

项目 1 桥梁设计的基本知识

学习目标

- 掌握桥梁主要尺寸和名称术语。
- 掌握桥梁的组成和分类。
- 了解桥梁设计原则与资料收集内容。
- 了解桥梁的设计程序。
- 熟悉桥梁纵断面设计的主要内容。
- 了解桥梁分孔及桥墩冲刷方法。
- 了解桥梁设计方案比选内容。

1.1 认识桥梁

1.1.1 桥梁的组成及主要尺寸

桥梁是道路路线遇到江河湖泊、山谷深沟及其他障碍(如公路或铁路)时,为了保持道路连续性,充分发挥其正常的运输能力而建造的专门的人工构造物。

桥梁既要保证桥上的交通运行,又要保证桥下水流的宣泄、船只的通航。因此,桥梁是路线的重要组成部分。一般地段每千米路线有 2~3 座桥梁,桥梁的造价一般占公路总造价的 10%~20%,甚至更多。

1. 桥梁的基本组成

桥梁由上部结构、下部结构、附属结构和支座系统组成。图 1-1 所示为梁式桥的概貌,图 1-2 所示为拱式桥的概貌,图 1-3 所示为连续梁桥的概貌。

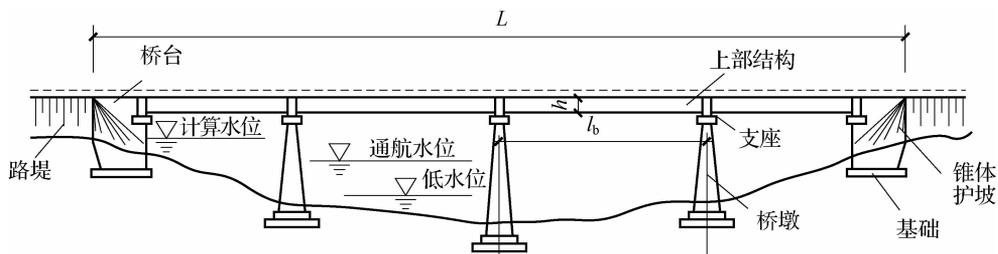


图 1-1 梁式桥的概貌

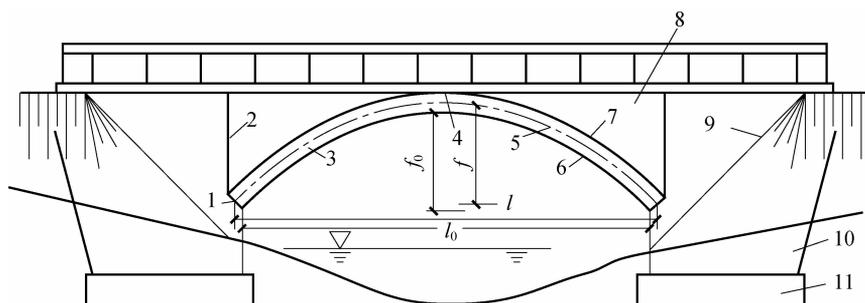


图 1-2 拱式桥的概貌

1—拱脚；2—伸缩缝；3—主拱圈；4—拱顶；5—拱轴线；6—拱腹；7—拱背；
8—拱上建筑；9—锥坡；10—桥台；11—基础； l_0 —净跨径； l —计算跨径；
 f_0 —净矢高； f —计算矢高

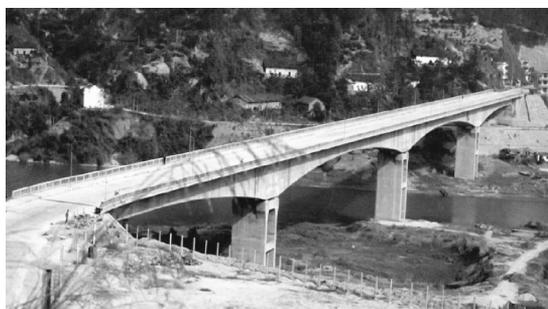


图 1-3 连续梁桥的概貌

1) 上部结构

上部结构也称桥跨结构,包括承重结构和桥面系,是当线路遇到障碍(如河流、山谷或其他线路等)而中断时,跨越这类障碍的主要承载结构。它的作用是承受车辆(行人)荷载,并通过支座传给墩台。

2) 下部结构

下部结构包括桥墩、桥台和基础,是支承桥跨结构并将恒载和车辆活载传至地基的建筑物。桥台设在桥梁两端,桥墩则在两桥台之间。桥墩的作用是支承桥跨结构;而桥台除了起支承桥跨结构的作用外,还要与路堤衔接,并防止路堤滑塌,抵御路堤的土压力。墩台基础承受由上部结构及墩、台所传递的全部荷载,并将荷载传递至地基的结构部分。

3) 附属结构

附属结构包括桥头路堤锥形护坡、护岸及导流结构物等。其作用是防止路堤填土向河中坍塌,保护桥头路堤填土并抵御水流的冲刷。

4) 支座系统

梁式桥(斜拉桥等)在桥跨结构与墩台之间,还需设置支座。支座支承上部结构并传递荷载于桥梁墩台上,它应保证上部结构在荷载、温度变化或其他因素作用下所预计的变位功能。

河流中的水位是变动的。在枯水季节的最低水位称为低水位。洪峰季节河流中的最高

水位称为高水位。在桥梁设计中按规定的设计洪水频率计算所得的高水位,称为设计洪水水位。在各级航道中,能保证船舶正常航行时的水位,称为通航水位。

2. 桥梁的主要尺寸

(1) 计算跨径 l 。对于梁桥, l 为桥跨结构两支承点间的距离;对于拱桥, l 为两拱脚截面重心点间的水平距离。

(2) 净跨径 l_0 。 l_0 为计算水位上相邻两个桥墩(台)间的净距离。通常把梁桥支承处内边缘间的距离、拱桥两拱脚截面最低点间的水平距离也称为净跨径。

(3) 标准跨径 l_b 。对于梁桥, l_b 为桥墩中线间或桥墩中线与台背前缘间的距离;对于拱桥, l_b 为净跨径。《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)规定:当标准设计或新建桥涵的跨径在 50 m 以下时,宜采用标准化跨径。从 0.75 m 起至 50 m,共 21 种。新建中、小桥涵应尽量采用标准化的装配式结构。

(4) 桥梁全长 L 。对于有桥台的桥梁, L 为两岸桥台侧墙或八字墙尾端间的距离;对于无桥台的桥梁, L 为桥面系行车道长度。

(5) 多孔跨径总长 L_1 。对于梁桥, L_1 为多孔标准跨径总和;对于拱桥, L_1 为两桥台内拱脚截面最低点(起拱线)间的距离;对于其他形式的桥梁, L_1 为桥面系行车道长度。

(6) 桥梁高度 H 。 H 是指行车道顶面至低水位间的距离,或行车道顶面至桥下路线的路面间距离。

(7) 桥梁建筑高度 h 。 h 是指行车道顶面至上部结构最低边缘间的距离。

(8) 桥梁容许建筑高度 h_r 。 h_r 是指桥面标高与桥下通航或排洪必需的净空高度之差。

(9) 桥下净空 H_0 。 H_0 是指上部结构最低边缘至计算水位(计算水位=设计水位+壅水+浪高)或通航水位间的距离。对于跨越其他路线的桥梁, H_0 是指上部结构最低边缘至所跨越路线的路面间的距离。

(10) 拱桥矢高。从拱顶截面下缘至过起拱线的水平线间的垂直距离,称为净矢高(f_0);从拱顶截面重心至过拱脚截面重心的水平线间的垂直距离,称为计算矢高(f)。

(11) 拱桥矢跨比。计算矢高与计算跨径之比(f/l),称为拱圈的矢跨比(或称拱矢度)。

1.1.2 桥梁的分类

桥梁有不同的分类方式,每一种分类方式均反映出桥梁在某一方面的特征。其中,桥梁按结构体系进行分类是基本的分类方法,不同的体系对应不同的力学形式,表现出不同的受力特点。

1. 按结构体系分类

按照结构体系分类,桥梁有梁式桥、拱式桥、刚架桥、吊桥四种基本体系,其中,梁式桥以受弯为主;拱式桥以受压为主;吊桥以受拉为主。另外,由上述四种基本体系的相互组合而派生出在受力上也具有组合特征的组合体系桥型,如斜拉桥等。下面分别阐述各种桥梁体系的主要特点。

1) 梁式桥

梁式桥在竖向荷载的作用下, 支座只产生竖向反力, 桥跨承载结构由梁(板)组成, 承受弯矩和剪力, 以受弯为主。梁式桥又分为简支梁桥、悬臂梁桥和连续梁桥。图 1-4 所示为各种体系的梁式桥简图。简支梁桥受力简单、施工方便, 在小跨度桥梁中应用广泛, 如图 1-5 所示。将简支梁的梁体加长至支点外就成为悬臂梁桥, 悬臂梁桥的跨中弯矩比简支梁桥小, 但构造较复杂, 行车不够平顺, 目前已较少采用。连续梁桥受力较合理, 行车平顺, 是大跨度桥梁常采用的桥式, 如图 1-6 所示。钢桁架桥(梁式桥的一种)自重较轻, 施工简便, 杆件直接受拉与受压, 能充分发挥材料的性能, 常用于大跨径桥梁。1957 年, 我国第一座长江大桥——武汉长江大桥(见图 1-7)建成, 它是主跨为 128 m 的钢连续桁架, 这座桥的建成既结束了我国万里长江无桥的状况, 又标志着我国在修建大跨度钢桥技术方面有了新的突破。为此, 毛泽东曾这样赞道:“一桥飞架南北, 天堑变通途。”1969 年, 我国自行设计、制造、施工, 并使用国产高强钢材建成的南京长江大桥(见图 1-8), 是主跨为 160 m 的连续钢桁架。这两座桥的建成是我国桥梁史上的两个重要标志。

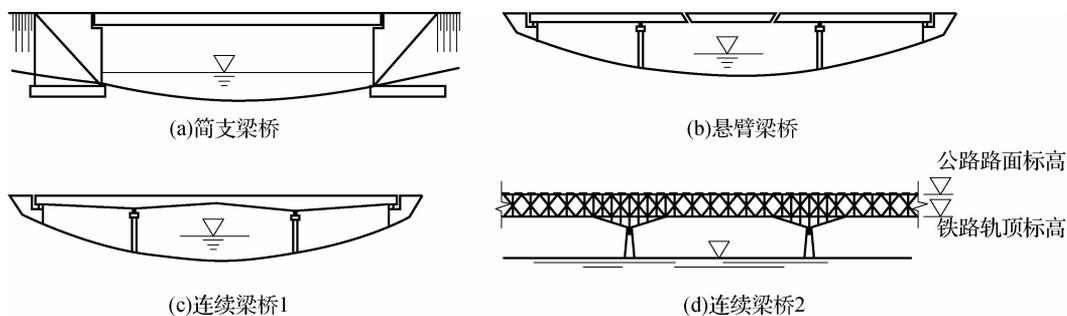


图 1-4 梁式桥简图



图 1-5 浙江瑞安飞云江桥(简支梁桥)

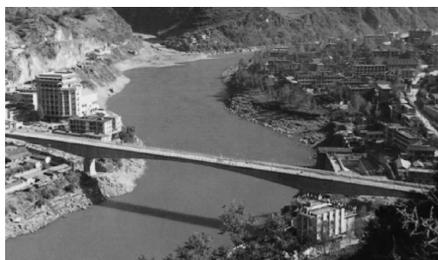


图 1-6 六库怒江桥(连续梁桥)



图 1-7 武汉长江大桥



图 1-8 南京长江大桥

2) 拱式桥

拱式桥外形美观,是一种在竖向荷载作用下,拱脚处产生水平推力的结构(见图 1-9),正是由于这个水平推力的作用,使拱内弯矩大大减小,提高了桥梁的跨越能力。若拱轴线设计合理,则可使拱圈主要承受压力,而弯矩和剪力很小,因此,圬工材料在拱桥中得到广泛应用。

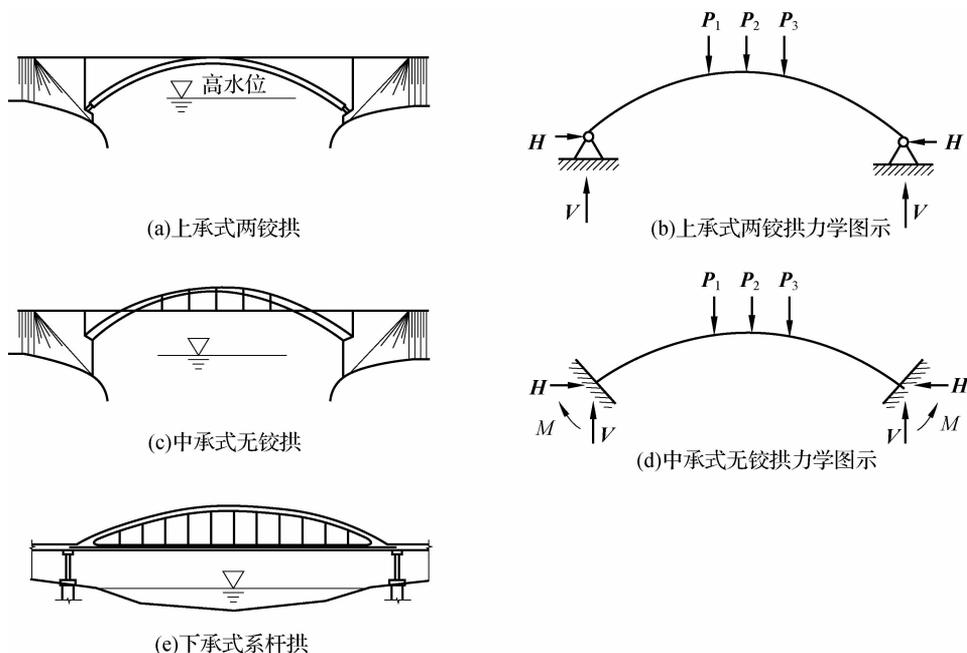


图 1-9 拱式桥简图

拱式桥是推力结构,其墩台、基础必须承受强大的拱脚推力。因此,拱式桥对地基要求很高,适宜建在地质和地基条件良好的桥址上。

1997年,我国建成了世界上最大跨度的钢筋混凝土拱桥——重庆万州长江大桥(见图 1-10),其跨度为 420 m。2005年 1 月建成的重庆巫山长江大桥(见图 1-11)为中承式钢管混凝土拱桥,其主跨为 460 m,再一次创造了世界纪录。



图 1-10 重庆万州长江大桥



图 1-11 重庆巫山长江大桥

钢拱桥自重轻,钢材有较高的抗压强度,适用大跨径桥梁。1977年,美国建成的新河峡谷桥(跨度为 518 m)是当时世界上跨径最大的钢拱桥。26年后,这一世界纪录被我国打破,

2003年6月建成的上海卢浦大桥(见图1-12),跨度达550 m。目前,世界上已建成的最大跨度的钢拱桥是重庆朝天门大桥,其主跨为552 m。澳大利亚悉尼港桥(见图1-13),主跨为503 m,该桥和悉尼歌剧院是第27届奥运会上代表悉尼的两个文明标志。



图 1-12 卢浦大桥



图 1-13 悉尼港桥

拱式桥的主要承重结构是拱圈或拱肋,主要承受压力,与梁式桥相比,其受力合理、跨度大;但是因为细长杆件的受压失稳,拱桥的跨度在受力上受到了限制,于是人们用逆向的思维探讨出更大跨度的桥型——悬索桥。在竖向荷载的作用下,拱的水平反力是向内的推力,而悬索的水平反力是向外的拉力;拱是向上突起的形状,而悬索是下垂的形状,因此拱结构受压力而悬索受拉力。悬索桥的受力构件钢索是柔性的,其抗弯刚度可以忽略,索内弯矩和剪力为零,只受轴向拉力的作用,钢索的受拉性能较强,悬索桥在受力和材料两方面都满足要求,是目前特大跨度桥梁的唯一结构形式。

3) 悬索桥

悬索桥是特大跨径桥梁的主要形式之一,其造型优美、规模宏伟,常被人们称为“桥梁皇后”。日本明石海峡大桥(见图1-14)主跨为1 991 m;我国2005年4月建成的润扬长江大桥(见图1-15),主跨为1 490 m。当跨径大于800 m时,悬索桥方案具有很大的竞争力。



图 1-14 日本明石海峡大桥



图 1-15 润扬长江大桥

悬索桥的主要承重结构是悬挂在两塔架上的强大的柔性缆索。悬索桥由塔架、缆索、锚碇结构、吊杆及加劲梁组成,如图1-16所示。桥跨上的荷载由加劲梁承受,并通过吊索将其传至缆索。主缆索是主要承重结构,但其仅受拉力。主缆索的拉力通过对桥塔的压力和锚碇结构的拉力传至基础及地基。这种桥型充分发挥了高强缆索的抗拉性能,使其结构自重较轻,能以较小的建筑高度跨越其他任何桥型无法比拟的特大跨度。但在车辆动荷载和风荷载的作用下,桥会有较大的变形和振动。

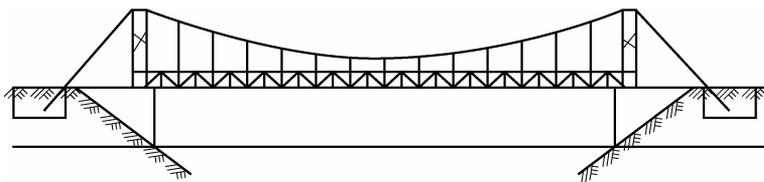


图 1-16 悬索桥

4) 刚架桥

刚架桥的上部结构和墩台(支柱)彼此连成一个整体。刚架桥的主要承重结构是梁与立柱(墩柱、竖墙)刚性连接的结构体系,如图 1-17 所示。刚架桥的特点是在竖向荷载的作用下,柱脚处不仅产生竖向反力,同时产生水平反力,使其基础能够承受较大的推力。刚架桥中梁和柱的截面均有弯矩、剪力和轴力作用,因而使其受力状态介于梁桥和拱桥之间。由于梁和柱节点为刚结,梁端部承受负弯矩,故使梁跨中的弯矩减小。与一般墩台不同,刚架桥的立柱(墩台)不仅能承受压力,还能承受较大的弯矩。由于刚架桥具有上述特点,因此,在城市中遇到线路立体交叉或需要跨越通航江河的情况时,常采用这种桥型以降低线路标高,减少路堤土方量。此外,当桥面标高已经确定时,还能增加桥下净空。

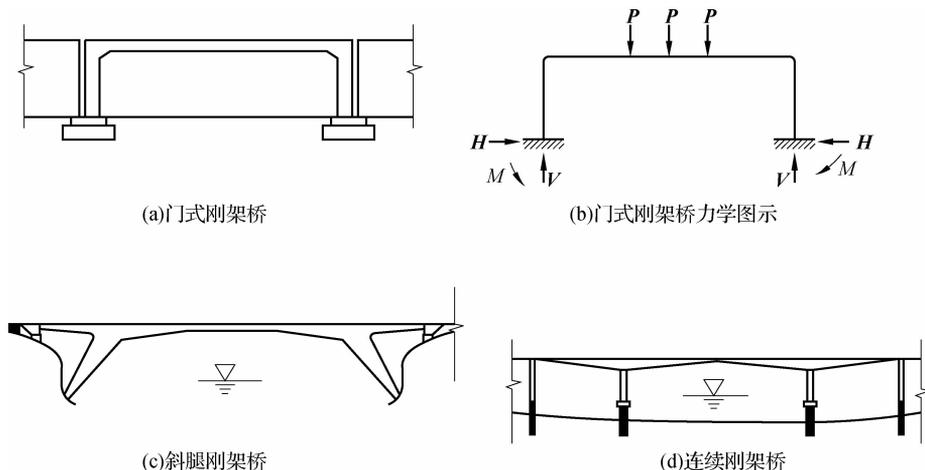


图 1-17 刚架桥

我国跨度最大的 T 形刚架桥是 1980 年建成的主跨为 174 m 的重庆长江大桥,如图 1-18 所示。我国 1997 年建成的广东虎门大桥辅航道桥(见图 1-19)的跨径为 270 m,是当时世界上最大跨度的连续刚架桥。

5) 斜拉桥

由拉、压、弯等几个不同受力体系的结构组合而成的桥梁称为组合体系桥。各种受力体系互相联系,共同受力。

梁、拱组合体系桥(见图 1-20)中有系杆拱、桁架拱等。它们利用梁的受弯与拱的承压、吊杆或拉杆受拉的特点组成联合结构。在预应力混凝土结构中,由于梁体内可以储备巨大的压力来承受拱的水平推力,因此使这类结构既具有拱的特点,又没有水平推力,故对地基的要求不高,但这种结构施工复杂。



图 1-18 重庆长江大桥



图 1-19 虎门大桥辅航道桥

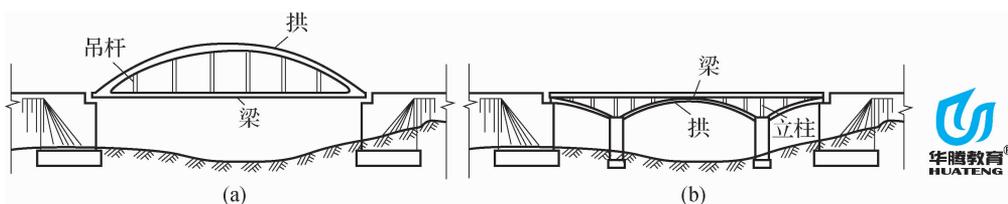


图 1-20 梁、拱组合体系桥

斜拉桥是典型的悬索结构和梁式结构的组合体系桥,如图 1-21 所示。这一结构体系由主梁、斜拉索和塔柱组成,充分利用了悬索结构和梁结构的优点,其组合相当合理。在结构体系中,梁结构直接承受桥面外荷载引起的弯矩和剪力,桥塔两侧的斜拉索张紧后为梁结构提供弹性支承,同时承受由荷载引起的拉力,其拉力的竖向分量通过桥塔传至基础和地基;斜拉索中荷载引起拉力的水平分量,使桥结构承受轴向压力,相当于对梁结构施加预应力。此外,通过调整斜拉索的间距可改变弹性支承的间距,使梁的内力分布更加均匀合理,从而减小了主梁的建筑高度,提高了跨越能力。与悬索桥相比,斜拉桥的斜拉索直接作用于主梁结构,使结构体系的抗弯、抗扭的刚度大大增强,抗风稳定性也明显改善。由于斜拉索的拉力的水平分量由梁结构承担,因而也不再需要巨大的锚碇结构。

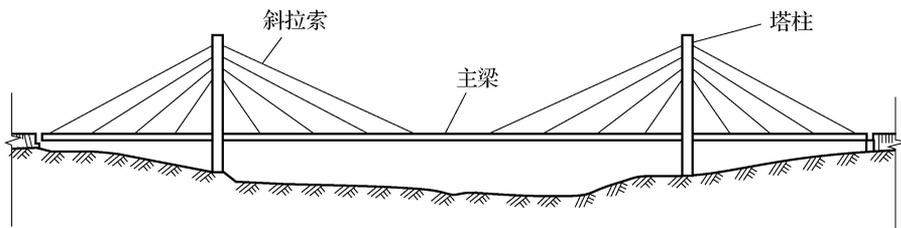


图 1-21 斜拉桥

1999 年日本建成的多多罗大桥(见图 1-22),主跨为 890 m,该桥保持主跨世界纪录长达 9 年。我国于 2008 年 5 月建成的苏通长江公路大桥(见图 1-23),主跨为 1 088 m。2012 年 6 月,俄罗斯新建成的跨海大桥——俄罗斯岛大桥,中央跨度达 1 104 m,是目前世界上最长的斜拉桥。



图 1-22 日本多多罗大桥



图 1-23 苏通长江公路大桥

2. 桥梁的其他分类方法

除了上述按受力特点将桥梁分成不同的结构体系外,习惯上还可将桥梁按长度和跨径大小、用途、建桥材料、跨越障碍的性质等进行分类。

(1)按桥梁长度和跨径大小分类,桥梁可分为特大桥、大桥、中桥、小桥和涵洞,《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)给出了划分标准,见表 1-1。

表 1-1 特大、大、中、小桥和涵洞划分标准

桥梁分类	多孔跨径总长 L_1 /m	单孔标准跨径 l_b /m
特大桥	$L_1 > 1\ 000$	$l_b > 150$
大桥	$100 \leq L_1 \leq 1\ 000$	$40 \leq l_b \leq 150$
中桥	$30 < L_1 < 100$	$20 \leq l_b < 40$
小桥	$8 \leq L_1 \leq 30$	$5 \leq l_b < 20$
涵洞	—	$l_b < 5$

(2)按用途分类,桥梁可分为公路桥、铁路桥、公路铁路两用桥、农桥、人行桥、水运桥(渡槽)及其他专用桥(如通过管道、电缆等)。

(3)按主要承重结构所用材料分类,桥梁可分为圬工桥(包括石拱桥、混凝土拱桥)、钢筋混凝土桥、预应力混凝土桥、钢桥、钢-混凝土组合桥等。

(4)按跨越障碍的性质分类,桥梁可分为跨河桥、跨线桥(立体交叉)、高架桥和栈桥。其中,高架桥一般是指跨越深沟峡谷以代替高路堤的桥梁;为将车道升高至周围地面以上并使下面的空间可以通行车辆或有其他用途(如堆栈、店铺等)而修建的桥梁,称为栈桥。

(5)按上部结构的行车位置分类,桥梁可分为上承式桥、下承式桥和中承式桥。桥面布置在主要承重结构之上的称为上承式桥〔见图 1-9(a)〕,桥面布置在桥跨结构高度中间的称为中承式桥〔见图 1-9(c)〕,桥面布置在承重结构之下的称为下承式桥〔见图 1-9(e)〕。

(6)按桥跨结构的平面布置分类,桥梁可分为正交桥、斜交桥和弯桥。

除上述以外,还有按桥梁使用时间长短划分的永久性桥梁和临时性桥梁;按使用条件划分的高水位桥、低水位桥、开启桥、漫水桥;按施工方法划分的整体现浇式桥和预制装配式桥。

1.2 桥梁总体规划设计

1.2.1 桥梁设计原则与资料收集

1. 桥梁设计的基本原则

公路桥涵应根据所在公路的使用任务、性质和将来发展的需要,按照安全、适用、经济、美观和有利环保的原则进行设计。

安全是设计的目的,适用是设计的功能需求,必须首先满足;在满足安全和适用的前提下,应根据具体情况考虑经济和美观的要求。公路工程设计还应符合环保要求,保持公路的可持续发展,故提出了有利环保的原则。

1) 安全

(1) 所设计的桥梁结构在强度、稳定和耐久性方面应有足够的安全储备。

(2) 防撞栏杆应具有必要的高度和强度,人与车流之间应做好防护栏,防止车辆驶入人行道或因撞坏栏杆而落到桥下。

(3) 对于交通繁忙的桥梁,应安装好照明设施,并有明确的交通标志,两端引桥的坡度不宜太陡,以避免发生因车辆碰撞等引起的车祸。

(4) 对于修建在地震区的桥梁,应按抗震要求采取防震措施;对于河床易变迁的河道,应设置好导流设施,防止桥梁基础的底部被过度冲刷;对于通行大吨位船舶的河道,除按规定加大桥孔跨径外,必要时还应设置防撞构筑物等。

2) 适用

(1) 桥面宽度能满足当前以及今后规划年限内的交通流量(包括行人通行)。

(2) 桥梁结构在通过设计荷载时不出现过大的变形和过宽的裂缝。

(3) 桥跨结构的下面有利于泄洪、通航(跨河桥)或车辆和行人的通行(旱桥)。

(4) 桥梁的两端方便车辆的进入和疏散,不致产生交通堵塞现象等。

(5) 考虑综合利用,方便各种管线(水、电、通信等)的搭载。

3) 经济

(1) 桥梁设计应遵循因地制宜、就地取材和方便施工的原则。

(2) 经济的桥型应该是造价和使用年限内养护费用综合最省的桥型,设计中应充分考虑维修的方便和维修费用最少,维修时尽可能不中断交通,或中断交通的时间最短。

(3) 选择的桥位应是地质、水文条件好,桥梁长度也较短的地方。

(4) 桥位应考虑建在能缩短河道两岸的运距、促进该地区的经济发展、能产生最大效益的地方;对于过桥收费的桥梁应能吸引更多的车辆通过,达到尽可能快地回收投资的目的。

4) 美观

一座桥梁应具有优美的外形,而且这种外形从任何角度看都应该是优美的,结构布置必须精练,并在空间上有和谐的比例。桥型应与周围环境相协调,对于城市的桥梁和旅游区的桥梁,可较多地考虑建筑艺术上的要求。合理的结构布局和轮廓是美观的主要因素,结构细部的美学处理也十分重要,另外,施工质量对桥梁美观也有重大影响。



5) 有利环保

桥梁设计必须考虑环境保护和可持续发展的要求,包括生态、水、空气、噪声等几方面。设计时应从桥位选择、桥跨布置、基础方案、墩身外形、上部结构施工方法、施工组织设计等多方面考虑环境要求,采取必要的工程控制措施,并建立环境监测保护体系,将不利影响减至最小。

2. 桥位勘测与设计资料的调查

进行桥梁规划设计时必须收集、掌握充足的资料,合理设计。桥位勘测与设计资料的调查是桥梁规划设计前必不可少的工作。

1) 调查桥梁的使用要求

调查桥上的交通种类、车辆荷载等级、交通量及其增长率和行人情况,据此确定荷载设计标准、车道数目、行车道宽度及人行道宽度。调查桥上是否需要通过各种管线(如水管、煤气管,电力、通信线路等),据此来确定是否需要在桥上预留专门的位置。

2) 选择桥位

进行桥梁设计时首先要确定桥位,按照《公路工程技术标准》(JTG B01—2003)的规定,小桥和涵洞的位置与线形一般应符合路线的走向,为满足水文、线路弯道等要求,根据实际情况可设计斜桥和弯桥。对于公路上的特大桥、大桥、中桥的桥位,原则上应服从路线走向,一般应对桥、路综合考虑,尽量选择在河道顺直、水流稳定、地质良好的河段上。

大、中桥一般应选择2~5个桥位进行综合比较,最后选择出最合理的桥位。

3) 测绘桥位附近的地形图

测量桥位处的地形、地物,并绘制成平面地形图,供设计和施工使用。

4) 调查地质资料

根据桥梁分孔情况确定钻孔的数量和位置。对桥位处的地质情况必须仔细探明,包括土的分层高度、物理力学性能、地下水位及有无不良地质现象(如岩石破碎带、裂隙、溶洞等)等,并将钻探所得资料绘制成地质剖面图和柱状图,作为基础设计的依据。

5) 调查和收集水文资料

水文资料为确定桥面标高、跨径和基础埋深提供了依据,其主要包括以下内容。

(1) 河道性质。河床及两岸的冲刷和淤积,河道的自然变迁及人工规划,是否为季节性河流。

(2) 测量桥位处的河床断面、河床比降,调查河槽各部分的形态标高和粗糙率,计算流速、流量等。通过计算确定设计水位处的平均流速和流量,结合河道性质确定桥梁的最小总跨径、选择通航孔的位置和墩台基础的形式及埋置深度。

(3) 调查了解洪水位的多年历史资料,通过分析推算设计洪水位。

(4) 向航运管理部门了解和协商确定设计通航水位和净空等。根据通航要求与设计洪水位,确定桥梁的分孔跨径与桥跨底缘的设计标高。

6) 调查有关气象资料和地震情况

有关气象资料和地震情况包括气温、雨量、风速(或台风影响)及有记载的地震资料。

7) 其他资料

其他资料包括建材供应情况,电力供应情况,当地运输条件,新建桥位上、下游有无老桥等。

1.2.2 桥梁设计程序

我国的基本建设程序分为前期工作和设计工作两大阶段。前期工作分为预工程可行性

研究(简称“预可”)阶段和工程可行性研究(简称“工可”)阶段。设计工作分为初步设计、技术设计和施工图设计三个阶段。

1. 前期工作

前期工作主要是预可行性研究报告与可行性研究报告的编制。

1) 预可阶段

预可阶段着重研究建桥的必要性以及宏观经济上的合理性。

在预可研究阶段形成的预工程可行性研究报告书(简称“预可报告”)中,应从经济、政治、国防等方面详细阐明建桥的理由和工程建设的必要性及重要性,同时初步探讨技术上的可行性。对于区域性线路上的桥梁,应以建桥地点(渡口等)的车流量调查及国民经济逐年增长为立论依据。

预可阶段的主要工作目标是解决建设项目的上报立项问题,因而,应在预可报告中编制几个可行的桥型方案,并对工程造价、资金来源、投资回报等问题做出初步的估算和设想。

设计方将预可报告交于业主后,由业主据此编制项目建议书,并报上级主管部门审批。

2) 工可阶段

在项目建议书被审批确认后,就可着手工可阶段的工作。在这一阶段,应着重研究和制定桥梁的技术标准,并与河道、航运、规划等部门共同研究,协商确定相关的技术标准。

在工可阶段应提出多个桥型方案,并按原交通部颁布的《公路基本建设工程投资估算编制办法》的规定对估算造价、资金来源和投资回报等问题进行基本落实。

2. 设计工作

1) 初步设计

初步设计文件应根据批复的可行性报告、测设合同和初测、初勘或定测、详勘资料进行编制。

初步设计的目的是确定设计方案,应通过多个桥型方案的比选,推荐最优方案,报上级主管部门审批。在编制各个桥型方案时,应提供平、纵、横布置图,标明主要尺寸,并估算工程数量和主要材料数量,提出对施工方案的意见,编制设计概算,提供文字说明和图表资料。初步设计经批复后,则成为施工准备、编制施工图设计文件和控制建设项目投资等的依据。

2) 技术设计

技术设计的主要目的是通过科学试验、专题研究、加深勘探调查及分析比较,对选定的桥型方案中重大、复杂的技术问题进行深入的完善,并提出详尽的设计图纸,包括结构断面、配筋、细节处理、材料清单及工程量等,修正工程概算。

3) 施工图设计

施工图设计是在批复的技术设计(三阶段设计时)或初步设计(两阶段设计时)文件的基础上,进一步进行具体设计。此阶段工作包括详细的结构分析计算,配筋计算,验算并确保各构件强度、刚度、稳定和裂缝等各种技术指标满足规范要求,绘制施工详图,编制施工组织设计和施工图预算。

目前,我国一般的(常规的)桥梁都采用两阶段设计,即初步设计和施工图设计;对于技术上复杂的特大桥、互通式立交桥或新型桥梁结构,则需要增加技术设计,即采用三阶段设计;对于技术简单、方案明确的小桥,则可以采用一阶段设计,即施工图设计。

桥梁的总体设计包括桥梁纵断面设计、横断面设计和平面布置,图 1-24 所示为一座桥梁的总体布置。

1.2.3 桥梁纵断面设计

在进行桥梁纵断面设计时,首先要根据河流的水文站观测资料、洪水调查资料和文献考证资料来确定水文资料,然后根据水文资料来计算桥位处的设计流量、设计水位,最后根据桥位处的设计流量和设计水位(如果是通航河段还要考虑通航水位)来确定桥梁的总跨径、桥梁的分孔、桥梁的高度、基础埋置深度、桥面标高和桥头引道的纵坡等内容。

1. 水文资料

水文资料的来源主要有三方面,即水文站的观测资料、洪水调查资料和文献考证资料。

1) 水文站的观测资料

水文站的观测资料是在一定时期内连续实测的资料,它能较为真实地反映客观实际,是水文分析计算的主要依据。但是,水文站的数量和观测年限总是有限的,不能满足实际工作的需要,因而不能单纯依靠水文站的观测资料。

水文站是进行水文测验的观测站,在固定的测流断面上,按国家水文测验规范的要求,定时进行水位、流速、流向、流量、比降、降雨、蒸发、泥沙、地下水位等各项水文要素的观测和资料整编工作。

(1) 水位观测。河流的水位变化反映河道中水量的增减。观测仪器有水尺(直立式、倾斜式、矮桩式)和自记水位计。

$$\text{水位} = \text{水尺读数} + \text{水尺零点高程}(\text{cm})$$

水位观测需连续进行,一般可分为一段制(早 8 点)、二段制(早 8 点、晚 8 点)、四段制(早 8 点、14 点、18 点、早 2 点)和多段制。

通过设立比降水尺来观测、计算出两断面之间的水面比降。

一般大、中桥勘测中的洪水位,可在涨水过程、洪峰附近、落水过程中各观测一次,同时沿水文断面的上、下游观测水面比降。以水面差 0.1~0.3 m 来控制观测总长度,上游长度占 2/3,下游长度占 1/3。

(2) 流速测验。由于水具有黏滞性,因此天然河流过水断面内的流速分布一般是由河岸向河心逐渐增大,由河底向水面逐渐增大,最大流速一般出现在最大水深处的水面附近。流速测验常用的方法有流速仪法和浮标法。

① 流速仪测流(只能测得断面中某一点的流速)。流速仪一般分为旋杯式和旋桨式两种。检定公式为

$$\left. \begin{aligned} V &= Kn + C \\ n &= \frac{N}{T} \end{aligned} \right\} \quad (1-1)$$

式中, V 为流速(m/s); K 为检定系数; n 为回转率(r/s); C 为摩论系数; N 为测速历时内的总转数(r); T 为测速历时(s), $T \geq 100$ s。

② 浮标测速(测的是水面某一点的流速)。凡能在水中漂浮的物体均可作为浮标,在测流河段上投放浮标,测出河段两断面间的距离及浮标通过两断面所用的时间,即

$$V = \frac{s}{t} \quad (1-2)$$

(3) 流量计算。河流的流量是过水断面面积与断面平均流速的乘积,即 $Q = \omega V$ 。过水断

面内的流速分布是不均匀的,而上述流速测验的方法也不能直接利用实测流速计算断面的平均流速。因此,流量计算需采用间接的分块计算方法(见图 1-25),即将过水面积划分成许多较小的面积(部分面积),利用实测流速计算各个部分面积的断面平均流速和流量,再把各个部分面积的流量总和作为全断面的流量。

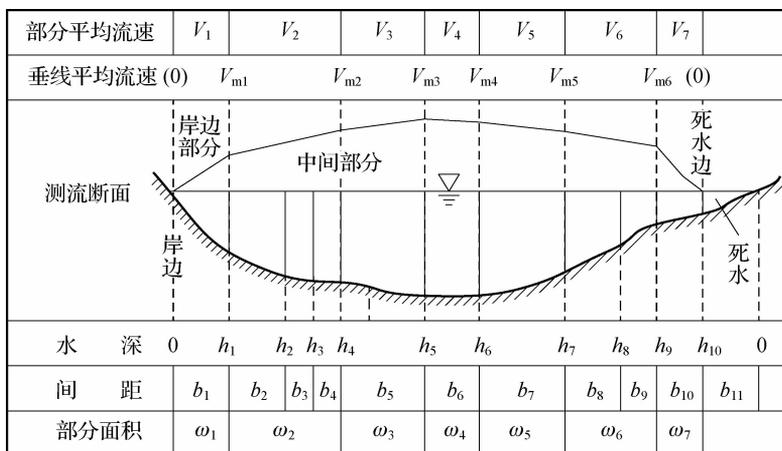


图 1-25 断面分块

①采用流速仪测流时,流量计算按下列步骤进行。

a. 如图 1-25 所示,在测流断面上布设适当数量的垂线(测深垂线),测出各垂线的水深和起点距,以便绘制测流断面。

b. 测速时,需要在测流断面上选择若干有代表性的垂线进行施测,这些垂线称为测速垂线。多数测速垂线与测深垂线重合,但测深垂线一般较测速垂线多。以测速垂线将测流断面划分成若干部分,计算各部分的过水断面面积 ω_i (部分面积),岸边部分可按三角形面积计算,中间部分可按梯形面积计算。

c. 在不同水深处,在测速垂线上设若干个测点,用流速仪测出各个点的流速,根据各测点的实测流速计算各测速垂线的垂线平均流速 V_m ,按各测速垂线上测点的数目,采用式(1-3)计算。

$$\left. \begin{aligned}
 \text{五点法: } V_m &= \frac{1}{10}(V_{0.0} + 3V_{0.2} + 3V_{0.6} + 2V_{0.8} + V_{1.0}) \\
 \text{三点法: } V_m &= \frac{1}{3}(V_{0.2} + V_{0.6} + V_{0.8}) \\
 \text{二点法: } V_m &= \frac{1}{2}(V_{0.2} + V_{0.8}) \\
 \text{一点法: } V_m &= V_{0.6}
 \end{aligned} \right\} (1-3)$$

d. 计算各个部分面积的断面平均流速 V_i (部分平均流速)。岸边或死水的部分平均流速等于自岸边或死水边起第一条测速垂线的垂线平均流速乘以系数 α (死水边取 0.6,斜坡岸边取 0.7,陡岸边不平整的取 0.8,陡岸边光滑的取 0.9)。断面中间的部分平均流速等于相邻两垂线平均流速的算术平均值。

e. 分别计算各部分面积的流量。

$$Q_i = \omega_i V_i \quad (1-4)$$

f. 计算全断面的流量。

$$\left. \begin{aligned} Q &= \sum_{i=1}^n Q_i \\ \omega &= \sum_{i=1}^n \omega_i \\ V &= \frac{Q}{\omega} \end{aligned} \right\} \quad (1-5)$$

②采用浮标测速时,流量计算按下列步骤进行。

a. 以测深垂线将测流断面划分成若干部分,如图 1-26 所示。计算各部分的过水断面面积 ω_i 。

b. 根据各浮标的漂行速度和起点距,在测流断面图上绘出水面流速分布曲线,如图 1-26 所示,并从该曲线上读出各测深垂线处的水面流速。

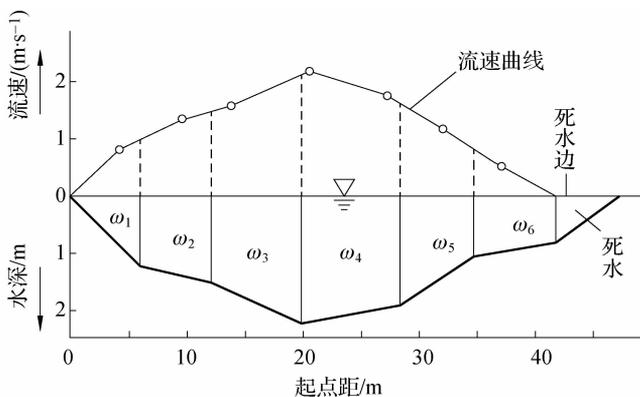


图 1-26 断面水面流速分布曲线

c. 把各个测深垂线的水面流速直接作为垂线平均流速,按上述流速仪测流时的流量计算方法计算部分平均流速、部分流量和全断面流量。但这样计算出的全断面流量并不是全断面的实际流量,而是全断面虚流量 Q_i ,而全断面实际流量应为 $Q=KQ_i$ 。其中, K 为浮标系数,可用浮标与流速仪分别测流对比求得,一般水深较大的大河为 0.85~0.90,而小河为 0.75~0.85。

(4)相应水位的计算。由于测流过程中水位不断变化,因此,在观测各条垂线的流速时水位也各不相同。全断面流量所对应的水位(相应水位)需通过计算确定,可按下列方法进行。

①算术平均法。在测流过程中,当因水位变化引起的过水断面面积的变化不超过 5% (平均水深大于 1 m 时)或 10% (平均水深小于 1 m 时)时,一般取测流开始和终止时两次观测水位的算术平均值作为相应水位。

②加权平均法。在测流过程中,当因水位变化引起的过水断面面积的变化超过上述限时,可按式(1-6)计算相应水位。

$$H = \frac{\sum_{i=1}^n B_i V_{mi} H_i}{\sum_{i=1}^n B_i V_{mi}} \quad (1-6)$$



式中, B_i 为第 i 条测速垂线所代表的水面宽(m); V_{mi} 为第 i 条测速垂线所代表的平均流速(m/s); H_i 为在第 i 条测速垂线上测速时观测的水位(m)。

2) 洪水调查资料

对于缺乏水文站观测资料的河流,洪水调查是搜集水文资料的基本方法,即使对于有长期观测资料的河流,洪水调查资料也是重要的补充。所以,不论有无水文站观测资料,都应该进行洪水调查。洪水调查应深入群众,细心访问沿岸居民,查明历史洪水的淹没位置(或历史洪水痕迹)、发生的年月和大小顺序。洪水痕迹是历史洪水位的标记,必须保证一定的可靠性,应由目睹者亲临现场指示,并应注意波浪及壅水的影响,适当修正。对于每次洪水的水位,都应在两岸上、下游调查几个地点,最好能由不同的人在不同的地点指出,以便相互核对,并将其作为确定洪水比降的依据。对洪水时有无河堤决口或分洪现象、洪水涨落及泛滥情况、河床及流域自然条件的历年变化、风浪大小及漂浮物的情况等,也应同时进行详细调查。对每个洪水位,均应在现场标记编号,测定位置和高程,并根据调查情况进行详细描述,做出可靠性的评价。由于洪水时河流水面的变化对洪水位有一定的影响,因此必要时应对洪水位加以修正。洪水痕迹的判断方法,各地都有很多实践经验可供参考。

3) 文献考证资料

我国很多的历史文献,如地方志(省志、府志、县志)、河志及其他历史档案等,都有洪水和干旱灾情的记载。通过对历史文献的考证,一般可查明近百年或更长时期内洪水发生的年代、次数和灾害情况,为洪水调查提供线索;还可以获知丰水年和枯水年的分布概况,了解历年来河流和村镇的变迁。但这些历史文献都不是专门记载洪水资料的,又由于历史条件和人为的影响,可能有被夸大、缩小和漏记的现象。所以,必须结合洪水调查,从多方面对照比较、认真分析,提高资料的可靠性。历史文献记载多为灾情的一般描述,缺少洪水数量方面的资料。但是,可以利用文献记载的灾情严重程度、灾区范围和洪水深度等,与调查或实测的洪水泛滥情况进行对比和分析,估计历史洪水流量的数值范围或大小顺序,为水文分析和计算提供一定的依据。

上述三个方面的资料,可以相互补充、相互核对,使水文资料更加完整、可靠。

知识链接

认识河流

1. 基本概念

(1) 地面径流。降落到地面上的水,除要损失一部分以外,将在重力作用下沿着一定的方向和路径流动,这种水流称为地面径流。

(2) 河流的形成。地面径流长期侵蚀地面,冲成沟壑,形成溪流,最后汇集成河流。

(3) 河谷。河流流经的谷地,称为河谷。

(4) 河床。河谷底部有水流的部分,称为河床。

(5) 河川径流。受重力作用沿河床流动的水流,称为河川径流。

(6) 水系。脉络相通的大小河流所构成的系统,称为水系。

(7) 干流。水系中直接流入海洋、湖泊的河流,称为干流。

(8)支流。流入干流的河流,称为支流。

河流的干流上,开始具有表面水流的地方称为河源,它可能是溪涧、泉水、冰川、湖泊或沼泽。河流流入海洋、湖泊或干流的地方称为河口。一般的天然河流,从河源到河口可以划分为上游、中游和下游三个部分。

2. 河流的基本特征

河流的基本特征一般用河流断面、河流长度及河流比降来表示。

1) 河流断面

(1)纵断面。沿河流深泓线(深泓线是河流中沿水流方向各断面最大水深点的连线)的断面为纵断面。纵断面的一般形状如图 1-27 所示。

(2)横断面。垂直于水流方向的断面为横断面。横断面分单式断面和复式断面。横断面的一般形状如图 1-28 所示。

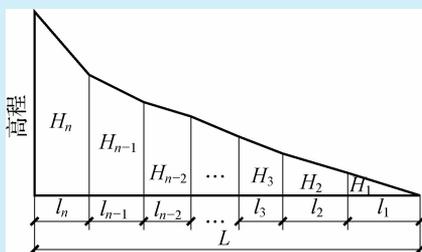


图 1-27 河流的纵断面

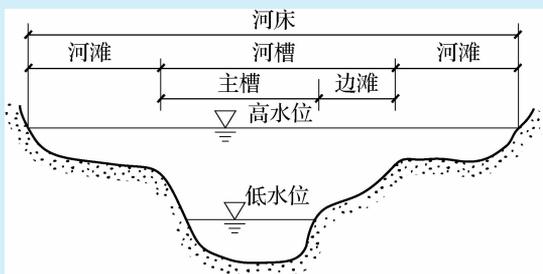


图 1-28 河流的横断面

①单式断面。只有河槽而无河滩的横断面,称为单式断面。

②复式断面。既有河槽又有河滩的横断面,称为复式断面。

在横断面内,自由水面高出某一水准基面的高程(m)称为水位。高水位以下的河床由河槽与河滩两部分组成。河槽是河流宣泄洪水和输送泥沙的主要通道,往往是常年流水。河槽中沿两岸较高的、可移动的泥沙堆,称为边滩,其余的部分称为主槽。河滩只在汛期才有水流,无明显的底沙运动,通常生有植物。

2) 河流长度

一般天然河流,从河源到河口的距离,称为河流长度。

3) 河流比降

深泓线上单位长度内的落差称为比降。水面比降以水面落差计算,河底比降以河底落差计算。

$$i = \frac{H_u - H_d}{L} = \frac{\Delta H}{L} \quad (1-7)$$

式中, i 为一定河段的比降,可用小数、百分数(%)或千分数(‰)来表示; H_d 、 H_u 分别为河段下游端和上游端的高程(水面或河底的高程,m); L 为河段长度(m); ΔH 为水面或河底的落差(m)。

以水面落差计算的 i 称为水面比降,以河底落差计算的 i 称为河底比降。



河底比降相对水面比降来说比较稳定,水面比降将随不同的水位而变化。河底比降一般自河源向河口逐渐减小,沿程各河段的比降都不相同,因而要求平均值。

$$\bar{i} = \frac{1}{L^2} [(H_n + H_{n-1})l_n + (H_{n-1} + H_{n-2})l_{n-1} + \dots + (H_2 + H_1)l_2 + H_1 l_1] \quad (1-8)$$

3. 泥沙分类

按泥沙在河槽内运动形式和性质的不同,泥沙可分为以下三类。

1) 悬移质

在一定的水流条件下,泥沙处于运动状态,颗粒较细的泥沙被水流中的漩涡带起,悬浮于水中向下游运动,沿水流方向前进的速度与水流的流速基本相同。

2) 推移质

颗粒稍大的泥沙在河床表面上滚动、滑动或跳动着向下游移动,前进的速度远远小于水流的流速,往往以沙波的形式向前运动。

3) 床沙

床沙是比推移质颗粒更大的泥沙,下沉到河床后静止不动。

4. 造床流量

造床流量是一个比较大而又并非最大的洪水流量,对塑造河床形态所起的作用最大。

有河滩时,常采用平滩水位相应的流量作为造床流量;无河滩时,取 $Q_{5\%}$ 作为造床流量。

2. 设计流量、设计水位、通航水位的确定

1) 有流量观测资料时

(1)资料的审查。水文资料是水文统计法的基本数据,有了正确的数据才能获得正确的计算结果。因此,还应该从以下几个方面对水文资料进行审查。

①资料的一致性。要求同一系列中的所有资料必须是同一类型和同样条件下产生的。因此,性质不同的水文资料不能放在一起进行分析计算。例如,降雨洪水和融雪洪水的流量资料,由于洪水成因不同而不能统计在一起。

②资料的代表性。样本的代表性直接影响计算结果,因此应选取既包括丰水年又包括枯水年的流量资料组成富有代表性的样本。

③资料的独立性。同一系列中的所有流量必须是各自独立的,不能把彼此有关联的水文资料放在一起进行分析计算。例如,前后几天的日流量都是同一次降雨所形成的,互不独立,因此就不能用连续的日流量组成一个系列进行计算。

④资料的可靠性。系列中每一个变量的可靠性都直接影响着统计计算的结果,必须认真核查。对于水文站的观测资料、洪水调查资料、文献考证资料等都应逐一查实、相互核对,以保证每一个数据的可靠性。

(2)资料的插补和延长。采用水文统计法推算设计流量时,如果桥位附近水文站的流量观测资料的观测年限较短或有缺测年份,则应尽量利用上、下游或邻近流域内的水文站观测资料进行插补和延长,一般采用相关分析法。

2) 缺乏流量观测资料时

按水力学中明渠均匀流的方法计算历史洪水位相应的洪水流量的方法称为形态法。

(1) 形态断面的选择。计算流量所依据的河流横断面,称为形态断面。

① 形态断面应选在近似于均匀流的河段上。

② 形态断面应尽量靠近调查的历史洪水位,但距桥位也不宜过远。

③ 形态断面必须垂直于洪水流向。

形态断面的形状应尽量符合历史洪水发生时的实际情况,一般可根据调查资料对河道变迁及河床冲淤做出定量估计,在断面图上进行适当修正。

(2) 形态断面的流速和流量计算。形态断面的断面平均流速可用谢才-满宁公式计算,即

$$V = C\sqrt{Ri} = \frac{1}{n}R^{\frac{1}{6}}R^{\frac{1}{2}}i^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{n}R^{\frac{2}{3}}i^{\frac{1}{2}} \quad (1-9)$$

对于宽浅式河流

$$\left. \begin{array}{l} B \geq 10\bar{h} \\ x \approx B \end{array} \right\} \Rightarrow R \approx \bar{h} \quad (1-10)$$

$$V = \frac{1}{n}\bar{h}^{\frac{2}{3}}i^{\frac{1}{2}}$$

式中, V 为断面平均流速(m/s),对于复式断面,河槽与河滩的断面平均流速应分别计算; n 为粗糙系数(糙率); R 为水力半径(m); i 为洪水比降,以小数计; \bar{h} 为断面平均水深(m); x 为断面湿周(m); B 为断面水面宽度(m)。

复式断面

$$Q = \omega_c V_c + \omega_t V_t = Q_c + Q_t \quad (1-11)$$

单式断面

$$Q = \omega V \quad (1-12)$$

式中, Q 为全断面总流量(m^3/s); ω 为过水断面面积(m^2); ω_c, ω_t 分别为河槽与河滩的过水断面面积(m^2); V_c, V_t 分别为河槽与河滩的断面平均流速(m/s); Q_c, Q_t 分别为河槽与河滩的流量(m^3/s)。

计算历史洪水流量时,如果调查的历史洪水位不在形态断面上,则应按洪水比降把历史洪水位的高程换算到形态断面上,再进行流量计算。

(3) 洪水比降的确定。河流中出现洪峰时的水面比降,称为洪水比降,如图 1-29 所示。由于天然河流的水流并不完全符合均匀流的条件,其水面比降随水位而变化,因此,每次洪水的洪水比降各不相同。

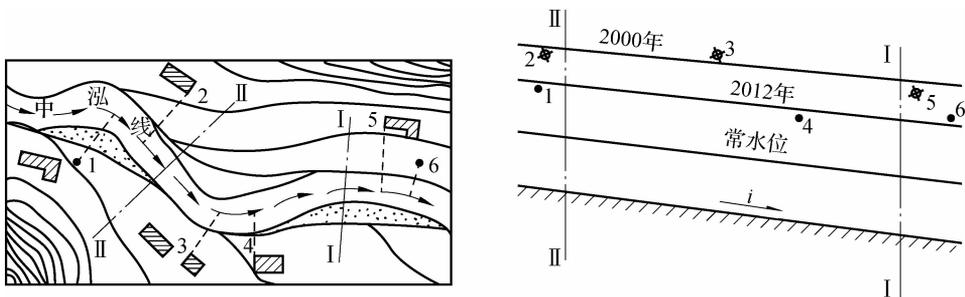


图 1-29 河流洪水比降



洪水比降既可以根据水文站的观测资料确定,也可以根据洪水调查资料推算。具体方法是:先将调查所得的历史洪水位的位置绘制在平面图上,并把它投影在河流的深泓线上,然后将各个洪水位的高程及其在深泓线上的距离点绘在河床纵断面图上,最后利用同一次历史洪水各水位点的连线计算其对应的洪水比降。

3) 设计洪峰流量的推算

(1) 对于大、中河流设计流量的推算方法可按下述步骤进行。

① 选取样本。采用“年最大值”法选取样本。搜集历年的年最大流量资料,有条件时应进行资料的插补与延长,对所有资料进行认真审核,组成年最大流量系列,作为水文统计的样本。

② 绘制经验频率曲线。把年最大流量资料按从大到小递减的次序排列,计算各项流量的经验频率,并在海森概率格纸上绘出经验频率点据或经验频率曲线。

③ 绘制理论频率曲线。用适线法绘制理论频率曲线(P-Ⅲ型),并选定 \bar{Q} 、 C_v 和 C_s 三个统计参数。

④ 计算设计流量。用选定的三个统计参数计算设计洪水频率相应的设计流量。

⑤ 审查计算结果。参照统计参数的地区经验值审查所选定的参数值,并将推算出的设计流量与其进行比较。

(2) 小流域设计流量的推算方法。一般情况下,面积在 100 km^2 以下的流域,称为小流域。小流域的洪水很少能留下明显的痕迹,往往又不会引起人们的注意,难以调查到较为可靠的历史洪水资料,而且小流域一般都没有水文站观测资料。虽然前述推算设计流量的方法均能适用于小流域,但由于条件不足,实际工作中小流域的流量计算多采用推理公式、径流简化公式或经验公式。

① 推理公式。

$$Q_{\max} = K\psi a F \quad (1-13)$$

式中, Q_{\max} 为流域出口断面的最大洪峰流量(m^3/s); K 为单位换算系数; ψ 为洪峰流量的径流系数,为产生洪峰流量的径流量(净雨量)与降雨量的比值; a 为平均暴雨强度(mm/min 或 mm/h); F 为流域面积(km^2)。

式(1-13)中的 a 若采用设计洪水频率相应的暴雨强度,则计算的 Q_{\max} 就是所需的设计流量。

② 径流简化公式。

$$Q_P = \varphi(h-z)^{\frac{3}{2}} F^{\frac{1}{3}} \beta \gamma \delta \quad (1-14)$$

式中, Q_P 为频率为 P 的洪峰流量(m^3/s); φ 为地貌系数; h 为径流厚度(mm); z 为被植物或洼地滞留的径流厚度(mm); F 为流域面积(km^2); β 为洪水传播影响洪峰流量的折减系数; γ 为流域内降雨不均匀影响洪峰流量的折减系数; δ 为湖泊或小水库调节作用影响洪峰流量的折减系数。

③ 经验公式。

$$Q_P = CF^n \quad (1-15)$$

式中, C 、 n 为经验参数和指数,其他参数含义同上。

4) 桥位断面设计流量和设计水位的推算

设计流量往往是利用水文站的观测资料或洪水调查资料进行推算的,其流量是根据水文站的测流断面或桥位附近的形态断面计算得到的,因而需要换算到桥位断面上。

当水文站测流断面或形态断面距离桥位断面较近,且流域面积相差不超过5%时,推算

的设计流量可以不必换算,而直接作为桥位断面的设计流量;如果距离桥位断面较远,则应进行换算。当流域面积相差不超过 20% 时,可按式(1-16)进行换算。

$$Q_1 = \left(\frac{F_1}{F_2}\right)^n Q_2 \quad (1-16)$$

式中, Q_1, F_1 为桥位断面的设计流量(m^3/s)和流域面积(km^2); Q_2, F_2 为水文站测流断面或形态断面的设计流量(m^3/s)和流域面积(km^2); n 为指数,可根据本河流或邻近类似河流的实测资料推求,一般可采用 0.5~0.7。

当流域面积相差超过 20% 时,按式(1-16)计算的结果误差较大,因此,应结合实际情况,经多方面分析比较后确定。

桥位断面的设计流量确定以后,还要求算桥位断面的设计水位、流速和过水面积等水文要素。

当水文站测流断面或形态断面距离桥位断面较近时,可以先利用洪水比降的关系将测流断面或形态断面中设计流量所对应的水位换算成桥位断面的设计水位;然后,根据桥位断面的设计流量和设计水位,用形态法推算出相应的流速和过水面积。如果不能利用水文站或形态断面的资料推算桥位断面的设计水位,则可以根据桥位断面的设计流量,直接用形态法推算。

确定了桥位断面的设计流量和设计水位等水文要素以后,即可进行桥孔的布置及桥孔长度的确定。

3. 桥孔的布置及桥孔长度的确定

1) 一般规定

(1) 桥孔设计必须保证设计洪水以内的各级洪水和泥沙安全通过,并满足通航、流冰、流木及其他漂浮物通过的要求。

(2) 桥孔布设应适应各类河段的特性及演变特点,避免河床产生不利变形,且做到经济合理。

(3) 建桥后引起的桥前壅水高度、流势变化和河床变形,应在安全允许范围之内。

(4) 桥孔设计应考虑桥位上下游已建或拟建的水利工程、航道码头和管线等引起的河床演变对桥孔的影响。

(5) 对桥位河段的天然河道不宜进行开挖或改移。开挖、改移河道应具有可靠的技术经济论证。

(6) 跨越河口、海湾及海岛之间的桥梁,必须保证在潮汐、海浪、风暴潮、海流及海底泥沙运动等各种海洋水文条件影响下能够正常使用和满足通航的要求。

2) 桥孔的布置

(1) 桥位河段的水流图式。桥位河段的水流图式如图 1-30 所示。对于缓流河段,河流的天然水面宽度为 B ,桥孔长度为 L ,正常水深(均匀流水深)为 h_0 。由于桥孔对水流的压缩,从桥位上游相当远处的断面①起,水面就开始壅高,直到桥位上游的断面②达到最大壅水高度 ΔZ 。水流接近桥孔时,在宽度和深度方向都急剧收缩而呈漏斗状,直到桥位下游附近的断面③水面最窄,流速最大,形成桥位河段的“颈口”,称为收缩断面。收缩断面的下游,水流又逐渐扩散,到断面④才恢复天然状态。并且在水流收缩段的主流与河岸之间,由于水流分离现象,桥台上下游两侧将形成回水区。桥位河段的河槽纵断面在壅水范围内,水水流

速减小,挟沙能力降低,泥沙沉积。最大壅水断面的下游,水流流速增大,挟沙能力加强,河床被冲刷,而且收缩断面处的河床冲刷最严重。

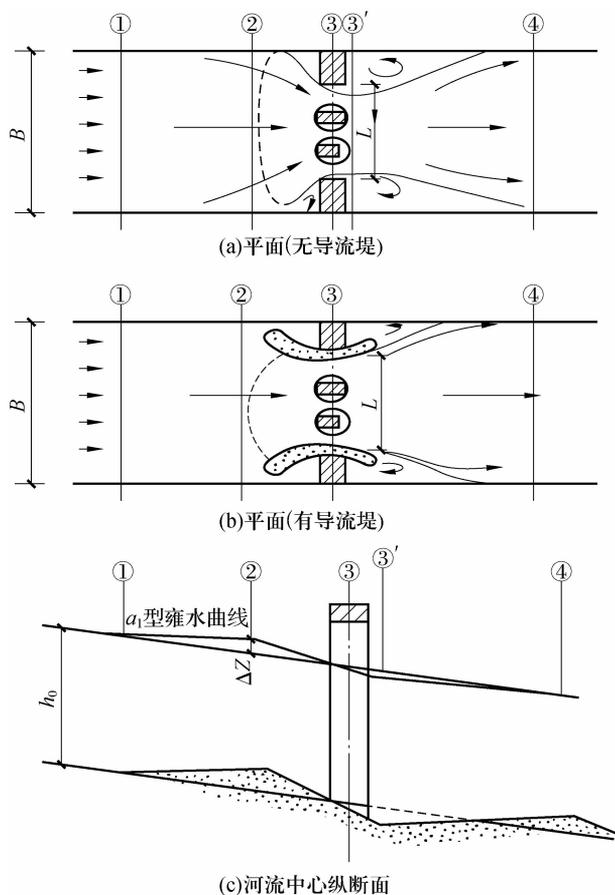


图 1-30 桥位河段的水流图式

桥位河段的水流图式反映了建桥后水流和泥沙运动的变化,并表明了桥孔长度、桥前壅水和桥下冲刷三者之间的关系,因此,可作为桥孔计算的分析依据。

(2)桥孔布置的原则。根据我国河流的特点,把河段分为峡谷型河段、稳定性河段、次稳定性河段、变迁性河段、游荡性河段、宽滩性河段和冲积漫流性河段。

桥位河段的类型可参照河段特性并结合实际情况判别,一般应在桥位上游不小于3倍的河床宽度、下游不小于2倍的河床宽度的范围内进行观察分析。对于弯曲的河段,在上游至少要包括一个河湾。河段的稳定性及变形程度可用50年左右的演变过程作为衡量标准。

由于各类河段具有不同的特性,因此对桥孔布置也有不同的要求,可结合桥位河段的实际情况布设桥孔。

①桥孔布设应与天然河流断面的流量分配相适应。在稳定性河段上,左右河滩桥孔长度之比应与左右河滩流量之比大致相当;在次稳定和不安定河段上布设桥孔时,必须考虑河床变形和流量分布变化趋势的影响。桥孔不宜压缩河槽,可适当压缩河滩。

②在内河通航的河段上,通航孔布设应符合《内河通航标准》(GB 50139—2014)的规定,

并应充分考虑河床演变和不同水位所引起的航道变化。通航海轮的桥梁桥孔的布设应符合《通航海轮桥梁通航标准》(JTJ 311—1997)的规定。

③主流深泓线上或主航道上不宜布设桥墩;在断层、陷穴、溶洞、滑坡等不良地质地段也不宜布设墩台。

④在有流冰、流木的河段上,桥孔应适当放大。

⑤山区河流的桥孔布设宜符合下列要求。

a. 峡谷河段宜单孔跨越。桥面高程应根据设计洪水位,并结合两岸地形和路线等条件确定。

b. 在开阔河段可适当压缩河滩。河滩路堤宜与洪水主流流向正交,否则应增设调治工程。

⑥平原河流的桥孔布设应符合下列要求。

a. 在顺直微弯的河段上,桥孔布设应考虑河槽内边滩下移和主槽在河槽内摆动的影响。

b. 在弯曲河段上,应通过河床演变调查,预测河弯发展和深泓变化,考虑河槽凹岸水流集中冲刷和凸岸泥沙淤积等对桥孔及墩台的影响。

c. 在滩槽较稳定的分汊河段上,若多年流量分配基本稳定,则可考虑布设一河多桥。

进行桥孔布设时,应预计各岔流流量分配比例的变化,并应设置同流量分配相对应的导流构造物。

d. 在宽滩河段上,可根据桥位上、下游的主流趋势及深泓线的摆动范围来布设桥孔,并可适当压缩河滩,但应考虑壅水对上游的影响。若河汊稳定又不宜导入桥孔时,可考虑修建一河多桥。

e. 在游荡河段上,不宜过多压缩河床,应结合当地治理规划,辅以调治工程,在深泓线可能摆动的范围内不宜设置桥墩。

⑦山前区河流桥孔布设应符合下列要求。

a. 在山前变迁河段,在辅以适当的调治构造物的基础上可较大地压缩河滩。桥轴线应与河岸线或洪水总趋势正交。河滩路堤不宜设置小桥和涵洞。当采用一河多桥方案时,应堵截临近主河槽的支汊。

b. 在冲积漫流河段上,桥孔宜在河流上游狭窄段或下游收缩段跨越。若在河床宽阔、水流有明显分支处跨越,则可采用一河多桥方案,并应在各桥间采取相应的分流和防护措施。桥下净空应考虑河床淤积的影响。

3) 桥孔长度的计算

桥孔长度是指设计水位上两桥台前缘之间(埋入式桥台则为两桥台护坡坡面之间)的水面宽度。桥孔净长是扣除全部桥墩宽度后的桥孔长度。

桥孔长度的确定,首先应满足排洪和输沙的要求,保证设计洪水及其所挟带的泥沙可以从桥下顺利通过,并应综合考虑桥孔长度、桥前壅水和桥下冲刷的相互影响。桥孔长度的计算多采用经验公式。对于峡谷河段,可按河床地形布孔,不宜压缩河槽,可不作桥孔最小净长度的计算。对于其他类型的河段,推荐用下述经验公式计算桥孔最小净长度 L_j 。

(1) 开阔、顺直微弯、分岔、弯曲河段及滩、槽可分的稳定、次稳定、不稳定河段,宜按式(1-17)计算桥孔最小净长度。

$$L_j = K_q \left(\frac{Q_p}{Q_c} \right)^n B_c \quad (1-17)$$



式中, L_j 为桥孔最小净长度(m); Q_P 为设计流量(m^3/s); Q_c 为河槽流量(m^3/s); B_c 为河槽宽度(m); K_q, n 为系数和指数, 按表 1-2 采用。

表 1-2 K_q, n 值

河段类型	K_q	n
稳定	0.84	0.90
次稳定(包括宽滩)	0.95	0.87
不稳定(滩、槽难分)	0.69	1.59

(2) 宽滩河段, 宜按式(1-18)计算桥孔最小净长度。

$$\left. \begin{aligned} L_j &= \frac{Q_P}{\beta \bar{q}_c} \\ \beta &= 1.19 \left(\frac{Q_c}{Q_t} \right)^{0.10} \end{aligned} \right\} \quad (1-18)$$

式中, β 为水流压缩系数; \bar{q}_c 为河槽平均单宽流量(m^3/s); Q_t 为河滩流量(m^3/s)。

(3) 滩、槽难分的不稳定河段, 宜按式(1-19)计算桥孔最小净长度。

$$\left. \begin{aligned} L_j &= C_P B_0 \\ B_0 &= 16.07 \left(\frac{\bar{Q}^{0.24}}{d^{0.3}} \right) \\ C_P &= \left(\frac{Q_P}{Q_{2\%}} \right)^{0.33} \end{aligned} \right\} \quad (1-19)$$

式中, B_0 为基本河槽宽度(m); \bar{Q} 为年最大流量平均值(m^3/s); d 为河床泥沙平均粒径(m); C_P 为洪水频率系数; $Q_{2\%}$ 为频率是 2% 的洪水流量(m^3/s)。

对于跨河桥梁, 在进行立面总体设计时, 首先应考虑抗洪的要求, 如果因建桥造成河道泄洪受阻, 可能会使洪水将桥梁冲坏甚至冲毁, 使两岸堤坝受到的冲刷加剧。桥位处壅水还会影响堤坝抗洪的安全可靠, 有时不得不为此加高堤坝以防壅水漫堤。

4) 桥梁分孔

桥梁总跨径确定以后, 还需进一步进行分孔布置, 要根据通航要求, 地形、地质情况以及技术经济和美观等方面综合确定。

对于一座较长的桥梁, 应当分成几孔, 各孔的跨径应当多大, 这些不仅影响到使用效果、施工难易等, 而且在很大程度上关系到桥梁的总造价。跨径越大、孔数越少, 上部结构的造价就越高, 墩台的造价就越低; 反之, 则上部结构的造价就越低, 而墩台的造价就越高。这与桥墩的高度及基础工程的难易程度密切相关。最经济的分孔方式就是使上、下部结构的总造价趋于最低。

对于通航河流, 在分孔时首先应考虑桥下通航的要求。桥梁的通航孔应布置在航行最方便的河域。对于变迁性河流, 鉴于航道位置可能发生变化, 就需要多设几个通航孔。

在山区的深谷中, 在水深流急的江河上, 或需要在水库上建桥时, 为了减少中间桥墩, 应加大跨径。若条件允许, 可采用特大跨径单孔跨越。在布置桥孔时, 有时为了避开不利的地质段(如岩石破碎带、裂隙、溶洞等), 也要将桥基位置移开, 或适当加大跨径。

在有些结构体系中, 为了保证结构受力合理和用材经济, 分跨布置时要考虑合理的跨径比例。

跨径的选择还与施工能力有关,有时选用较大跨径虽然在经济上是合理的,但限于当时的施工技术能力和设备条件,也不得不将跨径减小。对于大桥施工,基础工程往往对工期起控制作用,在此种情况下,从缩短工期出发,就应减少基础数量而修建较大跨径的桥梁。

4. 桥面中心最低标高的计算

桥面中心标高是桥面中心线上最低点的标高,表示桥梁的高度。

1) 对于不通航河流〔见图 1-31(a)〕

(1) 按设计水位计算桥面中心的最低标高。

$$H_{\min} = H_s + \sum \Delta h + \Delta h_j + \Delta h_0 \quad (1-20)$$

式中, H_{\min} 为桥面中心的最低标高(m); H_s 为设计水位(m); $\sum \Delta h$ 为考虑壅水、浪高、波浪壅高、河弯超高、水拱、局部股流壅高(水拱与局部股流壅高只取其大者)、床面淤高、漂浮物高度等因素的总和(m); Δh_j 为桥下净空安全值(m),应符合表 1-3 的规定; Δh_0 为桥梁上部构造建筑高度(m),应包括桥面铺装高度。

表 1-3 不通航河流桥下净空安全值

单位:m

桥梁部位		高出计算水位	高出最高流冰面
梁底	洪水期无大漂流物	0.50	0.75
	洪水期有大漂流物	1.50	—
	有泥石流	1.00	—
支座垫石顶面		0.25	0.50
拱脚		0.25	0.25

(2) 按设计最高流冰水位计算桥面中心的最低标高(北方寒冷地区)。

$$H_{\min} = H_{SB} + \Delta h_j + \Delta h_0 \quad (1-21)$$

式中, H_{SB} 为设计最高流冰水位(m),应考虑床面淤高。

设计时取式(1-20)和式(1-21)计算结果中的大者作为桥面中心的最低标高。

2) 对于通航河流〔见图 1-31(b)〕

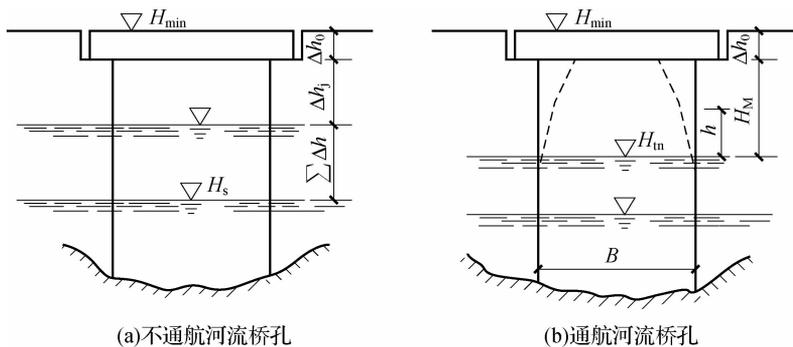


图 1-31 桥面中心的最低标高

通航河流的桥面设计标高除应满足不通航河流的要求外,同时还应满足式(1-22)的要求。

$$H_{\min} = H_{tn} + H_M + \Delta h_0 \quad (1-22)$$

式中, H_m 为设计最高通航水位(m); H_M 为通航净空高度(m)。

3) 各种水面升高值的确定

(1) 桥前最大壅水高度 ΔZ 和桥下最大壅水高度 $\Delta Z'$ 。一般取 $\Delta Z' = \Delta Z/2$; 对于山区和半山区河流, 常取 $\Delta Z' = \Delta Z$; 对于平原河流, 常取 $\Delta Z' = 0$ 。

(2) 波浪高度 h_L 。计算桥面标高时, 通常计 $2h_L/3$ 。

(3) 河弯两岸水位高差 ΔH 。

$$\Delta H = \frac{BV^2}{gR}, R \approx \frac{R_0 + r_0}{2} \quad (1-23)$$

式中, B 为河湾水面宽度(m), 如滩地有丛林或死水时, 该部分水面宽应扣除; R 为河湾曲率半径(m); R_0 为凹岸曲率半径(m); r_0 为凸岸曲率半径(m); V 为河湾断面平均流速(m/s); g 为重力加速度(m/s²)。

4) 桥道标高的确定

对于跨河桥梁, 桥道的标高应满足桥下排洪和通航的需要; 对于跨线桥, 则应确保桥下能够安全行车。在平原区建桥时, 桥道标高的抬高往往随着桥头引道路堤土方量增加而显著增加。在修建城市桥梁时, 桥高了会使两端的引道延伸得很长而影响市容, 或者因需要设置立体交叉或高架栈桥而导致造价增加。因此, 必须根据设计洪水位、桥下通航(或通车)净空等要求, 结合桥型、跨径等综合确定合理的桥道标高。

《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)规定: 桥下净空应根据计算水位(设计水位计入壅水、浪高等)或最高流冰水位加安全高度确定。

当河流有形成流冰阻塞的危险或有漂浮物通过时, 应按实际调查的数据, 在计算水位的基础上结合当地具体情况留出一定富余量, 作为确定桥下净空的依据。对于有淤积的河流, 桥下净空应适当增加。

在不通航或无流放木筏河流上及通航河流的不通航桥孔内(见图 1-32), 桥下净空安全值不应小于表 1-3 的规定。

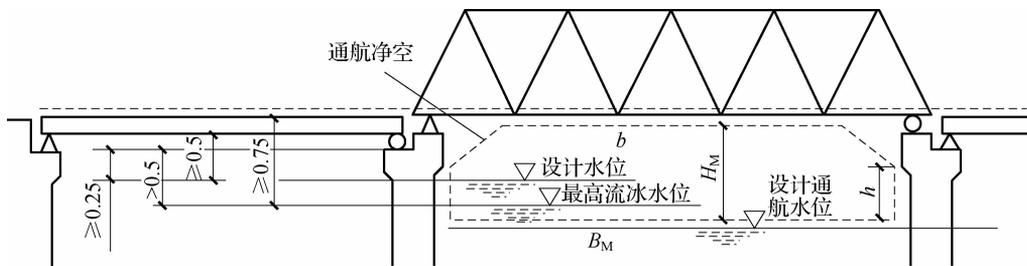


图 1-32 梁桥纵断面(尺寸单位:m)

无铰拱的拱脚允许被洪水淹没, 但淹没深度不宜超过拱圈高度的 $2/3$, 且拱顶底面应高出计算水位 1.0 m, 拱脚的起拱线应高出最高流冰面不小于 0.25 m。

在不通航和无流筏的水库区域内, 梁底面或拱顶底面离开水面的高度不应小于计算浪高的 0.75 倍加上 0.25 m。

在通航河流上, 必须设置一孔或几孔以保证桥下有足够通航净空的通航孔。通航孔的最小净空尺寸按《内河通航标准》(GB 50139—2014)来确定。

对于跨越铁路或公路的桥梁, 应满足相应的铁路或公路的建筑界限规定。

5. 桥上及桥头引道的纵坡

桥道标高确定后,就可根据两端桥头的地形和线路要求来设计桥梁的纵断面线形。一般小桥通常做成平坡桥。对于大、中桥梁,为了利于桥面排水和降低引道路堤的高度,往往设置从中间向两端倾斜的双向纵坡。桥上纵坡不大于4%;桥头引道纵坡不宜大于5%。对位于市镇混合交通繁忙处的桥梁,桥上纵坡和桥头引道纵坡均不得大于3%。在桥上或引道处纵坡发生变化的地方均应按规定设置竖曲线。

桥头锥体及桥台台后5~10 m长度内的引道可用砂性土等材料填筑。在非严寒地区,当无透水性土时,可就地取土经处理后填筑。桥台侧墙后端深入锥坡顶点以内的长度均不应小于0.75 m。

6. 桥梁墩台基底标高的确定

为了保证桥梁的安全和顺利宣泄设计洪水,不但要有足够的桥孔长度和桥梁高度,而且墩台基础还要有足够的埋置深度,以免因洪水冲刷而被破坏。设计桥梁时,还必须合理地预计桥梁使用期限内河床的演变和墩台的冲刷,为确定墩台基础的埋置深度提供依据。

桥梁墩台的冲刷,除有河床自然演变冲刷外,还有桥孔压缩水流和墩台阻水所引起的冲刷变形。桥长、壅水和桥下冲刷是相互影响的整体。自然界中的一切物质运动都不是孤立进行的,洪水现象更是如此,对整体问题采用整体解决,无疑是更为合理的,也是发展的方向。目前,我国尚未掌握三者整体水力模型试验和实桥观测资料,因而难以制定整体的水力计算方法,只能将这个复杂的冲刷过程在给出特定条件的前提下,分解为河床自然演变冲刷、桥下一般冲刷和桥墩局部冲刷三个独立部分,并假定这三部分冲刷依次进行,先分别计算,再进行叠加,作为桥梁墩台的最大冲刷深度,据以确定墩台基础的埋置深度。

1) 桥下一般冲刷

一般冲刷是指河上建桥后,由于桥梁压缩水流,致使桥孔上游的水流急剧集中流入桥孔,桥下流速梯度很大,床面切应力剧增,引起强烈的泥沙运动,床面发生明显冲刷。随着冲刷的发展,桥下河床加深,桥下过水面积加大,流速逐渐下降,待达到新的输沙平衡状态,或桥下流速降低到等于冲止流速时冲刷停止。

桥下河槽的一般冲刷是指建桥后压缩水流在桥下河床断面内发生的冲刷。一般冲刷深度是指桥下河床在一般冲刷完成后从设计水位算起的某一垂线水深。

关于桥下断面一般冲刷深度的计算,目前尚无成熟理论,主要按经验公式计算。常用的经验公式有64-2公式和64-1公式,64-2公式和64-1公式为1964年我国“桥渡冲刷计算学术会议”推荐试用的。

(1) 非黏性土河床。

① 河槽部分。

a. 64-2公式。

$$\left. \begin{aligned} h_P &= 1.04 \left(A_d \frac{Q_2}{Q_c} \right)^{0.90} \left[\frac{B_c}{(1-\lambda)\mu B_{cg}} \right]^{0.66} h_{cm} \\ Q_2 &= \frac{Q_c}{Q_c + Q_{t1}} Q_P \\ A_d &= \left(\frac{\sqrt{B_z}}{H_z} \right)^{0.15} \end{aligned} \right\} \quad (1-24)$$

式中, h_P 为桥下一般冲刷后的最大水深(m); Q_P 为频率为 P 的设计流量(m^3/s); Q_2 为桥下河槽部分通过的设计流量(m^3/s), 当河槽能扩宽至全桥时取用 Q_P ; Q_c 为天然状态下河槽部分的设计流量(m^3/s); Q_{t1} 为天然状态下桥下河滩部分的设计流量(m^3/s); B_{c1} 为桥长范围内的河槽宽度(m), 当河槽能扩宽至全桥时取用桥孔总长度; B_z 为造床流量下的河槽宽度(m), 对复式河床可取平滩水位时的河槽宽度; λ 为设计水位下, 在 B_{c1} 宽度范围内桥墩阻水总面积与过水面积的比值; μ 为桥墩水流侧向压缩系数, 见《公路工程水文勘测设计规范》(JTG C30—2002); h_{cm} 为河槽最大水深(m); A_d 为单宽流量集中系数, 对于山前变迁、游荡、宽滩河段, 当 $A_d > 1.8$ 时, A_d 取 1.8; H_z 为造床流量下的河槽平均水深(m), 对复式河床, 可取平滩水位时河槽的平均水深。

b. 64-1 公式。

$$h_P = \left[\frac{A_d \frac{Q_2}{\mu B_{c1}} \left(\frac{h_{cm}}{h_{cq}} \right)^{\frac{5}{3}}}{E \bar{d}^{\frac{1}{6}}} \right]^{\frac{3}{5}} \quad (1-25)$$

式中, B_{c1} 为河槽部分桥孔过水净宽(m), 当桥下河槽能扩宽至全桥时, 即为全桥桥孔过水净宽; h_{cq} 为下河槽平均水深(m); \bar{d} 为槽泥沙的平均粒径(mm); E 为与汛期含沙量有关的系数; 其他参数含义同前。

非黏性土河槽一般冲刷深度取 64-2 公式和 64-1 公式计算结果中的较大值。

②河滩部分。

$$\left. \begin{aligned} h_P &= \left[\frac{Q_1}{\mu B_{t1}} \left(\frac{h_{tm}}{h_{tq}} \right)^{\frac{5}{3}} \right]^{\frac{5}{6}} \\ Q_1 &= \frac{Q_{t1}}{Q_c + Q_{t1}} Q_P \end{aligned} \right\} \quad (1-26)$$

式中, Q_1 为下河滩部分通过的设计流量(m^3/s); h_{tm} 为下河滩的最大水深(m); h_{tq} 为下河滩的平均水深(m); B_{t1} 为河滩部分桥孔净长(m); V_{H1} 为河滩水深 1 m 时非黏性土不冲刷的流速(m/s); 其他参数含义同前。

(2)黏性土河床。

①河槽部分。

$$h_P = \left[\frac{A_d \frac{Q_2}{\mu B_{c1}} \left(\frac{h_{cm}}{h_{cq}} \right)^{\frac{5}{3}}}{0.33 \left(\frac{1}{I_L} \right)} \right]^{\frac{5}{8}} \quad (1-27)$$

式中, A_d 为宽流量集中系数, 取 1.0~1.2; I_L 为刷坑范围内黏性土液性指数, 取值范围为 0.16~0.19; 其他参数含义同前。

②河滩部分。

$$h_P = \left[\frac{Q_1}{\mu B_{t1}} \left(\frac{h_{tm}}{h_{tq}} \right)^{\frac{5}{3}} \right]^{\frac{6}{7}} \quad (1-28)$$

2)桥墩局部冲刷

流向桥墩的水流因受到桥墩的阻挡而使桥墩周围的水流结构发生急剧变化。桥墩周围

的水流结构主要包括墩前向下水流、墩前水面涌波和尺度很大的螺旋形旋涡体系。旋涡体系是一种综合水流结构,包括在墩前冲刷坑边缘形成的绕桥墩两侧流向下流的螺旋形旋涡、桥墩两侧水流分离引起的尾流旋涡。旋涡体系在墩后及两侧还不断地由床面附近释放出小旋涡向水面发展,如图 1-33 所示。墩前水流流线接近桥墩头部时发生急剧弯曲变化,剧烈淘刷桥墩周围,特别是迎水面的河床泥沙开始产生桥墩头部的局部冲刷坑。随着冲刷坑的不断加深和扩大,水流流速逐渐降低,挟沙能力也随之下降。与此同时,冲刷坑内发生了土壤粗化现象,留下粗粒土壤铺盖在冲刷坑的表面,增大了土壤的抗冲能力和坑底粗糙度,一直到水流对河床泥沙的冲刷作用与河床泥沙抗冲作用平衡时,冲刷才会停止。这时冲刷坑外缘与坑底的最大高差就是最大局部冲刷深度。

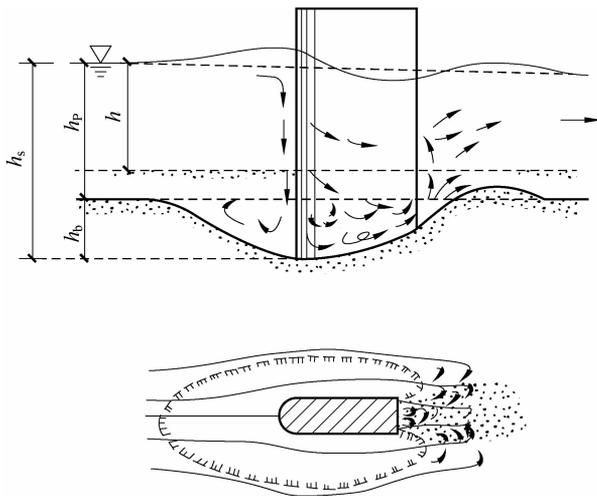


图 1-33 桥墩处的螺旋形旋涡

关于桥墩局部冲刷计算,目前尚无成熟理论,主要按经验公式计算。常用的经验公式有 65-2 公式和 65-1 公式,65-2 公式和 65-1 公式为 1964 年我国“桥渡冲刷计算学术会议”推荐试用,因符合我国河流的实际情况,故得到广泛应用。

(1) 非黏性土河床。

① 65-2 公式。

当 $V \leq V_0$ 时,

$$h_b = K_\xi K_{\eta^2} B_1^{0.6} h_P^{0.15} \left(\frac{V - V_0'}{V_0} \right) \quad (1-29)$$

当 $V > V_0$ 时,

$$\left. \begin{aligned} h_b &= K_\xi K_{\eta^2} B_1^{0.6} h_P^{0.15} \left(\frac{V - V_0'}{V_0} \right)^{n_2} \\ K_{\eta^2} &= \frac{0.0023}{\bar{d}^{2.2}} + 0.375\bar{d}^{0.24} \\ V_0 &= 0.28(\bar{d} + 0.7)^{0.5} \\ V_0' &= 0.12(\bar{d} + 0.5)^{0.55} \\ n_2 &= \left(\frac{V_0}{V} \right)^{0.23 + 0.19 \lg \bar{d}} \end{aligned} \right\} \quad (1-30)$$

式中, h_b 为桥墩局部冲刷深度(m); K_ξ 为墩形系数,可按《公路工程水文勘测设计规范》(JTG C30—2002)附录B选用; K_{η_2} 为河床颗粒影响系数; B_1 为桥墩计算宽度(m); h_P 为一般冲刷后的最大水深(m); V 为一般冲刷后墩前行近流速(m/s); V_0 为河床泥沙起动流速(m/s); V'_0 为墩前泥沙起冲流速(m/s); \bar{d} 为河床泥沙的平均粒径(mm); n_2 为指数。

②65-1 修正式。

当 $V \leq V_0$ 时,

$$h_b = K_\xi K_{\eta_1} B_1^{0.6} (V - V'_0) \quad (1-31)$$

当 $V > V_0$ 时,

$$\left. \begin{aligned} h_b &= K_\xi K_{\eta_1} B_1^{0.6} (V - V'_0) \left(\frac{V - V'_0}{V_0 - V'_0} \right)^{n_1} \\ K_{\eta_1} &= 0.8 \left(\frac{1}{\bar{d}^{0.45}} + \frac{1}{\bar{d}^{0.15}} \right) \\ V_0 &= 0.0246 \left(\frac{h_P}{\bar{d}} \right)^{0.14} \sqrt{332\bar{d} + \frac{10 + h_P}{\bar{d}^{0.72}}} \\ V'_0 &= 0.462 \left(\frac{\bar{d}}{B_1} \right)^{0.06} V_0 \\ n_1 &= \left(\frac{V_0}{V} \right)^{0.25\bar{d}^{0.19}} \end{aligned} \right\} \quad (1-32)$$

式中, K_{η_1} 为河床颗粒影响系数; n_1 为指数; 其他参数含义同前。

(2) 黏性土河床。

当 $\frac{h_P}{B_1} \geq 2.5$ 时,

$$h_b = 0.83 K_\xi B_1^{0.6} I_L^{1.25} V \quad (1-33)$$

当 $\frac{h_P}{B_1} < 2.5$ 时,

$$h_b = 0.55 K_\xi B_1^{0.6} h_P^{0.1} I_L^0 V \quad (1-34)$$

式中, I_L 为冲刷坑范围内黏性土液性指数,取值范围为 0.16~1.48; 其他参数含义同前。

(3) 一般冲刷后墩前行近流速。

①当采用 64-2 简化式计算一般冲刷深度时的计算公式为

$$V = \frac{A_d^{0.1}}{1.04} \left(\frac{Q_2}{Q_c} \right)^{0.1} \left[\frac{B_c}{\mu(1-\lambda)B_{cg}} \right]^{0.34} \left(\frac{h_{cm}}{h_c} \right)^{\frac{2}{3}} V_c \quad (1-35)$$

式中, V_c 为河槽平均流速(m/s); h_c 为河槽平均水深(m); 其他参数含义同前。

②当采用 64-1 修正式计算一般冲刷深度时的计算公式为

$$V = E \bar{d}^{\frac{1}{6}} h_P^{\frac{2}{3}} \quad (1-36)$$

3) 墩台基底最小埋置深度的计算

(1) 墩台基底最小埋置深度。在确定桥梁墩台基础埋置深度时,应根据桥位河段的具体情况取河床自然演变冲刷、一般冲刷和局部冲刷的不利组合,作为确定墩台基础埋深的依据。计算公式见式(1-37)。桥墩各类冲刷及基底高程关系如图 1-34 所示。

$$\left. \begin{aligned} h_s &= h_P + h_b + \Delta h \\ H_s &= H_P - h_s \\ H_N &= H_s - \Delta c \end{aligned} \right\} \quad (1-37)$$

式中, h_s 为桥下综合冲刷最大水深(m); H_P 为设计水位(m); H_s 为桥下最低冲刷线高程(m); H_N 为基础底埋置高程(m); Δc 为基础埋深安全值(m)。

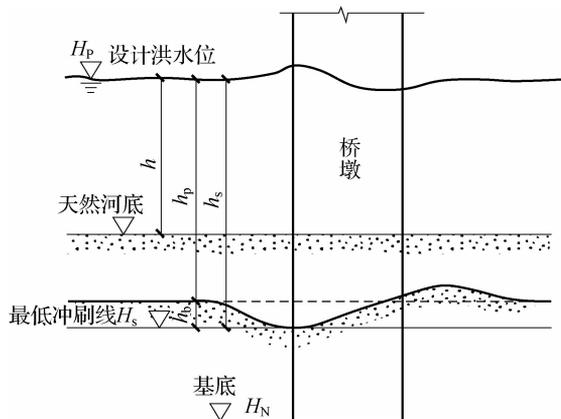


图 1-34 桥墩各类冲刷及基底高程关系

(2) 计算说明。

① 64-1 公式及 64-2 公式中的有关参数已经包含了部分河床自然演变冲刷, 故式(1-37)中的 Δh 只应考虑未计及的其他冲刷深度, 如河流发育成长性变形和其他冲刷深度。

② 对稳定性河段, 当河槽不可能扩宽至全桥时, 滩、槽部分的墩台可取不同的最低冲刷线高程。

③ 对有边滩下移或深槽摆动的河段, 应按摆动范围内的最大水深计算冲刷深度; 全桥用同一最低冲刷线; 稳定的河滩部分, 其墩台也可采用另一相同的最低冲刷线。

④ 对河滩不稳定的河段, 且河槽可扩宽时, 滩、槽内的墩台应采用同一最低冲刷线, 按河槽最大水深计算冲刷深度。

⑤ 最低冲刷线高程确定后, 可按实际情况和《公路工程水文勘测设计规范》(JTJ C30—2002)的要求, 选定基础底面最低埋置深度或基础底面的埋置高程。

⑥ 位于河槽的桥台, 当其最大冲刷深度小于桥墩总冲刷深度时, 桥台基底的埋深应与桥墩基底高程相同; 当桥台位于河滩时, 对河槽摆动的不稳定河流, 桥台基底高程应与桥墩相同; 在稳定河流上, 桥台基底高程可按照桥台冲刷计算结果确定。

⑦ 当确定桥台锥体护坡基脚的埋置深度时应考虑冲刷的影响。当位于稳定、次稳定河段的河滩上时, 基脚底面应在一般冲刷线以下至少 0.50 m; 当桥台位于不稳定河流的河滩上时, 基脚底面应在一般冲刷线以下至少 1 m。

⑧ 河床自然演变冲刷应选择最不利的枯水断面作为桥下一般冲刷的计算断面。一般冲刷 64-2 简化式、64-1 修正式, 局部冲刷 65-2 式、65-1 修正式均适用于非黏性土河床, 《公路工程水文勘测设计规范》(JTJ C30—2002) 条文中所述的一般冲刷和局部冲刷的不利组合是指一般冲刷计算的两种公式分别和局部冲刷计算的两种公式的四种组合, 取其中一种不利组合再与河床自然演变冲刷叠加, 作为确定墩台基础埋深的依据。

⑨ 为减少桥梁水毁, 对于非岩石河床墩台基础埋深安全值, 在无冲刷时, 一般桥梁下不小于 1.5 m; 特殊大桥下不小于 2.0 m。



1.2.4 桥梁横断面设计及平面布置

1. 桥梁横断面设计

桥梁横断面设计,主要是确定桥面净空和桥跨结构横断面的布置。桥面宽度取决于行车和行人的交通需要。

为了保证车辆和行人的安全通过,应在桥面以上垂直于行车方向保留一定界限的空间,这个空间称为桥面净空。它包括净宽和净高,其尺寸应符合《公路桥涵设计通用规范》(JTGD60—2004)第3.3.1条公路建筑限界的规定,铁路桥梁、城市桥梁也有各自相应的规定。在规定的限界内不得有任何结构部件侵入。横断面的形式主要与上部结构的桥型方案及跨径有关。对于桥面上有结构物的桥梁,如中(下)承式拱桥、斜拉桥、吊桥等,结构物将占去部分桥面的宽度,因而桥面总宽为桥面净宽加结构物所需宽度之和。

《公路工程技术标准》(JTGB01—2003)规定:设计行车速度大于或等于80 km/h时,单个行车道宽度应为3.75 m;设计行车速度为40~60 km/h时,单个行车道宽度为3.5 m;高速公路和一级公路行车道两侧一般设防撞护栏,宽度为0.5 m,防撞护栏与行车道之间应设0.5 m左右宽的左侧路缘带,以策安全;对于高速公路和一级公路,还需在行车方向的右侧设应急停车带;在高速公路、一级公路上,一般以建上、下行两座独立桥梁为宜。

对高速公路上的桥梁应设检修道,不宜设人行道。一、二、三、四级公路上桥梁的人行道和自行车道的设置应根据需要而定,应与前后路线布置协调。人行道、自行车道与行车道之间,应设分隔设施。人行道的宽度为0.75 m或1.0 m,大于1 m时按0.5 m的倍数增加。一条自行车道的宽度为1.0 m,当单独设置自行车道时,一般不应少于两条自行车道的宽度。不设人行道和自行车道的桥梁,可根据具体情况设置栏杆和安全带。与路基同宽的小桥和涵洞可仅设缘石或栏杆。当设路缘石时,路缘石的高度可取用0.25~0.35 m。

为了满足桥面上排水的需要,应根据不同类型的桥面铺装,在桥面上设置从桥面中央倾向两侧的1.5%~3.0%的横坡;人行道设置向行车道倾斜1%的横坡。

2. 平面布置

桥梁的线形及桥头引道线形应与路线布设相互协调,各项技术指标应符合路线布设的规定。

应尽可能避免桥梁与河流或与桥下路线斜交。但对于一般小桥,为了改善路线线形,有时可修建斜交桥,斜度通常不宜大于45°。通航河流上不宜大于5°,当斜度大于5°时,宜增加通航孔净宽。

1.2.5 桥梁设计方案的比选

为了获得经济、适用、美观和有利环保的桥梁设计方案,设计者必须根据各种自然、技术上的条件,在综合应用专业知识,了解和掌握国内外新技术、新材料、新工艺的基础上,进行深入细致的研究分析和对比工作,才能科学地做出完美的设计方案。

1. 桥梁设计方案比选的内容和步骤

1) 明确各种高程的要求

在桥位纵断面图上,先按比例绘出设计洪水位、通航水位、堤顶高程、桥面高程、通航净



空、堤顶行车净空位置图。

2) 桥梁分孔和初拟桥型方案草图

在已经确定的各种高程的纵断面图上,根据泄洪总跨径的要求做出桥梁分孔和桥型方案草图,作草图时思路要宽广,只要基本可行,尽可能多绘一些草图,以免遗漏可能的桥型方案。

3) 方案初筛

对草图方案作技术和经济上的初步分析和判断,筛掉弱势方案,从中选出 2~4 个构思好、各具特点的方案,做进一步的详细研究和比较。

4) 详绘桥型方案图

根据不同桥型,不同跨度、宽度和施工方法,拟定主要尺寸并尽可能细致地绘制各个桥型方案的尺寸详图。对于新结构,应做初步的力学分析,以准确拟定各方案的主要尺寸。

5) 编制估算或概算

依据编制方案的详图,计算出上、下部结构的主要工程数量,然后依据各省、市或行业的估算定额或概算定额编制出各方案的主要材料(钢、木、混凝土等)用量、劳动力数量、全桥总造价。

6) 方案选定和文件汇总

全面考虑建设造价、养护费用、建设工期、营运适用性、美观等因素,综合分析,阐述每个方案的优缺点,最后选定一个最佳的推荐方案。在深入比较的过程中,应当及时发现并调整方案中的不合理之处,确保最后选定的方案是优中选优的方案。

上述工作全部完成之后,应着手编写方案说明。说明书中应阐明方案编制的依据和标准,各方案的主要特色、施工方法、设计概算以及方案比较的综合性评述。对于推荐方案应作较详细的说明。各种测量资料、地质勘查和地震烈度复核资料、水文调查与计算资料等应按附件列入。

2. 桥型选择的影响因素

按影响桥型选择因素的特点、作用和地位,可以将影响因素分为独立因素、主要因素和限制因素。其中,桥梁的长度、宽度和通航孔大小等是桥型选择的独立因素;所选桥型是否经济是桥型选择时必须考虑的主要因素;地质、地形、水文、航运、气候等条件是桥型选择的限制因素。



思考与练习

1. 我国在长江上架起的第一座桥是哪一座? 我国在长江上自行设计、制造、施工的第一座桥是哪一座桥?
2. 什么叫桥梁? 桥梁通常由哪几部分组成?
3. 试解释以下桥梁术语: 计算跨径、净跨径、标准跨径、桥梁全长、多孔跨径总长、桥梁高度、桥梁建筑高度、桥下净空、拱桥净矢高、拱桥计算矢高、拱桥矢跨比。
4. 桥梁按结构基本体系分哪几种形式? 试述各种桥型的受力特点。
5. 桥梁按多孔跨径总长及单孔跨径是如何分类的?
6. 桥梁设计的基本原则是什么?



7. 桥位勘测中需要调查的设计资料有哪些方面的内容?
8. 桥梁设计程序有哪些? 根据不同情况应采用哪些不同的设计程序?
9. 桥梁纵断面设计包括哪些内容?
10. 桥梁的分孔主要与哪些因素有关?
11. 进行桥梁横断面设计时,对人行道、自行车道的宽度有什么规定?
12. 桥面横坡、人行道横坡分别是怎样规定的? 试说明它们排水的方向。
13. 试简述桥梁方案比较的内容和步骤。

项目2 桥梁下部构造与设计

学习目标

- 掌握桥梁刚性浅基础的构造。
- 掌握桥梁桩基础的构造。
- 熟悉刚性浅基础、桩基础的主要图纸。
- 掌握沉井基础的构造。
- 了解桥梁墩台的常用形式及构造。

2.1 地基与基础概述

地基是承受结构作用的土体、岩体。基础是将结构所承受的各种作用传递到地基上的结构组成部分。作为整个桥梁的载体,地基承受基础传来的荷载,为了保证结构物的安全和正常使用,地基和基础必须有足够的强度和稳定性,变形也应在容许范围之内。

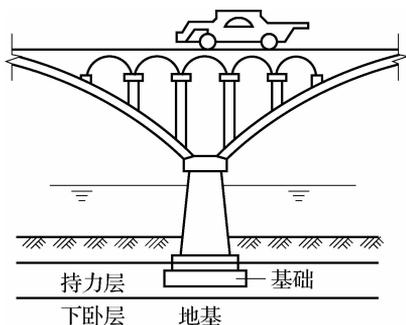


图 2-1 持力层和下卧层

对于浅基础而言,从地基的层次和位置看,它有持力层和下卧层之分。如图 2-1 所示,持力层是直接承受基础作用的地层。下卧层位于持力层以下,是处于被压缩或可能被剪损的一定深度内的土层。

结构物是一个整体,上下部结构和地基是共同工作、互相影响的。地基的任何变化都必然引起上下部结构的相应位移,上下部结构的力学特征也必然关系到地基的强度和稳定条件。要保证建筑物的质量,首先必须保证有可靠的地基与基础,否则,整个建筑物就可能遭到损坏或影响其正常使用。从实践来看,建

筑工程的质量事故往往是由地基与基础的失稳、破坏造成的,究其原因也是多方面的:一方面从客观上看,地基和基础属于隐蔽工程,施工条件差,并且一旦出现问题很难发现,也很难处理、修复;另一方面,地基与基础在地下或水下,往往导致主观上的轻视;再者,地基和基础所占造价比重较大。因此,必须充分重视地基和基础的设计、施工质量,严格执行公路桥涵设计、施工的技术规范及标准。

地基可分为天然地基和人工地基。直接修筑基础的天然地层称为天然地基;如天然土层土质过于软弱或有不良的工程地质问题,则需要经过人工加固或处理后才能修筑基础,这种地基称为人工地基。在一般情况下,应尽量采用天然地基。

基础的类型,可按基础的刚度、埋置深度、构造形式、施工方法及基础的材料来分类。分类的目的在于了解各种类型基础的特点,以便在设计时根据具体情况合理选用。

1. 按基础的刚度分类

按受力后基础的变形情况,将基础分为刚性基础和柔性基础,如图 2-2 所示。受力后,不发生挠曲变形的基础称为刚性基础,一般可用抗弯拉强度较差的圬工材料(如浆砌块石、片石混凝土等)做成。这种基础不需要钢材,造价较低,但圬土体积较大,且支承面积受一定限制。容许发生较大挠曲变形的基础称为柔性基础或弹性基础,通常用钢筋混凝土做成。由于钢筋可以承受较大的弯拉应力和剪应力,因此当地基承载力较小时,采用这种基础可以有较大的支承面积。在桥梁工程中,一般采用刚性基础。

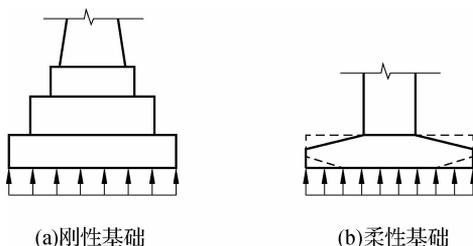


图 2-2 按受力后基础的变形情况划分基础

2. 按埋置深度分类

基础按埋置深度分为浅基础(5 m 以内)和深基础两种。当浅层地基承载力较大时,可采用埋深较小的浅基础。浅基础施工方便,通常用明挖法从地面开挖基坑后,直接在基坑底面砌筑、浇筑基础,它是桥梁基础的首选方案。如果浅层土质不良,需将基础埋置于较深的良好土层上,则这种基础称为深基础。深基础的设计和施工较复杂,但具有良好的适应性和抗震性,因此,在高等级公路上应用普遍。深基础常见的形式有沉井、管桩和桩基础。

3. 按构造形式分类

对桥梁基础来说,按构造形式可分为实体式和桩柱式两类。当整个基础都由圬工材料筑成时,称为实体式基础。其特点是基础整体性好,自重较大,对地基承载力的要求也较高,如图 2-3(a) 所示;由多根基桩或小型管桩组成,并用承台连接成为整体的基础,称为桩柱式基础,如图 2-3(b)所示,这种基础较实体式基础圬工体积小,自重轻,对地基强度的要求相对较低。桩柱本身一般采用钢筋混凝土制成。

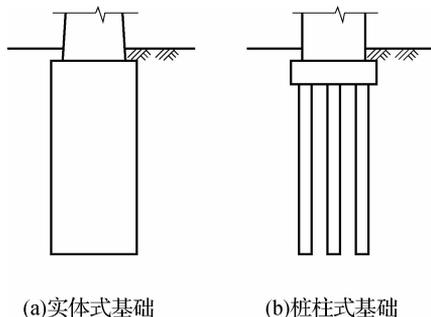


图 2-3 按构造形式划分基础

4. 按施工方法分类

按施工方法分类,有明挖基础、沉井基础、沉箱基础、桩基础、管柱基础等。其中,明挖基础只适用于浅基础;其他基础可用于深基础。

5. 按基础的材料分类

目前,我国公路构造物基础大多采用混凝土或钢筋混凝土结构,少部分采用钢结构。在石料丰富的地区,按照因地制宜、就地取材的原则,也常用砌石基础。只有在特殊情况下(如抢修、林区便桥),才采用临时的木结构。

2.2 刚性浅基础的构造与设计

在建筑物的设计和施工中,地基和基础占有很重要的地位,它对建筑物的安全使用和工程造价有着很大的影响,因此,正确选择地基基础的类型十分重要。在选择地基基础的类型时,主要考虑两个方面的因素:一是建筑物的性质(包括它的用途、重要性、结构形式、荷载性质和荷载大小等);二是地基的地质情况(包括土层的分布、土的性质和地下水等)。

如果地基内部是良好的土层或者上部有较厚的良好土层,能承受基础传来的全部荷载时,则一般将基础直接做在天然土层上,这种地基称为天然地基。在天然地基上,基础的埋置深度 h [无冲刷时,为从河底或地面至基础底面的距离;有冲刷时,为从最大冲刷线(包括河床自然演变冲刷、设计洪水水位的一般冲刷深度及构造物阻水引起局部冲刷深度)至基础底面的距离]小于5 m的基础称为浅基础。

浅基础由于埋入土层较浅,在计算中基础的侧面摩擦力不必考虑,施工方法也较简单,因此是条件适宜时的首选基础形式。

2.2.1 刚性浅基础的构造

桥梁墩台的体积一般比较庞大,故其基础常采用大块实体基础的形式,使用块石或混凝土等圬工材料做成。基础的平面形状通常为矩形,基础的平面尺寸一般较墩、台底面宽大,每边扩大的尺寸最小为0.2~0.5 m,具体视土质、基础厚度、埋置深度及施工方法而定。当基础底面为满足地基强度要求而需要扩大时,基础将伸出墩(台)身外,这样在地基反力 σ 的作用下,基础的悬出部分将受挠曲而产生拉应力,如图2-4(a)所示。由于一般基础所用的圬工材料的抗压强度较大,而抗拉强度很小,因此,为防止基础的悬出段因受挠曲而开裂、破坏,其悬出段的长度应控制在一定范围内,这种基础称为刚性基础。

刚性基础的悬出段长度通常用压力分布角 α 来控制, α 角是自墩(台)身底的边缘与基底边缘的连线和竖直线间的夹角[见图2-4(b)],即使 $\alpha \leq \alpha_{\max}$,其中, α_{\max} 称为刚性角,刚性角 α_{\max} 与基础圬工材料的强度有关。根据《桥梁设计常用数据手册》(《桥梁设计常用数据手册》编写委员会,北京:人民交通出版社,2005),常用基础材料的刚性角 α_{\max} 值可按下述数据取用:砖、片石、块石、粗料石砌体,当用5号以下砂浆砌筑时, $\alpha_{\max} \leq 30^\circ$;砖、片石、块石、粗料石砌体,当用5号以上砂浆砌筑时, $\alpha_{\max} \leq 35^\circ$;混凝土浇筑时, $\alpha_{\max} \leq 40^\circ$ 。

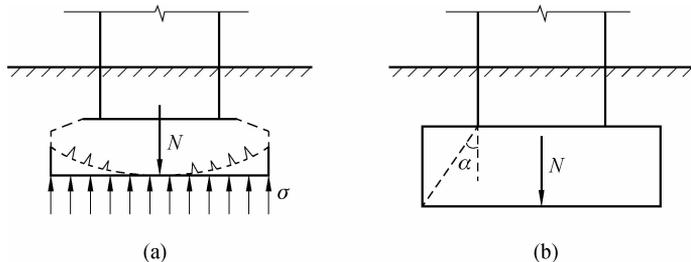


图 2-4 基础挠曲变形

因此,在设计刚性基础底面尺寸时,凡满足 $\alpha \leq \alpha_{\max}$ 条件,即可认为基础刚度很大,它在荷载作用下的挠曲变形很小,不会因受拉而开裂破坏,基础本身的强度可以得到充分的保证,可不予验算。若 $\alpha > \alpha_{\max}$,则不是刚性基础,一般称为柔性基础,应验算基础的弯曲拉应力和剪应力强度,并设置必要的钢筋。

当基础较厚时,可在纵、横两个剖面上砌筑成台阶形,以减小基础自重,节省材料,如图 2-5 所示。

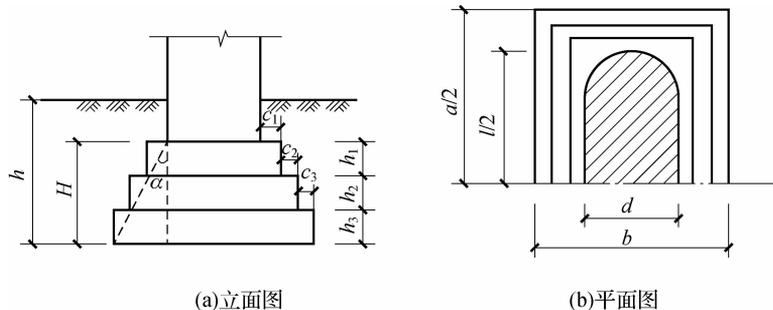


图 2-5 台阶扩大基础

台阶形基础由于可节省材料,施工立模砌筑也比较方便,故采用较多。对于桥梁墩台基础,当基础高度 H 较大时,一般可分为 2~3 级等高的台阶,每一台阶高度 $h_i = 1.0 \sim 1.5$ m,小桥有时可减为 0.6 m;台阶宽度 c_i 通常可取与襟边 c_1 相同,即 $c_i = c_1$ 。襟边 c_1 是指在基础顶面较所支撑的墩台身底面外形轮廓大出一个距离,其作用是考虑到基础施工时工作条件较差,定位尺寸可能有所偏差,留有襟边后可有调整余地;另外也便于墩台施工时作为模板支架的支撑点。因此,襟边的大小须视施工情况而定,一般可取 0.2~1.0 m。基础顶面一般置于地面或最大冲刷线以下不小于 0.15 m 处,这样不仅有利于保护基础,而且可以防止加大冲刷。

基础尺寸的拟定是基础设计中的重要内容之一,拟定的尺寸恰当,可以减少重复的计算工作。刚性浅基础的尺寸拟定包括基础的高度、平面尺寸和立面尺寸。

(1) 基础高度。一般要根据墩(台)身的结构形式、荷载大小、基础材料等来确定基础高度。

具体做法:首先根据基础埋置深度的要求,确定基底标高;再按照水中基础顶面不高于最低水位,在季节性河流或旱地上的墩(台)基础顶面不高于地面的原则,定出基顶标高。那么,基础顶、底标高之差即为基础高度 H 。在一般情况下,大、中桥墩(台)基础的高度为 1.0~2.0 m。

(2) 基础的平面尺寸。基础的平面尺寸应根据墩(台)身的底面形状来确定。虽然墩(台)身的底面形状以圆形居多,但考虑到施工的方便,基础平面仍采用矩形。基础底面长、宽尺寸与基础高度的关系为

$$\left. \begin{aligned} a &= l + 2H \tan \alpha \leq l + 2H \tan \alpha_{\max} \\ b &= d + 2H \tan \alpha \leq d + 2H \tan \alpha_{\max} \end{aligned} \right\} \quad (2-1)$$

式中, a 为基础长度(横桥向)(m); b 为基础宽度(顺桥向)(m); l 为墩(台)身底截面长度(m); d 为墩(台)身底截面宽度(m); H 为基础高度(m); α 为墩、台底面边缘至基础底边缘的连线与垂线的夹角($^{\circ}$); α_{\max} 为基础材料的刚性角($^{\circ}$)。

(3)基础的立面尺寸。基础的立面形式应力求简单,主要考虑既便于施工,又能节省圬工材料,一般做成矩形或台阶形。在确定基础的立面尺寸时,只需定出以下两方面的尺寸。

①襟边宽和台阶宽度(两者宜取同宽,即 $c_i = c_1$)。墩、台基础的襟边最小值为 0.2~0.5 m。

②基础台阶厚度 h_i 。当基础较厚时(超过 1 m),可将基础做成台阶形,每层台阶厚度 $h_i = 1.0 \sim 1.5$ m,各台阶宜做成等厚。

2.2.2 刚性浅基础的设计

1. 审核基础埋置深度

桥涵墩台基础(不包括桩基础)基底埋置深度(简称“埋深”)应符合下列规定。

(1)当墩台基底设置在不冻胀土层中时,基底埋深可不受冻深的限制。

(2)当上部为外超静定结构的桥涵基础,其地基为冻胀土层时,应将基底埋入冻结线以下不小于 0.25 m 处。

(3)当墩台基础设置在季节性冻胀土层中时,基底的最小埋置深度可按式(2-2)和式(2-3)计算。

$$d_{\min} = z_d - h_{\max} \quad (2-2)$$

$$z_d = \psi_{zs} \psi_{zw} \psi_{ze} \psi_{ze} \psi_{zf} z_0 \quad (2-3)$$

式中, d_{\min} 为基底最小埋置深度(m); z_d 为设计冻深(m); z_0 为标准冻深(m),无实测资料时,可按《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)采用; ψ_{zs} 为土的种类对冻深的影响系数,按表 2-1 查取; ψ_{zw} 为土的冻胀性对冻深的影响系数,按表 2-2 查取; ψ_{ze} 为环境对冻深的影响系数,按表 2-3 查取; ψ_{ze} 为地形坡向对冻深的影响系数,按表 2-4 查取; ψ_{zf} 为基础对冻深的影响系数,取 $\psi_{zf} = 1.1$; h_{\max} 为不同冻胀土类别在基础底面下容许最大冻层厚度(m),按表 2-5 查取。

表 2-1 土的种类对冻深的影响系数 ψ_{zs}

土的种类	ψ_{zs}	土的种类	ψ_{zs}
黏性土	1.00	中砂、粗砂、砾砂	1.30
细砂、粉砂、粉土	1.20	碎石土	1.40

表 2-2 土的冻胀性对冻深的影响系数 ψ_{zw}

冻胀性	ψ_{zw}	冻胀性	ψ_{zw}
不冻胀	1.00	强冻胀	0.85
弱冻胀	0.95	特强冻胀	0.80
冻胀	0.90	极强冻胀	0.75

表 2-3 环境对冻深的影响系数 ψ_{ze}

周围环境	ψ_{ze}	周围环境	ψ_{ze}
村、镇、旷野	1.00	城市市区	0.90
城市近郊	0.95		

注:当城市市区人口为 20 万~50 万时,按城市近郊取值;当城市市区人口大于 50 万小于或等于 100 万时,按城市市区取值;当城市市区人口超过 100 万时,按城市市区取值,5 km 以内的郊区应按城市近郊取值。

表 2-4 地形坡向对冻深的影响系数 ψ_{zg}

地形坡向	平坦	阳坡	阴坡
ψ_{zg}	1.0	0.9	1.1

表 2-5 不同冻胀土类别在基础底面下容许最大冻层厚度 h_{max} 单位:m

冻胀土类别	弱冻胀	冻胀	强冻胀	特强冻胀	极强冻胀
h_{max}	$0.38z_0$	$0.28z_0$	$0.15z_0$	$0.08z_0$	0

注: z_0 为标准冻深(m)。季节性冻胀土分类见《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ D63—2007)附录表 H.0.2。

(4)当涵洞基础设置在季节性冻土地基上时,出入口和自两端洞口向内各 2~6 m 内(或可采用不小于 2 m 的一段涵节长度)涵身基底的埋置深度可按式(2-2)计算确定。涵洞中间部分的基础埋深可根据地区经验确定。在严寒地区,当涵洞中间部分基础的埋深与洞口埋深相差较大时,其连接处应设置过渡段。在冻结较深地区,也可将基底至冻结线处的地基土换填为粗颗粒土(包括碎石土、砾砂、粗砂、中砂,但其中粉黏粒含量不应大于 15%,或粒径小于 0.1 mm 的颗粒不应大于 25%)。

(5)涵洞基础,在无冲刷处(岩石地基除外),应设在地面或河床底以下埋深不小于 1 m 处;如有冲刷,则基底埋深应在局部冲刷线以下不小于 1 m 处;如河床上有铺砌层时,基础底面宜设置在铺砌层顶面以下不小于 1 m 处。

(6)非岩石河床桥梁墩台基底埋深安全值可按表 2-6 确定。

表 2-6 非岩石河床桥梁墩台基底埋深安全值 单位:m

桥梁类别	总冲刷深度				
	0	5	10	15	20
大桥、中桥、小桥(不铺砌)	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
特大桥	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0

注 1:总冲刷深度为自河床面算起的河床自然演变冲刷、一般冲刷与局部冲刷深度之和。

注 2:表列数值为墩台基底埋入总冲刷深度以下的最小值;若对设计流量、水位和原始断面资料无把握或不能获得河床演变准确资料时,其值宜适当加大。

注 3:若桥位上下游有已建桥梁,应调查已建桥梁的特大洪水冲刷情况,新建桥墩台基础埋置深度不宜小于已建桥梁的冲刷深度且酌加必要的安全值。

(7)岩石河床墩台基底最小埋置深度可参考《公路工程水文勘测设计规范》(JTJ C30—2002)附录 C 确定。

(8)位于河槽的桥台,当其最大冲刷深度小于桥墩总冲刷深度时,桥台基底的埋深应与

桥墩基底相同；当桥台位于河滩时，对于河槽摆动不稳定河流，桥台基底高程应与桥墩基底高程相同；在稳定河流上，桥台基底高程可按照桥台冲刷结果确定。

墩台基础顶面标高宜根据桥位情况、施工难易程度、美观与整体协调综合确定。

2. 验算地基与基础

设计桥梁墩台基础时，应考虑在修建和使用期间可能发生的各项作用效应，并对地基进行验算。

当桥台台背填土的高度在 5 m 以上时，应考虑台背填土对桥台基底或桩端平面处的附加竖向压应力，具体可参见《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)附录 J。对软土或软弱地基，如相邻墩台的距离小于 5 m，则应考虑邻近墩台对软土或软弱地基所引起的附加竖向压应力。

对于桥台基础，当台背地基土质不良时，应验算桥台与路堤可能一起滑动的稳定性。

1) 地基承载力的确定

(1) 地基承载力的验算，应用修正后的地基承载力容许值 $[f_a]$ 来控制。该值是在地基原位测试或《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)给出的各类岩土承载力基本容许值 $[f_{a0}]$ 的基础上，经修正后得到的。

(2) 地基承载力容许值应按以下原则确定。

① 地基承载力基本容许值应首先考虑由载荷试验或其他原位测试取得，其值不应大于地基极限承载力的 1/2。

对于中小桥、涵洞，当受现场条件限制，或载荷试验和原位测试确有困难时， $[f_{a0}]$ 也可按照下面第(3)条的有关规定选用。

② 地基承载力基本容许值还应根据基底埋深、基础宽度及地基土的类别进行修正。

③ 其他特殊性岩土地基承载力基本容许值可参照各地区经验或相应的标准确定。

(3) 地基承载力基本容许值 $[f_{a0}]$ 可根据岩土类别、状态及其物理力学特性指标按表 2-7~表 2-13 选用。

① 一般岩石地基可根据强度等级、节理按表 2-7 确定 $[f_{a0}]$ 。对于复杂岩层(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 $[f_{a0}]$ 。

表 2-7 一般岩石地基承载力基本容许值 $[f_{a0}]$

单位: kPa

坚硬程度	$[f_{a0}]$		
	节理不发育	节理发育	节理很发育
坚硬岩、较硬岩	>3 000	2 000~3 000	1 500~2 000
较软岩	1 500~3 000	1 000~1 500	800~1 000
软岩	1 000~1 200	800~1 000	500~800
极软岩	400~500	300~400	200~300

② 碎石土地基可根据其类别和密实程度按表 2-8 确定承载力基本容许值 $[f_{a0}]$ 。

表 2-8 碎石土地基承载力基本容许值 $[f_{a0}]$

单位: kPa

土名	$[f_{a0}]$			
	密实	中密	稍密	松散
卵石	1 000~1 200	650~1 000	500~650	300~500
碎石	800~1 000	550~800	400~550	200~400
圆砾	600~800	400~600	300~400	200~300
角砾	500~700	400~500	300~400	200~300

注 1: 由硬质岩组成, 填充砂土者取高值; 由软质岩组成, 填充黏性土者取低值。

注 2: 半胶结的碎石土, 可按密实的同类土的 $[f_{a0}]$ 值提高 10%~30%。

注 3: 松散的碎石土在天然河床中很少遇见, 需特别注意鉴定。

注 4: 漂石、块石的 $[f_{a0}]$ 值可参照卵石、碎石适当提高。

③砂土地基可根据土的密实度和水位情况按表 2-9 确定承载力基本容许值 $[f_{a0}]$ 。

表 2-9 砂土地基承载力基本容许值 $[f_{a0}]$

单位: kPa

土名	水位情况	$[f_{a0}]$			
		密实	中密	稍密	松散
砾砂、粗砂	与湿度无关	550	430	370	200
中砂	与湿度无关	450	370	330	150
细砂	水上	350	270	230	100
	水下	300	210	190	—
粉砂	水上	300	210	190	—
	水下	200	110	90	—

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 2-10 确定承载力基本容许值 $[f_{a0}]$ 。

表 2-10 粉土地基承载力基本容许值 $[f_{a0}]$

单位: kPa

e	$\omega/(%)$					
	10	15	20	25	30	35
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

⑤老黏性土地基可根据压缩模量 E_s 按表 2-11 确定承载力基本容许值 $[f_{a0}]$ 。

表 2-11 老黏性土地基承载力基本容许值 $[f_{a0}]$

E_s/MPa	10	15	20	25	30	35	40
$[f_{a0}]/\text{kPa}$	380	430	470	510	550	580	620

注: 当老黏性土 $E_s < 10 \text{ MPa}$ 时, 承载力基本容许值 $[f_{a0}]$ 按一般黏性土(见表 2-12)确定。

⑥一般黏性土可根据液性指数 I_L 和天然孔隙比 e 按表 2-12 确定地基承载力基本容许值 $[f_{a0}]$ 。

 表 2-12 一般黏性土地基承载力基本容许值 $[f_{a0}]$

单位: kPa

e	I_L												
	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 1: 当土中含有粒径大于 2 mm 的颗粒质量超过总质量 30% 以上时, $[f_{a0}]$ 可适当提高。

注 2: 当 $e < 0.5$ 时, 取 $e = 0.5$; 当 $I_L < 0$ 时, 取 $I_L = 0$ 。此外, 超过表列范围的一般黏性土 $[f_{a0}] = 57.22E_s^{0.57}$ 。

⑦新近沉积黏性土地基可根据液性指数 I_L 和天然孔隙比 e 按表 2-13 确定承载力基本容许值 $[f_{a0}]$ 。

 表 2-13 新近沉积黏性土地基承载力基本容许值 $[f_{a0}]$

单位: kPa

e	I_L		
	≤ 0.25	0.75	1.25
≤ 0.8	140	120	100
0.9	130	110	90
1.0	120	100	80
1.1	110	90	—

(4)修正后的地基承载力容许值 $[f_a]$ 按式(2-4)确定。当基础位于水中不透水地层上时, $[f_a]$ 按平均常水位至一般冲刷线的水深每米再增大 10 kPa。

$$[f_a] = [f_{a0}] + k_1 \gamma_1 (b - 2) + k_2 \gamma_2 (h - 3) \quad (2-4)$$

式中, $[f_a]$ 为修正后的地基承载力容许值(kPa); b 为基础底面的最小边宽(m), 当 $b < 2$ m 时, 取 $b = 2$ m, 当 $b > 10$ m 时, 取 $b = 10$ m; h 为基底埋置深度(m), 自天然地面起算, 有水流冲刷时自一般冲刷线起算, 当 $h < 3$ m 时, 取 $h = 3$ m, 当 $h/b > 4$ 时, 取 $h = 4b$; k_1, k_2 分别为基底宽度、深度修正系数, 根据基底持力层土类别按表 2-14 确定; γ_1 为基底持力层土的天然重度(kN/m^3), 若持力层在水面以下且为透水者, 应取浮重度; γ_2 为基底以上土层的加权平均重度(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质如何, 一律取饱和重度, 当透水时, 水中部分土层则应取浮重度。

表 2-14 地基土承载力宽度、深度修正系数 k_1, k_2

土 类	黏性土				粉土	砂土						碎石土					
	老黏 性土	一般黏性土		新近 沉积 黏性 土	—	粉砂		细砂		中砂		砾砂、粗砂		碎石、圆 砾、角砾		卵石	
		$I_L \geq 0.5$	$I_L < 0.5$		—	中密	密实	中密	密实	中密	密实	中密	密实	中密	密实	中密	密实
k_1	0	0	0	0	0	1.0	1.2	1.5	2.0	2.0	3.0	3.0	4.0	3.0	4.0	3.0	4.0
k_2	2.5	1.5	2.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	4.0	5.5	5.0	6.0	5.0	6.0	6.0	10.0

注 1: 对于稍密和松散状态的砂、碎石土, k_1, k_2 值可采用表列中密值的 50%。

注 2: 强风化和全风化的岩石, 可参照所风化成的相应土类取值; 其他状态下的岩石不修正。

(5) 软土地基承载力容许值 $[f_a]$ 按下列规定确定。

① 软土地基承载力基本容许值 $[f_{a0}]$ 应通过载荷试验或其他原位测试取得。当载荷试验和原位测试确有困难时, 对于中小桥、涵洞基底未经处理的软土地基, 承载力容许值 $[f_a]$ 可采用以下两种方法确定。

a. 根据原状土天然含水量 ω 按表 2-15 确定软土地基承载力基本容许值 $[f_{a0}]$, 然后按式(2-5)计算修正后的地基承载力容许值 $[f_a]$ 。

$$[f_a] = [f_{a0}] + \gamma_2 h \quad (2-5)$$

式中, γ_2, h 的意义同式(2-4)。

表 2-15 软土地基承载力基本容许值 $[f_{a0}]$

天然含水量 ω / (%)	36	40	45	50	55	65	75
$[f_{a0}]$ / kPa	100	90	80	70	60	50	40

b. 根据原状土强度指标确定软土地基承载力容许值 $[f_a]$ 。

$$[f_a] = \frac{5.14}{m} k_p C_u + \gamma_2 h \quad (2-6)$$

$$k_p = \left(1 + 0.2 \frac{b}{l}\right) \left(1 - \frac{0.4H}{blC_u}\right) \quad (2-7)$$

式中, m 为抗力修正系数, 可视软土灵敏度及基础长宽比等因素选用 1.5~2.5; C_u 为地基土不排水抗剪强度标准值(kPa); k_p 为系数; H 为由作用(标准值)引起的水平力(kN); b 为基础宽度(m), 有偏心作用时, 取 $b - 2e_b$, e_b 为偏心作用在宽度方向的偏心距; l 为垂直于 b 边的基础长度(m), 有偏心作用时, 取 $l - 2e_l$, e_l 为偏心作用在长度方向的偏心距; 其他参数含义同前。

② 经排水固结方法处理的软土地基, 其承载力基本容许值 $[f_{a0}]$ 应通过载荷试验或其他原位测试方法确定。经复合地基方法处理的软土地基, 其承载力基本容许值应通过载荷试验确定, 然后按式(2-5)计算修正后的软土地基承载力容许值 $[f_a]$ 。

(6) 地基承载力容许值 $[f_a]$ 应根据地基受荷阶段及受荷情况, 乘以下列规定的抗力系数 γ_R 。

① 使用阶段。

a. 当地基承受作用短期效应组合或作用效应偶然组合时, 可取 $\gamma_R = 1.25$; 但对承载力容



许值 $[f_a] < 150$ kPa 的地基,应取 $\gamma_R = 1.0$ 。

b. 当地基承受的作用短期效应组合仅包括结构自重、预加力、土重、土侧压力、汽车和人群效应时,应取 $\gamma_R = 1.0$ 。

c. 当基础建于经多年压实未遭破坏的旧桥基(岩石旧桥基除外)上时,不论地基承受的作用情况如何,抗力系数均可取 $\gamma_R = 1.5$;对 $[f_a] < 150$ kPa 的地基,可取 $\gamma_R = 1.25$ 。

d. 当基础建于岩石旧桥基上时,应取 $\gamma_R = 1.0$ 。

②施工阶段。

a. 地基在施工荷载作用下,可取 $\gamma_R = 1.25$ 。

b. 当墩台施工期间承受单向推力时,可取 $\gamma_R = 1.5$ 。

2) 验算地基承载力

基础底面岩土承载力,当不考虑嵌固作用时,可按式(2-8)验算。

(1) 当基底只承受轴心荷载时。

$$p = \frac{N}{A} \leq [f_a] \quad (2-8)$$

式中, p 为基底平均压应力(kPa); N 为由《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)第 1.0.8 条规定的作用短期效应组合在基底产生的竖向力(kN); A 为基础底面积(m^2)。

(2) 当基底单向偏心受压,承受竖向力 N 和弯矩 M 的共同作用时,除应满足式(2-8)外,尚应符合式(2-9)的条件。

$$p_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq \gamma_R [f_a] \quad (2-9)$$

式中, p_{\max} 为基底最大压应力(kPa); M 为由《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)第 1.0.8 条规定的作用短期效应组合产生于墩台的水平力和竖向力对基底重心轴的弯矩($kN \cdot m$); W 为基础底面偏心方向边缘弹性抵抗矩($kN \cdot m$)。

(3) 当基底双向偏心受压,承受竖向力 N 和绕 x 轴弯矩 M_x 与绕 y 轴弯矩 M_y 共同作用时,除应满足式(2-8)外,还应符合式(2-10)的条件。

$$p_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \gamma_R [f_a] \quad (2-10)$$

式中, M_x, M_y 为作用于基底的水平力和竖向力绕 x 轴、 y 轴的对基底的弯矩($kN \cdot m$); W_x, W_y 为基础底面偏心方向边缘绕 x 轴、 y 轴的弹性抵抗矩($kN \cdot m$)。

(4) 当设置在基岩上的基底承受单向偏心荷载,其偏心距 e_0 超过核心半径时,可仅按受压区计算基底最大压应力(不考虑基底承受拉力,如图 2-6 所示)。基底为矩形截面的最大压应力 p_{\max} 按式(2-11)计算。

$$p_{\max} = \frac{2N}{3da} = \frac{2N}{3\left(\frac{b}{2} - e_0\right)a} \quad (2-11)$$

式中, b 为偏心方向基础底面的边长(m); a 为垂直于 b 边基础底面的边长(m); d 为 N 作用点至基底受压边缘的距离(m); e_0 为 N 作用点距截面重心的距离(m)。

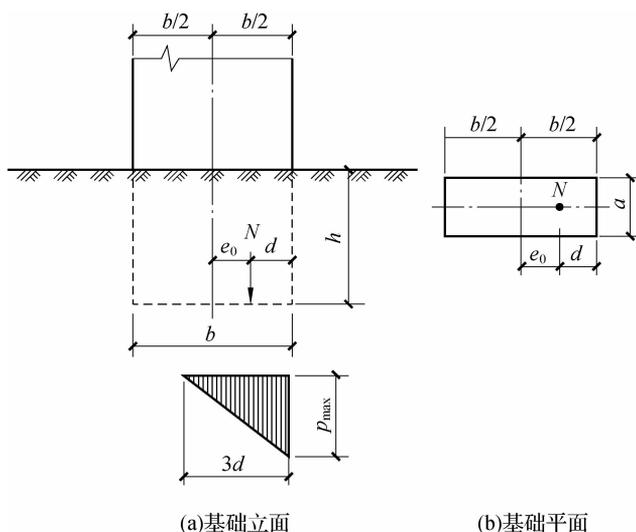


图 2-6 基岩上矩形截面基底单向偏心受压应力重分布

(5) 当设置在基岩上的墩台基底承受双向偏心压应力且按式(2-12)和式(2-13)计算的 $e_0/\rho > 1.0$ (ρ 为核心半径) 时, 可仅按受压区计算基底压应力(不考虑基底承受拉应力), 墩台基底最大压应力可按《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007) 附录 K 确定。

(6) 桥涵墩台应验算作用于基底的合力偏心距。

① 桥涵墩台基底的合力偏心距容许值 $[e_0]$ 应符合表 2-16 的规定。

表 2-16 桥涵墩台基底的合力偏心距容许值 $[e_0]$

作用情况	地基条件	合力偏心距	备注
墩台仅承受永久作用标准值效应组合	非岩石地基	桥墩 $[e_0] \leq 0.1\rho$	拱桥、刚构桥墩台, 其合力作用点应尽量保持在基底重心附近
		桥台 $[e_0] \leq 0.75\rho$	
墩台承受作用标准值效应组合或偶然作用(地震作用除外)标准值效应组合	非岩石地基	$[e_0] \leq \rho$	拱桥单向推力墩不受限制, 但应符合《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007) 表 4.4.3 规定的抗倾覆稳定系数
	较破碎~极破碎岩石地基	$[e_0] \leq 1.2\rho$	
	完整、较完整岩石地基	$[e_0] \leq 1.5\rho$	

② 基底以上外力作用点对基底重心轴的偏心距 e_0 按式(2-12)计算。

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq [e_0] \quad (2-12)$$

式中, N, M 分别为作用于基底竖向力和所有外力(竖向力、水平力)对基底截面重心的弯矩($\text{kN} \cdot \text{m}$)。

③ 基底承受单向或双向偏心受压的 ρ 值可按式(2-13)和式(2-14)计算。

$$\rho = \frac{e_0}{1 - \frac{p_{\min} A}{N}} \quad (2-13)$$

$$p_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M_x}{W_x} - \frac{M_y}{W_y} \quad (2-14)$$

式中, p_{\min} 为基底最小压应力(kPa), 当为负值时表示拉应力; e_0 为 N 作用点距截面重心的距离(m); 其他参数含义同前。

(7) 在基础底面下或基桩桩端下有软土层或软弱地基时, 应按式(2-15)验算软土层或软弱地基的承载力。

$$p_z = \gamma_1(h+z) + \alpha(p - \gamma_2 h) \leq \gamma_R [f_a] \quad (2-15)$$

式中, p_z 为软土层或软弱地基的压应力(kPa); h 为基底或基桩桩端处的埋置深度(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, 位于挖方内时, 则由开挖后地面算起; z 为从基底或桩基桩端处到软土层或软弱地基顶面的距离(m); γ_1 为深度 $(h+z)$ 范围内各土层的换算重度(kN/m^3); γ_2 为深度 h 范围内各土层的换算重度(kN/m^3); α 为土中附加压应力系数, 参见《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)附录第 M. 0. 1 条; p 为基底压应力(kPa), 当 $z/b > 1$ 时, p 采用基底平均压应力, 当 $z/b \leq 1$ 时, p 按基底压应力图形采用距最大压应力点 $b/4 \sim b/3$ 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 $b/3$ 处压应力值), b 为矩形基底的宽度; $[f_a]$ 为软土层或软弱地基顶面土的承载力基本容许值(kPa), 按《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)第 3. 3. 4 条或第 3. 3. 5 条规定采用。

若下卧层为压缩性较大的厚层软黏土, 应验算沉降量。

(8) 当墩台、桩基础位于冻胀土中时, 应验算抗冻拔稳定性, 计算方法可参照《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)附录 L。

3. 验算基础沉降

(1) 当墩台建筑在地质情况复杂、土质不均匀及承载力较差的地基上, 以及相邻跨径差别很大而需计算沉降差或跨线桥净高, 需预先考虑沉降量时, 均应计算其沉降。

(2) 进行沉降计算时, 传至基底的作用效应按《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)第 1. 0. 9 条规定执行。

(3) 墩台的沉降应符合下列规定。

① 相邻墩台间不均匀沉降差值(不包括施工中的沉降)不应使桥面形成大于 0. 2% 的附加纵坡(折角)。

② 外超静定结构桥梁墩台间不均匀沉降差值, 还应满足结构的受力要求。

(4) 墩台基础的最终沉降量, 可按式(2-16)和式(2-17)计算。

$$s = \psi_s s_0 = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (\bar{z}_i \alpha_i - \bar{z}_{i-1} \alpha_{i-1}) \quad (2-16)$$

$$p_0 = p - \gamma h \quad (2-17)$$

式中, s 为地基最终沉降量(mm); s_0 为按分层总和法计算的地基沉降量(mm); ψ_s 为沉降计算经验系数, 根据地区沉降观测资料及经验确定, 缺少沉降观测资料及经验数据时, 可按《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)第 4. 3. 5 条确定; n 为地基沉降计算深度范围内所划分的土层数(见图 2-7); p_0 为对应于荷载长期效应组合时的基础底面处附加压应力(kPa); E_{si} 为基础底面下第 i 层土的压缩模量(MPa), 应取土的“自重压应力”至“土的自重压应力与附加压应力之和”的压应力段计算; \bar{z}_i, \bar{z}_{i-1} 为基础底面至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底

面的距离(m); $\bar{\alpha}_i, \bar{\alpha}_{i-1}$ 为基础底面计算点至第*i*层土、第*i-1*层土底面范围内平均附加压应力系数,可按《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTGD63—2007)附录第M.0.2条取用; p 为基底压应力(kPa),当 $z/b > 1$ 时, p 采用基底平均压应力,当 $z/b \leq 1$ 时, p 按压应力图形采用距最大压应力点 $b/4 \sim b/3$ 处的压应力(对梯形图形前后端压应力差值较大时,可采用上述 $b/4$ 处的压应力值,反之,则采用上述 $b/3$ 处压应力值), b 为矩形基底宽度; h 为基底埋置深度(m),当基础受水流冲刷时,从一般冲刷线算起,当不受水流冲刷时,从天然地面算起,如位于挖方内,则由开挖后地面算起; γ 为 h 内土的重度(kN/m^3),基底为透水地基时,水位以下取浮重度。

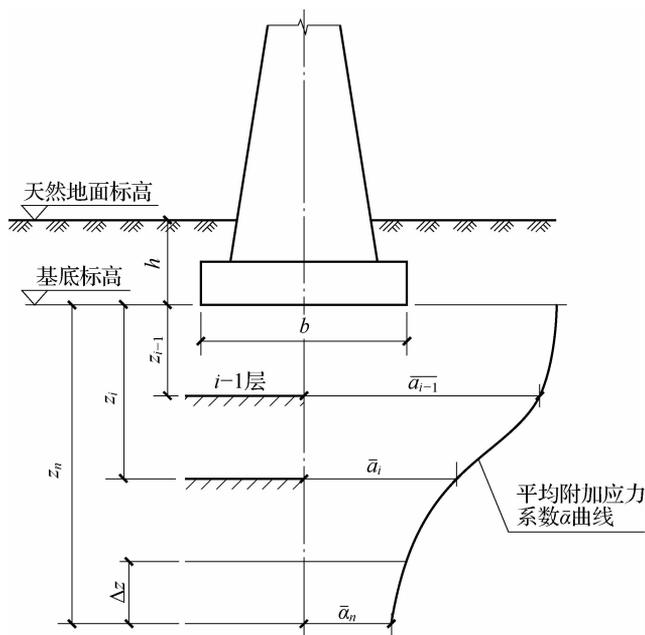


图 2-7 基底沉降计算分层示意

(5) 沉降计算经验系数 ψ_s 可按表 2-17 确定。

表 2-17 沉降计算经验系数 ψ_s

基底附加压应力	\bar{E}_s/MPa				
	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
$p_0 \geq [f_{a0}]$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$p_0 \leq 0.75 [f_{a0}]$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

注 1:表中 $[f_{a0}]$ 为地基承载力基本容许值。

注 2:表中 \bar{E}_s 为沉降计算范围内压缩模量的当量值,应按式(2-18)计算。

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} \quad (2-18)$$

式中, A_i 为第 i 层土的附加压应力系数沿土层厚度的积分值。

(6) 地基沉降计算时设定计算深度 z_n , 在 z_n 以上取 Δz 厚度(见表 2-18), 其沉降量应符合

合式(2-19)的条件。

$$\Delta s_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s_i \quad (2-19)$$

式中, Δs_n 为从计算深度底面向上取厚度为 Δz 的土层的计算沉降量(m), Δz 见图 2-7 并按表 2-18 采用; Δs_i 为在计算深度范围内第 i 层土的计算沉降量(m)。

表 2-18 Δz 值

单位:m

基底宽度 b	$b \leq 2$	$2 < b \leq 4$	$4 < b \leq 8$	$b > 8$
Δz	0.3	0.6	0.8	1.0

在已确定的计算深度下面, 如仍有较软土层时, 则应继续计算。

(7) 当无相邻荷载影响, 基底宽度为 1~30 m 时, 基底中心的地基沉降计算深度 z_n 也可按式(2-20)计算。

$$z_n = b(2.5 - 0.4 \ln b) \quad (2-20)$$

式中, b 为基础宽度(m)。

在计算深度范围内存在基岩时, z_n 可取至基岩表面; 当存在较厚的坚硬黏土层, 其孔隙比小于 0.5、压缩模量大于 50 MPa, 或存在较厚的密实砂卵石层, 其压缩模量大于 80 MPa 时, z_n 可取至该土层表面。

4. 验算基础稳定性

(1) 桥涵墩台基础的抗倾覆稳定, 按式(2-21)和式(2-22)计算(见图 2-8)。

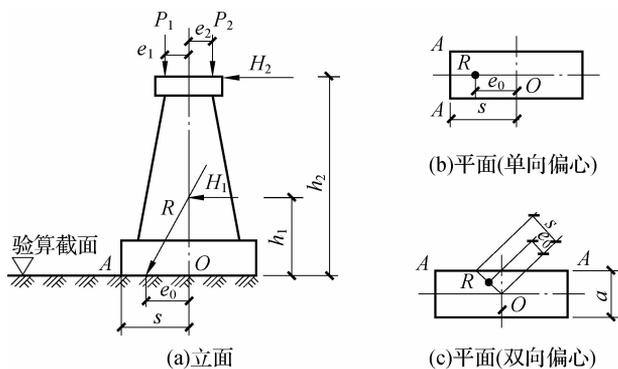


图 2-8 桥涵墩台基础的稳定验算

O—截面重心; R—合力作用点; A—A—验算倾覆轴

$$k_0 = \frac{s}{e_0} \quad (2-21)$$

$$e_0 = \frac{\sum P_i e_i + \sum H_i h_i}{\sum P_i} \quad (2-22)$$

式中, k_0 为墩台基础抗倾覆稳定性系数; s 为在截面重心至合力作用点的延长线上, 自截面重心至验算倾覆轴的距离(m); e_0 为所有外力的合力 R 在验算截面的作用点对基底重心轴的偏心距(m); P_i 为不考虑其分项系数和组合系数的作用标准值组合或偶然作用(地震除

外)标准值组合引起的竖向力(kN); e_i 为竖向力 P_i 对验算截面重心的力臂(m); H_i 为不考虑其分项系数和组合系数的作用标准值组合或偶然作用(地震除外)标准值组合引起的水平力(kN); h_i 为水平力对验算截面的力臂(m)。

注意①弯矩应视其绕验算截面重心轴的不同方向取正负号。

②对于矩形凹缺的多边形基础,其倾覆轴应取基底截面的外包线。

(2)桥涵墩台基础的抗滑动稳定性系数 k_c 按式(2-23)计算。

$$k_c = \frac{\mu \sum P_i + \sum H_{IP}}{\sum H_{ia}} \quad (2-23)$$

式中, k_c 为桥涵墩台基础的抗滑动稳定性系数; $\sum P_i$ 为竖向力总和(kN); $\sum H_{IP}$ 为抗滑稳定水平力总和(kN); $\sum H_{ia}$ 为滑动水平力总和(kN); μ 为基础底面与地基土之间的摩擦系数,需通过试验确定,当缺少实际资料时,可参照表 2-19 采用。

注意 $\sum H_{IP}$ 和 $\sum H_{ia}$ 分别为两个相对方向的各自水平力总和,绝对值较大者为滑动水平力 $\sum H_{ia}$,另一个为抗滑稳定力 $\sum H_{IP}$; $\mu \sum P_i$ 为抗滑动稳定力。

表 2-19 基底摩擦系数 μ

地基土分类	μ
黏土(流塑~坚硬)、粉土	0.25
砂土(粉砂~砾砂)	0.30~0.40
碎石土(松散~密实)	0.40~0.50
软岩(极软岩~较软岩)	0.40~0.60
硬岩(较硬岩、坚硬岩)	0.60~0.70

(3)验算墩台抗倾覆和抗滑动的稳定性时,稳定性系数不应小于表 2-20 的规定。

表 2-20 墩台抗倾覆和抗滑动的稳定性系数

作用组合		验算项目	稳定性系数
使用阶段	永久作用(不计混凝土收缩及徐变、浮力)和汽车、人群的标准值效应组合	抗倾覆	1.5
		抗滑动	1.3
	各种作用(不包括地震作用)的标准值效应组合	抗倾覆	1.3
		抗滑动	1.2
施工阶段作用的标准值效应组合		抗倾覆 抗滑动	1.2

5. 某桥浅基础主要施工图

某桥浅基础主要施工图纸如图 2-9~图 2-11 所示。

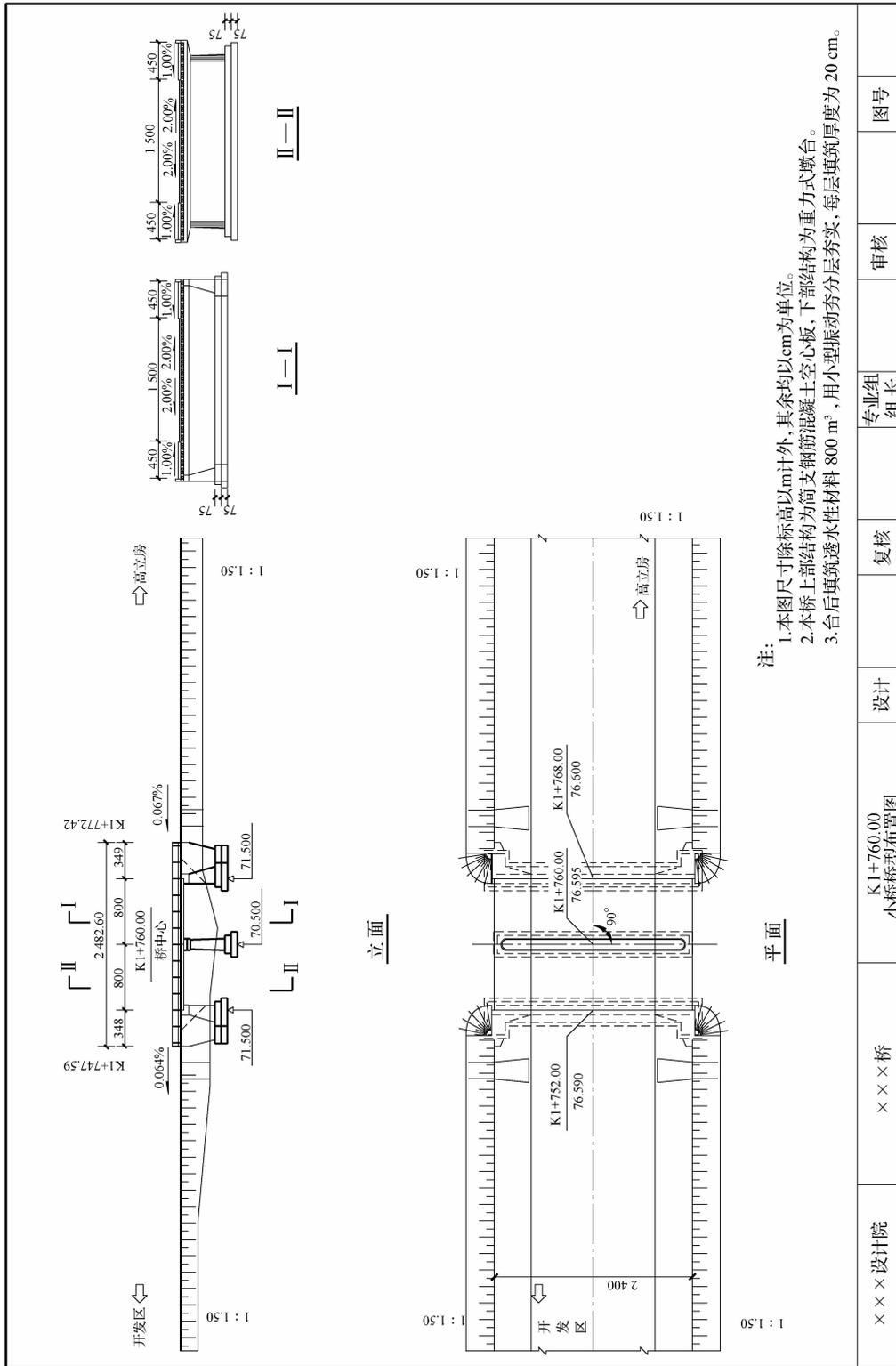


图 2-9 桥型布置(浅基础)

×××设计院	×××桥	K1+760.00 小桥桥型布置图	设计	复核	专业组 组长	审核	图号
--------	------	----------------------	----	----	-----------	----	----

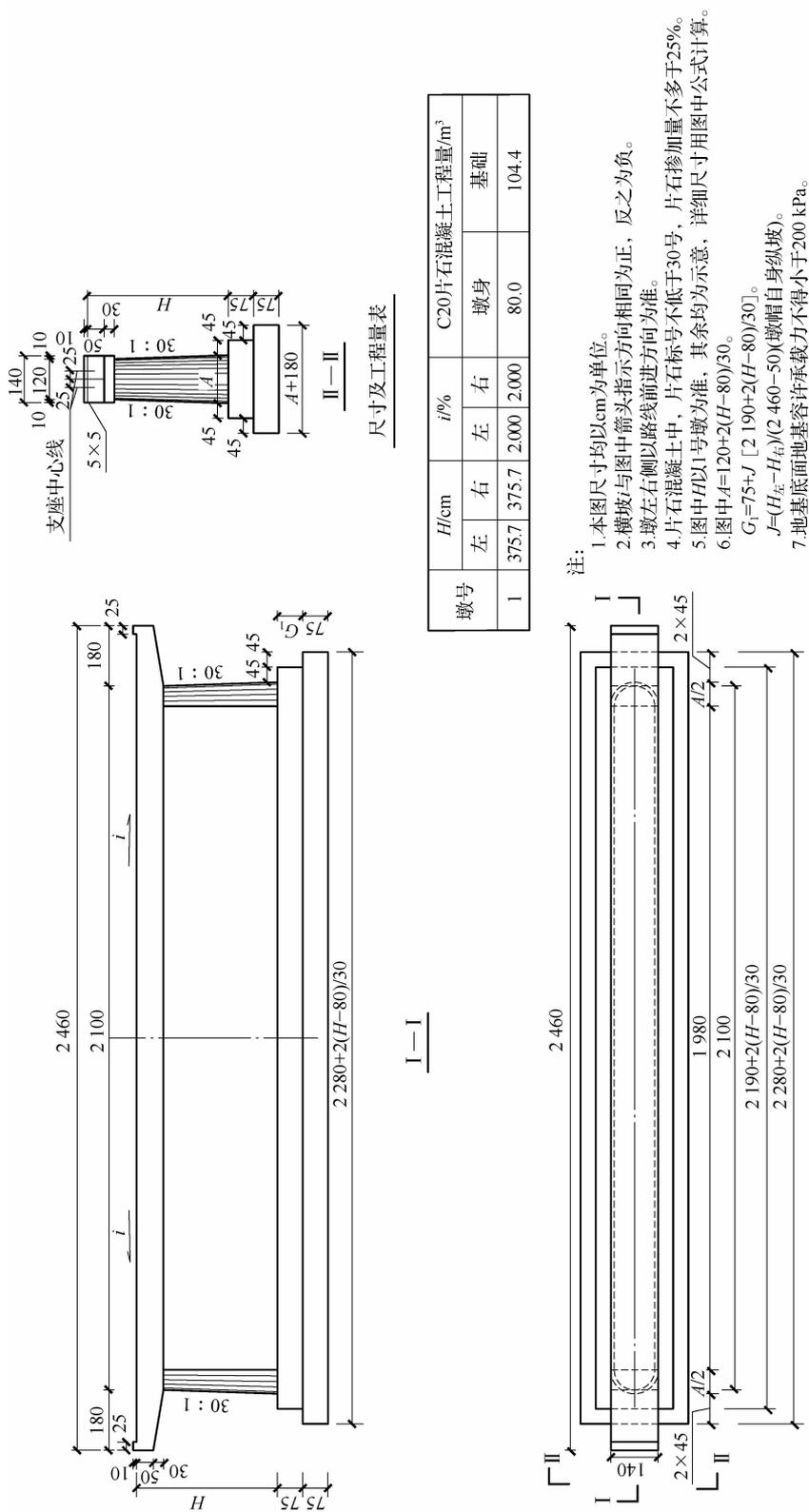


图 2-10 重力式桥墩的一般构造

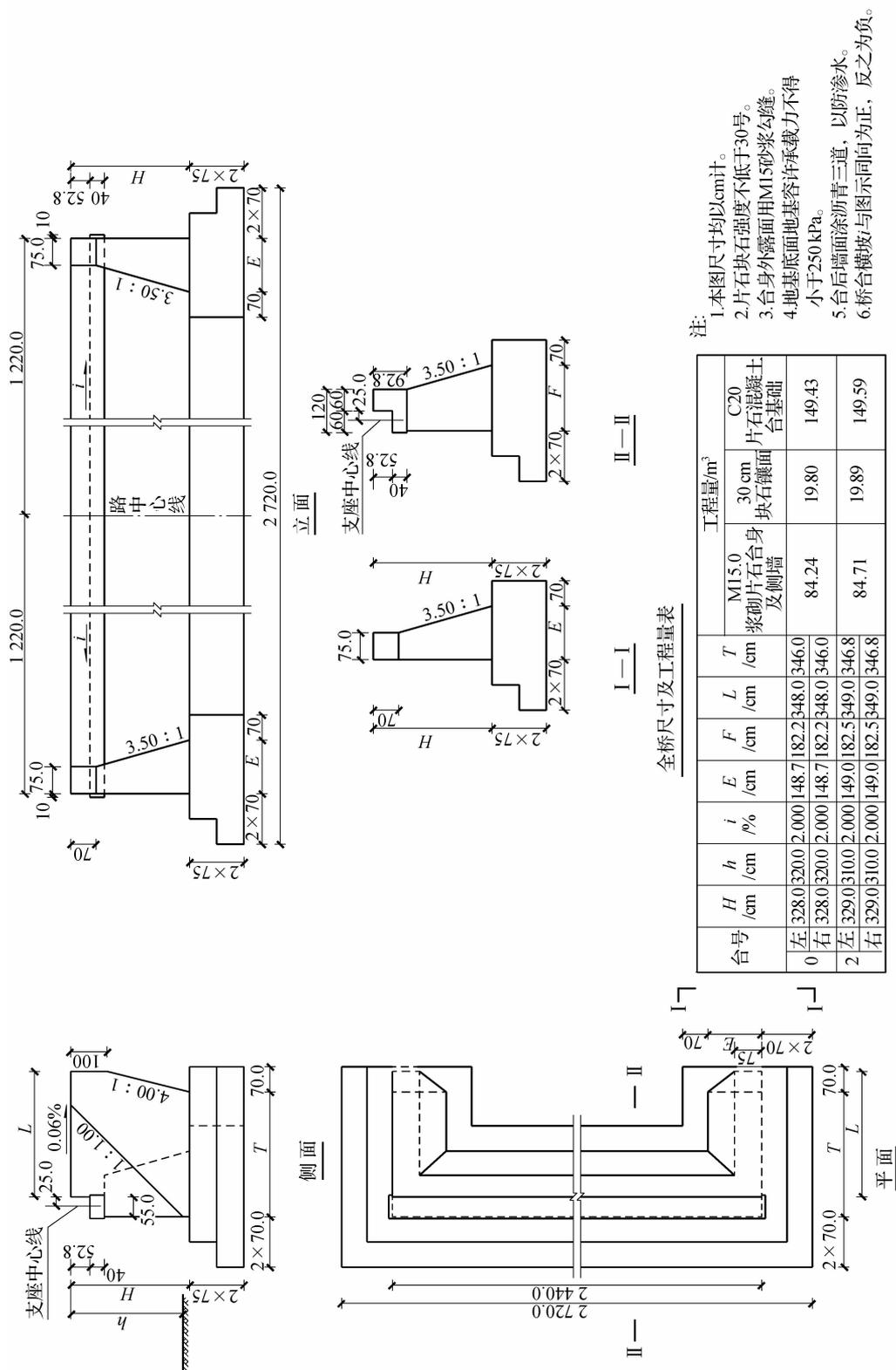


图 2-11 U形桥台的一般构造

2.3 桩基础的构造与设计

桩基础是常用的桥梁基础类型。桩基础是由桩及连接桩顶的承台或系梁所组成的基础。基桩是桩基础中的单桩,群桩基础是由两根及以上基桩组成的桩基础。如图 2-12(a)所示,桩身可以全部或部分埋入地基土中,当桩身外露在地面上较高时,应在桩之间加横系梁,以加强各桩之间的横向联系。若干根桩在平面排列上可成为一排或几排,所有桩的顶部由承台连成一体。在承台上再修筑桥墩、桥台及上部结构。桩可以先预制好,再运至现场沉入土中;也可以就地钻孔(或人工挖孔),然后在孔中浇筑水泥混凝土或置入钢筋骨架后再浇灌混凝土而成桩。

桩基础的作用是将承台以上结构物传来的外力通过承台,由桩传到较深的地基持力层中。承台将外力传递给各桩并箍住桩顶使各桩共同承受外力。各桩所承受的荷载由桩通过桩侧土的摩阻力及桩端土的抵抗力传递到地基土中,如图 2-12(b)所示。因此,桩基础如设计正确,施工得当,就会具有承载力高、稳定性好、沉降量小而均匀等特点。在深水河道中,桩基础可以借桩群穿过水流将荷载传到地基中,避免(或减少)建设水下工程,简化施工设备和技术要求,加快施工进度并改善劳动条件。当地基浅层土质不良时,桩基础能穿越浅层土发挥地基深层土承载力的作用,以满足桥梁上部结构物荷载的要求。近些年来,我国在桩基础的类型、沉桩机具、施工工艺、桩基础理论及设计计算方法方面都有了很大的发展,这不仅便于机械化施工和工厂化生产,而且能以不同类型的桩基础和施工方法适应不同的水文地质条件、荷载性质和上部结构特征。

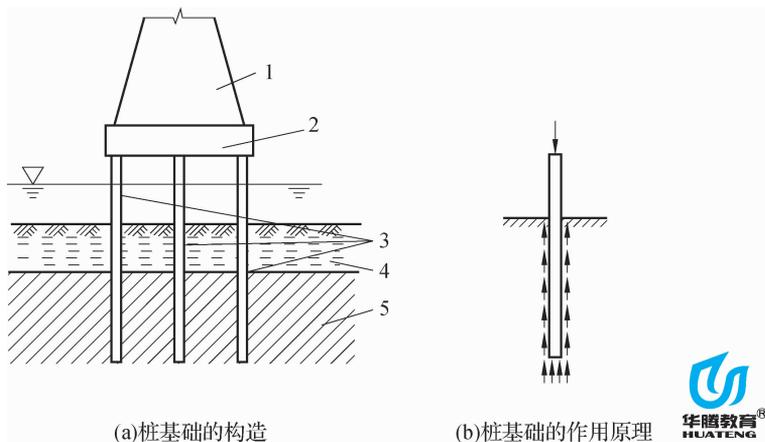


图 2-12 桩基础

1—墩身; 2—承台; 3—基桩; 4—松软土层; 5—持力层

桩基础是一种深基础,主要适用于下列条件。

(1) 荷载较大,地基上部土层软弱,适宜的地基持力层位置较深,采用浅基础或人工地基在技术上、经济上不合理时。

(2) 河床冲刷较大,河道不稳定或冲刷深度不易计算正确,如采用浅基础施工困难或不能保证基础安全时。

(3)当地基计算沉降过大或结构物对不均匀沉降敏感时,采用桩基础穿过松软(高压缩性)土层,可将荷载传到较坚实(低压缩性)土层,减小结构物的沉降并使沉降较均匀。另外,桩基础还能增强结构物的抗震能力。

(4)当施工水位或地下水位较高时。

以上情况也可以采用其他形式的深基础,但桩基础由于具有耗用材料少、自重轻、施工简便等优点,往往是优先考虑的深基础方案。总之,当采用浅基础无法满足结构物对地基强度、变形和稳定性方面的要求时,常常采用桩基础。

2.3.1 桩基础的构造

1. 桩的分类

《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)对桩的分类规定如下。

1)按承载性状分类

(1)摩擦桩。桩顶荷载主要由桩侧摩阻力承受,并考虑桩端摩阻力。

(2)端承桩。桩顶荷载主要由桩端摩阻力承受,并考虑桩侧摩阻力。

2)按成桩方法分类

(1)非挤土桩。非挤土桩分为干作业法钻(挖)孔灌注桩、泥浆护壁法钻孔灌注桩、套管护壁法钻孔灌注桩。

(2)部分挤土桩。部分挤土桩分为冲孔灌注桩、挤扩孔灌注桩、预钻孔沉桩、敞口预应力混凝土管桩等。

(3)挤土桩。挤土桩分为锤击桩、静压桩、振动沉入预制桩及闭口预应力混凝土管桩等。

2. 各类桩基的适用条件

各类桩基须根据地质、水文等条件比较采用。

(1)钻(挖)孔桩适用于各类土层(包括碎石类土层和岩石层),但应注意以下问题。

①当钻孔桩用于淤泥及可能发生流沙的土层时,宜先做试桩。

②挖孔桩宜用于无地下水或地下水量不多的地层。

(2)沉桩可用于黏性土、砂土及碎石类土等。

3. 桩基础的承台底面标高

各类桩基础的承台底面标高应符合下列要求。

(1)冻胀土地区,当承台底面在土中时,其埋置深度应符合 2.2.2 中审核基础埋置深度的有关规定。

(2)有流冰的河流,其标高应在最低冰层底面以下不小于 0.25 m 处。

(3)有流筏、其他漂流物或船舶撞击时,承台底面标高应保证桩不受直接撞击而损伤。

(4)承台底面标高应根据桥位情况、施工难易程度、美观与整体协调综合确定。

4. 其他规定

(1)位于冻胀土地区的桩,桩间若需设横系梁,其位置应避开冻胀层,以免受冻胀力的作用。

(2)在同一桩基中,除特殊设计外,不宜同时采用摩擦桩和端承桩;不宜采用直径不同、材料不同和桩端深度相差过大的桩。

(3)对于具有下列情况的大桥、特大桥,应通过静载荷试验确定单桩承载力。

- ①桩的入土深度远超过常用桩。
- ②地质情况复杂,难以确定桩的承载力。
- ③有其他特殊要求的桥梁用桩。

5. 桩与桩基础的构造

钻孔桩的设计直径不宜小于 0.8 m;挖孔桩的直径或最小边宽度不宜小于 1.2 m;钢筋混凝土管桩的直径可采用 0.4~0.8 m,管壁的最小厚度不宜小于 80 mm。

1) 混凝土桩

(1)桩身混凝土强度等级,钻(挖)孔桩、沉桩不应低于 C25;管桩填芯混凝土不应低于 C15。

(2)钢筋混凝土沉桩的桩身,应按运输、沉入和使用各阶段内力要求通长配筋。桩的两端和接桩区箍筋或螺旋筋的间距须加密,其值可取 40~50 mm。

(3)钻(挖)孔桩应按桩身内力大小分段配筋。当内力计算表明不需配筋时,应在桩顶 3.0~5.0 m 内设构造钢筋。

a. 桩内主筋直径不应小于 16 mm,每桩的主筋数量不应少于 8 根,其净距不应小于 80 mm 且不应大于 350 mm。

b. 如配筋较多,可采用束筋,组成束筋的单根钢筋直径不应大于 36 mm,组成束筋的单根钢筋根数,当其直径不大于 28 mm 时不应多于 3 根,当其直径大于 28 mm 时应为 2 根。束筋成束后等代直径 $d_e = \sqrt{nd}$,式中, n 为单束钢筋根数; d 为单根钢筋直径(mm)。

c. 钢筋保护层净距不应小于 60 mm。

d. 封闭式箍筋或螺旋筋的直径不应小于主筋直径的 1/4,且不应小于 8 mm,其中距不应大于主筋直径的 15 倍且不应大于 300 mm。

e. 钢筋笼骨架上每隔 2.0~2.5 m 设置直径为 16~32 mm 的加劲箍一道。

f. 钢筋笼四周应设置凸出的定位钢筋、定位混凝土块或采取其他定位措施。

g. 钢筋笼底部的主筋宜稍向内弯曲,作为导向。

(4)钢筋混凝土预制桩的分节长度应根据施工条件决定,并应尽量减少接头数量。接头强度不应低于桩身强度,接头法兰盘不应突出于桩身之外,在沉桩时和使用过程中接头不应松动和开裂。

(5)当桩端嵌入非饱和状态强风化岩的预应力混凝土敞口管桩时,应采取有效的预防渗水软化桩端持力层的措施。

(6)当河床岩层有冲刷时,钻孔桩的有效深度应考虑岩层最低冲刷标高。

2) 钢桩

(1)钢桩可采用管型或 H 型,其材质应符合现行国家有关规范、标准的规定。

(2)钢桩焊接接头应采用等强度连接。使用的焊条、焊丝和焊剂应符合现行国家有关规范、标准的规定。

(3)钢桩的端部形式应根据桩所穿越的土层、桩端持力层性质、桩的尺寸、挤土效应等因素综合考虑确定。

①钢管桩可采用下列桩端形式。

a. 敞口带加强箍(带内隔板、不带内隔板)、敞口不带加强箍(带内隔板、不带内隔板)。

b. 闭口平底、锥底。

②H 型钢可采用下列桩端形式。

a. 带端板。

b. 不带端板、锥底、平底(带扩大翼、不带扩大翼)。

(4)钢桩的防腐处理应当符合下列规定。

①海水环境中,钢桩的单面年平均腐蚀速度可按表 2-21 取值,有条件时也可根据现场实测确定;其他条件下,在平均低水位以上,年平均腐蚀速度可取 0.06 mm/a;在平均低水位以下,年平均腐蚀速度可取 0.03 mm/a。

表 2-21 海水环境中钢桩单面年平均腐蚀速度

单位: mm/a

部 位	年平均腐蚀速度	部 位	年平均腐蚀速度
大气区	0.05~0.10	水位变动区,水下区	0.12~0.20
浪溅区	0.20~0.50	泥下区	0.05

注 1:表中年平均腐蚀速度适用于 pH=4~10 的环境条件,对有严重污染的环境,其值应适当增大。

注 2:对水质含盐量层次分明的河口或年平均气温高、波浪大和流速大的环境,其对应部位的年平均腐蚀速度应适当增大。

②钢桩防腐处理可采用外表面涂防腐层、增加腐蚀余量和阴极保护等方法;当钢管桩内壁同外界隔绝时,可不考虑内壁防腐。

3)桩的布置和中距

(1)群桩的布置可采用对称形、梅花形或环形。

(2)桩的中距应符合以下要求。

①摩擦桩。锤击、静压沉桩,在桩端处的中距不应小于桩径(或边长)的 3 倍,对于软土地基宜适当增大;振动沉入砂土内的桩,在桩端处的中距不应小于桩径(或边长)的 4 倍。桩在承台底面处的中距不应小于桩径(或边长)的 1.5 倍。

钻孔桩中距不应小于桩径的 2.5 倍。挖孔桩中距可参照钻孔桩采用。

②端承桩。支承或嵌固在基岩中的钻(挖)孔桩中距不应小于桩径的 2.0 倍。

③扩底灌注桩。钻(挖)孔扩底灌注桩中距不应小于 1.5 倍扩底直径或扩底直径加 1.0 m,取较大者。

(3)边桩(或角桩)外侧与承台边缘的距离,对于直径(或边长)小于或等于 1.0 m 的桩,不应小于 0.5 倍桩径(或边长),并不应小于 250 mm;对于直径大于 1.0 m 的桩,不应小于 0.3 倍桩径(或边长),并不应小于 500 mm。

4)承台和横系梁的构造

(1)承台的厚度宜为桩直径的 1.0 倍及以上,且不宜小于 1.5 m,混凝土强度等级不应低于 C25。

(2)当桩顶直接埋入承台连接时,应在每根桩的顶面上设 1~2 层钢筋网。当桩顶主筋伸入承台时,承台在桩身混凝土顶端平面内需设一层钢筋网,在每米内(按每一方向)设钢筋网 1 200~1 500 mm²,钢筋直径采用 12~16 mm,钢筋网应通过桩顶且不应截断。承台的顶面和侧面应设置表层钢筋网,每个面在两个方向的截面面积均不宜小于 400 mm²/m,钢筋

间距不应大于 400 mm。

(3) 当用横系梁加强桩之间的整体性时,横系梁的高度可取 0.8~1.0 倍桩的直径,宽度可取 0.6~1.0 倍桩的直径。混凝土的强度等级不应低于 C25。纵向钢筋不应少于横系梁截面面积的 0.15%;箍筋直径不应小于 8 mm,其间距不应大于 400 mm。

当横系梁不受力时,构造钢筋应按不小于其横截面面积的 0.15% 设置。

当桩顶不破头直接埋入承台时,应在桩顶面上设 1~2 层局部钢筋网,钢筋直径不应小于 12 mm,钢筋网每边长度不小于桩径的 2.5 倍,网孔尺寸为 100 mm×100 mm~150 mm×150 mm。

5) 桩与承台、横系梁的连接要求

(1) 桩顶直接埋入承台连接。当桩径(或边长)小于 0.6 m 时,埋入长度不应小于 2 倍桩径(或边长);当桩径(或边长)为 0.6~1.2 m 时,埋入长度不应小于 1.2 m;当桩径(或边长)大于 1.2 m 时,埋入长度不应小于桩径(或边长)。

(2) 桩顶主筋伸入承台连接。桩身嵌入承台内的深度可采用 100 mm;伸入承台内的桩顶主筋可做成喇叭形(与竖直线倾斜 15°),如图 2-13 所示。伸入承台内的主筋长度,光圆钢筋不应小于 30 倍钢筋直径(设弯钩),带肋钢筋不应小于 35 倍钢筋直径(不设弯钩)。

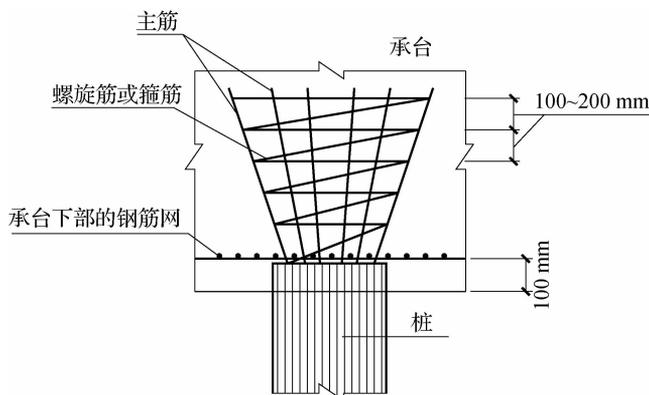


图 2-13 桩顶与承台的连接

(3) 对于大直径灌注桩,当采用一柱一桩时,可设置横系梁或将桩与柱直接连接。

(4) 管桩与承台连接时,伸入承台内的纵向钢筋如采用插筋,插筋数量不应少于 4 根,直径不应小于 16 mm,锚入承台长度不宜少于 35 倍钢筋直径,插入管桩顶填芯混凝土长度不宜小于 1.0 m。

(5) 横系梁的主钢筋应伸入桩内,其长度不小于 35 倍的主筋直径。

2.3.2 桩基础的设计

1. 单桩承载力

桩的计算可按下列规定进行:承台底面以上的荷载假定全部由桩承受;桥台土压力可自填土前的原地面起算。

在软土和软弱地基土层较厚、持力层较好的地基中,桩基计算应考虑路基填土荷载或地下水位下降等因素所引起的负摩阻力的影响。

1) 摩擦桩单桩轴向容许承载力

摩擦桩单桩轴向受压承载力容许值 $[R_a]$,可按式(2-24)和式(2-25)计算。

(1) 钻(挖)孔灌注桩的承载力容许值。

$$[R_a] = \frac{1}{2} u \sum_{i=1}^n q_{ik} l_i + A_p q_r \quad (2-24)$$

$$q_r = m_0 \lambda \{ [f_{a0}] + k_2 \gamma_2 (h - 3) \} \quad (2-25)$$

式中, $[R_a]$ 为单桩轴向受压承载力容许值(kN),桩身自重与置换土重(当自重计入浮力时,置换土重也计入浮力)的差值作为荷载考虑; u 为桩身周长(m); A_p 为桩端截面面积(m^2),对于扩底桩,取扩底截面面积; n 为土的层数; l_i 为承台底面或局部冲刷线以下各土层的厚度(m),扩孔部分不计; q_{ik} 为与 l_i 对应的各土层与桩侧的摩阻力标准值(kPa),宜采用单桩摩阻力试验确定,当无试验条件时按表 2-22 选用; q_r 为桩端处土的承载力容许值(kPa),当持力层为砂土、碎石土时,若计算值超过下列值,即粉砂 1 000 kPa,细砂 1 150 kPa,中砂、粗砂、砾砂 1 450 kPa,碎石土 2 750 kPa,宜按对应值采用; $[f_{a0}]$ 为桩端处土的承载力基本容许值(kPa),按表 2-7~表 2-13 确定; h 为桩端的埋置深度(m),对于有冲刷的桩基,埋深由一般冲刷线起算,对于无冲刷的桩基,埋深由天然地面线或实际开挖后的地面线起算, h 的计算值不大于 40 m,当大于 40 m 时,按 40 m 计算; k_2 为容许承载力随深度的修正系数,根据桩端处持力层土类按表 2-14 选用; γ_2 为桩端以上各土层的加权平均重度(kN/m^3),若持力层在水位以下且不透水时,不论桩端以上土层的透水性如何,一律取饱和重度,当持力层透水时则水中部分土层取浮重度; λ 为修正系数,按表 2-23 选用; m_0 为清底系数,按表 2-24 选用。

 表 2-22 钻孔桩桩侧土的摩阻力标准值 q_{ik}

单位: kPa

土 类		q_{ik}
中密炉渣、粉煤灰		40~60
黏性土	流塑 $I_L > 1$	20~30
	软塑 $0.75 < I_L \leq 1$	30~50
	可塑、硬塑 $0 < I_L \leq 0.75$	50~80
	坚硬 $I_L \leq 0$	80~120
粉土	中密	30~55
	密实	55~80
粉砂、细砂	中密	35~55
	密实	55~70
中砂	中密	45~60
	密实	60~80
粗砂、砾砂	中密	60~90
	密实	90~140

续表

土 类		q_{ik}
圆砾、角砾	中密	120~150
	密实	150~180
碎石、卵石	中密	160~220
	密实	220~400
漂石、块石		400~600

注:挖孔桩的摩阻力标准值可参照本表采用。

表 2-23 修正系数 λ 值

桩端土情况	l/d		
	4~20	20~25	>25
透水性土	0.70	0.70~0.85	0.85
不透水性土	0.65	0.65~0.72	0.72

表 2-24 清底系数 m_0 值

t/d	0.3~0.1
m_0	0.7~1.0

注 1: t, d 为桩端沉渣厚度和桩的直径。注 2: 当 $d \leq 1.5$ m 时, $t \leq 300$ mm; 当 $d > 1.5$ m 时, $t \leq 500$ mm, 且 $0.1 < t/d < 0.3$ 。

(2) 沉桩的承载力容许值。

$$[R_a] = \frac{1}{2} (u \sum_{i=1}^n \alpha_i l_i q_{ik} + \alpha_r A_p q_{rk}) \quad (2-26)$$

式中, $[R_a]$ 为单桩轴向受压承载力容许值(kN), 桩身自重与置换土重(当自重计入浮力时, 置换土重也计入浮力)的差值作为荷载考虑; u 为桩身周长(m); n 为土的层数; l_i 为承台底面或局部冲刷线以下各土层的厚度(m); q_{ik} 为与 l_i 对应的各土层与桩侧摩阻力标准值(kPa), 宜采用单桩摩阻力试验确定或通过静力触探试验测定, 当无试验条件时按表 2-25 选用; q_{rk} 为桩端处土的承载力标准值(kPa), 宜采用单桩试验确定或通过静力触探试验测定, 当无试验条件时按表 2-26 选用; α_i, α_r 分别为振动沉桩对各土层桩侧摩阻力和桩端承载力的影响系数, 按表 2-27 采用, 对于锤击、静压沉桩, 其值均取 1.0。

表 2-25 沉桩桩侧土的摩阻力标准值 q_{ik}

土 类	状 态	摩阻力标准值 q_{ik}/kPa
黏性土	$1.5 \geq I_L \geq 1$	15~30
	$1 > I_L \geq 0.75$	30~45
	$0.75 > I_L \geq 0.5$	45~60
	$0.5 > I_L \geq 0.25$	60~75
	$0.25 > I_L \geq 0$	75~85
	$0 > I_L$	85~95

续表

土 类	状 态	摩阻力标准值 q_{tk}/kPa
粉土	稍密	20~35
	中密	35~65
	密实	65~80
粉、细砂	稍密	20~35
	中密	35~65
	密实	65~80
中砂	中密	55~75
	密实	75~90
粗砂	中密	70~90
	密实	90~105

 注:表中土的液性指数 I_L 是按 76 g 平衡锥测定的数值。

 表 2-26 沉桩桩端处土的承载力标准值 q_{tk}

土 类	状 态	桩端承载力标准值 q_{tk}/kPa		
黏 性 土	$I_L \geq 1$	1 000		
	$1 > I_L \geq 0.65$	1 600		
	$0.65 > I_L \geq 0.35$	2 200		
	$0.35 > I_L$	3 000		
土 类	状 态	桩尖进入持力层的相对深度/m		
		$1 > \frac{h_c}{d}$	$4 > \frac{h_c}{d} \geq 1$	$\frac{h_c}{d} \geq 4$
粉土	中密	1 700	2 000	2 300
	密实	2 500	3 000	3 500
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
圆砾石	中密	4 000	4 500	5 000
	密实	7 000	8 000	9 000

 注:表中 h_c 为桩端进入持力层的深度(不包括桩靴); d 为桩的直径或边长。

表 2-27 系数 α_i, α_r 值

桩径或边长 d/m	土 类			
	黏 土	粉质黏土	粉 土	砂 土
$0.8 \geq d$	0.6	0.7	0.9	1.1
$2.0 \geq d > 0.8$	0.6	0.7	0.9	1.0
$d > 2.0$	0.5	0.6	0.7	0.9

当采用静力触探试验测定时,沉桩承载力容许值计算中的 q_{ik} 和 q_{rk} 取为

$$\left. \begin{aligned} q_{ik} &= \beta_i \bar{q}_i \\ q_{rk} &= \beta_r \bar{q}_r \end{aligned} \right\} \quad (2-27)$$

式中, \bar{q}_i 为桩侧第 i 层土的静力触探测得的局部侧摩阻力的平均值(kPa),当 $\bar{q}_i < 5$ kPa 时,采用 5 kPa; \bar{q}_r 为桩端(不包括桩靴)标高以上和以下各 $4d$ (d 为桩的直径或边长)范围内静力触探测得的端摩阻力的平均值(kPa),若桩端标高以上 $4d$ 范围内端摩阻力的平均值大于桩端标高以下 $4d$ 的端摩阻力平均值时,则 q_{rk} 取桩端以下 $4d$ 范围内端摩阻力的平均值; β_i , β_r 分别为侧摩阻力和端摩阻力的综合修正系数,其值按下面判别标准选用相应的计算公式。

当土层的 $\bar{q}_r > 2000$ kPa,且 $\bar{q}_i/\bar{q}_r \leq 0.014$ 时

$$\begin{aligned} \beta_i &= 5.067(\bar{q}_i)^{-0.45} \\ \beta_r &= 3.975(\bar{q}_r)^{-0.25} \end{aligned}$$

如不满足上述 \bar{q}_r 和 \bar{q}_i/\bar{q}_r 条件时

$$\begin{aligned} \beta_i &= 10.045(\bar{q}_i)^{-0.55} \\ \beta_r &= 12.064(\bar{q}_r)^{-0.35} \end{aligned}$$

上列综合修正系数计算公式不适合城市杂填土条件下的短桩。当综合修正系数用于黄土地区时,应做试桩校核。

2) 嵌岩桩、沉桩的单桩轴向容许承载力

支承在基岩上或嵌入基岩内的钻(挖)孔桩、沉桩的单桩轴向受压承载力容许值 $[R_a]$ 可按式(2-28)计算。

$$[R_a] = c_1 A_p f_{rk} + u \sum_{i=1}^m c_{2i} h_i f_{rki} + \frac{1}{2} \zeta_s u \sum_{i=1}^n l_i q_{ik} \quad (2-28)$$

式中, $[R_a]$ 为单桩轴向受压承载力容许值(kN),桩身自重与置换土重(当自重计入浮力时,置换土重也计入浮力)的差值作为荷载考虑; c_1 为根据清孔情况、岩石破碎程度等因素而定的端摩阻力发挥系数,按表 2-28 采用; A_p 为桩端截面面积(m^2),对于扩底桩,取扩底截面面积; f_{rk} 为桩端岩石饱和单轴抗压强度标准值(kPa),黏土质岩取天然湿度单轴抗压强度标准值,当 $f_{rk} < 2$ MPa 时按摩擦桩计算; f_{rki} 为第 i 层的 f_{rk} 值; c_{2i} 为根据清孔情况、岩石破碎程度等因素而定的第 i 层岩层的侧摩阻力发挥系数,按表 2-28 采用; u 为各土层或各岩层部分的桩身周长(m); h_i 为桩嵌入各岩层部分的厚度(m),不包括强风化层和全风化层; m 为岩层的层数,不包括强风化层和全风化层; ζ_s 为覆盖层土的侧摩阻力发挥系数,根据桩端 f_{rk} 确定:当 $2 \text{ MPa} \leq f_{rk} < 15 \text{ MPa}$ 时, $\zeta_s = 0.8$,当 $15 \text{ MPa} \leq f_{rk} < 30 \text{ MPa}$ 时, $\zeta_s = 0.5$,当 $f_{rk} > 30 \text{ MPa}$ 时,

$\zeta_s=0.2$; l_i 为各土层的厚度(m); q_{ik} 为桩侧第 i 层土的侧摩阻力标准值(kPa), 宜采用单桩摩阻力试验值, 当无试验条件时, 对于钻(挖)孔桩按表 2-22 选用, 对于沉桩按表 2-25 选用; n 为土层的层数, 强风化和全风化岩层按土层考虑。

 表 2-28 系数 c_1, c_2 值

岩石层情况	c_1	c_2
完整、较完整	0.6	0.05
较破碎	0.5	0.04
破碎、极破碎	0.4	0.03

注 1: 当入岩深度小于或等于 0.5 m 时, c_1 乘以 0.75 的折减系数, $c_2=0$ 。

注 2: 对于钻孔桩, 系数 c_1, c_2 值应降低 20% 采用; 桩端沉渣厚度 t 应满足以下要求: 当 $d \leq 1.5$ m 时, $t \leq 50$ mm; 当 $d > 1.5$ m 时, $t \leq 100$ mm。

注 3: 对于中风化层作为持力层的情况, c_1, c_2 应分别乘以 0.75 的折减系数。

3) 嵌入基岩中的深度

当河床岩层有冲刷时, 桩基须嵌入基岩, 嵌岩桩按桩底嵌固设计。其应嵌入基岩中的深度, 可按式(2-29)和式(2-30)计算。

(1) 圆形桩。

$$h = \sqrt{\frac{M_H}{0.0655\beta f_{rk}d}} \quad (2-29)$$

(2) 矩形桩。

$$h = \sqrt{\frac{M_H}{0.0833\beta f_{rk}b}} \quad (2-30)$$

式中, h 为桩嵌入基岩中(不计强风化层和全风化层)的有效深度(m), 不应小于 0.5 m; M_H 为在基岩顶面处的弯矩(kN·m); f_{rk} 为岩石饱和单轴抗压强度标准值(kPa), 黏土质岩取天然湿度单轴抗压强度标准值; β 为系数, $\beta=0.5 \sim 1.0$, 根据岩层侧面构造而定, 节理发育的取小值, 节理不发育的取大值; d 为桩身直径(m); b 为垂直于弯矩作用平面桩的边长(m)。

4) 压浆灌注桩单桩轴向容许承载力

桩端后压浆灌注桩单桩轴向受压承载力容许值, 应通过静载试验确定。在符合《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)附录 N 规定的条件下, 后压浆单桩轴向受压承载力容许值可按式(2-31)计算。

$$[R_a] = \frac{1}{2} u \sum_{i=1}^n \beta_{si} q_{ik} l_i + \beta_p A_p q_r \quad (2-31)$$

式中, $[R_a]$ 为桩端后压浆灌注桩的单桩轴向受压承载力容许值(kN), 桩身自重与置换土重(当自重计入浮力时, 置换土重也计入浮力)的差值作为荷载考虑; β_{si} 为第 i 层土的侧摩阻力增强系数, 可按表 2-29 取值, 当在饱和土层中压浆时, 仅对桩端以上 8.0~12.0 m 的桩侧摩阻力进行增强修正, 当在非饱和土层中压浆时, 仅对桩端以上 4.0~5.0 m 的桩侧摩阻力进行增强修正, 对于非增强影响范围, $\beta_{si}=1$; β_p 为端摩阻力增强系数, 可按表 2-29 取值; 其他参数含义同前。

表 2-29 桩端后压浆侧摩阻力增强系数 β_s 、端摩阻力增强系数 β_p

土层名称	黏性土、粉土	粉砂	细砂	中砂	粗砂	砾砂	碎石土
β_s	1.3~1.4	1.5~1.6	1.5~1.7	1.6~1.8	1.5~1.8	1.6~2.0	1.5~1.6
β_p	1.5~1.8	1.8~2.0	1.8~2.1	2.0~2.3	2.2~2.4	2.2~2.4	2.2~2.5

按以上计算的单桩轴向受压承载力容许值 $[R_a]$ ，应根据桩的受荷阶段及受荷情况乘以表 2-30 规定的抗力系数。

表 2-30 单桩轴向受压承载力的抗力系数

受荷阶段	作用效应组合		抗力系数
使用阶段	短期 效应组合	永久作用与可变作用组合	1.25
		结构自重、预加力、土重、土侧压力和汽车、人群组合	1.00
	作用效应偶然组合(不含地震作用)		1.25
施工阶段	施工荷载效应组合		1.25

5) 摩擦桩单桩轴向受拉容许承载力

摩擦桩应根据桩承受作用的情况决定是否允许出现拉力。当桩的轴向力由结构自重、预加力、土重、土侧压力、汽车荷载和人群荷载短期效应组合所引起时，桩不允许受拉；当桩的轴向力由上述荷载并与其他作用组成的短期效应组合或荷载效应的偶然组合(地震作用除外)所引起时，则桩允许受拉。摩擦桩单桩轴向受拉承载力容许值按式(2-32)计算。

$$[R_t] = 0.3u \sum_{i=1}^n \alpha_i l_i q_{ik} \quad (2-32)$$

式中， $[R_t]$ 为单桩轴向受拉承载力容许值(kN)； u 为桩身周长(m)，对于等直径桩， $u = \pi d$ ，对于扩底桩，自桩端起算的长度 $\sum l_i \leq 5D$ 时，取 $u = \pi D$ ，其余长度均取 $u = \pi d$ (其中， D 为桩的扩底直径， d 为桩身直径)； α_i 为振动沉桩对各土层桩侧摩阻力的影响系数，按表 2-27 采用，对于锤击、静压沉桩和钻孔桩， $\alpha_i = 1$ 。

当计算作用于承台底面由外荷载引起的轴向力时，应扣除桩身自重值。

计算桩内力时，可采用 m 法〔见《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)附录 P 和附录 Q〕或其他可靠的方法。

桩应验算桩身强度、稳定性及裂缝宽度。验算方法可按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)有关章节进行。

当 9 根桩及 9 根桩以上的多排摩擦桩群桩在桩端平面内桩距小于 6 倍桩径时，群桩作为整体基础验算桩端平面处土的承载力，验算方法按《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)附录 R 进行。当桩端平面以下有软土层或软弱地基时，还应按《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)第 4.2.6 条验算该土层的承载力。

当桩基为端承桩或桩端平面内桩的中距大于桩径(或边长)的 6 倍时，桩基的总沉降量可取单桩的沉降量。在其他情况下，根据《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)第 4.3.4 条的规定按墩台基础计算群桩的沉降量，并应计入桩身压缩量。

【例 2-1】 某桥台基础采用钻孔灌注桩基础，设计桩径为 1.20 m，采用冲抓锥成孔，桩

穿过土层的情况如图 2-14 所示,桩长 $L=20\text{ m}$,试按土的阻力求单桩轴向承载力。

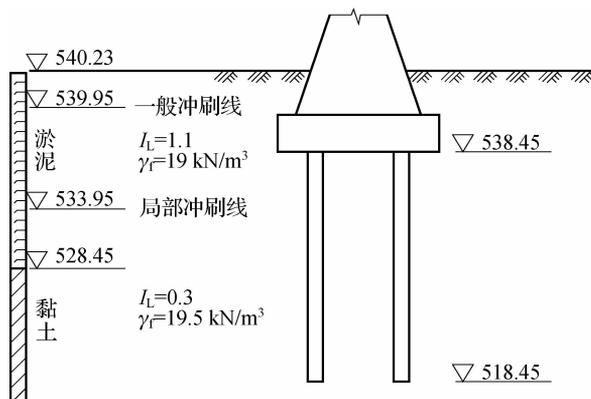


图 2-14 桩穿过土层的情况

【解】 冲抓锥成孔直径 $= 1.2 + 0.1 = 1.3\text{ m}$,故 $u = \pi \times 1.3\text{ m} = 4.08\text{ m}$ 。

桩的截面面积(直径 d 为 1.2 m) $A_p = \frac{\pi \times (1.2\text{ m})^2}{4} = 1.13\text{ m}^2$ 。

桩每延米自重(直径 d 为 1.2 m) $q = \frac{\pi \times (1.2\text{ m})^2}{4} \times 25\text{ kN/m}^2 = 28.26\text{ kN}$ 。

桩穿过各土层的厚度为 $l_1 = 10\text{ m}$, $l_2 = 10\text{ m}$ 。

桩侧土的极限摩阻力查表 2-22,淤泥 $I_L = 1.1 > 1$ 处于流塑状态,取 $q_{1k} = 28\text{ kPa}$;黏土 $I_L = 0.3$ 处于硬塑状态,取 $q_{2k} = 73\text{ kPa}$, $[f_{a0}]$ 按 $I_L = 0.3$, $e = 0.75$ 的黏土可查表得 $[f_{a0}] = 305\text{ kPa}$, $k_2 = 2.5$,桩尖埋置深度应从一般冲刷线算起,先假定桩尖埋深 h 为 20 m 。清底系数按一般要求,限制 $t/d = 0.3$,查表 2-24 经内插得 $m_0 = 0.7$, λ 值由 $h/d = 16.7$,桩底土不透水,查表 2-23 得 $\lambda = 0.65$,则

$$\begin{aligned} [R_a] &= \frac{1}{2} u \sum_{i=1}^n q_{ik} l_i + A_p q_r = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n q_{ik} l_i + A_p \lambda m_0 \{ [f_{a0}] + k_2 \gamma_2 (h - 3) \} \\ &= \frac{1}{2} \times 4.08\text{ m} \times (10\text{ m} \times 28\text{ kPa} + 10\text{ m} \times 73\text{ kPa}) + 1.13\text{ m}^2 \times 0.65 \times 0.7 \times \\ &\quad \left[305\text{ kPa} + 2.5 \times \frac{10\text{ m} \times 19\text{ kN/m}^3 + 10\text{ m} \times 19.5\text{ kN/m}^3}{10\text{ m} + 10\text{ m}} \times (21.5\text{ m} - 3\text{ m}) \right] \\ &= 2\ 670.01\text{ kN} \end{aligned}$$

【例 2-2】 上题中,若桩长未知,已知单根桩桩顶所受的最大竖向力 $P = 2\ 619.36\text{ kN}$,其他条件相同,试按土的阻力求桩长。

【解】 反算桩长,该桩埋入最大冲刷线以下深度为 h_1 ,一般冲刷线以下深度为 h ,则

$$N = [R_a] = \frac{1}{2} u \sum_{i=1}^n q_{ik} l_i + \lambda m_0 A_p \{ [f_{a0}] + k_2 \gamma_2 (h - 3) \}$$

式中, N 为一根桩受到的全部竖直荷载(kN),其余符号同前,最大冲刷线以下(入土深度)桩重的一半作外荷计算。

冲抓锥成孔直径为 1.3 m ,故 $u = \pi \times 1.3\text{ m} = 4.08\text{ m}$ 。

桩的截面面积(直径为 1.2 m) $A_p = \frac{\pi \times (1.2\text{ m})^2}{4} = 1.13\text{ m}^2$ 。

桩每延米自重(直径为 1.2 m) $q = \frac{\pi \times (1.2 \text{ m})^2}{4} \times 25 \text{ kN/m}^2 = 28.26 \text{ kN}$ 。

桩侧土的极限摩阻力查表 2-22,淤泥 $I_L = 1.1 > 1$ 处于流塑状态,取 $q_{1k} = 28 \text{ kPa}$;黏土 $I_L = 0.3$ 处于硬塑状态,取 $q_{2k} = 73 \text{ kPa}$, $[f_{a0}]$ 按 $I_L = 0.3, e = 0.75$ 的黏土可查表得 $[f_{a0}] = 305 \text{ kPa}, k_2 = 2.5$,桩尖埋置深度应从一般冲刷线算起,先假定桩尖埋深 h 为 18 m。清底系数按一般要求,限制 $t/d = 0.3$,查表 2-24 经内插得 $m_0 = 0.7, \lambda$ 值由 $h/d = 15$,桩底土不透水,查表 2-23 得 $\lambda = 0.65$,则

$$P + l_0 q + \frac{1}{2} h_1 q = \frac{1}{2} u \sum l_i \tau_i + \lambda m_0 A_p \{ [\sigma_0] + k_2 \gamma_2 (h - 3) \}$$

式中, l_0 为局部冲刷线以上桩的长度(m)。

故上式即为

$$2\ 619.36 \text{ kN} + 28.26 \text{ kN} \times 4.5 \text{ m} + \frac{1}{2} h_1 \times 28.26 \text{ kN} = \frac{1}{2} \times 4.08 \text{ m} \times [10 \text{ m} \times 28 \text{ kPa} + (h_1 - 5.5 \text{ m}) \times 73 \text{ kPa}] + 0.65 \times 0.7 \times 1.13 \text{ m}^2 \times [305 \text{ kPa} + 2.5 \times \frac{10 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 + (h_1 - 5.5 \text{ m}) \times 19.5 \text{ kN/m}^3}{10 \text{ m} + h_1 - 5.5 \text{ m}} \times (3.0 + h_1)]$$

解得 $h_1 = 13.07 \text{ m}$,取 $h_1 = 13.5 \text{ m}$,故桩长 $L = 18 \text{ m}$,与假设相近,否则应重新进行桩长计算。

2. 桩的负摩阻力

桩受轴向压力后,相对于桩侧土做向下位移,土对桩会产生向上作用的摩阻力,称正摩阻力,如图 2-15(a)所示。但是,当桩穿过软弱可压缩土层,桩身周围土由于自重固结、自重湿陷、地面附加荷载等原因而产生大于桩身的沉降时,土对桩侧表面所产生的向下作用的摩阻力,称负摩阻力,如图 2-15(b)所示。

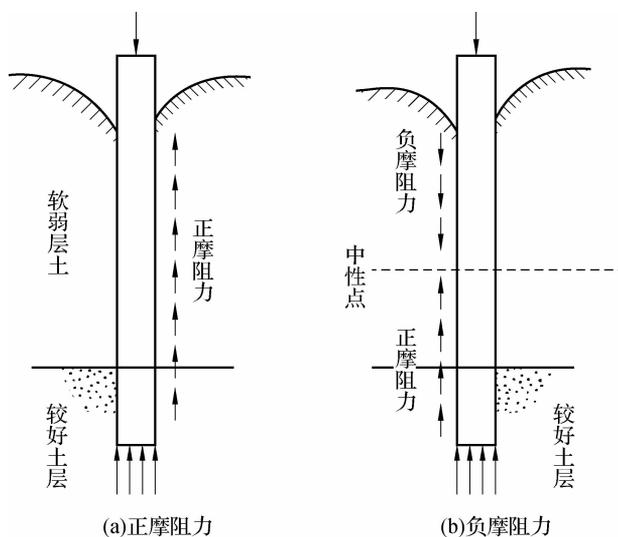


图 2-15 桩的正、负摩阻力

由于在桩身表面发生负摩阻力,使桩侧土的一部分重量传递给桩,因此,负摩阻力不但起不到承载力作用,反而变成施加在桩上的外荷载。这是在软弱黏土或湿陷性黄土等地基

中确定单桩轴向容许承载力和设计桩基础时应该注意的问题。

要想确定桩身负摩阻力的大小,就要先确定产生负摩阻力的深度和负摩阻力强度的大小。

桩身负摩阻力并不一定产生于整个软弱压缩土层中。产生负摩阻力的深度就是桩侧土层对桩产生相对下沉的范围,它与桩侧土的压缩、固结、桩身压缩及桩底下沉等直接相关。桩侧土的压缩与地表作用荷载及土的压缩性质有关,并随深度的增加而逐渐减小;而桩在外荷作用下,桩底的下沉量为一定值,桩身的压缩变形却随深度的增加而相应减小,因此,当到达一定深度后,桩侧土的下沉量有可能与桩身的位移量相等,此时土对桩无相对向下位移,即不产生负摩阻力;在此深度以下,桩的位移大于桩侧土的下沉量,桩身上仍为向上作用的正摩阻力。正、负摩阻力变换处的位置,称为中性点,如图 2-16 所示。显然中性点位置的确定与作用荷载和桩侧土的性质有关。例如,当桩侧土压缩变形大、桩底土坚硬、桩位移小时,中性点的位置就会较低,乃至可位于压缩层底面;若桩底土较差,桩的位移较大,则中性点的位置就会上移。因此,中性点的位置(产生负摩阻力的深度)是随着条件的不同而变动的。

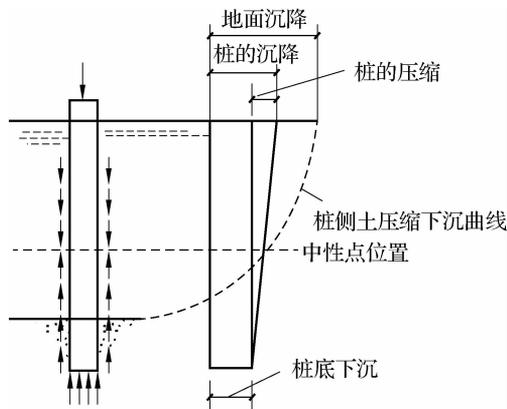


图 2-16 中性点位置

桩基设计必须满足地基土的抗力和桩身强度两方面的要求。因此,设计中对负摩擦力的考虑主要是看其对地基土抗力和桩身强度的影响,其主要影响如下。

(1) 作用于桩侧表面的总负摩擦力有可能使桩的负荷过大,从而使桩基的沉降过大或桩身结构受到损坏。

(2) 正如前面已指出过的,由于桩承担了一部分土体重量,即负摩擦力减少了桩端标高处的有效覆盖压力,这可能导致桩端摩阻力降低。

(3) 当建筑物的部分基础或同一基础上的部分桩产生负摩擦力时,将出现桩群的不均匀沉降,致使上部结构损坏。

(4) 负摩擦力对桩的作用可达到中性点的标高处。在挪威,一般认为如果把中性点以下桩的弹性压缩都考虑在内的话,可假设中性点是位于周围土沉降为 5 mm 的标高处;对打到基岩的桩,一般认为应假设中性点位于桩端处。

(5) 桩群四角的桩分担到的负摩擦力比桩群内部的桩要大。

(6) 在正常固结的软黏土中,如果桩长为 20~25 m,其负摩擦力常常与桩的容许荷载值相等,在此种情况下,应估计到端承桩会转变为摩擦桩。

工程实践证实,负摩阻力产生的后果主要反映在桩基下沉量的增加或发生基础不均匀沉降而影响结构物的使用。随着工程技术的不断发展,常常采取对桩身涂以处理后的沥青、油漆等措施来改变桩土接触表面的摩阻性能,从而减小负摩阻力值。

3. 桩基础设计的计算步骤

设计桩基础应根据荷载的性质与大小、上部结构的形式与使用要求、地质和水文资料,以及材料供应和施工条件等,确定适宜的桩基础类型和各组成部分的尺寸,以保证承台、基桩和地基在强度、变形和稳定性方面满足安全和使用上的要求,并应同时考虑技术和经济上的可能性与合理性。桩基础的设计方法与步骤一般是先根据所收集的必要设计资料拟定出设计方案(包括选择桩基础的类型、桩长、桩径、桩数以及桩的布置、承台的位置与尺寸等),然后进行基桩和承台强度、稳定、变形验算,经过计算、比较、修改直至符合各项要求,最后确定较佳的设计方案。

1) 桩基础设计应遵循的原则

- (1) 设计前进行必要的基本情况调查。
- (2) 认真选定适用、简便可行而又可靠的设计方法,认真测定和选用有代表性的且可靠的原始参数。
- (3) 在确定桩的设计承载力时应考虑不同结构物的容许沉降量。
- (4) 目前,混凝土结构设计规范已采用以概率理论为基础的极限状态设计法,因此在桩基设计工作中采用可靠性分析原理,按极限状态设计自然也就成为发展的总趋势,即在采用传统的定值设计法进行桩基设计时,理应在设计概念和方法上逐渐向概率极限状态设计过渡。
- (5) 设计桩基时应遵循和执行有关技术规范的规定,当然,规范不是拐杖,在某些特殊情况下应该灵活对待和处理。

2) 桩基础类型的选择

选择桩基础类型时应根据设计要求和现场的条件,同时要考虑各种类型桩和桩基础所具有的不同特点,综合考虑确定。

(1) 承台底面标高的选定。承台底面的标高应根据桩的受力情况、桩的刚度,以及地形、地质、水流、施工等条件确定。承台低稳定性较好,但在水中施工难度较大,因此可用于季节性河流、冲刷小的河流或岸滩上墩台及早地上其他结构物基础。当承台埋于冻胀土层中时,为了避免由于土的冻胀引起桩基础的损坏,承台底面应位于冻结线以下不小于 0.25 m。

对于常年有流水、冲刷较深,或水位较高、施工排水困难的,在受力条件允许的情况下,应尽可能采用高桩承台。承台如在水中,在有流水的河道,承台底面应位于最低冰层底面以下不少于 0.25 m;在有其他漂流物或通航的河道,承台底面也应适当放低,以保证基桩不会直接受到撞击,否则应设置防撞击装置。对于有冲刷的河流,还应考虑冲刷的影响。

采用木桩时,由于木材在湿度经常变化的环境中容易腐朽,因此,承台内的木桩顶应位于最低水位以下至少 0.3 m。当作用于桩基础的水平力和弯矩较大,或桩侧土质较差时,为了减少桩身所受的弯矩、剪力,可适当降低承台底面;为节省墩台身圻工数量,则可适当提高承台底面。

到底是采用高桩承台还是低桩承台,宜从受力情况、变位情况、稳定情况、施工条件等方面进行比较后选定。

(2) 柱桩桩基和摩擦桩桩基的选定。柱桩与摩擦桩的选择主要是根据地质和受力情况确

定。柱桩桩基的承载力大、沉降量小,较为安全可靠,因此,当基岩埋深较浅时应考虑采用柱桩桩基。若适宜的岩层埋置较深或受到施工条件的限制不宜采用柱桩时,则可采用摩擦桩。但在同一桩基础中不宜同时采用柱桩和摩擦桩,同时也不宜采用不同材料、不同直径和长度相差过大的桩,以避免桩基产生不均匀沉降或丧失稳定性,同时也可避免在施工中由此而产生的不便和困难。

当采用柱桩时,除桩底支承在基岩上(柱承桩)外,如覆盖层较薄,或水平荷载较大时,还需将桩底端嵌入基岩中一定深度成为嵌岩桩,以增加桩基的稳定性和承载能力。

为保证嵌固牢靠,嵌入新鲜岩层的最小深度不应小于 0.5 m。若新鲜岩层埋藏较深,微风化层、弱风化层厚度较大,则宜通过计算确定其嵌入深度。

(3)单排桩桩基和多排桩桩基的选定。单排桩桩基和多排桩桩基主要根据受力情况来确定,但也与桩长、桩数的确定密切相关。多排桩稳定性好,抗弯刚度较大,能承受较大的水平荷载,水平位移较小,但多排桩的设置会增大承台的尺寸,增加施工难度,有时还会影响航道。

单排桩与多排桩相反,能较好地与柱式墩台结构形式配用,可节省圬工,减小作用在桩基的竖向荷载。因此,当桥梁跨径不大、桥高较矮时,或单桩承载力较大、需要桩数不多时常采用单排排架式桩基础。

公路桥梁自采用了具有较大刚度的钻孔灌注桩后,选用盖梁式承台双柱或多柱式单排墩台桩柱基础也较广泛。对较高的桥台、拱桥桥台、制动墩和单向水平推力墩基础则常需用多排桩。在桩基受有较大水平力作用时,无论是单排桩还是多排桩,一般还需选用斜桩或竖直桩配用斜桩的形式来增加桩基抗水平力的能力和稳定性。

(4)施工方式的选择。桩基的施工方式或按材料从打入桩、振动下沉桩、钻(挖)孔灌注桩、管桩基础等桩型的选择应根据地质情况、上部结构要求和施工技术设备条件等确定。

(5)承台尺寸的拟定。拟定承台尺寸时,应根据受力情况,按照有关设计规范和施工规范拟定其平面尺寸和立面尺寸,承台厚度一般为 1.0~2.5 m。在拟定承台底面尺寸时,要求扩展角不超过刚性角。

3) 桩径、桩长的拟定和单桩容许承载力的确定

(1)桩径的拟定。当桩基础类型选定以后,桩的横截面尺寸可根据各类桩的特点及常用尺寸,并考虑工程地质情况和施工条件来确定。若采用钻孔桩,则以钻头直径作为设计直径,钻头直径的常用规格为 0.8 m, 1.0 m, 1.25 m, 1.5 m 等。

(2)桩长的拟定。可先根据地质条件选择适宜的桩底持力层,初步确定桩长,因为桩底持力层对于桩的承载力和沉降有着重要影响。此外,还应考虑施工的可能性,如钻进的最大深度、孔径等。

设计时一般总希望把桩底置于岩层或坚实的土层上以得到较大的承载能力和较小的沉降量,如在施工条件容许的深度内没有坚实土层存在,则应尽可能选择压缩性较低、强度较高的土层作为持力层,要避免把桩底设置在软土层上或离软弱下卧层的距离太近,以免桩基础发生过大的沉降。

对于摩擦桩,有时桩底持力层可能有多种选择,此时确定桩长就与桩数相关,遇此情况,可通过试算比较,选用较合理的桩长。但摩擦桩的桩长不应太短,因为桩长过短不仅达不到设置桩基把荷载传递到深层或减小基础下沉量的目的,而且还要增加很多桩,使承台尺寸变大,这往往是不经济、不合理的。摩擦桩的入土深度一般应大于承台宽度的 2~3 倍,且不宜

小于 4 m。此外,为保证发挥摩擦桩桩底上层支承力的作用,桩底端部应插入桩底持力层一定深度(插入深度与持力层土质、厚度及桩径等因素有关),一般不宜小于 1 m。

(3)单桩容许承载力的确定。桩横截面积尺寸和桩长确定后,应根据地质资料确定单桩容许承载力,进而估算桩数和进行桩基验算。单桩容许承载力的确定,对于一般性桥梁和结构物,或在各种工程的初步设计阶段可按经验(规范)公式估算;而对于大型、重要桥梁或复杂地基条件,则应通过试桩或其他方法,经详细分析比较后进行较为准确合理的确定。

4)确定基桩的根数及其在平面上的布置

(1)桩的根数估算。一个桩基础所需桩的根数可根据承台底面上的竖向荷载和单桩的容许承载力按式(2-33)估算。

$$n = \mu \frac{N}{[R_a]} \quad (2-33)$$

式中, n 为桩的根数; N 为作用在承台底面的竖向荷载(kN); $[R_a]$ 为单桩容许承载力(kN); μ 为考虑偏心荷载时各桩受力不均匀而适当增加桩数的经验系数,一般可取 $\mu=1.1\sim 1.2$ 。

估算的桩数是否合适,尚待验算各桩的受力状况后验证确定。

(2)确定桩的平面布置。一般墩(台)基础多以纵向荷载控制设计,控制方向上桩的布置应尽可能使各桩受力相近,且考虑施工的可能和方便。当荷载偏心较大时,承台底面的应力图呈梯形,若 $\sigma_{\max}/\sigma_{\min}$ 比值较大,则宜用不等距排列(两侧密、中间疏);若 $\sigma_{\max}/\sigma_{\min}$ 比值不大,宜用等距排列;而非控制方向上一般均采用等距排列。相邻桩之间的距离不宜太大,因为间距过大,承台的平面尺寸和重量都将相应增大;但也不宜过小,因为间距太小,摩擦桩桩尖处地基应力的叠加现象会比较严重,对桩群承载力不利,也会增加沉桩时打入桩的难度。所以,摩擦桩桩轴间距 a ,对于打入桩,应大于3倍桩的直径(或边长) d ;对于钻孔桩,不应小于成孔直径的2.5倍。对于柱桩的规定:打入桩中距 $a \leq 2.5d$,钻孔桩中距 a 不小于桩成孔直径的2倍。

另外,还规定边桩外侧至承台边缘的距离,对 $d < 1$ m的桩不应小于 $0.5d$ 或25 cm,对 $d > 1$ m的桩不得小于 $0.3d$ 或50 cm。但桩外侧与盖梁边缘的距离可不受以上限制。

完成以上步骤以后,即可进行桩基的验算。

5)验算桩的受力

验算桩的轴向承载力和截面强度。

(1)桩的轴向受力。

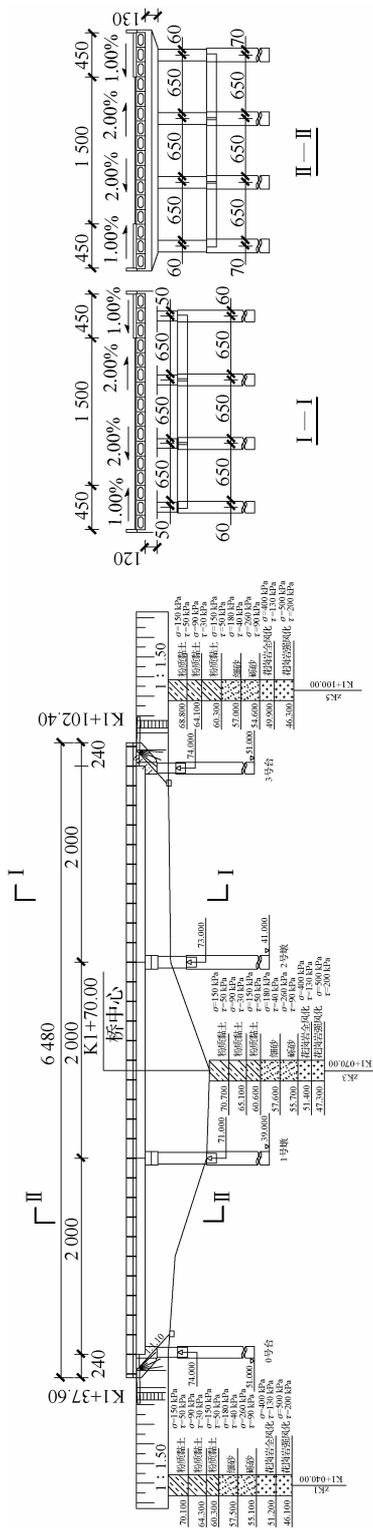
$$N_{\max} + G \leq k [R_a] \quad (2-34)$$

式中, N_{\max} 为作用于桩顶上的最大轴向力(kN); G 为桩重(kN),当桩埋在透水土层中时,对于处于水下的桩应考虑浮力,对钻孔桩,当采用表2-22中 q_{ik} 值计算 $[R_a]$ 时,按规定对局部冲刷线以下的桩身应取其自重的1/2计,即 G 等于局部冲刷线以上的桩重加局部冲刷线以下桩重的1/2; $[R_a]$ 为单桩轴向允许承载力(kN),按土的阻力和材料强度算得结果中的较小值取用; k 为允许承载力提高系数。

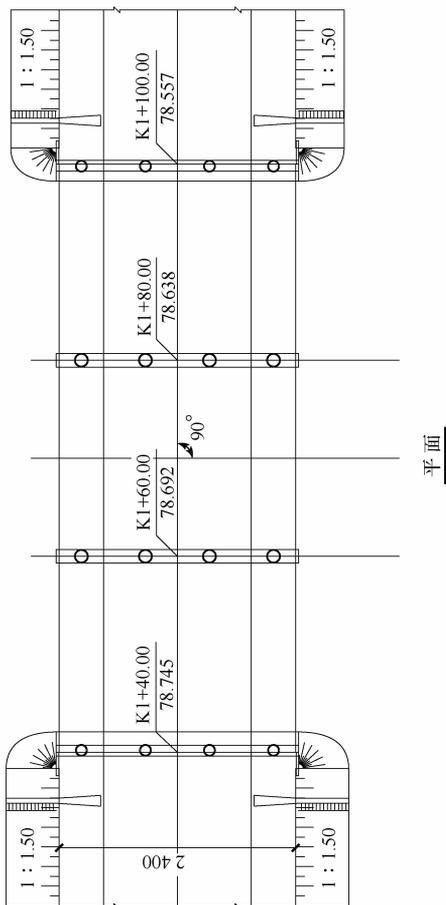
(2)验算桩身截面强度或考虑配筋。在单桩轴向力验算中,如果不能满足要求,则应增加桩数 n 或调整桩的平面布置,以减小 N_{\max} 值;也可加大桩的截面尺寸,重新确定桩数、桩长和桩的平面布置,直到符合验算要求为止。

4. 某桥桩基础主要施工图

某桥桩基础主要施工图如图2-17~图2-20所示。



立面



平面

注:

1. 本桥尺寸除标高和桩号以m计外, 其余均以cm计。
2. 本桥上部结构为筒支预应力混凝土空心板, 桥面连续。
下部结构为柱式桥墩, 柱式桥台, 桩基础。
3. 本桥在1号桥墩上设一道80型伸缩缝。

图 2-17 桥型的布置(桩基础)