第 一 篇

边坡工程设计施工技术总论

第一章　边坡运动危害及防范基础

第一节　边坡的应力分布特征

边坡的变形破坏与其应力分布状态密切相关，因此，了解边坡周围岩土体中的应力分布状况，对于认识边坡变形破坏的机制是非常必要的。根据有限元法分析和光弹试验结果，边坡的应力状态有如下的特点：

1. 坡体中主应力迹线发生明显偏转，坡面附近最大主应力 σ_1 的方向与坡面近乎平行，最小主应力 σ_3 与坡面近于垂直(图 1－1－1)。同时，坡体中存在与坡面近于平行的剪应力，其总的趋势是由坡内向外增高，愈近坡脚处愈高，向坡内则逐渐恢复到初始应力状态。

2. 坡脚附近形成一明显的应力集中带，特点是最大主应力与最小主应力差达到最大值，出现最大的剪应力集中。坡度愈陡，应力集中愈明显。

3. 坡面处的岩(土)体，由于侧向压力近于零，实际上变为两向应力状态，向坡内逐渐恢复为三向应力状态。

4. 在坡顶和坡面的某些部位，由于水平应力显著降低，最小主应力可能成为拉应力，形成张力带(图 1－1－2a)。

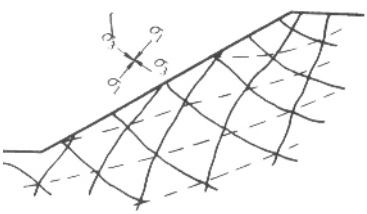


图 1－1－1　边坡主应力迹线与最大剪应力迹线分布示意图
实线—主应力迹线；虚线—最大剪应力迹线

上述应力分布特征是以边坡构成物质为各向同性连续体而进行研究的。实际上，边坡的应力分布要复杂得多，它受到岩土体的初始应力状态、坡形、岩土体结构等多种因素的影响。

岩土体内的初始应力，通常多为自重应力。但在某些地区(特别是新构造运动强烈的地区)，地壳运动可能使岩土体中残存有较大的水平应力(残余构造应力)。这种水平应力增强了坡脚附近的应力集中及坡顶、坡脚张力带的发展(图 1－1－2b)，加剧了边坡变形

破坏程度和范围。

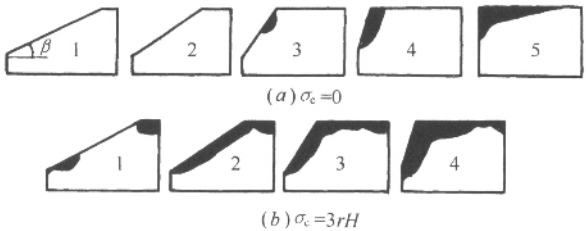


图 1—1—2 坡面和坡顶张力带(图中阴影部分)的分布

1—β=30°；2—β=45°；3—β=60°；4—β=75°；5—β=90°

σ_c—侧向水平残余构造应力；γ—岩土的天然重度；H—坡高

坡形是影响坡体内应力分布的主要因素。坡角增大，坡面与坡顶张力带的范围扩大，坡脚的剪应力也增高。平面上呈凹形的边坡，由于受坡面走向方向两侧的支撑作用，应力集中程度有明显减缓，坡脚最大剪应力值也显著降低，凸形边坡则恰与此相反。

坡体中不同形式的结构面常对边坡的变形破坏起控制作用，这在岩质边坡中表现尤为显著。在结构面的周边出现应力集中现象，应力集中的特点主要取决于结构面的产状与最大主(压)应力的关系。当结构面与主应力方向平行时，在结构面端点将出现拉应力或剪应力集中，引起向结构面两侧张裂(图 1—1—3a)。当结构面与主应力垂直时，沿结构面将出现切向拉应力，或在端点处出现垂直于结构面的压应力，这有利于结构面的压密和稳定(图 1—1—3b)。当主应力与顺坡向结构面斜交时，特别是在两者成 30°～40°交角的情况下，将出现最大的剪应力与拉应力，对边坡的稳定十分不利(图 1—1—3c)。在结构面的交汇或转折处，由于应力受到阻滞，形成高的拉应力或压应力集中区，这种应力集中区可能成为边坡变形破坏的始点(图 1—1—3d)。此外，在软质岩体中，通常应力集中程度较小；在硬质岩体中，沿结构面应力集中程度较高；在软硬两种岩体界面处，硬岩的一侧应力值较高。

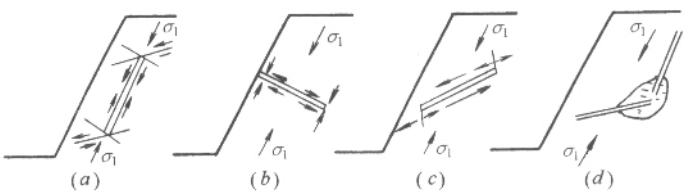


图 1—1—3 坡体中结构面上应力集中的特点

(a)σ_1 与结构面平行；(b)σ_1 与结构面垂直；(c)σ_1 与顺坡向结构面斜交；(d)结构面交汇处

第二节 边坡变形破坏的基本形式

边坡在其形成过程中，不仅发生上述坡体内应力上的变化，而且还遭受风化、剥蚀等

营力的作用使其强度不断降低。在这两方面的影响下，边坡可能产生局部的或整体的变形与破坏。变形、破坏二者既有区别，又相互联系，它们是边坡运动由量变到质变的两个不同的阶段。对于自然边坡（习惯称为斜坡），从变形发展到破坏可能是一个很长的演变过程；但对于人工边坡，往往由于成坡（挖或堆填）较快，这个过程则有可能是短暂的。

一、边坡变形

边坡变形是指边坡的岩土体已发生局部的破裂与错动，但还未形成贯通性的破坏面。边坡变形虽不能认为边坡已失稳，但它是边坡破坏前的征兆。研究边坡变形可以了解边坡运动的全过程，以便估计边坡稳定性的现状，并预测其破坏的可能性，边坡变形主要有松弛拉裂和蠕动两种形式。

1. 松弛拉裂　在高陡边坡的坡顶附近，会产生一系列与坡面近于平行的陡倾张裂隙（图 1－1－4）。裂隙可由张力带的拉力形成，也可由坡体物质被剥蚀后卸荷回弹或因残余构造应力释放而形成。



图 1－1－4　边坡张裂隙

坡体被松弛拉裂后，不仅岩土体的整体性被破坏，而且水和风化作用更容易深入坡体，促使岩土体更进一步削弱，最终导致边坡破坏。

2. 蠕动　边坡岩土体在自重等应力的作用下，发生向临空面方向长期而缓慢的变形，称为边坡蠕动或蠕滑。除自重应力，卸荷、构造应力释放、孔隙水压力及地震等也能造成边坡蠕动。根据蠕动是否受已有结构面控制，可将其分为：

（1）不受已有结构面控制　这种情况在均质土坡和薄层软岩边坡较为典型。图 1－1－5 为均质土坡的蠕滑情况。蠕滑受最大剪应力面所控制。在潜在滑面以上为一剪切蠕变带，密实粘土的应变值（Δ）可达厚度的 2.5%。变形进一步发展，则已进入滑坡阶段。

图 1－1－6 为反坡向的薄层岩质边坡沿最大剪力带产生的蠕滑。坡的后缘被拉裂，岩层发生挠曲。如剪切面进一步贯通，则发展为滑坡。在反坡向岩层倾角很陡的情况下，薄岩层的端部会向上弯曲，厚层或块状岩层则可能发生弯折倾倒。

（2）受已有结构面控制　当边坡中存在顺坡向软弱结构面时，蠕滑常会沿结构面发生，坡体后缘出现拉裂（图 1－1－7）。如果结构面的倾角较小，蠕滑比较缓慢；如果结构面的倾角接近于其残余摩擦角且后缘拉裂面贯通时，就形成滑坡，迅速滑动。

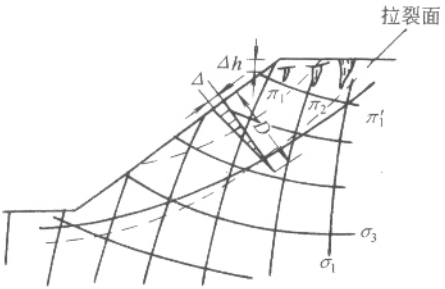


图 1－1－5 均质土坡中的蠕滑

π_1、π_2—最大剪应力迹线；π'_1—潜在滑面；

Δ—坡面变形；Δh—坡顶沉降量；D—剪变带厚度

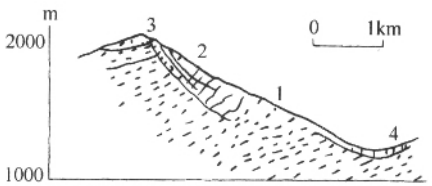


图 1－1－6 反坡向薄层岩质边坡受重力作用发生蠕滑

1—黑云母片岩；2—混合岩；3—花岗岩；4—覆盖层

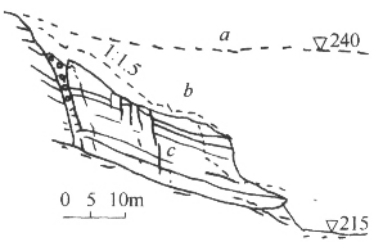


图 1－1－7 蠕滑受已有结构面控制因开挖面发展为滑坡

***a*—原地面线；*b*—原开挖线；*c*—沿多个层面滑动的页岩层**

二、边坡破坏

随着边坡变形的发展，变形所产生的局部破坏面将逐渐扩展。一旦破坏面形成连续的与外界贯通的分离面，分离的岩土体将由缓慢的蠕动转变为增速移动，以一定的加速度脱离母体，这时，边坡即已破坏。当边坡受到水的渗入、振动、坡角增大及外荷载作用时，易发生上述情况。

边坡破坏的形式如表 1－1－1 所示，其中滑坡、崩塌及泥石流等三种比较常见。它们对工程的危害很大，下面将分节进行讨论。

表 1－1－1　自然边坡(斜坡)破坏形式分类

破坏类型	特　征
滑坡	边坡上的岩土体在重力、水、地震等因素的影响下失去稳定，沿贯通的破坏面(带)整体向下滑动
崩塌	陡坡或悬崖上的大块岩土体在重力或地震的作用下，突然向下崩落。崩落的岩块顺山坡翻滚、跳跃、撞击、破碎，最后堆于坡脚。大规模的崩塌称为山崩
塌方	陡坡上的风化岩屑在重力、水、地震等影响下向坡脚坍落
倾倒	边坡岩体受重力长期作用或构造应力释放，岩块发生向临空面转动或转动滑移
坐落(错落)	边坡底部岩体因自重压密、被掏空或软岩塑流挤出，至使其上面的岩土作整体下错位移
坠落(落石)	悬崖或陡坡上的个别岩块突然掉落，但坡体本身基本稳定。将要坠落的岩块称为危岩
剥落(散落)	边坡表层岩土因受物理风化而成碎块，经常不断地沿坡面滚落，堆于坡脚
塌陷	边坡因冲刷、溶蚀、掏空、采空等原因而引起上覆岩土体下沉
冲刷	边坡的岩土在流水的动力作用下被冲蚀、搬运
潜蚀	边坡因地下水活动而造成的破坏
泥石流	由暴雨或迅速融化冰雪而形成的急骤水流，挟带堆积在缓坡或山谷中的大量堆积物成为泥石洪流，冲向山前地带
复合破坏	两个或两个以上上述破坏类型的组合

第三节　滑坡

边坡上的岩土体在自然或人为的因素影响下失去稳定，沿贯通的破坏面(或带)整体下滑的现象，称为滑坡。它往往是缓慢、长期、间歇性地向下滑动，但也有一些滑坡表现为急剧的运动。滑坡常造成巨大危害，在各类边坡破坏中它是危害性最大、分布最广的一类。例如，1983 年甘肃洒勒山滑坡，三分钟内 6000 万 m^3 土体下滑，掩埋了三个村庄，死亡 237 人。又如，1985 年三峡新滩滑坡，3000 万 m^3 土石下滑，200 万 m^3 滑入长江，激起 36m 高的涌浪，毁船 77 条，10 人丧生，新滩古镇也被毁。过去在建设中，由于对滑坡认识不足，有的工程被滑坡摧毁，有的则被迫迁厂或耗费巨资来整治。在山区铁路建设中，如宝成、宝天、鹰厦等线也都花费了大量投资整治滑坡，才保证了线路通畅。所以，在工程建设中怎样认识和防治滑坡就成为一项重要的任务。

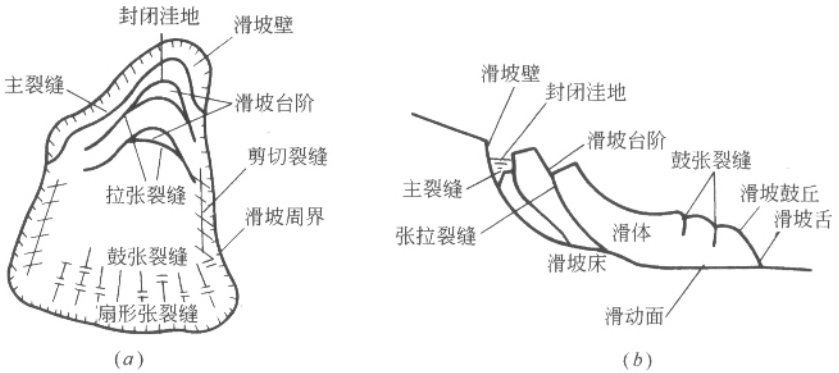


图 1－1－8　滑坡要素分布

(*a*)平面图;(*b*)剖面图

一、滑坡的形态特征

滑坡具有明显的形态和边界,它是判断滑坡存在和范围的重要依据。图 1－1－8 表示均质滑坡的形态和细部结构,其特征如下:

1. 滑坡体　简称滑体,即与母体脱离向下滑动的那部分土石体。滑体在下滑时通常能大体上保持整体性,但在发展的过程中多有不同程度的变形和解体。

2. 滑坡床　滑体之下未受滑动的岩(土)体。

3. 滑坡面　简称滑面,滑体与滑坡床之间的分界面,也即贯通的破坏面。滑面由于滑动摩擦,常较光滑且有擦痕。滑面以上受滑动揉皱的土石带称为滑(动)带,其厚度为几厘米至几米。在均匀粘性土和碎石土中,滑面多呈圆弧形;在岩层中,滑面形状受软弱结构面控制,多呈平面形、楔形或折线形。

4. 滑坡周界　滑体与其周围未滑动部分在平面上的分界线。它圈定了滑坡的范围。沿滑坡两侧的周界线常会形成冲沟。当冲沟发育很深时,将在滑坡后缘趋向会合,呈现“双沟同源”。这种现象常可用来判定滑坡的存在及侧向边界的位置。

5. 滑坡壁　滑坡后都滑下所形成的陡壁。它实际上是滑面的露出部分,平面上多呈圈椅状。壁高数十厘米至数十米,个别可达百米。

6. 滑坡台阶　滑体因各级下滑速度和幅度不同而形成的一些台阶。

7. 封闭洼地　滑体与滑坡壁之间有时拉开或陷落形成洼地。它可集水成沼泽或水塘。老滑坡的洼地常被填平。

8. 滑坡舌　滑体前缘伸出呈舌状的部分。舌根隆起部分称为滑坡鼓丘。最前端为滑面出露部分叫滑坡出口。

9. 滑坡裂缝　滑体在滑动时由于各部分受力性质不同,产生不同类型的裂隙系统。一般分为拉张裂缝、剪切裂缝、鼓张裂缝等。

上述滑坡形态特征也统称为滑坡要素。

二、滑坡的发育阶段

滑坡的发生和发展经历不同的变化过程，通常可划分为三个阶段：

1. 蠕滑阶段　边坡产生局部破坏面（包括新产生的或沿原有结构面的局部破坏面），后缘出现断续的拉张裂缝并有不大的错距，两侧也出现断续的剪切裂缝，坡脚可能有挤压、渗水现象，但尚未形成贯通的滑动面。

2. 滑动阶段　当滑动面已贯通并有了出口，后部及两侧主裂缝也连通，两侧羽状裂缝已错开，后缘下陷滑坡壁出露，前缘隆起，坡面出现台阶，这时滑坡已处于滑动阶段，滑动速度可明显觉察到。此外，如果坡面长有树木，则树木将会歪斜，形成“醉林”。

在高陡的边坡地带，当滑面很陡且呈脆性破坏时，滑坡能出现剧滑阶段，滑坡的滑动速度很快，后缘裂缝急剧张开、下错，两侧及前缘产生坍塌，滑体能向前滑移较大的距离。滑动时可发出岩石挤压破碎的响声，甚至产生气浪。

3. 稳定阶段　经滑动之后，滑体的重心降低，能量消耗于克服滑移阻力和滑体变形，滑带的物质因重新固结而强度有所恢复。这样，滑体的抗滑力增加，滑动速度逐渐减小，滑体在自重压力作用下压密，地面裂缝闭合消失，滑坡趋于稳定。经过一段时间之后，滑坡台阶及滑坡壁变得平缓，壁上生长草木，原来歪斜的树梢又重新长直，成为弯曲的“马刀树”。

滑坡稳定之后，如引起滑动的因素消失或减弱，滑坡就能长期稳定；否则，老（或古）滑坡又能复活，开始新的一轮滑动。

三、滑坡的分类

滑坡的分类方法很多，现将常用的分类列表于后（表 1—1—2）。

四、产生滑坡的条件

产生滑坡的条件（或因素）十分复杂，归结起来可分为内部条件和外部条件两个方面。实践经验表明：不良的地质条件是产生滑坡的内部条件，而人类的工程活动和水的作用则是触发并产生滑坡的主要外部条件。不具备这些条件，滑坡就不会发生。而在已经发生滑坡的地区，如有可能人为地改变这些条件，滑坡也有可能得以稳定下来。所以，如果能充分地认识和正确分析这些内外条件，因势利导，就能解决好滑坡的防治问题。

1. 滑坡发育的内部条件产生滑坡的内部条件与组成边坡的岩土的性质、结构、构造和产状等有关。不同的岩土，它们的抗剪强度、抗风化和抗水的能力都不相同，如坚硬致密的硬质岩，它们的抗剪强度较大，抗风化的能力也较高，在水的作用下岩性也基本没有变

表 1-1-2 滑坡分类表

分类依据	分类		描述
岩性	覆盖层滑坡	粘性土滑坡	发生于平原或浅丘地区粘土层中的滑坡。个体滑坡较小,但常成群出现
		黄土滑坡	黄土塬边缘或峡谷高陡谷坡滑坡规模较大,滑速快,具有崩塌性,破坏力强
		碎石土滑坡	坡积、洪积、残积、泥石流、古滑坡体及人工堆积等所形成的土石层中的滑坡。多沿基岩面滑动,规模较大,滑速慢,地下水较多
		液化滑坡	饱和砂层分布的边坡,地震时因砂层液化而发生滑坡
	岩层滑坡		发生于各类岩层中的滑坡。易发生于页岩、泥岩、泥灰岩、凝灰岩和片岩、千枚岩、板岩等软质岩石中。滑坡多沿层面、断层、节理、片理及泥质夹层等结构面发生
	特殊(岩性)滑坡	融冻土滑坡	多年冻土区每年春夏冻土融化,融冻土沿冻结顶面下滑,滑坡底部含水量大。滑走一层后次后又会产生,直至滑成缓坡或土层全滑光为止。季节冻土边坡表层融冻时表层也会下滑,但规模小
		灵敏粘土滑坡	高灵敏度(4~8 或更大)粘土,结构连接被破坏,瞬时丧失强度,产生塑流性滑动。多见于海成粘土和冰碛土中
滑面与结构面关系	均质滑坡(同类土滑坡)		发生于无明显层理的土体或层面、节理不起控制作用的软质岩体及破碎岩体中的滑坡,滑面常呈圆弧形
	顺层滑坡		滑坡沿岩层面或软弱结构面或土岩接触面发生,滑面常呈平坦阶梯状或折线形
	切层滑坡		滑面切过岩层面,滑面形状受结构面的控制
受力状态	牵引式滑坡		沿滑动方向有多级滑坡,前部临空下滑,后部失去支撑相继下滑。前级大,向后逐次变小
	推移式滑坡		沿滑动方向有多级滑坡,后级滑体大先滑,推动前级滑动
滑体厚度	浅层滑坡		滑体厚度小于 5m
	中层滑坡		滑体厚度 5~20m
	深层滑坡		滑体厚度 20~50m
	超深层滑坡		滑体厚度大于 50m
滑体规模	小型滑坡		滑体体积小于 3 万 m^3
	中型滑坡		滑体体积 3~50 万 m^3
	大型滑坡		滑体体积 50~300 万 m^3
	超大型滑坡		滑体体积大于 300 万 m^3
滑面形态	平面滑坡		滑面呈平面状,滑体沿基本上平行于坡面的单一结构面滑动
	楔形滑动		滑面呈楔形,滑体沿两组斜交于坡面的结构面交线滑动
	圆弧形滑坡		滑面近似呈圆柱状,滑体沿坡体最小阻力面滑动
	折线形滑坡		滑面呈折线形,滑体沿同倾向多结构面或覆盖层沿下伏基岩面滑动

化,因此,由它们所组成的边坡往往不容易发生滑坡。反之,如页岩、片岩以及一般的土则恰恰相反,因此,由它们所组成的边坡就较易发生滑坡。从岩土的结构、构造来说,主要的是岩(土)层层面、断层面、裂隙等的倾向对滑坡的发育有很大的关系。同时,这些部位又易于风化,抗剪强度也低。当它们的倾向与边坡坡面的倾向一致时,就容易发生顺层滑坡以及在堆积层内沿着基岩面滑动,否则反之。边坡的断面尺寸对边坡的稳定性也有很大的关系。边坡越陡,其稳定性就越差,越易发生滑动。如果两边坡的坡高和坡长都相同,但一个是放坡到顶,而另一个却是在边坡中部设置一个平台,由于平台对边坡起了反压作

用，就增加了该边坡的稳定性。此外，滑坡体要向前滑动，其前沿就必须要有一定的空间，否则，滑坡就无法向前滑动。山区河流的冲刷、沟谷的深切以及不合理的大量切坡都能形成高陡的临空面，而为滑坡的发育提供了良好的条件。总之，当边坡的岩性、构造和产状等有利于滑坡的发育，并在一定的外部条件下引起边坡的岩性、构造和产状等发生变化时，就能发生滑坡。

实践表明：在下列不良地质条件下往往容易发生滑坡，如(1)当较陡的边坡上堆积有较厚的土层，其中有遇水软化的软弱夹层或结构面；(2)当斜坡上有松散的堆积层，而下伏基岩是不透水的，且岩面的倾角大于 20°时；(3)当松散堆积层下的基岩是易于风化或遇水会软化时；(4)当地质构造复杂，岩层风化破碎严重，软弱结构面与边坡的倾向一致或交角小于 45°时；(5)当粘土层中网状裂隙发育，并有亲水性较强的(如伊利石、蒙脱石)软弱夹层时；(6)原古、老滑坡地带可能因工程活动而引起复活时等等。

如前所述，仅仅具备上述内部条件，还只是具备了滑坡的可能性，而还不足以立即发生滑坡，必须有一定的外部条件的诱导和触发，才能使滑坡发生。

2. 滑坡发育的外部条件　主要有水的作用，不合理的开挖和坡面上的加载、振动、采矿等，而又以前两者为主。

调查表明：90％以上的滑坡与水的作用有关。水来源于大气降水、地表水、地下水、农田灌溉的渗水、高位水池和排水管道的漏水等。一旦水进入边坡岩(土)体内，它将增加岩土的重度和起软化作用，降低岩土的抗剪强度，产生静水压力和动水力，冲刷或潜蚀坡脚，当地下水在不透水层顶面上汇集成层时它还对上覆地层产生浮力等等。总之，它将改变组成边坡的岩土的性质、状态、结构和构造等。因此，不少滑坡在旱季原来接近于稳定，而一到雨季就急剧活动，形成“大雨大滑，小雨小滑，无雨不滑”，生动地说明了雨水和滑坡的关系。贵州省曾调查了 24 个滑坡，其中有 14 个是在雨季或暴雨时发生的。

山区建设中还常由于不合理的开挖坡脚或不适当的在边坡上弃土、建造房屋或堆置材料，以致破坏边坡的平衡条件而发生滑动。

振动对滑坡的发生和发展也有一定的影响，如大地震时往往伴有大滑坡发生，大爆破有时也会触发滑坡。

五、滑坡稳定性计算

滑坡稳定性计算，目的在于判定滑坡的稳定程度，为处理滑坡提供依据。计算的方法有极限平衡法、有限单元法和概率法。其中极限平衡法为最基本的方法。下面将介绍这种方法。

在进行计算时假定：(1)滑体为一刚性体，不考虑滑体本身的变形；(2)当稳定系数 $K_{st}=1$ 时，滑体处于极限状态。

按滑坡滑面的形态有平面滑动、楔形滑动、圆弧形滑动和折线形滑动。其中，除楔形滑动外，其余三种一般皆按平面问题考虑。

(一)平面滑动

当坡体内结构面的走向基本上平行于坡面、结构面倾角小于坡角且大于其摩擦角时，易发生平面滑动。

1. **当坡顶和坡面无张裂缝时(图)，滑坡的稳定系数** K_{st} **等于：**

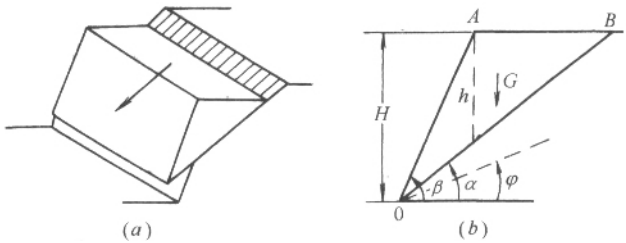


图 1—1—9 **无张裂缝的平面滑坡**

(a)**立体图**；(b)**剖面图**

$$K_{st}=\frac{G\cos\alpha\tan\varphi+cA}{G\sin\alpha} \tag{1-1}$$

式中 $G=\frac{1}{2}\gamma h\frac{H}{\sin\alpha}\cos\alpha$，**代入式** 1—1 **简化后得：**

$$K_{st}=\frac{\tan\varphi}{\tan\alpha}+\frac{4c}{\gamma h\sin 2\alpha} \tag{1-2}$$

式中 G——**滑体的重量**；

h——**滑体的厚度**；

α——**滑面的倾角**；

A——**单宽滑面面积**；

γ——**滑体物质的重度**；

φ——**滑面摩擦角**；

c——**滑面粘聚力**。

2. **当坡顶(或坡面)出现张裂缝且滑体相对不透水时，裂缝中的水将产生水压力(图** 1—1—10)，K_{st} **等于：**

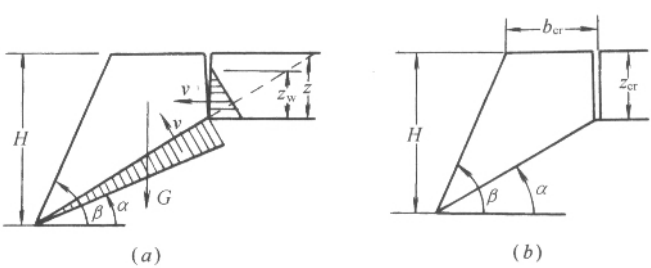


图 1—1—10 **坡顶有张裂缝的平面滑坡**

$$K_{st}=\frac{(G\cos\alpha-u-v\sin\alpha)\tan\varphi+cA}{G\sin\alpha+v\cos\alpha} \tag{1-3}$$

式中　u——单宽滑面承受的总空隙水压力；

v——单宽后缘拉裂面承受的总空隙水压力。

根据图 1－1－10a，式中

$$A=(H-z)\operatorname{cosec}\alpha \tag{1-4}$$

$$u=\frac{1}{2}\gamma_w Z_w(H-z)\operatorname{cosec}\alpha \tag{1-5}$$

$$v=\frac{1}{2}\gamma_w Z_w^2 \tag{1-6}$$

$$G=\frac{1}{2}\gamma H^2\{[1-(z/H)^2]\cot\alpha-\cot\beta\} \tag{1-7}$$

张裂缝的位置和深度可以从地质剖面图中确定。有困难时，可按下面的方法估算。

当边坡为干的或接近于干的时，公式 1－3 中的 u 和 v 为零，公式变为：

$$K_{st}=\frac{\tan\varphi}{\tan\alpha}+\frac{cA}{G\sin\alpha} \tag{1-2b}$$

代入 G 值，并对上式的右边求极小值，可求得张裂缝的临界深度（参看图 1－1－10b）：

$$z_{cr}=H(1-\sqrt{\tan\alpha\cot\beta} \tag{1-8}$$

张裂缝的相应位置为

$$b_{cr}=H(\sqrt{\cot\alpha\cot\beta}-\cot\beta) \tag{1-9}$$

3. 如果滑体透水且受地下水渗流作用时，则应考虑动水力对稳定的影响（图 1－1－11）。通常假定动水力的作用方向平行于滑面，则 K_{st} 为.

$$K_{st}=\frac{(A_1\gamma+A_2\gamma')\cos\alpha\tan\varphi+cA}{(A_1\gamma+A_2\gamma')\sin\alpha+j} \tag{1-10}$$

式中　A_1、A_2——地下水位以上及以下滑体的面积；

j——动水力；

γ'——滑体岩土的浮重度。

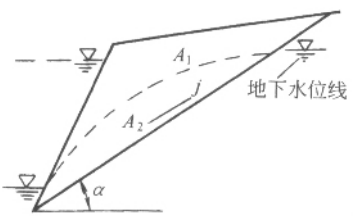


图 1－1－11　动水力对滑体的作用

4. 在地震区需考虑地震力的作用，K_{st} 等于：

$$K_{st}=\frac{(G\cos\alpha-P\sin\alpha)\tan\varphi+cA}{G\sin\alpha+P\cos\alpha} \tag{1-11}$$

式中 P 为地震力，$P=KG$，K 为水平地震力系数。

（二）楔形滑动

当岩质边坡的两组结构面交线倾向坡面、交线倾角小于坡角且大于其摩擦角时，易发生楔形滑动（图 1－1－12a）。这种滑动情况比较复杂，下面仅考虑滑体沿结构面交线滑动的情况。

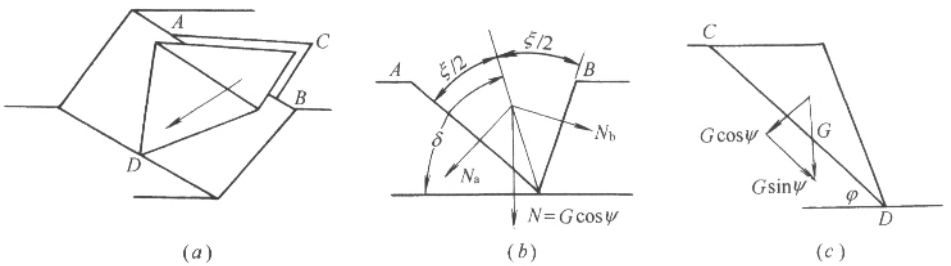


图 1－1－12 楔形滑坡

（a）立体图；（b）垂直交线视图；（c）沿交线视图

将图 1－1－12b 中的 N 分解为垂直于两结构面的方向力 N_a、N_b，按静力平衡条件：

$$N_a\sin\left(\delta-\frac{1}{2}\xi\right)=N_b\sin\left(\delta+\frac{1}{2}\xi\right)$$

$$N_a\cos\left(\delta-\frac{1}{2}\xi\right)=N_b\cos\left(\delta+\frac{1}{2}\xi\right)=G\cos\varphi$$

将以上二式联合求解，得：

$$N_a=\frac{G\cos\varphi\sin\left(\delta+\frac{1}{2}\xi\right)}{\sin\xi} \tag{1-12}$$

$$N_b=\frac{G\cos\varphi\sin\left(\delta-\frac{1}{2}\xi\right)}{\sin\xi} \tag{1-13}$$

楔体的稳定系数 K_{st} 等于：

$$K_{st}=\frac{N_a\tan\varphi_a+N_b\tan\varphi_b+c_aA_a+c_bA_b}{G\sin\varphi} \tag{1-14}$$

式中 φ_a、c_a——面 A 的摩擦角、粘聚力；

φ_b、c_b——面 B 的摩擦角、粘聚力；

A_a、A_h——面 A 和面 B 的面积；

G——楔体重量。

其余符号见图 1－1－12。

结构面交线的方位角 α_{ab} 和倾角 φ_{ab} 可用以下公式求得：

$$\alpha_{ab}=\tan^{-1}\frac{\cos\alpha_b\tan\varphi_b-\cos\alpha_a\tan\varphi_a}{\sin\alpha_a\tan\varphi_a-\sin\alpha_b\tan\varphi_b} \tag{1-15}$$

$$\varphi_{at} = \tan^{-1}[\cos(\alpha_{ab}-\alpha_a)\tan\varphi_a] = \tan^{-1}[\cos(\alpha_{ab}-\alpha_b)\tan\varphi_b] \quad (1-16)$$

式中　α_a、φ_a——面 A 的方位角和倾角；

α_a、φ_b——面 B 的方位角和倾角。

（三）圆弧形滑动

对于均匀土质边坡、节理发育的岩质边坡或弃石堆边坡，易发生旋转破坏，滑面呈圆弧形。这类滑坡稳定分析最常用的方法是条分法下面介绍一种核算滑坡滑动后，滑体当前所处稳定状况反算法——综合 c 值法。

该法是将滑坡纵剖面恢复到原有状态，并假定此时坡体处于极限平衡状态（$K_{st}=1$），滑面的抗剪强度以粘聚力为主，据此求取已知滑面的综合粘聚力 $c_{综合}$ 值。然后，将 $c_{综合}$ 值代入目前状态滑体的稳定性计算式中，求 K_{st} 值（图 1－1－13）：

$$K_{st} = \frac{G_2 d_2 + c_{综合} lR}{G_1 d_1} \quad (1-17)$$

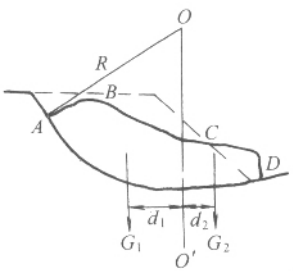


图 1－1－13　综合 c 值法计算滑坡稳定性示意图

式中　G_1、G_2——通过滑弧圆心铅垂线至 OO' 两侧的滑体重；

d_1、d_2——OO' 两侧滑体重心至 OO' 的距离；

l——滑弧长度；

R——滑弧半径。

上述计算，对于滑带物质为粘性土，滑动过程中孔隙水压力不易消散时，才较准确（$\varphi=0$）。当滑带由粗碎屑组成，滑动时易排水，则可认为 $c\approx0$，采用综合 φ 值法求 $\tan\varphi_{综合}$，再代入滑动后的滑体稳定计算式，验算其相对稳定程度。

（四）折线形滑动

当岩体沿同倾向多结构面或堆积土层沿下伏基岩面发生滑动时，滑面常呈折线形（图 1－1－14）。此类滑坡的稳定性多采用传递系数法计算。

计算时按滑面折线转点将滑体分块，并假定：（1）每一块段的滑面为一直线；（2）各块段滑动推力的作用方向平行于相应各块段的滑面，其作用点位于两块段分界面的中点。

每块段的剩余下滑力为：

某块段的剩余下滑力＝该块段的下滑力 $\times K_{st}$－该块段的抗滑力

图 1－1－14（a）第一块段的剩余下滑力为：

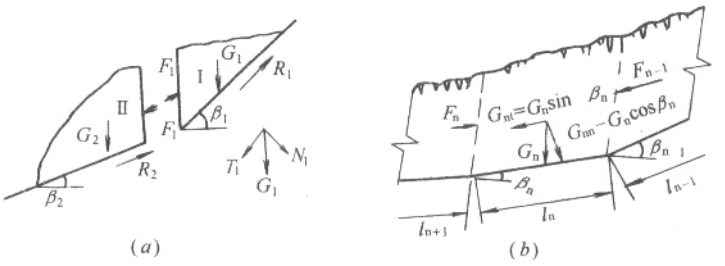


图 1－1－14　折线形滑坡稳定性和推力计算示意图

$$F_1 = T_1 K_{st} - (N_1 f_1 + c_1 A_1) = K_{st} T_1 - R_1 \qquad (1-18)$$

第二块段的剩余下滑力为：

$$F_2 = [F_1 \cos(\beta_1 - \beta_2) + T_2] K_{st} - [N_2 f_2 + c_2 A_2 + F_1 \sin(\beta_1 - \beta_2) f_2]$$

上式整理后得：

$$F_2 = K_{st} T_1 + F_1 [\cos(\beta_1 - \beta_2) - \sin(\beta_1 - \beta_2) f_2] - (N_2 f_2 + c_2 A_2)$$

令 $\psi_1 = \cos(\beta_1 - \beta_2) - \sin(\beta_1 - \beta_2) f_2$

上式简化为：

$$F_2 = K_{st} T_2 + F_1 \psi_1 - R_2 \qquad (1-19)$$

式中　T——**某块段的下滑力** T_1、T_2 **为第一块段及第二块段的下滑力；**

R——**某块段的抗滑力；**

φ——**传递系数，**φ_1 **为第一块段传至第二块段的传递系数；**

f、c——**某块段滑面的摩擦系数和粘聚力。**

将式(1－18)**代入式**(1－19)**得：**

$$\begin{aligned} F_2 &= (K_{st} T_1 - R_1)\psi_1 + K_{st} T_2 - R_2 \\ &= K_{st}(T_1 \psi_1 + T_2) - (R_1 \psi_1 + R_2) \end{aligned}$$

如果滑坡有几块段，则：

$$F_3 = K_{st}(T_1 \psi_1 \psi_2 + T_2 \psi_2 + T_3) - (R_1 \psi_1 \psi_2 + R_2 \psi_2 + R_3) \cdots\cdots$$

$$\begin{aligned} F_n = K_{st}(&T_1 \psi_1 \psi_2 \cdots\cdots \psi_{n-1} + T_2 \psi_2 \cdots\cdots \psi_{n-1} + \cdots\cdots T_{n-1} \psi_{n-1} + T_n) \\ &- (R_1 \psi_1 \psi_2 \cdots\cdots \psi_{n-1} + R_2 \psi_2 \cdots\cdots \psi_{n-1} + \cdots\cdots + R_{n-1} \psi_{n-1} + R_n) \end{aligned}$$

令 $F_n = 0$**，并用连乘号** Π **及总和符号** Σ **表示，得：**$K_{st} = \dfrac{\sum_{i=1}^{n-1}(R_i R \psi_j) + \prod_{j=i}^{n-1} n}{\sum_{i=1}^{n-1}(T_i T \psi_j) + \prod_{j=i}^{n-1} n}$

式中　$\psi_j = \cos(\beta_i - \beta_{i-1}) - \sin(\beta_i - \beta_{i+1}) \tan\psi_{i+1}$

$\prod_{j=i}^{n-1} = \psi_j \psi_i \psi_{i+1} \psi_{i+2} \cdots\cdots \psi_{n-1}$。

总的说来，在进行滑坡稳定计算时，应注意以下几点：

1. **按滑坡滑面形态区分出平面滑块、楔形滑块、圆弧形滑动和折线形滑动，选用相应的计算公式；**

2. **宜根据测试成果、反算法和当地经验综合确定岩土的强度指标；**

3. **当有地下水时，计算应计入浮托力和水压力；**

4. 当有地震、冲刷、人类活动等影响因素时，尚应考虑这些因素对稳定的影响；

5. 此外，当有局部滑动可能时，除验算整体稳定外，尚应验算局部滑体的稳定。

六、滑坡推力计算实例

在实际工程中，通常直接计算滑坡的剩余下滑力，第 n 块（图 1－1－14b）剩余下滑力为：

$$F_n = F_{n-1}\psi + K_t G_{nt} - G_{nn}\tan\varphi_n - c_n l_n \tag{1-21}$$

$$\psi = \cos(\beta_{n-1} - \beta_n) - \sin(\beta_{n-1} - \beta_n)\tan\varphi_n \tag{1-22}$$

式中 K_t 表示滑坡推力安全系数，一般取 1.05～1.25。取值的大小取决于工程的重要性和对滑坡认识的准确程度等因素。对于甲级建筑物取 1.25，乙级建筑物取 1.15，丙级建筑物取 1.05。对滑坡认识程度较高的，可考虑取低值；对滑坡认识程度较差的，可取高值；对于岩质边坡宜取高值。

计算滑坡推力的具体作法是：从上而下逐块计算各块的剩余下滑力，逐块下传，一直传到支挡结构或滑体的最后一块，就可得出支挡结构所承受的滑坡推力或滑坡的最终推力。在计算过程中，当任何一块的剩余下滑力为零或负值时，说明该块以前部分不存在滑坡推力，应从下一块重新开始累计。

当最后一块滑体的剩余下滑力为负值或零时，表示整个滑体是稳定的；如为正值，则为不稳定，应按此设计支挡结构。当滑体具有多层滑面（带）时，应取推力最大的面（带）确定推力。

由于滑坡实际上不是一个平面问题，因此在判断滑坡的稳定性和计算支挡结构所承受的滑坡推力时，一般应选择几个平行于滑动方向并具有代表性的断面，通常不得少于二个，其中一个应是滑动速度最快的主滑断面。根据不同断面的推力设计相应的支挡结构。

【例 1－1】 某电站主厂房滑坡系残积、坡积土层沿下伏基岩（粘土岩）表面风化层滑动，滑坡剖面如图 1－1－15 所示。经工程地质勘察，取 $K_t=1.10$，$\varphi=18°$，$c=11.3\text{kPa}$，求最终推力。

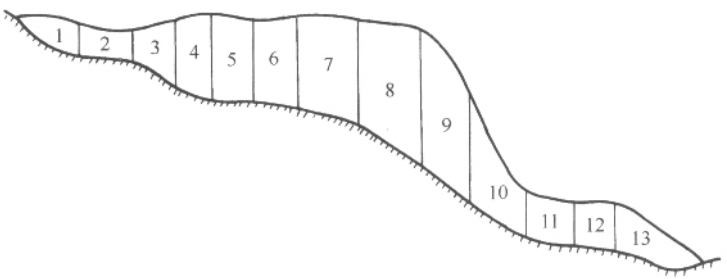


图 1－1－15　某滑坡剖面图

【解】 按式（1－21）和（1－22）计算 F_n。

计算结果详见表 1－22，得最终推力 $F_{13}=132.4\text{kN/m}$。

从滑坡推力的计算中，可见滑面上岩土抗剪强度指标的正确选用是个关键问题，滑坡绝大多数（约 90％以上）发生在堆积层中，基本上以土为主，而岩层滑坡多沿软弱结构面滑动，后者风化破碎，其性质也接近于土。所以用来测定抗剪强度指标的试样以土为主，只在个别情况下才做岩石试验。试验方法主要有野外原位大型剪切试验和室内三轴压缩或应变式直剪试验，但总的要求是试验条件力求能模拟滑坡滑动时的实际受力情况。滑面（带）上的岩土如为不能进行室内试验的非均质土（如角砾土）、岩土接触面或岩体中的软弱结构面，宜进行原位大型直剪；如为有裂隙的粘性土，宜采用三轴快剪。按滑面的情况来说，当滑面明显或埋藏浅时，宜采用野外或室内的滑面重合剪（要求试样沿滑动方向剪切）；当滑面不明显或埋藏深时，则采用室内重塑土多次剪以求得残余抗剪强度（这是鉴于滑坡已经或曾多次发生滑动，滑面上的土已经或曾达到残余抗剪强度），试验方法宜采用不排水剪；如滑面处土的含水量较大或估计今后还会有浸水可能时，用浸水饱和快剪。至于抗剪强度的取值，过去一般多采用峰值强度，但实践表明，它往往偏于不安全，而采用残余强度，则又过于保守。因此，宜根据工程实际情况，在峰值与残余值之间选取。

表 1—1—3

滑块顺序	滑块面积（m^2）	G_n（kN）	β_n	G_{nt}（kN）	G_{nn}（kN）	$G_{nn}\tan\varphi$（kN）	l_n（m）	$C_n l_n$（kN）	$K_t G_{nt}$（kN）	F_n（kN）	ψ	ψF_{n-1}（kN/m）
1	3.74	83.0	11°20′	16.3	81.5	26.5	2.8	36.5	17.9	—45.1	1.02	0
2	3.50	78.1	16°	21.5	75.1	24.4	2.5	32.5	23.6	—33.3	1.05	0
3	4.70	97.7	32°	51.7	82.8	27.0	2.0	26.0	57.0	4.0	0.91	3.6
4	5.17	111.3	19°30′	37.2	105.0	34.1	1.6	20.8	41.0	—10.3	0.93	0
5	7.01	149.6	10°	26.0	147.0	47.8	1.9	24.7	28.6	—43.0	1.05	0
6	8.00	169.1	23°20′	67.0	155.2	50.2	2.0	26.0	73.7	—2.5	1.04	0
7	11.83	249.7	33°30′	137.0	207.0	67.0	2.7	35.1	151.0	48.9	1.03	50.4
8	16.24	343.7	39°20′	217.0	265.0	86.0	3.3	43.0	239.0	160.4	1.00	160.4
9	12.78	278.2	39°40′	177.9	214.0	69.6	2.9	37.6	196.0	249.2	0.90	224.3
10	7.38	161.4	26°30′	72.1	144.0	46.8	2.9	37.6	79.3	219.2	0.91	199.5
11	4.00	87.1	14°40′	22.0	84.2	27.4	2.0	26.0	24.2	170.3	0.96	163.5
12	3.64	79.6	8°	11.2	79.0	25.7	1.5	19.5	12.3	130.6	1.05	137.1
13	7.33	160.5	25°	67.8	145.2	47.0	2.5	32.5	74.8	132.4		

七、滑坡的预防

滑坡会造成严重的工程事故，因此，在建设中应对滑坡采取预防为主的方针，在勘察、设计、施工和使用中都要采取必要的措施，预防滑坡的发生。经验表明：对滑坡采取简易

的预防措施，其所费人力、物力往往要比发生滑坡后再设法整治节省很多。

在建设场区内，对于有可能形成滑坡的地段，必须注意以下几个方面，并采取可靠的预防措施，防止滑坡发生。

1. 加强勘察工作，对拟建场地（包括边坡）的稳定性进行认真的分析和评价，特别是要注意到由于工程活动对场地工程地质条件的改变以及对边坡稳定性所引起的影响。厂址和线路一定要选在边坡稳定的地段。

对具备滑坡形成条件的或存在有古、老滑坡的地段，如估计到它们确有可能因施工或其他原因而触发滑坡，则一般不应选作建筑场地；否则，应采取必要的措施加以预防。如贸然上去，势必会造成不良甚至严重后果。

2. 在生产建设过程中，应尽量避免造成触发滑坡的外因。如总图布置时应尽量利用原有的地形条件，因地制宜，避免大挖大填，以致破坏场地及边坡的稳定性。

在施工过程中应尽可能先做好室外排水和边坡的保护工程。

“治山先治水”，为了预防滑坡，应认真做好排水工作（包括地表水和地下水）。应尽可能保持场地的自然排水系统，并进行必要的整修和加固，防止渗水。截水沟的坡度要大于天然边坡的坡度，并做好防渗处理，加强维护和勤于疏通。地表的天然植被要尽可能保护和培育；对于疏松或有大量裂缝的坡面应平整夯填，防止渗水。

在开挖边坡时，如发现有滑动迹象，应避免继续刷坡，并尽快采用恢复原边坡平衡的措施。为了预防滑坡，当在地质条件良好、岩土性质比较均匀的地段开挖时，对高度在25m以下的岩石边坡或高度在10m以下的土质边坡，其最大允许坡度值可参考表1—1—4和表1—1—5确定。但是，当(1)地下水比较发育，或具有软弱结构面的倾斜地层；(2)岩层面或主要节理面的倾向与边坡的开挖方向相同，且两者走向的夹角小于45°时，边坡的容许坡度应另行设计。开挖工作宜从上到下，依次进行，严禁先挖坡脚。要尽量分散处理弃土，如必须在坡顶或坡腰上大量堆置时，应验算边坡的稳定性。为了防止风化、剥蚀、渗水和冲刷等对边坡稳定性的影响，对容易风化的岩石坡面，宜采用抹面、水泥砂浆喷浆或浆砌块石等；对易受冲刷的土质坡面，宜种植被或压实，并防止在影响边坡稳定的范围内积水。

表1—1—4　岩质边坡容许坡度值

岩石质量等级	坡高小于5m	坡高5～15m	坡高15～25m
Ⅰ	1∶0.005～1∶0l	1∶0.005～1∶0.15	1∶0.1～1∶0.2
Ⅱ	1∶0.005～1∶0.15	1∶0.1～1∶0.2	1∶0.2～1∶0.35
Ⅲ	1∶0.1～1∶0.2	1∶0.2～1∶0.35	1∶0.3～1∶0.45
Ⅳ	1∶0.2～1∶0.35	1∶0.3～1∶0.45	—
Ⅴ	1∶0.3～1∶0.45	—	—

注：1. 岩质边坡稳定性与结构面的产状密切有关，在确定坡度值时应仔细分析不同产状结构面对边坡稳定的影响，慎重考虑；

表 1—1—5 土质边坡容许坡度值

边坡土体类别	状态或时代	容许坡度值(高宽比)		
		坡高小于 5m	坡高 5～10m	
碎石土	密实	1∶0.35～1∶0.50	1∶0.50～1∶0.75	
	中密	1∶0.50～1∶0.75	1∶0.75～1∶1.00	
	稍密	1∶0.75～1∶1.00	1∶1.00～1∶1.25	
粘性土	坚硬	1∶0.75～1∶1.00	1∶1.00～1∶1.25	
	硬塑	1∶1.00～1∶1.25	1∶1.25～1∶1.50	
粉土	饱和度小于 50	1∶1.00～1∶1.25	1∶1.25～1∶1.50	
黄土	地质年代	坡高小于 5m	坡高 5～10m	坡高 10～15m
	次生黄土 Q_4	1∶0.50～1∶0.75	1∶0.75～1∶1.00	1∶100～1∶1.25
	马兰黄土 Q_3	1∶0.30～1∶0.50	1∶0.50～1∶0.75	1∶0.75～1∶1.00
	离石黄土 Q_2	1∶0.20～1∶0.30	1∶0.30～1∶0.50	1∶0.50～1∶0.75
	午城黄土 Q_1	1∶0.10～1∶0.20	1∶0.20～1∶0.30	1∶0.30～1∶0.50

注：1. 本表不适用于新近堆积黄土；

2. 表中碎石土的充填物为坚硬或硬塑状态的粘性土、粉性土，对于砂土或充填物为砂土的碎石土，其边坡坡度容许值均应按自然休止角确定；

在那些不可能按最大允许坡度进行挖方的地段，应在挖方后，尽快采取支护、修截水沟等措施以稳定边坡。对于高而陡的边坡，宜分段设置平台，做成台阶式，如图 1—1—16 所示。平台宽度一般为 1.5～3.0m，并挖明沟排水。

在边坡附近进行爆破时，要注意它对边坡稳定性的影响。

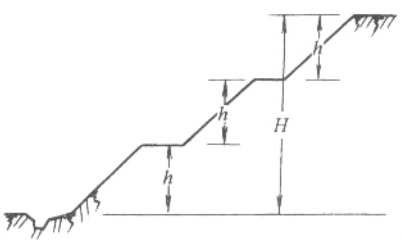


图 1—1—16 台阶式边坡

填方前，应先去掉草皮和松软土层，挖成台阶，而后由坡脚往上逐级堆填，并分层夯实。

3. 加强维护，边坡的稳定性与勘察、设计、施工和使用都有密切关系。四者必须配合，做好各阶段的预防工作。即使目前稳定的边坡，但随着自然和人为条件的发展和变化，也可能有新的情况发生，触发滑坡。因此，要随时注意养护，加强维修，必要时进行长期监测。

八、滑坡的整治

在滑坡发生后，应深入了解形成滑坡的内、外部条件以及这些条件的变化。对诱发滑坡的各种因素，应分清主次，采取相应的措施，使滑坡最终趋于稳定。由于滑坡的发生总有一个过程，因此，在其活动初期，如能立即根治，就比较容易，收效也显著。对于规模较大而难于整治的滑坡，应在选址时尽量避开。

整治滑坡主要用排水、支挡、减重和护坡等措施，综合处理。个别情况下，也有采用疏干、电渗排水、爆破灌浆、化学加固或焙烧等方法来改善滑带岩土的性质，以稳定边坡。

如滑坡由切割坡脚而引起，则以支挡为主，而后按具体情况，辅以排水、减重等措施。如滑坡因水而引起，则应以治水为主，辅以适当的支挡措施。

对小型滑坡，一般通过地表排水、坡面整平、裂缝夯填等措施就能见效。对中型滑坡，则需采用支挡、减重、排除地下水等措施。对大型滑坡，则往往要综合整治，主要有支挡结合支撑盲沟、减重结合支挡等措施。

现对整治滑坡的主要措施扼要介绍如下：

(一)排水

就是排除滑坡范围内外的地表水和地下水。滑坡的发生和发展都与水的作用有关，所以排水措施对于整治各种类型的滑坡都是首要的。但应针对具体情况，相应采取不同的排水原则和方法。

1. 对滑坡范围外的地表水，应采取拦截旁引的原则，修筑一条或多条环形的截水沟。截水沟应设在滑坡可能发展的边界约 5m 以外。沟一般用浆砌片石做成，壁厚 20～30cm，沟底及沟壁应用水泥砂浆或三合土抹面，防止渗漏。有条件时，也可利用天然沟来布置排水系统。

为了拦截滑坡外丰富的地下水，常采用截水盲沟，多修筑在滑坡可能发展的范围以外约 5m 的稳定地段中，并与地下水的流向相正交，布置成折线或环状，如图 1－1－17 所示。为了便于施工，沟底宽度不小于 1.0m。沟的背水面设置粘土或浆砌片石隔水层，厚度一般为 0.3～0.5m，以防止地下水透过盲沟后再渗入滑体内；迎水面应设置厚约 0.3m 的粗砂反滤层。沟底用浆砌块石筑成凹槽形，厚度不小于 0.3m，一般应埋入最深含水层以下的不透水层或基岩内，沟底的纵向坡度不小于 4%～5%。沟内用碎石、卵石或粗砂等作为填料以利排水。为了维修和疏通的需要，在直线段每隔 30～50m 和沟的转折点、变坡点处设置检查井(图 1－1－17)。

2. 对滑坡范围内的地表水，应采取防渗和汇集并引出滑坡范围以外为原则。对天然坡面要整平夯实(包括裂缝处理，必要时用粘土水泥砂浆封口)，防止积水下渗。要充分利用天然沟谷布置成树枝状排水系统，主沟应与滑坡的滑动方向大体一致，如图 1－1－18 所示。排水沟每隔 20～30m 一条，用浆砌片石砌筑，厚约 20～30cm。

对于滑体内的地下水，应以疏干和引出为原则，一般采用支撑盲沟(同时起支撑滑体

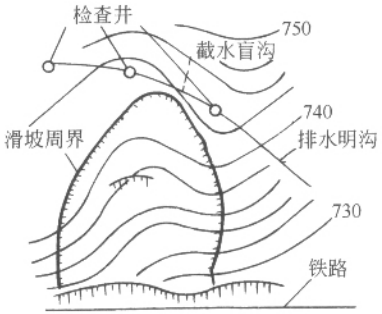


图 1—1—17　截水盲沟的布置

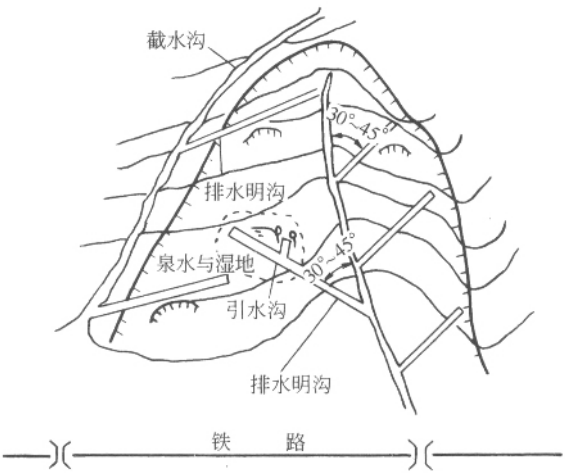


图 1—1—18　排水明沟的布置



图 1—1—19　盲沟平面布置示意图

的作用)。根据地下水的流向和分布,确定沟的位置,它往往设置在地下水露头和由于土中水而形成坍塌的地方,并沿滑坡的滑动方向修筑成 IYI、YYY 和 III 形。支沟可伸出滑坡范围以外,以拦截地下水,其间距视土质情况采用 6～15m,如图 1—1—19 所示。支撑盲沟的断面见图 1—1—20。沟深一般从二米到十几米,宽度视抗滑要求和施工方便而定,沟底一般设置在滑动面以下 0.5m 的稳定地层中,并修成 2%～4%的纵向坡度,以利排水。

至于河岸边坡前缘因受流水冲刷而发生滑坡时,一般可在上游修筑丁坝,迫使水流偏向对岸,并在边坡前缘用抛石、铺设石笼等措施,避免使坡脚进一步受河水冲刷。当山沟沟谷因河水冲刷而发生滑坡时,常在下游修筑堤坝,防止冲刷,并利用淤积物质稳定坡脚。

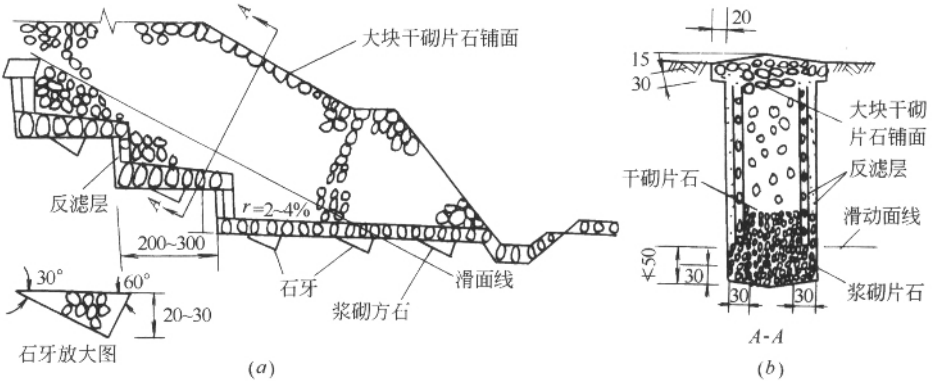


图 1—1—20　支撑盲沟

(a)纵断面；(b)A—A 断面

(二)支挡

根据滑坡推力的大小，可选用抗滑挡墙、抗滑桩等支挡结构。并常与排水、减重等措施结合使用。

1. 抗滑挡墙　是目前整治滑坡中应用最广而又较为有效的措施之一，其优点是破坏山体平衡少，收效快；但应用时必须弄清滑坡的性质(牵引式还是推移式滑坡，用于前者)、滑面的层数和位置、滑坡推力等情况，以免失效。抗滑挡墙一般多用重力式。墙背所受的土压力就是滑坡推力，一般都大于按库仑土压力理论所计算得出的主动土压力值(但是对中、小型滑坡，如算得的滑坡推力不大，还应与主动土压力相比较，取其中较大值进行设计)，它的作用点约在滑体厚度的 1/2 处，其作用方向与墙后较长一段滑面的方向平行。因此，重力式抗滑挡墙的体型具有矮胖、胸坡平缓(常用 1∶0.3～1∶0.5)等特点。为了增加墙的抗滑能力，对土质地基，基础底面常做成 1∶0.1～1∶0.15 的逆坡；对岩石地基，则常把基础做成 1～2 个台阶。挡墙的埋置深度应在滑面以下，并深入完整的岩层面以下不小于 0.5m，稳定土层面以下不小于 2m。在确定墙高时，还应通过验算以保证滑体不致从墙顶滑出。墙身应设置泄水孔以排除地下水。墙的施工宜在旱季进行。在一般情况下，不允许在滑坡下部全段开挖地基(特别在雨季)，应从滑坡两边向中间分段跳槽进行，以免引起滑坡滑动，或使墙的已完成部分被推倒。

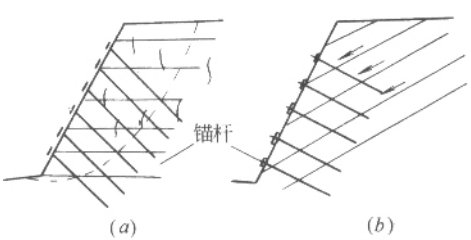


图 1—1—21　抗滑锚杆

(a)圆弧形滑动；(b)平面滑动

2. 抗滑锚杆(或锚索)　是用锚杆(索)将滑体锚固在稳定层上(图 1—1—21)。如对

锚杆(索)施加预应力,提高抗滑面上的正应力,则效果更显著。

3. 锚杆挡墙　是由水平或倾斜的锚杆与挡墙组合而成(图 1－1－22)。墙面一般用预制的钢筋混凝土肋柱和挡板组装,也有用就地灌柱钢筋混凝土墙面形成整体。锚杆(索)的固定端锚定在坡体稳定层或用锚定板方法固定在填土内部的稳定层中,而另一端则与墙面联结。它具有下列特点:(1)结构轻,与重力式相比,可节省大量材料;(2)可机械化施工,减轻体力劳动。提高劳动生产率;(3)由于它依靠锚杆维持墙身的平衡,在高边坡的情况下,可采用自上而下逆作法施工,因而克服了不良地基挖基的困难,并有利于安全施工。

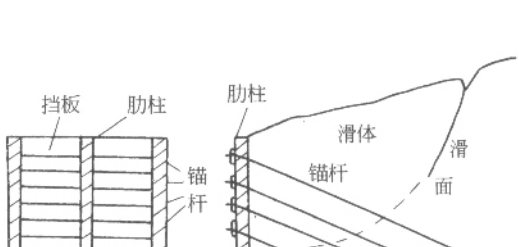


图 1－1－22　锚杆挡墙
(a)挡墙正视图;(b)剖面图

4. 抗滑桩　是借桩周土(岩)体对桩的嵌制来稳定土体,阻止土体下滑并减压,传递部分滑坡推力的。系钢筋混凝土桩或钢筋混凝土外壳内填片石或圬工桩,成排状组合,间隔一定间距(见图 1－1－23),深埋入岩层或稳定的土层中,借以锚固滑体,使其稳定。用它来整治滑坡已取得比较成功的经验,如四川某工程曾采用桩身断面为 3m× 4m 和 2m× 3m、长为 15～18m 的钢筋混凝土抗滑桩六十余根,挡住了约四十万方滑体,效果较好。它的布置形式有互相连接的、互相间隔的以及下部间隔而顶部用承台连接的几种,如图 1－1－23 所示。桩的设计方法目前还不统一,一类是刚性桩计算方法,另一类是弹性桩计算方法(铁路系统多采用后一种)。弹性桩计算方法采用弹性地基梁理论,采用文克尔假设:即假定作用在桩上的侧向土反力等于土的侧向地基系数与位移的乘积。关于地基系数的变化规律,有三种不同假定:(1)认为任何深度的地基系数均为同一常数,简称常数法;(2)认为地基系数随深度成正比增加,简称“m”法;(3)认为深度达到一定数值时地基系数不再随深度变化而保持恒值,称为“K 法”。桩的横断面有矩形、方形或圆形,一般需设置钢筋。桩在滑面以下的锚固深度视作用在桩上的滑动推力、岩土的性质、桩前被动土压力等而定。一般经验是:在软质岩石中取桩长的 1/3,硬质岩石中取桩长的 1/4,在土质滑坡床中则取桩长的 1/2。当土层沿下伏基岩面滑动时,也有取桩径的 3～5 倍以保证桩间土体的稳定的。施工方法目前有挖孔、钻孔和打入(用于浅层粘性土或黄土滑坡中)几种,而以前者为多。挖孔桩通常用人工开挖,为防止坍孔,必要时每挖一段(如 1m)支撑一段,如此轮番进行,挖到设计标高,而后放下钢筋架,灌注混凝土。它施工比较简单,且可同时进行,缩短工期。总的来说,抗滑桩具有节省材料、工作面大而施工互不干扰,施工进度快,不需刷方以及不会因此引起其他危害等优点。因此,在整治浅层或中层滑坡时,当

采用抗滑挡墙而工程量大、不经济或施工开挖易于引起滑坡下滑时，宜采用抗滑桩。

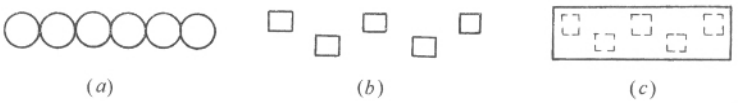


图 1－1－23　抗滑桩的平面布置

(a)互相连接的；(b)互相间隔的；(c)下部间隔而顶部连接的

(三)减重和反压

此种方法技术简单，施工容易，不需要其他建筑材料，因此，工作量虽大，但仍是整治滑坡的常用方法之一。其目的在于减少滑体上部主滑部分的重量(如推移式滑坡后缘)，以减小滑体的下滑力。但刷方减重是有条件的，对滑坡床上陡下缓，滑坡后壁及两侧岩(土)体比较稳定时，方始有效；否则，不但不能达到预期的效果，反而可能扩大滑坡范围，引起更大的危险，如对牵引式滑坡，就不宜采用。所以，在处理以前，必须掌握滑面形状、滑体各段的受力情况，确定主滑部分、抗滑部分、牵引部分以及其间的可能变化，然后确定刷方减重的位置。

从滑体各区段传力的情况来看，凡滑面比较平缓的区段，这一段滑体起着抗滑作用；而滑面比较陡峻的区段，则起着下滑作用。所以，刷方减重主要是挖去滑面较陡区段土体。由图 1－1－24 可见，如果采用 1－1 线作为刷方线，将反而削弱了抗滑力，可能引起滑坡发展；如采用 2－2 线作为刷方线，则是合理而有效的。

如滑体前缘有弃土条件时，可把不很陡的边坡稍加削平，把它堆在坡前成为御土堆，起反压作用，如图 1－1－25 所示，以增加其稳定性。

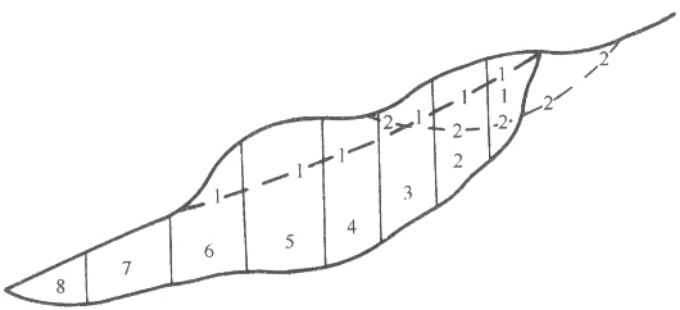


图 1－1－24　刷方线的正确选取

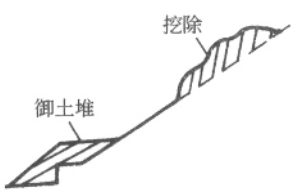


图 1－1－25　加建御土堆

九、滑坡的勘察与监测

滑坡勘察的目的在于查明滑坡的范围、规模、地质背景、性质及其危害程度，分析滑坡产生的主、次条件和原因，判断其稳定程度，预测其发展趋势、为滑坡的防治提出方案。

工程地质测绘与调查的范围应包括滑坡区及其邻近的稳定地段，其主要内容有：(1)搜集当地滑坡史。易滑地层分布、气象、航片、工程地质和构造地质等资料；(2)调查微地貌形态及其演变过程，地层结构；(3)查明滑坡范围及形态特征；滑坡裂缝的位置、方向、深度、宽度。产生时间、切割关系和力学属性；(4)查明滑面(带)的位置、数量、岩土性状；分析滑坡的主滑方向、主滑段和阻滑段及其变化，以及向上、向下发展的可能性；(5)调查滑带水和地下水的情况，泉的出露点及水量，地表水体，湿地的分布、变迁及植被情况；(6)调查已有建筑物、树木等的变形、位移、特点及其形成时间和破坏过程；(7)调查当地整治滑坡的经验等。测绘采用的比例尺为 1∶200～1∶1000，用于整治设计时为 1∶200～1∶500。

勘探工作应根据工程地质测绘后所取得的资料进行，勘探可进一步了解滑坡内部的特征，并证实和完善测绘工作推断的正确性。其具体任务要确定：(1)滑坡的范围、厚度、物质组成和含水状态；(2)滑面(带)个数、位置、形状、岩性结构特征和含水状态；(3)滑坡地区地下水的层数、分布、补给与排泄条件、动态及各层间的水力联系；每层地下水的水位、水量、水质及含水层厚度等。

勘探方法通常以钻探为主，大型滑坡可辅以物探(用电法)。当情况比较复杂时，为了查明滑面的位置、性状，可在主勘探线上布置少量的探洞、探井或大口径钻孔。

勘探点、线的布置应以能较准确查明滑体的形状、岩土性质和含水状态为原则，并布置在滑坡主轴断面上。一般情况下，滑坡主轴断面中部滑面的变化较小，勘探点的间距可适当增大，而断面上部及下部滑面变化较大，勘探点则应适当加密。勘探点间距一般不大于 40m。断面上勘探点的数目和密度应根据滑坡规模的复杂程度以及所掌握材料的准确程度而定。对大型滑坡，除在滑坡主轴线布置主勘探线外，其两侧也宜布置一定数量的辅助勘探线、点(图 1—1—26)，以了解整个滑坡的情况。勘探深度应超过最下一层滑面，并深入稳定层内一定的深度。

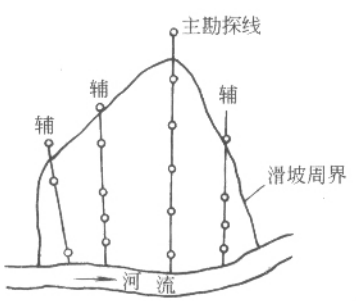


图 1—1—26 滑坡勘探线、点布置示意图

岩土试样应从滑体的前、中、后部滑面及其上、下土(岩)层中分别采取。有条件时,在滑面附近宜连续取样。

滑坡勘察报告还包括以下内容:

1. 滑坡的地质背景和形成条件;

2. 滑坡的形态要素、性质和演化;

3. 岩土特性指标取值;

4. 滑坡稳定分析计算;

5. 滑坡防治和监测的建议。

报告应附有平面图、剖面图等图件。

对于规模较大的滑坡,当(1)需了解滑带内的孔隙水压力及其消散、增长情况;(2)滑动方向不明确或滑动主要原因难于判断,以及需要查清滑坡当前活动情况(如速度变化、各部分移动情况及裂缝变化);(3)验证整治效果,如支挡结构的压力大小、变化及位移等;(4)需了解滑坡内外地下水的变化;(5)为保证整治措施的施工安全时,应进行短期或长期(至少一年)的监测。另外,对处理十分困难或暂时未处理的危害性较大的滑坡,需对其滑动可能性(如滑动的地点、规模、时间等)作出预报。

当观测滑坡变形位移时可采用设桩量测;观测深部变形或滑面位置、位移可采用钻孔测斜仪、钻孔挠度计及管式应变计;孔隙水压力可采用孔隙水压计监测。

第四节　崩塌

陡坡或悬崖上的岩土体在重力作用下,突然向下崩落,崩落的岩块顺山坡猛烈地翻滚跳跃、撞击破碎,最后堆于坡脚的现象称为崩塌。大规模的崩塌叫作山崩,而单个或几个大岩块的崩落称为坠石。此外,根据崩塌物质的不同,又可分为岩崩和土崩。堆于坡脚的崩落物称为崩积物。崩塌或坠落发生前,将要崩落或坠落的岩体称为危岩。

崩塌对建筑工程的危害很大,在发生崩塌的范围内,房屋、道路等被毁坏,而且崩塌物还可能堵塞河流,造成水灾。如 1935 年四川叠溪因大地震造成山崩,堵塞岷江,形成三个湖泊,同年溃决后给下游的耕地及居民造成了严重危害。又如,1948 年重庆临江门崩塌,毁坏房屋 200 多幢,死 300 多人。

一、崩塌的产生条件和发育因素

崩塌的产生和发育与地形地貌、岩性、地质构造及风化、气候、水等条件和因素有关:

1. 地形地貌　崩塌多产生于 55 以上陡而高的山坡。坡度愈陡,崩塌愈易产生;坡高愈大,崩塌的破坏力也愈强。

2. 岩性　崩塌多发生于坚硬性脆的岩石(图 1—1—27)。因为这类岩石抗剥蚀性强,

常形成高陡的山坡，在节理比较发育，岩石比较破碎的情况下，容易发生崩塌。

3. 地质构造　任何崩塌都必然有结构面的参与，例如节理、断层及层面等对崩塌的产生都有重要作用。

4. 风化　当山坡由软硬性质不同的岩石构成时，硬的因风化慢而突出成悬崖，软的因风化快而成凹的崖腔，最终硬岩因下部失去支承而沿节理崩塌（图 1－1－28）。



图 1－1－27　长江三峡月亮地灰岩陡壁的大型崩塌

1—灰岩；2—软硬岩互层；3—石英砂岩

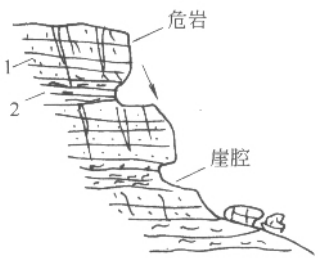


图 1－1－28　重庆地区的小型崩塌

1—砂岩；2—泥岩

5. 气候及水的影响　气温变化能促进岩石风化；降水渗入能降低岩石强度，增大重量，扩大裂隙；水沿坡面流动加速软岩的剥蚀；河流能冲刷坡脚，造成陡坡，这些都有利崩塌的产生。

6. 人类活动　人为挖成过陡过高的边坡或进行大的爆破，都能造成崩塌。

必须指出，在上述各种因素影响下，岩体的不稳定性不断地增加，最后，常在某种因素（地震、暴雨、洪水等）的诱导下，突然崩塌。

土崩多发生于黄土层中，因为黄土能形成直立的边坡，加上垂直节理发育，在地震、暴雨或洪水的诱导下产生崩塌。

二、崩塌的工程分类

崩塌可根据其特征、规模和处理的难易程度分为三类（据 GB 50021—94）：

Ⅰ类　山坡高陡，岩体风化严重，结构面发育，山体不稳定，可能崩落的石方量大于

5000m³，破坏力强，难于处理。

Ⅱ类　介于Ⅰ、Ⅲ类之间

Ⅲ类　山坡较平缓，岩体风化较轻微，结构面密闭且不甚发育，山体基本稳定，可能崩落的石方量小于 500m³，破坏力小，易于处理。

三、崩塌的防治

在处理崩塌之前应作好勘察工作，了解当地防治崩塌的经验，并在此基础上进行评价。评价应根据崩塌区的山体地质结构、变形特征对崩塌进行工程分类，圈出可能崩塌的范围和危险区，得出场地对建筑或线路工程的适宜性，并提出防治对策和方案。

对于Ⅰ类崩塌区，由于规模大难于处理，原则上不应选作建筑场地，线路也应绕避。对于Ⅱ类崩塌区，建筑或线路应与坡脚之间有足够的安全距离，否则应对可能崩塌的岩体进行加固处理。Ⅲ类崩塌区在对危岩进行处理后，一般可作为建筑场地。

崩塌常用的处理方法有：

1. 清除　用爆破或楔劈的方法将危岩清除。如危岩的坡脚已有建筑，则应在坡脚设置防护网，然后用楔劈将危岩清除。

2. 支护加固　对于Ⅲ类崩塌，在危岩的下部修建支柱、支墙以支承危岩，或对易崩塌的岩体采用锚杆或锚索串联加固。

3. 遮挡　对崩塌较严重的地区，可修筑明洞（图 1－1－29）、御崩栅等以保证线路顺利通过。

4. 拦截　对Ⅱ、Ⅲ类崩塌，当所建工程与坡脚有足够的距离时，可在半坡设置拦石网、落石平台，坡脚设置落石槽，槽外侧建挡石墙或栏栅（表 1－1－6）。

沿节理崩塌（图 1－1－28）。

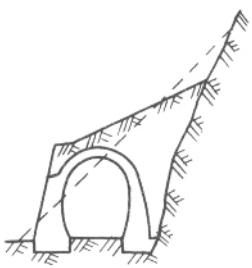
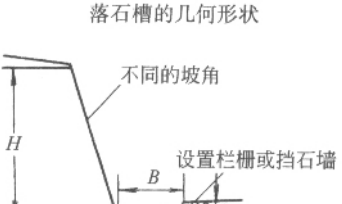


图 1－1－29　明洞

表 1—1—6 岩崩地区落石槽的设计

坡角	坡高 H(m)	岩槽宽 B(m)	岩槽深 z(m)	注
90°	5～10	3	1	
	10～20	5	1.5	①
	＞20	7	1.5	①
75°	5～10	3	1	
	10～20	5	1.5	①
	20～30	7	2	②
	＞30	8	2	②
65°	5～10	3	1.5	①
	10～20	5	2	
	20～30	7	2	②
	＞30	8	2.5	②
55°	0～10	3	1	①
	10～20	5	1.5	
	＞20			
45°	0～10	3	1	
	10～20	3	2	①
	＞20	5	2	②

落石槽的几何形状



注：1. 如果 z 尺寸小于 1m，而且岩槽又邻近公路，应设置拦石栅

2. 如果使用了拦石栅，槽的深度可减至 1.5m。

5. 绊羁　对于单个危岩块，可用钢绳或钢筋混凝土圈梁将其固定在稳定的岩体上。

6. 镶补勾缝及护面　岩体中的裂缝；凹腔可用片石填补、混凝土灌缝并设置渗水孔等方法防止裂缝进一步发展。对易风化的软岩进行喷浆、沥青或三合土抹面、砌石护墙等加以保护。

上述处理措施根据需要可单独使用，也可联合使用。需要指出、水常是引起崩塌的重要因素，在采用上述措施的同时，还应考虑对地表水进行拦截疏导。

四、崩塌的勘察与监测

崩塌的勘察应与选址或初步勘察一并进行，目的在于查明场地内崩塌的规模、类别及产生条件，以对崩塌区作为建筑场地的适宜性作出评价，并提出防治方案的建议。

崩塌的勘察以工程地质测绘与调查为主，其内容主要包括：(1)查明崩塌区的地形地貌及崩塌类型、规模、范围、崩塌体大小和崩落方向；(2)崩塌区岩体岩性特征、风化程度和水的活动情况；(3)查明崩塌区的地质构造、岩体结构及主要结构面性状；(4)搜集气象、水

文和地震资料；(6)当地防治崩塌的经验。最后提出勘察报告。

对于危害性较大且一时又难于处理的崩塌应进行监测，并对其可能发生的时间、规模、崩落方向及影响范围等作出预报。

第五节　泥石流

由暴雨或冰雪迅速融化形成的急骤水流，挟带堆积在缓坡或山谷中的大量堆积物成为泥石洪流冲向山前地带的现象，称为泥石流。它具有突然暴发，历时短暂，来势凶猛，破坏力大等特点。有的可在短时间内排出几十万到几百万方的物质，能把几百 kN 甚至上万 kN 重的巨石搬至山外，所经过的地区道路、桥梁被毁，房屋、农田被埋，河流堵塞，顷刻之间造成巨大的灾害。

我国是一个多山的国家，泥石流分布较广，危害不小，如云南东川地区，泥石流沟成群分布，每年雨季，泥石流就频繁暴发，中断交通，堵塞江河，严重危害当地的工农业生产和人民生命财产的安全。又如 1958 年新疆天山南坡暴发一次灾害性泥石流，冲进库车城；1964 年 7 月 20 日夜间兰州洪水沟暴发一次规模较大的泥石流，冲进居民区，都造成较大损失。

一、泥石流的形成条件与分布

泥石流的形成必须具备以下三个条件：

1. 流域内有丰富的不稳定的松散堆积物。凡泥石流活跃的地区，大多是地质构造复杂、断层褶皱发育、新构造活动强烈、地震烈度高的地区。由于这些因素致使地表岩层破碎，风化作用强烈，滑坡、崩塌等发育，使泥石流有丰富物质来源。

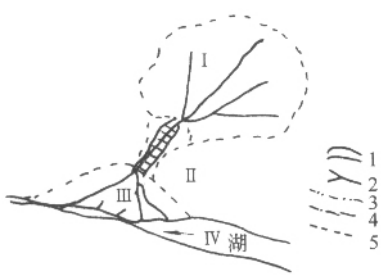


图 1－1－30　标准型泥石流流域示意图

Ⅰ—形成区；Ⅱ—流通区；Ⅲ—堆积区；Ⅳ—堵塞形成的湖泊

1—峡谷；2—有水沟床；3—无水沟床；4—分区界线；5—流域界限

2. 有宜于汇水、聚集物质的陡峻地形。标准的泥石流流域(图 1－1－30)，上游形成区多为三面环山、一面有出口的瓢状或斗状围谷，周围山高坡陡，植被不良，这样的地形有

利于固体物质和水的汇集。中游流通区多为狭窄幽深的峡谷，谷床纵坡比降大，泥石流能急速直泻山外。下游堆积区为山前平原或大河阶地，是泥石流停积的场所。

3. 突发而急骤的大量水流。如大暴雨或冰川、积雪急剧消融，或水库、渠道溃决。

此外，开矿弃碴、修路切坡弃土、陡坡开荒、砍伐森林和过度放牧等都有利於石流形成。

我国泥石流主要分布于西南、西北及华北山区。如四川西部、云南西部和北部、西藏东部和南部、秦岭、甘肃东南部、青海东部、祁连山、天山、昆仑山太行山和北京西山等地区。

二、泥石流的分类

(一)根据泥石流流域的地貌特征分

1. 标准型泥石流(图 1－1－30)　能明显地区分出形成区、流通区及堆积区，流域面积一般为十几至几十平方公里。

2. 河谷型泥石流(图 1－1－31a)　流域呈狭长形，形成区不明显，固体物质主要来自中游，沿河谷既有堆积又有冲刷，形成逐次搬运的“再生式泥石流”。

3. 山坡型泥石流(图 1－3－31b)　流域呈斗状，形成区与堆积区直接相连，没有明显的流通区。由于流域面积小，多形成规模较小的泥石流。

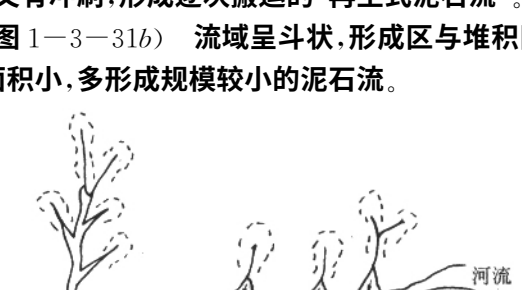


图 1－1－31　泥石流的类型
(a)河谷型泥石流；(b)山坡型泥石流

(二)根据泥石流的物质性质及运动状态分

1. 粘性泥石流　又称结构性或土力类泥石流。泥石含量较大，一般占 40%～60%，最高达 80%；重度达 15～20kN/m^3；具很大的粘性和结构性，石块呈悬浮搬运；突然暴发，持续时间短，破坏力大；遇弯道时能爬高、超高及裁弯取直；堆积物不流散，呈长舌状或岗状。

2. 稀性泥石流　又称紊流型或水力型泥石流。泥石含量少于 40%，重度小于 15kN/m^3；水为搬运介质，呈紊流状，有强烈的下切作用；堆积物在堆积区呈扇状散流，改道频

繁。

（三）根据泥石流的特征、规模及破坏程度分

分为高频率泥石流沟谷与低频率泥石流沟谷二类，见表 1－1－7。

表 1－1－7　泥石流工程分类和特征

类别	Ⅰ高频率泥石流沟谷			Ⅱ低频率泥石流沟谷		
泥石流特征	基本上每年均有泥石流发生。固体物质主要来源于沟谷的滑坡、崩塌。暴发雨强小于 2～4mm/10min。除岩性因素外，滑坡、崩塌严重的沟谷多发生粘性泥石流，规模大，反之多发生稀性泥石流，规模小			泥石流暴发周期一般在 10 年以上，固体物质主要来源于沟床，泥石流发生时“揭床”现象明显。暴雨时坡面产生浅层滑坡往往是激发泥石流形成的重要因素。泥石流暴发雨强，一般大于 4mm/10min。泥石流规模一般较大，性质有粘有稀		
流域特征	多位于强烈抬升区，岩层破碎，风化强烈，山体稳定性差。泥石流堆积新鲜，无植被或仅有稀疏草丛。粘性泥石流沟中下游沟床坡度大于 4%			山体稳定性相对较好，无大型活动性滑坡、崩塌。沟床和扇形地上巨砾遍布。植被较好，沟床内灌木丛密布，扇形地多已辟为农田。粘性泥石流沟中下游沟床坡度小于 4%		
亚类	$Ⅰ_1$	$Ⅰ_2$	$Ⅰ_3$	$Ⅱ_1$	$Ⅱ_2$	$Ⅱ_3$
严重程度	严重	中等	轻微	严重	中等	轻微
流域面积（km^2）	＞5	1～5	＜1	＞10	1～10	＜1
固体物质一次冲出量（$\times10^4m^3$）	＞5	1～5	＜1	＞5	1～5	＜1
流量（m^3/s）	＞100	30～100	＜30	＞100	30～100	＜30
堆积区面积（km^2）	＞1	＜1	－	＞1	＜1	－

注：1. 表中流量对高频率泥石流沟指百年一遇流量；对低频率泥石流沟指历史最大流量；
2. 泥石流的工程分类宜采用野外特征与定量指标相结合的原则，定量指标满足其中一项即可。

三、泥石流的防治

在泥石流地区进行建筑时应做好勘察工作，充分掌握泥石流的特征、规模及破坏强度，并根据建筑物的要求采取避“强”制“弱”、局部防护、重点处理和综合防治的原则，而又以防为主。

对于 $Ⅰ_1$ 和 $Ⅱ_1$ 类泥石流沟谷，由于规模大、破坏力强、危害性大，防治工作困难且不经济，故这类泥石流沟谷不应作为建筑场地，线路宜避开。

对于 $Ⅰ_2$ 和 $Ⅱ_2$ 类泥石流沟谷，原则上不宜作为建筑场地。当必须进行建筑时，应采

取综合处理措施。线路宜在流通区或沟口选择沟床固定、沟形顺直、沟道纵坡比较一致、冲淤变化较小、沟道较窄处以大跨度桥跨越。

对于 $Ⅰ_3$ 和 $Ⅱ_3$ 类泥石流沟谷，由于规模小、破坏作用轻，易于治理，故可利用堆积区作为建筑场地，但应避开沟口。线路通过堆积扇时，不得任意改沟、并沟，宜采用一沟一桥，分段设桥。同时应根据具体情况，做好排洪、导流等处理措施。

泥石流的防治宜采取形成区、流通区、堆积区统一规划，生物措施和工程措施相结合的综合治理方案。其防治的措施有：

1. 水土保持措施　泥石流可以看作是水土流失的一种特殊表现形式，所以，在形成区做好水土保持工作是防治泥石流的一种带有根本性的措施，主要是平整山坡、植树造林、修建谷坊和坡面排水系统。谷坊能起稳定沟坡和蓄水保土的作用，一般高约 1～3m，沿沟节节修筑，构成谷坊群，常用土石建成，其断面尺寸可参考表 1－1－8。

表 1－1－8　土石谷坊实用断面尺寸参考表

坝高(m)	顶宽(m)		底宽(m)		迎水坡		背水坡	
	土	石	土	石	土	石	土	石
1	1.0	0.6	3.0	1.1	1∶1.0	1∶0.5	1∶1.0	1∶0.2
2	1.5	1.1	6.5	3.3	1∶1.5	1∶0.8	1∶1.0	1∶0.5
3	2.0	1.6	11.0	5.1	1∶1.5	1∶1.0	1∶1.5	1∶0.7

2. 拦挡措施　主要在泥石流流通区修筑各种坝，用以拦蓄泥砂石块，以减弱泥石流的规模，并固定沟床，防止沟床下切和谷坡坍塌以及放缓纵坡，减小泥石流的流速。坝高一般在 5m 左右，并常形成坝群。常用的坝型有砌石坝、溢流土坝等。砌石坝常用的尺寸是坝顶宽约 1～2m，迎水边坡 1∶0.25 左右，背水边坡 1∶0.4～0.75。坝身内要设置泄水孔，凡坝高在 5m 以下的可设 1～2 排，间距 2～3m，以便放走细小泥砂。泄水孔的常用尺寸为 25cm×25cm～50cm×50cm。

3. 排导措施　主要在泥石流堆积区采用排洪道，顺利排除泥石流。它应尽可能直线布置，出口处与大河交接处以锐角为宜，一般在 45°以下；其纵坡视泥石流的类型从 2.5%～4.5%到 5%～15%。排洪道的断面形式有矩形、梯形、复式和锅底形几种，其尺寸应根据设计流量的大小和水力要素而定；两侧常采用护坡、挡土墙和堤坝三种形式，前两者多用于下挖的排洪道，后者则用于填方的排洪道。一般情况下，土质护坡的边坡可采用 1∶1 或 1∶0.75。其他排导措施还有导流堤、停淤场等。

此外，还可根据泥石流物质性质的不同，考虑采取不同的防治方案，如对于稀性泥石流则治水为主，修建调洪水库、截水沟、引水渠和植树等，以拦蓄洪水，削弱水动力，制止泥石流的形成；对于粘性泥石流则以治土为主，修筑拱石坝、谷坊、支挡结构和植树等，以稳定土体，制止泥石流的形成。

四、泥石流的勘察与监测

泥石流的勘察在选址或初步勘察阶段即应进行，目的在于查明建筑场地及邻近沟谷是否具有形成泥石流的条件，或查明已有泥石流的类型、规模、强度、频繁程度及危害程度等，以评价建筑场地的适宜性和提出防治措施。

勘察以工程地质测绘与调查为主，范围包括沟谷至分水岭的全部地段及可能受泥石流影响的地段。其内容包括：(1)搜集融雪和暴雨强度、最大降雨量、一般和最大流量；(2)查明形成区的地形地貌、汇水面积及水量，地质构造及岩性、风化程度，滑坡、崩塌等发育程度，植被及地下水情况，可能形成泥石流的物质分布及储量；(3)查明流通区的沟床纵横坡度、跌水、急湾等特征，两侧山坡坡度及稳定情况，沟床冲淤变化；(4)查明堆积区堆积扇的分布范围、形态、植被、开垦、沟道变迁情况，堆积物的成分、层次、厚度、粒径及分布；(5)调查历次泥石流的发生及活动规律，最大堆积量，以及当地的防治措施和建筑经验。

勘察报告需包括以下内容：

1. 泥石流的地质背景和形成条件；

2. 形成区、流通区、堆积区的分布特征，绘制专门工程地质图；

3. 判别泥石流的类型和评价工程建设的适宜性；

4. 泥石流防治和监测的建议。

必要时，可对(1)泥石流的规模、发育阶段、活动规律用遥感技术进行中长期动态监测；(2)泥石流基本参数的变化用摄影测量进行短期动态监测，以获得确切的数据资料。

第二章 边坡工程设计的基本原则

第一节 概述

为保持结构物两侧的土体、物料有一定高差的结构称为支挡结构。如以刚性较大的墙体支承填土和物料并保证其稳定的为挡土墙；而对于具有一定柔性的结构，如板桩墙、开挖支撑称为柔性挡土墙或支护结构。

支挡结构在各种土建工程中得到广泛的应用，如公路、铁路的挡土墙，桥台，水利、港湾工程的河岸及水闸的岸墙，民用与工业建筑的地下连续墙，开挖支撑等。随着大量土木工程在地形复杂地区的兴建，支挡结构愈加显得重要，支挡结构的设计，将直接影响到工程的经济效益和安全。

支挡结构类型很多，现以最常用的重力式挡土墙为例，说明一下它的各部名称（图 1－2－1）。

靠近回填土一侧称为墙背；而回填土墙的另一侧大部分暴露在外面的为墙面；墙的底面称为墙底；墙背与基底交线为墙踵；墙面与基底的交线为墙趾。墙面、墙背的倾斜度是指两者与竖直面之间的夹角。通常，工程中常用单位竖直高度及斜面相应水平投影长度之比，如墙背斜度为 $1:n$。

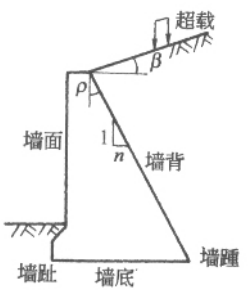


图 1－2－1 挡土墙名称图

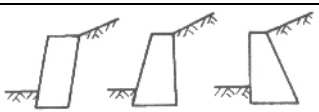
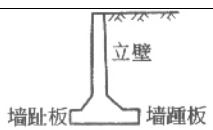
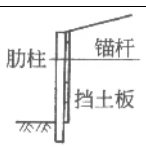
墙背一侧较高的土体称为回填土。墙背后不论是回填土，还是未经扰动的土体或其他物料均称为回填土。墙背填土表面的荷载称为超载。

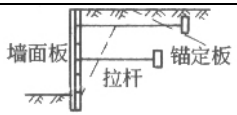
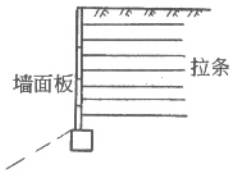
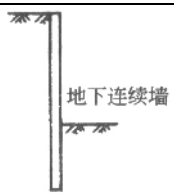
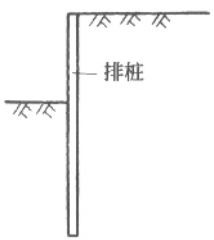
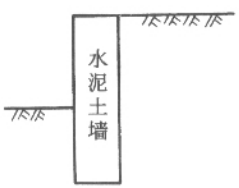
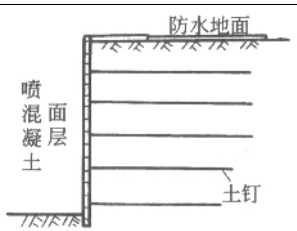
第二节　支挡结构分类及适用范围

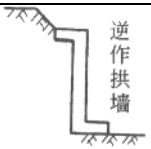
支挡结构类型的划分方法较多，按结构形式、建筑材料、施工方法及所处环境条件等进行划分。按断面的几何形状及其受力特点，常见的挡土墙形式可分为：重力式、悬臂式、扶壁式、锚杆式、锚定板式、加筋土挡土墙，作为基坑的支护结构有排桩式支护结构、地下连续墙、水泥土墙、土钉墙及逆道作拱等；如按材料区分可分成：木质、砖砌、石砌、混凝土及钢筋混凝土、钢制的支挡结构。

支挡结构作为一种结构物，其类型是各种各样的，其适用范围，将取决于结构物所处地形，工程地质，水文地质，水文资料，建筑材料，结构用途，结构本身的特性，施工方法，技术经济条件及当地的经验等因素。表 1—2—1 仅供参考。

表 1—2—1　支挡结构类型及及适用范围

类型	结构示意	特点及适用范围
重力式		1. 依靠墙自重承受土压力，保持平衡； 2. 一般用浆砌片石砌筑，缺乏石料地区可用混凝土； 3. 形式简单，取材容易，施工简便； 4. 当地基承载力低时，可在墙底设钢筋混凝土板，以减薄墙身，减少开挖量。 适用于低墙、地质情况较好有石料地区
半重力式		1. 用混凝土灌注，在墙背设少量钢筋； 2. 墙趾展宽，或基底设凸榫，以减薄墙身、节省圬工。 适用于地基承载力低，缺乏石料地区
悬臂式		1. 采用钢筋混凝土，由立管、墙趾板、墙踵板组成，断面尺寸小； 2. 墙过高，下部弯矩大，钢筋用量大。 适用于石料缺乏，地基承载力低地区，墙高 6m 左右
扶壁式		1. 由墙面板、墙趾板、墙踵板、扶壁组成； 2. 采用钢筋混凝土。 适用于石料缺乏地区，挡土墙高大于 6m，较悬臂式经济
锚杆式		由肋柱、挡土板、锚杆组成，靠锚杆的拉力维持挡土墙的平衡。 适用于挡土墙高＞12m，为减少开挖量的挖方地区、石料缺乏地区

类型	结构示意	特点及适用范围
锚定板式		1. 结构特点与锚杆式相似，只是拉杆的端部用锚定板固定于稳定区。 2. 填土压实时，钢拉杆易弯，产生次应力。 适用于缺乏石料，大型填方工程
加筋土式		1. 由墙面板、拉条及填土组成，结构简单、施工方便； 2. 对地基承载力要求较低。 适用于大型填方工程
地下连续墙		1. 在地下挖狭长深槽内充满泥浆、浇注水下钢筋混凝土墙； 2. 由地下墙段组成地下连续墙，靠墙自身强度或靠横撑保证体系稳定。 适用于大型地下开挖工程，较板桩墙可得到更大的刚度、更大的深度
排桩式支挡结构		1. 深埋的桩柱间用树根桩、水泥土、注浆等形成止水帷幕，也可用挡土板拦挡土体； 2. 桩为钻孔灌注桩、钢板桩及钢筋混凝土板桩； 3. 悬臂式结构在软土场地中深度不宜大于 5m； 4. 地下水位较高时，宜采用降水，排桩加截水帷幕。
水泥土墙		1. 利用水泥、石灰等材料作为固化剂，通过深层搅拌机械强制搅拌或高压喷射注浆法，使软土硬结成整体桩，充分利用原位土，形成重力式挡墙； 2. 水泥土桩施工范围内地基土承载力不宜大于 150kPa； 3. 基坑深度不宜大于 6.0m。
土钉墙		1. 土钉墙是由被加固土体、锚固于土体中的土钉群和面板组成，形成类似重力式的挡土墙； 2. 适用于一般基坑非软土场地； 3. 基坑深度不宜大于 12m； 4. 地下水位高于基坑底面时，应采取降水或截水措施。

类型	结构示意	特点及适用范围
逆作拱墙		1. 将支护墙做成拱圈，拱墙轴线的矢跨比不宜小于 1/8； 2. 用于一般基坑，深度不大于 12m； 3. 地下水位高于基坑底面时，应采用降水或截水措施； 4. 淤泥和淤泥质土场地不宜采用。

第三节　设计基本原则

支挡结构应当保证填土、物料、基坑侧壁及构筑物本身的稳定，构筑物应具有足够的承载力和刚度，保证结构的安全正常使用。同时，在设计中还应做到技术先进、经济合理及方便施工。设计的基本原则为：

（一）为保证支挡结构安全正常使用，必须满足承载能力极限状态和正常使用极限状态的设计要求，对于支挡结构应进行下列的计算和验算：

1. 支挡结构均应进行承载能力极限状态的计算，计算内容应包括：

（1）根据支挡结构形式及受力特点进行土体稳定性计算。稳定性验算通常应包括以下内容：

1）支挡结构的整体稳定验算，即保证结构不会沿墙底地基中某一滑动面产生整体滑动；

2）支挡结构抗倾覆稳定验算；

3）支挡结构抗滑移验算；

4）支护结构的抗隆起稳定验算；

5）支挡结构抗渗流验算。

（2）支挡结构的受压、受弯、受剪、受拉承载力计算。

（3）当有锚杆或支撑时，应对其进行承载力计算和稳定性验算。

2. 正常使用极限状态计算

（1）支挡结构周围环境有严格要求时，应对结构的变形进行计算；

（2）对钢筋混凝土构件的抗裂度及裂缝宽度进行计算。

（二）应根据工程用途的要求、地形及地质等条件，综合考虑以确定支挡结构的平面布置及其高度。

（三）应认真分析地形、地质、填土性质、荷载条件，当地的材料供应及现场地区技术经济各种条件，确定支挡结构类型及截面尺寸。

（四）应保证支挡结构设计符合相应规范、条例的要求。

（五）在设计中应使支挡结构与环境协调，满足环保要求。

(六)设计工作中给出质量监测及施工监控的要求。

(七)为保证支挡结构的耐久性,在设计中应对使用中的维修给出相应规定。

第四节 支挡结构设计的一般规定

一、设计阶段与设计内容

支挡结构的设计阶段和设计内容,均取决于整体工程的设计阶段、设计内容及对组成文件的要求。有时为了争取工期,也可能早于整体工程的设计阶段。通常可将设计阶段分为以下两种:

1. 两阶段设计:初步设计和施工设计;

2. 一阶段设计:施工设计。

根据工程的要求,确定设计阶段后,其相应的设计文件组成与内容,将根据工程设计阶段、工程种类及要求而定。

初步设计阶段:

根据设计任务书中确定的主要技术条件,确定支挡结构修建的可行性,对平面布置的确定,结构类型的选择,作出综合考虑,确定其最佳方案,并给出工程量及造价的概算。对个别控制工程拟出设计原则。

施工设计阶段:

最后确定支挡结构的平面布置,选定支挡结构类型、截面形式及构造,决定整个结构的全部尺寸,给出工程数量及造价。对控制工程及独立的高墙作出单独设计。应给出平面布置图,纵平面图,墙的大样图,相关的一些构造图,工程量及造价计算表,设计说明表。在必要时应包括基坑的平面图和断面图。

如果是一设计阶段,将上述两设计阶段工作结合起来一次完成。

二、挡土墙设计的一般规定

(一)挡土墙的稳定性,应符合下列要求:

1. 抗滑安全系数

$$K_s = \frac{(G_n + E_{an})\mu}{E_{at} - G_t} \geqslant 1.3 \qquad (2-1)$$

2. 抗倾覆安全系数(图 1-2-2)

$$K_1 = \frac{G_{x_0} + E_{az}x_f}{E_{az}z_f} \geqslant 1.6 \qquad (2-2)$$

$$G_n = G\cos\alpha_0;$$

$$G_t = G\sin\alpha_0;$$

$$E_{at} = E_a\sin(\alpha - \alpha_0 - \delta);$$

$$E_{an} = E_a\cos(\alpha - \alpha_0 - \delta);$$

$$E_{ax} = E_a\sin(\alpha - \delta);$$

$$E_{az} = E_a\cos(\alpha - \delta);$$

$$x_f = b - z\cot\alpha;$$

$$z_f = z - b\tan\alpha_0;$$

式中　G——**挡土墙每延米自重**；

x_0——**挡土墙重心离墙趾的水平距离**；

α_0——**挡土墙的基底倾角**；

α——**挡土墙的墙背倾角**；

δ——**土对挡土墙墙背的摩擦角**；

b——**基底的水平投影宽度**；

z——**土压力作用点离墙踵的高度**；

μ——**土对挡土墙基底的摩擦系数**。

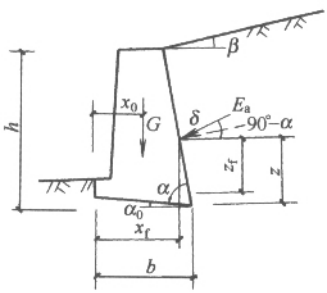


图 12－2　**挡土墙定验算示意图**

3. **整体滑动稳定性验算**

一般选用圆弧滑动面法计算。

$$K = \frac{M_R}{M_S} \geqslant 1.2 \tag{2-3}$$

式中　M_R——**抗滑力矩**；

M_S——**滑动力矩**。

以上是《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)**规定的。而在《砌体结构设计规范》**(GB 50003—2001)**中规定：当砌体结构作为一个刚体，需验算整体稳定时，例如倾覆、滑移、漂浮等，应按下式验算：**

$$\gamma_0(1.2S_{G2k} + 1.4S_{Q1k} + \sum_{i=2}^{1} S_{Qik}) \leqslant 0.8S_{G1k} \tag{2-4}$$

式中　S_{G1k}——**起有利作用的永久荷载标准值的效应**；

S_{G2k}——**起不利作用的永久荷载标准值的效应**；

S_{Qik}——在基本组合中起控制作用的一个可变荷载标准值的效应；

S_{Qik}——第 i 个可变荷载标准值的效应。

(二)挡土墙地基承载力计算

挡土墙基础底面的压力，应符合下式的要求：

当轴心荷载作用时

$$p_k \leqslant f_a \tag{2-5}$$

式中 p_k——相应于荷载标准组合时，基础底面处的平均压力值；

f_a——修正后的地基承载力特征值。

当偏心荷载作用时，除符合上式(2-5)要求外，尚应符合下式要求：

$$p_{kmax} \leqslant 1.2 f_a \tag{2-6}$$

式中 p_{kmax}——相应于荷载标准组合时，基础底面边缘的最大压力值。

基础底面的压力值可按下列公式确定：

1. 当轴心荷载作用时

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \tag{2-7}$$

式中 F_k——相应于荷载效应标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值；

G_k——基础自重和基础上的土重；

A——基础底面面积。

2. 当偏心荷载作用时

$$p_{kmax} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \tag{2-8}$$

$$pP_{kmim} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_k}{W} \tag{2-9}$$

式中 M_K——相应于荷载效应标准组合时，作用于基础底面的力矩值；

W——基础底面的抵抗矩；

p_{kmin}——相应于荷载效应标准组合时，基础底面边缘的最小压力值。

当偏心距 $e > b/6$ 时，p_{kmax} 应按下式计算

$$p_{kmax} = \frac{2(F_k + G_k)}{3la} \tag{2-10}$$

式中 l——垂直于力矩作用方向的基础底面边长；

a——合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离。

地基承载力特征值可由载荷试验或其他原位测试、公式计算，并结合工程实践经验等方法综合确定。本书给出的地基承载力设计值仅供参考。(为原《建筑地基基础设计规范》GBJ 7—89 之值)。

基底合力的偏心距 e 不应大于 0.25 倍基础的宽度，即

$$e \leqslant \frac{b}{4}$$

当地基受力层范围内有软弱下卧层时，应按下式验算：

$$p_z + p_{xz} \leqslant f_{cz} \tag{2-11}$$

式中　p_z——相应于荷载效应标准组合时，软弱下卧层顶面处的附加压力值；

p_{cz}——软弱下卧层顶面处土的自重压力值；

f_{az}——软弱下卧层顶面处经地深度修正后地基承载力特征值。

对条形基础 p_z 值可用下式计算：

$$p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z\tan\theta} \tag{2-12}$$

式中　b——条形基础底边的宽度；

p_c——基础底面处土的自重压力值；

z——基础底面到软弱下卧层顶面的距离；

θ——地基压力扩散线与垂直线的夹角。可按表 1-2-2 采用。

表 1-2-2　地基压力扩散角 θ

E_{s1}/E_{s2}	z/b	
	0.25	0.50
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

注：1. E_{s1} 为上层土压缩模量；E_{s2} 为下层土压缩模量；

2. $z/b<0.25$ 时取 $\theta=0°$，必要时，宜由实验确定；$z/b>0.5$ 时 θ 值不变。

同时，还应进行地基稳定性验算（圆弧滑动面）用式（2-3），即

$$K = \frac{M_R}{M_S} \geqslant 1.2$$

式中　M_R——抗滑力矩；

M_S——滑动力矩。

当滑动面为平面时，稳定安全系数提高为 1.3。

（三）墙身正截面承载力计算（图 1-2-3）

对一般挡土墙，必须保证：

偏心距

$$e = \frac{B}{2} - \frac{G_1 x + E_{az1} x_{f1} - E_{az1} z_{f1}}{G_1 + E_{az1}} \leqslant \frac{B}{4} \tag{2-13}$$

式中　G_1——计算截面以上的墙重；

E_{az1}、E_{ax1}——计算截面以上主动土压的竖向、水平向的分力；

e——计算截面处的偏心距；

B——计算截面的截面宽度；

x——为 G_1 到截面左边的距离；

x_{f1}——为 E_{az1} 到截面左边的距离；

z_{f1}——为 E_{ax1} 到截面的高度。

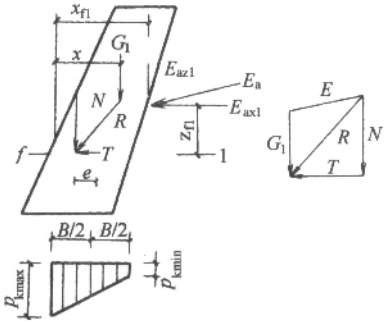


图 1—2—3 截面正应力计算图

确定结构内力后，求截面尺寸、配筋及验算材料强度时，应按承载能力极限状态荷载效应的基本组合，采用相应分项系数。按相关规范进行计算。

三、作用于挡土墙上的力系

(一)荷载

作用于挡土墙上的永久荷载有：

1. 挡土墙自重；

2. 由于填土作用于墙背上的主动土压力；

3. 由于墙前土体作用于墙面上的被动土压力(一般设计中不考虑，当有条件保证墙前土永远存在方可考虑)；

4. 填土中的地下水压力或常水位时的静水压力与浮力；

5. 由以上荷载引起的基底的竖向反力；

6. 基底的摩擦力。

作用于挡土墙上的可变荷载有：

7. 铁路、公路传来的列车、汽车荷载，或填土上其他工程的超载引起的土压力；

8. 计算水位的静水压力和浮力；

9. 水位退落时的动水压力；

10. 波浪压力；

11. 冻胀力和冰压力；

12. 温度荷载。

作用于挡土墙上的偶然荷载有：

13. 地震作用；

14. 施工及临时荷载，如起吊机、人群、堆载等。

(二)荷载组合

挡土墙设计应根据使用过程中在挡土墙可能出现的荷载,按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行荷载效应组合。并取不利的荷载组合进行设计。

按地基承载力确定基础底面积及埋深时,基础底面上荷载应按正常使用极限状态下荷载效应的标准组合。荷载效应组合设计值 S 应按下式计算

$$S = S_{Gk} + S_{Q1k} + \sum_{i=2}^{n} \varphi_{ci} S_{Qik} \tag{2-14}$$

式中　S_{Gk}——按永久荷载标准值 G_k 计算的荷载效应值;

S_{Qik}——按可变荷载标准值 Q_i 计算的荷载效应值,其中 S_{Q1k} 为诸可变荷载效应中起控制作用者;

φ_{ci}——可变荷载 Q_i 的组合值系数,应分别按《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)各章规定采用。

计算挡土墙土压力,地基或斜坡稳定及滑坡推力时,荷载效应应按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合,但其分项系数均为 1.0。由永久荷载效应控制的组合,其荷载效应组合的设计值:

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \sum_{i=1}^{n} \gamma_{Qi} \varphi_{ci} S_{Qik} \tag{2-15}$$

式中　γ_G——永久荷载的分项系数,此时取 $\gamma_G = 1$;

γ_{Qi}——第 i 个可变荷载的分项系数,此时也取 $\gamma_{Qi} = 1$。

此处也可采用简化规则,荷载效应基本组合的设计值 S 按下式确定:

$$S = 1.35 S_k \leqslant R \tag{2-16}$$

式中　R——结构构件抗力的设计值;

S_k——荷载效应的标准组合值。

在确定基础、支挡结构截面,计算基础或支挡结构内力,确定配筋和验算材料强度时,上部结构传来的荷载效应组合和相应的基底反力,按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合,采用相应的分项系数。

永久荷载的分项系数:

(1)对由永久荷载效应控制的组合,应取 1.35;

(2)当其效应对结构有利时

一般情况下应取 1.0;

对结构的倾覆、滑移或漂浮验算,应取 0.9。

可变荷载的分项系数一般情况下取 1.4。

(三)在挡土墙设计中,波浪力、冰压力和冻胀力不同时计算。

当挡土墙浸水时,其受力比较复杂:

1)浸水条件

a. 经常性浸水;

b. 季节性浸水。

2)水的作用

a. 静水压力或动水压力作用；

b. 水的浮托作用；

c. 水对填料力学性质的影响；

d. 对墙体的腐蚀作用。

3)水位的变化

a. 各种设计水位及涨落情况；

b. 墙前、墙后水位差及其变化。

4)水引起的特殊作用

a. 波浪压力；

b. 冰压力；

c. 漂浮物的压力。

水的特殊作用，在一般情况下，对挡土墙不起控制作用，因而不计。但对港湾、岸壁的挡土墙，多数情况下波浪压力起控制作用，必须加以计算。

当墙后回填渗水的砂土，墙身设有泄水孔，则墙前、后水位接近平衡。填料浸水后，受到水的减重作用。计算时应计入墙身浸水的上浮力及填料的减重作用。但应注意墙前、后水位的急剧变化，将会引起较大的动水压力作用。

对于水工挡土墙，根据所处条件，应以最不利情况进行考虑。并应遵照相应设计规范要求。

四、关于挡土墙基础的一些规定

挡土墙的基础是保证挡土墙安全正常工作的一个重要部分。很多挡土墙的破坏，都是因基础设计不当而引起的。挡土墙的破坏有的是因地基不良，或者是地基基础处理不当所致。设计基础时，必须充分掌握基底的工程地质与水文地质条件，在安全、可靠、经济的条件下，确定基础类型、埋置深度、地基处理措施。

挡土墙一般采用明挖基础。当基底为松软土层时，可采用换填或桩基础。水下基础挖基有困难时，可采用桩基础或沉井基础。

基础设计应符合《建筑地基基础设计规范》及相应结构设计规范的有关规定。

(一)基础埋置深度的要求

基础的埋置深度，应按下列条件确定：

1. 结构物的用途，基础的类型和构造；

2. 作用在地基上的荷载大小和性质；

3. 工程地质和水文地质条件；

4. 相邻建筑物的基础埋深；

5. 地基土冻胀和融陷情况。

(二)挡土墙的基础埋深

1. 在土质地基中,基础埋深不宜小于 0.5m;在软质岩地基中,基础埋置深度不宜小于 0.3m。

2. 当基础底面以下允许有一定厚度的冻土层,基础最小埋深:

$$d_{\min} = z_d - h_{\max} \tag{2-17}$$

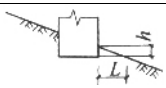
式中　z_d——设计冻深;

$h_{\max}$——基础底面下允许残留冻土层的最大厚度,按《规范》(GB 50007—2002)附录 G.0.2 查取。

3. 受水流冲刷时,应在冲刷线以下不小于 1.0m。

4. 墙基础位于斜坡地面时,其墙趾嵌入地层中最小尺寸应符合表 1—2—3。

表 1—2—3

地层类别	h(m)	L(m)	示意图
较完整的硬质岩层	0.25	0.25～0.50	
一般硬质岩层	0.60	0.60～1.50	
软质岩层	1.00	1.00～2.00	
土层	≥1.00	1.50～2.50	

5. 基础不得置于有机土、泥炭、腐殖土及废弃垃圾上。

基础尺寸设计必须保证承载力强度及基础本身的强度条件的满足

五、填料的选择

为保证挡土墙的安全正常工作及经济合理,填料的选择也是一项重要工作。选择好填土,不仅使设计合理,也更经济和安全。

由压力理论可知,填土重度愈大,主动土压力愈大,填料的内摩擦角愈大,主动土压力愈小。所以应选择重度小,而内摩擦角大的填料。一般以块石、砾石、粗砂为好。这样的填料透水性强,抗剪强度稳定,易排水,能显著减少主动土压力。

因黏性土的压实性和透水性都较差,又常具有吸水膨胀性和冻胀性,产生侧向膨胀压力,影响挡土墙的稳定性。当不得不采用黏性土时,应适当混以块石,填土必须分层夯实,保证质量。

不能采用淤泥、耕土、膨胀黏土,块结黏土为填料。在季节性冻土区,不能用冻胀性材料。应选择炉渣,碎石、粗砂等非冻胀材料。对于重要的、高度较大的挡土墙,用黏土作回填料是不合适的。由于黏土性能不定,在干燥时体积易收缩,而在雨季时膨胀,由于其交错收缩与膨胀,在挡土墙上形成的侧压力无法正确考虑,其数值有时比计算的土压力大许

多倍，它会使挡土墙外移，甚至使挡土墙失去作用和毁坏。

填料计算指标的确定，如填料的重度 γ，抗剪强度指标 c、φ，填料与墙背的摩擦角 δ 等，对于挡土墙设计都是十分重要的，直接关系到挡土墙的安全和经济，它们是计算土压力的关键数据。因此，在设计之前，对以上各项指标由试验确定，尽量取得准确的符合实际的数值。

当然，填料一般应当从基坑开挖及附近的挖土取得。正确作法应当是对其材料性质加以改善，使之满足以上要求。

六、挡土墙的构造规定

1. 重力式挡土墙，墙面与墙背的坡度，一般可采用 1∶0.2～1∶0.3，具体坡度值应根据断面经济、技术合理的原则确定。

2. 采用混凝土块和石砌的挡土墙，墙顶宽度不宜小于 0.4m；整体灌注的混凝土墙，墙顶宽度不宜小于 0.2m；钢筋混凝土墙顶宽度不应小于 0.2m。在挡土墙拐角处应采取加强措施。

3. 挡土墙顶部根据需要设置帽石。材料可采用粗料石或 C15 强度等级的混凝土，厚度不小于 0.4m，宽度不少于 0.6m，突出墙外飞檐宽度不小于 0.1m。如不设帽石，可选用大块片石置墙顶用砂浆抹平。

4. 沿墙每隔 10～20m 及与其他建筑物连续处应设置伸缩缝。由于墙高不同，墙底纵向坡度大，回填料不同，或地基的压缩性不同，各段挡土墙可能发生不同的变形，应设置沉降缝。伸缩缝与沉降缝可以合并设置。缝宽为 0.02～0.03m。缝内沿墙的前、后、顶三边填塞沥青麻筋或沥青木板，塞入深度不小于 0.2m。

5. 沿墙高和长度方向应设置泄水孔，按上下、左右每隔 2～3m 交错设置。泄水孔一般用 5cm × 10cm，10cm× 10cm，15cm× 20cm 的矩形孔或直径为 10cm 的圆孔。最下一排泄水孔应高于地面 0.3m。而在浸水地区挡土墙的最下一排泄水孔在常水位以上 0.3m。泄水孔后侧应有反滤层。泄水孔应有向外倾斜 5%的坡度。

在特殊情况下，墙后填土采用全封闭防水时，挡土墙又经常浸水时，一般不设泄水孔。

6. 为防止水渗、流入到填土中，除上述泄水孔外，还经常采用地表排水，填土外的截水沟，填土表面做不透水层，排水沟防渗等措施排除地表水，以防地表水的渗入。

为防止地下水浸入，在填土层下修建盲沟及集水管，以收集和排出地下水。

支挡结构的排水设计是支挡结构设计很重要部分，许多支挡结构失效都与排水不善有关。设计者必须给予足够重视。

7. 防水层

为防止水渗入墙身，形成冻害及水对墙身的腐蚀，在严寒地区或有侵蚀水作用时，常在临水面涂以防水层：

a. 石砌挡土墙，先抹一层 M5 水泥砂浆(2cm 厚)，再涂以热沥青(2～3mm)。

b. 混凝土挡土墙，涂抹两层热沥青(厚 2～3mm)。

c. 钢筋混凝土挡土墙，常用石棉沥青及沥青浸制麻布各两层防护，或者加厚混凝土保护层。

一般情况下可不设防水层，但片石砌筑挡土墙须用水泥砂浆抹成平缝。

第五节　方案的确定

对于一个支挡结构的设计，首先应当根据当地的自然地形、地质及当地的经验及技术条件，综合考虑以选定一个最好的设计方案。它应当是符合国家的经济技术方针、政策、规范及条例，技术先进，安全可靠，造价经济，施工方便的支挡结构。

一、支挡结构物的确定

根据工程需要，在需设置支挡结构的条件下，也可设置作用相同，而造价相近的其他种类构筑物。因此，在选定支挡结构时，应与其他构筑物进行比较。应考虑以下几个方面：

1. 能否重新选择工程的现场，免去此项工程，但应以满足工程及社会需要为前提；
2. 是否可以采用其他工程措施如高填、深挖，使工程现场不需修建支挡结构；
3. 与护坡比较，在挖方时与放坡比较；
4. 与桥比较；
5. 与清除山坡坍滑体比较；
6. 与隧道及明洞比较；
7. 与其他凡能代替支挡结构的其他构筑物比较。

二、平面位置的选定

根据上述比较，有充分依据证明修建支挡结构确实经济合理。进一步则应根据工程的需要，对平面图，纵、横断面图，地形图及相应的工程地质，水文地质的条件，综合考虑以确定支挡结构的平面位置，结构纵向布置及长度和支挡结构的类型。一般情况下取决于工程需要。

在选择支挡结构的平面位置、长度和支挡结构的类型时，应考虑以下几个主要因素和基本要求：

1. 技术条件

a. 地形、地质条件，水文及水文地质条件；

b. 结构坚固，基础稳定，效果良好，安全可靠；

c. 施工方法先进，或适合当地的经验；

d. 建筑材料及来源；

e. 符合国家规范规定及技术要求。

2. 经济条件

a. 支挡结构类型经济合理；

b. 节约材料；

c. 节约用地和劳动力；

d. 与其他构筑物及环境的协调，特别是环境保护的要求。

根据以上的原则选择结构的类型，但形式不宜过多，以免造成施工的困难，外观不协调，特别是滨河挡土墙，使水流不畅，形成漩涡，增大冲刷，增大危害。

三、断面尺寸的确定

支挡结构类型、平面位置及长度确定后，则应根据地基土的物理力学性质、填土的性质、地下水的情况等条件，经比较选定一经济合理的形式。一般地区将按以下步骤进行：

1. 根据支挡结构的标准设计资料及实测地形、地质资料，来确定支挡结构的高度；

2. 根据填料的性质及地基承载力等资料初步拟定截面的形式及尺寸，并进行试算；

3. 改变不同条件，再进行计算，如改变挡土墙的墙背倾角、墙背的形状，将各种情况下计算结果列出表，以选择最好截面；

4. 根据不同的墙高，地基条件和以上的计算结果，选择一二种基本形式。因为一种截面形式不可能在不同的情况下都经济合理，但又不能截面形式及尺寸变化太多，对施工不便。对选定的一二种断面，再进行高墙、最大、最小摩擦验算，满足要求方可选定。

对于个别起控制作用支护结构应做单独设计。

四、建筑材料的选定

选择建筑材料，应以就地取材为主。如本地区无可用之材，则必须根据材料的来源及价格、运距及工程结构的选型综合考虑选定。

当选用天然石料时，应选用无明显风化的石料，其极限抗压强度不低于 30MPa，同时应满足抗冻等要求。在侵水挡土墙中石料软化系数不得低于 0.8。

在石料缺乏地区，常选用混凝土或钢筋混凝土，此时也应作比较，到底选用何种材料经济。应对不同材料，不同截面作试算，给出造价的估算，综合评价，以确定支挡结构的最后的选型。

第六节　基坑支护结构设计原则

随着城市建设的大发展，各类用途的地下空间已在大中城市得到广泛地应用。如高层建筑的地下室、地下铁道、地下车站、地下停车场、地下商店及地下仓库等。为修建这些构筑物必须开挖大量的深基坑。

在城市中由于用地紧张，基坑不能采用放坡开挖，而是应用垂直的支护结构加以支撑后开挖。如桩式、墙式支护结构，岩或土锚杆结构及逆作法施工的基坑支护。

对于基坑的支护结构，为保持一侧土体的稳定，结构要插入土中一定深度，有的结构就是靠入土深度来维持结构及土体的稳定，而挡土墙则是靠重力及摩擦以保持结构及土体的稳定；另外，由于支护结构的刚度与土体之间的相互作用，有时土压力分布不再是三角形分布；最后，支护结构的施工方法与过程也与挡土墙不同。可见，支护结构设计与挡土墙设计有许多不同之处，因此，另立一节加以说明。

一、支护结构的要求

（一）安全可靠

基坑支护结构应确保岩土开挖、地下结构施工的安全及周围环境不受损害。

（二）经济合理

在确保安全的前提下，要从工期、质量、材料、设备人工及环保等方面综合研究其经济合理性。

（三）便于施工保证工期。

在安全可靠、经济合理的前提下，采用先进技术，合理组织施工，做好监控与测试，最大限度地满足便于施工和保证工期的要求。

二、支护结构设计内容

（一）支护体系的方案技术经济比较和选型；

（二）支护结构的承载力、稳定性和变形的计算；

（三）基坑内外土体的稳定性验算；

（四）基坑降水或止水帷幕设计以及围护墙的抗渗设计；

（五）基坑开挖与地下水变化引起的基坑内外土体的变形及其对基础桩、邻近建筑物和周边环境的影响；

（六）基坑开挖施工方法的可行性及基坑施工过程中的监测要求。

三、勘察要求

(一)在主体建筑地基的初步勘察阶段应根据岩土工程条件,搜集工程地质和水文地质资料,提出基坑支护的建议方案。

(二)在建筑地基详细勘察阶段,对需要支护的工程直接下列要求进行勘察工作:

1. 勘察范围应根据开挖深度及场地的岩土工程条件确定,并宜在开挖边界外按开挖深度的 1～2 倍范围内布置勘探点。对于软土,勘察范围宜扩大。

2. 勘察的深度应根据基坑支护结构设计要求确定,不宜小于 1 倍开挖深度,软土地区应穿越软土层。

3. 勘探点间距应视地层条件而定,可在 15～30m 内选择,地层变化较大时,应增密勘探点,查明其分布规律。

4. 水文地质勘察应达到以下要求:

(1)查明开挖范围及邻近场地地下水含水层和隔水层的层位、埋深和分布情况,查明各含水层(包括上层滞水、潜水、承压力)的补给条件和水力联系;

(2)测量场地各含水层的渗透系数和渗透影响半径;

(3)分析施工过程中水位变化对支护结构和基坑周边环境的影响,提出应采取的措施。

5. 岩土工程应测试参数:

(1)土的常规物理试验指标;

(2)土的抗剪强度指标;

(3)室内或原位试验测试土的渗透系数。

6. 基坑周边环境勘察应包括以下内容:

(1)查明影响范围内建(构)筑物的结构类型、层数、基础类型、埋深、基础荷载大小及上部结构的现状。

(2)查明基坑周边的各类地下设施,包括上下水、电缆、燃气、污水、雨水、热力等管线或管道的分布和性状;

(3)查明场地周围和邻近地区地表水汇流、排泄情况,地下水管渗漏情况以及对基坑开挖的影响程度;

(4)查明基坑四周道路的距离及车辆载重情况。

在以上勘察的基础上,针对基坑特点,应对场地的地层结构和岩土的物理力学性质作出分析,给出地下水的控制方法及计算参数,指出施工中应进行现场监测项目,提出施工中应注意的问题及防治措施。

四、支护结构的荷载

（一）土压力

主、被动土压力采用朗金土压力理论计算；当支护结构水平变形受到严格限制时采用静止土压力；当按变形控制原则计算时，土压力可按支护结构与上体相互作用原理确定，也可按地区经验计算。当水土共同作用时，对砂性土直按水、土分算原则计算；对黏土可按水、土合算原则计算，也可按地区经验计算。

（二）静水压力、渗流压力、承压水压力；

（三）基坑开挖影响范围以内建筑物荷载、地面超载、施工荷载及邻近场地施工的作用影响；

（四）温度变化（包括冻胀）对支护结构产生的影响；

（五）临水支护结构尚应考虑波浪作用和水流退落时渗透水压力；

（六）作为永久结构使用时尚应按有关规范考虑相关荷载作用。

《规程》（JGJ 120—99）给出水平荷载的标准值（图 1—2—4）：

对于碎石土及砂土：

计算点位于地下水位以上时

$$e_{ajk} = \sigma_{ajk} K_{ai} - 2c_{ik}\sqrt{K_{ai}} \tag{2-18}$$

当计算点位于地下水位以下时

$$e_{ajk} = \sigma_{ajk} K_{ai} - 2c_{ik}\sqrt{K_{ai}} + [(z_j - h_{wa}) - (m_j - h_{wa})\eta_{wa} K_{ai}] \times \gamma_w \tag{2-19}$$

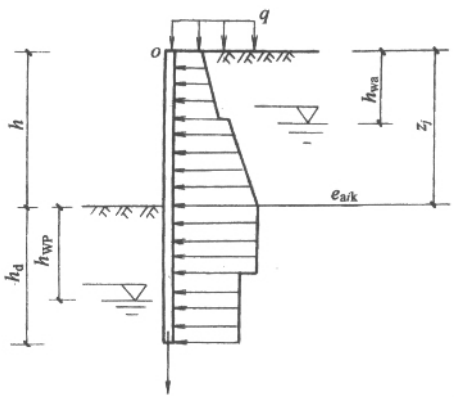


图 1—2—4　水平荷载标准值计算简图

式中　K_{ai}——第 i 层的主动土压力系数，按下式计算：$K_{ai} = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi_{ik}}{2}\right)$

其中 φ_{ik}——三轴试验确定的第 i 层上土结不排水（快）剪内摩擦角标准值；

σ_{ajk}——作用于深度为 z_j 处的竖向应力标准值，可按式（2—21）计算；

c_{ik}——三轴试验（当有经验时可采用直接剪切试验）确定的第 i 层土固结不排水（快）剪黏聚力标准值；

z_j——计算点深度；

m_j——计算参数，当 $z_j<h$ 时，取 z_j，当 $z_j\geqslant h$ 时，取 h；

h_{wa}——基坑外侧水位深度；

η_{wa}——计算系数，当 $h_{wa}\leqslant h$ 时，取 1；当 $h_{wa}>h$ 时，取零；

γ_w——水的重度。

对于粉土及黏性土

$$e_{ajk}=\sigma_{ajk}K_{ai}-2c_{ik}\sqrt{K_{ai}} \tag{2-20}$$

当以上各式计算的基坑开挖面以上水平荷载标准值小于零时，应取零。

基坑外侧竖向应力标准值 σ_{ajk} 可按下式计算：

$$\sigma_{ajk}=\sigma_{rk}+\sigma_{0k}+\sigma_{1k} \tag{2-21}$$

1）计算点深度 z_j 处自重竖向应力 σ_{rk}：

计算点位于基坑开挖面以上时：

$$\sigma_{rk}=\gamma_{mj}z_j \tag{2-22}$$

式中 γ_{mj}——深度 z_j 以上土的加权平均天然重度。

计算点位于基坑开挖面以下时：

$$\sigma_{rk}=\gamma_{mh}h \tag{2-23}$$

式中 γ_{mh}——开挖面以上土的加权平均天然重度。

2）当支护外侧地面作用满布附加荷载 q_0 时，基坑外侧任意深度附加竖向应力标准值 σ_{0k} 可按下式确定：

$$\sigma_{0k}=q_0 \tag{2-24}$$

3）当距支护结构 b_1 外侧，地表作用有宽度为 b_0 的条形附加荷载 q_1 时，基坑外侧深度 CD 范围内的附加竖向应力值 σ_{1k} 可按下式确定（图 1-2-5）：

$$\sigma_{1k}=q_1\frac{b_0}{b_0+2b_1} \tag{2-25}$$

上述基坑外侧附加荷载作用于地表以下一定深度时，将计算点深度下移，具竖向应力也可按上述规定确定。

水平抗力标准值

基坑内侧水平抗力标准值 e_{pjk} 宜按下列规定计算：

1）对于砂土及碎石土，基坑内侧水平抗力标准值按下列规定计算：

$$e_{pjk}=\sigma_{pjk}K_{pi}+2c_{ik}\sqrt{K_{pi}}+(z_j-h_{wp})(1-K_{pi})\gamma_w \tag{2-26}$$

式中 σ_{pjk}——作用于基坑底面以下深度 z_j 处的竖向应力标准值，可按式（2-28）计算；

K_{pi}——第 i 层土的被动土压力系数，其计算公式为：$K_{pi}=\tan^2\left(45°+\frac{\varphi_{ik}}{2}\right)$。

2）对于粉土及动性土，基坑内侧水平抗力标准值直按下式计算：

$$e_{pjk}=\sigma_{pjk}K_{pi}+2c_{ik}\sqrt{K_{pi}} \tag{2-27}$$

作用于基坑底面以下或度 z_j 处的竖向应力标准值 σ_{pjk} 可按下式计算：

$$\sigma_{Pjk}=\gamma_{mj}z_j \tag{2-28}$$

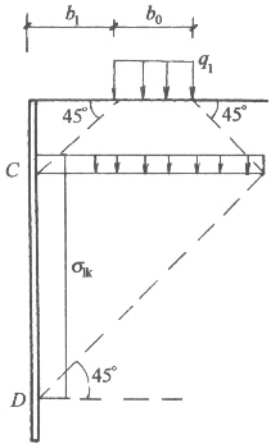


图 1－2－5　局部荷载作用时基坑外侧附加竖向应力计算简图

式中　γ_{mj}——深度 z_j 以上土的加权平均天然重度。

五、基坑支护结构设计

基坑支护结构应采用分项系数表示的极限状态设计表达式进行设计。基坑支护结构极限状态可分为两类：

1. 承载能力极限状态：对应于支护结构达到最大承载能力或土体失稳，过大变形导致支护结构或基坑周边环境破坏；

2. 正常使用极限状态：对应于支护结构的变形已妨碍地下结构施工或影响基坑周边环境的正常使用功能。

当场地内有地下水时，应根据场地及周边区域的工程地质条件、水文地质条件、周边环境情况和支护结构与基础形式等因素，确定地下水控制方法。当场地周围有地表水汇流、排泄或地下水管渗漏时，应对基坑采取保护措施。

地下水控制计算和验算：

1. 抗渗稳定性验算；

2. 基坑底突涌稳定性验算；

3. 根据支护结构设计要求进行地下水位控制计算。

根据承载能力极限状态和正常使用极限状态的设计要求，基坑支护应按下列规定进行计算和验算：

1. 基坑支护结构均应进行承载能力极限状态的计算，计十算内容应包括：

(1)根据基坑支护形式及其受力特点进行土体稳定性计算；

(2)基坑支护结构的受压、受弯、受剪承载力计算；

(3)当有锚杆和支撑时，应对其进行承载力计算和稳定性验算。

2. 对于安全等级为一级及对支护结构变形有限定的二级建筑基坑侧壁，尚应对基坑

周边环境及支护结构变形进行验算。

基坑支护结构的具体计算方法如下：

1. 基坑稳定性分析

基坑稳定性分析应包括下列各种稳定性分析：

(1)基坑整体稳定性分析

基坑边坡整体稳定是指防止基坑边坡上的部分土体脱离整体而沿着某一个面向下滑动所需的安全度。

假定滑动面为通过支护结构底部的圆弧滑裂面，采用条分法来计算(图 1－2－6)。

计算步骤如下：

(1)通过坡角任意选定一个可能的圆弧滑动面 AC，它的半径为 R。把圆弧以上的滑动土体 ABC 分成若干个等宽的竖向土体，分条宽度一般为 2～4m。

2)计算第 i 个土条及上部超载的重量 W_i；它与土条底层的径向分力 N_i 和切向分力 T_i 处于静力平衡，故

$$N_i = W_i\cos\theta_i$$

$$T_i = W_i\sin\theta_i$$

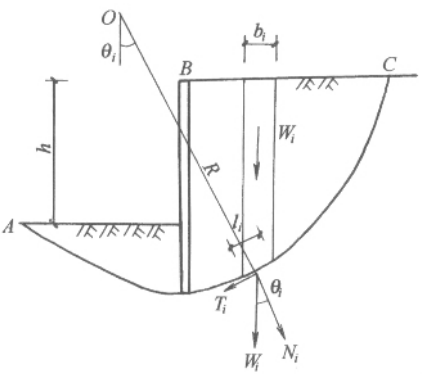


图 1－2－6 条分法计算简图

式中 θ_i——第 i 土条圆弧中点法线与铅直线的夹角。

3)以 O 点为转动中心，计算圆弧面上各力对 O 点的滑动力矩：

$$M_s = R\sum_{i=1}^{n} T_i = R\sum_{i=1}^{n} W_i\sin\theta_i$$

4)以 O 点为转动中心，计算圆弧面上各力对 O 点的抗滑力矩，它由摩阻力(N_i · $\tan\varphi$)和黏聚力 c(沿圆弧均匀分布)所组成：

$$M_s = R\left(\sum_{i=1}^{n} N_i\tan\varphi + c\,\widehat{l_{AC}}\right)$$

$$= R\left(\tan\varphi\sum_{i=1}^{n} W_i\cos\theta_i + c\,\widehat{l_{AC}}\right)$$

式中 $\widehat{l_{AC}}$——圆弧 AC 的长度。

5)稳定安全系数 K_s

$$K_s = \frac{M_c}{M_s} = \frac{\tan\varphi \sum_{i=1}^{n} W_i \cos\theta_i + c\,\widehat{l_{AC}}}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin\theta_i} \tag{2-29}$$

6)假定几个其他可能的滑动面，按上述步骤 2)～5)分别计算出其稳定安全系数，找出最小的稳定安全系数所对应的滑动面就是最危险的滑动面，它应不小于有关规定所要求的允许值。

(2)抗倾覆稳定安全系数 K_Q

$$K_Q = \frac{M_W}{M_0} \geqslant 1.3 \tag{2-30}$$

式中　M_w——抗倾覆力矩；

M_0——倾覆力矩。

(3)抗滑移稳定安全系数 K_H

$$K_H = \frac{F_u}{E_a} \geqslant 1.2 \tag{2-31}$$

式中　F_u——抗滑移力；

E_a——墙后主动土压力。

(4)基坑底抗隆起稳定性分析

随着基坑向下开挖，坑内外的压力差不断增大，使墙背土向基坑内推移，造成坑内土体隆起，坑外地面下沉现象。控制这种变形发生的验算大致根据两种假定，即临界滑动面假定和地基极限承载力假定。我们选取地基极限承载力假定。

将墙底面的平面作为求极限承载力的基准面，其滑动线形状如图 1－2－7 所示。

采取下式计算抗隆起安全系数的验算；

$$K_s = \frac{\gamma_2 h_d N_q + c N_c}{\gamma_1 (h + h_d) + q} \tag{2-32}$$

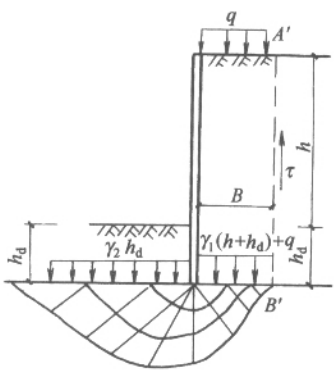


图 1－2－7　抗隆起稳定分析图

式中　h_d——嵌固深度；

h——基坑开挖深度；

γ_1、γ_2——墙体外侧及坑底土体重度；

q——地面超载；

N_c、N_q——地基承载力系数。

用普朗特尔(Prandtl)公式，N_q、N_c 分别为：

$$\left.\begin{aligned} N_{qp} &= \tan^2\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right)e^{\pi\tan\varphi} \\ N_{cp} &= (N_{qp}-1)\frac{1}{\tan\varphi} \end{aligned}\right\} \tag{2-33}$$

用太沙基(Terzaghi)公式

$$\left.\begin{aligned} N_{qT} &= \frac{1}{2}\left[\frac{e^{\left(\frac{3}{4}\pi-\frac{\pi}{2}\tan\varphi\right)}}{\cos\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right)}\right]^2 \\ N_{cT} &= (N_{qT}-1)\frac{1}{\tan\varphi} \end{aligned}\right\} \tag{2-34}$$

用本法验算抗隆起安全系数时，由于图中 $A'B'$ 面上的抗剪强度抵抗隆起作用没有考虑，故安全系数 K_l 可取得低一些，一般可采用 $K_l \geqslant 1.2\sim1.3$。

(5)基坑抗渗流稳定性验算

1)抗管涌稳定性验算

在地下水丰富，渗透系数较大(渗透系数$\geqslant 10^{-6}$ cm/s)的地区进行支护开挖时，通常坑内要降水。如果围护墙自身不透水，由于基坑内外水位差，导致基坑外的地下水绕过围护墙下端向坑内渗流，砂土颗粒就会受到渗透压力引起的浮托力，如渗透压力大于土的水下重度，砂土颗粒就会随水流向上喷涌，这就是管涌现象。

如图 1—2—8 所示，作用在管涌范围 B 上的全部渗透压力 J 为

$$J = \gamma_w h_1 B$$

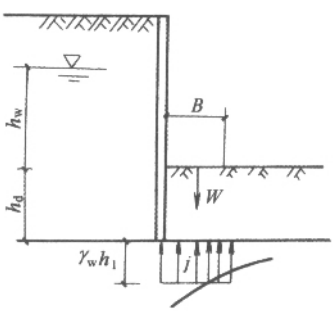


图 1—2—8 管涌验算示意图

式中 h_1——在 B 范围内从墙底到基坑底面的水头损失，一般可取 $h_1 \approx \frac{h_w}{2}$；

γ_w——水的重度；

B——流砂发生的范围，根据试验结果，首先发生于离坑壁大约等于墙嵌固深度的一半范围内，即 $B=\frac{h_d}{2}$。

抵抗渗透压力的土体水中重量 W 为

$$W = \gamma' h_d B$$

式中　γ'——土的浮重度；

h_d——围护墙嵌固深度。

若满足 $W > J$ 的条件，则管涌不会发生，即应满足下列条件：

$$K_s = \frac{\gamma' h_d}{\gamma_w h_1} = \frac{2\gamma' h_d}{\gamma_w h_w} \tag{2-35}$$

式中　K_s——抗管涌安全系数，一般取 $K_s \geqslant 1.5$。

由于基坑挡墙作为临时挡土结构，为简化计算，可近似取最短流线，即紧贴墙体的流线来求最大渗流为：

$$j = i\gamma_w = \frac{h_w}{L}\gamma_w$$

$$L = h_w + 2h_d$$

式中　i——水头梯度；

h_w——地下水位至坑底距离；

L——最短渗径流线长度；

h_d——围护墙嵌固深度。

坑底土体抗渗或管涌稳定性可按下式计算：

$$K_s = \frac{\gamma'}{j} = \frac{\gamma'}{\frac{h_w \gamma_w}{h_w + 2h_d}} = \frac{\gamma'(h_w + 2h_d)}{h_w \gamma_w} \tag{2-36}$$

式中　K_s——安全系数，一般可取 1.5～1.6。

2）抗承压水头稳定性验算

在不透水的黏土层下，有一层承压含水层，或者含水层中虽然不是承压力，但由于土方开挖形成的基坑内外水头差，使基坑内侧含水层中的水压力大于静水压力，如图 1－2－9 所示。可按下式验算基坑底部土的抗承压水的稳定性：

$$K_y = \frac{P_{cz}}{P_{wy}} \tag{2-27}$$

式中　P_{cz}——基坑开挖面以下至承压水层顶板间覆盖土的自重压力；

P_{wy}——承压水层的水头压力；

K_y——抗承压水头的稳定性安全系数，取 1.05。

2. 基坑支护结构计算

（1）结构内力及支点力的设计值：

1）截面弯矩设计值 M：

$$M = 1.25\gamma_0 M_c \tag{2-38}$$

式中　M_c——截面弯矩计算值；

γ_0——结构重要性系数，见表 1－2－4。

2）截面剪力设计值 V：

$$V = 1.25\ \gamma_0\ v_c \tag{2-39}$$

式中　V_c——截面剪力计算值。

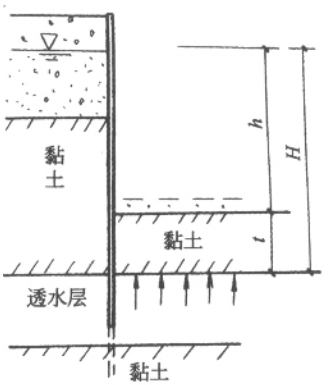


图 1－2－9 承压水引起隆起示意图

3)支点力设计值 T_{dj}：

$$T_{dj} = 1.25\ \gamma_0\ T_{cj} \tag{2-40}$$

式中 T_{cj}——第 j 层支点力计算值。

(2)截面承载力验算

1)截面抗弯承载力验算

$$M_u \geqslant M \tag{2-41}$$

式中 M_u——截面抗弯极限承载力，按有关规范规定计算。

2)截面轴力承载力验算

$$N_u \geqslant N \tag{2-42}$$

式中 N_u——截面轴力极限承载力，按有关规范规定计算。

3)截面抗剪承载力验算

$$V_u \geqslant V \tag{2-43}$$

式中 V_u——截面抗剪极限承载力，按有关规范规定计算。

3. 正常使用极限状态

要求支护结构产生的侧向位移必须满足支护结构侧向位移的限值，以保证支护结构产生的位移不致使基坑周围地面产生沉陷而影响相邻建筑物安全正常使用。

当场地内有地下水时，地下水处理得当与否是基坑支护结构能否按设计完成预定功能的重要因素之一。

表 1－2－4 基坑侧壁安全等级及重要性系数

安全等级	破坏后果	重要性系数 γ_0
一级	支护结构破坏，土体失稳或过大变形对基坑周边环境及地下结构施工影响很严重	1.10
二级	支护结构破坏，土体失稳或过大变形对基坑周边环境及地下结构施工影响一般	1.00
三级	支护结构破坏，土体失稳或过大变形对基坑周边环及地下结构施工境影响不严重	0.90

第三章　边坡工程设计常用资料

第一节　设计应具备资料

支挡结构设计的必备的资料，应根据设计阶段及工程的要求，收集不同的设计资料。

初步设计是在设计任务书中所确定的设计主要条件下，确定支挡结构的平面布置及其类型的选择，经过一定的方案比较，对选定的方案应给出工程数量的计算和造价的概算。

施工设计是根据初步设计，最后确定支挡结构的平面布置、结构类型、断面形状及全部尺寸、工程数量及造价，对于重要的独立支挡结构，如高墙应作出个别施工设计。

一般情况下，各设计阶段应收集与其相应的设计资料，表 1－3－1 中概要列出，仅供参考。

表 1－3－1　支挡设计资料

资料名称	内容与说明	
	初步设计	施工设计
勘测说明书	1. 简述修建支挡结构的理由，提出设计意见和注意事项； 2. 说明各方案的特点； 3. 描述工程地质概况（包括土的重度、内摩擦角、地基承载力、摩擦系数、冻结深度、地震等级、地下水位、地表水情况）； 4. 滨水挡土墙应说明有关水文、气象资料； 5. 工程地质的评价及场地稳定性评价； 6. 对于基坑工程，必须给出建筑总平面图，整个结构的情况，周边环境条件； 7. 必要时，可进行少量补充勘察和室内试验	一、说明 1. 根据方案比较，确定修建支挡结构的理由； 2. 拟定支挡结构位置、形式、依据； 3. 拟定墙后填料及排水方案； 4. 拟定建筑材料及相应施工方法； 5. 拟定与其他构筑物连接 6. 提出现场测试和施工监测的建议 二、地质部分 1. 地基情况（基础深度，地基承载力. 判断是否作承载实验； 2. 基岩风化情况、抗压强度、摩擦系数、黏聚力的数据； 3. 评述工程地质及水文地质情况； 4. 冻结深度及冻结时间； 5. 地震等级，基本烈度、建筑场地烈度； 6. 建筑材料的调查（数量，运距，运价）； 7. 钻探及挖探资料； 8. 地质图例说明 三、滨河挡土墙所需的水文资料及气象资料

资料名称	内容与说明	
	初步设计	施工设计
墙址地形地质平面图	一、比例尺 1∶500～1∶200 二、范围与内容 1. 地形图 *a*. 工程现场的平面范围以外 30～50m，根据方案比较确定增大范围； *b*. 滨河挡土墙，不受水流影响者，测至水面足以说明水流方向；否则须测河床地形至对岸 100 年洪水位线以外 50m，或 100 年洪水位线以上 2m(陡崖)；长度方向为上、下游各须延长 1 倍河宽的距离，并标注冲刷地点； *c*. 顺公路挡土墙则须测至现有公路或新、改公路外侧 20m；顺线路方向在范围以外 30m； *d*. 顺铁路挡土墙，横向外延 20～30m，顺线路方向外延 30m 2. 地质图 *a*. 标明地质构造及工程地质，水文地质现象(不同地质分界线，岩层层理及主要节理，走向倾角，各种不良地质现象及地下水露头，含水层及隔水层的分布)； *b*. 表示出观测点，钻孔，试坑编号及位置，测点间距为 15～30m，地层变化大，应加密测点。基坑钻孔深度应满足 2～2.5 倍开挖深度	一、比例尺同前 二、范围与内容 1. 地形图 应附有坐标的地形及建筑总平面图，应标注各构筑物的地面标高，上部结构特点，下部结构设施布置，还应有场地周围环境条件 2. 其他同初步设计
地质横断面图	一、比例尺 1∶200 二、范围 1. 纵长、横宽同地形地质平面图； 2. 钻探深度为基础以下 5～10m 或至基岩下 1～2m； 3. 断面数量一般挡土墙 10m 一个，如遇地质不良或地形变化及重要挡土墙应加密至 5m 一个 三、内容 1. 断面位置 *a*. 应标注地面标高及相近构筑物的标高； *b*. 常水位，100 年一遇洪水位线 2. 地质 *a*. 地层分界线及标高，岩层的层理，节理的倾角及走向，岩层风化带及深度，土层物理力学性质； *b*. 地下水位标高及流向； *c*. 含水层，隔水层的情况及其参数如渗透系数，影响半径	同初步设计 对石灰岩地区，黄土地区应调查岩洞与陷穴

资料名称	内容与说明	
	初步设计	施工设计
河床横断面图	一、比例尺 1∶500 二、范围 冲刷最严重或河床最深处断面，测至对岸 100 年洪水位线外 50cm(平缓河岸)，或对岸 100 年洪水位线上 2m(陡崖) 在工程范围内应有 3～4 个断面，如果沿河方向较长或河床变化较剧烈地区应加密 三、内容 1. 低水位、平时水位及 100 年洪水位； 2. 河床变化情况(冲刷、淤积、河床变迁)及河床土质类型、颗粒大小等	同初步设计
水文气象资料	一、范围 1. 滨河挡土墙，除地基为良好岩层，无冲刷，且墙顶位于 100 年洪水位以上 0.5m 以外，均需调查水文； 2. 滨湖、滨海支挡结构，更应调查潮位、水位、风浪 二、内容 1. 低水位、平时水位及 100 年洪水位； 2. 海、湖的水位、潮位、浪高； 3. 100 年洪水位之水面坡度、流速(浅滩流速、主流流速及平均流速)； 4. 在水文站处收集全年水位变化曲线； 5. 当地气象资料，最高、最低气温，年平均气温，冻结期间，冻结深度； 6. 当地风向图、风力	同初步设计
水质化验		有地下水处或水质对构筑物有侵蚀作用应有水质化验报告
土壤		一、取原状土做下列试验： 1. 重度； 2. 内摩擦角； 3. 黏聚力； 4. 孔隙比； 5. 塑性指标(黏性土类)； 6. 饱和度及含水量(砂土类)； 7. 压缩性指标 二、对夯填土 1. 测重度、内摩擦角，黏聚力试验； 2. 如需要还作夯实试验

第二节 常用设计资料

一、岩土分类

作为建筑地基的岩土，可分为岩石、碎石土、砂土、粉土、黏性土和人工填土。

(一)岩石

岩石应为颗粒间牢固联结，呈整体或具有节理裂隙的岩体。岩石坚硬程度及完整程度划分分别见表 1－3－2 及表 1－3－3。

表 1－3－2 岩石坚硬程度的划分

坚硬程度类别	坚硬岩	较硬岩	较软岩	软岩	极软岩
饱和单轴抗压强度标准值 f_{rk}(MPa)	$f_{rk}>60$	$60\geqslant f_{rk}>30$	$30\geqslant f_{rk}>15$	$15\geqslant f_{rk}>5$	$f_{rk}\leqslant 5$

表 1－3－3 岩体完整程度划分

完整程度等级	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎
完整性指数	>0.75	$0.75\sim0.55$	$0.55\sim0.35$	$0.35\sim0.15$	<0.15

注：完整性指数为岩体纵波波速与岩块纵波波速之比的平方。

(二)碎石土

碎石土为粒径大于 2mm 的颗粒含量超过全重 50%的土。碎石土分类及密实度分别见表 1－3－4 及表 1－3－5。

表 1－3－4 碎石土的分类

土的名称	颗粒形状	粒组含量
漂石 块石	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于 200mm 的颗粒含量超过全重 50%
卵石 碎石	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于 20mm 的颗粒含量超过全重 50%
圆砾 角砾	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于 20mm 的颗粒含量超过全重 50%

表 1－3－5　碎石土的密实度

重型圆锥动力触探锤击数 $N_{63.5}$	密实度	重型圆锥动力触探锤击数 $N_{63.5}$	密实度
$N_{63.5}\leqslant 5$	松散	$10<N_{63.5}\leqslant 20$	中密
$5<N_{63.5}\leqslant 10$	稍密	$N_{63.5}>20$	密实

注：1. 本表适用于平均粒径小于 50mm 且最大粒径不超过 100mm 的卵石、碎石、圆砾、角砾。对于平均粒径大于 50mm 或最大粒径大于 100mm 的碎石土，可见《规范》(GB 50007—2002)附录 B 鉴别其密实度

2. 表内 $N_{63.5}$ 为经综合修正后的平均值。

(三)砂土

砂土为粒径大于 2mm 的颗粒含量不超过全重 50%、粒径大于 0.075mm 的颗粒超过全重 50%的土。砂土分类及密实度分别见表 1－3－6 及表 1－3－7。

表 1－3－6　砂土的分类

土的名称	粒组含量
砾砂	粒径大于 2mm 的颗粒含量占全量 25 %～50%
粗砂	粒径大于 0.5mm 的颗粒含量超过全重 50%
中砂	粒径大于 0.25mm 的颗粒含量超过全重 50%
细砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒含量超过全重 85%
粉砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒含量超过全重 50%

注：分类时应根据粒组含量栏从上到下最先符合者确定。

表 1－3－7　砂土的密实度

标准贯入试验锤击数 N	密实度
$N\leqslant 10$	松散
$10<N\leqslant 15$	稍密
$15<N\leqslant 30$	中密
$N>30$	密实

注：当用静力触探探头阻力判定砂土的实心实意度时，可根据当地经验确定。

(四)黏性土

黏性土为塑性指数 I_p 大于 10 的土。黏性土的分类及状态分别见表 1－3－8 及表 1－3－9。

表 1－3－8　黏性土的分类

塑性指数 I_p	土的名称
$I_p>17$	黏土
$10<I_p\leqslant 17$	粉质黏土

注：塑性指数 $I_p\leqslant 17$ 由相应于 76g 圆锥体沉入土样中深度为 10mm 时测定的液限计算而得。

表 1－3－9 黏性土的状态

液性指数 $I_L \leqslant 0$	状态	液性指数 I_L	状态
I_L	坚硬	$0.75 < I_L \leqslant 1$	软塑
$0 < I_L \leqslant 0.25$	硬塑	$I_L > 1$	流塑
$0.25 < I_L \leqslant 0.75$	可塑		

注：当用静力触探探头阻力或标准贯入试验锤击数判定黏性土的状态时，可根据当地经验确定。

（五）粉土

粉土为介于砂土与黏性土之间，塑性指数 $I_p \leqslant 10$ 且粒径大于 0.075mm 的颗粒含量不超过全重 50%的土。

（六）淤泥

淤泥为在静水或缓慢的流水环境中沉积，并经生物化学作用形成，其天然含水量大于液限，天然孔隙比大于或等于 1.5 的黏性土。

（七）淤泥质土

淤泥质土壤天然含水量大于液限而天然孔隙比小于 1.5 但大于或等于 1.0 的黏性土或粉土。

（八）红黏淤泥质土

红黏土为碳酸盐岩系的岩石经红土化作用形成高性塑黏土，其液限一般大于 50。

次生红黏土为红黏土经再搬运后仍保留其基本特征，其液限大于 45 的土。

（九）人工填土

素填土为由碎石土、砂土、粉土、黏性土等组成的填土。经过压实或夯实的素填土为压实填土。杂填土为含有建筑垃圾、工业废料、生活垃圾等杂物的填土。冲填土为由水力冲填泥砂形成的填土。

（十）膨胀土

膨胀土为土中黏粒成分主要由亲水性矿物组成，同时具有显著的吸水膨胀和失水收缩特性，其自由膨胀率大于或等于 40%的黏性土。

（十一）湿陷性土

湿陷性土为浸水后产生附加沉降，其湿陷系数大于或等于 0.015 的土。

二、土的主要物理力学性质指标

支挡结构后侧填料的物理力学指标，最好根据试验确定。无试验指标时，粗略计算时可参阅表 1－3－10。

表 1－3－10　墙背填料物理力学指标

墙背填土种类		内摩擦角 φ 或综合内摩擦角 φ_0	重度(kN/m³)
细粒土	墙高 $H\leqslant 6$m	35°～40°	17～18
	墙高 $H>6$m	30°～35°	17～18
砂类土		35°	18
砾石类土、碎石类土		40°	19
不易风化的石块		45°	19

较正规设计时，可参阅表 1－3－13。

当为挖方挡土墙时，墙背土层的物理力学指标，在无不良地质情况下，习惯参考天然坡角确定，可参照表 1－3－11、表 1－3－12。

表 1－3－11　原状土物理力学指标(一)

天然坡度	综合内摩擦角 φ_0	重度(kN/m³)
1∶0.5	65°～70°	25
1∶0.75	55°～60°	23～24
1∶1	50°	20
1∶1.25	40°～45°	19
1∶1.5	35°～40°	17～18

表 1－3－12　原状土物理力学指标(二)

土类 / 指标	砾石土	砂	黏砂土	砂黏土
相对密度	2.65～2.79	2.65～2.77	2.63～2.76	2.62～2.73
重度(kN/m³)	18.7～22.8	17.2～22.2	15.6～21.8	13.2～19.4
含水量(%)	14.9～18.0	11.3～33.9	15.4～79.4	24.7～86.9
天然孔隙比	0.277～0.622	0.308～1.69	0.413～1.962	0.803～2.240
最小孔隙比	0.200～0.459	0.206～0.888	0.337～1.275	0.391～1.848
最大孔隙比	0.500～1.000	0.589～1.872	0.672～2.224	0.958～2.864
饱 和 度	0.44～0.95	0.52～1.00	0.65～1.00	0.68～1.00

土类 指标	砾石土	砂	黏砂土	砂黏土
液限	—	—	18～36	26～68
塑限	—	—	15～19	16～52

三、土与墙背的摩擦角。

应根据墙背的粗糙程度和排水条件确定，可按表 1－3－14 **选用。**

表 1－3－14　**土对挡土墙墙背的摩擦角**

挡土墙情况	磨擦角 δ
墙背平滑，排水不良	$(0\sim0.33)\varphi$
墙背粗糙，排水良	$(0.33\sim0.5)\varphi$
墙背很粗糙，排水良好	$(0.5\sim0.67)\varphi$
墙背与填土间不可能滑动	$(0.067\sim1.0)\varphi$

注：φ **为墙背填土的内摩擦角。**

四、土对挡土墙基底的摩擦系数，依据基底粗糙程度，排水条件和土质而定. 宜由试验确定，也可按表 1－3－15 **选用。**

表 1－3－15　**土对挡土墙基底的摩擦系数**

土的类别		磨擦系数 μ
黏性土	可塑 硬塑 坚硬	0.35～0.30 0.30～0.35 0.35～0.45
粉土		0.30～0.40
中砂、粗砂、砾砂		0.40～0.50
碎 石 土		0.40～0.60
软质岩石		0.40～0.60
表面粗糙的硬质岩石		0.65～0.75

注：1. **对易风化的软质岩石和塑性指数** I_p **大于** 22 **的黏性土，基底摩擦系数应通过试验确定；**
2. **对碎石土、可根据其密实度，填充物状况，风化程度来确定。**

五、建筑材料重度，可参考表 1－3－16。

表 1－3－16　**建筑材料重度表**(kN/m^3)

材料名称	钢筋混凝土	混凝土	片石混凝土	浆砌粗料石	浆砌块石	浆砌片石	钢材
重度	25	23	23	25	23	22	78.5

六、地基承载力特征值

地基承载力特征值可由载荷试验或其他原位测试、公式计算，并结合工程实践经验等方式综合确定，可按《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)**附录** C、D **确定。**

表 1-3-13　土的主要物理力学指标参考值

土的名称	土的潮湿程度	天然含水量(%)	平均相对密度	天然重度(kN/m³)			侧压力系数(ξ)	变形模量 E_0(MPa)	黏聚力 c (kPa)	内摩擦角 φ(°)		
				松　散	中　密	密　实				松　散	中　密	密　实
卵石土(碎石土)	稍　湿	<9	2.65～2.80	18～20	20～22	20.5～22.5	0.14～0.20	54～65(碎石土) 29～65	—	30～33	33～37	37～40
	潮　湿	9～24										
	饱　和	>24										
砾石土	稍　湿	<9	2.65～2.80	18～20	20～22	20.5～22.5	0.14～0.20	14～42	—	25～30	30～35	35～40
	潮　湿	9～24										
	饱　和	>24										
砾砂粗砂	稍　湿	<9.5	2.66	18.5～19.0	19～20	20～21	0.35～0.42	36～43	—	33～36	35～38	37～42
	潮　湿	9.5～21		19.5～20	20～21	21～21.5			—	28～30	30～33	33～35
	饱　和	>21		20～21	21～22	22～22.5			—	28～30	30～33	33～35
中　砂	稍　湿	<9.5	2.66	16～17	17～18	18～19.5	0.35～0.42	31～42	—	30～33	33～36	36～38
	潮　湿	9.5～21		17～18.5	18.5～19.5	19.5～20.5			—	28～30	30～33	33～35
	饱　和	>21		19～20	20～20.5	20.5～21.5			—	26～28	28～30	30～33
细　砂	稍　湿	<9.5	2.66	15～16	16～17.5	17.5～19	0.35～0.42	25～36	—	27～30	30～34	33～36
	潮　湿	9.5～21		16.5～17.5	17.5～19	19～20		19～31	—	24～26	26～28	28～30
	饱　和	>21		18.5～19	19～20	20～21			—	22～24	24～26	26～28
粉砂土	稍　湿	<9.5	2.66	15～16	16～18	18～20	0.35～0.42	17.5～21	5.0	27～28	30～32	32～34
	潮　湿	9.5～24		17～18	18～20	19～20.5		14～17.5	2～2	21～23	24～26	26～28
	饱　和	>24		18.5～19	19～20	20～21		9～14	0～1	17～19	19～21	21～23
黏砂土	半干硬	<12.5	2.70	15～16	16～18	18～20	0.5～0.7	12.5～16	10～20	22～26	24～28	26～30
	可　塑	9.5～19.5		17～18	18～19	19～20.5		5～12.5	2～15	18～21	20～23	22～25
	流　塑	>16		≤18～19	—	—		—	—	≤14	—	—
砂黏土	半干硬	<18.5	2.71	15～17	17～19	19～20	0.50～0.70	16～39	25～60	19～22	21～24	23～26
	可　塑	15.5～33.5		17～18	18～20	20～21		4～16	5～40	13～18	17～20	19～22
	流　塑	>32.5		<18	—	—		—	<5	≤10	—	—
黏　土	半干硬	<26.5	2.74	17～18	18～20	20～21	0.7～0.75	16～59	60～100 以上	16～19	18～21	20～23
	可　塑	22.5～86.5		18～19	19～20.5	20.5～21.5		4～16	10～60	8～15	14～17	16～19
	流　塑	>52.5		<18	—	—		—	<5	≤6	—	—

当基础宽度大于 3m 或埋置深度大于 0.5m 时，从载荷试验或其他原位测试，经验值等方法确定的地基承载力特征值，尚应按下式修正：

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b-3) + \eta_d \gamma_m (d-0.5) \quad (3-1)$$

式中 f_a——修正后的地基承载力特征值；

f_{ak}——地基承载力特征值；

η_b，η_d——基础宽度和埋深的地基承载力修正系数，按查表 1—3—17 取值；

γ——基础底面以下土的重度。地下水位以下取浮重度；

b——基础底面宽度(m)，当基础宽小于 3m 按 3m 取值，大于 6m 按 6m 取值；

γ_m——基础底面以上土的加权平均重度，地下水位以下取浮重度；

d——基础埋置深度(m)，一般自室外地面标高算起。在填方整平地区，可自填土地面标高算起，但填土在上部结构施工完成时，应从天然地面标高算起。

表 1—3—17 承载力修正系数

土的类别		η_b	η_d
淤泥和淤泥质土		0	1.0
人工填土 e 或 I_L 大于等于 0.85 的黏性土		0	1.0
红黏土	含水比 $a_w > 0.8$	0	1.2
	含水比 $a_w \leqslant 0.8$	0.15	1.4
大面积压实填土	压实系数大于 0.95，黏粒含量 $\rho_c \geqslant 10\%$ 的粉土	0	1.5
	最大干密度大于 2.1t/m³ 的级配砂石	0	2.0
粉土	黏土粒含量 $\rho_c \geqslant 10\%$ 的粉土	0.3	1.5
	黏粒含量 $\rho_c \leqslant 10\%$ 的粉土	0.5	2.0
e 及 I_L 均小于 0.85 的黏性土		0.3	1.6
粉砂，细砂(不包括很湿与饱和时的稍密状态)		2.0	3.0
中砂、粗砂、砾砂和碎石土		3.0	4.4

注：1. 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；

2. 地基承载力特征值按《规范》(GB 50007—2002)附录 D 深层平板载荷试验确定时 η_d 取 0。

当偏心距 e 小于或等于 0.33 倍基础底面宽度时，根据土的抗剪强度指标确定地基承载力特征值可按下式计算，并应满足变形要求：

$$f_a = M_b \gamma b + M_b \gamma_m b + M_c c_k \quad (3-2)$$

式中 f_a——由土的抗剪强度指标确定的地基承载力特征值；

M_b、M_d、M_c——承载力系数，按表 1—3—18 确定；

b——基础底面宽度，大于 6m 按 6m 取值，对于砂土小于 3m 时按 3m 取值；

c_k——基底下一倍短边宽深度内土的黏聚力标准值。

表 1—3—18 承载力系数 M_b、M_d、M_c

土的内摩擦角标准值 φ_k(°)	M_b	M_d	M_c
0	0	1.00	3.14
2	0.03	1.12	3.32
4	0.06	1.25	3.51

土的内摩擦角标准值 φ_k(°)	M_b	M_d	M_c
6	0.10	1.39	3.71
8	0.14	1.55	3.93
10	0.18	1.73	4.17
12	0.23	1.94	4.42
14	0.29	2.17	4.69
16	0.36	2.43	5.00
18	0.43	2.72	5.31
20	0.51	3.06	5.66
22	0.61	3.44	6.04
24	0.80	3.87	6.45
26	1.10	4.37	6.90
28	1.40	4.93	7.40
30	1.90	5.59	7.95
32	2.60	6.35	8.55
34	3.40	7.21	9.22
36	4.20	8.25	9.97
38	5.00	9.44	10.80
40	5.80	10.84	11.73

注：φ_k——基底下一倍短边宽深度内土的内摩擦角标准值。

岩石地基承载力特征值，可按《规范》(GB 50007—2002)附录 H 岩基载荷试验方法确定。对完整，较完整和较破碎的岩石地基承载力特征值，可根据室内饱和单轴抗压强度按下式计算：

$$f_a = \varphi_r \cdot f_{rk} \tag{3-3}$$

式中　f_a——岩石地基承载力特征值(kPa)；

f_{rk}——岩石饱和单轴抗压强度标准值(kPa)，可按《规范》(GB 50007—2002)附录 J 确定；

ψ_r——折减系数。根据岩体完整程度以及结构面的间距、宽度、产状和组合，由地区经验决定。无经验时，对完整岩体可取 0.5；对较完整岩体可取 0.2～0.5；对较破碎岩体可取 0.1～0.2。

注：1. 上述折减系数值未考虑施工因素及建筑物使用后风化作用的继续；

2. 对于黏土质岩，在确保施工期及使用期不致遭水浸泡时，也可采用天然湿度的试样，不进行饱和处理。

对破碎、极破碎的岩石地基承载力特征值，可根据地区经验取值，无地区经验时，可根据平板载荷试验确定。

当初步设计时，既无试验资料又无当地经验，原《建筑地基基础设计规》(GBJ 7—89)给出的地基承载力标准值可供参考。但实际设计中必须遵照新规范规定。

地基承载力标准值

a. 地基承载力标准值，当采用野外鉴别结果来确定其值时，应符合表 1—3—19、表 1—3—20；

表 1—3—19 岩石承载力标准值(kPa)

风化程序 / 岩石类别	强风化	中等风化	微风化
硬质岩石	500～1000	1500～2500	≥4000
软质岩石	200～500	700～1200	1500～2000

注：1. 对于微风化的硬质岩石，其承载力如取大于 4000kPa 时，应由试验确定；

2. 对于强风化的岩石，当与残积土难于区分时按土考虑。

表 1—3—20 碎石土承载力标准值(kPa)

密实度 / 土的名称	稍密	中密	密实
卵石	300～500	500～800	800～1000
碎石	250～400	400～700	700～900
圆砾	200～300	300～500	500～700
角砾	200～250	250～400	400～600

注：1. 表中数值适用于骨架颗粒空隙全部由中砂、粗砂或硬塑、坚硬状态的黏性土或稍湿的粉土所充填；

2. 当粗颗粒为中等风化或强风化时，可按其风化程度适当降低承载力，当颗粒间呈半胶结状时，可适当提高承载力。

b. 当根据室内物理、力学指标平均值确定地基承载力标准值时，应按下列规定将表 1—3—21 至表 1—3—25 中承载力的基本值乘以回归修正系数：

回归修正系数，应按下式计算：

$$\phi_f = 1 - \left(\frac{2.884}{\sqrt{n}} + \frac{7.918}{n^2}\right)\delta \tag{3—4}$$

式中 ϕ_f——回归修正系数；

n——据以查表的土性指标参加统计的数据数；

δ——变异系数。

变异系数应按下式计算

$$\delta = \frac{\sigma}{\mu} \tag{3—5}$$

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^{n} \mu_i}{n} \tag{3—6}$$

$$\sigma=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}u_i^2-n\mu^2}{n-1}} \tag{3-7}$$

式中　μ——据以查表的某一土性指标试验平均值；

σ——标准差。

当表中并列两个指标时，变异系数应按下式计算

$$\delta=\delta_1+\xi\delta_2 \tag{3-8}$$

式中　δ_1——第一指标的变异系数；

δ_2——第二指标的变异系数；

ξ——第二指标的折算系数，见有关的承载力表的注。

表 1—3—21　粉土承载力基本值(kPa)

第一指标孔隙比 e ＼ 第二指标含水量 w(%)	10	15	20	25	30	35	40
0.5	410	390	(365)				
0.6	310	300	280	(270)			
0.7	250	240	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. 有括号者仅供内插用；

2. 折算系数 ξ 为 0；

3. 在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段，新近沉积的粉土，其工程性质一般较差，应根据当地实践经验取值。

表 1—3—22　黏性土承载力基本值(kPa)

第一指标孔隙比 e ＼ 第二指标液性指数 I_L	0	0.25	0.50	0.75	1.00	1.20
0.5	475	430	390	(360)		
0.6	400	360	325	295	(265)	
0.7	325	298	265	240	210	170
0.8	275	240	220	200	170	135
0.9	230	210	190	170	135	105
1.0	200	180	160	135	115	
1.1		160	135	115	105	

注：1. 有括号者仅供内插用；

2. 折算系数 ξ 为 0.1；

3. 在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段新近沉积的黏性土，其工程性能一般较差。第四纪晚更新世(Q_3)

及其以前沉积的老黏性土，其工程性能通常较好，这些土均应根据当地实践经验取值。

表 1—3—23 沿海地区淤泥和淤泥质土承载力基本值

天然含水量 w(%)	36	40	45	50	55	65	75
f_0(kPa)	100	90	80	70	60	50	40

注：对于内陆淤泥和淤泥质土，可参照使用

表 1—3—24 红黏土承载基本值(kPa)

土的名称 \ 第一指标含水比 $\alpha_w=\frac{W_L}{W}$ / 第二指标 液塑比 $I_r=\frac{W_L}{W_p}$		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
红黏土	≤1.7	380	270	210	180	150	140
	≥2.3	280	200	160	130	110	100
次生红黏土		250	190	150	130	110	100

注：1. 本表仅适用于定义范围内的红黏土；
2. 折算系数 ξ 为 0.4。

表 1—3—25 素填土承载力基本值

压缩模量 E_{sl-2}(MPa)	7	5	4	3	2
f_0(kPa)	160	135	115	85	65

注：1. 本表只适用于堆填时间超过十年的黏性土，以及超过五年的粉土；
2. 压实填土地基的承载力，见表 1—3—31。

c. 当根据标准贯入试验锤击数 N，轻便触探试验锤击数 N_{10} 自表 1—3—26 至表 1—3—29 确定地基承载力标准值时，现场试验锤击数应经下式修正：

$$N(\text{或 } N_{10}) = \mu - 1.645\sigma \qquad (3-9)$$

计算值取至整数位。 表 1—3—26 砂土承载力标准值(kPa)

N \ 土类	10	15	30	50
中、粗砂	180	250	340	500
粉、细砂	140	180	250	340

表 1—3—27 黏性土承载力标准值

N	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
f_k(kPa)	105	145	190	235	280	325	370	430	515	600	680

表 1－3－28　黏性土承载力标准值

N_{10}	15	20	25	30
f_k(kPa)	105	145	190	230

表 1－3－29　素填土承载力标准值

N_{10}	10	20	30	40
f_k(kPa)	85	115	135	160

d. 当为压实填土，如密实度、含水量和边坡坡度符合表 1－3－30 和表 1－3－31 规定，则其承载力应根据试验确定，当无试验数据时，可按表 1－3－31 选用。

表 1－3－30　压实地基本质量控制值

结构类型	填土部位	压实系数 λ_0	控制含水量(%)
挡墙砌体	在地基主要受力层范围内	＞0.96	$\omega_{op}\pm2$
	在地基主要受力层范围以下	0.93～0.96	

注：压实系数为土的控制干密度 ρ_d 与最大的干密度 ρ_{max} 的比值，w_{op} 为最优含水量以百分数表示。

表 1－3－31　压实填土地基承载力和边坡允许值

填土类别	压实系数 λ_c	承载力标准值 f_k(kPa)	边坡坡度允许值(高宽比)			
			填土厚度 H(m)			
			$H\leqslant5$	$5<H\leqslant10$	$10<H\leqslant15$	$15<H\leqslant20$
碎石、卵石	0.94～0.97	200～300	1∶1.25	1∶1.50	1∶1.75	1∶2.00
砂夹石(其中碎石、卵石占全重 30%～50%)		200～250	1∶1.25	1∶1.50	1∶1.75	1∶2.00
土夹石(其中碎石、卵石占全重 30%～50%)		150～200	1∶1.25	1∶1.50	1∶1.75	1∶2.00
粉质黏土、黏粒含量 $\rho_c\geqslant10\%$的粉土		130～180	1∶1.50	1∶1.75	1∶2.00	1∶2.25

七、边坡的坡度允许值，应根据当地经验，参照同类土(岩)体稳定坡度值确定。当地质条件良好，土(岩)质比较均匀时，可按表 1－3－32、表 1－3－33 选用。

表 1－3－32　岩石边坡坡度允许值

岩石类别	风化程度	坡度允许值(高宽比)	
		坡高在 8m 以内	坡高 8～15m
硬质岩石	微风化	1∶0.10～1∶0.20	1∶0.20～1∶0.35
	中等风化	1∶0.20～1∶0.35	1∶0.35～1∶0.50
	强风化	1∶0.35～1∶0.50	1∶0.50～1∶0.75

岩石类别	风化程度	坡度允许值(高宽比)	
		坡高在 8m 以内	坡高 8～15m
软质岩石	微风化	1∶0.35～1∶0.50	1∶0.50～1∶0.75
	中等风化	1∶0.50～1∶0.75	1∶0.75～1∶1.00
	强风化	1∶0.75～1∶1.00	1∶1.00～1∶1.25

表 1－3－33 土质边坡坡度允许值

土的类别	密实度与状态	坡度允许值(高宽比)	
		坡高在 5m 以内	坡高 5～10m
碎石土	密实	1∶0.35～1∶0.50	1∶0.50～1∶0.75
	中密	1∶0.50～1∶0.75	1∶0.75～1∶1.00
	稍密	1∶0.75～1∶1.00	1∶1.00～1∶1.25
粉土	$S_r \leqslant 0.5$	1∶1.00～1∶1.25	1∶1.25～1∶1.50
黏石土	坚硬	1∶0.75～1∶1.00	1∶1.00～1∶1.25
	硬塑	1∶1.00～1∶1.2s	1∶1.25～1∶1.50

注：1. 表中碎石土的充填物为坚硬或硬塑状态的初性上；

2. 对于砂土或充填物为砂土的碎石土，其边坡坡度允许值按自然休止角确定。

八、砌体强度设计值

龄期为 28d 的以毛截面计算的各类砌体抗压强度设计值，当施工质量控制等级为 B 级时，应根据块体和砂浆的强度等级分别按下列规定采用：

(一)烧结普通砖和烧结多孔砖砌体的抗压强度设计值，应按表 1－3－34 采用。

表 1－3－34 烧结普通砖和烧结多孔砖砌体的抗压强度设计值(MPa)

砖强度等级	砂浆强度等级					砂浆强度
	M15	M10	M7.5	M5	M2.5	0
MU30	3.94	3.27	2.93	2.59	2.26	1.15
MU25	3.60	2.98	2.68	2.37	2.06	1.05
MU20	3.22	2.67	2.39	2.12	1.84	0.94
MU15	2.79	2.31	2.07	1.83	1.60	0.82
MU10	—	1.89	1.69	1.50	1.30	0.67

(二)蒸压灰砂砖和蒸压粉煤灰砖砌体的抗压强度设计值按表 1－3－35 采用。

表 1－3－35　蒸压灰砂砖和蒸压粉煤灰砖砌体的抗压强度设计值(MPa)

砖强度等级	砂浆强度等级				砂浆强度
	M15	M10	M7.5	M5	0
MU25	3.60	2.98	2.68	2.37	1.05
MU20	3.22	2.67	2.39	2.12	0.94
MU15	2.79	2.31	2.07	1.83	0.82
MU10	—	1.89	1.69	1.50	0.67

(三)毛料石(块体高度为 180～350mm)砌体的抗压强度设计值,应按表 1－3－36 采用。

表 1－3－36　毛料石砌体的抗压强应设计值(MPa)

毛料石强度等级	砂浆强度等级			砂浆强度
	M7.5	M5	M2.5	0
MU100	5.42	4.80	4.18	2.13
MU80	4.85	4.29	3.73	1.91
MU60	4.20	3.71	3.23	1.65
MU50	3.83	3.39	2.95	1.51
MU40	3.43	3.04	2.64	1.35
MU30	2.97	2.63	2.29	1.17
MU20	2.42	2.15	1.87	0.95

注:对下列各类料石砌体,按表中数值分别乘以系数:

细料石砌体	1.5
半细料石砌体	1.3
粗料石砌体	1.2
干砌勾缝石砌体	0.8

(四)毛石砌体的抗压强度设计值,应按表 1－3－37 采用。

表 1－3－37　毛石砌体的抗压强度设计值(MPa)

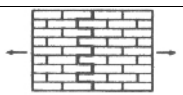
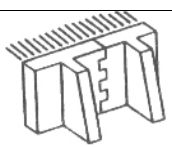
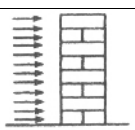
毛石强度等级	砂浆强度等级			砂浆强度
	M7.5	M5	M2.5	0
MU100	1.27	1.12	0.98	0.34
MU80	1.13	1.00	0.87	0.30
MU60	0.98	0.87	0.76	0.26
MU50	0.90	0.80	0.69	0.23
MU40	0.80	0.71	0.62	0.21
MU30	0.69	0.61	0.53	0.18

毛石强度等级	砂浆强度等级			砂浆强度
	M7.5	M5	M2.5	0
MU20	0.56	0.51	0.44	0.15

龄期为 28d 的以毛截面计算的各类砌体的轴心抗拉强度设计值，弯曲抗拉强度设计值和抗剪强度设计值，当施工质量控制等级为 B 级时，应按表 1—3—38 采用。

沿砌体灰缝截面破坏时砌体的轴心抗拉强度设计值，弯曲抗拉强度设计值和抗剪强度。

表 1—3—38 强度设计值(MPa)

强度类别	破坏特征	砌体种类	砂浆强度等级			
			≥M10	M7.5	M5	M2.5
轴心抗拉	 沿齿缝	烧结普通砖，烧结多孔砖	0.19	0.16	0.13	0.09
		蒸压灰砂砖，蒸压粉煤灰砖	0.12	0.10	0.08	0.06
		混凝土砌块	0.09	0.08	0.07	
		毛石	0.08	0.07	0.06	0.04
弯曲抗拉	 沿齿缝	烧结普通砖，烧结多孔砖	0.33	0.29	0.23	0.17
		蒸压灰砂砖，蒸压粉煤灰砖	0.24	0.20	0.16	0.12
		混凝土砌块	0.11	0.09	0.08	
		毛石	0.13	0.11	0.09	0.07
	 沿通缝	烧结普通砖，烧结多孔砖	0.17	0.14	0.11	0.08
		蒸压灰砂砖，蒸压粉煤灰砖	0.12	0.10	0.08	0.06
		混凝土砌块	0.08	0.06	0.05	
抗剪	烧结普通砖，烧结多孔砖		0.17	0.14	0.11	0.08
	蒸压灰砂砖，蒸压粉煤灰砖		0.12	0.10	0.08	0.06
	混凝土和轻骨料混凝土砌块		0.09	0.08	0.06	
	毛石		0.21	0.19	0.16	0.11

注：1. 对于用形状规则的块体砌筑的砌体，当搭接长度与块体高度的比值小于 1 时，其轴心抗拉强度设计值 f_t 和弯曲抗拉强度设计值 f_m 应按表中数值乘以搭接长度与块体高度比值后采用；

2. 对蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖砌体，当有可靠的试验数据时，表中强度设计值，允许作适当调整；

3. 对烧结页岩砖、烧结煤矸石砖、烧结粉煤灰砖砌体，当有可靠的试验数据时，表中强度设计值，允许作适当调整。

九、混凝土强度设计值

混凝土轴心抗压、轴心抗拉强度设计值 f_c、f_t 应按表 1－3－39 采用。

表 1－3－39　混凝土强度设计值(N/mm²)

强度种类	混凝土强度等级													
	C5	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_c	7.2	9.6	11.9	14.3	16.7	19.1	21.1	23.1	25.3	27.5	29.7	31.8	33.8	35.9
f_t	0.91	1.10	1.27	1.43	1.57	1.71	1.80	1.89	1.96	2.04	2.09	2.14	2.18	2.22

注：1. 计算现浇钢筋混凝土轴心受压及偏心受压构件时，如截面长边或直径小于 300mm，则表中混凝土的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。

十、混凝土受压或受拉弹性模量 E_c 应按表 1－3－40 采用。

表 1－3－40　混瞩土弹性模量(×10⁴ N/mm²)

混凝土强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
E_c	2.20	2.55	2.80	3.00	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80

十一、钢筋强度设计值

普通钢筋的抗拉强度设计值 f_y 及抗压强度设计值 f'_y，按表 1－3－41 采用。

表 1－3－41　普通钢筋强度设计值(N/mm²)

种类		符号	f_y	f'_y
热轧钢筋	HPB 235(Q235)	ϕ	210	210
	HRB 335(20MuSi)	Φ	300	300
	HRB 400(20MnSiV，20MnSiNb 20MnTi)	Φ	360	360
	RRB 400(K20MnSi)	Φ^R	360	360

注：在钢筋混凝土结构中，轴心受拉和小偏心受拉构件的钢筋抗拉强度设计值大于 300N/mm² 时，仍应按 300N/mm² 取用。

表 1－3－42　普通钢筋强度标准值 f_{yk}(N/mm²)

种类		符号	d(mm)	f'_{yk}
热轧钢筋	HPB 235(Q235)	ϕ	8～20	235
	HRB 335(20MuSi)	Φ	6～50	335
	HRB 400(20MnSiV，20MnSiNb，20MnTi)	Φ	6～50	400
	RRB 400(K20MnSi)	Φ^R	8～40	400

注：1. 热轧钢筋直径系指公称直径；

2. 当采用直径大于 40mm 的钢筋时，应有可靠的工程经验。

十二、预应力钢筋强度设计值

预应力钢筋抗拉强度设计值 f_{py} 及抗压强度设计值 f'_{py} 应按表 1—3—43 采用。

表 1—3—43 预应力钢筋强度设计值(N/mm^2)

种类		符号	f_{ptk}	f_{yk}	f'_{py}
钢铰线	1×3	ϕ^S	1860 1720 1570	1320 1220 1110	390
	1×7		1860 1720	1320 1220	390
消除应力钢丝	光面 螺旋肋	ϕ^P ϕ^H	1770 1670 1570	1250 1180 1110	410
	刻痕	ϕ^I	1570	1110	410
热处理钢筋	40Si2Mn 48Si2Mn 45 Si2Cr	ϕ^{HT}	1470	1040	400

注：当预应力钢绞线、钢丝的强度标准值不符合表 1—3—44 的规定时，其强度设计值应进行换算。

表 1—3—44 预应力钢筋强度标准值(N/mm^2)

种类		符号	d_{mm}	f_{ptk}
钢铰线	1×3	ϕ^S	8.6、10.8	1860、1720、1570
			12.9	1720、1570
	1×7		9.5、11.1、12.7	1860
			15.2	1860、1720
消除应力钢丝	光面 螺旋肋	ϕ^P ϕ^H	4、5 6 7、8、9	1770、1670、1570 1670、1570 1570
	刻痕	ϕ^I	5、7	1570
热处理钢筋	40Si2Mn	ϕ^{HT}	6	1470
	48Si2Mn		8.2	
	45Si2Cr		10	

注：1. 钢绞线直径 d 系指钢绞线外接圆直径，即现行国家标准(预应力混凝土用钢绞线)GB/T 5224 中公称直径 D_g，钢丝和热处理钢筋的直径均指公称直径；

2. 消除应力光面钢丝直径 d 为 4～9mm，消除应力螺旋肋钢丝直径 d 为 4～8mm。

十三、钢筋弹性模量

钢筋弹性模量 E_s 应按表 1—3—45 采用。

表 1－3－45　钢筋弹性模量 E_s（$\times 10^5$ N/mm^2）

种类	E_s
HPB 235 级钢筋	2.1
HRB 335 级钢筋，HRB 400 级钢筋，RRB 400 级钢筋热处理钢筋	2.0
消除应力钢丝（光面钢丝，螺旋肋钢丝，刻痕钢丝）	2.05
钢铰线	1.95

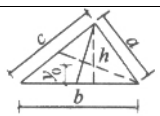
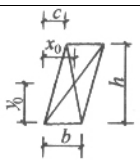
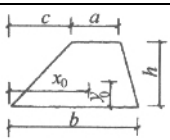
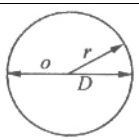
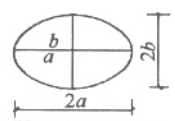
注：必要时钢绞线可采用实测的弹性模量。

表 1－3－46　素混凝土构件的稳定系数 φ

l_0/b	≤4	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
l_0/i	≤4	14	21	28	36	42	49	56	63	70	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

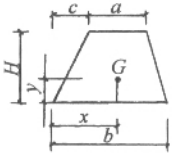
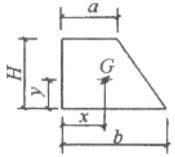
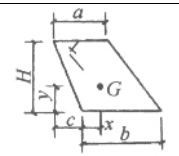
十四、常用几何图形形心及面积

表 1－3－47

名称	图形	公式
任意三角形		$A=\frac{b\cdot h}{2}$　$A=\frac{a\cdot c}{2}\sin B$ $A=\sqrt{s(s-a)(s-b)(s-c)}$ $s=\frac{1}{2}(a+b+c)$　$y_0=\frac{h}{3}$
平行四边形 矩　形		$A=b\cdot h$ $y_o=\frac{h}{2}$ $x_0=\frac{c+b}{2}$
梯　形		$A=\frac{a+b}{2}\cdot h$ $y_0=\frac{h}{8}\times\frac{2a+b}{a+b}$ $x_0=\frac{(a^2+ba+b^2)+(2a+b)\cdot c}{3(a+b)}$
圆		$A=\pi r^2=\frac{\pi D^2}{4}$
椭　圆		$A=\pi ab$

十五、梯形形心位置简化计算公式及简化计算值

表 1－3－48 梯形形心位置简化计算公式

图形	公式
	$x=\alpha' \cdot b+\beta' \cdot c$ $y=\beta' \cdot H$
	$x=\alpha' \cdot b$ $y=\beta' \cdot H$
	$x=\alpha' \cdot b+\beta' \cdot (-c)$（当 x 为负值时，形心在 0 点之左） $y=\beta' \cdot H$

注：公式中 $\alpha' \cdot \beta'$ 值，根据 $\gamma=\frac{a}{b}$ 值由表 1－3－49 查出。

表 1－3－49 梯形形心位置简化计算 α'、β' 值

γ	α′	β′	γ	α′	β′	γ	α′	β′	γ	α′	β′
0.200	0.344	0.389	0.355	0.364	0.421	0.510	0.391	0.446	0.665	0.422	0.466
0.205	0.345	0.390	0.360	0.365	0.422	0.515	0.392	0.447	0.670	0.423	0.467
0.210	0.345	0.391	0.365	0.366	0.422	0.520	0.393	0.447	0.675	0.424	0.468
0.215	0.346	0.392	0.370	0.367	0.423	0.525	0.394	0.448	0.680	0.425	0.468
0.220	0.346	0.393	0.375	0.368	0.424	0.530	0.395	0.449	0.685	0.426	0.469
0.225	0.347	0.395	0.380	0.368	0.425	0.535	0.396	0.450	0、690	0.427	0.469
0.230	0.348	0.396	0.385	0.369	0.426	0.540	0.397	0.450	0.695	0.428	0.470
0.235	0.348	0.397	0.390	0.370	0.427	0.545	0.397	0.451	0.700	0.429	0.470
0.240	0.349	0.398	0.395	0.371	0.428	0.550	0.398	0.452	0.705	0.430	0.471
0、245	0.349	0.399	0.400	0.371	0.429	0.555	0.399	0.452	0.710	0.432	0.472
0.250	0.350	0.400	0.405	0.372	0.429	0.560	0.400	0.453	0.715	0.433	0.472
0.255	0.351	0.401	0.410	0.373	0.430	0.565	0.401	0.454	0.720	0.434	0.473
0.260	0.351	0.402	0.415	0.374	0.431	0.570	0.402	0.454	0.725	0.435	0.473
0.265	0.352	0.403	0.420	0.375	0.432	0.575	0.403	0.455	0.730	0.436	0.474
0.270	0.352	0.404	0.425	0.376	0.433	0.580	0.404	0.456	0,735	0.437	0.475
0.275	0.353	0.405	0.430	0.376	0.434	0.585	0.405	0.456	0.740	0.438	0.475
0.280	0.354	0.406	0.435	0.377	0.434	0.590	0.406	0.457	0.745	0.439	0.476

γ	α′	β′	γ	α′	β′	y	α′	β′	γ	α′	β′
0.285	0.354	0.407	0.440	0.378	0.435	0.595	0.407	0.458	0.750	0.441	0.476
0.290	0.355	0.408	0.445	0.379	0.436	0.600	0.408	0.458	0.755	0.442	0.477
0.295	0.356	0.409	0.450	0.380	0.437	0.605	0.409	0.459	0.760	0.443	0.477
0.300	0.356	0.410	0.455	0.381	0.438	0.610	0.410	0.460	0.765	0.444	0.478
0.305	0.357	0.411	0.460	0.382	0.438	0.615	0.411	0.460	0.770	0.445	0.478
0.310	0.358	0.412	0.465	0.382	0.439	0.620	0.412	0.461	0.775	0.446	0.479
0.315	0.358	0.413	0.470	0.383	0.440	0.625	0.414	0.462	0.780	0.447	0.479
0.320	0.359	0.414	0.475	0.384	0.441	0.630	0.415	0.462	0.785	0.448	0.480
0.325	0.360	0.415	0.480	0.385	0.441	0.635	0.415	0.463	0.790	0.450	0.480
0.330	0.361	0.416	0.485	0.386	0.442	0.640	0.417	0.463	0.795	0.451	0.481
0.335	0.361	0.417	0.490	0.387	0.443	0.645	0.418	0.464	0.800	0.452	0.481
0.340	0.362	0.418	0.495	0.388	0.444	0.650	0.419	0.465			
0.345	0.363	0.419	0.500	0.389	0.444	0.650	0.420	0.465			
0.350	0.364	0.420	0.505	0.390	0.445	0.655	0.421	0.466			

第四章 挡土墙结构的基本类型、构造与布置

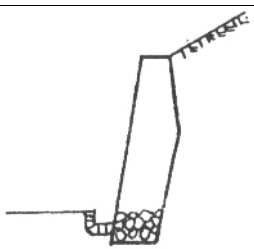
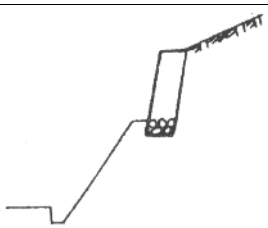
第一节 挡土墙的使用场合及类型

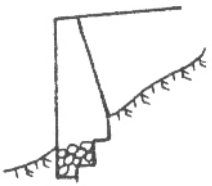
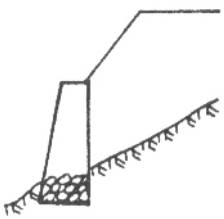
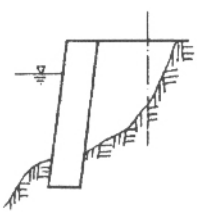
一、使用场合

挡土墙是支承路基填土或山坡土体、防止填土或土体变形失稳的构造物。

公路上设置挡土墙的一般场合，简列于表 1—4—1。

表 1—4—1 挡土墙的使用场合

名称	示意图	使用场合
路堑挡土墙		1. 山坡陡峻，用以降低边坡高度，减少山坡开挖，避免破坏山体平衡； 2. 地质条件不良，用以支挡可能坍滑的山坡土体
山坡挡土墙		用以支挡山坡上有可能坍滑的覆盖层土体或破碎岩层（需要时可分设数道）

名称	示意图	使用场合
路肩挡土墙		1. 陡山坡上，为保证路堤稳定，收缩坡脚； 2. 为避免与其它建筑物（如房屋、铁路、水渠等）干扰或防止多占农田； 3. 为防止沿河路堤受水流冲刷和淘刷
路堤（坡脚）挡土墙		1. 受地形限制或因与其它建筑物相干扰，必须约束坡脚时； 2. 防止陡坡路堤下滑
浸水挡土墙		沿河路堤，需收缩坡脚，以免水流冲刷和淘刷

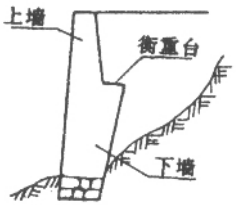
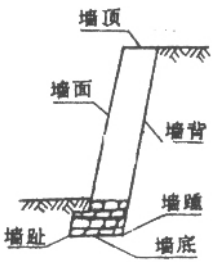
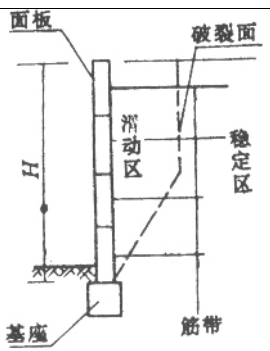
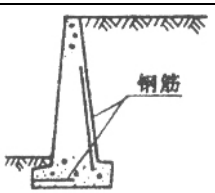
挡土墙设置与否，应同其它工程方案比较后确定。即，在确定时考虑：

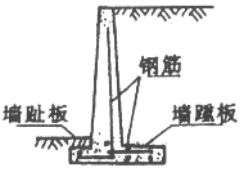
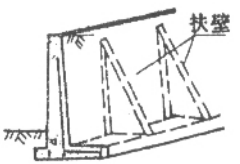
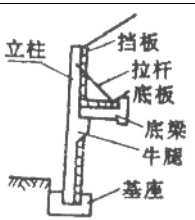
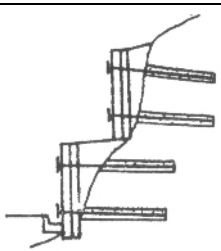
1. 与移改路线位置进行比较。
2. 与填筑或开挖边坡相比较。
3. 与拆移有关干扰路基的构造物（房屋、河道、水渠等）相比较。
4. 与设置其它类型的构造物（如桥、导流结构物、护墙等）比较。
5. 与刷坡清方或其它防治坍滑的措施相比较。

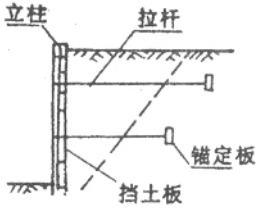
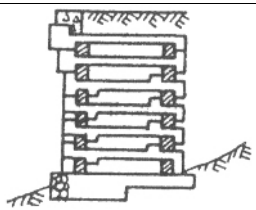
二、类型及适用范围

按其结构特点，挡土墙可分为石砌重力式、石砌衡重式、加筋土轻型式、混凝土半重力式、钢筋混凝土悬臂式和扶壁式、柱板式、锚杆式、锚定板式及垛式等类型。各类挡土墙的特点及适用范围简述见表 1—4—2。

表 1—4—2 各类挡土墙的特点及适用范围

类型	特点	结构示意图	适用范围
石砌重力式	1. 依靠墙身自重抵御土压力； 2. 型式简单，取材容易，施工简便		产石料地区； 地基良好，非地震和沿河受水冲刷地区，墙高 6m 以下可采用干砌； 其它情况宜采用浆砌
石砌衡重式	1. 利用衡重台上部填土的下压作用和全墙重心的后移，增加墙身稳定，节约断面尺寸； 2. 墙面陡直，下堵墙背仰斜，可降低墙高，减少基础开挖		山区、地面横坡陡峻的路肩墙；也可用于路堑墙（兼有拦挡坠石作用）或路堤墙
加筋土轻型式	1. 由面板、拉筋及填料三部分组成，借拉筋与填料之间的摩擦力保持墙身稳定； 2. 施工简便，造价较低，外型美观； 3. 对地基的适应性强，占地少		缺乏石料地区； 适用于石质土、砂性土、黄土地区修建较高的路肩 墙； 不宜用于受水流冲淹地段。
混凝土半重力式	1. 在墙背加入少量钢筋、以减薄墙身，节省圬工； 2. 墙趾较宽，以保证基底宽度，必要时，在墙趾处设少量钢筋		缺乏石料地区； 一般适用于低墙

类型	特点	结构示意图	适用范围
钢筋混凝土悬臂式	1. 由立壁、墙趾板、墙踵板、三个悬臂梁组成，断面尺寸较小； 2. 墙高时，立壁下部的弯矩大，耗钢筋多，不经济		缺乏石料地区； 一般高度的路肩墙，地基情况可较差
钢筋混凝土扶壁式	沿悬臂式墙的墙长，隔一定距离加一道扶壁，把立壁与墙踵板连接起来		在高墙时，较悬臂式经济，其余同上
往板式	1. 由钢筋混凝土立柱、挡板底梁、底板、基座和钢拉杆组成，借底板上部土体的自重作用平衡全墙； 2. 因底板位置升高，基础开挖量较悬臂式和扶壁式少； 3. 构件轻便，可预制拼装，快速施工		高墙； 适用于支挡土质路堑高边坡或处治边坡坍滑； 也可用于路堤墙
锚杆式	1. 由钢筋混凝土墙面（整体板壁或肋柱及挡板）和锚杆组成，依靠锚固在岩层（或土层）内的锚杆的水平拉力承受土压力，维持全墙平衡； 2. 属轻型结构，材料节省； 3. 基底受力甚小，基础要求不高		高路堑墙、高路肩墙、抗滑挡土墙； 备有钻机、压浆泵等设备

类型	特点	结构示意图	适用范围
锚定板式	1. 由钢筋混凝土墙面(立柱及挡板)、钢拉杆和锚定板组成,借埋置在破裂面后稳定土层内的锚定板和拉杆拉住墙面,保持墙身稳定; 2. 拼装简易、施工快; 3. 结构轻便,柔性大		高路后墙或路堤墙,特别是地基不良时
垛式	1. 用钢筋混凝土预制杆件纵横交错拼装成框架,内填土或石,借其自重抵御土体的推力; 2. 施工简便,迅速; 3. 允许地基产生一定的变形; 4. 损坏后,修复较易		高路肩墙、路堤墙、抗滑挡土墙;缺乏石料地区

第二节　挡土墙的构造

一、石砌挡土墙墙身断面

墙身的断面形式应根据墙的用途、墙高和墙趾处的地形、地质、水文等条件,在满足稳定性和强度要求的前提下,按结构合理、断面经济和施工便利的原则比较确定。

1. 墙背

石砌挡土墙的墙背,可做成仰斜、垂直、俯斜、凸形折线和衡重式五种(如图 1－4－1 所示)。

仰斜墙背所受主动土压力小,故墙身断面较经济。用于路暂墙时,墙背与开挖的临时

边坡较贴合，因而开挖量和回填量均较少。当墙趾处地面横坡较陡时，采用仰斜墙背将使墙身增高，断面增大，故仰斜墙背适用于路暂墙、墙址处地面平缓的路肩墙或路堤墙。仰斜墙背的坡度不宜缓于 1∶0.3，以免施工困难。

俯斜墙背，所受土压力较大，通常在地面横坡陡峻时采用，借陡直的墙面，以减小墙高。俯斜墙背可做成台阶形，以增加墙背与填土间的摩擦力。

垂直墙背的特点，介于仰斜墙背和俯斜墙背之间。

凸形折线墙背，系由仰斜墙背演变而成，上部俯斜，下部仰斜，以减小上部的断面尺寸

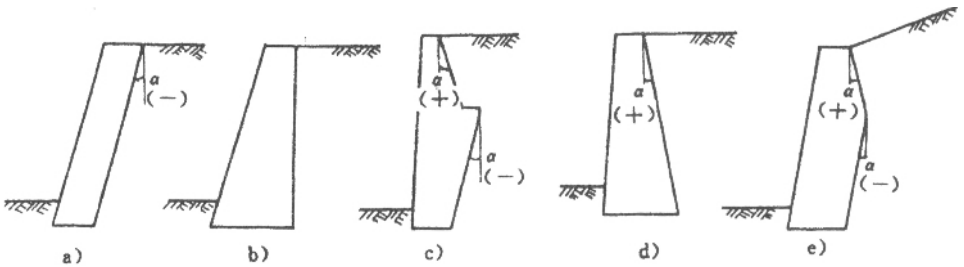


图 1−4−1　石砌挡土墙的墙背形式

a)仰斜；*b*)垂直；*c*)衡重式；*d*)俯斜式；*e*)凸形折线

(包括墙高)，多用于路堑墙，也可用于路肩墙。衡重式墙背，在上下墙间设一衡重台，并采用陡直的墙面，适用于地形陡峻处的路肩墙和路堤墙，也可用于路暂墙。上墙墙背俯斜，其坡度通常可在 1∶0～1∶0.45 之间；下墙墙背仰斜，坡度一般为 1∶0.25 左右。上下墙的墙高比，同衡重台的宽度和上下墙背的坡度相关联，应按断面经济的原则比较确定，一般可采用 2∶3。

2. 墙面

基础以上的墙面，其坡度应与墙背的坡度相配合。地面横坡较陡时，墙面可采用 1∶0.05～1∶0.20，也可采用直立(低墙时)；地面横坡平缓时，墙面可缓些，但一般不缓于 1∶0.3，以免过多增加墙高。

3. 墙顶

墙顶的最小宽度，浆砌片(块)石时，不应小于 0.5m；干砌时不应小于 0.6m。

4. 护栏

墙顶高出地面 6m 以上，或连续长度大于 20m 的路肩挡土墙，墙顶需设置护栏。墙高小于 6m 时，按具体情况视安全需要而定。护栏内侧边缘距路面边缘的距离，一般不应小于 0.5m(四级路)或 0.75m(二、三级路)；一级公路、高速公路防撞护栏设在土路肩宽度内。

二、钢筋混凝土挡土墙墙身构造

1. 悬臂式和扶壁式挡土墙

悬臂式挡土墙的墙身由立臂、墙趾板和墙踵板三部分组成。各部分断面的比例，可参

照图 1—4—2 选用。具体尺寸应通过检算确定。

立壁的面坡通常采用 1∶0.02～1∶0.05，背坡则可直立。立壁顶部的最小宽度为 15cm，路肩墙不宜小于 20cm。趾板和踵板端部厚宽不小于 30cm。

立壁、墙趾板和墙踵板内的钢筋布置，示意如图 1—4—3 所示。各截面所需的钢筋面积，通过计算确定。钢筋的最小直径和最大间距、保护层的净距等，均按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ023—85)处理。

当墙高超过 6m 时，宜采用扶壁式挡土墙。其墙身断面的比例，与悬臂式相仿，扶壁的间距通常在墙高的 1/3～1/2 范围内变动，扶壁的厚度约为扶壁间净距的 1/8～1/6，但不小于 30cm。

2. 锚杆式挡土墙

锚杆式挡土墙主要有两种结构形式：

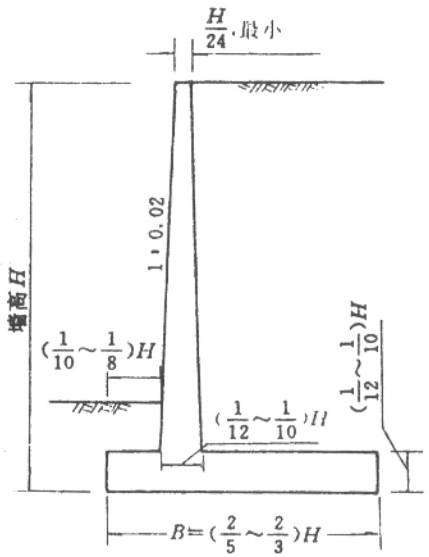


图 1—4—2 悬壁式挡土墙墙身断面大致比例

(1)板壁式：由就地灌注的整体板壁和多排小锚杆组成(如图 1—4—4 所示)。锚孔可采用普通风钻钻成，直径 35～50mm，深度 3～5m。这种结构型式施工较简便，但承担土压力的能力较小。

(2)肋板式：墙面由肋柱和挡土板组成(如图 1—4—5 所示)。肋柱间距按吊装设备和锚杆的抗拔能力等因素确定，一般可选用 2.5～3.5m。每根肋柱按其高度布置 2～3 根锚杆，锚杆为一根或数根钢筋组成(也可用钢丝束)。锚孔直径在 100mm 以上，采用钻机钻孔，必要时可将钻孔端部扩大，以增加锚杆的抗拔力。这种挡土墙能承受较大的土压力。当挡土墙较高(大于 6m)、地质较差时，应将挡土墙分两级或两级以上布置，两级之间可留 1～2m 的平台，以利施工操作和安全(如图 1—4—6 所示)。墙背坡度多为竖直。

锚杆一般沿水平方向向下倾斜 10°～45°，倾角的大小视施工机具、稳定岩层的情况和肋柱的受力条件，并使锚杆长度尽可能最短等来确定。锚杆在岩层中的有效锚固长度，一

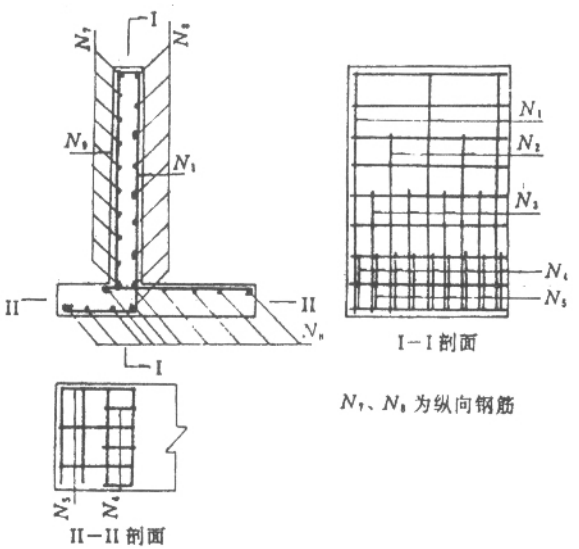


图 1—4—3　悬壁式挡土墙钢筋布置示意图

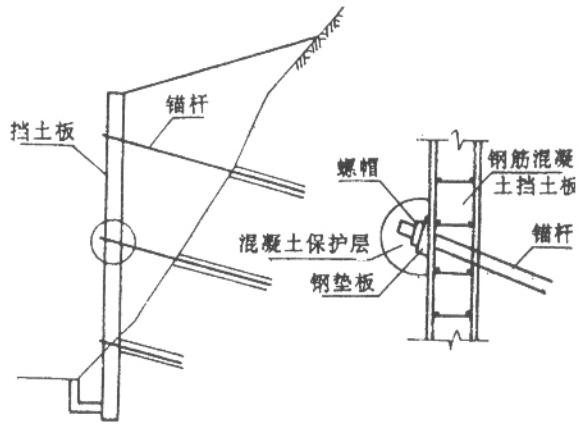


图 1—4—4　板壁式锚杆挡土墙

般不小于 4m；锚入稳定土层内时，锚固长度不应小于 9～10m。锚孔内灌以膨胀水泥砂浆。为保证孔内锚杆周围有足够的砂浆保护层，沿锚杆长每隔 2～3m 应焊设支架（如图 1—4—5 所示）。锚孔口至墙面间的一段锚杆，采用沥青麻丝包扎防锈。锚杆与墙面的连接，可采用把锚杆钢筋弯入肋柱内（就地灌注时），或采用螺丝端杆、焊头联结等方式。

三、基础

实践表明，挡土墙的破坏，大多是由于基础处理不当而引起的。因此，设计时应对基底条件作充分的调查（包括钻孔、挖探），再确定基础类型和埋置深度。

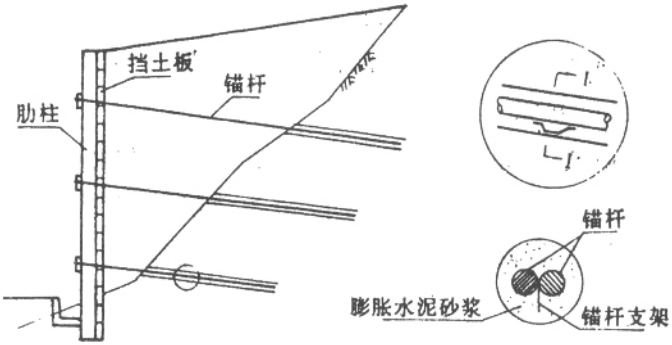


图 1—4—5 肋板式锚杆挡土墙

1. 基础形式

绝大部分挡土墙，都直接修筑在天然地基上。

当地基较弱，地形平坦，而墙身又超过一定高度时，为了减小基底压应力（同时也可增加倾覆的稳定性），可在墙趾处伸出一台阶，以拓宽基底（如图 1—4—7 所示）。墙趾台阶的宽度，视基底应力需减小的程度而定，但不得小于 20cm。台阶的高宽比，可采用 3∶2 或 2∶1。

若基底应力超出地基容许承载力过多而需加宽很多时，为避免台阶过高，可采用钢筋混凝土底板，如图 1—4—8 所示。

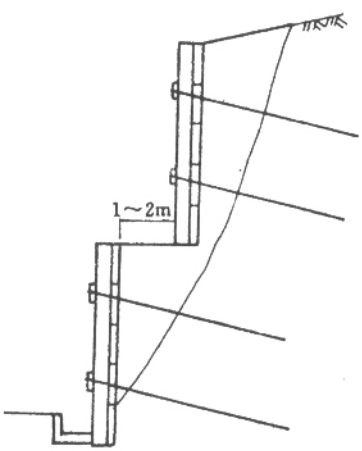


图 1—4—6 多级锚杆挡土墙

地基为软弱土层（如淤泥质土、杂填土等）时，可用砂砾、碎石、矿渣或灰土等质量较好的材料换填，以扩散基底压应力。

墙趾处地面横坡较陡，而地基为较完整坚硬的岩层时，基础可做成台阶形，以减少基坑开挖和节省污工（如图 1—4—9 所示）。台阶的尺寸，按具体的地形地质条件确定，使基础不受侧压力的作用。台阶的高宽比一般不应大于 2∶1，台宽不宜小于 50cm。

地基若有短段缺口（如深沟等）或挖基困难（如需水下施工等），可采用拱形基础，以拱圈跨过，再于拱圈上砌筑墙身，但应注意土压力不宜过大，以免横向推力导致拱圈开裂。

设计时，对拱圈应作验算。或采用旱桥、垛式挡墙亦可。当横坡陡峻、岩层坚硬、基础悬空、施工困难、路基宽度不足时，可采用半边桥或悬出露台。

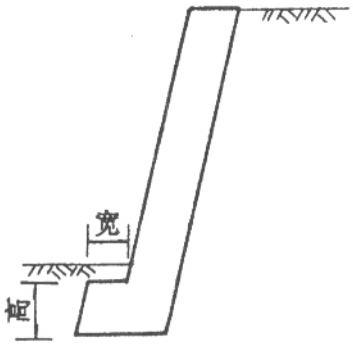


图 1—4—7　墙趾台阶

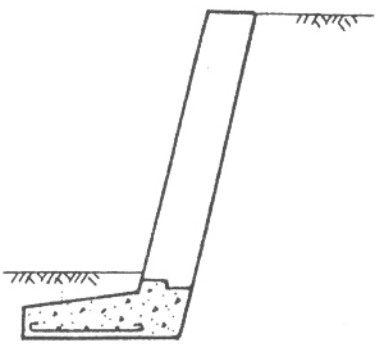


图 1—4—8　钢筋混凝土底板

2. 埋置深度

基础的埋置深度应按地基的性质、承载力的要求、冻胀的影响、地形和水文地质等条件确定。

土质地基，基础的埋置深度应满足下列要求：

(1)一般情况下，地表下不少于 1m(土层密实稳定时，可酌情减少)。

(2)受冲刷时，应在冲刷线下不小于 1.0m。当施工困难时，应采取其它措施，如增设混凝土基础，并在临河一侧采用灌混凝土的铁丝石笼护脚，或设桩基础。

(3)受冻胀影响时，冰冻线以下不少于 0.25m。当冻深超过 1.0m 时，可采用 1.25m，但基底应夯实一定厚度的砂砾或碎石垫层。

碎石、砾石、砂类地基，不考虑冻胀影响，基础埋置深度不宜小于 0.5(密实时)～1.0m(疏松时)。

岩石地基应清除表面松散的风化层。基础嵌入基岩的深度不少于 0.15～0.60m(按岩层的坚硬程度和抗风化能力选定)。

墙趾前地面倾斜时，趾前应留有足够的襟边宽度，以防地基剪切破坏。襟边的宽度，可按嵌入深度的 1～2 倍考虑。

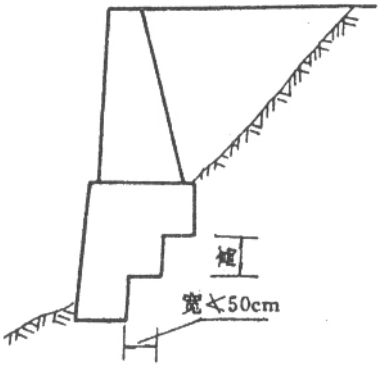


图 1－4－9 台阶基础

四、排水措施及防水层

挡土墙应设置排水设备，以疏干墙后填料中的水分，防止墙后积水致使墙身承受额外的静水压力；减少季节性冰冻地区填料的冰胀压力；清除粘土填料浸水后的膨胀压力。

路堑墙墙后地面应做好排水处理，设置排水沟，必要时夯实地表松土，以减少雨水和地面水下渗。而墙趾前的边沟则应予铺砌加固，以防边沟水渗入基础。

浆砌片（块）石墙身，应在墙前地面以上设一排泄水孔。墙高时，可在墙上部加设泄水孔（如图 1－4－10 所示）。泄水孔尺寸可视泄水量的大小而定，一般为 5cm × 10cm、10cm× 10cm、15cm × 20cm 等的方孔或直径为 5～10cm 的圆孔。孔眼间距一般为 2～3m，干旱地区，可予增大；多雨地区则可减小。上下排泄水孔宜错开设置，下排泄水孔的出口应高出地面；若为路堑墙，出水口应高出边沟水位 0.3m；若为浸水挡土墙，则应设于常水位以上 0.3m。下排泄水孔进水口的底部，应铺设 30cm 厚的粘土层，并夯实，以防水分渗入基础。进水口周围还应用具有反滤作用的粗颗粒材料覆盖，以免孔道淤塞；有冻胀可能时，最好用炉渣覆盖。干砌块（片）石挡土墙可不设泄水孔。

当墙后填料为粘性土时，水分不易渗入泄水孔排走。因此，在渗水量大，或有冻胀可能时，宜在填料与墙背之间，用渗水材料（砂砾或碎石）填筑厚度大于 30cm 的连续排水层，以疏干墙后填料中的水，防止墙背承受静水压力或冻胀压力（如图 1－4－11 所示）。泄水量大时，还可在排水层底部加设纵向渗沟，配合排水层把水排泄到墙外。排水层的顶部和底部应用 0.3～0.5m 厚的胶泥（或其它不透水材料）封闭，以防止水流下渗。

墙背一般不设防水层，只需用水泥砂浆把墙背表面的缝隙及四处抹平。但在严寒地区，应做防水处理，在墙背先抹一层 2cm 厚的 5 号砂浆，再涂以 2mm 厚的热沥青。

五、沉降缝与伸缩缝

为避免地基不均匀沉陷而引起墙身开裂，需按墙高和地基性质的变异，设置沉降缝。

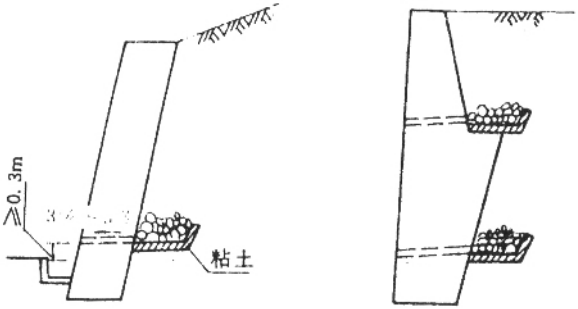


图 1－4－10　泄水孔

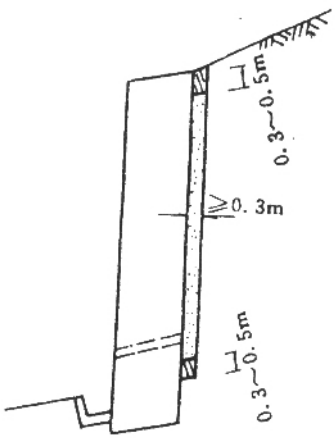


图 1－4－11　连续排水层

同时，为了减少圬工砌体因收缩硬化和温度变化作用而产生裂缝，需设置伸缩缝。

沉降缝和伸缩缝是设在一起的，一般每隔 10～15m 设置道。缝宽 2～3cm，自墙顶作到基底，缝内可用胶泥填塞。但在渗水量大、填料易于流失，或冻害严重地区，则宜用沥青麻丝、沥青竹绒或涂以沥青的木板等具有弹性的材料，沿墙的内、外、顶三侧填塞，填塞的深度约为 15cm 即可。当墙背为填石，且冻害不严重的地区，也可不嵌填料，仅留空缝。

干砌挡土墙可不设沉降缝与伸缩缝。

第三节　挡土墙的布置

挡土墙的布置，通常在路基横断面图和墙址纵断面图上进行。布置前，应实地核对路基横断面（不足时应补测），测绘墙址处的纵断面图，收集墙址处的地质和水文等资料。

一、挡土墙的位置

路暂墙，大多设在边沟旁。山坡挡土墙，应考虑设在基础可靠处。墙的高度，应保证在设置墙后墙顶以上边坡的稳定。

若路堤墙与路肩墙的墙高或截面圬工数量相近，基础情况相仿时，作路肩挡墙较为有利。采用路肩挡墙、路堤挡墙或砌石路基，应结合具体条件考虑，必要时应作技术经济比较后确定。

当墙身位于弧形地段时，受力情况与平行路基的直线挡土墙不同，受力后沿墙延长切线方向产生张力，容易出现竖向裂缝，宜缩短伸缩缝间距，或考虑其它措施。

沿河挡土墙要结合河流的水文、地质情况及河道工程来布置，注意设墙后仍保持水流顺畅，不致挤压河道，引起局部冲刷。

二、纵向布置

挡土墙的纵向布置，在墙址纵断面图上进行。布置后，绘成挡土墙正面图（如图 1－4－12 所示），布置的内容为：

1. 确定挡土墙的起讫点或墙长，选择挡土墙与路基或其它结构物的连接方式。路肩式挡墙若不能嵌入挖方，而是与路堤相连接，则应在衔接处做好锥坡。

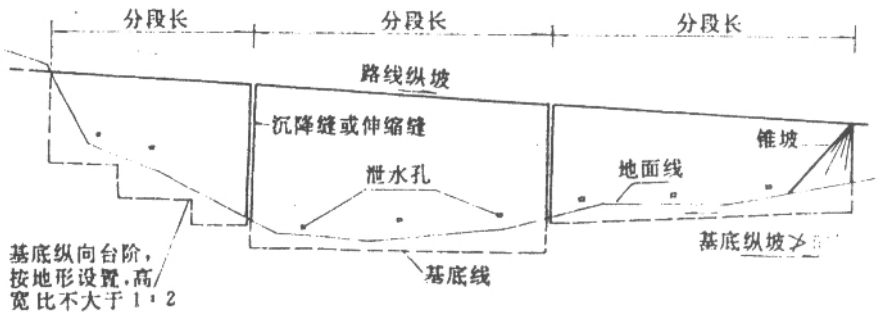


图 1－4－12　挡土墙正面图

2. 按地基及地形情况进行分段，确定沉降缝及伸缩缝的位置。

3. 布置各段挡土墙的基础。墙址处地面有纵坡时，挡土墙的基底宜做成不大于 5% 的纵坡。但地基为岩石时，为减少开挖，可在纵向做成台阶，台阶的尺寸随地形变动，但其高宽比不宜大于 1∶2。

4. 确定泄水孔的位置，包括数量、间距和尺寸等。

在布置图上应注明各特征断面的桩号、墙顶、基础顶面、基底、冲刷线、冰冻线、常水位或设计洪水位的标高等。

三、绘横断面图

绘制起讫点、墙高最大处、墙身断面和基础形式变异处以及其它必需桩号的挡土墙横断面图。图上，按计算结果布置墙身断面，确定基础形式和埋置深度，布置排水设备，指定墙背填料的类别等等。

四、平面布置

个别复杂的挡土墙，例如高长的沿河曲线挡土墙或需要在纸上研究挡土墙平面位置的复杂挡墙，除了横纵向布置外，还应作平面布置。

绘制平面图，图中标示挡土墙与路线的平面位置、地貌和地物（特别是与挡土墙有干扰的建筑物）等情况。沿河挡土墙还应绘出河道及水流方向，其它防护、加固工程等。

上述布置图组成了挡土墙设计图的主要部分。此外，在设计图上还应说明：

1. 采用标准图的编号。
2. 选用挡土墙设计参数的依据。
3. 所需的工程材料数量。
4. 其它有关材料及施工的要求和注意事项等。

第四节　材料要求及施工注意事项

一、材料要求

1. 石料应经过挑选，质地均匀，无裂缝，不易风化。在冰冻及浸水地区，应具有耐冻和抗浸蚀的性能。

2. 石料的抗压强度不低于 25 MPa。在地震区及严寒地区不应低于 30MPa。

3. 尽量选用较大的石料砌筑。块石应大致方正，其厚度不小于 15cm，宽度和长度相应为厚度的 1.5～2 倍和}1.5～3 倍。片石应具有两个大致平行的面，其厚度不宜小于 15cm，其中一条边长不小于 30cm。体积不小于 0.01m^3。

4. 用大卵石砌筑时，石料应经过选择，并剖开或凿毛，使之具有两个较大的平行面。砌筑时，不应形成通缝和过大的三角缝，砂浆须饱满。

5. 砌筑挡土墙用的砂浆标号按表 1—4—3 选用：

表 1—4—3 挡土墙砌筑用砂浆标号

挡土墙类别、部位及用途	砂浆标号	挡土墙类别、部位及用途	砂浆标号
一般挡土墙	5 号(四级路可用 2.5 号)	严寒地区及地震区挡土墙	较非地震区提高一级
浸水挡土墙常水位以下部分	7.5 号	勾缝用	比砌筑用标号提高一级

6. 干砌挡土墙,墙高时最好用块石砌筑。在墙高超过 6m 或石料强度较低时,可沿墙高每隔 3～4m,设置厚度不小于 0.5m 的浆砌水平层,以增加墙身的稳定性。

7. 混凝土挡土墙,所用混凝土的标号不低于 15 号,其基础部分可采用相同标号的片石混凝土(其中渗入占总体积 25%以下的片石)。

二、施工注意事项

挡土墙施工应与设计要求相配合。除按一般施工规范中所规定者外,还应注意以下事项:

1. 施工前应做好地面排水和安全生产的准备工作。浸水挡土墙宜在枯水季节施工。

2. 在松软地层、坍方或坡积层地段,基坑不宜全段开挖,以免在挡土墙砌筑过程中发生坍滑;而宜采用跳槽开挖的方法。

3. 基坑开挖后,若发现地基与设计情况有出入,应按实际情况调整设计;若发现岩基有裂缝,应以水泥砂浆或小石子混凝土灌注饱满;若基底岩层有外露的软弱夹层,宜于墙趾前,对该层做封面防护,以防风化剥落后,基础折裂而致墙身外倾。

4. 挡土墙的底部、顶部和墙面外层,宜选用较整齐的大块石砌筑。干砌挡土墙砌筑时,宜采用"丁"、"顺"、"嵌"、"楔"等办法,使块(片)石间嵌挤紧密,墙身稳定。

5. 墙址部分的基坑,在基础施工完后应及时回填夯实,并做成 5%外倾斜坡,以免积水下渗,影响墙身的稳定。

6. 浆砌挡土墙应错缝砌筑,需待砂浆强度达到 70%以上时,方可回填墙背填料。墙背填料应符合设计要求,避免采用膨胀性和高塑性土壤,并做到分层填筑,分层夯实。不允许向着墙背斜坡填筑,夯实时应注意勿使墙身受较大冲击影响。墙后地面横坡陡于 1∶5 时,应先处理填方基底(铲除草皮、开挖台阶等)再填土,以免填方顺原地面滑动。

7. 墙顶设有护墙、护坡时,应采取措施,防止护墙、护坡沿着土体表面下滑。如在护墙、护坡背后设耳墙,或做粗糙面,使与土体密贴;或在护墙、护坡与挡土墙顶接触处设变坡平台。必要时应根据计算加大墙身截面。

8. 浆砌挡土墙的墙顶,可用 5 号砂浆抹平,厚 2cm;或顶层用较大块石料砌筑,而后勾平缝。干砌挡土墙墙顶 50cm 厚度内,用 2.5 号砂浆砌筑,以利稳定。

9. 南方多雨及冰冻地区,在挖方路段设置上挡土墙时,应考虑到雨季、冻融季土体含水量的增加,使填料内摩擦角(φ 值)降低较多,对挡土墙的稳定性影响很大。设计、施工时均应注意到这一点。