简支梁梁端竖向转角限值在原暂规的基础上有所放宽，为了考察其对现设计的影响，针对时速 250 公里原铁道部颁布的小跨简支箱梁通用图进行了分析验证。可以得出如下结论：虽然梁端竖向转角限值有所放宽，但由于自振频率限值、工后混凝土收缩徐变上拱限值等因素对梁的刚度的影响，通用图在现设计梁端竖向转角基础上再放宽的余地有限，对实际设计不会有大的影响。同时梁端竖向转角限值放宽后，梁仍能满足动力性能要求。

需要指出的是，条文中限值仅适用于 CRH 系列客车（车辆长按 25m 计），当车辆长度变化较大时，还应单独进行车桥动力分析；对于单线简支梁，由于相同频率条件下，其梁体竖向刚度约为双线梁的一半，列车通过时振动加速度明显增加，也应进行车桥动力分析。另外，若梁体采用非箱型截面，当梁体一阶扭转频率大于 1.2 倍的梁体一阶竖向频率时，方适用本条限值。

我国高速铁路常用跨度预应力混凝土箱梁均采用高性能混凝土材料。通过对京沪高速铁路制梁厂混凝土材料强度和弹性模量发展规律进行测试和统计（说明图 5.2.5-4），结果表明：10 天龄期时，混凝土强度和弹模均达到 C50 设计值（以满足梁体预应力终张要求）；至 28 天龄期时，混凝土强度和弹模分别约为 70MPa 和 45GPa，比 C50 混凝土

设计指标分别高出 40%和 27%。



说明图 5.2.5-4 高性能混凝土材料强度和弹模实测结果（京沪高速铁路）

近年来，科研单位在针对采用高性能混凝土材料的 32m 整孔简支箱梁进行了系列的试验研究（分别依托合宁、石太、郑西、海南东环、成灌、合蚌、广珠、昌久、南广、珠三角等）中，通过静载试验实测挠跨比和设计挠跨比的差异，推算试件龄期（49 天～129 天）条件下混凝土材料的换算弹性模量。统计表明，结构换算弹性模量在 39.1GPa～51.0GPa 之间。桥梁的自振频率和梁体混凝土的弹性模量、二期恒载均较大关系。在实际测量中由于大部分梁体混凝土弹性模量超过设计值，导致实测梁体自振频率一般大于设计值较多。

**5.2.6 梁端折角的限制**主要是保证列车运行的安全性和轨道结构的稳定性，梁端折角的限制分竖向和横向水平。

竖向折角的限值在日本和欧盟标准中作了明确的规定，且两者的限制方式和限值标准基本差不多，均限制一个墩两跨梁端的转角之和，日本的限值标准为 5.5‰（ $L < 30m$ ）及 4.5‰（ $L > 30m$ ），欧盟的限值标准为 5‰。但计算转角的荷载相差较大，组合略有差别，日本采用 NP 活载，除 8m 以下的极小跨度外，对梁体的荷载效应仅是 UIC71 的 0.4 左右；在荷载组合上日本仅考虑列车活载，列车冲击力视必要性考虑；而欧盟标准采用考虑动力系数的 UIC71 活载以及考虑温度的波动。

#### （1）客货共线铁路

我国现行铁路桥涵设计规范未限制梁端转角，《时速 200 公里新建铁路设计暂定》对梁端转角的限制采用的标准与日本基本相当，但其计算荷载为 0.8UIC。从各国的规范及经验来看，应该限制梁端转角，日本的活载标准与我国相差较大；欧盟标准进行转角计算的荷载组合考虑了温度的波动，欧盟的荷载标准与我国铁路基本相当。为便于比较

分析，现将欧盟标准换算到双线“中-活载”作用下的转角限值列于表 5.2.6-1；将我国《时速 200 公里新建铁路设计暂行规定》梁端折角限值标准换算到中-活载下的限值，结果列于表 5.2.6-1。

说明表 5.2.6-1 中-活载作用下欧盟规范的转角限值

跨度 (m)	中活载 $q_c$ (kN/m)	UIC 活载 $q_u$ (kN/m)	$k1 = \frac{q_c}{q_u}$	UIC 活载 $1 + \mu$	$\theta/\theta_1+\theta_2$ ( $10^{-3}\text{rad}$ )	$\theta/\theta_1+\theta_2$ ( $10^{-3}\text{rad}$ )
16 (T 梁)	119.4	129.6	0.9213	1.199	3.5/5	3.8/5.4
20 (T 梁)	110.2	121.5	0.9070	1.157	3.5/5	4.0/5.7
24 (T 梁)	104.0	115.6	0.8997	1.126	3.5/5	4.5/6.4
32 (T 梁)	98.4	107.7	0.9136	1.084	3.5/5	4.9/7.0
24 (箱梁)	104.0	115.6	0.8997	1.126	3.5/5	5.2/7.4
32 (箱梁)	98.4	107.7	0.9136	1.084	3.5/5	5.6/8.0
40 (箱梁)	96.1	102.6	0.9366	1.055	3.5/5	5.9/8.5
48 (箱梁)	94.5	99.1	0.9535	1.034	3.5/5	6.1/8.8
56 (箱梁)	92.8	96.5	0.9616	1.018	3.5/5	6.3/9.0
64 (箱梁)	91.1	94.5	0.9640	1.005	3.5/5	6.4/9.1
72 (箱梁)	89.6	93.0	0.9634	1.000	3.5/5	6.4/9.2
96 (箱梁)	86.0	89.9	0.9566	1.000	3.5/5	6.4/9.1

说明表 5.2.6-2 中活载作用下《时速 200 公里新建铁路设计暂规》的转角限值

变位方向	错位 $\delta$ (mm)	折角 $\theta$ (1/1000)			
		平行移动折角		弯折	
		L<30m	L≥30m	L<30m	L≥30m
垂直	2.0	5.06	4.57	6.18	5.13

各国转角的限制目的主要是为了保证列车走行的安全性，因此限制两跨的转角之和更符合列车走行的实际情况，综合比较国内外的规范和研究，并考虑今后的发展储备，建议采用两跨的转角之和进行限制，其限值建议为：

路基与桥梁过渡处梁端： $\theta=3\times10^{-3}\text{rad}$

两梁之间的转角： $\theta_1 + \theta_2 = 5 \times 10^{-3} \text{rad}$

## (2) 高速铁路

对于采用有砟轨道的桥梁，梁端转角过大会导致位于梁端伸缩缝部位的道床不稳定，导致轨道养护工作量增大，对高速行车条件下的安全和舒适性具有一定的影响。

德国规范 DIN-101（2003）对于有砟轨道桥梁梁端转角限值规定如下：

1) 在考虑动力系数的 UIC71 荷载和温差作用下，线路中心处的梁端最大转角不应超过下列值：

单线桥：

$\theta = 6.5\text{‰rad}$  （桥台与桥梁之间）

$\theta_1 + \theta_2 = 10\text{‰rad}$  （相邻两孔梁之间）

双线梁：

$\theta = 3.5\text{‰rad}$  （桥台与桥梁之间）

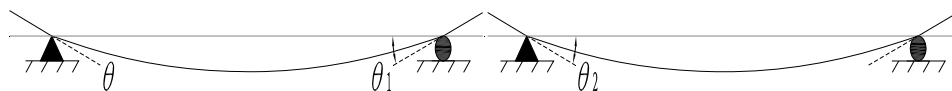
$\theta_1 + \theta_2 = 5\text{‰rad}$  （相邻两孔梁之间）

2) 当速度  $V > 200 \text{ km/h}$  时，要求对考虑动力系数的实际运营荷载做附加检验，线路中心处的梁端最大转角不应超过下列值：

$\theta = 2\text{‰} / h_m \text{ rad}$  （桥台与桥梁之间）

$\theta_1 + \theta_2 = 4\text{‰} / h_m \text{ rad}$  （相邻两孔梁之间）

式中  $h_m$  是钢轨顶面至桥梁支座中心间的距离。梁端转角示意图如 5.2.6-1 图所示。

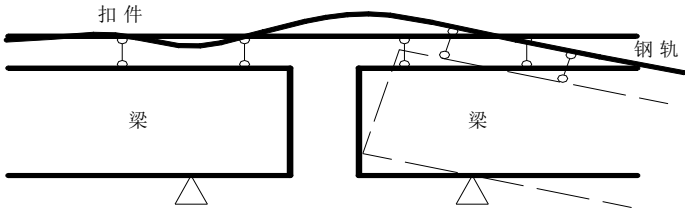


说明图 5.2.6-1 梁端转角示意图

对于采用有砟轨道的桥梁，为保证桥梁接缝部位有砟道床稳定性，考虑到我国 ZK 设计活载与 UIC 活载的差异以及梁端转角计算时不考虑动力系数和温差作用的影响等情况，经研究规定：在 ZK 静活载作用下，有砟轨道桥梁梁端竖向折角不应大于 2‰。

对于采用无砟轨道的桥梁，由于梁端竖向转角使得梁缝两侧的钢轨支点分别产生钢轨的上拔和下压现象（说明图 5.2.6-2）。当上拔力大于钢轨扣件的扣压力时将导致钢轨与下垫板脱开，当垫板所受下压力过大时可能导致垫板产生破坏。为了保证梁端扣件系

统的受力及线路安全、减少运营期间的维修工作量，既有“设计暂规”采用了无砟轨道桥梁梁端竖向转角不大于 1.0‰的规定。



说明图 5.2.6-2 梁端转角影响示意图

在“铁路客运专线无砟轨道桥梁梁端轨道结构受力计算方法研究”中，采用梁轨一体化计算模型，分别从梁端转角、梁端悬出长度、桥上无砟轨道（I 型）布板型式及扣件参数等对梁端轨道受力的影响进行了较系统研究。研究表明：无砟轨道桥梁梁端轨道结构受力随梁端的支座截面竖向转角和扣件系统节点刚度增大而增大；梁端轨道结构受力随梁端支座悬出长度的增大而增大；随钢轨支点间距及跨桥梁伸缩缝钢轨支点间距的增大而减小。客运专线常用跨度 24m、32m 简支箱梁，在 ZK 静活载作用下，梁端竖向转角不大于 1‰且悬出长度不大于 0.75m 时、梁端竖向转角不大于 1.5‰且悬出长度不大于 0.55m 时，梁端钢轨支点可满足扣压力 12kN 小阻力扣件的受力要求；梁端竖向转角不大于 1.5‰且悬出长度不大于 0.75m 时，梁端钢轨支点可满足扣压力 18kN 常阻力扣件的受力要求。

本规范条文修订时，应用了上述研究成果，同时考虑了桥上轨道扣件的类型以及中小跨度桥梁设计情况，提出了当梁端悬出长度 $\leq 0.55\text{m}$  时，采用小阻力扣件时桥台和桥梁间梁端转角限值可调整至 1.5‰，相邻两孔梁之间的转角之和可调整至 3.0‰。采用常阻力扣件时，简支梁梁端悬出长度可增大至 0.75m。

需要特别注意的是，当相邻两孔梁之间的转角之和（ $\theta_1 + \theta_2$ ）满足本条规定的限值时，每孔梁的转角（ $\theta_1$ 、 $\theta_2$ ）尚应满足“桥台与桥梁间转角限值”规定。特别是当大跨度无砟轨道桥梁梁端转角不满足上述要求时，应检算梁端转角变形对轨道结构的影响，并采取相应措施。

综上，基于保证桥梁接缝部位有砟轨道道床的稳定性和无砟轨道扣件系统受力要求，提出了上述的规定。从我国高速铁路桥梁设计实践看，无砟轨道桥梁（尤其是大跨度桥梁）梁端转角限值往往成为梁体刚度设计的控制指标，提出当梁端转角限值不满足表中

限值要求时，应对梁端轨道结构和扣件系统受力进行专项检算，必要时可通过采用过渡梁结构、特殊扣件等措施以适应轨道受力要求，避免一味的提高梁的刚度满足转角限值的做法。

### (3) 城际铁路

《城际规范》参照《高速规范》的规定，并应用了上述研究成果。考虑到时速 160 公里及以下无砟轨道城际铁路轨道类型、扣件系统可相应调整对转角限值进行了规定。“城际铁路常用跨度简支梁合理结构型式”的研究中，针对无砟轨道 T 梁梁端悬出长度区别于箱梁的情况，补充了梁端悬出长度小于等于 0.3m 时的梁端转角限值。

**5.2.7** 钢梁横向应有足够的刚度，若钢梁宽度太小，横向刚度不足，则可能引起：

- (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，主要还需借助改进车辆的构造来解决。

**5.3.1** 我国铁路拱桥的矢跨比一般为  $1/3 \sim 1/5$ 。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  $1/3 \sim 1/7$ 。设计时应按具体地形、地质、水文等情况从中选取合理的矢跨比。

**5.3.2** 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。在不少混凝土拱桥中，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 80~100m 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。

**5.3.3** 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 3m。但在国内外已建成的大跨度拱桥中（包括钢拱及钢筋混凝土拱、箱形拱和肋拱），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 4.9m，如果拱圈（拱肋外缘距离）小于 3m，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 3m。

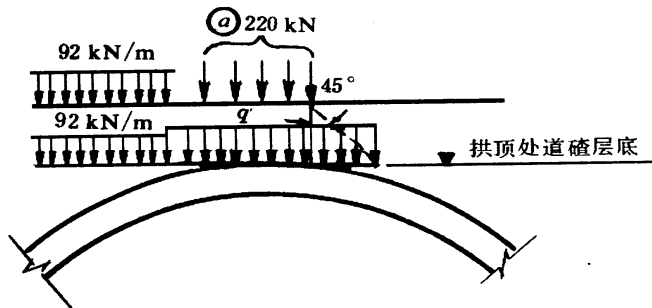
悬砌拱基肋的宽度主要应根据施工中基肋所形成的拱圈，在低龄期处于裸拱状态时自重作用下的稳定性和强度要求来决定。

**5.3.4** 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。

**5.3.5** 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相同。

**5.3.6** 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砟层底面之同一水平面。这样就避免了繁琐计算，五个轴重（中-活载）可按说明图 5.2.10 分布。



说明图 5.3.6

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 2.6m。其在道砟层内的分布线与竖直线之交角为 45°。考虑到拱顶道砟厚度一般不超过 1m，因此，每一线路在拱圈分布的横向宽度最大取 4.6m。

5.3.7 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  $L_0$  按下式计算：

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

式中  $L$ ——拱的跨度；  
 $f$  ——拱的矢高；  
 $K$ ——按拱的形式及矢跨比由说明表 5.3.7-1 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。

说明表 5.3.7-1  $K$  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。

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：

$$\frac{I_s}{I \cos \phi} = 1 - (1 - n) \xi$$

$$n = \frac{I_s}{I_k \cos \phi_n}$$

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；

$\phi$  ——拱任意截面拱轴线的水平倾角；

$k$  ——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  $\frac{I_s / I_k - I'_s / I'_k}{I_s / I_k} = \frac{n - n'}{n} \geq 0.3$  或

$$\frac{I'_s / I'_k - I_s / I_k}{I_s / I_k} = \frac{n' - n}{n} \geq 0.3, \text{ 则取拱轴系数 } m=1 \text{ 及 } 9.889, n=0.6。 \text{ 若计算修正}$$

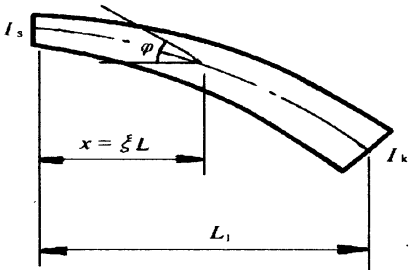
的  $n' = 0.7 \sim 1.3, n=0.42 \sim 0.78$ ，则拱顶、跨度 1/4 点及拱脚等三截面内力影响线面积增

减的百分数如说明表 5.3.7。

说明表 5.3.7-2

编号	内力	拱顶	$\frac{L}{4}$ 点	拱脚
I	Mmax	-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	Mmin	-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 5.3.7-2 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 5.3.7）。



说明图 5.3.7

**5.3.8** 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。

**5.3.9** 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应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。

**5.4.1** 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，因此在这种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。

#### **5.4.2 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，但由于混凝土塑性变形，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。岩石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，较高的实体墩、空心墩及其他轻型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。目前轻型墩台正在发展，各种墩台的控制设计的条件不好单由高度去划分，仅能从实践经验去区别各种类型墩台的控制情况。

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，因此除柔性墩外，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》TB 10093 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 10m 时按 10m 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，还应检算拉应力。

**5.4.3** 我国铁路采用跨区间无缝线路，为了保证桥上无缝线路的稳定和安全性，必须检算由于温度变化、列车制动（起动）等产生的钢轨附加应力；同时，为了保证桥梁结构的受力安全，应检算相应墩台附加力。既有大量试验研究成果表明：列车制动作用下，桥梁墩台顶纵向制动附加力及分布，除受轮轨粘着系数、线路阻力等参数影响外，主要由墩台顶纵向水平线刚度及相邻墩台顶刚度匹配所决定；墩顶刚度越小，桥梁所受制动力越小，但钢轨制动附加应力越大；增大墩顶刚度可降低钢轨附加应力，但使得墩顶制动力增大。因此，墩台顶合理的纵向线刚度是桥梁及桥上线路设计的关键参数之一。

我国铁路行业对桥上铺设焊接长钢轨的桥梁下部结构纵向水平刚度的研究，始于 20 世纪 90 年代末，其研究成果纳入《时速 200 公里新建铁路线桥隧站设计暂行规范》铁建管函(1998) 279 号文中。1999 年 3 月 13 日原铁道部建设司和科教司召开了“时速 200 公里新建铁路线桥隧站设计暂行规定中桥梁纵向力补充分析”技术审查会，根据分析结果对《时速 200 公里新建铁路线桥隧站设计暂行规范》中附录表 D.0.4 的内容作了补充修改，替代原表 D.0.4 使用，见说明表 5.4.3-1。

说明表 5.4.3-1 铺设焊接长钢轨的混凝土简支梁或连续梁桥最小下部结构纵向水平线刚度（双线）

梁式结构	跨度(L)或联长 ( $L_1$ ) (m)	最小水平刚度 (kN/cm)	附 注
简支梁	L=12	120	不设钢轨伸缩调节器
	L=16	200	不设钢轨伸缩调节器
	L=20	240	不设钢轨伸缩调节器

	L=24	300	不设钢轨伸缩调节器
	L=32	400	不设钢轨伸缩调节器
	L=40	700	不设钢轨伸缩调节器
	L=48	1000	不设钢轨伸缩调节器
连续梁	$L_1 < 120$	1000	不设钢轨伸缩调节器
	$L_1 \geq 120$	18 $L_1$ -120	一端设置钢轨伸缩调节器
		3.5 $L_1$	两端设置钢轨伸缩调节器

注：当固定支座设在桥台时，最小水平线刚度应在 6000kN/cm 以上。

《京沪高速铁路设计暂行规定》铁建设(2003)13 号编制时，通过相关科研工作并参考《时速 200 公里新建铁路线桥隧站设计暂行规范》的成果，对桥梁下部结构的进行了修订：修改了简支梁桥台纵向水平刚度取值，由原 6000kN/cm •双线调整至 3000kN/cm •双线，取消了对连续梁桥墩纵向水平线刚度的取值规定。见说明表 5.4.3-2。

表 5.4.3-2 简支梁下部结构纵向水平刚度（双线）

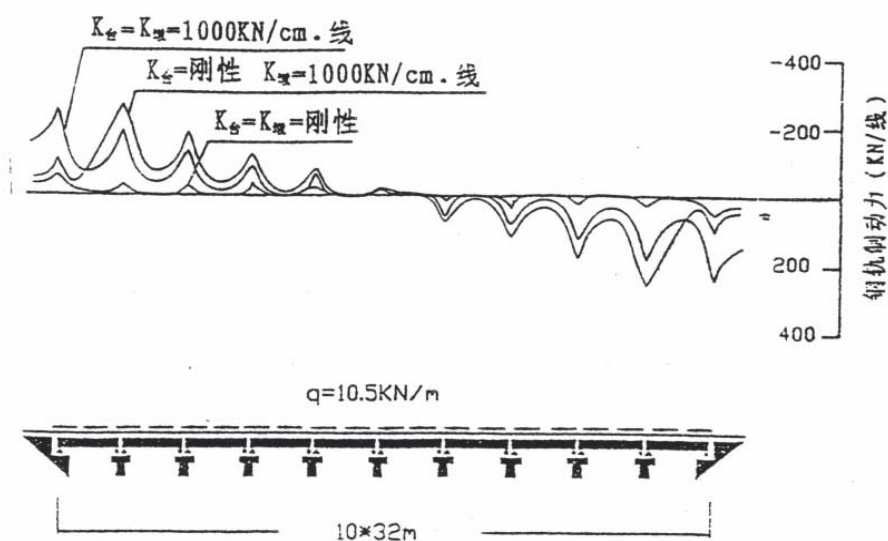
下部结构	跨度 (m)	最小水平刚度 (kN/cm)	附 注
桥墩	$L \leq 12$	120	不设钢轨伸缩调节器
	L=16	200	不设钢轨伸缩调节器
	L=20	240	不设钢轨伸缩调节器
	L=24	300	不设钢轨伸缩调节器
	L=32	400	不设钢轨伸缩调节器
	L=40	700	不设钢轨伸缩调节器
	L=48	1000	不设钢轨伸缩调节器
桥台	3000		不设钢轨伸缩调节器

注：单线桥梁墩台顶的最小水平线刚度的限值按表内值的 1/2 取值。

《京沪高速铁路设计暂行规定》中对简支梁下部结构纵向水平刚度限值的规定是基于大量的相关研究得出的，其条文说明如下：

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 81Mpa，最大压应力不得超过 61Mpa。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 4mm 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 5.4.3-1 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。



说明图 5.4.3-1 钢轨制动力分布

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。

《新建铁路桥上无缝线路设计暂行规定》铁建设函（2003）制订时，参照了《时速 200 公里新建铁路线桥隧站设计暂行规定》及《京沪高速铁路设计暂行规定》的研究成果，制定了桥墩的最小水平线刚度限值，见说明表 5.4.3-2。

说明表 5.4.3-2 简支梁桥墩顶纵向水平线刚度限值

跨度 (m)	≤12	16	20	24	32	40	48
桥墩顶线刚度 (Kn/cm · 双线)	120	200	240	300	400	700	1000

注：单线墩台顶的最小水平线刚度限值按表中规定值的二分之一计。

《05 桥规》修订时，桥梁下部结构的纵向水平线刚度沿用了《新建铁路桥上无缝线路设计暂行规定》的相关规定，即第 5.3.3 条 3 款规定：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)的有关规定。

在《高速铁路设计规范（试行）》TB 10621-2009 之前的各版本规范编制中，对于

桥梁墩台纵向水平线刚度限值均采用的是《新建铁路桥上无缝线路设计暂行规定》铁建设[2003]205 号第 4.0.6 条规定。直至《高速铁路设计规范（试行）》编制时，通过科研单位依托《客运专线铁路桥梁墩台纵向线刚度参数标准的研究》课题的深入研究，进一步补充和优化了之前所做的研究成果，课题总结、归纳了国内外桥梁墩台纵向水平线刚度有关规定，在较系统研究了桥梁纵向力计算参数的基础上，针对等跨布置的 20m、24m、32m、40m 和 48m 简支梁和主跨 64m、80m 和 100m 连续梁采用梁轨共同作用计算模型进行了大量的分析计算，并提出了满足桥梁轨道受力（不需设置钢轨伸缩调节器）的墩台顶最小线刚度限值。由于连续梁制动墩纵向刚度与配跨数量和型式、制动荷载加载位置及支座布置方式等都具有一定的影响，因此采用了课题“有砟轨道混凝土简支梁（等跨布置）墩台顶纵向线刚度限值”研究成果。

由于我国双线桥梁设计荷载组合中仅考虑一线制动（启动），《高速铁路设计规范（试行）》条文修订时，根据科研成果适当降低了正线双线桥墩顶纵向线刚度限值。但考虑到高架车站内列车同时制动、启动的机率较大，同时参考高速铁路桥梁专业国外咨询意见，对于高架车站到发线有效长度范围的双线桥梁墩台的最小水平线刚度的限值仍按表内单线值的 2.0 倍取值。对于无砟轨道桥梁，由于制动力作用下有砟轨道的“梁轨快速位移 4mm”限值已不适用，现阶段桥梁墩台顶纵向线刚度可偏于安全的暂按有砟轨道限值取用。

《高速铁路设计规范（试行）》TB 10621-2009 第 7.3.8 条规定：位于有砟轨道无缝线路固定区的混凝土简支梁，墩台顶部纵向水平线刚度应符合说明表 5.4.3-3 的限值要求。

说明表 5.4.3-3 墩台顶纵向水平刚度限值

桥墩/桥台	跨度 (m)	最小水平刚度（kN/cm）	
		双线	单线
桥墩	L≤12	100	60
	L=16	160	100
	L=20	190	120
	L=24	270	170



	L=32	350	220
	L=40	550	340
	L=48	720	450
桥台	3000		1500

注：高架车站到发线有效长度范围内双线桥梁墩台的墩台的最小水平线刚度限值按表内单线桥梁墩台的最小水平线刚度限值的 2.0 倍取值。

《铁路无缝线路设计规范》TB 10015-2012 编制时，参考相关研究成果和《高速铁路设计规范（试行）》TB 10621-2009 的有关规定，给出了常见跨度简支梁桥梁墩台的最小水平线刚度（同说明表 5.4.3-3）。《高速铁路设计规范》TB10621-2014 规范修订时，沿用了之前研究成果。

对于采用 ZC 活载图式设计的桥梁结构，考虑到设计活载降低，制动力作用下钢轨应力和梁轨快速位移均相应降低。在满足轨道结构强度和稳定度的前提下，经研究，提出采用 ZC 活载图式设计时桥墩纵向水平线刚度按限值的 0.75 倍取用。其成果纳入《城际铁路设计规范》第 7.3.8 条规定中，见说明表 5.4.3-4。

表 7.3.8 墩台顶纵向水平线刚度限值

桥墩/桥台	跨度（m）	最小水平线刚度（kN/cm）	
		双线	单线
桥 墩	≤12	75	45
	16	120	75
	20	145	90
	24	210	130
	32	265	165
	40	415	255
	48	550	350
桥 台		3000	1500

注：1 高架车站到发线有效长度范围内，双线桥梁墩台最小水平线刚度限值可按表中单线

桥梁墩台最小水平线刚度限值 2.0 倍取值。

2 当墩台顶纵向水平线刚度不满足表中规定时，必须进行无缝线路检算。

本规范制定时,对之前所做的相关研究工作进行了大量调研,并对现行高铁、城际、客货共线铁路规范中对墩台顶纵向水平线刚度的取值规定做了系统梳理,给出了各等级标准铁路常见跨度简支梁桥梁墩台的最小水平线刚度。

对于重载铁路,由于未对桥上无缝线路梁轨共同作用等问题做相关深入研究,故本次修订时,考虑重载铁路由于其货车轴重较其他标准铁路列车轴重大大增加,为减小桥上无缝线路长钢轨纵向力和梁轨快速相对位移,保证轨道的稳定性,因此对桥墩的最小水平线刚度取值,认为以参照《时速 200 公里新建铁路线桥隧站设计暂行规定》及《京沪高速铁路设计暂行规定》的研究成果为宜,即采用了《新建铁路桥上无缝线路设计暂行规定》的规定,其墩台顶纵向水平线刚度限值略大于客货共线铁路规定的限值,待今后有科研成果后再修订纳规。

**5.4.4** 关于墩台顶面顺桥方向的弹性水平位移限值,相关的研究并不是很多,正如《99 桥规》条文说明所述:“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没有进展。”虽然《05 桥规》修订时加强了对运行列车横行晃动的研究,并在对横桥方向的弹性水平位移限值方面取得了实质性的进步,但顺桥方向的弹性水平位移限值的研究仍在维持原有水平。

《75 桥规》墩台顶帽面垂直桥梁轴线方向水平位移要求符合  $\Delta \leq 4\sqrt{L}$  的规定。就目前使用规范的反映来说,一般认为规定似乎过严,大多数设计难以满足该项规定。《99 桥规》修订时,参考了我国《公路桥涵设计规范》1983 年讨论稿和前苏联 CH200-62 规范中有关规定,结合原铁道部第二勘测设计院过去的研究和日本近年有关资料,认为墩台顶纵向水平位移应满足  $\Delta \leq 4\sqrt{L}$  的规定改为应满足  $\Delta \leq 5\sqrt{L}$  是可行的,至于想要得到进一步的解决,还有待我们今后去做大量的试验和理论工作。

在计算混凝土、石砌墩台水平变位中,应考虑墩台身受弯时性模量较受压时有所降低,另外墩台身产生裂缝,致使墩台身截面惯性矩减小,因此其抗弯刚度  $E_0I$  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  $\alpha E_0I$  值 ( $\alpha$  可取 1.0)。对

于钢筋混凝土墩台，其抗弯刚度可取  $0.8 E_0 I$ 。

**5.4.5** 墩台刚度是影响车桥耦合振动体系的关键因素之一，我国既有设计规范制定时参照苏联规范，多以墩台顶水平位移静力计算值衡量墩台刚度。《75 桥规》规定：顺桥向及横桥向墩台顶面的弹性水平位移应满足  $\Delta \leq 5\sqrt{L}$  和  $\Delta \leq 4\sqrt{L}$ ，《99 桥规》在此基础上有所放宽，顺、横桥向弹性水平位移统一按  $\Delta \leq 5\sqrt{L}$ 。在普通铁路设计时，认为此限制能够满足列车运行的安全、旅客舒适、结构经济、养护方便等要求。但是，随着干线铁路的普遍提速，上述规定已经明显地显示出不足来。《05 桥规》制定时，对国内外相关规定进行了对比分析，详见说明表 5.4.5。

说明表 5.4.5 桥梁墩台横向水平位移限值[ $\delta$ ] (mm)

项目		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‰~2.5‰	曲线半径 R=17500m	水平折角 1.5‰	采用值	曲线半径 R=9500m	水平折角 2‰	采用值	$5\sqrt{L}$	$4\sqrt{L}$
速度 (km/h)		>160	160	260	>220			$120 < V \leq 220$			<140	
桥梁跨度 L (m)	8	4.0	14.0	10.0	0.5	6.0	0.5	0.8	8.0	0.8	14.1	11.3
	10	5.0	17.5	12.5	0.7	7.5	0.7	1.3	10.0	1.3	15.8	12.6
	12	6.0	21.0	15.0	1.0	9.0	1.0	1.9	12.0	1.9	17.3	13.9
	16	8.0	28.0	20.0	1.8	12.0	1.8	3.4	16.0	3.4	20.0	16.0
	20	10.0	35.0	25.0	2.9	15.0	2.9	5.3	20.0	5.3	22.4	17.9
	24	12.0	42.0	30.0	4.1	18.0	4.1	7.6	24.0	7.6	24.5	19.6
	32	16.0	64.0	32.0	7.3	24.0	7.3	13.5	32.0	13.5	28.3	22.6
	40	20.0	80.0	40.0	11.4	30.0	11.4	21.1	40.0	21.1	31.6	25.3
	56	28.0	112.0	56.0	22.4	42.0	22.4	41.3	56.0	41.3	37.4	29.9
	80	40.0	160.0	80.0	45.7	60.0	45.7	84.2	80.0	80.0	44.7	35.8
	96	48.0	192.0	96.0	65.8	72.0	65.8	121.3	96.0	96.0	49.0	39.2

日本规范通过限制活载作用下（不同速度条件下）轨道面的折角以保证墩台刚度，对应于时速 160km/h 水平折角限值为 3.5~4‰，其相应的墩顶位移值均远大于《99 桥规》规定的  $5\sqrt{L}$ 。

德国规范对于 160km/h 及以下速度的桥梁墩台无具体要求,对于大于时速 160km/h 水平折角限制为 1‰。在 32m 以下时基本相当  $3\sqrt{L}$ ; 在 40~56m, 基本相当  $4\sqrt{L}$ , 80~96m 基本相当  $5\sqrt{L}$ , 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。

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), 其对 32m 及以下跨度横向水平位移要求最为严格; 40m 跨度时和德国规范以及我国的  $4\sqrt{L}$  和  $3\sqrt{L}$  的均值相接近; 56m 以上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  $5\sqrt{L}$  和  $4\sqrt{L}$  的限值标准。

《05 桥规》相关条文制定时, 墩柱横向刚度限值采用水平折角的表达形式, 规定“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, 当桥跨小于 40m 时, 不得超过 1.5‰; 当桥跨等于或大于 40m 时, 不得大于 1.0‰”。

对于高速铁路, 满足高速行车时列车安全性和旅客乘车舒适度要求的桥墩台刚度的要求应更高, 桥梁下部结构的横向刚度对车桥耦合振动体系的影响是较为明显的, 尤其是对横向动位移的影响更大, 因此规定水平折角限值统一取 1.0‰。

对于城际铁路, 根据“城际铁路常用跨度简支梁合理结构型式”研究结论, 按设计速度 200 km/h、160 km/h、120 km/h 分级, 并参照上述规范的条文进行制定。

本规范制定时, 参考了上述各标准等级规范的制定依据, 并经整合归纳, 制定出统一按设计时速 200 km/h 公里及以上铁路、设计时速 160 公里及以下铁路两档的梁端水平折角限值标准。

**5.4.6** 对于桥梁基础沉降量给予一定的限制, 是为了保证墩台发生沉降后, 桥头和桥上线路坡度的改变不致影响列车的正常运行, 即使要进行线路高程调整, 其调整工作量不致太大, 不会引起梁上道碴槽边墙改建和桥梁结构加固。现行各标准铁路规范中关于沉降限值的确定主要是基于列车运营安全和舒适要求的不同。

本规范修订时, 归纳、整合了现行客货共线铁路、高速铁路、城际铁路、重载铁路等规范中有砟、无砟轨道梁式桥静定结构墩台基础沉降限值的相关规定。整合时发现, 现行各标准规范中的沉降限值均与设计速度匹配。

#### (1) 高速铁路

本次规范修订，将《高速规范》中沉降限值的规定整合至本条文表 5.4.6-1、5.4.6-2 “设计速度 250km/h 及以上” 一栏中。

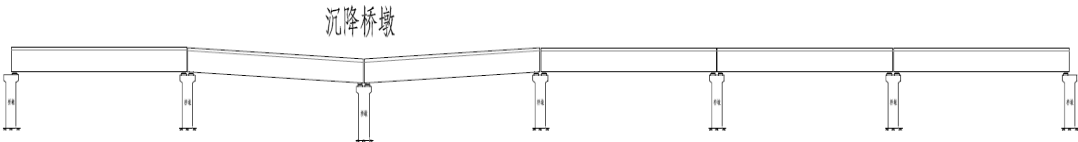
《高速规范》第 7.3.10 条规定：墩台基础的沉降应按恒载计算，其在恒载作用下产生的工后沉降量不应超过表说明表 5.4.6-1 规定的限值。特殊条件下无砟轨道桥梁无法满足沉降限值要求时，可采取预留调整措施的方式满足轨道平顺要求。

说明表 5.4.6-1 静定结构墩台基础工后沉降限值

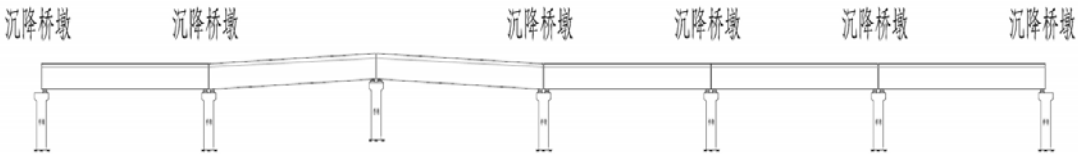
沉降类型	桥上轨道类型	限值
墩台均匀沉降	有砟轨道	30mm
	无砟轨道	20mm
相邻墩台沉降差	有砟轨道	15mm
	无砟轨道	5mm

注：超静定结构相邻墩台沉降量之差除应满足上述规定外尚应根据沉降差对结构产生的附加应力的影响确定。

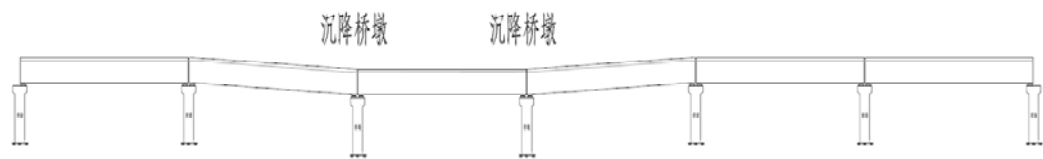
桥梁墩台基础工后沉降限值主要为满足高速列车运营安全和舒适要求。墩台基础不均匀沉降将在墩台位置产生变坡点，即出现明显的折角，直接影响行车的安全和舒适。铁科院在“客运专线铁路墩台基础沉降限值标准研究”中，采用车-桥耦合动力模型，分析不同桥跨（20m、24m、32m 和 40m 等跨布置简支梁）、不同沉降类型（单墩沉降、单墩相对上抬、两相邻墩沉降和两非相邻墩沉降）和不同沉降量（5mm、10mm、15mm、20mm、25mm 和 30mm）对高速行车安全和舒适的影响。



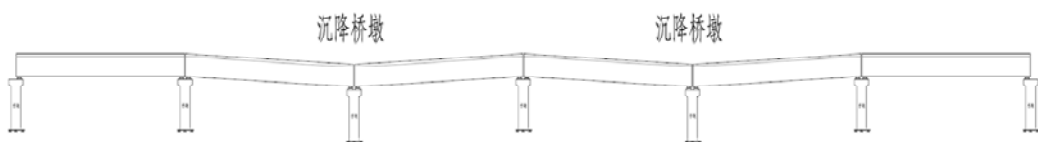
（单墩沉降工况）



（单墩相对上抬工况）



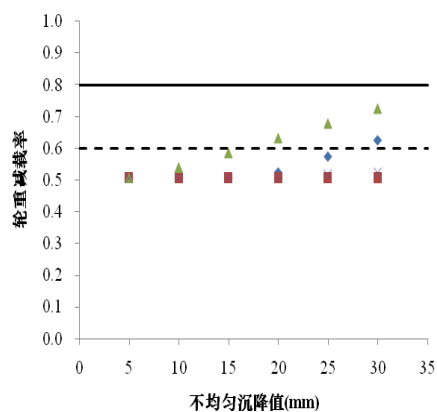
(两相邻墩沉降工况)



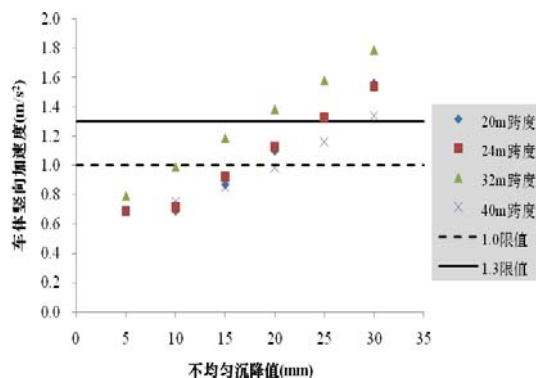
(两非相邻墩沉降工况)

说明图 5.4.6-1 墩台不均匀沉降分析工况

研究分析结果表明：不同沉降限值对于梁体动力效应影响较小，而主要影响车辆动力效应；列车轮重减载率随不均匀沉降值的增大而增大；车体竖向加速度、列车车体平稳性指标除与车体自身动力性能具有一定的关系外，也随不均匀沉降量增加呈增大的趋势。高速列车通过单墩沉降工况时车体动力响应如说明图 5.4.6-2。



(轮重减载率)



(车体竖向加速度)

说明图 5.4.6-2 高速列车通过时车体响应结果

由于墩台基础不均匀沉降限值对行车安全和乘坐舒适具有直接的影响，随着不均匀沉降量值的增加列车安全指标和舒适性指标明显增大。桥梁基础不均匀沉降的影响虽然可以通过扣件或支座高度调整予以消除或减弱，但由于我国高速铁路桥梁比例大的特点，大范围的对于桥梁支座或桥上线路进行调整难度较大，也不符合高速铁路建设中免维修、

少维修的要求。京津城际铁路建设中墩台基础大量实测沉降数据表明，按铁路规范进行基础沉降计算可以基本满足控制精度要求，墩台工后均匀沉降预测值小于 20mm、相邻墩工后沉降量差值小于 5mm，建议规范修编时，墩台基础沉降限值沿用《高速铁路设计规范（试行）》TB10621-2009 的相关规定，特殊条件下，当无砟轨道桥梁不能满足沉降差限值要求时，应设置可调高支座或其它调整措施来满足结构和轨道平顺性要求。

(2) 城际铁路

《城际规范》第 7.3.10 条规定：墩台基础的沉降应按恒载计算，静定结构墩台基础工后沉降量不应大于说明表 5.4.6-2 规定的限值。

说明表 5.4.6-2 静定结构墩台基础工后沉降限值

桥上轨道类型	设计速度	沉降类型	限值
有砟轨道	200km/h	墩台均匀沉降	50mm
		相邻墩台沉降差	20mm
	160km/h 120km/h	墩台均匀沉降	80mm
		相邻墩台沉降差	40mm
无砟轨道	200km/h 160km/h 120km/h	墩台均匀沉降	20mm
		相邻墩台沉降差	10mm

注：超静定结构相邻墩台沉降量之差除应满足上述规定外，尚应考虑沉降差对结构产生的附加应力的影响。

城际铁路有砟轨道墩台基础沉降限值规定，是参照了《高速规范》（试行）、《200 公里客货暂规》以及《05 桥规》的相关规定，经研究后提出静定桥梁墩台工后沉降量限值标准；超静定结构相邻墩台不均匀沉降限值还需考虑对结构产生的附加应力影响。

对于无砟轨道桥梁，铁科院的“客运专线铁路墩台基础沉降限值标准研究”的研究成果表明，200km/m 无砟轨道桥梁均匀沉降 20mm 和不均匀沉降 10mm 限值能满足列车运营安全和乘坐舒适要求。

(3) 客货共线铁路

按客货共线铁路的定义，客货共线铁路按设计速度目标值 200 公里和 160 公里及以下两级分类。设计者采用时可按本条文表 5.4.6-1 中设计速度 200km/h 及以下 160km/h 及以下，以及表 5.4.6-2 中 200km/h 及以下一栏中的数据取值。

对于设计时速 200 公里客货共线铁路梁式桥静定结构，其墩台基础工后沉降量沿用了《新建时速 200 公里新建铁路设计暂行规定》铁建设函【2005】285 号的取值标准。

1998 年制定《新建时速 200 公里新建铁路设计暂行规定》时，推荐桥墩台工后沉降标准和京沪高速一致：对于静定结构，其墩台均匀总沉降量取 50 mm，相邻墩台均匀沉降之差取 20 mm。2005 年修订时沿用了这一标准至今，本次规范修订仍沿用此限值规定。

对于设计时速 160 公里及以下客货共线铁路梁式桥静定结构，其墩台基础工后沉降量则沿用《05 桥规》的相关规定。《05 桥规》修订时，参照《200 公里客货暂规》及高速铁路结构物设计标准中设计行车速度与轨道变位量限制值的关系，同时参考路基专业台后过渡段设置时的沉降要求综合考虑后，提出了有砟桥面墩台均匀总沉降量限定值取 70~80mm 的规定。对于相邻墩台均匀沉降量之差的限定值，则沿用《99 桥规》的取值办法，按不大于墩台均匀沉降量的一半取 35~40mm。

对于明桥面，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砟桥面的一半。

#### （4）重载铁路

重载铁路基础的工后沉降限值沿用了《05 桥规》规定。即按本条文表 3.2.1-1 中设计速度 160km/h 及以下的取值采用。

桥梁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，故规定墩台基础的沉降量仅按恒载计算。由于恒载产生的部分沉降对桥梁标高的影响可在施工过程中进行调整，因此仅规定墩台基础的工后沉降量，该条恒载指结构自重+二期恒载。

对于墩台基础均匀沉降，有砟轨道桥梁沉降限值参考了路基的沉降控制标准。无砟轨道桥梁沉降限值主要依据桥上扣件容许的调整量。对于调高量为 30mm 的扣件，扣除施工误差+6mm/-4mm，仅有 20mm 可用于调整运营期间基础沉降、梁体徐变变形产生的轨道状态变化。无砟轨道桥梁沉降限值参考《客运专线无砟轨道铁路设计指南》的规定，分别按照 20mm 和 10mm 取值。

超静定结构基础的工后沉降限值沿用《99 桥规》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确定，同时，墩台基础沉降计算值不含区域沉降。超静定结构相邻墩台不均匀沉降限值还应考虑对结构产生的附加应力影响。

**5.4.7** 桥跨结构的振动能量传至实体墩台后很快就衰减，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。

**5.4.8** 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。

**5.4.9** 本规范所列各种梁端最小空隙值，是指考虑了施工误差、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  $3 \times 160\text{m}$ ，其最大自由伸缩长度  $480\text{m}$ ，活动端总水平变位  $\Delta_{\text{伸}}=280\text{mm}$ ， $\Delta_{\text{缩}}=169\text{mm}$ 。

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；

$\Delta'_p, \Delta_p$ ——恒载、拱度及坡度作用下节点与铰中心的相对位移；

$\Delta'_k, \Delta_k$ ——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；

$\Delta'_t, \Delta_t$ ——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）；

$\alpha$ ——钢线膨胀系数，0.0000118；

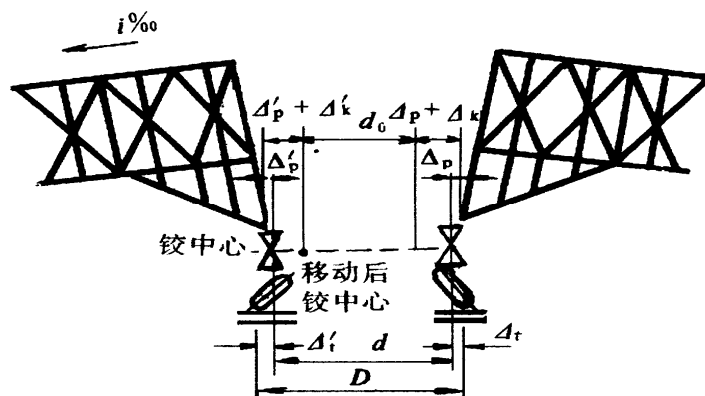
$L$ ——钢梁温度跨度（梁活动端最大自由伸缩长度）。

最大组合距离条件：

① 温度  $t$  (落梁标准温度)  $\sim t_{\min}$

②  $\Delta p'$ 、 $\Delta p$  不变;

③  $\Delta k'$ 、 $\Delta k$  为伸长。



说明图 5.4.9

**5.4.10** 支座局部承压的劈裂作用，使支承垫石产生较大的拉应力。为了防止支承垫石开裂，应设置构造钢筋。为提高支承垫石的局部承压能力，支承垫石边缘至支座底板边缘应保持一定的距离并在局部承压区混凝土内应用钢筋网加强。

对于高速铁路桥梁，由于长钢轨纵向力、制动力、列车动力作用和机车车辆横向摇摆力等动力影响较之普通铁路桥梁加剧，因而对支座的减振消振性能就提出了新的要求。通过合理的支座设计来减少和降低列车荷载作用下引起的桥梁振动，是近年来国内外研究的重要课题。

目前在国内外桥梁上使用的支座类型，已从原来的以钢支座为主转变为以各类橡胶支座为主，一个重要的原因就是橡胶支座不仅弹性好，而且强度和韧性均较高，能满足支座动力和变形等方面的要求，同时价格低廉。

我国“九五”国家重点科技攻关计划专题，“高速铁路线桥结构与技术条件（标准）的研究”的研究内容之一：“高速铁路桥梁减振支座的研究”，搜集分析了国内外高速铁路桥梁支座的设计、开发和使用方面的情况，对高速列车作用下支座动力特性对桥梁动力响应的影响进行了分析。研究结果提出，为满足高速铁路铁路桥梁结构减振性能的要求，桥梁支座还应具备：

(1) 水平纵向剪切刚度较小，能够使上部结构在水平方向得到柔性支承，从而使

结构长周期化，以避免振动的卓越周期，有效的降低结构的振动反应。

(2) 具有足够的横向刚度，在风力或列车横向摇摆作用下，不致使结构产生有害的振动位移，以满足正常使用的要求。

目前，为高速铁路桥梁设计研制的橡胶支座，做了以下几方面的改进：

(1) 盆式橡胶支座的紧箍圈构造材料，由 16Mn 钢改为黄铜、填充聚四氟乙烯或聚甲醛等材料以减少磨耗损伤，保证支座的强度和寿命。

(2) 盆式橡胶支座的单向活动支座改用上部导向构造，有效地避免了上、下支座板的“卡住”现象。

(3) 盆式活动橡胶支座的滑动面选用精轧不锈钢板和加硅酯的纯聚四氟乙烯板，可进一步降低摩擦系数和提高四氟板的磨耗寿命。

(4) 板式橡胶支座在简支梁桥跨两端应设置为一端固定，一端活动，（以往不区分固定与活动，同为半固定半活动支座），这样可以使水平力均匀地分配给桥墩，以减小列车制动时钢轨的附加力。而且在横桥方向应设置横向限位构造，控制在 $\pm 1\text{ mm}$ 以内的间隙。

京津城际铁路采用了高速铁路铁路桥梁调高盆式橡胶支座（TGPG），是针对高速铁路桥梁对轨道平顺性要求高、需要方便快捷地实现调高而研发的一种支座。

对于高速铁路桥梁采用钢支座问题，1976 年国际铁路联盟 776-2R 关于“高速铁路桥梁规程”中指出：高速铁路一般应采用钢支座，橡胶支座只有采取了阻止结构的任意位移可靠措施后才能使用。

秦沈客运专线桥梁支座基本上全部采用了盆式橡胶支座，通过试验列车检验，使用情况正常，但同时橡胶支座的使用年限问题成为一个主要的遗留问题，据有关方面的资料介绍，秦沈客运专线盆式橡胶支座的使用年限为 30 年，而 30 年后在运输繁忙的客运干线上更换支座将成为技术难题。高速铁路桥梁结构设计年限为 100 年，相应采用的桥梁支座在简单维护的条件下应能满足 100 年的使用年限要求，若均采用橡胶支座，在 100 年设计年限内需要几次大面积更换支座，这对于全封闭、全立交条件下，桥梁数量庞大的高速铁路而言显然是非常困难的。

鉴于以上分析，对于高速铁路桥梁来说，对使用年限长、少维护及便于维护的钢支座是非常需要的。目前我国高速铁路钢支座一般在钢梁桥上和大跨度桥梁上使用。如

KTQZ 球型钢支座，其设计竖向承载力由 3000 kN 至 60000 kN 共分 27 级，已在高速铁路连续梁桥和其它大跨度梁桥中使用。

一般的讲，支座容易损坏或丧失其使用性能，因此，在铁路运营期间进行调整或更换是完全可能的。而要做到这一点，应该有能接近支座的辅助设备才行。为便于调整和更换，还需在梁与墩台顶之间有合适的位置和空间，以便顶梁设备操作。所以，本条原则规定，支座构造应易于检查，便于更换。

**5.4.11** 《59 桥规》规定的“支承垫石边缘距支座底板边缘为 0.15~0.20m”是经验数字，顺桥方向因考虑架桥及养护的需要，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。

墩台顶帽的作用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，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。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。

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。在以往的常规设计中被大量采用。近年来，随着铁路桥梁墩台造型的设计要求以及施工工艺水平的提高，高速、城际铁路等桥梁墩台设计时，往往采用流线型顶帽，而不设飞檐。

《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，但是养护部门又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%。

**5.4.13** 空心墩属于壳体结构，其受力与实体墩有所不同，设计中除应检算强度、纵向弯曲稳定等常规计算内容外，还应考虑局部稳定、抗裂性、温差、混凝土收缩、固端干扰的影响。

我国铁路桥梁空心墩壁厚与半径或板宽之比  $t/R$ 、 $t/b$ ，当为圆形时， $t/R$  一般为  $1/3 \sim 1/9$ ；当为矩形、圆端形时， $t/b$  一般为  $1/6 \sim 1/16$ ，经研究，空心墩中段（除墩顶与顶帽过渡段、墩底固端干扰段）的墩壁纵向应力，按悬臂梁计算与按壳体理论计算结果非常接近。因此，空心高墩可按悬臂梁理论计算墩身强度及稳定性。

空心墩的局部稳定与桥墩壁厚与是否设置横隔板有关，空心墩的局部稳定可按板壳空间结构进行分析，按中心受压作用下的弹塑性临界应力计算。经研究，对于  $t/R \leq 10$  的圆形、 $t/b \leq 15$  的矩形混凝土空心墩，以及  $t/R \leq 15$  的圆形、 $t/b \leq 20$  矩形钢筋混凝土空心墩，其局部稳定性不必计算。

混凝土由于导热性能低，在墩周气候发生骤变时，其墩壁内部的温度需要一定时间才能随之变化，空心墩墩壁内外存在较大非线性分布的温差，由于结构物因温度变化产生的变形受到约束，将在墩壁内外产生较大的内约束温度应力，当拉应力较大时，将引起混凝土结构的开裂。目前国内外都是采用基于结构力学的简化方法计算混凝土桥梁的温度应力，我国现行的公路和铁路桥梁设计规范也是采用结构力学计算方法计算日照及寒潮效应下的温度应力，其竖向应力与其他荷载效应下产生的应力叠加，控制墩身的竖向钢筋布置，墩身箍筋布置应满足温度环向应力的受力需要。

空心墩墩身与顶帽和基础连接处，相当于固端的边界条件，对墩壁存在约束效应，因此将产生局部的竖向应力及环向应力，即固端干扰应力。根据混凝土空心墩模型试验以及圆柱薄壳应力的分析结果，在距墩顶及墩墩底实体段一定距离的截面上（ $0.5R \sim 1R$  外），其截面应力符合按悬臂梁模型的结果，而在两端部分应考虑固端干扰应力的影响。对于常规铁路空心墩，采取将固端干扰区采用悬臂梁模型计算的墩身应力按一定系数提高的简化计算方法，计算该段局部应力。由于连接处的应力分布比较复杂，较难作准确的计算，设计时应引起重点关注。设计时在过渡段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  $0.7 \sim 3.4\text{m}$ （不括顶帽厚度），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。

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注钢筋混凝土空心墩拟定的最小壁厚为 0.30m。采用预制拼装空心墩时，其最小壁厚可小于此项规定。参照已建成通车的混凝土空心墩和空心墩模型试验资料，拟定最小壁厚为 0.50m。混凝土空心墩不作墩身截面偏心计算，但为了保证混凝土墩身不产生裂缝，规定混凝土墩身截面除检算压应力外，还应检算拉应力，其最大拉应力不大于混凝土容许拉应力。

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。因混凝土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。

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 0.20m。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。

为了检查、维修空心墩的内部，应在顶帽处设置带门进入洞。检查内壁的设备一般为吊篮、活动梯或固定梯。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。

**5.4.14** 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，因此要求混凝土与片石混凝土灌注的墩台在最高流冰顶面以上 1.0m 至基底应尽量避免设有施工接缝，

当不可避免时，则应采用加强措施（如预埋带钩或带叉的钢筋、角钢、旧钢轨等）。

**5.4.15** 既有线接高的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 0.50m 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。

**5.5.1** 涵洞标准孔径一般按下列条件确定：

（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。

（2）减少孔径类型有利于节约模板，简化施工，加速施工。尤其是对发展装配式、工厂化制造、机械化施工有利。

（3）保留 1.25m 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 1m 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 2m。

**5.5.2** 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 1.25m。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 0.4m（宽）×0.6m（深），排泄流量约  $0.2\text{m}^3/\text{s}$ ，故涵洞孔径可根据具体情况确定。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 1.5m 时，维修养护时基本上可以站立，因而对其长度不加限制。

**5.5.3** 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、垃圾杂物流入，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适当加大。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。

**5.5.4** 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。

**5.5.5** 平原地区等路基地段取消涵洞顶覆土可有效降低路基高度，可节省工程投资。但涵洞顶不可高过路肩。

关于涵洞类型及分节，原铁道部工程管理中心曾提出按德国规范 DIN102 规定“非钢筋混凝土结构仅严格限于主要静力加载结构”，欧洲均采用钢筋混凝土框架箱涵；国外咨询长度可达 20 m 以上，轨下不分节的建议。

德国规范 DIN102 规定“非钢筋混凝土结构仅严格限于主要静力加载结构”，也就是说混凝土和砌体结构不能用于铁路桥涵设计中，显然和中国的国情不符。本规范第 5.5.13 条：“置于非岩石地基上的涵洞，每隔 2~5 m 应设沉降缝一处”的规定，是基于原规范适用于旅客列车设计行车速度小于或等于 160 km/h、普通货车设计行车速度小于或等于 90 km/h（转 8A 货车设计行车速度小于或等于 80 km/h）客货共线标准轨距的新建或改建 I、II 级铁路桥涵的设计；盖板涵、拱涵、圆涵仍在普通铁路涵洞类型上占有较大比例而制定的。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 2~5 m 为宜。

沉降缝设于轨道板下时，涵节的沉降差可能会引起轨道板的开裂，故沉降缝不允许设在轨道板下，而应设于两线之间。涵洞分节长度应根据地基和结构情况确定，一般不可超过 15 m，以避免边墙和底板施工缝处由于混凝土收缩产生较大裂缝。

**5.5.6** 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。

**5.5.7** 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 2m 时，涵洞流水槽面的高程可按本规范条文表 5.5.7 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。



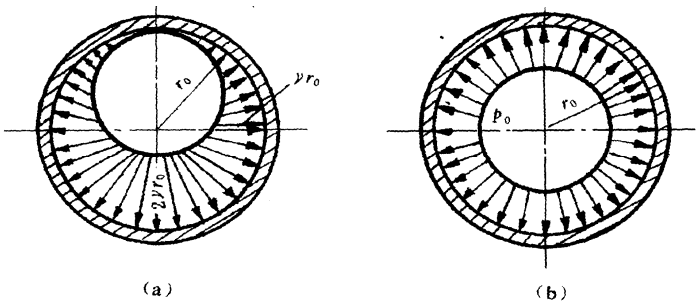
**5.5.8** 采用预制构件时应据运输条件和起重设备能力决定构件尺寸，还需考虑搬运不致损坏，吊装不致变形，因而构件尺寸不宜过小，应具有一定的强度和刚度。

**5.5.9** 涵洞结构按下述几种荷载组合进行分析：

- (1) 结构自重。
  - (2) 竖向和水平土压力。
  - (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 5.5.9（a），图中  $\gamma$  为水的容重）；②均匀内水压力  $p_0$  的作用（说明图 5.5.9（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。



说明图 5.5.9 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。

**5.5.10**

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。

假定①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

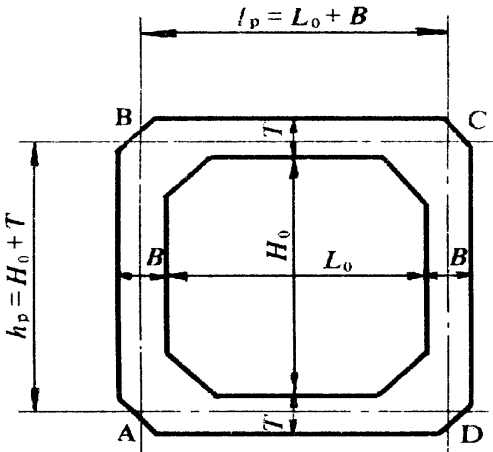
量多，未考虑板有支顶的有利因素。假定②的下端不符合实际情况。假定③比较符合实际，盖板的摩擦力或在构造上直接顶住边墙实际上起着支撑作用，按此图式计算也可以减小边墙截面尺寸。

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。

3 圆形涵洞管节外廓土压力和活载采用椭圆形辐射状分布，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。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小于由于弯矩所做的功，因此可以不计剪力和法向力的影响。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 5.5.10。



说明图 5.5.10 单孔矩形涵洞等截面框架图式

**5.5.11** 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。

**5.5.12** 设计时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，故采用减轻的管节或盖板以节约材料。因此，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。

**5.5.13** 非岩石地基上的涵洞沉降缝的设置，是为避免不均匀沉降或由于竖向受力不均而产生折断情况。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。

**5.5.14** 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。

**5.5.15** 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，必然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 1m。

**5.5.16** 有基涵洞的基础分为整体式与非整体式两种。采用那一种基础，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。

**5.5.17** 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。

无基涵洞应根据本条文中表 5.5.17 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。

**5.5.18** 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。

“拱涵下游冲刷及洞内水力因素试验研究报告”（原铁道部铁道科学研究院等，1964 年 12 月）分别对常用的几种出口铺砌形式进行了水工模型试验，在设计流量作用下，

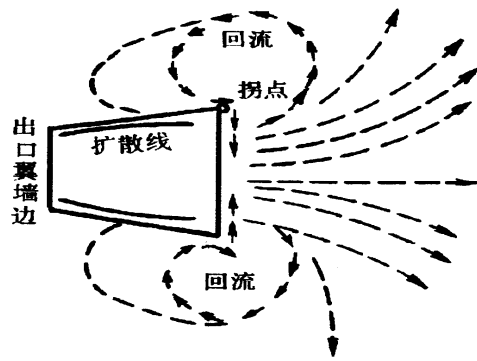
结果如说明表 5.5.18 所示。

说明表 5.5.18 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 $\alpha=20^\circ$ 的等腰梯形	3.15
水充扩散角 $\alpha=30^\circ$ 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  $\alpha=20^\circ$  与  $\alpha=30^\circ$  无显著差别，但圬工量  $30^\circ$  比  $20^\circ$  增大很多，因此确定了  $\alpha=20^\circ$ 。

常用的垂裙形式有两种：一为直 (┐)，一为斜 (┐)。也有无裙 (—)。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 5.5.18），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 5.5.18 无槽冲刷水力现象示意图

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。

**5.5.19** 《05 规范》第 5.4.18 规定：“涵洞基础应计算工后沉降，其工后沉降量不应大于 100 mm。涵洞的工后沉降虽不满足上述要求时，应进行地基处。” 本条文参考《铁路路基设计规范》的相关规定编制而成。

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，路桥过渡段不应大于 100mm，沉降速率不应大于 50 mm/年。涵洞工后沉降不满足上述要求时，应进行地基处理。

本次规范修订专家们认为，近年来各标准等级铁路的工程实践经验表明，对于设置路涵过渡段的涵洞地基基础，按与其两侧路基过渡段相同的地基处理方式，即使路基过渡段与涵洞的工后沉降一致时，能够满足行车的平顺性要求。对于设计标准较低的铁路，没有设置路涵过渡段的涵洞基础，则维持原《05 规范》的规定，满足工后沉降限值不应大于 100mm 的规范要求。

**5.6.1~5.6.3** 《高速铁路桥隧建筑物修理规则》（试行）中第 3.9.1~3.9.3 条对高速铁路顶进框构桥涵的适用范围进行了原则规定。

（1）无砟轨道区段路基禁止框构顶进。

（2）有砟轨道区段有可能破坏地基加固效果的路基地段、各种过渡段，禁止框构顶进。

（3）框构顶进必须严格审批，采取严格、周密的工程措施和施工安全管理措施，防止框构与路基之间过大的不均匀沉降。

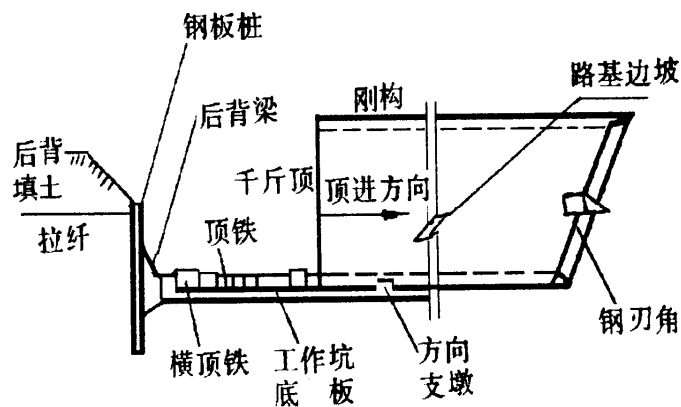
**5.6.4** 在既有线修建涵洞特别是修建立体交叉时，由于行车干扰，施工问题复杂，必须进行方案比较，主要考虑下列问题：规划要求（铁路、公路两方面），现有铁路运输及公路运输情况，交叉处排水出路情况及附近水文地质、工程地质情况，施工方法，拆迁情况，各种障碍物拆迁之可能，在拆迁过程中或以后的影响，立交桥断面形式、净高、净宽要求等。经技术经济比较后，如选择顶进法施工时，由于铁路线路及运输情况，施工技术条件各有不同，大致方法如下：

（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 5.6.4-1。

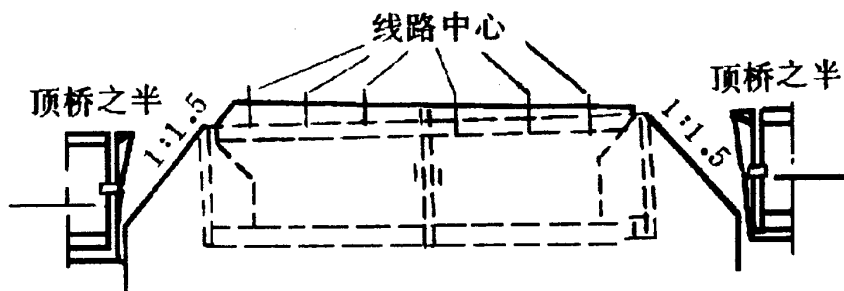


说明图 5.6.4-1

(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二股线路的中间，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 5.6.4-2。



说明图 5.6.4-2 对顶示意图

(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，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

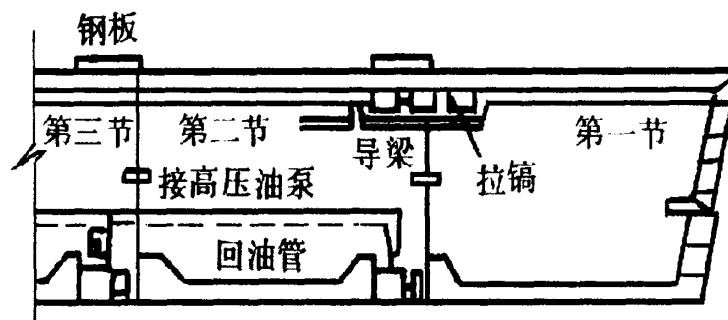
此法系在工作坑内预制钢筋混凝土门式刚构。在门式刚构的中、边墙相应的铁路路基处，按中墙、边墙厚度开槽，为保证路基稳定需将路基开槽部分支撑，并按扩大基础设计、施工。然后，以预行修好的基础和沟槽作为滑道，将刚构顶入。为减小顶力，可将基础顶面或门式刚构之边墙、中墙底部各预埋一钢板，并在其上涂油，顶进就位后将预埋之钢板焊死。

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。

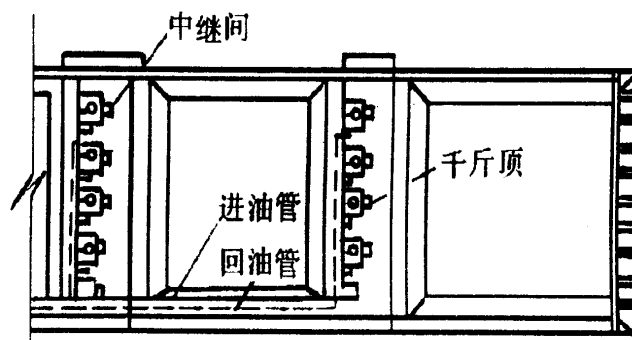
#### (5) 中继间

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 5.6.4-3。



说明图 5.6.4-3 剖面图



说明图 5.6.4-4 中继间设备安装示意图

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。

**5.6.4** 顶进桥涵的设计荷载除按本规范第 4 章的规定外，还有下列特点：

(1) 对刚架式的立交桥，其活载包括列车活载、公路车辆活载及行人荷载。

(2) 顶力指顶进桥涵的施工荷载，也是设计后背的依据。

**5.6.5** 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。

**5.6.6** 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。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（千斤顶的顶块与顶桥底之接触处），布置一块厚度适宜的钢板，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) 顶进部位地基承载力

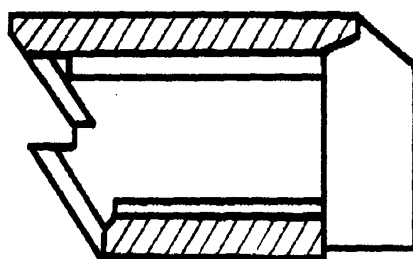
顶桥多为超静定结构，当地基承载力不足时，可能引起不均匀下沉而产生附加应力，因此必须探明地质确定地基的承载力。

### (4) 当斜桥正顶时还应检算抗扭问题

**5.6.7** 顶进桥涵大多数在稳定和多年压实的旧路基中进行，近似计算时其竖向压力可按土柱重计算。

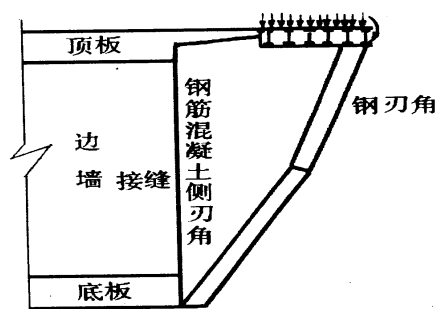
## 5.6.8

(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  $60^\circ$  为宜。当路堤为砂卵石筑成，且高度大于 6m 时，在顶进时为防止塌方，其切土土坡呈  $45^\circ$  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 5.6.8-1。这样将顶桥分成上下两层，也便利挖土。



说明图 5.6.8-1 锯齿形刃角示意图

(2) 为了使刃角部分受力明确，并省去顶桥前方补齐边墙的工序，有的采用了分离式钢筋混凝土刃角，在顶进就位后即行拆除，如说明图 5.6.8-2 所示。



说明图 5.6.8-2

其构造如下：

① 钢筋混凝土刃角可为预制或现灌。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 钢筋混凝土刃角顶面伸出主体结构较长时应铺设临时钢梁。为了减小钢梁跨径，可在顶桥跨径中间设置临时撑架。

④ 为了改善钢筋混凝土侧刃角的侧向受力情况，并防止由于土压力作用引起的侧向变形，必要时可在侧刃角之间加横撑，也可用顶部临时钢梁作为横撑。

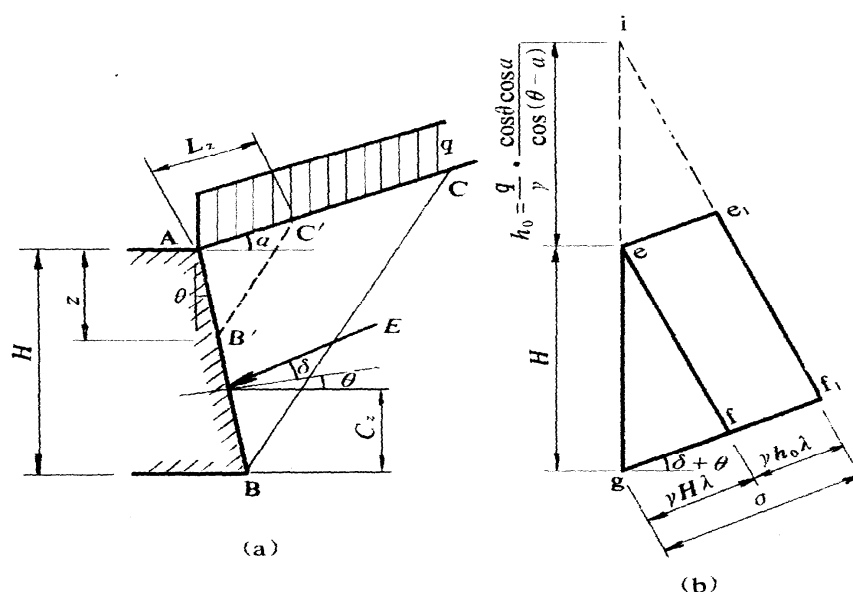
⑤ 顶进过程中，在静载及活载侧向土压力作用下，钢筋混凝土刃角按嵌固在接缝处的悬臂梁检算强度，悬臂梁的计算跨径，可沿刃角高度方向取几个断面进行计算比较，一般以靠近上部的断面内力较大。

**5.6.10** 顶进涵洞顶部是承受列车荷载的受力结构，钢筋密集，设置卷材防水层及保护层可有效防止顶板钢筋锈蚀。沉降缝应设止水带，可防止水渗入基础，引发基础沉降。

**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：

$$\begin{aligned} W_1' &= \frac{1}{2} \gamma \frac{z}{\cos \theta} L_z \sin [90^\circ + (\theta - \alpha)] \\ &= \frac{1}{2} \gamma z L_z \frac{\cos(\theta - \alpha)}{\cos \theta} \end{aligned}$$



说明图 A.0.1 主动土压力计算图

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：

$$W_1' = \frac{1}{2} \gamma_z L_z \frac{\cos(\theta - \alpha)}{\cos \theta} + qL_z \cos \alpha$$

解上式，得到单位重量  $\gamma_q$  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  $E' = E$  代入大家都熟悉的库伦主动土压力公式，即：

$$E' = \frac{1}{2} \gamma H^2 \lambda \quad (\text{说明 A.0.1-1})$$

式中  $E'$  为单位宽度上的主动土压力， $\gamma$  为填料的单位容重， $H$  为填土高度， $\lambda$  为土压力系数，则：

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

得到深度为  $z$  墙背上（包括活载）的单位宽度上的土压力为

$$E = \frac{1}{2} \left[ \gamma + \frac{2q}{z} \cdot \frac{\cos \theta \cos \alpha}{\cos(\theta - \alpha)} - \right] z^2 \lambda$$

$$= \frac{1}{2} \gamma z^2 \lambda + qz \lambda \frac{\cos \theta \cos \alpha}{\cos(\theta - \alpha)} \quad (\text{说明 A.0.1-2})$$

上式中的  $\lambda \cdot \frac{\cos \theta \cos \alpha}{\cos(\theta - \alpha)}$  对于确定的  $\phi$  (土的内摩擦角)、 $\vartheta$  (墙背 AB 与竖直线所成之角)、

$\delta$  (外摩擦角) 以及  $\alpha$  (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  $\sigma_z$  为

$$\sigma_z = \frac{dE}{dz} = \gamma z \lambda + q \lambda \frac{\cos \theta \cos \alpha}{\cos(\theta - \alpha)} \quad (\text{说明 A.0.1-3})$$

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:

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} \frac{\cos \theta \cos \alpha}{\cos(\theta - \alpha)} \quad (\text{说明 A.0.1-4})$$

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:

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \lambda + \gamma H h_0 \lambda \quad (\text{说明 A.0.1-5})$$

$$\sigma = \gamma H \lambda + \gamma h_0 \lambda \quad (\text{说明 A.0.1-6})$$

式中  $E$ ——墙背面单位宽度的主动土压力;

$\sigma$ ——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：

$$\begin{aligned}
 C_z &= \frac{\frac{H}{2} \gamma H \lambda \cos(\delta + \theta) \cdot \frac{H}{3} + H \gamma h_0 \lambda \cos(\delta + \theta) \cdot \frac{H}{2}}{\frac{H}{2} \gamma H \lambda \cos(\delta + \theta) + H h_0 \gamma \lambda \cos(\delta + \theta)} \\
 &= \frac{H}{3} \left( \frac{H + 3 h_0}{H + 2 h_0} \right) \\
 &= \frac{H}{3} \left( 1 + \frac{h_0}{H + 2 h_0} \right) \quad (\text{说明 A.0.1-7})
 \end{aligned}$$

计算总土压力时，其着力点为

$$C_z = \frac{H}{3} \left( 1 + \frac{h_0 B_0}{HB + 2 h_0 B_0} \right) \quad (\text{说明 A.0.1-8})$$

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

$$\sigma_1 = \gamma h' \lambda + \gamma h_0 \lambda \quad (\text{说明 A.0.2-1})$$

$$\sigma_2 = \gamma(h + h') \lambda + \gamma h_0' \lambda \quad (\text{说明 A.0.2-2})$$

式中  $\sigma_1$ ——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；

$\sigma_2$ ——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；

$h_0, h_0'$ ——在计算土层以上所有土层按该计算层的容重换算的高度；

$\gamma$ ——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：

$$\text{因 } dE_p = \sigma_y dz$$

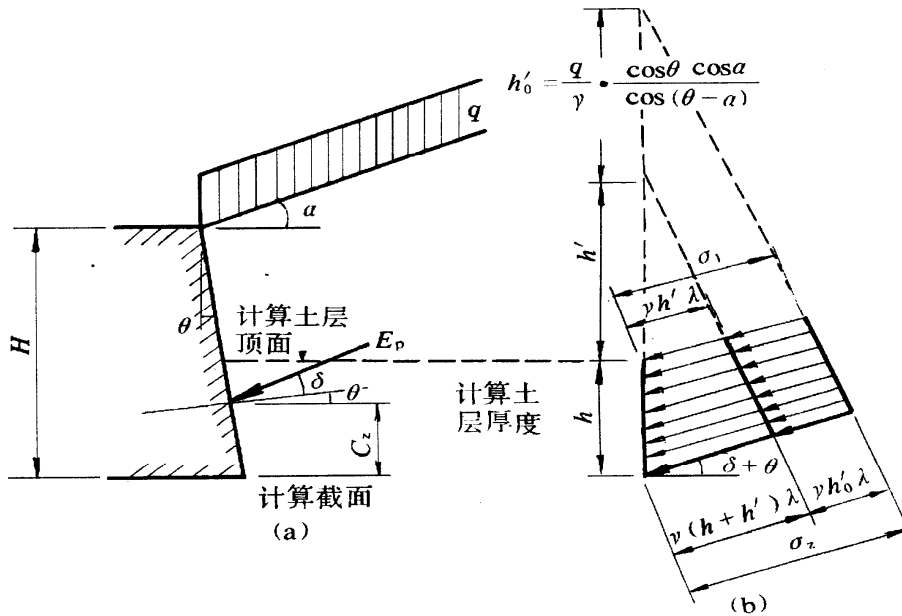
$$\begin{aligned}
E_p &= \int_{h'}^{h'+h} \gamma \lambda z dz + \int_{h'}^{h'+h} q \lambda \frac{\cos \theta \cos \alpha}{\cos(\theta - \alpha)} dz \\
&= \frac{\gamma h}{2} (h^2 + 2h'h) + q \gamma h \frac{\cos \theta \cos \alpha}{\cos(\theta - \alpha)} \\
&= \frac{\gamma h}{2} (h + 2h') \gamma + \gamma h h'_0 \lambda \quad (\text{说明 A.0.2-3})
\end{aligned}$$

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 A.0.1 条说明中所述。首先求得  $\sigma_1$  和  $\sigma_2$  的水平分力

$$\begin{aligned}
\sigma_{1X} &= \sigma_1 \cos(\delta + \theta) \\
\sigma_{2X} &= \sigma_2 \cos(\delta + \theta)
\end{aligned}$$

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图

$$\begin{aligned}
C_z &= \frac{\sigma_{2X} + 2\sigma_{1X}}{3(\sigma_{2X} + \sigma_{1X})} h = \frac{\sigma_2 + 2\sigma_1}{3(\sigma_2 + \sigma_1)} h \\
&= \frac{h}{3} \cdot \frac{\gamma(h+h')\gamma + \gamma h'_0\gamma + 2\gamma h'\gamma + 2\gamma h'_0\lambda}{\gamma(h+h')\lambda + \gamma h'_0\lambda + \gamma h'\lambda + \gamma h'_0\lambda} \\
&= \frac{h}{3} \cdot \frac{h + 3h' + 3h'_0}{h + 2h' + 2h'_0}
\end{aligned}$$

$$= \frac{h}{3} \left( 1 + \frac{h' + h_0^h}{h + 2h' + 2h_0'} \right) \quad (\text{说明 A.0.2-4})$$

计算总土压力时，其着力点为

$$C_z = \frac{h}{3} \left( 1 + \frac{h'B + h_0'B_0}{hB + 2h'B + 2h_0'B_0} \right) \quad (\text{说明 A.0.2-5})$$