

Q/CR

中国铁路总公司企业标准

P

Q/CR 9300—2018

铁路桥涵设计规范(极限状态法)

Code for Design on Railway Bridge and Culvert

(Limit State Method)

2018-06-11 发布

2019-06-11 实施

中国铁路总公司 发布

中国铁路总公司企业标准

铁路桥涵设计规范(极限状态法)

Code for Design on Railway Bridge and Culvert
(Limit State Method)

Q/CR 9300—2018

主编单位:中国铁路设计集团有限公司

批准部门:中国铁路总公司

施行日期:2019 年 6 月 11 日

中国铁道出版社有限公司

2019 年·北 京

中国铁路总公司关于发布 《铁路路基工程设计规范(极限状态法)》 等 4 项建设标准的通知

铁总建设〔2018〕83 号

现发布《铁路路基设计规范(极限状态法)》(Q/CR 9127—2018)、《铁路桥涵设计规范(极限状态法)》(Q/CR 9300—2018)、《铁路隧道设计规范(极限状态法)》(Q/CR 9129—2018)、《铁路轨道设计规范(极限状态法)》(Q/CR 9130—2018)等 4 项建设标准(另发单行本)。为做好 4 项建设标准实施工作,现提出以下要求,请一并抓好落实。

一、中国铁路经济规划研究院组织各编制单位大力开展新标准宣贯工作,常态化组织新标准技术交流,确保新标准实施稳妥过渡。

二、2019 年 6 月 11 日起,初步设计未批复项目均应采用新标准进行结构设计,特殊结构可由设计单位根据实际情况采用容许应力法进行校核。在此期间,各建设单位应组织设计单位等系统学习新标准和《铁路工程结构可靠性设计统一标准(试行)》(Q/CR 9007—2014),加快人员培训和配套软件编制等工作。

三、各单位在执行新标准过程中,要总结经验,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向中国铁路经济规划研究院和编制单位反馈。

以上 4 项建设标准由中国铁路总公司建设管理部负责解释,由中国铁路经济规划研究院、铁道出版社出版发行。前发《铁路路基极限状态法设计暂行规范》(Q/CR 9127—2015)、《铁路桥涵极

限状态法设计暂行规范》(Q/CR 9300—2014)、《铁路隧道极限状态法设计暂行规范》(Q/CR 9129—2015)、《铁路轨道极限状态法设计暂行规范》(Q/CR 9130—2015)等 4 项建设标准同时废止。

中国铁路总公司

2018 年 6 月 11 日

前 言

本规范根据中国铁路总公司“强基达标、提质增效”工作主题，在吸纳大量科研和试设计成果，总结提炼铁路建设运营等方面经验，广泛征求建设、设计、施工、运维等各方意见基础上，对《铁路桥涵极限状态法设计暂行规范》(Q/CR 9300—2014)进行全面修订，进一步提升了铁路桥涵工程结构设计的安全性、先进性、经济性和适用性。

本规范编制内容充分考虑新时代铁路建设发展需要，聚焦“交通强国、铁路先行”，实现铁路建设由规模速度型向质量效益型转变，对推动我国铁路工程结构设计达到世界先进水平、实现铁路工程全寿命周期管理、提高结构设计技术经济性、促进标准国际交流、实现总公司建设标准体系世界领先具有重要作用。

本规范共分 15 章，主要内容包括：总则、术语和符号、桥涵布置、设计作用、正常使用极限状态设计基本限值、钢结构、钢筋混凝土和预应力混凝土结构、钢—混凝土组合结构、混凝土及砌体结构、支座、墩台、涵洞、既有线顶进桥涵、地基和基础、抗震设计，另有 16 个附录。

本规范的主要编制内容如下：

1. 统一了铁路桥涵结构极限状态设计法设计的技术要求，明确了铁路桥涵结构按承载能力极限状态、正常使用极限状态和疲劳极限状态进行设计。
2. 规定了桥涵结构上作用的荷载分类以及不同极限状态设计下的荷载组合方式。
3. 明确了各类结构正常使用极限状态下的变形和刚度限值等。

4. 规定了钢结构设计的材料要求,不同极限状态下的计算原则,以及各种连接和构造的要求。

5. 规定了钢筋混凝土和预应力混凝土结构的材料选用要求,制造、运输和安装阶段的计算方法和相关构造要求。

6. 规定了钢—混凝土结合梁在不同极限状态下的设计计算原则和构造要求。

7. 规定了混凝土和砌体结构的极限状态设计原则、计算方法和构造要求。

8. 明确了支座设计的材料选用、计算方法和构造要求。

9. 规定了涵洞以及既有线顶进桥涵的设计计算原则和构造要求。

10. 提出了不同类型地基和基础的设置要求和计算原则。

11. 对铁路桥梁结构抗震设计和验算提出了原则性要求。

本规范由中国铁路总公司建设管理部负责解释。

在本规范执行过程中,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送中国铁路设计集团有限公司(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有限公司(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。

本规范由中国铁路总公司建设管理部负责解释。

技术总负责人:王同军、卢春房、何华武、王 峰、安国栋、吴朋友。

主编单位:中国铁路设计集团有限公司。

参编单位:中铁工程设计咨询集团有限公司、中铁大桥勘测设计院有限公司、中国铁道科学研究院、中铁第一勘察设计院集团有限公司、中铁二院工程集团有限公司、中铁第四勘察设计院集团有限公司。

主要起草人:孙树礼、苏 伟、王召祜、魏 峰、杨鹏健、高 策、周四思、乔晋飞、杜宝军、周勇政、张 莉、张海荣、孔德艳、高静青、

刘永锋、李 辉、钟建辉、刘汉顺、杜 萍、王志平、陶晓燕、潘永杰、杨少军、雷晓峰、冯亚成、何庭国、田 壮、陈 勇、饶少臣、刘润华。

主要审查人：王哲浩、陈良江、杨彦海、薛吉岗、吴少海、刘晓光、张玉玲、刘 椿、吴延伟、陈克坚、文望青、程慧林、徐升桥、任为东、徐 伟、白升翔、赵君黎、张立青、季文玉。

目 次

1	总 则	1
2	术语和符号	4
2.1	术 语	4
2.2	符 号	9
3	桥涵布置	15
3.1	一般规定	15
3.2	桥涵孔径	16
3.3	桥涵构造	18
3.4	桥头引线及桥上线路	19
3.5	桥面布置及附属设施	20
3.6	维修养护设施	22
3.7	铁路线路交叉跨越桥梁结构设计与安全防护	23
3.8	高架车站桥梁结构	24
3.9	系统接口设计	24
4	设计作用	26
4.1	作用分类和组合	26
4.2	永久作用	33
4.3	可变作用	38
4.4	偶然作用	51
4.5	长钢轨作用	53
4.6	地震作用	55
5	正常使用极限状态设计基本限值	56
5.1	一般规定	56

5.2	梁桥和拱桥	56
5.3	墩台和基础	61
6	钢 结 构	66
6.1	一般规定	66
6.2	材 料	66
6.3	计算基本原则	71
6.4	承载能力极限状态计算	86
6.5	正常使用极限状态计算	93
6.6	疲劳极限状态计算	93
6.7	连接计算	112
6.8	构 造	114
7	钢筋混凝土和预应力混凝土结构	123
7.1	一般规定	123
7.2	材 料	124
7.3	计算基本原则	131
7.4	承载能力极限状态计算	138
7.5	正常使用极限状态计算	167
7.6	疲劳极限状态计算	195
7.7	制造、运输及安装阶段计算	197
7.8	构 造	203
8	钢—混凝土组合结构	213
8.1	一般规定	213
8.2	材 料	214
8.3	计算基本原则	215
8.4	承载能力极限状态计算	222
8.5	正常使用极限状态计算	226
8.6	抗剪连接件及桥面板纵向抗剪计算	235

8.7	疲劳极限状态计算	239
8.8	构 造	240
9	混凝土及砌体结构	243
9.1	一般规定	243
9.2	材 料	244
9.3	计算基本原则	245
9.4	承载能力极限状态计算	246
9.5	正常使用极限状态计算	252
9.6	构 造	254
10	支 座	256
10.1	一般规定	256
10.2	材 料	257
10.3	计 算	261
10.4	构 造	265
11	墩 台	267
11.1	一般规定	267
11.2	计 算	267
11.3	构 造	268
12	涵 洞	271
12.1	一般规定	271
12.2	计 算	272
12.3	构 造	273
13	既有线顶进桥涵	275
13.1	一般规定	275
13.2	计 算	275
13.3	构 造	277

14	地基和基础	278
14.1	一般规定	278
14.2	基础稳定和基础沉降	280
14.3	地基承载力	282
14.4	明挖基础	290
14.5	桩基础	293
14.6	沉井基础	304
14.7	挖井基础	309
14.8	湿陷性黄土地基	310
14.9	软土地基	314
14.10	多年冻土地基	315
14.11	岩溶地区地基	319
14.12	改建既有线、增建第二线的桥涵基础	320
15	抗震设计	322
15.1	一般规定	322
15.2	抗震验算	325
15.3	墩台和支座	329
15.4	抗震措施	329
附录 A	土压力计算	332
附录 B	铁路列车荷载效应比频谱	336
附录 C	全国基本风压分布图及风荷载设计参数	344
附录 D	混凝土结构温度作用计算方法	350
附录 E	铁路桥梁用钢主要技术指标	352
附录 F	横梁面内闭合框架在横梁受竖向荷载时的结点 弯矩计算	355
附录 G	预应力混凝土结构体系转换后弯矩重分布的 计算	357

附录 H 后张法预应力混凝土梁预应力筋反向摩阻计算…… 361

附录 J 预应力混凝土受弯构件消压后开裂截面应力
计算 363

附录 K 土和岩石的工程分类及其性质划分 366

附录 L 墩台基础考虑土的弹性抗力的计算 384

附录 M 桥涵地基总沉降量的计算 418

附录 N 桥涵桩基当作实体基础的检算 423

附录 P 桥涵基底下卧土层附加应力系数 α 424

附录 Q 台后路基对桥台基底附加竖向压应力计算 428

附录 R 严寒及多年冻土地区桥涵基础切向冻胀计算 430

本规范用词说明 433

1 总 则

1.0.1 为统一铁路桥涵结构极限状态设计法技术标准,使铁路桥涵结构设计符合安全适用、技术先进、经济合理的要求,制定本规范。

1.0.2 本规范适用于新建和改建标准轨距的铁路桥涵设计。

1.0.3 本规范适用于跨度不大于 168 m 钢梁,跨度不大于 128 m 混凝土梁及墩高不大于 50 m 的铁路桥梁。

1.0.4 铁路桥涵主体结构的设计使用年限应为 100 年。

1.0.5 铁路桥涵结构应按承载能力极限状态、正常使用极限状态和疲劳极限状态进行设计或检算。

1.0.6 铁路桥涵设计应区分下列设计状况:

1 持久设计状况,适用于结构使用时的正常情况,应考虑在设计基准期内承受的永久作用、列车作用、土压力、风、温度等相对持续时间长的作用。

2 短暂设计状况,适用于结构施工、运营、维修时承受的临时性短暂荷载情况,应考虑恒载、施工人员和施工机具、运架设备等作用。

3 偶然设计状况,适用于结构使用的异常情况,应考虑火灾、撞击、脱轨、断轨、落石冲击等作用。

4 地震设计状况,适用于结构遭受地震时的情况,应考虑结构在地震作用下的受力和结构验算。

1.0.7 铁路桥涵结构设计时,应根据结构破坏可能产生后果的严重程度采用不同的安全等级。安全等级的划分应符合表 1.0.7 的规定。

表 1.0.7 铁路桥涵结构的安全等级

安全等级	桥涵结构
一级	跨越大江、大河、山区深谷,且技术复杂、修复困难的特殊结构桥梁或重要桥梁
二级	一般特大桥、大桥、中桥、小桥,涵洞
三级	其他附属结构或构件

注:1 对于有特殊要求的铁路桥涵结构,其设计安全等级可根据具体情况研究确定。

2 同一桥涵结构构件的安全等级宜与整体结构相同,有特殊要求时可作部分调整。

1.0.8 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。

1.0.9 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。

1.0.10 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。

1.0.11 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。

1.0.12 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。

1.0.13 桥涵设计洪水频率和检算洪水频率应符合表 1.0.13 的规定。

表 1.0.13 桥涵洪水频率标准

设计洪水频率		检算洪水频率
桥梁	涵洞	技术复杂、修复困难的桥梁或重要的桥梁
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,若水库校核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。

1.0.14 桥涵的建筑限界应符合现行相关标准的规定。

1.0.15 桥涵应按《铁路安全管理条例》的有关规定,进行安全警示、保护标志,防护设施的设计。

1.0.16 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。

1.0.17 桥涵设计除应符合本规范规定外,尚应符合国家及中国铁路总公司现行相关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 可靠性 reliability

结构在规定的时间内,在规定的条件下,完成预定功能的能力。

2.1.2 可靠度 degree of reliability

结构在规定的时间内,在规定的条件下,完成预定功能的概率。

2.1.3 设计基准期 design reference period

确定可变作用等的取值而选用的时间参数。

2.1.4 设计使用年限 design working life

正常使用和维护条件下,设计规定的结构或构件不需进行大修即可按预定目的使用的年限。

2.1.5 安全等级 safety classes

根据工程结构破坏所产生后果的严重性划分的具有不同可靠度设置水平的设计等级。

2.1.6 结构重要性系数 importance factor of structure

根据结构安全等级所规定的对作用效应附加的调整系数。

2.1.7 极限状态 limit state

结构或构件超过某一特定状态就不能满足设计规定的某一功能要求的状态。

2.1.8 承载能力极限状态 ultimate limit state

结构或构件达到最大承载力或产生不适于继续承载的过大变形的状态。

2.1.9 正常使用极限状态 serviceability limit state

结构或构件达到正常使用或耐久性能的某项规定限值的状态。

2.1.10 疲劳极限状态 fatigue limit state

重复荷载作用导致结构或构件失效,不适于继续承载的极限状态。

2.1.11 设计状况 design situation

代表一定时段内实际情况的一组设计条件。

2.1.12 持久设计状况 persistent design situation

在结构使用过程中一定出现,且持续期很长的设计状况,其持续期一般与设计使用年限为同一数量级。

2.1.13 短暂设计状况 transient design situation

在结构施工和使用过程中出现概率较大,而与设计使用年限相比,其持续期很短的设计状况。

2.1.14 偶然设计状况 accidental design situation

在结构使用过程中出现概率很小,且持续期很短的设计状况。

2.1.15 地震设计状况 seismic design situation

结构遭受地震时的设计状况。

2.1.16 作用 action

施加在结构上的集中力或分布力(直接作用,也称为荷载),或引起结构外加变形或约束变形的原因(间接作用)。

2.1.17 永久作用 permanent action

在设计基准期内始终存在且其量值变化与平均值相比可以忽略不计的作用,或其变化是单调的并趋于某个限值的作用。

2.1.18 可变作用 variable action

在设计基准期内其量值随时间而变化,且变化值与平均值相比不可忽略不计的作用。

2.1.19 偶然作用 accidental action

在设计基准期内不一定出现,而一旦出现其量值很大,且持续

时间很短的作用。

2.1.20 地震作用 seismic action

地震对结构所产生的作用。

2.1.21 作用效应 effect of actions

作用引起的结构或构件的反应。

2.1.22 主导可变作用 leading variable action

在同一作用组合中,作用效应设计值最不利情况下起控制作用的可变作用。

2.1.23 作用的标准值 characteristic value of an action

作用的特征值或名义值,可根据对观测数据的统计、作用的自然界限或工程经验确定。

2.1.24 可变作用的组合值 combination value of a variable action

在设计基准期内,使组合后的作用效应的超越概率与该作用单独出现时其标准值作用效应的超越概率趋于一致的作用值;或组合后使结构具有规定可靠指标的作用值。可通过组合值系数对作用标准值的折减来表示。

2.1.25 可变作用的频遇值 frequent value of a variable action

在设计基准期内被超越的总时间占设计基准期的比率较小的作用值;或被超越的频率限制在规定频率内的作用值。可通过频遇值系数对作用标准值的折减来表示。

2.1.26 可变作用的准永久值 quasi-permanent value of a variable action

在设计基准期内被超越的总时间占设计基准期的比率较大的作用值。可通过准永久值系数对作用标准值的折减来表示。

2.1.27 作用的代表值 representative value of an action

极限状态设计所采用的作用值,它可以是作用的标准值、组合值、频遇值和准永久值。

2.1.28 作用的设计值 design value of an action

作用代表值与作用分项系数的乘积。

2.1.29 作用组合(荷载组合) combination of actions (load combination)

结构或构件设计时,预计可能同时出现的几种不同作用(效应)的集合。

2.1.30 分项系数 partial safety factor

为保证所设计的结构具有规定的可靠度而在设计表达式中采用的系数,分作用分项系数和抗力分项系数两类。

2.1.31 抗力 resistance

结构或构件承受作用效应的能力。

2.1.32 材料性能的标准值 characteristic value of a material property

符合规定质量的材料性能概率分布的某一分位值或材料性能的名义值。

2.1.33 材料性能的设计值 design value of a material property

材料性能的标准值除以材料性能分项系数所得的值。

2.1.34 阵风分布系数 distributed coefficient of instantaneous wind

指在一般地貌情况下,作用于桥梁上任意点的瞬时最大风压与基本风压的比值,以考虑瞬时脉动风对桥梁的不利影响。

2.1.35 工后沉降 settlement after construction

结构竣工铺轨后产生的沉降量。

2.1.36 温度跨度 temperature span length

对结构而言,是指连续结构的某一考察点至温度变形零点的距离;对长钢轨作用而言,是指桥墩上两相邻固定支座间的距离(含简支梁),或与桥台毗邻的桥墩固定支座至桥台挡砟墙间的距离。

2.1.37 标准荷载效应比频谱 effect ration spectrum of standard load

表示桥梁跨度、疲劳列车荷载(静)效应与标准荷载(静)效应

比值和频次关系的图表或曲线。

2.1.38 疲劳荷载谱 fatigue load spectrum

反映结构设计使用年限内在指定列车运量条件下,在列车疲劳荷载作用下材料或连接的作用效应和频次的关系,可用表格或直方图表达。

2.1.39 等效等幅重复应力法 equivalent constant amplitude stress range method

结构或构件在疲劳检算中,根据线性累积损伤法则或其他适当方法,将变幅重复应力转换为等幅重复应力进行设计的方法。

2.1.40 极限损伤度法 design method based on damage accumulation

结构或构件在疲劳检算中,根据线性损伤理论,将累积损伤度作为检算内容的设计方法。

2.1.41 抗震设防烈度 seismic fortification intensity

按国家规定的权限批准作为一个地区抗震设防依据的地震烈度。

2.1.42 地震动峰值加速度 seismic peak ground acceleration

与地震动加速度反应谱最大值相应的水平加速度。

2.1.43 多遇地震 low-level earthquake

地震重现期为 50 年的地震动。

2.1.44 设计地震 design earthquake

地震重现期为 475 年的地震动。

2.1.45 罕遇地震 high-level earthquake

地震重现期为 2450 年的地震动。

2.1.46 场地 site

工程所在地,具有相似的反应谱特征。

2.1.47 特大桥 super major bridge

桥长 500 m 以上的桥梁。

2.1.48 大桥 major bridge

桥长 100 m~500 m 的桥梁。

2.1.49 中桥 medium bridge

桥长 20 m~100 m 的桥梁。

2.1.50 小桥 minor bridge

桥长 20 m 及以下的桥梁。

2.2 符 号

2.2.1 作用及作用组合有关符号

G_1 ——结构自重

G_2 ——结构附加重力

P ——预加力

F_{cs} ——混凝土收缩作用

F_{cc} ——混凝土徐变作用

F_s ——不均匀沉降作用

F_e ——土压力

F_{wf} ——静水压力及浮力

Q_1 ——列车荷载

$1+\mu$ ——动力系数

F_c ——列车离心力

F_{lo} ——列车横向摇摆力

F_{qe} ——列车荷载引起的土压力

F_{rd} ——挠曲力

F_p ——人行荷载

F_b ——列车制动力或牵引力

F_w ——风荷载

W_0 ——基本风压值

F_t ——温度作用

F_{re} ——伸缩力

F_f ——支座摩阻力

F_{rw} ——流水压力

F_{sw} ——波浪力
 F_i ——冰压力
 F_{fh} ——冻胀力
 F_{cs} ——施工荷载
 F_{lr} ——列车脱轨荷载
 F_{sc} ——船舶或排筏撞击力
 F_{ci} ——汽车撞击力
 F_{rb} ——断轨力
 E ——地震作用
 S_d ——作用组合的效应设计值
 γ_0 ——结构重要性系数
 γ_{Gi} ——第 i 个永久作用的分项系数
 G_{ik} ——第 i 个永久作用的标准值
 γ_{Q1} ——主导可变作用的分项系数
 Q_{1k} ——主导可变作用的标准值
 γ_{Qj} ——第 j 个可变作用的分项系数
 ψ_{cj} ——第 j 个可变作用的组合值系数
 Q_{jk} ——第 j 个可变作用的标准值
 A_d ——偶然作用的设计值
 A_{Ek} ——地震作用的标准值
 ψ_{fl} ——主导可变作用的频遇值系数
 ψ_{jq} ——第 j 个可变作用的准永久值系数

2.2.2 钢结构

A ——截面面积
 A_g ——毛截面面积
 A_n ——净截面面积
 E_s ——钢材弹性模量
 f_{ak}, f_{ad} ——钢材的抗拉、抗压、抗弯强度标准值和设计值
 f_{avk}, f_{avd} ——钢材的抗剪强度标准值和设计值

$f_{a,cek}, f_{a,ced}$ ——钢材的端面承压强度标准值和设计值
 $f_{td}^w, f_{vd}^w, f_{cd}^w$ ——对接焊缝的抗拉、抗剪、抗压强度设计值
 G_a ——钢材的剪切模量
 M_d ——弯矩设计值
 N_d ——轴向力设计值
 V_d ——剪力设计值
 $N_{td}^b, N_{vd}^b, N_{cd}^b$ ——每个螺栓的受拉、受剪和承压承载力设计值
 P_d ——高强度螺栓有效预紧力
 I ——截面惯性矩
 I_g ——毛截面惯性矩
 W ——截面抵抗矩
 W_g ——毛截面抵抗矩
 ν_a ——钢材泊松比
 γ_x ——抗力调整系数
 φ ——稳定系数
 φ_1 ——轴心受压稳定系数
 φ_2 ——杆件只在一个主平面受弯曲时的稳定系数
 λ ——杆件在弯矩作用平面内的长细比
 γ_{fat} ——疲劳荷载分项系数
 γ_m ——材料强度分项系数(或抗力分项系数)
 $\Delta\sigma_c$ ——标准荷载计算应力变程
 $\Delta\sigma_o$ ——构造细节 2×10^6 循环次数的疲劳强度
 $\Delta\sigma_e$ ——疲劳荷载效应的等幅重复应力变程

2.2.3 钢筋混凝土和预应力混凝土结构

A ——构件截面面积
 B ——受弯构件的截面刚度
 $C60$ ——表示立方体强度标准值为 60 MPa 的混凝土强度等级
 E_c ——混凝土弹性模量

- E_s ——钢筋弹性模量
- f_{ck}, f_{cd} ——混凝土轴心抗压强度标准值、设计值
- f_{ctk}, f_{ctd} ——混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值
- $f_{cu,k}$ ——混凝土立方体抗压强度标准值,为按照标准方法制作养护的边长为 150 mm 立方体试件在 28 d 龄期,用标准试验方法测得的具有 95%保证率的抗压强度
- f_{ptd}, f_{pcd} ——预应力钢筋抗拉、抗压强度设计值
- f_{std}, f_{scd} ——普通钢筋抗拉、抗压强度设计值
- f_{stk}, f_{ptk} ——普通钢筋、预应力钢筋抗拉强度标准值
- $\Delta f_{pfd}, \Delta f_{sfd}$ ——预应力筋、非预应力筋的疲劳强度设计值
- G_c ——混凝土剪变模量
- I ——截面惯性矩
- M_d ——弯矩设计值
- N_d ——轴向力设计值
- N_p ——预加力
- V_d ——剪力设计值、竖向力设计值
- W ——截面受拉边缘的抵抗矩
- φ ——稳定系数
- η ——偏心距增大系数
- w_{fk} ——特征裂缝宽度
- ν_c ——混凝土泊松比
- λ ——预应力度
- σ_{cf} ——混凝土结构检算部位由永久作用标准值和列车荷载标准值(包括冲击力、离心力)作用下引起的混凝土应力
- $\Delta\sigma_p, \Delta\sigma_s$ ——混凝土结构检算部位由标准列车荷载计入运营动力系数和离心力的作用下引起的预应力钢筋、普通钢筋的应力幅

2.2.4 混凝土及砌体结构

MU ——石料强度等级的代号

e ——构件检算截面处的合力偏心距

S ——沿截面重心与合力作用点的连线上量取,自截面重心至该连线与截面外包轮廓线的交点距离

N_{cr} ——构件顺截面回转半径较小方向的弯曲(屈曲)临界荷载

2.2.5 支座

f_{ard} ——支座钢材径向受压强度设计值

f_{atd} ——支座钢材线接触强度设计值

F_{sd} ——支座水平力设计值

R_{vd} ——支座竖向力设计值

2.2.6 涵洞

q_1 ——路基填方及列车荷载引起的竖向压力

q_2 ——路基填方及列车荷载引起的水平压力

r ——圆形管节的平均半径

2.2.7 地基基础

K_0 ——基础的倾覆稳定系数

K_c ——基础的滑动稳定系数

f_{at} ——地基承载力标准值

f_a ——修正后的地基承载力标准值

f_{sd} ——地基承载力设计值

f_{ik} ——桩周土的摩阻力标准值

q_k ——桩端处土的承载力标准值

C_u ——土的不排水剪切强度

E_s ——土的压缩模量

2.2.8 抗震设计

T_g ——场地的特征周期

A_g ——设计地震动峰值加速度

- a ——水平地震基本加速度
 M_0 ——桥墩基顶截面弯矩
 $M_{\max}$ ——桥墩在罕遇地震下线性响应的最大弯矩
 F_{iwE} ——作用于水中桥墩 i 点处单位墩高的水平地震动水压力
 V_0 ——桥墩基顶截面剪力
 R_a ——桥梁支座的反力
 η ——水平地震作用修正系数
 η_i ——水平地震作用沿高度的增大系数
 β ——动力系数(加速度反应谱放大系数)
 f ——滑动摩擦系数
 ψ_1 ——液化土的力学指标的折减系数

3 桥涵布置

3.1 一般规定

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° ,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 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	≤1.2	无滩	山前区	稳定河段	≤1.4	—
	开阔区	≤1.4	有滩		变迁性河段	按地区经验确定	—
平原区		≤1.4	—				

注:宽浅河流平均水深小于或等于 1.0 m 时,容许冲刷系数按地区经验确定。

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(m)

桥的部位		高出设计洪水频率水位 加 Δh 后的最小高度	高出检算洪水频率水位 加 Δh 后的最小高度
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”指相应于本规范表 1.0.13 中的设计(或检算)洪水频率的水位;“ Δh ”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 Δh 后的水位淹没,但此水位不应超过矢高之半,且距拱顶的净高亦不应少于 1.0 m。

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 5 m 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(m)

涵洞结构净高 H	圆涵	拱涵	矩形涵
≤ 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,除满足通航、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至少比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高出 0.50 m。小桥涵路肩高程应至少比设计洪水频率水位加壅水高之和高出 0.50 m。

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 0.75 m。

2 锥体坡面距支承垫石顶面后缘不小于 0.30 m。

3 锥体坡脚浸水时,锥体顺桥台坡脚不宜伸出台前缘。

4 锥体顺线路方向的坡度应按不大于表 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

设防烈度 填土高度(m)	≤7 度	8 度	9 度
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 0.25 m。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 0.25 m,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。跨度大于 40 m 或桥长大于 100 m 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 2.2 m。

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 1.0 m。

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 50 m 的有砟桥面及无砟无枕桥梁;桥长大于 20 m 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(m)

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
高速铁路	有砟轨道桥面	3.75
	无砟轨道桥面	3.45
城际铁路	有砟轨道桥面	3.25
	无砟轨道桥面	3.0
设计时速 200 km 客货共线铁路	—	3.25
设计时速 160 km 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 km 客货共线铁路桥上可不设避车台。

2 对于设计时速 160 km 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 3.25 m 时,单线桥应在两侧人行道上按间隔 30 m 左右交错设置避车台,双线及多线桥应在每一侧各相距 30 m 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 3.75 m。

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 桥涵结构的检查设施应符合下列规定：

1 高速铁路、城际铁路墩台顶至地面高度大于 6 m，客货共线、重载铁路墩台顶至地面高度大于 4 m，或桥下经常有水的桥梁，当不具备其他检修条件时，墩台顶应设置围栏、吊篮；当没有其他方式到达墩台顶时，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 3.0 m 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 3 km 时，结合地面道路条件，每隔 3 km（单侧 6 km）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	桥头设置一个
60~120	桥两头各设置一个
120 及以上	除桥两头各设置一个外,并每隔约 60 m 交错设置一个

注:桥梁全长指两桥台尾之间的长度。

3.6.6 全长大于 500 m 的钢梁桥和多线并行总长大于 500 m 的钢梁桥,应在桥上安装风管、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设计与安全防护

3.7.1 铁路与铁路、铁路与公路交叉跨越时,应满足下列要求:

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符合公(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。采用其他结构形式时,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;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。

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 设计作用

4.1 作用分类和组合

4.1.1 桥涵结构上的作用可分为永久作用、可变作用、偶然作用和地震作用四类,规定于表 4.1.1。

表 4.1.1 作用分类、名称及符号

序号	作用分类		作用名称及符号
1	永久作用		结构自重 G_1
2			结构附加重力(线路设备自重及人行道自重等) G_2
3			预加力 P
4			混凝土收缩作用 F_{cs} 和徐变作用 F_{cc}
5			不均匀沉降作用 F_s
6			土压力 F_e
7			静水压力及浮力 F_{wf}
8	可变作用	基本可变作用	列车荷载 Q_1
9			公路(城市道路)荷载 Q_2
10			列车竖向冲击力 μQ_1
11			列车离心力 F_c
12			列车横向摇摆力 F_{lo}
13			列车荷载引起的土压力 F_{qe}
14			挠曲力 F_{rd}
15			人行荷载 F_p
16			气动力 q

续表4.1.1

序号	作用分类		作用名称及符号
17	可变作用	其他可变作用	列车制动力或牵引力 F_b
18			风荷载 F_w
19			温度作用 F_t
20			伸缩力 F_{re}
21			支座摩阻力 F_f
22			流水压力 F_{rw}
23			波浪力 F_{sw}
24			冰压力 F_i
25			冻胀力 F_{fh}
26			施工荷载 F_{cs}
27	偶然作用		列车脱轨荷载 F_{lr}
28			断轨力 F_{rb}
29			船舶或排筏撞击力 F_{sc}
30			汽车撞击力 F_{ci}
31	地震作用		地震作用 E

注:伸缩力、挠曲力、断轨力统称为长钢轨作用。

4.1.2 桥梁设计时,对不同的作用应按下列规定采用不同的代表值:

1 永久作用的代表值为其标准值。永久作用标准值可根据统计、计算,并结合工程经验综合分析确定。

2 可变作用的代表值包括标准值、组合值、频遇值和准永久值。组合值、频遇值和准永久值可通过可变作用的标准值分别乘以组合值系数 ψ_c 、频遇值系数 ψ_f 和准永久值系数 ψ_q 来确定。

3 偶然作用取其设计值作为代表值,可根据历史记载、现场观测和试验,并结合工程经验综合分析确定,也可根据有关标准的

专门规定确定。

4 地震作用的代表值为其标准值。地震作用的标准值按现行《铁路工程抗震设计规范》GB 50111 计算(不乘重要性系数 C_i)。

4.1.3 桥涵结构设计应考虑结构上可能同时出现的作用,按承载能力极限状态、正常使用极限状态和疲劳极限状态分别进行作用组合,并按下列原则取其最不利组合效应进行设计:

1 桥梁设计时,只考虑永久作用、基本可变作用与一个方向(顺桥或横桥方向)的其他可变作用进行组合。

2 构件的主要用途为承受某种其他可变作用时,该其他可变作用应按主导可变作用考虑。

3 同时承受多线列车荷载的桥梁,其列车荷载的组合见本规范第 4.3.2 条的规定。

4 列车制动力或牵引力与离心力、列车竖向动力作用的组合见本规范第 4.3.15 条的规定。

5 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。

6 人行荷载见本规范第 4.3.13 条的规定。

7 长钢轨伸缩力、挠曲力、断轨力及其与制动力或牵引力等的组合见本规范第 4.5.1 条的规定。

8 船只或排筏的撞击力、汽车撞击力以及长钢轨断轨力,只计算其中的一种与永久作用和基本可变作用的组合,而不考虑与其他可变作用组合。

9 列车脱轨荷载只与永久作用相组合,不与可变作用组合。

10 地震作用与其他作用的组合见本规范第 15 章及国家现行《铁路工程抗震设计规范》GB 50111 的规定。

11 公路、轨道交通等作用应参照本规范第 4.1.9 条及相关标准的规定。

4.1.4 桥涵结构按承载能力极限状态设计时,对持久设计状况和短暂设计状况应采用作用的基本组合,对偶然设计状况应采用作

用的偶然组合,对地震设计状况应采用作用的地震组合,并应符合下列规定:

1 基本组合

1)作用基本组合的效应设计值可按下式计算:

$$S_d = \gamma_0 S \left(\sum_{i=1}^n \gamma_{Gi} G_{ik} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \gamma_{Qj} \psi_{cj} Q_{jk} \right) \quad (4.1.4-1)$$

式中 S_d ——作用组合的效应设计值;

γ_0 ——结构重要性系数,按本规范表 1.0.7 规定的结构设计安全等级采用,对应于安全等级一级、二级和三级分别取: ≥ 1.1 、1.0 和 0.9;进行施工阶段各项检算时,结构重要性系数均取 1.0;

$S(\)$ ——作用组合的效应函数,其中“ Σ ”和“+”表示线性组合;

γ_{Gi} ——第 i 个永久作用的分项系数,应按表 4.1.4 的规定取用;

G_{ik} ——第 i 个永久作用的标准值;

γ_{Q1} ——主导可变作用的分项系数,应按表 4.1.4 的规定取用;

Q_{1k} ——主导可变作用的标准值;

γ_{Qj} ——第 j 个可变作用的分项系数,应按表 4.1.4 的规定取用;

ψ_{cj} ——第 j 个可变作用的组合值系数,除特别规定外,一般取 1.0;

Q_{jk} ——第 j 个可变作用的标准值;

n ——参与组合的永久作用的个数;

m ——参与组合的可变作用的个数。

2)基本组合工况:

组合 I:永久作用设计值与基本可变作用设计值相组合。

- 组合Ⅱ：永久作用设计值与其他可变作用设计值相组合。
- 组合Ⅲ：永久作用设计值与基本可变作用设计值与其他可变作用(温度作用和施工荷载除外)设计值相组合。
- 组合Ⅳ：永久作用设计值与基本可变作用设计值与其他可变作用(风荷载和施工荷载除外)设计值相组合。
- 组合Ⅴ：永久作用设计值与基本可变作用设计值与其他可变作用(施工荷载除外)设计值相组合。
- 组合Ⅵ：永久作用设计值与施工荷载设计值与其他可变作用设计值相组合。

3)铁路桥涵结构基本组合中,各种作用的分项系数,除另有规定外,根据设计状况可按表 4.1.4 采用。

表 4.1.4 铁路桥涵结构作用分项系数

序号	作用名称		承载能力极限状态					
			基本组合					
			I	II	III	IV	V	VI
1	结构自重		1.1(1.2)					
2	结构附加重力	道砟桥面	1.4					1.2
		其他桥面	1.1					
3	预加力		1.0(1.35)					
4	混凝土收缩及徐变作用		1.1					
5	不均匀沉降作用		1.0					0.5
6	土压力		1.2					1.1
7	静水压力及浮力		1.1					
8	列车荷载及动力作用		1.5	—	1.2	1.2	1.2	—
9	列车离心力		1.5	—	1.2	1.2	1.2	—
10	列车横向摇摆力		1.5	—	1.2	1.2	1.2	—
11	列车荷载引起的土压力		1.5	—	1.2	1.2	1.2	—

续表4.1.4

序号	作用名称		承载力极限状态					
			基本组合					
			I	II	III	IV	V	VI
12	风荷载		—	1.4	1.1	—	0.75	0.75
13	温度作用	均匀升降温	—	—	—	1.3	1.0	1.0
		温度梯度	—	—	—	1.0	0.8	0.8
14	流水压力		—	—	0.8	1.0	0.8	1.1
15	冰压力		—	—	1.1	1.1	1.1	1.0
16	施工荷载		—	—	—	—	—	1.15

注:1 当永久作用对结构的承载力有利时,其作用的分项系数取 1.0。

2 本表序号 1 中结构自重分项系数,对于钢构件及混凝土预制构件取括号外 1.1,对于现浇混凝土构件取括号内 1.2。

3 道砟桥面包括混凝土和钢结构有砟道床桥面;其他桥面包括混凝土和钢结构无砟桥面以及钢结构明桥面。

4 预加力分项系数根据设计状况取值,一般取括号外 1.0,对局部承压设计检算可取括号内 1.35。

5 本表中未列出的作用,若参与组合,分项系数一般取 1.0。

6 人行荷载作为主导作用对结构或构件进行设计检算时,其分项系数取 1.4。

2 偶然组合

1)作用偶然组合的效应设计值可按下式计算:

$$S_d = S \left(\sum_{i=1}^n G_{ik} + A_d + (\psi_{fl} \text{ 或 } \psi_{q1}) Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{qj} Q_{jk} \right) \quad (4.1.4-2)$$

式中 A_d ——偶然作用的设计值;

ψ_{fl} ——主导可变作用的频遇值系数,除有特别规定外,一般取 1.0;

ψ_{q1} 、 ψ_{qj} ——主导可变作用和第 j 个可变作用的准永久值系数,除有特别规定外,一般取 1.0。

2)偶然组合工况:

组合Ⅶ:永久作用标准值与一种偶然作用设计值和可变作用某种代表值相组合。

3 地震组合

1)作用地震组合的效应设计值可按下式计算:

$$S_d = S \left(\sum_{i=1}^n G_{ik} + \gamma_1 A_{Ek} + \sum_{j=1}^m \psi_{qj} Q_{jk} \right) \quad (4.1.4-3)$$

式中 γ_1 ——地震作用重要性系数,该系数按本规范第 15 章规定取值;

A_{Ek} ——地震作用的标准值,按现行《铁路工程抗震设计规范》GB 50111 计算(不乘重要性系数 C_i);

ψ_{qj} ——第 j 个可变作用的准永久值系数,除有特别规定外,一般取 1.0。

2)当采用减隔震设计时,应考虑减隔震装置对作用效应的影响。

3)地震组合工况:

组合Ⅷ:永久作用标准值与地震作用标准值和可变作用准永久值相组合。

4.1.5 桥涵结构按正常使用极限状态设计时,应根据不同的设计要求,采用作用的频遇组合或准永久组合,并应符合下列规定:

1 频遇组合

1)作用频遇组合的效应设计值可按下式计算:

$$S_d = \sum_{i=1}^n G_{ik} + \psi_{f1} Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{qj} Q_{jk} \quad (4.1.5-1)$$

式中 ψ_{f1} ——主导可变作用的频遇值系数,除有特别规定外,一般取 1.0;

ψ_{qj} ——第 j 个可变作用的准永久值系数,除有特别规定外,一般取 1.0。

2)频遇组合工况:

组合Ⅸ:永久作用标准值与基本可变作用频遇值相组合。

组合Ⅹ:永久作用标准值与基本可变作用频遇值及其他可变作用准永久值相组合。

2 准永久组合

1)作用准永久组合的效应设计值可按下式计算:

$$S_d = \sum_{i=1}^n G_{jk} + \sum_{j=1}^m \psi_{qj} Q_{jk} \quad (4.1.5-2)$$

式中 ψ_{qj} ——第 j 个可变作用的准永久值系数,除有特别规定外,一般取 1.0。

2)准永久组合工况:

组合Ⅺ:永久作用标准值与可变作用准永久值相组合。

4.1.6 结构疲劳设计时,只考虑永久作用和列车荷载(包括运营动力系数和离心力),各作用应采用标准值,作用分项系数可取 1.0。

4.1.7 结构构件当需进行弹性阶段截面应力计算时,各作用应采用标准值,作用分项系数除特别指明外应取 1.0。

4.1.8 施工荷载组合的效应设计值,应按计算需要及结构所处条件而定,结构上的施工人员和施工机具设备均应作为临时荷载加以考虑。

4.1.9 铁路公路(城市道路)两用桥梁同时承受铁路和公路(城市道路)荷载时,铁路荷载应按本章有关规定计算,公路(城市道路)荷载应按现行《公路工程技术标准》JTG B01、《城市桥梁设计荷载标准》CJJ 77 规定的全部荷载标准值的 75% 计算,分项系数按铁路荷载规定取值。对仅承受公路(城市道路)荷载的构件,应按公路(城市道路)相关规定计算。

4.2 永久作用

4.2.1 结构重力包括结构自重及结构附加重力。结构重力标准值可按表 4.2.1 所列常用材料的重度根据下式计算。

$$G_k = \gamma V \quad (4.2.1)$$

式中 G_k ——结构重力标准值(kN)；
 γ ——材料的重度(kN/m³)；
 V ——体积(m³)。

表 4.2.1 常用材料重度表

材 料 名 称	材料重度(kN/m ³)
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
碎石道砟	21.0
浇注的沥青	15.0
压实的沥青	20.0
不注油的木材	7.5
注油的木材	9.0

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

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

4.2.3 在结构承载能力极限状态设计中，预加力不作为荷载计算(局部承压计算除外)，作为结构抗力的一部分。在结构正常使用

极限状态设计和应力计算时,预加力作为永久作用计算其效应,并以扣除相应阶段的预应力损失后的预加力平均值作为该阶段的预加力标准值,即 $P_m = P_0 - \Delta P_m$ (P_0 为初始张拉力, ΔP_m 为相应阶段的预加力损失)。当计算结构裂缝、消压和疲劳的效应时,可根据不利情况采用: $P_{\max} = 1.02P_0 - 0.8\Delta P_m$ 或 $P_{\min} = 0.98P_0 - 1.2\Delta P_m$ 。

4.2.4 混凝土收缩及徐变作用可按下列原则计算:

1 外部超静定的混凝土结构、钢和混凝土组合结构等应考虑混凝土收缩及徐变作用。

2 混凝土收缩应变终极值可按第 7 章的规定计算。

3 混凝土徐变的计算,可假设徐变与混凝土应力呈线性关系。

4.2.5 超静定结构应考虑由于基础变形或支座位移的不均匀沉降引起的作用效应。

4.2.6 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(本规范附录 A.0.1),并应符合下列规定:

1 填筑渗水土时,内摩擦角 φ 可按 33° 取值;填筑一般填石(利用弃砷)时,内摩擦角 φ 可按 40° 取值;填料与墩台表面的外摩擦角 δ 按 $\varphi/2$ 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取用。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,见本规范附录 A.0.2。

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,如图 4.2.6 所示:

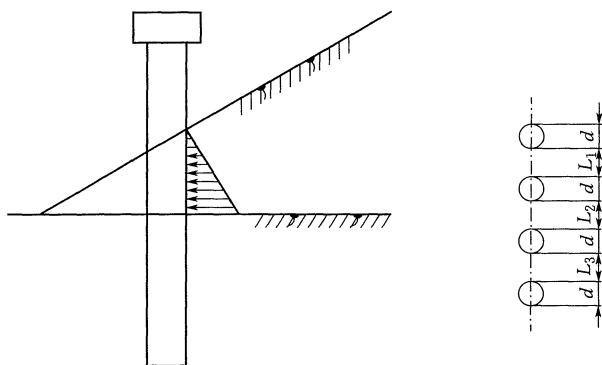


图 4.2.6 作用于桩、柱上的土压力

- 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:

$$b = \frac{(nd + \sum_{i=1}^{n-1} L_i)}{n} \quad (4.2.6-1)$$

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

$$b = \frac{d(2n-1)}{n} \quad (4.2.6-2)$$

当 $d > 1.0$ m 时, 作用在每一桩、柱上的土压力计算宽度:

$$b = \frac{n(d+1)-1}{n} \quad (4.2.6-3)$$

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。

6 土压力计算不考虑动力作用。

4.2.7 路堤填方作用于涵洞的竖向土压力标准值和水平土压力标准值可按下列公式计算:

$$F_{ev} = K\gamma H \quad (4.2.7-1)$$

$$F_{eh} = \xi\gamma H_1 \quad (4.2.7-2)$$

式中 F_{ev} ——竖向土压力标准值(kPa);

K ——竖向土压力系数(表 4.2.7), 经久压实的路堤采用 1.0;

γ ——填料重度(kN/m³);

H ——由轨底至涵洞顶填土高度(m);

F_{eh} ——水平土压力标准值(kPa);

ξ ——水平土压力系数; 填土时, 视设计控制情况采用 0.25 或 0.35, 经久压实的路堤采用 0.25;

H_1 ——由轨底至涵洞计算截面处填土高度(m)。

表 4.2.7 竖向土压力系数 K

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

注:1 表中 D 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。

4.2.8 墩台基础设计应根据桥涵基础所置地基状况考虑水浮力的影响, 可按下列原则计算:

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 可 变 作 用

4.3.1 铁路列车荷载标准值应根据线路类型按表 4.3.1 取用。

表 4.3.1 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		

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

1 采用 ZKH 或 ZH 荷载时,双线桥梁结构按两条线路在最不利位置承受 90% 的列车竖向静荷载计算;三线、四线桥梁结构按所有线路在最不利位置承受 80% 的列车竖向静荷载计算;四线以上桥梁结构按所有线路在最不利位置承受 75% 的列车竖向静荷载计算。

2 采用 ZK 或 ZC 荷载时,双线桥梁结构按两条线路在最不利位置承受 100% 的列车竖向静荷载计算。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% 的列车竖向静荷载计算,其余线路不承受列车荷载;所有线路在最不利位置承受 75% 的列车竖向静荷载计算。

3 对承受局部荷载的杆件均按该列车竖向荷载的 100% 计算。

4 对于货物运输方向固定的多线重载铁路桥梁结构,列车竖向荷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 对于单符号影响线,在同符号影响线各区段进行加载。

3 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 15 m 时可不加列车荷载;异符号影响线区段长度大于 15 m 时,可按空车荷载 10 kN/m 加载。

4 用空车检算桥梁各部构件时,竖向荷载应按 10 kN/m 计算。

5 疲劳验算时异符号影响线区段长度内均应按列车荷载图式中的均布荷载加载。

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

4.3.5 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式计算:

$$1 + \mu = 1 + \frac{28}{40 + L} \quad (4.3.5-1)$$

2 钢与钢筋混凝土板的结合梁动力系数应按下式计算:

$$1 + \mu = 1 + \frac{22}{40 + L} \quad (4.3.5-2)$$

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 $h \geq 3$ m(从轨底算起)时不计列车竖向动力作用。当 $h < 3$ m 时,动力系数应按下式计算:

$$1 + \mu = 1 + \alpha \left(\frac{6}{30 + L} \right) \quad (4.3.5-3)$$

式中 $\alpha = 0.32(3-h)^2$, $h < 0.5$ m 时 h 取 0.5 m。式(4.3.5—1)~式(4.3.5—3)中的 L 以 m 计,除承受局部列车荷载的构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:

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

式中 L ——拱桥的跨度(m);

λ ——计算桥跨结构的主要构件时为计算跨度(m);对于只承受局部列车荷载的构件,则按其计算图式为一个或数个节间的长度(m);

f ——拱的矢高(m)。

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。

4.3.6 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。

$$1 + \mu = 1 + \left(\frac{1.44}{\sqrt{L_{\varphi}} - 0.2} - 0.18 \right) \quad (4.3.6)$$

式中 L_{φ} ——加载长度(m)。加载长度小于 3.61 m 时,应取 3.61 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(表 4.3.6)确定,且不应小于最大跨度。

表 4.3.6 连续梁跨度调整系数

跨数	2	3	4	≥ 5
跨度调整系数	1.2	1.3	1.4	1.5

4.3.7 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 m 时,可不计列车动力作用;顶面填土厚度小于等于 3 m 时,动力系数应按下式计算,且不小于 1.0。

$$1 + \mu = 1 + \left(\frac{1.44}{\sqrt{L_{\varphi}} - 0.2} - 0.18 \right) - \mu_{\text{折减}} \quad (4.3.7-1)$$

式中 L_{φ} ——加载长度(m),加载长度小于 3.61 m 时,应取 3.61 m;

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

$$\mu_{\text{折减}} = 0.63 - \frac{0.5}{h_c + 0.8} \quad (4.3.7-2)$$

式中 h_c ——涵洞及结构顶面至轨底的填土厚度(m)。

4.3.8 桥跨结构疲劳荷载应按下列规定计算:

1 疲劳荷载应考虑列车竖向静载、运营动力系数和离心力的作用。

2 运营动力系数按下式计算:

$$\text{钢结构} \quad (1 + \mu)_s = 1 + \frac{18}{40 + L} \quad (4.3.8-1)$$

$$\text{混凝土结构} \quad (1 + \mu)_s = 1.15 \quad (4.3.8-2)$$

式中 $(1+\mu)_s$ ——运营动力系数；

L ——桥梁跨度(m)，承受局部列车荷载的构件为影响线加载长度。

3 桥跨结构构件疲劳计算的列车荷载效应比频谱应根据铁路运量及桥梁跨度按本规范附录 B 采用。

4.3.9 桥梁在曲线上时，应考虑列车竖向静荷载产生的离心力。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：

$$F_c = fCW = f \frac{v^2}{127R} W \quad (4.3.9-1)$$

式中 F_c ——列车离心力标准值(kN 或 kN/m)；

C ——离心力率，应不大于 0.15；

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 ——列车竖向荷载折减系数，按式(4.3.9-2)计算，当计算值大于 1.0 时 f 取 1.0；当设计速度大于 250 km/h 时， f 按设计速度等于 250 km/h 计算；当 $L \leq 2.88$ m 或 $v \leq 120$ km/h 时， f 值取 1.0；当 $L > 150$ m 时， f 按 $L = 150$ m 计算；城际铁路、重载铁路 f 值取 1.0；

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

式中 v ——设计速度(km/h)；

L ——桥上曲线部分荷载长度(m)。

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

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

2)折减的列车竖向荷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荷载作用的情况。

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 4.3.10 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 4.3.10 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)	100 z	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。

4.3.11 列车竖向静荷载在桥台后引起的侧向土压力可按主动土压力计算,列车竖向静荷载可换算为当量均布土层厚度计算(本规范附录 A.0.1)。

4.3.12 列车竖向作用对涵洞产生的竖向压力和水平压力计算时,假定列车荷载在轨底平面上的横向分布宽度为 2.6 m,其在路基内与竖直线成一角度(正切为 0.5)向外扩散,可按下列公式计算:

$$\text{竖向压力} \quad F_{\text{gev}} = \frac{q}{2.6 + h} \quad (4.3.12-1)$$

$$\text{水平压力} \quad F_{\text{geh}} = \xi F_{\text{gev}} \quad (4.3.12-2)$$

式中 F_{gev} ——竖向压力标准值(kPa);

q ——特种荷载分布集度(kN/m);

h ——轨底以下的深度(m);

F_{qeh} ——水平压力标准值(kPa);

ξ ——水平土压力系数,见本规范第 4.2.7 条。

4.3.13 作业通道人行荷载标准值应按下列规定采用:

1 当桥面上布置有作业通道时,人行荷载标准值为 4 kN/m^2 。

2 当作业通道上走行检查或维修小车时尚应考虑检查或维修小车竖向荷载。

3 设计主梁时,作业通道的人行荷载不与列车荷载同时计算。

4 在检算栏杆立柱及扶手时,作用在栏杆立柱顶上的水平推力标准值取 0.75 kN/m ,作用在栏杆扶手上的竖向力标准值取 1.0 kN/m 。

4.3.14 气动力标准值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 5 m 长的移动面荷载 $+q$ 及一个 5 m 长的移动面荷载 $-q$ 组成。

2 气动力应分为水平气动力 q_h 和垂直气动力 q_v 。水平气动力作用在轨顶之上的最大高度为 5 m 。水平气动力标准值 q_h 可由图 4.3.14 的曲线查取。垂直气动力标准值 q_v 应按下列式计算:

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

式中 q_v ——垂直气动力标准值(kN/m^2);

q_h ——水平气动力标准值(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。

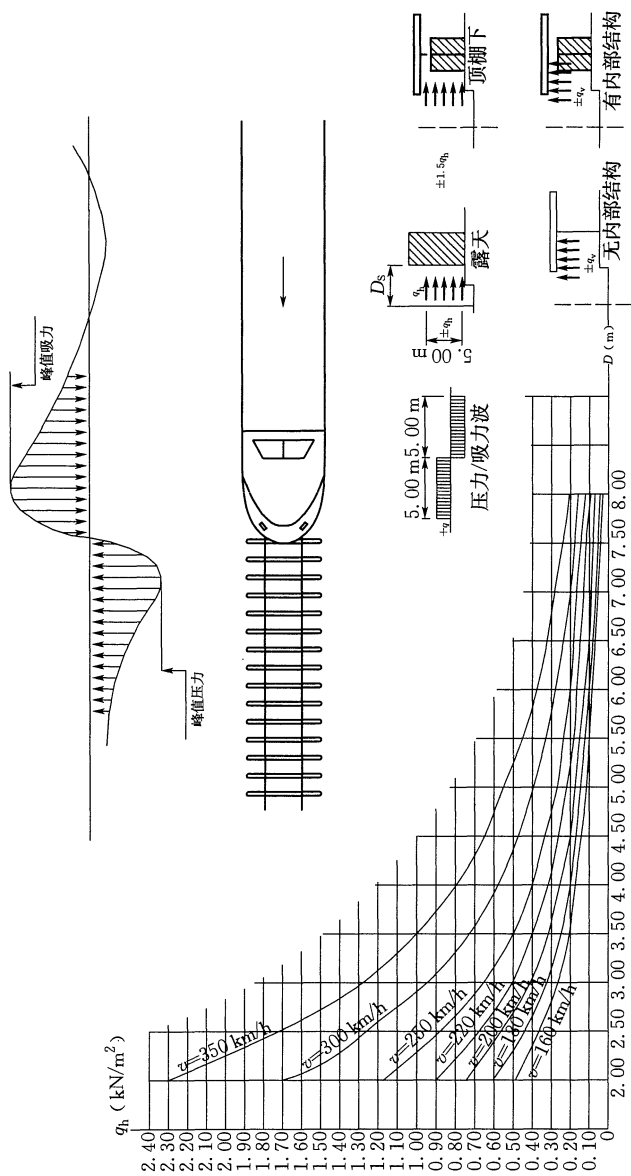


图 4.3.14 驶过的列车对建筑物或构件的气动力

4 对于因气动力可能引起自振的结构,其气动力还应考虑动力放大系数,该系数通过研究确定。

4.3.15 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荷载的 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荷载的 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形式考虑制动和起动同时发生的可能性进行设计。

4 桥头填方破坏棱体范围内的列车竖向荷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荷载时,不计制动力或牵引力。

6 重载铁路制动力或牵引力作用在轨顶以上 2.4 m 处,客货共线铁路制动力或牵引力作用在轨顶以上 2.0 m 处,高速铁路、城际铁路制动力或牵引力作用在轨顶以上 1.8 m 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,制动力或牵引力移至轨底,均不计移动作用点所产生的力矩。

4.3.16 风荷载计算应符合下列规定:

1 作用于横桥向的风荷载标准值及风荷载强度标准值应按下式计算:

$$F_w = WA \quad (4.3.16-1)$$

$$W = K_1 K_2 K_3 W_0 \quad (4.3.16-2)$$

式中 F_w ——风荷载标准值(kN);

W ——风荷载强度标准值(kN/m²);

A ——桥梁结构受风面积(m²);

K_1 ——风荷载阻力系数,可按本规范附录第 C.2.1 条取用;

K_2 ——阵风分布系数,可按本规范附录第 C.2.2 条取用;

K_3 ——地形、地理条件修正系数,可按本规范附录第 C. 2. 3 条取用;

W_0 ——基本风压值(kN/m^2),系按平坦空旷地区,离地面 10 m 高,重现期为 100 年 10 min 平均最大风速计算确定。一般情况 W_0 值可按本规范附录 C. 1《全国基本风压分布图》,并通过实地调查验证后取用。

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

3 顺桥向风荷载标准值与横桥向风荷载标准值的计算方法相同。

4 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,下承式桁架顺桥向风荷载标准值按其横桥向风荷载强度标准值的 40% 乘以桁架迎风面积计算。

5 标准设计的风荷载强度标准值应按下列公式计算:

桥上有车时: $W=K_1 \cdot 0.90(\text{kN/m}^2)$,并不应大于 1.25 kN/m^2
(4. 3. 16—3)

桥上无车时: $W=K_1 \cdot 1.40(\text{kN/m}^2)$
(4. 3. 16—4)

6 对于高墩等高耸建筑物,其自振周期较大时,应考虑风振影响。

7 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,应根据具体情况计算。

8 上部构造传至墩台的顺桥向风荷载,计算桥墩时移至支座中心处,不计移动作用点所产生的力矩。

4. 3. 17 计算温度作用时的线膨胀系数及作用标准值可按下列规定取用:

1 桥梁结构当考虑温度作用时,应根据当地具体情况、结构物使用的材料和施工条件等因素计算由温度作用引起的效应。各种材料的线膨胀系数规定见表 4. 3. 17。

表 4.3.17 线膨胀系数表

材料类型	线膨胀系数(1/℃)
钢	0.000 011 8
混凝土结构	0.000 010
石砌体	0.000 008

2 计算桥梁结构因均匀温度作用引起的外加变形或约束变形时,应从受到约束时的结构温度开始,考虑最高和最低有效温度的作用效应。

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

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

5 温度梯度作用包括日照温差作用和降温温差作用,两种温差作用应分别计算。计算混凝土结构由于温度梯度引起的效应时,对于日照温差宜采用混凝土的受压弹性模量,对于降温温差宜采用 0.8 倍的受压弹性模量。温度梯度作用可按本规范附录 E 的规定计算。

4.3.18 支座摩阻力标准值可按下式计算:

$$F_f = \mu W \quad (4.3.18)$$

式中 F_f ——支座摩阻力标准值(kN);

μ ——支座摩擦系数,宜采用实测数据,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℃) $\mu \leq 0.05$;

W ——作用于支座上的永久作用产生的竖向力(kN)。

4.3.19 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标准值可按下式计算：

$$F_{rw} = KA \frac{\gamma v^2}{2g} \quad (4.3.19)$$

式中 F_{rw} ——流水压力标准值(kN)；

K ——桥墩形状系数；方形桥墩为 1.47，尖端形桥墩为 0.67，矩形桥墩(长边与水流平行)为 1.33，圆端形桥墩为 0.60，圆形桥墩为 0.73；

A ——桥墩阻水面积(m^2)，通常计算至一般冲刷线处；

γ ——水的重度，一般采用 $10 \text{ kN}/m^3$ ；

v ——设计状况的计算流速(m/s)，检算桥墩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；

g ——重力加速度(m/s^2)， $g=9.81 \text{ m}/s^2$ 。

2 流水压力的分布假定为倒三角形，其合力的着力点位于水位线以下 $1/3$ 水深处。

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

4.3.21 位于有冰凌的河流和水库中的桥墩，应根据当地冰凌的具体条件及桥墩的结构形式，考虑有关冰的作用。对具有竖向前棱的桥墩，冰压力计算应符合下列规定：

1 对墩台产生的冰压力标准值可按下式计算：

$$F_i = mC_t b t R_{ik} \quad (4.3.21-1)$$

式中 F_i ——冰压力标准值(kN)；

m ——墩迎冰面形状系数，可按表 4.3.21—1 取用；

C_t ——冰温系数，可按表 4.3.21—2 取用；

b ——墩迎冰面投影宽度(m)；

t ——计算冰厚(m)，可取实际调查的最大冰厚或开河期堆积

冰厚；

R_{ik} ——冰的抗压强度标准值(kN/m^2)，可取当地冰温 0°C 时的抗压强度。当缺乏实测资料时，对海冰可取 $R_{ik}=750 \text{ kN}/\text{m}^2$ ，对河冰，流冰开始时 $R_{ik}=750 \text{ kN}/\text{m}^2$ ，最高流冰水位时可取 $R_{ik}=450 \text{ kN}/\text{m}^2$ 。

表 4.3.21—1 墩迎冰面形状系数 m

系数 迎冰面形状	平面	圆弧形	尖角形的迎冰面角度				
			45°	60°	75°	90°	120°
m	1.00	0.90	0.54	0.59	0.64	0.69	0.77

表 4.3.21—2 冰温系数 C_t

冰温($^\circ\text{C}$)	0	-10 及以下
C_t	1.0	2.0

注：1 表列冰温系数可直线内插。

2 对海冰，冰温取结冰期最低冰温；对河冰，取解冻期最低冰温。

1) 当冰块流向桥轴线的角度 $\varphi \leq 80^\circ$ 时，桥墩竖向边缘的冰荷载应乘以 $\sin\varphi$ 予以折减。

2) 冰压力合力作用在计算结冰水位以下 0.3 倍冰厚处。

2 对于流冰范围内有倾斜表面的桥墩，冰压力应分解为水平分力和竖向分力，并按下式计算：

$$\text{水平分力} \quad F_{ix} = m_0 C_t R_{bk} t^2 \tan\beta \quad (4.3.21-2)$$

$$\text{竖向分力} \quad F_{iz} = F_{ix} / \tan\beta \quad (4.3.21-3)$$

式中 F_{ix} ——冰压力的水平分力(kN)；

F_{iz} ——冰压力的垂直分力(kN)；

m_0 ——系数， $m_0=0.2b/t$ ，但不小于 1.0；

R_{bk} ——冰的抗弯强度标准值(kN/m^2)，取 $R_{bk}=0.7R_{ik}$ ；

β ——桥墩倾斜的棱边与水平线的夹角($^\circ$)。

4.3.22 位于永冻土及冻胀土上(季节冻胀深度大于 2 m)的结构，在季节冰冻层范围内的土冻胀力应按施加在基础(或桩)周边范围

内的竖直切向力计算。冻胀竖直切向力标准值可按下式计算：

$$F_{\text{fh}} = S_{\text{m}} A_{\text{m}} \quad (4.3.22)$$

式中 F_{fh} ——基础和多年冻土的冻胀力(kN)；
 A_{m} ——埋在多年冻土内的基础侧面积(m²)；
 S_{m} ——多年冻土与基础表面的单位冻结强度(kPa)，可按表 4.3.22 选用。

表 4.3.22 多年冻土与基础表面的单位冻结强度 S_{m} (kPa)

土的名称	土层月最高平均温度(℃)						
	—0.5	—1.0	—1.5	—2.0	—2.5	—3.0	—4.0
黏性土	60	90	120	150	180	220	280
砂 土	80	130	170	210	250	290	380
碎石土	70	110	150	190	230	270	350

注：1 不融沉冻土按表列数值降低 10%~20%，与基础无明显胶结力的干土，不考虑其冻结力（即按融土摩擦力计算）；强融沉土（饱冰冻土）降低 20%；含土冰层降低 50%；当基础周围回填 0.05 m~0.1 m 砂层时可按强融沉土（饱冰冻土）取值。
2 未作处理的钢结构按表列数值降低 30%。
3 表列数值不适用于含盐量大于 0.3% 的冻土。

4.3.23 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其标准值。施工运架时的运梁车、架桥机荷载标准值可采用运梁车、架桥机设计标准轴重。

4.4 偶然作用

4.4.1 列车脱轨荷载应符合下列规定：

- 1 长度大于 15 m 的桥梁应考虑列车脱轨荷载。
- 2 列车竖向脱轨荷载可不计动力系数。
- 3 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。
- 4 列车脱轨荷载取值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 1.4 m 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 50 kN/m,前后各接以 25 kN/m,如图 4.4.1—1 所示。

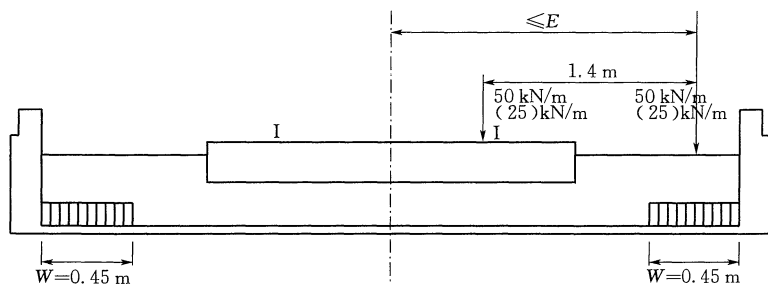


图 4.4.1—1 列车竖向脱轨荷载(情况一)

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 20 m 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 4.4.1—2 所示。

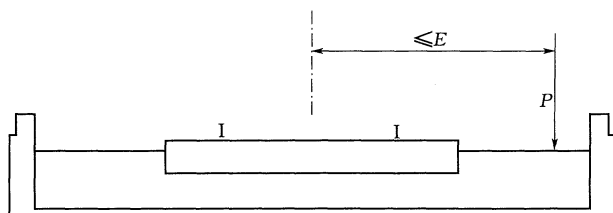


图 4.4.1—2 列车竖向脱轨荷载(情况二)

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 $E \leq 2.0$ 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 $E \leq 2.2$ 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 $P = 80$ kN/m;高速铁路和城际铁路 $P = 64$ kN/m;重载铁路 $P = 85z$ kN/m, z 为 ZH 图式中重载铁路荷载系数。

5 列车脱轨荷载用于局部构件的承载能力极限状态验算时,列车脱轨荷载分项系数取 1.5。

4.4.2 位于通航河流中的桥梁墩台,设计时应考虑船舶或排筏的撞击作用,其撞击作用力可按式(4.4.2)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。

$$F_{sc} = \gamma v \sin \alpha \sqrt{\frac{W}{C_1 + C_2}} \quad (4.4.2)$$

式中 F_{sc} ——船舶或排筏撞击力(kN);

γ ——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;

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

W ——船只重或排筏重(kN);

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

4.4.3 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 1 000 kN,横行车方向应采用 500 kN,两个方向的等效力不同时考虑,撞击力作用于行车道以上 1.20 m 处。

4.5 长钢轨作用

4.5.1 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 桥梁位于无缝线路固定区时,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荷载引起的作用力组合。

3)墩台设计时长钢轨作用组合应符合表 4.5.1 的规定。

4 桥梁位于无缝线路伸缩区时,作用组合中不应计挠曲力、断轨力,墩台所承受的伸缩力按基本可变作用考虑。

表 4.5.1 长钢轨作用组合表

墩台类型	组合情况	桥上行车状况	纵向力组合	抗力调整系数 γ_x 对应的作用组合
单线墩台	1	无车	永久作用+两股钢轨伸缩力或挠曲力(取较大值)	永久作用+基本可变作用
	2		永久作用+一股钢轨伸缩力+另一股钢轨断轨力	偶然组合
双线墩台	3	双线无车	永久作用+四股钢轨伸缩力或挠曲力(取较大值)	永久作用+基本可变作用
	4	一线有车 另一线无车	永久作用+一线列车荷载+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)+其他纵向可变作用	永久作用+基本可变作用+其他可变作用
	5	双线无车	永久作用+一股钢轨断轨力+另一股钢轨伸缩力+另一线两股钢轨伸缩力或挠曲力(取较大值)	偶然组合
	6	一线无车 另一线有车	永久作用+一线一股钢轨断轨力+另一股钢轨伸缩力+另一线列车荷载+一线列车制动力或牵引力	偶然组合

续表4.5.1

墩台类型	组合情况	桥上行车状况	纵向力组合	抗力调整系数 γ_x 对应的作用组合
三线及以上墩台	7	n 线无车	永久作用+ $2n$ 股钢轨伸缩力或挠曲力(取较大值)	永久作用+基本可变作用
	8	两线有车 ($n-2$)线无车	永久作用+两线列车荷载+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)+其他纵向可变作用	永久作用+基本可变作用+其他可变作用
	9	两线有车 ($n-2$)线无车	永久作用+两线列车荷载+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	偶然组合

注:1 n 为桥上股道数。

2 结构进行承载能力极限状态检算时,伸缩力、挠曲力的分项系数取值均为 1.2。

4.6 地震作用

4.6.1 抗震设防烈度为 6 度、7 度、8 度、9 度的桥梁,应按国家标准《铁路工程抗震设计规范》GB 50111 和本规范第 15 章的规定进行抗震设计。

5 正常使用极限状态设计 基本限值

5.1 一般规定

5.1.1 桥涵结构应按正常使用极限状态检算下列内容：

1 梁体在静荷载作用下的竖向挠度、梁端转角、竖向自振频率和扭转变形。

2 梁体横向变形。

3 墩台纵横向刚度及基础沉降量。

4 桥涵结构应满足列车运行安全性和旅客乘坐舒适度指标的要求。

5 桥涵结构尚应按本规范要求检算正常使用极限状态下的其他相关内容。

5.1.2 桥涵结构应根据设计使用年限和环境类别进行耐久性设计，桥涵混凝土结构应符合《铁路混凝土结构耐久性设计规范》TB 10005 的有关规定。

5.2 梁桥和拱桥

5.2.1 正常使用极限状态设计时，梁体的竖向变形应符合下列规定：

1 梁桥

1) 列车静荷载作用下梁体的竖向挠度不应大于表 5.2.1—1 的限值要求。

表 5.2.1—1 梁体竖向挠度限值

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	350 km/h	$L/1\ 600$	$L/1\ 900$	$L/1\ 500$
	300 km/h	$L/1\ 500$	$L/1\ 600$	$L/1\ 100$
	250 km/h	$L/1\ 400$	$L/1\ 400$	$L/1\ 000$
城际铁路	200 km/h	$L/1\ 750$	$L/1\ 600$	$L/1\ 200$
	160 km/h	$L/1\ 600$	$L/1\ 350$	$L/1\ 100$
	120 km/h	$L/1\ 350$	$L/1\ 100$	$L/1\ 100$
客货共线铁路	200 km/h	$L/1\ 200$	$L/1\ 000$	$L/900$
	160 km/h	$L/1\ 000$	$L/900$	$L/800$
重载铁路	120 km/h 及以下	$L/900$	$L/800$	$L/700$

注:1 表中限值适用于三跨及以上的双线简支梁;三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;两跨一联的连续梁、两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 表中 L 为简支梁或连续梁检算跨的跨度(m)。

2) 在列车竖向静荷载作用下,桥梁梁端竖向转角(图 5.2.1)应满足表 5.2.1—2~表 5.2.1—4 的限值要求。

当无砟轨道桥梁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 5.2.1—2 设计时速 200 km 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	$\theta \leq 3.0\%$	—
	相邻两孔梁之间	$\theta_1 + \theta_2 \leq 6.0\%$	—

表 5.2.1—3 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 5.2.1—4 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 $\leq 0.30\text{ m}$
		$\theta \leq 1.5\text{‰}$	$0.30\text{ m} < \text{梁端悬出长度} \leq 0.55\text{ m}$
		$\theta \leq 1.0\text{‰}$	$0.55\text{ m} < \text{梁端悬出长度} \leq 0.75\text{ m}$
	相邻两孔梁之间	$\theta_1 + \theta_2 \leq 4.2\text{‰}$	梁端悬出长度 $\leq 0.30\text{ m}$
		$\theta_1 + \theta_2 \leq 3.0\text{‰}$	$0.30\text{ m} < \text{梁端悬出长度} \leq 0.55\text{ m}$
		$\theta_1 + \theta_2 \leq 2.0\text{‰}$	$0.55\text{ m} < \text{梁端悬出长度} \leq 0.75\text{ m}$

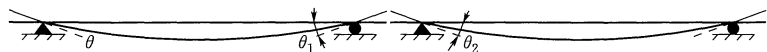


图 5.2.1 梁端转角示意图

2 拱桥的 $1/4$ 跨度处,由列车竖向静荷载作用下产生的上下挠度(绝对值)之和,不宜大于计算跨度的 $1/800$ 。

3 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 5.2.1—1 所列限值要求。

1) 列车竖向静荷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 倍列车竖向静荷载作用下产生的挠度值与全部温度引起的挠度值之和。

4 设计时速 200 km 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 50 m 时, 竖向残余徐变变形不应大于 10 mm; 当跨度大于 50 m 时, 竖向残余徐变变形不应大于 $L/5\,000$ 且不应大于 20 mm。

5 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 20 mm。

6 对于设有纵向坡度的无砟轨道桥梁, 应考虑梁体纵向伸缩引起的梁缝两侧钢轨支承点竖向相对位移对轨道结构的影响。

5.2.2 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、风荷载和温度的作用下, 梁体的水平挠度不应大于梁体计算跨度的 $1/4\,000$ 。风荷载(有车)与温度作用组合时, 计 0.75 倍的风荷载与 0.6 倍的温度作用进行组合。

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 1 mm。

5.2.3 高速铁路、城际铁路列车竖向静荷载作用下梁体扭转引起的轨面不平顺, 在 3 m 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 5.2.3 的规定。

表 5.2.3 竖向相对变形量限值表

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

5.2.4 为保证列车过桥的安全性、平顺性和舒适性,梁体的动力性能应符合下列规定:

1 设计时速 200 km 及以上时,简支梁竖向自振频率不应低于表 5.2.4—1 规定的限值,跨度 16 m 简支梁竖向自振频率不应低于 6.25 Hz。

表 5.2.4—1 简支梁竖向自振频率限值

跨度(m)	限值(Hz)
$L \leq 20$	$80/L$
$20 < L \leq 128$	$23.58L^{-0.592}$

注:表中 L 为简支梁跨度(m)。

2 高速铁路运行车长 24 m~26 m 动车组、跨度不大于 32 m 的混凝土双线简支箱梁,当梁体竖向自振频率不低于表 5.2.4—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 5.2.4—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)	250 km/h	300 km/h	350 km/h
20	$100/L$	$100/L$	$120/L$
24	$100/L$	$120/L$	$140/L$
32	$120/L$	$130/L$	$150/L$

3 高速铁路桥梁中,对于不满足本条第 2 款要求的简支梁及其他桥梁,结构设计除进行静力分析外,尚应按实际运营客车通过桥梁情况进行车桥耦合动力响应分析,并符合下列规定:

1)车桥耦合动力响应指标应符合表 5.2.4—3 的规定。

表 5.2.4—3 列车运行安全性指标

设计标准 指标	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)	≤ 0.8	≤ 0.8	≤ 0.8	≤ 1.0

续表5.2.4—3

设计标准 指标	高速、城 际铁路	客货共 线铁路	重载铁路	
			机车	货车
轮重减载率($\Delta P/P$)	≤ 0.6			
轮对横向力 Q (kN)	$\leq 10+P_0/3$	≤ 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(kN); ΔP 为轮重减载量(kN); P 为车轮作用于钢轨上的垂直力(kN); P_0 、 P_{st1} 、 P_{st2} 为车轮静轮重(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 m/s^2 (半峰值), 横向振动加速度 a_y 不应大于 1.0 m/s^2 (半峰值)。
- 3) 高速铁路、城际铁路乘坐舒适度指标可按表 5.2.4—4 选用。

表 5.2.4—4 乘坐舒适度指标

序号	舒适度指标 W (Sperling)	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 km 客货共线铁路、高速铁路、重载铁路桥面板在 20 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 m/s^2 , 无砟桥面时不应大于 5.0 m/s^2 (半峰值)。

5.3 墩台和基础

5.3.1 墩台刚度应符合下列规定:

1 无缝线路墩台顺桥向水平刚度

- 1) 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 5.3.1—1~表 5.3.1—3 的规定。

表 5.3.1—1 高速铁路、客货共线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		3 000	1 500

表 5.3.1—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		3 000	1 500

表 5.3.1—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	1 000	450
桥 台		3 000	1 500

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以上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)墩台顶面顺桥方向的弹性水平位移应符合下列规定：

$$\Delta \leq 5\sqrt{L} \quad (5.3.1)$$

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

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

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。

2 墩台横桥向水平刚度

墩台横向水平线刚度应满足高速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控制。在列车竖向静荷载、横向摇摆力、离心力、风荷

载和温度的作用下,墩顶横向水平位移引起的桥面处梁端水平折角如图 5.3.1 所示,并应符合下列规定:

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

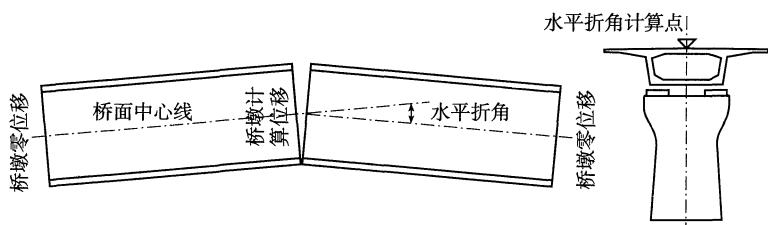


图 5.3.1 梁端水平折角示意图

3)梁端水平折角计算应考虑以下荷载作用:

- 列车竖向静荷载;
- 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。

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

5.3.2 墩台基础的沉降应按永久作用计算,其工后沉降量不应超过表 5.3.2—1、表 5.3.2—2 规定的限值。超静定结构相邻墩台沉降量之差除应满足本条各表的规定外,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 5.3.2—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(mm)
250 km/h 及以上	墩台均匀沉降	30
	相邻墩台沉降差	15
200 km/h	墩台均匀沉降	50
	相邻墩台沉降差	20
160 km/h 及以下	墩台均匀沉降	80
	相邻墩台沉降差	40

表 5.3.2—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(mm)
250 km/h 及以上	墩台均匀沉降	20
	相邻墩台沉降差	5
200 km/h 及以下	墩台均匀沉降	20
	相邻墩台沉降差	10

6 钢 结 构

6.1 一 般 规 定

6.1.1 钢结构的构件设计宜标准化,使同型构件能互换。结构应便于加工、运输、安装、检查和养护。

6.1.2 钢结构设计应避免有容易聚集水分的小坑、凹槽和细缝。杆件排水孔的直径不宜小于 50 mm。

6.1.3 钢梁应能适应千斤顶将其顶起。起顶设施及结构本身都应按起顶荷载 1.3 倍检算。

6.1.4 桥跨结构应设预拱度,预拱度曲线宜与结构重力和半个列车静荷载产生的挠度曲线形状基本相同,但方向相反。由结构重力和列车静荷载所引起的竖向挠度不大于桥梁跨度的 $1/1600$ 时,可不设置预拱度。

6.2 材 料

6.2.1 铁路钢桥的基本钢材应根据最低设计温度选取,需满足桥梁设计要求的化学成分、力学性能、工艺性能及焊接性能,并应符合表 6.2.1 的规定。最低设计温度为桥址处历年极端最低气温减 5°C 。

表 6.2.1 铁路钢桥的基本材料

名 称	钢材牌号	质量等级	应符合的标准
钢梁主体结构	Q235q	D 级	《桥梁用结构钢》(GB/T 714)。实物交货技术条件见本规范附录 E。 钢板在厚度方向承受拉力时,应对钢板厚度方向性能做出要求,符合 GB/T 5313 的相关规定
	Q345q	D、E 级	
	Q370q	D、E 级	
	Q420q	D、E 级	
	Q500q	D、E 级	

续表6.2.1

名 称		钢材牌号	质量等级	应符合的标准
桥梁辅助结构		Q235—B、Z		《碳素结构钢》GB/T 700
连接型钢		Q345C		《低合金高强度结构钢》GB/T 1591
铆钉		BL2(铆螺 2) BL3(铆螺 3)		现行《标准件用碳素钢热轧圆钢及盘条》 YB/T 4155
螺栓	精制螺栓	BL2(铆螺 2) BL3(铆螺 3)		《标准件用碳素钢热轧圆钢及盘条》 YB/T 4155
	粗制螺栓	BL2(铆螺 2) BL3(铆螺 3)		《标准件用碳素钢热轧圆钢及盘条》 YB/T 4155
	高强螺栓	20MnTiB (20 锰钛硼)		《合金结构钢》GB/T 3077
		35VB(35 钒硼)		《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角 螺母、垫圈技术条件》GB/T 1231 中附录 A
	螺母及 垫圈	35、45 15MnVB(15 锰钒硼)		《优质碳素结构钢》GB/T 699
铸件(支座的上摆、 下摆、摇轴、座板等)		ZG230-450 II (铸钢 230-450 II) ZG270-500 II (铸钢 270-500 II)		《一般工程用铸造碳钢件》GB/T 11352
销、铰、辊轴		35 号锻钢		《优质碳素结构钢》GB/T 699
圆钢吊杆		35CrMo		《合金结构钢》GB/T 3077

注:经过试验取得充分依据,也可采用符合桥跨结构要求的其他钢材。

6.2.2 高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈应符合 GB/T 1228~GB/T 1231 的规定。

6.2.3 铁路钢桥焊接接头(包括焊缝金属和热影响区)根据桥址处的最低设计温度取得的冲击韧性数值不应低于表 6.2.3 的规定。

表 6.2.3 焊接接头冲击韧性

钢材牌号		Q345q	Q370q	Q420q	Q500q
试验温度℃		当:最低设计温度 $\geq -10\text{℃}$ 时,取 -10℃ 当: $-10\text{℃} > \text{最低设计温度} \geq -20\text{℃}$, 取 -20℃ 当: $-20\text{℃} > \text{最低设计温度} \geq -30\text{℃}$, 取 -30℃ 当: $-30\text{℃} > \text{最低设计温度} \geq -40\text{℃}$, 取 -40℃			
冲击 韧性 (J)	整体节点的焊接接头	34	41	47	54
	散装节点垂直于应力方向的熔透对接焊、T 形角焊、棱角焊焊接接头	34	41	47	54
	散装节点顺应力方向未熔透的 T 形角焊缝、棱角焊缝	29	35	40	45

注:当结构对断裂性能有特殊要求时,其焊接接头冲击韧性可另行规定。

6.2.4 钢材的弹性系数可按照表 6.2.4 的规定确定。

表 6.2.4 钢材弹性系数

弹性模量 E_a (MPa)	剪切模量 G_a (MPa)	泊松比 ν_a
2.1×10^5	8.1×10^4	0.3

6.2.5 钢材的强度标准值应根据所采用的钢材牌号、厚度及其抗力类别按表 6.2.5—1 采用,强度设计值按表 6.2.5—2 采用。

表 6.2.5—1 各种钢材的强度标准值

牌号	质量等级	强度标准值(MPa)						
		厚度 (mm)	抗拉、 抗压和 抗弯设 计值 (f_{ak})	抗剪 (f_{avk})	端面 承压 (刨平、 顶紧) ($f_{a,cek}$)	销孔 承压 应力	辊轴 (摇轴) 与平板 自由接 触的径 向受压	铰轴放 置在铸 钢铰轴 颈上时 的径向 受压
Q235q	D	≤ 35	235	135	350			
Q345q	D	≤ 50	345	200	515			
	E	$50 < \text{厚度} \leq 100$	335	190	500			
Q370q	D	≤ 50	370	215	555			
	E	$50 < \text{厚度} \leq 100$	360	205	535			
Q420q	D	≤ 50	420	245	630			
	E	$50 < \text{厚度} \leq 100$	410	235	615			
Q500q	D	≤ 50	500	280	750			
	E	$50 < \text{厚度} \leq 100$	480	270	720			
ZG230-450 II			230	125			115	8.5
ZG270-500 II			270	155			135	10.5
35 号锻钢			270	155		205	135	10.5

表 6.2.5—2 各种钢材的强度设计值

牌号	质量等级	强度标准值(MPa)						
		厚度 (mm)	抗拉、 抗压和 抗弯设 计值 (f_{ad})	抗剪 (f_{avd})	端面 承压 (刨平、 顶紧) ($f_{a,ced}$)	销孔 承压 应力	辊轴 (摇轴) 与平板 自由接 触的径 向受压	铰轴放 置在铸 钢铰轴 颈上时 的径向 受压
Q235q	D	≤ 35	188	108	280			
Q345q	D	≤ 50	276	160	412			
	E	$50 < \text{厚度} \leq 100$	268	152	400			

续表6. 2. 5—2

牌号	质量等级	强度标准值(MPa)						
		厚度 (mm)	抗拉、 抗压和 抗弯设 计值 (f_{ad})	抗剪 (f_{avl})	端面 承压 (刨平、 顶紧) ($f_{a,ced}$)	销孔 承压 应力	辊轴 (摇轴) 与平板 自由接 触的径 向受压	铰轴放 置在铸 钢铰轴 颈上时 的径向 受压
Q370q	D	≤ 50	296	172	444			
	E	$50 < \text{厚度} \leq 100$	288	164	428			
Q420q	D	≤ 50	336	196	504			
	E	$50 < \text{厚度} \leq 100$	328	188	492			
Q500q	D	≤ 50	400	224	600			
	E	$50 < \text{厚度} \leq 100$	384	216	576			
ZG230-450 II			184	100			92	6.8
ZG270-500 II			216	124			108	8.4
35 号锻钢			216	124		164	108	8.4

注:1 表列的 Q235qD、Q345qD、Q345qE、Q370qD、Q370qE 强度标准值是同 GB/T 714 中板厚 $t \leq 50$ mm 的屈服强度相对应,表列的 Q420qD、Q420qE、Q500qD、Q500qE 强度标准值无需进行板厚修正。ZG230-450 II、ZG270-500 II 和 35 号锻钢强度标准值也是与屈服强度相对应。

- 2 铰轴放置在铸钢铰轴颈上时的径向受压系指接触面为圆弧中心角为 $2 \times 45^\circ$ 的接触;条件不符时可另行确定。
- 3 计算铰轴放置在铸钢铰轴颈上接触或辊轴(摇轴)与平板自由接触受压强度时,其承压面积采用轴径截面;轴与板采用不同钢种时,径向受压设计值取其较低者。
- 4 钢材强度设计值按钢材强度标准值除以钢材材料抗力分项系数 1.25 计。

6.2.6 铆钉及精制螺栓,连接强度的标准值可按表 6.2.6 采用。

表 6.2.6 铆钉及精制螺栓连接强度标准值

类 别	受力种类	强度标准值(MPa)
工厂铆钉	剪切	185
	承压	475

续表6.2.6

类 别	受力种类	强度标准值(MPa)
工地铆钉	剪切	170
	承压	425
精制螺栓	剪切	155
	承压	375

注:1 平头铆钉的强度标准值应降低 20%。

2 铆钉计算直径为铆钉孔的公称直径。

3 精制螺栓直径与栓孔名义直径之差不得大于 0.3 mm。

6.2.7 采用抗滑型高强度螺栓连接时,设计抗滑移系数采用 0.45。

6.2.8 高强度螺栓预拉力的设计值应根据高强度螺栓的螺纹直径、性能等级按表 6.2.8 的规定确定。

表 6.2.8 高强度螺栓的预拉力设计值(kN)

螺纹直径 d	M22	M24	M27	M30
性能等级	10.9S			
预紧力设计值	200	230	300	370

注:高强度螺栓用于列车建筑限界上方范围内的桥面系及连接系时,预拉力设计值可适当降低。

6.2.9 焊接性能应与基材相匹配,选用的焊接材料、焊接工艺均应根据设计要求通过焊接工艺评定。

6.2.10 钢桥涂装材料应符合《铁路钢桥保护涂装》TB/T 1527 的规定。

6.3 计算基本原则

(I) 一般要求

6.3.1 钢结构应按承载能力极限状态及正常使用极限状态进行计算。连接应按承载能力极限状态进行计算。承受动应力的杆件

(构件及其连接)应进行疲劳极限状态检算。

6.3.2 钢结构在各种极限状态计算或检算时,除有明确规定者外,均应根据可能同时出现的各种荷载作用进行组合。

6.3.3 安装检算中,结构自重及施工荷载可按具体情况确定。安装过程中残留在永久结构中的不利影响以及可能产生的支座不均匀沉陷的不利影响,均应作为其他可变作用考虑,作用分项系数可采用 1.1。

6.3.4 荷载产生的变形可按构件的毛截面计算,不考虑栓(钉)孔的削弱影响。

6.3.5 为简化计算,可将桥跨结构划分为若干个平面系统分别计算,但应考虑各个平面系统间的共同作用和相互影响。

6.3.6 曲线上线路中心有偏移的桥以及其他有偏心荷载的桥应计算偏载对桥跨结构的影响。

6.3.7 板桁组合结构应考虑钢桥面板和主桁杆件日照温度变化不同步的影响。

6.3.8 杆件的计算长度可按表 6.3.8 的规定确定。

表 6.3.8 杆件计算长度

杆 件			弯曲平面	计算长度
主 桁	弦 杆		面内及面外	l_0
	端斜杆、端立杆、连续梁中间支点处立柱或斜杆作为桥门架时		面内	$*0.9l_0$
			面外	l_0
	桁 架 的 腹 杆	无相交和无交叉	面内	$*0.8l_0$
			面外	l_0
		与杆件相交或相交叉 (不包括与拉杆相交叉)	面内	l_1
			面外	l_0
		与拉杆相交叉	面内	l_1
			面外	$0.7l_0$

续表6.3.8

杆 件		弯曲平面	计算长度
纵向 及横 向联 结系	无交叉	面内及面外	l_2
	与拉杆相交叉	面内	l_1
		面外	$0.7l_2$
	与杆件相交或相交叉(不包括与 拉杆相交叉)	面内	l_1
		面外	l_2

注:1 * 与该腹杆交会的主桁受拉弦杆,其长细比应不大于 100,否则其计算长度应另行计算。

2 当杆件两端均与受压杆件相连接时,其计算长度不小于该杆件两端连接栓群中心的距离。

3 l_0 为主桁各杆件的几何长度(即杆端节点中距),如杆件全长被横向结构分割时,则取其较长的一段长度。

4 l_1 为从相交点至杆端节点较长的一段长度。

5 l_2 为纵向(横向)联结系统线与节点板连在主桁杆件的固着线交点的距离。

6.3.9 对于半穿式钢梁受压翼缘(或弦杆)计算长度 l ,当桥跨结构主梁(或主桁)的节间长度 d 小于等于 $\frac{L}{3m}$ 时, l 为 αL ,系数 α 和 m 根据 β 值可从表 6.3.9 查取。

表 6.3.9 系数 α 及 m

β	0	5	10	19	20	30	50	100	150
α	0.696	0.524	0.443	0.370	0.367	0.353	0.330	0.290	0.264
m	1				2				
β	200	242	243	300	500	700	1 000	1 060	1 061
α	0.246	0.234	0.234	0.225	0.204	0.189	0.174	0.171	0.171
m	2		3						4
β	1 500	2 000	2 500	3 000	3 082	3 083	4 000	5 000	6 000
α	0.160	0.149	0.142	0.136	0.135	0.135	0.127	0.121	0.116
m	4					5			

续表 6.3.9

β	7 129	7 130	8 000	10 000	—	—	—	—	—
α	0.112	0.112	0.109	0.103	—	—	—	—	—
m	5	6			—				

注:1 表中 $\beta = \frac{L^4}{16d\Delta EI_m}$ (6.3.9—1)

式中 m ——屈曲时受压翼缘(或弦杆)形成半正弦波的个数;

L ——梁(或桁)的计算跨度(m);

d ——节间长度(m);

I_m ——受压翼缘(或弦杆)毛截面对竖轴的惯性矩(全长平均值)(m^4);

E ——钢的弹性模量(MPa);

Δ ——半框架(除端半框架外)上节点由单位水平力($P=1$)作用而引起的最大位移(一个翼缘或弦杆的)(m/MN),其数值为

$$\Delta = \frac{h^3}{3EI_c} + \frac{Bh^2}{2EI_g} \quad (6.3.9-2)$$

h ——受压翼缘或弦杆的截面重心至横梁顶面的高度(m);

B ——两主梁(或主桁)间的距离(m);

I_c ——加劲肋(或竖杆)毛截面向梁(或桁)平面外弯曲的惯性矩(m^4);

I_g ——横梁截面的惯性矩(m^4)。

- 2 其中板梁受压翼缘的截面,对于焊接结构为盖板束的截面积;对于铆接结构为盖板、翼角以及在翼角范围内一部分腹板的面积。翼缘的纵向力按上述截面积乘以翼缘截面重心处的应力计算。

6.3.10 整体式截面的杆件,其计算长细比等于计算长度与相应的回转半径之比。受拉或受压 H 形杆件进行长细比计算时,均应包括其腹板在内;但受压 H 形杆如在计算面积中未包括腹板,则计算时也可不计腹板。

6.3.11 由单根型钢组成的拉杆,可不考虑杆件连接的偏心弯矩,其计算截面积应符合下列规定:

1 由单根角钢组成的杆件等于连接肢的截面积与 50%非连接肢的截面积之和。

2 由单根槽型杆件(轧制的或组合的)用腹板连接时及 T 形

杆件用翼缘连接的计算截面均减少 10%。

6.3.12 计算由单个角钢组成的联结系压杆应力,当仅以一个肢与节点板相连,且采用最小回转半径计算其长细比时,可不考虑杆件连接的偏心影响。

6.3.13 桥跨结构中用以减少压杆计算长度的支撑杆件,应以被支撑压杆内力的 3%为抗力,予以检算。

6.3.14 钢梁安装计算时,可将实际施工荷载增加 10%作为设计施工荷载,其作用分项系数取 1.0,风荷载按标准风荷载计算,其作用分项系数取 1.0,抗力调整系数按本规范第 6.3.15 条的规定确定。

6.3.15 桥梁钢结构在各种荷载组合时的抗力调整系数 γ_x 按表 6.3.15 的规定确定。

表 6.3.15 各种荷载组合时的抗力调整系数 γ_x

序号	检算项目		调整系数 γ_x
1	永久作用+基本可变作用		1.00
2	永久作用+基本可变作用+面内弯矩作用[或面外弯矩(扭矩)作用]		1.00
3	永久作用+基本可变作用+面内弯矩作用+面外弯矩(扭矩)作用		1.05
4	永久作用+极限风+温度+支座沉降		1.00
5	永久作用+基本可变作用+面内弯矩作用[或面外弯矩(扭矩)作用]+风力+温度+支座沉降		1.05
6	永久作用+基本可变作用+面内弯矩作用[或面外弯矩(扭矩)作用]+制动力+温度+支座沉降		1.05
7	钢梁安装	结构自重+施工荷载+风力	1.05
8		结构自重+施工荷载	1.00
9		结构自重+施工荷载+风力+面内弯矩作用[或面外弯矩(扭矩)作用]	1.10

注:1 表中面内弯矩作用指由节点刚性在主桁杆件中产生的弯矩作用。面外弯矩(扭矩)作用指由于空间作用产生的结构面外变形引起的作用。

2 在考虑了面内或面外作用的组合中检算限值应按本规范第 6.3.22 条规定提高后,再按表中抗力修正系数修正。

(II) 板 梁

6.3.16 板梁可按本规范式(6.4.2—2)检算弯矩平面外的稳定性,上承式板梁计算长度为受压翼缘联结系节间的距离;半穿式板梁面外的计算长度可按本规范第6.3.9条的规定计算。按本规范式(6.4.2—4)计算的换算长细比不超过40时,可不检算主梁弯矩平面外的稳定性。

6.3.17 板梁应在端支承和其他传递集中外力处设置成对的竖加劲肋,加劲肋的伸出肢应与梁的支撑翼缘磨光顶紧。加劲肋的设置还应符合下列规定:

1 支承加劲肋的伸出肢宽厚比不应大于12。

2 支承加劲肋按压杆设计,其截面为加劲肋加每侧不大于15倍腹板厚的腹板,计算长度为支承处横向联结系上、下两节点间距的0.7倍。

3 支承加劲肋应检算其伸出肢与翼板顶紧部分的支承压力。

6.3.18 桥枕直接铺设在板梁上翼缘时,一个轮重的压力分布长度,当计算板梁翼缘铆钉及翼缘焊缝时应取1.0m;检算腹板局部稳定时应取1.5m(不计冲击力)。

6.3.19 半穿式板梁应在每个横梁竖直平面内设置半框架,横向半框架的计算应考虑水平抗力的作用,其计算方法详见本规范第6.3.9条。

6.3.20 板梁的拼接应符合下列规定:

1 板梁翼缘的拼接板净面积应较被拼接部分的净面积大10%。

2 板梁腹板拼接时应将拼接板成对设置在腹板的两侧,其净面积应大于被拼接腹板的净截面积;拼接板的净截面积抵抗矩应大于被拼接腹板的净截面抵抗矩。

(III) 桁 梁

6.3.21 桁梁结构设计时,应将钢材强度设计值 f_{ad} 增加20%,桥

跨结构中所有主要杆件承担超量活载的能力应基本一致。这些杆件由活载产生的内力,在计算永久荷载和基本可变荷载组合时乘以活载发展系数 η 或按相应桥跨的检定载重进行检算。 η 可按下式计算:

$$\eta = 1 + \frac{1}{6}(a_{\max} - a) \quad (6.3.21)$$

式中 a ——杆件恒载内力与包括冲击力的活载内力之比。

$a_{\max}$ ——该桁架所有弦杆中最大的 a 值。

6.3.22 桁架杆件的轴向力可按节点为铰接的假定计算。当主桁杆件截面高度与节长之比在连续桁梁中大于 $1/15$,简支桁梁中大于 $1/10$ 时,应计算由于节点刚性引起的次力矩作用效应。由该节点刚性所产生次力矩作用效应与轴向力一并进行承载能力极限状态的强度检算,相应的钢材强度设计值应乘以计算模式不定性系数 1.2 。

6.3.23 桁架杆件重心线应在各节点处交会于节点中心,否则应考虑偏心影响。支座铰点和弦杆中心线不在同一高程时,应考虑纵向力对节点的偏心影响。

6.3.24 作为桥门架腿杆的主桁斜杆或竖杆应计算桥门架受横向力时所产生的轴向力和弯矩。计算假定和腿杆上弯矩零点位置可按本规范第 6.3.42 条确定。当桥门架腿杆是主桁斜杆时,主桁弦杆应计算桥门架受横向力时所产生的腿杆轴向力的影响。

6.3.25 在桁架中,与横梁、横联或横撑构成闭合框架的挂杆或立柱应计算其当横梁承受竖向荷载时所产生的轴向力和弯矩,弯矩可按本规范附录 F 计算。

6.3.26 一般桁梁在强度及稳定检算中,可不考虑桥面系和纵向联结系对主桁弦杆的减载作用。

6.3.27 节点板任何连接截面的撕破强度应较各被连接杆件的强度大 10% 。在检算时,其净截面的强度设计值应符合下列规定:

1 垂直于被连接杆件中线的截面部分,采用与节点板相同的

抗拉或抗压标准强度。

2 与被连接杆件中线倾斜相交或平行的截面部分,采用与节点板材质及厚度相适应的抗剪标准强度并乘以计算模式不定性系数 1.25。

3 节点板撕破强度检算时,其抗力的分项系数与被连接杆件强度检算时所采用的分项系数相同。

4 主桁节点板除应检算撕破强度外,还应按本规范表 4.1.4 中承载能力极限状态基本组合 I 的情况,按偏心受拉或偏心受压检算其设计法向强度和抗剪强度,其最大设计法向强度不应大于相应材质和板厚的抗拉或抗压的强度设计值;其最大设计抗剪强度不应大于节点板净面积相应抗剪强度设计值乘以计算模式不定系数 1.25。

6.3.28 杆件拼接应符合下列规定:

1 受拉杆件的拼接板净面积应较被拼接部分的净面积大 10%。

2 受压杆件的拼接板有效面积应大于被拼接压杆有效面积的 10%。当在节点内拼接时,拼接板的受压容许应力折减系数可采用 0.9;在节点外拼接时,可与该压杆的受压容许应力折减系数相同。

3 受压杆件接头采用磨光顶紧时,接头处拼接板的毛面积可按被拼接部分的毛面积 50%计算。

(IV) 桥 面 系

6.3.29 栓、铆接纵梁在竖面内的弯矩、剪力和反力可按跨径等于横梁中距的简支梁计算。栓、铆接横梁在竖面内的弯矩、剪力和反力可按跨径等于主梁(主桁)中距的简支梁计算。

6.3.30 整体钢桥面结构检算时,桥面板作为纵梁(肋)、横梁(肋)的上翼缘应考虑剪力滞后的影响。钢桥面板参与作用的有效宽度 b_e 为 $(\lambda_1 + \lambda_2)$, 其中 λ_1 为一侧伸出部分的有效宽度, λ_2 为主梁中心

线间距一半的有效宽度。 λ_1 、 λ_2 的取值应符合下列规定：

1 简支梁或连续梁跨中的 λ_1 、 λ_2 可按下列公式取值：

$$1) \text{ 当 } \frac{b}{L} \leq 0.05 \text{ 时, } \lambda_1 \text{ 或 } \lambda_2 = b \quad (6.3.30-1)$$

$$2) \text{ 当 } 0.05 < \frac{b}{L} < 0.30 \text{ 时, } \lambda_1 \text{ 或 } \lambda_2 = \left[1.1 - 2\left(\frac{b}{L}\right) \right] b \quad (6.3.30-2)$$

$$3) \text{ 当 } \frac{b}{L} \geq 0.30 \text{ 时, } \lambda_1 \text{ 或 } \lambda_2 = 0.15L \quad (6.3.30-3)$$

2 悬臂梁或连续梁中间支点处的 λ_1 、 λ_2 可按下列公式取值：

$$1) \text{ 当 } \frac{b}{L} \leq 0.02 \text{ 时, } \lambda_1 \text{ 或 } \lambda_2 = b \quad (6.3.30-4)$$

$$2) \text{ 当 } 0.02 < \frac{b}{L} < 0.30 \text{ 时,}$$

$$\lambda_1 \text{ 或 } \lambda_2 = \left[1.06 + 4.5\left(\frac{b}{L}\right)^2 - 3.2\left(\frac{b}{L}\right) \right] b \quad (6.3.30-5)$$

$$3) \text{ 当 } \frac{b}{L} \geq 0.30 \text{ 时, } \lambda_1 \text{ 或 } \lambda_2 = 0.15L \quad (6.3.30-6)$$

3 连续梁中间支点处和跨中之间的过渡部位的 λ_1 、 λ_2 可按表 6.3.30 的图中斜线过渡部分处的翼缘有效宽度线性插值。

式中 b ——腹板间距的 1/2 或翼缘悬臂端为伸出部分的宽度，

$b = b_2/2$ 或 b_1 ，如图 6.3.30 所示；

L ——等效跨径，可按表 6.3.30 取值。

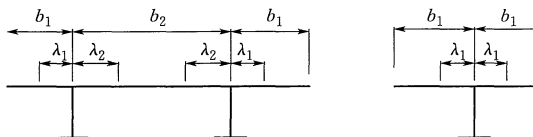
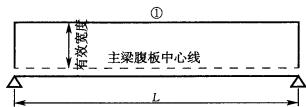
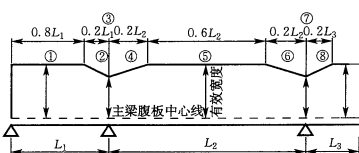
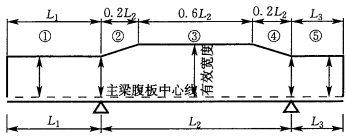


图 6.3.30 纵、横梁(肋)截面

表 6.3.30 翼缘有效宽度计算的等效跨径

类别	梁段号	腹板单侧翼缘有效宽度计算			计算图式
		符号	适用公式	等效跨径 L	
简支梁	①	λ_1 或 λ_2	(6.3.30—1) (6.3.30—2) (6.3.30—3)	L	
连续梁	①	λ_1 或 λ_2	(6.3.30—1) (6.3.30—2)	$0.8L_1$	
	⑤	λ_1 或 λ_2	(6.3.30—3)	$0.6L_2$	
	③	λ_1 或 λ_2	(6.3.30—4) (6.3.30—5)	$0.2(L_1 + L_2)$	
	⑦	λ_1 或 λ_2	(6.3.30—6)	$0.2(L_2 + L_3)$	
	②	线性内插			
	④				
	⑥				
⑧					
悬臂梁	①	λ_1 或 λ_2	(6.3.30—4) (6.3.30—5)	$2L_1$	
	⑤	λ_1 或 λ_2	(6.3.30—6)	$2L_3$	
	③	λ_1 或 λ_2	(6.3.30—1) (6.3.30—2) (6.3.30—3)	$0.6L_2$	
	②	线性内插			
	④				

6.3.31 横梁与主梁(主桁)采用角钢连接时,应符合下列规定:

1 当不设承受支点弯矩的结构时,在连接于横梁的竖角钢肢上的栓(钉)数量,应按简支反力增加 10% 计算,在连接于主梁(主桁)的竖角钢肢上的栓(钉)数量,按支点反力增加 20% 计算;双线和公铁两用梁应根据计算确定。

2 当设有能承受支点弯矩的结构时,则全部弯矩由该结构承受,而连接横梁和主梁(主桁)的竖角钢肢上的栓(钉)数量仍按支点反力增加 10% 计算。

6.3.32 横梁参与横向框架计算时,应符合下列规定:

1 横梁作为框架或半框架的一部分时,所承受的支点弯矩可按本规范附录 F 的规定计算。

2 对于半穿式钢梁的横梁,应计入横向半框架的水平抗力所产生的附加弯矩,并应按永久荷载+基本可变荷载的组合进行验算。该水平抗力系作用于受压翼缘(或弦杆)的截面重心处,方向朝半框架内;大小为受压翼缘(或受压弦杆)纵向力的 1%。

3 当横梁兼作支承处横向联结系撑杆时,还应考虑其作为撑杆所受的力。

6.3.33 桥面系计算时,除必须按纵横梁单独受载的情况计算外,还应计算与主桁弦杆或主梁翼缘共同受力引起的纵梁轴向力和横梁弯矩,并应符合下列规定:

1 按共同受力情况计算时,可不考虑各构件不在同一高程的偏心影响,并可假定纵梁铰接于横梁、横梁固接于主梁(主桁)节点中心。

2 桥跨的平面纵向联结系不宜与纵梁直接连接。

3 当桥面系与主桁弦杆采用同一钢种而其连续长度又不超过 80 m 时,可不考虑桥面系与主桁共同作用的影响。

6.3.34 当钢材强度设计值增加 20% 时,桥面系应与主桁的承载能力基本一致。

6.3.35 纵横梁腹板之间采用角钢连接时,应符合下列规定:

1 当设有鱼形板、牛腿或其他能承受支点弯矩的结构时,则纵梁与横梁的连接应能承受全部纵梁纵向力和支点弯矩,该弯矩可按纵梁跨中弯矩的 0.6 倍计算,而连接纵横梁腹板的角钢肢上的栓(钉)数量应按简支反力增加 10% 计算。

2 当不设承受支点弯矩的结构时,在连接于纵梁的竖角钢肢上的栓(钉)数量应按简支反力增加 20% 计算。在连接于横梁的竖角钢肢上的栓(钉)数量应按简支反力增加 40% 计算。

(V) 联 结 系

6.3.36 桁式联结系的计算可假定节点为铰接以确定杆件的内力。纵向联结系杆件应计算自重引起的弯矩,该弯矩应按跨径等于杆件长度的简支梁计算。

6.3.37 纵向联结系应按横向水平力进行检算。当设置上、下平面纵向联结系时,横向水平力的分配系数应按表 6.3.37 选用。

表 6.3.37 横向水平力在纵向联结系的分配系数

横向力类别	桥面系所在平面	另一平面
主桁风力	0.5	0.5
桥面系和列车风力、车辆摇摆力、离心力	1.0	0.2

6.3.38 计算上平面纵向联结系在横向水平力作用下的内力,可将该联结系与桥门架或支承处横联相交的节点作为支点。

6.3.39 在交叉形和菱形的纵向联结系中,应计算由于主桁弦杆或主梁翼缘和横梁变形所引起的联结系杆件的内力。该内力与风力组合计算时,抗力调整系数可取 1.05。

6.3.40 由于主桁弦杆(主梁翼缘)和横梁变形引起的纵向联结系杆件内力可按下列公式计算:

1 交叉形纵向联结系斜杆内力可按下列公式计算:

$$N_s = \frac{N_c}{A_c} \times \frac{A_s \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_s}{A_p} \sin^3 \alpha + \frac{A_s}{A_c} \cos^3 \alpha} \quad (6.3.40-1)$$

2 交叉形且横梁兼作撑杆时联结系斜杆内力可按下式计算:

$$N_s = \frac{A_s \left[\frac{N_c}{A_c} \cos^2 \alpha + 0.6 \left(\frac{N_h}{A_h} + \frac{M_h}{W_h} \right) \sin^2 \alpha \right]}{1 + 4 \frac{A_s}{A_b} \sin^3 \alpha + \frac{A_s}{A_c} \cos^3 \alpha} \quad (6.3.40-2)$$

3 菱形纵向联结系斜杆内力可按下式计算:

$$N_s = \frac{N_c}{A_c} \times \frac{A_s \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_s}{A_p} \sin^3 \alpha + \frac{A_s}{48 I_g} B^2 \cos^3 \alpha + \frac{A_s}{A_c} \cos^3 \alpha} \quad (6.3.40-3)$$

4 交叉形、菱形纵向联结系撑杆内力可按下式计算:

$$N_s = (N_s^x + N_s^y) \sin \alpha \quad (6.3.40-4)$$

式中 N_c, A_c ——弦杆(翼缘)的内力(MN)、毛截面积(m^2);

N_s, A_s ——联结系斜杆的内力(MN)、毛截面积(m^2);

N_p, A_p ——联结系撑杆的内力(MN)、毛截面积(m^2);

A_b ——横梁毛截面积(m^2);

I_g ——弦杆(翼缘)对竖轴的毛截面惯性矩(m^4);

α ——联结系斜杆与弦杆的交角;

B ——主桁(主梁)中距(m);

N_h, M_h ——横梁按竖向荷载作用时的最大轴力(kN)和弯矩(kN·m),当 N_h 和 M_h 的符号相反时,可按不利的内力组合;

A_h, W_h ——横梁毛截面面积和抵抗矩。

6.3.41 当采用菱形桁式的纵向联结系时,联结系与弦杆或翼缘连接的节点处,弦杆或翼缘截面所承受的作用于联结系平面的弯矩可按式(6.3.41)计算,附加弯矩仅在弦杆(翼缘)检算强度及疲劳时予以考虑,抗力调整系数可采用 1.05。

$$M_d = \pm \frac{N_p l_p}{4} \quad (6.3.41)$$

式中 N_p ——联结系撑杆内力(MN);

l_p ——联结系节间长度(m)。

6.3.42 计算桥门架各杆件因受上平面纵向联结系横向反力产生内力时,可假定其腿杆下端为固端。当桥门架的门楣为桁架时,其腿杆上弯矩零点位置可按式计算:

$$l_0 = \frac{l_2(l_2 + 2l_1)}{2(2l_2 + l_1)} \quad (6.3.42)$$

式中 l_0 ——弯矩零点至下弦节点中心的距离(m);

l_1 ——桥门架腿杆处上弦节点中心至下弦节点中心的距离(m);

l_2 ——门楣在腿杆上的下节点中心至下弦节点中心的距离(m)。

6.3.43 制动联结系除按制动力或牵引力进行检算外,在铺设长钢轨的桥面梁上,还应按长钢轨纵向力进行检算。

6.3.44 位于压力弦杆平面内的联结系斜杆,除按本规范第 6.3.40 条及第 6.3.41 条检算外,还应以基本组合时两弦杆内力之和的 3% 作为节间剪力,且采用与该组合相同的分项系数予以检算。

(VI) 连 接

6.3.45 高强度螺栓或铆钉的布置应使其与构件的轴线对称,避免偏心。

6.3.46 栓(钉)连接的计算应符合下列规定:

1 当仅有纵向力时,假定纵向力在栓(钉)群上均匀分布。

2 主桁杆件及板梁翼缘用栓(钉)连接时,该接头的栓(钉)连接强度不应小于连接构件的极限承载力。

3 受疲劳控制的杆件其连接的栓(钉)除满足疲劳极限状态检算的有关规定外,还不应少于该杆件强度检算所需栓(钉)数量的 1.1 倍。

6.3.47 主桁杆件及板梁翼缘用高强度螺栓或铆钉连接时,其栓

(钉)数量应按连接杆件的承载能力计算,并应符合下列规定:

1 当腹杆为最小截面控制时,其连接栓(钉)数量可按 1.1 倍的杆件内力与 75%的杆件净面积强度的较大值进行计算。

2 对于桥面系、联结系、缀板以及所有考虑安装影响的杆件可按内力计算并假定纵向力在栓(钉)群上是平均分布的。

3 板梁腹板拼接采用栓(钉)连接时,栓(钉)群的强度不应小于拼接处腹板净截面抗弯强度与该处最大剪力的组合强度。

6.3.48 轴向受力杆件的高强度螺栓或铆钉连接接头应符合下列规定:

1 杆件的肢与节点板偏心连接,且这些肢在连接范围内无缀板相联系时,或杆件的肢仅一面有拼接板时,其栓(钉)总数应增加 10%,并应计算各栓(钉)的受力。

2 主桁杆件及板梁翼缘的拼接板与被拼接部分间的连接高强度螺栓或铆钉的强度,在按净截面拼接时应不低于按净截面面积计算的拼接杆件强度;在按毛截面或有效截面拼接时,应不低于按毛截面面积或有效截面面积计算的拼接杆件强度。

3 对于铆接杆件截面的个别部分不直接连接而是经过截面的其他部分连接者,其连接铆钉数目应予增加,隔一层板增加 10%,隔两层或两层板以上时增加 20%,但铆钉总数可不增加。

4 当隔着填板连接,而填板在接头范围以外有相当其面积 1/4 以上的铆钉时,连接铆钉数量可不增加。

6.3.49 销接接头的作用力可按被连接构件的内力计算,并符合下列规定:

1 无论受压或受拉的销接构件,均应按扣除销孔的净面积计算。

2 当销的长度大于直径的两倍时,对承受挠曲的销可按简支梁进行近似计算,并假定各集中力作用在和销相接触的各板条的轴线上。

6.3.50 销接接头中,带销孔的受拉构件,其销孔各部尺寸应满足

下列规定:

1 垂直杆轴方向并通过销孔中心的净面积应比构件计算所需的净面积大 40%。

2 由杆端到销孔边的截面积不应小于构件计算的截面积。

6.4 承载能力极限状态计算

6.4.1 结构杆件的承载能力应按如下公式进行检算:

1 轴心受力杆件

$$\frac{N_d}{A} \leq \gamma_x f_{ad} \quad (6.4.1-1)$$

2 拉弯或压弯杆件

$$\frac{N_d}{A} \pm \frac{M_d}{W} \leq \gamma_x f_{ad} \quad (6.4.1-2)$$

式中 N_d, M_d ——检算截面按照本规范表 4.1.4 确定的荷载设计值所产生轴向力(MN)、弯矩(MN·m);

A ——检算截面的计算面积;拉杆为净截面积、压杆为毛截面积(m^2);

W ——检算截面处与弯矩平面相垂直的主轴的计算截面抵抗矩(m^4);检算受拉翼缘为净截面抵抗矩、检算受压翼缘为毛截面抵抗矩,为简化计,均可按毛截面的重心轴计算;

f_{ad} ——杆件按照所采用钢种、厚度及其受力情况相对应的强度设计值(MPa);

γ_x ——抗力调整系数,按本规范表 6.3.15 采用。

6.4.2 结构构件的整体稳定性应按如下公式进行检算:

1 轴心受力杆件

$$\frac{N_d}{A_g} \leq \varphi_1 \gamma_x f_{ad} \quad (6.4.2-1)$$

2 在一个主平面内受弯

$$\frac{M_d}{W_g} \leq \varphi_2 \gamma_x f_{ad} \quad (6.4.2-2)$$

3 受压并在一个主平面内受弯或与此相当的偏心受压

$$\frac{N_d}{A_g} + \frac{\varphi_1}{\mu \varphi_2} \frac{M_d}{W_g} \leq \varphi_1 \gamma_x f_{ad} \quad (6.4.2-3)$$

式中 N_d ——按本规范表 4.1.4 确定的荷载设计值所产生的轴向力(MN);

M_d ——杆件在检算长度范围的中部 1/3 范围内,按本规范表 4.1.4 确定荷载设计值所产生的最大弯矩(MN·m);

A_g ——杆件的毛截面积(m²);

W_g ——杆件毛截面模量(m³);

φ_1 ——杆件轴心受压的稳定折减系数,根据钢种、截面形状、检算时所对的轴和长细比的大小按本规范表 6.4.3 的规定采用;

φ_2 ——杆件只在一个主平面(强轴)受弯时对另一主平面(弱轴)的稳定折减系数(压弯杆可按 $N_d=0$ 确定 φ_2);在不作进一步分析时,可按式(6.4.2-4)计算杆件的换算长细比 λ_c ,并根据 λ_c 从本规范表 6.4.3 中查得相应的 φ_1 用作 φ_2 。

λ_c 应按下式计算:

$$\lambda_c = \alpha \frac{l_0 i_x}{h i_y} \quad (6.4.2-4)$$

式中 α ——系数,焊接杆件取 1.8、铆接杆件取 2.0;

l_0 ——杆件对弱轴的计算长度(m);

i_x, i_y ——杆件截面对 X—X 轴(强轴)及 Y—Y 轴(弱轴)的回转半径(m);

h ——杆件高度(m),如图 6.4.2 所示。

对于下列情况,取 $\varphi_2=1$:

(1)箱形截面杆件。

(2)任何截面的杆件,当所检算的失稳平面和弯矩作用平面一致时。

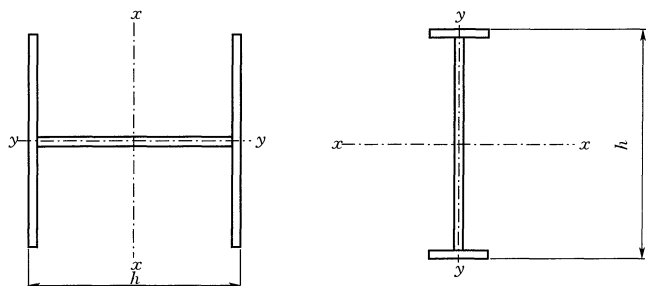


图 6.4.2 H 形杆件及 I 形梁简图

μ 为考虑因杆件受压弯矩增大所引用的系数:

$$\text{当 } \frac{N_d}{A_g} \leq 0.15\varphi_1 f_{ad} \text{ 时, } \mu = 1.0$$

$$\text{当 } \frac{N_d}{A_g} > 0.15\varphi_1 f_{ad} \text{ 时, } \mu = 1 - \frac{1.25\gamma_x N_d \lambda^2}{\pi^2 E_a A_g} \quad (6.4.2-5)$$

式中 λ ——杆件在弯矩作用平面内的长细比;

E_a ——弹性模量(MPa)。

6.4.3 检算中心受压杆件的整体稳定性时,其轴向受压稳定系数 φ_1 可根据杆件类型、钢种、长细比及其检算平面位置按表 6.4.3 的规定确定。

表 6.4.3 轴心受压杆件稳定系数

焊接 H 形杆件(检算翼缘板平面内整体稳定)					焊接 H 形杆件(检算腹板平面内整体稳定)、焊接箱型及铆钉杆件				
杆件长细比 λ	φ_1				杆件长细比 λ	φ_1			
	Q235q	Q345q Q370q	Q420q	Q500q		Q235q	Q345q Q370q	Q420q	Q500q
0~30	0.900	0.900	0.866	0.837	0~30	0.900	0.900	0.885	0.867
40	0.864	0.823	0.777	0.729	40	0.878	0.867	0.831	0.810

续表 6.4.3

焊接 H 形杆件(检算翼缘板 平面内整体稳定)					焊接 H 形杆件(检算腹板平面内 整体稳定)、焊接箱型及铆钉杆件				
杆件 长细 比 λ	φ_1				杆件 长细 比 λ	φ_1			
	Q235q	Q345q Q370q	Q420q	Q500q		Q235q	Q345q Q370q	Q420q	Q500q
50	0.808	0.747	0.694	0.644	50	0.845	0.804	0.754	0.718
60	0.744	0.677	0.616	0.564	60	0.792	0.733	0.665	0.632
70	0.685	0.609	0.541	0.496	70	0.727	0.655	0.582	0.546
80	0.628	0.544	0.471	0.426	80	0.660	0.583	0.504	0.461
90	0.573	0.483	0.405	0.368	90	0.598	0.517	0.434	0.396
100	0.520	0.424	0.349	0.319	100	0.539	0.454	0.371	0.330
110	0.469	0.371	0.302	0.272	110	0.487	0.396	0.319	0.280
120	0.420	0.327	0.258	0.231	120	0.439	0.346	0.275	0.238
130	0.375	0.287	0.225	0.201	130	0.391	0.298	0.235	0.202
140	0.338	0.249	0.194	0.168	140	0.346	0.254	0.200	0.172
150	0.303	0.212	0.164	0.138	150	0.304	0.214	0.166	0.143

6.4.4 组合压杆的板或板束宽度 b 与厚度 δ 之比宜符合表 6.4.4 及图 6.4.4 的规定。

表 6.4.4 组合压杆板束宽度与厚度最大比例

序号	板件类型	钢材牌号							
		Q235q		Q345q、Q370q		Q420q		Q500q	
		λ	b/δ	λ	b/δ	λ	b/δ	λ	b/δ
1	H 形截面中的 腹板	<60	34	<50	30	<45	28	<40	26
		≥ 60	$0.4\lambda + 10$	≥ 50	$0.4\lambda + 10$	≥ 45	$0.4\lambda + 10$	≥ 40	$0.4\lambda + 10$
2	箱形截面中无加劲 肋的两边支承板	<60	33	<50	30	<45	28	<40	26
		≥ 60	$0.3\lambda + 15$	≥ 50	$0.3\lambda + 15$	≥ 45	$0.3\lambda + 14.5$	≥ 40	$0.3\lambda + 14$

续表6.4.4

序号	板件类型		钢 材 牌 号							
			Q235q		Q345q、Q370q		Q420q		Q500q	
			λ	b/δ	λ	b/δ	λ	b/δ	λ	b/δ
3	H 形或 T 形无 加劲的 伸出肢	铆接杆	—	≤ 12	—	≤ 10	—	—	—	—
		焊接杆	< 60	13.5	< 50	12	< 45	11	< 40	10
			≥ 60	$0.15\lambda + 4.5$	≥ 50	$0.14\lambda + 5$	≥ 45	$0.14\lambda + 4.7$	≥ 40	$0.14\lambda + 4.5$
4	铆接杆 角钢伸 出肢	受轴向 力的主 要杆件	—	≤ 12	—	≤ 12	—	—	—	—
		支撑及 次要 杆件	—	≤ 16	—	≤ 16	—	—	—	—
5	箱形截面中 n 等 分线附近各设 一条加劲肋的 两边支承板		< 60	$28n$	< 50	$24n$	< 45	$22n$	< 40	$20n$
			≥ 60	$(0.3\lambda + 10)n$	≥ 50	$(0.3\lambda + 9)n$	≥ 45	$(0.3\lambda + 8.5)n$	≥ 40	$(0.3\lambda + 8)n$

注:1 b 、 δ 如图 6.4.4 所示,图中 b_1 、 δ_1 、 b_2 、 δ_2 、 b_3 、 δ_3 、 b_4 、 δ_4 、 b_5 、 δ_5 分别对应表 6.4.4 中序号 1、2、3、4、5 项中的 b 及 δ 。

- 2 计算压应力小于抗压强度设计值 φf_{ad} 时,表中 b/δ 值除序号 4 外,可按规定放宽,即根据该杆件计算压应力与设计标准强度 f_{ad} 之比 φ 按表 6.4.4 查出相应的 λ 值,再根据此 λ 值按本表算出该杆件最大的 b/δ 值。

6.4.5 带加劲肋的箱型受压杆件,宜采用刚性加劲肋,加劲肋的刚度应满足下列规定:

$$I = \frac{1}{11} b \delta^3 \gamma \quad (6.4.5)$$

各加劲肋的最大宽厚比应符合本规范表 6.4.4 中的序号 3 的规定。但采用特殊形状的加劲肋时可不受这个限制。

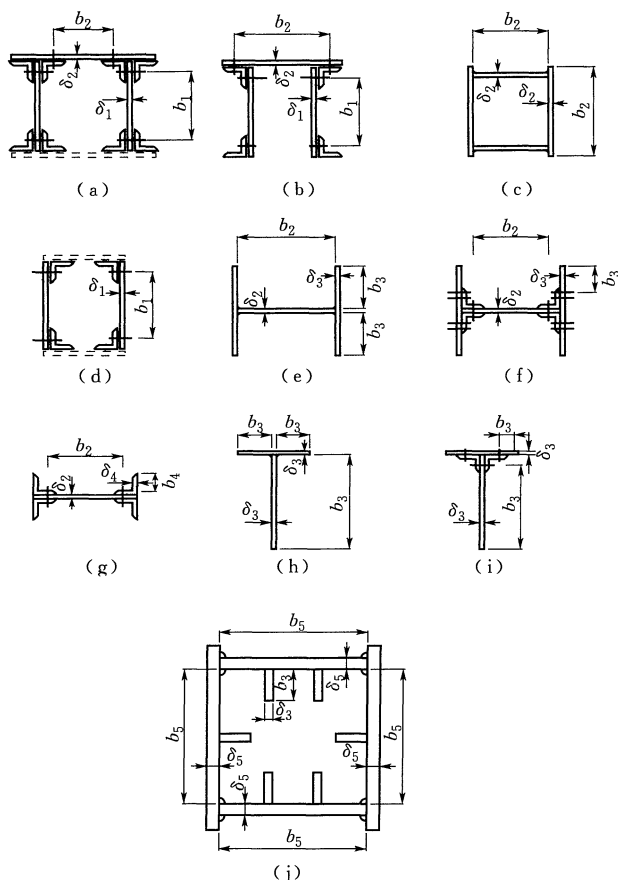


图 6.4.4 板(板束)位置简图

注:图中 b, δ 分别表示表 6.4.4 中序号 1、2、3、4 项中的 b 及 δ 。

式中 b ——表 6.4.4 中序号 5 所示板的宽度 b_5 (mm);
 δ ——表 6.4.4 中序号 5 所示板的厚度 δ_5 (mm);
 γ ——用下式计算得到的刚度比:

$$\text{当 } \frac{(b/\delta)_s}{(b/\delta)_0} > \sqrt{\frac{1+\alpha^2}{2n^2(1+n\beta)}} \text{ 时}$$

$$\gamma = 4\alpha^2 n \left\{ \frac{(b/\delta)_s}{(b/\delta)_0} \right\}^2 (1 + n\beta) - \frac{(1 + \alpha^2)^2}{n} \quad (\text{且 } \frac{(b/\delta)_s}{(b/\delta)_0} \leq 1)$$

$$\gamma = 4\alpha^2 n (1 + n\beta) - \frac{(1 + \alpha^2)^2}{n} \quad (\text{且 } \frac{(b/\delta)_s}{(b/\delta)_0} > 1)$$

$$\text{当 } \frac{(b/\delta)_s}{(b/\delta)_0} \leq \sqrt{\frac{1 + \alpha^2}{2n^2(1 + n\beta)}} \text{ 时}$$

$$\gamma = \frac{1}{n} \left[2n^2 \left\{ \frac{(b/\delta)_s}{(b/\delta)_0} \right\}^2 (1 + n\beta) - 1 \right]^2 \quad (\text{且 } \frac{(b/\delta)_s}{(b/\delta)_0} \leq 1)$$

$$\gamma = \frac{1}{n} [2n^2(1 + n\beta) - 1]^2 \quad (\text{且 } \frac{(b/\delta)_s}{(b/\delta)_0} > 1)$$

$(b/\delta)_s$ ——实际设计时采用的宽厚比；

$(b/\delta)_0$ ——前项表 6.4.4 序号 5 中规定的最大宽厚比；

α ——加劲肋的长宽比；图 6.4.5—1 所示板的区域
长度 a 与板宽 b 的比 a/b ；

I ——加劲肋总截面对图 6.4.5—2 中 X 轴的惯性矩
(mm^4)；

β ——一根加劲肋的截面积 A 与计算板的截面积的比
 $A/(b\delta)$ 。

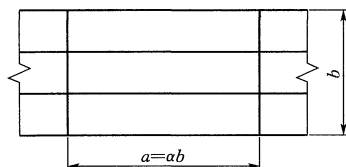


图 6.4.5—1 加劲肋长宽比简图

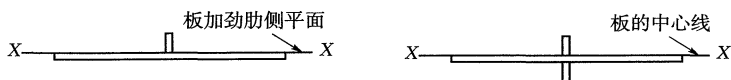


图 6.4.5—2 加劲肋加劲构造

6.4.6 受拉焊接构件板件的最大厚度应根据钢材材质、拉应力的
大小及最低设计温度等因素确定。

6.4.7 钢结构材料的抗力分项系数 γ_m 采用 1.25。

6.4.8 钢结构在各种荷载的最不利组合下,由荷载标准值所产生的稳定力矩应大于各种荷载标准值所产生的倾覆力矩的 1.3 倍。

6.5 正常使用极限状态计算

6.5.1 正常使用极限状态荷载效应标准组合设计静荷载引起的梁体变形(计算中不考虑平联及桥面系共同作用的影响)应符合本规范第 5.2.1 条及第 5.2.2 条的规定;梁体结构动力特性应符合本规范第 5.2.4 条的规定。

6.5.2 钢梁宽跨比应符合下列规定:

1 下承式简支钢桁梁及连续钢桁梁边跨不宜小于 1/20,连续钢桁梁除边跨外其余各跨不宜小于 1/25,上承式钢桁梁宽跨比及高跨比应通过计算确定。

2 简支钢板梁不宜小于 1/15,且不小于 2.2 m。

6.6 疲劳极限状态计算

6.6.1 承受动荷载的结构构件或连接,应进行疲劳极限状态检算,并应符合下列规定:

1 疲劳组合包括设计荷载中的永久作用加列车竖向荷载(包括动力作用、离心力,但不考虑荷载发展系数)。

2 列车竖向活载包括竖向动力作用时,应将列车竖向静荷载乘以运营动力系数 $(1+\mu)_s$,其值按本规范第 4.3.8 条计算。

3 多线铁路桥主桁(或主梁)构件检算疲劳时,按一线偏心加载并以杠杆原理分配于主桁(或主梁),并以多线系数修正;横梁及承受局部荷载的主桁挂杆,按一线最大荷载,其他线为荷载图式中的均布荷载加载,计算疲劳应力。

4 公铁两用桥梁中,不计公路荷载;对仅承受公路荷载的构件,按公路相关规定检算。

6.6.2 钢结构疲劳极限状态应按等效等幅重复应力法进行检算。

当检算不能通过时,应再用极限损伤度法检算。检算能满足规定者,即认为该结构或细节能符合疲劳承载能力的要求。否则应重新设计。

6.6.3 疲劳极限状态检算应符合下列规定:

1 等效等幅重复应力法按下式检算:

$$\gamma_{\text{fat}} \Delta \sigma_e \leq \gamma_t \Delta \sigma_0 \quad (6.6.3-1)$$

式中 $\Delta \sigma_e$ ——等效等幅重复应力变程标准值(MPa)(计入运营动力系数、离心力),按本规范第 6.6.6 条计算;

$\Delta \sigma_0$ ——疲劳强度(MPa),按第 6.6.4 条取值;

γ_{fat} ——疲劳荷载调整系数,按表 6.6.3 采用;

γ_t ——板厚修正系数,板厚 $t \leq 25 \text{ mm}$, $\gamma_t = 1$; $t > 25 \text{ mm}$,

$$\gamma_t = \sqrt[4]{25/t}。$$

注:当构造细节为横隔板作为主板附连件焊接构造时, $\gamma_t = 1$ 。

表 6.6.3 疲劳荷载调整系数 γ_{fat}

跨度(m)		4	8	12~14	16	20	24~32	48
斜率 m	4.0, 8.0	0.80	0.75	0.80	1.00	1.10	1.10	1.10
	3.5	0.65	0.65	0.70	0.90	1.10	1.10	1.10
	3.0	0.55	0.55	0.55	0.80	0.80	0.90	1.00

注:1 斜率 m 按本规范表 6.6.4—1 不同类别疲劳强度方程式中 m 取值。

2 当跨度(或加载影响线长度)小于 4 m 者用 4 m 的数值,大于表列最大跨度者用表列最大跨度的数值;表中未列出的跨度(或加载影响线长度),则取相邻较小的跨度(或加载影响线长度)值。

2 极限损伤度法应根据疲劳应力谱计算:

$$\sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (6.6.3-2)$$

式中 n_i ——应力谱中疲劳设计应力变程标准值 $\Delta \sigma_i$ (本规范第 6.6.7 条)的循环次数,(可根据桥梁跨度及其年运量按本规范附录 B 采用);当应力谱中部分 $\Delta \sigma_i < \Delta \sigma_0$ 时, n_i 应采用 n'_i , n'_i 按下式计算:

$$n'_i = n_i \left(\frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_0} \right)^2 \quad (6.6.3-3)$$

N_i —— $\Delta\sigma_i$ 时的致伤次数,可根据构造细节及 $\Delta\sigma_i$ 值按本规范表 6.6.4—1 中相应的疲劳强度方程式进行计算得出。

3 当应力谱中的 $\Delta\sigma_i$ 均小于 $\Delta\sigma_0$ 时,不检算疲劳。

6.6.4 各类构造细节在 10^7 循环次数不致使裂纹扩展的疲劳强度 $\Delta\sigma_0$ 应按表 6.6.4—1 及表 6.6.4—2 采用。

表 6.6.4—1 各种构件或连接的疲劳强度 $\Delta\sigma_0$

疲劳强度类别	疲劳强度方程式 $\lg N + m \lg \Delta\sigma = C$	$\Delta\sigma_0$ (MPa) ($n=10^7$)	构件及连接形式序号
I	$\lg N + 4 \lg \Delta\sigma = 15.0$	100.0	1
II	$\lg N + 3.5 \lg \Delta\sigma = 13.6$	76.9	5.1, 5.2, 5.3
III	$\lg N + 3 \lg \Delta\sigma = 12.65$	76.4	4.2
IV	$\lg N + 3.5 \lg \Delta\sigma = 13.45$	69.6	6.1, 6.2, 6.3, 6.4, 6.5, 7.1, 7.2
V	$\lg N + 3 \lg \Delta\sigma = 12.42$	64.1	4.1
VI	$\lg N + 3.5 \lg \Delta\sigma = 13.50$	72.0	2, 4.3
VII	$\lg N + 3 \lg \Delta\sigma = 12.30$	58.4	9, 15.9
VIII	$\lg N + 3 \lg \Delta\sigma = 12.18$	53.3	3
IX	$\lg N + 3.5 \lg \Delta\sigma = 12.80$	45.4	8.2, 10, 12, 15.2, 15.3, 15.8, 16.1, 16.2
X	$\lg N + 3 \lg \Delta\sigma = 11.89$	42.7	11.1, 14, 15.7
XI	$\lg N + 3 \lg \Delta\sigma = 11.64$	35.2	11.2, 13.1, 15.1, 15.4, 15.6
XII	$\lg N + 3 \lg \Delta\sigma = 12.02$	47.1	8.1

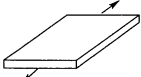
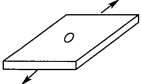
续表6.6.4—1

疲劳强度类别	疲劳强度方程式 $\lg N + m \lg \Delta \sigma = C$	$\Delta \sigma_0$ (MPa) ($n=10^7$)	构件及连接形式序号
XIII	$\lg N + 3 \lg \Delta \sigma = 11.26$	26.3	15.5, 17
XIV	$\lg N + 8 \lg \Delta \sigma = 20.54$	49.26	13.2

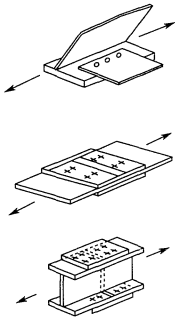
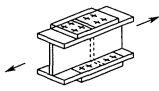
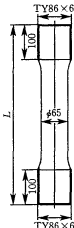
注:1 表列的疲劳强度方程式不适用于设计温度低于 -40°C 的寒冷地区。

2 当桥梁设计温度低于 -40°C 时,需对材料进行相应的低温脆断性能试验,并对表列疲劳强度相应的修正。

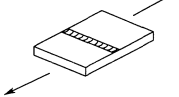
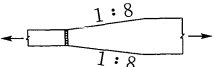
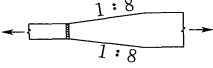
表 6.6.4—2 构件或连接基本形式及疲劳强度类别

序号	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳强度类别	检算部位
1	 母材	原轧制表面,侧边刨边,表面粗糙度不应大于 $\frac{25}{\sqrt{}}$;精密切割表面粗糙度不应大于 $\frac{12.5}{\sqrt{}}$;不应在母材上引弧	I	非连接部位的母材
2	留有空孔的杆件 	机械钻孔,孔壁光滑,表面粗糙度不应大于 $\frac{25}{\sqrt{}}$	VI	弦杆泄水孔处
3	铆接构件	机械钻孔,表面粗糙度不应大于 $\frac{25}{\sqrt{}}$	VIII	铆钉孔处净截面
4	高强度螺栓			

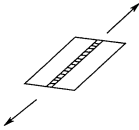
续表6.6.4—2

序号	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳强度类别	检算部位
4.1		1)单面或双面拼接,经检算第一排螺栓无滑移 2)直接拼接断面超过60%总面积的双面拼接对称接头 3)不传递验算方向应力的有高强度螺栓紧固的基材	V	栓接毛截面处
4.2		1)单面或双面拼接经检算第一排螺栓受力大于抗滑力 2)非全断面拼接的构件,直接拼接断面小于60%总断面 3)纵梁鱼尾板处	III	栓接净截面处
4.3	拱桥钢吊杆端部 螺纹构造  材质为 35CrMo 圆钢, 螺纹段与杆部直径比 D/d 大于 1.26; 螺纹段长与直径比 l/D 大于 1.21	铸造坯与成品杆件应有足够的容积比,螺扣形状和表面加工精度应最大限度地弱化其应力集中效果。使用中首先对产品做螺纹接头 S-N 曲线疲劳试验,其中试验应力比小于实桥应用的应力比。只有当试验数据回归后 97.7%保证率下限在 1 000 万次循环次数时满足本设计指标后方可通过该螺纹的构造方案及加工工艺	VI	端部螺纹, 计算采用杆部截面公称尺寸

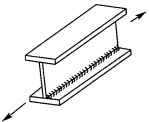
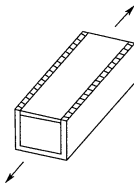
续表6.6.4—2

序号	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳强度类别	检算部位
5	横向对接熔透焊缝	1)采用埋弧自动焊 ①定位焊接不应有裂缝、焊渣、焊瘤等缺陷 ②焊缝背面必须清除影响焊接的焊瘤、焊渣和焊根等缺陷 ③多层焊的每一层必须将焊渣、缺陷清除干净再焊下一层 ④必须在距杆件端部80 mm以外的引板上起、熄弧 2)焊缝加强高顺受力方向磨平,焊趾处不留横向磨痕 3)焊缝需经无损探伤检验,焊缝质量符合《铁路钢桥制造规范》中Ⅰ级焊缝要求 4)横向对接焊缝应一次连续施焊完毕,不应有断弧,如发生断弧,应将断弧处已焊成的焊缝刨成1:5斜坡后按返修规定再继续搭接50 mm后施焊 5)同一位置焊接返修次数不应超过两次	Ⅱ	桁梁构件及板梁中横向对接焊缝处
5.1	等厚等宽钢板对拉 			
5.2	等宽不等厚钢板对接 			
5.3	等厚不等宽钢板对接 			

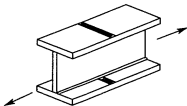
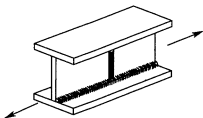
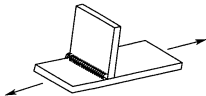
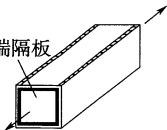
续表6.6.4—2

序号	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳强度类别	检算部位
6	纵向焊缝	1)采用埋弧焊、气体保护焊 2)焊缝必须平整连续 3)受拉及受疲劳控制的杆件,焊缝全长超声波探伤。焊缝质量应符合《铁路钢桥制造规范》中Ⅱ级焊缝质量要求 4)受拉及不受疲劳控制的杆件,探伤范围从杆端至工地栓孔外1 m。焊缝质量应符合《铁路钢桥制造规范》中Ⅱ级焊缝要求 5)同一位置焊接返修不宜超过两次	IV	(1)工字形、箱形、T形构件、板梁翼缘及纵向加劲肋等处的纵向角焊缝,或棱角焊缝 (2)板梁中腹板及盖板的纵向焊缝
6.1	纵向连续对接焊缝 	1)焊缝应一次连续施焊完毕,如特殊情况而中途停焊时,焊前、焊后需处理,用原定预热温度及施焊工艺继续施焊。焊缝表面要顺应力方向磨修平整,不应有超出附录F中规定的凹凸不平现象 2)焊缝两侧不应有大于0.3 mm的咬边或直径大于等于1 mm的气孔。小于1 mm的气孔,每米不多于3个,间距不小于20 mm 3)埋弧自动焊必须在距杆端80 mm以外的引板上起、熄弧		

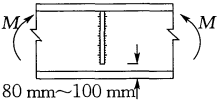
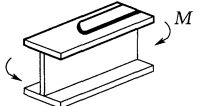
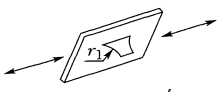
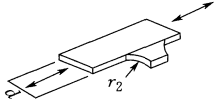
续表6.6.4—2

序号	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳强度类别	检算部位
6.2	工字形连续角焊缝 	1)焊缝应一次连续施焊完毕,如特殊情况而中途停焊再焊时,焊前、焊后需处理,并采用原定预热温度及施焊工艺继续施焊 2)纵向角焊缝的咬肉不应大于0.3 mm,不应有直径大于等于1 mm的气孔。直径小于1 mm的气孔,每米不多于3个,间距不小于20 mm 3)埋弧自动焊必须在距杆端80 mm以外的引板上起、熄弧	IV	(1)工字形、箱形、T形构件、板梁翼缘及纵向加劲肋等处的纵向角焊缝,或棱角焊缝 (2)板梁中腹板及盖板的纵向焊缝 (3)箱形构件板件对接处棱角焊缝 (4)箱形构件在整体节点附近改变熔深部位的棱角焊缝
6.3	箱形棱角焊缝 	1)焊缝应一次连续施焊完毕,如果特殊情况而中途停焊时,焊前、焊后需处理,并采用原定预热温度及施焊工艺继续施焊 2)一根杆件有不同的熔深时,如系焊缝表面高相同,则深熔深的焊缝起弧应该在距杆端80 mm以外的引板上,在施焊上一层焊缝前必须将前一道焊缝停弧处的缺陷清除干净,清除长度不小于60 mm。坡口深度变化过渡区的斜坡不大于1:10。最后一道焊缝必须在距杆端80 mm以外的引板起、熄弧 3)一根杆件有不同的熔深时,如系坡口底面高相同,则加高焊缝起弧必须在距杆端80 mm以外的引板上,终端必须磨修,将缺陷清除干净。清除熄弧的长度不小于60 mm,并使高出的焊缝成1:10的坡度匀顺过渡到较低的焊缝。第一道焊缝必须在距杆端80 mm以外的板上起、熄弧		

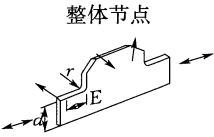
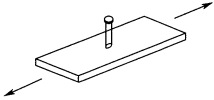
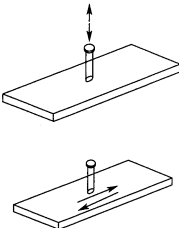
续表6.6.4—2

序号	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳强度类别	检算部位
7	工字形对接焊缝与角焊缝交叉	1)采用埋弧自动焊 2)垂直于受力方向的焊缝按类别5横向对接焊缝要求 3)顺受力方向的角焊缝按类别6纵向焊缝接头要求	IV	工字形、T形构件及纵向加劲肋的纵向角焊缝与盖板或腹板对接焊缝头交叉处
7.1	盖板对接焊缝与角焊缝交叉 			
7.2	腹板对接焊缝与角焊缝交叉 			
8	横向附连件角接焊缝	1)采用成型好的手工焊、CO ₂ 气体保护焊或半自动焊施焊 2)焊趾处不应有咬肉,如不满足以上条件可用砂轮顺受力方向打磨 3)对起、熄弧处进行磨修,严格保证质量	VII	箱形杆件隔板横向连接角焊缝
8.1	附连件有焊缝交叉 			
8.2	附连件有焊缝交叉 封端隔板 	1)采用成型好的手工焊、CO ₂ 气体保护焊或半自动焊施焊 2)焊趾处不应有咬肉,如不满足以上条件可用砂轮顺受力方向打磨 3)在焊缝交叉部位不应断弧,严格保证质量	IX	箱形杆件封端板全焊

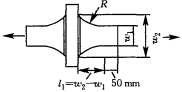
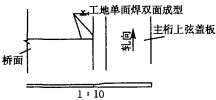
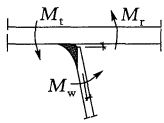
续表6. 6. 4—2

序号	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳强度类别	检算部位
9	板梁竖向加劲肋与腹板连接焊缝端部  80 mm~100 mm	1) 焊缝端部至腹板表面应匀顺过渡 2) 对起、熄弧处进行磨修, 严格保证质量 3) 在腹板侧受拉区不应有咬肉 4) 必要时, 竖向加劲肋端部 100 mm 内焊趾处锤击	VII	板梁竖向加劲肋与腹板连接焊缝端部(这里是指检算顺桥轴方向的主拉应力或拉力)
10	板梁盖板焊缝 	1) 端部焊缝不应有咬肉 2) 盖板端焊缝打磨匀顺过渡, 坡度不大于 1:5 3) 盖板端部焊趾锤击长度 100 mm	IX	板梁盖板焊缝端部或焊趾处
11	平联节点板			
11.1		1) 坡口焊透, 焊缝两端顺受力方向打磨, 使圆弧匀顺过渡 2) 水平节点板与主板焊接时, 节点板先焊, 后根据需要切圆弧, 然后双面倒棱、磨修。在切弧、倒棱、磨修时, 应将焊缝的缺陷清除干净	X	板梁腹板、翼缘板或杆件竖板与水平节点板手工焊连接焊缝的端部
11.2		3) 在焊缝两端长 100 mm 的范围内及焊缝端部锤击 4) $r_1 \geq 100 \text{ mm}$ $r_2 \geq \frac{d}{10}$, 但不小于 100 mm	XI	

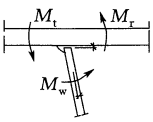
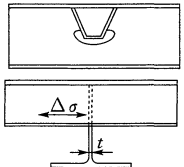
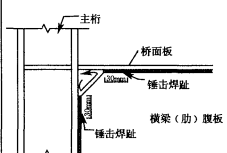
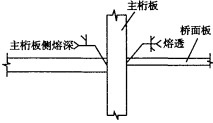
续表6.6.4—2

序号	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳强度类别	检算部位
12		1)单面坡口棱角焊缝质量要求按本表第6.3条 2)圆弧处应顺受力方向打磨,并自圆弧末端向外打磨长度为E,$E \geq 100$ mm,$r \geq \frac{1}{5}d$,但不小于100 mm	IX	整体节点、圆弧起点、棱角焊缝
13	剪力钉	焊趾不应有咬肉、裂纹,成形应良好 $\frac{h}{d} \geq 4$ h—钉高 d—钉直径	XI	栓钉在桥面板上焊趾处母材
13.1				
13.2			XIV	栓钉焊接断面拉拔应力、剪切应力

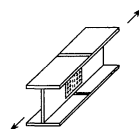
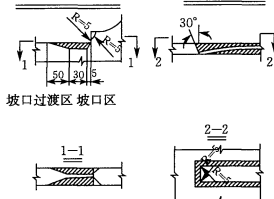
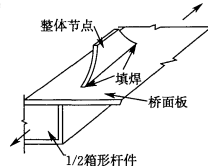
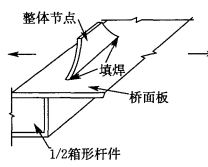
续表6.6.4—2

序号	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳强度类别	检算部位
14	横梁翼板与主桁整体节点十字焊缝 	$w_2 \geq 2w_1, l_1 = w_2 - w_1$, 扩大部分采用圆弧过渡。横梁翼板预留 50 mm 直线段。圆弧部位采用精密切割, 表面加工粗糙度 12.5, 顺受力方向打磨。 十字焊缝表面按照工艺进行超声波锤击处理	X	检算截面取焊缝根部靠近横梁一侧的理论加宽截面
15	正交异性钢桥面板			
15.1	整体桥面与主桁不等厚对接 	焊趾不应有咬肉、裂纹, 成形应良好	XI	桥面横向荷载, 检算截面取变截面处薄板侧截面
15.2	槽形肋嵌补段对接 	钢衬垫组装间隙 ≤ 0.5 mm。施焊时不应将焊滴流到焊缝外母材上		槽形肋顶板焊缝
15.3	槽形肋与桥面板焊接 	部分熔透坡口焊, 焊透深度 $\geq 75\%$ 肋板厚度, 焊喉高 $a \geq$ 肋板厚度。焊缝通过横隔板时不设过焊孔	IX	两横隔板之间的槽形肋焊缝和与横隔板相交的焊缝。用板弯曲引起的应力变程 $\Delta\sigma$ 验算

续表6.6.4—2

序号	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳强度类别	检算部位
15.4	槽形肋与桥面板焊接 	部分熔透坡口焊, 焊透深度$\geq 75\%$肋板厚度, 焊喉高$a \geq$肋板厚度。焊缝通过横隔板时设过焊孔	XI	槽形肋与横隔板相交的焊缝。用板弯曲引起的应力变程$\Delta\sigma$验算
15.5	槽形肋与横梁腹板焊接 	焊趾不应有咬肉、裂纹, 焊缝起弧收弧处成形应良好	XIII	因横梁腹板面外变形作用, 焊缝边缘处
15.6	桥面板十字对接焊加腹板角焊缝 	在让孔部位, 顺孔边沿箭头方向打磨匀顺, 并在焊缝端头腹板侧的 30 mm 范围焊趾进行超声波锤击处理	XI	桥面板与整体节点对接焊缝处
15.7	桥面板与主桁不等厚十字对接焊 	主桁板侧坡口焊熔深约为十字对接桥面板厚度的 1.25 倍	X	桥面板与整体节点对接焊缝处

续表6. 6. 4—2

序号	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳强度类别	检算部位		
15.8	栓焊组合接头 	桥面板工地焊接采用单面焊双面成型工艺,焊后对上表面焊高沿焊缝 45°方向交叉打磨平顺,过让孔部位打磨平顺	IX	工地对接焊处		
15.9	桥面板工地对接时采用码板的焊缝影响	桥面板工地焊接采用码板定位,焊后用去除码板,对表面焊高沿焊缝 45°方向交叉打磨平顺	VII	桥面板工地对接后码板去除磨平部位		
16	桥面板与整体节点垂直相交对接焊构造	垂直交叉焊缝两端的槽型熔透焊缝不应垂直填焊,由大于 5 mm半径的弧形坡口过渡。当坡口半径为 5 mm 时的坡口示意如下: 整体节点板坡口示意  坡口过渡区 坡口区 桥面板坡口示意 1) 箱形构件上盖板与腹板纵向角焊缝 2) 垂直相交焊缝处	IX			
16.1		焊接工艺需要特殊设计,严格控制线能量,多次施焊。焊后对上下表面打磨平顺,填焊焊缝和周边表面进行超声波满锤处理				
16.2						

续表6.6.4—2

序号	构件或连接形式简图	加工质量及其他要求	疲劳强度类别	检算部位
17	斜拉索锚板 锚板宽度与锚压板宽度之比大于 0.65; 锚压板的宽高比小于 1.65	焊缝端部磨平, 分别对竖板和锚板侧焊趾超声波锤击处理, 对焊缝端部竖板侧满锤处理	Ⅲ	竖板焊缝端部承受斜拉索力产生的正应力

6.6.5 列车标准荷载计算应力变程 $\Delta\sigma_c$ 。应根据焊接或非焊接构件分别按下式计算:

1 焊接的拉—拉及以拉为主的拉—压构件($\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \geq -1$)、

非焊接的拉—拉构件($\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \geq 0$):

$$\Delta\sigma_c = (1 + \mu)_s (\sigma_{L\max} - \sigma_{L\min}) \quad (6.6.5-1)$$

2 非焊接的拉—压构件($\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} < 0$)、焊接构件以压为主的

拉—压构件($\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} < -1$):

$$\Delta\sigma_c = (1 + \mu)_s \sigma_{L\max} + \sigma_D - 0.6[(1 + \mu)_s \sigma_{L\min} + \sigma_D] \quad (6.6.5-2)$$

式中 $(1 + \mu)_s$ ——运营动力系数,按本规范第 4.3.8 条取值;

$\sigma_{L\max}, \sigma_{L\min}$ ——按照本规范第 6.6.1 条规定计算所得的最大与最小应力(MPa);当构件同时承受轴向应力与弯曲次应力时,应将截面所承受的角点应力分解为轴向应力 σ_N 和弯曲次应力 σ_w ,并根据

最不利叠加折算成轴向疲劳检算应力 σ_{N+W} ,

$\sigma_{N+W} = \sigma_N + k\sigma_W$, 作为最大应力 σ_{Lmax} 或最小应力 σ_{Lmin} , k 为次应力折减系数, 取 0.65;

$\sigma_{max}, \sigma_{min}$ ——结构重力标准值与疲劳荷载(列车活载标准值并计入运营动力系数和离心力)作用下杆件的最大应力与最小应力(MPa);

σ_D ——结构重力标准值所生应力(MPa)。

所有应力均以拉力为正, 压力为负。

6.6.6 疲劳荷载效应的等效等幅重复应力变程 $\Delta\sigma_e$ 应分别按下列公式计算:

单线梁: $\Delta\sigma_e = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \Delta\sigma_c$ (6.6.6—1)

多线梁: $\Delta\sigma_e = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot \Delta\sigma_c$ (6.6.6—2)

式中 k_1 ——等效等幅重复应力换算系数, 根据桥梁的跨度(或加载影响线长度)、年运量的大小及所检算的构件(细节)疲劳强度方程中的 m 值, 按本规范表 6.6.4—1 和表 6.6.6—1 的规定采用;

k_2 ——力形系数, 根据梁的类型、构件类别及其所在位置, 按表 6.6.6—2 的规定采用;

k_3 ——构造系数, 根据梁的类型、构件类别及其所在位置, 按表 6.6.6—3 的规定采用;

k_4 ——多线系数, 根据列车状态按表 6.6.6—4 的规定采用。

表 6.6.6—1a 客货共线/重载铁路列车等效等幅重复应力

换算系数 $k_1, m=3.0$

年运量 N (10^4 t/年)	跨度(m)							
	4	8	11(12)	15(16)	20	24	32	42
$N \leq 1\,500$	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.45	0.40
$1\,500 < N \leq 3\,000$	1.20	1.10	0.90	0.70	0.60	0.55	0.50	0.45

续表6. 6. 6—1a

年运量 N (10^4 t/年)	跨度(m)							
	4	8	11(12)	15(16)	20	24	32	42
$3\,000 < N \leq 6\,000$	1.50	1.30	1.10	0.80	0.70	0.65	0.60	0.55
$6\,000 < N \leq 9\,000$	1.70	1.50	1.30	0.85	0.80	0.70	0.65	0.60
$9\,000 < N \leq 12\,000$	1.80~2.20	1.70~2.00	1.30~1.60	0.90~1.20	0.80	0.75	0.70	0.60
$12\,000 < N \leq 15\,000$	2.00~2.30	1.80~2.20	1.40~1.70	1.00~1.30	0.90	0.80	—	—
$15\,000 < N \leq 18\,000$	2.10~2.40	1.90~2.30	1.50~1.80	1.10~1.30	0.90	0.80	—	—
$18\,000 < N \leq 20\,000$	2.20~2.50	2.00~2.40	1.50~1.80	1.10~1.30	1.00	0.80	—	—

表 6. 6. 6—1b 客货共线/重载铁路列车等效等幅重复应力
换算系数 $k_1, m=3.5$

年运量 N (10^4 t/年)	跨度(m)							
	4	8	11(12)	15(16)	20	24	32	42
$N \leq 1\,500$	0.90	0.80	0.70	0.60	0.55	0.50	0.45	—
$1\,500 < N \leq 3\,000$	1.10	1.00	0.80	0.70	0.60	0.55	0.50	—
$3\,000 < N \leq 6\,000$	1.30	1.10	0.90	0.80	0.70	0.65	0.60	—
$6\,000 < N \leq 9\,000$	1.50	1.30	1.10	0.80	0.70	0.60	—	—
$9\,000 < N \leq 12\,000$	1.60~2.00	1.40~1.80	1.10~1.30	0.80~1.00	0.80	0.70	—	—
$12\,000 < N \leq 15\,000$	1.70~2.00	1.60~1.90	1.20~1.40	0.90~1.10	0.90	0.80	—	—
$15\,000 < N \leq 18\,000$	1.80~2.10	1.60~2.00	1.20~1.50	0.90~1.20	0.90	0.80	—	—
$18\,000 < N \leq 20\,000$	1.80~2.10	1.60~2.00	1.20~1.50	0.90~1.20	0.90	0.80	—	—

**表 6.6.6—1c 客货共线/重载铁路列车等效等幅重复应力
换算系数 $k_1, m=4.0, 8.0$**

年运量 N (10^4 t/年)	跨度(m)							
	4	8	11(12)	15(16)	20	24	32	42
$N \leq 1\,500$	0.90	0.80	0.70	0.60	0.55	0.50	—	—
$1\,500 < N \leq 3\,000$	1.10	1.00	0.80	0.70	0.60	0.55	—	—
$3\,000 < N \leq 6\,000$	1.20	1.10	0.90	0.80	0.70	0.65	—	—
$6\,000 < N \leq 9\,000$	1.30	1.20	1.00	0.80	0.70	0.65	—	—
$9\,000 < N \leq 12\,000$	1.40~1.70	1.30~1.60	1.10~1.30	0.80~1.00	0.80	0.70	—	—
$12\,000 < N \leq 15\,000$	1.60~1.80	1.40~1.70	1.10~1.30	0.80~1.20	0.80	0.75	—	—
$15\,000 < N \leq 18\,000$	1.60~1.90	1.50~1.80	1.10~1.40	0.90~1.20	0.80	0.75	—	—
$18\,000 < N \leq 20\,000$	1.70~1.90	1.50~1.90	1.10~1.40	0.90~1.20	0.80	0.80	—	—

表 6.6.6—1d 高速/城际铁路列车等效等幅重复应力换算系数 k_1

m	跨度(m)						
	4	8	16	20	24	30	40
3.0	1.30	1.25	1.15	1.00	0.85	0.55	0.45
3.5	1.20	1.15	1.05	0.95	0.80	0.55	0.45
4.0, 8.0	1.10	1.05	0.95	0.90	0.75	0.55	0.50

- 注: 1 当检算简支桁梁桥构件(细节)的疲劳(吊杆除外)时,以梁的跨度为准。
 2 当检算桁梁桥的吊杆、横梁及连续桁梁桥的疲劳时,跨度以最不利加载影响
 线同符号区段长度为准。
 3 当跨度(或加载影响线长度)小于 4 m 者用 4 m 的数值,大于表列最大跨度
 者用表列最大跨度的数值;表中未列出的跨度(或加载影响线长度),则取相
 邻较小的跨度(或加载影响线长度)值。
 4 25 t 及以下轴重混编列车采用表中的下限值,其他编组情况用上限值。

表 6.6.6—2 力形系数 k_2

构件类别 梁别	弦杆	斜杆	纵梁		横梁	
			跨中	鱼尾板	跨中	梁端
简支桁梁	1.00	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00
连续桁梁	0.95	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
上、下简支板梁	各部件均取 1.00					

表 6.6.6—3 构造系数 k_3

构件类别 梁别	主梁	弦杆		腹杆	吊杆	纵梁与简支梁 跨中弯矩比		横梁与简支梁 跨中弯矩比	
		上弦	下弦			跨中	支点	跨中	支点
下承桁梁	—	0.95	0.80	1.00	1.10	0.85	0.60	1.00	0.46
下承板梁	0.95	—	—	—	—	0.85	0.60	1.00	0.46
上承板梁	1.00	—	—	—	—	—	—	—	—

注:当采用空间刚接计算时, k_3 取 1.0。

表 6.6.6—4 钢梁多线系数 k_4

列车状态 线路数量	客货共线/高速/城际铁路列车					重载铁路列车				
双线**	δ_1/δ_2^*					δ_1/δ_2^*				
	2/5	3/7	4/8	5/9	3/5	2/5	3/7	4/8	5/9	3/5
	1.12	1.13	1.16	1.19	1.21	1.21	1.23	1.27	1.31	1.34
三线	1.80~1.90***					2.26				
四线	2.15~2.30***					2.85				
六线	n/N^{****}					—				
	0/6	2/6	3/6	4/6	6/6					
	2.75	2.60	2.80	2.90	3.05					

注:1 δ_1/δ_2 为一线加载时,两片主桁(或主梁)各自承受的荷载比,加载方式为靠近检算主桁侧一线加载。

2 **为平面计算模型。

3 ***各线列车设计时速均为 120 km 及以下时取高值。

4 **** n/N 为列车设计时速 120 km 及以下线路数 n 与桥上线路总数 N 之比。

6.6.7 建立极限损伤度应力谱中的疲劳应力变程 $\Delta\sigma_i$ 应分别按下列公式计算：

$$\text{单线梁构件: } \Delta\sigma_i = k_2 \cdot k_3 \cdot P_i \cdot \Delta\sigma_c \quad (6.6.7-1)$$

$$\text{多线梁构件: } \Delta\sigma_i = k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot P_i \cdot \Delta\sigma_c \quad (6.6.7-2)$$

式中 P_i ——疲劳荷载与标准荷载的效应比,按本规范附录 B《铁路车荷载效应比频谱》的规定方法建立应力谱。

6.7 连接计算

(I) 铆钉和螺栓的连接

6.7.1 抗滑型高强度螺栓的极限承载力设计值计算应符合下列规定：

1 在抗滑连接中,每个高强度螺栓的极限承载力设计值可按下式计算：

$$N_{vd}^b = n_f \cdot \mu \cdot P_d / \gamma_m \quad (6.7.1-1)$$

式中 n_f ——传力摩擦面数目；

μ ——接触面间抗滑移系数；

P_d ——每个高强度螺栓的有效预紧力(kN)；

γ_m ——高强度螺栓的抗力分项系数,按本规范第 6.4.7 条采用。

2 同时承受接触面间的抗滑力和螺栓轴方向的外加拉力时,每个高强度螺栓在抗滑连接中极限承载力设计值可按下式计算：

$$N_{vd}^b = n_f \cdot \mu \cdot (P_d - 1.25P_t) / \gamma_m \quad (6.7.1-2)$$

式中 P_t ——高强度螺栓所承受的沿螺栓杆轴方向的外加拉力(kN)；并不得大于 $0.4P_d$ 。

6.7.2 抗滑型高强度螺栓连接接头,顺轴力方向的双抗滑面连接的螺栓排数超过 6 排时或单抗滑面连接的螺栓排数超过 4 排时,第一排螺栓的抗滑承载力应按式(6.7.2)检算,当不能满足时应予调整或将该排螺栓不计入连接螺栓的有效数量中。

$$0.30S_L < n_1 \cdot n_f \cdot \mu \cdot P_d \quad (6.7.2)$$

式中 S_L ——螺栓接头在活载(包括冲击)作用下的轴向力(kN)。

n_1 ——第一排螺栓总数。

(II) 焊 接 连 接

6.7.3 对于主要构件,不应使用间断焊接、塞焊和槽焊。并应符合下列规定:

- 1 焊缝强度宜与基材相同,并不应大于基材的强度。
- 2 焊缝的加强高应予打磨,厚度不应小于被焊接材料的最小厚度。
- 3 垂直轴心拉力或轴心压力的对接焊缝,其强度应按下式计算:

$$\frac{Af_{ad}}{l_w t} \leq f_{td}^w \text{ 或 } f_{cd}^w \quad (6.7.3)$$

式中 A ——被焊接部材的有效面积(m^2);

f_{ad} ——被焊接部材的抗拉或抗压强度的设计值(MPa);

l_w ——焊缝的有效长度(m);

t ——对接焊缝的有效厚度,不计加强高(m);

f_{td}^w, f_{cd}^w ——对接焊缝的抗拉、抗压强度的设计值(MPa),可按被焊接部材抗拉、抗压的标准值除以相应的抗力分项系数采用。

6.7.4 焊缝的计算厚度应符合下列规定:

1 对接焊缝的计算厚度为焊接杆件的最小厚度,不应计焊缝的加强高。

2 对于角焊缝的计算厚度,熔透的角接焊为焊接杆件的最小厚度;部分熔深的坡口角焊缝为焊缝根部到焊缝表面最小距离;不开坡口的角焊缝为 $0.7h_f$ (h_f 为焊脚尺寸,如图 6.7.4 所示)。

6.7.5 焊缝的计算长度 l_f 应符合下列规定:

1 对接焊缝为具有设计焊缝厚度的焊缝长度。

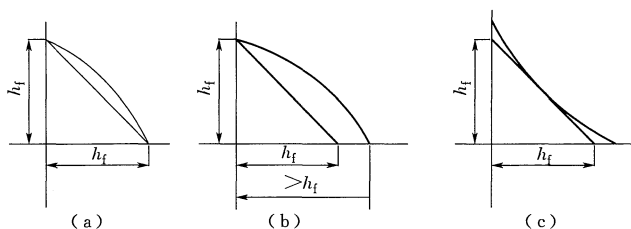


图 6.7.4 不开坡口的角焊缝截面图

2 采用起熄弧引板施焊的自动埋弧角焊缝,按实际长度计;其他角焊缝按实际长度减去 10 mm 计。

3 在承受轴向力的连接中,顺受力方向的角焊缝的最大计算长度不应大于焊脚尺寸的 50 倍,并不宜小于焊脚尺寸的 15 倍,且不应大于构件连接范围的长度。

6.7.6 角焊缝的作用力应按被连接构件的内力计算,并假定在焊缝计算长度上的剪应力是平均分布的。

6.7.7 经检算高强度螺栓连接不发生滑移时,可与焊接连接并用。

6.8 构 造

(I) 基 本 规 定

6.8.1 钢结构各组成部分截面最小尺寸应符合表 6.8.1 的规定。

表 6.8.1 截面容许最小尺寸(mm)

构 件		最小厚度或尺寸
钢板	吊杆翼板;焊接板梁的腹板	12
	填板	4
	其他	10
联结系角钢肢厚度		10
纵梁与横梁、横梁与主桁(主梁)的连接角钢		$\angle 100 \times 100 \times 12$
桥面系 U 形加劲肋		8

6.8.2 杆件最大长细比应符合表 6.8.2 的规定。

表 6.8.2 杆件最大长细比

杆 件			长细比 λ
主桁杆件	弦杆受压或受反复应力的杆件		100
	不受活载的腹杆		150
	仅受拉力的腹杆	长度 ≤ 16 m	180
		长度 > 16 m	150
联结系杆件	纵向联结系 支点处横向联结系		单线 110 双线 130
	制动联结系		130
	中间横向联结系		150

注:1 整体式截面的构件,其计算长细比等于计算长度与相应回转半径之比。

2 H 形杆件的计算面积中未包括腹板时,长细比计算时可不考虑腹板。

6.8.3 以缀板组合的杆件,其长细比的计算应符合下列要求:

1 杆件分肢容许最大长细比,压杆应为 40,其他杆件应为 50。

2 杆件分肢的计算长度,铆接时应取相邻缀板间最近铆钉的间距,焊接时应取相邻缀板的净距。

3 组合杆件在缀板平面内弯曲时,其换算长细比应按下式计算:

$$\lambda_2 = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2} \tag{6.8.3}$$

式中 λ ——在缀板平面内弯曲时,全杆件按整体截面计算的长细比;

λ_1 ——分肢的长细比。

6.8.4 缀板构造应符合表 6.8.4 的规定。

表 6.8.4 缀板构造

名 称		压杆或压—拉杆		拉杆	
		主要的	次要的	主要的	次要的
缀板长度	端部的	1.25S	0.75S	S	0.75S
	中间的	0.75S		0.75S	
缀板厚度		S/45 但应 ≥10 mm	S/55 但应 ≥8 mm	10 mm	8 mm
缀板— 侧铆钉	最小数目	3	3	3	3
	最大距离(mm)	120	120	120	120

注: S 为缀板与杆件分肢连接最近铆钉线或焊缝的距离。

6.8.5 缀板剪力设计值应符合下列规定:

1 中心受压组合杆件缀板的剪力设计值表达式为:

$$V_d = \alpha A_m f_{ad} \frac{\varphi_{\min}}{\varphi} \quad (6.8.5)$$

式中 α ——系数, Q235q 的杆件为 0.015, Q345q、Q370q 的杆件为 0.017, Q420q 的杆件为 0.018, Q500q 的杆件为 0.020;

A_m ——组合杆件中被接合的分肢的总面积(m^2);

f_{ad} ——与杆件钢种、厚度及受力情况相对应的强度设计值(MPa);

$\varphi_{\min}$ ——检算杆件总稳定性时稳定折减系数的较小值;

φ ——检算杆件在缀板平面内总稳定性的稳定折减系数。

2 剪力 V_d 值假定在杆件全长不变。

3 压弯组合杆件, 应计入由弯曲产生的剪力作用设计值。

4 在平行平面上有数组缀板时, 剪力作用设计值可由各组缀板平均分担; 兼用整板和缀板时, 整板和缀板各承担一半剪力作用设计值。

(II) 板 梁

6.8.6 支承桥枕的铆接板梁应至少有一层盖板覆盖上翼缘全长。其余盖板若在跨度范围内中断,其实际截断点应伸出理论截断点之外,且在此长度内所布置的铆钉不应少于 3 排。

6.8.7 支承桥枕的铆接或焊接板梁,上翼缘宽度不宜小于 240 mm。焊接板梁翼缘板的伸出长度(从腹板中心算起)与厚度之比不应超过 10。

6.8.8 焊接板梁的外层盖板中断时,应伸出理论断点之外,其延伸部分的长度由计算确定。外层盖板中断后,应将板端沿板宽度方向加工成不陡于 1:4 的斜边,厚度方向加工成不陡于 1:8 的斜坡,末端宽度不宜小于 20 mm,厚度可为焊脚高度加 2 mm。

6.8.9 简支板梁腹板中间竖向加劲肋和水平加劲肋的设置应符合下列规定:

1 当 $h/\delta \leq 50$ 时,可不设置中间竖向加劲肋。其中, h 为板梁腹板计算高度,焊接板梁为腹板全高,铆接板梁为两翼缘角钢最近铆钉线的距离; δ 为腹板厚。

2 当 $140 \geq h/\delta > 50$ 时,应设置中间竖向加劲肋,其间距 a 应小于等于 $950\delta/\sqrt{\tau}$,且不应大于 2 m。其中, τ 为检算板段处的腹板平均剪应力, $\tau = V/h\delta$, V 为板段中间截面处的剪力。

3 当 $250 \geq h/\delta > 140$ 时,除设置竖向加劲肋外,还应在距压翼缘 $(1/4 \sim 1/5)h$ 处设置水平加劲肋。

4 当仅用竖向加劲肋加强腹板时,则成对设置的中间竖加劲肋的每侧宽度不应小于 $\left(\frac{h}{30} + 0.04\right)$ (以 m 计)。

5 当用竖向加劲肋和水平加劲肋加强腹板时,竖向加劲肋的截面惯矩不应小于 $3h\delta^3$; 水平加劲肋的截面惯矩不应小于 $h\delta^3$ 。

$$\left[2.4 \left(\frac{\alpha}{h} \right)^2 - 0.13 \right] \text{ 且不应小于 } 1.5h\delta^3。$$

6 加劲肋伸出肢的宽厚比不应大于 15。

7 当采用单侧加劲肋时,则其截面对应于按腹板边线为轴线的惯矩不应小于成对加劲肋对腹板中心的截面惯矩。

式中 h ——板梁腹板计算高度(m),焊接板梁为腹板全高,铆接板梁为两翼缘角钢最近铆钉线的距离;

δ ——腹板厚(m);

τ ——检算板段处的腹板平均剪应力(MPa), $\tau = V/h\delta$, V 为板段中间截面处的剪力(MN);

α —— $\alpha = a/b$, a, b 为矩形板件长度和宽度的尺寸。

6.8.10 板梁腹板的纵向拼接焊缝宜设在受压区。板梁中除交叉焊缝外,各焊缝间的距离不宜小于 10δ (δ 为腹板厚度)。加劲肋与腹板对接焊缝相交时,肋及焊缝均不应中断,可在焊缝上连续通过。

(III) 桁 梁

6.8.11 主桁中不宜采用由缀板组合的焊接杆件。主桁杆件的截面应主要地集中在平行于主桁面的板上, H 形压杆的腹板厚度应符合下列规定:

1 铆接杆不宜小于 0.4δ (δ 为翼板厚)。

2 焊接杆:当 $\delta \geq 24$ mm 时,不宜小于 0.5δ ; 当 $\delta < 24$ mm 时,不宜小于 0.6δ 。

6.8.12 受压杆件连接的两侧节点板,不设加劲的无支承边的长度 b_g (图 6.8.12)应按下列式计算:

$$b_g \leq 50t \sqrt{\frac{345}{f_{ak}}} \quad (6.8.12)$$

式中 t ——节点板厚度(mm);

f_{ak} ——材料抗压强度的标准值(MPa)。

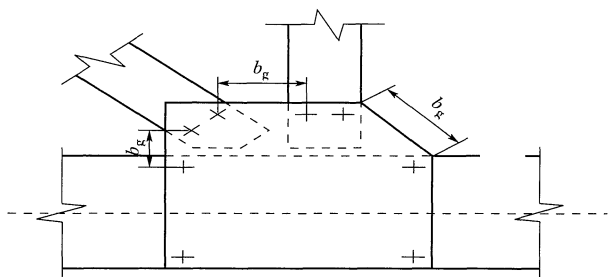


图 6.8.12 节点板无支承边长度 b_g 示意图

(IV) 桥 面 系

6.8.13 钢桥宜采用整体桥面,时速 160 km 及以下客货共线及重载铁路可采用封闭式的明桥面。明桥面纵梁的中心距不得小于 2 m,桥枕与纵(板)梁应采用可靠的连接方式,不宜采用钩头螺栓连接。

6.8.14 钢梁的平面纵向联结系不宜与纵梁直接连接。

6.8.15 纵横梁腹板之间当采用抗滑型高强度螺栓连接时,需按计算确定。计算时除支点反力按简支反力增加 10% 外,并符合下列规定:

- 1 螺栓群抗弯模量的中性轴位于栓群的形心。
- 2 高强度螺栓按沿栓轴方向受拉并受剪检算。
- 3 若由于螺栓受栓轴方向拉力而产生撬拔力时,则连接螺栓还应考虑该撬拔力的影响。

(V) 联 结 系

6.8.16 钢梁应加强纵横向联结,非整体桥面应设置上、下平面纵向联结系。主桁(主梁)的纵向联结系,不宜采用三角形桁架,其杆件宜采用工型截面。

6.8.17 钢梁的横向联结系设置应符合下列规定:

1 上承式板梁,除应在支承处设有加强的横向联结系外,还应在跨间设置横向联结系,其间距不宜大于 4 m。

2 下承式桁梁应设置合适的横向联结系及加强的桥门架。

3 半穿式梁(桁)应在每个横梁竖直平面内设置半框架。横向半框架的计算应考虑水平抗力的作用,可按本规范第 6.3.32 条的规定进行计算。

4 当采用纵横梁体系的桥面结构时,跨度大于 48 m 的钢梁应在跨度的中部设制动联结系。跨度大于 80 m 的简支梁宜在跨间设置可使纵梁纵向移动的活动支承,其间距不宜大于 80 m。当纵梁连续长度大于 48 m 时,还应在其中部设制动联结系。

(VI) 各种连接

6.8.18 高强度螺栓或铆钉应沿构件的轴线对称布置。

6.8.19 高强度螺栓或铆钉的容许间距应符合表 6.8.19 的规定。

表 6.8.19 高强度螺栓或铆钉的容许间距

尺寸名称		方向		构件应力种类	容许间距	
					最大	最小
栓、钉中心间距		沿对角线方向		拉力或压力	—	3.5 <i>d</i>
		靠边的行列			7 <i>d</i> ₀ 或 16 <i>δ</i> 中之较小者	3 <i>d</i>
		中间行列	垂直应力方向		24 <i>δ</i>	
			顺应力方向	拉力	24 <i>δ</i>	
				压力	16 <i>δ</i>	
栓、钉中心至 构件边缘距离	裁切或滚压边缘	顺应力方向或沿对角线方向		拉力或压力	8 <i>δ</i> 或 120 mm 中之较小者	1.5 <i>d</i>
	裁切边缘	垂直应力方向				1.3 <i>d</i>
	滚压边缘					

注: d_0 为栓(钉)直径(mm), d 为栓(钉)孔直径(mm), δ 为栓(铆)各部分中外侧钢板或型钢厚度(mm)。

6.8.20 机械连接时每排栓、钉数目不应少于下列规定：

1 一排螺栓时 2 个，一排铆钉时 3 个。

2 二排及二排以上螺栓或铆钉时，每排 2 个。

6.8.21 位于主要杆件角钢上的高强度螺栓(或铆钉)的直径不宜超过角钢肢宽度的 $1/4$ 。困难条件下，肢宽 80 mm 的角钢肢上可采用孔径 24 mm 的高强度螺栓(或铆钉)，肢宽 100 mm 的角钢肢上可采用孔径 26 mm 的高强度螺栓(或铆钉)。

6.8.22 铆钉最大铆合厚度不应大于钉孔直径的 4.5 倍。当用双铆钉枪、冲击式风顶或马蹄形铆钉机铆合时，铆合厚度可增至孔径的 5.5 倍。超过上述厚度，每加厚 2 mm，铆钉数量应增加 1%。

6.8.23 销与销孔直径之差，如无特殊需要，宜尽可能小。销体精加工部分的长度，应比被连接的杆件两外侧面间的距离长 6 mm 以上。销的两端应使用帽形螺母或带垫圈的螺母。

6.8.24 采用螺纹连接时，应对螺纹的抗剪强度、抗弯强度进行检算，对螺杆按最小截面进行抗拉强度检算。

实体圆钢吊杆材质宜采用 35CrMo 圆钢。螺纹配合精度符合 GB/T 5796.4 中 8H/7e 要求。螺纹自第一螺扣至后面数排螺扣的螺高逐渐增大，形成纵向缓坡。螺齿形状和表面加工状态应按最大可能降低局部应力集中设置。螺纹后端应使用备母。

6.8.25 对接焊缝应保证焊缝根部完全熔透。在受拉和拉压接头中，尚应对焊缝表面顺应力方向进行机械加工。不等厚或不等宽的板采用对接焊缝时，应将厚(宽)板的一侧或双侧做成坡度，该坡度对于受拉或拉压接头不陡于 1 : 8，对于受压接头不陡于 1 : 4，并对焊缝表面顺应力方向进行机械加工，使之均匀过渡。不应使用具有上述厚度和宽度两种过渡并存的对接接头。

6.8.26 用于 T 形截面的组合角焊缝应在杆件的两侧焊接。当抵抗横向变形得到保证时，可只进行一侧焊接。

6.8.27 经检算高强度螺栓连接不发生滑移时，可与焊接连接并用。

6.8.28 不开坡口的角焊缝的最小焊脚尺寸不应小于表 6.8.28 的规定。不开坡口的角焊缝的最小长度,自动焊及半自动焊时不宜小于焊缝厚度的 15 倍,手工焊时不宜小于 80 mm。

表 6.8.28 不开坡口的角焊缝最小焊脚尺寸(mm)

两焊接板中之较大厚度	不开坡口角焊的最小焊脚尺寸	
	凸形角焊缝	凹形角焊缝
10 及其以下	6	5
12~16	8	6.5
17~25	10	8
26~40	12	10

7 钢筋混凝土和预应力混凝土结构

7.1 一般规定

7.1.1 钢筋和混凝土原材料的质量均应符合现行标准的规定,钢筋的加工、焊接的机械性能、强度,混凝土的力学性能均应根据有关标准的要求进行检查、试验,并提出相应的报告。

7.1.2 对于钢筋混凝土、预应力混凝土结构,应进行承载能力极限状态计算、正常使用极限状态计算、疲劳极限状态计算,还应进行制造、运输和安装阶段计算。

1 承载能力极限状态计算应根据可能出现的荷载情况,采用荷载作用基本组合及偶然组合。除有明确规定者外,基本组合作用分项系数按本规范表 4.1.4 采用。

对于采用地震作用组合的承载能力极限状态计算,应满足本规范第 15 章中相关规定。

2 正常使用极限状态计算应根据可能出现的荷载情况,采用荷载作用频遇组合及准永久组合;对于弹性阶段应力验算,应采用荷载作用基本组合及偶然组合,荷载作用分项系数均采用 1.0。

3 对于疲劳极限状态计算,除有明确规定者外,荷载作用均应采用标准值,作用分项系数取 1.0。

4 对于制造、运输和安装阶段计算,除有明确规定者外,荷载作用均采用标准值,作用分项系数取 1.0。

7.1.3 预应力混凝土梁的预应力度 λ 不宜小于 0.7。

预应力度 λ 可按下式定义:

$$\lambda = \frac{\sigma_{cp}}{\sigma_{ct}} \quad (7.1.3-1)$$

对受弯构件亦可用下式表示：

$$\lambda = \frac{M_o}{M} \quad (7.1.3-2)$$

$$M_o = \sigma_{cp} \cdot W_o \quad (7.1.3-3)$$

式中 σ_{cp} ——由预加力(扣除全部预应力损失)引起的构件控制截面受拉边缘的预压应力(MPa)；

σ_{ct} ——由正常使用极限状态的荷载频遇、准永久组合(不包括预应力)引起的构件控制截面受拉边缘混凝土应力(MPa)；

M_o ——消压弯矩，即在设计荷载下，使构件控制截面受拉边缘应力抵消至零时的弯矩(kN·m)；

W_o ——构件受拉边缘的换算截面弹性抵抗矩(m³)；

M ——由正常使用极限状态的荷载频遇、准永久组合(不包括预加力)引起的弯矩(kN·m)。

7.1.4 预应力筋的布置宜对称于构件截面的几何竖轴线，否则，在确定构件的内力时，尚须考虑预加力对截面竖轴线的偏心影响。

7.1.5 宽跨比较大的箱梁，在截面设计和刚度计算时应考虑剪力滞的影响。

7.1.6 在严重腐蚀环境中，不应采用允许开裂的预应力混凝土结构。

7.2 材 料

(I) 混 凝 土

7.2.1 混凝土强度等级应按立方体抗压强度标准值 $f_{cu,k}$ 确定。混凝土强度等级可采用 C25、C30、C35、C40、C45、C50、C55 和 C60。

7.2.2 混凝土结构的设计强度应同时满足承载力和耐久性的要求，并取其其中的较大者。

1 钢筋混凝土桥跨结构的混凝土强度等级不宜低于 C30。

- 2 预应力混凝土桥跨结构的混凝土强度等级不应低于 C40。
- 3 钢筋混凝土墩台的混凝土等级不宜低于 C30。
- 4 其他钢筋混凝土结构的混凝土强度等级不得低于 C25。
- 5 后张预应力混凝土管道压浆用水泥浆强度等级不应低于 M35。

6 耐久性要求的混凝土最低强度等级应按《铁路混凝土结构耐久性设计规范》TB 10005 的相关规定执行。

7.2.3 混凝土结构的其他耐久性指标应满足《铁路混凝土结构耐久性设计规范》TB 10005 相关规定的要求。

7.2.4 混凝土结构或构件的强度标准值应按表 7.2.4—1 采用；强度设计值应按表 7.2.4—2 采用。

表 7.2.4—1 混凝土强度标准值(MPa)

强度种类	符号	混凝土强度等级							
		C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
轴心抗压	f_{ck}	17.0	20.0	23.5	27.0	30.0	33.5	37.0	40.0
轴心抗拉	f_{ctk}	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9	3.1	3.3	3.5

表 7.2.4—2 混凝土强度设计值(MPa)

强度种类	符号	混凝土强度等级							
		C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
轴心抗压	f_{cd}	11.7	13.8	16.2	18.6	20.7	23.1	25.5	27.6
轴心抗拉	f_{ctd}	1.33	1.47	1.67	1.80	1.93	2.07	2.20	2.33

注:1 计算现浇钢筋混凝土轴心受压及偏心受压构件时,如截面的长边或直径小于 30 cm,则表中混凝土强度设计值应乘以系数 0.8;当构件质量(如混凝土成型、截面和轴线尺寸等)确有保证时,可不受此限制。

2 离心混凝土的强度设计值应按专门标准取用。

7.2.5 混凝土受压或受拉时的弹性模量 E_c 应按表 7.2.5 采用。混凝土的剪变模量 G_c 可按表 7.2.5 所列数值的 0.43 倍取用。混凝土泊松比 ν_c 可采用 0.2。

表 7.2.5 混凝土弹性模量 E_c (GPa)

混凝土强度等级	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
弹性模量 E_c	30.0	32.0	33.0	34.0	34.5	35.5	36.0	36.5

(II) 钢 筋

7.2.6 铁路混凝土桥跨结构应采用下列类型的普通钢筋及预应力钢筋。

1 普通钢筋应采用 HPB300、HRB400、HRB500 钢筋,其技术条件应符合《钢筋混凝土用钢 第 1 部分:热轧光圆钢筋》GB 1499.1 和《钢筋混凝土用钢 第 2 部分:热轧带肋钢筋》GB 1499.2 的规定。对 HRB400 钢筋的化学成分 $C+Mn/6$ 应小于或等于 0.5%。对 HRB500 钢筋的化学成分 $C+Mn/6$ 应小于或等于 0.52%。

2 预应力钢丝、钢绞线应符合《预应力混凝土用钢丝》GB/T 5223 和《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 的规定。

3 预应力混凝土用螺纹钢筋应符合《预应力混凝土用螺纹钢筋》GB/T 20065 的规定。

4 当采用其他种类的钢筋时,应有试验资料为依据。

7.2.7 普通钢筋及预应力混凝土用螺纹钢筋抗拉强度标准值 f_{stk} 应按表 7.2.7—1 采用。高强预应力钢丝、预应力钢绞线其抗拉强度标准值 f_{ptk} 应按表 7.2.7—2、表 7.2.7—3 采用。

表 7.2.7—1 钢筋抗拉强度标准值 (MPa)

强度 种类	普通钢筋			预应力混凝土用 螺纹钢筋	
	HPB300	HRB400	HRB500	PSB830	PSB980
抗拉强度标准值 f_{stk}	300	400	500	830	980

注:1 预应力混凝土用螺纹钢筋主要作横、竖向预应力筋用,其抗拉强度标准值系屈服强度值。

2 普通钢筋系指用于钢筋混凝土结构中的钢筋和预应力混凝土结构中的非预应力钢筋。

表 7.2.7—2 钢丝抗拉强度标准值(MPa)

公称直径(mm)	4~5	6~7
抗拉强度标准值 f_{ptk}	1 470	1 470
	1 570	1 570
	1 670	1 670
	1 770	1 770
	1 860	1 860

表 7.2.7—3 钢绞线抗拉强度标准值(MPa)

公称直径(mm)	12.7		15.2		15.7
	标准型	模拔型	标准型	模拔型	标准型
抗拉强度标准值 f_{ptk}	1 770 1 860 1 960	1 860	1 470 1 570 1 670 1 720 1 860 1 960	1 820	1 770 1 860

7.2.8 普通钢筋的抗拉强度设计值 f_{std} 和抗压强度设计值 f_{scd} 应按表 7.2.8—1 采用。预应力钢丝、钢绞线的抗拉强度设计值 f_{ptd} 和抗压强度设计值 f_{pcd} 分别按表 7.2.8—2 和表 7.2.8—3 采用。预应力混凝土用螺纹钢筋的 f_{ptd} 和 f_{pcd} 值按表 7.2.8—4 采用。

表 7.2.8—1 普通钢筋抗拉与抗压强度设计值(MPa)

钢筋种类	抗拉强度设计值 f_{std}	抗压强度设计值 f_{scd}
HPB300	240	240
HRB400	320	320
HRB500	400	400

表 7.2.8—2 钢丝抗拉与抗压强度设计值(MPa)

抗拉强度设计值 f_{ptd}				抗压强度 设计值 f_{pcd}
$\phi=4\text{ mm}\sim 5\text{ mm}$		$\phi=6\text{ mm}\sim 7\text{ mm}$		
$f_{\text{ptk}}=1\ 470$	945	$f_{\text{ptk}}=1\ 470$	945	410
$f_{\text{ptk}}=1\ 570$	1 010	$f_{\text{ptk}}=1\ 570$	1 010	
$f_{\text{ptk}}=1\ 670$	1 075	$f_{\text{ptk}}=1\ 670$	1 075	
$f_{\text{ptk}}=1\ 770$	1 140	$f_{\text{ptk}}=1\ 770$	1 140	
$f_{\text{ptk}}=1\ 860$	1 200	$f_{\text{ptk}}=1\ 860$	1 200	

表 7.2.8—3 钢绞线抗拉与抗压强度设计值(MPa)

抗拉强度设计值 f_{ptd}					抗压强度设计值 f_{pcd}
$\phi=12.7\text{ mm}$		$\phi=15.2\text{ mm}$		$\phi=15.7\text{ mm}$	
标准型	模拔型	标准型	模拔型	标准型	
1 140 1 200 1 260	1 200	945 1 010 1 075 1 105 1 200 1 260	1 170	1 140 1 200	390

表 7.2.8—4 预应力混凝土用螺纹钢筋抗拉与抗压强度设计值(MPa)

钢筋种类	抗拉强度设计值 f_{ptd}	抗压强度设计值 f_{pcd}
PSB830	660	400
PSB980	780	400

7.2.9 预应力筋及普通钢筋的疲劳强度设计值规定如下：

1 预应力筋的疲劳强度设计值应按表 7.2.9—1 采用。

表 7.2.9—1 预应力钢丝、钢绞线及预应力混凝土用
螺旋钢筋疲劳强度设计值 Δf_{pfd} (MPa)

预应力筋种类	Δf_{pfd}
钢丝	150
钢绞丝	140
预应力混凝土用螺旋钢筋	80

- 注:1 对于开裂截面,钢丝和钢绞线的疲劳强度设计值应适当折减。
2 预应力螺旋钢筋的疲劳应力幅容许值应根据试验确定,当无可靠试验数据时,可按本表采用。

2 普通钢筋的疲劳强度设计值应按下列规定采用:HPB300 母材的疲劳强度设计值 Δf_{sfd} 取 130 MPa。HRB400、HRB500 钢筋的疲劳强度设计值 Δf_{sfd} 按下式计算:

$$\Delta f_{\text{sfd}} = \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3 \cdot \Delta f'_{\text{sfd}} \quad (7.2.9)$$

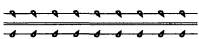
式中 $\Delta f'_{\text{sfd}}$ ——HRB400、HRB500 钢筋的疲劳强度基本设计值,按表 7.2.9—2 采用;

γ_1 ——应力比影响系数,母材、闪光对焊连接时按表 7.2.9—3 采用,滚轧直螺纹、电弧焊时取 1.0;

γ_2 ——钢筋直径影响系数,按表 7.2.9—4 采用;

γ_3 ——钢筋强度等级系数,按表 7.2.9—5 采用。

表 7.2.9—2 钢筋疲劳强度基本设计值 (MPa)

构造细节类型	连接简图	加工质量及其他要求	$\Delta f'_{\text{sfd}}$
母材			145
闪光对焊		1. 接头表面应呈圆滑、带毛刺状,不得有肉眼可见的裂纹;与电极接触处的钢筋表面,不得有明显烧伤。 2. 接头处的弯折角不得大于 2°,接头处的轴线偏移不得大于钢筋直径的 0.1 倍,且不得大于 1 mm	130

续表7.2.9—2

构造细节类型	连接简图	加工质量及其他要求	$\Delta f'_{sid}$
滚轧直螺纹连接		1. 切口端面宜与钢筋轴线垂直,端头有弯曲、马蹄现象的应切去,不得用气割下料。 2. 螺纹牙型应饱满,连接套筒表面不得有裂纹,表面及内螺纹不得有严重的锈蚀及其他肉眼可见的缺陷	98
电弧焊		1. 焊接前应先将钢筋预弯,使两钢筋搭接的轴线位于同一直线上,用两点定位焊固定,施焊要求同帮条焊。 2. 帮条焊两帮条的轴线与被焊钢筋的中心处于同一平面内	60

表 7.2.9—3 应力比影响系数 γ_1

应力比 ρ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
γ_1	1.000	0.926	0.891	0.851	0.783	0.703	0.606	0.486	0.343	0.177

注:应力比 ρ 为钢筋最小应力与最大应力之比。

表 7.2.9—4 钢筋直径影响系数 γ_2

直径 d (mm)	$d < 20$ mm	$d \geq 20$ mm
母材	1	1
闪光对焊	1	0.72
滚轧直螺纹	0.55	1
电弧搭接焊	1	1

表 7.2.9—5 钢筋强度等级影响系数 γ_s

钢筋型号	HRB400	HRB500
母材	1.0	1.04
闪光对焊	1.0	1.1
滚轧直螺纹	1.0	1.2
电弧搭接焊	1.0	1.0

7.2.10 预应力筋、普通钢筋的弹性模量应按表 7.2.10 采用。

表 7.2.10 钢筋的弹性模量(MPa)

钢筋种类	符号	弹性模量
钢丝	E_p	2.05×10^5
钢绞线	E_p	1.95×10^5
预应力混凝土用螺纹钢筋	E_p	2.0×10^5
HPB300	E_s	2.1×10^5
HRB400、HRB500	E_s	2.0×10^5

注:计算钢丝、钢绞线伸长值时,可按 $E_p \pm 0.1 \times 10^5$ MPa 作为上、下限。

7.3 计算基本原则

(I) 板的计算

7.3.1 四周自由支承或固定支承的板,当长边与短边长度之比等于或大于 2 时,应以短边为跨度按单向板计算,否则应按双向板计算。

7.3.2 板的计算跨度为两支承中心间的距离,位于主梁梁梗间的板,其计算跨度应符合下列规定:

1 计算弯矩时,计算跨度为两梗间净距加板的厚度,但不应大于两梗间净距加梁梗宽度,此时弯矩按下列公式计算:

$$\text{支点弯矩} \quad M = -0.7M_0 \quad (7.3.2-1)$$

$$\text{跨中弯矩} \quad M = 0.5M_0 \quad (7.3.2-2)$$

式中 M ——计算弯矩($\text{MN} \cdot \text{m}$);

M_0 ——按简支板计算的跨中最大弯矩($\text{MN} \cdot \text{m}$)。

2 计算剪力时,计算跨度为梗间净距,剪力可按简支板计算。

3 对于箱形梁,桥面板应按本规范第 7.3.13 条的规定计算。

7.3.3 计算在中间支承上有梗肋的板时,沿支承中心处的截面有效高度应按式(7.3.3)计算,但不应大于 $h_1 + \frac{1}{3}s$,如图 7.3.3 所示。

$$h_0 = h_1 + s \cdot \tan\alpha \quad (7.3.3)$$

式中 h_0 ——截面有效高度(m);

h_1 ——不计梗肋时板的有效高度(m);

s ——自梗肋的起点到支承中心的距离(m);

α ——梗肋下缘与水平线所成的夹角($^\circ$)。

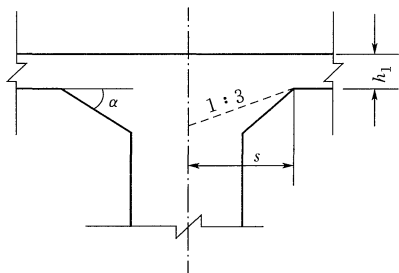


图 7.3.3 梗肋处板的有效高度示意图

7.3.4 对于斜交板桥,当斜度小于或等于 15° 时,可按正交板计算。

(II) 梁 的 计 算

7.3.5 当 T 形截面梁翼缘位于受压区,且符合下列三项条件之一时,可按 T 形截面计算,T 形梁截面计算图如图 7.3.5 所示。

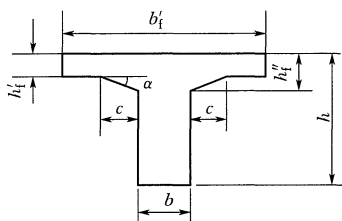


图 7.3.5 T 梁截面示意图

- 1 无梗肋翼缘板厚度 h'_f 大于或等于梁全高 h 的 $1/10$ 。
- 2 有梗肋而坡度 $\tan\alpha$ 不大于 $1/3$, 且板与梗相交处板的厚度 h''_f 不小于梁全高 h 的 $1/10$ 。
- 3 梗肋坡度 $\tan\alpha$ 大于 $1/3$, 但 $h'_f + \frac{1}{3}c$ 大于或等于 $\frac{h}{10}$ 。

当不符合上述第 1、2 或 3 款条件时, 则应按宽度为 b 的矩形截面计算。

7.3.6 当 T 形截面梁伸出板对称时, 板的计算宽度应采用下列三项中的最小值:

- 1 对于简支梁为计算跨度的 $1/3$ 。
- 2 相邻两梁轴线间的距离。
- 3 $b + 2c + 12h'_f$ 。

当 T 形截面梁伸出板不对称时, 若其最大悬臂一边从梁梗中线算起, 宽度小于上述第 1、3 款中较小者的 $1/2$, 可按实际宽度采用。计算超静定力时, 翼缘宽度可取实际宽度。

7.3.7 箱梁有效宽度折减系数可采用下列规定。

- 1 箱梁有效宽度可按下列公式计算:

$$b_{\text{eff}} = \sum \lambda_i \cdot b_i \quad (7.3.7-1)$$

$$\lambda_i = b_i / L \quad (7.3.7-2)$$

式中 b_{eff} ——箱梁有效宽度(m);

b_i ——板的宽度($i=1, 2, 3$);

λ_i ——箱梁宽跨比($i=1, 2, 3$), 宽跨比示意图如图 7.3.7

所示；

L ——简支梁跨度(m)。

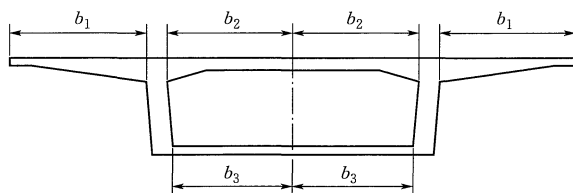


图 7.3.7 宽跨比示意图

2 不同宽跨比简支箱梁有效宽度折减系数可按表 7.3.7—1 选用。

表 7.3.7—1 简支箱梁有效宽折减系数

$\lambda_i = b_i/L$	有效宽度折减系数 λ		
	跨中	1/4 跨	支点
0	1.0	1.0	1.0
0.02	0.99	0.99	0.93
0.05	0.98	0.98	0.84
0.10	0.95	0.93	0.70
0.20	0.81	0.77	0.52
0.30	0.65	0.60	0.40
0.40	0.50	0.46	0.32
0.50	0.38	0.36	0.27

3 连续箱梁各跨的翼缘有效宽度,对于端跨可按边跨径的 0.9 倍的简支梁进行计算,各中间跨的翼缘有效宽度折减系数见表 7.3.7—2。

表 7.3.7—2 连续箱梁各中间跨有效宽度折减系数

$\lambda_i = b_i/L$	有效宽度折减系数 λ		
	跨中	1/4 跨	支点
0	1.0	1.0	1.0
0.02	0.99	0.94	0.77
0.05	0.96	0.85	0.58
0.10	0.86	0.68	0.41
0.20	0.58	0.42	0.24
0.30	0.38	0.30	0.15
0.40	0.24	0.21	0.12
0.50	0.20	0.16	0.11

7.3.8 计算连续梁或其他超静定结构的作用(或荷载)效应时,应根据情况考虑温差、基础不均匀沉降、混凝土收缩及徐变等作用的影响。对于预应力混凝土连续梁等超静定结构,还应考虑预加力产生的次效应(二次力)影响。

7.3.9 对于分阶段施工连续梁应按各阶段实际受力体系和相应荷载计算梁的内力,并考虑体系转换过程中由于混凝土徐变而产生的弯矩重分布。弯矩重分布可按本规范附录 G 的规定计算。

7.3.10 预应力混凝土连续梁如在施工过程中不转换体系,则预应力损失完成后,由预加力引起的总的二次力(包括弹性变形和其他损失所产生的变形)可由预加应力时所引起的弹性变形二次力,乘以预应力筋预拉力的平均有效系数 C 求得。平均有效系数按下式计算:

$$C = \frac{P_e}{P} \quad (7.3.10)$$

式中 C ——平均有效系数;

P_e ——预应力损失全部完成后,预应力筋的平均预拉力

(MN);

P ——预应力瞬时损失完成后,预应力筋的平均预拉力(MN)。

7.3.11 连续梁中间支承处的负弯矩(当支座设置在腹板范围内时)计算可考虑支承宽度和梁高对负弯矩的折减影响(计算图如图 7.3.11 所示),并按下列公式计算:

$$M_e = M - M' \quad (7.3.11-1)$$

$$M' = \frac{1}{8}ga^2 \quad (7.3.11-2)$$

$$g = \frac{R}{a} \quad (7.3.11-3)$$

式中 M_e ——折减后的支点计算负弯矩(MN·m);

M ——由计算荷载产生的支点负弯矩(按理论支承计算)(MN·m), M_e/M 不得小于 0.9,如小于 0.9,则按 0.9 计算;

M' ——折减弯矩(MN·m);

g ——梁的支承反力 R 在支座两侧向上按 45° 分布于重心轴 $G-G$ 水平处的荷载(MN/m);

a ——在支座两侧向上按 45° 扩大交于重心轴 $G-G$ 的长度(m)。

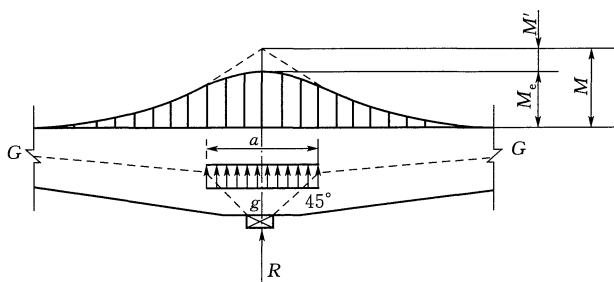


图 7.3.11 中间支承处负弯矩折减计算图

7.3.12 箱形梁应考虑由于荷载偏心所产生的扭矩和荷载分配等因素。对单线单室箱梁,当荷载偏心距较小(偏心率小于 0.1)时,可不考虑由于偏心引起的荷载分配问题。

7.3.13 箱形梁横截面,可按被支承在主梁腹板中心线下缘的箱形框架计算。计算所需的钢筋的 $1/2$ 可兼作主梁抗剪或抗扭箍筋。

7.3.14 箱形梁应考虑截面温差所引起的纵向和横向温差应力。温差荷载包括日照温差荷载和降温温差荷载,应分别进行计算。温差荷载可按本规范第 4 章的规定取值。

7.3.15 计算温差应力时,对于日照温差宜采用混凝土的受压弹性模量;对于降温温差宜采用 0.8 倍的受压弹性模量。

(III) 刚架的计算

7.3.16 刚架计算应符合下列规定:

1 刚架的超静定力应按弹性理论计算,可不考虑法向力及剪力对变形的影响。

2 变高度(变截面)刚架,应考虑其高度(截面)变化的影响。

3 刚架计算应考虑杆件刚度比及支承的固定程度,设计时假定单位长度上的刚度比与计算所得的刚度比之差不应超过 30%。

7.3.17 刚架计算时应考虑基础不均匀变位(线位移和角位移)、温度变化及混凝土收缩、徐变的影响。预应力混凝土刚架计算时尚应考虑预加力产生的二次力。

7.3.18 刚架的轴线为杆件截面的重心线,除梗肋特别大的情况外,可不计梗肋的影响。刚架轴线长度的确定应符合按下列规定。

1 梁构件轴线长度为柱的轴线间距 l 。

2 柱构件轴线长度为梁的轴线间距 h_2 ,或从梁轴线到固定支承基础顶面间的距离 h_1 [图 7.3.18(a)],或从梁轴线到铰支承铰中心的距离 h_1 [图 7.3.18(b)]。

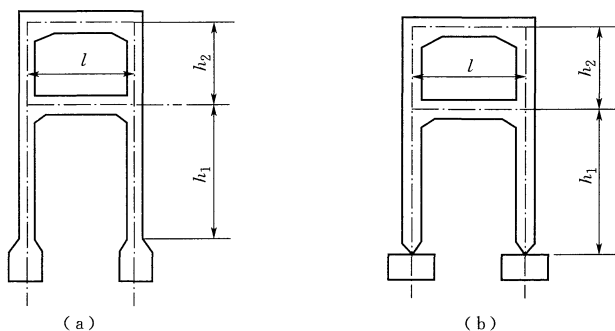


图 7.3.18 刚架轴线计算图

7.3.19 刚架中梁截面应按本节“(Ⅱ)梁的计算”中的有关规定计算。

7.4 承载力极限状态计算

(Ⅰ) 一般规定

7.4.1 构件正截面按承载力极限状态设计时应符合下列规定：

- 1 构件弯曲后其截面仍保持为平面。
- 2 在极限状态时,构件受压区混凝土应力达到轴心抗压强度设计值 f_{cd} ,应力计算图形为矩形,受拉区混凝土不参与工作。
- 3 在极限状态时,构件受拉主筋达到抗拉强度设计值 f_{std} 或 f_{ptd} (小偏心受压的受拉钢筋除外),受压主筋达到抗压强度设计值 f_{scd} 或 f_{pcd} 。

4 预加力不作为外荷载,但对于预应力混凝土连续梁等超静定结构,应考虑预加力产生的次效应影响,预加力产生的次效应作用分项系数与结构自重的作用分项系数相同。

7.4.2 承载力极限状态计算,荷载设计值可取基本组合和偶然组合中最不利者。对于制造工艺不符合厂制条件的结构,荷载设计值应提高 1.1 倍(弹性阶段应力强度验算除外)。

7.4.3 计算先张法预应力混凝土构件端部锚固区(含用塑料管隔离处)的正截面及斜截面受弯承载力时,锚固区内的预应力钢筋抗

拉强度设计值在锚固起点处应取零,在锚固终点处应取 f_{ptd} ,在两点之间可按直线内插法计算。预应力钢筋的锚固长度 l_s 应按表 7.4.3 采用。

表 7.4.3 预应力钢筋锚固长度 l_s (mm)

预应力筋种类	混凝土强度等			
	C40	C45	C50	C55、C60
钢绞线	125 <i>d</i>	115 <i>d</i>	110 <i>d</i>	100 <i>d</i>

7.4.4 在极限状态时,受弯构件的纵向受拉钢筋和受压区混凝土同时达到其强度设计值时的相对界限受压区高度 ζ 可按表 7.4.4 采用。 ζ 的表达式应为:

$$\zeta = \frac{x_b}{h_0} \tag{7.4.4}$$

式中 x_b ——界限受压区高度;
 h_0 ——截面有效高度。

表 7.4.4 相对界限受压区高度 ζ

钢筋种类	混凝土等级	
	C50 及以下	C55、C60
HPB300	0.59	0.57
HRB400	0.54	0.52
HRB500	0.50	0.48
钢丝、钢绞线	0.40	0.38
精轧螺纹钢	0.40	0.38

注:截面受拉区内配置不同种类钢筋的受弯构件,其 ζ 值应选用相应于各种钢筋的较小者。

(II) 受弯构件

7.4.5 矩形截面或翼缘位于受拉边的 T 形截面构件,其正截面承载力应按下列公式计算(图 7.4.5):

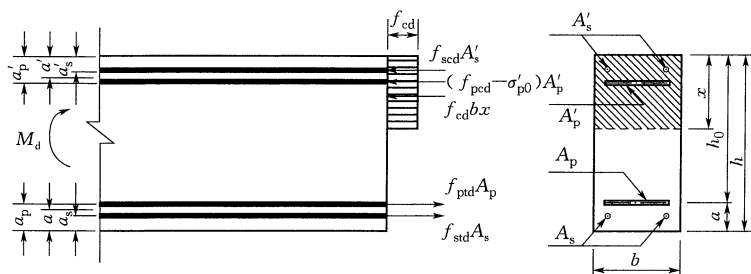


图 7.4.5 矩形截面受弯构件正截面承载力计算图式

$$M_d \leqslant f_{cd}bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{scd}A'_s (h_0 - a'_s) + (f_{pcd} - \sigma'_{p0})(h_0 - a'_p)A'_p \quad (7.4.5-1)$$

混凝土受压区高度 x 应按下列公式确定：

$$f_{std}A_s + f_{ptd}A_p = f_{cd}bx + f_{scd}A'_s + (f_{pcd} - \sigma'_{p0})A'_p \quad (7.4.5-2)$$

混凝土受压区高度应符合下列条件：

$$x \leqslant \zeta h_0 \quad (7.4.5-3)$$

1 当受压区配有纵向普通钢筋和预应力钢筋，且预应力钢筋受压即 $(f_{pcd} - \sigma'_{p0})$ 为正时：

$$x \geqslant 2a' \quad (7.4.5-4)$$

2 当受压区仅配纵向普通钢筋或配普通钢筋和预应力钢筋，且预应力钢筋受拉即 $(f_{pcd} - \sigma'_{p0})$ 为负时：

$$x \geqslant 2a'_s \quad (7.4.5-5)$$

式中 M_d ——弯矩设计值(MN·m)；

f_{cd} ——混凝土的轴心抗压强度设计值(MPa)；

b ——矩形截面宽度或 T 形截面的腹板宽(m)；

h_0 ——截面有效高度($h_0 = h - a$)(m)；

f_{std}, f_{ptd} ——非预应力筋和预应力筋的抗拉强度设计值(MPa)；

A_s, A'_s ——纵向受拉及受压非预应力筋的截面面积(m²)；

A_p, A'_p ——纵向受拉及受压预应力筋的截面面积(m^2);

$f_{\text{scd}}, f_{\text{pcd}}$ ——非预应力筋和预应力筋的抗压强度设计值(MPa);

a'_s, a'_p ——受压区非预应力筋合力点及受压区预应力筋合力点至截面最近边缘的距离(m);

σ'_{p0} ——受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力为零时,预应力钢筋的应力(MPa);

h ——截面全高(m);

a ——受拉区钢筋 A_p 和 A_s 的合力点至截面最近边缘的距离(m);

a_s, a_p ——受拉区非预应力筋合力点及受拉区预应力筋合力点至截面最近边缘的距离(m);

a'_s ——受压区钢筋 A'_s 的合力点至截面最近边缘的距离(m);

a' ——受压区钢筋 A'_p 和 A'_s 的合力点至截面最近边缘的距离(m)。

7.4.6 翼缘位于受压区的 T 形截面(图 7.4.6—1)或工字形截面(图 7.4.6—2)的受弯构件,其正截面承载力应按下列公式计算:

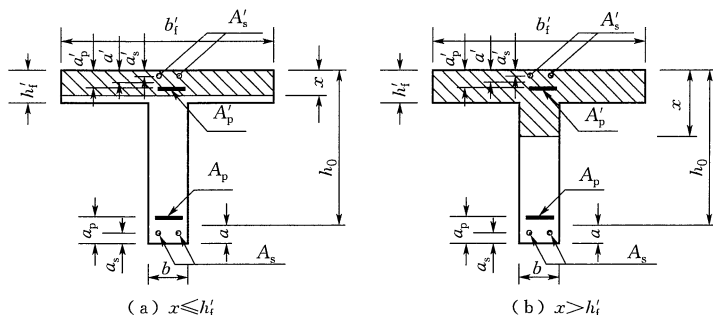


图 7.4.6—1 T 形截面受弯构件正截面
承载力计算图式

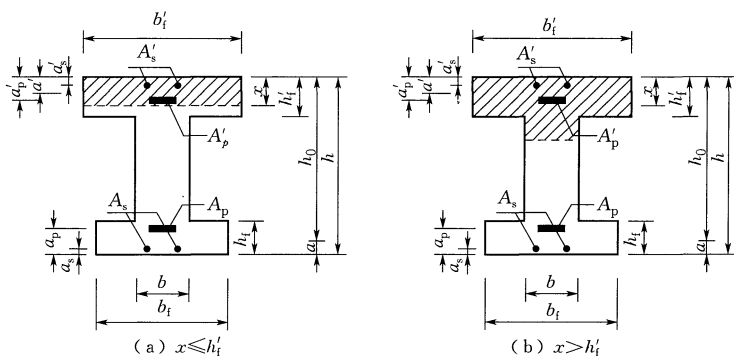


图 7.4.6—2 工字形截面受弯构件正截面承载力计算图示

1 当符合下列条件时,应按宽度为 b'_f 的矩形截面计算, b'_f 必须符合本规范第 7.3.6 条 T 形截面有效宽度的规定。

$$f_{\text{std}}A_s + f_{\text{ptd}}A_p \leq f_{\text{cd}}b'_fh'_f + f_{\text{scd}}A'_s + (f_{\text{pcd}} - \sigma'_{p0})A'_p \quad (7.4.6-1)$$

2 当不符合上述条件时,计算中应考虑截面中腹板受压混凝土的作用,其正截面承载力应按下式计算:

$$M_d \leq f_{\text{cd}}bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{\text{cd}}(b'_f - b) \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) h'_f + f_{\text{scd}}A'_s(h_0 - a'_s) + (f_{\text{pcd}} - \sigma'_{p0})A'_p(h_0 - a'_p) \quad (7.4.6-2)$$

此时,受压区高度 x 应按下列公式确定:

$$f_{\text{std}}A_s + f_{\text{ptd}}A_p = f_{\text{cd}}[bx + (b'_f - b)h'_f] + f_{\text{scd}}A'_s + (f_{\text{pcd}} - \sigma'_{p0})A'_p \quad (7.4.6-3)$$

式中 h'_f ——T 形或工字形截面受压区翼缘的高度(m);

b'_f ——T 形或工字形截面受压区翼缘的计算宽度(m)。

按上式计算的混凝土受压区高度应符合本规范式(7.4.5—3)、式(7.4.5—4)、式(7.4.5—5)的要求。

7.4.7 环形和圆形截面受弯构件,其正截面承载力应按本规范第

7.4.22 条和第 7.4.23 条的规定进行计算,但应在式(7.4.22—1)、式(7.4.22—3)和式(7.4.23—1)中取等号,并取轴向力设计值 $N_d = 0$;应将式(7.4.22—2)、式(7.4.22—4)和式(7.4.23—2)中 $N_d \eta e_i$ 以弯矩设计值 M_d 代替。

7.4.8 在计算中考虑受压钢筋时,受压区高度必须符合本规范式(7.4.5—4)、式(7.4.5—5)的条件,当不符合时,正截面承载力可按式计算:

1 当受压区配有纵向普通钢筋和预应力钢筋,且预应力钢筋受压即 $(f_{pcd} - \sigma'_{p0})$ 为正时:

$$M_d \leqslant f_{ptd} A_p (h - a_p - a') + f_{std} A_s (h - a_s - a') \quad (7.4.8-1)$$

2 当受压区仅配纵向普通钢筋或配普通钢筋和预应力钢筋,且预应力钢筋受拉即 $(f_{pcd} - \sigma'_{p0})$ 为负时:

$$M_d \leqslant f_{ptd} A_p (h - a_p - a'_s) + f_{std} A_s (h - a_s - a'_s) - (f_{pcd} - \sigma'_{p0}) A'_p (a'_p - a'_s) \quad (7.4.8-2)$$

式中 a_p, a_s ——受拉区预应力及普通钢筋至受拉边缘的距离(m);

a'_p, a'_s ——受压区预应力及普通钢筋受压边缘的距离(m)。

当按式(7.4.8—1)、式(7.4.8—2)计算所得的弯矩比不考虑受压区非预应力钢筋 A'_s 还小时,应按不考虑非预应力受压钢筋计算。

7.4.9 受弯构件斜截面抗剪承载力计算时,检算位置应符合下列规定:

1 支座边缘处的截面[图 7.4.9 (a)截面 1—1]。

2 距支座中心 $h/2$ (梁高的一半)处的截面[图 7.4.9 (a)截面 2—2]。

3 受拉区弯起钢筋起点处的截面[图 7.4.9 (a)截面 3—3]以及锚于受拉区的纵向主筋开始不受力处的截面[图 7.4.9 (a)截面 4—4]。

4 箍筋数量或间距改变处的截面[图 7.4.9 (a)截面 5—5]。

- 5 受弯构件腹板宽度改变处的截面。
- 6 连续梁中支点横隔梁边缘处截面[图 7.4.9(b)截面 6—6]。
- 7 变高度梁高度突变处截面[图 7.4.9(b)截面 7—7]。

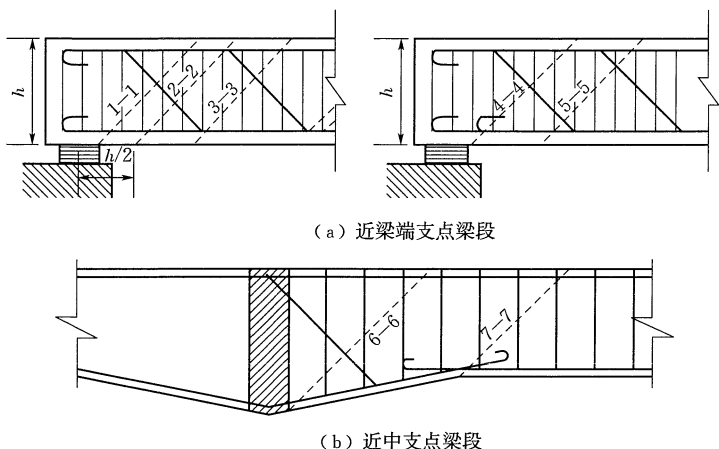


图 7.4.9 斜截面抗剪承载力验算位置示意

7.4.10 矩形、T 形和工字形截面的受弯构件,在剪力作用下,截面尺寸应满足腹板斜压破坏承载能力的要求:

$$V_{dm} \leq 0.25f_{cd}bh_0 \quad (7.4.10)$$

式中 V_{dm} ——验算截面处最大剪力设计值(MN);
 f_{cd} ——混凝土的轴心抗压强度设计值(MPa);
 b ——计算截面处腹板厚度(m);
 h_0 ——梁的有效高度(m)。

对受拉力的斜构件,当有实践经验时,其截面尺寸视截面条件可适当放宽。

7.4.11 矩形、T 形和工字形截面的受弯构件,当满足式(7.4.11)时,可不进行斜截面的抗剪强度计算,仅需按构造要求配置箍筋。

$$V_{dm} \leq 0.52f_{ctd}bh_0 \quad (7.4.11)$$

7.4.12 矩形、T形和工字形截面的简支梁受弯构件,当仅配有箍筋时,其斜截面抗剪强度应按下列公式计算:

$$V_d \leqslant (V_c + V_s) \quad (7.4.12-1)$$

$$V_c = \frac{0.6}{m} (1 + 0.35p) f_{ctd} b h_0 \beta \alpha \quad (7.4.12-2)$$

$$m = \frac{M_v}{V_m h_0} \quad (7.4.12-3)$$

当 $m > 3$ 时,取 $m = 3$; $m < 1$ 时,取 $m = 1$;

$p = 100\rho$, $\rho = (A_p + A_{pb} + A_s)/bh_0$, 当 $\rho > 3$ 时取 $\rho = 3$;

$$\beta = 1 + \frac{M_o}{M} = 1 + \lambda \leqslant 2$$

$$\alpha = 1 + h_f'^2 / (b h_0)$$

$$V_s = 0.8(0.35 + 0.4m)(\rho_{sv} f_{std}^v + \rho_{pv} f_{ptd}^v) b h_0 \quad (7.4.12-4)$$

$$\rho_{sv} = A_{sv} / b \cdot s_s$$

$$\rho_{pv} = A_{pv} / b \cdot s_p$$

式中

V_d ——构件斜截面最大剪力设计值(MN);

V_c ——构件斜截面上混凝土抗剪承载力(MN);

V_s ——构件斜截面上箍筋抗剪承载力(MN);

m ——计算截面的剪跨比;

M_v ——相应 V_m 时的弯矩(MN·m);

V_m ——通过斜截面顶端的正截面内最大剪力设计值(MN);

β ——预应力影响的提高系数;

M_o ——消压弯矩(MN·m),见本规范第 7.1.3 条;

M ——正常使用极限状态的荷载频遇、准永久组合引起的弯矩(MN·m),见本规范第 7.1.3 条;

α ——T形、工字形截面受压翼缘伸出部分的抗剪作用系数;

- ρ_{sv}, ρ_{pv} ——普通箍筋和预应力箍筋的配筋率；
- A_p, A_s, A_{pb} ——分别为纵向预应力筋、纵向非预应力筋、预应力弯起钢筋的面积(m^2)；
- f_{std}^v, f_{ptd}^v ——普通箍筋和预应力箍筋的抗拉强度设计值(MPa)；
- A_{sv}, A_{pv} ——同一截面上普通箍筋和预应力箍筋各肢的总截面面积(m^2)；
- s_s, s_p ——普通箍筋和预应力箍筋的间距(m)；
- c ——斜截面抗剪强度计算中的斜截面水平投影长度($c=0.6mh_0$)(m)；
- h_0 ——梁的有效高度(m)，计算 m 、 c 时用斜截面顶端截面的 h_0 ，计算 p 、 V_c 时用斜截面底部截面的。

受拉纵向钢筋在斜截面以外(向支座方向)应有足够的锚固长度，并较抗弯筋需增加的 ΔA_{sl} 面积应按下式计算：

$$\Delta A_{sl} = \frac{V_s^2 \cdot s}{2A_{sv} \cdot f_{std}^v \cdot h_0 \cdot f_{std}} \quad (7.4.12-5)$$

式中 f_{std} ——纵向钢筋的抗拉强度设计值(MPa)。

7.4.13 矩形、T形和工字形截面受弯构件，当配有箍筋和弯起钢筋时，其斜截面抗剪承载力应按下列式计算：

$$V_d \leq V_c + V_s + 0.8f_{std}A_{sb}\sin\alpha_s + 0.8\sigma_{pe}A_{pb}\sin\alpha_p \quad (7.4.13)$$

式中 V_d ——在配置弯起钢筋处的最大剪力设计值(MN)；

f_{std} ——弯起钢筋的抗拉强度设计值(MPa)；

A_{sb}, A_{pb} ——斜截面上弯起钢筋和弯起预应力筋的截面积(m^2)；

α_s, α_p ——弯起钢筋和弯起预应力钢筋的切线与构件纵向轴线的夹角($^\circ$)；

σ_{pe} ——弯起预应力筋的有效预应力(MPa)。

箍筋和弯起预应力筋同时使用时，由箍筋承担的剪力应大于弯起预应力钢筋所承担剪力。

7.4.14 等高度的矩形、T形、箱形连续梁，斜截面抗剪承载力应按下列公式计算：

$$V_d \leqslant (V_c + V_s) \quad (7.4.14-1)$$

$$V_c = \frac{0.34}{0.18 + m} (1 + \bar{\lambda}_u) (2 + p) f_{ctd} b h_0 \quad (7.4.14-2)$$

$$\bar{\lambda}_u = \frac{\lambda_u^+ + \lambda_u^-}{2}$$

$$\lambda_u^+ = \frac{M_o^+}{M_u^+} \quad (7.4.14-3)$$

$$\lambda_u^- = \frac{|M_o^-|}{|M_u^-|}$$

$$V_s = 0.8(0.35 + 0.4m)(\rho_{sv} f_{std}^v + \rho_{pv} f_{ptd}^v) b h_0 \quad (7.4.14-4)$$

式中 $\bar{\lambda}_u$ ——平均预应力度；

M_o^-, M_o^+ ——构件负、正弯矩区受拉边缘处的“消压弯矩”；

M_u^-, M_u^+ ——构件负、正弯矩区所能承受的最大负、正弯矩。

计算中 $M_u = 2M$, M_o 、 M 定义见本规范第 7.1.3 条。

7.4.15 受弯构件斜截面的抗弯承载力应按下列公式计算（图 7.4.15）：

$$M_d \leqslant f_{ptd} (\sum A_p Z_p + \sum A_{pb} Z_{pb}) + f_{std} (\sum A_s Z_s + \sum A_{sv} Z_{sv}) \quad (7.4.15-1)$$

式中 M_d ——通过斜截面顶端的正截面内的最大弯矩设计值 (MN·m)；

f_{ptd}, f_{std} ——分别为预应力筋及非预应力筋的抗拉强度设计值 (MPa)；

A_p, A_{pb}, A_s, A_{sv} ——分别为与斜截面相交的预应力纵向钢筋、预应力弯起钢筋、非预应力纵向钢筋与箍筋的截面面积 (m²)；

Z_p, Z_{pb}, Z_s, Z_{sv} ——分别为钢筋 A_p, A_{pb}, A_s, A_{sv} 对混凝土受压

区中心 O 点的力臂(m)。

计算斜截面抗弯承载力时,最不利斜截面的位置按下式通过试算确定:

$$V_j = f_{\text{ptd}} \sum A_{\text{pb}} \sin \alpha_p + f_{\text{std}} \sum A_{\text{sb}} \sin \alpha_s + f_{\text{std}}^v \sum A_{\text{sv}} \quad (7.4.15-2)$$

式中 V_j ——通过斜截面顶端的正截面内最大设计弯矩时的相应剪力(MN)。

斜截面受压区高度 x 应按作用于斜截面所有的力对构件纵轴的投影之和为零($\sum H=0$)的平衡条件求得。

当箍筋采用预应力筋时,只需将上式非预应力箍筋的抗拉设计强度 f_{std}^v 换以预应力箍筋的抗拉设计强度 f_{ptd}^v 。

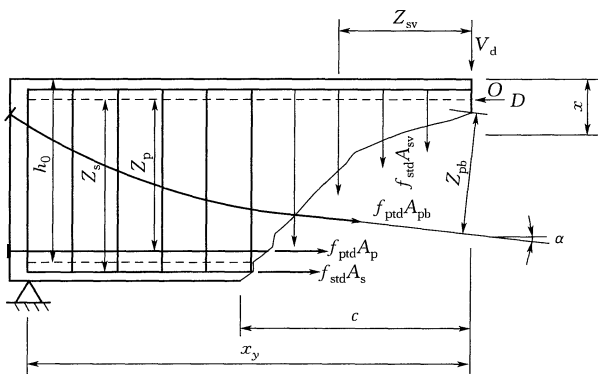


图 7.4.15 斜截面抗弯承载力计算图式

7.4.16 对箍筋构造要求应符合本规范第 7.8.15 条及第 7.8.27 条的规定。

(Ⅲ) 受压构件

7.4.17 配置纵筋及一般箍筋的轴心受压构件(图 7.4.17),其正截面受压承载力与稳定性应按下列公式计算:

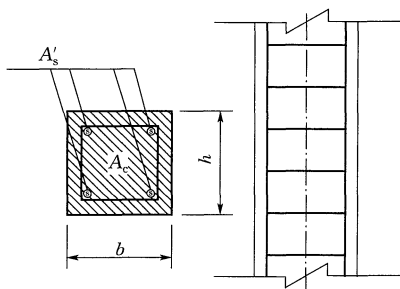


图 7.4.17 配置箍筋的钢筋混凝土受压构件截面承载力计算图式

$$\text{承载力计算: } N_d \leq f_{cd}A_c + f_{scd}A_s' \quad (7.4.17-1)$$

$$\text{稳定性计算: } N_d \leq \varphi(f_{cd}A_c + f_{scd}A_s') \quad (7.4.17-2)$$

式中 N_d ——轴向力设计值(MN);

φ ——钢筋混凝土构件的稳定系数,按表 7.4.17 采用;

f_{cd}, f_{scd} ——混凝土轴心抗压强度、钢筋抗压强度设计值(MPa);

A_c, A_s' ——构件横截面混凝土面积、受压纵筋截面积(m^2)。

表 7.4.17 稳定系数 φ 值

l_0/b	≤ 8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
l_0/d	≤ 7	8.5	10.5	12	14	15.5	17	19	21	22.5	24	26
l_0/i	≤ 28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97	104
φ	1.00	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81	0.75	0.70	0.65	0.60	0.56	0.52

注: l_0 ——构件计算长度。两端刚性固定时, $l_0 = 0.5l$; 一端刚性固定另一端为不移动的铰时, $l_0 = 0.7l$; 两端均为不移动的铰时, $l_0 = l$; 一端刚性固定另一端为自由端时, $l_0 = 2l$; 其中 l 为构件的全长。

b ——矩形截面构件短边尺寸。

d ——圆形截面构件的直径。

i ——任意形状截面的回转半径。

7.4.18 配置螺旋式或焊接环式间接钢筋的轴心受压构件(图 7.4.18),其正截面承载力应按下列公式计算:

$$N_d \leqslant f_{cd}A_{cor} + f_{scd}A'_s + 2f_{std}A_{ss0} \quad (7.4.18-1)$$

$$A_{ss0} = \frac{\pi d_{cor} A_{ssl}}{s} \quad (7.4.18-2)$$

式中 A_{cor} ——构件核心截面面积(m^2);
 A_{ss0} ——间接钢筋的换算面积(m^2);
 d_{cor} ——构件核心直径(m);
 A_{ssl} ——单根间接钢筋的截面积(m^2);
 s ——间接钢筋的间距(m)。

构件因配置螺旋式焊接环式间接钢筋而增加的承载能力,不应大于未使用间接钢筋时的 60%。当长细比 l_0/i 大于 28 时,不再考虑间接钢筋的影响。

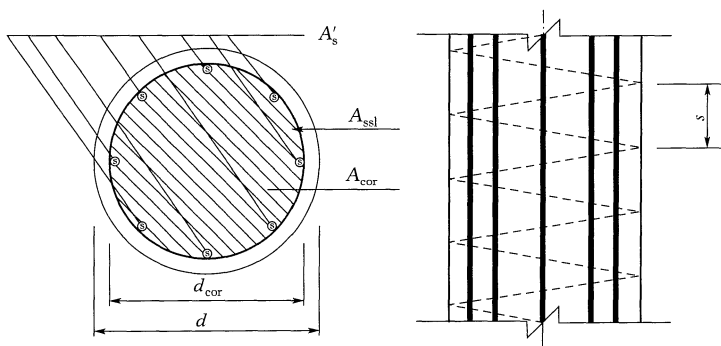


图 7.4.18 配置螺旋式间接钢筋的钢筋混凝土
轴心受压构件截面承载力计算图式

7.4.19 矩形截面偏心受压构件正截面承载力应按下列公式计算(图 7.4.19):

$$N_d \leqslant f_{cd}bx + f_{scd}A'_s - \sigma_s A_s - \sigma_p A_p + (f_{pcd} - \sigma'_{p0})A'_p \quad (7.4.19-1)$$

$$N_d e \leq f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{scd} A'_s (h_0 - a'_s) + (f_{pcd} - \sigma'_{p0}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (7.4.19-2)$$

$$e = \eta e_i + y_{sp} \quad (7.4.19-3)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (7.4.19-4)$$

式中 N_d ——轴向力设计值(MN);

b ——构件截面宽度(m);

σ_s, σ_p ——钢筋 A_s 与预应力钢筋 A_p 的应力(MPa);

σ'_{p0} ——受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力为零时,预应力钢筋的应力(MPa);

h_0 ——构件截面有效高度(m);

A_s, A'_s ——分别为受拉区、受压区的钢筋截面面积(m²);

A_p, A'_p ——分别为受拉区、受压区的预应力钢筋截面面积(m²);

a'_s, a'_p ——分别为受压区钢筋合力点、受压区预应力钢筋合力点至截面近边的距离(m);

f_{pcd} ——预应力钢筋的抗压强度设计值(MPa);

e ——轴向力作用点到受拉边(或较小受压边)钢筋 A_s 与预应力钢筋 A_p 的合力点的距离(m);

η ——考虑挠度影响的轴向力偏心距增大系数,按本规范第 7.4.24 条的规定计算;

e_i ——初始偏心距(m);

y_{sp} ——自截面重心至 A_s 与 A_p 合力点的距离(m);

e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距(m), $e_0 = M_d / N_d$;

e_a ——附加偏心距(m),取 20 mm 和偏心方向截面最大尺寸的 1/30 两者中的较大值。

1 当 $x \leq x_b$ 时,称为大偏心受压构件,可取: $\sigma_s = f_{std}$, $\sigma_p = f_{ptd}$ 。

2 当 $x > x_b$ 时,称为小偏心受压构件,可按下式计算:

$$\sigma_{si} = \frac{f_{std}}{\zeta_b - 0.8} \left(\frac{x}{h_{oi}} - 0.8 \right) \text{ 且 } -f_{std} \leq \sigma_{si} \leq f_{std} \quad (7.4.19-5)$$

$$\sigma_{pi} = \frac{f_{ptd} - \sigma_{poi}}{\zeta_b - 0.8} \left(\frac{x}{h_{oi}} - 0.8 \right) + \sigma_{poi}, \text{ 且 } \sigma_{poi} - f_{ptd} \leq \sigma_{pi} \leq f_{ptd} \quad (7.4.19-6)$$

对有屈服点的钢筋(热轧钢筋)为:

$$x_b = \beta_c h_0 / \left(1 + \frac{f_{std}}{\epsilon_u E_s} \right) \quad (7.4.19-7)$$

对无明显屈服点的钢筋(钢丝和钢绞线)为:

$$x_b = \beta_c h_0 / \left(1 + \frac{0.002}{\epsilon_u} + \frac{f_{ptd} - \sigma_{p0}}{\epsilon_u E_p} \right) \quad (7.4.19-8)$$

式中 x_b ——破坏时截面界限受压区高度(m);

f_{std}, f_{ptd} ——分别为钢筋及预应力钢筋抗拉强度设计值(MPa);

ϵ_u ——截面非均匀受压时,混凝土的极限压应变,当混凝土强度等级为 C50 及以下时,取 $\epsilon_u = 0.0033$;当混凝土强度等级为 C80 时,取 $\epsilon_u = 0.003$;中间强度等级用直线内插求得;

β_c ——截面受压区矩形应力图高度与实际受压区高度的比值,当混凝土强度等级为 C50 及以下时,取 $\beta_c = 0.80$;当混凝土强度等级为 C80 时,取 $\beta_c = 0.74$;中间强度等级用直线内插求得;

ζ_b ——破坏时截面相对界限受压区高度, $\zeta_b = x_b / h_0$;

σ_{p0} ——钢筋 A_p 截面重心处混凝土法向应力为零时,预应力钢筋 A_p 的应力(MPa);

i ——钢筋所处位置(第 i 层);

h_{oi} ——第 i 层钢筋 A_{pi} (或 A_{si}) 截面重心处至受压区边缘的距离(m)。

3 当 $x > h$ 时,式(7.4.19—1),式(7.4.19—2)中可取 $x =$

h, σ_s 与 σ_p 仍按求出的 x 进行计算。

4 对小偏心受压构件,当轴向力作用在纵向钢筋 A'_s 和 A'_p 合力点与 A_s 和 A_p 合力点之间时,尚应按下式进行检算:

$$N_d e \leqslant f_{cd} b h \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + f_{scd} A_s (h'_0 - a_s) + (f_{pcd} - \sigma_{p0}) A_p (h'_0 - a_p) \quad (7.4.19-9)$$

$$e' = \frac{h}{2} - (e_0 - e_a) - a' \quad (7.4.19-10)$$

式中 a' ——截面受压较大边纵向钢筋 A'_s 和 A'_p 合力点至截面近边的距离(m);

h'_0 ——截面受压较小边边缘至受压较大边纵向钢筋合力点的距离(m), $h'_0 = h - a'$;

e' ——轴向力作用点至截面受压较大边纵向钢筋 A'_s 和 A'_p 合力点的距离(m),计算时偏心距 e_0 可不考虑增大系数 η 。

5 矩形截面对称配筋的钢筋混凝土小偏心受压构件,可按下述近似公式计算钢筋截面面积:

$$A_s = A'_s = \frac{N_d e - \zeta (1 - 0.5\zeta) f_{cd} b h_0^2}{f_{scd} (h_0 - a'_s)} \quad (7.4.19-11)$$

相对受压区高度可按下式计算:

$$\zeta = \frac{N_d - \zeta_b f_{cd} b h_0}{\frac{N_d e - 0.43 f_{cd} b h_0^2}{(0.8 - \zeta_b) (h_0 - a'_s)} + f_{cd} b h_0} + \zeta_b \quad (7.4.19-12)$$

6 对于偏心受压的矩形、T形或工字形截面构件正截面抗压承载力计算,当考虑截面受压较大边的纵向受压钢筋,但受压区高度不符合式(7.4.5-4)、式(7.4.5-5)时,其正截面抗压承载力可按式(7.4.8-1)、式(7.4.8-2)计算,此时,上述公式中的 M_d 应

分别改为 $N_d e'$ 、 $N_d e'_s$ ，此计算应考虑偏心距增大系数 η 。

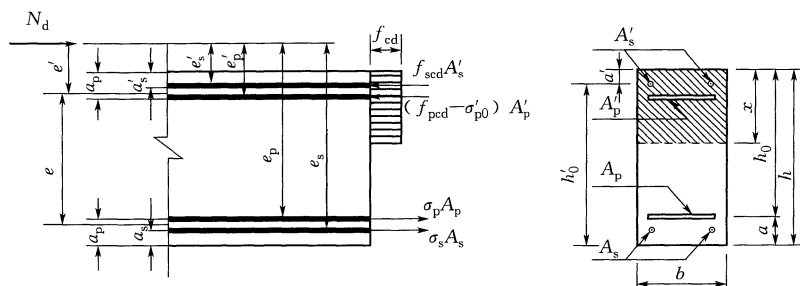


图 7.4.19 矩形截面偏心受压构件正截面强度计算图式

7.4.20 翼缘位于较大受压边的 T 形或工字形截面偏心受压构件，其正截面承载力应按下列规定计算(图 7.4.20)：

- 1 当受压区高度 $x \leq h'_f$ 时，应按宽度 b'_f 的矩形截面计算。
- 2 当受压区高度 $x > h'_f$ 时，应按下列公式计算：

$$N_d \leq f_{cd} [bx + (b'_f - b)h'_f] + f_{scd}A'_s - \sigma_s A_s - \sigma_p A_p + (f_{pcd} - \sigma'_{p0})A'_p \quad (7.4.20-1)$$

$$N_d e \leq f_{cd} \left[bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + (b'_f - b)h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f_{scd}A'_s (h_0 - a'_s) + (f_{pcd} - \sigma'_{p0})A'_p (h_0 - a'_p) \quad (7.4.20-2)$$

当翼缘位于截面较小受压边(或受拉边)且 $x > h - h_f$ 时，在正截面承载力计算中应考虑翼缘受压部分的作用。

对翼缘位于截面受压较大边的 T 形截面小偏心受压构件，当轴向力作用在纵向钢筋 A'_s 和 A'_p 合力点与 A_s 和 A_p 合力点之间时，尚应按下式进行检算：

$$N_d e' \leq f_{cd} \left[bh \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + (b'_f - b)h'_f \left(h'_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f_{std}A_s (h'_0 - a_s) + (f_{pcd} - \sigma_{p0})A_p (h'_0 - a_p) \quad (7.4.20-3)$$

对翼缘位于截面受压较小边的 T 形截面小偏心受压构件, 尚应按下式进行检算:

$$N_d e' \leqslant f_{cd} \left[b h \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + (b_f - b) h_f \left(h'_0 - \frac{h_f}{2} \right) \right] + f_{scd} A_s (h'_0 - a_s) + (f_{pcd} - \sigma_{p0}) A_p (h'_0 - a_p) \quad (7.4.20-4)$$

翼缘计算宽度 b'_f 应按本规范第 7.3.6 条 T 形截面宽度的规定。

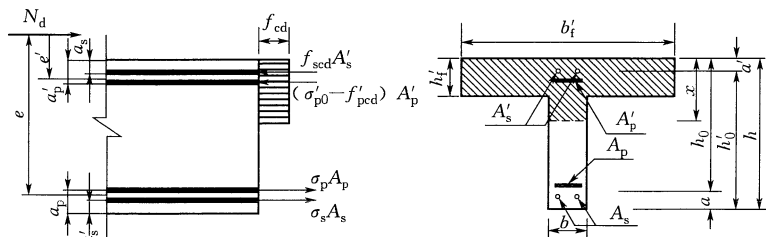


图 7.4.20 T 形截面偏心受压构件正截面强度计算图式

7.4.21 沿截面腹部均匀配置纵向钢筋(每排不少于 4 根)的矩形、T 形或工字形截面钢筋混凝土偏心受压构件(图 7.4.21), 其正截面承载力可按下述近似公式计算:

$$N_d \leqslant f_{cd} [\zeta b h_0 + (b'_f - b) h'_f] + f_{scd} A'_s - \sigma_s A_s + N_{sw} \quad (7.4.21-1)$$

$$N_d e \leqslant f_{cd} \left[\zeta (1 - 0.5 \zeta) b h_0^2 + (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f_{scd} A'_s (h_0 - a'_s) + M_{sw} \quad (7.4.21-2)$$

$$N_{sw} = \left(1 + \frac{\zeta - 0.8}{0.4 \omega} \right) f_{std}^w A_{sw} \quad (7.4.21-3)$$

$$M_{sw} = \left[0.5 - \left(\frac{\zeta - 0.8}{0.8 \omega} \right)^2 \right] f_{std}^w A_{sw} h_{sw} \quad (7.4.21-4)$$

式中 N_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋所承担的轴向力

(MN), 当 $\zeta = \frac{x}{h_0} > \beta_c$ 时, 取 $N_{sw} = f_{std}^w A_{sw}$;

- σ_s ——受拉边或较小受压边钢筋 A_s 的应力(MPa),按本规范第 7.4.19 条的规定进行计算;
- f_{std}^w ——钢筋 A_{sw} 的抗拉强度设计值(MPa);
- A_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的全部纵向钢筋截面面积(m^2);
- M_{sw} —— N_{sw} 对钢筋 A_s 重心的力矩($\text{MN} \cdot \text{m}$),当 $\xi > \beta_c$ 时,取 $M_{\text{sw}} = 0.5 f_{\text{std}}^w A_{\text{sw}} h_{\text{sw}}$;
- ω ——沿截面腹部均匀配置纵向钢筋的区段高度 h_{sw} ($h_{\text{sw}} = h_0 - a'_s$)与截面有效高度 h_0 的比值, ($\omega = h_{\text{sw}}/h_0$)。

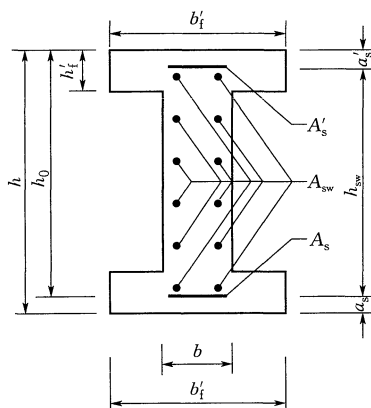


图 7.4.21 沿截面腹部均匀配筋的工字形截面承载力计算图式

在计算中当考虑截面受压较大边的受压钢筋 A'_s 时,受压区高度应符合 $x \geq 2a'_s$ 的要求;当不符合时,正截面抗压承载力的计算应符合下列规定:

$$N_d e' \leq f_{\text{std}} A_s (h_0 - a'_s) - M'_{\text{sw}} \quad (7.4.21-5)$$

$$M'_{\text{sw}} = 0.5 f_{\text{std}}^w A_{\text{sw}} h_{\text{sw}} \quad (7.4.21-6)$$

对 T 形和工字形截面的偏心受压构件,当 $x \leq h'_f$ 时,应按宽度为 b'_f 的矩形截面计算。对工字形截面,当 $x > h - h_f$ 时,应考虑位

于受压较小边翼缘受压部分的作用。

注：当计算的 $\zeta > h/h_0$ 时，本条各式中的 ζ 均取 $\zeta = h/h_0$ ；但计算钢筋 A_s 的应力时，仍采用计算所得的 ζ 。

7.4.22 沿周边均匀配置纵向钢筋的环形截面偏心受压构件(图 7.4.22)，当 $r_1/r_2 \geq 0.5$ 时，其正截面承载力可按下列公式计算：

1 钢筋混凝土构件：

$$N_d \leq \alpha f_{cd} A + (\alpha - \alpha_t) f_{std} A_s \quad (7.4.22-1)$$

$$N_d \eta e_i \leq f_{cd} A \frac{r_1 + r_2}{2} \cdot \frac{\sin \pi \alpha}{\pi} + \frac{f_{std} A_s r_s}{\pi} (\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_t) \quad (7.4.22-2)$$

2 预应力混凝土构件：

$$N_d \leq \alpha f_{cd} A - \sigma_{po} A_p + \alpha f_{pcd} A_p - \alpha_t (f_{ptd} - \sigma_{po}) A_p \quad (7.4.22-3)$$

$$N_d \eta e_i \leq f_{cd} A \frac{r_1 + r_2}{2} \cdot \frac{\sin \pi \alpha}{\pi} + f_{pcd} A_p r_p \frac{\sin \pi \alpha}{\pi} + (f_{ptd} - \sigma_{po}) A_p r_p \frac{\sin \pi \alpha_t}{\pi} \quad (7.4.22-4)$$

上述各式中的系数和偏心距，应按下列公式计算：

$$\alpha_t = 1 - 1.5\alpha \quad (7.4.22-5)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (7.4.22-6)$$

式中 A ——环形截面面积(m^2)；

A_s ——全部纵向钢筋截面面积(m^2)；

A_p ——全部预应力钢筋截面面积(m^2)；

α ——受压混凝土面积与全截面面积的比值；

α_t ——受拉纵向钢筋截面面积与全部纵向钢筋面积的比值，当 $\alpha > 2/3$ 时，取 $\alpha_t = 0$ ；

r_1, r_2 ——分别为环形截面的内外半径(m)；

r_s, r_p ——分别为钢筋及预应力筋所在圆周的半径(m)；

e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距(m)；

e_a ——附加偏心距(m),取 $e_a=0.03(r_2+r_s)$ 或 $0.03(r_2+r_p)$ 。

3 当 α 小于 $\arccos \frac{2r_1}{r_1+r_2}/\pi$ 时,环形截面偏心受压构件可按本规范第 7.4.23 条规定的圆形截面偏心受压构件正截面受压承载力公式计算。

注:本条适用于截面内纵向钢筋数量不少于 6 根且 r_1/r_2 不小于 0.5 的情况。

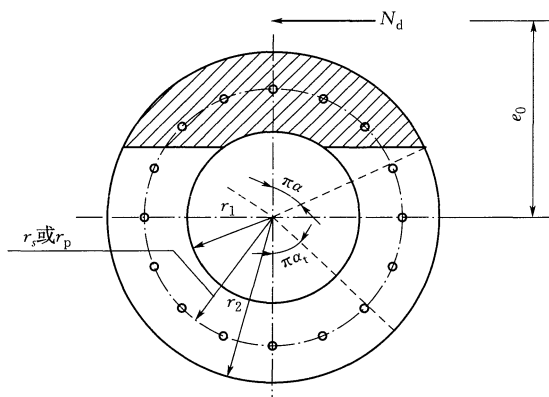


图 7.4.22 沿周边均匀配筋的环形截面承载力计算图式

7.4.23 沿周边均匀配置纵向钢筋的圆形截面钢筋混凝土偏心受压构件(图 7.4.23),其正截面承载力可按下列公式计算:

$$N_d \leqslant \alpha f_{cd} A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) + (\alpha - \alpha_t) f_{std} A_s \quad (7.4.23-1)$$

$$N_d \eta e_i \leqslant \frac{2}{3} f_{cd} A r \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + \frac{f_{std} A_s r_s}{\pi} (\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_t) \quad (7.4.23-2)$$

$$\alpha_t = 1.25 - 2\alpha \quad (7.4.23-3)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (7.4.23-4)$$

- 式中 A ——圆形截面面积(m^2);
- A_s ——全部纵向钢筋截面面积(m^2);
- r ——圆形截面的半径(m);
- r_s ——纵向钢筋所在圆周的半径(m);
- e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距(m);
- e_a ——附加偏心距(m),取 20 mm 和偏心方向截面最大尺寸的 1/30 两者中的较大值;
- α ——对应于受压区混凝土截面面积的圆心角(rad)与 2π 的比值;
- α_t ——受拉纵向钢筋截面面积与全部纵向钢筋面面积的比值,当 $\alpha > 0.625$ 时取 $\alpha_t = 0$ 。

注:本条适用于截面内纵向钢筋数量不少于 6 根的情况。

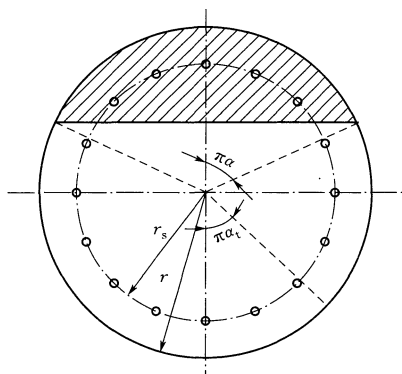


图 7.4.23 沿周边均匀配筋的圆形截面承载力计算图式

7.4.24 计算偏心受压构件时,应考虑构件在弯矩作用平面内挠曲对轴向力偏心距的影响,应将轴向力对截面重心的初始偏心距 e_i 乘以偏心距增大系数 η 。对矩形、T 形、工字形、环形及圆形截面偏心受压构件,偏心距增大系数 η 值可按下列公式计算:

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400e_i/h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \quad (7.4.24-1)$$

$$\zeta_1 = 0.2 + 2.7e_i/h_0 \leq 1.0 \quad (7.4.24-2)$$

$$\zeta_2 = 1.15 - 0.01l_0/h \leq 1.0 \quad (7.4.24-3)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (7.4.24-4)$$

式中 ζ_1 ——荷载偏心率对截面曲率修正系数；

ζ_2 ——构件长细比对截面曲率修正系数；

e_0 ——轴向力对截面重心的偏心矩(m)；

e_a ——附加偏心距(m)，取 20 mm 和偏心方向截面最大尺寸的 1/30 两者中的较大值；

l_0 ——构件的计算长度(m)；

h ——截面高度(m)；对环形截面取外直径 d ；对圆形截面取直径 d ；

h_0 ——截面的有效高度(m)，对环形截面， $h_0 = r_2 + r_s$ ；对圆形截面， $h_0 = r + r_s$ ；

A ——构件截面积(m²)，对 T 形、工字形截面均取 $A = bh + 2(b'_f - b)h'_f$ 。

当构件长细比 l_0/h (或 l_0/d) ≤ 8 时，可不考虑挠度对偏心距的影响。

计算偏心受压构件时，尚应按轴心受压构件检算垂直于弯矩作用平面的稳定性，此时不考虑弯矩作用，但应考虑稳定系数 φ 的影响。

7.4.25 在压、弯、剪共同作用下的矩形截面构件，其斜截面抗剪承载力应按下列公式计算：

1 当满足式(7.4.25—1)要求时，不需要进行斜截面抗剪计算，根据本规范第 7.8.5 条的规定按构造要求配置箍筋。

$$V_d \leq V_c + K_k N \quad (7.4.25-1)$$

2 当不满足式(7.4.25—1)的要求时，按下式计算配置箍筋：

$$V_d \leq V_{cs} + K_k N \quad (7.4.25-2)$$

同时还应满足下式要求:

$$V_d \leqslant 0.25 f_{cd} b h_0 \quad (7.4.25-3)$$

式中 V_d ——剪力设计值(MN);

N ——与 V_d 相应的计算轴向力(MN),当 $N > 0.3bh_0f_{cd}$ 时,取 $N = 0.3bh_0f_{cd}$;

V_c ——由混凝土承担的剪力(MN),见本规范式(7.4.12—2);

V_{cs} ——由混凝土和箍筋共同承担的剪力(MN), $V_{cs} = V_c + V_s$, 对于简支梁按本规范式(7.4.12—2)、式(7.4.12—4), 对于连续梁按式(7.4.14—2)、式(7.4.14—4)计算;

K_k ——轴向力对截面抗剪能力的影响系数,对于受弯构件,取 0.05;对于偏心受压构件,取 0.07。

7.4.26 对截面具有两个互相垂直的对称轴的钢筋混凝土双向偏心受压构件(图 7.4.26),其正截面承载力可按下式计算:

$$N_d \leqslant \frac{1}{\frac{1}{N_{ux}} + \frac{1}{N_{uy}} - \frac{1}{N_{uo}}} \quad (7.4.26)$$

式中 N_{uo} ——构件的截面轴心受压承载力设计值(MN),按本规范式(7.4.17—1)计算;

N_{ux}, N_{uy} ——作用于 X 轴、 Y 轴,考虑相应的计算偏心距 $\eta_x e_{ix}$ 、 $\eta_y e_{iy}$,按全部纵向钢筋计算的构件偏心受压承载力设计值(MN)。

e_{ix} 、 e_{iy} 及 η_x 、 η_y 分别按本规范第 7.4.19 条及第 7.4.24 条的规定计算。 N_{ux} 可按下列情况计算:

当纵向钢筋为上、下两边配置时, N_{ux} 可按本规范第 7.4.19 条或第 7.4.20 条的规定进行计算,但应取等号,将 N_d 以 N_{ux} 代替。

当纵向钢筋沿截面腹部均匀配置时, N_{ux} 可按本规范第 7.4.21 条的规定进行计算,但应取等号,将 N_d 以 N_{ux} 代替。

构件的偏心受压承载力设计值 N_{uy} 可采用与 N_{ux} 相同方法计算。

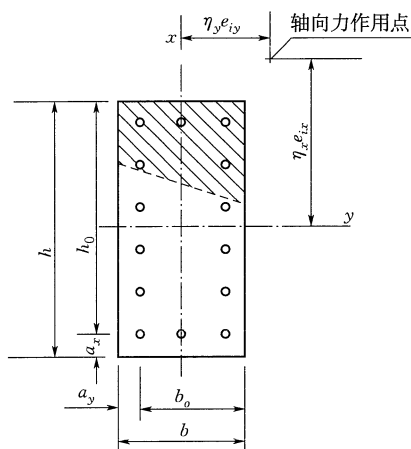


图 7.4.26 双向偏心受压构件截面承载力计算图式

(IV) 受拉构件

7.4.27 轴心受拉构件的正截面承载力应按下式计算：

$$N_d \leqslant f_{\text{std}} A_s + f_{\text{ptd}} A_p \quad (7.4.27)$$

式中 A_s, A_p ——普通钢筋、预应力钢筋的全部截面面积(m^2)。

7.4.28 矩形截面偏心受拉构件的正截面承载力应按下列公式计算：

1 小偏心受拉构件

当轴向力 N_d 作用在钢筋 A_s 和 A_p 的合力点及 A'_s 和 A'_p 的合力点之间时(图 7.4.28—1),按下列公式计算：

$$N_d e \leqslant f_{\text{ptd}} A'_p (h_0 - a'_p) + f_{\text{std}} A'_s (h_0 - a'_s) \quad (7.4.28-1)$$

$$N_d e' \leqslant f_{\text{ptd}} A_p (h'_0 - a_p) + f_{\text{std}} A_s (h'_0 - a_s) \quad (7.4.28-2)$$

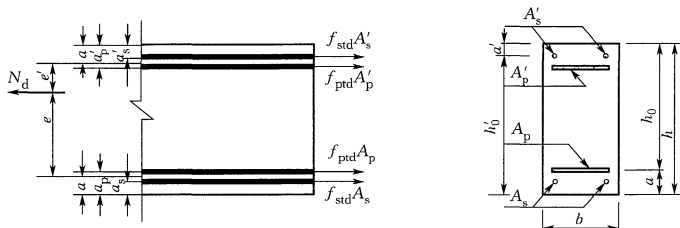


图 7.4.28—1 小偏心受拉构件正截面承载力计算图式

2 大偏心受拉构件

当轴向力 N_d 不作用在钢筋 A_p 和 A_s 的合力点与钢筋 A'_p 和 A'_s 的合力点之间时(图 7.4.28—2),按下列公式计算:

$$N_d \leq f_{ptd}A_p + f_{std}A_s - f_{scd}A'_s - (f_{pcd} - \sigma'_{p0})A'_p - f_{cd}bx \quad (7.4.28-3)$$

$$N_d e \leq f_{cd}bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{scd}A'_s (h_0 - a'_s) + (f_{pcd} - \sigma'_{p0})A'_p (h_0 - a'_p) \quad (7.4.28-4)$$

按(7.4.28—4)式求得的混凝土受压区高度应满足本规范式(7.4.5—3)的要求,当计算中考虑受压钢筋时, x 尚应满足本规范式(7.4.5—4)、式(7.4.5—5)的要求,当不满足时,应按本规范式(7.4.8—1)、式(7.4.8—2)计算,此时,上述公式中的 M_d 应分别改为 $N_d e'$ 、 $N_d e'_s$ 。

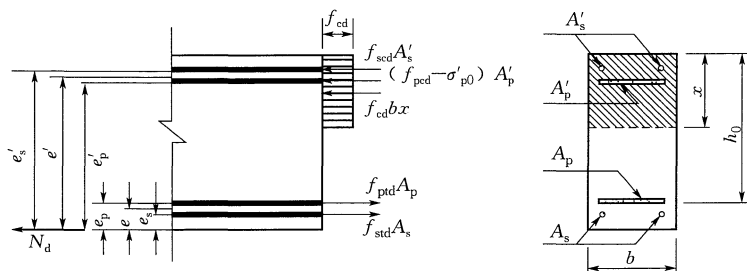


图 7.4.28—2 大偏心受拉构件正截面承载力计算图式

7.4.29 矩形、T形和工形截面的钢筋混凝土偏心受拉构件，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V_d \leq \frac{1.75}{m+1} f_{cd} b h_0 + f_{std}^v \frac{A_v}{s} h_0 - 0.2 N_d \quad (7.4.29)$$

式中 N_d ——与剪力设计值 V_d 相应的轴向拉力设计值(MN)；

f_{std}^v ——箍筋抗拉强度设计值(MPa)；

m ——计算截面的剪跨比，见本规范第 7.4.12 条。

当公式(7.4.29)右边的计算值小于 $f_{std}^v \frac{A_v}{s} h_0$ 时，应取等于 $f_{std}^v \frac{A_v}{s} h_0$ ，且 $f_{std}^v \frac{A_v}{s} h_0$ 值不应小于 $0.36 f_{cd} b h_0$ 。

(V) 局 部 承 压

7.4.30 对于构件端部锚固区，其局部承压区的尺寸应满足下式要求：

$$N_c \leq \beta f_{cd} A_c / \gamma_{cl} \quad (7.4.30)$$

式中 N_c ——预加应力时的预应力设计值(MN)，预应力分项系数 γ_p 按本规范第 4.2.3 条规定取 1.35；

A_c ——混凝土局部承压面积(m^2)；当有垫板时，考虑在垫板中沿 45° 斜线传力至混凝土的面积；有孔道时，计算时应扣除孔道面积；

A ——影响混凝土局部承压的计算底面积(m^2)，按图 7.4.30 采用，有孔道时，计算时应扣除孔道面积；

γ_{cl} ——局部承压混凝土承载力综合分项系数，取为 0.77；

β ——混凝土局部承压时的承载力提高系数，按下式计算： $\beta = \sqrt{A/A_c}$ ； β 在图 7.4.30 中(a)、(b)、(c)、(d)情况下不大于 3，在(e)情况下不大于 1.5。

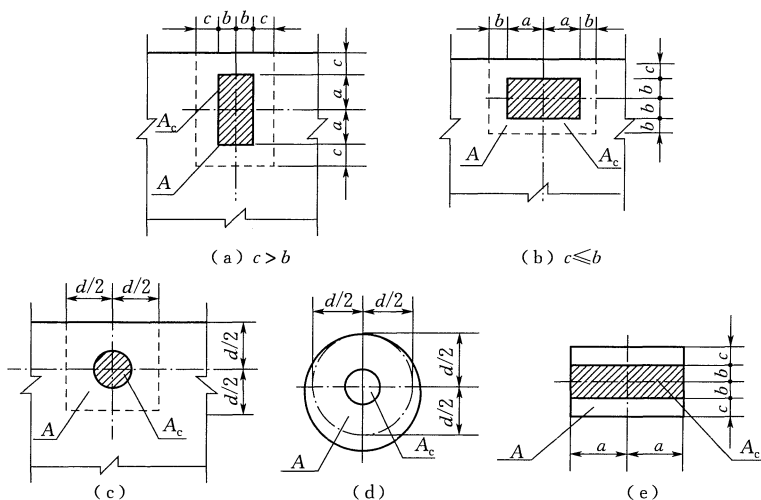


图 7.4.30 计算底面积 A 示意

注: a —矩形局部承压面积 A_c 长边的一半; b — A_c 短边的一半;

c — A_c 的外边缘至构件边缘的最小距离; $d/2$ —圆形局部承压面积 A_c 的圆心至构件边缘的最小距离

7.4.31 锚下间接钢筋的配置,应满足端部锚固区的混凝土局部承压承载力的要求,可按式计算(图 7.4.31):

$$N_c \leq \beta f_{cd} A_c / \gamma_{c2} + 2.0 \mu_1 \beta_{hc} f_{std} A_c / \gamma_s \quad (7.4.31-1)$$

$$\beta_{hc} = \sqrt{\frac{A_{hc}}{A_c}} \quad (7.4.31-2)$$

当为钢筋网时[图 7.4.31(a)]:

$$\mu_1 = \frac{n_1 a_{j1} l_1 + n_2 a_{j2} l_2}{l_1 l_2 s} \quad (7.4.31-3)$$

当为螺旋形配筋时[图 7.4.31(b)]:

$$\mu_1 = \frac{4 a_j}{d_{hc} s} \quad (7.4.31-4)$$

式中 γ_{c2} ——局部承压混凝土承载力综合分项系数,取为 1.02;

γ_s ——局部承压钢筋承载力综合分项系数,取为 1.2;

- β_{hc} ——配置间接钢筋的混凝土局部承压承载力提高系数，
 β_{hc} 应符合本规范第 7.4.30 条的规定；
- A_{he} ——包在钢筋网或螺旋形配筋范围以内的混凝土核心面积(m^2)，但不大于 A ，且其重心应与 A_c 的重心相重合，计算时扣除孔道面积；
- μ_1 ——间接钢筋的体积配筋率(即核心范围内单位混凝土体积所包含的间接钢筋体积)；
- n_1, a_{j1} ——钢筋网沿 l_2 方向的钢筋根数及单根钢筋的截面面积(m^2)；
- n_2, a_{j2} ——钢筋网沿 l_1 方向的钢筋根数及单根钢筋的截面面积(m^2)；
- a_j ——螺旋形钢筋的截面面积(m^2)；
- d_{hc} ——螺旋圈的直径(m)；
- s ——钢筋网或螺旋形钢筋的间距(m)。

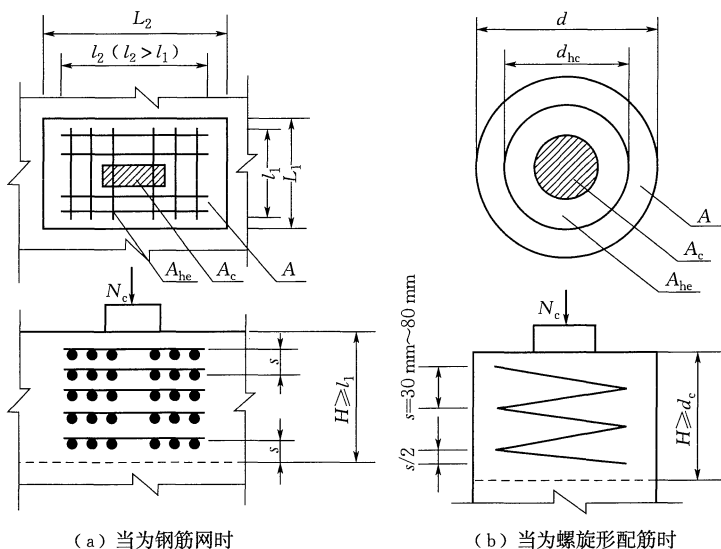


图 7.4.31 局部承压配筋计算图式

$$M_p = N_p e_0 \quad (7.5.1-3)$$

$$e_0 = \frac{\sigma_p A_p y_p - \sigma'_p A'_p y'_p + \sigma_p A_{pb} y_{pb} \cos \alpha}{N_p} \quad (7.5.1-4)$$

式中 N_p ——预加力产生的轴向力(MN);

Q_p ——预加力产生的剪力(MN);

M_p ——预加力产生的弯矩(MN·m);

A_p, A'_p ——受拉区及受压区的预应力钢筋截面面积(m²);

A_{pb} ——受拉区预应力弯起钢筋的截面面积(m²);

σ_p, σ'_p ——受拉区及受压区的预应力钢筋中的预加应力,按相应工作阶段扣除预应力损失(MPa);

α ——预应力弯起钢筋的切线与构件纵轴间的夹角(°);

e_0 ——预加应力合力至截面重心轴的距离,截面重心轴的位置按本条的有关规定确定(m);

y_p, y'_p ——受拉区及受压区预应力水平钢筋的重心至截面重心轴的距离(m);

y_{pb} ——受拉区预应力弯起钢筋的重心至截面重心轴的距离(m)。

7.5.2 对于钢筋混凝土和允许出现裂缝的预应力混凝土构件,计算裂缝宽度时应采用荷载作用频遇组合,并应满足下列规定。

1 钢筋混凝土结构构件的计算裂缝宽度不应超过表 7.5.2 规定的限值。

表 7.5.2 裂缝宽度限值(mm)

环境类别	环境等级	$[w_f]$
碳化环境	T1、T2、T3	0.20
氯盐环境	L1、L2	0.20
	L3	0.15
化学腐蚀环境	H1、H2	0.20
	H3、H4	0.15

续表 7.5.2

环境类别	环境等级	$[w_f]$
盐类结晶破坏环境	Y1、Y2	0.20
	Y3、Y4	0.15
冻融破坏环境	D1、D2	0.20
	D3、D4	0.15
磨蚀环境	M1、M2	0.20
	M3	0.15

注:1 表中数值对应于组合Ⅱ,对于组合Ⅲ,表中数值可提高 20%。

2 当钢筋保护层实际厚度超过 30 mm 时,可将钢筋保护层厚度的计算值取为 30 mm。

2 允许出现裂缝的预应力混凝土受弯构件在永久荷载作用下,正截面混凝土受拉区压应力(扣除全部应力损失后)不应小于 1.0 MPa,且特征裂缝宽度应满足以下规定:

1)采用组合Ⅱ时,特征裂缝宽度不应大于 0.1 mm;

2)采用组合Ⅲ时,特征裂缝宽度不应大于 0.15 mm。

7.5.3 在正常使用极限状态梁体结构变形(挠度和转角)可按弹性阶段计算,并应符合本规范第 5 章的规定。

7.5.4 有砟轨道的桥跨结构重力及列车静荷载引起的竖向挠度大于 15 mm 或跨度的 1/1 600、无砟轨道的桥跨结构重力及列车静荷载引起的竖向挠度大于 5 mm 时,桥跨结构应设预拱度,其曲线与结构重力及 1/2 列车静荷载所产生的挠度曲线基本相同,但方向相反。预应力混凝土梁计算预拱度时,应考虑预加应力的影响。

7.5.5 钢筋的黏结特性系数 ν 应按表 7.5.5 选用。如两种钢筋混合使用时,可取各自 ν 的钢筋面积加权平均值按下式计算:

$$\nu = \frac{\nu_s A_s + \nu_p A_p}{A_s + A_p} \quad (7.5.5)$$

式中 ν_s, ν_p, A_s, A_p ——分别为非预应力筋、预应力筋的黏结特性系数及截面面积(mm^2)。

表 7.5.5 钢筋黏结特性系数 ν 值

钢筋种类	带肋钢筋	钢丝、钢绞线及光面钢筋
非预应力筋及先张法结构预应力筋	0.02	0.04
后张法构件孔道压浆的预应力筋	0.04	0.06

7.5.6 计算先张法构件端部区段的截面应力时,在预应力钢筋传递长度 l_c 范围内,预应力钢筋的应力值可按线性变化,即在构件端部预应力值为零,在传递长度末端预应力值达到 σ_p (图 7.5.6)。预应力钢绞线的传递长度 l_c 宜取 $80d$, d 为钢绞线直径。预应力混凝土用螺纹钢筋的传递长度 l_c 可不考虑。

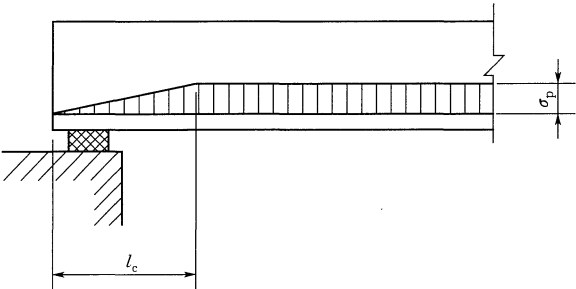


图 7.5.6 先张法预应力构件预应力筋传递长度 l_c 范围内预应力值的变化图

(II) 钢筋预应力损失

7.5.7 当计算预应力钢筋的应力时,应考虑下列因素引起的预应力损失:

- 钢筋与管道间的摩擦 σ_{11}
- 锚头变形、钢筋回缩和分块拼装构件的接缝压缩 σ_{12}
- 台座与钢筋之间的温度差 σ_{13}

混凝土的弹性压缩 σ_{14}

钢筋的应力松弛 σ_{15}

混凝土的收缩和徐变 σ_{16}

此外,尚应考虑预应力钢筋与锚圈口、喇叭口之间的摩擦,先张法台座的弹性变形等其他损失。

预应力损失根据试验数据确定,如无可靠试验资料可按本节的规定计算。

7.5.8 张拉时,钢筋与管道间的摩擦引起的应力损失应按下式计算:

$$\sigma_{11} = \beta \cdot \sigma_{\text{con}} \quad (7.5.8-1)$$

$$\beta = 1 - e^{-(\mu\theta + kx)} \quad (7.5.8-2)$$

式中 σ_{11} ——摩擦引起的应力损失(MPa);

σ_{con} ——钢筋(锚下)控制应力(MPa);

θ ——从张拉端到计算截面的长度上钢筋弯起角之和(rad);

x ——从张拉端至计算截面的管道长度,一般可取其在纵轴上的投影长度(m);

μ ——钢筋与管道壁之间的摩擦系数,按表 7.5.8 采用;

k ——考虑每米管道对其设计位置的偏差系数,按表 7.5.8 采用。

表 7.5.8 μ 、 k 值

管道类型	μ	k
灌注混凝土后抽出橡胶管或抽拔棒形成的管道	0.55	0.001 5
铁皮套管	0.35	0.003 0
钢管抽芯成型的管道	0.55	0.001 5
金属波纹管	0.20~0.26	0.002~0.003

注:1 计算中需考虑钢筋与锚圈口之间摩擦引起的应力损失,应根据试验确定。

2 计算中需考虑预应力钢束张拉时,钢束在垫板喇叭口处,因弯折产生的摩擦损失值,应根据试验确定。

7.5.9 锚头变形、钢筋回缩和接缝压缩引起的应力损失应按下式计算：

$$\sigma_{l2} = \frac{\Delta l}{l} E_p \tag{7.5.9}$$

式中 σ_{l2} ——锚头变形、钢筋回缩和接缝压缩引起的应力损失 (MPa)；

l ——预应力钢筋的有效长度(m)；

Δl ——锚头变形、钢筋回缩和接缝压缩值(m)；

E_p ——钢筋的弹性模量(MPa)。

如无试验资料，一个锚头的变形、钢筋回缩和一条接缝压缩值按表 7.5.9 采用。

表 7.5.9 锚头变形、钢筋回缩和接缝压缩计算值(mm)

锚头、接缝类型		表现形式	计算值
钢制锥形锚头		钢筋回缩及锚头变形	8
夹片式锚	有顶压时	锚具回缩	4
	无顶压时		6
水泥砂浆接缝		接缝压缩	1
环氧树脂砂浆接缝		接缝压缩	0.05
带螺帽的锚具螺帽缝隙		缝隙压密	1
每块后加垫板的缝隙		缝隙压密	1

注：其他锚具的锚具回缩，由试验确定。

后张法构件预应力曲线钢筋在计算锚具变形、钢筋回缩引起的应力损失值 σ_{l2} 时，可考虑张拉钢筋时的反向摩擦作用，反向摩擦系数可按本规范表 7.5.8 采用，反摩擦作用应按本规范附录 H 计算。

对于对称张拉的简支梁，考虑反向摩擦时，可近似地将跨中回缩值取端部的 1/2 计算。

7.5.10 先张法结构，当采用蒸汽或其他方法加热养护时，钢筋和张拉台座之间的温差引起的应力损失，可按下式计算：

$$\sigma_{13} = 2(t_2 - t_1) \quad (7.5.10)$$

式中 σ_{13} ——温差引起的应力损失(MPa);

t_1 ——张拉钢筋时,制造场地的温度(°C);

t_2 ——用蒸汽或其他方法加热养护时的混凝土最高温度(°C)。

注:1 如张拉台阶座与构件共同受热时,则不计算应力损失 σ_{13} 。

2 为减少温差引起的应力损失,宜采用适当的养护措施。

7.5.11 后张法结构分批张拉预应力筋时,对先张拉的钢筋应考虑由于混凝土的弹性压缩引起的应力损失,可按式计算:

$$\sigma_{14} = n_p \cdot \Delta\sigma_c \cdot Z \quad (7.5.11-1)$$

式中 σ_{14} ——混凝土的弹性压缩引起的应力损失(MPa);

n_p ——预应力筋弹性模量与混凝土弹性模量之比;

$\Delta\sigma_c$ ——在先行张拉的预应力钢筋重心处,由于后来张拉一根钢筋而产生的混凝土正应力:对于简支梁可取跨度 1/4 截面上的应力;对于连续梁、连续刚构可取若干有代表性截面上应力的平均值(MPa);

Z ——在所计算的钢筋张拉后再行张拉的钢筋根数。

先张法结构,放松钢筋时由于混凝土弹性压缩引起的应力损失可按式计算:

$$\sigma_{14} = n_p \cdot \sigma_0 \quad (7.5.11-2)$$

式中 σ_0 ——在计算截面钢筋重心处,由预加力产生的混凝土正应力(MPa)。

7.5.12 对预应力钢筋,仅在 $\sigma_{con} \geq 0.5f_{ptk}$ 的情况下,才考虑由于钢筋松弛引起的应力损失,其终极值:

$$\sigma_{15} = \zeta \cdot \sigma_{con} \quad (7.5.12)$$

式中 σ_{15} ——由于钢筋松弛引起的应力损失(MPa);

σ_{con} ——先张梁采用预应力钢筋(锚下)控制应力,后张梁采用传力锚固时预应力钢筋的应力(MPa);

ζ ——松弛系数,对钢丝,普通松弛时,按 $0.4\left(\frac{\sigma_{con}}{f_{ptk}} - 0.5\right)$ 采

用;对钢丝、钢绞线,低松弛时,当 $\sigma_{\text{con}} \leq 0.7f_{\text{ptk}}$ 时, $\zeta = 0.125\left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.5\right)$; 当 $0.7f_{\text{ptk}} < \sigma_{\text{con}} \leq 0.8f_{\text{ptk}}$ 时, $\zeta = 0.2\left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.575\right)$; 预应力混凝土用螺纹钢筋,一次张拉时,按 0.05 采用,超张拉时,按 0.035 采用。

7.5.13 由于混凝土收缩、徐变引起的应力损失终极值按下列公式计算:

$$\sigma_{\text{l6}} = \frac{0.8n_p\sigma_{\text{co}}\varphi_{\infty} + E_p\epsilon_{\infty}}{1 + \left(1 + \frac{\varphi_{\infty}}{2}\right)\mu_n\rho_A} \quad (7.5.13-1)$$

$$\mu_n = \frac{n_p A_p + n_s A_s}{A} \quad (7.5.13-2)$$

$$\rho_A = 1 + \frac{e_A^2}{i^2} \quad (7.5.13-3)$$

式中 σ_{l6} ——由收缩、徐变引起的应力损失终极值(MPa);

σ_{co} ——传力锚固时,在计算截面上预应力钢筋重心处,由于预加力(扣除相应阶段在应力损失)和梁自重产生的混凝土正应力;对简支梁可取跨中与跨度 1/4 截面的平均值;对连续梁和连续刚构可取若干有代表性截面的平均值(MPa);

φ_{∞} ——混凝土徐变系数的终极值;

ϵ_{∞} ——混凝土收缩应变的终极值;

μ_n ——梁的配筋率换算系数;

n_s ——非预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比;

A_p, A_s ——预应力钢筋及非预应力钢筋的截面面积(m^2);

A ——梁截面面积,对后张法构件,可近似按净截面计算(m^2);

e_A ——预应力钢筋与非预应力钢筋重心至梁截面重心轴的

距离(m);

i ——截面回转半径($i=\sqrt{I/A}$)(m);

I ——截面惯性矩,对于后张法构件,可近似按净截面计算(m^4)。

无可靠资料时, φ_{∞} 、 ϵ_{∞} 值可按表 7.5.13 采用。在年平均相对湿度低于 40%的条件下使用的结构,表列 φ_{∞} 、 ϵ_{∞} 值应增加 30%。

表 7.5.13 混凝土的收缩应变和徐变系数终极值

预加应力时混凝土的龄期(d)	收缩应变终极值 $\epsilon_{\infty} \times 10^6$				徐变系数终极值 φ_{∞}			
	理论厚度 $2A/u$ (mm)				理论厚度 $2A/u$ (mm)			
	100	200	300	≥ 600	100	200	300	≥ 600
3	250	200	170	110	3.00	2.50	2.30	2.00
7	230	190	160	110	2.60	2.20	2.00	1.80
10	217	186	160	110	2.40	2.10	1.90	1.70
14	200	180	160	110	2.20	1.90	1.70	1.50
28	170	160	150	110	1.80	1.50	1.40	1.20
≥ 60	140	140	130	100	1.40	1.20	1.10	1.00

注:1 对先张法结构,预加应力时混凝土的龄期一般为 3 d~7 d;对后张法结构,该龄期一般为 7 d~28 d。

2 A 为计算截面混凝土的面积, u 为该截面与大气接触的周边长度。

3 实际结构的理论厚度和混凝土的龄期为表列数值的中间值时,可按直线内插取值。

7.5.14 由于混凝土收缩、徐变以及钢筋松弛引起的应力损失的中间值,应根据建立预应力后的时间按表 7.5.14 确定。

表 7.5.14 σ_{15} 和 σ_{16} 的中间值与终极值的比值

时间(d)	由于混凝土收缩和徐变 σ_{16}	由于钢筋松弛 σ_{15}
2	—	0.5
10	0.33	—
20	0.37	—

续表7.5.14

时间(d)	由于混凝土收缩和徐变 σ_{16}	由于钢筋松弛 σ_{15}
30	0.40	—
40	0.43	1.0
60	0.50	—
90	0.60	—
180	0.75	—
1 年	0.85	—
3 年	1.00	—

7.5.15 由于钢筋与锚圈口之间的摩擦及钢筋在锚下垫板喇叭口处因弯折产生摩擦而引起的应力损失应根据试验确定。当需考虑其他预应力损失时亦应根据试验确定。

7.5.16 预应力混凝土连续梁中混凝土徐变引起的预应力损失,应根据施工过程中各阶段预加力的情况确定。计算时应考虑混凝土龄期的差别,综合计算各有关预应力筋的损失值。

如预应力筋系在梁体全部灌注完毕,且达到规定强度后进行张拉,则由于混凝土徐变引起的应力损失仍可按本规范第 7.5.13 条规定的方法计算。

由预应力筋分批张拉或因施工方法不同而产生的弹性压缩损失,亦可比照上述原则按本规范第 7.5.11 条公式计算。

(Ⅲ) 抗裂性检算

7.5.17 混凝土受弯构件在正常使用极限状态荷载组合作用下,应根据不同要求进行截面抗裂性检算,并应符合下列规定:

1 对不允许出现拉应力的预应力混凝土结构,按弹性阶段检算截面抗裂性,但应计入混凝土受拉塑性变形的影响。当采用分段施工结构时,应考虑拼接缝处抗裂性的降低,降低值应根据试验确定。

2 对于不允许出现拉应力的预应力混凝土构件,正截面抗裂性应按下列公式计算:

1)轴心受拉、小偏心受拉或小偏心受压构件:

$$\sigma \leq (\sigma_c + f_{\text{ctk}}) / \gamma_{\text{kf}} \quad (7.5.17-1)$$

2)受弯、大偏心受拉或大偏心受压构件:

$$\sigma \leq (\sigma_c + \gamma_0 f_{\text{ctk}}) / \gamma_{\text{kf}} \quad (7.5.17-2)$$

$$\gamma_0 = \frac{2S_0}{W_0} \quad (7.5.17-3)$$

式中 σ ——计算荷载在截面受拉边缘混凝土中产生的正应力,按本规范式(7.5.19—5)计算(MPa);

γ_{kf} ——抗裂综合影响系数,当采用组合Ⅱ或组合Ⅲ(不含施工荷载)时,取 1.2,对于制造工艺不符合工厂制造条件的结构,应增大 10%;

σ_c ——扣除相应阶段预应力损失后混凝土的预压应力(MPa),按本规范第 7.5.19 条的规定计算;

f_{ctk} ——混凝土抗拉极限强度(MPa);

γ_0 ——考虑混凝土塑性的修正系数;

W_0 ——对所检算的拉应力边缘的换算截面抵抗矩(m^3);

S_0 ——换算截面重心轴以下的面积对重心轴的面积矩(m^3)。

3 对于不允许出现拉应力的预应力混凝土构件,斜截面抗裂性应按下列公式计算,当不满足要求时,应修改截面尺寸或提高混凝土强度等级:

$$\sigma_{\text{tp}} \leq f_{\text{ctk}} \quad (7.5.17-4)$$

$$\sigma_{\text{cp}} \leq 0.6 f_{\text{ck}} \quad (7.5.17-5)$$

式中 $\sigma_{\text{tp}}, \sigma_{\text{cp}}$ ——按抗裂性计算的主拉、主压应力(MPa),按本规范式(7.5.19—11)、式(7.5.19—12)计算。当采用组合Ⅲ(不含施工荷载)时,式(7.5.17—5)可改为 $\sigma_{\text{cp}} \leq 0.66 f_{\text{ck}}$;

f_{ck} ——混凝土抗压极限强度(MPa)。

4 正常使用极限状态荷载组合作用下,正截面混凝土拉应力超过 $0.7f_{ctk}$ 时,应按开裂截面计算。对钢筋混凝土结构及允许出现裂缝的预应力混凝土构件,应按本规范第 7.5.20 条计算裂缝宽度,其计算值不应大于本规范第 7.5.2 条的规定限值。

7.5.18 在正常使用极限状态荷载组合作用下,应按弹性阶段计算预应力混凝土结构的应力;对允许开裂的预应力混凝土结构,不应计入开裂截面受拉区混凝土的作用。预应力混凝土结构的应力验算应满足下式规定:

1 正截面混凝土压应力(扣除全部应力损失后)应符合下列规定:

1)采用组合Ⅱ作用时

$$\sigma_c \leqslant 0.5f_{ck} \quad (7.5.18-1)$$

2)采用组合Ⅲ(不含施工荷载)作用时

$$\sigma_c \leqslant 0.55f_{ck} \quad (7.5.18-2)$$

式中 σ_c ——设计荷载及预应力钢筋有效预应力产生的正截面混凝土最大压应力(MPa);

f_{ck} ——混凝土抗压极限强度(MPa)。

2 正截面混凝土受拉区应力(扣除全部应力损失后)应符合下列规定:

1)对不允许出现拉应力的构件

$$\sigma_{ct} \leqslant 0 \quad (7.5.18-3)$$

注:特种超载荷载短期作用时, $\sigma_{ct} \leqslant 0.6f_{ctk}$ 。

2)对允许出现拉应力但不允许开裂的构件

$$\sigma_{ct} \leqslant 0.7f_{ctk} \quad (7.5.18-4)$$

注:特种超载荷载短期作用时, $\sigma_{ct} \leqslant f_{ctk}$ 。

式中 σ_{ct} ——设计荷载及预应力钢筋有效预应力在混凝土截面受拉边缘产生的应力(MPa),受拉为正;

f_{ctk} ——混凝土抗拉极限强度(MPa)。

3 对允许出现拉应力和允许开裂的构件,混凝土主应力(扣除全部应力损失后)应符合下式规定,当不符合时,应修改截面尺寸或提高混凝土强度等级。

$$\sigma_{\text{tp}} \leqslant 0.7 f_{\text{ctk}} \quad (7.5.18-5)$$

式中 σ_{tp} ——混凝土的主拉应力(MPa),按本规范第 7.5.19 条的规定计算。

4 预应力钢筋(钢丝、钢绞线)最大应力应符合下列规定:

$$\sigma_{\text{p}} \leqslant 0.6 f_{\text{ptk}} \quad (7.5.18-6)$$

式中 σ_{p} ——预应力钢筋应力(MPa),按本规范第 7.5.19 条的规定计算。

5 混凝土的最大剪应力应符合式(7.5.18—7)要求。有竖向预应力筋时,其最大剪应力限值可提高到 $0.17 f_{\text{ck}} + 0.55 \sigma_{\text{cy}}$, σ_{cy} 可按本规范第 7.5.19 条的规定计算。

$$\tau_{\text{c}} = \tau - \tau_{\text{p}} \leqslant 0.17 f_{\text{ck}} \quad (7.5.18-7)$$

式中 τ_{c} ——混凝土的最大剪应力(MPa);

τ ——设计荷载产生的剪应力(MPa);

τ_{p} ——预加应力产生的预剪应力(MPa);

f_{ck} ——混凝土抗压极限强度(MPa)。

6 预应力受弯构件的箍筋设计应符合下列规定:

1) 在 σ_{tp} 小于等于 $f_{\text{ctk}}/\gamma_{\text{k2}}$ 的梁段内,箍筋可不计算,仅按构造要求布置;

2) 在 σ_{tp} 大于 $f_{\text{ctk}}/\gamma_{\text{k2}}$ 的梁段内,箍筋应按承受主拉应力的 60% 计算;

3) 当采用组合Ⅲ时, γ_{k2} 取 2.0; 当采用组合Ⅳ时,取 1.8; 对于制造工艺不符合工厂制造条件的结构, γ_{k2} 应增大 10%。

7 需要通过计算确定箍筋时,箍筋间距应按下式计算:

$$S_{\text{v}} = \frac{f_{\text{stk}} A_{\text{v}}}{0.6 \sigma_{\text{tp}} b \gamma_{\text{k1}}} \quad (7.5.18-8)$$

式中 S_v ——箍筋间距(m);

A_v ——在构件同一截面内,箍筋的总截面面积(m²);

σ_{tp} ——设计荷载作用下的主拉应力(MPa),按本规范第 7.5.19 条的规定计算;

γ_{kl} ——当采用组合Ⅱ时, γ_{kl} 取 1.8;当采用组合Ⅲ(不含施工荷载)时,取 1.6;对于制造工艺不符合工厂制造条件的结构, γ_{kl} 应增大 10%;当采用组合Ⅳ(含施工荷载)时,取 1.5;

f_{stk} ——箍筋的抗拉强度标准值(MPa);

b ——腹板的厚度(m)。

7.5.19 正常使用极限状态混凝土应力应按下列规定计算:

1 未扣除混凝土收缩、徐变引起的损失时,混凝土正应力应按下列公式计算:

$$\sigma_c = \frac{N_p}{A} \pm \frac{N_p e_0 y}{I} \quad (7.5.19-1)$$

式中 σ_c ——计算点处混凝土应力(MPa);

N_p ——钢筋预加应力的合力(扣除相应阶段的预应力损失,但对先张法结构不再扣除弹性压缩引起的应力损失 σ_{l4})(MN);

e_0 ——预应力钢筋重心至截面重心轴的距离(m);

A, I ——截面的面积及惯性矩(按本规范第 7.5.1 条的规定确定),分别以 m²和 m⁴计;

y ——计算应力点至截面重心轴的距离(m)。

2 扣除混凝土收缩、徐变引起的损失后,混凝土正应力应按下列公式计算:

$$\sigma_{cl} = \sigma_{ci} - \sigma_{cl6} \quad (7.5.19-2)$$

$$\sigma_{cl6} = \mu_{ps} \left(1 \pm \frac{e_A}{i^2} y \right) \sigma_{l6} \quad (7.5.19-3)$$

$$\mu_{ps} = \frac{A_p + A_s}{A} \quad (7.5.19-4)$$

式中 σ_{cl} ——扣除全部应力损失后,混凝土截面有效预压应力 (MPa);

σ_{ci} ——扣除除混凝土收缩、徐变应力损失外其他各项应力损失后混凝土的预压应力 (MPa),按式 (7.5.19-1) 计算;

σ_{cl6} ——混凝土收缩、徐变引起的混凝土预压应力的降低值 (MPa);

μ_{ps} ——配筋率。

3 对不允许开裂的构件,设计荷载在混凝土、预应力钢筋及非预应力钢筋中产生的应力应按下列公式计算:

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{My}{I} \quad (7.5.19-5)$$

$$\sigma_p = n_p \sigma_{co} \quad (7.5.19-6)$$

$$\sigma_s = n_s \sigma_{cs} \quad (7.5.19-7)$$

式中 N, M ——计算轴向力及弯矩设计值,分别以 MN 和 MN·m 计;

σ_c ——计算点处混凝土应力 (MPa);

σ_p, σ_s ——预应力钢筋重心处和非预应力钢筋重心处的钢筋的应力 (MPa);

σ_{co}, σ_{cs} ——预应力钢筋重心处及非预应力钢筋重心处的混凝土应力 (MPa)。

4 对允许开裂的构件,截面开裂后,设计荷载在混凝土中产生的压应力可按本规范附录 J 计算,设计荷载在预应力钢筋和非预应力钢筋中产生的应力可按下列公式计算:

$$\sigma_p^s = \sigma_{pl} + \Delta\sigma_{p1} + \Delta\sigma_{p2} \quad (7.5.19-8)$$

$$\Delta\sigma_{pl} = \frac{10\sigma_p A_p}{A} \left(1 + \frac{e_p^2}{i^2}\right) + \frac{10\Delta\sigma_{sl6} A_s}{A} \left(1 + \frac{e_p + e_s}{i^2}\right) \quad (7.5.19-9)$$

$$\sigma_s^s = \Delta\sigma_{sl6} + \Delta\sigma_{s2} \quad (7.5.19-10)$$

式中 σ_p^s, σ_s^s ——截面开裂后预应力钢筋和非预应力钢筋的应力 (MPa);

σ_{pl} ——预应力钢筋的有效预应力 (MPa);

σ_p ——预应力钢筋应力 (MPa), 先张法构件取有效预应力加弹性压缩损失 σ_{l4} ; 后张法构件, 取有效预应力;

$\Delta\sigma_{pl}$ ——消压时预应力钢筋的应力增量 (MPa);

e_p, e_s ——预应力钢筋及非预应力钢筋重心至截面重心轴的距离 (m);

i ——截面回转半径, $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$, 后张法构件可近似按净截面计算 (m);

$\Delta\sigma_{p2}, \Delta\sigma_{s2}$ ——消压后按开裂截面计算的预应力钢筋及非预应力钢筋的应力增量 (MPa), 可按本规范附录 J 计算;

$\Delta\sigma_{sl6}$ ——由混凝土收缩、徐变在非预应力钢筋中产生的附加应力 (受压为负), 可近似取 $\Delta\sigma_{sl6} = -\sigma_{l6}$ (MPa)。

5 梁斜截面的混凝土主拉应力和主压应力应按下列公式计算:

$$\sigma_{tp} = \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cx} - \sigma_{cy}}{2}\right)^2 + \tau_c^2} \quad (7.5.19-11)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cx} - \sigma_{cy}}{2}\right)^2 + \tau_c^2} \quad (7.5.19-12)$$

$$\sigma_{cx} = \sigma_{cl} \mp \frac{k_{fl} \cdot M \cdot y_0}{I_0} \quad (7.5.19-13)$$

$$\sigma_{cy} = \frac{n_{pv} \sigma_{pv} a_{pv}}{b s_{pv}} \quad (7.5.19-14)$$

$$\tau_c = K_{fl} \tau - \frac{V_{pb} \cdot S}{bI} \quad (7.5.19-15)$$

- 式中 σ_{tp}, σ_{cp} ——混凝土的主拉应力及主压应力(MPa);
- σ_{cx}, σ_{cy} ——计算主拉(压)应力点处混凝土的法向应力及竖向压应力(MPa);
- σ_{cl} ——计算点处混凝土的有效预压应力(MPa);
- τ_c ——计算点处混凝土的剪应力(MPa);
- τ ——相应于计算弯矩 M 的荷载作用下,计算点处混凝土的剪应力(MPa);
- M ——计算弯矩(MN·m);
- y_0 ——计算点处至换算截面重心轴的距离(m);
- I_0 ——换算截面惯性矩(m⁴);
- σ_{pv} ——预应力竖筋中的有效预应力(MPa);
- n_{pv} ——预应力竖筋的肢数;
- a_{pv} ——单支预应力竖筋的截面面积(m²);
- s_{pv} ——预应力竖筋的间距(m);
- V_{pb} ——弯起预应力钢筋预加力产生的剪力(MN);
- b ——计算主应力点处构件截面宽度(m);
- K_{fl} ——系数,一般情况取 1.0,但对不允许出现拉应力的构件进行抗裂性检算时,采用组合Ⅸ或组合Ⅹ(不含施工荷载)时,取 1.2,对于制造工艺不符合工厂制造条件的结构,应增大 10%;
- S, I ——截面的面积矩及惯性矩,分别以 m³ 及 m⁴ 计,应按本规范第 7.5.1 条的规定计算。

变高度梁的剪应力计算应考虑高度变化的影响。主应力计算应针对下列部位进行:

- 1) 在构件长度方向,应计算剪力及弯矩均较大的区段,以及构件外形和腹板厚度有变化之处。
- 2) 沿截面高度方向,应计算截面重心轴处及腹板与上、下翼

缘相接处。

(IV) 裂缝宽度检算

7.5.20 钢筋混凝土和允许出现裂缝的预应力混凝土受弯构件，
计算裂缝宽度可按下列公式计算：

1 钢筋混凝土矩形、T形及工字形截面受弯及偏心受压构件
的计算裂缝宽度可按下列公式计算：

$$w_f = K_1 K_2 \gamma \frac{\sigma_s}{E_s} \left(80 + \frac{8 + 0.4d}{\sqrt{\mu_z}} \right) \quad (7.5.20-1)$$

$$K_2 = 1 + \alpha \frac{M_1}{M} + 0.5 \frac{M_2}{M} \quad (7.5.20-2)$$

$$\mu_z = \frac{(\beta_1 n_1 + \beta_2 n_2 + \beta_3 n_3) A_{sl}}{A_{cl}} \quad (7.5.20-3)$$

$$A_{cl} = 2ab \quad (7.5.20-4)$$

式中 w_f ——计算裂缝宽度(mm)；

K_1 ——钢筋表面形状影响系数，光圆钢筋取 1.0，带肋钢筋
取 0.72；

K_2 ——荷载特征影响系数；

α ——系数，光圆钢筋取 0.5，带肋钢筋取 0.3；

M_1 ——基本可变作用下的弯矩(MN·m)；

M_2 ——永久作用下的弯矩(MN·m)；

M ——全部计算荷载作用下的弯矩(MN·m)；

γ ——中性轴至受拉边缘的距离与中性轴至受拉钢筋重心
的距离之比，对梁和板， γ 可分别采用 1.1 和 1.2；

σ_s ——受拉钢筋重心处的钢筋应力(MPa)；

E_s ——钢筋的弹性模量(MPa)；

d ——受拉钢筋直径(mm)；

μ_z ——受拉钢筋的有效配筋率；

n_1, n_2, n_3 ——分别为单根、两根一束、三根一束的受拉钢筋根数；

$\beta_1, \beta_2, \beta_3$ ——考虑成束钢筋的系数, 单根钢筋 β_1 取 1.0, 两根一束 β_2 取 0.85, 三根一束 β_3 取 0.70;

A_{sl} ——单根钢筋的截面积(m^2);

A_{cl} ——与受拉钢筋相互作用的受拉混凝土面积(m^2), 取为与受拉钢筋重心相重的混凝土面积(即图 7.5.20—1 中的阴影面积, 图中 a 为钢筋重心至受拉边缘的距离)。

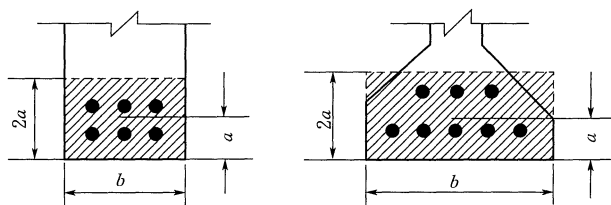


图 7.5.20—1 A_{cl} 计算示意图

2 钢筋混凝土圆形或环形截面偏心受压构件的计算裂缝宽度可按下列公式计算:

$$w_f = K_1 K_2 K_3 \gamma \frac{\sigma_s}{E_s} \left(100 + \frac{4 + 0.2d}{\sqrt{\mu_z}} \right) \quad (7.5.20-5)$$

$$\gamma = \frac{2R - x}{R + r_s - x} \leq 1.2 \quad (7.5.20-6)$$

$$\mu_z = \frac{(\beta_1 n_1 + \beta_2 n_2 + \beta_3 n_3) A_{sl}}{A_z} \quad (7.5.20-7)$$

$$A_z = 4\pi r_s (R - r_s) \quad (7.5.20-8)$$

式中 K_3 ——截面形状系数, 圆形截面取 1.0, 环形截面取 1.1;

γ ——中性轴至受拉边缘的距离与中性轴至最大拉应力钢筋中心的距离之比(按图 7.5.20—2 计算), 当 γ 大于 1.2 时, 取 1.2;

σ_s ——钢筋的最大拉应力(MPa);

d ——纵向钢筋直径(mm), 当钢筋直径不同时, 按大直径取用;

μ_z ——纵向钢筋的有效配筋率,当 μ_z 小于 0.005 时,按 0.005 采用;计算时, $n_1 \sim n_3$ 应计入全部纵向钢筋;
 A_{s1} ——单根钢筋的截面积(m^2);
 A_z ——与纵向钢筋相互作用的混凝土面积(图 7.5.20—3 中的阴影面积)(m^2)。

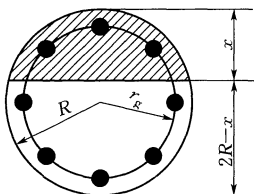


图 7.5.20—2 γ 计算示意图

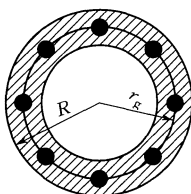


图 7.5.20—3 A_z 计算示意图

3 对于允许开裂的预应力混凝土受弯构件,矩形、T 形和工字形截面梁在设计荷载作用下,其主要受力钢筋水平处侧面的“特征裂缝宽度”可按下列公式计算:

$$w_{fk} = \alpha_2 \alpha_3 \left(2.4 C_s + \nu \frac{d}{\mu_e} \right) \frac{\Delta \sigma_{s2}}{E_s} \quad (7.5.20-9)$$

$$d = \frac{4(A_s + A_p)}{U} \quad (7.5.20-10)$$

$$\mu_e = \frac{A_s + A_p}{A_{ce}} \quad (7.5.20-11)$$

式中 w_{fk} ——特征裂缝宽度(mm),系指小于该特征值的保证率为 95% 的裂缝宽度;

C_s ——纵向钢筋侧面的净保护层厚度(mm);

d ——钢筋换算直径(mm);

μ_e ——纵向受拉钢筋的有效配筋率;

ν ——钢筋黏结特性系数;

α_2 ——特征裂缝宽度与平均裂缝宽度相比的扩大系数,可取 1.8;

α_3 ——考虑运营阶段设计荷载作用的疲劳增大系数,可取 1.5;

A_p, A_s ——预应力钢筋和非预应力钢筋截面面积(mm^2);

U ——钢筋周边长度总和(mm);

A_{ce} ——受钢筋影响的有效混凝土截面面积(mm^2),可按图 7.5.20—4 计算,图中 d 为钢筋直径, h_e 不大于 $h/2$ 。

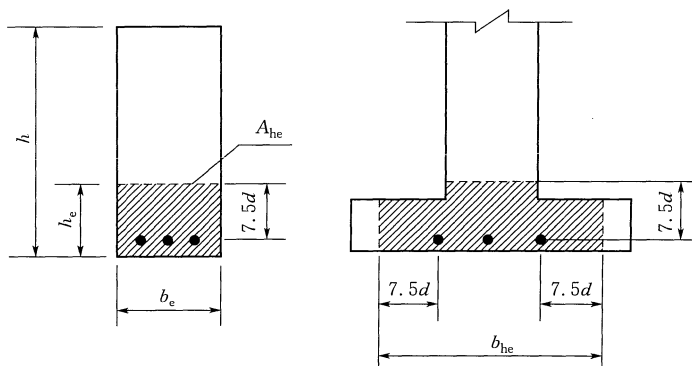


图 7.5.20—4 受钢筋影响的有效混凝土截面

(V) 弹性阶段应力验算

7.5.21 对于钢筋混凝土构件,应进行弹性阶段应力验算。

1 弹性阶段应力验算应采用荷载作用基本组合及偶然组合,荷载作用分项系数均采用 1.0。

2 弹性阶段应力验算时,不应考虑混凝土承受拉力(除主拉应力检算外),拉力应完全由钢筋承受,受压区混凝土的应力图形采用三角形。

换算截面时,钢筋的弹性模量与混凝土的变形模量之比 n 应按表 7.5.21—1 采用。

表 7.5.21—1 n 值

混凝土强度等级 结构类型	C25~C35	C40~C60
桥跨结构及顶帽	15	10
其他结构	10	8

3 弹性阶段应力验算时,混凝土应力限值应按表 7.5.21—2 采用。

表 7.5.21—2 混凝土应力限值(MPa)

序号	应力种类	应力 限值符号	各混凝土强度等级的应力限值							
			C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
1	中心受压	f_{ck}/γ_c	6.8	8.0	9.4	10.8	12.0	13.4	14.8	16.0
2	弯曲受压及偏心受压	f_{ck}/γ_b	8.5	10.0	11.8	13.5	15.0	16.8	18.5	20.0
3	有箍筋及斜筋时的 主拉应力	f_{ctk}/γ_{tp-1}	1.80	1.98	2.25	2.43	2.61	2.79	2.97	3.15
4	无箍筋及斜筋时的 主拉应力	f_{ctk}/γ_{tp-2}	0.67	0.73	0.83	0.90	0.97	1.03	1.10	1.17
5	梁部分长度中全由混 凝土承受的主拉应力	f_{ctk}/γ_{tp-3}	0.33	0.37	0.42	0.45	0.48	0.52	0.55	0.58
6	纯剪应力	$f_{ctk}/\gamma_{\tau-1}$	1.00	1.10	1.25	1.35	1.45	1.55	1.65	1.75
7	光圆钢筋与混凝土 之间的黏结力	$f_{ctk}/\gamma_{\tau-2}$	0.83	0.92	1.04	1.13	1.21	1.29	1.38	1.46
8	局部承压应力	f_{ck}/γ_{c-1}	6.8β	8β	9.4β	10.8β	12β	13.4β	14.8β	16β

注:1 表中应力限值适用于基本组合 I, 当采用基本组合 II、III、IV、V 时, 表中第 1、2 及 8 项的应力限值可提高 30%。

2 对厂制及工艺符合厂制条件的构件, 表中第 1、2 及 8 项的应力限值可提高 10%。

3 当采用基本组合 VI 时, 表中第 1、2 及 8 项的应力限值可提高 43%。

4 带肋钢筋与混凝土之间的黏结力限值按表中第 7 项数值的 1.5 倍采用。

5 当采用偶然组合时, 表中第 1、2 及 8 项的应力限值可提高 50%。

6 表中 β 为混凝土局部承压应力提高系数, 可按本规范第 7.4.30 条计算。

4 弹性阶段应力验算时,钢筋的拉、压应力限值应按表 7.5.21—3 采用。

表 7.5.21—3 钢筋的拉、压应力限值(MPa)

类别	应力 限值符号	基本组合 I	基本组合 II、III、IV、V	基本组合 VI	偶然 组合
HPB300 钢筋	f_{stk}/γ_s	160	210	230	240
HRB400 钢筋		210	270	297	315
HRB500 钢筋		260	320	370	390

5 对于梁的计算,当采用基本组合Ⅳ且其他可变荷载仅为温差效应时,材料的应力限值可提高 20%。

7.5.22 具有纵筋及一般箍筋的轴心受压构件的应力与稳定性应按下列公式计算:

1 轴心受压构件的应力应按下式计算:

$$\frac{N}{A_c + mA'_s} \leq f_{ck}/\gamma_c \quad (7.5.22-1)$$

2 轴心受压构件的稳定性应按下式计算:

$$\frac{N}{\varphi(A_c + mA'_s)} \leq f_{ck}/\gamma_c \quad (7.5.22-2)$$

式中 N ——计算轴向压力设计值(MN);

A_c ——构件横截面的混凝土面积(m^2);

A'_s ——受压纵筋截面积(m^2);

m ——钢筋抗拉强度标准值与混凝土抗压强度标准值之比,应按表 7.5.22 采用;

φ ——纵向弯曲系数,应根据构件的长细比按本规范表 7.4.17 采用。

表 7.5.22 m 值

钢筋种类	混凝土强度等级							
	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
HPB300	17.7	15.0	12.8	11.1	10.0	9.0	8.1	7.5
HRB400	23.5	20.0	17.0	14.8	13.3	11.9	10.8	10.0
HRB500	29.4	25.0	21.3	18.5	16.7	14.9	13.5	12.5

7.5.23 采用螺旋式或焊接环式间接钢筋的轴心受压构件的应力计算应符合下列规定：

1 轴心受压构件的应力应按下列公式计算：

$$\frac{N}{A_{\text{he}} + mA'_s + 2m'A_j} \leq f_{\text{ck}}/\gamma_c \quad (7.5.23-1)$$

$$A_j = \frac{\pi d_{\text{he}} a_j}{s} \quad (7.5.23-2)$$

式中 A_{he} ——构件核心截面面积(m^2)；

m, m' ——纵筋及间接钢筋的抗拉强度标准值与混凝土抗压极限强度之比, 均应按本规范表 7.5.22 采用；

A_j ——间接钢筋的换算面积(m^2)；

d_{he} ——构件核心直径(m)；

a_j ——单根间接钢筋的截面积(m^2)；

s ——间接钢筋的间距(m)；

A'_s ——纵筋的换算面积(m^2)。

2 构件因使用螺旋式或焊接环式间接钢筋而增加的承载能力, 不应超过未使用间接钢筋时的 60%, 当长细比 l_0/i 大于 28 时, 应不再考虑间接钢筋的影响。

7.5.24 受弯构件的应力应按下列公式计算：

1 混凝土的压应力应按下列公式计算：

$$\frac{M}{W_0} \leq f_{\text{ck}}/\gamma_b \quad (7.5.24-1)$$

2 钢筋的拉应力应按式计算：

$$n \frac{M}{W_s} \leq f_{stk} / \gamma_s \quad (7.5.24-2)$$

式中 M ——计算弯矩设计值(MN·m)；

W_0 、 W_s ——对混凝土受压边缘及对所检算的受拉钢筋重心处的换算截面抵抗矩(m³)；

n ——钢筋的弹性模量与混凝土的变形模量之比，应按本规范表 7.5.21—1 采用，当采用多层钢筋时，应计算最外层钢筋的应力。

3 中性轴处的剪应力应按式计算，当不满足式(7.5.24—3)要求时，应修改截面尺寸或提高混凝土强度等级；变高度梁的剪应力计算应考虑高度变化的影响。

$$\frac{V}{bz} \leq f_{ctk} / \gamma_{tp-1} \quad (7.5.24-3)$$

式中 V ——计算剪力设计值(MN)；

b ——构件中性轴处的腹板厚度(m)；

z ——内力偶的力臂(m)。

4 当受弯构件中各截面剪应力均小于或等于 f_{ctk} / γ_{tp-2} 时，可不进行抗剪应力检算，而按构造要求配置箍筋。否则，对于剪应力大于 f_{ctk} / γ_{tp-3} 的区段，应力应全部由钢筋(箍筋或斜筋)承担。

5 对受弯构件除计算中性轴处的剪应力外，还应按下式检算板与梗相交处(图 7.5.24—1 截面 I—I，I'—I')的剪应力应按式计算：

$$\tau \cdot \frac{b}{h_f} \cdot \frac{S_1}{S} \leq f_{ctk} / \gamma_{\tau-1} \quad (7.5.24-4)$$

式中 τ ——梗内中性轴处的剪应力(MPa)；

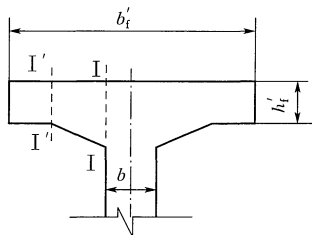


图 7.5.24—1 上翼缘应力检算示意图

h'_f ——截面 I—I 或 I'—I' 处的上翼缘高度(m);

S_1 ——截面 I—I 或 I'—I' 以外部分面积对中性轴的面积矩(m^3);

S ——中性轴以上部分面积对中性轴的面积矩(m^3)。

6 当受拉区的翼缘突出梁梗较大时,尚应按下式检算梁梗与翼缘相交处(图 7.5.24—2 截面 II—II)的剪应力应按下式计算:

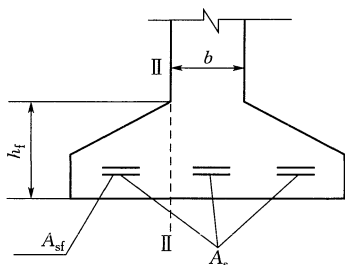


图 7.5.24—2 下翼缘应力检算示意图

$$\tau \cdot \frac{b}{h_f} \cdot \frac{A_{sf}}{A_s} \leqslant f_{ctk} / \gamma_{\tau-1} \quad (7.5.24-5)$$

式中 h_f ——下翼缘高度(m);

A_{sf} ——下翼缘悬出部分的受拉钢筋截面积(m^2);

A_s ——下翼缘受拉钢筋总截面积(m^2)。

7.5.25 偏心受压构件的应力应按下列公式计算:

1 混凝土的压应力应按下列公式计算。除混凝土的压应力外,尚应计算受压钢筋及受拉钢筋的应力。偏心受压构件应按轴心受压构件验算垂直于弯矩作用平面的稳定性,可不考虑弯矩作用,但应按本规范第 7.5.22 条考虑纵向弯曲的影响。

$$\frac{N}{A_0} + \frac{\eta M}{W_0} \leqslant f_{ck} / \gamma_b \quad (7.5.25-1)$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{KN}{\alpha \frac{\pi^2 E_c I_c}{l_0^2}}} \quad (7.5.25-2)$$

$$\alpha = \frac{0.1}{0.2 + \frac{e_0}{h}} + 0.16 \quad (7.5.25-3)$$

式中 N ——换算截面重心处的计算轴向压力设计值(MN);

A_0 、 W_0 ——钢筋混凝土换算截面积(不计受拉区)及其对受压边缘或受压较大边缘的截面抵抗矩,分别以 m^2 和 m^3 计;

M ——计算弯矩(MN·m);

η ——挠度对偏心距影响的增大系数;

K ——荷载调整系数,基本组合 I 时取 2.0,基本组合 II、III、IV、VI 时取 1.6;

E_c ——混凝土的受压弹性模量(GPa);

α ——考虑偏心距对 η 值的影响系数;

e_0 ——轴向力作用点至构件截面重心的距离(m);

h ——弯曲平面内的截面高度(m);

l_0 ——压杆计算长度(m);

I_c ——混凝土全截面的惯性矩(m^4),求截面的中性轴时,应采用纵向弯曲后所增大的偏心 e , $e = \eta M / N$ 。

2 混凝土的剪应力应符合下列规定:

1)混凝土的剪应力应按下式计算:

$$\tau = \frac{VS_c}{bI'_0} \quad (7.5.25-4)$$

式中 τ ——混凝土的剪应力(MPa);

V ——计算剪力设计值(MN);

S_c ——计算点以上部分换算面积对构件换算截面(不计混凝土受拉区)重心轴的面积矩(m^3);

I'_0 ——换算截面对重心轴的惯性矩(m^4)。

2)当中性轴在截面以内时,应取中性轴处的剪应力(即主拉应力)与按式(7.5.25—5)计算的换算截面重心轴上的主

拉应力较大值进行设计。

- 3) 当中性轴在截面以外时,则最大剪应力 τ 发生在换算截面的重心轴上,其相应的主拉应力应按下列公式计算:

$$\sigma_{tp} = \frac{\sigma_c}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_c^2}{4} + \tau^2} \quad (7.5.25-5)$$

式中 σ_{tp} ——主拉应力(MPa);
 τ ——截面重心轴上的剪应力(MPa);
 σ_c ——截面重心轴上的压应力(MPa)。

(VI) 变 形 计 算

- 7.5.26 钢筋混凝土结构的截面刚度 B 可按下列公式及规定计算:

$$B = 0.8 E_c I \quad (7.5.26)$$

式中 B ——梁截面抗弯刚度(MN·m²);

E_c ——混凝土的弹性模量(GPa);

I ——截面惯性矩(m⁴)。对于静定钢筋混凝土结构, I 的计算不计混凝土受拉区,计入钢筋;对于超静定钢筋混凝土结构, I 的计算包括全部混凝土截面,不计钢筋。

- 7.5.27 预应力混凝土结构的截面抗弯刚度 B 的计算应符合下列规定:

1 对于不允许开裂的构件,截面抗弯刚度 B 应按下列公式计算:

$$B = \beta_p \beta_1 E_c I_0 \quad (7.5.27-1)$$

$$\beta_p = \frac{1 + \lambda}{2} \quad (7.5.27-2)$$

$$\beta_1 = \frac{\lambda - 0.5}{0.95\lambda - 0.45} \quad (7.5.27-3)$$

2 对允许开裂的构件,当运营阶段设计荷载产生的弯矩 M

小于开裂弯矩 M_f 时,应按式(7.5.27—1)计算。当 M 大于或等于 M_f 时,应按式(7.5.27—4)计算。

$$B = \beta_1 \cdot \frac{\beta_p \beta_2 M}{\beta_2 M_f + \beta_p (M - M_f)} \cdot E_c I_0 \quad (7.5.27-4)$$

$$M_f = (\sigma_{cl} + \gamma f_{ct}) W_0 \quad (7.5.27-5)$$

$$\beta_2 = 0.1 + 2n_p \mu \leq 0.50 \quad (7.5.27-6)$$

$$\mu = \frac{A_p + A_s}{bh_0} \quad (7.5.27-7)$$

式中 I_0 ——全部换算截面惯性矩(m^4);

β_p ——考虑预应力度折减系数;

β_1 ——考虑疲劳影响的刚度折减系数;

β_2 ——考虑截面配筋率对刚度的影响系数;

M_f ——截面开裂弯矩($MN \cdot m$);

λ ——预应力度,可按本规范第 7.1.3 条计算,当 λ 大于 1.0 时, λ 取 1.0;

σ_{cl} ——梁截面受拉边缘有效预压应力,按本规范式(7.5.19—2)计算(MPa);

γ ——考虑受拉区混凝土塑性的系数,可按本规范式(7.5.17—3)计算,对于工字形梁, γ 可近似取 1.3;

μ ——纵向受拉钢筋配筋率;

b ——对于矩形截面为梁宽,对于 T 形截面或工字形截面为腹板宽(m);

h_0 ——截面有效高度(m)。

7.5.28 计算预加力产生的拱度时,应考虑混凝土徐变的影响,梁截面抗弯刚度取 $E_c I$, I 按本规范第 7.5.1 条规定计算。

7.6 疲劳极限状态计算

(I) 一般规定

7.6.1 承受铁路列车荷载的桥跨结构应进行疲劳极限状态的检

算。混凝土桥跨结构正截面疲劳极限状态可采用等效等幅重复应力法进行检算。

7.6.2 疲劳荷载组合采用永久作用标准值与列车荷载标准值(包括冲击力、离心力)进行组合,列车竖向荷载包括竖向动力作用时,应将列车竖向静荷载乘以运营动力系数 $(1+\mu)_s$,其值按本规范第4.3.8条计算。

(II) 疲劳极限状态检算

7.6.3 受弯构件疲劳极限状态正截面应力检算应符合下列规定:

1 截面应保持平截面。

2 受压区混凝土的正应力按三角形分布。对钢筋混凝土和允许出现裂缝的预应力混凝土构件,受拉区混凝土不参加工作,拉应力全部由钢筋承受。对不出现裂缝的预应力混凝土构件,受拉区混凝土正应力按三角形变化。

3 计算采用换算截面。钢筋截面面积换算为混凝土截面面积的换算系数 n 可采用下列数值。对于预应力混凝土构件,当预应力度 $\lambda > 1.0$ 及 $1 > \lambda \geq 0.7$ 不允许出现裂缝的预应力混凝土其换算系数 $n_p = E_p/E_c$;当预应力度 $1 > \lambda \geq 0.7$ 允许出现裂缝的预应力混凝土 n_p 、 n_s 均取10。对于钢筋混凝土构件, n_s 按本规范表7.5.21—1采用。

7.6.4 钢筋混凝土、预应力混凝土受弯构件正截面的疲劳极限状态检算,应符合下列规定:

1 对于受压区的预应力筋及非预应力筋、应力幅小于 $0.5f_{cd}$ 的受压区混凝土、最大主拉应力小于 $0.5f_{ctd}$ 的预应力混凝土,可不进行检算。

2 受弯构件正截面疲劳极限状态应按下列公式检算:

混凝土:

$$\sigma_{ct} \leq 0.5f_{ck} \quad (7.6.4-1)$$

预应力筋:

$$\Delta\sigma_p \leq \Delta f_{pfd} \quad (7.6.4-2)$$

非预应力筋

$$\Delta\sigma_s \leq \Delta f_{sfd} \quad (7.6.4-3)$$

式中 σ_{cf} ——混凝土结构检算部位由永久作用标准值和列车荷载标准值(包括冲击力、离心力)作用下引起的混凝土应力(MPa);

$\Delta\sigma_p, \Delta\sigma_s$ ——混凝土结构检算部位由标准列车荷载计入运营动力系数和离心力的作用下引起的预应力钢筋、普通钢筋的应力幅(MPa);

$\Delta f_{pfd}, \Delta f_{sfd}$ ——预应力筋、非预应力筋的疲劳强度设计值(MPa),以应力幅计,按本规范表 7.2.9—1 和式(7.2.9—1)及表 7.2.9—2 采用。

对于允许出现拉应力但不允许开裂预应力混凝土结构, $\Delta\sigma_p$ 、 $\Delta\sigma_s$ 应考虑疲劳对应力的影响,增大 1.5 倍。

7.6.5 对于允许开裂的预应力混凝土受弯构件在疲劳荷载及预应力的作用下,预应力筋及非预应力筋的应力可按下列公式计算:

1 预应力筋:

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_{p1} + \Delta\sigma_{p2} - \sigma_{pg} \quad (7.6.5-1)$$

2 普通钢筋:

$$\Delta\sigma_s = \Delta\sigma_{s2} - \sigma_{sg} \quad (7.6.5-2)$$

式中 $\Delta\sigma_{p1}$ ——消压时预应力筋中产生的应力增量(MPa);

$\Delta\sigma_{p2}, \Delta\sigma_{s2}$ ——在永久作用标准值与列车荷载标准值(包括冲击力、离心力)组合下,消压后按开裂截面计算的预应力钢筋、普通钢筋的应力增量(MPa),可按本规范附录 J 进行计算;

σ_{pg}, σ_{sg} ——永久作用引起的预应力钢筋、普通钢筋的应力(MPa)。

7.7 制造、运输及安装阶段计算

7.7.1 在预加应力过程中,预应力筋的锚下控制应力应符合下列

规定:

1 钢丝、钢绞线的锚下控制应力值 σ_{con} 不大于 $0.75f_{\text{ptk}}$ 。

2 预应力混凝土用螺纹钢筋的锚下控制应力值 σ_{con} 不大于 $0.9f_{\text{ptk}}$ 。

注:预应力钢筋在锚下的控制应力为预应力钢筋中的有效预应力与预应力钢筋中的全部预应力损失值之和。对于拉丝式体系(直接张拉钢丝的体系),包括锚圈口摩擦及喇叭口摩擦引起的应力损失在内锚外钢筋中的最大控制应力不应大于 $0.8f_{\text{ptk}}$ 。对于预应力混凝土用螺纹钢筋不应大于 $0.95f_{\text{ptk}}$ 。

7.7.2 传力锚固阶段预应力筋的应力应符合下列规定:

1 先张法构件

$$\sigma_{\text{con}} - (\sigma_{l2} + \sigma_{l3} + \sigma_{l4} + 0.5\sigma_{l5}) \leq 0.65f_{\text{ptk}} \quad (7.7.2-1)$$

2 后张法构件

$$\sigma_{\text{con}} - (\sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l4}) \leq 0.65f_{\text{ptk}} \quad (7.7.2-2)$$

3 当考虑反向摩擦时

$$\sigma_x - \sigma_{l4} \leq 0.65f_{\text{ptk}} \quad (7.7.2-3)$$

7.7.3 传力锚固或存梁阶段,计入自重作用后或预施应力过程中,混凝土正应力应符合下列规定:

1 混凝土压应力:

$$\sigma_{\text{cc}} \leq \alpha f_{\text{ck}} \quad (7.7.3-1)$$

2 混凝土拉应力:

$$\sigma_{\text{ct}} \leq 0.7f_{\text{ctk}} \quad (7.7.3-2)$$

式中 $f_{\text{ck}}, f_{\text{ctk}}$ ——传力锚固或存梁阶段混凝土的抗压和抗拉强度标准值(MPa);

α ——系数,C40~C45 为 0.70, C50~C60 为 0.75。

临时超张拉作用下, α 均为 0.80。

7.7.4 在预施应力阶段应检算构件的强度和稳定性。检算时应考虑张拉钢筋所产生的轴向压力及同时作用的自重等荷载,并符合下列规定:

1 垂直弯矩作用平面的稳定性,在预施应力阶段应按下式检算:

$$N_p \leq [\varphi(f_{ck}A_n + f_{sck}A_s)]/\gamma_d \quad (7.7.4)$$

式中 N_p ——预加力阶段的预压力,应扣除可能发生的损失(MN),可按本规范第 7.7.5 条的公式计算;

A_n ——混凝土净截面积(m^2);

A_s ——非预应力筋的截面面积(m^2);

φ ——构件纵向弯曲稳定系数,钢筋混凝土结构按本规范表 7.4.17 采用,素混凝土构件按表 7.7.4 采用;

f_{sck} ——普通钢筋抗压强度计算值,可采用普通钢筋抗拉强度标准值(MPa);

γ_d ——预应力阶段稳定性计算综合分项系数,取 1.6。

表 7.7.4 构件纵向弯曲稳定系数 φ 值

l_0/b	<4	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
l_0/i	<14	14	21	28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97	104
φ	1.00	0.98	0.96	0.91	0.86	0.82	0.77	0.72	0.68	0.63	0.59	0.55	0.51	0.47	0.44

注:表中符号的意义及 l_0 的计算方法见本规范第 7.4.17 条。

2 对于先张法构件,任何长细比 φ 值均取 1。

7.7.5 预应力混凝土构件在预加应力阶段,作用在构件上的轴向压力计算应符合下列规定:

1 轴心受压及小偏心受压($x > 0.55h'_0$)的先张法构件,其轴向压力应按下式计算:

$$N_p = (\sigma_{con} - \sigma_1 - f_{pcd})A_p + (\sigma'_{con} - \sigma'_1)A'_p \quad (7.7.5-1)$$

2 大偏心受压($x \leq 0.55h'_0$)的先张法构件,其轴向压力应按下式计算:

$$N_p = (\sigma_{con} - \sigma_1 - f_{pcd})A_p \quad (7.7.5-2)$$

3 后张法构件,同时张拉全部预应力钢筋时,其轴向压力应按下式计算:

$$N_p = \sigma_{con}A_p + \sigma'_{con}A'_p \quad (7.7.5-3)$$

4 轴心受压及小偏心受压的后张法构件,分批张拉预应力钢筋时,其轴向压力应按下式计算:

$$N_p = (\sigma_{\text{con}} - \sigma_l - \sigma_{\text{ps}})(A_p - A_{\text{pm}}) + (\sigma'_{\text{con}} - \sigma'_l)(A'_p - A'_{\text{pm}}) + \sigma_{\text{con}}A_{\text{pm}} + \sigma'_{\text{con}}A'_{\text{pm}} \quad (7.7.5-4)$$

$$\sigma_{\text{ps}} = f_{\text{pcd}} \frac{A_p - A_{\text{pm}}}{A_p} \leq 300 \quad (7.7.5-5)$$

5 大偏心受压的后张法构件,分批张拉预应力钢筋时,其轴向压力应按下式计算:

$$N_p = (\sigma_{\text{con}} - \sigma_l - \sigma_{\text{ps}})(A_p - A_{\text{pm}}) + \sigma'_{\text{con}}A'_{\text{pm}} + \sigma_{\text{con}}A_{\text{pm}} \quad (7.7.5-6)$$

式中 N_p ——轴向压力(MN);

$\sigma_{\text{con}}, \sigma'_{\text{con}}$ ——位于外载作用下的受拉区预应力钢筋 A_p 与受压区预应力钢筋 A'_p 的张拉控制应力(MPa);

σ_l, σ'_l ——预应力钢筋 A_p 及 A'_p 在预加应力过程中发生的预应力损失值,但对先张法构件不计入弹性压缩引起的应力损失 σ_{l4} (MPa);

$A_{\text{pm}}, A'_{\text{pm}}$ ——预应力钢筋 A_p 及 A'_p 中属于全截面最末一批张拉的钢筋截面面积(m^2);

σ_{ps} ——临近破坏时预应力钢筋中应力的减少值(MPa),当按式(7.7.5-5)计算所得值大于 300 MPa 时取 300 MPa。

7.7.6 在预加应力阶段承受偏心压力的构件,其承载能力检算应符合下列规定:

1 大偏心受压构件的强度应按式(7.7.6-1)进行检算,若计入自重弯矩 M ,还应符合式(7.7.6-2)的要求。计算图如图 7.7.6 所示。

$$N_p \leq (f_{\text{ck}}A + f_{\text{sk}}A_s - f_{\text{stk}}A'_s - f_{\text{pt}}A'_p)/\gamma_k \quad (7.7.6-1)$$

$$N_p e' \pm M \leq [f_{\text{ck}}AZ + f_{\text{sk}}A_s(h'_0 - a_s) - f_{\text{pt}}A'_p(a'_p - a'_s)]/\gamma_k \quad (7.7.6-2)$$

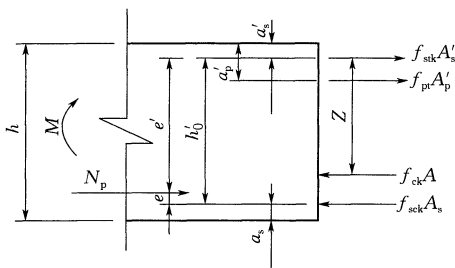


图 7.7.6 预加应力作用下构件为大偏心受压的正截面承载力计算图

式中 A ——混凝土受压区截面面积(m^2);

Z ——混凝土压应力的合力 $f_{ck}A$ 作用点至钢筋 A'_s 中应力合力点的距离(m);

A'_p ——受压区的预应力钢筋截面面积(m^2), 计算式(7.7.6—1)、式(7.7.6—2)中 A'_p 值时, 应扣除计算 N_p 时已考虑过的那部分 A'_p 的截面面积;

f_{pt} ——预应力钢筋抗拉强度计算值(MPa), $f_{pt} = 0.9f_{ptk}$;

γ_k ——预应力阶段承载力调整系数, 取 1.8。

2 小偏心受压构件的强度应按式(7.7.6—3)和式(7.7.6—4)进行检算, 对于工字形截面 N_j 、 e'_j 、 c' 应按式(7.7.6—5)、式(7.7.6—6)、式(7.7.6—7)分别计算。

$$N_p \leq \frac{N_0}{\left[1 + \left(\frac{N_0}{N_j} - 1\right) \frac{e'_0}{e'_j - c'}\right] \gamma_k} \quad (7.7.6-3)$$

$$N_0 = f_{ck}A + f_{sck}(A_s + A'_s) \quad (7.7.6-4)$$

$$N_j = 0.55f_{ck}bh'_0 + f_{ck}A_f + f_{sck}A_s - f_{stk}A'_s \quad (7.7.6-5)$$

$$e'_j = \frac{0.4f_{ck}bh'^2_0 + f_{ck}A_fZ_f + f_{sck}A_s(h'_0 - a_s)}{N_j} \quad (7.7.6-6)$$

$$c' = \frac{0.5f_{ck}bh_0'^2 + f_{ck}A_fZ_f + f_{sck}A_s(h_0' - a_s)}{N_0} \quad (7.7.6-7)$$

- 式中 N_0 ——全截面均匀受压破坏时的破坏轴向力(MN);
- N_j ——截面破坏处于大、小偏心界限状态时的破坏轴向力(MN);
- A_f ——混凝土受压区翼缘悬出部分的截面面积(m²);
- e_0' ——轴向力 N_p 至截面轴心的距离(m),宜根据具体情况计入自重弯矩等对偏心距 e_0' 的影响;
- e_i' ——轴向力 N_j 至钢筋 A_s' 应力合力点的距离(m);
- Z_f ——压力 $f_{ck}A_f$ 作用点至钢筋 A_s' 应力合力点的距离(m);
- c' ——轴向力 N_0 作用点(即截面轴心)至钢筋 A_s' 应力合力点的距离(m)。

3 在检算强度时,T形、工字形截面中位于受预压较小边的翼缘悬出部分可不考虑。

7.7.7 运输(包含采用架桥机运送及架梁)及安装阶段,应对钢筋混凝土和预应力混凝土结构按本规范第7.4节中规定进行承载力极限状态计算,并应进行正常使用极限状态抗裂性验算,系数 γ_{kf} 、 K_{fl} 均取1.1。在构件自重计算中,应计入动力系数,运输时采用1.5,架设时采用1.2。架桥机荷载按施工荷载考虑。

7.7.8 运输(包含采用架桥机运送及架梁)和安装阶段,对于不允许出现拉应力的构件,混凝土最大拉应力不应大于 $0.8f_{ctk}$,最大压应力不应大于 $0.8f_{ck}$;对允许出现拉应力但不允许开裂的构件,混凝土主拉应力不应大于 $0.85f_{ctk}$,正截面混凝土拉应力不应大于 f_{ctk} ,混凝土最大压应力不应大于 $0.8f_{ck}$;对允许开裂的构件,裂缝宽度限值按本规范第7.5.2条对应组合X的数据采用。

7.8 构 造

(I) 钢筋混凝土构件的构造

7.8.1 受弯构件的截面最小配筋率(仅计受拉区钢筋)不应低于表 7.8.1—1 所列数值;受压构件的截面最小配筋率不应低于表 7.8.1—2 所列数值。

表 7.8.1—1 受弯构件的截面最小配筋率

钢筋种类	混凝土强度等级	
	C25~C45	C50~C60
HPB300 钢筋	0.20%	0.25%
HRB400 钢筋	0.15%	0.20%
HRB500 钢筋	0.14%	0.18%

表 7.8.1—2 受压构件的截面最小配筋率

受力类型		最小配筋率
全部纵向钢筋	HPB300	0.55%
	HRB400	0.50%
	HRB500	0.45%
一侧纵向钢筋	HPB300、HRB400	0.20%
	HRB500	0.18%

注:1 受压构件全部纵向钢筋和一侧纵向钢筋的配筋率应按构件的全截面面积计算。

2 当钢筋沿构件截面周边布置时,“一侧纵向钢筋”指沿受力方向两个对边中一边布置的纵向钢筋。

7.8.2 受拉区域钢筋的净距和弯钩应符合下列规定:

1 受拉区域的钢筋可以单根或两至三根成束布置,钢筋的净距不应小于钢筋的直径(对带肋钢筋为计算直径),并不应小于 30 mm。

2 当钢筋(包括成束钢筋)层数等于或多于三层时,其净距横向不应小于 1.5 倍的钢筋直径并不得小于 45 mm,竖向仍不得小于钢筋直径并不得小于 30 mm。

3 光圆钢筋端部半圆形弯钩的内径不应小于 $2.5d$ (d 为钢筋直径,下同),如图 7.8.2(a)所示。

4 钢筋直径不大于 25 mm 时,HRB400 钢筋直钩的内径不应小于 $4d$,HRB500 不应小于 $6d$,并在钩的端部留一直段;HRB400 直段长度不应小于 $10d$,HRB500 不应小于 $12d$,如图 7.8.2(b)所示。

5 钢筋直径大于 25 mm 时,HRB400 钢筋直钩的内径不应小于 $5d$,HRB500 不应小于 $7d$,并在钩的端部留一直段;HRB400 直段长度不应小于 $10d$,HRB500 不应小于 $12d$,如图 7.8.2(b)所示。

6 钢筋直径不大于 25 mm 时,HRB400 钢筋 135° 弯钩的内径不应小于 $4d$,HRB500 不应小于 $6d$,并在钩的端部留一直段;HRB400 直段长度不应小于 $5d$,HRB500 不应小于 $6d$,如图 7.8.2(c)所示。

7 钢筋直径大于 25 mm 时,HRB400 钢筋 135° 弯钩的内径不应小于 $5d$,HRB500 不应小于 $7d$,并在钩的端部留一直段;HRB400 直段长度不应小于 $5d$,HRB500 不应小于 $6d$,如图 7.8.2(c)所示。

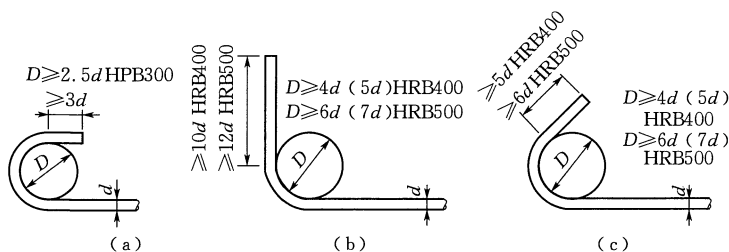


图 7.8.2 钢筋标准弯钩图

7.8.3 钢筋混凝土结构最外层钢筋的净保护层厚度不应小于 35 mm,并不宜大于 50 mm;对于顶板有防水层及保护层的最外层钢筋净保护层厚度不应小于 30 mm。

7.8.4 钢筋的最小锚固长度及最小弯曲半径应符合下列规定:

1 钢筋最小锚固长度应符合表 7.8.4 的规定。

2 梁端部钢筋伸过支点的长度不应小于 $10d$ (d 为钢筋直径,下同),并设置标准弯钩。

3 HPB300 钢筋的最小弯曲半径应为 $10d$,HRB400 钢筋的最小弯曲半径应为 $14d$,HRB500 钢筋的最小弯曲半径应为 $18d$ 。

表 7.8.4 钢筋最小锚固长度(mm)

钢筋种类		HPB300			HRB400			HRB500		
混凝土等级		C25	C30、 C35	$\geq$ C40	C25	C30、 C35	$\geq$ C40	C25	C30、 C35	$\geq$ C40
受压钢筋(直端)		$30d$	$25d$	$20d$	$35d$	$30d$	$25d$	$40d$	$35d$	$30d$
受拉钢筋	直端	—	—	—	$45d$	$40d$	$35d$	$50d$	$45d$	$40d$
	弯钩端	$25d$	$20d$	$20d$	$30d$	$25d$	$20d$	$35d$	$30d$	$25d$

注:1 当带肋钢筋直径大于 25 mm 时,其锚固长度应增加 10%。

2 受弯及大偏心受压构件中的受拉钢筋截断时宜避开受拉区,表中数值仅在困难条件下采用。

3 采用环氧树脂涂层钢筋时,受拉钢筋最小锚固长度应增加 25%。

4 当混凝土在凝固过程中易受扰动时,锚固长度应增加 10%。

7.8.5 轴心受压构件的配筋构造应符合下列规定:

1 仅受轴心压力并配有纵筋及一般箍筋的构件配筋应符合下列规定:

1)截面配筋率应满足本规范表 7.8.1—2 的要求,且不宜大于 3%。

2)纵筋的直径不宜小于 12 mm。

3)箍筋的间距不应超过纵筋直径的 15 倍,也不应大于构件横截面的最小尺寸。

- 4) 箍筋的直径不应小于纵筋直径的 $1/4$, 且不应小于 6 mm。
- 2 采用螺旋筋的轴心受压构件配筋应符合下列规定:
- 1) 螺旋筋圈内的纵筋配筋率应满足本规范表 7.8.1—2 的要求。
 - 2) 核心截面积不应小于构件截面积的 $2/3$ 。
 - 3) 螺旋筋的螺距不应大于核心直径的 $1/5$, 且不应大于 80 mm。
 - 4) 螺旋筋换算截面不应小于纵筋的截面积, 且不应超过该截面积的 3 倍。
 - 5) 纵筋截面积与螺旋筋换算截面积之和不应小于核心截面积的 1.0%。
- 7.8.6** 在构件的受拉区凹角处布置钢筋时, 不得将钢筋按凹角弯曲, 应设置互相交叉形成凹角的单独钢筋, 此外在该处尚应设置足以承受不小于所有纵向钢筋合力 35% 的横向钢筋。
- 7.8.7** 受力钢筋不得采用搭接接头。构造钢筋可采用搭接接头。同一构件中相邻钢筋的绑扎搭接接头应相互错开, 钢筋绑扎搭接接头连接区段的长度为 1.3 倍搭接长度, 当直径不同的钢筋搭接时, 按直径较小的钢筋计算。位于同一连接区段内的钢筋搭接接头面积百分率应不大于 50%, 其搭接长度 L_s 不小于表 7.8.7 的要求。

表 7.8.7 钢筋绑扎接头搭接长度 L_s (mm)

钢筋	混凝土等级		
	C25	C30、C35	$\geq C40$
HRB400	$63d$	$56d$	$49d$
HRB500	$70d$	$63d$	$56d$

7.8.8 钢筋直螺纹连接接头的螺距, 当钢筋直径为 16 mm~20 mm 时, 应取 2.0 mm; 钢筋直径为 22 mm~25 mm 时, 应取 2.5 mm; 钢筋直径为 28 mm~32 mm 时, 应取 3.0 mm。

(II) 板的构造

7.8.9 板的一般构造可按表 7.8.9 采用。

表 7.8.9 板的一般构造

项目	板的种类	
	道砟槽板	人行道板
板的最小厚度(mm)	120	80
板内受力钢筋最小直径(mm)	10	8
板内受力钢筋最大间距(mm)	200	200
板内受力钢筋伸入支点数量	不少于 3 根及跨度中间 钢筋截面积的 1/4	—
板内分配钢筋最小直径(mm)	8	6
板内分配钢筋最大间距(mm)	300	—

注:1 预制人行道板的最小厚度可用 70 mm。

2 在所有受力钢筋转折处均应设置分配钢筋。

7.8.10 梁式板同时支承于主梁及横隔板上时,应在横隔板上方的板顶部设垂直于横隔板的钢筋,其直径不应小于分配钢筋的直径,其间距不应大于 200 mm,并不应大于板厚的 2 倍。

7.8.11 布置四周支承双向板钢筋时,可将板沿纵向及横向各划分为三部分。靠边部分的宽度均为板的短边宽度的 1/4,中间部分的钢筋应按计算数量设置,靠边部分的钢筋应按中间部分的半数设置,其间距不应大于 250 mm,且不应大于板厚的 2 倍。

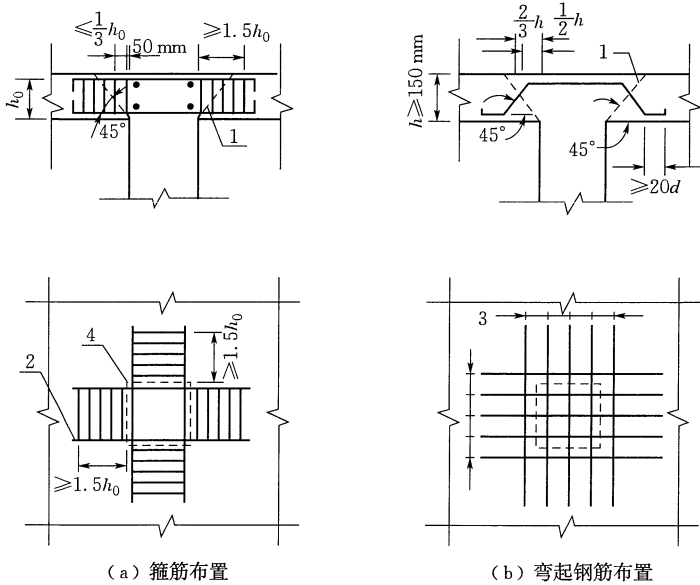
7.8.12 以独立柱作为支承的板,及其按抗冲切计算需要配置的箍筋或弯起钢筋,应符合下列规定:

1 板厚度不应小于 150 mm。

2 箍筋直径不应小于 8 mm,其间距不应大于 $1/3h_0$ 。箍筋应采用闭合式,并箍住架立钢筋;按计算所需的箍筋,应配置在冲切破坏锥体范围内,此外,应以等直径和等间距的箍筋自冲切破坏

斜截面向外延伸配置在不小于 $0.5h_0$ 范围内,每侧布置箍筋的长度大于或等于 $1.5h_0$,如图 7.8.12(a)所示。

3 弯起钢筋直径不应小于 12 mm,弯起角可根据板的厚度采用 $30^\circ \sim 45^\circ$,每一方向不应少于五根;弯起钢筋的倾斜段应与冲切破坏斜截面相交,其交点应在离集中反力作用面积周边以外 $1/2h \sim 2/3h$ 范围内,如图 7.8.12(b)所示。



(a) 箍筋布置

(b) 弯起钢筋布置

图 7.8.12 独立墩柱顶面板抗冲切钢筋布置

1—冲切破坏锥体斜截面;2—架立钢筋;3—弯起钢筋;4—集中反力作用面积周边

7.8.13 挡砟墙或防护墙宜设置必要的断缝。

(Ⅲ) 梁 的 构 造

7.8.14 分片式 T 梁应设置横隔板,桥面板连成整体。

7.8.15 梁内箍筋设置应符合下列规定:

1 箍筋直径不应小于 8 mm。

2 当支撑受拉钢筋时,箍筋间距不应大于梁高的 $3/4$,且不大于 300 mm。

3 当支撑受压钢筋时,箍筋间距不应大于受力钢筋直径的 15 倍,且不大于 300 mm。

4 支座中心两侧, $1/2$ 梁高的长度范围内,箍筋间距不应大于 100 mm。

5 每一箍筋一行上所箍的受拉钢筋不应多于 5 根,受压钢筋不应多于 3 根。

6 承受扭矩作用的梁,箍筋应制成封闭式。

7.8.16 梁内弯起钢筋可沿梁高的中线布置,并使任何一个与梁轴垂直的截面最少与一根斜筋相交。斜筋与梁轴所成的斜角宜采用 45° ,且不应小于 30° ,也不应大于 60° 。

7.8.17 梁内伸入支点的主钢筋不应少于跨中截面主钢筋数量的 $1/4$,且不少于 2 根,伸入支点的长度不应小于 $10d$ (d 为钢筋的直径),并应加设标准弯钩。

7.8.18 梁高大于 1 m 时,在梁腹高度范围内应设置纵向水平钢筋,其间距为 100 mm~150 mm,直径不应小于 8 mm。

7.8.19 梁体悬臂板外侧下缘宜设置防止雨水流向梁腹板的滴水槽(檐)。

(IV) 预应力混凝土构件的构造

7.8.20 预应力钢筋或管道间的净距应符合下列规定:

1 在后张法结构中,采用钢丝、钢绞线束、螺纹钢筋的管道间净距,当管道直径等于或小于 55 mm 时,不应小于 40 mm;当管道直径大于 55 mm 时,不应小于 0.8 倍管道外径。

2 在先张法结构中,钢丝束、钢绞线、螺纹钢筋之间的净距不应小于 1.5 倍直径,且不应小于 30 mm。

7.8.21 预应力钢筋或管道表面与结构表面之间的保护层厚度,在结构顶面和侧面不应小于 1 倍管道外径,且不小于 50 mm,在结

构底面不应小于 60 mm。

7.8.22 先张法结构中钢绞线锚固长度不应小于 130 倍的钢绞线直径。当公称直径及抗拉强度标准值超出本规范规定时,应通过试验确定锚固长度。

7.8.23 在后张法结构中,在锚下应设置分布钢筋网。

7.8.24 后张法结构中的预应力钢筋布置成曲线形时,其曲率半径,钢丝束、钢绞线束的钢丝直径等于或小于 5 mm 时,不宜小于 4 m;钢丝直径大于 5 mm 时,不宜小于 6 m。

7.8.25 先张法结构中设置折线配筋时宜采用转折器导向装置,导向辊的半径宜大于 20 mm。

7.8.26 后张法预应力混凝土结构中的管道面积不宜小于 2 倍钢丝束面积。

7.8.27 在预应力混凝土结构中应根据计算设置箍筋。如采用非预应力箍筋时,应符合下列要求:

1 箍筋直径不应小于 8 mm。

2 腹板箍筋间距不应大于 200 mm,并宜采用热扎带肋钢筋。

3 在布置有纵向预应力钢筋的翼缘中,应设置闭合形或螺旋形箍筋,其间距不大于 100 mm,而在梁跨端部 500 mm 范围翼缘内,其间距应为 80 mm~100 mm。

4 当梁翼缘宽度大于 500 mm 时,箍筋不应少于 4 肢。

5 用于抗扭的箍筋应为闭合箍筋。

7.8.28 距结构表面最近的箍筋等普通钢筋的净保护层厚度不应小于 35 mm。对于顶板有防水层及保护层的最外层钢筋,其保护层厚度不应小于 30 mm。

7.8.29 在正常使用阶段设计荷载作用下的截面受拉边缘,应按下列要求设置非预应力纵向钢筋:

1 对于不允许出现拉应力的构件,钢筋直径不宜小于 8 mm,间距不宜大于 100 mm。

2 对于允许出现拉应力和允许开裂的构件,宜采用热扎带肋钢筋,钢筋面积应根据计算确定,但不宜小于 0.3% 的混凝土受拉区面积。钢筋宜采用较小直径及较密间距。

7.8.30 胶接缝节段拼装的块件端面宜设置直径不小于 10 mm 的钢筋网。

7.8.31 节段拼装的预应力混凝土结构的块件之间的接缝可按下列规定采用:

1 采用湿接缝时,节段之间预留宽度不宜小于 300 mm 的接缝,将非预应力钢筋连接,用与结构本身等强度的混凝土填实。

2 采用胶接缝时,应保证接缝的密闭性。

7.8.32 受弯构件的翼缘宜在与腹板相交处设置梗肋。上、下翼缘梗肋之间的腹板高度,当腹板内有预应力竖筋时,不宜大于腹板厚度的 20 倍;当无预应力竖筋时,不宜大于腹板厚度的 15 倍。

7.8.33 在桥面板整体连接的工字形或 T 形截面分片式结构中,横隔板间距不宜大于腹板厚度的 60 倍,并不宜大于 12 m。端横隔板的下缘宜略高于梁底。横隔板连接应保证梁的整体性。端隔板的厚度不应小于 800 mm。

7.8.34 封锚混凝土宜采用微膨胀混凝土,其强度等级不宜低于 C35。在封端及封锚范围内应采用防水涂料进行防水处理。

7.8.35 连续梁锯齿板锚固区及预应力钢筋弯折处应设置与顶、底板或腹板连接的加强钢筋。

7.8.36 连续梁除设置端隔板外,各中间支承处必须设置横隔板。在连续梁的中间支点附近腹板内应增设纵向构造钢筋。

7.8.37 箱梁构造应符合下列规定:

1 箱梁内净空高不宜小于 1.6 m。

2 顶板及底板的厚度不应小于 20 cm。

3 箱梁的端部宜设置横隔板。

4 简支梁桥轴方向的预应力钢筋至少应有 1/2 伸过支点。

5 腹板上应设置适当数量的直径约为 100 mm 的通风孔,并

设置防护网;底板宜设直径约为 100 mm 的排水孔。

6 箱梁宜在梁端或支点附近的底板上设置进人孔。

7 箱梁结构的外表面转折处宜圆顺过渡。

7.8.38 桥面及梁端应加强防排水设计。泄水管直径不宜小于 150 mm,泄水管宜向下设置,梁外侧桥面板下宜设置通长的滴水槽。防水层与泄水管应密贴,防止在结合处漏水。预应力混凝土梁的封锚及接缝处,应在构造上采取防水措施。梁端的防排水设施,应不影响大型养护机械作业的要求。

7.8.39 混凝土梁预埋件应进行防腐处理。

7.8.40 混凝土梁的预埋支座垫板厚度,对板式橡胶支座不宜小于 25 mm,其他支座不宜小于 20 mm。

8 钢—混凝土组合结构

8.1 一般规定

8.1.1 本章适用于简支或连续的钢板梁、钢箱梁或钢桁梁与混凝土板组合成整体的结合梁。结合梁设计尚应符合本规范其他相关章节的规定。

8.1.2 对于钢—混凝土组合结构,应对其构件及连接进行承载力极限状态计算、正常使用极限状态计算、疲劳极限状态计算,还应进行制造、运输和架设阶段计算。

1 按承载力极限状态计算应根据可能出现的荷载情况,采用荷载作用基本组合及偶然组合进行计算。除有明确规定者外,基本组合作用分项系数按本规范表 4.1.4 采用。

对于采用地震作用组合的承载力极限状态计算,应满足本规范第 15 章中相关规定。

2 按正常使用极限状态计算应根据可能出现的荷载情况,采用荷载作用频遇组合及准永久组合进行计算。

3 进行结构构件截面应力、抗剪连接件、桥面板纵向抗剪计算及疲劳极限状态计算,荷载作用均应采用标准值,作用分项系数取 1.0。

4 对于制造、运输和安装阶段等短暂设计状况计算,除有明确规定者外,荷载作用均应采用标准组合,作用分项系数取 1.0。

8.1.3 结合梁采用的钢筋混凝土板的强度等级不应低于 C30,预应力混凝土板的强度等级不应低于 C40。

8.1.4 曲线上线路中心有偏移的及其他有偏心荷载作用的结构应计算偏载对结构的影响。

8.2 材 料

8.2.1 混凝土的强度标准值、设计值、疲劳强度设计值、弹性模量、剪变模量和泊松比应按本规范第 7 章的规定采用,疲劳变形模量应按表 8.2.1 采用。

表 8.2.1 混凝土疲劳变形模量 E_c^f (GPa)

混凝土强度等级	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
疲劳变形模量 E_c^f	13.0	14.0	15.0	15.5	16.0	16.5	17.0

8.2.2 普通钢筋及预应力钢筋的抗拉强度标准值、抗拉强度设计值、疲劳强度设计值、弹性模量,应按本规范第 7 章规定采用。连续结合梁负弯矩区当采用高配筋限制裂缝宽度时,钢筋的抗拉强度设计值应折减,采用的折减系数为 1/1.5。

8.2.3 结合梁所用基本钢材应符合本规范第 6 章第 2 节的要求。

8.2.4 钢材的强度标准值、强度设计值、弹性模量、剪切模量、泊松比、疲劳强度设计值应按本规范第 6 章的有关规定采用。

8.2.5 栓钉应采用镇静钢制作,其机械性能及化学成分应符合表 8.2.5 的要求。

表 8.2.5 栓钉材质要求

材料	机械性能			化学成分%					
	屈服点 (MPa)	极限抗拉强度 (MPa)	伸长率 (%)	C	Si	Mn	P	S	Alt
ML15Al	≥ 320	≥ 400	≥ 14	0.13~0.80	≤ 0.10	0.30~0.60	≤ 0.035	≤ 0.035	≥ 0.02
ML15	≥ 320	≥ 400	≥ 14	0.13~0.80	≤ 0.10	0.30~0.60	≤ 0.035	≤ 0.035	—

8.2.6 栓钉的外形尺寸(图 8.2.6)并应符合表 8.2.6 的要求。

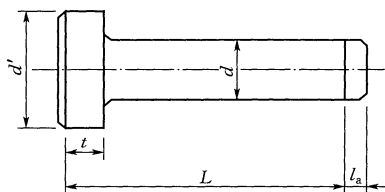


图 8.2.6 栓钉外形尺寸

d' —大头直径; t —大头厚度; d —栓钉杆直径; L —熔后长度; l_a —熔化长度

表 8.2.6 栓钉规格表(mm)

公称直径	13	16	19	22	25
栓钉杆直径	13	16	19	22	25
大头直径	22	29	32	35	40
大头厚度	8	8	10	10	12
熔化长度	4	5	5	6	6
熔后长度	70~200	70~250	80~300	90~300	100~300

8.3 计算基本原则

8.3.1 结合梁竖向刚度、梁端转角、桥面板变形等应满足相关章节的规定。

8.3.2 有砟轨道结合梁钢梁与混凝土板之间的温差按 $\pm 12^{\circ}\text{C}$ 计算,无砟轨道可按 $\pm 15^{\circ}\text{C}$ 计算。计算时混凝土板、钢梁的温度膨胀系数 α_c 、 α_s 均取 1.2×10^{-5} 。

8.3.3 结合梁截面尺寸和构造应保证梁体具有合理的横向刚度和抗扭刚度。

8.3.4 结合梁应按下列规定进行结构分析:

1 结合梁的内力及变形计算应根据施工步骤分阶段进行。组合前静荷载作用下的内力及变形计算,仅考虑钢梁的截面刚度;

组合后静荷载及活荷载作用下的内力及变形计算,采用钢梁和已结合混凝土板的组合截面刚度,并考虑混凝土板的有效宽度。

2 计算连续结合梁的内力及变形时,中支座两侧跨度 15% 范围内受拉混凝土桥面板不参加工作,但其有效宽度内的纵向受拉钢筋可以计入;若连续结合梁负弯矩区内的混凝土板是有纵向预应力的结构可仍按本条第 1 款的规定计算。

8.3.5 计算结合梁截面特性时,宜将混凝土截面换算成钢截面,钢与混凝土的弹性模量比应考虑混凝土徐变的影响。当缺乏相关资料时,钢与混凝土的弹性模量比可按表 8.3.5 采用。

表 8.3.5 钢与混凝土弹性模量比 n

序号	计算条件	混凝土强度等级						
		C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
1	永久作用:很湿的环境或年均相对湿度 $\geq 40\%$ 时混凝土受力凝期大于 28 d	18	18	16	16	15	15	15
2	永久作用:一般环境	20	20	19	19	18	18	18
3	永久作用:很干燥(年均湿度 $\leq 40\%$)	23	23	22	22	21	21	20
4	温差	16	16	15	15	14	14	14
5	列车荷载	$n=E_s/E_c^f$						
6	其他可变作用(不含温度)、地震力	$n=E_s/E_c$						

注:混凝土疲劳变形模量 E_c^f 取值见本规范表 8.2.1。

8.3.6 结合梁应按完全抗剪连接设计,检算剪力连接件根部焊缝区及附近母材的疲劳强度。其疲劳强度类别按本规范第 6 章第 6 节执行。

8.3.7 负弯矩区混凝土桥面板可采用预应力或高配筋的处理措施。当采用高配筋限制混凝土裂缝宽度时,配筋率不应小于 3%,永久作用和基本可变作用组合下裂缝宽度不大于 0.18 mm。

8.3.8 混凝土板收缩产生的内力可按温度下降 15℃ 计算,采用预制板时可适当折减。

8.3.9 验算结构在各种组合作用下,基本钢材和各种连接件及混凝土板的抗力调整系数可乘以表 8.3.9 中的提高系数 K 。

表 8.3.9 抗力调整系数 K

序号	材料	荷 载 组 合		抗力调整 系数 K
1	钢材	永久作用+基本可变作用		1.00
2		永久作用+基本可变作用+其他可变作用		1.25
3		钢梁安装	永久作用+基本可变作用	1.20
4			永久作用+基本可变作用+其他可变作用	1.30
5	钢筋	永久作用+基本可变作用		1.00
6		永久作用+基本可变作用+其他可变作用		1.25
7	混凝土	永久作用+基本可变作用		1.00
8		永久作用+基本可变作用+其他可变作用(不含温差效应)		1.20
9		永久作用+基本可变作用+其他可变作用(含温差效应)		1.30

注:序号 2 当其他可变作用仅为风荷载时, $K=1.20$ 。

8.3.10 结合梁钢梁截面(图 8.3.10)钢梁板件厚度限值应满足表 8.3.10 的要求,钢梁腹板加劲肋布置应满足本规范第 6.8.9 条的要求。

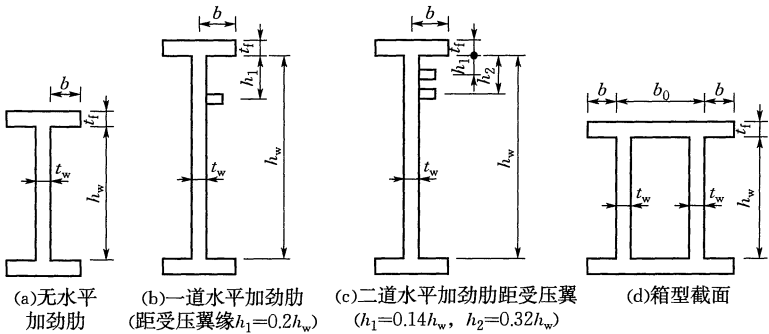


图 8.3.10 钢梁截面参数

表 8.3.10 钢梁板件厚度限值

钢梁腹板最小厚度(且不小于 12 mm)					
钢材种类		Q235q	Q345q	Q370q	Q420q
无水平加劲肋		$h_w/140$	$h_w/120$	$h_w/110$	$h_w/100$
一道水平加劲肋		$h_w/250$	$h_w/210$	$h_w/200$	$h_w/180$
二道水平加劲肋		$h_w/300$	$h_w/300$	$h_w/280$	$h_w/250$
钢梁翼缘板最小厚度(且不小于 12 mm)					
受压 翼缘	单边支承板	$b/12$	$b/11$	$b/10$	$b/9$
	双边支承板	$b/40$	$b/34$	$b/32$	$b/28$
	双边支承板由加劲板 n 等分	$b/(28n)$	$b/(24n)$	$b/(22n)$	$b/(20n)$
受拉 翼缘	单边支承板	$b/16$	$b/16$	$b/16$	$b/16$
	其他支承板	根据结构受力需要决定			
钢梁板件的最大厚度以及其他未规定之尺寸应按本规范第 6 章相关规定执行					

注: $b(b_0)$ —翼缘板悬臂长度(箱形截面腹板中心线距离)(mm);

t_f —翼缘板厚度(mm);

t_w —腹板厚度(mm);

h_w —腹板高度(mm)。

8.3.11 结合箱梁的上、下缘有效宽度可分别按 π 形,倒 π 形截面计算。

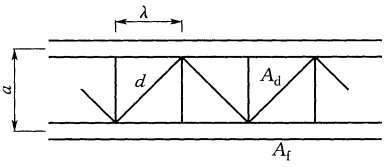
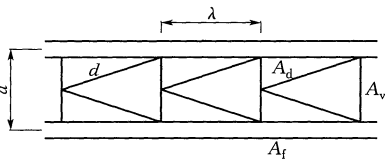
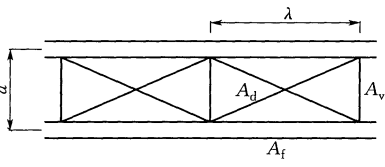
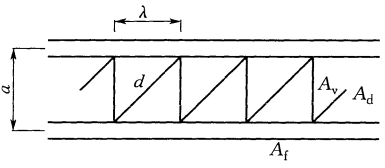
8.3.12 工形、 π 形简支梁混凝土板的有效宽度及连续梁支点截面混凝土板的有效宽度 b_e 可按本规范第 6.3.30 条计算。

8.3.13 结合箱梁的横隔板或结合板梁的下平联间距 L_D 不应大于 6 m。

8.3.14 结合板梁宜将下平联换算成等效厚度的板,结合板梁、结合箱梁应按下面公式检算横隔板的刚度参数 γ 。

1 桁式平联的等效厚度按表 8.3.14 计算。

表 8.3.14 桁式平联的等效厚度

序号	平联图式	等效厚度 t_r
1		$\frac{E}{G} \cdot \frac{a\lambda}{\frac{d^3}{A_d} + 2\lambda^3(3A_f)}$
2		$\frac{E}{G} \cdot \frac{a\lambda}{\frac{2d^3}{A_d} + \frac{a^3}{A_v} + \frac{\lambda^3}{6A_f}}$
3		$\frac{E}{G} \cdot \frac{a\lambda}{\frac{d^3}{2A_d} + \frac{\lambda^3}{6A_f}}$
4		$\frac{E}{G} \cdot \frac{a\lambda}{\frac{a^3}{A_v} + \lambda^3(6A_f)}$

2 箱梁截面畸变 K_{DW} 应按下式计算:

$$K_{DW} = \frac{24E_a I_w}{\alpha_0 h} \quad (8.3.14-1)$$

$$\alpha_0 = 1 + \frac{\frac{2b}{h} + \frac{3(I_u + I_l)}{I_w}}{\frac{I_u + I_l}{I_w} + \frac{6h}{b} \cdot \frac{I_u I_l}{I_w^2}} \quad (8.3.14-2)$$

$$I_u = \frac{t_u^3}{12(1-\mu^2)} \quad (8.3.14-3)$$

$$I_w = \frac{t_w^3}{12(1-\mu^2)} \quad (8.3.14-4)$$

$$I_l = \frac{t_l^3}{12(1-\mu^2)} \quad (8.3.14-5)$$

式中 E_a ——钢材的弹性模量(MPa),按本规范表 6.2.4 取值;

μ ——钢材的泊松比;

b ——箱梁的宽度(mm);

h ——箱梁的高度(mm);

t_u, t_w, t_l ——分别为顶板、腹板、底板的厚度(mm);

I_u, I_w, I_l ——分别为顶板、腹板、底板的抗弯惯性矩(mm⁴)。

3 横隔板的类型如图 8.3.14 所示。

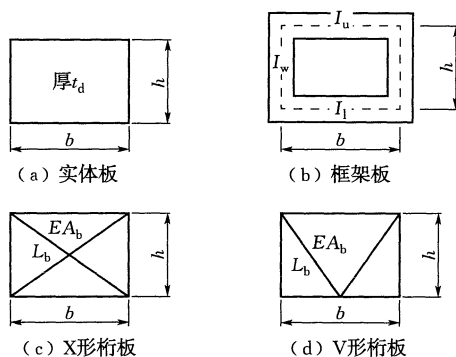


图 8.3.14 横隔板类型

注: b, h 分别为横隔板的宽度、高度(mm);

(b)中的 I_u, I_w, I_l 分别为顶板、腹板、底板的抗弯惯性矩(mm⁴);

(c)、(d)中的 EA_b 为斜杆的轴向刚度、 L_b 为斜杆的长度(mm)。

4 横隔板刚度应按下式计算:

对实体隔板:

$$K_D = G t_d b h \quad (8.3.14-6)$$

式中 G ——钢材的剪切模量(GPa);

t_d ——隔板的厚度(mm);

b, h ——横隔板的宽度、高度(mm),如图 8.3.14 所示。

对框架隔板:

$$K_D = \frac{24E_a I_w}{\alpha_0 h} \quad (8.3.14-7)$$

式(8.3.14-7)中 α_0 按式(8.3.14-2)计算,此时 I_u, I_w, I_l 分别为箱梁隔板处顶板、腹板、底板(均按 T 形计算截面)的抗弯惯性矩(mm^4)。T 形截面的顶板可分别采用箱梁的顶板、腹板、底板进行计算,其有效计算宽度 b_m 按下式计算:

$$b_m = \frac{d}{3} \quad \text{当 } L_D \geq \frac{d}{3} \quad (8.3.14-8)$$

$$b_m = L_D \quad \text{当 } L_D < \frac{d}{3} \quad (8.3.14-9)$$

$$d = \min(b, h) \quad (8.3.14-10)$$

T 形截面的腹板则采用箱梁的横隔板进行计算, L_D 为横隔板间距。

对桁式隔板

$$K_D = \frac{2E_a A_b b^2 h^2}{L_b^3} \quad \text{X 形} \quad (8.3.14-11)$$

$$K_D = \frac{E_a A_b b^2 h^2}{2L_b^3} \quad \text{V 形} \quad (8.3.14-12)$$

上式中符号如图 8.3.14 所示。

5 横隔板刚度系数应按下式计算:

$$\gamma = \frac{K_D}{K_{DW} L_D} \geq 1500 \quad (8.3.14-13)$$

8.3.15 结合桁梁计算应符合下列规定:

1 结合桁梁宜按空间有限元模型计算结构各构件内力,主桁可按平面桁架计算。

2 结合桁梁桥面板与主桁的连接可采用点连接和线连接两种方式,采用点连接时应注意构件铰接、刚接计算模式对横梁与主

桁连接节点的内力影响。

3 下承式连续结合桁梁的边跨跨度不宜小于中跨的 0.8 倍。

8.3.16 结合梁的截面设计应符合下列规定：

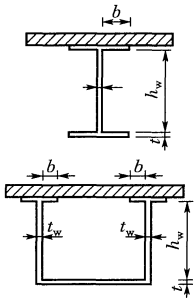
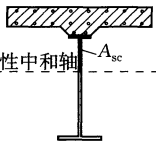
1 结合梁的截面几何特征按长期效应荷载(永久作用、温度)、短期效应荷载(列车荷载)取用相应的弹性模量比进行换算截面几何特性计算。

2 结合梁的截面几何特征可采用将混凝土板在重心位置、厚度不变的条件下换算成钢截面计算。

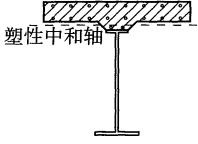
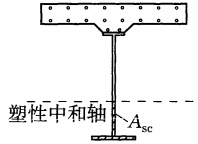
8.4 承载能力极限状态计算

8.4.1 结合梁的截面当符合表 8.4.1 的要求时,可采用塑性设计方法计算抗弯承载力。不符合时,应采用弹性设计方法进行,计算时应计入施工顺序,以及混凝土的徐变、收缩与温度等作用的影响。

表 8.4.1 板件宽厚比

截面形式		翼缘	腹板
			
正弯矩作用区段	塑性中和轴在钢梁截面内  塑性中和轴	符合构造要求	当 $\alpha > 0.5$ 时 $\frac{h_0}{t_w} \leq \frac{376}{13\alpha - 1} \sqrt{\frac{345}{f_y}}$ 当 $\alpha \leq 0.5$ 时 $\frac{h_0}{t_w} \leq \frac{34}{\alpha} \sqrt{\frac{345}{f_y}}$

续表8.4.1

正弯矩作用区段	塑性中和轴在混凝土桥面板内 	符合构造要求	符合构造要求
负弯矩作用区段	钢梁下翼缘受压 	下翼缘 $\frac{b}{t} \leq 8\sqrt{\frac{345}{f_y}}$ $\frac{b_0}{t} \leq 31\sqrt{\frac{345}{f_y}}$	当 $\alpha > 0.5$ 时 $\frac{h_0}{t_w} \leq \frac{376}{13\alpha - 1}\sqrt{\frac{345}{f_y}}$ 当 $\alpha \leq 0.5$ 时 $\frac{h_0}{t_w} \leq \frac{34}{\alpha}\sqrt{\frac{345}{f_y}}$

注:1 表中 f_y 为钢材的屈服强度(MPa);

2 表中 α 为钢梁受压高度的比例系数,可近似采用下列各式计算:

正弯矩作用区段,塑性中和轴在钢梁截面内时:

$$A_{sc} = \frac{A_s f_{ad} - A_c f_{cd} - A_r f_{std}}{2f_{ad}}$$

$$\alpha = \frac{A_{sc} - A_{st}}{h_0 t_w}$$

负弯矩作用区段:

$$A_{sc} = \frac{A_s f_{ad} + A_r f_{std}}{2f_{ad}}$$

$$\alpha = \frac{A_{sc} - A_{sb}}{h_0 t_w}$$

式中 A_{st} 、 A_{sb} ——分别为钢梁上翼缘、下翼缘面积(mm²);

A_{sc} ——钢梁受压区的截面面积(mm²);

A_s ——钢梁的截面面积(mm²);

A_c ——混凝土桥面板的截面面积(mm²);

A_r ——混凝土桥面板内纵向钢筋的截面面积(mm²);

f_{ad} ——钢材抗拉强度设计值(MPa),按本规范表 6.2.5—2 取值;

f_{cd} ——混凝土轴心抗压强度设计值(MPa),按本规范表 7.2.4—2 取值;

f_{std} ——钢筋抗拉强度设计值(MPa),按本规范表 7.2.8—1 取值;

h_0 、 t_w ——如图中所示,单位(mm)。

8.4.2 塑性设计方法计算弯矩区钢—混凝土结合梁的抗弯承载力计算应符合下列规定：

$$M \leq M_u \quad (8.4.2)$$

式中 M ——弯矩设计值($N \cdot mm$)；

M_u ——截面弯矩抗弯承载力值($N \cdot mm$)。

8.4.3 组合截面正弯矩承载力计算

1 截面塑性中心中和轴位于钢梁截面内：

$$M_u = A_c f_{cd} y_1 + A_{sc} f_{ad} y_2 + A_r f_{std} y_3 \quad (8.4.3-1)$$

$$A_{sc} = \frac{A_s f_{ad} - A_c f_{cd} - A_r f_{std}}{2 f_{ad}} \quad (8.4.3-2)$$

2 截面塑性中心中和轴位于混凝土板截面内：

$$M_u = A_{cc} f_{cd} y_1 + A_r f_{std} y_3 \quad (8.4.3-3)$$

$$A_{cc} = b_c x = \frac{A_s f_{ad} - A_r f_{std}}{f_{cd}} \quad (8.4.3-4)$$

式中 A_{sc} ——钢梁受压区的截面面积(mm^2)；

A_c ——混凝土桥面板的截面面积(mm^2)；

A_r ——塑性中和轴上侧混凝土桥面板内纵向钢筋的截面面积(mm^2)；

A_s ——钢梁的截面面积(mm^2)；

A_{cc} ——塑性中和轴上侧混凝土桥面板的截面面积(mm^2)；

b_c ——混凝土桥面板的有效宽度(mm)；

x ——混凝土桥面板受压区的高度(mm)；

y_1 ——混凝土板截面受压区形心至钢梁受拉区截面形心的距离(mm)；

y_2 ——钢梁受压区截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离(mm)；

y_3 ——混凝土桥面板内纵向钢筋的截面形心至钢梁受拉区截面形心间的距离(mm)；

f_{ad} ——钢材的抗拉强度设计值(MPa),按本规范表 6.2.5—2 取值;

f_{cd} ——混凝土的抗压强度设计值(MPa),按本规范表 7.2.4—2 取值;

f_{std} ——混凝土桥面板内纵向钢筋的抗拉强度设计值(MPa),按本规范表 7.2.8—1 取值。

8.4.4 组合截面负弯矩承载力计算

$$M_u = M_s + M_r \quad (8.4.4-1)$$

$$M_s = (S_1 + S_2) f_{ad} \quad (8.4.4-2)$$

$$M_r = A_r f_{std} \left(y_4 + \frac{y_5}{2} \right) \quad (8.4.4-3)$$

式中 S_1 和 S_2 ——钢梁塑性中和轴以上和以下对该轴的面积矩(mm^3);

A_r ——负弯矩区混凝土桥面板计算宽度范围内的钢筋截面面积(mm^2);

f_{std} ——钢筋抗拉强度设计值(MPa),按本规范表 7.2.8—1 取值;

y_4 ——纵向钢筋截面形心至结合梁塑性中和轴的距离(mm);

y_5 ——结合梁塑性中和轴至钢梁塑性中和轴的距离(mm),可按下式计算:

$$y_5 = \frac{A_r f_{std}}{2 f_{ad} t_w} \quad (8.4.4-4)$$

f_{ad} ——钢材抗拉强度设计值(MPa),按本规范表 6.2.5—2 取值。

注:如果按该式求得的结合梁塑性中和轴位于钢梁上翼缘之内, y_5 偏于安全地近似取等于钢梁塑性中和轴至上翼缘底边的距离。

8.4.5 组合截面抗剪承载力计算应按下式计算:

$$V_d \leq f_{avd} A_w \quad (8.4.5)$$

式中 V_d ——结合梁截面的剪力设计值(N);

f_{avd} ——钢材的抗剪强度设计值(MPa),按本规范表 6.2.5—2 取值;

A_w ——钢梁腹板的截面面积(mm²)。

8.5 正常使用极限状态计算

8.5.1 组合截面内力与应力计算应按不同的施工、运营阶段,对结合梁分别计算永久作用、可变作用及偶然作用下的截面内力,再依据平截面假定计算截面应力,各阶段截面应力进行叠加成为截面的累积正应力、剪应力。弯曲正应力如图 8.5.1 所示。

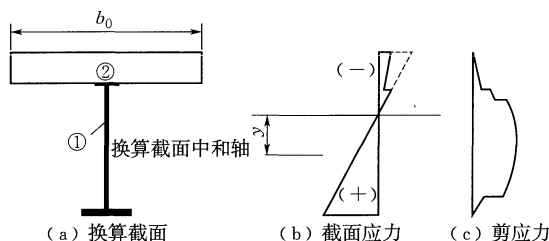


图 8.5.1 结合梁截面应力

8.5.2 组合截面弯曲应力计算。

弯曲正应力值应按下列公式计算:

1 对于钢梁部分:

$$\sigma_s = \frac{M \cdot y}{I_{sc}} \quad (8.5.2-1)$$

2 对于混凝土部分:

$$\sigma_c = \frac{M \cdot y}{n I_{sc}} \quad (8.5.2-2)$$

式中 σ_s ——组合截面钢梁应力,受拉为正(MPa);

σ_c ——组合截面混凝土应力,受拉为正(MPa);

M ——组合截面承受的弯矩设计值,截面下缘受拉为正(N·mm);

I_{sc} ——换算截面惯性矩(mm^4);

y ——所求应力点对换算截面中性轴的坐标,在中性轴以下为正(mm);

n ——钢与混凝土的弹性模量比,可按本规范表 8.3.5 采用。

8.5.3 组合截面弯曲剪应力计算。

弯曲剪应力如图 8.5.1 所示,其值应按下式计算:

1 对于钢梁:

$$\tau_{sb} = \frac{VS}{I_{sc}t} \quad (8.5.3-1)$$

2 对于混凝土板:

$$\tau_{cb} = \frac{VS}{nI_{sc}b} \quad (8.5.3-2)$$

式中 V ——竖向剪力设计值(N);

S ——剪应力计算点以上的换算截面对总换算截面中性轴的面积矩(mm^3),当计算钢梁剪应力时取剪应力计算点以上的钢截面对钢梁截面中性轴的面积矩;

I_{sc} ——恒载及温差作用下的换算截面惯性矩(mm^4),当计算钢梁剪应力时取钢梁截面惯性矩;

t ——换算截面的腹板厚度(mm),即钢梁腹板厚度;

b ——混凝土板换算宽度(mm);

n ——钢与混凝土的弹性模量比,可按本规范表 8.3.5 采用。

关于剪应力计算点,一般取中性轴和钢梁的腹板顶或钢梁顶面(中性轴位于混凝土板内)处。

8.5.4 组合截面自由扭转剪应力计算。

自由扭转剪应力 τ_{sp} 、 τ_{cp} 可按式(8.5.4)计算。

$$\tau_{cp} = \frac{\tau_{sp}}{n} \quad (8.5.4)$$

式中 τ_{cp} ——混凝土扭转剪应力(MPa);

τ_{sp} ——钢梁扭转剪应力(MPa);

n ——钢与混凝土的剪切模量比,可按本规范表 8.3.5 采用。

8.5.5 自由扭转剪应力。

1 开口截面梁:

开口截面抗扭惯性矩可按下式计算:

$$K = \frac{1}{3} \sum_i b_i t_i^3 \quad (8.5.5-1a)$$

对于图 8.5.5—1 所示的 I 形梁

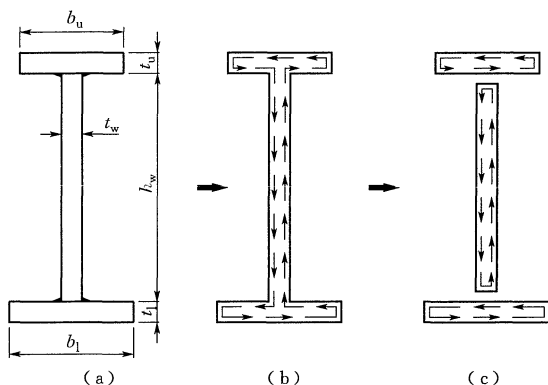


图 8.5.5—1 I 形梁自由扭转

$$K = \frac{1}{3} (b_u t_u^3 + h_w t_w^3 + b_l t_l^3) \quad (8.5.5-1b)$$

式中 b_u, t_u ——上翼缘宽度、厚度(mm);

b_l, t_l ——下翼缘宽度、厚度(mm);

h_w, t_w ——腹板高度、厚度(mm)。

对于图 8.5.5—2 所示的 π 形梁

$$K = \frac{1}{3} (2B t_u^3 + n h_R t_R^3 + 2h t_w^3 + 2b_l t_l^3) \quad (8.5.5-2)$$

式中 B, t_u ——顶板宽度之半、厚度(mm);

b_l, t_l ——下翼缘宽度、厚度(mm);

h, t_w ——腹板高度、厚度(mm);

h_R, t_R ——加劲肋高度、厚度(mm);

n ——加劲肋的个数。

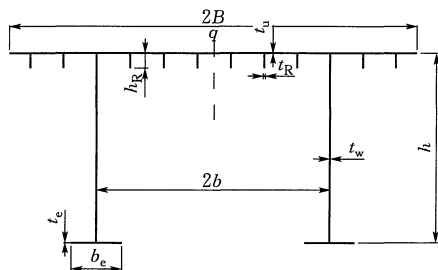


图 8.5.5—2 π形梁

最大扭转剪应力按下式计算：

$$\tau_k = \frac{T_s}{K} t \quad (8.5.5—3)$$

式中 T_s ——扭矩(N·mm);

t ——检算部位厚度(mm);

K ——扭转惯性矩(mm⁴)。

2 单箱单室截面：

对于图 8.5.5—3 所示的单箱单室截面

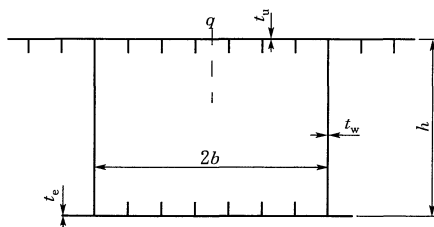


图 8.5.5—3 单箱单室截面

抗扭惯性矩

$$K = \frac{8b^2h^2}{\frac{b}{t_u} + \frac{h}{t_w} + \frac{b}{t_l}} \quad (8.5.5—4)$$

式中 b, h ——腹板宽度之半、厚度(mm);

t_u ——顶板厚度(mm);

t_w ——底板厚度(mm);

t_l ——腹板厚度(mm)。

扭转剪应力

$$\tau_k = \frac{T_s}{4bht} \quad (8.5.5-5)$$

式中 T_s ——扭矩(N·mm);

b, h ——腹板宽度之半、厚度(mm);

t ——检算部位厚度(mm);

K ——扭转惯性矩(mm⁴)。

3 单箱多室截面:

如图 8.5.5—4 所示,每室有

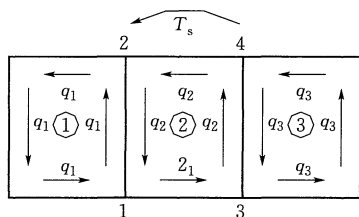


图 8.5.5—4 单箱多室截面

$$\oint_i \frac{q_i}{t} ds = 2GA_i \theta' \quad (8.5.5-6)$$

式中 q_i —— i 室剪力流;

A_i —— i 室周边中线围成的面积;

θ' ——扭转角的变化率。

如定义
$$\bar{q}_i = \frac{q_i}{G_i \theta'} \quad (8.5.5-7)$$

相邻室之间的关系,对每个室有:

$$\bar{q}_i \delta_{ii} - \bar{q}_j \delta_{ij} = 2A_i \quad i=1,2,\dots,n \quad (8.5.5-8)$$

上式中,
$$\delta_{ii} = \oint_i \frac{ds}{t} \quad (8.5.5-9)$$

$$\delta_{ij} = \oint_{i,j} \frac{ds}{t} \quad (8.5.5-10)$$

对于图 8.5.5—4 所示单箱多室截面, 式(8.5.5—8)可表示为

$$\overline{q}_1 \delta_{11} - \overline{q}_2 \delta_{12} = 2A_1 \quad (8.5.5-11a)$$

$$-\overline{q}_1 \delta_{21} + \overline{q}_2 \delta_{22} - \overline{q}_3 \delta_{23} = 2A_2 \quad (8.5.5-11b)$$

$$-\overline{q}_2 \delta_{32} + \overline{q}_3 \delta_{33} = 2A_3 \quad (8.5.5-11c)$$

截面的抗扭惯性矩

$$K = 2 \sum_{i=1}^n \overline{q}_i A_i \quad (8.5.5-12)$$

变形参数

$$G\theta' = \frac{T_s}{K} \quad (8.5.5-13)$$

各室剪力流

$$q_i = \overline{q}_i G\theta' \quad (8.5.5-14)$$

扭转剪应力

$$\tau_k = \frac{q_i}{t} \quad (8.5.5-15)$$

式中 q_i ——各室剪力流(N/mm);

t ——检算部位厚度(mm)。

4 分离式多室箱形截面(图 8.5.5—5)。

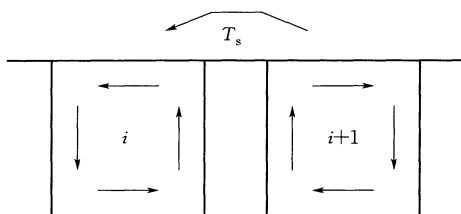


图 8.5.5—5 分离式多室箱形截面

抗扭惯性矩

$$K = \sum_{j=1}^m K_j \quad (8.5.5-16)$$

上式中 K_j 为各室的抗扭惯性矩。

各室剪力流

$$q_i = \frac{\tau_s}{K \oint_i \frac{1}{t} ds} \cdot 2A_i \quad (8.5.5-17)$$

扭转剪应力

$$\tau_k = \frac{q_i}{t} \quad (8.5.5-18)$$

式中 q_i ——各室剪力流(N/mm);

t ——检算部位厚度(mm)。

8.5.6 钢梁应力应按下列式检算:

1 纵向正应力:

$$\sigma_s \leq 0.75Kf_{ad} \quad (8.5.6-1)$$

2 横向正应力:

$$\sigma_{st} \leq 0.75Kf_{ad} \quad (8.5.6-2)$$

3 剪应力:

$$\tau_s = \tau_{sb} + \tau_{sp} \leq 0.75Kf_{avd} \quad (8.5.6-3)$$

4 组合应力:

$$\sqrt{\sigma_s^2 + \sigma_{st}^2 - \sigma_s \sigma_{st} + 3\tau_s^2} \leq 0.825Kf_{ad} \quad (8.5.6-4)$$

式中 σ_s ——钢梁纵向正应力(MPa);

σ_{st} ——钢梁横向正应力(MPa);

τ_s ——钢梁剪应力(MPa);

τ_{sb} ——钢梁弯曲剪应力(MPa);

τ_{sp} ——钢梁扭转剪应力(MPa);

f_{ad} ——钢材抗拉强度设计值(MPa),按本规范表 6.2.5—2 取值;

f_{avd} ——钢材抗剪强度设计值(MPa),按本规范表 6.2.5—2 取值;

K ——钢材的抗力调整系数,可按本规范表 8.3.9 取值。

8.5.7 混凝土应力应按下列式计算:

压应力:

$$\sigma_c \leq 0.5Kf_{ck} \quad (8.5.7-1)$$

剪应力:

$$\tau_c = \tau_{cb} + \tau_{cp} \leq 1.06K\sqrt{f_{ctk}^3} \quad (8.5.7-2)$$

式中 σ_c ——混凝土压应力(MPa);

τ_c ——混凝土剪应力(MPa);

τ_{cb} ——混凝土弯曲剪应力(MPa);

τ_{cp} ——混凝土扭转剪应力(MPa);

f_{ck} ——混凝土轴心抗压强度标准值(MPa),按本规范表 7.2.4—1 取值;

f_{ctk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值(MPa),按本规范表 7.2.4—1 取值;

K ——混凝土桥面板的抗力调整系数,可按本规范表 8.3.9 取值。

8.5.8 计算结合梁挠度时应计入施工顺序的影响,并应计入混凝土徐变、收缩以及温度等作用的效应。

8.5.9 计算连续结合梁的挠度时,在正弯矩区,可按有效宽度内的全截面计算;在负弯矩区,可根据混凝土的开裂情况计入混凝土桥面板的影响。

8.5.10 结合梁应依据平截面假定计算钢筋应力,各阶段钢筋应力进行叠加形成钢筋的累加应力 σ_g (图 8.5.10)。未设置预应力筋的连续结合梁负弯矩段内,最大裂缝宽度应按下列公式计算:

$$W_{\max} = 2.7\psi \frac{\sigma_g}{E_g} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho} \right) \quad (8.5.10-1)$$

$$d_{\text{eq}} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i \gamma_i d_i} \quad (8.5.10-2)$$

$$\sigma_g = \frac{My}{I_{\text{sc}}} \quad (8.5.10-3)$$

式中 ψ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数,由于结合梁直接承受列车荷载,取 $\psi=1.00$;

c ——最外层纵向受拉钢筋边缘至受拉区边缘的距离(mm),当 $c>65$ mm时,取 $c=65$ mm;

d_{eq} ——纵向钢筋的等效直径(mm);

d_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的公称直径(mm);

γ_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋相对黏结特性系数。光面钢筋为 0.7,带肋钢筋为 1.0;

n_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的根数;

ρ ——按有效混凝土面积计算的纵向受拉钢筋配筋率。即 $\rho=A_g/A_c, A_c=b_e h_c$;

A_g ——纵向受拉钢筋总面积(mm^2);

M ——截面弯矩($\text{N} \cdot \text{mm}$);不同受力阶段、种类的荷载应分别计算;

y ——纵向钢筋形心至组合截面中和轴的距离(mm);

I_{sc} ——与截面弯矩相对应的换算截面惯性矩(mm^4)。

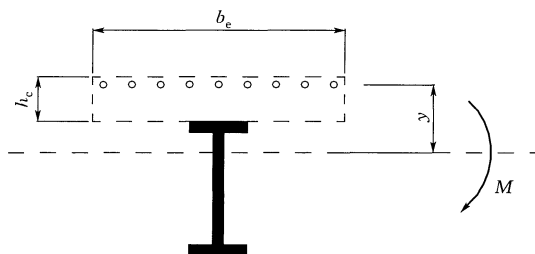


图 8.5.10 结合梁钢筋应力

8.6 抗剪连接件及桥面板纵向抗剪计算

8.6.1 结合梁的抗剪连接件宜采用栓钉,设置方式如图 8.6.1 所示。也可采用型钢、弯筋或有可靠论证的其他类型连接件。

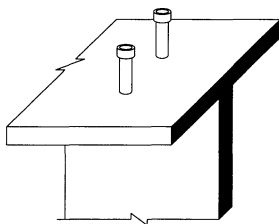


图 8.6.1 抗剪连接件

8.6.2 栓钉的抗剪承载力应按式(8.6.2—1)、式(8.6.2—2)计算,并取其中的较小值:

$$V_d = 0.12 A_t \sqrt{E_c f_{ck}} k \quad (8.6.2-1)$$

$$V_d = 0.35 f_u A_t k \quad (8.6.2-2)$$

式中 E_c ——混凝土的弹性模量(MPa),按本规范表 7.2.5 取值;

A_t ——栓钉钉杆截面面积(mm²);

f_{ck} ——混凝土轴心抗压强度标准值(MPa),按本规范表 7.2.4—1 取值;

f_u ——栓钉极限抗拉强度,可取 410 MPa;

k ——折减系数,当连接件位于受拉区,取 $k=0.85$;当连接件位于受压区,取 $k=1.0$ 。

8.6.3 抗剪连接件的计算原则应符合下列原则:

1 钢梁和混凝土桥面板结合面上的纵向水平剪力全部由抗剪连接件承担,不考虑栓钉塑性引起的栓钉之间的内力重分布。

2 以支座点、弯矩绝对值最大点或零弯矩点为界限,划分为若干个梁段区,如图 8.6.3 所示。每个梁段内的连接件数量应等间距布置。

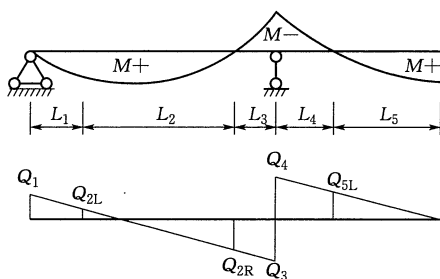


图 8.6.3 梁段划分

图中 L_1 ——1/10 边跨长度(m);

L_2 ——边支点至弯矩反弯点减 L_1 (m);

L_3 ——边跨零弯矩点至中支点距离(m);

L_4 ——中跨零弯矩点至中支点距离(m);

L_5 ——1/2 中跨零弯矩点至弯矩最大点距离(m)。

8.6.4 同一结合梁中配置的抗剪连接件间距不宜多于 3 种,第一梁段长度不宜小于 1/10 梁跨。

8.6.5 由于混凝土收缩及温差引起的纵向剪力 Q ,可假定为由抗剪连接件在距梁端 L_s 范围内从混凝土板传给钢梁。抗剪连接件所受的力在梁端为 $2Q/L_s$,在距梁端 L_s 处为零,按直线递减。对于采用栓钉传剪器的结构,可以假定栓钉所传的力在梁端各 L_s 的范围内为常数, L_s 等于有效跨径的 1/5。

8.6.6 位于混凝土板受压区梁段内抗剪连接件的纵向剪力可按下式计算:

$$Q = \left(\frac{V_G S_l}{I_{sc,l}} + \frac{V_Q S_s}{I_{sc,s}} \right) L \quad (8.6.6)$$

式中 V_G ——计算梁段内截面结合后长期荷载引起的最大剪力(N);

V_Q ——计算梁段内截面结合后短期荷载(列车荷载)引起的最大剪力(N);

$I_{sc,l}$ ——长期荷载作用下的换算截面惯性矩(mm⁴);

$I_{sc,s}$ ——短期荷载作用下的换算截面惯性矩(mm⁴);

S_1 ——长期荷载作用下应力计算点以上换算截面对总换算截面中和轴的面积矩(mm^3);

S_s ——短期荷载作用下剪应力计算点以上换算截面对总换算截面中和轴的面积矩(mm^3);

L ——梁段的长度(mm)。

8.6.7 位于混凝土板受拉区梁段内抗剪连接件的纵向剪力可按下式计算:

$$Q = 0.66 f_{\text{std}} A_g \quad (8.6.7)$$

式中 f_{std} ——钢筋抗拉强度设计值(MPa),按本规范表 7.2.8—1 取值;

A_g ——受拉区有效宽度内钢筋总面积(mm^2)。

8.6.8 梁段内需要的连接件个数 m 可按下式计算:

$$m = \frac{Q}{V_d} \quad (8.6.8)$$

式中 V_d ——单个连接件的抗剪强度设计值(N),按本规范第 8.6.2 条计算。

8.6.9 桥面板及其钢筋应满足桥梁纵、横向受力需要,并保证抗剪连接件不使混凝土发生纵向劈裂破坏。承受桥面板结合面纵向剪力的横向钢筋应按本章规定进行验算,穿过剪切面的钢筋在剪切面外的长度应满足锚固长度的要求。结合梁翼缘板及板托纵向抗剪承载力验算,应分别验算如图 8.6.9 所示的纵向剪切面 $a-a$ 、 $b-b$ 、 $c-c$ 。

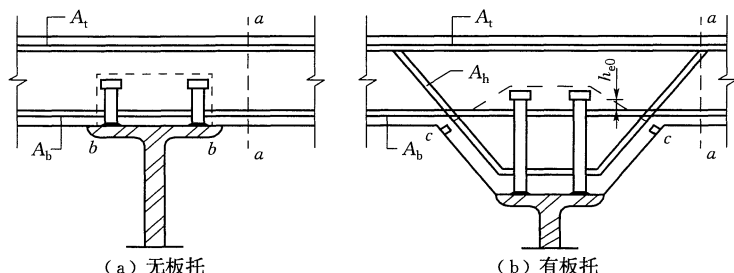


图 8.6.9 翼缘板及板托的纵向受剪界面及其横向配筋

图中 A_t ——单位梁长混凝土翼缘板顶部横向钢筋截面积(mm^2);
 A_b ——单位梁长混凝土翼缘板底部横向钢筋截面积(mm^2);
 A_h ——单位梁长混凝土板托内弯起钢筋截面积(mm^2);
 h_{e0} ——栓钉头底面至混凝土翼缘板底部钢筋顶部的距离
 (mm)。

8.6.10 桥面板单位长度剪切面的纵向剪力应按下式计算:

剪切面 $b-b$ 、 $c-c$ 的纵向剪力:

$$Q_l = \frac{m_i V_d}{d} \quad (8.6.10-1)$$

式中 m_i ——一个横截面上连接件的个数;

d ——连接件的纵向间距(mm);

V_d ——单个连接件的抗剪承载力(N),按本规范第 8.6.2 条计算。

剪切面 $a-a$ 的纵向剪力:

$$Q_l = \frac{m_i V_d b_i}{d b_e} \quad (8.6.10-2)$$

式中 b_i ——混凝土翼缘板有效宽度内的最大悬臂长度(mm);

b_e ——混凝土翼缘板的有效宽度(mm)。

其余符号同前。

8.6.11 桥面板单位长度内纵向截面抗剪承载力应按下式计算,并取两者的较小值:

$$V_{lRd} = 0.48L_s + 0.7A_e f_{stk} / \gamma_s \quad (8.6.11-1)$$

$$V_{lRd} = 0.15L_s f_{ck} / \gamma_b \quad (8.6.11-2)$$

式中 V_{lRd} ——单位长度内纵向界面抗剪承载力(N/mm);

L_s ——纵向受剪界面的长度(图 8.6.9), $a-a$ 、 $b-b$ 及 $c-c$ 连线在抗剪连接件以外的最短长度取值(mm);

A_e ——单位长度上横向钢筋的截面面积(mm^2/mm),按表 8.6.11 取值;

f_{stk} ——横向钢筋的抗拉强度标准值(MPa),按本规范表 7.2.7—1 取值;

f_{ck} ——混凝土抗压强度标准值(MPa),按本规范表 7.2.4—1 取值;

γ_b ——折减系数,按本规范表 7.5.21—2 取值;

γ_s ——折减系数,按本规范表 7.5.21—3 取值。

表 8.6.11 单位长度上横向钢筋的截面面积 A_e (mm^2/mm)

剪切面类型		A_e
$a-a$		$(A_t + A_b)$ 或 $(A_t + A_h)$
$b-b$		$2A_b$
$c-c$	$h_{e0} > 30 \text{ mm}$	$2(A_b + A_h)$
	$h_{e0} \leq 30 \text{ mm}$	$2A_h$

8.6.12 桥面板单位长度上验算剪切面的纵向剪力应满足:

$$Q_l \leq V_{lRd} \quad (8.6.12)$$

式中 Q_l ——形成组合作用后,单位梁长内混凝土桥面板各纵向受剪界面的纵向剪力(N/mm);

V_{lRd} ——单位梁长内各纵向受剪界面受剪承载力设计值(N/mm)。

8.6.13 桥面板单位长度剪切面的横向钢筋的最小用钢量应满足下式要求:

$$\frac{A_e f_{stk}}{L_s} \geq 0.8 \quad (8.6.13)$$

符号意义同本规范第 8.6.11 条。

8.7 疲劳极限状态计算

8.7.1 结合梁疲劳计算应满足下列公式要求:

$$\Delta\sigma_g \leq \Delta f_{std} \quad (8.7.1-1)$$

$$\gamma_{fat} \Delta\sigma_e \leq \gamma_t \Delta\sigma_0 \quad (8.7.1-2)$$

式中 $\Delta\sigma_g$ ——钢筋疲劳应力(MPa);

$\Delta\sigma_e$ ——钢构件和栓钉疲劳应力(MPa);

- Δf_{std} ——钢筋疲劳强度(MPa),按本规范第 7.2.9 条取值;
- $\Delta \sigma_0$ ——钢构件和栓钉疲劳强度(MPa),按本规范第 6.6.4 条取值;
- γ_{fat} ——疲劳荷载调整系数,按本规范表 6.6.3 取值;
- γ_t ——板厚修正系数,可按本规范第 6.6.3 条取值。

8.8 构 造

8.8.1 走行列车的混凝土板最小厚度不应小于 120 mm,结合部位桥面板厚度不宜小于 200 mm。

8.8.2 连续结合梁在中间支座负弯矩区的上部纵向钢筋,应伸过梁的反弯点,并留有足够的锚固长度或弯钩;下部纵向钢筋在支座处连续配置,不得中断。

8.8.3 结合梁可根据设计需要确定是否设置板托。板托高度 h_{C2} 不宜超过混凝土翼缘板厚度 h_{C1} 的 1.5 倍,板托外形尺寸还应符合下列规定(图 8.8.3):

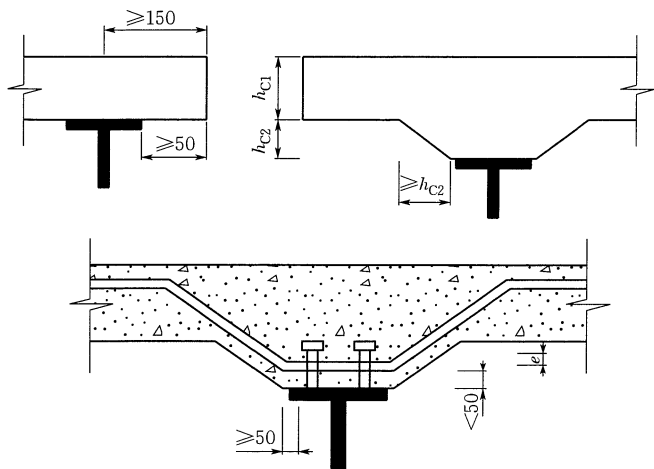


图 8.8.3 混凝土板及板托的构造(单位:mm)

1 板托边至连接件外侧的距离不得小于 50 mm。
 2 板托外形轮廓应在由连接件根部起的 45° 角线的界限以外。

3 板托中横向钢筋下部水平段距钢梁上翼缘应小于 50 mm, 抗剪连接件抗掀起端底面高出横向钢筋的距离 e 不得小于 40 mm, 板托内横向钢筋间距不应大于 $4e$ 且不应大于 200 mm。

8.8.4 桥面板横向钢筋间距不应大于 $4e$ 且不应大于 200 mm, 纵向钢筋宜等间距布置且不应大于 200 mm。

8.8.5 结合梁边梁混凝土翼缘板的构造应满足本规范图 8.8.3 的要求。有板托时, 伸出长度不应小于 h_{c2} ; 无板托时, 应同时满足伸出钢梁中心线不应小于 150 mm, 伸出钢梁翼缘边不应小于 50 mm 的要求。

8.8.6 结合梁的梁端及连续结合梁中支点附近桥面板内设置承担混凝土收缩和温差应力的加强钢筋, 设置范围为腹板间距的 0.5~1.0 倍, 钢筋的长度尽可能接近板的全宽, 钢筋直径应不小于 16 mm, 间距应不大于 150 mm, 布置在桥面板的截面中性轴附近, 钢筋的方向应与板的伸缩方向一致(图 8.8.6)。

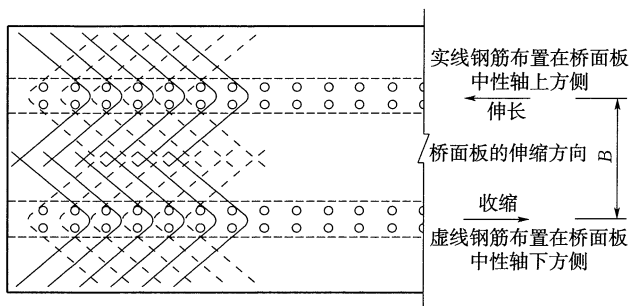


图 8.8.6 结合梁梁端及连续结合梁中支点处翼缘板加强钢筋布置

8.8.7 桥面板采用预制混凝土板时, 预制板与钢梁间应采用湿接连接。

8.8.8 布置有抗剪连接件的钢梁翼缘板厚度,工形梁不应小于 15 mm,箱形梁不应小于 13 mm,并且应大于抗剪连接件根部焊缝的最大焊脚尺寸。

8.8.9 钢梁与混凝土板结合面边缘 50 mm 范围内应进行防腐涂装,其余结合面不得涂刷油漆。在浇灌或安装混凝土板以前,应清除铁锈、焊渣等污物。

8.8.10 钢梁涂装应符合《铁路钢桥保护涂装及涂料供货技术条件》TB/T 1527 的有关规定。

8.8.11 抗剪连接件的最大间距不应大于混凝土翼缘板(包括板托)厚度的 3 倍,且不应大于 400 mm。

8.8.12 栓钉布置应符合下列规定:

1 当栓钉焊于钢梁受拉翼缘时,其直径不得大于翼缘板厚度的 1.5 倍;当栓钉焊于无拉应力部位时,其直径不得大于翼缘板厚度的 2.5 倍。

2 栓钉沿梁轴线方向的间距不小于钉杆直径的 5 倍,且不大于钉杆高度的 4 倍。

3 栓钉垂直于梁轴线方向的间距不小于钉杆直径的 4 倍,且不大于钉杆高度的 4 倍。

4 栓钉选用直径范围为 16 mm、19 mm、22 mm、25 mm,结合梁主要受力构件宜采用直径 22 mm、25 mm 的栓钉,桁梁、拱桥的结合桥面小跨度纵、横梁也可选用直径 16 mm、19 mm 的栓钉。

5 栓钉高与栓钉钉杆直径之比应不小于 4。

8.8.13 栓钉与钢梁间应采用专用焊接设备焊接,焊接质量应符合有关规定。

9 混凝土及砌体结构

9.1 一般规定

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

9.1.2 混凝土和砌体用材料的最低强度等级和适用范围,应符合表 9.1.2 的规定。

表 9.1.2 混凝土、砌体用材料的最低强度等级和适用范围

混凝土和砌体种类	材料最低强度等级			适用范围
	水泥砂浆	石料	混凝土	
片石砌体	M10	MU30	—	沉井填心、拱桥填腹及铺砌防护工程
	M10	MU50		涵洞的翼墙及其基础
块石砌体	M10	MU50	—	涵洞的拱圈
粗料石砌体	M10	MU60	—	拱桥和拱涵的拱圈
混凝土块砌体	M20	—	C25	拱桥及涵洞的拱圈、帽石
				涵洞的边墙、端墙、翼墙及基础
混凝土	—	—	C30	拱桥及涵洞的拱圈、帽石
				桥墩台身
				桥墩基础
				涵洞的边墙、端墙、翼墙及基础

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

9.1.3 石砌体应采用不易风化的石料。处于浸水和潮湿地区的石砌体,主体工程用石料的软化系数不应低于 0.8。采用石砌体时应符合下列要求:

1 在年最冷月份平均温度为 $-5^{\circ}\text{C}\sim-15^{\circ}\text{C}$ 的地区或 -15°C 以下的地区,除气候干旱不受冰冻影响外,主体工程所用石料应满足抗冻要求。

2 在年最冷月份平均温度为 $-5^{\circ}\text{C}\sim-15^{\circ}\text{C}$ 或 -15°C 以下的地区,采用混凝土块砌体,其混凝土强度等级不应低于 C30。

3 在年最冷月份平均温度为 $-5^{\circ}\text{C}\sim-15^{\circ}\text{C}$ 或 -15°C 以下的地区,对于涵洞的帽石、翼墙及基础,其水泥砂浆强度等级不应低于 M20。

9.1.4 受侵蚀性环境水作用的结构物不宜采用砌体结构。

9.2 材 料

9.2.1 石料、水泥砂浆的强度等级应按下列规定采用:

1 石料的强度等级应按表 9.2.1—1 采用。

表 9.2.1—1 石料强度等级及其抗压强度标准值(MPa)

石料强度等级	MU120	MU100	MU90	MU80	MU70	MU60	MU50	MU40	MU30
抗压强度标准值	120	100	90	80	70	60	50	40	30

2 水泥砂浆的强度等级应按表 9.2.1—2 采用。

表 9.2.1—2 水泥砂浆强度等级及其抗压强度标准值(MPa)

水泥砂浆强度等级	M20	M10
抗压强度标准值	20	10

9.2.2 砌体受压强度设计值 f_{cd} 应按表 9.2.2 采用。

表 9.2.2 混凝土块及石砌体抗压强度设计值(MPa)

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

注:1 介于表列石料或水泥砂浆的强度等级之间的砌体的受压强度设计值可用内插确定。

2 如有特殊需要必须采用细料石及半细料石砌体时,其受压强度设计值可按粗料石砌体的受压强度设计值分别乘以提高系数 1.43 及 1.14 取值,但不应大于相应水泥砂浆抗压强度标准值的 1/2。

3 当混凝土块厚度 h 超过 0.20 m 时,受压强度设计值应乘以提高系数 C 。当 h 大于 0.4 m 时, C 为 $1.2+0.5h$,且不大于 1.7;当 h 不大于 0.4 m 时, C 为 $0.6+2.0h$ 。

9.2.3 石砌体的受压弹性模量可采用 12GPa。

9.3 计算基本原则

9.3.1 混凝土及砌体结构应按承载能力极限状态及正常使用极限状态进行计算并符合下列规定:

1 承载力极限状态计算中,应根据可能出现的荷载情况进行组合。除整体稳定性检算外,采用本规范表 4.1.4 规定的作用分项系数。

2 受压构件整体稳定性检算时,各作用应采用标准值,作用分项系数应取 1.0。

3 正常使用极限状态计算应根据可能出现的荷载情况,采用荷载作用频遇组合及准永久组合。

4 构件截面应力验算时,各作用应采用标准值,作用分项系数应取 1.0。

9.3.2 构件的变形计算可考虑全部截面参与工作,并按材料处于弹性阶段进行计算。

9.4 承载力极限状态计算

9.4.1 中心受压和偏心受压构件的承载力计算时,不考虑受拉区材料的工作,并假定受压区的法向应力图形为矩形,其轴向力作用点与受压区应力的合力点相重合。受压承载力应按下式计算:

$$N_d \leq f_{cd} A' \quad (9.4.1)$$

式中 N_d ——轴向力设计值(MN);

f_{cd} ——抗压强度设计值(MPa),对于混凝土构件,按本规范表 7.2.4—2 采用;对于砌体构件,按本规范表 9.2.2 采用;

A' ——截面受压区的面积(m²)。

9.4.2 偏心受压构件检算截面处的合力(即截面上的轴向力)对截面重心的偏心距应按下列公式计算:

$$e = \sqrt{e_x^2 + e_y^2} \quad (9.4.2-1)$$

$$e_x = \frac{\eta_x M_y}{N + G} \quad (9.4.2-2)$$

$$e_y = \frac{\eta_y M_x}{N + G} \quad (9.4.2-3)$$

$$\eta_x \approx 1 + \frac{\left[\frac{1}{1 - \frac{kN}{N_{\text{crx}}} B_x} - 1 \right] u'}{\frac{l_0}{2}} \quad (9.4.2-4)$$

$$\eta_y \approx 1 + \frac{\left[\frac{1}{1 - \frac{kN}{N_{\text{cry}}} B_y} - 1 \right] u'}{\frac{l_0}{2}} \quad (9.4.2-5)$$

$$N_{\text{crx}} = \alpha_x \frac{4mE_0 I_{\text{dy}}}{l_0^2} \left[\frac{1}{1 + \alpha_x \frac{4mE_0 I_{\text{dy}}}{l_0^2} \cdot \frac{1}{1.1fA_0}} \right] \quad (9.4.2-6)$$

$$N_{\text{cry}} = \alpha_y \frac{4mE_0 I_{\text{dx}}}{l_0^2} \left[\frac{1}{1 + \alpha_y \frac{4mE_0 I_{\text{dx}}}{l_0^2} \cdot \frac{1}{1.1fA_0}} \right] \quad (9.4.2-7)$$

$$B_x = \frac{1.1fA_0 - N_{\text{crx}}}{1.1fA_0 - kN} \quad (9.4.2-8)$$

$$B_y = \frac{1.1fA_0 - N_{\text{cry}}}{1.1fA_0 - kN} \quad (9.4.2-9)$$

$$a_x = \frac{0.1}{\left(0.2 + \frac{e_{0x\text{顶}}}{h} \right)} + 0.16 \quad (9.4.2-10)$$

$$a_y = \frac{0.1}{\left(0.2 + \frac{e_{0y\text{顶}}}{h} \right)} + 0.16 \quad (9.4.2-11)$$

式中 e ——构件检算截面处的合力(即截面上的轴向力)偏心距(m);

e_x ——构件检算截面重心轴 x 方向的偏心距(m);

e_y ——构件检算截面重心轴 y 方向的偏心距(m);

η_x ——检算截面上弯矩 M_y 的增大系数;

- η_y ——检算截面上弯矩 M_x 的增大系数；
 M_x, M_y ——检算截面上对重心轴 x 和 y 的弯矩标准值(MN·m)；
 N ——作用于构件顶面处的轴向压力标准值(MN)；
 G ——检算截面以上的构件自重(MN)；
 N_{ctx} ——构件重心轴 x 方向的弯曲(屈曲)临界荷载(MN)；
 N_{cry} ——构件重心轴 y 方向的弯曲(屈曲)临界荷载(MN)；
 a_x ——构件重心轴 x 方向的刚度修正系数，可近似按式(9.4.2—10)计算；
 a_y ——构件重心轴 y 方向的刚度修正系数，可近似按式(9.4.2—11)计算；
 $e_{0x\text{顶}}$ ——构件顶面处轴向压力 N 对构件截面重心轴 x 方向的初始偏心距(m)；对于上面小、下面大的实体桥墩，为墩顶轴向力 N 对墩身平均截面重心轴 x 方向的初始偏心距(m)；
 $e_{0y\text{顶}}$ ——构件顶面处轴向压力 N 对构件截面重心轴 y 方向的初始偏心距(m)；对于上面小、下面大的实体桥墩，为墩顶轴向力 N 对墩身平均截面重心轴 y 方向的初始偏心距(m)；
 h ——弯曲平面内的截面平均高度(m)；
 m ——变截面影响系数，按表 9.4.2 采用；
 I_d ——构件底截面绕垂直弯曲方向重心轴的全截面惯性矩(m^4)；
 I_0 ——构件顶截面绕垂直弯曲方向重心轴的全截面惯性矩(m^4)；
 E_0 ——混凝土的初始弹性模量；对于整体浇筑的混凝土，按本规范表 7.2.5 采用；对混凝土块及石砌体，按 $900f$ 采用；
 I_{dx} ——构件底截面绕其重心轴 x 的全截面惯性矩(m^4)；
 I_{dy} ——构件底截面绕其重心轴 y 的全截面惯性矩(m^4)；

l_0 ——构件的计算长度(m),按本规范表 7.4.17 采用;

f ——构件抗压强度标准值(MPa);对于整体浇筑的混凝土结构,按本规范表 7.2.4—1 中的 f_{ck} 取值;对于混凝土块和石砌体按 $f=kf_{cd}$ 计算, f_{cd} 为混凝土块砌体或石砌体的中心及偏心受压强度设计值(MPa),按表 9.2.2 确定;

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

B_x, B_y ——计算系数;

k ——调整系数;对于整体浇筑的混凝土墩台,永久作用加基本可变作用时 k 取 2.0,永久作用加基本可变作用及其他可变作用时取 1.6;对于混凝土块砌体,永久作用加基本可变作用时 k 取 2.5,永久作用加基本可变作用及其他可变作用时取 2.0;对于片石砌体,永久作用加基本可变作用时 k 取 3.0,永久作用加基本可变作用及其他可变作用时取 2.5;

u' ——计算截面位置;对于上端自由、下端固结的构件, $u'=u$;对于上下端均为绞结的构件,当 $u \leq \frac{l_0}{2}$ 时, $u'=u$;当 $u > \frac{l_0}{2}$ 时, $u'=l_0-u$;

u ——构件顶面至检算截面的距离。

表 9.4.2 变截面影响系数 m 值

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

9.4.3 偏心受压构件的承载力应符合下列规定:

1 对于单向偏心的矩形截面受压构件(图 9.4.3—1),其承载力按下列公式检算:

$$N_d \leq f_{cd} b (h - 2e) \quad (9.4.3-1)$$

式中 b ——截面宽度(m);

h ——截面高度(m)。

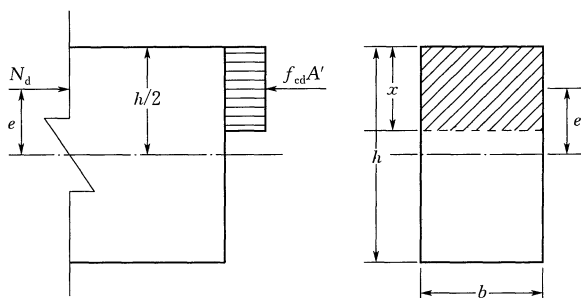


图 9.4.3—1 矩形截面受压构件承载力计算图

2 对于单向偏心的 T 形截面受压构件(图 9.4.3—2),其承载力应按下列公式检算:

$$N_d \leq f_{cd} b x + f_{cd} (b'_f - b) h'_f \quad (9.4.3-2)$$

式中 b'_f ——T 形截面受压区翼缘的宽度(m);

h'_f ——T 形截面受压区翼缘的高度(m);

x ——受压区高度(m),按轴向力偏心位置分别计算:

$$\text{当 } a > 0.5h'_f \text{ 时, } x = a + \sqrt{a^2 + (b'_f - b)(2a - h'_f) \frac{h'_f}{b}};$$

当 $a \leq 0.5h'_f$ 时,在式(9.4.3—2)中,取 $b = b'_f$ 及 $x = 2a$ 。

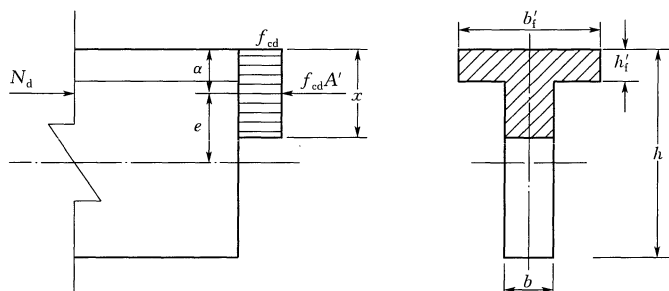


图 9.4.3—2 T 形截面受压构件承载力计算图

3 对于圆形截面的偏心受压构件,其承载力应按下列公式检算:

$$N_d \leq f_{cd} \frac{R^2}{2} (2\alpha - \sin 2\alpha) \quad (9.4.3-3)$$

$$e = \frac{4}{3} R \frac{\sin^3 \alpha}{2\alpha - \sin 2\alpha} \quad (9.4.3-4)$$

式中 R ——圆形截面半径;
 2α ——圆心角,如图 9.4.3—3 所示。

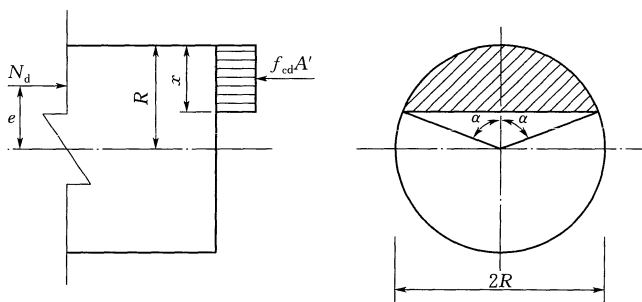


图 9.4.3—3 圆形截面受压构件承载力计算图

9.4.4 受压构件的整体纵向稳定性应按下式计算:

$$N_d \leq \frac{1}{k} N_{cr} \quad (9.4.4-1)$$

$$N_{cr} = \alpha \frac{4mE_0 I_d}{l_0^2} \left[\frac{1}{1 + \alpha \frac{4mE_0 I_d}{l_0^2} \cdot \frac{1}{1.1fA_0}} \right] \quad (9.4.4-2)$$

式中 N_d ——作用于构件顶面处的轴向压力设计值(MN);
 N_{cr} ——构件顺截面回转半径较小方向的弯曲(屈曲)临界荷载(MN);
 I_d ——构件底截面绕垂直弯曲方向重心轴的全截面惯性矩(m^4);
 I_0 ——构件顶截面绕垂直弯曲方向重心轴的全截面惯性矩(m^4);

α ——刚度修正系数,可近似按 $\alpha=[0.1/(0.2+e_{0\text{顶}}/h)]+0.16$ 计算;其中 $e_{0\text{顶}}$ 为顺弯曲方向构件顶面处轴向压力 N 对构件截面重心的初始偏心距(m),对于上面小、下面大的实体桥墩, $e_{0\text{顶}}$ 为顺弯曲方向墩顶轴向力 N 对墩身平均截面重心的初始偏心距(m)。

其他符号意义同本规范第 9.4.2 条。

9.4.5 混凝土构件截面抗弯承载力应按下列公式计算:

$$M_d \leq f_{\text{ctd}} W \quad (9.4.5)$$

式中 M_d ——弯矩设计值(MN·m);

f_{ctd} ——材料抗拉强度设计值(MPa),按本规范表 7.2.4—2 采用;

W ——构件受拉边缘的截面抵抗矩(m³)。

9.5 正常使用极限状态计算

9.5.1 混凝土及砌体实体构件截面上合力偏心距 e (图 9.5.1)应符合下列规定:

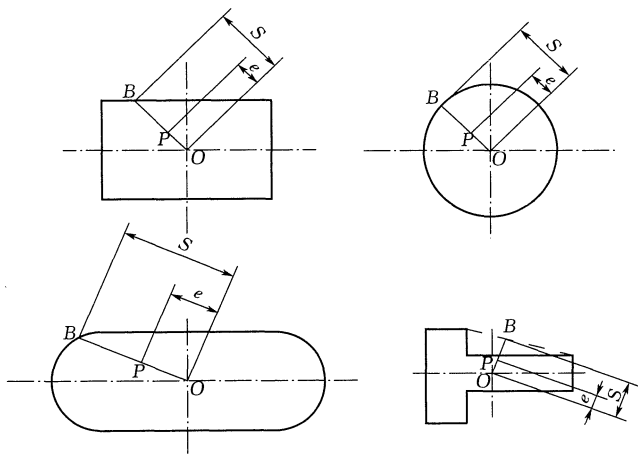


图 9.5.1 截面上合力偏心距示意图

O—截面重心;P—合力作用点;B—OP 连线与截面外包轮廓线的交点

1 永久作用+基本可变作用组合

$$e \leq 0.5S \quad (9.5.1-1)$$

2 永久作用+基本可变作用+其他可变作用组合

$$\text{圆形截面: } e \leq 0.5S \quad (9.5.1-2)$$

$$\text{其他形状截面: } e \leq 0.6S \quad (9.5.1-3)$$

3 施工荷载或偶然荷载组合

$$e \leq 0.7S \quad (9.5.1-4)$$

式中 e ——构件检算截面处的合力(即截面上的轴向力)偏心距(m),计算方法见式(9.4.2—1)。

S ——沿截面重心与合力作用点的连线上量取,自截面重心至该连线与截面外包轮廓线的交点距离(m)。

9.5.2 混凝土和砌体结构的截面应力计算应符合下列规定:

1 混凝土和砌体结构的截面应力应按下列公式检算:

$$\frac{N+G}{A} \pm \frac{M_y \eta_x x}{I_y} \pm \frac{M_x \eta_y y}{I_x} \leq \gamma_x f_{cd} \quad (9.5.2)$$

式中 N ——作用于结构顶面处的轴向压力标准值(MN);

G ——检算截面以上顺轴向的结构重力标准值(MN);

A ——检算截面的全面积(m²);

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

I_x, I_y ——检算截面绕重心轴 x 和 y 的全截面惯性矩(m⁴);

x, y ——检算截面上最大应力点或最小应力点的坐标(m);

η_x, η_y ——检算截面上弯矩 M_y 和 M_x 的增大系数(计算方法同本规范第 9.4.2 条中弯矩增大系数 η_x, η_y);

f_{cd} ——受压构件强度设计值(MPa);对于整体灌注混凝土构件,按本规范表 7.5.21—2 采用;对于砌体构件,按本规范表 9.2.2 采用;

γ_x ——抗力调整系数,由表 9.5.2 确定。

2 按式(9.5.2)求得的最小应力为负值时,混凝土实体结构可不考虑截面承受拉应力,而采用偏心距 e_x 和 e_y 确定合力 $N+G$

的作用点,然后根据截面压应力呈三角形分布以及压应力的合力与 $N+G$ 相平衡的假定,检算截面的最大压应力,其最大压应力不应大于受压构件强度设计值 f_{cd} 。

表 9.5.2 受压构件强度设计值抗力调整系数

序号	作用标准值组合	抗力调整系数 γ_x
1	永久作用+基本可变作用	1.0
2	永久作用+基本可变作用+其他可变作用	1.3
3	施工荷载组合	1.4
4	偶然作用组合	1.4

9.6 构 造

9.6.1 石砌体及混凝土块砌体的截面最小尺寸不应小于 0.4 m,整体灌注的混凝土结构截面尺寸不应小于 0.3 m。

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

9.6.3 铺砌防护工程宜采用水泥砂浆砌片石或干砌片石,其厚度应符合下列规定:

1 采用水泥砂浆砌片石时,其厚度不宜小于 0.35 m,并下设 0.10 m 厚的粗砂、砾砂、碎石或卵石垫层。

2 采用干砌片石时,其厚度不宜小于 0.25 m。下设的粗砂、砾砂、碎石或卵石反滤层的厚度,在渗水土上铺设时不应小于 0.10 m,在普通土上铺设时不应小于 0.15 m。

9.6.4 有强烈流冰或有大量撞击、磨损结构的漂流物时,在下列高度范围内,墩台身混凝土强度等级不应低于 C35,并加设护面钢筋:

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

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

9.6.5 混凝土墩台在突变截面及施工缝处应采取安设接头钢筋等加强措施。

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

9.6.7 涵洞的翼墙和基础以及盖板涵的中墩宜采用混凝土结构。

10 支 座

10.1 一 般 规 定

10.1.1 支座设计应将梁的自重及梁上荷载有效地传递到下部结构,且应保证制动力、离心力、风力、地震力等水平荷载作用下其使用的安全性。

10.1.2 支座应满足易检查、维修和可更换的要求。

10.1.3 桥梁支座可采用橡胶支座和钢支座,应根据反力、水平力、位移量、转动角以及使用条件、环境等因素确定。

10.1.4 盆式橡胶支座和钢支座的竖向承载力和位移量标准值宜符合下列规定:

1 盆式橡胶支座竖向承载力(kN)可分级为 1 000、1 500、2 000、2 500、3 000、3 500、4 000、4 500、5 000、5 500、6 000、7 000、8 000、9 000、10 000、12 500、15 000、17 500、20 000、22 500、25 000、27 500、30 000、32 500、35 000、37 500、40 000、45 000、50 000、55 000、60 000。

2 钢支座竖向承载力(kN)可分级为 400、800、1 000、1 500、2 000、2 500、3 000、3 500、4 000、4 500、5 000、5 500、6 000、7 000、8 000、9 000、10 000、12 500、15 000、17 500、20 000、22 500、25 000、27 500、30 000、32 500、35 000、37 500、40 000、45 000、50 000、55 000、60 000。

3 活动支座(纵向和多向)纵向位移量(mm)可按 ± 30 、 ± 50 、 ± 100 、 ± 150 、 ± 200 和 ± 250 设计,多向和横向活动支座横桥向位移量(mm)可按 ± 10 、 ± 20 、 ± 30 和 ± 40 设计。

10.1.5 对于沉降难以控制区段的桥梁,宜采用可调高支座。

10.1.6 铺设或预留铺设无缝线路的桥梁支座还应考虑无缝线路纵向力的作用。

10.1.7 板式橡胶支座应应有限位功能。

10.1.8 支座设计时,作用应采用标准值,作用分项系数应取为 1.0。地震作用下还应符合本规范第 15 章的相关规定并采取相应的抗震措施。

10.2 材 料

10.2.1 当支座的铸钢件采用 ZG270-500 铸钢时,其化学成分和机械性能(含冲击韧性 A_{kv})应符合《一般工程用铸造碳钢件》GB/T 11352 的要求;销钉可采用 35 号或 45 号锻钢,其化学成分和机械性能应符合《优质碳素结构钢》GB/T 699 的要求。

10.2.2 支座采用的结构钢应符合下列规定:

1 Q235 的性能应满足《碳素结构钢》GB/T 700 的要求。

2 Q345 的性能应满足《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 的要求。

3 35 号钢及 45 号钢的性能应满足《优质碳素结构钢》GB/T 699 的要求。

4 40Cr 调质钢的性能应满足《合金结构钢》GB/T 3077 的要求。

10.2.3 精轧不锈钢板应符合《不锈钢冷轧钢板和钢带》GB/T 3280 的要求。

10.2.4 铜密封圈 H62 或 HPb59-1 牌号的板材,其机械性能及化学成分应满足《铜及铜合金板材》GB/T 2040 的要求。

10.2.5 SF-1B 三层复合板的物理机械性能应满足《铁路桥梁盆式橡胶支座》TB/T 2331 的要求。

10.2.6 硅脂的物理性能指标应符合《5201 硅脂》HG/T 2502 的规定,并不低于一等品的要求。

10.2.7 支座所用钢材强度设计值应按表 10.2.7 的规定采用。

表 10.2.7 支座钢材的强度设计值

项目	钢材类别 强度种类	ZG270~ 500	35 号 锻钢	Q235/ Q345	35 号 钢	45 号 钢	40Cr (调质)
1	抗弯强度 f_{ad} (MPa)	150	220	150/210	195	220	470
2	抗剪强度 f_{avd} (MPa)	90	110	84/120	110	127	280
3	销孔承压强度 f_{acd} (MPa)	—	180	—	—	—	—
4	辊轴(摇轴)与平板自由接触的 径向受压强度 f_{ard1} (MN/m)	$6.1d$	$6.0d$	—	—	—	—
5	铰轴放置在铸钢铰轴颈上时的 径向受压强度 f_{ard2} (MN/m)	$80d$	$84d$	—	—	—	—
6	线接触强度 f_{atd} (MPa)	670	710	—	—	—	—

注:1 表中 d 为轴的直径(m)。

2 辊轴(摇轴)与接触的平板采用不同的钢种时,径向受压强度设计值应采用较低值。

10.2.8 板式橡胶支座所用材料应符合下列规定:

1 板式橡胶支座所用橡胶的质量应符合《铁路桥梁板式橡胶支座》TB/T 1893 的要求。

2 板式橡胶支座的受压弹性模量 E 应根据支座的形状系数 S 及橡胶硬度确定。当橡胶硬度为 HS60 时, E 值应按表 10.2.8—1 采用。当橡胶硬度不同时,支座的受压弹性模量可按表 10.2.8—1 的数值乘以表 10.2.8—2 的影响系数 β_1 采用。支座的形状系数应按下式计算:

$$S = \frac{ab}{2(a+b)h_i} \quad (10.2.8)$$

式中 S ——支座的形状系数;

a ——支座短边长度(mm);

b ——支座长边长度(mm);

h_i ——两层钢板之间橡胶片的厚度(mm)。

3 板式橡胶支座的受剪弹性模量 G ,当橡胶硬度为 HS60 时应采用 1.1 MPa;对于其他橡胶硬度,应乘以表 10.2.8—2 的影响系数 β_2 。当水平荷载为制动力快速加载时,支座受剪弹性模量可按增大 50%计算。

4 采用天然橡胶配方的耐负温橡胶支座,可在温度不低于 -40°C 的地区使用。此时支座弹性模量可由试验确定。当无试验数据时,其受压及受剪弹性模量可乘以影响系数 1.6。氯丁橡胶支座可用于温度不低于 -25°C 的地区。

5 板式橡胶支座所用钢材及限位装置钢材应符合本规范第 10.2.1 条及第 10.2.2 条的要求。

表 10.2.8—1 板式橡胶支座的受压弹性模量 $E(\text{MPa})$

S	4	5	6	7	8	9	10	11	12
E	200	270	340	420	500	590	670	760	860
S	13	14	15	16	17	18	19	20	
E	950	1 060	1 180	1 310	1 450	1 590	1 740	1 900	

表 10.2.8—2 橡胶硬度的影响系数

橡胶硬度(HS)	50	60	70
β_1	0.7	1.0	1.3
β_2	0.6	1.0	1.4

10.2.9 盆式橡胶、球型及柱面等支座所用材料应符合下列规定:

1 支座所用钢材应符合本规范第 10.2.1 条~第 10.2.4 条的要求。

2 常温型盆式橡胶支座橡胶承压板可采用氯丁橡胶或天然橡胶;耐寒型盆式橡胶支座橡胶承压板可采用天然橡胶或三元乙丙橡胶。橡胶质量应符合《铁路桥梁盆式橡胶支座》TB/T 2331 的要求,其抗压强度设计值可按 30MPa 采用。橡胶密封圈可采用三元乙丙橡胶。

3 滑板宜采用聚四氟乙烯板或改性超高分子量聚乙烯板,其物理机械性能应符合表 10.2.9—1 的规定。聚四氟乙烯板抗压强度设计值可按 30 MPa 采用,改性超高分子量聚乙烯板抗压强度设计值可按 45 MPa 采用。

表 10.2.9—1 滑板的物理机械性能

项 目	聚四氟乙烯板	改性超高分子量聚乙烯板
密度(g/cm ³)	2.14~2.20	0.93~0.98
拉伸强度(MPa)	≥30	≥30
断裂拉伸应变(%)	≥300	≥250
拉伸弹性模量(MPa)	—	680~1 020
球压痕硬度(H132/60)(MPa)	23.0~33.0	26.4~39.6

注:球压痕硬度中 H132/60 为荷载 132 N、持荷 60 s。

4 滑板在硅脂润滑状态下与不锈钢板摩擦时的摩擦系数和磨耗性能应符合表 10.2.9—2 的规定。

表 10.2.9—2 滑板的摩擦和磨耗性能

项 目	聚四氟乙烯板				改性超高分子量聚乙烯板			
	技术 指标	试验条件			技术 指标	试验条件		
		试验 温度 (℃)	平均压 应力 (MPa)	相对滑 动速度 (mm/s)		试验 温度 (℃)	平均压 应力 (MPa)	相对滑 动速度 (mm/s)
初始静摩擦系数 μ_{st}	≤0.012	23±2	30	0.4	≤0.008	21±1	45	0.4
线磨耗率(μm/km)	≤15			8	≤5			15

5 不锈钢板可采用 06Cr17Ni12Mo2、06Cr19Ni13Mo3 或 06Cr18Ni11Ti 牌号镜面精轧不锈钢冷轧钢板,处于严重腐蚀环境的桥梁用支座应采用 022Cr17Ni12Mo2 或 022Cr19Ni13Mo3 牌号镜面精轧不锈钢冷轧钢板。

6 支座锚栓可采用 HPB300、HRB400、HRB500、45 号钢及 40Cr(调质)等材料。

10.3 计 算

10.3.1 支座部件计算可根据梁的类型、支座布置及荷载组合确定固定支座及活动支座的竖向力及水平力,并应符合下列规定:

1 计算竖向力时,列车荷载应考虑动力效应并计入离心力引起的竖向效应。

2 计算水平力时,列车荷载可不考虑动力效应。

3 支座的纵向水平力应考虑列车制动力或牵引力、风力、温度作用、长钢轨作用、支座摩阻力、地震力等作用,横向水平力应考虑列车离心力、横向摇摆力、风力、温度作用、支座摩阻力等作用。

4 固定支座应按承受全部纵向水平力考虑,且不得小于活动端的支座摩阻力。

5 活动支座的最大摩阻力 F_{fmax} 应按下式计算:

$$F_{\text{fmax}} = \mu_k \cdot R_{\text{vmax}} \quad (10.3.1)$$

式中 μ_k ——活动支座的摩擦系数,板式橡胶支座取 0.1~0.2;盆式橡胶支座、球型支座及柱面支座可根据所采用的不同的滑动材料而定,采用聚四氟乙烯滑板时取 0.05,采用改性超高分子量聚乙烯滑板时取 0.03;

R_{vmax} ——由永久作用和列车荷载所产生的最大竖向反力(MN)。

10.3.2 计算位移和转角时应考虑下列几项主要因素:

1 因温度变化引起的梁的伸缩。

2 因制动力、牵引力及长钢轨作用引起的位移。

3 因梁挠曲引起的梁下缘的位移和转动。

4 因施加预应力引起的梁的弹性压缩。

5 因收缩、徐变引起的位移。

6 对大规模工地浇筑的梁式桥,应根据需要考虑因混凝土水化热产生的位移。

7 地震时的位移。

10.3.3 板式橡胶支座计算应符合下列规定:

1 板式橡胶支座的平均压应力应按式(10.3.3—1)计算,算得的支座最小压应力不应小于 2 MPa。

$$\sigma_m = \frac{R_{vd}}{ab} \leq 10 \text{ MPa} \quad (10.3.3-1)$$

式中 σ_m ——平均压应力(MPa);

R_{vd} ——支座竖向力设计值(MN);

a, b ——分别为支座短边及长边长度(m)。

2 橡胶支座总厚度 h 应小于 $a/5$ (a 为支座的短边长度),以确保支座的稳定。

3 板式橡胶支座最大容许转角的检算应考虑负温的影响,并按下列公式计算:

$$\tan \theta = \frac{4\delta}{a} \quad (10.3.3-2)$$

$$\delta = \frac{\sigma \cdot h}{E} \quad (10.3.3-3)$$

式中 θ ——支座的最大容许转角($^\circ$);

a ——支座的短边长度(mm);

σ ——橡胶支座压应力(MPa);

h ——橡胶支座总厚度(mm);

E ——橡胶支座的受压弹性模量(MPa)。

4 橡胶支座的最大容许剪切角 α 应满足式(10.3.3—4)的要求,由制动力快速加载产生的剪切角 $\tan \alpha$ 应小于 0.25。

$$\tan \alpha = \frac{\Delta}{h_0} < 0.7 \quad (10.3.3-4)$$

式中 Δ ——由水平荷载产生的水平位移(mm);

h_0 ——橡胶支座净橡胶层的总厚度(mm)。

5 板式橡胶支座抗滑摩擦系数 μ , 钢板面可采用 0.2, 混凝土面可采用 0.3。

10.3.4 盆式橡胶支座计算应符合下列规定:

1 盆式橡胶支座橡胶承压板的平均压应力 σ_m 应按下式计算:

$$\sigma_m = \frac{R_{vd}}{A} \leq f_{ad} \quad (10.3.4-1)$$

式中 R_{vd} ——支座竖向力设计值(MN);

A ——橡胶承压板承压面积(m^2);

f_{ad} ——橡胶承压板强度设计值(MPa),可按本规范第 10.2.9 条取用。

2 橡胶板厚度应符合下式要求:

$$t \geq 3.33\alpha \cdot D \text{ 且 } t \geq D/15 \quad (10.3.4-2)$$

式中 α ——支座设计转角($^\circ$);

D ——橡胶板的直径(mm)。

3 盆式橡胶支座钢盆盆环最大环向拉应力应按下式计算:

$$\sigma_\theta = \frac{\frac{R^2}{r^2} + 1}{\frac{R^2}{r^2} - 1} \cdot \sigma_m \cdot \frac{h}{H} \leq f_{ad} \quad (10.3.4-3)$$

式中 σ_θ ——最大环向拉应力(MPa);

f_{ad} ——盆环强度设计值,对于 ZG270~500 采用 150 MPa,
对于 Q235 采用 150 MPa;

R, r ——盆环的外径和内径(m);

σ_m ——承压橡胶板平均压应力(MPa);

h, H ——承压橡胶板高度和盆环全高。

4 盆式橡胶支座固定支座上支座板盆凸与下支座盆环接触应力应按下式检算:

$$\sigma_j = 0.59 \sqrt{\frac{F_{sd}}{h} \cdot E_s \cdot \frac{d_1 - d_2}{d_1 \cdot d_2}} \leq f_{atd} \quad (10.3.4-4)$$

式中 σ_j ——盆环接触应力(MPa);

F_{sd} ——支座水平力设计值(MN);

h ——上支座盆凸厚度(m);

E_s ——钢的弹性模量(MPa);

d_1 ——下支座盆环内径(m);

d_2 ——上支座盆凸外径(m);

f_{atd} ——接触强度设计值,对于 ZG270~500 采用 150 MPa,
对于 Q235 采用 150 MPa。

5 盆塞凸缘厚度可按式(10.3.4—5)计算确定。当 $w \geq 15$ mm 时,盆塞凸缘应设计成曲面,曲面半径 $R \geq 0.5D$ 或 100 mm。盆塞凸缘厚度示意图如图 10.3.4 所示。

$$w \geq \frac{1.5F_{\text{sd}}}{Df} \quad (10.3.4-5)$$

式中 w ——盆塞凸缘厚度(mm);

F_{sd} ——支座水平力设计值(MN);

D ——底盆内径(mm);

f ——铸钢屈服强度, $f=270$ MPa。

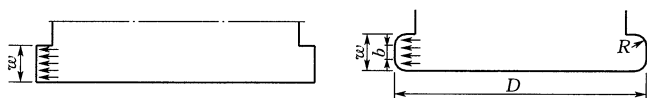


图 10.3.4 盆塞凸缘厚度示意图

10.3.5 球型及柱面支座主要部件计算应符合下列规定:

1 球型及柱面应受力均匀,并满足下式:

$$\frac{R}{d} \geq 1.0 \quad (10.3.5-1)$$

式中 R ——球面半径(m);

d ——滑板的直径(m)。

2 受压转动力矩 M_d 应按下式计算:

$$M_d = R_{\text{vd}} \cdot \mu \cdot R \quad (10.3.5-2)$$

式中 R_{vd} ——支座竖向力设计值(kN);

μ ——球面滑动材料的摩擦系数;

R ——球面半径(m)。

3 平均压应力 σ_m 应按下式计算:

$$\sigma_m = \frac{R_{vd}}{A} \leq f_{ad} \quad (10.3.5-3)$$

式中 R_{vd} ——支座竖向力设计值(kN);

A ——滑动面投影面积(mm²);

f_{ad} ——滑板中心受压强度设计值(MPa),可按本规范第 10.2.9 条取用。

10.3.6 锚栓的设计应符合下列规定:

1 锚栓的直径 d 不应小于 25 mm。

2 锚栓间距沿着力的方向不宜小于 $5d$,垂直于力的方向不宜小于 $4d$ 。

3 锚栓深入墩顶的距离不应小于 300 mm,且不小于 $10d$ 。当砂浆层处于锚固板(下座板)和钢筋混凝土间时,相应的锚固栓应加长。

4 计算锚栓时可不考虑摩擦所产生的水平抗力。

5 计算受拔力锚栓的锚固时,应按其内力增加 50% 计算抗拔力。

10.3.7 支座处梁底面及支承垫石应进行局部承压检算。

10.4 构造

10.4.1 单向活动支座的固定方向应设置限位装置,其间隙不宜大于 1 mm。

10.4.2 地震防落梁措施可与限位装置结合设计,但不应影响支座的正常移动。

10.4.3 盆式橡胶、球型及柱面支座钢体各部分尺寸可由构造控制,也可通过轴对称有限元分析计算确定,并应符合下列规定:

1 盆式橡胶支座当支座置于混凝土结构上时,底板厚度应大于 $0.06D_p$ 或 20 mm;当支座置于钢梁或荷载分布板上时,底板厚度应大于 $0.04D_p$ 或 12.5 mm,其中 D_p 为盆环内径。

2 球型支座及柱面上座板的厚度不应小于对角线长度的 0.04 倍,且不应小于 10 mm。

3 球型支座和柱面支座下座板的凹槽底至底面的最小厚度不应小于 10 mm。

10.4.4 板式橡胶支座的最小边长不应小于支座总高的 5 倍,且不应小于 200 mm。

10.4.5 支座底面应水平设置,并应可靠地固着于梁底及墩台上,同时应保证梁与墩台间压力的均匀传递。

10.4.6 支座用锚固套筒及螺栓应采用防腐处理。

10.4.7 支座应设置便于拆装的防尘设施。

11 墩 台

11.1 一 般 规 定

11.1.1 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,不宜采用柔性墩台和轻型结构,并应考虑下列要求:

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

2 同一座桥内宜减少墩台类型。

11.2 计 算

11.2.1 墩台身应检算强度、偏心、整体纵向弯曲稳定、墩台顶弹性水平位移。

11.2.2 墩台顶纵横向刚度应满足本规范第 5.3.1 条的要求。

11.2.3 实体墩台可不考虑列车竖向动力作用。空心、柱式和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,应考虑列车竖向动力作用。

11.2.4 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。

11.2.5 混凝土空心墩除检算墩身截面应力和偏心外,尚应检算墩身截面局部稳定,并应考虑墩身与顶帽及基础的过渡段处固端干扰的影响。

11.3 构造

11.3.1 墩台顶帽尺寸及钢筋配置应按梁跨、墩台身尺寸、施工、架设、养护及电气化设施等要求确定。空心墩的顶帽和钢筋混凝土墩台的帽梁除满足构造要求外,尚应通过结构计算确定。

11.3.2 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 16 m 时,梁端最小空隙值应为 60 mm;当跨度大于 16 m 时,梁端最小空隙值应为 100 mm。

2 对于钢梁,梁端的空隙应按计算确定,但不应小于 100 mm。

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(永久作用、远期列车荷载作用、列车竖向动力作用等)引起梁的伸缩等影响。

11.3.3 支座设置应符合下列规定:

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。

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。

11.3.4 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 0.40 m。

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 m~0.20 m。

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 0.40 m,对于箱梁不应小于 0.20 m。

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 0.50 m。

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。

11.3.5 混凝土实体桥墩应设置护面钢筋。

11.3.6 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设置倒角。

2 墩身为钢筋混凝土时,最小壁厚不宜小于 0.30 m;墩身为混凝土时,最小壁厚不宜小于 0.50 m,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 5 m 以上部分,应在墩身周围交错设置适量的通风孔,其直径不宜小于 0.20 m,并设置防护网。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。

11.3.7 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 0.30 m;倾斜度较大的破冰棱,顶角圆弧半径不受限制,但应在切削棱缘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 1.0 m,其底端应在最低流冰水位的冰层底面以下 0.5 m。

11.3.8 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。

11.3.9 对可能受车辆撞击的钢筋混凝土桥墩,其撞击区及撞击点高度以上不少于 2 m 范围应加强钢筋布置。

11.3.10 钢筋混凝土实体墩柱纵向钢筋的配置应符合下列规定:

1 钢筋混凝土实体墩柱纵向钢筋布置应满足截面强度及裂缝宽度计算的要求。

2 纵向受力钢筋直径不宜小于 12 mm;全部纵向钢筋的配筋率不宜大于 3%。

3 柱中纵向钢筋的净间距不应小于 50 mm,且不宜大于 300 mm。

4 偏心受压柱的侧面上应设置直径不小于 10 mm 的纵向构造钢筋,并相应设置复合箍筋或拉筋。

11.3.11 钢筋混凝土实体墩柱的箍筋应符合下列规定:

1 箍筋直径不应小于纵向钢筋最大直径的 1/4,且不应小于 8 mm。

2 箍筋间距不应大于 300 mm 及构件截面的短边尺寸,且不应大于纵向钢筋最小直径的 12 倍。

3 箍筋末端应做成 135°弯钩,且弯钩末端平直段长度不应小于 $10d$ (d 为纵向受力钢筋的最小直径)。

11.3.12 钢筋混凝土空心墩应在内、外壁表面均布置钢筋,纵向钢筋应满足最小配筋率的要求。纵向钢筋直径不宜小于 12 mm,间距不宜大于 200 mm。环向箍筋直径不宜小于 10 mm,间距不宜大于 200 mm。

12 涵 洞

12.1 一 般 规 定

12.1.1 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、5.5 和 6.0 m。泄水隧洞的孔径不宜小于 2.0 m。

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

12.1.3 排洪涵洞的最小孔径不应小于 1.25 m。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。

12.1.4 涵洞宜采用框架涵、圆涵,也可采用盖板涵等结构形式。

12.1.5 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° 。

- 2 涵洞沉降缝不应设在无砟轨道板下方。

12.1.6 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。

12.1.7 涵洞可设上拱度,其数值根据基底土的种类按表 12.1.7 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 12.1.7 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。

12.1.8 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。

12.2 计 算

12.2.1 作用于涵洞上的外力除按本规范第 4 章规定的有关荷载组合考虑外,当经常处于有水压的状态时,尚应计算水的静压力。

12.2.2 涵洞结构内力可按下列假定计算:

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

2 拱涵的拱圈应按无铰拱计算,由于曲率、剪力对拱圈的影响可略去不计。

3 圆形涵洞外廓上土压力按图 12.2.2 分布。其管节每米宽度上的弯矩可按下式计算:

$$M=0.15(q_1-q_2)r^2 \quad (12.2.2)$$

式中 M ——管节每米宽度上的弯矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

q_1, q_2 ——路基填方及列车荷载引起的竖向压力及水平压力(kPa),按本规范第 4.2.7 条、第 4.3.12 条规定计算;

r ——圆形管节的平均半径(m)。

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。

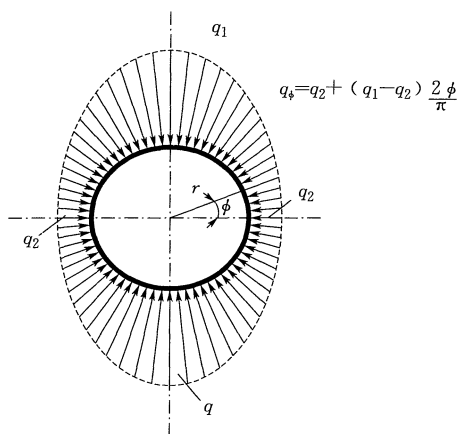


图 12.2.2 圆形涵管外廓上土压力

12.2.3 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。

12.2.4 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。

12.3 构造

12.3.1 置于非岩石地基上的涵洞,每隔 2 m~5 m 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。

12.3.2 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。

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

12.3.4 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。

12.3.5 圆涵及其他封闭式截面涵洞,当基底处理符合表 12.3.5 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 12.3.5 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
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

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

13 既有线顶进桥涵

13.1 一般规定

13.1.1 顶进桥涵钢筋混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C35。

13.1.2 顶进桥涵除应按本规范第 4 章规定的荷载组合进行设计检算外,还应检算顶力作用,并以此设计后背和顶进设施。设计时还应满足顶进过程中承受列车荷载时的安全要求。

13.1.3 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,接缝应严密不渗水。

13.1.4 桥涵顶进时应采取线路加固措施。

13.2 计 算

13.2.1 框架式结构计算列车荷载横向分布宽度 B ,在轨枕底面上,由轨枕两端向下分布至结构顶板底,其坡线在道砟及顶板内为 $1:1$,如有覆土,在土层内为 $1:0.5$,如图 13.2.1—1 所示;对双线及多线,如中间分布线无重叠,按单线处理;有重叠时按图 13.2.1—2 计算。

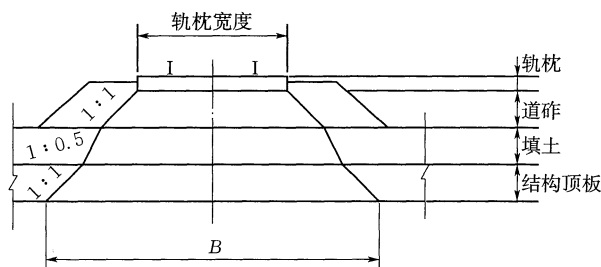


图 13.2.1—1 单线顶桥列车荷载分布

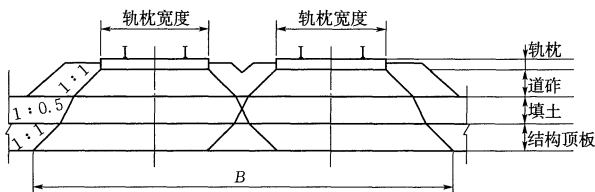


图 13.2.1—2 双线或多线顶桥列车荷载分布

13.2.2 顶进桥涵的顶力设计值应根据顶进长度、土的性质、地下水情况、桥涵外形及施工方法等因素按下式计算：

$$p_d \geq \gamma [N_1 f_1 + (N_1 + N_2) f_2 + 2E f_3 + RA] \quad (13.2.2)$$

式中 p_d ——顶力设计值(kN)；

N_1 ——桥涵顶上荷载标准值(包括线路加固材料荷载)(kN)；

f_1 ——桥涵顶面与顶上荷载的摩擦系数,根据顶上润滑处理经试验确定;无试验资料时,涂石蜡取 0.17~0.34,涂滑石粉浆取 0.30,涂机油调制的滑石粉浆取 0.20;

N_2 ——桥涵自重标准值(kN)；

f_2 ——桥涵底面与基底土的摩擦系数,根据基底土性质经试验确定;无试验资料时可取 0.7~0.8;

E ——桥涵两侧土压力标准值(kN)；

f_3 ——侧面摩擦系数,可根据土的性质经试验确定;无试验资料时可取 0.7~0.8;

R ——钢刃角的正面阻力,根据刃角构造、挖土方法、土的性质经试验确定;无试验资料时,砂黏土取 500 kPa~550 kPa,卵石土可采用 1 500 kPa~1 700 kPa;

A ——钢刃角正面面积(m²)；

γ ——阻力调整系数,应采用 1.2。

13.2.3 顶进桥涵应按最大顶力设计值检算顶进部位局部抗压强度、中墙及边墙根部抗剪强度和斜桥正顶时的扭转力。

13.2.4 顶进桥涵的顶部竖向土压力应按土柱重计算。

13.3 构 造

13.3.1 顶进桥涵框架隅角的构造筋及中墙、边墙的纵向水平构造筋宜适当加强。

13.3.2 顶进桥涵的主体结构前端应设钢刃角,安设刃角的边墙端线与水平线的夹角应根据土质情况而定,刃角挑出部分应按施工荷载设计。

13.3.3 顶进桥涵端部周边宜加设钢刃角。中间宜设置钢刃角和中平台。中平台应按施工垂直荷载和土对刃角的正面阻力计算其强度。土对刃角的正面阻力可根据刃角构造、挖土方法和土的性质经试验确定,如无试验资料,可采用本规范第 13.2.2 条的参数。中刃角、中平台和顶桥的连接应牢固且便于拆装。

13.3.4 顶面及侧墙应做防水层,顶面防水层外应做保护层。

13.3.5 顶进涵的管节接口宜采用预制钢筋混凝土内套环接口、钢板内涨圈接口、企口、钢承口及双插口。

14 地基和基础

14.1 一般规定

14.1.1 桥涵基础类型应根据水文、地质、地形、沉降控制要求、上部结构、荷载、材料供应和施工条件等合理选用。

14.1.2 地质勘探资料应能反映地质构造、地基岩土的物理力学性质、地下水的状态以及影响桥涵稳定和施工中可能发生的不良地质现象等因素。桥址存在断层或岩溶、不均匀地层内埋藏有局部软弱土层以及在起伏不平或倾斜岩层的地基上修建基础时,应加强工程地质勘探工作。土和岩石的工程分类及其性质的划分应符合本规范附录 K 的规定。

14.1.3 基础设计应根据可能出现的荷载情况进行组合,采用的作用及其组合,应符合下列规定:

1 基础进行承载力计算时,各作用应采用标准值,作用分项系数应取 1.0。

2 基础进行稳定及偏心计算时,各作用应采用标准值,作用分项系数应取 1.0。

3 计算基础沉降时,只考虑直接施加于结构上的永久作用标准值。

4 钢筋混凝土基础自身按照本规范第 7 章规定进行承载能力极限状态及正常使用极限状态检算。

5 混凝土基础自身按照本规范第 9 章规定进行承载能力极限状态及正常使用极限状态检算。

14.1.4 基础设置应符合下列规定:

1 基础不宜设在软硬不均的地基上。

2 墩台位置宜避开活动断层、滑坡、挤压破碎带、石灰岩溶洞、人为坑洞、黄土陷穴与暗洞等不良地质。

3 墩台位于陡坡上时,应注意岩(土)体的稳定性。

4 桥墩靠近陡峭岩壁下的河槽时,应避免将基础置于河床的落石堆积层上。

5 在岩面倾斜且抽水困难的地基上,不宜采用明挖和沉(挖)井基础。

14.1.5 冻土地区的桥涵基础设计应考虑地基土的冻胀性。季节性冻土的冻胀等级与多年冻土的分类见本规范附录 K。

14.1.6 墩台明挖、沉(挖)井基础的基底埋置深度应符合下列规定:

1 冻胀、强冻胀和特强冻胀土,应在冻结线以下不小于 0.25 m,同时满足冻胀力计算的要求;弱冻胀土不应小于冻结深度;基底埋置深度不满足要求,但无基础冻害出现时,可暂缓处理。

2 无冲刷处或设有铺砌时,不应小于地面以下 2.0 m。

3 有冲刷处,在墩台附近最大冲刷线以下不应小于表 14.1.6 所列安全值。

表 14.1.6 基底埋置安全值

冲刷总深度(m)			0	5	10	15	20
安全 值 (m)	一般桥梁		2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
	技术复杂、修复困难或 重要的特大桥	设计流量	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
		检算流量	1.5	1.8	2.0	2.3	2.5

注:冲刷总深度为自河床面算起的一般冲刷深度与局部冲刷深度之和。

4 对于不易冲刷磨损的岩石,墩台基础应嵌入基本岩层不小于 0.25 m。嵌入风化、破碎、易冲刷磨损岩层应按未嵌入岩层计。

5 新建或改建位于河道非岩石地基上的桥跨不应采用明挖基础。

14.1.7 涵洞基础设置在冻胀地基土上时应符合下列规定:

1 涵洞出入口和自两端洞口向内各 2 m 范围内的涵身基底埋深,冻胀、强冻胀和特强冻胀土应在冻结线以下 0.25 m,弱冻胀

土应不小于冻结深度。

2 涵洞中间部分的基底埋深可根据地区经验确定。

3 严寒地区,当涵洞中间部分的埋深与洞口埋深相差较大时,其连接处应设置过渡段。

4 冻结较深的地区,可将基底至冻结线下 0.25 m 的地基土进行处理。

14.1.8 沉(挖)井、桩基的计算可参照本规范附录 L 考虑土的弹性抗力。考虑沉(挖)井、桩基承台侧面土的弹性抗力时,沉(挖)井、桩基承台应与侧面原状土密贴。

14.1.9 位于路桥(涵)过渡段范围内的桥台(涵洞)的基坑,宜采用混凝土回填或以碎石分层填筑压实。

14.2 基础稳定和基础沉降

14.2.1 基础的倾覆稳定系数应按式(14.2.1)计算(计算图示如图 14.2.1 所示)且不应小于 1.5,施工荷载作用下不应小于 1.2。

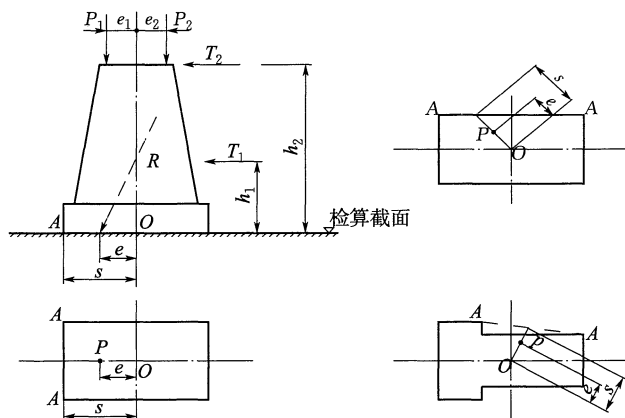


图 14.2.1 墩台倾覆稳定计算图

O—截面重心;P—合力作用点;A-A—检算倾覆轴

注:1 对于凹形多边基础,其倾覆轴应取基底面的外包线。

2 力矩 P_1e_1 和 T_1h_1 应根据其绕检算截面重心方向区别正负。

$$K_0 = \frac{s \sum P_i}{\sum P_i e_i + \sum T_i h_i} = \frac{s}{e} \quad (14.2.1)$$

式中 K_0 ——基础的倾覆稳定系数；

P_i ——各竖直力(kN)；

e_i ——各竖直力 P_i 对检算截面重心的力臂(m)；

T_i ——各水平力(kN)；

h_i ——各水平力 T_i 对检算截面的力臂(m)；

s ——在沿截面重心与合力作用点的连接线上，自截面重心至检算倾覆轴的距离(m)；

e ——所有外力的合力 R 的作用点至截面重心的距离(m)。

14.2.2 基础的滑动稳定系数应按式(14.2.2)计算且不应小于1.3,施工荷载作用下不应小于1.2。墩台位于较陡的土坡上,或桥台建于软土上且台后填土较高时,还应检算墩台连同土坡或路基沿滑动弧面滑动的稳定性。

$$K_c = \frac{f \sum P_i}{T_i} \quad (14.2.2)$$

式中 K_c ——基础的滑动稳定系数；

P_i, T_i ——意义同本规范第14.2.1条；

f ——基础底面与地基土间的摩擦系数,当缺乏实际资料时,可采用表14.2.2中的数值。

表 14.2.2 基底摩擦系数

地基土石分类	摩擦系数
软塑的黏性土	0.25
硬塑的黏性土	0.3
粉土、坚硬的黏性土	0.3~0.4
砂类土	0.4

续表14.2.2

地基土石分类	摩擦系数
碎石类土	0.5
软质岩	0.4~0.6
硬质岩	0.6~0.7

14.2.3 基础底面以下受压土层 Z_n 压缩产生的总沉降量 S 可按本规范附录 M 计算。基础沉降应满足本规范第 5.3.2 条的规定。

14.2.4 摩擦桩基础的总沉降量计算时,可将桩基视作实体基础,按本规范附录 M 计算。附加压应力 $\sigma_{z(0)}$ 应为桩底平面处的附加压应力。实体基础的底面积可按本规范附录 N 取值。

14.2.5 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 100 mm。

14.3 地基承载力

14.3.1 地基承载力标准值 f_{at} 可根据岩土类别、状态及其物理力学特征指标按表 14.3.1—1~表 14.3.1—10 选用。

1 一般岩石地基可根据岩石类别、节理发育程度按表 14.3.1—1 确定地基承载力标准值 f_{at} 。对于复杂的岩层(如溶洞、断层、软弱夹层、易溶岩石、软化岩石等)应按各项因素综合确定。

表 14.3.1—1 岩石地基的承载力标准值 f_{at} (kPa)

节理发育程度	节理很发育	节理发育	节理不发育
节理间距(mm)	20~200	200~400	>400
岩石类别			
硬质岩	1 500~2 000	2 000~3 000	>3 000
较软岩	800~1 000	1 000~1 500	1 500~3 000
软岩	500~800	700~1 000	900~1 200
极软岩	200~300	300~400	400~500

注:裂隙张开或有泥质充填时应取低值。

2 碎石类土地基可根据其类别和密实程度按表 14.3.1—2 确定地基承载力标准值 f_{at} 。

表 14.3.1—2 碎石类土地基的承载力标准值 f_{at} (kPa)

土名 \ 密实程度	松散	稍密	中密	密实
卵石土、粗圆砾土	300~500	500~650	650~1 000	1 000~1 200
碎石土、粗角砾土	200~400	400~550	550~800	800~1 000
细圆砾土	200~300	300~400	400~600	600~850
细角砾土	200~300	300~400	400~500	500~700

注:1 半胶结的碎石类土可按密实的同类土的 f_{at} 值提高 10%~30%。

2 由硬质岩块组成,充填砂类土时用高值;由软质岩块组成,充填黏性土时用低值。

3 自然界中很少见松散的碎石类土,其密实程度判定为松散时应慎重。

4 漂石土、块石土的基本承载力值可参照卵石土、碎石土的地基承载力标准值 f_{at} 适当提高。

3 砂类土地基可根据土的密实程度和潮湿程度按表 14.3.1—3 确定地基承载力标准值 f_{at} 。

表 14.3.1—3 砂类土地基的承载力标准值 f_{at} (kPa)

土名	密实程度	松散	稍密	中密	密实
	湿度				
砾砂、粗砂	与湿度无关	200	370	430	550
中砂	与湿度无关	150	330	370	450
细砂	稍湿或潮湿	100	230	270	350
	饱和	—	190	210	300
粉砂	稍湿或潮湿	—	190	210	300
	饱和	—	90	110	200

4 粉土地基可根据土的天然孔隙比 e 和天然含水量 ω 按表 14.3.1—4 确定地基承载力标准值 f_{at} 。

表 14.3.1—4 粉土地基的承载力标准值 f_{at} (kPa)

天然含水率 ω (%) 天然孔隙比 e	10	15	20	25	30	35	40
0.5	400	380	(355)	—	—	—	—
0.6	300	290	280	(270)	—	—	—
0.7	250	235	225	215	(205)	—	—
0.8	200	190	180	170	165	—	—
0.9	160	150	145	140	130	(125)	—
1.0	130	125	120	115	110	105	(100)

注:1 表中括号内数值用于内插取值。

2 在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段以及新近沉积的粉土应,根据当地经验取值。

5 Q_4 冲、洪积黏性土地基可根据液性指数 I_L 和天然孔隙比 e 按表 14.3.1—5 确定地基承载力标准值 f_{at} 。

表 14.3.1—5 Q_4 冲、洪积黏性土地基的承载力标准值 f_{at} (kPa)

塑性指数 I_L 天然孔隙比 e	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
0.5	450	440	430	420	400	380	350	310	270	240	220	—	—
0.6	420	410	400	380	360	340	310	280	250	220	200	180	—
0.7	400	370	350	330	310	290	270	240	220	190	170	160	150
0.8	380	330	300	280	260	240	230	210	180	160	150	140	130
0.9	320	280	260	240	220	210	190	180	160	140	130	120	100
1.0	250	230	220	210	190	170	160	150	140	120	110	—	—
1.1	—	—	160	150	140	130	120	110	100	90	—	—	—

注:土中含有粒径大于 2 mm 的颗粒且按质量重计占全部质量的 30% 以上时,地基承载力标准值 f_{at} 可酌情提高。

6 Q_3 及其以前冲、洪积黏性土地基可根据压缩模量按表 14.3.1—6 确定地基承载力标准值 f_{at} 。

表 14.3.1—6 Q_3 及其以前冲、洪积黏性土地基的承载力标准值 f_{at} (kPa)

压缩模量 E_s (MPa)	10	15	20	25	30	35	40
承载力标准值 f_{at} (kPa)	380	430	470	510	550	580	620

注:1 压缩模量为对应于 0.1 MPa~0.2 MPa 压力段的压缩模量。

2 当压缩模量小于 10 MPa 时,其承载力标准值可按黏性土表 14.3.1—5 确定。

7 残积黏性土地基可根据压缩模量按表 14.3.1—7 确定地基承载力标准值 f_{at} 。

表 14.3.1—7 残积黏性土地基的承载力标准值 f_{at} (kPa)

压缩模量 E_s (MPa)	4	6	8	10	12	14	16	18	20
承载力标准值 f_{at} (kPa)	190	220	250	270	290	310	320	330	340

注:本表适用于西南地区碳酸盐类岩层的残积红土,其他地区可参照使用。

8 黄土地基可根据天然孔隙比 e 、天然含水率 ω 及液限 ω_L 按表 14.3.1—8~14.3.1—9 确定地基承载力标准值 f_{at} 。

表 14.3.1—8 新黄土 (Q_4 、 Q_3) 地基的承载力标准值 f_{at} (kPa)

天然含水率 ω 孔隙比 e 液限 ω_L		5	10	15	20	25	30	35
24	0.7	—	230	190	150	110	—	—
	0.9	240	200	160	125	85	(50)	—
	1.1	210	170	130	100	60	(20)	—
	1.3	180	140	100	70	40	—	—
28	0.7	280	260	230	190	150	110	—
	0.9	260	240	200	160	125	85	—
	1.1	240	210	170	140	100	60	—
	1.3	220	180	140	110	70	40	—

续表14.3.1—8

液限 ω_L	天然含水率 ω 孔隙比 e	5	10	15	20	25	30	35
32	0.7	—	280	260	230	180	150	—
	0.9	—	260	240	200	150	125	—
	1.1	—	240	210	170	130	100	60
	1.3	—	220	180	140	100	70	40

注:1 非饱和 Q_3 新黄土,当 $0.85 < e < 0.95$ 时,地基承载力标准值 f_{at} 可提高 10%。

2 本表不适用于坡积、崩积和人工堆积等黄土。

3 表中括号内数值用于内插取值。

4 液限含水率试验采用圆锥仪法,圆锥仪总质量 76 g,入土深度 10 mm。

表 14.3.1—9 老黄土(Q_2 、 Q_1)地基的承载力标准值 f_{at} (kPa)

ω/ω_L e	$e < 0.7$	$0.7 \leq e < 0.8$	$0.8 \leq e < 0.9$	$e > 0.9$
< 0.6	700	600	500	400
$0.6 \sim 0.8$	500	400	300	250
> 0.8	400	300	250	200

注:1 老黄土黏聚力小于 50 kPa,内摩擦角小于 25° ,地基承载力标准值 f_{at} 应降低 20%左右。

2 液限含水率试验采用圆锥仪法,圆锥仪总质量 76 g,入土深度 10 mm。

9 多年冻土地基可根据基础底面的月平均最高土温按表 14.3.1—10 确定地基承载力标准值 f_{at} 。

表 14.3.1—10 多年冻土地基的承载力标准值 f_{at} (kPa)

序号	基础底面的月平均 最高土温($^\circ\text{C}$)	—0.5	—1.0	—1.5	—2.0	—2.5	—3.5
	土名						
1	块石土、卵石土、碎石土、粗圆砾土、粗角砾土	800	950	1 100	1 250	1 380	1 650

续表14. 3. 1—10

序号	基础底面的月平均 最高土温(℃)	—0.5	—1.0	—1.5	—2.0	—2.5	—3.5
	土名						
2	细圆砾土、细角砾土、砾砂、粗砂、中砂	600	750	900	1 050	1 180	1 450
3	细砂、粉砂	450	550	650	750	830	1 000
4	粉土	400	450	550	650	710	850
5	粉质黏土、黏土	350	400	450	500	560	700
6	饱冰冻土	250	300	350	400	450	550

注:1 表列数值不适用于含盐量和泥炭化程度超过表 14. 3. 1—11 及表 14. 3. 1—12 中数值的多年冻土。

2 本表序号 1~5 类地基承载力适用于少冰冻土、多冰冻土,当地基为富冰冻土时,表列数值应降低 20%。

3 含土冰层的承载力应实测确定。

4 基础置于饱冰冻土的土层上时,基础底面应敷设厚度不小于 0. 20 m~0. 30 m 的砂垫层。

表 14. 3. 1—11 盐渍化冻土的盐渍程度界限值

土类	碎石类土、砂类土	粉土	粉质黏土	黏土
盐渍程度(%)	0. 10	0. 15	0. 20	0. 25

表 14. 3. 1—12 泥炭化冻土的泥炭化程度界限值

土类	碎石类土、砂类土	黏土、粉土
泥炭化程度(%)	≥3	≥5

14. 3. 2 修正后的地基承载力标准值 f_a 可按式确定:

$$f_a = f_{at} + k_1 \gamma_1 (b - 2) + k_2 \gamma_2 (h - 3) \quad (14. 3. 2)$$

式中 f_a ——修正后的地基承载力标准值(kPa);

f_{at} ——地基承载力标准值(kPa);

b ——基础底面的最小边宽度(m);当 b 小于 2 m 时, b 取 2. 0 m;当 b 大于 10 m 时, b 取 10 m;圆形或正多边

形基础为 $\sqrt{F}$, F 为基础的底面积;

h ——基础底面的埋置深度(m), 自天然地面起算, 有水流冲刷时自一般冲刷线起算; 位于挖方内, 由开挖后地面算起; h 小于 3 m 时取 h 等于 3 m, h/b 大于 4 时, h 取 $4b$;

γ_1 ——基底持力层土的天然容重(kN/m^3); 若持力层在水面以下且透水时, 应采用浮重;

γ_2 ——基底以上土层的加权平均容重(kN/m^3); 换算时若持力层在水面以下且不透水时, 不论基底以上土的透水性如何, 均取饱和容重; 透水时水中部分土层应取浮重;

k_1, k_2 ——宽度、深度修正系数, 根据基底持力层土的类别按表 14.3.2 确定。

表 14.3.2 宽度、深度修正系数

土类	黏性土					黄土		砂类土								碎石类土			
	Q ₄ 的冲、洪积土		Q ₃ 及其以前的冲、洪积土	残积土	粉土	新黄土	老黄土	粉砂		细砂		中砂		砾砂粗砂		碎石圆砾角砾		卵石	
	修正系数	I _L ＜ 0.5	I _L ≥ 0.5						稍、中密	密实	稍、中密	密实	稍、中密	密实	稍、中密	密实	稍、中密	密实	稍、中密
k ₁		0	0	0	0	0	0	0	1	1.2	1.5	2	2	3	3	4	3	4	3
k ₂	2.5	1.5	2.5	1.5	1.5	1.5	1.5	2	2.5	3	4	4	5.5	5	6	5	6	6	10

注: 1 节理不发育或较发育的岩石不作宽深修正; 节理发育或很发育的岩石, k_1 、 k_2 可采用碎石类土的系数; 对已风化成砂、土状的岩石, 则按砂类土、黏性土的系数。

2 稍松状态的砂类土和松散状态的碎石类土, k_1 、 k_2 值可采用表列稍、中密值的 50%。

3 冻土的 k_1 、 k_2 均取 0。

14.3.3 软土地基的基础应满足稳定和变形的要求,修正后的地基承载力标准值 f_a 应符合下列规定:

1 修正后地基承载力标准值 f_a 可按下式计算:

$$f_a = 5.14 C_u \frac{1}{\gamma_f} + \gamma_2 h \tag{14.3.3-1}$$

2 对于小桥和涵洞基础也可按下式计算:

$$f_a = f_{at} + \gamma_2 (h - 3) \tag{14.3.3-2}$$

式中 C_u ——不排水剪切强度(kPa);

γ_f ——土性系数,可根据软土灵敏度及建筑物对变形的要求等因素选 1.5~2.5;

γ_2 和 h ——意义同本规范第 14.3.2 条;

f_{at} ——地基承载力标准值(kPa),按表 14.3.3 确定。

表 14.3.3 软土地基的承载力标准值 f_{at} (kPa)

天然含水率 $\omega(\%)$	36	40	45	50	55	65	75
承载力标准值 f_{at}	100	90	80	70	60	50	40

14.3.4 地基承载力应符合下列规定:

1 地基承载力设计值 f_{sd} 可按下式计算:

$$f_{sd} = \gamma_x f_a \tag{14.3.4}$$

式中 f_{sd} ——地基承载力设计值(kPa);

f_a ——修正后的地基承载力标准值(kPa);

γ_x ——抗力调整系数,按表 14.3.4 确定。

表 14.3.4 修正后地基承载力标准值 f_a 抗力调整系数

作用组合	地基情况	抗力调整系数 γ_x
永久作用+基本可变作用	—	1.0
永久作用+基本可变作用+其他可变作用	—	1.2
偶然作用组合	$f_{at} > 500$ kPa 的岩石和土	1.4
	$150 \text{ kPa} < f_{at} \leq 500$ kPa 的岩石和土	1.3
	$100 \text{ kPa} < f_{at} \leq 150$ kPa 的土	1.2

2 既有墩台地基承载力标准值 f_{at} 可根据压密程度予以提高,但提高值不应超过 25%。

3 基础位于水中不透水地层上时,常水位高出一般冲刷线每高 1 米,修正后地基承载力标准值 f_a 可增加 10 kPa。

14.4 明挖基础

14.4.1 明挖基础顶面不宜高出最低水位。地面高于最低水位且不受冲刷时,基础顶面不宜高出地面。

14.4.2 基底压应力不应大于地基承载力设计值。设置在基岩上的基底承受偏心荷载的基础,其基底合力偏心距超过截面核心半径时,可仅按受压区计算基底最大压应力(不考虑基底承受拉应力)。

14.4.3 当基底以下有软弱土层时,应按下式检算该软弱土层的承载力:

$$\gamma(h+z)+\alpha(\sigma_h-\gamma h)\leq f_{sd} \quad (14.4.3)$$

式中 γ ——土的重度(kN/m³);

h ——基底埋置深度(m);当基础受水流冲刷时,由一般冲刷线算起;当不受水冲刷时,由天然地面算起;当位于挖方内,由开挖后地面算起;

z ——自基底至软弱土层顶面的距离(m);

σ_h ——基底压应力设计值(kPa);当 $z/b>1$ (或 $z/d>1$)时, σ_h 采用基底平均压应力;当 $z/b\leq 1$ (或 $z/d\leq 1$)时, σ_h 按基底压应力图形采用距最大应力点 $b/3\sim b/4$ (或 $d/3\sim d/4$)处的压应力(对于梯形图形前后端压应力差值较大时,可采用上述 $b/4$ 点处的压应力值,反之,则采用上述 $b/3$ 点处的压应力值),其中 b 为矩形基础的短边宽度(m), d 为基础直径(m);

α ——基底下卧土层附加应力系数,见本规范附录 P;

f_{sd} ——软弱下卧层经深度修正后的地基承载力设计值(kPa),按本规范第 14.3.4 条确定。

14.4.4 墩台应验算作用于基底的合力偏心距,并符合下列规定:

1 墩台基底的合力偏心距限值应符合表 14.4.4 的规定。

表 14.4.4 合力偏心距的限值 $[e]$

作用情况	地 基 条 件		$[e]$
仅承受永久作用	非岩石地基	合力的作用点应接近基础底面的重心	
永久作用+基本可变作用+其他可变作用	非岩石地基上的墩台(包括土状的风化岩层)	土的地基承载力标准值 $f_{at} > 200 \text{ kPa}$	1.0ρ
		土的地基承载力标准值 $f_{at} \leq 200 \text{ kPa}$	0.8ρ
	岩石地基	硬质岩	1.5ρ
		其他岩石	1.2ρ
永久作用+长钢轨伸缩力或挠曲力(桥上无车)	非岩石地基	土的地基承载力标准值 $f_{at} > 200 \text{ kPa}$	0.8ρ
		土的地基承载力标准值 $f_{at} \leq 200 \text{ kPa}$	0.6ρ
	岩石地基	硬质岩	1.25ρ
		其他岩石	1.0ρ
偶然作用组合	非岩石地基	土的地基承载力标准值 $f_{at} > 200 \text{ kPa}$	1.2ρ
		土的地基承载力标准值 $f_{at} \leq 200 \text{ kPa}$	1.0ρ
	岩石地基	硬质岩	2.0ρ
		其他岩石	1.5ρ

注: ρ 为基底截面核心半径。

2 基底以上外力作用点对基底重心轴的偏心距 e 可按下式计算:

$$e = \frac{M}{N} \leq [e] \tag{14.4.4—1}$$

式中 N, M ——作用于基底的竖向力和所有外力(竖向力、水平力)对基底截面重心的弯矩。

3 基底承受单向或双向偏心受压的基底截面核心半径 ρ 值可按下列公式计算:

$$\frac{e}{\rho} = 1 - \frac{\sigma_{\min}}{\frac{N}{A}} \quad (14.4.4-2)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M_y}{W_y} - \frac{M_x}{W_x} \quad (14.4.4-3)$$

式中 A ——基底面积(m^2);

$\sigma_{\min}$ ——基底最小压应力(kPa),当为负值时表示拉应力;

M_x, M_y ——作用于基底的水平力和竖向力绕 x 轴、 y 轴对基底的弯矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

W_x, W_y ——基底底面偏心方向边缘绕 x 轴、 y 轴的面积抵抗矩(m^3)。

4 桥台尚应检算孤立状态时基底截面的合力偏心情况。

14.4.5 明挖基础可采用单层或多层,每一层的厚度不宜小于 1.0 m。

14.4.6 混凝土明挖基础襟边的构造尺寸应符合下列规定:

1 单向受力时(不包括单向受力圆端形桥墩采用矩形的基础)各层台阶正交方向(顺桥轴方向和横桥轴方向)的坡线与竖直线所成的夹角不应大于 45° 。

2 双向受力矩形墩台的基础以及单向和双向受力的圆端形、圆形桥墩采用矩形基础时,其最上一层基础台阶两正交方向的坡线与竖直线所成夹角不应大于 35° ;需同时调整最上一层台阶两正交方向的襟边宽度时,其斜角处的坡线与竖直线所成的夹角,不应大于上述正交方向为 35° 夹角时斜角处的坡线与竖直线所成的夹角;其下各层台阶正交方向的夹角不应大于 45° ,否则应予切角。

14.4.7 涵洞翼墙采用片石砌体时,其基础台阶沿翼墙正交方向的坡线与竖直线所成夹角不应大于 35° 。

14.5 桩 基 础

(I) 一 般 规 定

14.5.1 桩基础类型应根据地质、水文等条件按下列原则选定：

1 打入桩可用于稍松至中密的砂类土、粉土和流塑、软塑的黏性土，振动下沉桩可用于砂类土、粉土、黏性土和碎石类土，桩尖爆扩桩可用于硬塑黏性土以及中密、密实的砂类土和粉土。

2 钻孔灌注桩可用于各类土层、岩层。

3 挖孔灌注桩可用于无地下水或地下水量不多的土层。

4 管柱基础可用于深水、有覆盖层或无覆盖层、岩面起伏等桥址条件，可支承于较密实的土或新鲜岩层内。

14.5.2 桩基础可设计为单根桩或多根桩形式。

14.5.3 桩基础承台底面高程应根据受力情况以及地质、水流、施工等条件综合考虑后确定，并应符合下列规定：

1 冻胀土地区，当承台底设置在土中时，承台底面高程应位于冻结线以下不少于 0.25 m。当承台底设置在不冻胀土层中时，承台埋深可不受冻深的限制。

2 有流冰的河流，承台底面高程应在最低冰层底面（冻结线）以下不少于 0.25 m。

3 在通航和筏运河流中，承台底面高程应考虑防洪、通航、结构受力和施工条件综合确定。

14.5.4 同一桩基不应同时采用摩擦桩和柱桩，不宜采用不同直径、不同材料、桩端高程相差过大的摩擦桩。

14.5.5 对于地质复杂的重要桥梁，摩擦桩的承载力可通过试桩确定。

(II) 计 算

14.5.6 单桩的轴向承载力设计值应分别按桩身材料强度和岩土

的阻力进行计算,取其较小值。按岩土阻力确定桩的承载力设计值时,可按本规范第 14.5.7 条进行计算。

14.5.7 单桩轴向受压承载力设计值可按岩土阻力确定,并符合下列规定:

1 摩擦桩轴向受压承载力设计值:

1) 打入、振动下沉和桩尖爆扩桩的承载力设计值,按下式计算:

$$R_d = \frac{1}{2} \left(U \sum \alpha_i f_{ik} l_i + \lambda \alpha A q_k \right) \quad (14.5.7-1)$$

式中 R_d ——单桩轴向受压承载力设计值(kN);

U ——桩身截面周长(m);

l_i ——各土层厚度(m);

A ——桩底支承面积(m^2);

α_i, α ——振动沉桩对各土层桩周摩阻力和桩底承压力的影响系数(表 14.5.7—1),对于打入桩其值为 1.0;

λ ——系数,见表 14.5.7—2;

f_{ik} ——桩周土的摩阻力标准值(kPa),可根据土的物理性质查表 14.5.7—3 确定,或采用静力触探试验测定,即 $f_{ik} = \beta_i \bar{f}_{si}$,其中 $\bar{f}_{si}$ 为桩侧第 i 层土经静力触探测得的平均侧摩阻力(kPa);当 $\bar{f}_{si} < 5$ kPa 时,可采用 5 kPa; β_i 为桩侧摩阻综合修正系数,按下列判别标准选用相应的计算公式(不适用于以城市杂填土为主的短桩, β_i 用于黄土地区时应做试桩校核):当桩侧第 i 层土的 $\bar{q}_{ci} > 2000$ kPa 且 $\bar{f}_{si} / \bar{q}_{ci} \leq 0.014$ 时, $\beta_i = 5.067 (\bar{f}_{si})^{-0.45}$,当不满足上述 $\bar{q}_{ci}$ 和 $\bar{f}_{si} / \bar{q}_{ci}$ 条件时 $\beta_i = 10.045 (\bar{f}_{si})^{-0.55}$; $\bar{q}_{ci}$ 为相应于 $\bar{f}_{si}$ 土层中桩侧触探平均端阻;

q_k ——桩端处土的承载力标准值(kPa),可根据土的物理

性质查表 14.5.7—4 确定,或采用静力触探试验测定,即 $q_k = \beta \bar{q}_c$, 其中 $\bar{q}_c$ 为桩尖(不包括桩靴)高程以上和以下各 $4d$ (d 为桩的直径或边长)范围内静力触探平均端阻力 $\bar{q}_{c1}$ 和 $\bar{q}_{c2}$ (均以 kPa 计)的平均值。 $\bar{q}_{c1} > \bar{q}_{c2}$ 时 $\bar{q}_c$ 取 $\bar{q}_{c2}$ 的值; β 为桩端阻的综合修正系数,按下列判别标准选用相应的计算公式(不适用于以城市杂填土为主的短桩, β 用于黄土地区时应做试桩校核):当桩底土的 $\bar{q}_{c2} > 2000$ kPa 且 $\bar{f}_{s2}/\bar{q}_{c2} \leq 0.014$ 时, $\beta = 3.975(\bar{q}_c)^{-0.25}$, 当不满足上述 $\bar{q}_{c2}$ 和 $\bar{f}_{s2}/\bar{q}_{c2}$ 条件时, $\beta = 12.064(\bar{q}_c)^{-0.35}$ 。 $\bar{f}_{s2}$ 为相应于 $\bar{q}_{c2}$ 土层中桩底触探平均侧阻。

表 14.5.7—1 振动下沉桩系数 α_i, α

土的种类 桩径或边宽	砂类土	粉土	粉质黏土	黏土
$d \leq 0.8$ m	1.1	0.9	0.7	0.6
$0.8 \text{ m} < d \leq 2.0$ m	1.0	0.9	0.7	0.6
$d > 2.0$ m	0.9	0.7	0.6	0.5

表 14.5.7—2 系数 λ

桩尖爆扩体处 土的种类 D_p/d	砂类土	粉土	粉质黏土 $I_L=0.5$	黏土 $I_L=0.5$
1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
1.5	0.95	0.85	0.75	0.70
2.0	0.90	0.80	0.65	0.50
2.5	0.85	0.75	0.50	0.40
3.0	0.80	0.60	0.40	0.30

注: d 为桩身直径, D_p 为爆扩桩的爆扩体直径。

表 14.5.7—3 桩周土的摩擦阻力标准值 f_{ik} (kPa)

土 类	状 态	摩擦阻力标准值 f_{ik}
黏性土	$1 \leq I_L \leq 1.5$	15~30
	$0.75 \leq I_L < 1$	30~45
	$0.5 \leq I_L < 0.75$	45~60
	$0.25 \leq I_L < 0.50$	60~75
	$0 \leq I_L < 0.25$	75~85
	$I_L < 0$	85~95
粉土	稍密	20~35
	中密	35~65
	密实	65~80
粉、细砂	松散	20~35
	稍、中密	35~65
	密实	65~80
中砂	稍、中密	55~75
	密实	75~90
粗砂	稍、中密	70~90
	密实	90~105

表 14.5.7—4 桩端土的承载力标准值 q_k (kPa)

土 类	状 态	承载力标准值 q_k		
黏性土	$1 \leq I_L$	1 000		
	$0.65 \leq I_L < 1$	1 600		
	$0.35 \leq I_L < 0.65$	2 200		
	$I_L < 0.35$	3 000		
		桩尖进入持力层的相对深度		
		$\frac{h'}{d} < 1$	$1 \leq \frac{h'}{d} < 4$	$4 \leq \frac{h'}{d}$
粉土	中密	1 700	2 000	2 300
	密实	2 500	3 000	3 500

续表14.5.7—4

土 类	状 态	承载力标准值 q_k		
		桩尖进入持力层的相对深度		
		$\frac{h'}{d} < 1$	$1 \leq \frac{h'}{d} < 4$	$4 \leq \frac{h'}{d}$
粉砂	中密	2 500	3 000	3 500
	密实	5 000	6 000	7 000
细砂	中密	3 000	3 500	4 000
	密实	5 500	6 500	7 500
中、粗砂	中密	3 500	4 000	4 500
	密实	6 000	7 000	8 000
圆砾土	中密	4 000	4 500	5 000
	密实	7 000	8 000	9 000

注：表中 h' 为桩尖进入持力层的深度（不包括桩靴）， d 为桩的直径或边长。

2) 钻(挖)孔灌注桩的承载力设计值,可按式计算:

$$R_d = \frac{1}{2} U \sum f_{ik} l_i + m_0 A q_k \quad (14.5.7-2)$$

式中 R_d ——单桩轴向受压承载力设计值(kN);

U ——桩身截面周长(m),按设计桩径计算;

f_{ik} ——各土层的摩阻力标准值(kPa),按表 14.5.7—5 采用;

l_i ——各土层的厚度(m);

A ——桩底支承面积(m^2),按设计桩径计算;

q_k ——桩端处土的承载力标准值(kPa);当 $h \leq 4d$ 时, $q_k = f_{at} + k_2 \gamma_2 (h - 3)$;当 $4d < h \leq 10d$ 时, $q_k = f_{at} + k_2 \gamma_2 (4d - 3) + k'_2 \gamma_2 (h - 4d)$;当 $h > 10d$ 时, $q_k = f_{at} + k_2 \gamma_2 (4d - 3) + k'_2 \gamma_2 (6d)$,其中 f_{at} 、 γ_2 和 h 的意义与本规范第 14.3.2 条相同; d 为桩径或桩的宽度(m); k_2 按本规范表 14.3.2 中的数值计算;对于黏性土和黄土, k'_2 为 1.0;对于其他土, k'_2 为 $k_2/2$;

m_0 ——桩底支承力折减系数;钻孔灌注桩桩底支承力折减系数可按表 14.5.7—6 采用;挖孔灌注桩桩底支承力折减系数可根据具体情况确定,一般可取 $m_0=1.0$ 。

表 14.5.7—5 钻孔灌注桩桩周摩阻力标准值 f_{ik} (kPa)

土 的 名 称	土 性 状 态	摩阻力标准值 f_{ik}
软土		12~22
黏性土	流塑	20~35
	软塑	35~55
	硬塑	55~75
粉土	中密	30~55
	密实	55~70
粉砂、细砂	中密	30~55
	密实	55~70
中砂	中密	45~70
	密实	70~90
粗砂、砾砂	中密	70~90
	密实	90~150
圆砾土、角砾土	中密	90~150
	密实	150~220
碎石土、卵石土	中密	150~220
	密实	220~420

注:1 漂石土、块石土摩阻力标准值可采用 400 kPa~600 kPa。

2 挖孔灌注桩的摩阻力标准值可参照本表采用。

表 14.5.7—6 钻孔灌注桩桩底支承力折减系数 m_0

土质及清底情况	m_0		
	$5d < h \leq 10d$	$10d < h \leq 25d$	$25d < h \leq 50d$
土质较好,不易坍塌,清底良好	0.9~0.7	0.7~0.5	0.5~0.4
土质较差,易坍塌,清底稍差	0.7~0.5	0.5~0.4	0.4~0.3
土质差,难以清底	0.5~0.4	0.4~0.3	0.3~0.1

注: h 为地面线或局部冲刷线以下桩长, d 为桩的直径,均以 m 计。

2 柱桩轴向受压承载力设计值:

1) 支承于岩石层上的打入桩、振动下沉桩(包括管柱)的承载力设计值,可按式计算:

$$R_d = C f_{rk} A \quad (14.5.7-3)$$

式中 R_d ——单桩轴向受压承载力设计值(kN);

f_{rk} ——桩端岩石饱和单轴抗压强度标准值(kPa);

C ——系数,匀质无裂缝的岩石层取 $C=0.45$,有严重裂缝的、风化的或易软的岩石层取 $C=0.3$;

A ——桩底面积(m^2)。

2) 支承于岩石层上与嵌入岩石层内的钻(挖)孔灌注桩及管柱的承载力设计值,可按式计算:

$$R_d = f_{rk} (C_1 A + C_2 U h) \quad (14.5.7-4)$$

式中 R_d ——单桩轴向受压承载力设计值(kN);

U ——嵌入岩石层内的桩及管柱的桩身周长(m);

h ——自新鲜岩石面(平均高程)算起的嵌入深度(m);

C_1, C_2 ——系数,根据岩石层破碎程度和清底情况决定,按表 14.5.7—7 采用。

表 14.5.7—7 系数 C_1, C_2

岩石层及清底情况	C_1	C_2
良好	0.5	0.04
一般	0.4	0.03
较差	0.3	0.02

注:当 $h \leq 0.5m$ 时, C_1 应乘以 0.7, C_2 为 0。

3 摩擦桩轴向受拉承载力设计值,可按式计算:

$$R_{td} = 0.30U \sum \alpha_i f_{ik} l_i \quad (14.5.7-5)$$

式中 R_{td} ——摩擦桩单桩轴向受拉承载力设计值(kN)。

其余符号意义同前。

14.5.8 桩下端锚固在岩石内时,可假定弯矩由锚固侧壁岩石承

受,锚固需要深度可不考虑水平剪力影响,其应嵌入基岩中的深度 h_1 的计算应符合下列规定:

- 1 对于圆形桩, h_1 可按式计算:

$$h_1 = \sqrt{\frac{M}{0.066Kf_{rk}d}} \quad (14.5.8-1)$$

- 2 对于矩形桩, h_1 可按式计算:

$$h_1 = \sqrt{\frac{M}{0.083Kf_{rk}d}} \quad (14.5.8-2)$$

式中 h_1 ——自桩下端锚固点算起的锚固需要深度(m);

M ——桩下端锚固点处的弯矩(kN·m);

K ——根据岩层构造在水平方向的岩石强度标准值换算系数,取 0.5~1.0;

d ——桩身直径(m);

b ——垂直于弯矩作用平面桩的边长(m);

f_{rk} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值(kPa)。

14.5.9 管柱振动下沉中应检算振动荷载作用下管柱的应力和变形,可按下列规定进行计算:

- 1 作用于管柱的外力可按式计算:

$$N = \eta P_{\max} \quad (14.5.9)$$

式中 N ——振动时作用于管柱的计算外力(kN);

$P_{\max}$ ——所选用的振动打桩机的额定最大振动力(kN);

η ——振动冲击系数,可按管柱振动下沉的入土深度、土质条件和施工辅助设施确定,可采用 1.5~2.0。

2 振动下沉时,拉伸和压缩引起的弹性变形值应小于振动体系的振幅。

3 预应力混凝土管柱的张拉力不宜小于管柱的振动荷载。

14.5.10 计算基桩的内力和稳定性时,可按本规范附录 L 考虑桩侧土弹性抗力的作用。桩身强度、稳定性及裂缝宽度验算时,应采用设计桩径。

14.5.11 桩的计算应符合下列规定:

1 摩擦桩桩顶承受的轴向压力设计值加桩身自重与桩身入土部分所占同体积土重之差,不应大于按本规范第 14.5.7 条第 1 款计算的摩擦桩轴向受压承载力设计值。

2 柱桩桩顶承受的轴向压力设计值加桩身自重不应大于按本规范第 14.5.7 条第 2 款计算的柱桩轴向受压承载力设计值。

3 受拉桩桩顶承受的拉力设计值减去桩身自重不应大于按本规范第 14.5.7 条第 3 款计算的摩擦桩轴向受拉承载力设计值。仅在永久作用和基本可变作用的作用下,桩不应承受轴向拉力。

4 永久作用加基本可变作用和其他可变作用时,按本规范第 14.5.7 条求得的单桩轴向受压承载力设计值可提高 20%,偶然作用组合时,柱桩的单桩轴向受压承载力设计值可提高 40%,摩擦桩的单桩轴向受压承载力设计值可提高 20%~40%。

5 桩基础还应按本规范附录 N 当作实体基础进行检算。桩基底面以下有软弱土层时,尚应按本规范第 14.4.3 条检算该土层的压应力。

14.5.12 位于湿陷性黄土和软土地基中的桩基础,当土壤可能出现湿陷或固结下沉时应考虑桩侧土的负摩阻力的作用。

(III) 构 造

14.5.13 桩的直径应根据受力大小、桩基形式和施工条件确定。钻孔灌注桩的设计桩径不宜小于 0.8 m;挖孔灌注桩的直径或边宽不宜小于 1.25 m。

14.5.14 桩的排列可采用行列式或梅花式的布置形式,并应符合下列规定:

1 打入桩的桩尖中心距不应小于 3 倍设计桩径。振动下沉于砂土内的桩,桩尖中心距不应小于 4 倍设计桩径。桩尖爆扩桩的桩尖中心距应根据施工方法确定。上述各类桩在承台底面处桩的中心距不应小于 1.5 倍设计桩径。

2 钻(挖)孔灌注摩擦桩的中心距不应小于 2.5 倍设计桩径,钻(挖)孔灌注柱桩的中心距不应小于 2 倍设计桩径。

3 摩擦支承管柱的中心距可采用 2.5~3 倍管柱外径,端承管柱的中心距可采用 2 倍钻孔直径。

4 各类桩的承台边缘至最外一排桩的净距,桩径不大于 1 m 时,净距不应小于 $0.5d$,且不应小于 0.25 m;桩径大于 1 m 时,净距不应小于 $0.3d$,且不应小于 0.50 m。对于钻孔灌注桩, d 为设计桩径;对于矩形截面的桩, d 为桩的短边宽。

14.5.15 桩身的钢筋和混凝土应符合下列规定:

1 预制钢筋混凝土桩强度和配筋应满足作为基础结构的受力要求及桩在运输、沉桩时的受力要求。

2 钻(挖)孔灌注桩可按桩身内力要求分段配筋。采用束筋时每束不宜多于两根钢筋。主筋直径不宜小于 14 mm,净距不宜小于 120 mm,任何情况下不应小于 80 mm。箍筋的直径可采用 8 mm,其间距可采用 200 mm,摩擦桩下部可增大至 400 mm。顺钢筋笼长度每隔 2.0 m~2.5 m 加一道直径为 16 mm~22 mm 的骨架箍筋。钢筋保护层厚度按现行《铁路混凝土结构耐久性设计规范》TB 10005 的要求确定。

3 按计算桩身混凝土不需配筋的桩,应在桩顶部 4 m~6 m 范围内设置构造连接钢筋,并伸入承台内。钢筋直径可采用 14 mm,间距 250 mm~350 mm。

4 桩身混凝土的强度等级不应低于 C30。

14.5.16 预制桩的分节长度可按施工条件确定,但应减少接头数量。接头的强度不应低于桩身的强度。

14.5.17 承台的厚度和配筋应根据受力情况确定,并应符合下列规定:

1 承台厚度不宜小于 1.5 m,混凝土强度等级不应低于 C30。

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。

3 桩顶主筋伸入承台联结时,钢筋网在越过桩顶处不应截断。

4 桩顶直接埋入承台内,且桩顶作用于承台的受压应力超过承台混凝土的局部承压应力时(计算此项应力时不考虑桩身与承台混凝土间的黏着力),应在每一根桩的顶面以上设置 1~2 层直径不小于 12 mm 的钢筋网,钢筋网的每边长度不应小于桩径的 2.5 倍,其网孔为 100 mm×100 mm~150 mm×150 mm。

14.5.18 桩顶主筋伸入承台联结时,应符合下列规定:

1 桩身伸入承台内的长度宜为 100 mm。

2 管柱伸入承台内的长度宜为 150 mm~200 mm。

3 桩顶伸入承台内的主筋长度(算至弯钩切点),应根据桩基采用的钢筋种类及混凝土等级选用适宜的钢筋锚固长度。箍筋的直径不应小于 8 mm,箍筋的间距可采用 150 mm~200 mm。钢筋最小锚固长度应符合表 14.5.18 的规定:

表 14.5.18 钢筋最小锚固长度(mm)

钢筋种类		HPB300			HRB400			HRB500		
混凝土等级		C25	C30、 C35	≥40	C25	C30、 C35	≥40	C25	C30、 C35	≥40
受压钢筋(直端)		30d	25d	20d	35d	30d	25d	40d	35d	30d
受拉 钢筋	直端	—	—	—	45d	40d	35d	50d	45d	40d
	弯钩端	25d	20d	20d	30d	25d	20d	35d	30d	25d

注:1 当带肋钢筋直径大于 25 mm 时,其锚固长度应增加 10%。

2 受弯及大偏心受压构件中的受拉钢筋截断时宜避开受拉区,表中数值仅在困难条件下采用。

3 采用环氧树脂涂层钢筋时,受拉钢筋最小锚固长度应增加 25%。

4 当混凝土在凝固过程中易受扰动时,锚固长度应增加 10%。

5 d 为钢筋直径(mm)。

14.5.19 钢筋混凝土桩桩顶直接埋入承台联结时,埋入长度应符合下列规定:

- 1 桩径小于 0.6 m 时,埋入长度不应小于 2 倍桩径。
 - 2 桩径为 0.6 m~1.2 m 时,埋入长度不应小于 1.2 m。
 - 3 桩径大于 1.2 m 时,埋入长度不应小于桩径。
- 14.5.20** 承受拉力的桩与承台的联结应满足受拉强度要求。
- 14.5.21** 嵌入新鲜岩面以下的钻(挖)孔灌注桩,其嵌入深度应根据计算确定,且不应小于 0.5 m。
- 14.5.22** 河床岩层有冲刷时,支于岩层上的管柱基础应采用钻岩支承。管柱下端的位置应考虑岩层最低冲刷高程。
- 14.5.23** 嵌入岩层的管柱应采用外壁竖直的钢刃脚,其高度应与嵌入岩内的深度相适应,并符合下列规定:
- 1 需要钻岩的管柱,在钻头运动高度范围内,底节管柱内壁及刃脚内侧应采用一圈钢板防护。
 - 2 钻岩支承的管柱,钻孔内应设置钢筋笼,并伸入管柱底部,伸入管柱底部的长度按计算确定。
 - 3 布置钻孔中钢筋笼时,钢筋笼底面与钻孔底面的容许误差可结合具体情况在设计时规定,但不应大于 0.5 m。钢筋笼的直径宜较钻头直径小 200 mm。

14.6 沉井基础

(I) 一般规定

- 14.6.1** 基础需要埋置较深且地质、水文及施工等条件适宜时,可选用沉井基础。下沉可能遇到大漂石、流砂、倾斜较大的岩面、地基承载力较低等不利条件时,应慎重选用。水深较大、流速适宜时可采用浮运沉井。
- 14.6.2** 沉井下沉自重扣除水浮力作用后,应大于下沉时土对井壁的摩阻力,刃脚需嵌入风化层时应采取必要措施。土对井壁摩阻力应根据实践经验或试验资料确定,缺乏上述资料时,可根据土的性质和施工措施按表 14.6.2 选用。

表 14.6.2 井壁与土体间的摩阻力标准值 f_{ik} (kPa)

土的名称	摩阻力标准值 f_{ik}	土的名称	摩阻力标准值 f_{ik}
黏性土	25~50	砾石土	15~20
砂性土	12~25	软土	10~12
卵石土	15~30	泥浆套	3~5

注:泥浆套为灌注在井壁外侧的浊变泥浆,是一种助沉材料。

14.6.3 沉井底节可采用混凝土、钢筋混凝土、钢等材料,并应符合下列规定:

- 1 混凝土沉井可用于下沉深度不大的土层。
- 2 钢筋混凝土沉井底节截面最小配筋率不应小于 0.5%。
- 3 沉井井孔应根据受力或稳定要求确定是否填充。在低于冻结线 0.25 m 以上的部分,应用混凝土或石砌填实。

(II) 计 算

14.6.4 计算施工阶段荷载情况下的混凝土、钢筋混凝土沉井截面强度时,材料强度设计值可在永久作用加基本可变作用及其他可变作用的基础上提高,但提高的最大数值不应大于 10%。

14.6.5 沉井刃脚应按下列情况检算:

1 计算沉井刃脚时,应根据刃脚在水平和竖直两方向的作用力进行荷载的分配。

2 沉井下沉过程中,可根据沉井接高等具体情况取最不利位置,按刃脚切入土中 1 m,检算刃脚向外弯曲强度。此时作用在井壁上的土压力和水压力应根据下沉时的具体情况确定,作用在井壁外侧的计算摩擦力不应大于 $0.5E$ (E 为井壁外侧所受主动土压力)。

3 沉井沉至设计高程,刃脚下的土已掏空,应检算刃脚向内弯曲强度。此时作用在井壁上的水压力应按设计和施工中的最不利水压力考虑。

14.6.6 井壁应按竖直方向和水平方向分别进行检算,并应符合

下列规定:

1 竖直方向检算时,应按刃脚下土已挖空,而外侧四周作用有摩阻力,可能把沉井箍住考虑,检算井壁垂直拉应力。混凝土沉井接缝处拉应力由接缝钢筋承受,并检算钢筋的锚固长度。

2 水平方向检算时,应按本规范第 14.6.5 条的水平荷载,将沉井作为水平框架进行检算。检算刃脚斜面以上高度等于该处壁厚的一段井壁时,除承受该段井壁范围内的水平荷载外,还应承受由刃脚悬臂传来的水平力。

3 采用泥浆润滑套下沉的沉井,井壁外侧压力应按泥浆压力计算。

4 采用空气幕下沉的沉井,井壁压力与普通沉井的计算方法相同。

14.6.7 沉井底节的抗弯强度应按下列情况进行检算:

1 对于矩形、圆端形沉井,不排水下沉时,可支承在矩形的四个角点、圆端的两个端点,或长边的中点;排水下沉时,可按施工中可能的支承情况检算。支承点可设在长边上,当长短边比 L/B 大于 1.5 时,两支点间距可取 $(0.6 \sim 0.8)L$ 。

2 对于圆形沉井,可支承在圆形的四个等分点上。在有孤石、漂石或其他障碍物的土层中,不排水下沉时,可支承在圆形的两个等分点上。

3 沉井底节的平面尺寸较大时,应按灌注第二节沉井混凝土时的荷载,检算底节内隔墙及井壁的抗弯强度,并假定内隔墙下土已挖空,内隔墙支承于井壁上。

14.6.8 沉井封底混凝土厚度根据受力情况和施工方法确定。

14.6.9 浮式沉井在悬浮状态下(落入河床前)应按下列规定计算:

1 浮式沉井应按施工步骤计算各阶段沉井入水深度及其稳定性。沉井浮体稳定的倾斜角可按下式计算:

$$\varphi = \arctan \frac{M}{\gamma_w V(\rho - a)} \quad (14.6.9)$$

式中 φ ——倾斜角,不得大于 6° ,并应满足 $(\rho - a) > 0$;

M ——外力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

V ——排水体积(m^3);

a ——重心至浮心的距离(m);重心在浮心之上时 a 为正,反之则为负;

ρ ——定倾半径,即定倾中心至浮心的距离(m), $\rho = \frac{I}{V}$;

I 为浮体排水截面的惯性矩(m^4),按沉井轮廓面积和各阶段沉井入水深度计算;

γ_w ——水的重度,采用 10 kN/m^3 。

2 底节以上沉井应按静水压力、流水压力、内外水头差、风力、导向结构反力、锚缆拉力、填充时混凝土侧压力等,应分别检算井壁和内隔墙。

3 对于底节钢结构,起吊时应按承受结构自重检算。当浮于水中时,应按承受竖向荷载和底节以上的水平力分别检算井壁和内隔墙的强度。检算井壁时还应考虑沉井因倾斜而加大的静水压力,可加大 $7 \text{ kPa} \sim 10 \text{ kPa}$ 。

14.6.10 沉井底面处土的承载力设计值应按本规范第 14.3 节确定。沉井计算应符合下列原则:

1 置于岩面上的沉井,检算基底时,基底面积可酌情扣除水下清基时在沉井底面周围一定宽度内不可能完全清净的面积。

2 沉井基础的沉降和基底偏心距应按本规范第 14.2 节和第 14.4 节的规定计算。

3 土的弹性抗力作用可按本规范附录 L 计算。采用泥浆润滑套施工时,仅在恢复侧面土的约束能力后,方可考虑土的弹性抗力作用。采用空气幕下沉的沉井,可考虑土的弹性抗力作用。

4 高低刃脚的沉井基础检算倾覆和滑动稳定性时,应考虑岩面倾斜的不利因素。必要时可在井孔内钻岩,设置钢筋笼以加强锚固作用。

5 沉井检算应考虑施工容许偏差的影响。

(Ⅲ) 构造

14.6.11 沉井平面形状及尺寸应考虑阻水较小、受力合理、简单对称和施工方便等要求,根据墩台底面尺寸、地基承载力确定,并应符合下列规定:

1 棱角处宜用圆角或钝角。

2 顶面襟边宽度应根据沉井施工容许偏差确定。对顶部需设围堰的沉井,其襟边宽度应满足安装墩台身模板的需要。

3 井孔的布置和大小应满足取土机具所需净空和除土范围的要求,对顶部设置围堰的沉井,井孔布置应结合简化围堰支架结构统一考虑。

4 沉井外壁可做成竖直或有台阶的,台阶的宽度可为 100 mm 左右。

5 沉井在松软土中下沉时,沉井底节高度不应大于沉井短边宽度的 0.8 倍。

14.6.12 沉井井壁和内隔墙的设计应符合下列规定:

1 井壁厚度应根据结构强度、下沉需要的重量,以及便于取土和清基确定。

2 考虑传递封底混凝土基底反力的需要时,可在井壁上设置凹槽或其他联结措施。

3 沉井内隔墙底面应高出刃脚底面不小于 0.5 m,必要时内隔墙底部可设过人孔。

4 井壁和内隔墙可按施工需要设置连通管、探测管、射水孔,使用泥浆润滑套施工时的预埋管路,以及采用空气幕施工时的气龕、管路等。

14.6.13 沉井刃脚可根据地质情况采用尖刃脚或带踏面的刃脚,并应符合下列规定:

1 带踏面的刃脚,其踏面宽度不宜大于 150 mm。

2 刃脚斜面与水平面交角不宜小于 45° 。

3 需要下沉至稍有倾斜的岩面时,在掌握岩层高低差变化的情况下,可将刃脚做成与岩面倾斜度相适应的高低刃脚。

4 沉井刃脚配置钢筋时,竖直钢筋应伸入刃脚根部以上 $0.5S_1$ (S_1 为井壁水平框架的最大计算跨度)。

14.7 挖井基础

14.7.1 当基础需要埋置较深且无地下水,地基承载力较高,施工条件适宜时,可选用挖井基础。

14.7.2 挖井基础深度宜控制在 15 m 以内。基础形式可采用圆形、圆端形截面,截面尺寸不大时也可以选用矩形。

14.7.3 挖井基础施工时应设护壁,可采用钢筋混凝土或钢结构。钢筋混凝土护壁厚度不宜小于 300 mm,必要时设井内纵、横向井壁顶撑。

14.7.4 挖井基础施工应垂直开挖,护壁及时跟进,不应放坡开挖。

14.7.5 地形陡峭的山区,挖井施工前应做好井口以外的边坡防护,确保周边岸坡稳定。

14.7.6 挖井施工时应加强排水措施,挖井施工作业平台周边应设必要的排水沟。

14.7.7 挖井混凝土灌注时不应设置模板,应满灌基础。

14.7.8 挖井基础基底承载力应按本规范第 14.4 节有关明挖基础的规定计算,可计入侧壁土的弹性抗力。弹性抗力可按本规范附录 L 计算。

14.7.9 偏心距检算时应按本规范第 14.6 节有关沉井的规定计算,可不计井壁的摩阻力。

14.7.10 挖井基础承载力计算时,井壁与土体间的摩阻力值应根据实践经验或实测资料确定,当缺乏上述资料时,可根据土的性质、施工措施按表 14.7.10 选用。

表 14.7.10 井壁与土体间的摩阻力标准值 f_{ik} (kPa)

土 的 种 类	土 性 状 态	摩阻力标准值 f_{ik}
软土		6~12
黏性土	流塑	10~17.5
	软塑	17.5~22.5
	硬塑	22.5~37.5
粉土	中密	15~22.5
	密实	22.5~35
粉砂、细砂	中密	15~22.5
	密实	22.5~35
中砂	中密	22.5~35
	密实	35~45
粗砂、砾砂	中密	35~45
	密实	45~75
圆砾土、角砾土	中密	45~75
	密实	75~110
碎石土、卵石土	中密	75~110
	密实	110~210

注：漂石土、块石土摩阻力标准值可采用 200 kPa~300 kPa。

14.7.11 挖井基础的沉降可按本规范第 14.2 节规定计算。

14.8 湿陷性黄土地基

14.8.1 黄土地区建筑场地的湿陷性类型应按自重湿陷量 Δ_{zs} 判定：

1 Δ_{zs} 小于或等于 70 mm 时，应判定为非自重湿陷性黄土场地； Δ_{zs} 大于 70 mm 时，应判定为自重湿陷性黄土场地。

2 湿陷性黄土的自重湿陷量应按下式计算：

$$\Delta_{zs} = \beta_0 \sum_{i=1}^n \delta_{zsi} h_i \quad (14.8.1)$$

式中 Δ_{zs} ——自重湿陷量(mm);

δ_{zsi} ——第 i 层土在上覆土的饱和(土的饱和度 $S_r \geq 0.85$)自重压力下的自重湿陷系数;

h_i ——第 i 层土的厚度(mm);

β_0 ——因地区土质而异的修正系数,在缺乏实测资料时,陇西地区可取 1.5,陇东—陕北—晋西地区可取 1.2,关中地区可取 0.9,其他地区可取 0.5。

3 自重湿陷量的累计自天然地面算起(当挖、填方的厚度和面积较大时,自设计地面算起),至其下全部湿陷性黄土层的底面为止,其中自重湿陷系数 δ_{zs} 小于 0.015 的土层可不计。

14.8.2 自重湿陷系数 δ_{zs} 可按下式计算:

$$\delta_{zs} = \frac{h_z - h'_z}{h_0} \quad (14.8.2)$$

式中 h_z ——保持天然湿度和天然结构的土样,加压至土的饱和自重压力时,下沉稳定后的高度(mm);

h'_z ——上述加压稳定后的土样,在浸水作用下,下沉稳定后的高度(mm);

h_0 ——土样的原始高度(mm)。

14.8.3 黄土的湿陷性应按湿陷系数 δ_s 判定。当 δ_s 大于或等于 0.015 时为湿陷性黄土。 δ_s 应在规定的压力作用下由室内压缩试验测定,并按下式计算:

$$\delta_s = \frac{h_p - h'_p}{h_0} \quad (14.8.3)$$

式中 h_p ——保持天然湿度和天然结构的土样,加压至规定压力时,下沉稳定后的高度(mm);

h'_p ——上述加压稳定后的土样,在浸水作用下,下沉稳定后的高度(mm);

h_0 ——土样的原始高度(mm)。

14.8.4 湿陷性黄土地区桥涵可根据其重要性、结构特点、受水浸湿后的危害程度和修复难易程度分为 A、B、C、D 四类。A 类为 20 m 及以上高墩台和超静定桥梁；B 类为一般桥梁基础及拱涵；C 类为涵洞和倒虹吸；D 类为桥涵附属工程。

14.8.5 湿陷性黄土地基的湿陷等级应根据自重湿陷量 Δ_{zs} 和基底以下地基湿陷量 Δ_s 的数值按表 14.8.5 判定。

表 14.8.5 湿陷性黄土地基的湿陷等级

湿陷性类型		非自重湿陷性场地	自重湿陷性场地	
自重湿陷量 Δ_{zs} (mm)		$\Delta_{zs} \leq 70$	$70 < \Delta_{zs} \leq 350$	$\Delta_{zs} > 350$
基底以下地基的湿陷量 Δ_s (mm)	$\Delta_s \leq 300$	I (轻微)	II (中等)	—
	$300 < \Delta_s \leq 700$	II (中等)	II (中等)或 III (严重)	III (严重)
	$\Delta_s > 700$	II (中等)	III (严重)	IV (很严重)

注：当 Δ_s 计算值大于 600 mm、 Δ_{zs} 计算值大于 300 mm 时，可判定为 III 级，其他情况可判定为 II 级。

14.8.6 湿陷性黄土地区的桥涵应根据湿陷性黄土的等级、结构物分类和水流特征，采取相应的设计措施和处理方案以满足沉降控制的要求。湿陷性黄土地区地基处理的措施可参考表 14.8.6 采用。

表 14.8.6 湿陷性黄土地区地基处理的措施

水流特征及湿陷等级		经常性流水(或浸湿可能性较大)				季节性流水(或浸湿可能性较小)			
类型及措施		I	II	III	IV	I	II	III	IV
A	措施	①				①			
B	措施	②、③	②、③	①、②	①、②	③		②、③	②
	处理深度(m)	2.0~3.0	3.0~5.0	4.0~6.0	6.0	0.8~1.0	1.0~2.0	2.0~3.0	5.0

续表14.8.6

水流特征及 湿陷等级		经常性流水(或浸湿 可能性较大)				季节性流水(或浸湿 可能性较小)			
类型及措施		I	II	III	IV	I	II	III	IV
C	措施	③			②	③			
	处理深度 (m)	0.8~ 1.0	1.0~ 1.5	1.5~ 2.0	3.0	0.5~ 0.8	0.8~ 1.2	1.2~ 2.0	2.0
D	措施	④				④			

注:表中各编号所代表的处理措施:①墩台基础采用明挖、沉井或桩基,置于非湿陷性土层中;②采用强夯法或挤密桩法,并采取防水和结构措施;③采用重锤夯实或换填灰土夯实,并采取防水和结构措施;④地基表层夯实。

14.8.7 湿陷性黄土地区采用桩基础时,桩基应穿透湿陷性黄土层,并应符合下列定:

1 在非自重湿陷性黄土场地,桩端应支撑在较低的非湿陷性黄土层中。

2 在自重湿陷性黄土场地,桩端应支撑在可靠的岩(土)层中。

14.8.8 在湿陷性黄土场地应根据工程要求、场地湿陷类型、湿陷性黄土层厚度、桩端持力层的土质情况、施工条件和场地周围环境等因素确定适用的桩基类型,可采用钻(挖)孔灌注桩、打入桩。

14.8.9 在非自重湿陷性黄土场地,单桩竖向承载力的计算值应计入湿陷性黄土层内的桩长按饱和状态下的正侧阻力;在自重湿陷性黄土场地,除不计自重湿陷性黄土层内的桩长按饱和状态下的正侧阻力外,尚应扣除桩侧的负摩阻力。对桩侧负摩阻力进行现场试验确有困难时,可参考表 14.8.9 中的数值取值。

表 14.8.9 桩侧负摩阻力标准值 f_{ik} (kPa)

自重湿陷量的计算值(mm)	钻、挖孔灌注桩	打入桩
70~200	10	15
>200	15	20

14.8.10 湿陷性黄土地区的桥涵铺砌范围应比非湿陷地区同类的桥涵适当加大,垂裙适当加深,涵洞沉降缝应密不透水。

14.8.11 桥涵附近的陷穴、坑洞等应填平夯实,不得积水。山区及丘陵地区应加强疏导,避免潜蚀或严重冲刷影响桥涵基础稳定。

14.8.12 湿陷性黄土地区的桥涵基础宜设置在原有沟床上,并宜采用适应较大沉降的结构。涵洞不应采用分离式基础。

14.8.13 湿陷性黄土场地进行钻(挖)孔及护底施工过程中,应严防雨水和地表水流入桩孔内,保证基坑不受水浸泡。

14.8.14 基坑开挖时应在基坑底面以上预留 50 mm~100 mm 土层,夯实至设计高程。基础筑出地面后,基坑应及时用不透水土或原土分层回填夯实至稍高于附近地面。换填土和桩孔填土不应采用渗水土。

14.9 软土地基

14.9.1 软土地基上的桥涵设计应考虑沉降的影响,合理选择结构形式,适当预留净空余量。

14.9.2 软土地基上桥涵基础的工后沉降量应符合本规范第 5.3.2 条的规定。

14.9.3 建于软土上且台后填土高大于等于 5 m 的桥台,在计算地基应力和沉降时,可按本规范附录 Q 考虑台后路基对基底产生的附加竖向压应力。建于软土地基上的墩台基础周围有不平衡荷载时,应考虑软土对基础产生的附加水平力。

14.9.4 桥涵基础的计算沉降量超过限值,或地基土的承载力不足时,应采取工程措施或地基加固措施。涵洞地基处理方式宜与两侧路基地基处理方式一致。

14.9.5 当基底下软土层厚度不大时,可将软土层全部挖除,换填为中砂、粗砂、砾砂、碎石、卵石,并分层夯实。换填的顶面尺寸应为基底每边加宽不小于 300 mm,底面尺寸由基底边缘按 $35^{\circ}\sim 45^{\circ}$ 扩散角确定。

14.9.6 砂垫层的顶面尺寸应为基底每边加宽不小于 500 mm, 底面宽度不小于 $b+2h \tan 35^\circ$, 其中 b 为基础宽度, 砂垫层的厚度 h 应按下卧软土层的承载力设计值确定, 可取 1 m~3 m。砂垫层本身的沉降量可忽略不计。

14.10 多年冻土地基

14.10.1 多年冻土按照冻土融化时的下沉特征可分为不融沉、弱融沉、融沉、强融沉和融陷五类, 多年冻土的分类和融沉性分级见本规范附录 K。

14.10.2 桥涵工程应根据桥址多年冻土的分布特征, 全面进行工程地质评价, 选择合理的桥渡方案、桥涵结构类型。

14.10.3 多年冻土地区基础设计除应进行地基承载力、变形及稳定性计算外, 还应根据冻土的工程地质状况进行冻胀及冻胀力的检算。

14.10.4 多年冻土地区的桥涵基础可按下列两种基本原则进行设计:

1 年平均地温低于 -1.0°C 的场地和最大融化深度范围内存在融沉、强融沉、融陷性土及其夹层的地基, 宜按保持冻结原则设计, 基础形式可采用桩基础。

2 年平均地温不低于 -0.5°C 的场地, 宜按容许融化原则设计。设计时应加大基础埋深, 宜用粗颗粒土换填, 埋设保温隔热材料等措施减少地基变形, 必要时采取结构措施适应变形要求, 当冻土层有可能全部融化时, 应按季节冻土地基进行设计。

14.10.5 钻孔灌注桩可用于各类多年冻土地基, 明挖基础可用于埋深较浅, 除含土冰层以外的各类多年冻土地基。

14.10.6 多年冻土地区桥涵基础按保持冻结原则设计时, 基础埋置深度可按下式计算:

$$h_m = H_r + \Delta H + \Delta h \quad (14.10.6)$$

式中 h_m ——基础埋置深度(m),有冲刷的河流自一般冲刷线算起;

H_r ——人为上限深度(m), $H_r = K_j H_t$;

K_j ——经验系数,埋式桥台 K_j 取 1.0;无冲刷桥墩台取 1.2~1.4,地表破坏程度较小时取 1.2,破坏程度大时取 1.4;有冲刷桥墩台按 1.5~2.1 取值,流速、水深较大时取 1.5,流速、水深较小时取 2.1;

H_t ——天然上限深度(m);

ΔH ——气温变化上限深度的增量(m), $\Delta H = 0.38(T_p - T_H)$, T_p 为设计频率年平均气温($^{\circ}\text{C}$), T_H 为勘测年的平均气温($^{\circ}\text{C}$), 0.38 是指单位气温变化引起的气温变化上限深度的增量,单位为 $\text{m}/^{\circ}\text{C}$;

Δh ——安全值(m),明挖基础取 1.5 m,桩基础取 4.0 m。

14.10.7 钻孔桩的单桩承载力设计值应通过试桩确定。无条件试桩时可按下式计算:

$$R_d = \frac{1}{2} \sum S_{mi} m'' F_i + m'_0 A f_{at} \quad (14.10.7)$$

式中 R_d ——单桩轴向受压承载力设计值(kN);

S_{mi} ——第 i 层冻土同桩侧表面的冻结强度标准值(kPa),可按本规范附录 R 取值;

m'' ——采用不同沉桩方式时冻结力的修正系数;钻孔插入桩取 0.7~0.8,钻孔打入桩取 1.1~1.3,钻孔灌注桩取 1.3~1.5;

F_i ——第 i 层冻土中桩侧表面的冻结面积(m^2);

m'_0 ——桩底支承力折减系数,可根据孔底条件取 0.5~0.9;

A ——桩底支承面积(m^2);

f_{at} ——桩底多年冻土承载力标准值(kPa),按本规范表 14.3.1—10 确定。

14.10.8 水平荷载作用下多年冻土地区的墩台基础,可根据桩和地基共同作用的条件考虑土的弹性抗力按本规范附录 L 计算,其地基系数的比例系数 m 和 m_0 宜通过现场实测确定。

14.10.9 桥梁基础位于冻胀或强冻胀土中时,应按本规范附录 R 进行切向冻胀计算。当计算不能满足受力要求时,应在主冻胀带范围内选用下列防冻胀措施:

1 减少地基与基础及墩台身之间的接触侧面积,并应使其表面光滑。

2 将基础和墩台身周围的冻胀性土用粉黏粒含量小于 10% 的中粗砂或卵砾石换填,也可采用其他的物理、化学方法进行防冻胀处理。

3 加大基础埋入多年冻土中的深度,以增大锚固力,并在承受拉力的断面上配置钢筋。

14.10.10 采用预先融化时,人工融化或挖除冻土的深度可根据冻土人为上限深度和基础允许沉降量计算确定。采用自然融化原则进行设计时,应进行沉降检算。弱融沉、融沉、强融沉土地基的最终沉降量可按式计算:

$$S = \sum A_i h_i + \sum \alpha_i h_i \sigma_i + \sum \alpha_i w_i h_i \quad (14.10.10)$$

式中 S ——最终沉降量(m);

h_i ——第 i 层冻土厚度(m);

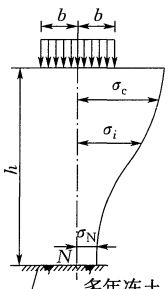
A_i ——第 i 层冻土融化系数,可由试验确定;

α_i ——第 i 层冻土压缩系数(MPa^{-1}),可由试验确定;

w_i ——第 i 层冻土中点处的土自重压应力设计值(MPa);

σ_i ——第 i 层冻土中点处的附加压应力设计值(MPa);在永久作用的作用下,基底中点的压应力 σ_c 和稳定融化深度界面与基础轴线交点处的压应力 σ_N 成比例,即 $\sigma_N = K \cdot \sigma_c$, K 值见表 14.10.10。

表 14.10.10 稳定融化界面与基础轴线交点 N 处的竖向应力系数 K 值

h/b	圆形 (半径= b)	矩形(边长 $2a$ 、边宽 $2b$)				长形 $\frac{a}{b}=\infty$	附图
		$\frac{a}{b}=1$	$\frac{a}{b}=2$	$\frac{a}{b}=3$	$\frac{a}{b}=10$		
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
0.25	1.009	1.009	1.009	1.009	1.009	1.009	
0.50	1.064	1.053	1.033	1.033	1.033	1.033	
0.75	1.072	1.082	1.059	1.059	1.059	1.059	
1.00	0.965	1.027	1.039	1.026	1.025	1.025	
1.50	0.684	0.762	0.912	0.911	0.902	0.902	
2.00	0.473	0.541	0.717	0.769	0.761	0.761	
2.50	0.335	0.395	0.593	0.651	0.636	0.636	
3.00	0.249	0.298	0.474	0.549	0.560	0.560	
4.00	0.148	0.186	0.314	0.392	0.439	0.439	
5.00	0.098	0.125	0.222	0.287	0.359	0.359	
7.00	0.051	0.065	0.113	0.170	0.262	0.262	
10.00	0.025	0.032	0.064	0.093	0.181	0.185	
20.00	0.006	0.008	0.016	0.024	0.068	0.086	
50.00	0.001	0.001	0.003	0.005	0.014	0.037	
∞	0	0	0	0	0	0	

14.10.11 计算沉降量时,基底压缩层的厚度可按下列原则确定:

1 基底以下融化层厚度小于或等于基底压缩层厚度时,基底压缩层的厚度取融化层的厚度。

2 基底以下融化层厚度大于基底压缩层的厚度时,对于土自重压力的下沉和融化的下沉,算至融化层的下限;对于附加压力的下沉,取基底压缩层的厚度。

14.10.12 涵洞基础设计时应符合下列要求:

1 多年冻土涵洞的基础要与冻土地基类型相适应。

2 地基的强度不够或多年冻土人为上限较深需要加深基础时,特别是饱冰冻土、含土冰层等不良冻土地段,宜采用桩基础。

3 按容许融化原则设计存在强融沉、强冻胀等不良冻土地基,径流期长、径流量大,可能产生不均匀冻融变形时,可采用钢筋混凝土基础。

4 按保持冻结原则设计时,涵洞中心的预拱度按表 14.10.12 确定。

表 14.10.12 涵洞中心的预拱度

地基冻土类型	弱融沉土	融沉土	强融沉土
预拱度	$H/100$	$H/80$	$H/50$

注: H 为线路中心处轨底至涵底流水板面高度。

14.10.13 附属工程的基础可置于季节融化层或多年冻土中,埋深可根据非多年冻土地区的有关规定确定。季节融化层为冻胀土或强冻胀土时,基础宜每隔 2 m~5 m 设一道沉降缝。

14.11 岩溶地区地基

14.11.1 桥涵结构宜避开岩溶强发育地段。在碳酸盐岩为主的可溶性岩石地区,当存在岩溶(溶洞、溶蚀裂隙等)、土洞等现象时,应考虑其对桥涵地基承载力、基础稳定的影响。

14.11.2 对于完整的、较完整的硬质岩地基,当符合下列条件之一时,可不考虑岩溶对地基稳定性的影响:

1 洞体较小,基础(承台)底面尺寸大于洞的平面尺寸,并有足够的支承长度。

2 顶板岩石厚度大于或等于洞的跨度。

14.11.3 对地基稳定性有影响的溶洞,应根据其位置、大小、埋深、围岩稳定性和水文地质条件综合分析并采取处理措施。

14.11.4 岩溶地区明挖基础的溶洞可采用混凝土换填和压浆处

理。岩溶埋藏较浅、局部有溶沟、溶槽,其下部已探明无溶洞时,可对基底以下溶沟、溶槽采用混凝土换填方式处理;当基底以下存在溶洞时,可通过压浆对岩溶空洞进行填充封闭处理。

14.11.5 溶洞、塌陷漏斗较大或岩溶多层发育地段宜采用桩基础。岩溶地区桩基穿越溶洞时,可采取下列处理措施:

1 桩身穿越小溶洞或填充性较差的溶洞,以及桩身处溶洞埋深大于 40 m 时,可采用填充压实(抛填片石、黄泥挤压)的方式处理。

2 桩身穿越较大空溶洞、半填充溶洞,以及桩身穿越串珠状溶洞时,可采用钢护筒跟进防护处理。

3 邻近既有建筑物或地表易发生塌陷的桩基础穿过岩溶时,溶洞内为半填充、无填充物或裂隙贯通时,可提前对溶洞进行注浆处理。

14.11.6 岩溶地段桥涵处地基的工程地质勘探应符合《铁路工程地质勘察规范》TB 10012 的相关规定。

14.12 改建既有线、增建第二线的桥涵基础

14.12.1 既有桥墩台基础埋深不足时,应采取板桩防护、注浆固结、河床铺砌、抛石防护、钻孔灌注桩加固等措施。

14.12.2 增建第二线桥时,在满足既有桥行车安全的条件下,合理确定两线间距,新旧基础可按下列原则进行设计:

1 分离式基础仍有部分重叠时,应以竖直的和水平的沉降缝分隔开。分离式基础的计算均按两单线桥考虑,并应计算沉降的相互影响。对部分重叠的基础,检算第二线桥基底压应力时,应考虑横桥方向偏心的影响。

2 整体式基础应按双线桥计算,并应采取措施联结牢固,联结断面应检算一线有车时产生的弯矩和剪力。

14.12.3 加固既有桥或增建第二线桥墩台基础时,应先查明既有桥基础构造、地质情况、地下水位等资料,以制定防护既有桥的措

施和第二线桥基的施工方案。

14.12.4 既有桥墩台为明挖基础时,增建的第二线桥墩台基底不宜低于既有桥墩台基底,否则应结合地下水处理措施和行车影响,进行既有桥墩台的防护设计。

14.12.5 改建既有线和增建第二线铁路桥涵基础设计应符合营业线施工安全的相关规定。

15 抗震设计

15.1 一般规定

15.1.1 铁路桥梁抗震设计应符合本章及《铁路工程抗震设计规范》GB 50111 的相关规定。

15.1.2 抗震设计可按现行《中国地震动参数区划图》GB 18306 规定的地震动参数执行。对特别重要的铁路桥梁工程,其场地所在位置应进行地震安全性评价。对做过专门地震研究的地区,可按批准的抗震设防烈度或设计地震动参数进行抗震设计。

15.1.3 铁路桥梁应按多遇地震、设计地震、罕遇地震作用三个地震动水准进行抗震设计。

15.1.4 铁路桥梁应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,分为 A、B、C、D 四个抗震设防类别,并应符合表 15.1.4 的规定。

表 15.1.4 铁路桥梁抗震设防类别的划分

抗震设防 划分类别	桥 梁 类 型
A 类	跨越大江、大河,且技术复杂、修复困难的特殊结构桥梁
B 类	1 客货共线铁路混凝土简支梁跨度大于等于 48 m;简支钢梁跨度大于等于 64 m;混凝土连续梁主跨大于等于 80 m;连续钢梁主跨大于等于 96 m; 2 高速铁路及城际铁路跨度大于等于 40 m 的桥梁; 3 墩高大于等于 40 m 的桥梁; 4 常水位水深大于 8 m 的桥梁; 5 技术复杂、修复困难的特殊结构桥梁

续表15.1.4

抗震设防 划分类别	桥 梁 类 型
C 类	1 高速铁路及城际铁路的普通桥梁; 2 墩高大于 30 m 小于 40 m 的桥梁; 3 常水位水深 5 m~8 m 的桥梁
D 类	属 A、B、C 类以外的其他铁路桥梁

15.1.5 各类铁路桥梁抗震设防标准应符合下列规定:

1 各类铁路桥梁的地震作用重要性系数 γ_1 应按表 15.1.5—1 确定。

表 15.1.5—1 地震作用重要性系数 γ_1

抗震设防划分类别	多遇地震	设计地震	罕遇地震
A 类	—	—	—
B 类	1.5	1.0	1.0
C 类	1.1	1.0	1.0
D 类	1.0	1.0	1.0

注:表中地震作用重要性系数 γ_1 与现行《铁路工程抗震设计规范》GB 50111 中的重要性系数 C_i 的意义及取值完全相同。

2 各类铁路桥梁的抗震设防措施应按表 15.1.5—2 确定。

表 15.1.5—2 各类工程抗震设防措施等级

抗震设防烈度 工程类别	6	7	8	9
A 类	7	8	9	专门研究
B 类	7	7	8	9
C 类	7	7	8	9
D 类	—	7	8	9

3 A类桥梁抗震设计应结合场地地震安全性评价结果进行专题研究,其设防标准不得低于B类工程。

15.1.6 进行抗震设计的铁路桥梁,应达到下列抗震性能要求:

1 性能要求Ⅰ:地震后不损坏或轻微损坏,能够保持其正常使用功能;结构处于弹性工作阶段。

2 性能要求Ⅱ:地震后可能损坏,经修补,短期内能恢复其正常使用功能;结构整体处于非弹性工作阶段。

3 性能要求Ⅲ:地震后可能产生较大破坏,但不出现整体倒塌,经抢修后可限速通车;结构处于弹塑性工作阶段。

15.1.7 铁路桥梁在不同地震动水准下的抗震设防目标及分析方法应符合表 15.1.7 的规定。

表 15.1.7 铁路桥梁抗震设防目标及分析方法

地震动水准	多遇地震	设计地震	罕遇地震
构筑物	桥梁	桥台、桥梁上、下部结构连接构造	采用钢筋混凝土桥墩的桥梁
抗震设防目标	达到抗震性能要求Ⅰ	达到抗震性能要求Ⅱ	达到抗震性能要求Ⅲ
分析方法	D类桥梁:采用反应谱法; B、C类重要桥梁及新结构桥梁:反应谱法或时程反应分析法	采用静力法; 连续梁支座可采用反应谱法	简支梁钢筋混凝土桥墩采用延性设计的简化方法; B类桥梁及新结构桥梁:采用非线性时程反应分析法

注:1 桥梁上、下部结构连接构造含防止落梁、抗震挡块等措施。

2 在条件适宜时桥梁可采用减隔震设计,同时应考虑减隔震装置对地震作用效应的影响。

3 采用减隔震设计的桥梁不适用本表规定。

4 采用延性设计的钢筋混凝土桥墩,其支座应按罕遇地震进行验算。

15.1.8 地震设计状况的结构构件承载力应采用作用的地震组合进行验算。地震作用时结构的材料应力限值可按材料的强度标准

值除以材料分项系数 γ_M 计算,材料分项系数 γ_M 可根据不同地震作用按表 15.1.8 取值。

表 15.1.8 地震作用的材料分项系数 γ_M

地震作用	材 料					
	混 凝 土				钢筋	钢材
	中心受压	弯曲及偏心受压	抗拉	抗剪		
多遇地震	1.67	1.33	3.0	2.0	1.25	1.16
设计地震	1.67	1.33	3.0	2.0	1.25	1.16
罕遇地震	—	—	—	—	1.0	1.0

15.1.9 铁路桥梁抗震设计方案应符合下列原则：

- 1 线路应选择在设防烈度较低和对抗震有利的地段通过。
- 2 构筑物体形简单、受力明确、自重轻、刚度和质量匀称、重心低。
- 3 采用有利于提高结构整体性的连接方式。
- 4 条件允许时,可采用隔震、耗能装置,减小构筑物的地震反应。
- 5 采用技术先进、经济合理、便于修复加固的抗震措施。
- 6 采用对抗震有利的延性结构或材料。
- 7 对非岩石地基,尤其是砂土液化地区,应对基础采取加强措施。

15.2 抗 震 验 算

15.2.1 设防烈度为 7、8、9 度区的桥梁和位于 6 度区的 B 类桥梁,以及Ⅲ、Ⅳ类场地的 C 类桥梁均应按下列要求进行抗震验算：

按多遇地震进行桥墩、基础的强度、偏心及稳定性验算;按设计地震验算上、下部结构连接构造的强度;按罕遇地震对钢筋混凝土桥墩进行延性验算或最大位移分析。

不同结构桥梁的抗震设计内容应符合表 15.2.1 的规定。

表 15.2.1 桥梁抗震设计验算内容

结构形式		多遇地震	设计地震	罕遇地震
混凝土桥台		—	台身及基础： 强度、偏心及稳定性验算 验算连接构造	—
简支梁桥	混凝土桥墩	墩身及基础： 强度、偏心及稳定性验算	验算连接构造	一般不验算，但应增设护面钢筋
	钢筋混凝土桥墩	墩身及基础： 强度及稳定性验算	验算连接构造	可按简化法进行延性验算
其他梁式桥及重要桥梁		墩身及基础： 强度、偏心及稳定性验算	验算连接构造	钢筋混凝土桥墩： 按非线性时程反应分析法进行下部结构延性验算或最大位移分析

注：对于简支或连续梁桥的上部结构可不进行抗震强度和稳定性验算，但应采取抗震措施。

15.2.2 计算桥梁的地震作用时应符合下列规定：

1 地震作用应计入地基变形的影响。

2 桥梁抗震验算时，应分别计算顺桥向和横桥向的水平地震作用。对于抗震设防烈度为 9 度的悬臂结构和预应力混凝土刚构桥等，还应计入竖向地震作用的影响。竖向地震作用可按结构重力和列车荷载总和的 7% 计入，或按水平地震基本加速度 α 值的 65% 进行动力分析。

3 桥梁抗震验算应采用地震作用与表 15.2.2 所列作用进行最不利组合。

表 15.2.2 桥梁作用

作用分类	作用名称及符号
永久作用	结构自重 G_1
	结构附加重力(线路设备自重及人行道自重等) G_2
	土压力 F_e
	静水压力及浮力 F_{wf}
基本可变作用	列车竖向静荷载 Q_1
	列车离心力 F_c
	列车荷载引起的土压力 F_{qe}

注:1 双线桥只考虑单线列车荷载。

2 验算桥墩桥台时,应采用常水位设计;常水位包括地表水或地下水。

4 桥梁抗震验算应分别按有车、无车进行计算;当桥上有车时,顺桥向不计算列车荷载引起的地震力;横桥向计入 50%列车荷载引起的地震力,作用于轨顶以上 2 m 处,列车荷载竖向力按列车竖向静荷载的 100%计算。

5 满足上述规定的桥梁可变作用准永久值系数 ψ_{qj} 可取 1.0。

15.2.3 桥梁下部结构抗震验算应符合下列规定:

1 基础底面的合力偏心距限值应符合表 15.2.3—1 的规定。

表 15.2.3—1 基础底面合力偏心距限值

地基土类别	偏心距限值
未风化至弱风化的硬质岩石	$\leq 2.0\rho$
上项以外的其他岩石	$\leq 1.5\rho$
地基承载力标准值 $f_{at} > 200$ kPa 的土层	$\leq 1.2\rho$
地基承载力标准值 $f_{at} \leq 200$ kPa 的土层	$\leq 1.0\rho$

注:表中 ρ 为基础底面计算方向的核心半径。

2 砌体及混凝土墩台身截面合力偏心距限值应符合表 15.2.3—2 的规定。

表 15.2.3—2 砌体及混凝土墩台身截面合力偏心距限值

截 面 形 状	偏心距限值
矩形及其他形状	$\leq 0.8S$
圆形	$\leq 0.7S$

注:表中 S 为截面形心至最大压应力边缘的距离。

3 墩台基础的倾覆稳定系数 K_0 不应小于 1.3。

4 墩台基础的滑动稳定系数 K_c 不应小于 1.1。

15.2.4 地基抗震承载力设计值可按式计算:

$$f'_{sd} = \gamma_x f_a \quad (15.2.4)$$

式中 f'_{sd} ——地基抗震承载力设计值;

f_a ——修正后的地基承载力标准值;按本规范第 14 章规定计算;

γ_x ——抗力调整系数,按表 15.2.4 采用;对于柱桩可取 1.5,对于摩擦桩可根据土的性质取 1.2~1.4。

表 15.2.4 修正后的地基承载力标准值 f_a 抗力调整系数 γ_x

地 基 土	抗力调整系数 γ_x
未风化至强风化的硬质岩石	1.5
未风化至微风化的软质岩	1.5
地基承载力标准值 $f_{at} > 500$ kPa 的岩石和土	1.4
地基承载力标准值 $150 \text{ kPa} < f_{at} \leq 500$ kPa 的岩石和土	1.3
地基承载力标准值 $100 \text{ kPa} < f_{at} \leq 150$ kPa 的土	1.2

注:1 软质岩是指饱和单轴极限抗压强度为 15 MPa~30 MPa 的岩石。

2 $100 \text{ kPa} < f_{at} \leq 150 \text{ kPa}$ 的土,不包括液化土、软土、人工弃填土等。

15.2.5 地基内有液化土层时,液化土层的力学指标可按《铁路工程抗震设计规范》GB 50111 的规定进行折减。液化土层以下的土层地基抗震承载力设计值应符合本规范第 15.2.4 条的规定。液化土层以上的土层地基抗震承载力设计值计算时抗力调整系数 γ_x 取 1.0,即修正后的地基承载力标准值不再调整。

15.3 墩台和支座

15.3.1 桥墩抗震分析可采用全桥力学模型进行计算,并应计入梁部及桥面系刚度的影响。对于简支梁桥墩,也可采用单墩力学模型计算,梁部只计质量影响。

15.3.2 多遇地震作用下,桥墩抗震计算可采用反应谱法。对 B 类桥梁或采用减隔震装置的桥梁,宜按反应谱法计算,或选用符合抗震设计要求的地震波,采用时程反应分析法进行分析。在罕遇地震作用下,应采用非线性时程反应分析法。

15.3.3 钢筋混凝土桥墩的延性设计应符合《铁路工程抗震设计规范》GB 50111 的相关规定。

15.3.4 桥台的地震作用按设计地震采用静力法进行计算,并应符合相关规定。

15.3.5 地震区应采用构造简单、便于更换的支座,支座本体抗震能力应高于其连接构件,支座与梁部的连接应强于支座与桥梁墩台的连接,且支座易损部位宜采用可更换部件。

15.3.6 在高烈度地震区有条件时可采用减隔震设计,采用减隔震设计的桥梁应满足正常使用功能的要求。

15.4 抗震措施

15.4.1 桥孔宜按等跨布置。桥墩应避免承受斜向土压力。桥台宜采用 T 形或 U 形桥台。

15.4.2 位于常年有水河流的可液化土层或软土地基上的桥梁墩台,应采用桩和沉井等深基础,且桩尖及沉井底埋入稳定土层内不应小于 2 m。当水平力较大时桩基桥台宜设置斜桩或采取其他加固措施。

15.4.3 对于桥头路堤高度大于 3 m、设防烈度为 8 度或 9 度的特大桥、大中桥,当桥头路堤的地基为可液化土层或软土时,应对台后 15 m 范围内路堤基底以下的可液化土层或软土,采取振密、砂桩、砂井、碎石桩、换填等加固措施。

15.4.4 位于可液化土层或软土地基上的特大桥、大中桥应将桥台设置在稳定的河岸上。不宜在主河槽与河滩分界的地形突变处设置桥墩。

15.4.5 当桥梁跨越断层带时,墩台基础不应设置在严重破碎带上。

15.4.6 位于地震区的桥梁,其上部结构应采取防止落梁、设置挡块等抗震措施;有条件时可采用铅芯橡胶支座或其他减震、耗能装置,以减小梁部的地震作用。

15.4.7 位于地震区的桥梁应按表 15.4.7 采取防落梁装置及抗震措施。防止落梁措施应满足下列要求:

- 1 具备适当的强度及变形能力。
- 2 不影响桥梁支座等其他构件的正常使用及维护。
- 3 正常使用时,对梁端转角及位移不产生附加约束。
- 4 构造简单,便于更换。

表 15.4.7 防落梁装置及抗震措施

设防烈度	7 度	8 度	9 度
防落梁装置 及抗震措施	1 梁体应设置横向支挡。 2 在支挡结构与梁体间宜设置缓冲材料。 3 墩(台)与基础连接、截面突变、施工缝等部位应采取提高抗剪能力的措施	除满足 7 度要求外,尚应满足下列要求: 1 桥梁的墩台顶帽及支承垫石宜适当加宽。 2 梁体应设置纵向支挡。 3 加强梁与梁之间的横向连接。 4 桥梁支座不宜采用摇轴、辊轴支座	除满足 8 度要求外,尚应满足下列要求: 1 桥梁上部应采用横向连接可靠、整体性能良好的结构形式。 2 上部结构应采用竖向限位措施

注:1 抗震设防烈度为 6 度的 A 类、B 类和 C 类桥梁按 7 度采取防落梁装置及抗震措施。

2 采用铅芯橡胶支座时,顺桥向可不设连接或支挡,横桥向梁端处应设支挡结构,支挡与梁体间应填塞缓冲材料。

15.4.8 当设防烈度大于 7 度时,桥台锥体顺线路方向的坡度,应采用表 15.4.8 规定值。

表 15.4.8 桥台锥体顺线路方向坡度

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

15.4.9 B类桥梁、高速铁路及城际铁路的 C类桥梁,对桥墩台与承台、承台与桩的连接应采取下列加强措施:

1 墩台身与承台的连接:墩台身的竖向钢筋伸入承台应有足够的锚固长度,并与承台顶面钢筋连接,有条件时,可与承台底部钢筋连接。

2 承台采用六面配筋,底面钢筋的设置应根据受力计算确定;顶面钢筋的直径不应小于 16 mm、间距不应大于 15 cm;其余四面按构造要求配筋。

3 承台与桩的连接;桩头 2.5~3.0 倍桩径长度范围内应加密箍筋,其间距不应大于 10 cm,直径不应小于 10 mm,桩身纵向钢筋的配筋率不宜小于 0.5%。

附录 A 土压力计算

A. 0.1 主动土压力的计算应符合下列规定:

1 当土层特性无变化时,作用于墩台背面的主动土压力标准值(包括列车荷载)可按下列式计算:

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

土压力的着力点至计算土层底面的距离:

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

列车荷载换算为当量均布土层厚度(竖直方向)为:

$$h_0 = \frac{q}{r} \cdot \frac{\cos \theta \cos \alpha}{\cos(\theta - \alpha)}, \text{对于桥台顶面, } h_0 = \frac{q}{r} \quad (\text{A. 0.1—3})$$

主动土压力系数为:

$$\lambda = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2} \quad (\text{A. 0.1—4})$$

当 $\theta + \delta \geq 90^\circ$ 或者 $\theta + \delta < \alpha$ 时,式(A. 0.1—4)不适用。

式中 F_e ——墩台背面的主动土压力标准值(kN);

C ——土压力的着力点至计算土层底面的距离(m);

γ ——土的重度(kN/m³);

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 ——台后列车荷载计算宽度,可取 2.6 m;当桥台计算宽度 $B < 2.6$ m 时,则按 $B_0 = B$ 计算;

h_0 ——列车荷载换算为当量均布土层的厚度(竖直方向)(m);

q ——每单位斜面积上水平投影的列车荷载压力强度(kPa);对于台后取 q 为轨底平面上列车荷载竖向压力强度(kPa);计算时横向分布宽度按2.6 m计;纵向分布宽度计算时,当采用集中轴重时为轴距,当采用每延米荷重时为1.0 m;

λ ——主动土压力系数;

φ ——土的内摩擦角;

α ——填土表面与水平面的倾角;

θ ——墩台背与竖直面的夹角,俯墙(图 A. 0. 1—1)取正值,反之取负值;

δ ——墩台背与填料之间的外摩擦角。

上述符号 φ 、 α 、 θ 、 δ 均以度计。

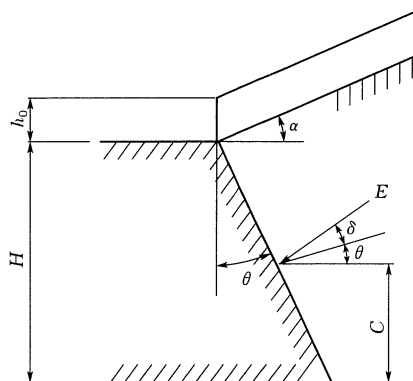


图 A. 0. 1—1 主动土压力计算图示

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标准值(包括列车荷载,如图 A. 0. 1—2 所示)可按下式计算:

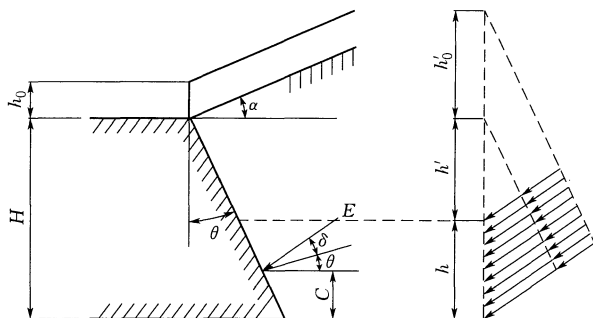


图 A.0.1—2 主动土压力分层计算图示

$$F_e = \frac{\gamma h}{2} (h + 2h') \lambda B + \gamma h'_0 h \lambda B_0 \quad (\text{A.0.1—5})$$

土压力的着力点至计算土层底面的距离 C (以 m 计):

$$C = \frac{h}{3} \left(1 + \frac{h'B + h'_0 B_0}{hB + 2h'B + 2h'_0 B_0} \right) \quad (\text{A.0.1—6})$$

式中 h ——计算截面以上的计算土层厚度(m);

h'_0 ——列车荷载按该计算土层的重度换算的土层厚度(m);

h' ——在计算土层以上所有土层(包括道砟厚度)按该计算层的重度换算的厚度(m)。

A.0.2 静止土压力标准值应按下式计算:

$$F_e^s = \frac{1}{2} \xi \gamma H^2 B \quad (\text{A.0.2—1})$$

土压力的着力点至计算土层底面的距离:

$$C = \frac{H}{3} \quad (\text{A.0.2—2})$$

式中 F_e^s ——静止土压力标准值(kN);

C ——土压力的着力点至计算土层底面的距离(m);

γ ——土的重度(kN/m^3);

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

H ——计算土层厚度(m);

B ——墩台的计算宽度(m)。

静止土压力计算图示如图 A. 0. 2 所示。

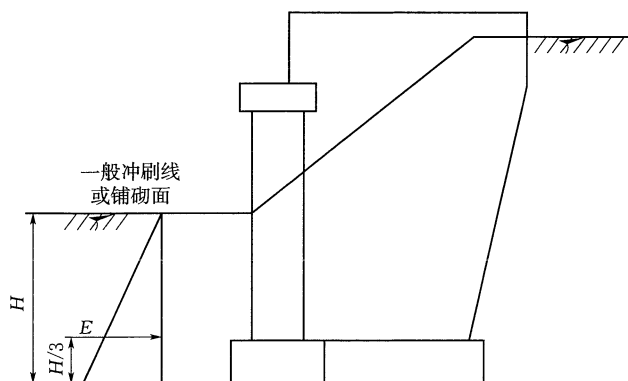


图 A. 0. 2 静止土压力计算图示

附录 B 铁路列车荷载效应比频谱

B.0.1 当运量 $\leq 1\,500 \times 10^4$ t/年时,客货共线/重载铁路列车活载效应比频谱可按表 B.0.1 采用。

表 B.0.1 当运量 $\leq 1\,500 \times 10^4$ t/年客货共线/重载铁路列车
活载效应比频谱($n_i \times 10^6$)

荷载效应比 P_i	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95
变化幅度 跨度 l (m)	0.0~ 0.1	0.1~ 0.2	0.2~ 0.3	0.3~ 0.4	0.4~ 0.5	0.5~ 0.6	0.6~ 0.7	0.7~ 0.8	0.8~ 0.9	0.9~ 1.0
4	34	13.3	7.2	55.6	4.1	23.5	3.7	0	0	0
8	35.8	26.3	5.1	21.2	14.3	8.2	0	3.7	0	0
11(12)	28.3	3.1	5.1	31.4	6.2	3.9	1.9	0	0	0
15(16)	21	5.1	34.3	5.1	2.1	1.9	0	0	0	0
20	61.9	9	15.3	2.1	1.1	1.9	0	0	0	0
24	93.5	16.3	1.1	1.1	1.1	1.9	0	0	0	0
32	81.1	16.3	1.1	2.1	0	1.9	0	0	0	0
42(48)	164.9	0	1.1	2.1	0.8	0	1.1	0	0	0

注:1 当检算简支梁桥的疲劳(吊杆除外)时跨度小于 4 m 者用 4 m 的数值;大于 42 m 者用 42 m 的数值。表中未列出的跨度则取相邻较小的跨度值。

2 当检算简支梁桥的吊杆及连续桥的疲劳时,跨度 l 以影响线含有最大绝对纵坐标的同号区段为准。

B.0.2 当运量 $(1\,500 \sim 3\,000) \times 10^4$ t/年时,客货共线/重载铁路列车活载效应比频谱可按表 B.0.2 采用。

**表 B.0.2 运量 $(1\,500\sim3\,000)\times 10^4\text{t}/\text{年}$ 客货共线/重载铁路列车
活载效应比频谱($n_i\times 10^6$)**

荷载效应比 P_i	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95
变化幅度 跨度 $l(\text{m})$	0.0~ 0.1	0.1~ 0.2	0.2~ 0.3	0.3~ 0.4	0.4~ 0.5	0.5~ 0.6	0.6~ 0.7	0.7~ 0.8	0.8~ 0.9	0.9~ 1.0
4	52	12.8	11.4	111.6	7.1	48.9	6.5	0	0	0
8	57.3	38.7	8.6	44.5	27.3	15.7	0	6.5	0	0
11(12)	44.4	5.7	8.8	63	12.8	6.1	3.3	0	0	0
15(16)	33.2	8.7	66.2	11.4	2.9	3.2	0.1	0	0	0
20	110.4	8.9	41.2	2.9	1.5	3.2	0.1	0	0	0
24	152.5	34	1.5	2.9	0	3.2	0.1	0	0	0
32	140.5	32.6	1.5	2.9	0	3.2	0.1	0	0	0
42(48)	332.5	0	1.5	2.9	1.8	0	1.6	0	0	0

注:1 当检算简支梁桥的疲劳(吊杆除外)时跨度小于4m者用4m的数值;大于42m者用42m的数值。表中未列出的跨度则取相邻较小的跨度值。

2 当检算简支梁桥的吊杆及连续桥的疲劳时,跨度 l 以影响线含有最大绝对纵坐标的同号区段为准。

B.0.3 当运量 $(3\,000\sim6\,000)\times 10^4\text{t}/\text{年}$ 时,客货共线/重载铁路列车活载效应比频谱可按表B.0.3采用。

**表 B.0.3 运量 $(3\,000\sim6\,000)\times 10^4\text{t}/\text{年}$ 客货共线/重载铁路列车
活载效应比频谱($n_i\times 10^6$)**

荷载效应比 P_i	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95
变化幅度 跨度 $l(\text{m})$	0.0~ 0.1	0.1~ 0.2	0.2~ 0.3	0.3~ 0.4	0.4~ 0.5	0.5~ 0.6	0.6~ 0.7	0.7~ 0.8	0.8~ 0.9	0.9~ 1.0
4	57.5	19	16.6	155.8	9.5	100.3	8.8	0	0	0

续表 B.0.3

荷载效应比 P_i	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95
变化幅度 跨度 $l(\text{m})$	0.0~ 0.1	0.1~ 0.2	0.2~ 0.3	0.3~ 0.4	0.4~ 0.5	0.5~ 0.6	0.6~ 0.7	0.7~ 0.8	0.8~ 0.9	0.9~ 1.0
8	116.2	38	9.6	52.8	68	21.4	0	8.8	0	0
11(12)	47.5	7.1	15.5	100.6	19	9.2	4.4	0	0	0
15(16)	40.4	15.3	104.9	16.6	4.8	4	0.4	0	0	0
20	200.5	13.8	43.1	4.8	2.4	4	0.4	0	0	0
24	302.3	33.6	2.4	4.8	0	4.3	0.1	0	0	0
32	254	31.2	2.4	4.8	0	4.3	0.1	0	0	0
42(48)	254	31.2	2.4	4.8	0	4.3	0.1	0	0	0

注:1 当检算简支梁桥的疲劳(吊杆除外)时跨度小于 4 m 者用 4 m 的数值;大于 42 m 者用 42 m 的数值。表中未列出的跨度则取相邻较小的跨度值。

2 当检算简支梁桥的吊杆及连续桥的疲劳时,跨度 l 以影响线含有最大绝对纵坐标的同号区段为准。

B.0.4 当运量 $(6\ 000\sim 9\ 000)\times 10^4\text{t}/\text{年}$ 时,客货共线/重载铁路列车活载效应比频谱可按表 B.0.4 采用。

表 B.0.4 运量 $(6\ 000\sim 9\ 000)\times 10^4\text{t}/\text{年}$ 客货共线/重载铁路列车活载效应比频谱 $(n_i\times 10^6)$

荷载效应比 P_i	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95
变化幅度 跨度 $l(\text{m})$	0.0~ 0.1	0.1~ 0.2	0.2~ 0.3	0.3~ 0.4	0.4~ 0.5	0.5~ 0.6	0.6~ 0.7	0.7~ 0.8	0.8~ 0.9	0.9~ 1.0
4	58.9	8.2	19.2	209.7	11	155.1	10.5	0	0	0

续表 B.0.4

荷载效应比 P_i	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95
变化幅度 跨度 l (m)	0.0~ 0.1	0.1~ 0.2	0.2~ 0.3	0.3~ 0.4	0.4~ 0.5	0.5~ 0.6	0.6~ 0.7	0.7~ 0.8	0.8~ 0.9	0.9~ 1.0
8	153.5	37.2	16.5	48	120.7	21.9	0	10.5	0	0
11(12)	45.4	13.7	12.4	148	21.9	10.7	5.3	0	0	0
15(16)	50.7	14.4	153.3	16.5	8.3	4.5	0.8	0	0	0
20	301	10.7	42.9	8.2	2.8	4.5	0.8	0	0	0
24	455.2	31.9	5.5	5.5	0	5.2	0.1	0	0	0
32	332.3	31.9	8.2	2.8	0	5.2	0.1	0	0	0
42(48)	502.2	5.5	2.8	2.8	1.7	0	3.6	0	0	0

注:1 当检算简支梁桥的疲劳(吊杆除外)时跨度小于 4 m 者用 4 m 的数值;大于 42 m 者用 42 m 的数值。表中未列出的跨度则取相邻较小的跨度值。

2 当检算简支梁桥的吊杆及连续桥的疲劳时,跨度 l 以影响线含有最大绝对纵坐标的同号区段为准。

B.0.5 当运量 $(9\ 000\sim 12\ 000)\times 10^4\text{t/年}$ 时,客货共线/重载铁路列车活载效应比频谱可按表 B.0.5 采用。

表 B.0.5 运量 $(9\ 000\sim 12\ 000)\times 10^4\text{t/年}$ 客货共线/重载铁路列车活载效应比频谱($n_i\times 10^6$)

荷载效应比 P_i	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95
变化幅度 跨度 l (m)	0.0~ 0.1	0.1~ 0.2	0.2~ 0.3	0.3~ 0.4	0.4~ 0.5	0.5~ 0.6	0.6~ 0.7	0.7~ 0.8	0.8~ 0.9	0.9~ 1.0
4	57.5	18.8	92.0	15.9	11.0	140.1	0.0	0.0	0.0	0.0

续表 B.0.5

荷载效应比 P_i	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95
变化幅度 跨度 $l(\text{m})$	0.0~ 0.1	0.1~ 0.2	0.2~ 0.3	0.3~ 0.4	0.4~ 0.5	0.5~ 0.6	0.6~ 0.7	0.7~ 0.8	0.8~ 0.9	0.9~ 1.0
8	100.2	2.6	5.1	22.3	87.0	51.3	0.6	0.0	0.0	0.0
11(12)	0.7	11.5	16.1	81.8	38.5	20.5	0.0	0.6	0.0	0.0
15(16)	24.9	35.2	85.1	5.1	17.9	2.6	0.6	0.0	0.0	0.0
20	143.0	74.9	23.0	2.6	5.2	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0
24	173.0	20.4	2.6	5.1	2.6	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0
32	281.9	5.1	2.6	2.6	2.6	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0
42(48)	489.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	0.0	0.0

注:1 当检算简支梁桥的疲劳(吊杆除外)时跨度小于 4 m 者用 4 m 的数值;大于 42 m 者用 42 m 的数值。表中未列出的跨度则取相邻较小的跨度值。

2 当检算简支梁桥的吊杆及连续桥的疲劳时,跨度 l 以影响线含有最大绝对纵坐标的同号区段为准。

B.0.6 当运量 $(12\ 000\sim 15\ 000)\times 10^4\text{t}/\text{年}$ 时,客货共线/重载铁路列车活载效应比频谱可按表 B.0.6 采用。

表 B.0.6 运量 $(12\ 000\sim 15\ 000)\times 10^4\text{t}/\text{年}$ 客货共线/重载铁路列车活载效应比频谱($n_i\times 10^6$)

荷载效应比 P_i	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95
变化幅度 跨度 $l(\text{m})$	0.0~ 0.1	0.1~ 0.2	0.2~ 0.3	0.3~ 0.4	0.4~ 0.5	0.5~ 0.6	0.6~ 0.7	0.7~ 0.8	0.8~ 0.9	0.9~ 1.0
4	76.3	26.1	105.1	18.4	12.9	175.4	0.0	0.0	0.0	0.0

续表 B.0.6

荷载效应比 P_i	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95
变化幅度 跨度 $l(\text{m})$	0.0~ 0.1	0.1~ 0.2	0.2~ 0.3	0.3~ 0.4	0.4~ 0.5	0.5~ 0.6	0.6~ 0.7	0.7~ 0.8	0.8~ 0.9	0.9~ 1.0
8	114.8	3.1	5.8	26.2	99.6	73.1	0.9	0.0	0.0	0.0
11(12)	1.1	13.6	18.8	93.4	58.3	23.5	0.0	0.9	0.0	0.0
15(16)	29.3	50.1	101.8	5.8	20.4	3.1	0.9	0.0	0.0	0.0
20	183.6	90.2	26.3	2.9	6.0	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0
24	207.1	23.4	2.9	5.8	3.1	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0

注:1 当检算简支梁桥的疲劳(吊杆除外)时跨度小于 4 m 者用 4 m 的数值;大于 24 m 者用 24 m 的数值。表中未列出的跨度则取相邻较小的跨度值。

2 当检算简支梁桥的吊杆及连续桥的疲劳时,跨度 l 以影响线含有最大绝对纵坐标的同号区段为准。

B.0.7 当运量 $(15\ 000\sim 18\ 000)\times 10^4\text{t/年}$ 时,客货共线/重载铁路列车活载效应比频谱可按表 B.0.7 采用。

表 B.0.7 运量 $(15\ 000\sim 18\ 000)\times 10^4\text{t/年}$ 客货共线/重载铁路列车活载效应比频谱($n_i\times 10^6$)

荷载效应比 P_i	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95
变化幅度 跨度 $l(\text{m})$	0.0~ 0.1	0.1~ 0.2	0.2~ 0.3	0.3~ 0.4	0.4~ 0.5	0.5~ 0.6	0.6~ 0.7	0.7~ 0.8	0.8~ 0.9	0.9~ 1.0
4	65.9	44.7	117.9	19.7	11.0	206.8	0.0	0.0	0.0	0.0
8	131.4	3.4	0.0	28.3	106.1	97.6	1.1	0.0	0.0	0.0
11(12)	4.5	5.5	17.2	102.4	81.8	25.1	0.0	1.1	0.0	0.0

续表 B.0.7

荷载效应比 P_i	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95
变化幅度 跨度 $l(\text{m})$	0.0~ 0.1	0.1~ 0.2	0.2~ 0.3	0.3~ 0.4	0.4~ 0.5	0.5~ 0.6	0.6~ 0.7	0.7~ 0.8	0.8~ 0.9	0.9~ 1.0
15(16)	11.0	22.0	165.6	9.3	21.7	3.4	1.1	0.0	0.0	0.0
20	210.5	106.5	31.0	3.1	3.4	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0
24	263.5	31.0	3.1	0.0	3.4	0.0	1.1	0.0	0.0	0.0

注:1 当检算简支梁桥的疲劳(吊杆除外)时跨度小于 4 m 者用 4 m 的数值;大于 24 m 者用 24 m 的数值。表中未列出的跨度则取相邻较小的跨度值。

2 当检算简支梁桥的吊杆及连续桥的疲劳时,跨度 l 以影响线含有最大绝对纵坐标的同号区段为准。

B.0.8 当运量 $(18\ 000 \sim 20\ 000) \times 10^4 \text{ t/年}$ 时,客货共线/重载铁路列车活载效应比频谱可按表 B.0.8 采用。

表 B.0.8 运量 $(18\ 000 \sim 20\ 000) \times 10^4 \text{ t/年}$ 客货共线/重载铁路列车
活载效应比频谱($n_i \times 10^6$)

荷载效应比 P_i	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95
变化幅度 跨度 $l(\text{m})$	0.0~ 0.1	0.1~ 0.2	0.2~ 0.3	0.3~ 0.4	0.4~ 0.5	0.5~ 0.6	0.6~ 0.7	0.7~ 0.8	0.8~ 0.9	0.9~ 1.0
4	77.9	53.4	124.8	21.0	12.0	233.2	0.0	0.0	0.0	0.0
8	181.6	5.0	0.0	24.7	102.0	133.2	1.3	0.0	0.0	0.0
11(12)	5.0	6.3	18.6	108.4	99.9	26.7	0.0	1.3	0.0	0.0
15(16)	12.6	23.4	188.6	9.9	23.0	3.7	1.3	0.0	0.0	0.0
20	238.1	118.7	32.9	3.3	3.7	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0

续表 B.0.8

荷载效应比 P_i	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95
变化幅度 跨度 $l(\text{m})$	0.0~ 0.1	0.1~ 0.2	0.2~ 0.3	0.3~ 0.4	0.4~ 0.5	0.5~ 0.6	0.6~ 0.7	0.7~ 0.8	0.8~ 0.9	0.9~ 1.0
24	291.3	32.9	3.3	0.0	3.7	0.0	1.3	0.0	0.0	0.0

注:1 当检算简支梁桥的疲劳(吊杆除外)时跨度小于 4 m 者用 4 m 的数值;大于 24 m 者用 24 m 的数值。表中未列出的跨度则取相邻较小的跨度值。

2 当检算简支梁桥的吊杆及连续桥的疲劳时,跨度 l 以影响线含有最大绝对纵坐标的同号区段为准。

B.0.9 高速/城际铁路列车活载效应比频谱可按表 B.0.9 采用。

表 B.0.9 高速/城际铁路列车活载效应比频谱($n_i \times 10^6$)

荷载效应比 P_i	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95
变化幅度 跨度 $l(\text{m})$	0.0~ 0.1	0.1~ 0.2	0.2~ 0.3	0.3~ 0.4	0.4~ 0.5	0.5~ 0.6	0.6~ 0.7	0.7~ 0.8	0.8~ 0.9	0.9~ 1.0
4	228.9	0.0	0.0	107.3	121.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	107.3	0.0	0.0	14.3	107.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	0.0	0.0	0.0	14.3	0.0	107.3	0.0	0.0	0.0	0.0
20	0.0	0.0	0.0	14.3	100.2	7.2	0.0	0.0	0.0	0.0
24	0.0	14.3	0.0	100.2	7.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30	0.0	14.3	100.2	0.0	7.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
40	114.5	0.0	0.0	7.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

注:1 当检算简支梁桥的疲劳(吊杆除外)时跨度小于 4 m 者用 4 m 的数值;大于 40 m 者用 40 m 的数值。表中未列出的跨度则取相邻较小的跨度值。

2 当检算简支梁桥的吊杆及连续桥的疲劳时,跨度 l 以影响线含有最大绝对纵坐标的同号区段为准。

附录 C 全国基本风压分布图及风荷载设计参数

C.1 全国基本风压分布图(见插页)

C.2 风荷载设计参数

C.2.1 风载阻力系数 K_1

1 普通实腹梁上部结构

在正常运营及施工架设中上部结构或构件的风载阻力系数 K_1 应按表 C.2.1—1 确定。

表 C.2.1—1 结构或构件的风荷载阻力系数 K_1

结构或构件形式		阻力系数 K_1	说明
单室、双室或多室箱形梁		$2.1 - 0.1 \frac{b}{h}$	$1 \leq \frac{b}{h} < 8$
		$2.7 - 1.15 \frac{b}{h}$	$0.6 \leq \frac{b}{h} < 1$
		1.3	$\frac{b}{h} \geq 8$
单片或多片 T 形梁		1.8	—
单片工形梁		2.2	—
两片或多片 (钢)板梁	每片板梁	2.2	—
	多片组合结构	$2(1 + \frac{c}{20h})$ 但不大于 4	—

注: b 为桥梁宽度(m), h 为迎风梁高(m), c 为相邻梁中心距(m)。

2 桁架桥梁上部结构

正常运营及施工架设中,无列车荷载上部结构迎风桁架的风荷载阻力系数 K_1 应按表 C.2.1—2 采用。

表 C. 2. 1—2 桁架的风荷载阻力系数 K_1

实面积比	矩形 与 H 形截面构件	圆柱形构件	
		$d\sqrt{W_0} < 5.8$	$d\sqrt{W_0} \geq 5.8$
0.1	1.9	1.2	0.7
0.2	1.8	1.2	0.8
0.3	1.7	1.2	0.8
0.4	1.7	1.1	0.8
0.5	1.6	1.1	0.8

注:1 实面积比=桁架净面积/桁架轮廓面积。

2 三角形桁架一般可按实面积比 0.2 计算。

3 d 为圆柱直径(m), W_0 为基本风压值(kN/m²)。

无列车荷载上部结构有两榀或两榀以上桁架时,所有背风桁架的风荷载阻力系数可取 ηK_1 , η 为遮挡系数,由表 C. 2. 1—3 确定。

表 C. 2. 1—3 桁架遮挡系数 η

间距比 C	实面积比				
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
≤ 1	1.0	0.90	0.80	0.60	0.45
2	1.0	0.90	0.80	0.65	0.50
3	1.0	0.95	0.80	0.70	0.55

注:间距比为两桁架中心距 s 与迎风桁架高度 h 之比,即 $C = \frac{s}{h}$ 。

桁架桥面系结构的风荷载阻力系数可取 $K_1 = 1.3$ 。

有列车荷载的上部结构的风荷载阻力系数 K_1 与无列车荷载时取值相同,背风桁架只计算未被列车遮挡部分面积。

列车无遮挡部分的风荷载阻力系数可取 $K_1 = 1.45$ 。

3 桥墩

桥墩的风荷载阻力系数 K_1 ,可根据桥墩的断面形状、尺寸比及高宽比由表 C. 2. 1—4 确定。对于表中未包括的断面,其 K_1 值应由风洞试验确定。

表 C.2.1—4 桥墩的风载阻力系数 K_1

断面形状	$\frac{t}{b}$	桥墩高宽比						
		1	2	4	6	10	20	40
风向 $\rightarrow$ 	$\leq 1/4$	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.9	2.1
$\rightarrow$ 	1/3, 1/2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	2.2
$\rightarrow$ 	2/3	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	2.2
$\rightarrow$ 	1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0
$\rightarrow$ 	3/2	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.7
$\rightarrow$ 	2	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4
$\rightarrow$ 	3	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.2
$\rightarrow$ 	≥ 4	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.9	1.1
正方形 $\rightarrow$  八边形 $\rightarrow$ 		1.0	1.1	1.1	1.2	1.2	1.3	1.4
12边形 $\rightarrow$ 		0.7	0.8	0.9	0.9	1.0	1.1	1.3
光滑表面圆形且 $D\sqrt{W_0} \geq 5.8$ $\rightarrow$ 		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6
1. 光滑表面圆形且 $D\sqrt{W_0} < 5.8$ $\rightarrow$  2. 粗糙表面或有凸起的圆形 $\rightarrow$ 		0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	1.0	1.2

注:1 上部结构架设后,应按高宽比为 40 计算 K_1 值;

2 对于带有圆弧角的矩形桥墩,其风载阻力系数应从表中查得 K_1 后,再乘以折减系数 $(1 - 1.5 \frac{r}{b})$ 或 0.5, 取其二者之较大值,在此 r 为圆弧角的半径。

3 对于沿桥墩高度有锥度变化的情形, K_1 值应按桥墩高度分段计算,每段的 t 及 b 取各该段的平均值,高宽比则应以桥墩总高度对每段的平均宽度之比计之。

4 对于带三角尖端的桥墩,其 K_1 值应按包括该桥墩处边缘的矩形截面计算。

C.2.2 阵风分布系数 K_2

阵风分布系数 K_2 可按表 C.2.2 采用。地面粗糙度系数 α 应按桥址附近地貌状况确定。

表 C.2.2 桥梁上部结构阵风分布系数 K_{zs} 及桥墩阵风分布系数 K_{zp}

地 貌	$\alpha=0.12$ (A类地貌)				$\alpha=0.16$ (B类地貌)				$\alpha=0.20$ (C类地貌)			
	K_{zs}				K_{zs}				K_{zs}			
	K_z	K_{zp}			K_z	K_{zp}			K_z	K_{zp}		
梁 长 $l(m)$ 高度 $Z(m)$	≤ 50	100	150	200	≤ 50	100	150	200	≤ 50	100	150	200
10	1.92	1.83	1.78	1.75	1.50	1.38	1.34	1.31	1.18	1.02	0.99	0.96
20	2.21	2.12	2.07	2.03	1.81	1.67	1.63	1.59	1.47	1.30	1.26	1.23
30	2.40	2.30	2.26	2.22	2.02	1.87	1.82	1.79	1.68	1.49	1.45	1.42
40	2.55	2.45	2.40	2.36	2.18	2.03	1.98	1.94	1.85	1.65	1.60	1.58
50	2.68	2.58	2.52	2.47	2.32	2.16	2.11	2.07	1.99	1.78	1.74	1.70
60	2.79	2.68	2.62	2.58	2.44	2.28	2.18	2.15	2.12	1.90	1.85	1.82
70	2.87	2.77	2.70	2.66	2.55	2.38	2.32	2.28	2.23	2.01	1.96	1.93
80	2.95	2.85	2.79	2.74	2.64	2.47	2.42	2.37	2.34	2.11	2.06	2.02

续表 C.2.2

地 貌	$\alpha=0.12$ (A类地貌)				$\alpha=0.16$ (B类地貌)				$\alpha=0.20$ (C类地貌)			
	K_{2s}				K_{2s}				K_{2s}			
	≤ 50	100	150	200	≤ 50	100	150	200	≤ 50	100	150	200
K_2												
梁 长 l (m)												
高度 Z (m)												
90	3.03	2.92	2.87	2.81	2.90	2.73	2.56	2.46	2.58	2.43	2.20	2.11
100	3.10	2.99	2.92	2.88	2.95	2.81	2.63	2.53	2.67	2.52	2.23	2.19
150	3.38	3.27	3.20	3.24	3.20	3.15	2.96	2.85	2.95	2.89	2.58	2.54
200	3.60	3.48	3.41	3.35	3.39	3.16	3.22	3.10	3.20	3.20	2.87	2.82
250	3.76	3.65	3.59	3.53	3.54	3.64	3.43	3.32	3.39	3.46	3.17	3.07
300	3.92	3.79	3.72	3.67	3.68	3.83	3.62	3.50	3.56	3.67	3.33	3.28
												3.41

注：A类地貌：近海海面、海岛、海岸及沙漠等开阔地区。

B类地貌：田野、乡村、丛林丘陵及房屋比较稀疏的中小城镇和大城市郊区。

C类地貌：有密集建筑群的大城市市区。

C.2.3 地形、地理条件修正系数 K_3

地形、地理条件修正系数 K_3 可按表 C.2.3 采用。

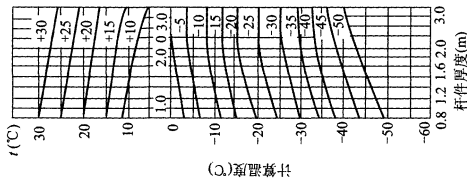
表 C.2.3 地形、地理条件修正系数 K_3

地形、地理条件	K_3
一般平坦空旷地区	1.0
山间盆地、谷地等	0.75~0.85
峡谷、山口等	1.20~1.50
特殊风口地区	按实际调查或观测资料确定

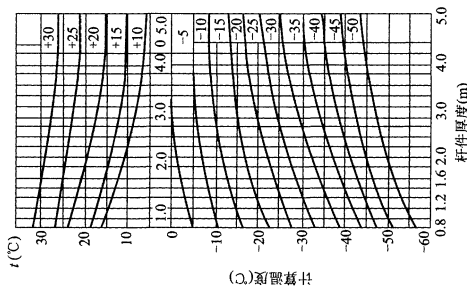
注:按表 C.2.3 采用 K_3 值时,阵风分布系数 K_2 只按 B 类地貌选用。

附录 D 混凝土结构温度作用计算方法

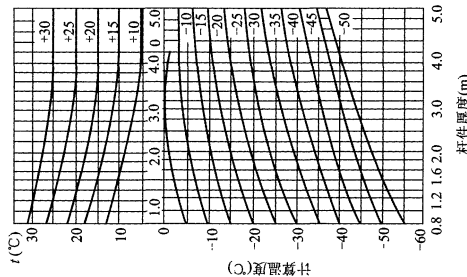
D.1 钢筋混凝土、混凝土和石砌体矩形截面构件计算温度图解



(a) 一面露开、顶面覆盖物
不小于1m者



(b) 四面露开的 (正方形截面)



(c) 两面露开的

注：图中斜线为外界温度。

D.2 全国一月平均气温(℃)(见插页)

D.3 全国七月平均气温(℃)(见插页)

附录 E 铁路桥梁用钢主要技术指标

E.0.1 桥梁钢化学成分对热轧或正火钢应符合表 E.0.1—1 的规定,对热机械轧制钢应符合表 E.0.1—2 的规定。

表 E.0.1—1 热轧或正火钢化学成分

牌号	质量等级	化学成分(质量分数)/%										
		C	Si	Mn	Nb ¹	V ¹	Ti ¹	Als ^{1,2}	Cr	Ni	Cu	N
		不大于							不大于			
Q345q	D E	0.18	0.55	0.90 ~ 1.60	0.005 ~ 0.060	0.010 ~ 0.080	0.006 ~ 0.030	0.010 ~ 0.045	0.30	0.30	0.30	0.008 0
Q370q				1.00 ~ 1.60								

¹钢中 Al、Nb、V、Ti 可单独或组合加入,单独加入时,应符合表中规定;组合加入时,应至少保证一种合金元素含量达到表中下限规定,且 Nb+V+Ti≤0.22%。

²当采用全铝(Alt)含量计算时,全铝含量应不大于 0.015%~0.050%

表 E.0.1—2 热机械轧制钢化学成分

牌号	质量等级	化学成分(质量分数)/%											
		C	Si	Mn ¹	Nb ²	V ²	Ti ²	Als ^{2,3}	Cr	Ni	Cu	Mo	N
		不大于							不大于				
Q345q	D	0.14	0.55	0.90 ~ 1.60	0.010 ~ 0.090	0.010 ~ 0.080	0.006 ~ 0.030	0.010 ~ 0.045	0.30	0.30	0.30	—	0.008
Q370q	D			1.00 ~ 1.60									

续表E. 0. 1—2

牌号	质量等级	化学成分(质量分数)/%											
		C	Si	Mn ¹	Nb ²	V ²	Ti ²	Als ^{2,3}	Cr	Ni	Cu	Mo	N
		不大于							不大于				
Q420q	D E	0.11	0.55	1.00	0.010	0.010	0.006	0.010	0.50	0.30	0.30	0.20	0.008
Q500q				~	~	~	~	~	0.80	0.70		0.30	
¹经供需双方协议,锰含量最大可到2.00%。 ²钢中 Al、Nb、V、Ti 可单独或组合加入,单独加入时,应符合表中规定;组合加入时,应至少保证一种合金元素含量达到表中下限规定,且 Nb+V+Ti≤0.22%。 ³当采用全铝(Alt)含量计算时,全铝含量应不大于0.015%~0.050%													

E. 0. 2 桥梁钢力学性能应符合表 E. 0. 2 的规定。

表 E. 0. 2 钢材力学性能表

牌号	质量等级	厚度 (mm)	屈服点 σ_s (MPa)	抗拉强度 σ_b (MPa)	伸长度 δ_5 (%)	V 型冲击功 (纵向)		时效 (J)	180 度弯曲试验 钢材厚度 (mm)			
						温度 (℃)	(J)					
						不 小 于						
Q235q	D	≤35	235	400	26	—20	120	34	$d=1.5a$	$d=2.5a$		
Q345q	D	≤50	345	490	20	—20	120	47	$d=2a$	$d=3a$		
	E	$50<\text{且}\leq100$	335	490	20	—40						
Q370q	D	≤50	370	510	20	—20	120	47				
	E	$50<\text{且}\leq100$	360	510	20	—40						

续表E. 0. 2

牌号	质量等级	厚度 (mm)	屈服点 σ_s (MPa)	抗拉强度 σ_b (MPa)	伸长率 δ_5 (%)	V 型冲击功 (纵向)		时效 (J)	180 度弯曲试验 钢材厚度 (mm)	
						温度 (°C)	(J)		≤16	>16
Q420q	D	≤50	420	540	19	-20	120	47	$d=2a$	$d=3a$
	E	$50<\text{且}$ ≤100	410	540	19	-40				
Q500q	D	≤50	500	630	18	-20	120	47		
	E	$50<\text{且}$ ≤100	480	630	18	-40	120	47		

E. 0. 3 桥梁钢的最大碳当量应符合表 E. 0. 3 的要求。

碳当量计算公式：

$$\text{CEV}(\%) = C + \frac{\text{Mn}}{6} + \frac{\text{Cr} + \text{Mo} + \text{V}}{5} + \frac{\text{Ni} + \text{Cu}}{15} \quad (\text{E. 0. 3})$$

表 E. 0. 3 最大碳当量表(%)

牌号	Q345q	Q370q	Q420q	Q500q
碳当量 CEV	0. 43%	0. 44%	0. 46%	0. 50%

E. 0. 4 钢板化学成分允许偏差按《钢的成品化学成分允许公差》GB/T 222 的规定执行。

E. 0. 5 包装标志及质量证明书应按《钢板和钢带包装、标志及质量证明书的一般规定》GB/T 247 和《型钢验收、包装、标志及质量证明书的一般规定》GB/T 2101 的规定执行。

E. 0. 6 凡本技术指标未尽事宜按照《桥梁用结构钢》GB/T 714 的标准执行。

附录 F 横梁面内闭合框架在横梁受 竖向荷载时的结点弯矩计算

F.0.1 单(双)线上承及下承桁梁横梁面内闭合框架在横梁受竖向荷载时的结点弯矩应按下列公式计算(图 F.0.1):

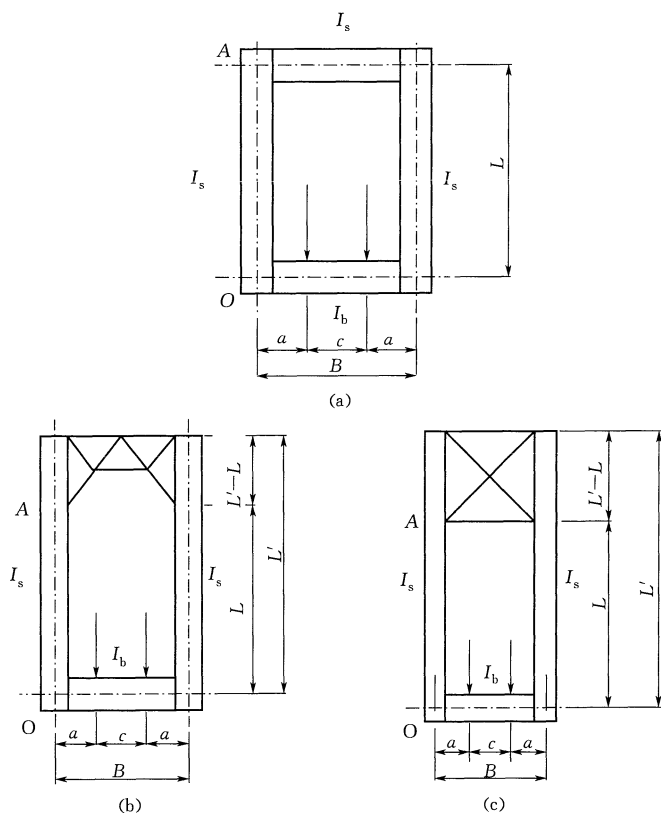


图 F.0.1 计算示意图

$$\text{结点 } O \text{ 处: } M_O = -\frac{3}{(2-0.5\beta)\frac{i_b}{i_s}+3}\mu M \quad (\text{F.0.1—1})$$

$$\text{结点 } A \text{ 处: } M_A = -\frac{1}{2}\beta M_O \quad (\text{F.0.1—2})$$

式中 M ——横梁按简支计算的跨中最大弯矩($\text{MN} \cdot \text{m}$);

μ ——横梁按简支计算的平均弯矩与跨中最大弯矩之比:
对横梁恒载及双线桥纵梁反力所产生弯矩,取 $\mu = 2/3$;对单线桥纵梁反力所产生弯矩,取 $\mu = (a + c)/B$;

β ——图 F.0.1(a)所示框架 $\beta = \frac{1}{1+1.5\frac{i_s}{i_a}}$,图 F.0.1(b)、

图 F.0.1(c)所示框架 $\beta = L/L'$;

i_a, i_b, i_s ——框架横撑、横梁与竖杆在框架面内的刚度系数:

$$i_a = \frac{E_a I_a}{B}, i_b = \frac{E_a I_b}{B}, i_s = \frac{E_a I_s}{L}$$

E_a ——钢的弹性模量(MPa);

I_a, I_b, I_s ——框架横撑、横梁与竖杆在框架面内的惯性矩(m^4);

L ——图 F.0.1(a)中为横梁与撑杆间的距离(m),图 F.0.1(b)、图 F.0.1(c)中为横联门楣最下端节点至横梁重心轴之间的距离(m);

L' ——上弦节点中心至横梁重心轴的距离(m);

B ——主桁中心距离(m)。

附录 G 预应力混凝土结构体系转换后 弯矩重分布的计算

G. 0. 1 预应力混凝土连续梁若在施工过程中转换结构受力体系 [如先期结构为同时浇筑的简支梁或悬臂梁,在同一时间(τ)时)连接成连续梁],由于混凝土徐变的影响,弯矩重分布的计算可按下列规定进行:

1 在先期结构上由结构重力产生的弯矩,经过重分配后在后期结构中的弯矩(至 t 时),可按下列公式计算:

$$M_{gt} = M_{1g} + (M_{2g} - M_{1g}) [1 - e^{-\varphi(t, \tau)}] \quad (\text{G. 0. 1—1})$$

式中 M_{gt} ——至 t 时在后期结构中由重力产生的弯矩($\text{MN} \cdot \text{m}$);

M_{1g} ——按先期结构体系计算的由重力产生的弯矩($\text{MN} \cdot \text{m}$);

M_{2g} ——按后期结构体系计算的由先期结构重力产生的弯矩($\text{MN} \cdot \text{m}$);

$\varphi(t, \tau)$ ——从加载龄期 τ 时至计算所考虑时间 t 时的徐变系数,可按本规范第 G. 0. 2 条计算。

2 在先期结构上由预加应力产生的弯矩经过重分配后在后期结构中的弯矩(至 t 时),可按下列公式计算:

$$M_{pt} = M_{1pt} + (M'_{2pt} - M'_{1pt}) [1 - e^{-\varphi(t, \tau)}] \quad (\text{G. 0. 1—2})$$

$$M_{1pt} = M^0_{1pt} + M'_{1pt} \quad (\text{G. 0. 1—3})$$

式中 M_{pt} ——至 t 时在后期结构中由先期结构中的预加力产生的弯矩($\text{MN} \cdot \text{m}$);

M_{1pt} ——作用于先期结构中的预加力(t 时),按先期结构体系计算的弯矩($\text{MN} \cdot \text{m}$);

M^0_{1pt} ——作用于先期结构中的预加力(t 时),按先期结构体系计算的初弯矩(预加力乘以偏心距)($\text{MN} \cdot \text{m}$);

M'_{1pt} ——作用于先期结构中的预加力(t 时),按先期结构体

系计算的弹性二次弯矩;当先期结构为静定体系时, $M'_{1pt}=0 \text{ MN} \cdot \text{m}$;

M'_{2pt} ——作用于先期结构中的预加力(t 时),按后期结构体系计算的弹性二次弯矩($\text{MN} \cdot \text{m}$)。

G. 0. 2 加载龄期为 τ , 计算龄期为 t 时的混凝土徐变系数可按下列公式计算:

$$\varphi(t, \tau) = \beta_a(\tau) + 0.4\beta_b(t - \tau) + \varphi_f[\beta_f(t) - \beta_f(\tau)] \quad (\text{G. 0. 2—1})$$

$$\beta_a(\tau) = 0.8 \left[1 - \frac{f_\tau}{f_\infty} \right] \quad (\text{G. 0. 2—2})$$

$$\varphi_f = \varphi_{f1} \cdot \varphi_{f2} \quad (\text{G. 0. 2—3})$$

式中 $\varphi(t, \tau)$ ——徐变系数;

$\beta_b(t - \tau)$ ——随时间而增长的滞后弹性应变,可从图 G. 0. 2—1 查取;

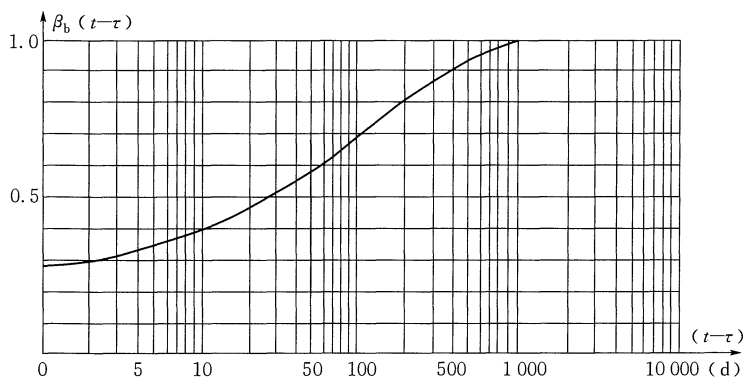


图 G. 0. 2—1 随时间而增加的滞后弹性应变图

f_τ/f_∞ ——混凝土龄期为 τ 时的强度 f_τ 与最终强度 f_∞ 之比,可从图 G. 0. 2—2 查取;

φ_f ——流塑系数;

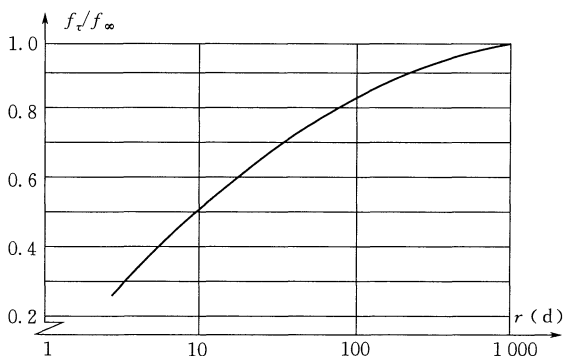


图 G. 0. 2—2 混凝土龄期与强度关系图

φ_{f1} ——依周围环境而定的系数,可按表 G. 0. 2 取值;

φ_{f2} ——依理论厚度 h 而定的系数,可从图 G. 0. 2—3 查取;

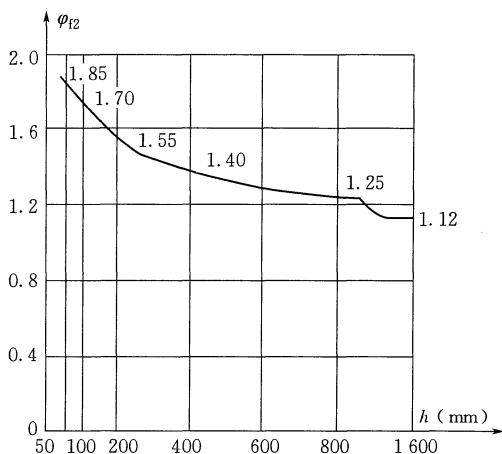


图 G. 0. 2—3 理论厚度对徐变影响系数图

$\beta_i(t), \beta_i(\tau)$ ——随混凝土龄期而增长的滞后塑性应变,与理论厚度 h 有关,可从图 G. 0. 2—4 查取。

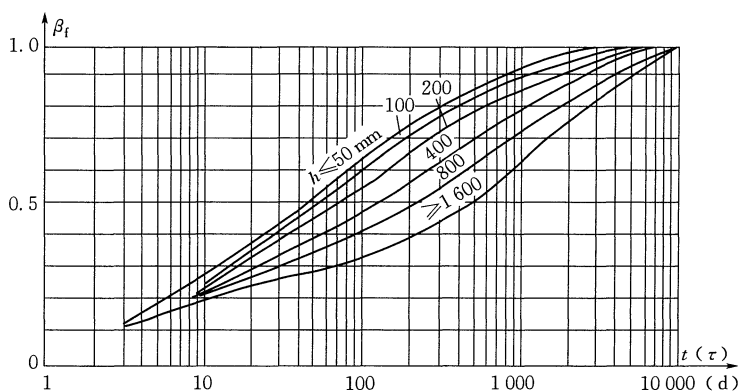


图 G. 0. 2—4 随混凝土龄期而增长的塑性应变图

按上述公式计算时的理论厚度应按式计算：

$$h = \lambda \frac{2A}{u} \quad (\text{G. 0. 2—4})$$

式中 λ ——系数,按表 G. 0. 2 取值;

A ——混凝土截面面积(mm^2);

u ——与大气接触的截面周边长度(mm)。

表 G. 0. 2 φ_{fl} 、 λ 值

环境条件	相对湿度	φ_{fl}	λ
水中	—	0. 8	30
很潮湿大气	90%	1. 0	5
野外一般条件	70%	2. 0	1. 5
很干燥的大气	40%	3. 0	1. 0

附录 H 后张法预应力混凝土梁预应力 筋反向摩阻计算

H. 0.1 当计算由于锚具变形, 钢筋回缩等引起的应力损失时, 可考虑与张拉钢筋时管道摩擦方向相反的摩阻作用。计算反向摩阻时, 管道摩擦系数和偏差系数可近似采用计算正向摩阻时所用值。

H. 0.2 对于两端张拉且对称布置的预应力筋, 考虑反向摩阻后, 锚下预应力筋的应力及应力不动点(锚具、钢筋回缩引起的应力损失为零的点)的位置和应力可按下列公式试算确定(图 H. 0.2):

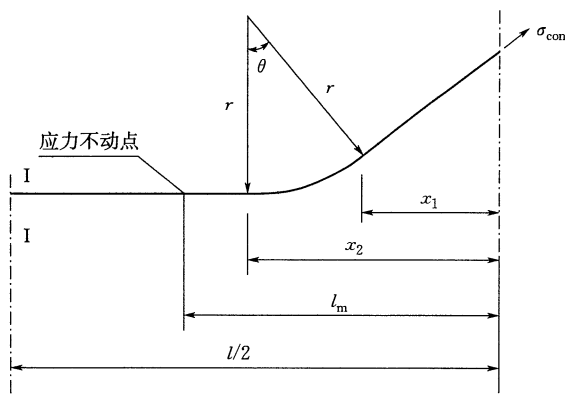


图 H. 0.2 反向摩阻计算图

1 当 $x_1 < l_m < x_2$ 时

$$l_m = \sqrt{\left(\frac{\Delta l \cdot E_p}{\sigma_{con}} + \frac{\mu}{r} x_1^2 \right) / \left(k + \frac{\mu}{r} \right)} \quad (\text{H. 0.2—1})$$

$$\sigma_0 = \sigma_{con} \left[1 - 2kl_m - \frac{2\mu}{r} (l_m - x_1) \right] \quad (\text{H. 0.2—2})$$

$$\sigma_{lm} = \sigma_{con} \left\{ 1 - \left[kl_m + \frac{\mu}{r} (l_m - x_1) \right] \right\} \quad (\text{H. 0. 2—3})$$

2 当 $x_2 < l_m < l/2$ 时

$$l_m = \sqrt{\frac{1}{k} \left[\frac{\Delta l \cdot E_p}{\sigma_{con}} - \frac{\mu}{r} (x_2^2 - x_1^2) \right]} \quad (\text{H. 0. 2—4})$$

$$\sigma_0 = \sigma_{con} \left[1 - 2kl_m - \frac{2\mu}{r} (x_2 - x_1) \right] \quad (\text{H. 0. 2—5})$$

$$\sigma_{lm} = \sigma_{con} \left[1 - kl_m - \frac{\mu}{r} (x_2 - x_1) \right] \quad (\text{H. 0. 2—6})$$

3 当 $l_m > l/2$ 时, 表明应力不动点不存在, 此时

$$\sigma_0 = \sigma_{con} \left[1 - \frac{kl}{2} - 2\mu \frac{(x_2 - x_1)}{r} \left(1 - \frac{x_2}{l} - \frac{x_1}{l} \right) \right] - \frac{2\Delta l \cdot E_p}{l} \quad (\text{H. 0. 2—7})$$

式中 Δl ——锚具变形及钢筋回缩值(m);

σ_{con} ——锚下张拉控制应力(MPa);

σ_0 ——锚下预应力筋的应力(MPa);

E_p ——预应力筋弹性模量(MPa);

μ ——钢筋与管道壁之间的摩擦系数;

k ——每米管道偏差系数。

H. 0. 3 距锚下 x (m)处预应力筋中的应力 σ_x 可按下列公式计算:

1 当 $x \leq x_1$ 时

$$\sigma_x = \sigma_0 + \sigma_{con} \cdot k \cdot x - \sigma_{l4} \quad (\text{H. 0. 3—1})$$

2 当 $x_1 < x \leq x_2$ 时

$$\sigma_x = \sigma_0 + \sigma_{con} \left[kx + \frac{\mu}{r} (x - x_1) \right] - \sigma_{l4} \quad (\text{H. 0. 3—2})$$

3 当 $x_2 < x \leq l/2$ 时

$$\sigma_x = \sigma_0 + \sigma_{con} \left[kx + \frac{\mu}{r} (x_2 - x_1) \right] - \sigma_{l4} \quad (\text{H. 0. 3—3})$$

式中 x ——应力计算点到锚下的距离(m);

σ_x ——传力锚固时, 距锚下 x (m)处预应力钢筋的应力(MPa)。

附录 J 预应力混凝土受弯构件消压后 开裂截面应力计算

J. 0. 1 运营阶段设计荷载作用下,当正截面混凝土拉应力大于 $0.7f_{ck}$ 时,应按开裂截面计算混凝土和钢筋的应力。此时近似认为开裂截面符合下列假定:

- 1 开裂截面符合平截面假定。
- 2 受拉区混凝土退出工作。
- 3 由于疲劳影响,钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比增大为 10。

J. 0. 2 受弯构件,消压后开裂截面受压边缘混凝土应力可按下列公式计算(图 J. 0. 2):

$$\sigma_c = \frac{N_0 x}{S_x} \quad (\text{J. 0. 2—1})$$

$$N_0 = A_p(\sigma_{pl} + \Delta\sigma_{pl}) + A'_p(\sigma'_{pl} + \Delta\sigma'_{pl}) + A_s\Delta\sigma_{sl6} + A'_s\Delta\sigma'_{sl6} \quad (\text{J. 0. 2—2})$$

$$S_x = S_{cx} - 10A_p(h_p - x) - 10A'_p(a'_p - x) - 10A_s(h_s - x) - 10A'_s(a'_s - x) \quad (\text{J. 0. 2—3})$$

式中 N_0 ——全截面消压时,预应力筋和非预应力筋应力的合力(MN);

A_p, A'_p ——受拉及受压区预应力钢筋面积(m^2);

A_s, A'_s ——受拉及受压区非预应力钢筋面积(m^2);

$\sigma_{pl}, \sigma'_{pl}$ —— A_p 及 A'_p 中的有效预应力(MPa);

$\Delta\sigma_{pl}, \Delta\sigma'_{pl}$ ——消压时 A_p 及 A'_p 中的应力增量(MPa);

$\Delta\sigma_{sl6}, \Delta\sigma'_{sl6}$ ——由混凝土收缩徐变在非预应力钢筋 A_s 及 A'_s 中产生的附加应力(MPa);

S_x ——开裂后换算截面(不计受拉区混凝土)对中性轴的面积矩(m^3);

S_{cr} ——受压区混凝土对中性轴的面积矩(m^3)。

中性轴位置可按下列公式试算确定:

$$x = \frac{I_x}{S_x} - e_0 \quad (\text{J. 0. 2—4})$$

$$I_x = I_{\text{cr}} + 10A_p(h_p - x)^2 + 10A'_p(a'_p - x)^2 + 10A_s(h_s - x)^2 + 10A'_s(a'_s - x)^2 \quad (\text{J. 0. 2—5})$$

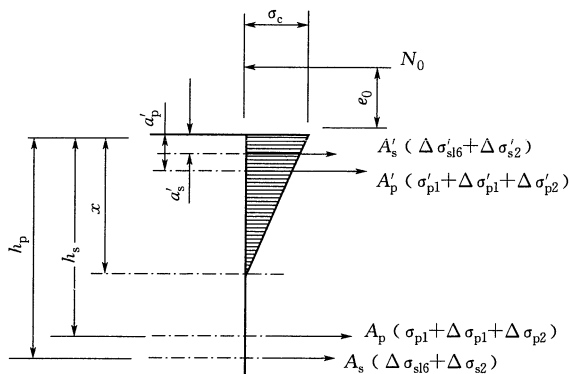


图 J. 0. 2 开裂截面应力计算图

$$e_0 = \frac{M - M_{\text{ps}}}{N_0} \quad (\text{J. 0. 2—6})$$

$$M_{\text{ps}} = A_p(\sigma_{\text{pl}} + \Delta\sigma_{\text{pl}})h_p + A'_p(\sigma'_{\text{pl}} + \Delta\sigma'_{\text{pl}})a'_p + A_s\Delta\sigma_{\text{sl6}}h_s + A'_s\Delta\sigma'_{\text{sl6}}a'_s \quad (\text{J. 0. 2—7})$$

式中 I_x ——开裂后换算截面(不计受拉区混凝土)对中性轴的惯性矩(m^4);

I_{cr} ——受压区混凝土对中性轴的惯性矩(m^4);

M ——计算弯矩($\text{MN} \cdot \text{m}$);

M_{ps} —— N_0 对截面受压边缘的弯矩($\text{MN} \cdot \text{m}$)。

对于受压区不配置受力钢筋的矩形、T形及工字形截面,中性轴位置可按下列公式计算:

$$x^3 + Ax^2 + Bx + C = 0 \quad (\text{J. 0. 2—8})$$

$$A = 3e_0 \quad (\text{J. 0. 2—9})$$

$$B = \frac{6}{b} \left[(b'_f - b)h'_f \left(e_0 + \frac{h'_f}{2} \right) + 10A_p(e_0 + h_p) + 10A_s(e_0 + h_s) \right] \quad (\text{J. 0. 2—10})$$

$$C = -\frac{6}{b} \left[(b'_f - b)h'^2_f \left(\frac{e_0}{2} + \frac{h'_f}{3} \right) + 10A_p h_p (e_0 + h_p) + 10A_s h_s (e_0 + h_s) \right] \quad (\text{J. 0. 2—11})$$

式中 b ——矩形截面梁宽,T形或工字形截面腹板宽度(m);

h'_f ——T形或工字形截面受压翼缘厚度(m);

b'_f ——T形或工字形截面受压翼缘宽度(m)。

J. 0. 3 消压后,开裂截面钢筋应力增量可按下列公式计算:

$$\Delta\sigma_{p2} = 10\sigma_c \cdot \frac{h_{p1} - x}{x} \quad (\text{J. 0. 3—1})$$

$$\Delta\sigma_{s2} = 10\sigma_c \cdot \frac{h_{s1} - x}{x} \quad (\text{J. 0. 3—2})$$

式中 h_{p1}, h_{s1} ——受拉区最外层预应力钢筋及非预应力钢筋重心到受压边缘的距离(m)。

附录 K 土和岩石的工程分类及其性质划分

K. 0. 1 土的分类及名称应符合表 K. 0. 1—1~表 K. 0. 1—4 规定。

表 K. 0. 1—1 土的颗粒分组

颗 粒 名 称		粒径 $d(\text{mm})$
漂石(浑圆、圆棱)或块石(尖棱)	大	$d>800$
	中	$400< d \leq 800$
	小	$200< d \leq 400$
卵石(浑圆、圆棱)或碎石(尖棱)	大	$100< d \leq 200$
	小	$60< d \leq 100$
粗圆砾(浑圆、圆棱)或粗角砾(尖棱)	大	$40< d \leq 60$
	小	$20< d \leq 40$
细圆砾(浑圆、圆棱)或细角砾	大	$10< d \leq 20$
	中	$5< d \leq 10$
	小	$2< d \leq 5$
砂粒	粗	$0.5< d \leq 2$
	中	$0.25< d \leq 0.5$
	细	$0.075< d \leq 0.25$
粉粒		$0.005 \leq d \leq 0.075$
黏粒		$d<0.005$

表 K. 0. 1—2 碎石类土的划分

土的名称	颗粒形状	土的颗粒级配
漂石土	浑圆或圆棱状为主	粒径大于 200 mm 的 颗粒超过总质量的 50%
块石土	尖棱状为主	

续表K. 0. 1—2

土的名称	颗粒形状	土的颗粒级配
卵石土	浑圆或圆棱状为主	粒径大于 60 mm 的颗粒超过总质量的 50%
碎石土	尖棱状为主	
粗圆砾土	浑圆或圆棱状为主	粒径大于 20 mm 的颗粒超过总质量的 50%
粗角砾土	尖棱状为主	
细圆砾土	浑圆或圆棱状为主	粒径大于 2 mm 的颗粒超过总质量的 50%
细角砾土	尖棱状为主	

注:定名时应根据粒径分组,由大到小,以最先符合者确定。

表 K. 0. 1—3 砂类土的划分

土 的 名 称	土的颗粒级配
砾 砂	粒径大于 2 mm 颗粒的质量占总质量的 25%~50%
粗 砂	粒径大于 0.5 mm 颗粒的质量超过总质量的 50%
中 砂	粒径大于 0.25 mm 颗粒的质量超过总质量的 50%
细 砂	粒径大于 0.075 mm 颗粒的质量超过总质量的 85%
粉 砂	粒径大于 0.075 mm 颗粒的质量超过总质量的 50%

注:定名时应根据颗粒级配,由大到小,以最先符合者确定。

表 K. 0. 1—4 粉土及黏性土的划分

土 的 名 称	塑性指数 I_P
粉 土	$I_P \leq 10$
粉质黏土	$10 < I_P \leq 17$
黏 土	$I_P > 17$

注:1 塑性指数等于土的液限含水率与塑限含水率之差。

2 液限含水率试验采用圆锥仪法,圆锥仪总质量为 76g,入土深度 10 mm。

3 塑限含水率试验采用搓条法。

4 粉土为 $I_P \leq 10$,且粒径大于 0.075 mm 的颗粒少于全重 50% 的土。

K. 0. 2 土的密实程度或压缩性应符合表 K. 0. 2—1～表 K. 0. 2—4 规定。

表 K. 0. 2—1 碎石类土密实程度的划分

密实程度	结构特征	天然坡和开挖情况	钻探情况
密实	骨架颗粒交错紧贴连续接触, 孔隙填满、密实	天然陡坡稳定, 坎下堆积物较少。镐挖掘困难, 用撬棍方能松动, 坑壁稳定。从坑壁取出大颗粒处, 能保持凹面形状	钻进困难。钻探时, 钻具跳动剧烈, 孔壁较稳定
中密	骨架颗粒排列疏密不匀, 部分颗粒不接触, 孔隙填满, 但不密实	天然坡不易陡立或陡坎下堆积物较多。天然坡大于粗颗粒的安息角。镐可挖掘, 坑壁有掉块现象。充填物为砂类土时, 坑壁取出大颗粒处, 不易保持凹面形状	钻进较难。钻探时, 钻具跳动不剧烈, 孔壁有坍塌现象
稍密	多数骨架颗粒不接触, 孔隙基本填满, 但较松散	不易形成陡坎, 天然坡略大于粗颗粒的安息角。镐较易挖掘。坑壁易掉块, 从坑壁取出大颗粒后易塌落	钻进较难。钻探时, 钻具有跳动, 孔壁较易坍塌
松散	骨架颗粒有较大孔隙, 充填物少, 且松散	锹可以挖掘。天然坡多为主要颗粒的安息角。坑壁易坍塌	钻进较容易。钻进中孔壁易坍塌

表 K. 0. 2—2 砂类土密实程度的划分

密度程度	标准贯入锤击数 N	相对密度 D_r
密实	$N > 30$	$D_r > 0.67$
中密	$15 < N \leq 30$	$0.4 < D_r \leq 0.67$

续表K. 0. 2—2

密度程度	标准贯入锤击数 N	相对密度 D_r
稍密	$10 < N \leq 15$	$0.33 < D_r \leq 0.4$
松散	$N \leq 10$	$D_r \leq 0.33$

注: $D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$, 其中 e 为天然孔隙比; $e_{\max}$ 为最大孔隙比; $e_{\min}$ 为最小孔隙比。

表 K. 0. 2—3 粉土密实程度的划分

密实程度	孔隙比 e 值
密 实	$e < 0.75$
中 密	$0.75 \leq e \leq 0.9$
稍 密	$e > 0.9$

表 K. 0. 2—4 黏性土压缩性的划分

压缩性分级	压缩系数 (MPa^{-1})
低压缩性	$a_{0.1 \sim 0.2} < 0.1$
中压缩性	$0.1 \leq a_{0.1 \sim 0.2} < 0.5$
高压缩性	$a_{0.1 \sim 0.2} \geq 0.5$

注: $a_{0.1 \sim 0.2}$ 为 0.1 MPa~0.2 MPa 压力范围内的压缩系数。

K. 0. 3 土的潮湿程度或塑性状态划分应符合表 K. 0. 3—1~表 K. 0. 3—3 规定。

表 K. 0. 3—1 碎石类土和砂类土潮湿程度的划分

分 级	饱和度 S_r (%)
稍 湿	$S_r \leq 50$
潮 湿	$50 < S_r \leq 80$
饱 和	$S_r > 80$

注: $S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100\%$, 其中 V_w 为水所占的体积; V_v 为孔隙(包括水及气体)部分的体积。

表 K. 0. 3—2 粉土潮湿程度的划分

分 级	天然含水率 $\omega(\%)$
稍 湿	$\omega < 20$
潮 湿	$20 \leq \omega \leq 30$
饱 和	$\omega > 30$

表 K. 0. 3—3 黏性土塑性状态的划分

塑 性 状 态	液性指数 I_L
坚 硬	$I_L \leq 0$
硬 塑	$0 < I_L \leq 0.5$
软 塑	$0.5 < I_L \leq 1$
流 塑	$I_L > 1$

注： $I_L = \frac{\omega - \omega_P}{I_P}$ ，其中 ω 为天然含水率； ω_P 为塑限含水率； I_P 为塑性指数。

K. 0. 4 岩石坚硬程度及岩体完整程度的划分应符合表 K. 0. 4—1、表 K. 0. 4—2 规定。

表 K. 0. 4—1 岩石坚硬程度的定性划分

名 称		定 性 鉴 定	代表性岩石
硬 质 岩	极硬岩	锤击声清脆，锤击有回弹，震手，难击碎，浸后大多无吸水反应	未风化或微风化的花岗岩、片麻岩、闪长岩、石英岩、硅质灰岩、硅质胶结的砂岩或砾岩等
	硬岩	锤击声较清脆，锤击有轻微的回弹，稍震手，较难击碎，浸水后有轻微的吸水反应	弱风化的极硬岩；未风化或微风化的熔结凝灰岩、大理岩、板岩、白云岩、灰岩、钙质胶结的砂岩、结晶颗粒较粗的岩浆岩等

续表K. 0. 4—1

名 称		定 性 鉴 定	代表性岩石
软 质 岩	较软岩	锤击声不清脆, 锤击无回弹, 较易击碎, 吸水明显, 浸水后指甲可划出印痕	强风化的极硬岩; 弱风化的硬岩; 未风化或微风化的千枚岩、云母片岩、砂质泥岩、钙泥质胶结的粉砂岩和砾岩、泥灰岩、页岩、凝灰岩等
	软岩	锤击声哑, 锤击无回弹, 有凹痕, 易击碎, 浸水后手可掰开	强风化的极硬岩; 弱风化~强风化的硬岩; 弱风化的较软岩和未风化或微风化的泥质岩类: 泥岩、煤、泥质胶结的砂岩和砾岩等
	极软岩	锤击声哑, 锤击无回弹, 有较深的凹痕, 手可掰开, 浸水后可捏成团或捻碎	全风化的各类岩石和成岩作用差的岩石

表 K. 0. 4—2 f_{rk} 与定性划分岩石坚硬程度的对应关系

岩石单轴饱和抗压强度标准值 f_{rk} (MPa)	$f_{rk} > 60$	$60 \geq f_{rk} > 30$	$30 \geq f_{rk} > 15$	$15 \geq f_{rk} > 5$	$f_{rk} \leq 5$
坚硬程度	极硬岩	硬岩	较软岩	软岩	极软岩

K. 0. 5 新鲜岩石抗风化能力的分级与岩石软化性分类应符合表 K. 0. 5—1、表 K. 0. 5—2 规定。

表 K. 0. 5—1 新鲜岩石抗风化能力的分级

指标和特征 项 目	分 级	不易风化的	易风化的
	软化性	不易软化的	易软化的

续表K. 0.5—1

指标和特征 项 目	分 级		不易风化的	易风化的
耐冻性	耐冻的		不耐冻的	
岩浆岩的结构	细粒的		粗粒的	
造岩矿物	以石英为主	长石、辉石、 角闪石较多	黄铁矿、橄榄石、 黑云母含量较多	
胶结物	硅质的	钙质的	泥质的	
耐风化时间	暴露一、二年 尚不易风化		暴露后数日至数月即出现风化	

表 K. 0.5—2 岩石软化性分类

名 称	不易软化的	易软化的
软化系数 k_r	>0.75	≤ 0.75

注：软化系数 k_r 为同一岩体中岩石单轴饱和抗压强度与风干状态下岩石单轴抗压强度的比值。

K. 0.6 岩体的节理分级应符合表 K. 0.6—1、表 K. 0.6—2 规定。

表 K. 0.6—1 岩体按节理宽度分级

名 称	节理宽度 b (mm)
密闭节理	$b < 1$
微张节理	$1 \leq b < 3$
张开节理	$3 \leq b < 5$
宽张节理	$b \geq 5$

表 K. 0. 6—2 岩体节理发育程度分级

节理发育程度分级	基 本 特 征
节理不发育	节理 1~2 组,规则,为构造型,间距在 1 m 以上,多为密闭节理。岩体被切割成巨块状
节理较发育	节理 2~3 组,呈 X 形,较规则,以构造型为主,多数间距大于 0.4 m,多为密闭节理,部分为微张节理,少有充填物。岩体被切割成大块状
节理发育	节理 3 组以上,不规则,呈 X 形或米字形,以构造型风化型为主,多数间距小于 0.4 m,大部分为张开节理,部分有充填物。岩体被切割成块状
节理很发育	节理 3 组以上,杂乱,以风化型和构造型为主,多数间距小于 0.2 m,以张开节理为主,有个别宽张节理,一般均有充填物。岩体被切割成碎裂状

K. 0. 7 岩体受地质构造影响程度的划分应符合表 K. 0. 7 规定。

表 K. 0. 7 岩体按受地质构造影响程度划分

名 称	基 本 特 征
轻 微	地质构造变动小,节理不发育
较 重	地质构造变动较大,位于断层或褶曲轴的邻近地段,可有小断层,节理较发育
严 重	地质构造变动剧烈,位于褶曲轴部或断层影响带内,软质岩多见扭曲及拖拉现象,节理发育
很严重	位于断层破碎带内,岩体呈块石、碎石、角砾状,有的甚至呈粉末、泥土状,节理很发育

K. 0. 8 岩体完整程度划分应符合表 K. 0. 8 规定。

表 K. 0. 8 岩体完整程度划分

名 称	结构面特征	结构类型	岩体完整性指数 K_v
完整	结构面 1~2 组,以构造型节理或层为主,密闭型	巨块状整体结构	$K_v > 0.75$
较完整	结构面 2~3 组,以构造型节理、层面为主,裂隙多呈密闭型,部分为微张型,少有充填物	块状结构	$0.55 < K_v \leq 0.75$
较破碎	结构面一般为 3 组,以节理及风化裂隙为主,在断层附近受构造作用影响较大,裂隙以微张型和张开型为主,多有充填物	层状、块石、碎石状结构	$0.35 < K_v \leq 0.55$
破碎	结构面大于 3 组,并多以风化型裂隙为主,在断层附近受构造作用影响较大,裂隙以张开型为主,多有充填物	碎石角砾状结构	$0.15 < K_v \leq 0.35$
极破碎	结构面杂乱无序,在断层附近受构造作用影响很大,宽张裂隙全为泥质或泥夹岩屑充填,充填物厚度大	散体状结构	$K_v \leq 0.15$

注:1 表中裂隙宽度的类型,可参见本规范表 K. 0. 6—1。

2 表中岩体完整性指数是岩体弹性纵波速度与同一岩体中岩石的弹性纵波速度比值的平方。

K.0.9 岩体风化程度分带应符合表 K.0.9 规定。

表 K.0.9 岩体风化程度分带

风化程度分带	野外鉴定特征			风化程度参数指标			
	岩石矿物颜色	结构	破碎程度	坚硬程度	风化系数 k_f	波速比 k_p	纵波速度 v_p (m/s)
未风化	岩石、矿物及其胶结物颜色新鲜,保持原有颜色	保持岩体原有结构	除构造裂隙外肉眼见不到其他裂隙,整体性好	除泥质岩可用大锤击碎外,其余岩类不易击开,放炮才能掘进	$k_f > 0.9$	$k_p > 0.9$	硬质岩 $v_p > 5\ 000$ 软质岩 $v_p > 4\ 000$
微风化	岩石、矿物颜色较暗淡,节理面附近有部分矿物变色	岩体结构未破坏,仅沿节理面有风化现象或有水锈	有少量风化裂隙,裂隙间距多数大于 0.4 m 整体性仍较好	要用大锤和楔子才能剖开,泥质岩用大锤可以击碎,放炮才能掘进	硬质岩 $0.8 < k_f \leq 0.9$ 软质岩 $0.8 < k_f \leq 0.9$	硬质岩 $0.8 < k_p \leq 0.9$ 软质岩 $0.8 < k_p \leq 0.9$	硬质岩 $4\ 000 < v_p \leq 5\ 000$ 软质岩 $3\ 000 < v_p \leq 4\ 000$
弱风化	岩石、矿物失去光泽,颜色暗淡,部分易风化矿物已变色,黑云母失去弹性	岩体结构已部分破坏,裂隙可能出现风化夹层,一般呈块状或球状结构	风化裂隙发育,裂隙间距多数为 0.2 m ~ 0.4 m,整体性差	可用大锤击碎,用手锤不易击碎,大部分需放炮掘进,岩心钻方可钻进	硬质岩 $0.4 < k_f \leq 0.8$ 软质岩 $0.3 < k_f \leq 0.8$	硬质岩 $0.6 < k_p \leq 0.8$ 软质岩 $0.5 < k_p \leq 0.8$	硬质岩 $2\ 000 < v_p \leq 4\ 000$ 软质岩 $1\ 500 < v_p \leq 3\ 000$

续表K.0.9

风化程度分带	野外鉴定特征			风化程度参数指标			
	岩石矿物颜色	结构	破碎程度	坚硬程度	风化系数 k_f	波速比 k_p	纵波速度 v_p (m/s)
强风化	岩石及大部分矿物变色, 形成次生矿物	岩体结构已大部分破坏, 形成碎块状或球状结构	风化裂隙很发育, 岩体破碎, 风化物呈碎石状或碎石含砂状, 裂隙间距小于0.2 m, 完整性很差	用手锤可击碎, 用镐可以掘进, 用锹则很困难, 干钻可钻进	硬质岩 $k_f \leq 0.4$ 软质岩 $k_f \leq 0.3$	硬质岩 $0.4 < k_p \leq 0.6$ 软质岩 $0.3 < k_p \leq 0.5$	硬质岩 $1\ 000 < v_p \leq 2\ 000$ 软质岩 $700 < v_p \leq 1\ 500$
全风化	岩石、矿物已完全变色, 大部分发生变异, 除石英外大部分风化成土状	岩体结构已完全破坏, 仅外观保持原岩特征, 矿物晶体失去连接, 石英松散呈粒状	风化破碎呈碎屑状、土状或砂状	用手可捏碎, 用锹就可掘进, 干钻较易钻进	—	硬质岩 $k_p \leq 0.4$ 软质岩 $k_p \leq 0.3$	硬质岩 $500 < v_p \leq 1\ 000$ 软质岩 $300 < v_p \leq 700$

注: 1 k_f 是同一岩体中风化岩石的单轴饱和抗压强度与未风化岩石的单轴饱和抗压强度的比值。

2 k_p 是同一岩体中风化岩体的纵波波速与未风化岩体纵波波速的比值。

K. 0. 10 多年冻土的季节融化土层具有夏季融化下沉、秋冬季再次冻结时具有体积膨胀的特性,其冻胀性分级应符合表 K. 0. 10 规定。

表 K. 0. 10 多年冻土季节融化土层的冻胀性分级

土的类别	冻前天然含水率 $\omega(\%)$	冻结期间地下水位距冻结面的最小距离 $h_w(m)$	平均冻胀率 $\eta(\%)$	冻胀等级	冻胀类别
粉黏粒质量不大于 15% 的粗颗粒土,粉黏粒质量不大于 10% 的细砂	不考虑	不考虑	$\eta \leq 1$	I	不冻胀
粉黏粒质量大于 15% 的碎石、砂类土、粉黏粒质量大于 10% 的细砂	$\omega \leq 12$	> 1.0			
粉砂	$\omega \leq 14$	> 1.0			
粉土	$\omega \leq 19$	> 1.5			
黏性土	$\omega \leq \omega_p + 2$	> 2.0			
粉黏粒质量大于 15% 的颗粒土,粉黏粒质量大于 10% 的细砂	$\omega \leq 12$	≤ 1.0	$1 < \eta \leq 3.5$	II	弱冻胀
	$12 < \omega \leq 18$	> 1.0			
粉砂	$\omega \leq 14$	≤ 1.0			
	$14 < \omega \leq 19$	> 1.0			
粉土	$\omega \leq 19$	≤ 1.5			
	$19 < \omega \leq 22$	> 1.5			
黏性土	$\omega \leq \omega_p + 2$	≤ 2.0			
	$\omega_p + 2 < \omega \leq \omega_p + 5$	> 2.0			

续表K. 0. 10

土的类别	冻前天然 含水率 $\omega(\%)$	冻结期间地 下水位距冻 结面的最小 距离 $h_{\omega}(\text{m})$	平均冻胀率 $\eta(\%)$	冻胀 等级	冻胀 类别
粉黏粒质量大于 15%的粗颗粒土,粉 黏粒质量大于 10% 的细砂	$12 < \omega \leq 18$	≤ 1.0	$3.5 < \eta \leq 6$	Ⅲ	冻 胀
	$\omega > 18$	> 0.5			
粉砂	$14 < \omega \leq 19$	≤ 1.0			
	$19 < \omega \leq 23$	> 1.0			
粉土	$19 < \omega \leq 22$	≤ 1.5			
	$22 < \omega \leq 26$	> 1.5			
黏性土	$\omega_p + 2 < \omega \leq \omega_p + 5$	≤ 2.0			
	$\omega_p + 5 < \omega \leq \omega_p + 9$	> 2.0			
粉黏粒质量大于 15%的粗颗粒土,粉 黏粒质量大于 10% 的细砂	$\omega > 18$	≤ 0.5	$6 < \eta \leq 12$	Ⅳ	强 冻 胀
粉砂	$19 < \omega \leq 23$	≤ 1.0			
粉土	$22 < \omega \leq 26$	≤ 1.5			
	$26 < \omega \leq 30$	> 1.5			
黏性土	$\omega_p + 5 < \omega \leq \omega_p + 9$	≤ 2.0			
	$\omega_p + 9 < \omega \leq \omega_p + 15$	> 2.0			

续表 K. 0. 10

土的类别	冻前天然 含水率 $\omega(\%)$	冻结期间地 下水位距冻 结面的最小 距离 $h_w(\text{m})$	平均冻胀率 $\eta(\%)$	冻胀 等级	冻胀 类别
粉砂	$\omega > 23$	不考虑	$\eta > 12$	V	特 强 冻 胀
粉土	$26 < \omega \leq 30$	≤ 1.5			
	$\omega > 30$	不考虑			
黏性土	$\omega_p + 9 < \omega \leq \omega_p + 15$	≤ 2.0			
	$\omega > \omega_p + 15$	不考虑			

注: 1 平均冻胀率 η 为地表冻胀量与冻层厚度减地表冻胀量之比。

2 ω_p 为塑限含水率。

3 盐渍化冻土不在表列。

4 塑性指数 ω_p 大于 22 时, 冻胀性降低一级。

5 碎石类土当充填物大于全部质量的 40% 时, 其冻胀性按填充物土的类别判定。

6 粗颗粒土指中砂、粗砂、砾砂和碎石类土, 粉黏粒指粒径小于 0.075 mm 的颗粒。

K. 0. 11 多年冻土的天然含水率与融沉等级, 和冻土地层的总含水率及其表征地层持水能力的细粒土(包括黏粒和粉粒)含量密切相关, 其含水率和融沉分级的对应关系应符合表 K. 0. 11 规定。

表 K. 0. 11 多年冻土的含水率与融沉等级对照表

多年 冻土 类别	土的名称	总含水率 $\omega_A(\%)$	融化后的 潮湿程度	平均融沉 系数 δ_0	融沉等级 及类别
少 冰 冻 土	碎石类土、砾、粗、 中砂(粉黏粒质量小 于 15%)	$\omega_A < 10$	潮湿	$\delta_0 \leq 1$	I 级 不融沉

续表K. 0. 11

多年冻土类别	土的名称	总含水率 $\omega_A(\%)$	融化后的潮湿程度	平均融沉系数 δ_0	融沉等级及类别
少冰冻土	碎石类土、砾、粗、中砂(粉黏粒质量大于15%)	$\omega_A<12$	稍湿	$\delta_0\leqslant 1$	Ⅰ级 不融沉
	细砂、粉砂	$\omega_A<14$			
	粉土	$\omega_A<17$			
	黏性土	$\omega_A<\omega_P$	坚硬		
多冰冻土	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量小于15%)	$10\leqslant \omega_A<15$	饱和	$1<\delta_0\leqslant 3$	Ⅱ级 弱融沉
	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量大于15%)	$12\leqslant \omega_A<15$	潮湿		
	细砂、粉砂	$14\leqslant \omega_A<18$			
	粉土	$17\leqslant \omega_A<21$			
	黏性土	$\omega_P\leqslant \omega_A<\omega_P+4$	坚硬		
富冰冻土	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量小于15%)	$15\leqslant \omega_A<25$	饱和出水 (出水量小于10%)	$3<\delta_0\leqslant 10$	Ⅲ级 融沉
	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量大于15%)		饱和		

续表K. 0. 11

多年冻土类别	土的名称	总含水率 $\omega_A(\%)$	融化后的潮湿程度	平均融沉系数 δ_0	融沉等级及类别
富冰冻土	细砂、粉砂	$18 \leq \omega_A < 29$	饱和	$3 < \delta_0 \leq 10$	Ⅲ级融沉
	粉土	$21 \leq \omega_A < 32$			
	黏性土	$\omega_P + 4 \leq \omega_A < \omega_P + 15$	软塑		
饱冰冻土	碎石类土、砾、粗、中砂(粉黏粒质量小于15%)	$25 \leq \omega_A < 44$	饱和出水(出水量小于10%)	$10 < \delta_0 \leq 25$	Ⅳ级强融沉
	黏性土	$\omega_P + 15 \leq \omega_A < \omega_P + 35$	软塑		
含土冰层	碎石类土、砂类土、粉土	$\omega_A \geq 44$	饱和出水(出水量为10%~20%)	$\delta_0 > 25$	Ⅴ级融陷
	黏性土	$\omega_A \geq \omega_P + 35$	流塑		
纯冰层	厚度大于25 cm 或间隔2 cm~3 cm 冰层累计超过25 cm				

注:1 总含水率包含冰和未冻水。

2 盐渍化冻土、泥炭化冻土、腐植土、高塑性黏土不在表列。

3 ω_P 为塑限含水率。

4 融化下沉系数 $\delta_0 = \frac{h_1 - h_2}{h_1} \times 100\%$, 其中 h_1 为冻土试件融化前的高度(mm);
 h_2 为冻土试件融化后的高度(mm)。

K.0.12 岩土施工工程分级应符合表 K.0.12 规定。

表 K.0.12 岩土施工工程分级

等级	分类	岩土名称及特征	钻 1 m 所需时间			岩石单轴饱和抗压强度 (MPa)	开挖方法
			液压凿岩台车、潜孔钻机 (净钻分钟)	手持风枪湿式凿岩合金钻头 (净钻分钟)	双人打眼 (工天)		
I	松土	砂类土, 种植土, 未经压实的填土					用铁锹挖, 脚蹬一下到底的松散土层, 机械能全部直接铲挖, 普通装载机可满载
II	普通土	坚硬的、可塑的粉质黏土, 可塑的黏土, 膨胀土, 粉土, Q ₃ 、Q ₄ 黄土, 稍密、中密角砾土、圆砾土, 松散的碎石土、卵石土, 压密的填土, 风积沙					部分用镐刨松, 再用锹挖, 脚连蹬数次才能挖动。挖掘机、带齿尖口装载机可满载、普通装载机可直接铲挖, 但不能满载
III	硬土	坚硬的黏性土、膨胀土, Q ₁ 、Q ₂ 黄土, 稍密、中密碎石土、卵石土, 密实的圆砾土、角砾土, 各种风化成土状的岩石					必须用镐先全部刨过才能用锹挖。挖掘机、带齿尖口装载机不能满载; 大部分采用松土器松动方能铲挖 装载机

续表K.0.12

等级	分类	岩土名称及特征	钻 1 m 所需时间			岩石单轴饱和抗压强度 (MPa)	开挖方法
			液压潜岩台车、潜孔钻机 (净钻分钟)	手持风枪湿式凿岩合金钻头 (净钻分钟)	双人打眼 (工天)		
IV	软石	块石土、漂石土, 含块石、漂石 30%~50% 的及密实的碎石土、卵石土, 岩石; 各类较软岩、软岩及成岩作用差的岩石; 泥质岩类、煤、凝灰岩、云母片岩、千枚岩		<7	<0.2	<30	部分用撬棍及大锤开挖或挖掘机、单钩裂土器松动, 部分需借助液压冲击镐解碎或部分采用爆破法开挖
V	次坚石	各种硬质岩: 硅质页岩、钙质岩、白云岩、石灰岩、泥灰岩、玄武岩、片岩、片麻岩、正长岩、花岗岩	≤ 10	7~20	0.2~1.0	30~60	能用液压冲击镐解碎, 大部分需用爆破法开挖
VI	坚石	各种极硬岩: 硅质砂岩、硅质砾岩、石灰岩、石英岩、大理岩、玄武岩、闪长岩、花岗岩、角岩	>10	>20	>1.0	>60	可用液压冲击镐解碎, 需用爆破法开挖

注: 1 软土 (软黏性土、淤泥质土、淤泥、泥炭质土、泥炭) 的施工工程分级, 一般可定为 II 级; 多年冻土一般可定为 IV 级。
2 表中所列岩石均按完整结构岩体考虑, 若岩体极破碎、节理很发育或强风化时, 其等级应按表对应岩石的等级降低一个等级。

附录 L 墩台基础考虑土的弹性抗力的计算

L. 0.1 基础侧面土抗力的计算宽度 b_0 应符合下列规定：

基础[沉井、桩基(包括管柱)]可由单个构件[图 L. 0.1(a)]或由位于水平外力 H 作用竖直面内数个构件[图 L. 0.1(b)]，或由位于与水平外力 H 作用竖直面相垂直的同一竖直面内数个构件组成[图 L. 0.1(c)]。基础侧面土抗力的计算宽度 b_0 按表 L. 0.1 计算。

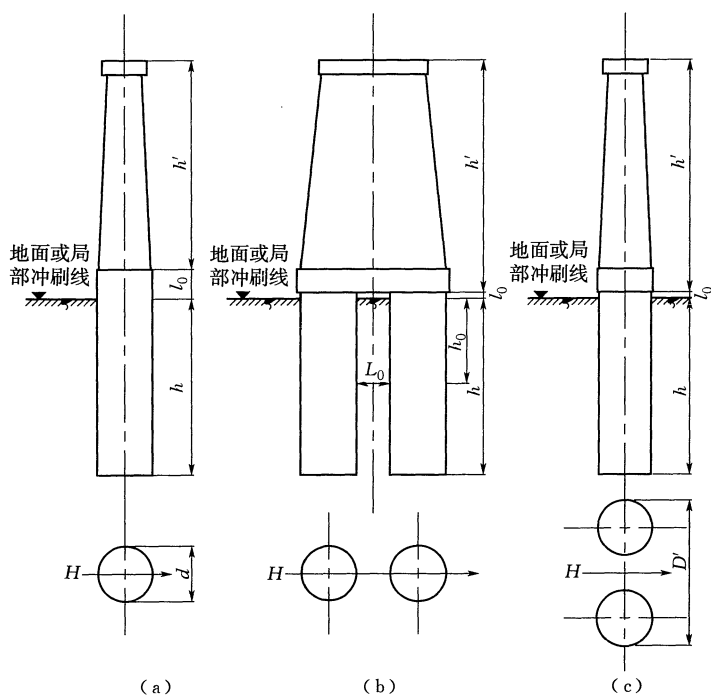
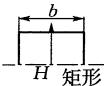
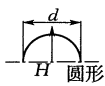
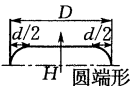


图 L. 0.1 基础侧面抗力计算示意图

L. 0. 2 地基系数的比例系数 m 和 m_0 应符合下列规定:

将土视为具有随深度成正比增长的地基系数的弹性变形介质,深度 y 处垂直于基础侧面的水平地基系数 $C_y = m y$,深度 h 处基底竖向地基系数 $C_0 = m_0 h$,当 $h < 10$ m 时, C_0 采用等于 $10 m_0$,地基系数的比例系数 m 和 m_0 的值应采用试验实测值,倘无此实测资料时,可参考本规范表 L. 0. 2—1 查用。

表 L. 0. 1 基础侧面土抗力的计算宽度 b_0 (m)

基础平面形状		 矩形	 圆形	 圆端形
单个构件的直径或与水平力 H 作用方向相垂直的宽度大于或等于 1 m 时	由单个构件 [图 L. 0. 1(a)] 或由位于水平外力 H 作用面内数个构件组成的基础 [图 L. 0. 1(b)]	$b+1$	$0.9(d+1)$	$(1-0.1 \frac{d}{D}) \cdot (D+1)$
	由位于与水平外力 H 相垂直的同一平面内 n 个构件组成的基础 [图 L. 0. 1(c)]	$n(b+1)$, 但不得大于 $D'+1$	$0.9n(d+1)$, 但不得大于 $D'+1$	$n(1-0.1 \frac{d}{D}) \cdot (D+1)$ 但不得大于 $D'+1$
单个构件的直径或与水平力 H 作用方向相垂直的宽度小于 1 m 时	由单个构件 [图 L. 0. 1(a)] 或由位于水平外力 H 作用面内数个构件组成的基础 [图 L. 0. 1(b)]	$1.5b+0.5$	$0.9(1.5d+0.5)$	$(1-0.1 \frac{d}{D}) \cdot (1.5D+0.5)$
	由位于与水平外力 H 相垂直的同一平面内 n 个构件组成的基础 [图 L. 0. 1(c)]	$n(1.5b+0.5)$, 但不得大于 $D'+1$	$0.9n(1.5d+0.5)$, 但不得大于 $D'+1$	$n(1-0.1 \frac{d}{D}) \cdot (1.5D+0.5)$ 但不得大于 $D'+1$

注:表中 b_0 、 b 、 d 、 D 、 D' 均以 m 计。

当基础侧面为数种不同土层时(图 L. 0. 2), 应将地面或局部冲刷线以下 h_m (以 m 计) 深度内的各层土, 按下面公式换算成一个 m 值, 作为基础整个深度 h 内的 m 值。当基础位于地面以下或局部冲刷线以下的深度 $h > \frac{2.5}{\alpha}$ 时, 采用 $h_m = 2(d+1)$ (以 m 计), d 为构件的平均直径 (以 m 计), 对于钻孔桩, d 为设计桩径。当 $h \leq \frac{2.5}{\alpha}$ 时, 采取 $h_m = h$ 。 α 为基础的变形系数, $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$; b_0 为基础侧面土抗力的计算宽度 (以 m 计), E 为基础圬工的弹性模量 (以 kPa 计), I 为基础的平均截面惯性矩 (以 m^4 计); 对于钢筋混凝土构件, 通常采用 $EI = 0.8E_h I$, 这里 E_h 为混凝土的受压弹性模量 (以 kPa 计), I 为全截面惯性矩, m 为地基系数的比例系数。

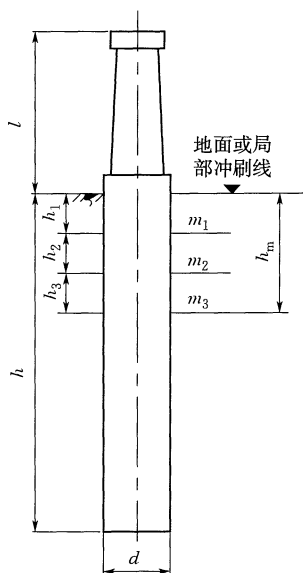


图 L. 0. 2 基础侧面为数种不同土层时 m 值计算示意图

表 L. 0. 2—1 非岩石地基系数的比例系数 m 和 m_0 (kPa/m²)

顺号	土的名称	m 和 m_0 值
1	流塑黏性土, 淤泥	3 000~5 000
2	软塑黏性土, 粉砂、粉土	5 000~10 000
3	硬塑黏性土, 细砂、中砂	10 000~20 000
4	坚硬的黏性土、粗砂	20 000~30 000
5	角砾土、圆砾土、碎石土、卵石土	30 000~80 000
6	块石土、漂石土	80 000~120 000

注: 1 本表可用于结构在地面水平位移最大值不超过 6 mm 的情况, 当位移较大时应适当降低。

2 当基础侧面设有斜坡或台阶, 且其坡度或台阶总宽度与地面以下或局部冲刷线以下深度之比大于 1: 20 时, m 值应减小一半。

当 h_m 深度内存在两层不同土时:

$$m = \frac{m_1 h_1^2 + m_2 (2h_1 + h_2) h_2}{h_m^2}$$

当 h_m 深度内存在三层不同土时:

$$m = \frac{m_1 h_1^2 + m_2 (2h_1 + h_2) h_2 + m_3 (2h_1 + 2h_2 + h_3) h_3}{h_m^2}$$

当基础由位于外力作用竖直面内 n 个构件组成[图 L. 0. 1 (b)]时, 将 m 值乘以系数 k , k 为构件相互影响系数。当构件净距 $L_0 \geq 0.6h_0$ 时, $k=1.0$; 当 $L_0 < 0.6h_0$ 时, $k = C + \frac{1-C}{0.6} \cdot \frac{L_0}{h_0}$, 其中 C 为随构件数目 n 而变的系数: $n=1$ 时, $C=1.0$; $n=2$ 时, $C=0.6$; $n=3$ 时, $C=0.5$; $n \geq 4$ 时, $C=0.45$ 。 h_0 为构件埋入地面或局部冲刷线以下的计算深度, h_0 等于 $3(d+1)m$ [图 L. 0. 1 (b)]。

岩石地基的地基系数 C_0 由岩石的单轴抗压强度标准值 f_{rk} 确定, 不随岩层面的埋藏深度而变, 其值参照表 L. 0. 2—2 查用。

表 L. 0. 2—2 岩石地基的竖向地基系数 C_0 值

编号	f_{rk} (kPa)	C_0 (kPa/m)
1	1 000	300 000
2	$\geq 25\ 000$	15 000 000

注:中间值可以插入。

L. 0. 3 基础的分析计算应符合下列规定:

1 一般情况

基础考虑土的弹性抗力时,可按下列公式计算:

1)第一种情况:对于单个构件的基础[图 L. 0. 1(a)]及由数个位于与作用力竖直平面相垂直竖直面内的构件组成的基础[图 L. 0. 1(c)]。

①当基础置于非岩石地基中(包括支立于岩石风化层内和支立于岩层面上情况,如图 L. 0. 3—1 所示)。当地面或局部冲刷线处作用单位横向力 $Q_0=1$ 和单位力矩 $M_0=1$ 时,该处构件的横向位移和转角(图 L. 0. 3—1 中的 Q_0 、 M_0 和 x_0 均为正值方向, φ_0 为负值方向):

$$\left. \begin{aligned} \delta_{QQ} &= \frac{1}{\alpha^3 EI} \cdot \frac{(B_3 D_4 - B_4 D_3) + K_h (B_2 D_4 - B_4 D_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + K_h (A_2 D_4 - A_4 B_2)} \\ \delta_{MQ} &= \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{(A_3 D_4 - A_4 D_3) + K_h (A_2 D_4 - A_4 D_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + K_h (A_2 B_4 - A_4 B_2)} \\ \delta_{QM} &= \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{(B_3 C_4 - B_4 C_3) + K_h (B_2 C_4 - B_4 C_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + K_h (A_2 B_4 - A_4 B_2)} \\ \delta_{MM} &= \frac{1}{\alpha EI} \cdot \frac{(A_3 C_4 - A_4 C_3) + K_h (A_2 C_4 - A_4 C_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + K_h (A_2 B_4 - A_4 B_2)} \\ \delta_{MQ} &= \delta_{QM} \end{aligned} \right\} \quad (L. 0. 3—1)$$

式中 δ_{QQ}, δ_{MQ} ——当地面或局部冲刷线处作用单位横向力 $Q_0=1$ 时,构件在地面或局部冲刷线处的横向位移

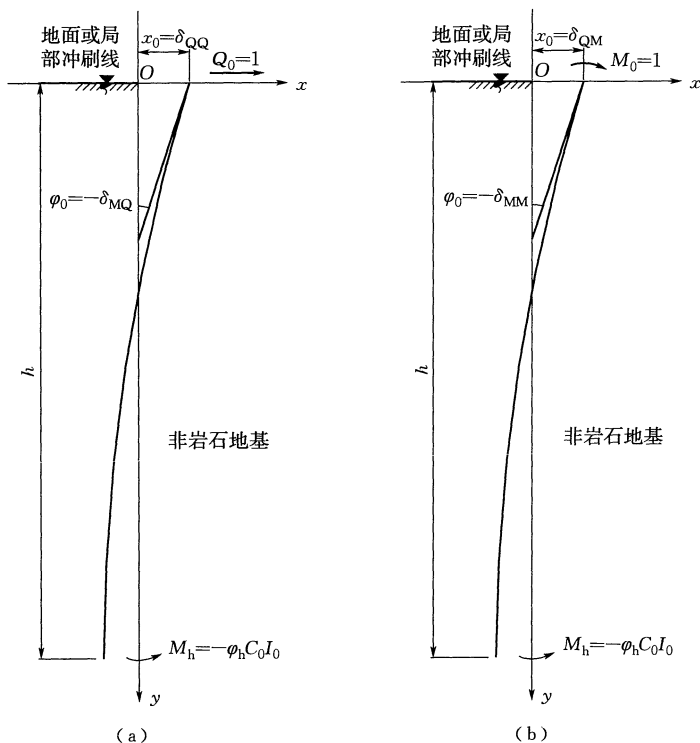


图 L. 0. 3—1 单位力作用于地面或局部冲刷线时的横向位移和转角计算示意图(非嵌入岩石内时)

和转角[图 L. 0. 3—1(a)], 分别以 m/kN 和 rad/kN 计;

δ_{QM}, δ_{MM} ——当地面或局部冲刷线处作用单位力矩 $M_0=1$ 时, 构件在地面或局部冲刷线处的横向位移和转角[图 L. 0. 3—1(b)], 分别以 $\text{m}/(\text{kN} \cdot \text{m})$ 和 $\text{rad}/(\text{kN} \cdot \text{m})$ 计;

$A_2, B_2, \dots, C_4, D_4$ ——系数, 根据换算深度 $\bar{h} = \alpha y$ 查表 L. 0. 3—1

确定；

K_h ——系数, $K_h = \frac{C_0}{\alpha E} \cdot \frac{I_0}{I}$, 其中 I_0 为构件底面惯性

矩, I 为构件身惯性矩, 均为 m^4 计。当构件支立于非岩石地基上(包括支立于岩石风化

层内的情况), 且 $h \geq \frac{2.5}{\alpha}$ 时, 取 $K_h = 0$; 当构件

支立于岩层面上而未嵌入岩层内, 且 $h \geq \frac{3.5}{\alpha}$ 时, 取 $K_h = 0$;

α ——基础的变形系数, 见前面所述。

当基础底面嵌入岩石内时, 按下列公式计算(图 L. 0. 3—2 中所示的 Q_0 、 M_0 和 x_0 均为正值方向, φ_0 为负值方向):

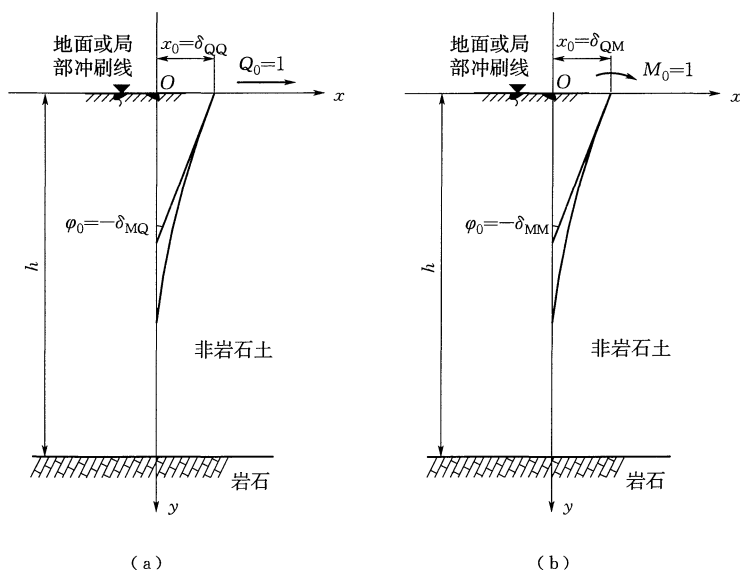


图 L. 0. 3—2 单位力作用于地面或局部冲刷线时的横向位移和转角计算示意图(嵌入岩石内时)

$$\begin{aligned}
\delta_{QQ} &= \frac{1}{\alpha^3 EI} \cdot \frac{B_2 D_1 - B_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \\
\delta_{MQ} &= \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{A_2 D_1 - A_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \\
\delta_{QM} &= \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{B_2 C_1 - B_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \quad (\text{L. 0. 3—2}) \\
\delta_{MM} &= \frac{1}{\alpha EI} \cdot \frac{A_2 C_1 - A_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \\
\delta_{MQ} &= \delta_{QM}
\end{aligned}$$

式中 $A_1, B_1, \dots, C_2, D_2$ ——系数, 根据 $\bar{h} = \alpha y$, 查表 L. 0. 3—1 确定。

其余符号的意义与前面相同, 计算时可采用表 L. 0. 3—2。

② 求出基础顶面(对于图 L. 0. 3—3 所示结构, 求出作用于承台板底面处)的竖向力 N 、水平力 H 、弯矩 M 以及地面或局部冲刷线处构件截面上的横向力 Q_0 和弯矩 M_0 。

③ 按下式求出地面或局部冲刷线处构件横向位移和转角:

$$x_0 = Q_0 \delta_{QQ} + M_0 \delta_{QM} \quad (\text{L. 0. 3—3})$$

$$\varphi_0 = -(Q_0 \delta_{MQ} + M_0 \delta_{MM}) \quad (\text{L. 0. 3—4})$$

式中 x_0 ——地面或局部冲刷线处构件横向位移(m);

φ_0 ——地面或局部冲刷线处构件转角(rad)。

Q_0 和 M_0 分别以 kN 和 kN·m 计, 其余符号的意义与前面相同。

④ 按下式求墩台顶面水平位移:

$$\delta = x_0 - \varphi_0 (l_0 + h') + \delta_0 \quad (\text{L. 0. 3—5})$$

式中 δ ——墩台顶面水平位移(m);

h' ——墩台顶面至基础底面的距离(图 L. 0. 1)(m);

l_0 ——基础底面至地面或局部冲刷线之距离(m);

δ_0 ——地面或局部冲刷线以上基础和墩台身变形引起的墩台顶面水平位移(m);

φ_0 ——按式(L. 0. 3—4)求得, 应计入正负号。

⑤按下列公式计算地面或局部冲刷线以下深度 y 处构件截面上的弯矩、剪力和桩侧土的横向压应力：

$$\begin{aligned} M_y &= \alpha EI (\alpha x_0 A_3 + \varphi_0 B_3) + M_0 C_3 + \frac{Q_0}{\alpha} D_3 \\ Q_y &= \alpha^2 EI (\alpha x_0 A_4 + \varphi_0 B_4) + \alpha M_0 C_4 + Q_0 D_4 \\ \sigma_x &= m y (x_0 A_1 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_1 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_1) \end{aligned} \quad (\text{L. 0. 3—6})$$

式中 M_y, Q_y, σ_x ——深度 y 处构件截面上的弯矩、剪力和桩侧土的横向压应力，分别以 $\text{kN} \cdot \text{m}$ 、 kN 和 kPa 计；

$A_1, B_1, \dots, C_4, D_4$ ——系数，按 $\bar{h} = \alpha y$ 查表 L. 0. 3—1 确定。

其余符号的意义与前面相同。

当基础由位于外力作用面内 n 个构件组成时，式(L. 0. 3—6)中第 3 式内的 m 应乘以构件相互影响系数 k ，在 $y \geq \frac{4.0}{\alpha}$ 处， M_y, Q_y 可以认为等于零。令 $y = h$ ，从上面公式可求得基底弯矩 M_h 。

⑥按下面公式求出基底最大和最小压应力：

对于支立于非岩石地基上的基础(包括支立于岩石风化土状的地基上的基础)以及支立于岩石面上及嵌入岩石内，但竖直力的偏心小于或等于基础底面核心的基础：

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N_h}{A_0} \pm \frac{M_h}{W_0} \quad (\text{L. 0. 3—7})$$

式中 $\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$ ——基底最大和最小压应力(kPa)；对于支立于岩石面上且偏心大于基底截面核心的基础，则应按荷载效应重分布计算；对于嵌入岩层内的基础，需检算嵌固处强度；

N_h ——作用于基础底面上的竖直轴向力(kN)；对于置于非岩石地基中的桩或管柱， $N_h = N + G -$

T ; 对于置于或嵌入岩石地基中的基础, $N_h = N + G$; 其中 N 代表作用于构件顶面处的竖向轴向力(kN), G 代表包括填充物的内的构件自重(kN), T 为构件(桩或管柱)侧面土的摩阻力(kN);

M_h ——作用于基础底面上的力矩(kN·m);

A_0, W_0 ——分别为基础底面积、基础底截面抵抗矩, 且分别以 m^2 和 m^3 计; 对于置于非岩石地基上的桩

或管柱, $h > \frac{3.5}{\alpha}$ 时, 或对于置于或嵌入岩石内

的基础, $h > \frac{4.0}{\alpha}$ 时, 均可不检算基底应力, 只

需分别满足下列条件:

$$N + G - T \leq [P]$$

或

$$N + G \leq [P]$$

式中 $[P]$ ——构件能承受的轴向承载力限值(kN)。

⑦构件侧横向压应力 σ_x 必须满足下列要求:

当构件侧土的最大横向压应力 $\sigma_{x\max}$ 发生在 $y \leq \frac{h}{3}$ 处时, 应满

足下列条件:

$$\sigma_{x\max} \leq \eta_1 \eta_2 k [\gamma y (\eta K_p - K_a) + 2c (\eta \sqrt{K_p} + \sqrt{K_a})]$$

当构件侧土的最大横向压应力 $\sigma_{x\max}$ 发生在 $y > \frac{h}{3}$ 处时, 只要

满足下列条件:

$$\sigma_x \leq \eta_1 \eta_2 k \left[\gamma \frac{h}{3} (\eta K_p - K_a) + 2c (\eta \sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) \right]$$

式中 $\sigma_{x\max}, \sigma_x$ ——分别为深度 y 和深度 $h/3$ 处的构件侧面横向压应力(kPa);

γ ——土的重度(有水时, 考虑水浮力)(kN/m³);

c ——土的黏聚力(kPa);

η_1 ——系数,对于超静定推力拱桥的墩台 $\eta_1=0.7$,其他结构体系的墩台 $\eta_1=1.0$;

η_2 ——考虑所有作用中永久作用所占比例的影响系数,当 $h \leq \frac{2.5}{\alpha}$ 时, $\eta_2 = 1 - 0.8 \frac{M_n}{M_m}$; 当 $h \geq \frac{4.0}{\alpha}$ 时, $\eta_2 = 1 - 0.5 \frac{M_n}{M_m}$; 当 $\frac{2.5}{\alpha} < h < \frac{4.0}{\alpha}$ 时, η_2 按直线插入确定;

M_n ——永久作用对构件(桩基)承台板底面坐标原点或沉井底面中心的力矩(kN·m);

M_m ——全部外力对构件(桩基)承台板底面坐标原点或沉井底面中心的总力矩(kN·m);

k ——构件相互影响系数,按前面所列公式确定;

K_p, K_a ——系数, $K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$, $K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$;

φ ——土的内摩擦角($^\circ$);

η ——系数, $\eta = \frac{b_0}{b}$, b_0 为构件侧面土抗力的计算宽度, b 为构件的实际宽度。

2)第二种情况:对于由数个位于外力作用竖直面内的构件组成,其顶面借刚性承台板联结的基础[图 L. 0. 1(b) 及图 L. 0. 3—3(a)]。

对于图 L. 0. 3—3(a)所示多排构件的结构, b_0 的计算方法同前。但是,如果每一排构件群的构件数目不同,且相邻两排构件中心线之间的距离等于或大于 $(d+1)m$, 则其相互影响系数 k 按平行外力作用面的诸平面分别计算,取其中最小值,并对整个基础的全部构件采用同一个计算值。反之如果中心线距离小于 $(d+1)m$, 则将各排构件投影于外力作用平面来计算 k 值,如图 L. 0. 3—3(a)所示。

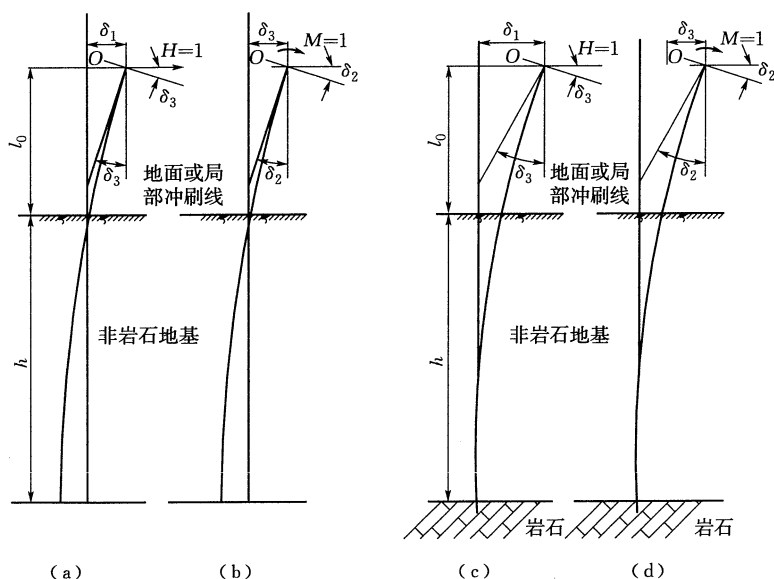


图 L.0.3—4 单位力作用于构件顶面时的横向位移和转角计算示意图

δ_3, δ_2 ——当构件顶面作用单位力矩 $M=1$ 时, 构件顶面的横向位移和转角[图 L.0.3—4(b)(d)], 分别以 m/kN 和 $\text{rad/kN} \cdot \text{m}$ 计。

③计算每一构件的 ρ_1, ρ_2, ρ_3 和 ρ_4 值:

$$\left. \begin{aligned} \rho_1 &= \frac{1}{\frac{l_0 + \xi h}{EA} + \frac{1}{C_0 A_0}} \\ \rho_2 &= \frac{\delta_2}{\delta_1 \delta_2 - \delta_3^2} \\ \rho_3 &= \frac{\delta_3}{\delta_1 \delta_2 - \delta_3^2} \\ \rho_4 &= \frac{\delta_1}{\delta_1 \delta_2 - \delta_3^2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{L.0.3—9})$$

式中 ρ_1 ——当承台板沿构件轴线方向产生单位位移时所引起构件顶面处的轴向力(kN/m)；

ρ_2 ——当承台板沿垂直构件轴线方向产生单位横向位移时所引起构件顶面处的横向力(kN/m)；

ρ_3 ——当承台板沿垂直构件轴线方向产生单位横向位移时所引起构件顶面处的弯矩(kN·m/m)；或当承台板顺构件顶面弯矩方向产生单位转角时所引起构件顶面处的横向力(kN/rad)；

ρ_4 ——当承台板顺构件顶面弯矩方向产生单位转角时所引起构件顶面处的弯矩(kN·m/rad)；

ξ ——对于摩擦桩(或摩擦支承管柱)：打入或震动下沉者，

$\xi = \frac{2}{3}$ ；钻孔桩， $\xi = \frac{1}{2}$ ；对于柱桩(或钻岩支承管柱)，

$\xi = 1$ ；

E, A ——每一构件的受压弹性模量和横截面积，分别以 kPa 和 m^2 计；

A_0 ——对于摩擦桩(或摩擦支承管柱)为每一构件四周自地面

或局部冲刷线按 $\frac{\varphi'}{4}$ (φ' 为构件所穿过土层的平均

内摩擦角)向下扩散至构件底面处的面积，当此面积大于按构件底面中心距计算的面积时，则采用按构件底面中心距计算的面积；对于柱桩(或钻岩支承管柱)，则为桩底(或管柱底)的面积，均以 m^2 计；

C_0 ——基底土的竖向地基系数 $C_0 = m_0 h$ ，以 kN/m^3 计。

④对图 L. 0. 3—3 所示外力作用于对称面内的结构，解下列方程式，求出承台板底面的水平位移 a 、竖向位移 b 、承台板绕坐标原点 O 的转角 β ：

$$\left. \begin{aligned} a\gamma_{ba} + b\gamma_{bb} + \beta\gamma_{b\beta} - N &= 0 \\ a\gamma_{aa} + b\gamma_{ab} + \beta\gamma_{a\beta} - H &= 0 \\ a\gamma_{\beta a} + b\gamma_{\beta b} + \beta\gamma_{\beta\beta} - M &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (L. 0. 3—10)$$

式中 N, H, M ——作用于承台板底面坐标原点 O 上的外力(当构件不对称时,坐标原点 O 可任意选择;倘若构件对称时,则 O 点可选于对称轴上);

$\gamma_{ba}, \gamma_{aa}, \gamma_{\beta a}$ ——由于承台板产生单位水平位移时,所有构件顶产生的竖向反力之和、水平反力之和以及它们对坐标原点 O 的反弯矩之和,分别以 $kN/m, kN/m$ 和 $kN \cdot m/m$ 计;

$\gamma_{bb}, \gamma_{ab}, \gamma_{\beta b}$ ——由于承台板产生单位竖向位移时,所有构件顶产生的竖向反力之和、水平反力之和以及它们对坐标原点 O 的反弯矩之和,分别以 $kN/m, kN/m$ 和 $kN \cdot m/m$ 计;

$\gamma_{b\beta}, \gamma_{a\beta}, P\gamma_{\beta\beta}$ ——由于承台板绕 O 点产生单位转角时,所有构件顶产生的竖向反力之和、水平反力之和以及它们对坐标原点 O 的反弯矩之和,分别以 $kN/rad, kN/rad$ 和 $kN \cdot m/rad$ 计。

当承台板底面位于地面或局部冲刷线以上时,采用下列公式:

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{ba} &= \sum (\rho_1 - \rho_2) \sin \varphi \cdot \cos \varphi \\ \gamma_{aa} &= \sum (\rho_1 \sin^2 \varphi + \rho_2 \cos^2 \varphi) \\ \gamma_{\beta a} &= \sum [(\rho_1 - \rho_2) x \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi - \rho_3 \cos \varphi] \\ \gamma_{bb} &= \sum (\rho_1 \cos^2 \varphi + \rho_2 \sin^2 \varphi) \\ \gamma_{ab} &= \gamma_{ba} \\ \gamma_{\beta b} &= \sum [(\rho_1 \cos^2 \varphi + \rho_2 \sin^2 \varphi) x + \rho_3 \sin \varphi] \\ \gamma_{b\beta} &= \gamma_{\beta b} \\ \gamma_{a\beta} &= \gamma_{\beta a} \\ \gamma_{\beta\beta} &= \sum [(\rho \cos^2 \varphi + \rho_2 \sin^2 \varphi) x^2 + 2x\rho_3 \sin \varphi + \rho_4] \end{aligned} \right\} \quad (L. 0. 3-11)$$

式中 φ ——第 i 根构件的倾角;

x ——其顶点的坐标距[图 L. 0. 3—3(a)],以 m 计。

当承台板底面位于地面或局部冲刷线以下,带有斜构件,且不对称时[图 L. 0. 3—3(b)],除 γ_{aa} 、 $\gamma_{\beta a}$ 和 $\gamma_{\beta\beta}$ 按下列公式计算外,其余系数均按式(L. 0. 3—11)计算:

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{aa} &= \sum (\rho_1 \sin^2 \varphi + \rho_2 \cos^2 \varphi) + b_0 A_c \\ \gamma_{\beta a} &= \sum [(\rho_1 - \rho_2) x \cdot \sin \varphi \cos \varphi - \rho_3 \cos \varphi] + b_0 S_c \\ \gamma_{\beta\beta} &= \sum [(\rho_1 \cos^2 \varphi + \rho_2 \sin^2 \varphi) x^2 + 2x\rho_3 \sin \varphi + \rho_4] + b_0 I_c \end{aligned} \right\} \quad (\text{L. 0. 3—12})$$

式中 b_0 ——垂直于 xy 平面的承台板侧面土抗力的计算宽度(m);
 A_c, S_c, I_c ——分别为承台板侧面地基系数 C 图形面积和对底面的

的面积矩、惯性矩, $A_c = \frac{C_n h_n}{2}$ 、 $S_c = \frac{C_n h_n^2}{6}$ 、 $I_c = \frac{C_n h_n^3}{12}$, 这里 C_n 和 h_n 为承台板底面处的地基系数和承台板埋置深度。

⑤第 i 根构件顶面处的轴向力、剪力和弯矩(图 L. 0. 3—5)表示的诸力和力矩方向均为正值方向:

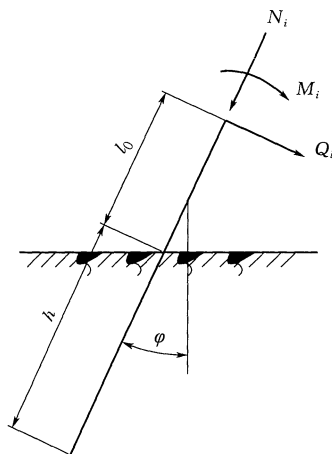


图 L. 0. 3—5 构件顶面处的轴向力、剪力和弯矩计算示意图

$$N_i = \rho_1 [a \sin \varphi + (b + x\beta) \cos \varphi]$$

$$Q_i = \rho_2 [a \cos \varphi - (b + x\beta) \sin \varphi] - \rho_3 \beta$$

$$M_i = \rho_4 \beta - \rho_3 [a \cos \varphi - (b + x\beta) \sin \varphi] \quad (\text{L. 0. 3—13})$$

式中 N_i, Q_i, M_i ——第 i 根构件顶面处的轴向力、剪力和弯矩，
分别以 kN、kN 和 kN·m 计。

其余符号的意义与前面相同。

⑥当基础全部为竖直构件且对称时[图 L. 0. 3—6(a)、(b)]，坐标原点 O 设于对称轴上。当诸构件的 ρ_1 不相等(如诸构件平面布置不对称，或诸桩长度不等，或诸桩直径不等，或诸桩材料不同)时[图 L. 0. 3—6(c)、(d)]坐标原点 O 设于诸 ρ_1 的合力处。

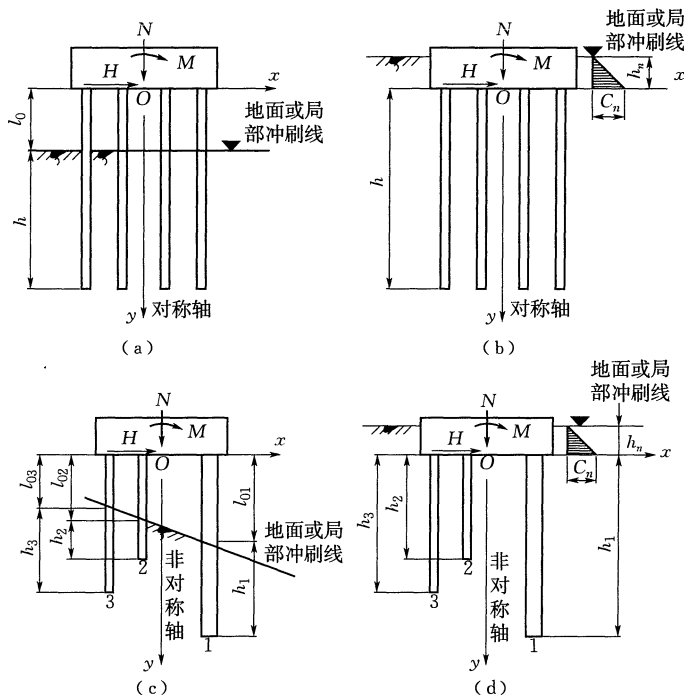


图 L. 0. 3—6 对称和非对称群桩基础计算示意图

对于这种结构：

$$\left. \begin{aligned} \text{承台板竖直位移 } b &= \frac{N}{\gamma_{bb}} \\ \text{承台板水平位移 } a &= \frac{\gamma_{\beta\beta}H - \gamma_{a\beta}M}{\gamma_{aa}\gamma_{\beta\beta} - \gamma_{a\beta}\gamma_{\beta a}} \\ \text{承台板绕 } O \text{ 点转角 } \beta &= \frac{\gamma_{aa}M - \gamma_{\beta a}H}{\gamma_{aa}\gamma_{\beta\beta} - \gamma_{a\beta}\gamma_{\beta a}} \end{aligned} \right\} \quad (\text{L. 0. 3—14})$$

式中 b, a, β ——承台板竖直位移、水平位移、绕 O 点转角，分别以 $\text{m}, \text{m}, \text{rad}$ 计。

当承台板底面位于地面或局部冲刷线以上时〔图 L. 0. 3—6 (a)、(c)〕：

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{bb} &= \sum \rho_1 \\ \gamma_{aa} &= \sum \rho_2 \\ \gamma_{\beta\beta} &= \sum \rho_4 + \sum x^2 \rho_1 \\ \gamma_{a\beta} &= \gamma_{\beta a} = -\sum \rho_3 \end{aligned} \right\} \quad (\text{L. 0. 3—15})$$

当承台板底面位于地面或局部冲刷线以下时〔图 L. 0. 3—6 (b)、(d)〕：

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{bb} &= \sum \rho_1 \\ \gamma_{aa} &= \sum \rho_2 + b_0 A_c \\ \gamma_{\beta\beta} &= \sum \rho_4 + \sum x^2 \rho_1 + b_0 I_c \\ \gamma_{a\beta} &= \gamma_{\beta a} = -\sum \rho_3 + b_0 S_c \end{aligned} \right\} \quad (\text{L. 0. 3—16})$$

图 L. 0. 3—6 中任一构件的内力按下式计算：

$$\left. \begin{aligned} N_i &= (b + \beta x) \rho_1 \\ Q_i &= a \rho_2 - \beta \rho_3 \\ M_i &= \beta \rho_4 - a \rho_3 \end{aligned} \right\} \quad (\text{L. 0. 3—17})$$

⑦地面或局部冲刷线处构件截面上的弯矩 M_0 和横向力 Q_0 ：

$$M_0 = M_i + Q_i l_0 \quad (\text{L. 0. 3—18})$$

$$Q_0 = Q_i \quad (\text{L. 0. 3—19})$$

⑧然后按第一种情况中的③⑤⑥项进行计算。

- 3) 双向受力的基础: 当基础承受双向荷载作用时, 按上述第一种情况或第二种情况求出第一构件顶面处沿两个方向的弯矩和剪力后, 分别沿两个方向求出构件身任一截面中的弯矩 M_y 、剪力 Q_y 和侧面土的横向压应力 σ_x , 最后将该截面沿两个方向的弯矩、剪力和横向压应力合成起来。或者按上述第一种情况或第二种情况分别求出每一构件顶面处沿两个方向的弯矩 M 、剪力 Q , 然后合成起来, 再求每一构件身任一截面中的弯矩 M_y 、剪力 Q_y 和侧面土的横向压应力 σ_x 。
- 4) 桥台基础(包括承受侧面土压力的桥墩基础)的计算(图 L. 0.3—7):

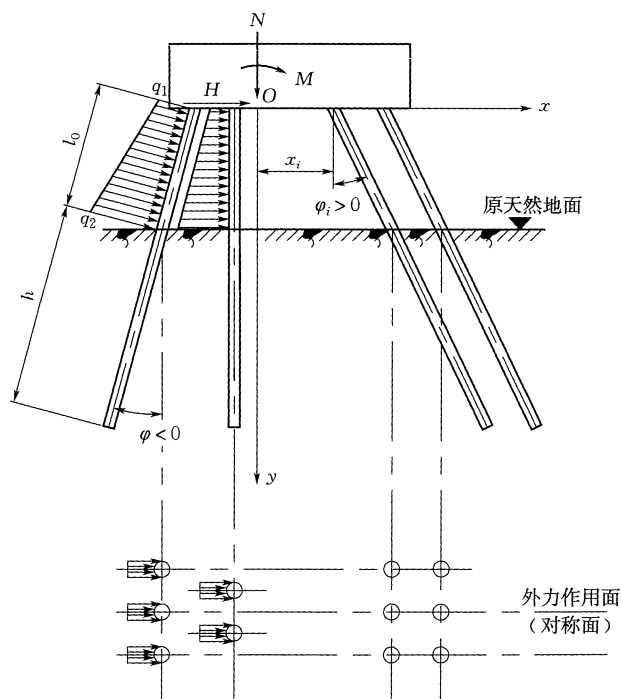


图 L. 0.3—7 桥台群桩基础计算示意图

①联解下列方程式,求 M_{l_0} 、 Q_{l_0} 、 M_q 和 Q_q :

$$\left. \begin{aligned} M_{l_0} &= M_q + Q_q l_0 + \left(\frac{q_1}{2!} + \frac{q_2 - q_1}{3!} \right) l_0^2 \\ Q_{l_0} &= Q_q + \left(q_1 + \frac{q_2 - q_1}{2!} \right) l_0 \\ \left[\frac{M_q l_0^2}{2!} + \frac{Q_q l_0^3}{3!} + \frac{q_1 l_0^4}{4!} + \frac{(q_2 - q_1) l_0^4}{5!} \right] \frac{1}{EI} \\ &= M_{l_0} \delta_{QM} + Q_{l_0} \delta_{QQ} \\ \left[M_q l_0 + \frac{Q_q l_0^2}{2!} + \frac{q_1 l_0^3}{3!} + \frac{(q_2 - q_1) l_0^3}{4!} \right] \frac{1}{EI} \\ &= - (M_{l_0} \delta_{MM} + Q_{l_0} \delta_{MQ}) \end{aligned} \right\}$$

(L. 0. 3—20)

式中 M_{l_0} 、 Q_{l_0} 、 M_q 、 Q_q ——分别为由于台后路基土压力作用,直接承受土压力的构件在地面及顶面(与承台板联结处)处产生的力矩和横向力,分别以 $\text{kN} \cdot \text{m}$ 和 kN 计。图 L. 0. 3—8(b)所示的 M_q 和 Q_q 均为正值;

q_1 、 q_2 ——作用于构件上的土压力强度,按构件宽度计算,以 kN/m 计。

②对于外力作用于对称面内的桥台基础(图 L. 0. 3—7),由下式求出承台板竖直位移 b 、水平位移 a 、绕 O 点的转角 β :

$$\left. \begin{aligned} a\gamma_{ba} + b\gamma_{bb} + \beta\gamma_{b\beta} - (N + \sum Q_q \sin\varphi) &= 0 \\ a\gamma_{aa} + b\gamma_{ab} + \beta\gamma_{a\beta} - (H - \sum Q_q \cos\varphi) &= 0 \\ a\gamma_{\beta a} + b\gamma_{\beta b} + \beta\gamma_{\beta\beta} - (M - \sum M_q + \sum x Q_q \sin\varphi) &= 0 \end{aligned} \right\}$$

(L. 0. 3—21)

式中 $\sum$ ——包括所有直接承受侧向土压力的构件数。

③按前面第二种情况求出承台板作用于每一构件顶面的轴向力 N_i 、横向力 Q_i 和弯矩 M_i 。对于直接承受土压力的构件,其顶

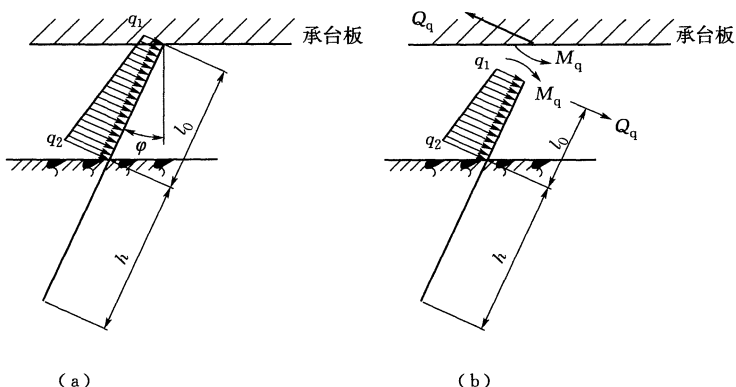


图 L. 0. 3—8 桥台基础构件顶面处的剪力、弯矩计算示意图

面横向力 Q 和弯矩 M 为:

$$\left. \begin{aligned} Q &= Q_i + Q_q \\ M &= M_i + M_q \end{aligned} \right\} \quad (\text{L. 0. 3—22})$$

构件任一截面上的弯矩 M_y 、剪力 Q_y 和桩侧土的水平压应力 σ_x 按前述公式进行计算。

2 特殊情况

当基础埋于地面或局部冲刷线以下的深度 $h \leq 2.5/\alpha$ 时,可按前面“一般情况”所述公式进行计算,也可将基础视为具有无穷大刚度按下列诸公式计算:

1) 第一种情况:置于非岩石地基上的基础(包括基础支立于岩石风化层内和支立于岩层面上的情况)(图 L. 0. 3—9)。

当地面或局部冲刷线处有力矩 M 和水平力 H 作用时,基础的转角为:

$$\omega = \frac{12(3M + 2Hh)}{b_0 m h^4 + 18C_0 a W} \quad (\text{L. 0. 3—23})$$

基础旋转中心至地面或局部冲刷线的距离为:

$$y_0 = \frac{b_0 m h^3 (4M + 3Hh) + 6HC_0 a W}{2b_0 m h^2 (3M + 2Hh)} \quad (\text{L. 0. 3—24})$$

表 L.0.3—1 式(L.0.3—1)、式(L.0.3—2)系数值

换算深度 $\bar{h}=\alpha y$	A_1	B_1	C_1	D_1	A_2	B_2	C_2	D_2
0	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1.00000	0.00000	0.00000
0.1	1.00000	0.10000	0.00500	0.00017	-0.00000	1.00000	0.10000	0.00500
0.2	1.00000	0.20000	0.02000	0.00133	-0.00007	1.00000	0.20000	0.02000
0.3	0.99998	0.30000	0.04500	0.00450	-0.00034	0.99996	0.30000	0.04500
0.4	0.99991	0.39999	0.08000	0.01067	-0.00107	0.99983	0.39998	0.08000
0.5	0.99974	0.49996	0.12500	0.02083	-0.00260	0.99948	0.49994	0.12499
0.6	0.99935	0.59987	0.17998	0.03600	-0.00540	0.99870	0.59981	0.17998
0.7	0.99860	0.69967	0.24495	0.05716	-0.01000	0.99720	0.69951	0.24494
0.8	0.99727	0.79927	0.31988	0.08532	-0.017907	0.99454	0.79891	0.31983
0.9	0.99508	0.89852	0.40472	0.12146	-0.02733	0.99016	0.89779	0.40462
1.0	0.99167	0.99722	0.49941	0.16657	-0.04167	0.98333	0.99583	0.49921
1.1	0.98658	1.09508	0.60384	0.22163	-0.06096	0.97317	1.09262	0.60346
1.2	0.97927	1.19171	0.71787	0.28758	-0.08632	0.95855	1.18756	0.71716
1.3	0.96908	1.28660	0.84127	0.36536	-0.11883	0.93817	1.27990	0.84002

续表L.0.3—1

换算深度 $\frac{h}{\alpha y}$	A_1	B_1	C_1	D_1	A_2	B_2	C_2	D_2
1.4	0.95523	1.37910	0.97373	0.45588	-0.15973	0.91047	1.36865	0.91763
1.5	0.93681	1.46839	1.11484	0.55997	-0.21030	0.87365	1.45259	1.11145
1.6	0.91280	1.55346	1.26403	0.67842	-0.27194	0.82565	1.53020	1.25872
1.7	0.88201	1.63307	1.42061	0.81193	-0.34604	0.76413	1.59963	1.41247
1.8	0.84313	1.70575	1.58362	0.96109	-0.43412	0.68645	1.65867	1.57150
1.9	0.79467	1.76972	1.75190	1.12637	-0.53768	0.58967	1.70468	1.73422
2.0	0.73502	1.82294	1.92402	1.30801	-0.65822	0.47061	1.73457	1.89872
2.2	0.57491	1.88709	2.27217	1.72042	-0.95616	0.15127	1.73110	2.22299
2.4	0.34691	1.87450	2.60882	2.19535	-1.33889	-0.30273	1.61286	2.51874
2.6	0.03315	1.75473	2.90670	2.72365	-1.81479	-0.92602	1.33485	2.74972
2.8	-0.38549	1.49037	3.12843	3.28769	-2.38756	-1.75493	0.84177	2.86653
3.0	-0.92809	1.03679	3.22471	3.85838	-3.05319	-2.82410	0.06837	2.80406
3.5	-2.92799	-1.27172	2.46304	4.97982	-4.98062	-6.70806	-3.58647	1.27018
4.0	-5.85333	-5.94097	-0.92677	4.54780	-6.53316	-12.15810	-10.60840	-3.76647

续表 L. 0. 3—1

换算深度 $\overline{h}=ay$	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
0	0.00000	0.00000	1.00000	0.00000	0.00000	-0.00000	0.00000	1.00000
0.1	-0.00017	-0.00001	1.00000	0.10000	-0.00500	-0.00033	-0.00001	1.00000
0.2	-0.00133	-0.00013	0.99999	0.20000	-0.02000	-0.00267	-0.00020	0.99999
0.3	-0.00450	-0.00067	0.99994	0.30000	-0.04500	-0.00900	-0.00101	0.99992
0.4	-0.01067	-0.00213	0.99974	0.39998	-0.08000	-0.02133	-0.00320	0.99966
0.5	-0.02083	-0.00521	0.99922	0.49991	-0.12499	-0.04167	-0.00781	0.99896
0.6	-0.03600	-0.01080	0.99806	0.59974	-0.17997	-0.07199	-0.01620	0.99741
0.7	-0.05716	-0.02001	0.99580	0.69935	-0.24490	-0.11433	-0.03001	0.99440
0.8	-0.08532	-0.03412	0.99181	0.79854	-0.31975	-0.17060	-0.05120	0.98908
0.9	-0.12144	-0.05466	0.98524	0.89705	-0.40443	-0.24284	-0.08198	0.98032
1.0	-0.16652	-0.08329	0.97501	0.99445	-0.49881	-0.33298	-0.12493	0.96667
1.1	-0.22152	-0.12192	0.95975	1.09016	-0.60268	-0.44292	-0.18285	0.96434
1.2	-0.28737	-1.17260	0.93783	1.18342	-0.71573	-0.57450	-0.25886	0.91712
1.3	-0.36496	-0.23760	0.90727	1.27320	-0.83753	-0.72950	-0.35631	0.87638

续表L.0.3—1

换算深度 $\bar{h}=\alpha y$	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
1.4	-0.45515	-0.31933	0.86575	1.35821	-0.96746	-0.90954	-0.47883	0.82102
1.5	-0.55870	-0.42039	0.81054	1.43680	-1.10468	-1.11609	-0.63027	0.74745
1.6	-0.67629	-0.54348	0.73859	1.50695	-1.24808	-1.35042	-0.81466	0.65156
1.7	-0.80848	-0.69144	0.64637	1.56621	-1.39623	-1.61346	-1.03616	0.52871
1.8	-0.95564	-0.86715	0.52997	1.61162	-1.54728	-1.90577	-1.29909	0.37368
1.9	-1.11796	-1.07357	0.38503	1.63969	-1.69889	-2.22745	-1.60770	0.18071
2.0	-1.29535	-1.31361	0.20676	1.64628	-1.84818	-2.57798	-1.96620	-0.05652
2.2	-1.69334	-1.90567	-0.27087	1.57538	-2.12481	-3.35952	-2.84858	-0.69158
2.4	-2.14117	-2.66329	-0.94885	1.35201	-2.33901	-4.22811	-3.97323	-1.59151
2.6	-2.62126	-3.59987	-1.87734	0.91679	-2.43695	-5.14023	-5.35541	-2.82106
2.8	-3.10341	-4.71748	-3.10791	0.19729	-2.34558	-6.02299	-6.99007	-4.44491
3.0	-3.54058	-5.99979	-4.68788	-0.89126	-1.96928	-6.76460	-8.84029	-6.51972
3.5	-3.91921	-9.54367	-10.34040	-5.85402	1.07408	-6.78895	-13.69240	-13.82610
4.0	-1.61428	-11.73070	-17.91860	-15.07550	9.24368	-0.35762	-15.61050	-23.14040

表 L.0.3—2 式(L.0.3—1)、式(L.0.3—2)系数值

换算深度 $\frac{h}{\alpha y}$	$B_3D_4 - B_4D_3$	$A_3B_4 - A_4B_3$	$B_2D_4 - B_4D_2$	$A_2B_4 - A_4B_2$	$A_3D_4 - A_4D_3$ $= B_3C_4 - B_4C_3$	$A_2D_4 - A_4D_2$ $= B_2C_4 - B_4C_2$	$A_3C_4 - A_4C_3$
0	0.00000	0.00000	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.1	0.00002	0.00000	1.00000	0.00500	0.00033	0.00003	0.00500
0.2	0.00040	0.00000	1.00004	0.02000	0.00267	0.00033	0.02000
0.3	0.00203	0.00001	1.00029	0.04500	0.00900	0.00169	0.04500
0.4	0.00640	0.00006	1.00120	0.07999	0.02133	0.00533	0.08001
0.5	0.01563	0.00022	1.00365	0.12504	0.04167	0.01303	0.12505
0.6	0.03240	0.00065	1.00917	0.18013	0.07203	0.02701	0.18020
0.7	0.06006	0.00163	1.01962	0.24535	0.11442	0.05004	0.24559
0.8	0.10248	0.00365	1.03824	0.32091	0.17094	0.08539	0.32150
0.9	0.16426	0.00738	1.06893	0.40709	0.24374	0.13685	0.40842
1.0	0.25062	0.01390	1.11679	0.50436	0.33507	0.20873	0.50714
1.1	0.36747	0.02464	1.18823	0.61351	0.44739	0.30600	0.61893
1.2	0.52158	0.04156	1.29111	0.73565	0.58346	0.43412	0.74562
1.3	0.72057	0.06724	1.43498	0.87244	0.74650	0.59940	0.88991

续表L.0.3—2

换算深度 $\bar{h}=\alpha y$	$B_3D_4-B_4D_3$	$A_3B_4-A_4B_3$	$B_2D_4-B_4D_2$	$A_2B_4-A_4B_2$	$A_3D_4-A_4D_3$ $=B_3C_4-B_4C_3$	$A_2D_4-A_4D_2$ $=B_2C_4-B_4C_2$	$A_3C_4-A_4C_3$
1.4	0.97317	0.10504	1.63125	1.02612	0.94032	0.80887	1.05550
1.5	1.28938	0.15916	1.89349	1.19981	1.16960	1.07061	1.24752
1.6	1.68091	0.23497	2.23776	1.39771	1.44015	1.39379	1.47277
1.7	2.16145	0.33904	2.68296	1.62522	1.75934	1.78919	1.74019
1.8	2.74734	0.47951	3.25143	1.88946	2.13653	2.26933	2.06147
1.9	3.45833	0.66632	3.96945	2.19944	2.58362	2.84909	2.45147
2.0	4.38131	0.91158	4.86824	2.56664	3.11583	3.54638	2.92905
2.2	6.61044	1.63962	7.36356	3.53366	4.51846	5.38469	4.24806
2.4	9.95510	2.82366	11.13130	4.95288	6.57004	8.02219	6.28800
2.6	14.86800	4.70118	16.74660	7.07178	9.62890	11.82060	9.46294
2.8	22.15710	7.62658	25.06510	10.26420	14.25710	17.33620	14.40320
3.0	33.08790	12.13530	37.38070	15.09220	21.32850	25.42750	22.06800
3.5	92.20900	36.85800	101.36900	41.01820	60.47600	67.49820	64.76960
4.0	266.06100	109.01200	279.9960	114.72200	176.70600	185.99600	190.83400

续表 L. 0. 3—2

换算深度 $\bar{h} = \alpha \gamma$	$A_2 C_4 - A_4 C_2$	$\frac{B_3 D_4 - B_4 D_3}{A_3 B_4 - A_4 B_3}$	$\frac{A_3 D_4 - A_4 D_3}{A_3 B_4 - A_4 B_3}$ = $\frac{B_3 C_4 - B_4 C_3}{A_3 B_4 - A_4 B_3}$	$\frac{A_3 C_4 - A_4 C_3}{A_3 B_4 - A_4 B_3}$	$\frac{B_2 D_1 - B_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$	$\frac{B_2 C_1 - B_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$ = $\frac{A_2 D_1 - A_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$	$\frac{A_2 C_1 - A_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$
0	0. 00000	∞	∞	∞	0. 00000	0. 00000	0. 00000
0. 1	0. 00050	37740. 490	54098. 400	819672. 000	0. 00033	0. 00500	0. 10000
0. 2	0. 00400	424. 771	2807. 280	21028. 600	0. 00269	0. 02000	0. 20000
0. 3	0. 01350	196. 135	869. 565	4347. 970	0. 00900	0. 04500	0. 30000
0. 4	0. 03200	111. 936	372. 930	1399. 070	0. 02133	0. 07999	0. 39996
0. 5	0. 0625	72. 102	192. 214	576. 825	0. 04165	0. 12495	0. 49988
0. 6	0. 10804	50. 012	111. 179	278. 134	0. 07192	0. 17893	0. 59962
0. 7	0. 17161	36. 740	70. 001	150. 236	0. 11406	0. 24448	0. 69902
0. 8	0. 25632	28. 108	46. 884	88. 179	0. 16985	0. 31867	0. 79783
0. 9	0. 36533	22. 245	33. 009	55. 312	0. 24092	0. 40199	0. 89562
1. 0	0. 50194	18. 028	24. 102	36. 480	0. 32855	0. 49374	0. 99179
1. 1	0. 66965	14. 915	18. 160	25. 122	0. 43351	0. 59294	1. 08560
1. 2	0. 87232	12. 550	14. 039	17. 941	0. 55389	0. 69811	1. 17605
1. 3	1. 11429	10. 716	11. 102	13. 235	0. 69488	0. 80737	1. 26199

续表L. 0.3—2

换算深度 $\bar{h}=\alpha y$	$A_2C_4-A_4C_2$	$\frac{B_3D_4-B_4D_3}{A_3B_4-A_4B_3}$	$\frac{A_3D_4-A_4D_3}{A_3B_4-A_4B_3}$ = $\frac{B_3C_4-B_4C_3}{A_3B_4-A_4B_3}$	$\frac{A_3C_4-A_4C_3}{A_3B_4-A_4B_3}$	$\frac{B_2D_1-B_1D_2}{A_2B_1-A_1B_2}$	$\frac{B_2C_1-B_1C_2}{A_2B_1-A_1B_2}$ = $\frac{A_2D_1-A_1D_2}{A_2B_1-A_1B_2}$	$\frac{A_2C_1-A_1C_2}{A_2B_1-A_1B_2}$
1.4	1.40059	9.265	8.952	10.049	0.84855	0.91831	1.34213
1.5	1.73720	8.101	7.349	7.838	1.01382	1.02816	1.41516
1.6	2.13135	7.154	6.129	6.268	1.18632	1.13380	1.47990
1.7	2.592200	6.375	5.189	5.133	1.36088	1.23219	1.53540
1.8	3.13039	5.730	4.456	4.300	1.53179	1.32058	1.58115
1.9	3.76049	5.190	3.878	3.680	1.69343	1.39688	1.61718
2.0	4.49999	4.737	3.418	3.213	1.84091	1.43979	1.64405
2.2	6.40196	4.032	2.756	2.591	2.08041	1.54549	1.67490
2.4	9.09220	3.526	2.327	2.227	2.23974	1.58566	1.68520
2.6	12.97190	3.161	2.048	2.013	2.32965	1.59617	1.68665
2.8	18.66360	2.905	1.869	1.889	2.37119	1.59262	1.68717
3.0	27.12570	2.727	1.758	1.818	2.38547	1.58606	1.69051
3.5	72.04850	2.502	1.641	1.757	2.38891	1.58435	1.71100
4.0	200.04700	2.441	1.625	1.751	2.40074	1.59979	1.73218

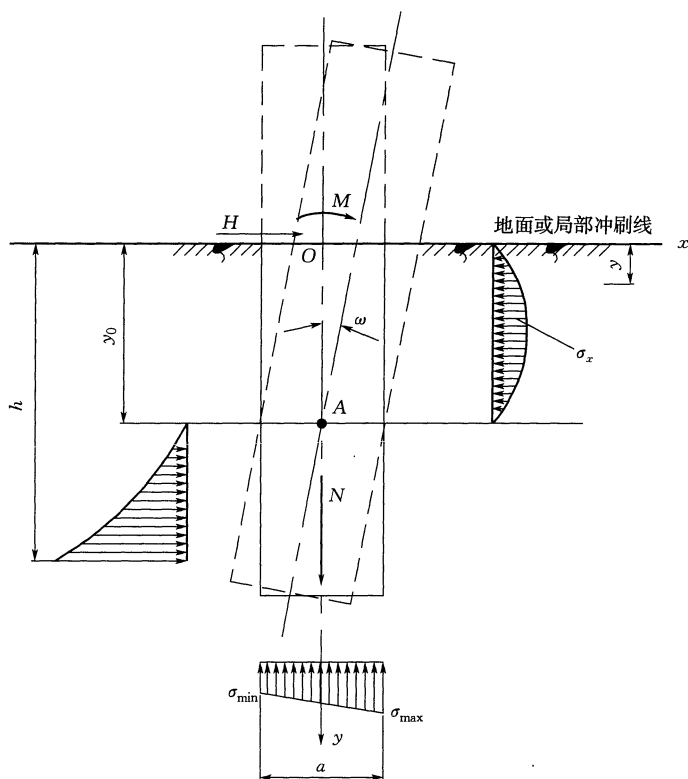


图 L. 0. 3—9 $h \leq 2.5/a$ 时基础计算示意图(非嵌入岩石内时)

基础底面前后边缘竖向压应力为：

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{A_0} \pm C_0 \frac{a}{2} \omega \quad (\text{L. 0. 3—25})$$

地面或局部冲刷线以下任一深度 y 处基础前后侧土的横向压应力及横截面上的弯矩为：

$$\sigma_x = m y (y_0 - y) \omega \quad (\text{L. 0. 3—26})$$

$$M_y = M + y \left[H - b_0 \omega \frac{m y^2}{12} (2y_0 - y) \right] \quad (\text{L. 0. 3—27})$$

式中 ω ——基础的转角(rad)；

y_0 ——基础旋转中心至地面或局部冲刷线的距离(m)；

$\sigma_{\min}^{\max}$ ——基础底面前后边缘竖向压应力(kPa)；

σ_x ——深度 y 处基础前后侧土的横向压应力(kPa)；

M_y ——深度 y 处基础横截面上的弯矩(kN·m)；

N ——作用于基础底面上的竖向力(kN)，对于支立于岩层面上的桩、管柱和沉井，计算 N 时不考虑其侧面摩阻力的影响；

A_0 ——基底面积(m²)；

a ——基础底面顺外力作用方面的基础长度(m)；

W ——基底截面抵抗矩(m³)。

其余符号的意义与前面相同。

2)第二种情况：嵌入岩层内的基础(图 L. 0. 3—10)。

基础底面嵌入岩层内较浅时，基础的旋转中心与基底截面重心相吻合。

基础的转角 ω 为：

$$\omega = \frac{12(M + Hh)}{b_0 m h^4 + 6C_0 \alpha W} \quad (\text{L. 0. 3—28})$$

基础底面前后缘竖向压应力为：

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{A_0} \pm C_0 \frac{a}{2} \omega \quad (\text{L. 0. 3—29})$$

计算 N 时不考虑基础侧面摩擦力。

基础前后侧横向压应力 σ_x 为：

$$\sigma_x = m y (h - y) \omega \quad (\text{L. 0. 3—30})$$

基础嵌入处承受的横向力为：

$$P = b_0 \omega \frac{m h^3}{6} - H \quad (\text{L. 0. 3—31})$$

式中 P ——基础嵌入处承受的横向力(kN)。

基础身任一截面内的弯矩为：

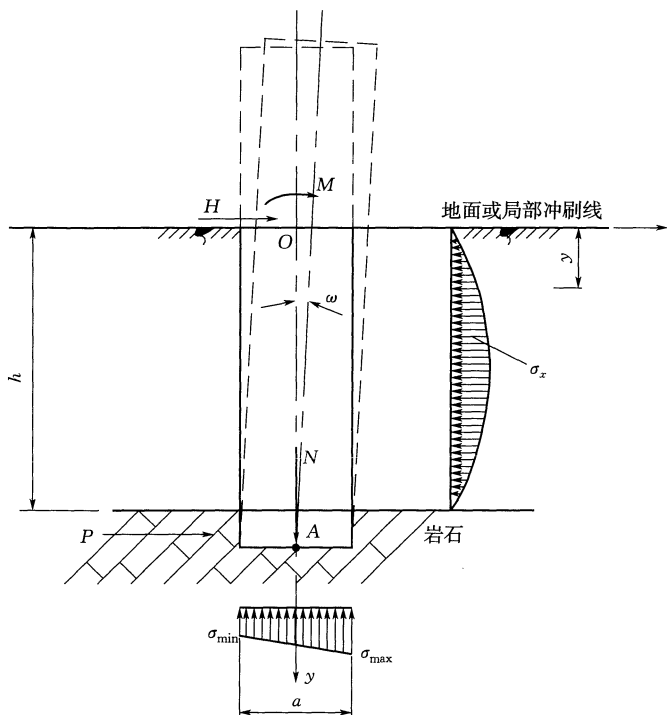


图 L. 0.3—10 $h \leq 2.5/\alpha$ 时基础计算示意图(嵌入岩石内时)

$$M_y = M + y[H - b_0 \omega \frac{m y^2}{12} (2h - y)] \quad (\text{L. 0.3—32})$$

上列诸式中符号的意义除注明者外,其余均与前面相同。

当求得的 P 为负值时,则 P 的方向与图 L. 0.3—10 中所示相反,并作用于基础的另一侧。

3) 基底最大竖向压应力 $\sigma_{\max}$ 不应大于地基承载力设计值,基础侧面横向压应力必须满足下列条件:

$$\sigma_{h/3} \leq \eta_1 \eta_2 \left[\gamma \frac{h}{3} (\eta K_p - K_a) + 2c (\eta \sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) \right]$$

(L. 0.3—33)

$$\sigma_h \leq \eta_1 \eta_2 [\gamma h (\eta K_p - K_a) + 2c (\eta \sqrt{K_p} + \sqrt{K_a})] \quad (\text{L. 0. 3—34})$$

式中 $\sigma_{h/3}, \sigma_h$ ——分别为深度 $y = \frac{h}{3}$ 和 $y = h$ 处土的横向压应力 (kPa);

γ ——土的重度(有水时,考虑水浮力)(kN/m³);

c ——土的黏聚力(kPa);

η_1 ——系数,对于超静定推力拱桥的墩台 $\eta_1 = 0.7$,其他结构体系的墩台 $\eta_1 = 1.0$;

η_2 ——考虑所有作用中永久作用所占比例的系数;

当 $h \leq \frac{2.5}{\alpha}$ 时, $\eta_2 = 1 - 0.8 \frac{M_n}{M_m}$;

M_n ——永久作用对基础底面中心的力矩(kN·m);

M_m ——全部外力对基础底面中心的总力矩(kN·m);

K_p, K_a ——系数, $K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$, $K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ 。

η ——系数, $\eta = \frac{b_0}{b}$, b_0 为基础侧面抗力的计算宽度, b 为基础的实际宽度(°);

φ ——土的内摩擦角。

4) 墩台顶面的水平位移。

①对于支立于非岩石地基上的基础(包括支立于岩石风化层内和支立于岩层面上的情况):

$$\delta = k_1 \omega y_0 + k_2 \omega l + \delta_0 \quad (\text{L. 0. 3—35})$$

②对于嵌入岩石内的基础:

$$\delta = k_1 \omega h + k_2 \omega l + \delta_0 \quad (\text{L. 0. 3—36})$$

式中 δ ——墩台顶面的水平位移(m);

k_1, k_2 ——考虑基础实际刚度的系数,按表 L. 0. 3—3 采用;

l ——地面或局部冲刷线至墩台顶面的高度(m);

δ_0 ——在 l 范围内由于墩台身与基础的变形产生的墩台顶面位移(m);

h ——基础的高度(m);

ω ——基础的转角(rad)。

表 L. 0.3—3 k_1, k_2 系数

换算深度 $\bar{h}=ah$	系数	λ/h				
		1	2	3	5	∞
1.6	k_1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	k_2	1.0	1.1	1.1	1.1	1.1
1.8	k_1	1.0	1.0	1.1	1.1	1.1
	k_2	1.1	1.2	1.2	1.2	1.3
2.0	k_1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.2
	k_2	1.2	1.3	1.4	1.4	1.4
2.2	k_1	1.1	1.1	1.2	1.2	1.2
	k_2	1.2	1.5	1.6	1.6	1.7
2.4	k_1	1.1	1.2	1.3	1.3	1.3
	k_2	1.3	1.8	1.9	1.9	2.0
2.5	k_1	1.2	1.3	1.4	1.4	1.4
	k_2	1.4	1.9	2.1	2.2	2.3

注:表中 $\lambda = \frac{M_m}{H}$, H 为总水平外力, M_m 为全部外力对基础底面中心的总力矩, 当 $ah < 1.6$ 时, $k_1 = k_2 = 1.0$ 。

附录 M 桥涵地基总沉降量的计算

M. 0. 1 桥涵基础由于其底面以下受压土层 Z_n 压缩产生的总沉降量 S 可按下式计算:

$$S = m_s \sum_{i=1}^n \Delta S_i = M_s \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z(0)}}{E_{si}} (Z_i C_i - Z_{i-1} C_{i-1}) \quad (\text{M. 0. 1})$$

式中 S ——基础的总沉降量(m);

n ——基底以下地基沉降计算深度范围内按压缩模量划分的土层分层数目;

$\sigma_{z(0)}$ ——基础底面处的附加压应力(kPa), $\sigma_{z(0)} = \sigma_h - \gamma h$;

σ_h ——基底压应力(kPa);当 $z/b > 1$ 时, σ_h 采用基底平均压应力;当 $z/b \leq 1$ 时, σ_h 采用基底压应力图形中距最大应力点 $b/3 \sim b/4$ 处的压应力;

b ——基础的宽度(m);

γ ——土的重度(kN/m^3);

h ——基底埋置深度(m),当基础受水流冲刷时,由一般冲刷线算起;当不受水流冲刷时,由天然地面算起,如位于挖方内,则由开挖后地面算起;

z ——基底至计算土层顶面的距离(m);

Z_i, Z_{i-1} ——自基底至第 i 和第 $i-1$ 薄层底面距离(m);地基沉降计算总深度 Z_n 的确定应符合下列要求: $\Delta S_n \leq$

$0.025 \sum_{i=1}^n \Delta S_i$, 当计算土层下部仍有较软土层时,应继续计算;

ΔS_i ——计算深度范围内第 i 薄层土的沉降量(m);

ΔS_n ——深度 Z_n 处向上取厚度为 Δz (表 M. 0. 1—1) 的土层的沉降值;

表 M. 0. 1—1 Δz

基底宽度 b (m)	$b \leq 2$	$2 < b \leq 4$	$4 < b \leq 8$	$b > 8$
Δz (m)	0. 3	0. 6	0. 8	1. 0

E_{si} ——基础底面以下受压土层内第 i 薄层的压缩模量;根据压缩曲线按实际应力范围取值(kPa);

m_s ——沉降经验修正系数,根据地区沉降观测资料及经验确定,无地区经验时可按表 M. 0. 1—2 采用,对于软土地基 m_s 不应小于 1. 3;

C_i, C_{i-1} ——基础底面至第 i 薄层底面范围内和至第 $i-1$ 薄层底面范围内的平均附加应力系数(图 M. 0. 1),可按表 M. 0. 1—3 查得。

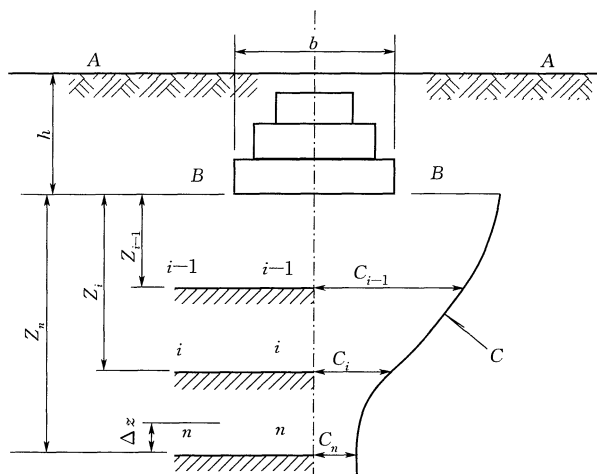


图 M. 0. 1 基础沉降计算图

A-A—地面; $i-i$ —第 i 层底面; $B-B$ —基础底面; $n-n$ —第 n 层底面;
 $i-1-i-1$ —第 $i-1$ 层底面; C —平均附加应力系数曲线

表 M. 0. 1—2 沉降经验修正系数 m_s

地基压缩模量当量值 $\bar{E}_s$ (kPa) 基础底面处附加压应力 $\sigma_{z(0)}$ (kPa)	2 500	4 000	7 000	15 000	20 000
$\sigma_{z(0)} \geq f_{at}$	1. 4	1. 3	1. 0	0. 4	0. 2
$\sigma_{z(0)} \leq 0. 75 f_{at}$	1. 1	1. 0	0. 7	0. 4	0. 2

注: 1 表中 $\bar{E}_s$ ——沉降计算总深度 Z_n 内地基压缩模量的当量值, 按下式确定:

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}}$$

其中 A_i ——第 i 层土平均附加应力系数沿该土层厚度的积分值, 即第 i 层土的平均附加应力系数面积。

- 2 $\sigma_{z(0)}$ 为基础底面处的附加压应力, $\sigma_{z(0)} = \sigma_h - \gamma h$ 。其中 σ_h 为基底压应力 (kPa), 近视地取基底压应力图形中距最大压应力点为 $b/3 \sim b/4$ 处的压应力。
- 3 f_{at} 为基础底面处地基的承载力标准值。

表 M. 0. 1—3 矩形面积上均布荷载作用下通过中心点竖线上的平均附加应力系数 C

a/b z/b	1. 0	1. 2	1. 4	1. 6	1. 8	2. 0	2. 4	2. 8	3. 2	3. 6	4. 0	5. 0	≥ 10
0. 0	1. 000	1. 000	1. 000	1. 000	1. 000	1. 000	1. 000	1. 000	1. 000	1. 000	1. 000	1. 000	1. 000
0. 1	0. 997	0. 998	0. 998	0. 998	0. 998	0. 998	0. 998	0. 998	0. 998	0. 998	0. 998	0. 998	0. 998
0. 2	0. 987	0. 990	0. 991	0. 992	0. 992	0. 992	0. 993	0. 993	0. 993	0. 993	0. 993	0. 993	0. 993
0. 3	0. 967	0. 973	0. 976	0. 978	0. 979	0. 979	0. 980	0. 980	0. 981	0. 981	0. 981	0. 981	0. 981
0. 4	0. 936	0. 947	0. 953	0. 956	0. 958	0. 965	0. 961	0. 962	0. 962	0. 963	0. 963	0. 963	0. 963
0. 5	0. 900	0. 915	0. 924	0. 929	0. 933	0. 935	0. 937	0. 939	0. 939	0. 940	0. 940	0. 940	0. 940
0. 6	0. 858	0. 878	0. 890	0. 898	0. 903	0. 906	0. 910	0. 912	0. 913	0. 914	0. 914	0. 915	0. 915
0. 7	0. 816	0. 840	0. 855	0. 865	0. 871	0. 876	0. 881	0. 884	0. 885	0. 886	0. 887	0. 887	0. 888
0. 8	0. 775	0. 801	0. 819	0. 831	0. 839	0. 844	0. 851	0. 855	0. 857	0. 858	0. 859	0. 860	0. 860
0. 9	0. 735	0. 764	0. 784	0. 797	0. 806	0. 813	0. 821	0. 826	0. 829	0. 830	0. 831	0. 832	0. 836

续表M.0.1—3

$\begin{matrix} a/b \\ z/b \end{matrix}$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	≥ 10
1.0	0.698	0.728	0.749	0.764	0.775	0.783	0.792	0.798	0.801	0.803	0.804	0.806	0.807
1.1	0.663	0.694	0.717	0.733	0.744	0.753	0.764	0.771	0.775	0.777	0.779	0.780	0.782
1.2	0.631	0.663	0.686	0.703	0.715	0.725	0.737	0.744	0.749	0.752	0.754	0.756	0.758
1.3	0.601	0.633	0.657	0.674	0.688	0.698	0.711	0.719	0.725	0.728	0.730	0.733	0.735
1.4	0.573	0.605	0.629	0.648	0.661	0.672	0.687	0.696	0.701	0.705	0.708	0.711	0.714
1.5	0.548	0.580	0.604	0.622	0.637	0.648	0.664	0.673	0.679	0.683	0.686	0.690	0.693
1.6	0.524	0.556	0.580	0.599	0.613	0.625	0.641	0.651	0.658	0.663	0.666	0.670	0.675
1.7	0.502	0.533	0.558	0.577	0.591	0.603	0.620	0.631	0.638	0.643	0.646	0.651	0.656
1.8	0.482	0.513	0.537	0.556	0.571	0.588	0.600	0.611	0.619	0.624	0.629	0.633	0.638
1.9	0.463	0.493	0.517	0.536	0.551	0.563	0.581	0.593	0.601	0.606	0.610	0.616	0.622
2.0	0.446	0.475	0.499	0.518	0.533	0.545	0.563	0.575	0.584	0.590	0.594	0.600	0.606
2.1	0.429	0.459	0.482	0.500	0.515	0.528	0.546	0.559	0.567	0.574	0.578	0.585	0.591
2.2	0.414	0.443	0.466	0.484	0.499	0.511	0.530	0.543	0.552	0.558	0.563	0.570	0.577
2.3	0.400	0.428	0.451	0.469	0.484	0.496	0.515	0.528	0.537	0.544	0.548	0.554	0.564
2.4	0.387	0.414	0.436	0.454	0.469	0.481	0.500	0.513	0.523	0.530	0.535	0.543	0.551
2.5	0.374	0.401	0.423	0.441	0.455	0.468	0.486	0.500	0.509	0.516	0.522	0.530	0.539
2.6	0.362	0.389	0.410	0.428	0.442	0.473	0.473	0.487	0.496	0.504	0.509	0.518	0.528
2.7	0.351	0.377	0.398	0.416	0.430	0.461	0.461	0.474	0.484	0.492	0.497	0.506	0.517
2.8	0.341	0.366	0.387	0.404	0.418	0.449	0.449	0.463	0.472	0.480	0.486	0.495	0.506
2.9	0.331	0.356	0.377	0.393	0.407	0.438	0.438	0.451	0.461	0.469	0.475	0.485	0.496
3.0	0.322	0.346	0.366	0.383	0.397	0.409	0.429	0.441	0.451	0.459	0.465	0.474	0.487
3.1	0.313	0.337	0.357	0.373	0.387	0.398	0.417	0.430	0.440	0.448	0.454	0.464	0.477
3.2	0.305	0.328	0.348	0.364	0.377	0.389	0.407	0.420	0.431	0.439	0.445	0.455	0.468
3.3	0.297	0.320	0.339	0.355	0.368	0.379	0.397	0.411	0.421	0.429	0.436	0.446	0.460
3.4	0.289	0.312	0.331	0.346	0.359	0.371	0.388	0.402	0.412	0.420	0.427	0.437	0.452
3.5	0.282	0.304	0.323	0.338	0.351	0.362	0.380	0.393	0.403	0.412	0.418	0.429	0.444
3.6	0.276	0.297	0.315	0.330	0.343	0.354	0.372	0.385	0.395	0.403	0.410	0.421	0.436
3.7	0.269	0.290	0.308	0.323	0.335	0.346	0.364	0.377	0.387	0.395	0.402	0.413	0.429
3.8	0.263	0.284	0.301	0.316	0.328	0.339	0.356	0.369	0.379	0.388	0.394	0.405	0.422
3.9	0.257	0.277	0.294	0.309	0.321	0.332	0.349	0.362	0.372	0.380	0.387	0.398	0.415

续表M.0.1—3

a/b z/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	≥ 10
4.0	0.251	0.271	0.288	0.302	0.311	0.325	0.342	0.355	0.365	0.373	0.379	0.391	0.408
4.1	0.246	0.265	0.282	0.296	0.308	0.318	0.335	0.348	0.358	0.366	0.372	0.384	0.402
4.2	0.241	0.260	0.276	0.290	0.302	0.312	0.328	0.341	0.352	0.359	0.366	0.377	0.396
4.3	0.236	0.255	0.270	0.284	0.296	0.306	0.322	0.335	0.345	0.353	0.359	0.371	0.390
4.4	0.231	0.250	0.265	0.278	0.290	0.300	0.316	0.329	0.339	0.347	0.353	0.365	0.384
4.5	0.226	0.245	0.260	0.273	0.285	0.294	0.310	0.323	0.333	0.341	0.347	0.359	0.378
4.6	0.222	0.240	0.255	0.268	0.279	0.289	0.305	0.317	0.327	0.335	0.341	0.353	0.373
4.7	0.218	0.235	0.250	0.263	0.274	0.284	0.299	0.312	0.321	0.329	0.336	0.347	0.367
4.8	0.214	0.231	0.245	0.258	0.269	0.279	0.294	0.306	0.316	0.324	0.330	0.342	0.362
4.9	0.210	0.227	0.241	0.253	0.265	0.274	0.289	0.301	0.311	0.319	0.325	0.337	0.357
5.0	0.206	0.223	0.237	0.249	0.260	0.269	0.284	0.296	0.306	0.313	0.320	0.332	0.352

注:表中 a 、 b 分别为矩形面积的长边和短边; z 为从基础底面算起的土层深度。

附录 N 桥涵桩基当作实体基础的检算

N. 0. 1 将桩基视为图 N. 0. 1 中 1、2、3、4 范围内的实体基础应按下式检算：

$$\frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} \leq f_{sd} \quad (\text{N. 0. 1—1})$$

式中 N ——作用于桩底面的竖直力(kN)，其中包括土体 1、2、3、4 和桩的自重；

M_x, M_y ——外力对承台板底面桩基重心处主轴 $x、y$ 的力矩(kN·m)；

A, W_x, W_y ——桩基底面的面积(m^2)和桩基底面绕重心处主轴 $x、y$ 的截面抵抗矩(m^3)；

f_{sd} ——地基承载力设计值(kPa)，按本规范第 14. 3. 4 条确定。

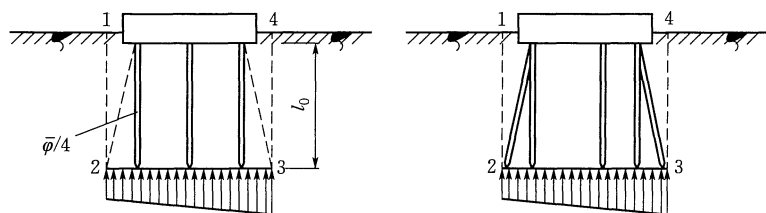


图 N. 0. 1 桥涵桩基当作实体基础的检算示意图

图 N. 0. 1 中 $\bar{\varphi}$ 为桩基所穿过土层的加权平均内摩擦角，按下式计算：

$$\bar{\varphi} = \frac{\varphi_1 l_1 + \varphi_2 l_2 + \cdots + \varphi_n l_n}{l_0} \quad (\text{N. 0. 1—2})$$

式中 $\varphi_1, \varphi_2, \cdots, \varphi_n$ ——厚度 $l_1, l_2, \cdots, l_n$ 各土层的内摩擦角；
 l_0 ——桩位于土中的深度。

附录 P 桥涵基底下卧土层附加应力系数 α

P.0.1 桥涵基底下卧土层附加应力系数 α 的确定应符合表 P.0.1 规定：

表 P.0.1 桥涵基底下卧土层附加应力系数 α

z/b 或 z/d	圆形	矩形基础长宽比 a/b											$a/b \geq 10$ 条形基础
		1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	4.0	5.0	
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0.1	0.974	0.980	0.984	0.986	0.987	0.987	0.988	0.988	0.989	0.989	0.989	0.989	0.989
0.2	0.949	0.960	0.968	0.972	0.974	0.975	0.976	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.3	0.864	0.880	0.899	0.910	0.917	0.920	0.923	0.925	0.928	0.928	0.929	0.929	0.929
0.4	0.756	0.800	0.830	0.848	0.859	0.866	0.870	0.875	0.878	0.879	0.880	0.881	0.881
0.5	0.646	0.703	0.741	0.765	0.781	0.791	0.799	0.809	0.812	0.814	0.817	0.818	0.819
0.6	0.547	0.606	0.651	0.682	0.703	0.717	0.727	0.740	0.746	0.749	0.753	0.754	0.755
0.7	0.461	0.527	0.574	0.607	0.630	0.646	0.660	0.674	0.685	0.690	0.694	0.697	0.698

续表P.0.1

z/b 或 z/d	圆形	矩形基础长宽比 a/b											$a/b \geq 10$ 条形基础
		1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	4.0	5.0	
0.8	0.390	0.449	0.496	0.532	0.558	0.579	0.593	0.612	0.623	0.630	0.636	0.639	0.642
0.9	0.332	0.392	0.437	0.473	0.499	0.518	0.536	0.559	0.572	0.579	0.588	0.592	0.596
1.0	0.285	0.334	0.378	0.414	0.441	0.463	0.481	0.505	0.520	0.529	0.540	0.545	0.550
1.1	0.246	0.295	0.335	0.369	0.396	0.418	0.436	0.462	0.479	0.486	0.501	0.508	0.513
1.2	0.214	0.257	0.294	0.325	0.352	0.374	0.392	0.419	0.437	0.447	0.462	0.470	0.477
1.3	0.187	0.229	0.263	0.292	0.318	0.339	0.357	0.384	0.403	0.426	0.431	0.440	0.448
1.4	0.165	0.201	0.232	0.260	0.284	0.304	0.321	0.350	0.369	0.383	0.400	0.410	0.420
1.5	0.146	0.180	0.209	0.235	0.258	0.277	0.294	0.322	0.341	0.356	0.374	0.385	0.397
1.6	0.130	0.160	0.187	0.210	0.232	0.251	0.267	0.294	0.314	0.329	0.348	0.360	0.374
1.7	0.117	0.145	0.170	0.191	0.212	0.230	0.245	0.272	0.292	0.307	0.326	0.340	0.355
1.8	0.106	0.130	0.153	0.173	0.192	0.209	0.224	0.250	0.270	0.285	0.305	0.320	0.337
1.9	0.095	0.119	0.140	0.159	0.177	0.192	0.207	0.233	0.251	0.263	0.288	0.303	0.320

续表P.0.1

z/b 或 z/d	圆形	矩形基础长宽比 a/b										$a/b \geq 10$ 条形基础	
		1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	4.0		5.0
2.0	0.087	0.108	0.127	0.145	0.161	0.176	0.189	0.214	0.233	0.241	0.270	0.285	0.304
2.1	0.079	0.099	0.116	0.133	0.148	0.163	0.176	0.199	0.220	0.230	0.255	0.270	0.292
2.2	0.073	0.090	0.107	0.122	0.137	0.150	0.163	0.185	0.208	0.218	0.239	0.256	0.280
2.3	0.067	0.083	0.099	0.113	0.127	0.139	0.151	0.173	0.193	0.205	0.226	0.243	0.269
2.4	0.062	0.077	0.092	0.051	0.118	0.130	0.141	0.161	0.178	0.192	0.213	0.230	0.258
2.5	0.057	0.072	0.085	0.097	0.109	0.121	0.131	0.151	0.167	0.181	0.202	0.219	0.249
2.6	0.053	0.066	0.079	0.091	0.102	0.112	0.123	0.141	0.157	0.170	0.191	0.208	0.239
2.7	0.049	0.062	0.073	0.084	0.095	0.105	0.115	0.132	0.148	0.161	0.182	0.199	0.234
2.8	0.046	0.058	0.069	0.079	0.089	0.099	0.108	0.124	0.139	0.152	0.172	0.189	0.228
2.9	0.043	0.054	0.064	0.074	0.083	0.093	0.101	0.117	0.132	0.144	0.163	0.180	0.218
3.0	0.040	0.051	0.060	0.070	0.078	0.087	0.095	0.110	0.124	0.136	0.155	0.172	0.208
3.2	0.036	0.045	0.053	0.062	0.070	0.077	0.085	0.098	0.111	0.122	0.141	0.158	0.190

续表 P. 0. 1

z/b 或 z/d	圆形	矩形基础长宽比 a/b											$a/b \geq 10$ 条形基础
		1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	4.0	5.0	
3.4	0.033	0.040	0.048	0.055	0.062	0.069	0.076	0.088	0.100	0.110	0.128	0.144	0.184
3.6	0.030	0.036	0.042	0.049	0.056	0.062	0.068	0.080	0.090	0.100	0.117	0.133	0.175
3.8	0.027	0.032	0.038	0.044	0.050	0.056	0.062	0.072	0.082	0.091	0.107	0.123	0.166
4.0	0.025	0.029	0.035	0.040	0.046	0.051	0.056	0.066	0.075	0.084	0.095	0.113	0.158
4.2	0.023	0.026	0.031	0.037	0.042	0.048	0.051	0.060	0.069	0.077	0.091	0.105	0.150
4.4	0.021	0.024	0.029	0.034	0.038	0.042	0.047	0.055	0.063	0.070	0.084	0.098	0.144
4.6	0.019	0.022	0.026	0.031	0.035	0.039	0.043	0.051	0.058	0.065	0.078	0.091	0.137
4.8	0.018	0.020	0.024	0.028	0.032	0.036	0.040	0.047	0.054	0.060	0.072	0.085	0.132
5.0	0.017	0.019	0.022	0.026	0.030	0.033	0.037	0.044	0.050	0.056	0.067	0.079	0.126

注: z ——基底至下卧土层面的距离(m); b ——矩形基础的短边(m); d ——圆形基础的基底直径(m); a ——矩形基础的长边(m)。

附录 Q 台后路基对桥台基底 附加竖向压应力计算

Q.0.1 台后路基及锥体对桥台基底前后边缘的附加竖向压应力可按下列式计算(图 Q.0.1):

$$\sigma = \alpha \gamma H \quad (\text{Q.0.1})$$

式中 σ ——附加竖向压应力(kPa);

γ ——路基填土的重度(kN/m³);

H ——路基填土高度(m);

α ——系数,见表 Q.0.1。

表 Q.0.1 系数 α

路基填土高度 $H(\text{m})$		5		10			20		
距地面 深度 $h(\text{m})$	基础长度 (m)								
		5	10	5	10	15	5	10	15
基 础 前 缘	5	0.100	0.020	0.250	0.040	0.010	0.360	0.230	0.120
	10	0.170	0.060	0.320	0.130	0.045	0.430	0.300	0.170
	15	0.170	0.090	0.310	0.170	0.085	0.500	0.370	0.240
	20	0.150	0.095	0.260	0.160	0.100	0.480	0.380	0.260
	25	0.140	0.090	0.240	0.160	0.110	0.440	0.350	0.260
	30	0.120	0.085	0.200	0.150	0.110	0.400	0.330	0.260

续表 Q.0.1

路基填土高度 $H(\text{m})$		5		10			20		
距地面 深度 $h(\text{m})$	基础长度 (m)	5	10	5	10	15	5	10	15
基础 后 缘	5	0.480	0.480	0.520	0.510	0.510	0.540	0.520	0.510
	10	0.380	0.380	0.510	0.490	0.490	0.580	0.550	0.540
	15	0.290	0.290	0.440	0.420	0.420	0.590	0.560	0.550
	20	0.220	0.220	0.360	0.350	0.350	0.560	0.540	0.530
	25	0.190	0.190	0.300	0.290	0.290	0.500	0.490	0.480
	30	0.150	0.150	0.250	0.250	0.250	0.450	0.440	0.430

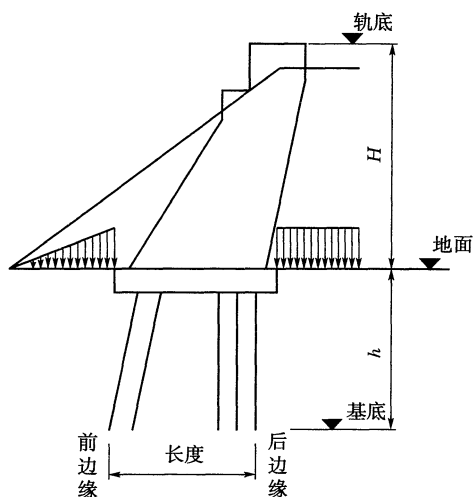


图 Q.0.1 台后路基对桥台基底附加竖向压应力计算示意图

附录 R 严寒及多年冻土地区桥涵 基础切向冻胀计算

R. 0. 1 当基底位于多年冻土以内时(计算示意图如图 R. 0. 1 所示),应按式(R. 0. 1)计算。

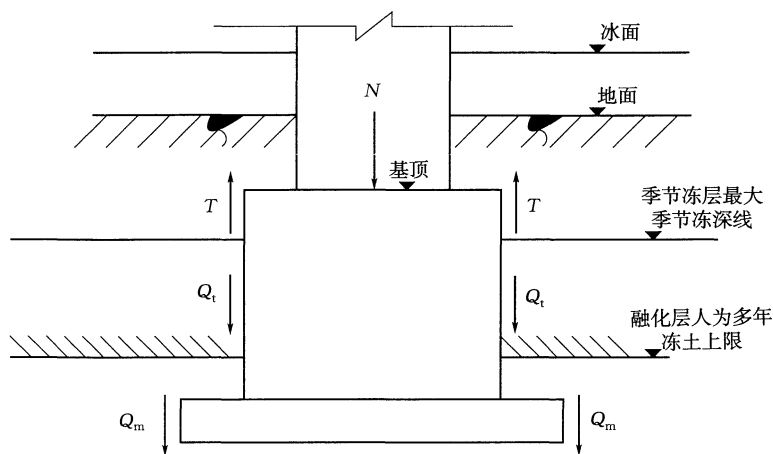


图 R. 0. 1 桥涵基础切向冻胀计算示意图

$$N + C + Q_t + Q_m \geq m''' T \quad (\text{R. 0. 1})$$

式中 N ——基顶上的荷重(kN);

C ——基础重及襟边上土重(kN);

Q_m ——基础和多年冻土的冻结力(kN), $Q_m = S_m \times A_m$;

A_m ——埋在多年冻土内的基础侧面积(m^2);

S_m ——多年冻土与基础表面的单位冻结强度标准值(kPa),
可按表 R. 0. 1—1 采用;

Q_t ——基础位于融化土层的摩擦力(kN), $Q_t = S_t \times A_t$;

S_t ——基础侧面与融化土的单位摩阻力标准值(kPa),在无实测资料时,对黏性土可用 20 kPa;对砂土及碎石土可用 30 kPa;

A_t ——在融化土层中基础侧面积(m^2);

m''' ——系数,未架梁时用 1.1,架梁后对静定结构采用 1.2,对超静定结构采用 1.3;

T ——基础的切向冻胀力(kN), $T=A_u\tau\times A'_u\tau'$;

A_u ——70%季节冻深范围内基础和墩身侧面积(m^2);

τ ——70%季节冻深范围内基础和墩身侧面的单位切向冻胀强度标准值(kPa),可按表 R. 0. 1—2 采用;

A'_u ——河底以上冰层中墩身侧面积(m^2),当冬龄期间无结冰时 $A'_u=0$;

τ' ——水结冰后对墩身侧面的单位切向冻胀强度标准值(kPa),可用 190 kPa。

表 R. 0. 1—1 多年冻土与混凝土基础表面的冻结强度标准值 S_m (kPa)

土的名称	土层月最高平均温度($^{\circ}C$)						
	-0.5	-1.0	-1.5	-2.0	-2.5	-3.0	-4.0
黏性土	60	90	120	150	180	220	280
砂土	80	130	170	210	250	290	380
碎石土	70	110	150	190	230	270	350

注:1 不融沉冻土按表列数值降低 10%~20%,与基础无明显胶结力的干土,不考虑其冻结力(即按融土摩擦力计算);强融沉土(饱冰冻土)降低 20%;含土冰层降低 50%;当基础周围回填 0.05 m~0.1 m 砂层时可按强融沉土(饱冰冻土)取值。

2 未作处理的钢结构按表列数值降低 30%。

3 表列数值不适用于含盐量大于 0.3%的冻土。

R. 0. 2 当基底位于多年冻土人为上限以上或最大季节冻深以下时,其冻结力 Q_m 为零,此时应符合下式要求:

$$N+C+Q_i\geq m'''T \quad (R. 0. 2)$$

**表 R.0.1—2 季节融化土冻胀时,对混凝土基础的
切向冻胀强度标准值 τ (kPa)**

黏 性 土	I_L		$I_L \leq 0$	$0 < I_L \leq 1$	$1 < I_L \leq 3$
	τ				
		非过水建筑物	0~30	30~80	80~150
		过水建筑物	0~50	50~150	150~250
砂土		S_r 或 $\omega(\%)$	$S_r \leq 0.5$ 或 $\omega \leq 12$	$0.5 < S_r \leq 0.8$ 或 $12 < \omega \leq 18$	$S_r > 0.8$ 或 $\omega > 18$
	τ	非过水建筑物	0~20	20~50	50~100
		过水建筑物	0~40	40~80	80~160

注:1 粉黏粒含量大于 15% 的碎石土根据其含水率按表中砂土采用;粉黏粒含量小于 15% 时根据其含水率按表中 $S_r \leq 0.5$ 或 $0.5 < S_r \leq 0.8$ 两栏采用。

2 粉质黏性土和粉黏粒含量大于 15% 的砂土采用表中的较大值。

3 未作处理的钢结构基础按表列数值降低 20%~30%。

R.0.3 切向冻胀力较大时,应检算基础或墩身薄弱断面的拉应力。

本规范用词说明

执行本规范条文时,对于要求严格程度的用词说明如下,以便在执行中区别对待。

(1)表示很严格,非这样做不可的用词:

正面词采用“必须”,反面词采用“严禁”。

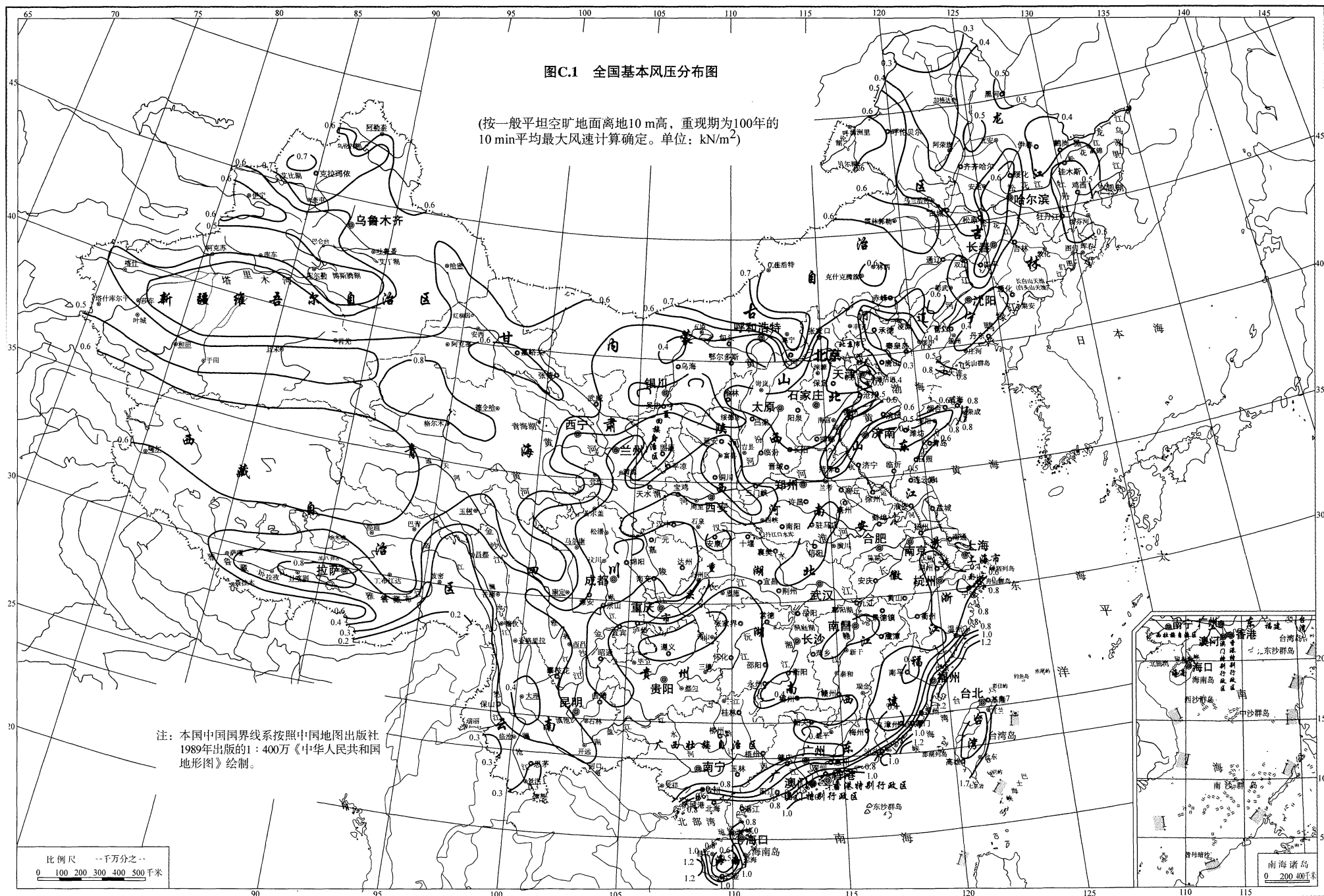
(2)表示严格,在正常情况均应这样做的用词:

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:

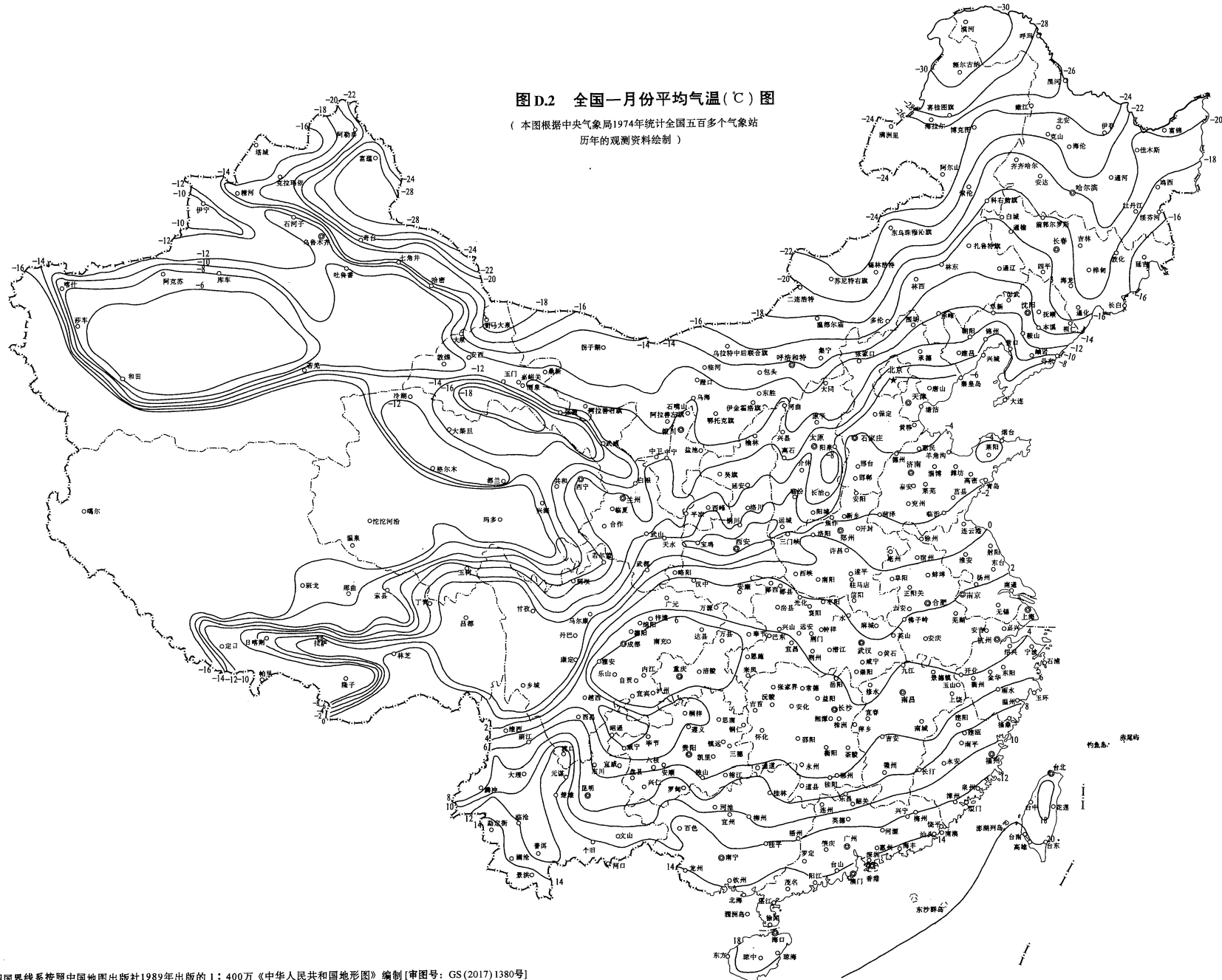
正面词采用“宜”,反面词采用“不宜”。

(4)表示有选择,在一定条件下可以这样做的,采用“可”。



图D.2 全国一月份平均气温(℃)图

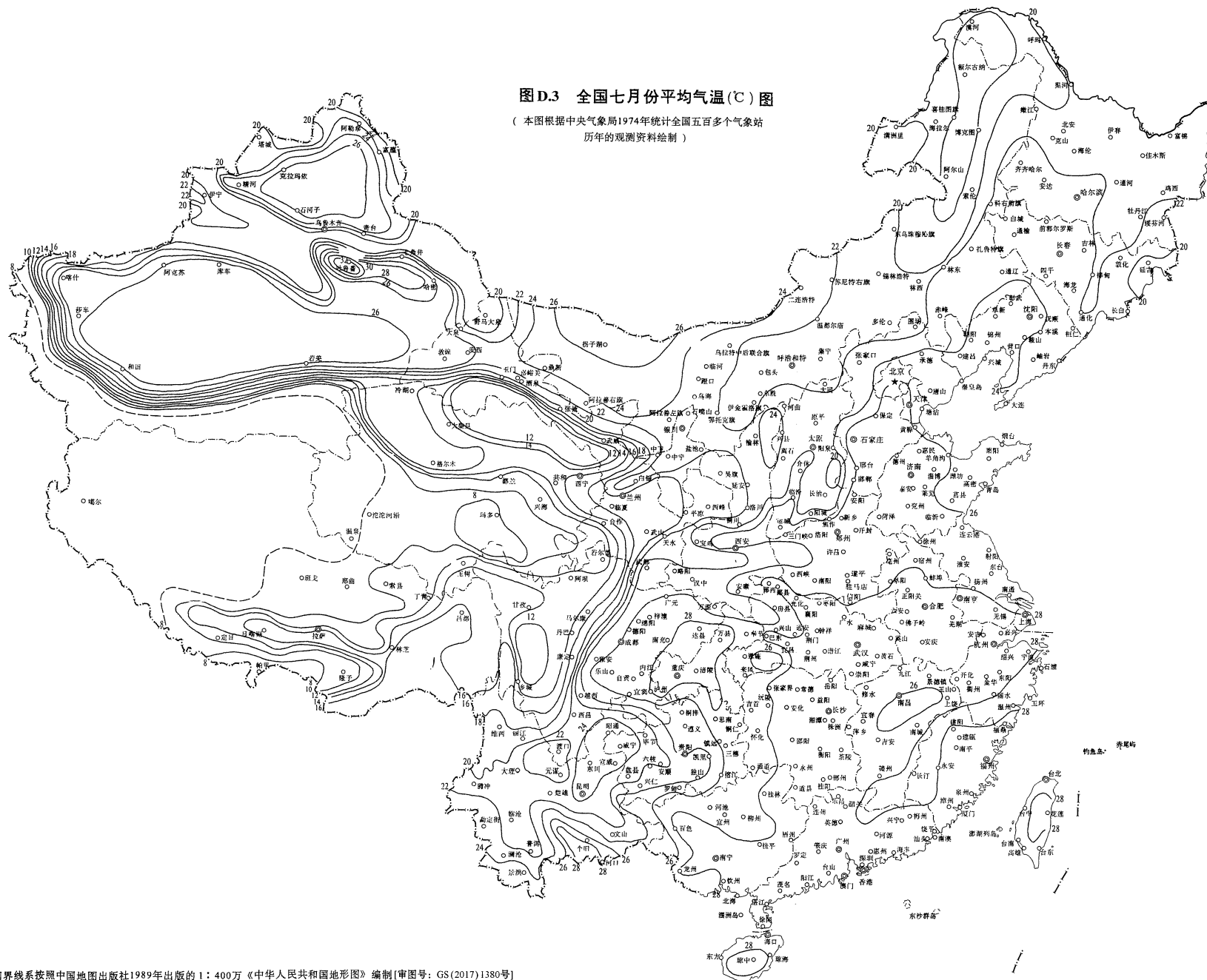
(本图根据中央气象局1974年统计全国五百多个气象站
历年的观测资料绘制)



注: 本图国界线系按照中国地图出版社1989年出版的1:400万《中华人民共和国地形图》编制[审图号: GS(2017)1380号]

图D.3 全国七月份平均气温(°C)图

(本图根据中央气象局1974年统计全国五百多个气象站
历年的观测资料绘制)



注: 本图国界线系按照中国地图出版社1989年出版的1:400万《中华人民共和国地形图》编制[审图号: GS(2017)1380号]