

第一章 概 论

滑坡是自然界常见的山坡变形现象。由于种种原因，部分山体缓慢或急速地向下滑移，破坏村庄、房屋、道路和农田等，给人类的生命财产造成极大危害。如 1963 年意大利某水库滑坡，将坝高 265 m 的水库填满，造成浪高 100 m 洪水从坝顶越过，冲毁下游 5 个村庄 死亡 2 000 多人。1983 年印度某河岸发生大滑坡，堵塞了整个河道，堆成长数千米，高 200 多米的堤坝，一年后洪水越顶，冲毁下游两岸许多村庄，人畜死伤不计其数。日本是个多滑坡国家，公路和铁路干线深受其害 如 1962 年北海道滑坡，将行驶中的公共汽车推入海中，死伤数十人；1967 年北陆铁路干线滑坡，将机车推入大海，并破坏了数十栋民房，造成极大的经济损失。

我国滑坡主要分布于西南、中南和华东地区，如长江三峡地区有许多超巨型滑坡，严重威胁着长江航道的安全。其中有名的新滩滑坡体积约 3 000 万 m^3 ，1985 年产生滑动时将整个新滩镇推入长江，引发涌浪高达 50 多米，击浪影响范围上下游各 10 余千米，造成部分渔船翻沉。该处滑坡因事先做好监测，并进行准确的预报，滑动前动员全镇居民及时撤离，才没有造成大量人员伤亡。1980 年 6 月发生于湖北盐池河磷矿的滑坡，体积约 100 万 m^3 的岩体，从高约 150 m 的山腰滑入矿区（图 1-1）将全矿区 280 多人全部埋葬于滑坡体下。

自然界的各类山体滑坡千变万化，不但其滑动体积相差悬殊，小者仅有数十立方米，大者可达数亿立方米。而且其滑动速度和滑行距离也差别很大。有的滑坡变形缓慢，每年位移仅数十厘米，但年年变形，数十年不止；有的滑坡不但速度极快，滑动距离也大，但在较短时间内即恢复稳定。如 1991 年 9 月发生于云南省昭通市盘河乡头寨沟的超巨型高速滑坡，滑体厚 180 m 体积约 1 800 万 m^3 其中近 1 600 万 m^3 土体滑出滑床后，产生碎裂，形成碎屑流，高速地冲向两岸，向下游成“S”形地奔流而下（图 1-2）沿途摧毁民房 200 多间 农田 300 多亩 公路

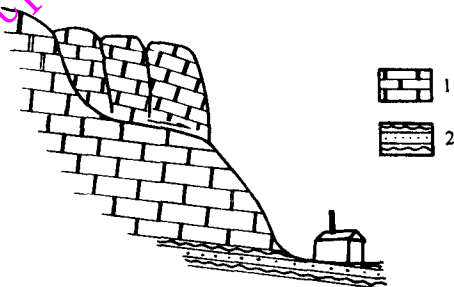


图 1-1 湖北盐池河滑坡示意图

1—白云岩；2—砂岩泥岩。

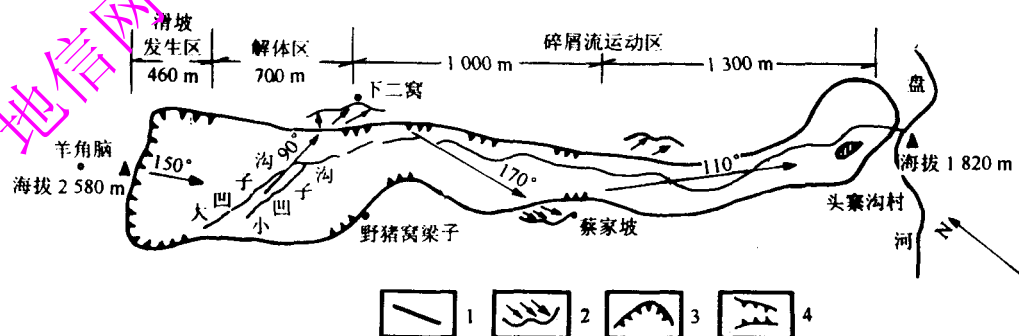
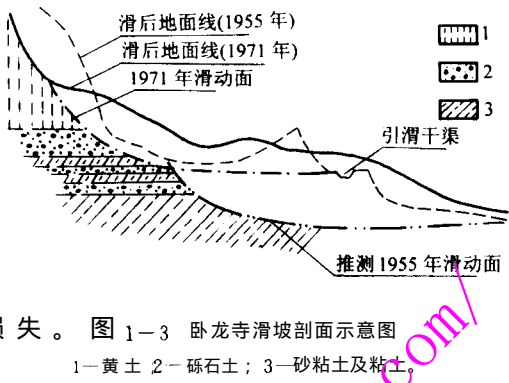


图 1-2 头寨沟滑坡示意图（摘自《中国灾害与防治学报》1993 年第三期）

滑动方向；2—遭滑体冲击的岸坡；3—滑坡发生区；4—锁口（峡谷）。

350 m 长,造成 200 多人死亡。该高速滑坡历时仅 2~3 min 滑动距离达 3.0 km 其速度之快实在惊人。又如甘肃省渭河北岸的卧龙寺滑坡,体积 2 000 万 m³,滑面深近 100 m。1955 年滑动时,将坡脚地方铁路推移 100 多米后缘形成长 290 m 宽 40 m,深达十多米的滑坡湖。1958 年因破裂壁坍塌,又将滑坡湖填塞。至 1971 年破裂壁再次坍塌时,有近 100 万 m³ 的坍塌体越过宽 15 m 的引渭干渠,在滑体表面滑行数百米(图 1-3)沿途破坏水渠、道路和房屋,造成极大的经济损失。图 1-3 卧龙寺滑坡剖面示意图



我国铁路滑坡数量最多,据统计解放后全国铁路沿线发生山体滑坡数千起,主要分布在宝成、宝天、鹰厦、成昆、襄渝、阳安、焦枝和太焦等线。有些铁路滑坡规模巨大,体积达数百万立方米以至数亿立方米。如宝天线的葡萄园滑坡、南同蒲线的冷泉滑坡、阳安线的赵家塘滑坡、太焦线的牛晶坪滑坡和寨底滑坡等,体积都达 300 万 m³ 以上。有些地区滑坡虽然规模不大,但密度大,成群出现,已达到无坡不滑,无壑不坍的严重局面。如成昆线的狮子山地区;太焦线的红崖、南旺和晋城地区等。

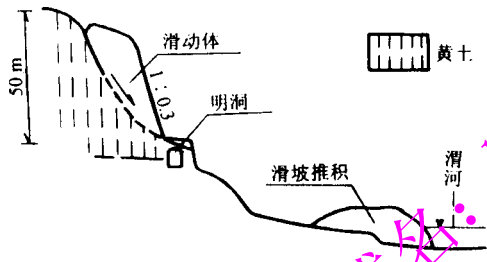


图 1-4 宝天线 K 1357 滑坡剖面示意图

宝成铁路和宝天铁路是全国滑坡病害严重且病害历史较长的铁路干线。如宝成线自 1956 年通车后,一场大雨就发生大小滑坡 70 多处,以后每年都有滑坡发生,雨季曾形成“十天九断道”的严重局面。该线 40 多年来累计用于滑坡的工程投资已大大超过新建时的工程投资。1981 年两宝水害时又发生数十起滑坡事故,直接危及行车安全。如宝天线 K1357 高速滑坡,体积约 60 多万立方米的土体从黄土塬的边缘地带下滑(图 1-4)越过铁路、公路和民房,滑行数百米,直至渭河边,沿途将长 137 m 的明洞压坏,并砸坏民房 30 多间,又将 4 位过路人砸死,村民由于提前撤走,才未造成伤害。该滑坡高速下滑时,一列运行中的客车距滑坡处仅数百米,险些造成列车被埋的特大事故。又如鹰厦线,据 20 世纪 70 年代末统计,全线发生大小滑坡 60 多处,平均每 100 km 达 8 处,曾是国内有名的病害线。再如成昆线虽在勘测期间进行大量的山地工作,选线中避开了一部分大、巨型滑坡,但在施工中仍有 104 处滑坡需要整治(包括既有的和施工中新发生的)。其中如狮子山滑坡群,曾采用多种措施,经过长期反复的整治才趋稳定。铁西滑坡发生于 1980 年雨季,铁路正式通车运营以后,由于当地在铁路边采石,引起古滑坡复活。200 多万 m³ 滑体

宝成铁路和宝天铁路是全国滑坡病害严重且病害历史较长的铁路干线。如宝成线自 1956 年通车后,一场大雨就发生大小滑坡 70 多处,以后每年都有滑坡发生,雨季曾形成“十天九断道”的严重局面。该线 40 多年来累计用于滑坡的工程投资已大大超过新建时的工程投资。1981 年两宝水害时又发生数十起滑坡事故,直接危及行车安全。如宝天线 K1357 高速滑坡,体积约 60 多万立方米的土体从黄土塬的边缘

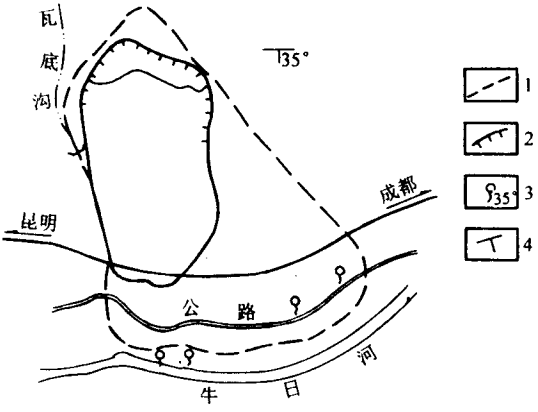


图 1-5 成昆线铁西滑坡平面示意图

古滑坡边界; 2—1980 年复活边界; 3—泉水; 4—岩层产状。

骤然下滑，堵塞隧道洞口，越过铁路，水平位移达 120 m 掩埋铁路长 160 m 致使中断行车 40 d (图 1-5)造成极大的经济损失。

华北地区滑坡，以太焦线最为严重。早在 20 世纪 60 年代初，在太焦线南段晋城地区，施工过程中就发生了许多红土滑坡，曾采用片石垛和重塑土反压等以土治土的方法，收到良好效果。及至 1972 年太焦线北段施工时，发现和发生了大量滑坡，在全段 210 km 范围内，共有滑坡 64 处，类型多样，规模大小不一。大者如牛晶坪和寨底破碎岩石滑坡，体积达 400~500 万 m^3 ；小者如红崖和南旺地区的粘土滑坡，亦称杂色土滑坡，每处体积仅数万立方米，但数量多，成群出现。太焦线北段为整治滑坡，采取了多种整治措施，如清方减载、坡脚反压、排水（包括地表和地下排水）、抗滑挡土墙、抗滑桩和抗滑明洞等，应有尽有。为整治病害，不但花费大量的人力和物力，并且延误工期，经济损失是巨大的。

由于滑坡病害与人类的生产建设活动关系密切，影响极大。50 年代初各国开始对山体滑坡进行较系统的研究，包括动态观测、成因机理、分布规律和防灾措施等。有些国家并成立了专门委员会，如美国和日本分别在 1958 年和 1964 年成立了滑坡委员会，1968 年在布拉格成立了滑坡及其他块体运动国际委员会，并在 1977 年 9 月召开该委员会的讨论会，对滑坡及其他块体运动产生的机理、动态监测和防治对策等进行研讨。国外对滑坡的研究多数从动态观测入手，如日本是多滑坡的国家，大小滑坡都布设了动态观测，如埋设孔隙水压力仪，进行长期观测，并做出预测预报。对滑坡和不稳定山坡的防治以法律的形式做了规定，防治费用的 $1/2 \sim 1/3$ 由政府负担。

我国对滑坡的研究是从宝成铁路开始。此后，随着各类建设工程的开发和施工，遇到了各种类型的滑坡病害，对滑坡的危害和性质逐步有了一些认识。许多单位结合生产，对滑坡的分类、分布规律、成因和预测预报，以及防治措施等边研究边应用，从实践中取得经验。据不完全统计，50 多年来，铁路系统治理滑坡超过 1 000 起，积累了较丰富经验，但仍存在不少值得探讨的问题。如整治设计的安全度问题，作者认为：一处滑坡的整治设计是否成功，不仅要看山坡通过整治是否已趋稳定，还要看所采取的设计参数是否合理，那种任意加大安全系数、加大工程量的设计，不能视为成功的设计。

铁道科学研究院西北分院是我国铁路系统专门研究滑坡的机构之一，40 多年来对铁路沿线滑坡进行大量的调查研究和参加整治工作，编写了《滑坡防治》等专著，为滑坡勘察和整治提供了参考依据，对我国滑坡的研究做出了很大的贡献。

对滑坡的治理工程，近年来有些单位采用了岩土工程的技术体制，取得明显的效果。所谓岩土工程体制是强调勘察、设计和施工三大环节的统一性和整体性，勘察者不仅要为整治工程的设计提供地质参数，而且要参与治理方案的论证、设计以及配合施工等全过程，其优越性在于：

1. 勘察期间，勘察者可根据设计需要，有针对性的搜集地质资料，对设计必需的地质参数，要详细的搜集，彻底查清。如滑动面深度、地下水和滑带土强度等，要做到准确、详细；而对滑体和滑坡外围的地层岩性勘察和描述则可以简单些。

2. 设计过程，可根据现场实际情况，决定整治方案，并根据实际选用设计参数，而不是死搬室内试验成果。如滑带的抗剪强度和推力计算的安全系数等，都必需根据现场实际，反复验算确定，否则易造成设计不安全或加大工程投资。

3. 施工阶段，岩土工程师配合施工，可以随时核对基础资料是否与设计相符，并根据现场出现的新问题及时修改设计，使设计更符合现场实际，并从施工中得到经验，吸收经验教训。例

如太焦线北段进行滑坡病害整治时，采取谁勘察、谁设计、谁配合施工的一条龙措施，不但节省了人力和物力，而且加快了勘察设计速度，提高了质量，收到良好效果。

通过工程实践体会到，由于滑坡发生的地质条件复杂，作用因素众多，要弄清其发生和发展规律，并对其进行有效地防治，减少人为灾害的发生，除了多学科的专门研究外，还要普及滑坡的防灾知识，使有关的工程技术人员和专业施工人员对滑坡的成因机理、勘察方法、有效的整治措施，以及必须严格遵守的施工程序等有较深入地了解，才能做好整治设计，并使工程达到了预期的效果。

地信网论坛网络域名: <http://bbs.3s001.com/>

第二章 滑坡的特征和分类

第一节 滑坡与其他山坡变形的异同

斜坡上部分岩土体在重力、地下水和其他外力作用下，沿某一结构弱面（或软弱带）向下向外作缓慢或急剧滑动的一种坡体变形现象称滑坡（landslide）。如砂岩沿砂页岩交界面滑动，第四系地层沿基岩面滑动；部分粘性土沿某一圆弧面滑动等等。滑坡是诸多山体变形的一种，它与错落、崩塌、溜坍和泥石流等，既有明显区别，又是相互联系的。其中尤其是错落体与滑坡的区别常被人们忽视。其主要区别为：

1. 滑坡主滑段滑床坡度较缓，水平位移大于垂直位移；错落则以垂直位移为主，滑床坡度陡，没有牵引段，滑后地面坡度亦较陡（图 2-1）。

2. 除崩塌性滑坡和高速滑坡外，一般滑坡位移速度较缓慢，延续时间长；而错落反之，位移速度快，在很短时间内即达到新的平衡。

3. 错落常发生在断层上盘的岩体中，沿断层破碎带产生滑动，而滑坡的依附面是多种多样的。

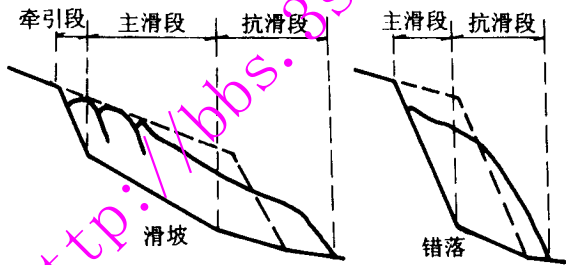


图 2-1 滑坡与错落形态比较示意图

各类山坡变形的作用因素和运动形式见图 2-2。该图说明崩塌的依附面陡，运动形式是以跳跃翻滚为主，速度快，没有固定滑床；溜坍一般滑层很薄，有时为水饱和，滑移后变形体大部离开滑床，堆积于坡脚（图 2-3）。而泥石流的变形体全部为水饱和，形成固体径流而远离发

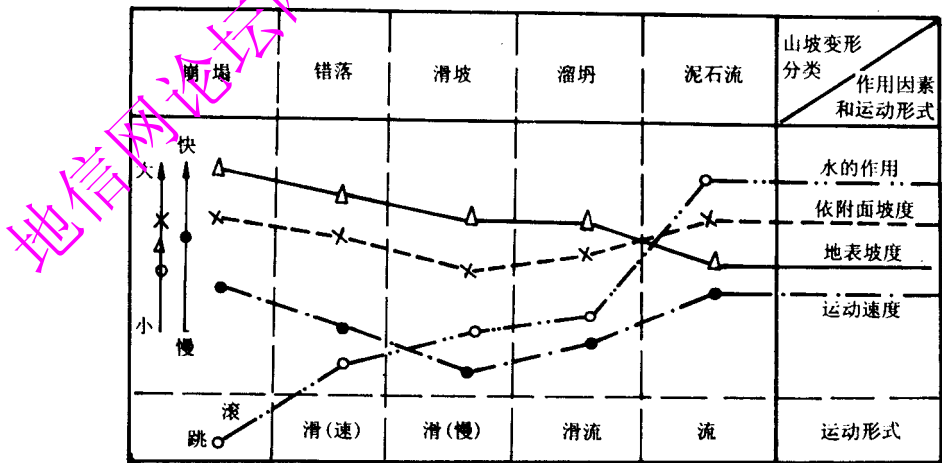


图 2-2 山坡变形按作用因素、运动速度和形式分类

生地等等。除此，各类变形体与滑坡的关系也很密切。如在错落体下部开挖路堑或修建厂房，错落即可能转化成滑坡；滑坡后缘发生崩塌，崩塌体的大量堆积，则可能成为滑坡体再次滑动的主要因素；在泥石流沟上游（供给区）和中游通过区，滑坡和溜坍的堆积物又常成为固体径流的物质来源等等，表明各类山坡变形的因果关系。

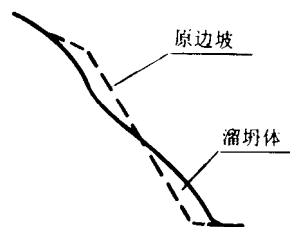


图 2-3 溜坍后地表形态

第二节 滑坡的结构要素

所谓滑坡要素是滑坡现象反映在地表的构造形迹和各部位的名称。一个发育完整的滑坡具备下图各种要素（图 2-4）。但并非所有的滑坡都有齐全的元素特征，许多滑坡由于受各种因素影响（如应力条件、剥蚀和堆积作用等），而失掉某些要素。

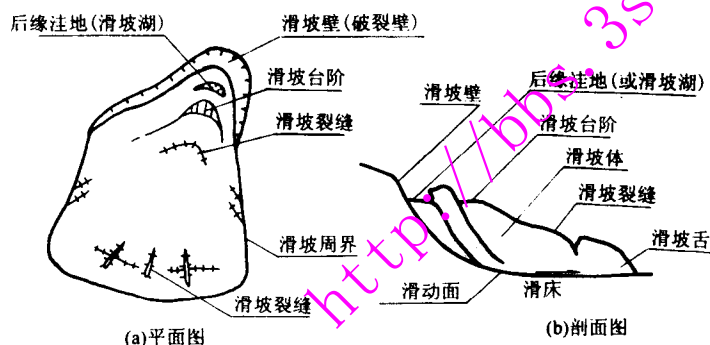


图 2-4 滑坡要素示意图

1. 滑坡体：滑动面以上已产生滑动变形的岩土体，称滑坡体。
2. 滑坡周界：滑坡体和周围不动体的平面分界线，包括后缘和两侧的破裂壁。不包括后缘破裂壁以外的张裂缝。
3. 滑坡壁：亦称破裂壁。滑坡产生位移后，在后缘和两侧出露的岩土陡壁，称滑坡壁。因滑坡壁系由剪切应力形成，因此，新生滑坡的滑坡壁常可找到明显擦痕。而古滑坡的滑坡壁因受表水侵蚀，擦痕不明显，并常被植被覆盖。
4. 滑坡台阶：滑体上由于各区段的滑动速度不同而形成的错台称滑坡台阶。台阶后壁常成弧形，台面微向后倾。数级弧形台阶的弧顶连线大致指向滑动方向。
5. 积水洼地和滑坡湖：滑坡后缘的下陷带或地表后倾时，易于形成积水洼地。有些大巨型的滑坡，当后壁为含水层，有大量地下水排出，则可能形成半月形的滑坡湖，如陕西省境内的卧龙寺滑坡的滑坡湖，水深十余米。
6. 滑坡裂缝：裂缝是山体变形的构造形迹，是判定山坡是否稳定的主要依据。滑坡裂缝根据其力学成因，可分为张裂缝和剪裂缝两大类。张裂缝根据其于滑坡滑动方向的关系，又可分为横张裂缝、纵张裂缝和雁式张裂缝等，将在第四章中详述。
7. 滑动面与滑动带：滑坡体依附于母岩作向下滑动的软弱结构面，亦即滑体与滑床的分界面，称滑动面。滑动面的主要特征是具有明显的滑动擦痕，擦痕的方向代表滑坡的滑动方向，平

行滑动面受揉皱的软弱带称滑动带，滑动带中的土层称滑带土，滑带土一般呈软塑或流塑状，厚数厘米至数十厘米不等。

8. 滑坡床（亦称滑床）：滑体沿滑动面滑动时，被依附的下伏不动体。滑床常由较坚硬的岩层或土层组成。

9. 滑坡舌：在滑体前缘伸入沟壑或河道中的舌形地带。新生滑坡的滑坡舌常由松散的堆积物组成；而古滑坡的滑坡舌大多已辟成耕地，堆积物比较密实。

第三节 滑坡的分类

对滑坡进行分类的目的在于对各种地质环境下所产生的各种滑坡现象进行概括，以便正确反映滑坡作用的某些规律性，从而利用适宜的滑坡分类去指导滑坡勘察和整治设计工作。因此，滑坡分类可根据不同的目的，有多种多样的分类法。目前使用较多的有以下几种：

一、按稳定性分类

可分成新生滑坡和古滑坡两类。新生滑坡就是近期产生的或近期仍有滑动变形的滑坡；古滑坡就是已稳定多年的古老滑坡，包括中、上更新世以前形成的掩埋式古滑坡。如太焦线牛晶坪地区滑坡，铁路施工前就是几处掩埋式古滑坡，表覆上更新统黄土，厚达数米至数十米。1975年由于铁路施工而造成古滑坡整体复活。

二、按动力形式和运动速度分类

前者可分成牵引式滑坡和推动式滑坡；后者可分为崩塌性滑坡、蠕动性滑坡和高速滑坡。所谓牵引式滑坡，就是认为滑坡源（即始滑点）发生于滑坡前缘，即前缘土体首先产生滑动变形，而后逐渐向上发展到整个滑坡。如开挖路堑所造成的滑坡，大多属牵引式滑坡。一般牵引式滑坡大多属浅层滑坡，滑层较薄，地表裂缝多，由前缘逐步向上发展。推动式滑坡则反之，始滑点发生于滑坡的中上部，大多由于中上部超载引起（如弃土超载等），一般滑动面较深，体积巨大，整体性较好，地表裂缝较少。如长江三峡地区的新滩滑坡系因后缘陡壁坍塌所致，是一典型的推动式滑坡。

所谓崩塌性滑坡，即在滑动阶段速度快，时间短；而蠕动性滑坡则相反，有时一处滑坡可以延续数十年，以至数百年。前者如太焦线的丹朱岭滑坡，整个滑动过程仅数十分钟；后者如卧龙寺滑坡和宝天线的葡萄园滑坡等，一百多年前就有滑动变形迹象。

近年来我国发生一些高速滑动的滑坡。其主要特点是体积大，速度极快，行程远。因此，高速滑坡给当地居民造成极其严重的灾难。如1983年3月发生于甘肃省洒勒山滑坡，仅数十秒钟内就使3个村庄荡然无存，死亡230多人。滑下岩土4000多万立方米，使水库被填，河道堵塞，200 hm²农田被毁。又如陕南石家坡滑坡发生于1981年8月，体积40多万立方米，自高程925 m处高速俯冲下滑，冲击河流两岸，全程历时不到10 min，行程1 000多米，造成13人死亡，大批农田被毁。

三、按滑面与某主要结构面的关系分类

可分为同类土滑坡、顺层滑坡和切层滑坡三类。其中同类土滑坡系发生于第四系均质土层中的滑坡；顺层滑坡主滑段的滑面与层面、片理面或不整合面等构造裂面基本一致（近似平行）的滑坡；切层滑坡系主滑段滑面切穿上述构造裂面的滑坡。

四、按滑体的厚度分类（见表 2—1）

五、按滑坡规模分类（见表 2—2）

滑坡按厚度分类表 表 2—1

分类名称	主滑段滑体厚度(m)
浅层滑坡	<6
中层滑坡	6~20
厚层滑坡	20~40
巨厚层滑坡	>40

滑坡按体积分类表 表 2—2

分类名称	滑坡体体积(10^4m^3)
小型滑坡	<4
中型滑坡	4~30
大型滑坡	30~100
巨型滑坡	>100

注：有的文献将 $>500 \times 10^4 \text{ m}^3$ 的滑坡定为超巨型滑坡。

六、按主滑面的成因类型分类

（一）堆积面滑坡：滑面由第三、第四系堆积作用形成的软弱面、基岩风化面和第四系内部的层面组成的滑坡。

（二）层面滑坡：滑动面由基岩层面和假不整合面形成的滑坡。

（三）构造面滑坡：包括滑动面由节理面、断层面和侵入体与围岩的接触面等组成的滑坡。

（四）同生面滑坡：相当上述同类土滑坡。同生面是指滑动面与滑坡同时产生的剪切面。

七、按滑体的主要物质成分分类

（一）粘性土滑坡：此类滑坡大多发生于丘陵区河谷阶地上。滑体由各类粘性土组成的滑坡，如华北地区的第三系红粘土；第三、第四系的杂色粘土；西南地区的成都粘土和其他一些残积粘土和砂粘土等。此类滑坡大多为中、浅层滑坡，规模不大，但经常成群出现，表面裂缝多，滑体比较破碎。粘性土滑坡一般滑床坡度较平缓，滑体都沿基岩面或粘土层中的软弱夹层、构造裂隙面等滑动。此外，粘性土滑坡还可以根据土的名称或主要特征划分。如太焦线的红粘土滑坡、杂色土滑坡；成昆线的成都粘土滑坡等。

（二）黄土滑坡：本类滑坡大多分布于高阶地前缘斜坡和黄土冲沟的沟岸上。各时期和各种成因的黄土均可能产生，其滑动面大部位于黄土与其他粘土或基岩的接触面上（图 2—5）。一般地下水比较丰富，滑面附近黄土土质松软，含水量大。此类滑坡的主要特点为：大部属中、厚层滑坡，规模较大，破裂壁高陡。有些黄土滑坡变形急剧，滑动速度快，具有崩塌性滑坡的特点。如前述卧龙寺滑坡和宝天线 K 1357 滑坡等。

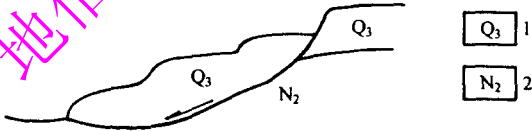


图 2—5 太焦线红崖地区黄土滑坡
1—第四系黄土；2—第三系杂色粘土。

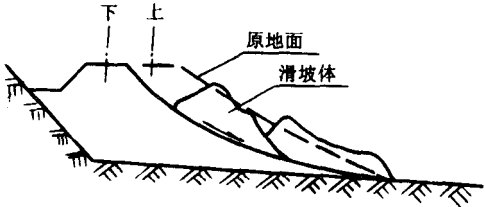


图 2—6 陇海线华山路堤滑坡

（三）堆填土滑坡：此类滑坡系人工填筑土（如铁路路堤）或弃土沿老地面滑动，或者填土内部产生滑动的一类滑坡，一般规模不大，大多属浅层滑动，滑床坡度较陡，滑体成分混杂，表面松散多裂隙。如陇海线孟塬至华山段，长 6.0 km，1964 年产生 4 处堆填土滑坡，旁山路堤外侧

边坡沿原地面或填土内滑动(图 2-6)。

(四) 堆积土滑坡: 此类滑坡多数分布于山麓地带和河谷两岸的山坡上, 包括各种成因类型的角砾土和碎石类土沿基岩面滑动, 以及堆积土内部的滑动。堆积土滑坡大部为浅层牵引式滑坡, 常由于河岸冲刷或开挖山坡坡脚而引起滑动。如太焦线北段小东沟隧道进口的堆积土滑坡, 即因开挖铁路路堑, 破坏山体的平衡条件, 促使山坡堆积土沿基岩面滑动

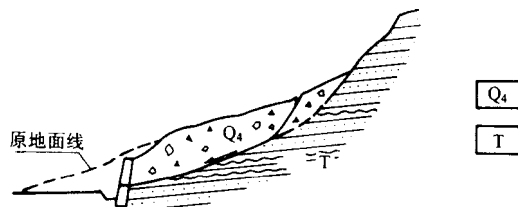


图 2-7 太焦线小东沟隧道出口堆积土滑坡示意图
Q₄—第四系山坡堆积(碎块石土); T—三叠系砂泥岩。

(图 2-7), 并将原设路堑挡墙从中剪断。

堆积土滑坡在西南和西北山区分布十分广泛 据统计宝成铁路全线有堆积土滑坡 90 多处, 主滑段绝大多数是沿基岩顶面滑动, 构成滑床的基岩岩性多为软弱易风化的泥页岩和炭质页岩等。显然, 区域古地貌发育过程所形成的剥蚀洼地是此类滑坡产生的重要条件。由于组成堆积土的物质均为第四系松散土石, 结构疏松, 透水性强, 造成地下水于基岩面附近汇集, 土石强度降低而产生滑坡。

(五) 破碎岩石滑坡: 所谓破碎岩石系指由于早期山坡变形(岩石滑坡或错落体)、断裂构造和风化作用所造成的, 被各种结构面所切割的破碎岩体, 此类岩体虽经扰动或变位, 但仍保留原有的结构和构造特征(如层理、片理等)因此, 它与一般的山麓堆积物或基岩有明显区别, 发育于此类破碎岩体中的滑坡称破碎岩石滑坡。此类滑坡大多分布于基岩山区和大河峡谷区, 并与区域断裂构造有密切关系。如成昆线甘洛至尔赛河段, 线路接近平行于毕吱山断裂, 该断裂破碎带宽达 400~500 m, 位于断裂带中的牛日河谷, 滑坡分布集中, 调查发现大小滑坡 30 多处。

破碎岩石滑坡大多属巨型厚层或巨厚层蠕动性滑坡, 体积从数百万方至数亿立方米。如太焦线的牛晶坪滑坡、寨底滑坡和南同蒲线的冷泉滑坡, 体积均在 400~500 m³ 以上; 而宝天线的葡萄园滑坡体积达数亿立方米。我国北方有些破碎岩石滑坡不但体积大, 历史也很悠久, 在第四纪早期就曾产生过剧烈滑动(或错落), 以后又稳定下来, 并在表面沉积很厚的黄土, 而成为埋藏式的古滑坡。

(六) 岩石滑坡: 岩石滑坡系产生于基岩中的滑坡。据调查, 岩石滑坡常为顺层滑坡。如贵昆线过马河至曲靖段, 通过泥盆系下统石英砂岩夹泥岩及志留系砂页岩时, 由于层理倾向河谷, 顺层滑坡甚为发育, 据统计全段共发现岩石顺层滑坡 20 多处(图 2-8)。

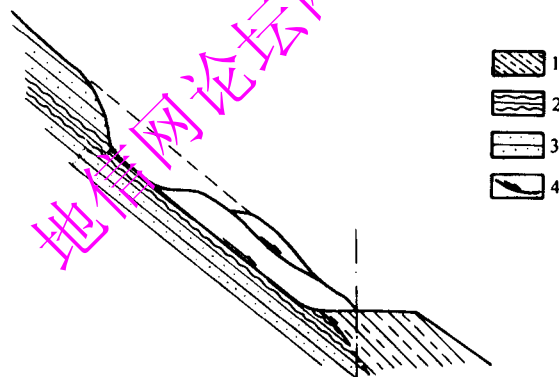


图 2-8 贵昆线 K 519 岩石顺层滑坡示意图
1 砂粘土; 2—泥页岩; 3 砂岩; 4—滑动面。

以上按滑体主要物质组成的分类方法, 是目前工程上比较常用的方法之一。此种分类法的划分原则为: 当同一滑体由两种以上岩土组成时, 按其中占优势的一种岩土确定滑坡类型。如果一滑体由数种岩土组成, 而且厚度差不多时, 则按紧靠滑床的那部分滑体的物质组成确定滑坡类型。因此, 这种分类法

的缺点是有时不能直接反映滑坡稳定性与滑体组成物质的关系, 如滑坡的稳定性主要取决于紧靠滑床的那部分滑体的岩性特征, 而上部滑体即便体积再大亦仅起到荷载的作用。

第三章 滑坡的成因机理和影响因素

第一节 滑坡的成因机理

已如前述，滑坡是斜坡岩土体在重力和水，以及其他外营力的作用下，沿某一结构弱面产生剪切破坏的一种不良地质现象。显然，斜坡的稳定性取决于岩土（尤其是软弱结构面）的抗剪强度。岩土依附于某倾向临空面的结构面上，当结构面上所受的剪应力大于结构面的抗剪强度时，斜坡即可能产生滑动变形。

根据库伦公式，岩土体的抗剪强度 $\tau = \sigma \tan \varphi + c$ 。由于软弱结构面上的 c, φ 值低于周围岩土体，易于产生应力集中，因此，当结构面上某点或某部分的应力达到和超过其抗剪强度时，即首先产生剪切破坏。该点或该部分称滑坡源，或称始滑点（或带）。在此基础上向外发展扩大，最终形成整个滑动面（带）。就是说，一个完整的滑动面（带）是逐渐形成的。即软弱结构面中，某一单元体首先被剪断，而后逐步延伸，形成一个完整的滑动带。从上述情况表明：已有软弱结构面的存在，是多数滑坡产生的主要原因，这些软弱结构面包括坡洪积物的下伏基岩面、不同成因、不同成分和不同结构的堆积面、岩层中的软弱夹层和断层带等。而造成软弱结构面（或带）应力集中以致破坏的基本条件是：（1）软弱结构面有一定的陡度（一般从 $5^\circ \sim 30^\circ$ ）并倾向临空面，而且临空面的坡度大于软弱结构面的坡度；（2）水的作用，使软弱结构面被软化，抗剪强度降低。

由上所述，完整的滑动带形成后，滑坡即整体地或分块的向前移动，当位移达到一定距离后，由于动能的逐渐消失，山体达到新的平衡状态，滑坡即渐趋稳定（或稳定）。因此，一处滑坡的产生和发展过程大致可分为以下四个阶段：（1）蠕动阶段。形成始滑点或始滑带，地表没有明显的变形迹象；（2）微滑阶段。滑动带基本形成，地表开始出现一些裂缝，有些建筑物开始变形开裂；（3）剧滑阶段。山坡整体或分块的向前移动（剧烈或缓慢的），裂缝扩大延长，形成完整的滑坡周界；（4）固结阶段。山坡变形速率减小，以致停止滑动，滑坡裂缝逐渐闭合或消失，建筑物变形停止。但固结阶段有时是暂时的，如滑体内应力继续聚集，或外部条件改变（如填土或边坡开挖），不平衡因素再次积累，达到一定程度，山坡将再次滑动。

第二节 影响山坡稳定的主要因素

滑坡的产生和分布与特定的自然环境和区域工程地质条件关系密切，而不同类型的滑坡，其空间分布特点，又取决于特定的地质地貌条件和人类工程活动的方式和影响程度。有关滑坡的发生规律和影响因素，铁路系统在 20 世纪 70 年代曾有组织地进行全面的普查工作，通过普查表明：影响山坡稳定（滑坡）的因素很多，但以下几种因素对山坡的稳定和滑坡的产生起控制性的作用：

一、地层岩性

从滑坡分布规律看，地层岩性特征是控制山坡稳定性的主要因素之一，地层内含易滑岩层

和软弱夹层是造成山坡不稳的必要条件。因此，有些研究者通过普查，将各类地层根据其易滑性归纳为以下十大岩组：

- (一) 粘性土岩组：包括第四系冲洪积、湖积粘土、残积粘性土，和部分第三系粘土岩等；
- (二) 黄土岩组：包括各种成因年代的黄土；
- (三) 堆积土岩组：包括第四系坡积和崩积为主的松散堆积物；
- (四) 砂砾泥岩岩组：包括第三系及以前各系的砂砾泥岩；
- (五) 砂页岩岩组：包括第三系以前各系的砂页岩；
- (六) 含煤砂页岩岩组：包括各时代的煤系地层；
- (七) 碳酸盐岩组：包括各时代的石灰岩、白云岩、大理岩、泥灰岩夹薄层泥质和钙质页岩等；
- (八) 变质岩岩组：包括各时代的板岩、千枚岩、片岩和片麻岩等；
- (九) 侵入岩岩组：包括花岗岩及其他火成岩侵入体；
- (十) 火山岩岩组：包括凝灰岩、流纹岩和玄武岩等火山岩。

以上十岩组中(一)(三)(五)(六)(八)五种岩组属易滑岩组，容易产生滑坡，其余五岩组属稳定岩组，只在特定条件下产生滑坡。根据成都铁路局统计：局管内共有滑坡 298 处，其中粘性土滑坡和堆积土滑坡即有 200 处，约占 66%。太焦线北段在施工中遇到滑坡 64 处，其中杂色土滑坡即占 70%以上，说明在 5 个易滑岩组中，(一)(三)岩组所占比例更大。

有些研究者从产生滑坡的难易程度和实际产生滑坡的数量，将岩土分为三大类：

- (一) 第四系及第三系松散堆积物；
- (二) 软质岩石（极限抗压强度小于 3 000 kPa）；
- (三) 硬质岩石（极限抗压强度等于或大于 3 000 kPa）。

研究者认为第四系和部分第三系的松散堆积物最易于产生滑坡，如粘性土滑坡、堆积土滑坡、黄土滑坡和堆填土滑坡等。尤其某些胀缩性较强的粘性土，滑坡现象更是常见。如华北地区的第三系和第四系早期粘土、西南地区的成都粘土等。由于此类粘土均属超压密粘土，具有干缩湿胀和卸荷膨胀的特性，当边坡开挖后，由于卸荷膨胀，裂隙松弛，块体间的联接力减弱，裂隙中水的活动增强，从而使粘土泥化，强度降低，而形成滑坡。

软质岩的存在，不但容易产生岩石滑坡，而且大多数堆积土滑坡也多产生于软质岩分布区。这是因为软质岩经风化剥蚀后，产生大量的山坡堆积物，易于形成堆积土滑坡。

硬质岩地区只在特定条件下产生滑坡，如断层破碎带附近或者大爆破地区等。

二、地质构造

根据调查，地质构造与山坡变形关系密切，以下地区是滑坡最发育的地段。

(一) 区域地质构造复杂，新构造活动性强的地区。如西南峨嵋山块断带，大娄山、碧鸡山和龙门山等褶皱带地区，构造复杂，地震活动频繁，滑坡亦很发育。

(二) 较大断裂破碎带附近，岩层破碎，地下水丰富，有利于滑坡的产生，常是滑坡密集分布的地段。如成昆线白果至拉白段（图 3—1）位于普雄大断裂影响带中，岩体破碎，山坡不稳，在 40 km 范围内，发现和发生滑坡 20 多处。又如太焦线北段，在 15 处破碎岩石滑坡中，有 13 处与断裂构造有关。其中如牛晶坪地区，有二条压扭性断层通过，致使象峪河两岸滑坡均甚发育（参见第六章图 6—1）。显然，一些较大的断裂构造直接控制滑坡及其他山坡变形的分布格局。

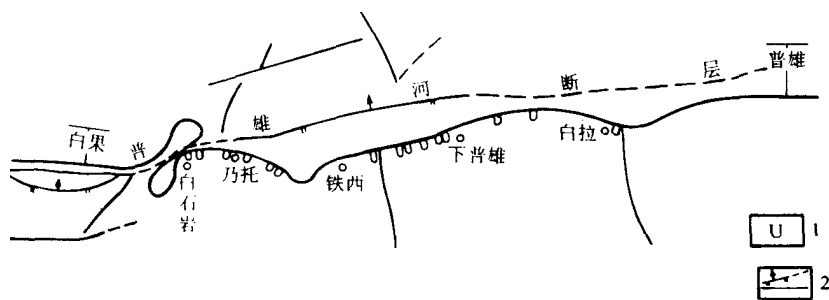


图 3-1 普雄河右岩滑坡分布图

1—滑坡；2—断层。

(三) 层理产状与山体滑坡的关系密切。当层面倾向与山坡坡向一致，而且山坡坡度大于岩层倾角时（所谓顺向坡），就易于产生顺层滑坡，倾角越大，山坡越不稳定。尤其当层间夹有软弱夹层时，更易于产生滑坡。如朔黄线通过浮沱河峡谷区时，遇到一些古老的变质岩，如千枚岩、片岩和片麻岩等，当片理倾向河边的地段，可见到一些岩石顺层古滑坡（图 3-2）。

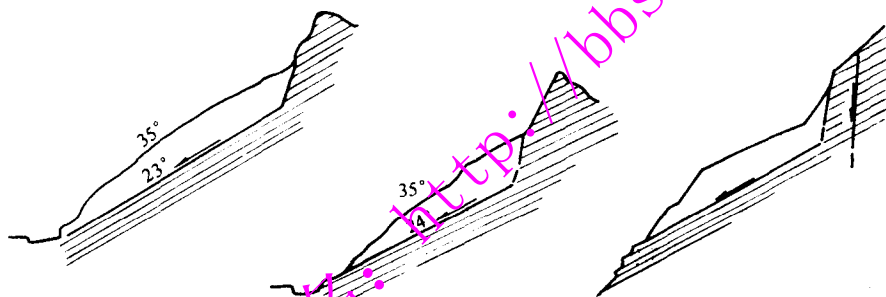


图 3-2 朔黄线变质岩区几处顺层古滑坡示意图

除此，一些河湖相的层状粘土，当层理或不整合面倾向临空面时，也易于产生滑坡，如太焦线红崖地区的杂色土滑坡，大都是顺层滑动的。因此，在小河两岸边坡稳定情况截然不同，东岸由于层理倾向河边，滑坡密集，在近 8.0 km 的线路间发生大小滑坡 15 处，而西岸则很少见（参见图 6-19）。

三、地形地貌

在一定的岩性和构造的条件下，地貌单元和山坡地形对滑坡的产生起着决定性的作用。不同地貌单元对滑坡的分布密度、滑坡规模、类型，以及产生滑坡原因都有明显的差异。如冲积平原区，地形平坦，几乎没有滑坡产生。而河谷冲积阶地区，滑坡常出现于阶地前缘斜坡上，大多为粘土滑坡或黄土滑坡。侵蚀堆积丘陵区，是堆积物经后期侵蚀而成的低缓丘陵，一般以粘性土滑坡为主，规模不大。如成昆线的狮子山滑坡、太焦线的红土滑坡和杂色土滑坡等。剥蚀中、低山区，山坡陡峻，基岩裸露，坡脚经常有堆积物分布，此区主要发育岩石顺层滑坡、破碎岩石滑坡和堆积土滑坡等，此类滑坡一般规模巨大，年代久远，常经历过多次的复活和稳定阶段，如宝成线、宝天线、成昆线和太焦线北段的一些巨型滑坡均发生在山区和狭谷地带。长江三峡地区也有许多此类超巨型滑坡，如新滩滑坡等。

从山坡坡度看，一般情况下，岩性相同时，山坡越陡，边坡越不稳定；岩性不同时，就可能出现相反的情况，如陡山坡间的缓坡段，常是不稳定地段，这是因为缓山坡地段常有大量的山麓堆积和坡积物，或是古滑坡分布区，铁路工程的施工容易产生山坡变形，或使古滑坡复活。成昆线、鹰厦线和太焦线等线都曾遇到类似问题，因此，有人总结山区选线的经验和体会是：“宁陡勿缓”。

另外，山坡古地貌的形态（埋藏沟槽）对某些土质滑坡的产生亦有密切的关系。如堆积面上的基岩斜坡或古沟槽倾向临空面时，容易产生堆积土滑坡、黄土滑坡和某些粘土滑坡。

四、水的作用

地下水的存在是产生滑坡的重要因素之一，无水不滑是滑坡的普遍规律。水的作用主要是使岩土软化，抗剪强度降低，并产生动水压力，而促使山坡滑动。

对滑坡起控制作用的地下水，主要富集于斜坡洼地、基岩顶面洼槽、岩土中的含水层、软弱夹层、构造破碎带、基岩风化带、破碎岩石与完整岩石的交界面附近，以及滑坡的滑动带中。水量大小不一，有些滑坡虽然水量不大，甚至只见过湿带，但仍然对滑坡产生明显的作用。地下水的补给除部分来自深层地下水（通过断裂构造）外，主要来自地表降水，因此，滑坡都发生于雨季，或者在雨季变形加剧。

五、外营力改造和人类的工程活动

外营力改造主要包括水流（河流、湖泊、海浪）的冲蚀和地震两大部分，而人类的工程活动则较复杂，包括各种类型工程施工，如铁路路基开挖和厂房建设等等。

（一）水流的冲蚀：主要是河流冲刷和击浪的冲蚀等。尤其是河流的下切和旁蚀作用，冲刷山坡坡脚，改变山体的外形，破坏山体的平衡条件而产生滑坡。如宝天线的葡萄园滑坡（图3-3），早期山坡变形即因渭河顶冲坡脚所致，后经多次修复防护工程，阻止河水的直接冲刷，才使山体暂趋稳定。

又如南同蒲线冷泉滑坡，位于汾河的峡谷地段，早期的山坡变形是由于汾河的下切和旁蚀作用，而形成体积近200万 m^3 的巨型破碎岩石古滑坡，前缘伸入汾河达130m以上（详见第六章实例五）。

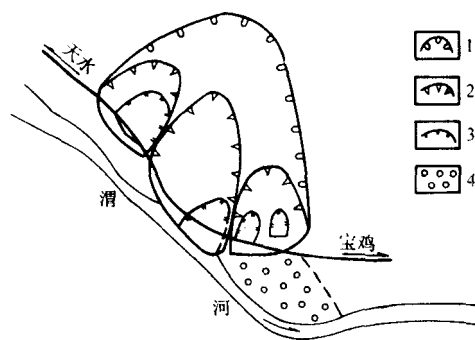


图3-3 葡萄园滑坡平面示意图

（二）地震滑坡 在强烈地震的过程中，由于惯性力的作用，导致山坡的稳定系数减小而形成滑坡。已产生滑坡的地段，更由于水平惯性力的作用，使下滑力增加，抗滑力减小，并引起孔隙水压力增大，而使滑坡变形加剧（图3-4）。有关研究者通过有关公式计算，设地震前山坡的稳定系数 $K=1$ ，则地震时 $K=0.8$ 约降低20%左右。根据统计：由地震触发的滑坡90%以上属崩塌性滑坡，速度快，动能大，滑体经常滑出滑床，堆积于坡脚或河道中。如1976年8月松潘、平武地震时发生的草原滑坡（图3-5），长110m宽120m，体积约8万 m^3 ，滑体从高160~260m处滑下，沿斜坡滑行300m。地震滑坡按发生的时间可分为两种类型：（1）同发型滑坡，即滑坡和地震同时发生；（2）后发型滑坡，即地震以后发生的滑坡。根据统计，前一种滑坡仅占10%左右，而后发型滑坡却十分普遍，这是因为地

震力的作用使山体产生裂缝，局部地段山体有位移现象（蠕动），但尚未能使山体整体滑动，只等雨后表水沿地震裂缝下渗，使土体软化，强度降低到某种程度，山体才开始滑动。如 1976 年云南龙陵地震，后发型滑坡约占 95% 以上；又如日本新潟神谷县滑坡的三次复活均与地震有关。

（三）人类的工程活动。据统计，铁路沿线滑坡有 40% 以上是在铁路施工中产生（包括古滑坡复活）；而太焦线有 90% 的滑坡是在施工中产生的。工程活动造成滑坡的主要原因有以下几方面：

1. 开挖路堑或填土（或弃土）超载，破坏山体的平衡条件。如太焦线的牛晶坪滑坡，原为一古滑坡，已稳定数十年，后因修建铁路，在滑体中部开挖路堑，并且在前缘弃土而使古滑坡复活，导致铁路中线偏移，山坡出现新裂缝。根据观测：每年位移 0.1~0.2 m。虽然变形缓慢，

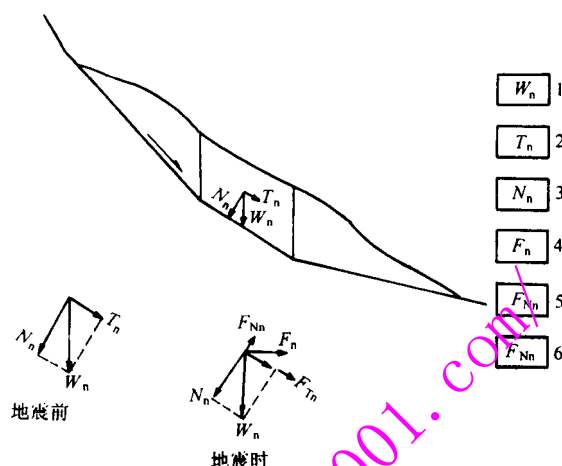


图 3-4 滑坡斜坡上地震应力分解示意图

1—第 n 块滑体重；2—第 n 块下滑力；3—第 n 块法向应力；
4—地震应力；5—地震应力沿滑面分力；
6—地震应力法向分力。

但也不能掉以轻心（详见第六章实例一）。又如成昆线狮子山滑坡群，亦系路堑开挖所致。

2. 改变表水和地下水的补给和排泄条件，而引起地下水滞留和汇集，造成土体软化，动水压力增加。如在山坡上开挖水渠，引水灌溉，或在山顶开挖坑塘储水等，造成大量表水下渗。前者如前述卧龙寺滑坡；后者如太焦线南段的部分红土滑坡（详见第六章实例四）。

3. 采用大爆破开挖路堑，促使岩体松动而导致滑坡。如太焦线北段寨底滑坡即因受附近施工大爆破影响，致使滑坡变形加剧。又如该线北段贯石沟滑坡也与大爆破有关。

4. 施工程序不当。如路堑开挖或清方减载不是按设计坡度自上而下进行，而是从坡脚往上挖，所谓挖神仙土等，必然导致斜坡滑动或滑坡发展扩大。因此，滑坡整治工程是否能达到预期的效果，除了整治措施要正确外，还取决于是否按设计要求施工，即一个正确的设计要以正确的施工为保证。

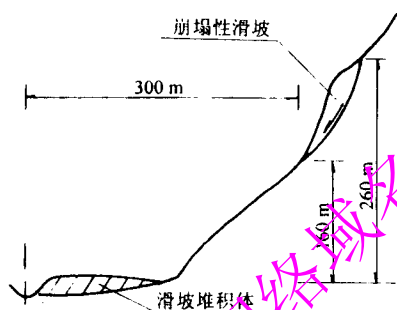


图 3-5 草源滑坡纵断面示意图

第四章 滑坡区勘察

滑坡勘察的目的是通过调查、勘探和测试工作，了解滑坡的性质、规模和动态特征等，为评价滑坡稳定性和滑坡整治设计提供依据。其内容包括滑坡调查、勘探、土工试验，滑坡的动态观测和资料整理等。

第一节 滑坡区调查

通过外业调查和资料搜集，要初步查清以下问题：（1）滑坡区的地貌单元、地层、构造、岩土特征和地下水分布；（2）圈定滑坡周界，调查微地貌特征，填绘滑坡区地质地貌图；（3）滑坡类型、产生原因和滑动方向，并估算滑动面埋深；（4）分析滑坡的发展过程，目前稳定性和发展趋势；（5）提出绕避或整治滑坡的措施方案。其中（1）、（3）中部分已在本书第二、三章中介绍，（5）方面问题在第五章中阐述。本节主要探讨（2）、（4）方面的问题。

一、滑坡区微地貌特征和滑坡周界的确定

滑坡微地貌是滑坡形态要素在地表的展布，它代表山坡变形的地面应变图像。因此，不同发展阶段的滑坡表现为不同的微地貌特征。

（一）新生或活动性滑坡的地貌特征

1. 滑坡裂缝：处于变动的滑坡可模拟为四周受限，平面受力的结构体（即把空间问题简化为平面问题），在外力作用下，滑体的各部位陆续出现各种应力构造形迹——裂缝、台阶、洼地、隆丘和醉林等等。这些构造形迹都与某一方向的应力有着成生的联系，都体现一定的应力特征。滑坡裂缝是滑坡过程中最常见最具代表性的构造形迹，而且不同部位形成不同类型的裂缝。如果将滑坡的发展过程分为：蠕动、微滑、剧滑和固结四个阶段，则在一、二阶段滑体上分布的裂缝绝大部分属于张裂缝，这是因岩土都具有一定的抗压和抗剪强度，而抗拉强度最小。因此，当应力超过材料的抗拉强度时，首先产生垂直拉应力方向的张裂缝，其应力网络和裂缝迹线见图 4—1。据此，对应力状态较简单的滑坡，可根据裂缝的展布确定滑坡的滑动方向。而且，如前所述，根据裂缝的走向与主滑方向的关系，又可将张裂缝分为横张裂缝、纵张裂缝和雁式

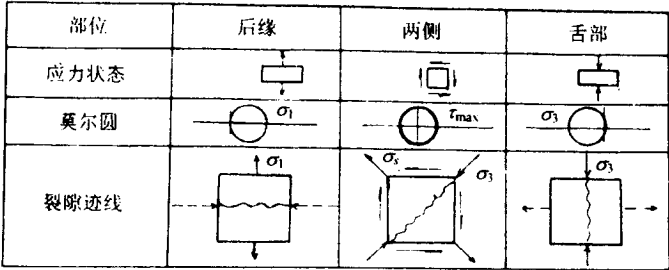
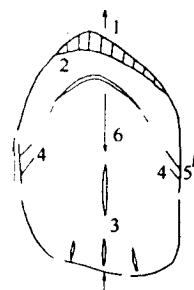


图 4—1 滑体各部位应力网络和裂隙迹线分析图

张裂缝三类(图 4-2)。由图 4-2 可以看出:横张裂缝垂直主滑方向;两侧雁式张裂缝与滑动方向成一定交角(一般小于 45°);而中下部及前缘的纵张裂缝与主滑方向基本平行等。但当滑体各部位的位移速率不一致时,则可能出现较复杂的构造形迹,如有时在滑体中部出现纵张裂缝或剪裂缝。如太焦线牛晶坪 3912 滑坡,施工过程于 1976 年元月,在滑体中部线路两侧发现两组互相交叉的张裂缝(图 4-3),通过分析,认为其破坏机理为:



(1)线路右侧裂缝 a 属横张裂缝,但带扭性,应力方向接近 310° 与裂缝走向成较大交角 因此裂缝 a 两端的雁式张裂缝,一端位于横张裂缝的前面,另一端则在其后面;图 4-2 各类裂缝的成因分类

(2)线路左侧的张裂缝长 20 多米,顺直,延伸方向 310° ,中间宽两端窄,显然属纵张裂缝,裂缝延伸方向即主应力方向,参照其他形态调查资料,确定该滑坡主滑方向为 310° ,并据此确定抗滑桩的排列方向。后经基坑实测证实符合实际情况。

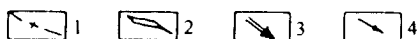
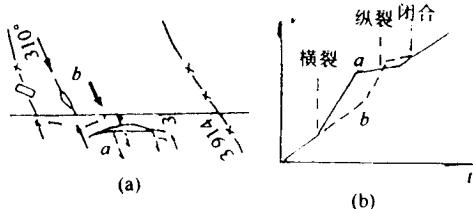


图 4-3 3912 滑坡中部裂缝成因机理分析

(3)成因过程:由于施工影响, a 裂缝以下滑体(简称 a 滑体)位移速率突然加快,而形成 a 裂缝,接着 a 裂缝以上滑体(简称 b 滑体)位移速率亦跟着加快,推挤 a 滑体而产生纵张裂缝 b 。3 个月后 a 裂缝自行消失,说明 b 滑体继续对 a 滑体的推挤,而使 a 裂缝又重新闭合。其速率变化和裂缝发展过程见图 4-3(b)。

总之,滑坡裂缝按力学分类可分为张裂

缝和剪裂缝两大类。而张裂缝又可分为横张、纵张和雁式三类,各类张裂缝的共同特点是:裂面粗糙,无擦痕。其中横张裂缝常成弧形,一般延伸较长,弧尖背向滑动方向;纵张裂缝比较顺直,常成梭形,延伸不远;雁式张裂缝分布于滑体两侧,成雁式平行排列,短而平直。剪裂缝的主要特点是:裂面光滑,有明显擦痕,裂缝和擦痕走向与滑坡的滑动方向基本一致。值得提出的是,虽然裂缝是滑坡的主要标志,但要注意与采空区塌陷和地基沉陷等所产生的各种裂缝相区别,后者一般以垂直位移为主。

2. 滑坡壁和滑坡台阶:滑坡壁和台阶已在第二章第二节中叙述。滑坡壁的倾角(α)取决于岩土的性质,对土质滑坡, $\alpha \approx 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$;若为岩石滑坡则常与岩体中原有陡倾结构面基本一致。滑坡台阶后壁一般没有擦痕,因台面后倾,常形成积水洼地。

3. 醉林和马刀树:近期产生滑动的山坡,滑体上树木亦随之产生歪斜(向后或向前),有的甚至倒下,这类歪斜倾倒的树木称醉林。当滑坡暂时停止滑动后,歪斜的树木又逐渐向上生长,而成为下部歪斜上部垂直生长的马刀树。马刀树的分布是山坡暂趋稳定的特征。

4. 建筑物变形倒塌并位移:如太焦线寨底滑坡,铁路施工期间,由于滑坡变形加剧,位于滑体上的寨底村墙体开裂,门窗歪斜;南段丹朱岭滑坡,山体变形时,将铁路向右推出数米;又如宝天线的葡萄园滑坡,由于山体长期缓慢地滑动、使桥台位移、侧沟下陷等等,皆因山坡滑动形成的微地貌。但要注意与采空区塌陷或黄土湿陷等地下变形所引起的地表建筑物变形相区别。

(二) 古滑坡的微地貌特征

所谓古滑坡是指目前处于稳定状态，并已稳定多年的老滑坡，因此，上述各种要素有的已经消失，有的很不明显，判定山体是否曾经滑动过，主要根据以下微地貌特征进行判断：

1. 宏观地貌特征：如陡山坡间的山坡洼地成圈椅状，上部常有第四系土层覆盖，有时厚达数十米，地表大部已辟为耕地，有时还有村庄。如太焦线的牛晶坪滑坡，南同蒲线的冷泉滑坡，铁路施工前均为古滑坡；又如陇海线的华山滑坡，位于旧华阴县的华山北麓，十多里外就可看圈椅状的滑坡壁。

2. 双沟同源与反向河弯：双沟同源是两沟的源头几乎联接在一起，但到下游却离得很远，与一般沟谷的发育规律相反，这是冲沟沿滑坡周界发育的结果。

反向河弯是在河流的凹岸地段，突然出现一段凸出的河岸，使河道窄（图 4-4）。如南同蒲线的冷泉滑坡，双沟同源和反向河弯的地貌特征都很明显。据勘探该滑坡曾向汾河移动 130 余米，所以出现典型的反向河弯。

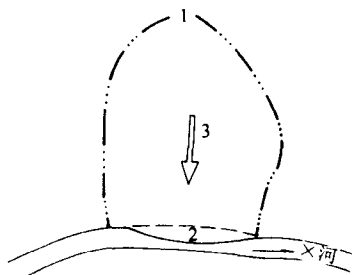


图 4-4 双沟同源、反向河弯示意图

1 双沟同源；2 反向河弯；3 滑动方向

3. 串珠状黄土陷穴：分布于北方的一些古滑坡，地表常为黄土覆盖，当古滑坡发生间歇性蠕动时，沿蠕动的周界又发育成冲沟，并在冲沟中或滑体上发育许多黄土陷穴，分布于沟中的陷穴，从上到下构成串珠状。有时分布于滑体上的黄土陷穴成椭圆形，长轴平行排列成雁行式（如寨底滑坡）。

此外，马刀树也是古滑坡体上植物生长特征，已在前节中叙述。

总之，对中小型滑坡，根据以上微地貌特征，便可圈定滑坡周界。但对一些变形较缓慢的蠕动性滑坡，当上述特征并不明显时，就需通过位移观测才能确定。

二、判定滑坡滑动方向和滑面深度的方法

确定滑坡的滑动方向和滑面深度是评价滑坡类型、滑动规模和整治措施等的主要依据。但精确的确定滑向和滑面深度要通过勘探和位移观测确定（此问题在下节专门介绍）。通过形态调查初步判定滑向，主要是根据裂缝和滑坡台阶分析确定。如横张裂缝一般与滑向垂直；纵张裂缝和剪裂缝平行于滑向；滑坡台阶的延伸方向基本垂直滑向等，在前节中已说明。

滑坡的滑动方向取决于临空面的坡向和滑坡床的形态，对滑床形态简单并大致垂直临空面的滑坡，滑动方向基本是平行的直线运动，如岩石顺层滑坡等。而当滑床形态复杂时，则滑向可能呈放射状或曲线运动特征。后者如太焦线的效口滑坡（图 4-5），主滑方向联线成一弧形。

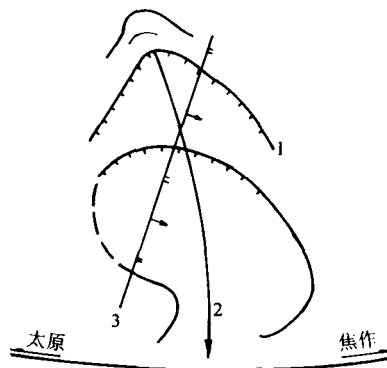


图 4-5 太焦线效口滑坡平面示意图

滑坡周界；2—主轴滑动方向；3—正断层。

滑动面深度的估算是为分析滑坡类型、滑动规模，从而确定勘探深度和勘探点位置（不提正式资料），以及选择勘探手段等。一般可根据裂缝密度和滑体破碎程度初步判定，如浅层滑坡裂缝

多，滑体较破碎；厚层和巨厚层滑坡整体性好，少具裂缝；而中层滑坡介于两者之间。对一些明显沿某一软弱结构面滑动的滑坡，可根据结构面的出露标高和倾角推算滑面深度。如朔黄线通过浮图河峡谷区的几处顺层古滑坡（见图 3—2），就是根据岩层的层理产状初步推算滑面深度。

三、判定滑坡的稳定性和发展趋势

滑坡稳定性的判定，主要是区分新生滑坡和古滑坡，以及暂趋稳定的新生滑坡的安全度。除根据前述新、古滑坡的微地貌特征加以区别外，野外调查时还可根据以下特性进行分析：

（一）根据滑体的压密程度

古滑坡滑体较密实，脚踩感觉和一般山坡相似；新生滑坡的滑体较松散，脚踩感觉陷脚，尤其后缘特别明显。

（二）根据破裂壁和裂缝的老化程度

古滑坡裂缝大多被填塞，未填塞者，裂壁发暗，并经常长有青苔或小草丛，个别生长灌木。新生滑坡正相反。古滑坡的后缘破裂壁较粗糙，个别有小冲沟发育，常有草丛和小灌木生长。新生滑坡后缘破裂壁光滑并有擦痕，坡脚见有张开裂缝，无植物生长。以上特征在后缘更明显，如有些蠕动性滑坡，在前缘经常看不到滑动迹象，而在后缘却可觉察。

（三）根据滑坡前缘的山坡形态

古滑坡的前缘山坡较平缓，并有冲沟切割，植物生长茂盛，有些已辟为耕地。而新生滑坡前缘较陡，常有小型坍塌和落石现象，植被部分已被破坏。

此外，对滑坡的稳定性评价，除通过野外调查分析外，尚需通过勘探、试验、动态观测和稳定检算等，综合分析确定。

对滑坡稳定性的发展趋势，除与自然营力的破坏作用（如河流的冲刷、地震等）有关外，主要是根据人类的工程活动对滑坡的影响。

如滑坡是由于开挖山坡坡脚引起的，一旦停止开挖并设支挡、排水等措施，山体必然向稳定的趋势发展。反之，如继续开挖坡脚，必然越挖越滑。滑坡产生后，如采取的措施得当，则滑坡向稳定的趋势发展；如措施不得当，则向相反方向发展。判定措施是否得当，滑坡是否向稳定的方向发展，可根据动态观测和形态调查确定。图 4—6 列出三种曲线，代表三种滑坡变形发展的过程，其中实线段为变形发展阶段；而虚线部分代表变形趋向稳定。由于滑坡从变到稳定需要经过内部的应力调整、压密和固结过程，故一般整治工程完工后，滑体的某些部位仍有微量位移，这种情况有时要维持一两年后才能停止。

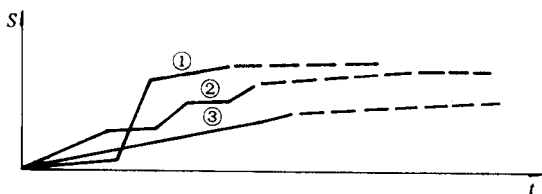


图 4—6 三种不同类型滑坡变形发展过程示意图
1—崩塌性滑坡 2—间歇性滑坡 3—蠕动性滑坡。

图 4—6 列出三种曲线，代表三种滑坡变形发展的过程，其中实线段为变形发展阶段；而虚线部分代表变形趋向稳定。由于滑坡从变到稳定需要经过内部的应力调整、压密和固结过程，故一般整治工程完工后，滑体的某些部位仍有微量位移，这种情况有时要维持一两年后才能停止。

第二节 滑坡区地质勘探和水文地质试验

滑坡勘探的目的主要是查清以下几方面问题：（1）滑体的组成物质和岩性；（2）滑面的深度和滑床形态；（3）滑带土的厚度、性状和抗剪强度；（4）地下水的埋深、涌水量和分布规律；（5）地下水的侵蚀性。

滑坡勘探方法一般以钻探为主，配合少量坑探或槽探。条件合适时，可部分采用物探的方

法，以减少钻探量。滑坡勘探工作应在外业调查工作基本完成后进行，而且将为了解滑坡性质的勘探和为整治工程设计提供资料的勘探分开。后者尽可能等整治方案确定以后进行，以减少废孔，造成返工和浪费。

一、勘探点的布置原则

（一）可行性研究阶段

为了解滑坡性质（包括滑体的物质成分、滑面最大埋深和地下水分布等）的勘探点，主要应布置在滑坡的主轴断面上（图 4—7）。滑面平直时间距可大些，反之应密些。一般前后缘勘探点应密些，中部可稀些。少量钻孔可布置在滑体外，以便进行地层对比。

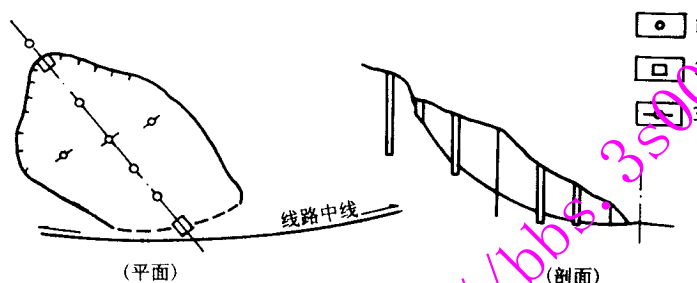


图 4—7 初测阶段勘探点布置原则示意图

1—钻孔；2—试坑；3—物探点。

（二）初步设计阶段

除主轴断面上勘探点应适当加密外，必要时可在主轴断面两侧增加勘探断面，以便了解滑动面横向的形态变化，并作为推力计算的辅助断面。另外，为整治工程提供地质参数的勘探点，应视工程规模和工程位置按有关规范确定勘探点位置和数量。只在整治方案和工程位置基本确定时，才在初测阶段勘探中，兼顾整治工程的勘探，以达到一孔多用的目的。

二、钻探方法和要求

（一）滑坡钻探一般都要求干钻，以提高岩心采取率，并能及时发现岩土过湿带和地下水。但有时因干钻钻进速度慢，土的原状结构容易被破坏，同时由于干钻容易发热，常将岩心烧干，含水量大量散失而找不到软层位置。因此，除松软地层外（如软粘性土和饱和黄土等），一般均采用孔内反循环的钻进方法（即适当往孔内倒水），或采用双层岩心管，给水钻探的方法，而不采用单纯的干钻。此外，对岩石滑坡还可部分采用水冲钻探。

（二）尽量提高岩心采取率，随时进行鉴定。特别要注意含水量的变化和岩心中擦痕产状，对可疑的过湿带，可连续取样进行含水量试验，以便分析滑面位置。

（三）随时量测并记录孔内水位变化，特别注意预测的滑面附近是否有地下水。

（四）随时注意钻进过程各种情况的变化，如钻孔倾斜、卡钻、钻进速度的变化等，记录深度，分析原因。

（五）土质滑坡的滑体和滑床可分层取代表性原状土，进行一般物理项目和剪切强度试验。滑带土必需认真取样，滑带较厚时应尽可能取原状残土；滑带较薄时可取瓶装扰动土（蜡封），特殊情况下允许用袋装扰动土，配制成重塑土，进行裂剪试验。

三、钻孔和试坑中滑动面（带）的鉴定

确定滑动面是滑坡勘探中最主要的任务，但因滑带一般很薄（一般为 2~10 cm）在钻孔中不易觉察。因此，在钻探过程中（尤其取样时）要仔细地观察各有关特征的变化，随时分析比较。一般可根据以下几方面进行分析鉴定：

（一）滑动面预测。根据不同类型的滑坡，预测滑动面的可能位置，以便做到心中有数。如堆积土滑坡，其滑面大都位于堆积物和基岩的分界面上；破碎岩石滑坡其滑面大多位于破碎岩体与完整基岩的交界面上；太焦线的破碎岩石滑坡，其滑面常位于一层已软化成粘土状的紫红色页岩（称软层）与厚层砂岩的分界面上，以砂岩为滑床；某些河湖相地层中的粘土滑坡，常沿某一层粘土滑动。如太焦线的杂色土中的灰绿色粘土，常形成滑动面。尤其当灰绿色粘土与砂层互层时，粘土常被泥化成软弱夹层，易于形成滑面。除此，某些渗透性明显不同的界面，如黄土层中的古土壤层面；黄土与其他粘土的交界面等，均易于构成滑动面。

总之，钻探过程中，对上述这些地段都要仔细观察是否有滑动面存在。

（二）滑动面的主要特征是滑动擦痕和滑动带，并常有地下水和过湿带。擦痕所指的方向（走向）即滑坡的滑动方向；滑带一般不厚，常由紫红色、红色或灰绿色软粘土组成；滑带附近常有地下水或含水量逐渐增大，又逐渐变小的过湿带，含水量最大处一般就是滑面位置。一般可根据这些特征判断滑面的位置，但要特别注意以下两方面问题：

1. 区分滑坡擦痕和构造擦痕。一般都认为找到擦痕就是滑坡滑动面的明显证据，这对土质滑坡多数是对的。而对岩石滑坡和破碎岩石滑坡，则要慎重区别是滑坡擦痕还是构造擦痕。前者擦痕面新鲜，条痕松软，倾角较缓；后者倾角较陡（多数大于 30° ）条痕坚硬，已石化，并常有铁锈色薄膜。

2. 区分滑动带或软弱夹层。滑坡的滑动带是软层，但软层不一定是滑带，两者肉眼不易区分。尤其越松软的滑带，擦痕越不易找到。因此，野外要根据预测的滑面位置和相邻钻探资料进行综合分析。如太焦线杂色土地区某滑坡即因误将软弱夹层鉴定为滑带土，而造成基坑废弃和设计反工。

（三）在试坑或基坑中鉴定滑动面，能

取得准确的滑面位置、滑动方向和滑面产状。但鉴定过程要注意以下几个问题：

1. 在试坑、探槽或基坑中找到滑动擦痕才能确定出滑面准确位置。但当滑面位于松软土层

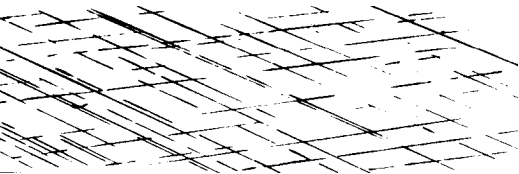


图 4—8 两组相互交叉滑动擦痕局部素描

中时，擦痕不易保存，这时可先找到湿度最大的部位，用小刀扒开，仔细观察。有时滑面上可看到两组擦痕互相交叉（图 4—8）如太焦线牛晶坪滑坡，它代表两个时期的滑动形迹。此时就应注意区分新、老滑动擦痕，一般新擦痕不胶结，老擦痕微胶结。新擦痕压在老擦痕之上比较明显，代表新近滑动形迹，近期滑动方向应以新擦痕为准。

在探坑中量测擦痕方向和滑面深度时，应同时量测坑的四角或四壁，取其平均值。

2. 注意区分滑动面与滑带中的张裂面。当滑带较厚时，由于滑带上下受到力偶的作用，而使滑带产生一组甚发育的张裂面（图 4—9）。其特征为坡度陡于滑面，夹角小于 45° 裂面表面

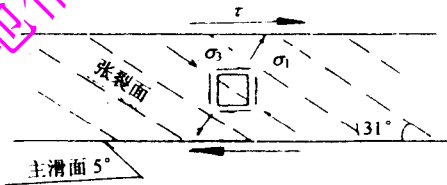


图 4—9 剖面上张裂面示意图

平滑无擦痕。探坑中遇到此类结构面时，表示已接近滑面，但不是主滑面。只有见到有明显滑坡擦痕的面，才是真正的滑动面。

四、水文地质试验

滑坡勘探中，除了要查清钻孔内地下水位和水温变化外，还要探查地下水的流向、流量和渗透系数，为评价滑坡成因及地下排水工程提供依据和必要参数。因此，滑坡水文地质试验一般采用抽水试验、提水试验和回水试验等。当滑坡体内水量不大时，常采用提水试验方法。

(一) 提水试验方法要求

提水试验是抽水试验的简易做法，试验技术要求与抽水试验基本相同，但稳定所需时间可以短些。提水试验主要工具是提水桶（钻孔中一般采用管钻）和提水绳索（一般采用钻机上的钢丝绳）。每一提水落程，要求动水位、出水量和时间间隔均为常数，并稳定 2~4 h。例如：每 5 min 提出一桶水，其水位由 14.0 m 降至 15.0 m，上下变化不超过 0.05 m（即落程的 3%~5%），而且变化是忽高忽低，而不是向一个方向连续上升或下降。正式提水前要进行连续提水，将钻孔中冲洗液或泥浆清除干净，并进行回水观测直至达到水位稳定（记录稳定水位）。

提水试验一般做 2 个落程即可，并绘制成 $Q-S$ 曲线，现场判断试验成果是否正确。如图 4-10(a)。当 $Q=f(S)$ 曲线呈 I 型或 II 型曲线时，说明试验是正确的；若 $Q=f(S)$ 曲线为 III 型曲线，则说明试验有误，应分析原因，重新试验。

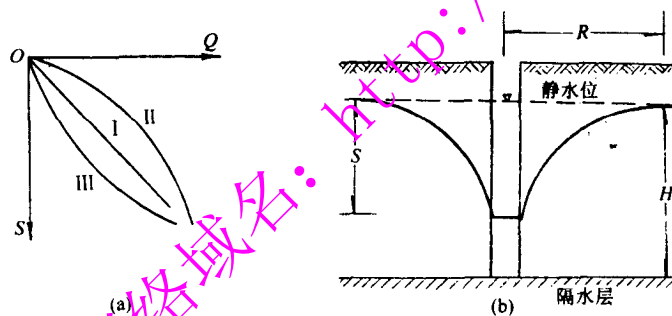


图 4-10 提水试验
(a) $Q=f(s)$ 曲线；(b) 水位示意图。

(二) 提水试验成果计算

1. 涌水量计算

$$Q = \frac{Q_u}{t_w}$$

$$q = \frac{Q}{S}$$

式中 Q_u ——动水位稳定延续时间内的流量总和 (m^3)；
 t_w ——动水位稳定延续时间 (h)；
 Q ——涌水量 (m^3/h)；
 q ——单位涌水量 [$m^3/(h \cdot m)$]；
 S ——落程 (m)，见图 4-10(b)。

2. 渗透系数计算

(1) 当提水能达到落程和流量均稳定的要求时, 则计算渗透系数的公式与抽水试验相同, 根据地下水类型和成孔类型, 参照铁路工程地质手册有关公式计算。如潜水完整井的一般计算公式为:

$$K = \frac{0.732Q}{H^2 - h^2} \cdot \lg \frac{R}{r} \quad (4-1)$$

式中 K ——渗透系数 (m/d);

H ——含水层厚度 (m);

h ——由钻孔底算起的动水位 (m);

Q ——涌水量 (m^3/h);

R ——影响半径 (m) 见图 4-10(b);

r ——钻孔半径 (m)。

(2) 当动水位和涌水量未能达到稳定要求时, 可采用以下公式:

$$K = \frac{Q}{4\pi H(S_2 - S_1)} \cdot \ln \frac{t_2}{t_1} \quad (4-2)$$

式中 t_1, t_2 ——抽水延续时间 (h);

S_1, S_2 ——在 t_1, t_2 时的水位下降值 (m)。

其他符号意义同前。

(3) 当停止提水后, 水位逐渐恢复, 如令 t 表示开始正式提水至某一时段的延续时间, t' 表示停止提水后, 水位恢复至稳定水位时的间隔时间, 则渗透系数 K 按下式计算:

$$K = \frac{0.183Q}{SH} \cdot \lg \frac{t}{t'} \quad (4-3)$$

式中 Q ——涌水量 (m^3/h);

H ——含水层厚度 (m);

S ——水位落程 (m)。

第三节 滑动面 (带) 的残余抗剪强度试验

滑坡勘察过程, 除应对滑体和滑床部分的岩土分层取代表性试件, 进行物理力学性质试验外, 主要是对滑动面或滑带土进行剪切试验, 以便为滑坡稳定性检算和滑坡推力计算提供抗剪强度的参考指标。因此, 为取得较准确的残余抗剪强度指标, 要有足够的试件和滑带土 (原状土或扰动土)。试验方法主要有以下几种:

一、滑面重合剪试验

如果能在探坑中取到包括滑动面在内的原样滑带土做成试件, 使滑面正位于上下盒之间进行剪切, 或者在一个滑动面上分别采取上下盒的试件, 然后使上下盒的滑面重合, 并在滑面上适当加水, 进行剪切试验, 求取滑面的抗剪强度 (c, ϕ 值)。

滑面重合剪虽能直观地模拟滑坡滑动时的抗剪强度, 但实际操作中存在不少问题, 如试验过程中, 由于垂直压力的作用, 位于上盒的滑面可能部分被压入下盒中, 而造成剪切强度偏高。为此, 有时可在上下盒间垫滚珠, 以便加大间隙, 但也很难做得准确。因此, 在试验中很少被采用。

二、反复直剪强度试验

反复直剪强度试验亦称残余抗剪强度试验, 是滑坡研究和滑坡整治工程最常用的一种方法。

试件可采用原状滑带土、滑带扰动土（天然含水量）和重塑滑带土三种，试验方法都是对每一级垂直荷载的试件进行反复的剪切，以求得抗剪强度的最低值（图 4—11 和图 4—12）。当试样为扰动的滑带土时，需将扰动土做成土坯，然后用环刀取试件；如果采用已失水的扰动土做试件时，则需将扰动土洒水配制成含水量与天然滑带土相近的重塑土，再制成土坯、并取试件进行试验。

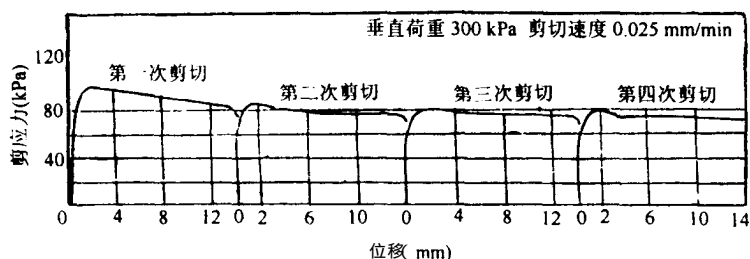


图 4—11 剪应力与剪切位移关系曲线

本试验仪器可采用反复直剪仪，试验操作过程可参照《土工试验方法标准（GBJ123—88）》。由于滑带土一般均成可塑状，一级剪切试验完成后，上下盒土并没有真正剪断，作为残剪试验，允许将试件锯开，洒水、重合，再进行第二次剪切。

三、环剪仪剪力试验

环剪仪的结构见图 4—12。其剪切状态与直剪仪相似，不同点主要是直剪仪的试件为圆柱形，而环剪仪的试件为环形；直剪仪剪切试验时，下盒相对于上盒沿剪切面作直线移动；而环剪仪是下盒相对上盒沿剪切面作旋转移动（图 4—13）。因此，剪切时，土样面积保持不变，相对应的垂直应力也是恒定的。所以环剪仪可以做任意大位移剪切，测出试件的应力-应变曲线，从而确定其峰值强度和残余抗剪强度（图 4—14）。

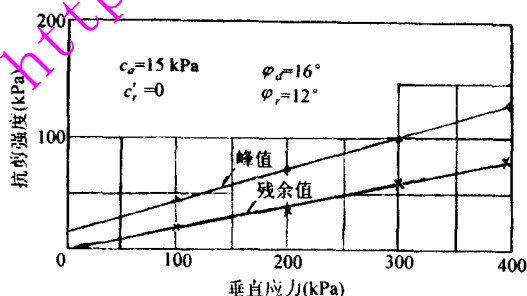


图 4—12 抗剪强度与垂直压力关系曲线

虽然，环剪试验可以得到较准确残余抗剪强度，但因其试件制作和试验过程比较复杂，目前国内应用并不普遍，只在一些专门的科研机构中采用。

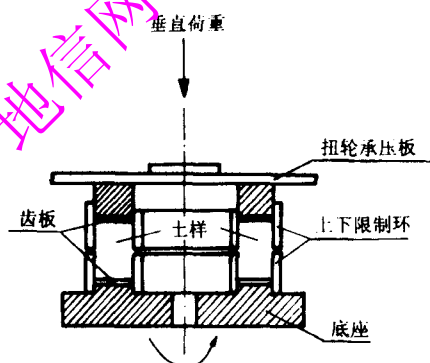


图 4—13 环剪仪剖面示意图

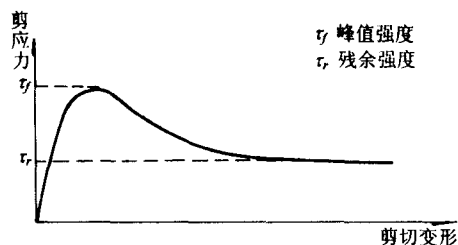
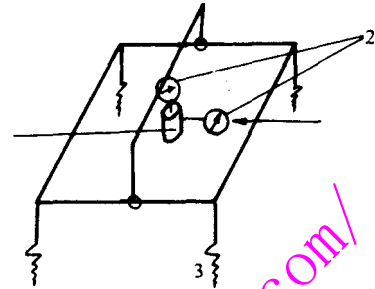


图 4—14 环剪试验应力-应变曲线

四、野外大面积剪切试验

野外大面积剪切试验主要采用在垂直滑面的应力作用下，顺滑面和滑动方向进行现场剪切试验。其优点是剪切面积大（一般为 $1\,000\text{ cm}^2$ ），保持滑面的原有状态，显然，其试验结果比室内直剪试验准确可靠。该种试验仪器有两种：一种是地锚式的；另一种是撑臂式。一般都采用地锚式的试验仪，其结构形式见图 4-15。现场剪切试验的成果整理（ c 、 φ 值计算）与室内直剪试验相同。



五、流变试验

流变试验的力学机理是认为材料的瞬时强度大于图 4-15 地锚式野外大面积剪切试验仪长期强度，即材料在长期受力的条件下，强度将逐渐降低。

1—试件 2—千斤表 3—地锚。

低至某一最低值而产生破坏，称材料的流变（或蠕变）。如钢轨突然受一冲击力，表现很大的强度，但如长时间受于某一固定力（假设大小与冲击力相同），则钢轨可能弯曲。对边坡来说，路堑开挖后，边坡上长期受一剪切力，强度逐渐降低，而使边坡产生破坏。显然，流变试验就是研究土体在长期剪应力作用下的破坏特性。

流变试验亦称长期强度试验，实验证明长期抗剪强度低于残余抗剪强度。如太焦线南段的红粘土，多次剪残余抗剪强度为 $c=4.0\text{ kPa}$ ， $\varphi=8.8^\circ$ ；而流变试验的抗剪强度为 $c=1.0\text{ kPa}$ ， $\varphi=5.7^\circ$ 。显然，边坡设计和防治工程采用长期抗剪强度值更安全，也更合理些。但因流变试验设备较复杂，试验周期太长（每一试件的试验时间至少 2 个月以上），因此，近年来，工程设计中很少采用。

总之，上述五种抗剪强度试验各有优缺点，如滑面重合剪，模拟性强，方法简单，但现场不易取到试件，而且难保试验过程滑面始终位于上下剪力盒之间；野外大面积剪切试验，剪切面大，所得数值较准确，但试验费用高，尤其当滑面较深时，施工更困难；环剪试验由于前述原因，未能普遍推广；反复直剪试验方法简便，费用低，是目前滑坡勘察中最常用的一种试验方法，但因试件面积小，人为因素影响大，模拟性较差，所得数值准确性较差，因此，目前在滑坡整治工程设计中大多采用室内试验和反求 c 、 φ 值相结合的方法（关于反求 c 、 φ 值，将在推力计算中介绍）。

第四节 滑坡观测

滑坡动态观测是滑坡研究和防治工程设计中的重要环节。尤其是对那些大型的蠕变性滑坡和那些滑坡周界、滑动方向未定的滑坡，必需通过动态观测确定。滑坡动态观测包括地表位移观测、深部位移观测、建筑物变形观测和水文地质观测等。目前国内多数单位大多采用以地表位移观测和水文地质观测为主，仅少数单位有条件开展深部位移观测。滑坡动态观测的主要目的和任务为：（1）分析滑坡的稳定性；（2）确定滑坡周界和滑动方向；（3）了解滑坡动态（位移速率）与季节的关系；（4）检验整治工程效果；（5）险情预报。地表位移观测根据观测方法的繁简程度，大致可分为：简易观测、导线观测和布网观测三类：

一、简易观测

简易观测的方法很多，只要能反映出滑坡位移情况的方法都可以使用。以下介绍两种较常用的简易观测方法：

(一) 前缘设桩法：即在滑坡前缘出口附近挖探坑，并在探坑中埋设观测桩。具体做法是在滑坡前缘出口附近挖一探坑至主滑面以下一定深度，并将坑底整平，抹一层水泥砂浆，观测桩钉入滑面以上坑壁上（见图 4—16），锤球绑在桩头铁钉上，锤尖正对坑底的点划十字，以后定期观测锤尖移动的轨迹，即得不同时段位移方向和位移量，并将其填于表 4—1 中。

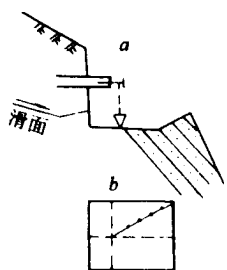


图 4—16 滑坡前缘简易观测

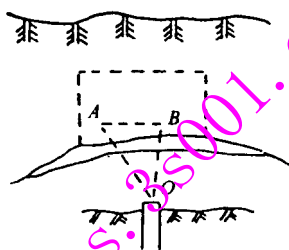


图 4—17 后缘简易观测示意图

前缘观测位移累计表表 4—1

观测日期			累计位移量 (mm)	位移方向 (方向角)
年	月	日		

表 4—2

观测日期			×号观测点观测长度	
年	月	日	OB	OC

(二) 后缘设桩法 方法如图 4—17，当滑坡破裂壁为基岩时，可在壁上较平滑处设 A、B 两点，在滑体内设观测桩，桩顶用小铁钉设一固定观测点 O，用钢尺量测 A、B 两点与观测点间的距离，以后定期观测各点间的距离变化，并记录于表 4—2 中，通过室内作图（见图 4—18），便可定出后缘观测点附近滑坡的位移速率和位移方向。具体作图方法是按比例量 OB 长度，并以 B 点为圆心作弧；再量 OA 长度，以 A 点为圆心作弧，两弧交于 O_1 点， O_1 点即为某时段内观测桩处滑坡的位移轨迹。连接各时段的位移轨迹点（ $O_1 \sim O_n$ ），即为滑坡的滑动方向， O_1 至 O_n 的长度即为某时段的位移量。

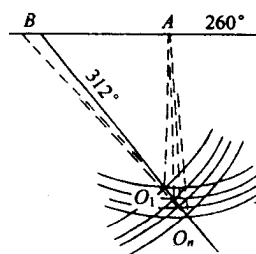


图 4—18 位移方向和速率图解

以上两种简易观测法，曾在太焦线牛晶坪地区滑坡观测中采用。通过 3 年多的观测，测得牛晶坪 3912 滑坡三年总位移量为 170~210 mm 位移方向为 312°（方向角）并以此为依据进

行抗滑桩设计，后经桩孔开挖过程实测滑面擦痕方向主滑段 310° ，与观测结果基本相符。说明简易观测虽然方法简单，仍然可以解决实际问题。

简易位移观测的主要优点为：方法简便，观测周期短，见效快，布点和观测所需人力少，费用低，并能及时提供资料。但简易观测亦有其局限性，如前缘设桩法仅适用于出口附近滑体较密实时，且因坑壁易坍塌，观测期限不宜太长。又如当滑体各部位的位移速率不一致时，将引起滑体的扭动和滑向的偏离，在此情况下，某一观测点的成果只代表某一部分滑体的变形特征。因此，条件许可时，可在滑坡周边多设一些观测点，以便提高观测精度。

二、导线观测

当滑坡外围两侧山坡通视条件较好时（两侧山坡较高，滑坡处于较低处），可在两侧山坡上设一些观测导线横穿滑体，并在滑体上设一些观测点，定期进行观测，便能测出滑坡各时段的位移值。导线观测虽方法简单，但仍可取得可靠的成果。如长江三峡地区的新滩滑坡，根据导线观测，提供准确的临滑预报，使新滩镇全镇 1 200 多人在山坡剧滑前全部撤离，免遭其害。又如山西某矿区铁路专用线右侧 100 多米山坡上，出现一道延长百余米的裂缝，甲方怀疑是山体滑坡，要求按此范围进行整治工程设计，后来在山坡上布设了 3 条观测导线（图 4—19）通过两年多的观测，查清右侧 100 m 裂缝是采空区坍塌引起的，不是滑坡裂缝。因此，认为该段路堑边坡变形整治时，可不考虑该裂缝的影响，而为国家节省了大量投资（详见第六章实例八）。

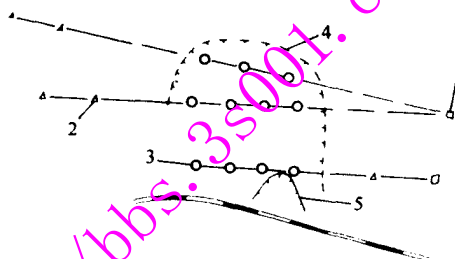


图 4—19 导线观测示意图

1—置镜点；2—照准点；3—观测点；

4—推测山坡变形范围；5—边坡坍塌。

三、布网观测

布网观测是采用精密的测量仪器（如采用精度为 $1''$ 或 $2''$ 的经纬仪），建立导线观测网，定期观测滑坡各部位的动态。根据导线的布置形式，观测网可分为：正方格网、任意方格网、十字交叉网、射线网和基线交点网等 5 种类型（图 4—20）。采用那种观测网要根据观测区的地形条件确定。从布网和观测的繁简程度，一般最常采用的是任意方格网，它对各种地形条件适应性较强，建网和观测较方便，不需繁杂的计算，当导线不太长时，精度亦较高。以下着重介绍任意方格网的布网方法要求、观测方法和资料整理等。

（一）基本条件

1. 滑体外两侧山坡地势较高，各导线的置镜点和照准点之间必需能通视，而且交会点应位于滑体上有代表的部位。

2. 各观测导线不要太长，一般不超过 800 m。

（二）观测仪器

一般采用精度为 $1''$ 或 $2''$ 的精密经纬仪，或其他更精确的测量仪器。

（三）置镜点、照准点和观测点的设置

置镜点和照准点应设置于稳定的山坡上，各观测点应避开滑坡裂缝和陡坎边缘。置镜点、照准点和观测点等各类观测桩可采用木桩或混凝土桩，或设置于坚硬的岩体上。当采用木桩或

混凝土桩时，桩尖应置于季节最大冻结深度以下。每条观测导线应设两个照准点，以防丢失。

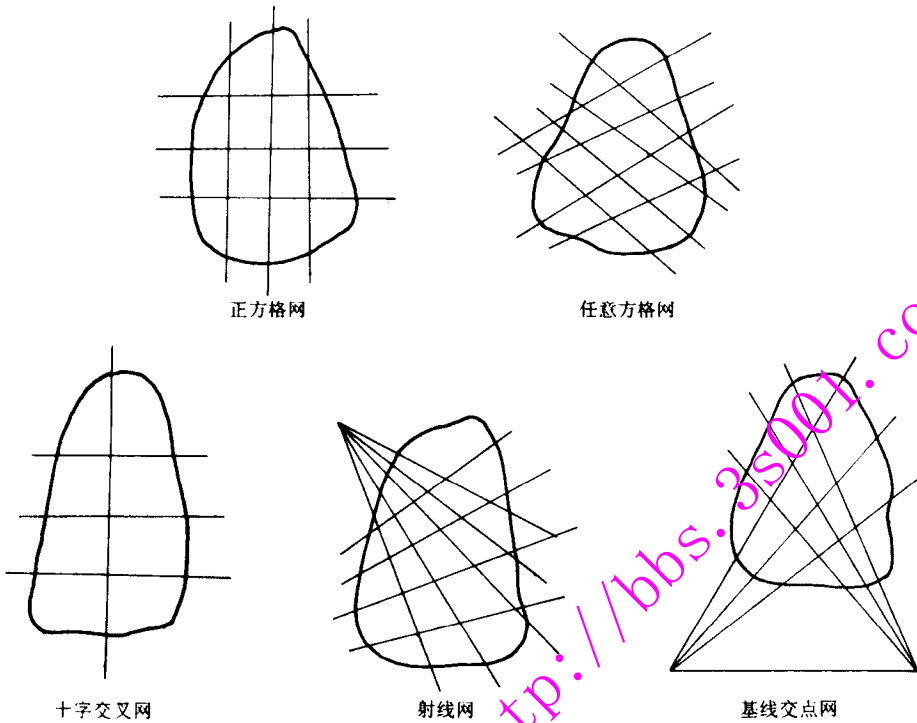


图 4-20 滑坡观测网的布置形式

(四) 布网方法

布网是一件复杂又细致的工作，必需由粗到细、由定性到定量逐步进行。

1. 踏勘：初步拟定各导线方向、置镜点和照准点位置，并通过肉眼交会，拟定观测点位置（插旗）。
2. 埋设置镜点和照准点桩。根据踏勘确定的置镜点和照准点位置，挖坑埋桩（在桩顶用小铁钉标出）并编号、登记。
3. 埋设观测桩。在上述基础上，用精密仪器，采用交会法测出各导线交会点，在交会点上埋设观测桩，并用仪器确定桩顶交会点的精确位置（用小铁钉标出）。
4. 抄平。量测各置镜点、照准点和观测点标高，并记录。测量精度按有关规范规定。

5. 编写布网说明书，内容包括：滑坡基本情况、置镜点、照准点和观测点数量、位置、地貌地物标志、标高、布网起止日期、天气，以及观测注意事项等等。

(五) 观测方法

任意方格网的观测方法可分为水平位移观测和标高测量两部分。

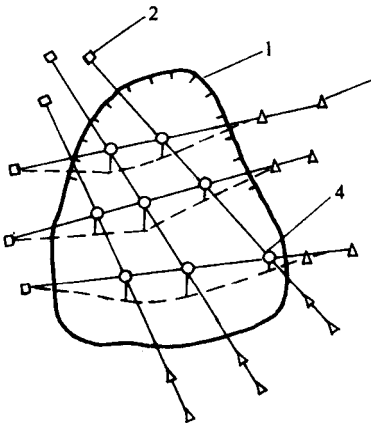


图 4-21 任意方格网布置图

1 滑坡周界；2—置镜点；3—照准点；4 观测点。

1. 水平位移观测和布网时基本相同，也采用交会法，但由于山坡滑动，此时观测桩可能已不在交会点上，量测交会点与桩顶（铁钉处）的距离和方向即为该时段内，某观测点的位移量和位移方向（见图 4—21）。根据观测资料，按比例绘于大比例尺平面图上，即为某时段的位移矢量（图中虚线部分）。

2. 标高测量。每次进行水平位移观测时，同时对所有观测点进行抄平，抄平允许闭合差按有关规范规定。如铁路滑坡勘测规则规定：闭合差要小于 $12\sqrt{L}$ mm (L 以 km 计)。

3. 滑坡的位移观测周期系根据季节和滑坡的活动性确定。一般雨季短，旱季时间可长些；滑坡变形速度快时，观测周期相对要短些，反之，可长些。作为临滑预报的观测应更短，才能达到所需精度。

滑坡位移观测，除上述几种方法外，还可采用专门仪器进行观测，如倾斜仪、滑坡计和孔隙水压力计等，因限于篇幅，不加详述。

第五节 勘察资料整理

勘察工作完成后，要对勘察过程中所取得各类资料进行整理、分析，并编写勘察报告。勘察报告主要内容应包括：勘察过程和采用的勘察手段、滑坡区地质地貌单元、地层、岩性、构造和微地貌特征；滑坡规模、形态、类型；滑体及滑带的组成物质和滑带土强度（ c 、 ϕ 值）地下水（包括区域水文地质特征、滑体内地下水分布和水力联系）；滑坡成因、发展过程、滑动方向和稳定性分析；整治措施意见；附件。附件内容包括：

1. 滑坡区工程地质图。其内容除一般地质内容外，还应包括滑坡周界、台阶、裂缝、湿地、泉水和滑动方向等。对动态和稳定性较复杂的大型滑坡，还应有稳定性和动态分区界限。

2. 滑坡轴向工程地质纵断面图。滑坡主轴纵断面图是沿滑面最深、位移最大的部位，顺滑动方向绘制，对顺层滑坡类，因滑面基本上是一平面，轴向纵断面图可于滑体中部顺滑动方向绘制；如为几个滑坡的滑坡群，则应按不同的滑动方向分别绘制；对超大型（巨型）滑坡尚可在主轴断面两侧绘制辅助轴向断面。滑坡轴向纵断面图除应填各类地层、岩性界线外，还要准确填绘滑动面界线。

3. 滑坡横断面图。一般垂直轴向纵断面方向绘制，具体位置可根据需要确定。对滑床形态、结构简单的滑坡，一般可不绘横断面图。

4. 地下水等高线图。对地下水较丰富的滑坡，需采取地下排水、截水等措施时，应绘制地下水等高线图，并标明地下水流向。

5. 基岩等高线图。当基岩地貌对滑坡起控制作用，并且形态较复杂时，需绘制基岩等高线图，作为分析滑坡稳定性和确定整治方案时的参考。

6. 整治工程地质断面图。详勘阶段，根据拟定的整治工程的位置，通过勘探编制工程地质断面图（包括纵断面和横断面图）。

第五章 滑坡区选线和滑坡整治

第一节 滑坡区选线原则概述

地质选线是地质复杂山区铁路勘察工作中极其重要的一环，选线前或选线中，首先要查清区域地层、岩性、构造、地下水和地质不良地段，包括可能产生滑坡、已稳定古滑坡、掩埋型古滑坡和现代滑坡分布地段，编制成各种图件和地质报告，作为选线的依据。地质选线中可参照以下原则：

1. 对可能产生滑坡的山坡不稳地段，如古老的错落山坡、古滑坡 包括掩埋式的古滑坡 现代滑坡群 以及断裂构造破碎带和含易滑地层的顺向坡（当层面倾向临空面，倾角大于 5° ，又小于山坡自然坡度时），应尽可能绕避。如果绕避有困难，或经济比较绕避不合理时，应有适当的预防措施。如设天沟、加强地表排水、封山育林和修建支挡工程等，尽量减小对山体的破坏。

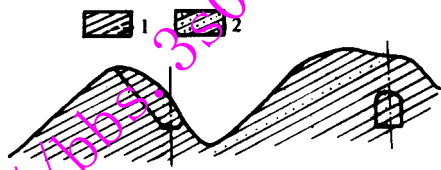


图 5-1 杂色土中合理的线路位置选择
1—粘土 2—砂层。

2. 根据区域地层产状、构造与地貌条件选线。河谷线应避免线路与区域性断裂带平行。如前述成昆线白拉段（见图 3-1），由于线路基本平行于普雄河大断裂，造成 40 km 范围内发生滑坡 20 多处。当沟谷走向和岩层走向平行，岩层中含有易滑地层时，线路宜选择在地层的层理倾向背向沟谷的一侧（图 5-1）或以隧道通过。

山坡线通过有松散堆积物覆盖的缓山坡时，要特别注意山坡的稳定性。因缓山坡地段岩性松软，地下水较发育，并常有掩埋式的古滑坡存在。

3. 当线路不得不通过滑坡区时，勘察期间要把滑坡的范围（周界）和性质查清，选线时应尽可能使线路在滑体下部或前缘以填方通过，不应在滑体上部填方，或在下部挖方。

4. 有些滑坡是由于揭露了某一易滑地层或地下水而产生，在这些地区选线时，坡度和标高的选择很重要。有时适当提高路基设计标高和坡度即能避免产生滑坡。如太焦线南段线路通过第三系上统 N_2 红粘土路堑地段，因该段红土按土质特征分为上下两部分（图 5-2），上

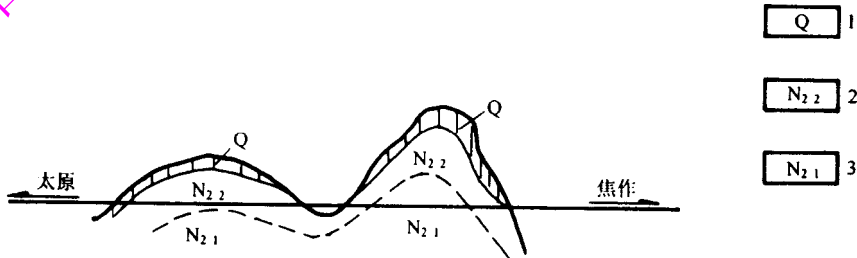


图 5-2 红土地区选线示意图
1—黄土；2—上部红土；3—下部红土。

部红土具垂直节理和针状大孔隙，性质接近老黄土；下部红土粘性大，致密，不具大孔隙，具有光滑面。因此，上、下部红土具有完全不同的边坡稳定特征，当路堑通过上部红土时，边坡基本稳定；而当路堑较深，出露下部红土时，则边坡变形频繁，常有滑坡产生，成为病害的主要地段。如图 5-2 左侧边坡稳定，右边路堑即易产生滑坡。

5. 对已发现的大巨型滑坡和范围较大的滑坡群，因整治工程技术复杂，工程量大，一般以绕避为主，只在个别情况下，绕避有困难或经过技术经济比较，绕避增加的费用大于整治费用时，才考虑采取就地整治的措施。如太焦线牛晶坪车站滑坡，因发现古滑坡复活时，两端高桥和隧道均已建成，只好采用重型支挡就地整治。又如南昆线八渡车站滑坡，虽然在 1955 年铁路开始施工时就已发现古滑坡复活，但没能及时采取根治措施，致使施工过程中变形加剧，范围扩大，直至铁路通车后，不得不花巨资进行整治。

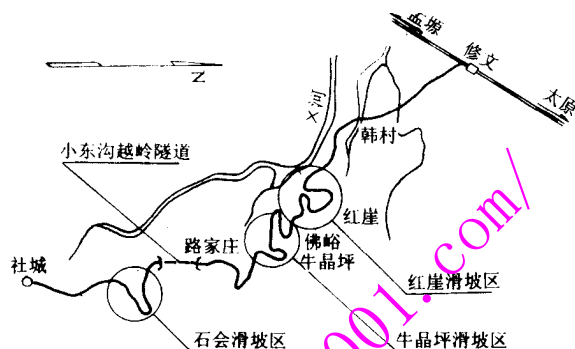


图 5-3 太焦线北段越岭展线示意图

此外，对中小型滑坡（不包括滑坡群），大多采取原线就地整治的措施。

6. 有关规范明确规定，在区域性地质不良地段，线路应以绕避为主，否则也应用最短的距离通过，切忌在地质不良地段展线。太焦线北段选线中，为缩短越岭隧道长度，在红崖和牛晶坪地区进行大范围的展线，线路迂回穿越于构造破碎带、特殊土（杂色土）和软弱岩层的顺向坡上，造成展线地段均为极严重的滑坡区，尤其红崖地区已达到“有堑必滑、有坡必坍”的严重程度（图 5-3）。

第二节 滑坡整治工程设计

滑坡整治工作的目标是消除山坡不稳定的因素，确保建筑物的稳定与安全。因此，整治工作的首要任务是查清产生滑坡的原因和滑动规模，包括滑坡周界、滑面深度、滑床形态特征和滑带土强度等，在此基础上，通过分析和计算，确定整治方案和具体措施，达到“一次根治，不留后患”的目的。

显然，对滑坡的治理要达到一次根治的目标，就必需对山体的变形有充分地了解，才能做到“对症下药，药到病除”。太焦线北段在滑坡整治过程中，由于采取岩土工程技术体制和综合的整治措施，收到良好的效果，并从中取得经验。以下拟从滑坡稳定性分析和推力计算开始，详细介绍各类整治措施的设计原则和具体做法。

一、滑坡的稳定性分析和推力计算

滑坡的稳定性分析是在定性分析的基础上，对滑坡进行定量分析。其稳定系数可采用下列公式计算（图中符号意义参见图 5-4）：

$$K_s = \frac{\sum_{i=1}^n (N_i f_i + c_i l_i)}{\sum_{i=1}^n T_i} \quad (5-1)$$

式中, K_s 为滑坡的稳定系数; i 为计算段编号; N_i 为第 i 段滑块重力 W_i 的法向分量, $N_i = W_i \cos \alpha_i$, kN; f_i 为第 i 段滑面摩擦系数, $f_i = \tan \varphi_i$, φ_i 为第 i 段滑带土的内摩擦角; c 为第 i 段滑带土的粘聚力, kPa; l_i 为第 i 段滑动面长度, m; T_i 为第 i 段滑块重力 W 的切向分量, $T_i = W_i \sin \alpha_i$, kN。

根据以上公式计算结果: 当稳定系数 K_s 大于或等于滑坡稳定安全系数 K 时, 可判定滑坡处于稳定状态, 反之为不稳定。 K 一般采用 1.05~1.25。该公式的主要缺点是没有考虑各滑块间的传递系数。而且式中的 c 、 φ 值是根据钻孔取样进行残余抗剪强度试验取得。由于是少数勘探孔(坑)所取得 c 、 φ 值, 很难代表滑动面(带)的全体, 因此, 计算结果可能出现一些反常现象。如一个正在滑动的滑坡, 其稳定系数可能大于 1.05, 而某些已稳定多年的古滑坡, 其 K_s 值反而小于 1.0。作者认为判定滑坡是否稳定, 主要应根据野外形态调查(见本书第四章)和位移观测结果确定。

滑坡推力计算方法常见的有: 力矩平衡法(即瑞典法)、多边形图解分析法和推力传递法等, 均基于力的极限平衡原理。所谓极限平衡状态, 是假定滑动前的一瞬间, 山体沿某结构面的下滑力等于向上的抗滑力, 这时稳定安全系数等于 1, 推力等于 0。显然, 当滑坡真正处于极限平衡状态时, 算得的滑坡推力与安全系数成正比, 安全系数越大, 推力也越大。

滑坡推力亦称剩余下滑力(E), 其含义为: 总的下滑力($\sum_{i=1}^n T_i$)与总的抗滑力($\sum_{i=1}^n N_i f_i + c_i l_i$)之间的差值。目前国内常用的推力计算均采用推力传递法, 下面就此公式和计算方法进行介绍:

(一) 基本公式(见图 5-4)

$$E_i = K \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i - f_i W_i \cdot \cos \alpha_i - c_i l_i + E_{i-1} \cdot \psi_i \quad (5-2)$$

式中 E_i ——第 i 块滑体的剩余下滑力, kN/m;

K ——安全系数, 按规范规定 $K=1.05 \sim 1.25$ 当反求 c 、 φ 值时, 令 $K=1.0$;

E_{i-1} ——第 $i-1$ 块滑体的剩余下滑力, kN/m;

ψ_i ——从 $i-1$ 块至第 i 块滑体的传递系数, $\psi_i = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - f_i \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i)$ 。

上列公式的基本假设条件为:

1. 滑体自身相互挤压的作用力不计;
2. 沿滑动方向取 1.0 m 宽的土条作为计算的基本断面, 两侧的摩阻力不计;
3. 每一分块滑动面均为直线, 推力作用方向平行于滑动面;
4. 滑坡推力的应力图形, 根据滑体性质和厚度确定, 如矩形、梯形和三角形等, 一般整体性较好的滑坡常假定矩形。

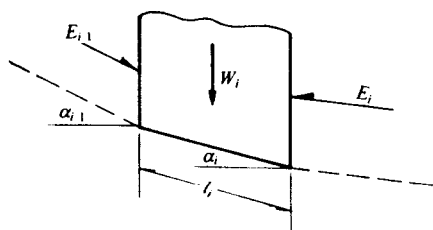


图 5-4 第 i 块滑体受力分析

(二) 滑面(带)抗剪强度指标的选择

滑面(带)的抗剪强度 c 、 φ 值是计算滑坡推力的主要参数, 其确定方法有三: (1) 通过室内试验或现场试验确定(此法在第四章中已介绍); (2) 根据极限平衡原理, 利用公式(5-2)反求 c 、 φ 值; (3) 参照有关工程的经验数值, 如太焦线各类岩土的 c 、 φ 值可参考表 5-1、5-2、5-3。

表 5-1

杂色土(黄土)滑坡滑面强度指标

顺序号	工点名称	滑床岩性	滑带土		滑面坡度	试验残值		反求		计算采用值	
			组成物及状态	厚度 (cm)		c(kPa)	φ	c(kPa)	φ	c(kPa)	φ
1	2904	杂色粘土夹砂层	灰绿色粘土软塑	10~几十	7°	22~26	3°42'~5°	5~10	2°~5°	10	5°
2	2910	杂色粘土夹砂层	灰绿色粘土软塑	10~几十	6°			3~5	3°~5°	5	5°
3	2913	杂色粘土夹砂层	灰绿色粘土软塑	10~几十	5°			5	1°	5	1°
4	2917	杂色粘土夹砂层	灰绿色粘土软塑	10~几十	6°			4	2°40'	4	2°40'
5	2922	杂色粘土夹砂层	灰绿色粘土软塑	10~几十	6°			5	4°	5	4°
6	3113	灰绿色粘土	灰绿色粘土硬塑 $I_L=0.46$	10~几十	6~7°	4~8	4°12'~4°06'	3~8	3°48'~4°30'	3~5	3°48'~4°30'
7	松村	砂页岩	紫色粘土软塑	5~10	6°30'			5	2°49'	5	2°49'
8	王宁进口	灰绿色粘土	灰绿色粘土硬塑 $I_L=0.4$	10~20	4°	13	4°36'	2	3°	2	3°
9	王银沟	杂色粘土	棕紫色粘土软塑	50~80	12°			3	7°	3	7°
10	阳乐	紫灰绿粘土页岩	灰绿色粘土硬塑 $I_L=0.45$	10	12°	16	5°20'				
11	4063	杂色粘土夹砂层	粘土、软塑	20~100	3~6°	12~28	3°03'~10°33'	7.5	5°	7.5	5°
12	4012	杂色粘土	灰绿褐红粘土软塑	5~40	10~17°	12~28	3°03'~10°53'				
13	4018	杂色粘土	棕红灰绿粘土软塑	30	7~13°	12~28	3°03'~10°53'	5	7°	5	7°
14	4024	棕红色粘土夹砂	棕红色粘土软塑	10~20	10°			7.5	5°	7.5	5°
15	4080	杂色粘土夹砂层	黄土、杂色粘土	3~5	9°20'			10	5°30'~4°30'	10	4°30'

注: I_L 是液性指数。

表 5—2

破碎岩滑坡滑面强度指标

顺序号	工点名称	滑床岩性	滑体岩性	滑带土		滑面坡度	滑面强度指标				
				组成物及状态	厚度 (cm)		试验残值		反求值		
							c(kPa)	φ	c(kPa)	φ	
1	2875	砂页岩	破碎砂页岩夹土	灰绿色粘土夹角砾, 软塑	40~100	16°40'	15	5°40'	9.4	9°	10°
2	3624	砂页岩	黄土、破碎砂页岩夹土	灰、灰绿、紫红色粘土, 软塑	3~5	20°~23°			10	12°~15°	12°~15°
3	郊口后沟	砂页岩	碎块石、孤石夹土	棕红色粘土, 可塑	2~20	12°			10	7°30'	7°30'
4	北山头	砂页岩	块碎石夹土	暗红、紫红色粘土, 可塑	20~100	10°			10	7°45'	7°45'
5	3907	砂页岩、紫红色粘土夹碎石	块碎石夹土	紫红色粘土, 软塑 $I_L=0.23\sim0.46$	10~80		13~15	2°42'~4°30'			
6	3912	紫红色页岩	块碎石夹土	紫红色粘土、软塑 $I_L=0.1\sim0.15$	3~50	5°35'	10~13	5°06'~12°12'	16	4°24'	4°54'
7	寨底	砂页岩	块碎石夹土	暗红、紫红色、粘土, 可塑	2~20	10°					
8	佛峪 (4043)		块碎石夹土	灰褐、灰绿粘土夹小角砾, 软塑	20~30	22°			20	12°	

表 5—3

牛畲坪滑坡区滑带土物理力学指标

工点名称	滑带土厚度 (cm)	天然含水量 (%)	密度 (t/m ³)	液限含水量 (%)	塑限含水量 (%)	塑性指数	液性指数	抗剪强度(重粘土)		
								峰值		值
								c(kPa)	φ	残值 c(kPa)
3907 滑坡	10~80	19.1~21.5	2.04~2.09	29.5~38.6	13.0~16.7	15.8~21.9	0.22~0.46	2.1~3	3°42'~8°48'	1.3~1.5
3912 滑坡	3~50	15.6~20.5	2.07~2.15	29.5~40.1	14.1~17.2	15.4~22.9	0.07~0.15	4.3~5.6	7°12'~16°48'	1~1.3

采用反求的方法确定滑面（带）的抗剪强度，是推力计算中最常采用的一种方法。具体做法是：按公式（5-2），令 $E=0$ ； $K=1$ ；当有两个主轴断面时，列出二个边界条件相同的方程式，联立求解，即可求得 c 和 $f=\tan\varphi$ ；当无法列出二个边界条件相同的方程式时，则可假设 c 或 φ 为已知，反求 φ 或 c 值。当有滑带土的系列试验资料时，尚可绘制 φ 值或 c 值与含水量和液性指数的关系曲线（图 5-5），然后根据滑带土的实际天然含水量，在该曲线中选取相应的 φ 值，再将该值代入公式（5-2）即可反求出 c 值。

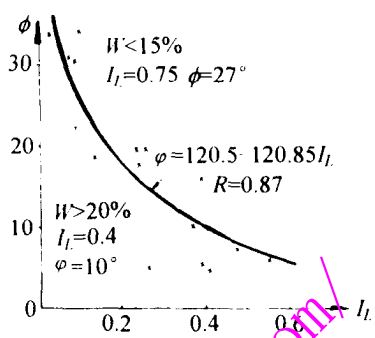


图 5-5 W 与 φ 关系曲线图
 W —天然含水量； φ —内摩擦角（残值）；
 I_L —液性指数； R —相关系数。

但根据实践经验，各类滑带土 c 值变化较小， φ 值变化大，因此在反求 c 、 φ 值时，常假设 c 值为已知，反求 φ 值。

（三）滑坡推力计算的安全系数

安全系数的确定在推力计算中也是很重要的一环，对某些滑坡来说，推力本来是没有的（如已稳定的或处于极限平衡状态的滑坡），为了提高安全度而产生推力。有关规范规定，推力计算的安全系数 $K=1.05\sim 1.25$ ，可根据勘察资料的准确性、滑体大小和工程重要性进行选择。一般勘察资料较全较准或滑坡规模很大时，可取小值；反之取大值；重要工程或建筑物损坏后维修困难者，安全系数应大些；另当滑面为反坡的分块时，安全系数应采用 $K=1.0$ 。

（四）滑坡推力计算的具体步骤

1. 恢复原地面线（图 5-6）；
2. 根据滑面坡度变化分块；
3. 按原地面线和滑动后地面线分别计算每一分块的重力；
4. 计算每一分块的滑面坡度。可按钻孔中滑面标高计算，或在大比例尺断面图中量测；
5. 反求 c 、 φ 值，确定安全系数 K 。反求 c 、 φ 值时，每一分块的滑体重采用原地面线的重力；
6. 按公式（5-2）列表计算滑坡推力（见表 5-4），此时每一分块的滑体重采用现地面线算得的重力值。

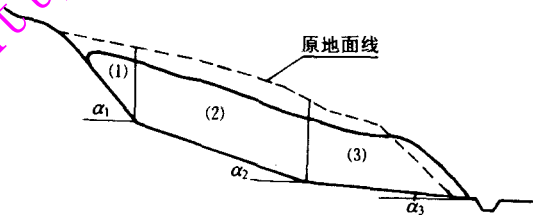


图 5-6 滑坡推力计算断面

××断面 滑坡推力计算表 安全系数 $K=$ 表 5-4

条块号	条块重力 (W_i)	滑面倾角 (α_i)	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	T_i $=W_i \cdot \sin\alpha$	KT_i	N_i $=W_i \cdot \cos\alpha$	$f_i = \tan\varphi$	$f_i \cdot N_i$	滑面长度 (L_i)	c_i	$c_i L_i$	传递系数 (ψ_i)	$\psi_i \cdot E_{i-1}$	滑坡推力 (E)
	(kN)	(°)			(kN)	(kN)	(kN)		(kN)	(m)	kPa	(kN)		(kN/m)	(kN/m)

（五）推力简化计算

当地面变形很小，并直接利用反求 c 、 φ 值求推力时，可采用下列公式直接求算滑坡出口处

的滑坡推力(E)，误差一般在 5% 以内。简化公式如下：

$$E=(T_1\psi_1\cdot\psi_2\cdot\psi_3\cdots\psi_{n-1}+T_2\cdot\psi_2\cdot\psi_3\cdots\psi_{n-1}+\cdots+T_n)(K-1) \tag{5-3}$$

式中 E —— 滑坡推力(kN/m)；

$T_1\sim T_n$ —— 从第 1 条块至第 n 条块滑坡沿滑面的下滑力， $T_n=W_n\cdot\sin\alpha_n$ ；

$\psi_1\sim\psi_{n-1}$ —— 从第 1-2 块至第 $(n-2)\sim(n-1)$ 块的传递系数。

K —— 安全系数，一般采用 $K=1.05\sim1.25$ 。

二、主要整治措施

目前国内外对滑坡的治理措施有数十种，但根据治理的部位和所起的作用可概括为：改变坡体外形、排水、设支挡和物理化学加固等四大类（见表 5—5）。以下就国内常采用的治理措施的适用条件、设置原则和设计方法逐项进行具体的介绍：

滑坡整治分类表 表 5—5

措施分类	作用	亚 类	具 体 措 施
(1)改变坡体外形	改变山坡的应力条件,达到新的平衡		(1)清方减载 (2)反压
(2)排水	提高滑带土和滑体的强度	(1)地表排水	(1)天沟 (2)排水沟
		(2)地下排水	(1)支撑渗沟 (2)泄水洞 (3)截水盲沟 (4)边坡渗沟 (5)平孔排水 (6)井群抽水及虹吸排水
(3)支挡	提高山体的抗滑力	(1)轻型支挡	(1)抗滑挡土墙 (2)片石垛 (3)小型钻孔桩
		(2)重型支挡	(1)抗滑桩 ①挖孔抗滑桩 ②钻孔抗滑桩 ③椅式抗滑桩 ④锚索抗滑桩 (2)抗滑键 (3)钢架桩 (4)抗滑明洞
(4)物理化学加固	提高滑带和滑体强度		(1)化学注浆 (3)石灰桩 (2)旋喷桩 (4)焙烧

(一) 清方减载和填土反压

该措施一般适用于中小型滑坡。在滑坡体上清方或填土反压的部位都必需通过检算确定。其中清方应在主滑区和牵引区内进行；而填土反压又必需填在抗滑区或滑坡出口处（图 5—7）。一般清方是有限度的，过量清方可能引起后缘发展扩大，只有当后缘为坚硬基岩或台地时，才不受数量的限制。太焦线北段有 9 处滑坡工点采取清方措施，清方量最大的达 36 万 m³ 但都是与其他措施配合，如兼做支撑渗沟和抗滑挡土墙等，清方只作为减小滑坡推力的一种手

段。清方工程的设计应注意以下几点：

1. 清方范围的上方必需设置天沟，并在施工开始前做好。
2. 清方平台应做成一定坡度的排水坡（一般不小于 2‰），避免台面积水。
3. 当清方平台较宽时可做成台阶型，并在台阶间设排水沟。
4. 所有排水沟都要用浆砌片石或混凝土板加固，避免渗漏和受冲刷。

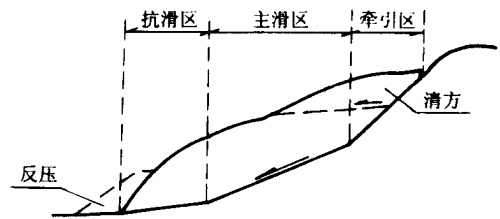


图 5-7 清方、反压部位示意图

填土反压适用于中小型滑坡，可作为永久性的治理措施或临时性的支挡工程。太焦线红崖和南旺地区有数处路堤滑坡采用坡脚反压的措施取得成功（图 5-8, 5-9）。作者在深圳某滑坡治理过程中，为挽救上部已建成的挡土墙和骨架护坡，采用临时的反压措施，取得良好的效果（图 5-10）。采取填土反压治理滑坡，成功与否，关键是填土的夯实密度必须按规范的规定，压实系数达到 0.9 以上。除此以外，为保持填土不受表水冲蚀，常在坡面种草植树，或在坡脚设置挡土墙（见图 5-8）。

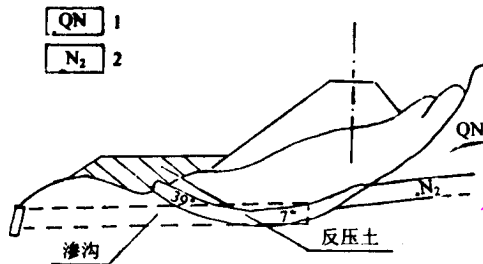


图 5-8 4018 滑坡
1—棕红色粘土，2—灰绿色粘土。

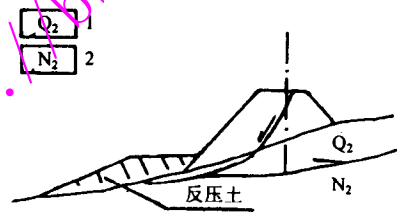


图 5-9 2915 滑坡
1—老黄土，2—灰绿色粘土。

（二）排水工程

排水工程可分为地表排水和地下排水两类。由于滑坡与水关系密切，而滑体内地下水常由地表水渗入而成。因此，为减少表水渗入，除沿滑坡周界以外 5~10 m 处设置天沟外，在滑体上也应根据地形条件设置排水沟槽，平面大多布置成树枝状，主沟尽量与滑动方向平行或斜交，避免垂直滑动方向设置，以减少滑坡位移时被剪断。所有带永久性的排水沟槽都应用水泥砂浆砌片石或混凝土板加固。

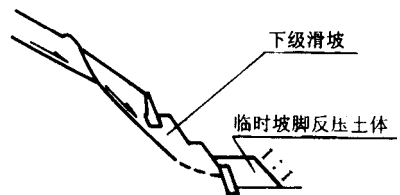


图 5-10 临时坡脚反压示意图。

地下排水工程的目的：一是为疏干滑体内地下水，提高滑带的抗剪强度；其次是为拦截滑坡外的地下水对滑坡区的补给。地下排水措施主要有支撑渗沟、泄水隧洞和平孔排水等。

1. 支撑渗沟

支撑渗沟兼起支撑和排水作用，适用于滑体中下部地下水较发育，滑面较浅的浅层和中层滑坡，一般埋深 2~10 m，再深施工就很困难。其设计要点为：

（1）渗沟的设置，平面分为“Y”形和“I”形两种形式（图 5-11）沟间间距 6~15 m，视土质情况而定，一般渗透性好的土层，间距可大些，反之小些。

(2)支撑渗沟的沟底必需置于滑动面以下不少于 0.5 m 并用 50 号水泥砂浆砌片石，砌成纵坡为 2%~4% 的排水纵坡。当滑面坡度陡于 2%~4% 时，可设置成台阶形。沟中用碎石土回填直至地表，沟顶横向并做成人字坡，以利排水。

(3)支撑渗沟的宽度一般不小于 2.0 m。其长度取决于滑坡的剩余下滑力，可按下式计算：

$$L = \frac{K_c \cdot T \cdot \cos \alpha - T \cdot \sin \alpha \cdot f}{h \cdot b \cdot \gamma \cdot f} \quad (5-4)$$

式中 L ——支撑渗沟长度 (m)；

K_c ——抗滑稳定系数，一般采用 1.3，

T ——两条渗沟间总的剩余下滑力 (kN/m), $T = E(b+d)$ ；

α ——渗沟后的滑动面坡度 (°)；

h ——渗沟高度 (m)；

b ——渗沟宽度 (m)；

d ——渗沟间距 (边到边), m；

γ ——渗沟填料的重度 (kN/m³)；

f ——渗沟底与地基间的摩擦系数，一般碎石类土采用 0.5；

E ——渗沟以上滑坡剩余下滑力 (kN/m)。

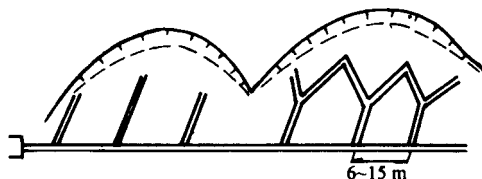


图 5-11 支撑渗沟示意图

(4)当支撑渗沟与抗滑挡土墙联合使用时 (图 5-12)，滑坡推力计算至挡土墙后，但沟间土体系采用疏干后的滑带土抗剪强度，一般可提高一级，如软塑可按硬塑土考虑。除去支撑渗沟所承受的推力，剩余推力由抗滑挡土墙承受，即： $E' = E - p' / \cos \alpha$

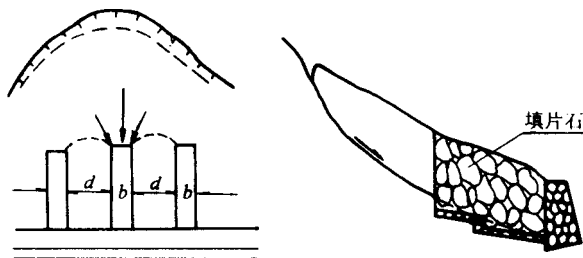


图 5-12 支撑渗沟平剖面示意图

式中 E' ——扣除支撑渗沟承受推力后的剩余推力 (kN/m)；

E ——计算断面的滑坡推力 (kN/m)；

p' ——单位宽度渗沟支撑力 (kN/m)；

α ——渗沟范围内滑面坡度 (°)。

(5)当支撑渗沟与抗滑挡土墙配合使用时，墙后应设纵向盲沟，将地下水引向侧面排除。

太焦线北段有 10 处滑坡工点设置了支撑渗沟，一般长度 10~15 m 最长达 39 m；一般埋深 3~5 m 最深达 12 m。其中红崖地区 4080 滑坡根据地形条件，将渗沟设计成树枝状 (图 5-13)，分成主沟和支沟滑体内的地下水由支沟引至主沟内排除。通过长期的运营检验，太焦线北段设置的支撑渗沟，均起到排除地下水和稳定滑坡的作用，排水效果良好的约占 70% 以上。

2. 泄水隧洞

当滑坡的滑动面较深，地下水较丰富，水的活动已成为滑坡的主要原因时，则可采用泄水隧洞拦截和排除地下水。其设计要点为：

(1)隧洞的洞顶应低于滑动面不少于 0.5 m(图 5—14),沿隧洞轴向每隔 30~50 m 设一检查井,两井间洞底纵坡不小于 5‰。

(2)泄水隧洞的跨度和高度主要根据施工需要确定,不受地下水涌水量控制。一般采用 2.0 m×2.0 m 或 1.8 m×2.0 m (见图 5—14)。

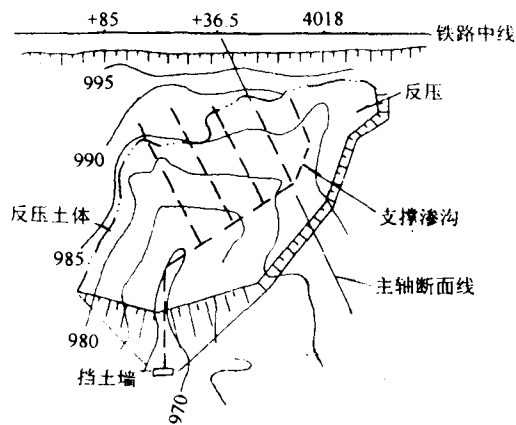


图 5—13 4018 滑坡整治工程平面图

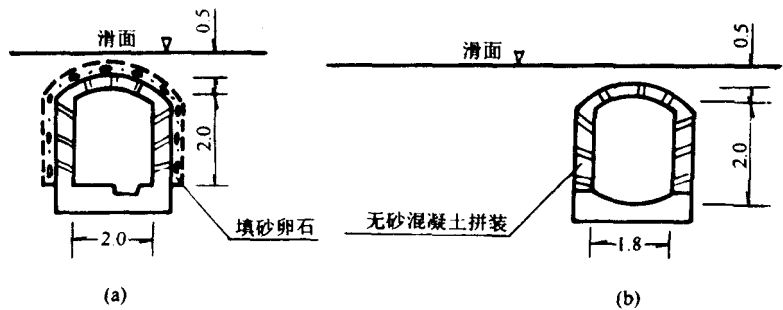


图 5—14 泄水隧洞横断面结构示意图

(单位:m)

(3)泄水隧洞衬砌可就地灌注或做成预制块,现场拼装,衬砌厚度根据滑体和滑床岩性确定,拱部和边墙上应预留泄水孔。

(4)按有关规定,衬砌外应铺设反滤层,但因反滤层施工困难,近年有些工程改用可以渗水的无砂混凝土,不设反滤层也收到较好效果。

太焦线采用泄水隧洞拦截和排除地下水者有两处:一是红崖 4063 滑坡;一是牛晶坪 3912 滑坡。有关数据见表 5—6,前者是为排除滑坡体内地下水,泄水隧洞全长 396 m 布置成 T 字形 分截水洞和引水洞两部分(图 5—15) 其中截水洞长 247 m 引水洞 149 m。该泄水隧洞 因洞身大部分通过砂层,施工十分困难。

泄 水 隧 洞

表 5—6

工点名称	长度 (m)	隧洞截面	检查井			最大埋深(m)
		宽(m)×高(m)	个数	间距(m)	直径(m)	
红崖 4063 滑坡	396	1.8×1.8	8	50	1.2	33
牛晶坪 3912 滑坡	120	1.7×1.8	3	40	1.2	30

牛晶坪滑坡泄水隧洞成直线形，洞长 120 m，洞身埋置于滑坡滑动面以下，上设梯形渗水层(图 5—16)，采用当地碎块石填塞，主要目的是拦截来自滑坡上部的断层水。

上述两处泄水隧洞修建以来都起到一定的截排水作用，但出水量比预计为小。

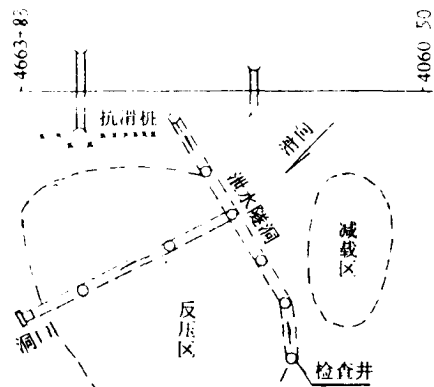


图 5—15 红崖泄水隧洞平面布置图

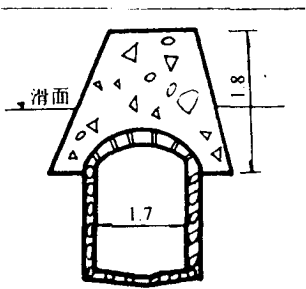


图 5—16 牛晶坪 3912 滑坡泄水隧洞剖面图
(单位:m)

3. 平孔排水

平孔排水亦称仰斜钻孔排水，国外早已普遍采用，我国 20 世纪 60 年代初，在鹰厦线治理滑坡中开始采用仰斜钻孔排除滑体内地下水，以后在西南和西北地区也陆续采用，如前述卧龙寺滑坡等。

平孔排水是用钻孔的办法代替泄水隧洞，钻孔直径一般采用 89~150 mm 钻进 成孔后安装直径比钻孔小的渗水管，渗水管可采用钢管、塑料花管或竹管。平孔深度可达 60~150 m 向上仰斜度为 5%~25%，从滑体前缘或两侧钻进，有些钻孔还可设置于井中，从井壁向四周钻孔。如鹰厦线 K615 滑坡，共设置了 5 个仰斜排水钻孔，均从滑坡的前缘钻进(图 5—17) 各钻孔长 30~50 m 仰斜角 8°~11° 成孔直径 127 mm 孔内设置 $\phi 108$ 钢管，3/4 管壁均带有渗水孔，以防孔壁坍塌。该工程竣工后经 5 年的运营检验，效果较好，孔口长年流水不断。

采用平孔排水的主要优点是造价低，施工简便，施工中对滑坡的扰动小。主要缺点是钻孔大部通过滑体，容易坍孔，花管上渗水孔易于淤塞，有效使用期较短。对此问题，国外(如日本)采用高压水冲洗渗水孔，大大延长有效使用期。

(三) 支挡工程

支挡工程是滑坡整治中最常见最有效的治理措施。一般可分为轻型支挡和重型支挡两大类。轻型支挡如重力式抗滑挡土墙、锚杆挡墙、片石垛和小型钻孔桩等；重型支挡如抗滑桩和抗滑明峒等。其中以抗滑挡土墙和抗滑桩较为常用 效果也最好 抗滑明峒只在特殊情况下使用。

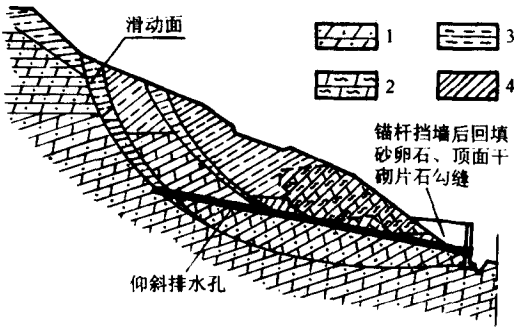


图 5—17 仰斜排水孔位置示意图
·凝灰砂岩;2—流纹凝灰砂岩;3—砂粘土;4—粘土。

1. 抗滑挡土墙的稳定性检算和结构设计

抗滑挡土墙是滑坡治理工程中经常采用的一种支挡建筑,适用于滑面较浅,滑坡推力不大的滑坡,一般推力小于 300 kN/m 时采用。抗滑挡土墙与一般重力式挡土墙的主要区别在于前者截面大,因此,抗水平推力的支撑力亦比一般挡土墙大的多,其主要截面形式见图 5—18。

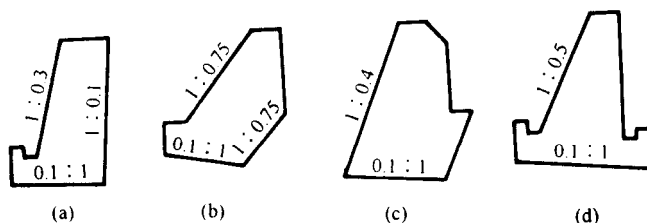


图 5—18 抗滑挡土墙截面形式图

抗滑挡土墙的设计和计算方法与一般重力式挡土墙有相同之处,但又有差别:

(1)抗滑挡土墙的墙背应力图形,当没有实测资料时,均假定为矩形,合力作用点在墙顶至滑面的 1/2 处(图 5—19),合力作用方向与主滑段滑面平行。

(2)抗滑挡土墙的截面大小是根据滑坡推力确定,一般可按以下公式估算:

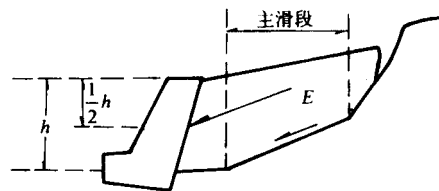


图 5—19 滑坡推力作用点及方向示意图

$$A = \frac{K_c \cdot E_x - E_p - f \cdot E_y}{f \cdot \gamma'} \quad (5-5)$$

式中 A ——抗滑挡土墙所需的截面积 (m^2);

K_c ——抗滑动稳定系数,按规范规定采用 1.3;

E_x ——滑坡推力的水平分力 (kN/m) 等于 $E \cdot \sin \alpha$, α 为主滑段滑面坡度

E_y ——滑坡推力的垂直分力 (kN/m) 等于 $E \cdot \cos \alpha$;

E_p ——墙前被动土压力 (kN/m), $E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$;

γ' ——圬工的重度 (kN/m^3);

f ——挡土墙底面与地基土的摩擦系数(可参照铁路路基设计规范);

γ ——墙前土的重度 (kN/m^3)。

当滑动面较平缓(小于 10°),不计墙前被动土压力时,所需圬工大致为推力的 1/10 例如推力为 100 kN/m 时,每断面所需圬工约为 10 m^3 。以上计算方法,只能在方案比选时作为参考,设计时必需通过检算确定。

(3)抗滑挡土墙的稳定性和强度计算与一般重力式挡土墙基本相同。抗滑稳定系数 (K_c) 不小于 1.3 抗倾覆稳定系数不小于 1.5。但墙背土压力是滑坡推力,而不是主动土压力,公式的形式也不完全一样,如:

抗滑稳定系数 K_c 为:

$$K_c = \frac{(W + E_y) \cdot f}{E_x} \geq 1.3 \quad (5-6)$$

式中 W ——挡土墙圬工总重力 (kN) 其他符号代表意义同公式(5—5)。

抗倾覆稳定系数 K_o 为:

$$K_o = \frac{\sum M_y}{\sum M_o} = \frac{W \cdot Z_w + E_y \cdot Z_y}{E_x \cdot Z_x} \geq 1.5 \quad (5-7)$$

式中 $\sum M_v$ 、 $\sum M_o$ ——分别为稳定力矩和倾覆力矩的总和；

Z_w 、 Z_x 、 Z_y ——分别为墙体圬工重力、滑坡推力的水平分力和垂直分力的力臂（图 5-20），其他符号代表意义同（5-5）、（5-6）。

基底应力 $\sigma_{1,2}$ 和偏心距 e 为：

$$\sigma_{1,2} = \frac{W + E_y}{B} \left(1 \pm \frac{\sigma e}{B} \right) \leq [\sigma] \quad (5-8)$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_y - \sum M_o}{W + E_y} \quad (5-9)$$

式中 e ——基底合力的偏心距；

B ——基底宽度，对倾斜基底时为斜宽（m）；

$[\sigma]$ ——地基土的容许承载力（kPa）。其他符号代表意义同（5-7）。

根据有关规范规定，基底合力的偏心距应符合下列要求：

土质地基 $e \leq B/6$

岩石地基 $e \leq B/4$

而且当合力偏心距大于 $B/6$ 时，基底最大应力 σ_{\max} 按下式计算：

$$\sigma_{\max} = \frac{2(W + E_y)}{3C} \quad (5-10)$$

式中 C ——作用于基底上的垂直分力对墙趾的力臂（图 5-21）。

当抗滑挡土墙的基底为斜基底时，公式（5-6）应改为：

$$K_c = \frac{[(W + E_y) + E_x \cdot \tan \theta] \cdot f}{E_x - (W + E_y) \cdot \tan \theta} \quad (5-11)$$

式中 θ ——基底倾斜坡度，如坡度为 0.1 : 1 时， $\theta = \arctan(0.1) = 5^\circ 43'$

⑤ 因抗滑挡土墙大多修建于山坡上，一般不考虑墙前被动土压力。只当基础的深度较大（3 m 以上），而且墙前地形较平坦，有形成被动土压的条件时才考虑部分利用被动土压力。

⑥ 计算所得的滑坡推力应与墙背的主动土压力进行比较，取其大者作为设计推力。但滑坡推力的合力作用点位置比主动土压力高时，即使主动土压力较滑坡推力大，挡墙的倾覆稳定计算时，仍应同时用滑坡推力进行验算。

（4）抗滑挡土墙的结构设计

抗滑挡土墙的基础必需置于滑面以下，一般坚硬岩层不少于 0.5 m；土层不少于 1.0~2.0 m。当基础以下（附近）有较软弱土层时，还要验算滑坡从基础下滑出的可能性，必要时将基础加深。

因抗滑挡土墙要承受比一般挡土墙大得多的水平推力，因此，设计中常采用矮胖和缓胸坡的截面（见图 5-18）当受地形限制，截面不能再加大，为满足设计中抗滑稳定和抗倾覆稳定系数的要求，可采用以下措施：

当抗滑稳定系数（ K_c ）不能满足时：A. 加设反坡，或适当增加反坡的坡度；B. 当基础为土质地基时，可夯填碎石，以提高基底的摩擦系数；C. 加樨，如图 5-22(a)，以增加基底的抗滑阻力。

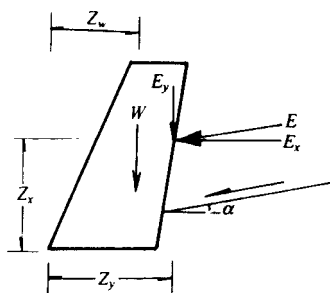


图 5-20 各力系作用图

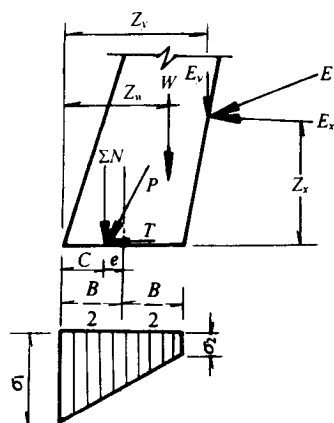


图 5-21 基底应力及偏心距

当倾覆稳定系数 K_f 不能满足时:A.加长墙趾长度,见图 5—22(b);B.改变墙体截面形式和坡度,如设计成矮粗或略带三角形的截面。

当基底应力超过地基土的容许承载力或偏心距超过允许值时,可采用换填砂卵石土、加宽基础宽度或加锚杆等。

越顶检算。抗滑挡土墙的高度设计要考虑滑体是否会从墙顶滑出。可用试算法检算(图 5—23)。由墙顶向滑动面作几个假定滑动面,分别求出沿这些滑面的剩余下滑力,若剩余下滑力为正值时,说明墙高不够,滑坡可能从墙顶越过;若为负值,即为安全的,不会产生越顶,若负值太大,说明墙顶可以降低。计算方法见表 5—7。

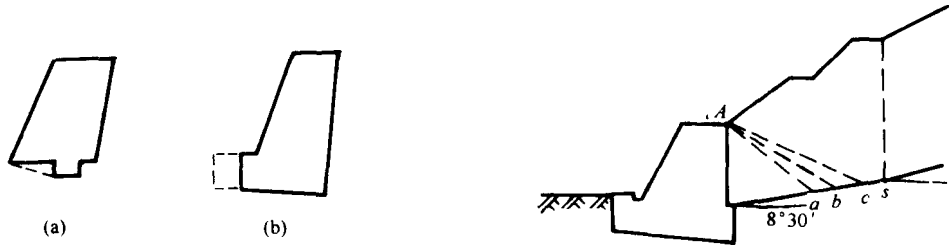


图 5—22 抗滑挡墙截面加强措施

图 5—23 抗滑挡土墙越顶检算图

水是滑坡的大敌,所有抗滑挡土墙,墙背都必需设置纵向盲沟和反滤层,反滤层一般夯填砂卵石即可。

某滑坡自墙顶滑出的检算表 ($K=1.15$)

表 5—7

虚拟滑面	滑面以上滑体重力 $W(\text{kN})$	滑面倾角 α	$T = W \sin \alpha$ (kN)	KT (kN)	$N = W \cos \alpha$ (kN)	$f = \tan \varphi$	fN (kN)	滑面长度 L (m)	c (kPa)	cl (kN)	传递系数 ψ	传递下滑力 (kN)	剩余下滑力 (kN)	附注
Sa	2140	$8^{\circ}30'$	316	363	2116	0.3057	647	11.0	5	5.5	—	1181	842	
aA	620	-30°	-310		537	0.5774	310	8.0	"	40	0.4232	356	-304	
Sb	1920	$8^{\circ}30'$	284	327	1899	0.3057	581	9.6	"	48	—	1181	879	
bA	730	-25°	-308		662	0.5774	382	9.2	"	46	0.5152	453	-283	
Sc	1690	$8^{\circ}30'$	250	288	1671	0.3057	511	7.8	"	39	—	1181	919	
cA	910	-20°	-311		857	0.5774	49.4	10.6	"	53	0.6033	554	-304	

太焦线北段有 24 处滑坡采用抗滑挡土墙进行治理,为减小挡墙截面,大部分与清方减载或支撑渗沟联合使用。墙高一般 3~6 m 最高达 11.0 m,截面较大者如北山头滑坡和牛晶坪 3912 滑坡,底宽为 5.5~9.0 m,后者设计承受滑坡推力 570 kN/m。

2. 抗滑桩的设计与施工

抗滑桩亦称锚固桩,是利用锚固在稳定地层中桩的锚固力,支挡滑坡变形的一种抗滑措施(图 5—24)。适用于滑面深,推力大的大型和巨型滑坡。具有支撑力大,施工简便,施工中对滑体的扰动小等优点。目前铁路系统在整治各类滑坡中,已设置抗滑桩数千根,大多收到良好的效果。因此,抗滑桩被誉为“治滑坡的特效药”。抗滑桩的横截面有圆形、方形和矩型三种,在国外因是采用机械化施工,都设计成圆形,如日本常采用直径 3~5 m 的圆形桩;意大利曾采用直径达 13 m 的抗滑桩。在我国因是采用人工挖孔,所以大多为矩形桩,方形桩因受力条件不佳,很少采用。通过工程实践,人们逐步认识到抗滑桩虽好,但工程太大,造价太高,不利于普遍

推广。如襄渝线的赵家塘滑坡，采用截面为 $3.5\text{ m} \times 7.0\text{ m}$ 桩长达 48 m 主筋采用 43 kg 重型钢轨的抗滑桩，工程量之大，可想而知。因此，为节约投资，增加桩的稳定性，出现几种新型的抗滑桩 如椅式桩、排架桩和带锚杆或锚索的抗滑桩 图 5—25 等。总之，为了节约工程投资，目前抗滑桩在向多样化发展。以下就国内抗滑桩的设计要点、内力计算和结构设计等方面分别阐述之。

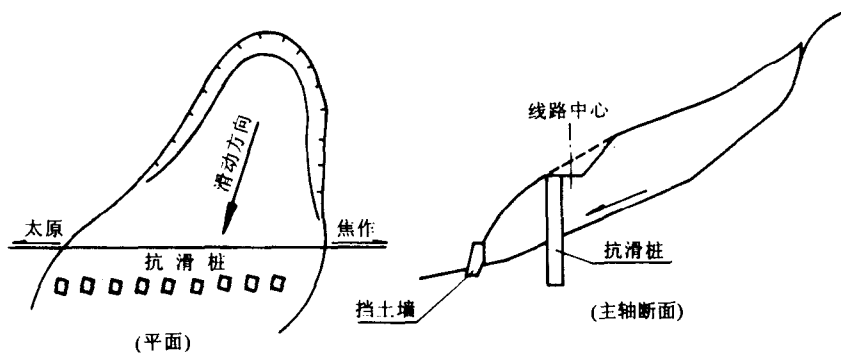


图 5—24 抗滑桩平、剖面示意图

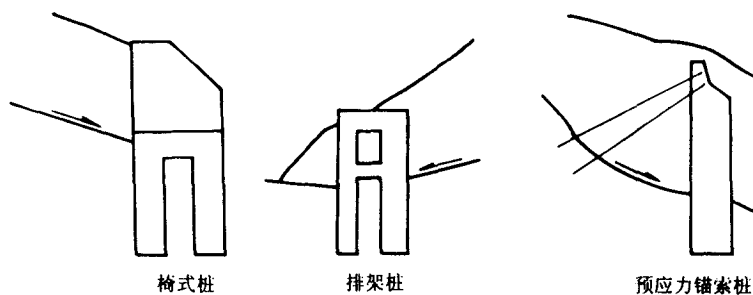


图 5—25 几种抗滑桩的截面形式

(1)设计要点

为确保抗滑桩不随滑坡移动或被推倾倒，桩必需锚固于滑面以下一定深度。一般锚固深度为桩长的 $1/2 \sim 1/3$ ，视锚固段（滑床）的岩性而定。当滑床为较坚硬岩层时，锚固深度可浅些 约为桩长的 $1/3$ 当桩长小于 15 m 时 4.0 m 的锚深度已够；当滑床为粘土类土、构造破碎岩和软弱岩层时，锚固深度应为桩长的 $1/2$ 。

为确保滑坡不从桩顶越过或从两桩间挤出，桩长和间距要合适。关于越顶问题，与抗滑挡土墙一样，通过检算确定。一般认为滑面以上桩长与设桩处的滑体厚度相等即可。但对厚层和巨厚层滑坡，滑面以上桩长可适当减短，以减小工程量。如太焦线牛晶坪 3912 滑坡，原

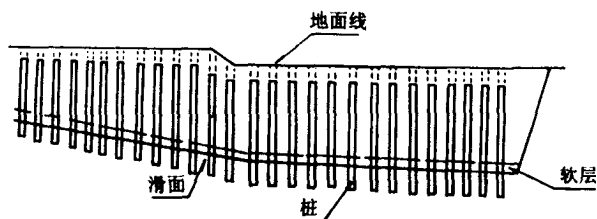


图 5—26 太焦线某滑坡桩排示意图

设计最大桩长 35 m ，内力计算时，部分桩出现反弯矩，将造成配筋不合理，因此决定将滑面以上桩长减短 5.0 m 将桩顶埋入地下 图 5—26），不但设计更合理，又节省大量圬工。

关于桩的间距，以桩间土体能形成土拱，滑体不从桩间挤出为原则。显然，桩间距与岩土的

性质、滑面的深度和滑坡推力大小有关。一般推力越大，桩的间距应越小；土质滑坡间距要小，一般采用 4~8 m；岩石滑坡和破碎岩石滑坡间距可大些，一般采用 8~12 m 当滑面深度为 20 m 以内时，一般认为桩间距约等于滑面深度的 1/2 即可。

为确保护壁及桩身不产生扭转，桩截面的长边方向必需平行滑坡的滑动方向（见图 5-24）。太焦线某滑坡由于桩长边方向与滑动方向不平行，施工中护壁被扭成菱形。

④为确保桩不被剪断，桩身要有足够的强度。桩的截面尺寸和钢筋配置要满足弯矩和剪力要求。桩的截面大小取决推力和桩长，以长方形桩受力条件较好，一般采用 2 m×3 m 和 3 m×4 m 截面的桩较为适用。

⑤滑面以下桩外侧地层要有一定的承载能力。即抗滑桩传递到滑面以下的侧应力，不大于地层的侧向容许承载力。根据极限平衡条件，其计算方法为：

a. 一般土层或风化破碎岩体，桩前岩土作用于桩身的被动土压力为：

$$\sigma_p = \gamma y \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2c \cdot \tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$$

桩后岩土作用于桩身的主动土压力为：

$$\sigma_a = \gamma y \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c \cdot \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

经整理后得：

$$\sigma_p - \sigma_a = \frac{4}{\cos\varphi} (\gamma \cdot y \tan\varphi + c)$$

因此，桩身对地层的最大侧应力 (σ_{\max}) 应符合下列条件：

$$\sigma_{\max} \leq \frac{4}{\cos\varphi} (\gamma \cdot y \tan\varphi + c) \quad (5-12)$$

式中 γ ——岩、土的重度 (kN/m³)；

φ ——岩、土的内摩擦角 (°)；

c ——岩、土的粘聚力 (kPa)；

y ——地面至计算点的深度 (m)。

b. 比较完整的岩层

$$\sigma_{\max} \leq K \cdot C \cdot R \quad (5-13)$$

式中 K ——岩层在水平方向的换算系数，一般取 0.5~1.0；

C ——根据岩体的完整性和风化程度的折减系数，一般取 0.3~0.5；

R ——岩石单轴抗压极限强度 (kPa)。

通过计算，若侧应力不能满足公式 (5-12)、(5-13) 的要求，则需调整桩的锚固深度或截面尺寸和间距，直至满足为止。

⑥关于桩前弹性抗力的利用问题。由于滑动面的存在，桩前滑体易于沿该滑动面产生滑动，而使桩前滑动面以上的滑体不能充分发挥其弹性抗力作用。若桩前滑动面以上滑体可能滑走，则桩上部受荷段假设无抗力作用，按悬臂桩计算。反之，可考虑上部受荷段的抗力作用，按全埋式或半埋式桩进行计算。有时为了充分利用桩前的弹性抗力，可在滑坡出口处增设防护工程，如太焦线牛晶坪滑坡即如此（图 5-27）在滑坡出口沿河修建长 500 m 的挡土墙和抗滑挡土墙。

⑦桩底的支承条件假设。根据锚固段岩性和锚固深度，一般将桩底的支承条件分为自由端、铰支和固定端三种。选用那种支承条件进行内力计算，将对工程量和配筋合理性影响甚大。

a. 自由端支承。假设桩底的位移和转角均不等于零。这种条件适用于锚固段为土层和破碎岩等松软岩体。

b. 铰支承。假设桩底的位移和弯矩为零，但转角不等于零，这种条件适用于桩底为完整岩层，但嵌入不深的情况。

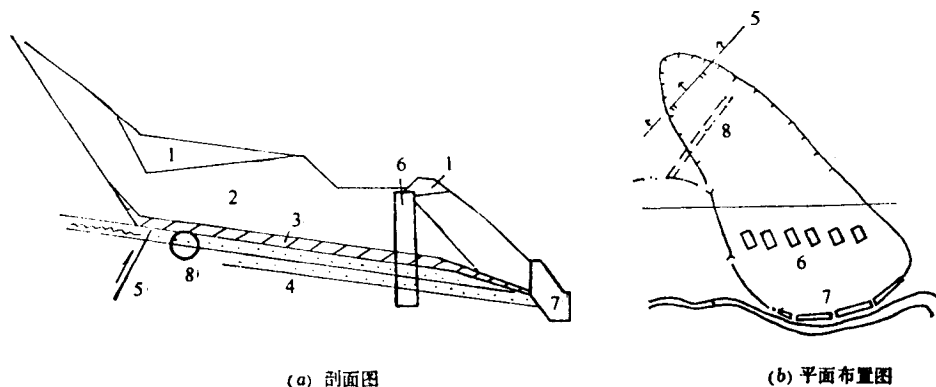


图 5—27 破碎岩滑坡整治工程示意图

1—黄土；2—破碎层；3—软弱夹层；4—砂页岩；
5—断层；6—抗滑桩；7—抗滑挡墙；8—泄水隧洞。

c. 固定端支承。假设桩底的位移和转角均为零，这种假设条件适用于桩底为坚硬岩层，而且嵌入较深时采用。

但在实际工作中，为使配筋更合理（主筋集中在滑面附近），滑床为基岩时均采用铰支承的假设条件。

(2) 桩的内力计算基本方法

抗滑桩的内力计算主要有以下几种方法：(a) 视桩为深埋的挡土墙，按深基础挡墙进行检算；(b) 按弹性抗力理论和极限平衡方法计算；(c) 比照弹性地基梁公式的推导公式计算，即地基系数法；(d) 采用有限单元法计算等。目前国内应用较普遍的为地基系数法，该法根据对地基系数的假定条件不同，又可分为“ k 法”、“ m 法”和混合法三种。

①“ k 法”认为地基系数 k 为一常数，不随深度的增加而增加。所谓地基系数，可理解为单位土体或岩体在弹性限度内产生单位压缩变形所需施加于其单位面积上的力。根据桩的变形系数 α ，将桩分为刚性桩和弹性桩，变形系数的计算公式为：

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{k \cdot b_p}{4EJ}} \quad (5-14)$$

式中 α ——“ k 法”桩的变形系数 (m^{-1})；

b_p ——桩的计算宽度 (m)，对矩形桩 $b_p = b + 1$ (b 桩的正面宽度) 对圆形桩 $b_p = 0.9(d + 1)$, d 桩的直径；

k ——岩土的地基系数 (t/m^3 或 Pa/m)；

E ——材料的弹性模量 (t/m^2 或 kPa)；

J ——桩截面的惯性矩 (m^4)。

按上式计算结果，乘以桩长 y 当 $\alpha \cdot y > 1$ 时为弹性桩 当 $\alpha \cdot y \leq 1$ 时为刚性桩。

“ m 法”：认为地基系数随深度的增加成正比例增加。同样根据变形系数 β 将桩分为刚性桩和弹性桩，变形系数的计算公式为：

$$\beta=\sqrt[5]{\frac{m \cdot b_p}{E \cdot J}} \tag{5-15}$$

式中 β ——“ m ”法桩的变形系数 (m^{-1})；
 m ——岩土的地基系数随深度增加的比例系数 (t/m^4)，其他符号代表意义同上式。
按该式计算结果，乘以桩的埋置深度 (h) 当 $\beta h > 2.5$ 时为弹性桩；当 $\beta h \leq 2.5$ 时为刚性桩。

混合法：认为地基系数随深的增加而增加，但到一定深度后就不再增加，如图 5—28。所谓混合法，就是采用“ m ”法与“ k ”法的混合计算。一般土层、破碎岩体和滑坡体等均按“ m ”法计算，滑床为岩层时按“ k ”法计算。太焦线北段，在破碎岩石滑坡地段设置抗滑桩时，就是采用混合法计算桩的内力，其中滑面或软层以上采用“ m ”法；滑面或软层以下基岩部分采用“ k ”法。

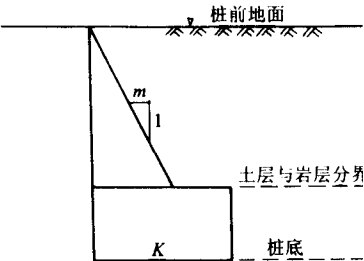


图 5—28 混合法地基系数分布

关于地基系数的确定。地基系数与地层的物理力学性质有关，随深度变化的规律比较复杂，如何科学的确定各类地基的地基系数，尚待进一步研究。目前可暂时参考以下各表确定（表 5—8 表 5—9）。

各类土层 m 值参考表 表 5—8

顺序	土类名称及状态	m 值(t/m^4)
1	流塑粘性土 ($I_L \geq 1$)，淤泥	300~500
2	软塑粘性土 ($1 > I_L \geq 0.5$)，粉砂	500~1 000
3	硬塑粘性土 ($0.5 > I_L > 0$)，中细砂	1 000~2 000
4	半干硬粘性土 ($I_L \leq 0$)，粗砂	2 000~3 000
5	砾砂、砾石(角砾)土，碎石(卵石)土	3 000~8 000
6	块石(漂石)土	8 000~12 000

注：当采用 m 法计算内力的桩段中有两层不同土层时，可按下式换算成 \bar{m} 值。

$$m = \frac{m_1 h_1^2 + m_2 h_2^2 (2h_1 + h_2)}{h^2}$$

式中 h_1, h_2 分别为每层土的厚度 (m)； h 为换算段总厚 (m)； m_1, m_2 分别为每层土的应的 m 值。

各类岩石地基系数 k 值参考表 表 5—9

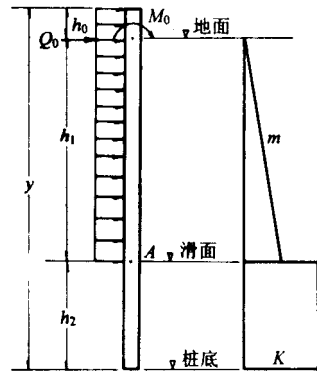
顺序	单轴极限抗压强度 (MPa)	地基系数 (t/m^3)
1	10	10 000~20 000
2	15	25 000
3	20	30 000
4	30	40 000
5	40	60 000
6	50	80 000
7	60	120 000
8	80	150 000~250 000

(3) 内力计算基本公式

抗滑桩的内力计算，不管是“ m ”法或“ k ”法都有一套繁杂冗长的计算公式，这些公式在抗滑桩设计的有关文献中均有详尽的阐述，并且大多已编成程序，此处不再重复。本文仅将有关混合法的基本公式略作介绍。已如前述，所谓混合法就是滑面以上受荷段的内力按“ m ”法计算；滑面以下锚固段的内力按“ k ”法计算（图 5-29）。

滑面以上各截面的侧应力、弯矩和剪力按下列各式计算：

$$\left. \begin{aligned} x_i &= x_0 A_1 + \frac{\theta_0}{\beta} B_1 + \frac{M_0}{\beta^2 EJ} C_1 + \frac{Q_0}{\beta^3 EJ} D_1 \\ M_i &= EJ \beta^2 \left[X_0 A_3 + \frac{\theta_0}{\beta} B_3 + \frac{M_0}{\beta^2 EJ} C_3 + \frac{Q_0}{\beta^3 EJ} D_3 \right] \\ Q_i &= EJ \beta^3 \left[X_0 A_4 + \frac{\theta_0}{\beta} B_4 + \frac{M_0}{\beta^2 EJ} C_4 + \frac{Q_0}{\beta^3 EJ} D_4 \right] \\ \sigma_{yi} &= m \cdot y_i \cdot x_i \end{aligned} \right\}$$



(5-16) 图 5-29 混合法桩的荷载及地基系数图

式中 x_i 、 M_i 、 Q_i 、 σ_{yi} ——分别为受荷段桩身任一截面的位移（ m ）、弯矩（ $kN \cdot m$ ）、剪力（ kN ）和侧应力（ kPa ）；

M_0 、 Q_0 ——分别为地面处桩身的弯矩（ $kN \cdot m$ ）和剪力（见图 5-29）；

A_i 、 B_i 、 C_i 、 D_i ——分别为随桩的深度而变的“ m ”法影响系数（查表）；

E ——混凝土的弹性模量（ kPa ）；

J ——桩的截面惯性矩（ m^4 ）；

y_i ——由地面算起桩的埋深（ m ）；

β ——桩的变形系数（ m^{-1} ）。

x_0 、 θ_0 ——假定桩底为铰支承，并不考虑桩底法向应力对桩的作用时，桩顶的初参数。按下列公式联合求解：

$$\left. \begin{aligned} x_0 A_5 + \frac{\theta_0}{\beta} B_5 + \frac{M_0}{\beta^2 EJ} C_5 + \frac{Q_0}{\beta^3 EJ} D_5 &= 0 \\ x_0 A_7 + \frac{\theta_0}{\beta} B_7 + \frac{M_0}{\beta^2 EJ} C_7 + \frac{Q_0}{\beta^3 EJ} D_7 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (5-17)$$

上式 A_5 、 B_5 、 C_5 、 D_5 和 A_7 、 B_7 、 C_7 、 D_7 按下式计算：

$$u_5 = u_1 \phi_1 + u_2 n \phi_2 + u_3 n^2 \phi_3 + u_4 n^3 \phi_4$$

$$V_7 = -V_1 4 \phi_3 - V_2 4 n \phi_4 + V_3 n^2 \phi_1 + V_4 n^2 \phi_2$$

式中 ϕ_1 、 ϕ_2 、 ϕ_3 、 ϕ_4 ——为“ k ”法的影响函数值（查表）；

u 、 V ——代表 A 、 B 、 C 、 D ；

n ——为“ m ”法和“ k ”法变形系数的比值，即 $n = \beta/\alpha$ 。

滑面以下各截面的侧应力、弯矩和剪力按下列各式计算：

$$\left. \begin{aligned} x_i &= x_A \phi_1 + \frac{\theta_A}{\alpha} \phi_2 + \frac{M_A}{\alpha^2 EJ} \phi_3 + \frac{Q_A}{\alpha^3 EJ} \phi_4 \\ M_i &= \left[-x_A \cdot 4 \phi_3 - \frac{\theta_A}{\alpha} \cdot 4 \phi_4 + \frac{M_A}{\alpha^2 EJ} \phi_1 + \frac{Q_A}{\alpha^3 EJ} \phi_2 \right] \alpha^2 EJ \\ Q_i &= \left[-x_A \cdot 4 \phi_2 - \frac{\theta_A}{\alpha} 4 \phi_3 - \frac{4 M_A}{\alpha^2 EJ} \phi_4 + \frac{Q_A}{\alpha^3 EJ} \phi_1 \right] \alpha^3 EJ \\ \sigma_{yi} &= k \cdot x_i \end{aligned} \right\} \quad (5-18)$$

式中 X_A, θ_A, M_A, Q_A ——分别为滑动面处桩的位移、转角、弯矩和剪力，其他符号同上列各式。

(4) 算例

本算例位于太焦线北段牛晶坪地区，抗滑桩于 1998 年施工完成，通过 12 年的运营检验，效果良好。

设计资料：设桩处滑体厚 10.5 m，由破碎砂岩泥岩组成，风化严重，滑床为较坚硬的砂岩夹泥岩，滑面坡度 5°。计算滑坡推力 $E=85 \text{ t/m}$ ；滑坡推力的水平分力 $E_x=84 \text{ t/m}$ 。

桩的设计：如图 5-30 设计桩长 16.05 m，其中桩顶至地面 $h_0=1.0 \text{ m}$ ；地面至滑面 $h_1=10.5 \text{ m}$ 滑面至桩底 $h_2=4.55 \text{ m}$ 。

桩的间距（中至中） $l=7.0 \text{ m}$ ；

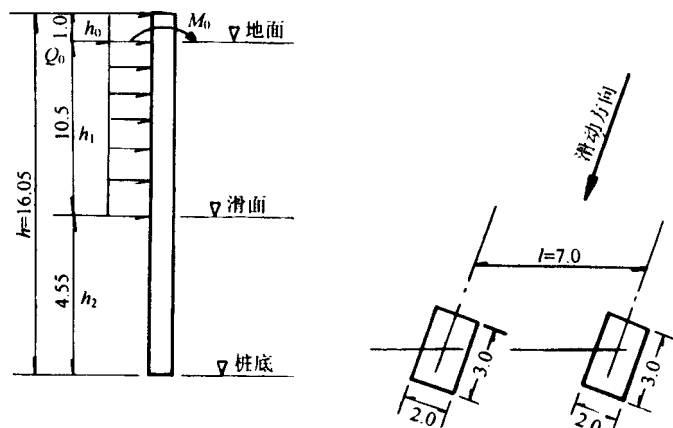


图 5-30 桩长及截面尺寸

桩的截面积 $F=ba=2 \times 3=6 \text{ m}^2$ ；

桩的截面惯性矩 $J=\frac{1}{12}ba^3=4.5 \text{ m}^4$

桩材料：混凝土(200号)其弹性模量 $E=21 \times 10^6 \text{ kPa}$ 钢筋采用 3号圆钢。

抗滑桩的边界条件假设和变形系数：

a. 假设地面以上桩身部分按悬臂梁计算，地面以下之桩身部分考虑桩周地基弹性抗力对桩的作用，但不计桩底地基法向反力。

b. 滑体的下滑力按矩形分布，其均布荷载强度为：

$$q = \frac{E_x \cdot l}{b(h_0 + h_1)} = \frac{84 \times 7.0}{2 \times (1.0 + 10.5)} = 25.6 \text{ t}$$

c. 桩的变形系数 β 及 α 计算：本处滑坡，滑面上按“ m ”法计算，其地基系数随深度而变的比例系数 $m=400 \text{ t/m}^4$ 桩的计算宽度 $b_p=b+1=2+1=3 \text{ m}$ ，变形系数按下式计算：

$$\beta = \sqrt[5]{\frac{m \cdot b_p}{E \cdot J}} = \sqrt[5]{\frac{400 \times 3}{21 \times 10^6 \times 4.5}} = 0.1662 \text{ m}^{-1}$$

滑面处之计算系 $\beta \times y = 0.1662 \times 10.5 = 1.745$ 。

滑面以下按“ k ”法计算，其地基系数 $k=36000 \text{ t/m}^3$ ，变形系数按下式计算：

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{k \cdot b_p}{4EJ}} = \sqrt[4]{\frac{36000 \times 3}{4 \times 21 \times 10^6 \times 4.5}} = 0.2312 \text{ m}^{-1}$$

d. 桩底边界条件假设为铰支承。

④地面处的弯矩 (M_0) 和剪力 (Q_0)

$$Q_0 = q \times h_0 \times b = 25.6 \times 1.0 \times 2.0 = 51.2 \text{ t}$$

$$M_0 = Q_0 \times h_0 / 2 = 51.2 \times 1 / 2 = 25.6 \text{ t} \cdot \text{m}$$

⑤抗滑桩的内力计算

已如前述, 抗滑桩的内力计算要应用一套冗长又繁杂的计算公式。上世纪 70 年代用手摇计算机计算, 一根 (组) 桩的内力计算要花 40~80 h 的时间, 相当一个人要算 5~10 d。到 20 世纪 80 年代中, 采用微型计算机 (PC-1500), 每小时可以算数根桩的内力。时到今日, 随着电脑的迅速发展, 速度更快, 许多单位都有专用的计算程序, 过去那种手工计算的方法已无应用价值, 故本文从略。

桩的内力计算的最后成果是绘制弯矩、剪力和侧应力图 (图 5-31), 作为结构设计的基础资料。

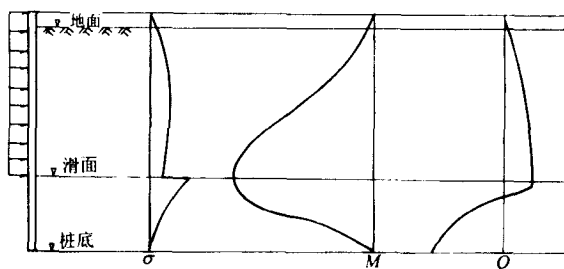


图 5-31 桩的侧应力、弯矩、剪力图

(5) 结构设计

抗滑桩的结构设计主要是根据钢筋混凝土设计规范标准, 对桩的钢筋配制进行设计和计算, 基本步骤如下:

确定基本指标和参数。包括混凝土标号、抗压和抗拉强度, 弹性模量; 钢筋等级、抗拉强度; 桩的基本安全系数 (K_1) 和附加安全系数 (K_2) 其中 K_1 可以略低于规范规定值, 一般采用 $K_1 = 1.2$ 斜截面受剪时 $K'_1 = 1.3$ 桩的强度设计安全系数 $K = K_1 \cdot K_2$ 当 $K_1 = 1.2, K_2 = 1.0$ 时, $K = 1.2$ 。

按下列公式确定素混凝土构件所能承受的弯矩:

$$M \leq \frac{R_L \cdot b \cdot a^2}{3.5 K_m} \quad (5-19)$$

式中 R_L —— 混凝土的抗拉强度 (查规范附录一);

b, a —— 桩的截面宽度和高度 (cm);

K_m —— 混凝土受弯构件强度安全系数 (查规范表 10)。

当内力计算弯矩小于上式算得的 M 值的桩段可不配置受力钢筋。

纵向受弯钢筋计算

a. 确定受拉钢筋合力点至截面近边的距离 a'_g (图 5-32)。

b. 计算截面有效高度 a_0

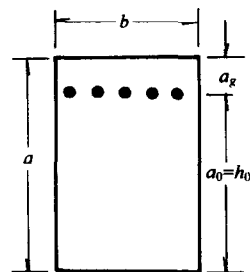


图 5-32 截面高度计算图

$$a_0 = a - a_g = h_0$$

c. 按下列公式求 A_0 及 r_0

$$A_0 = \frac{K \cdot M_{\max}}{b \cdot a_0^2 \cdot R_w} \quad (5-20)$$

式中 K ——桩的强度设计安全系数；

M_{\max} ——按推力计算最大弯矩；

b, a_0 ——分别为桩宽和截面有效高度 (cm)；

R_w ——混凝土抗压强度 (kg/cm²)；

根据 A_0 值查规范附录四附表 8 得 γ_0 。

d. 根据弯矩图中的最大弯矩 (M_{\max}) 按下式计算纵向受拉钢筋所需截面积：

$$A_g = \frac{K \cdot M_{\max}}{\gamma_0 a_0 R_g} \quad (5-21)$$

式中 A_g ——受拉钢筋截面积 (cm²)；

R_g ——钢筋抗拉设计强度 (kg/cm²)；其他符号代表意义同上式。

e. 确定钢筋类型、直径和根数，据此计算可提供的截面积 $[A_g]$ 并以 $[A_g] \geq A_g$ 为满足。

复核

a. 计算受压区高度 (x)：

$$x = \frac{A_g \cdot R_g}{b \cdot R_w} \quad (5-22)$$

式中符号代表意义同公式 (5-20, 5-21)。计算结果 x 应小于或等于 $0.55h_0$ 为满足。

b. 验算正截面强度：

$$KM \leq R_w \cdot b \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R'_g \cdot A'_g (h_0 - a'_g) \quad (5-23)$$

式中 R'_g ——钢筋受压设计强度 (kg/cm²)；

A'_g ——纵向受压钢筋截面积 (cm²)；

a'_g ——受压钢筋合力点到截面近边的距离，其他符号代表意义同上。

上式 (5-23) 当右边第一项已大于或等于 KM 即当 $KM \leq R_w \cdot b \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$ 就可不算第二项。

绘制材料图 (图 5-33)

a. 计算每根钢筋所能提供的弯矩 (ΔM_g)：

$$\Delta M_g = r_0 \cdot a_0 \cdot R_g \cdot A_g$$

b. 计算所需钢筋根数 (N)：

$$N = \frac{K \cdot M_{\max}}{\Delta M_g}$$

c. 确定钢筋截断点所需伸入不需该号钢筋的长度 (L_m) 按规范规定：

Ⅱ级钢筋 $L_m = 30d$ ；

Ⅰ级钢筋 $L_m = 25d$ (d 为钢筋直径)

⑥箍筋计算

箍筋配制按最大剪应力 (α_{\max}) 计算确定，要满足下列公式要求：

a. 当 $KQ_{\max} \leq 0.07R_a b h_0$ 时, 不需进行斜截面的抗剪强度计算, 仅按构造要求配筋, 其间距可查有关规范。对截面高度大于 800 mm 的抗滑桩, 其间距不大于 50 cm。

5N3	$\phi 32$	$L=573$
5N2	$\phi 32$	$L=828$
10N1	$\phi 32$	$L=1\ 062$

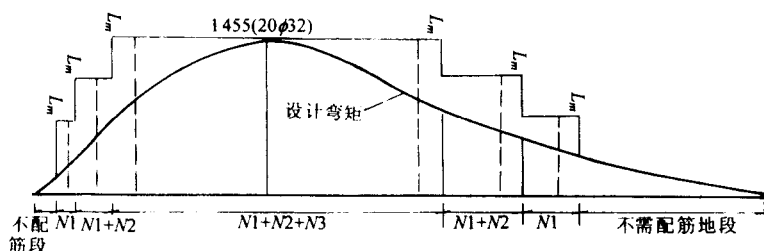


图 5-33 桩的设计弯矩 (KM) 及材料图

L —钢筋长度 (cm); ϕ_{32} —钢筋直径 (mm); 5N2—钢筋编号及根数;

L_m —钢筋截断点需向外延伸长度, I 级钢筋 $L_m = 30d$ 。

上式 K 为安全系数, 一般采用 $K = 1.3$; R_a 为混凝土的轴心抗压强度, 其他符号代表意义同上。

b. 当 $KQ_{\max} > 0.07R_a \cdot b h_0$ 时, 其配筋率 μ_K 按下式计算:

$$\mu_K = \frac{n \cdot a_K}{b \cdot s} \quad (5-24)$$

式中 n ——箍筋根数;

a_K ——每根箍筋面积 (cm^2);

b ——桩的宽度 (cm);

s ——箍筋的间距 (cm)。

上式计算的配筋率尚不应小于 $0.015R_a/R_g$ 。

c. 斜截面抗剪强度计算:

$$K_0 Q_{\max} \leq Q_{kh}$$

$$Q_{kh} = 0.07R_a b h_0 + a_{kh} \cdot R_g \frac{A_K}{s} h_0$$

式中 K_0 ——钢筋抗剪强度安全系数, 一般采用 1.3;

Q_{\max} ——斜截面最大剪力;

Q_{kh} ——斜截面上受压区混凝土和箍筋的抗剪强度;

a_{kh} ——抗剪强度影响系数, 按下式采用: 当 $K_0 \cdot Q/bh_0 \leq 0.2R_a$ 时, $a_{kh} = 2.0$; 当 $K_0 Q/bh_0 = 0.3R_a$ 时, $a_{kh} = 1.5$ 。中间值采用内插法。

A_K ——同一截面上箍筋的总截面积 (cm^2) 即 $A_K = n \cdot a_K$;

R_g ——箍筋的抗拉设计强度, 查规范表 5。其他符号同 (5-24) 式。

⑦ 确定纵向构造钢筋和架立钢筋根数、直径。以 $2\text{ m} \times 3\text{ m}$ 桩为例, 一般在桩的两侧各布置 4 根 ϕ_{12} 的构造钢筋; 在桩的受压区布置 5 根 ϕ_{12} 架立钢筋 (见图 5-34 I—I 断面)。

⑧绘制钢筋布置图(图 5-34)

绘制钢筋布置图是结构设计的最终成果。各种钢筋的配制均要满足上述各式计算结果和规范规定的要求。每根抗滑桩的钢筋笼有主筋、箍筋和构造钢筋三种。其中主筋一般采用直径 25~32 mm 的 3 号圆钢筋或螺纹钢筋, 设置于抗滑桩受拉侧, 可以 2 支或 3 支为一束, 一排不能满足可以设两排, 束与束或排与排之间的间距要有利于混凝土的捣固。

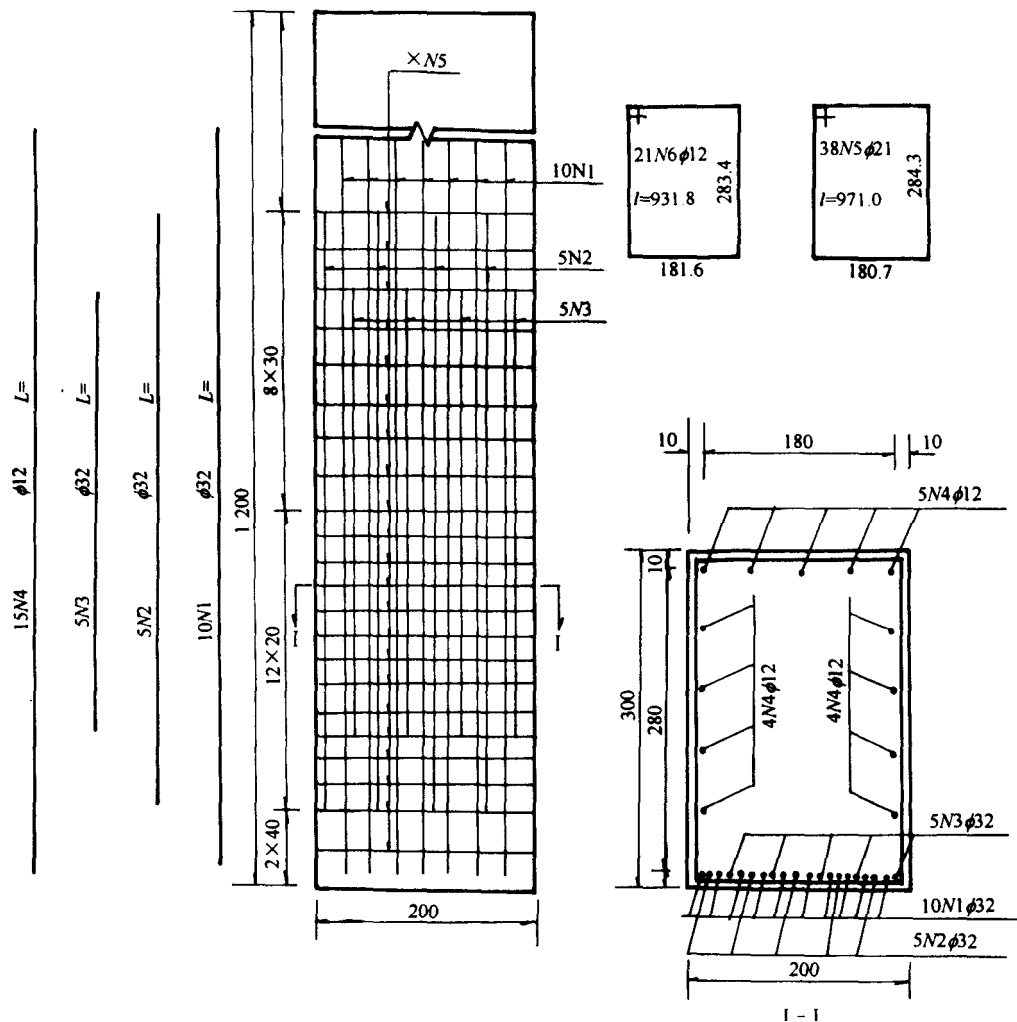


图 5-34 钢筋布置图

(图中符号意义同图 5-33)

箍筋一般采用直径 10~21 mm 的圆钢筋, 间距要满足配筋率的要求, 可分段采用不同直径的钢筋和不同的间距, 以节省材料。

抗滑桩的混凝土保护层, 按规定不少于 25 mm。为保证钢筋笼外有足够的保护层, 一般从钢筋合力作用点到桩边的距离不少于 10 cm。

(6) 结构设计计算例

深圳某滑坡, 滑面深 5.0 m 岩面深 9.1 m 桩长 13.0 m。内力计算, 岩面以上采用“m”法; 岩面以下采用“k”法计算。

基本指标

- 设计最大弯矩 $M_{\max}=1\,746.9\text{ t}\cdot\text{m}$;
- 设计最大剪力 $Q_{\max}=812\text{ t}$
- 桩的基本安全系数 $K_1=1.2; K_2=1.0; K=1.2$
- 钢筋:Ⅱ级钢筋抗拉设计强度 $R_{g2}=3\,400\text{ kg/cm}^2$ 。
Ⅰ级钢筋抗拉设计强度 $R_{g1}=2\,400\text{ kg/cm}^2$
- 混凝土 200 号混凝土弯曲抗压设计强度 $R_w=140\text{ kg/cm}^2$ 轴心抗压 $R_a=110\text{ kg/cm}^2$;
抗拉设计强度 $R_L=13\text{ kg/cm}^2$

计算素混凝土桩能承受的最大弯矩

$$M \leq \frac{R_L \cdot b \cdot a^2}{3.5K_m} = \frac{13 \times 200 \times (300)^2}{3.5 \times 2.65} (K_m \text{ 查规范表 10})$$

$$= 25\,229\,111\text{ kg}\cdot\text{cm} = 252.3\text{ t}\cdot\text{m}$$

所以,根据设计弯矩图 2.0 m 以上弯矩均小于 252.3 t·m 可不配制受力钢筋。

纵向受弯钢筋的计算

- 确定 a_g 的距离和截面有效高度 a_0 :
 a_g 设定为 10 cm 则 $a_0 = a - a_g$ (见图 5-32)
 $= 300 - 10 = 290$

- 求 A_0 及 r_0 。按公式 (5-20):

$$A_0 = \frac{K \cdot M_{\max}}{b \cdot a_0^2 \cdot R_w} = \frac{1.2 \times 1\,746\,900}{200 \times (290)^2 \times 140} = 0.089\,6$$

查附录四附表 8 得 $r_0 = 0.953$

- 按设计最大弯矩求所需受拉钢筋截面积 A_g

$$A_g = \frac{K \cdot M_{\max}}{r_0 \cdot a_0 \cdot R_g} = \frac{1.2 \times 1\,746\,900}{0.953 \times 290 \times 3\,400} = 223.094\text{ cm}^2$$

本工点主筋采用直径为 32mm 的 3 号圆钢筋,根据规范附表 10 查得 ϕ_{32} 钢筋每根截面积为 8.043 cm^2 所以, $\frac{223.094}{8.043} = 27.73 \approx 28$ 根。若采用 28 根 ϕ_{32} 钢筋,所提供的截面积为 $28 \times 8.043 = 225.2 > A_g$ 满足要求。

主筋布置可采用 $:6 \times 3 + 5 \times 2$ 如图 5-35,3 根一束共 6 束 2 根一束共 5 束。

复核

- 计算混凝土受压区高度 x

$$x = \frac{A_g \cdot R_g}{b \cdot R_w} = \frac{225.2 \times 3\,400}{200 \times 140} = 27.34$$

$27.34 < 0.55h_0 = 159.5$ 满足要求。

- 验算正截面强度

$$KM \leq R_w \cdot b \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

由上式:

$$KM = 1.2 \times 1\,746\,900 = 209\,632\,000\text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$R_w \cdot b \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 140 \times 200 \times 27.34 \left(290 - \frac{27.34}{2} \right)$$

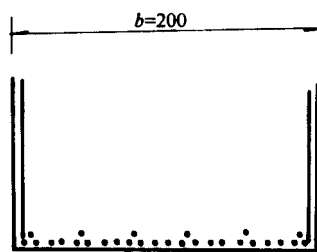


图 5-35 主筋布置截面示意图

$$=211\,389\,046.4 > KM \quad \text{符合要求。}$$

⑤绘制材料图

a. 求 28 根 ϕ_{32} II 级钢筋所能提供的弯矩为：

$$\begin{aligned} M_{g28} &= r_0 \cdot a_0 \cdot R_g \cdot A_{g28} = 0.953 \times 290 \times 3\,400 \times 224.621 \\ &= 211\,066\,919.6 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 2\,110.67 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$K = \frac{M_g}{M_{\max}} = \frac{2\,110.67}{1\,746.90} = 1.208 > 1.2$$

b. 求 22 根 ϕ_{32} 及 11 根 ϕ_{21} 所能提供的弯矩

$$\begin{aligned} A_{g22} &= 22 \times 8.043 = 176.95 \text{ cm}^2 \\ \therefore M_{g22} &= r_0 \cdot a_0 \cdot R_g \cdot A_{g22} = 0.953 \times 290 \times 3\,400 \times 176.95 \\ &= 1\,662.72 \text{ t} \cdot \text{m} \\ A_{g11} &= 11 \times 8.043 = 88.37 \\ \therefore M_{g11} &= r_0 \cdot a_0 \cdot R_g \cdot A_{g11} = 0.953 \times 290 \times 3\,400 \times 88.95 \\ &= 831.3 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

该实例材料图可参照图 5—33 绘制。

⑥箍筋计算

a. 按公式验算 KQ_{\max} 是否小于或等于 $0.07R_a \cdot b \cdot h_0$

$$\begin{aligned} K \cdot Q_{\max} &= 1.3 \times 812 = 1\,055.6 \text{ t} = 1\,055\,600 \text{ kg} \\ 0.07R_a \cdot b \cdot h_0 &= 0.07 \times 110 \times 200 \times 290 = 446\,600 < K \cdot Q_{\max} \end{aligned}$$

b. 计算配筋率 (μ_K)。当采用 2 根 ϕ_{21} I 级钢筋, 间距 15 cm 时, 其配筋率为:

$$\begin{aligned} \mu_K &= \frac{n \cdot a_k}{b \cdot s} = \frac{2 \times 3.464}{200 \times 15} = 0.0023 > 0.015 \frac{R_a}{R_g} \\ \therefore 0.015 \frac{R_a}{R_g} &= 0.015 \frac{110}{2\,400} = 0.000687 \text{ 满足要求。} \end{aligned}$$

c. 检算斜截面强度 $KQ_{\max} \leq Q_{Kh}$

$$\begin{aligned} Q_{Kh} &= 0.07R_a \cdot b \cdot h_0 + a_{Ka} \cdot R_g \cdot \frac{A_K}{s} \cdot h_0 \\ &= 0.07 \times 110 \times 200 \times 290 + 2.0 \times 2\,400 \times \frac{6.928}{15} \times 290 \\ &= 1\,089\,518.4 = 1\,089.52 \text{ t} > K \cdot Q_{\max} \text{。符合要求。} \end{aligned}$$

d. 计算按构造配筋界限为：

$$\begin{aligned} Q &= 0.07R_a \cdot b \cdot h_0 / K = 0.07 \times 110 \times 200 \times 290 / 1.3 \\ &= 446.6 / 1.3 = 343.5 \text{ t} \end{aligned}$$

由上计算结果, 以 $Q = 343.5 \text{ t}$ 为界, 以下按配筋率要求布设箍筋, 采用 2 根 ϕ_{21} I 级钢筋, 间距 $s = 15 \text{ cm}$; 343.5 t 以上按构造要求布筋, 采用 $s = 50 \text{ cm}$, 上部可采用 ϕ_{12} 的一级钢筋, 但间距不能超过 50 cm 。

⑦绘制钢筋布置图

为节省篇幅, 钢筋布置图请参阅本章抗滑桩结构设计图中图 5—34。

⑧编制钢筋统计表 (表 5—10)

钢 筋 表

表 5—10

种 类	编号	直径 (mm)	长度 (m)	根数	总长度 (m)	每米重 (kg)	总重 (kg)
Ⅰ级钢筋	N ₁	φ32	13.90	11	152.9	6.31	964.80
	N ₂	φ32	9.95	11	109.45	6.31	690.62
	N ₃	φ32	7.10	11	78.1	6.31	492.81
Ⅰ级钢筋	N ₄	φ12	13.90	15	208.5	0.888	185.15
	N ₅	φ21	9.72	38	369.36	2.72	1 004.66
	N ₆	φ12	9.57	29	277.53	0.888	246.45

(7) 抗滑桩施工方法简介

抗滑桩施工一般分为：挖孔、护壁、绑扎钢筋笼和灌注混凝土等四个环节，其中挖孔和护壁是交替进行的。以下分别进行介绍：

挖孔和护壁。根据桩的尺寸 另加护壁厚度 和排列方向 从上到下进行开挖 每挖深 1.2~2.0 m 为一环节，环节深度根据滑体土质情况和开挖速度而定，一般每天为一环节 完成后随即用钢筋混凝土将桩孔加固，逐节防护。护壁厚度一般为 0.2~0.25 m 纵向排列成一平面 节与节间留 0.1~0.2 m 的间隙，以便灌注护壁混凝土。护壁钢筋网一般采用 φ10 Ⅰ级钢筋 灌注 200 号混凝土。有时为施工方便 护壁做成台阶型 图 5—36a)。并且为保证孔口安全 第一节护壁与孔口之间做成锁口，见图 5—36(b) 锁口顶部要比四周地面略高 以利排水。由于桩的内力计算和结构设计均未考虑护壁的作用 所以对护壁的厚度和配筋可以根据施工现场实际情况确定。

绑扎钢筋笼。当桩孔挖到设计深度后，即按钢筋布置图，将主筋和箍筋绑扎成钢筋笼，吊装入孔。亦可在孔内直接绑扎。当钢筋笼较长，吊装有困难，或主筋采用旧钢轨时，就必需在孔内绑扎。有关钢筋绑扎和焊接要求均要遵守施工技术规范的有关规定。

灌注混凝土。抗滑桩一般采用 200 号或 250 号混凝土，灌注过程特别要注意捣固密实和不断地灌注，中间不能留有接缝。有条件的地方可采用集中搅拌和管道输送的方法，对加快灌注速度，提高灌注质量大有好处。

保证安全和施工质量的措施。抗滑桩施工和其他工程一样 要确保安全和施工质量 而我国目前抗滑桩开挖均采用人工开挖的方法，工人要下到滑动面以下作业，因此，安全问题就更为重要，为确保施工安全，应采取以下措施：

a. 做好地表排水。施工前在滑坡体外四周要做好临时性的，或永久性的天沟和截水沟；在桩孔口四周也要做好临时排水。

b. 如果抗滑桩是与上部清方减载相结合的话，则必需先清方后做抗滑桩。

c. 抗滑桩施工必需采取间隔开挖的方法，并且开挖到达设计标高后要立即灌注钢筋混凝土，完成后再挖第二根桩。如果工期紧，可分成两组，从两侧向中间进行，但仍是间隔开挖。

d. 对位移速度较快，滑坡前缘较平坦时，可在出口处设临时反压平台，以减小小滑坡的位移速率 见图 5—10)。

e. 加强滑坡的动态观测 密切注意其动态与周围环境的关系(如开挖、雨雪、地震等)并及时采取措施。

f. 每一环节，护壁混凝土灌注前，要进行孔壁地质情况的详细观察记录，并核对滑面深度，以便及时修改设计。桩孔挖到设计标高后，绘制桩孔展视图，作为竣工资料的一部分。

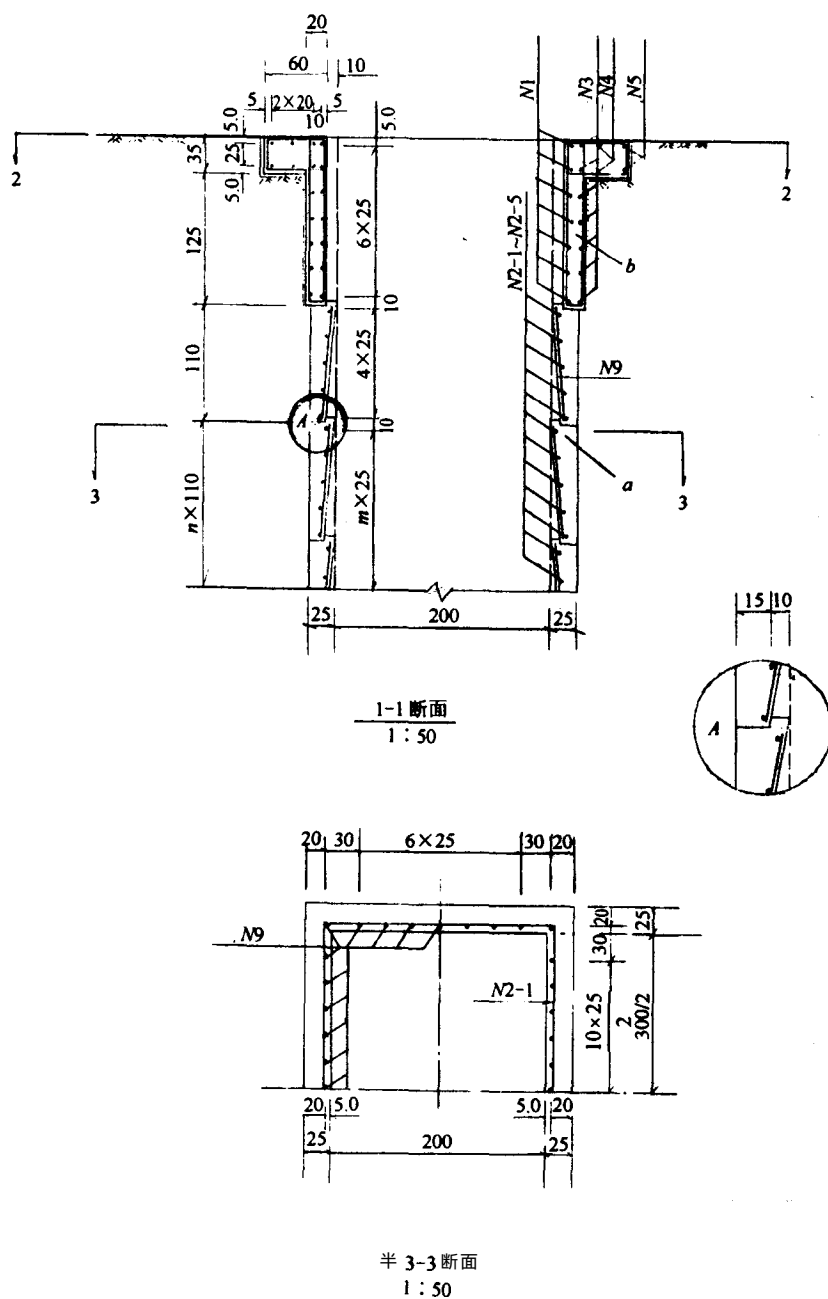


图 5-36 桩孔护壁断面图

g. 工期不急时，如能避开雨季施工，或抢在雨季前施工完成，则对安全施工大有好处。

太焦线北段有七处滑坡采取以抗滑桩为主的整治措施，共设桩 74 根 桩长由 6.6~29 m，间距 4~8 m 截面采用 2 m×2.5 m、2 m×3 m、3 m×4 m 及 2.5 m×2.5 m 等几种 桩身锚固段大部为桩长的 1/2~1/4，个别工点埋入完整基岩中不少于 4.0 m。关于内力计算，大部采用弹性地基梁推导公式，按“ $m-k$ ”混合法计算，个别工点采用视桩为深埋挡土墙用极限平衡方法计算。桩底边界条件，因一般埋入基岩不深，并考虑配筋的合理性，大多采用铰支承。

太焦线所有采取以抗滑桩为主的整治工程，均收到良好效果。经过 20 多年的运营检验，无一处或某一根桩出现问题。

3. 锚索抗滑桩设计要点 *

预应力锚索抗滑桩是 20 世纪 80 年代发展起来的一种新型抗滑支挡结构。它是在抗滑桩的顶端施加一根预应力锚索，使抗滑桩变成上端铰支，下端近似弹性固结的梁式结构。这种类似简支梁的抗滑桩，由于弯矩、剪力和桩的埋深都减小，大大地减少工程量和工程造价（图 5—37）。根据有关文献介绍，与一般悬臂式的抗滑桩相比，工程投资可以节省 50% 以上。目前国外有些国家，如日本、美国、瑞士和德国等，已大量采用预应力锚索加固边坡，整治滑坡。我国近年来在某些工点也开始采用预应力锚索或锚索抗滑桩治理滑坡。如成昆线的水洛滑坡、金鸡岩煤坪滑坡、重庆的菜园坝滑坡和马岭山隧道进口滑坡等。

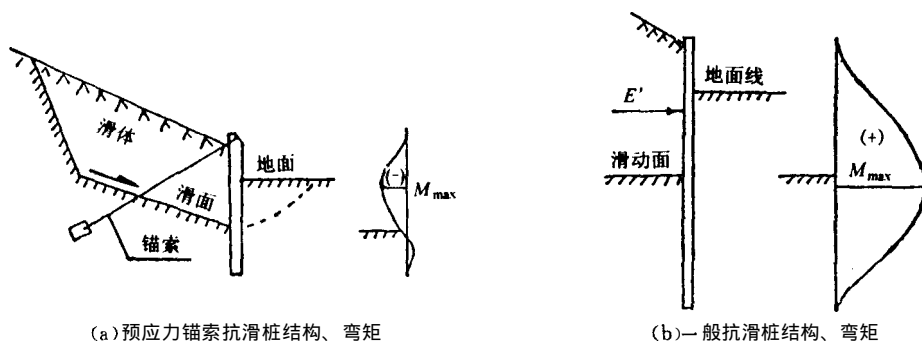


图 5—37 预应力锚索抗滑桩与一般抗滑桩比较图

预应力锚索抗滑桩的设计主要包括桩身设计和预应力锚索的设计两部分：

(1) 桩身设计

将锚索预应力作为弹性固着力作用在桩顶，滑坡推力作为均布荷载作用在滑面以上桩身上。内力计算时，根据每根桩所承受的滑坡推力 E' 和桩前滑面以上岩土抗力 E'' ，计算出滑面（或岩面处）的剪力 Q_0 。再根据 Q_0 估算锚索设计拉力。一般设计锚索拉力 A 为 $1/2 \sim 4/7 Q_0$ 。然后分别计算滑面以上和以下桩身内力：

滑面以上桩身内力按静力学方法计算。

滑面以下桩身内力可将诸力移到滑面处，然后按一般抗滑桩计算桩身内力。

(2) 预应力锚索设计

锚固方法设计：锚固方法是预应力锚索成败的关键，因此，根据岩土工程地质条件选择适宜的锚固方法至关重要。

灌浆式锚固：该种锚固方法就是锚索孔钻成后，即将锚索下到孔底，然后对滑面以下锚固段施灌水泥砂浆，待强度达到要求值时张拉锚索。该法适用于各种地层，其优点是工艺简单，易于操作。其缺点是上部应力集中，并有预应力损失。

胀壳式锚固：如图 5—38，该种锚固型式是利用胀壳式锚头的锥形环和活动外夹片与坚硬的围岩挤紧，形成锚固力。它适用于坚硬的岩层，锚固力可达到 400 kN 左右。

④ 扩孔锚固：该种锚固型式是对锚固段的锚索孔局部扩大，以增大其锚固力（图 5—39）。这种锚固法对岩质地层或土层均适用，但施钻较困难，为其主要缺点。

锚固强度计算：由于桩顶施加的锚索预应力，要通过锚索、锚索与砂浆的握裹力、砂浆与孔壁岩土之间的摩阻力而达锚固段的稳定岩土体中。因此，对上述各力均要进行检算。如令：锚索设计预应力为 A ；锚索的设计承载力为 P_1 ；锚索同砂浆的握裹力为 P_2 ；砂浆与孔壁的摩阻力为 P_3 ；锚固段岩土倒锥体稳定力为 P_4 ，则： P_1 、 P_2 、 P_3 和 P_4 均要大于 A ，取其中最小者作为张拉预应力的控制荷载，并采用不小于 1.2 的安全系数，即 $K = p_i/A \geq 1.2$ 。

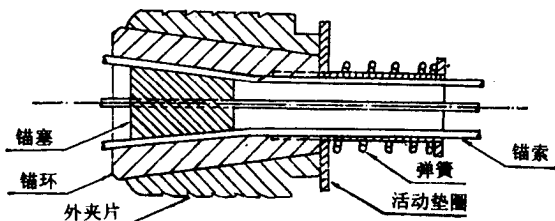


图 5-38 胀壳式锚头结构原理示意图

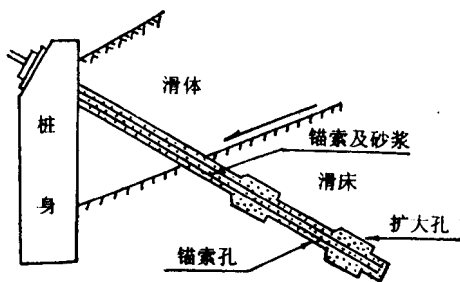


图 5-39 扩孔锚固示意图

a. 锚索承载力的计算。由于目前采用的锚索多是由数根钢绞线组成，可按下式计算其承载力：

$$P_1 = n \cdot s [\sigma]$$

式中 n ——钢绞线根数；

s ——每根钢绞线的折算面积 (cm^2)；

$[\sigma]$ ——每根钢绞线的设计强度 (kPa)。

b. 砂浆与锚索之间的握裹力 按下式计算：

$$P_2 = \pi d l_{\text{效}} \cdot \tau_2$$

式中 d ——锚索换算直径 (mm)；

$l_{\text{效}}$ ——锚索有效锚固长度 (cm) 约等于 $80D$ ， D 为锚索孔直径 (mm)；

τ_2 ——钢筋同砂浆之间的抗剪强度 (kN)， $\tau_2 = K \cdot R$ ， R 为砂浆的极限抗压强度 (kPa)， K 为系数，一般取 $0.5 \sim 0.55$ 。

c. 砂浆同岩（土）壁之间的摩阻力，一般要通过现场抗拉试验确定。下列公式供参考：

$$P_3 = \pi D L_{\text{效}} \cdot \tau_3$$

式中 D ——锚索孔直径 (mm)；

τ_3 ——砂浆与孔壁之间的平均摩阻力 (kN)；

$L_{\text{效}}$ ——锚索有效锚固长度 (m)。

d. 锚固段岩体的稳定性计算。按柯因假定，以锚固段底端为顶点，计算扩散角为 90° 的抗挠强度，如下式：

$$P_4 = \frac{1}{3} \pi r^2 h \cdot P \cdot K_2 + \pi r c \frac{h \cdot K_2}{\cos 45^\circ} \quad (5-26)$$

式中 r ——扩散角上边同滑面的交点至锚索中心线的距离 (cm)；

h ——倒圆锥体的高度 (cm)；

P ——岩土的重度 (kN/m^3)；

C ——岩土的粘聚力 (kPa)；

K_2 ——系数，一般取 $0.4 \sim 0.7$ 。

(3) 桩身的内力计算

将锚索拉力视为外力作用于桩顶；滑坡推力按矩形分布；滑面以上桩身内力按静力学方法计算，桩前岩土抗力按主动土压力计算。

滑面以下桩身内力及侧应力计算同一般抗滑桩。首先将上述各力移至滑面处，按下式求出

Q_0 和 M_0 再按一般抗滑桩有关公式计算滑面以下桩的内力。

$$Q_0 = E' - A - E'_a$$
$$M_0 = E' L_0 - Ah - \frac{1}{3} E'_a h_1$$

式中 Q_0 ——滑面处桩身剪力 (kN)；
 M_0 ——滑面处桩身弯矩 (kN·cm) 方向与 Q_0 相反；
 E' ——滑坡推力 (kN/m)；
 A ——锚索拉力 (kPa)；
 E'_a ——作用在滑面以上桩身的主动土压力 (kN/m)；
 h ——滑面以上桩长 (cm)；
 h_1 ——桩前滑面以上岩土厚度 (cm)；
 L_0 ——滑坡推力合力作用点至滑面高度，相当 $\frac{1}{2} h$ (cm)。

4. 抗滑明洞的设计原理和适用条件

抗滑明洞是以明洞的支撑力，平衡山体压力，防止山坡滑动，治理滑坡的一种重型的支撑结构。抗滑明洞与一般明洞不同之处在后者有着巨厚的外边墙（图 5—40），实际上是明洞与抗滑挡土墙的结合。滑坡推力通过明洞传递到外边墙上，而达到力的平衡。抗滑明洞适用于滑坡出口较高（如出口高于路基面），滑坡推力较大的滑坡。其设计与浅埋偏压隧道基本相同。

太焦线北段有两处滑坡采用抗滑明洞进行治理（表 5—11），都收到良好的效果。但因抗滑明洞用料多，造价昂贵，只在其他措施无能为力时采用。

太焦线抗滑明洞 表 5—11

顺序	工点名称	滑坡类型	滑坡推力 (kN/m)	明洞长 (m)	外边墙厚 (m)	拱部厚度 (m)	洞顶回填土 厚度(m)	墙后回填
1	佛峪滑坡	破碎岩	960~1 300	130	2.4~4.4	0.9	4.0	片石及片石圪工
2	4012 滑坡	粘土	1 200	160	2.4~4.4	0.9	5.0	片石及片石圪工

抗滑明洞的施工与抗滑挡土墙一样，要坚持分段跳槽开挖，及时砌筑，并及时回填，避免因于开挖扰动面过大，而促使滑坡恶化，甚至将边墙挤坏。

5. 片石垛和小型钻孔灌注桩

片石垛是将片石码砌成梯形垛（图 5—41），用以临时支挡滑坡推力的一种临时性措施。有时也用作永久性的抗滑支撑建筑，如太焦线南段整治红土路堑滑坡时，采取片石垛与反压土相结合的措施，收到良好的效果。详情将在第六章实例中介绍。采用片石垛治理滑坡的主要优点是能承受比抗滑挡土墙更大的滑坡推力，不怕变形（微量的）。如太焦线北段牛晶坪车站左侧滑坡，计算推力达 3 000 kN/m，采用多级片石垛和片石护道进行支挡，才使滑坡稳定（图 5—42）。

片石垛的主要缺点是：片石用量大，要有足够的场地，而且施工过程对滑体的扰动大，易于造成滑坡加剧变形，所以近年较少采用。

小型钻孔桩是一种不规范的工程措施，没有具体的计算公式，但在治理已损坏的支撑工程却起到应有的作用。如深圳啤酒厂滑坡，在治理过程中，由于施工程序不合理，造成滑坡向下发展，产生新滑坡，使已建成的抗滑挡土墙位移、损坏。因此，在坡脚增设抗滑桩的同时，在墙前设

置一排(共计 49 根)小型钻孔灌注桩(图 5—43)间距 1.0 m 桩长 8.0 m 直径 150 mm 采用插入 24 kg 旧钢轨灌注 200 号混凝土,效果良好。终于保住原抗滑挡土墙免于全拆除重建。

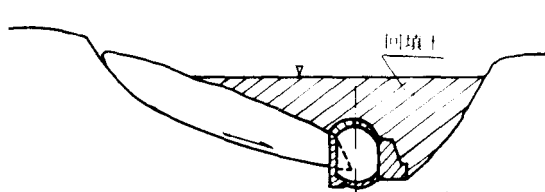


图 5—40 抗滑明洞结构示意图

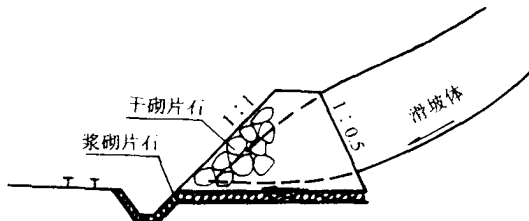


图 5—41 片石垛结构示意图

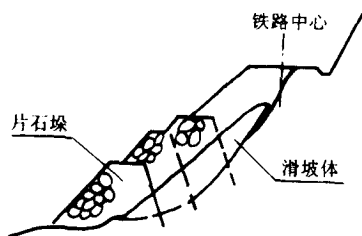


图 5—42 牛晶坪车站滑坡及片石垛示意图

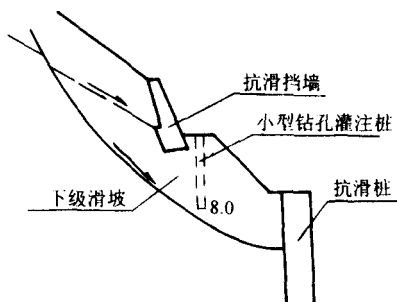


图 5—43 小型钻孔灌注桩位置图

第三节 各类整治工程对施工的要求

滑坡整治工程的效果如何,与施工方法和施工程序是否正确关系密切,正确的整治措施要以正确的施工方法为保证。因此,各类整治设计文件均应对施工方法和施工程序提出严格的要求,目的是保证工程质量和施工安全,为此:

1. 各类整治工程开工前必需先做好地表排水沟槽,避免表水侵入基坑。
2. 清方减载工程必需从上往下按设计坡度进行施工,不允许在坡脚挖“神仙土”,避免滑坡向上发展扩大。而且弃土必需弃于滑坡体外或前缘抗滑区内。当采取清方与支挡相结合时,必需先清方后进行支挡工程的施工。
3. 各类整治工程在施工开挖到达设计滑动面深度时,要对滑动面的位置、坡度、滑带土性状、擦痕方向等进行认真的检查核对,如与设计有出入时,应及时提出修改设计意见。为达此目的,设计者或勘察者应深入现场,配合施工。
4. 抗滑挡土墙和抗滑明洞等支挡工程施工时,必需分段跳槽开挖,开挖一段,砌筑一段,回填一段。墙后或洞顶回填土均应分层夯实,达到设计要求密度。抗滑桩施工已如前述,除应坚持间隔开挖,到达设计深度后随即灌注钢筋混凝土外,桩孔开挖过程要特别注意滑坡的动态观测,尤其是在雨季一场大雨之后。除此,要防止吊装工具和土石脱落,要制定有效的措施,以策安全。
5. 各类地下排水工程施工时,要加强支撑。太焦线当支撑渗沟的深度超过 6.0 m 时,横撑常有被压断现象,应引以为戒。
6. 无水不滑,治水是治滑的基本措施,各类整治工程都要考虑有利于地下水的排除。施工

中对设计的排水设施要认真做好。如墙后反滤层和泄水孔等。根据已成工程观察，大部分泄水孔均未能起到应有的作用，分析主要原因或是坡度不合适，末端未能与反滤层联接，或者因墙后未设反滤层，使泄水孔成为虚设。

总之，滑坡整治工程比较复杂，必需在查清滑坡性质的基础上“对症下药”，以一种措施为主，其他措施为副，综合整治，就能收到更好的效果。

第六章 滑坡整治工程实例

一、牛晶坪地区滑坡特征与整治

(一) 牛晶坪地区地质地貌特征

牛晶坪地区位于太焦线北段，象峪河上游，属太岳山西麓剥蚀低中山区，山高 100~300 m，沟谷深切，山坡陡峻，基岩裸露。但滑坡分布处，山坡相对较缓，常有松散土层覆盖，耕地零星分布，牛晶坪村和寨底村即位于滑坡体的中上部。

滑坡区基岩均为三叠系铜川组和二马营组陆相地层，岩性主要以黄绿、灰黄和肉红色长石砂岩夹紫红等色泥页岩为主。砂岩为相对坚硬岩体，边坡陡峻；泥页岩岩性松软，易于风化，形成潜在的软弱夹层或软弱结构面。部分山坡上覆第四系黄土夹碎石，浅黄色，具大孔隙，一般厚十余米，厚者可达数十米。

本区大地构造单元属太岳断块山北端，受新华夏构造控制，区内主要构造线有二条张扭性断层和一向斜构造(图 6-1)。其中 F_1 断层破碎带宽 7~20 m 走向 $20^\circ\sim60^\circ$ 倾向东南 倾角 80° 左右 F_2 破碎带宽 10~20 m 倾向北西 倾角 80° ；向斜构造轴基本沿两断层间展布，南翼层理倾向 $285^\circ\sim290^\circ$ 北翼为 $110^\circ\sim115^\circ$ 倾角一般 $5^\circ\sim15^\circ$ 陡者可达 35° 以上。显然，上述断裂和向斜构造对牛晶坪地区滑坡的分布格局起主要的控制作用。

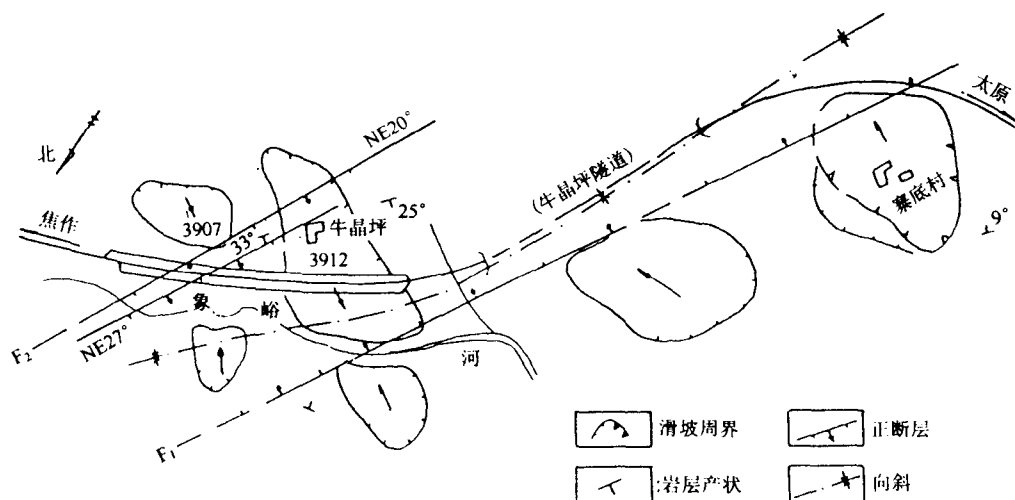


图 6-1 牛晶坪地区地质构造及滑坡分布图

本区地下水分布主要受断裂构造控制，如寨底村和牛晶坪村作为饮用水源的泉眼即位于断层破碎带上，一个泉眼供全村人饮用，说明水量较大，估计枯水期亦达 $8\sim9\text{ t/d}$ 以上。地下水的补给除通过断层破碎带由深层水补给外，雨季地表水通过黄土孔隙进入破碎岩体，构成局部含水层，成为滑坡发展的重要因素之一。

(二) 滑坡的形态与发展

牛晶坪地区由于受新构造运动影响,在第四纪早期曾发生过频繁、剧烈而且规模巨大的山坡变形——滑坡或山体错落,使岩体破碎,并形成一些弧形洼地和沟槽。至中、晚更新世,山坡变形减缓,部分滑体及沟槽被黄土覆盖,而呈现今日的地貌景观:圈椅状斜坡洼地和黄土地,以及非带状分布的破碎岩山坡。

牛晶坪地区是全线破碎岩石滑坡最发育地区,从牛晶坪站至寨底村,线路长约 4.0 km 即有巨大滑坡 6 处(见图 6-1) 体积从十多万立方米至 600 多万立方米。其中与铁路工程有关者即有 3907 滑坡、3912 滑坡和寨底滑坡三处,以下就其形态特征、复活或发展过程分别进行介绍:

1. 3907 滑坡

3907 滑坡位于线路左侧,滑坡长 150 m 宽 200 m 滑面深 20 m 左右 体积约 40 万 m^3 。该段线路属半填半挖路基,右侧原有一小滑坡,施工中被路堤掩盖,左侧挖方地段施工中常发生

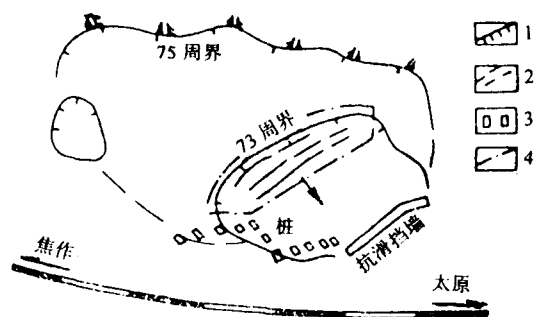


图 6-2 3907 滑坡示意图

1—滑坡周界;2—裂缝;3—抗滑桩;4—清方界限。

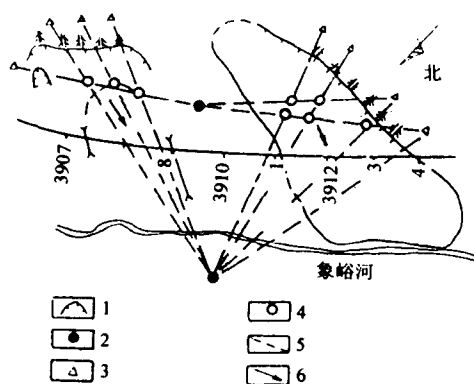


图 6-3 太焦线牛晶坪地区滑坡布网观测点布置图

1—滑坡周界;2—置镜点;3—照准点;
4—观测点;5—观测导线;6—滑坡滑动方向。

坍塌现象。由于不断将滑体清除 清方过程裂缝迅速向后发展,形成图 6-2 中 1973 年的滑坡周界,而后确定在上部清方减载,在前缘设抗滑挡墙。但由于清方部位位于古滑体的中部;加之,在挡墙施工中,因基坑坍塌,造成大量的超挖,至 1975 年 10 月发现左侧山坡沿土石交界处开裂,裂缝宽达 0.3~0.5 m 边坡上吊沟被切断,至此,古滑坡产生整体复活。根据采用前缘设桩法进行简易观测(观测方法见第四章图 4-16)从 1975 年 12 月下旬至 1976 年 3 月上旬累计位

移量为 50 mm(表 6-1)。又根据采用基点射线观测网(图 6-3)测得 3 年累计位移量约为 150~200 mm 位移方向 295° 与基坑实测擦痕方向基本一致。

2. 3912 滑坡

3912 滑坡长 500 m 宽 400 m,滑面埋深 15~45 m 体积约 $400 \times 10^4 \text{ m}^3$,属巨型深层破碎

表 6-1

工 点	观测日期	累计位移量(mm)	观测位移方向	实测擦痕方向
寨底滑坡	1975 年 4 月 18 日	0	0°	105°
	4 月 21 日	5		
	4 月 23 日	11	105°	
	5 月 1 日	20	105°	
	5 月 7 日	25	105°	
3907 滑坡	1975 年 12 月 22 日	8		290°~300°
	1976 年 1 月 6 日	19	293°	
	1 月 16 日	29		
	1 月 22 日	33		
	2 月 11 日	36		
	3 月 11 日	50	295°	

岩石古滑坡。其平剖面形态如图 6—4。根据访问，该滑坡的后缘在铁路施工前 40 多年前曾产生过局部滑动，至今仍保留明显的滑坡地貌和马刀树（图 6—4 中Ⅲ区）其他地段无变形迹象。但从 1973 年铁路施工以后，由于路堑开挖和弃土超载，使山体平衡条件被破坏，首先由前缘西南侧开始滑动，逐步向东北一侧发展，翌年秋已连成片，滑动区内裂缝交错，十分破碎。至 1975 年 5 月，沿牛晶坪村南基岩陡壁下出现一条裂缝，宽数厘米至十多厘米，延伸 100 多米 村中窑洞开裂，铁路中线向右移 80 多毫米，表明古滑坡Ⅰ、Ⅱ区已产生整体复活。此后，该山体继续缓慢移动，根据滑体南侧陡壁下简易观测表明：从 1975 年 8 月至 1978 年 11 月累计位移量为 209 mm 位移方向为 312°（表 6—2）。观测方法见第四章图 4—17 和图 4—18。

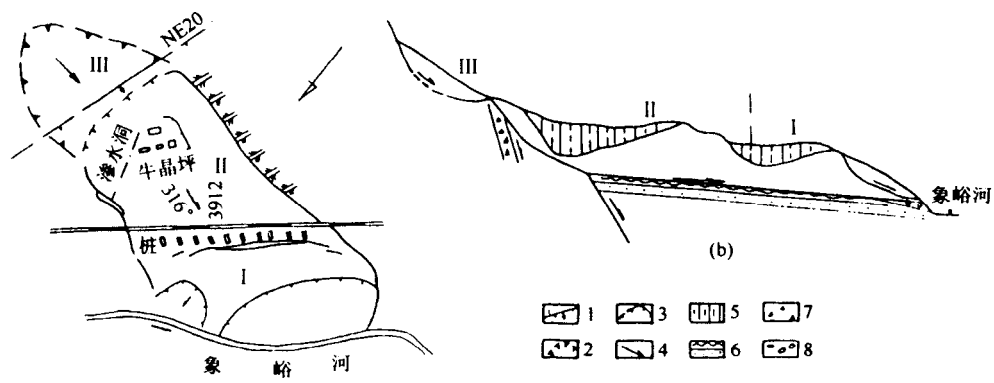


图 6—4 3912 滑坡平、剖面示意图

断层；2—古滑坡边界；3—滑坡边界；4—滑动方向；5—黄土；6—砂页岩；7—碎石；8—卵石。

后缘简易观测记录统计表 表 6—2

观测日期	2 号观测点				观测日期	2 号观测点			
	距离(mm)		累计位	位移速		距离(mm)		累计位	位移速
	OA	OB	移(mm)	率(mm/d)		OA	OB	移(mm)	率(mm/d)
1975 年 8 月 4 日	853	1101			1977 年 4 月 8 日	930	1200	100	0.1
11 月 2 日	862	1122	20.0		9 月 19 日	980	1264	170	0.43
1976 年 4 月 1 日	883	1140	35.0	0.1	12 月 4 日	997	1276	180	0.13
9 月 26 日	906	1175	80.0	0.3	1978 年 4 月 11 日	1012	1298	195	0.12
12 月 14 日	916	1190	88.0	0.1	11 月 4 日	1020	1310	209	0.06

3. 寨底滑坡

寨底滑坡纵长 550 m 宽 600 m 滑面深 20~50 m 体积约 $500 \times 10^4 \text{ m}^3$ ，下宽上狭，形似一平卧的三角锥体（图 6—5）。其东北侧及前缘坡脚系象峪河一支流沟纵坡陡，平时水少。

该滑坡系一经历漫长历史的间歇性活动的破碎岩石滑坡，近期仍在继续发展，致使在滑坡体北侧形成新的滑坡周界，其范围超出古滑坡范围 40~80 m，小路和农田被破坏；西南侧形成一系列串珠状黄土陷穴，农田荒芜，野草丛生；后缘基岩下陷带宽 10 余米，深约 3~5 m 顺滑坡周界延伸数百米，雨季地表水大量下渗，直接影响山体的稳定。

寨底村全村 8 户，在此山坡居住达数十年之久。由于该滑坡体积大，滑动面深达数十米，又是整体的缓慢移动，故位于滑坡体上的房屋未见明显破坏，因此，铁路施工前村民对山体滑动

全然不知。至 1973 年铁路施工过程中，由于在滑坡体前缘开挖深达 20~30 m 路堑，使山体变形加快，先是在前缘产生数处小滑坡，工程上采用抗滑桩和清方减载进行处理，但未能改善山体的平衡条件，滑坡整体位移明显加快。至 1974 年 12 月滑坡南侧前缘从半山坡上反翘挤出（图 6-6）。根据在滑坡前缘出口处位移观测资料，平均每日位移量为 2~3 mm。滑体西南侧原已部分充填的黄土陷穴又被一些雁行式裂缝所贯穿。寨底村部分房屋开裂，门窗倾斜，说明山体变形明显加快，已直接威胁村庄和铁路安全。另据勘探和位移观测查清寨底滑坡主滑段的滑面坡度为 10°，滑动方向为 105°，与该区基岩产状基本一致。

（三）滑坡的物质组成、结构特征和成因

牛晶坪地区铁路沿线三处大巨型滑坡均为破碎岩石滑坡，滑体组成物质主要由砂岩和泥

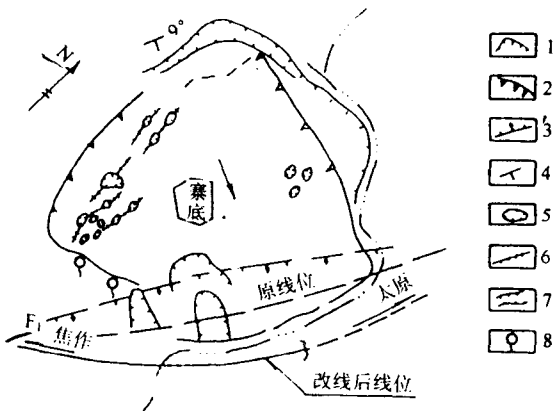


图 6-5 寨底滑坡平面示意图

- 1—现代滑坡周界；2—古滑坡周界；3—断层；
4—岩层层产状；5—黄土陷穴；6—新生滑坡裂缝；
7—后缘下陷带；8—泉水。

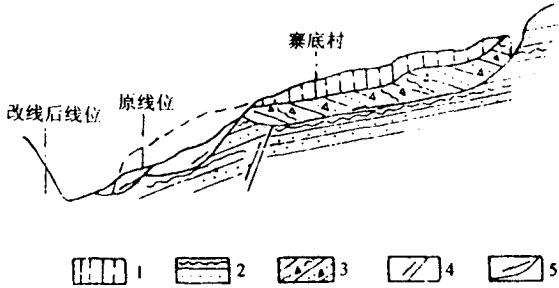


图 6-6 寨底滑坡轴向剖面示意图

- 1 黄土；2 砂页岩；3 破碎砂页岩；4 断层；5—滑动面。

岩组成的破碎岩，其主要特征为：块体大小极不均匀，大者顺层延长数十米，保持基岩的基本特征，小者则成碎块石状，松散多空洞，部分空洞为粘土充填；下部接近完整基岩处为一软弱夹层，由紫红色粘土夹碎石或碎石夹粘土组成，厚 3~5 m 层间常夹数层软塑状粘土（泥化夹层），构成滑坡的滑动带。破碎岩表层均覆盖有厚度不等的新黄土，见图 6-7 滑坡体地层结构柱状图。其中滑带土的物理力学指标见表 6-3。

层厚(m)	柱状图	岩体结构特征	结构类型
5~30		新黄土 浅黄色，具大孔隙和垂直节理，含碎石	松散结构
15~40		破碎砂页岩，以砂岩为主，松散多空洞，块体大小极不均匀，大者呈巨大孤石，小者成碎石状或砂砾状，常含少量黏性土	碎裂结构
3~4		紫红色黏性土夹碎块石，及数层软塑状泥化夹层	层状结构
		砂岩、泥页岩，软坚硬，层理发育，构成主、滑段滑床	块状结构

图 6-7 滑坡滑体结构柱状图

由于本区滑坡均为顺层滑动，滑面较平直，主滑段滑面坡度 5°~10°，与地区基岩产状基本一致。在桩孔中可见到明显的滑动带和新老滑动擦痕，其中 3912 滑坡主滑区擦痕方向为 309°

~313°，与观测结果基本一致（表 6—4）。

滑带土物理力学指标统计表

表 6—3

工点名称	桩号	滑带土厚度 (cm)	含水量 (%)	天然重度 (kN/m ³)	液限含水量 (%)	塑限含水量 (%)	塑性指数	液性指数	抗剪强度			
									峰值		残值	
									c(kPa)	φ	c _r (kPa)	φ_r
3907 滑坡	1	30~50	19.1	20.9	29.5	13.0	16.5	0.37	30	5°42′	15	3°36′
	4	10	20.9	20.4	29.5	13.7	15.8	0.46	21	3°42′	13	1°54′
	7	60~80	21.5	20.8	38.6	16.7	21.9	0.22	30	8°48′	13	4°30′
	10	50	21.3	20.5	32.3	15.2	17.1	0.36	21	5°30′	13	2°42′
3912 滑坡	3	20~50	16.4		34.9	15.1	19.8	0.07				
	5	20~50	20.5	20.7	38.7	17.4	21.3	0.15	43	7°12′	10	5°06′
	7	1~3	18.2	21.5	40.1	17.2	22.9	0.14	56	16°48′	13	12°12′
	9	3~5	15.6		29.5	14.1	15.4	0.1				

3912 滑坡桩孔实测滑动方向

表 6—4

桩号	1	3	5	6	7	9	18(主轴)	20	22	24
实测滑动方向	323°	322°	318°	313°	314°	313°	310°	310°	305°	309°
偏差	11°	10°	6°	1°	2°	1°	2°	2°	7°	3°

根据调查和勘探表明：本滑坡的成因与区域地层、构造和水文地质条件关系密切。由于牛晶坪地区为一向斜构造，象峪河穿行于轴部，两岸砂泥岩层理均倾向河谷，构成顺向坡；而且区内有两条张扭性断层通过，使岩体破碎，强度降低。同时，因断层破碎带沟通深层地下水对表层的补给，使泥岩软化，构成顺层的软弱夹层或软弱结构面，为山坡岩体的滑动创造必要的条件。在此基础上，气候、地震和河流的冲蚀作用，对早期滑坡的发生有直接的触发作用；而本次滑坡的整体复活或加速变形则主要由于铁路施工，破坏山体的平衡条件所致。

（四）治理措施及效果

根据以上所述，虽然牛晶坪地区的地质特征、滑坡产生的地质背景和成因都基本相同，但由于各滑坡所处的位置和工程进展情况不同，必需采取不同的治理措施。

1. 3907 滑坡位于线路左侧，滑坡出口高出路基面 10~18 m，除原抗滑挡土墙采取必要加固措施外，在靠焦作侧设抗滑桩 11 根 桩长为 9.5~16 m，由于滑坡横断面上滑动面向太原侧倾斜 所以 11 根桩分成两排（见图 6—2）。同时因该处抗滑桩系按半埋式桩设计，为能部分利用桩前的弹性抗力，又在出口半坡及路基坡脚设置两座挡土墙（图 6—8）。有关抗滑桩的主要设计数据见表 6—5。

抗滑桩主要数据统计表

表 6—5

工点	桩数 (根)	桩长 (m)	截面 (m ²)	间距 (m)	锚固深 (m)	推力 (kN/m)	内力计算 边界条件	主筋类型
3907	11	9.5~16	2×3	7	4~5	400~720	半埋式桩	32~38 旧轨
3912	27	13.5~27	2×3 3×4	8	4~7	1050~2700	全埋式桩	32~38 旧轨

2. 3912 滑坡体积 400 多万立方米，属巨型滑坡，本应采取绕避措施，但因位于牛晶坪车站

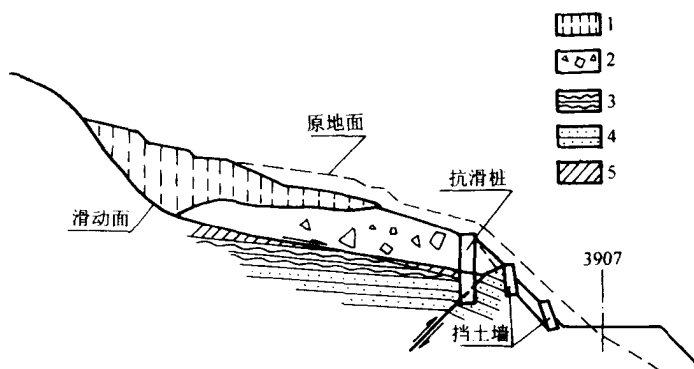


图 6—8 3907 滑坡主轴地质及整治工程

1—黄土 ;2—破碎岩 ;3—泥页岩 ;4—砂岩 ;5—粘土。

内，两端桥隧工程已经施工，无法改线，故采取原线整治方案。并根据该滑坡规模大，滑面深，滑坡推力达 2700 kN/m 的特点，确定采用以抗滑桩为主，并设置泄水隧洞、挡土墙和抗滑挡土墙等综合治理措施（图 6—9）。有关抗滑桩设计主要数据见表 6—5。因该滑坡抗滑桩是按全埋式桩考虑，为充分利用桩前弹性抗力，于线路右侧沿河设挡土墙和抗滑挡土墙长 500 m （见图 5—27），其中北侧的抗滑挡墙为全线截面最大的，设计承受滑坡推力 570 kN/m 。同时，考虑本滑坡滑面埋深大，为节省工程量并解决内力计算中出现反弯矩问题，通过检算确定将桩顶埋入地面以下 5.0 m （见图 5—26）从而节省了大量钢筋混凝土圬工。有关抗滑桩的内力计算、结构设计和配合施工要求等，已在第五章抗滑桩内力计算和实例中介绍，此处不再重复。

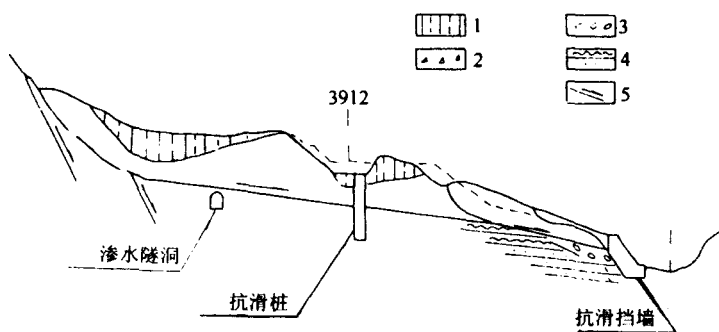


图 6—9 3912 滑坡整治工程示意图

1—黄土 ;2—碎石土 ;3—卵石 ;4—砂泥岩 ;5—滑动面

本滑坡的泄水隧洞设置于滑体北侧，成“一”字形，洞长 120 m ，洞身均埋于滑面以下，纵向每隔 40 m 设一渗水井，直径 120 cm 兼作检查井用。

本滑坡整治工程于 1976 年夏开始施工，1978 年初完成。根据观测资料（见表 6—2）76 年雨季位移速率为 0.3 mm/d ；77 年为 0.43 mm/d ；78 年雨季为 0.06 ，表明该滑坡在施工后期，位移速率即有减缓趋势；施工完成后即趋稳定。滑体上裂缝消失，后缘破裂壁老化，并有小植物生长；位于滑体上泉眼和水井干枯，说明滑坡已逐步趋向固结。尤其经过十多年的运营检验，说明整治工程效果良好，达到彻底根治，不留后患的目的。

3. 寨底滑坡体积 500 多万立方米，属超巨型破碎岩石滑坡，当发现该滑坡变形加快时，虽

然两侧隧道已经打通，路基基本成形，但考虑到该滑坡规模巨大，稳定性差，整治困难，工程量巨大。因此，通过方案比选和专家论证，确定采用改线绕避的方案，将线路改至小河南岸通过（图6—10）。由于改线需增设大桥一座，隧道二座，估计增加投资200多万元（按70年代单价）并废弃路基工程近1.0 km。通过寨底滑坡实例有两个问题值得有关人员借鉴*。

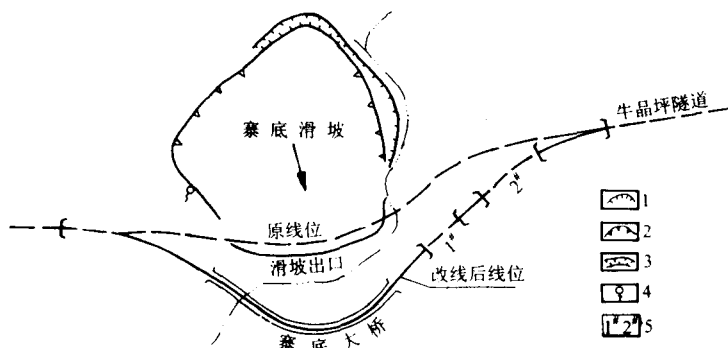


图6—10 太焦线寨底滑坡改线平面示意图

1 现代滑坡边界；2 古滑坡边界；3 后缘下陷带；4—泉水；5—改线后新增隧道。

(1)不允许在滑坡前缘开挖路堑，这是属于常识性的问题，为什么该处会在前缘设计深达20~30 m的深路堑？主要原因是在勘测期间对该山坡的稳定性没有查清，及至施工初期，在路基两侧产生小型坍滑时，仍然没有发现线路左侧是一超巨型的破碎岩石滑坡，直至滑坡前缘从边坡中部挤出，才认识到问题的严重性。由此，给人们的启示是：对地质复杂的地区，铁路工程地质工作不但要细致，而且要扩大面积进行调查，避免遗漏重要的工程地质问题。

(2)从牛晶坪地区滑坡所发生的问题，反映铁路沿线地质环境的改变，不但与铁路工程有关，同时与当地村民的生产和生活关系密切。例如寨底滑坡变形加剧，迫使全村搬迁，造成村民的生产和生活不便；牛晶坪滑坡体上的牛晶坪村，也是八户数十口人，由于整治滑坡，占用大量耕地，饮用水源干枯，也迫使全村搬下山，剩余的少量耕地也随之荒废。

二、丹朱岭滑坡成因及稳定性分析

(一) 古滑坡复活过程及形态特征

丹朱岭滑坡位于太焦线南段，丹朱岭隧道南侧。该处原为一破碎岩石古滑坡。1963年9月底，在一次连续数天降雨之后，山坡突然发生急剧滑动，自K1639+46~K1641+80一段路基迅速向左推移隆高，两端钢轨和枕木均被悬空，通讯电杆被推倒。事后实测路基左移0.2~6.3 m，北侧隆高1.8 m，南段下陷0.3~0.6 m，复活部分成一葫芦形（图6—11）。复活滑体长280 m，宽320 m，滑面埋深约10~20 m，体积约60余万立方米。

根据调查勘探，该滑坡复活地段按裂缝分布和滑面深度将其分为A、B、C三区（图6—12）。其中A区为主滑区，滑面较深，裂缝稀少并以纵张裂缝为主；B区为牵引区，裂缝密集，大量横张裂缝呈弧形延伸，长数十米，以至100多米，裂缝间距5~15 cm，宽5~20 cm，错台高0.2~1.5 m，台面大部向后微倾，有的则成楔形下陷带，下陷带宽10~20 m，深2~3 m，墓碑和树木均有倒塌现象；C区属浅层滑动区，滑面平直，埋深仅1~3 m，表面裂缝极少。该浅层滑

* 由于本章有关太焦线的工程实例插图大部引用以往的勘察资料，故实例一~实例四均按面向太原分左右侧。

坡虽与 A、B 区同时产生，但其成因与古滑坡复活并没有直接的联系。

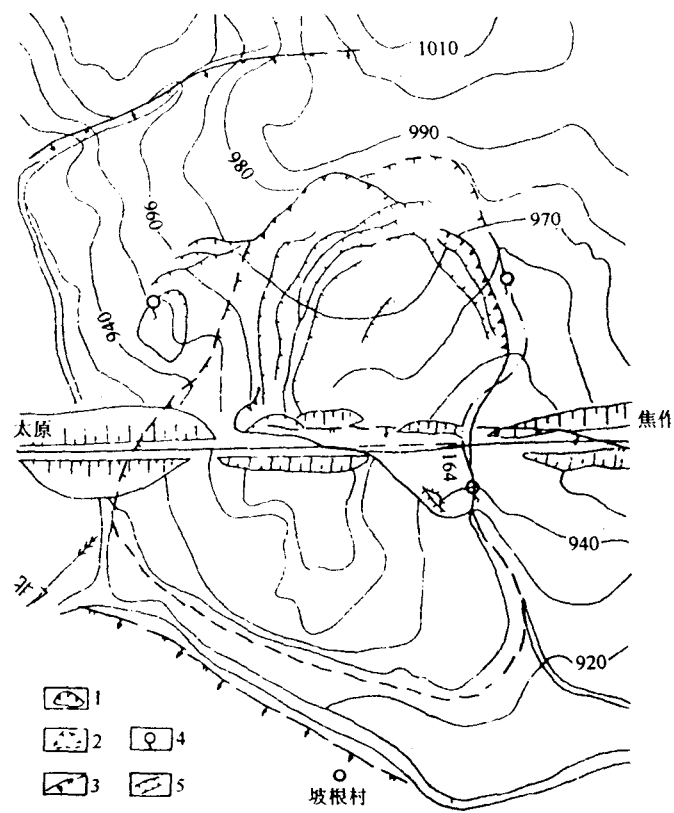


图 6-11 滑坡平面示意图
1—滑坡周界;2 古滑坡周界;3 正断层;4 泉水;5 裂缝及下陷带。

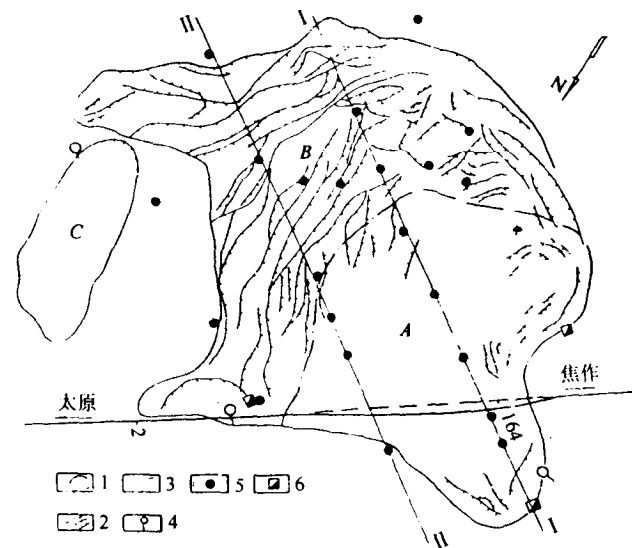


图 6-12 滑坡分区及裂缝分布图
滑坡周界; 2 滑坡裂缝及下陷带; 3 分区界限; 4—泉水;5 钻孔;6 试坑。

滑坡发生后，为查清滑坡的发展趋势和水文地质特征，于 1964 年 4 月开始进行地表位移观测，根据观测资料说明：该滑坡自 1963 年 9 月产生剧烈滑动后，滑坡即趋向稳定，未产生新的滑动变形。

（二）滑坡区地质概况

滑坡区属太行山地，晋东南低山丘陵区，海拔标高 1 000 m 左右 山坡坡度 $10^{\circ}\sim 20^{\circ}$ 大部辟为耕地，滑坡区两侧皆有沟谷分布，北侧沟谷深达 20 余米 基岩裸露 南侧冲沟较浅 基本沿滑坡周界发育。

本区基岩为二叠系砂页岩，以黄绿色、紫红色页岩及砂质页岩为主，夹黄绿色及灰白色中细粒砂岩 基岩之上为第四系新老黄土，局部有第三系红土出露。其中黄土厚 2~10 m 灰黄色，具大孔隙和垂直节理，含姜石及白色菌丝，边坡陡立；红土，棕红和褐红色，一般厚 1~5 m，最厚可达 20 m，微具大孔隙，边坡不稳。

本区基岩为一单斜构造，岩层产状 $330^{\circ}/6^{\circ}\sim 12^{\circ}$ ，层理倾向线路和坡根河，构成对铁路线不利的顺向坡。区内有三条北东向正断层，分别横穿滑坡后缘、中部和滑坡前缘（见图 6-11），对滑坡的产生和分布格局有一定的控制作用。

滑坡区内地层结构如图 6-13 所示，在完整基岩与新老黄土之间为一层破碎的砂页岩，厚 10~27 m，成分以黄绿色和紫红色页岩为主，砂岩次之，块体大小不一 一般页岩呈碎块石状，表面光滑并有擦痕；砂岩常成巨大块体。破碎岩中之裂隙常为紫红色粘土充填，其底部常含一层可塑状粘土夹角砾，层厚不一 薄者数十厘米 厚者可达 3~5 m，绝大多数新老滑面均位于该层中。

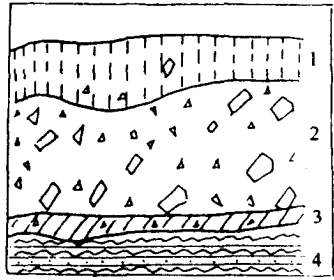


图 6-13 滑坡区地层结构示意图

1—黄土；2—破碎砂页岩；
3—粘土夹角砾；4—砂页岩

根据勘探表明：滑坡区地下水比较丰富，在初测勘探中 20 个钻孔中有 18 孔遇到地下水，但水位深浅不一，深者达 35 m，浅者仅 1.7 m。为查清滑坡区水文地质特征及其与山坡变形的关系，勘测期间曾利用各勘探孔进行抽水提水试验和长期的水位观测工作，其成果列于表 6-6。各类型地下水的特征为：

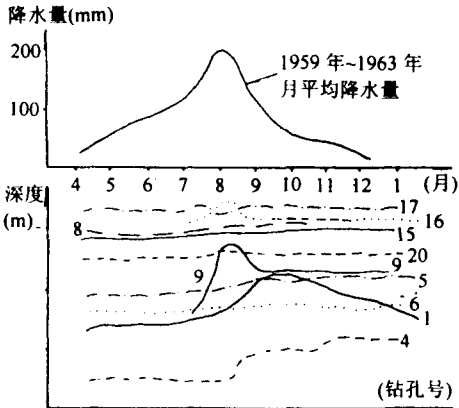


图 6-14 钻孔水位变化与降雨关系图

1、2、3……代表观测孔编号

1. 红土裂隙孔隙水：呈脉状或透镜状分布，无统一的水面与地下水流向，涌水量小，雨季出露于路堑坡脚。

2. 破碎砂页岩孔隙裂隙水：分布于破碎岩体中，为本区主要含水层，完整基岩为良好的隔水底板，流向与滑动方向基本一致，大部承压，但涌水量随各处孔隙裂隙含水程度不同而异， $Q=0.09\sim 31.19\text{ t/d}$

3. 基岩裂隙水：埋藏于构造裂隙和层间裂隙中，水量小且不规律，只在个别钻孔中遇到。

根据滑坡区 15 个钻孔水位的定期观测表明：本区地下水主要依靠大气降水补给和深层地下水补给。前者地下水位随季节变化明显，如图 6-14 中 1、4、9 号等钻孔，水位变幅与地区降

雨过程曲线基本一致，并有滞后现象；后者则与降水关系不大。同时，根据抽水试验，涌水量随水位下降而逐渐减小的趋势，说明本地区地下水补给来源不广。

各类地下水分层统计表（1964~1965 年）表 6—6

地下水类型	钻 孔 编 号	地下水 埋深(m)	承压高 度(m)	降 深 (m)	涌水量 (t/d)	渗透系 数(m/d)	含水层 厚度(m)	含 水 层 岩 性
裂隙孔隙水	1	7.45	0					粘土及砂粘土褐红色
	2	1.75	0.14	1.00	0.14		0.40	
破碎岩石 孔隙裂 隙 水	2	16.33	0.81	1.00	0.36		0.57	砂页岩黄绿、紫红色破碎，产状多变，局部夹红粘土。主要在裂隙及孔隙中含水
	5	17.68	0.50	1.00	1.40	0.67	2.31	
	6	23.52	0.18	1.50	0.31	0.17	2.33	
	7	7.44	0.45	1.50	0.36	0.28	2.07	
	8	9.22	0.18	0.80	31.19	74.23	7.78	
	16	9.80	0.09	1.00	0.09		0.90	
	17	6.75	0.05	1.00	0.18		0.40	
	20	16.07	0.10	1.54	21.60	21.20	1.48	
	21	16.66	0.10	2.79	31.19	74.23	2.13	
	24	18.65	0.64	2.65	11.32	12.90	1.62	
	4	21.87	0.76	0.70	0.72		0.70	
	13	20.76	0.51	1.00	0.96	0.268	3.13	
	15	11.8	0.00	0.50	0.48	0.440	3.17	
基 岩 裂隙水	2	28.33	0.82					页岩、完整，局部节理裂隙中含水
	3	33.85	1.46					
	16	29.09	0.36		0.36			

（三）滑体结构和滑坡成因分析

根据调查勘探表明：由于古滑坡是由岩层顺层滑坡发展而成，而现滑坡是古滑坡的部分复活，并大部继承古滑坡面发展。因此，主滑段滑床顺直，坡度 5°~10° 后缘牵引段破裂壁高陡，坡度 75°~85° 前缘抗滑段部分成 3°~20° 反坡（图 6—15）。滑体主要由破碎砂页岩组成；表层部分为红土和黄土所覆盖；底部滑动带厚 0.4~1.7 m，成分主要为紫红色页岩碎屑和红粘土组成，粘土呈可塑至流塑状；质地松软，前缘位于红土中的滑动带厚仅 2~5 cm，呈软塑状，微弱渗水。滑床以上岩土体，因滑动而破碎，形成许多新裂隙，钻孔岩心采取率较低，试坑坑壁坍塌严重。

根据上述地质地貌环境和水文地质条件分析，本处滑坡成因与以下因素有关：

1. 地层岩性和断裂构造控制滑坡的分布格局。由于二叠系砂泥岩本属易滑岩组，层理倾向坡根河和路堑，构成倾向临空面的顺向坡。尤其区内有三条张性断层，使岩体破碎，强度降低。同时，由于断层使深层地下水沿破碎带补给表层岩体，使泥岩软化，构成顺层的软弱夹层，为古滑坡的产生创造必要的条件。

2. 地表水和地下水的作用。如前述，雨季地表水沿黄土大孔隙和破碎岩石裂隙大量渗入，为滑坡区地下水主要补给水源之一，而地下水的活动，不但使泥岩软化，强度降低，同时，地下水在破碎岩中形成地下径流，产生动水压力，加速山坡变形的发展，所以本滑坡发生于雨季末

期，地下水大量集聚时期。

3.地震和沟道网的切割是古滑坡产生的主要触发因素；而路堑开挖和列车振动则是促使古滑坡复活的主要原因。

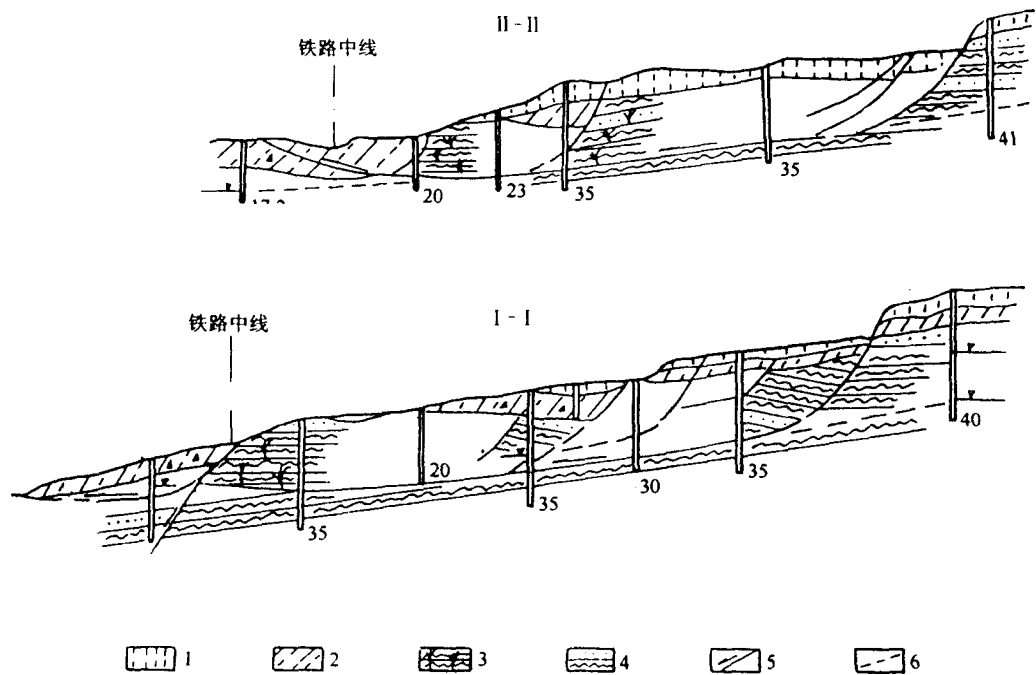


图 6-15 滑坡主轴断面示意图

1- 黄土 ;2-红土 ;3-破碎砂页岩 ;4-二叠系砂页岩 ; 5-滑动面 ;6-古滑动面。

（四）新老滑坡的稳定性分析与工程措施

根据调查分析：丹朱岭古滑坡因年代已久，铁路施工前滑坡已处于稳定状态，由于铁路路堑开挖导致中上部复活，但下部及古滑坡前缘仍处于稳定状态。因此，整治设计阶段曾推荐线路改由古滑坡前缘通过（图 6-16）但因该方案造价高且增加三个曲线运营条件不佳未被采纳。

根据 1964 年 5 月～1965 年 12 月的地表位移观测资料，分析该滑坡由于路堑开挖使山体失去平衡而产生崩塌性滑坡，一次急剧滑动后滑坡又重新恢复平衡状态，此后，只要水文地质条件不再恶化，就能使滑坡长期处于稳定状态。因此，对该滑坡的处理措施除加强地表排水外，并采用定期抽水，使滑体内各孔水位保持在危险水位以下（即 1963 年产生滑坡时的水位）此措施收到良好的效果。该段线路自 1963 年产生滑坡后，经过近 30 多年的运营检验，未发现山坡再次发生变形现象，充分体现崩塌性滑坡的变形特征。

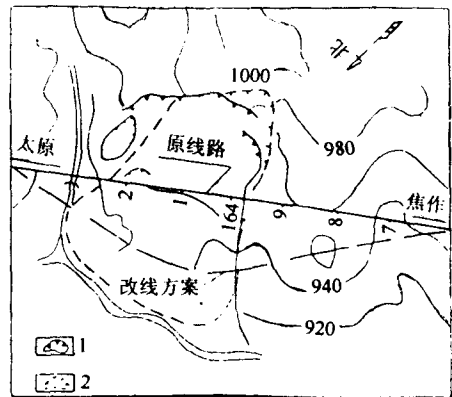


图 6-16 改线方案平面示意图

1—滑坡周界 2—古滑坡周界。

三、太焦线北段杂色土特征与滑坡整治

(一) 杂色土岩性

太焦线北段杂色土主要分布于晋中盆地和武乡盆地边缘的丘陵地带，颜色混杂，其时代分别为新生代第三纪晚期和第四纪早期，属河湖相沉积层，总厚达 100 m 以上。上部为棕红色粉细砂和淡紫色粘土互层；中部以绛红色粘土为主，含砾石层和沙层；下部以灰绿、紫褐色等各色粘土为主，夹薄砂层。山坡部分表覆新老黄土厚 10~20 m。沿线基岩均为二、三叠系砂岩和泥页岩等。杂色土以红崖地区分布最为广泛，厚度最大。该区根据北京大学地质地理系的调查报告，将其划分为 5 组(表 6—7)

表 6—7

地层时代	层序	厚度(m)	地层名称	岩性
更 新 世	Q ₃	1	2~10 新黄土	淡黄色黄土,具大孔隙,垂直节理发育
	Q ₂	2	10~20 老黄土	棕黄色含古土壤条带的黄土
	Q ₁	3	30 木瓜组	棕黄色砂与淡紫色薄层粘土互层,砂层很松散
	Q ₁	4	20 大沟组	桔黄色细砂层,上覆紫色与褐色条带状粘土
	Q ₁	5	32 红崖组	绛红色粘土,含大量钙质结核,经过明显的成土作用,底部有砂砾石层
	Q ₁	6	20~24 南畔组	棕黄色砂质粘土,层理清楚,底部有砾石上部也夹有砾石层
上新世	N ₂	7	60 深凹组	灰绿色粘土与黑褐色粘土互层,并夹有砂层,灰绿色粘土页理极为发育
三叠系	T	8	二马营组	灰绿色砂岩和紫红色页岩

注:本表由 4~7 层列为杂色土

杂色土的主要特征为:具有明显的层理构造和沉积韵律。粘土成薄层页理状和厚层块状,在块状粘土中常见光滑的镜面和擦痕,中下部薄砂层中含水,促使粘土软化,强度降低,构成各种状态的软弱结构面。杂色土中的各层粘土均属超压密粘土,土质塑性高(塑性指数一般为 23.6~31.2 最高达 33 液限含水量一般为 40%~58.8%最高可达 70%),团粒结构发育,由于受新构造运动影响 沿线杂色土均倾斜产出 层理产状 红崖地区倾向西北 倾角 8°~18° 南王地区倾角为 6°~8°。土体中有时可见到小型的断裂构造和许多微裂隙,成为滑坡分布格局的主要控制因素之一。

杂色土的物理力学性质,根据红崖地区的试验资料列于表 6—8。杂色土的矿物成分均以伊利石为主,含少量蒙脱土,亲水性较强。

杂色土物理力学性质汇总表

表 6--8

地 区	土 层 名 称	液限含 水量 (%)	塑限含 水量 (%)	塑性 指数	天然状态		多次剪强度				
					含水量 (%)	重度 (kN/m ³)	剪前 含水量 (%)	峰 值		残 值	
								c (kPa)	φ	c (kPa)	φ
红崖 地区	页理状灰绿色粘土	52.2	22.5	29.7	12.7	20.2	12.7	90	33°33'	0	26°
	块状灰绿色粘土	58.8	27.6	31.2	22.0	21.7	22.0	110	25°26'	28	9°30'
	棕红色粘土	48.5	24.9	23.6	20.4	22.3	20.4	176	26°33'	8	10°53'

杂色土地区地下水较为丰富,丘陵山坡常见泉眼出露。根据埋藏条件,本区地下水可分为潜水、承压水和构造裂隙水三类潜水主要分布于黄土底部,受不整合面控制,涌水量随季节而变,雨季水量丰富,旱季水小以致干枯;承压水埋藏于杂色土的砂层中,水量变化较大,但季节

影响较小；构造裂隙水主要分布于断层破碎带附近，是深层地下水对浅层水的补给通道和水源，出露地表时构成线状分布的泉眼。

太焦线北段施工中共计发生大小滑坡 64 处, 其中杂色土滑坡 43 处 (包括以杂色土为填料的路堤滑坡) 约占 70%。尤其红崖和南旺两车站附近, 已达到有堑必滑有坡皆坍的严重局面。如红崖地区自王公隧道出口至 408+200 约 8 km 线路中, 即有大小滑坡 15 处, 延长 2.7 km, 约占该段线路的 34% (表 6-9) 又如南旺地区自 DK290+000~DK296+500 线路长 6.5 km 即有滑坡 16 处, 其中属于堑坡和基底滑动者有 8 处, 延长 1.17 km 约占该段线路总长的 18% (表 6-10)。

[illegible]

南旺地区杂色土滑坡汇总表

表 6—10

顺序	工点名称	发生时间	长度 (顺线) (m)	滑床 岩性	滑体 岩性	滑带土			主滑段 滑面 坡度	滑动过程、情况
						物质组成	厚度 (cm)	试验残值 c_r (kPa) φ		
1	2904 滑坡	1971 年 1 月	145	杂色粘土	黄 土	灰绿粘土	>10	22~ 26 3°42' ~5°	7°	古滑坡, 施工 中右壁坡滑动
2	2906 滑坡	1973 年 11 月	50							施工中右壁坡 滑动
3	2910 滑坡	1971 年 8 月	80	灰绿色粘土	杂 色 土	灰绿粘土	10		6°	古滑坡, 施工 中右壁坡滑动
4	2913 滑坡	1971 年 7 月	145	杂色粘土	杂 色 土	同 上	10		5°	古滑坡, 施工 中复活
5	2917 滑坡	1973 年 8 月	140	灰绿色粘土	黄 土	灰绿粘土	10		6°	古滑坡, 施工 中复活
6	2922 滑坡	1973 年 8 月	180	杂色粘土	杂 色 土	同 上	10		6°	施工中右壁坡 滑动
7	2931 滑坡	1972 年 10 月	150	杂色土及砂岩	黄土及杂色土					施工中右壁坡 滑动
8	松村滑坡			同 上	同 上	紫红色粘土	5~10		6°30'	

杂色土滑坡大部为中、小型浅层滑坡, 一般滑体厚 3~6 m, 体积数万立方米至十多万立方米, 但少数巨大杂色土滑坡群体, 滑面可深达 10~20 m, 体积 $(300\sim 1\ 000)\times 10^4\text{ m}^3$ 如红崖地区的 4063 滑坡和北深凹滑坡等。4063 滑坡长 700 m 宽 400 多米, 体积约 300 多万立方米, 有三级滑动体和三层滑面互相交切, 结构比较复杂 (图 6—17)。

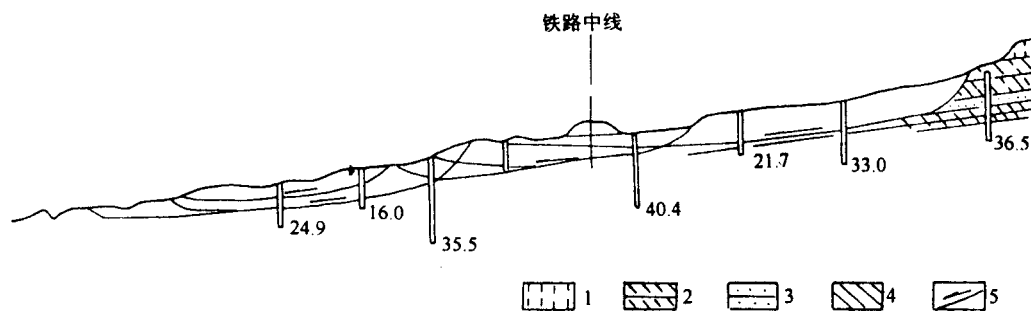


图 6—17 4063 滑坡主轴断面

1—黄土; 2—杂色土 (砂粘土); 3—砂层; 4—杂色土 (粘土); 5—滑动面。

杂色土滑坡分布区地貌特征为山坡较平缓, 常为丘陵与沟谷相间。尤其古滑坡分布区 (如南旺地区涅河右岸), 山坡成平缓的长恒状, 沟谷开阔低浅, 垅岗与沟谷之间成波状起伏, 山坡和沟边常有泉眼出露, 野草丛生, 呈现明显的古滑坡地貌。而施工中新生的杂色土滑坡, 因大多为浅层滑坡, 裂缝密集, 破碎不堪, 山坡变形迹象明显。

杂色土滑坡结构和滑动特征: 由于杂色土滑坡滑面 (带) 多数位于黄土与杂色土的不整合面上, 或者杂色土中灰绿色粘土和棕红色粘土与砂层的分界面上, 滑层薄而分布广, 滑面比较平直, 主滑段长, 抗滑区与牵引区均短, 或没有抗滑区, 一旦滑坡形成后, 稳定性极差, 经常随路

堑开挖工程的进展,后缘迅速扩大。如 4012 滑坡,1972 年秋滑动范围仅 124 m 到 1973 年秋则发展到 190 m(图 6-18)。而路堤基底产生滑动时,经常是重复产生,但后缘并不扩大。如

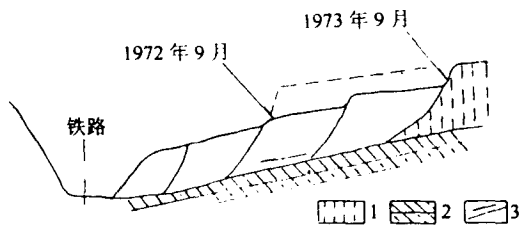


图 6-18 4012 滑坡主轴断面图

1—黄土 2—杂色土 3—滑动面

4018 滑坡,当路堤填高 5 m 左右,基底即产生滑动,以后边填边滑,始终达不到设计标高,后来采取于坡脚设支撑渗沟和填土反压,才使路堤稳定。又如 4063 滑坡体上一段路堤填筑至设计标高时,基底产生滑动(沿滑体中某一软弱夹层),涵洞开裂,后将路堤铲除 5 m 并在左侧坡脚设置 10 根抗滑桩,再将路堤恢复至设计标高后未再产生滑动。

(三 杂色土滑坡成因

杂色土滑坡成因比较复杂,施工前人们对其认识甚少,施工后通过调查勘探,以及施工中大量滑坡现象的考察,初步认为产生杂色土滑坡有以下几方面原因:

1. 粘粒含量和层位的影响。根据露头观察:一般粘性大的杂色粘土较砂性大的杂色土易于产生滑坡,而且滑动面产生于下部灰绿色粘土层中者,不但滑坡数量多,而且其规模均较大(如 4063 滑坡),稳定性亦最差;而滑动面产生于中上部棕红色和绛红色粘土层中者,滑坡规模小,数量亦少。这是因为各色粘土均属超压密粘土,此类粘土均具有卸荷膨胀的特性,当粘粒含量越大,或者层位越老,超压密程度越深时其膨胀量就越大。路堑开挖后,由于卸荷膨胀,使粘土土体蠕变,裂隙松弛,块体间的联接力减弱,裂隙中水的活动增强,从而使粘土软化,形成滑坡。因此,层位越老的杂色粘土比层位较新的杂色粘土更不稳定,灰绿色粘土不但粘性大,层位亦较老,所以凡有灰绿色粘土出露的地段必有滑坡产生。

2. 软弱结构面和新构造直接控制杂色土滑坡的分布格局。所谓软弱结构面是指土体自身固有或在外界条件影响下形成的,与其周围土体相比具有较低抗剪强度的结构弱面。本区所见软弱结构面有两种:即层面和不整合面。软弱结构面为层面时,滑坡一般都发生在粘土层中,特别是灰绿色粘土层中,滑动时常以粘土层与上部砂层的接触面为滑动面。软弱结构面为不整合面时(主要指黄土与下覆杂色土的接触面),由于软弱结构面大都由粘土构成,粘土顶部夹砂层,含水,由于水的作用使粘土泥化。

红崖和南旺地区由于新构造运动比较活跃,杂色土地层普遍发生倾斜,而造成沟谷两岸截然不同的地貌景观。顺向坡一岸山坡平缓,野草丛生,泉眼四处出露,滑坡现象十分严重;逆向坡一岸山坡相对陡峻,但边坡稳定,少见滑坡现象。位于杂色土地区的路堑亦如此。红崖和南旺车站附近许多滑坡均发生于路堑右侧就是例证(图 6-19)。这种有规律的山坡变形现象,显然与软弱结构面的产状密切相关。

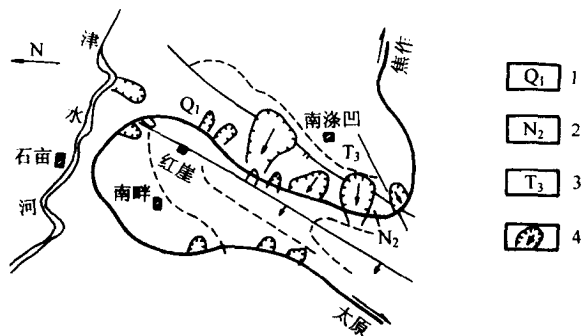


图 6-19 红崖地区滑坡分布示意图

1—下更新统杂色土; 2—第三系上新统杂色土;

3—三叠系砂泥岩; 4—滑坡及滑向。

3. 地下水的活动促使粘土泥化,并

产生孔隙水压力和动水压力。如前所述,杂色土地区地下水较为丰富,许多实例表明:粘土虽为

隔水层，但地下水的长期浸泡下，借助动水压力，水仍然可以沿微裂隙进入到粘土孔隙中，使土颗粒表面水膜增厚，颗粒之间联接力（吸附力）减弱，土的可塑性增加，以致成为可塑状或流塑状软粘土；同时当土中水分较多时，一方面增加了土体的重度，另一方面起到润滑作用；当水体在土中渗流，也会影响土体的强度；又由于水沿层面向下流动时产生动水压力，从而增加了土体的下滑力。本区地下水的来源，除断层水补给外，主要依靠地表水补给，因此，大部分滑坡均发生于雨季。

4. 河流和沟道网的切割，以及人类的工程活动，对滑坡有直接的触发作用。由于杂色土地层中含多层软弱结构面（层），河流（沟）或工程活动每次切割到达一个软弱结构面时，顺向坡的一侧就可能产生滑动。杂色土滑坡绝大多数是顺层滑动，但个别地段由于冲沟的强烈切割，也可能产生切层滑坡。红崖地区南畔 2 号隧道出口右侧滑坡即为一例。该滑坡发生于杂色土地层上部（图 6—20），以松散砂层为主的杂色土中，其周界由两条深切冲沟和高陡的破裂壁构成，滑坡地貌十分明显。

综上所述，冲沟和河流的切割是形成南旺地区古滑坡群和红崖地区一些巨型滑坡的主要原因，而古滑坡的复活和新滑坡的产生则与人类的工程活动关系密切，如开挖路堑、填筑路堤等。根据统计红崖地区 15 处杂色土滑坡中，有 12 处是由于铁路施工引起的，而南旺地区的滑坡全部由于铁路施工引起古滑坡复活或造成路堤基底滑动。

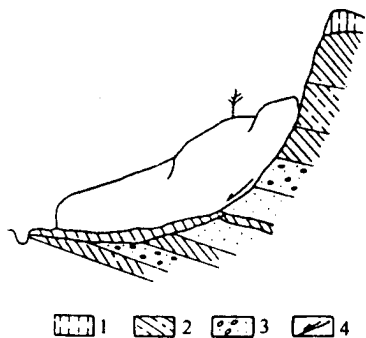


图 6—20 南畔 2 号隧道滑坡

1—黄土 2—杂色土；3—砾石、砂；4—滑动面。

（四）主要整治措施及效果

滑坡治理必需根据产生滑坡的原因采取相应对策，并尽可能做到彻底根治，不留后患。太焦线北段的杂色土滑坡，由于规模大小、滑面高低，含水条件，以及滑动性质等差别很大，因此，所采取的措施也是多种多样的。主要可分以下几类：

1. 清方减载和反压土：全线于杂色土滑坡采用上部清方减载者有 6 处，其中以 4080 工点清方工程量最大，达 $36 \times 10^4 \text{ m}^3$ （见表 6—11）。在滑坡体下部设反压土，是以土治土的简易措施，全线采用此法治理滑坡者有：4018、4020、4063 和 2915 等 4 处，均收到预期效果。

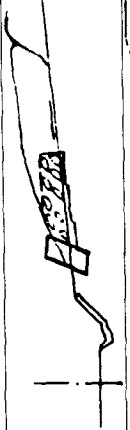


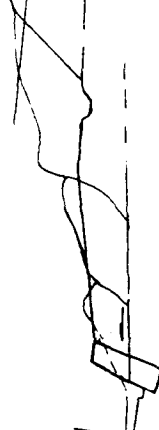
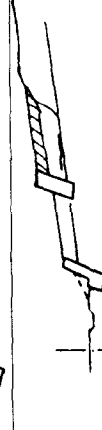
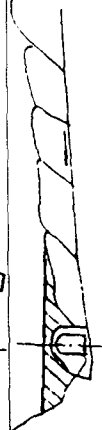



2. 排水：包括地表排水和地下排水。地下排水以设支撑渗沟为主，全线共设支撑渗沟 57 条，以 4018 工点的支撑渗沟规模最大，分主沟和支沟，最大埋深达 12 m（见图 5—13）。4063 工点采用泄水隧洞排除地下水，隧洞全长 396 m，最大埋深 39 m，施工十分困难（见图 5—15）。

3. 支挡工程：包括抗滑挡墙、抗滑桩和抗滑明峒等。其中以抗滑挡墙治理杂色土滑坡最为普遍，全线有 13 处，大部收到良好效果，有两处施工中出现问题：一是因墙高不够，造成越顶；另一是因于墙顶设车道运土，造成超载而将墙体挤坍 8 m（2931 滑坡）。抗滑桩和抗滑明峒因造价昂贵，只在个别工点中使用（见图 5—36）。

以下将杂色土滑坡代表性工点的主要整治措施列表说明之（表 6—11）。

各类整治工程于 1976 年初基本完成，经二十多年的检验，尤其经过 1977 年和 1978 年本区较大降雨及 1981 年特大降雨（一次连续降雨量达 137 mm）的考验，证明整治工程是稳固的，达到预期的效果。

太焦线杂色土滑坡代表性工点整治工程说明表

顺序号	工点名称或里程	滑坡发生时间	滑体		主滑段主带厚	主要整治措施	变形原因、过程及主要整治措施示意图	
			厚	体(m)	主带厚			
1	2904 滑坡 2904+65~ 2906+10	1971 年 1 月	2~6	50	0.1	7° 1. 清方 3.8 万 m ³ 2. 上设抗滑挡墙和支撑渗沟 3. 下设护墙		路堑开挖至滑动面时,开始滑动
2	2913 滑坡 2913+65~ 2915+10	1971 年 7 月	3~5	55	0.1	5° 1. 清方 2.6 万 m ³ 2. 设抗滑挡墙和支撑渗沟		
3	2915 滑坡 2915+30~ 2915+90	1974 年 11 月	2.0	20		3° 1. 改移涵管位置 2. 设反压土 5.7 万 m ³		层面倾向下游,原地面下 2 m 向左侧滑动,将涵管挤坏路堤下沉 1.5 m
4	2931 滑坡 2931+00~ 2932+50	1972 年 10 月	4~6	23		8° 1. 上部清方 4.7 万 m ³ 2. 下设抗滑挡墙		黄土及杂色土沿基岩面或粘土层面滑动施工中因墙顶超载,墙被挤坏 6 m 后将挡墙断面加大
5	3113 滑坡 3112+80~ 3115+66		2.0~ 6.0	130	0.1	7° 1. 上部减载 2. 下设二级抗滑挡墙 3. 部分支撑渗沟		下级挡墙建成后,滑坡从墙顶越出,后再加上级挡墙
6	4012 滑坡 4010+57~ 4014+60	1972 年 9 月	8	190	0.05~ 0.4	10° 1. 上部减载 30 万 m ³ 2. 下设抗滑明洞 3. 两端设挡墙		原设计抗滑土堤,施工过程滑坡迅速扩大,后改为抗滑明洞
7	4018 滑坡 4017~ 4019	1972 年 6 月	12	130	0.3	7°~ 13° 1. 左侧设支撑渗沟 5 条 2. 新修一涵洞 3. 反压土		路堤完工后基底多次向左侧滑动 1017+90 拱涵被挤坏
8	4024 滑坡 4022+90~ 4025+00	1972 年 7 月	8	70	0.1~ 0.2	10° 1. 设抗滑挡墙 2. 墙后加卸荷平台		路堑完工后,边坡滑动原设计为大截面抗滑墙,后经核实改为小截面抗滑墙(因滑面提高)
9	4080 滑坡 4078+50~ 4081+00	1972 年 12 月	20	135	0.03~ 0.05	9°20' 1. 清方 36 万 m ³ 2. 下部设支撑渗沟和挡墙		路堑挖至设计标高时暂顶开裂边坡处于微动阶段

四、太焦线南段红土滑坡及其治理

(一) 概况

太焦线南段(五阳至晋城)全长 127 km,位于山西省东南部,海拔标高 600~1 000 m 地势自南向北升高,丘陵与山间盆地相间,自然山坡较平缓。丘陵山坡上广泛分布一种性质特殊的红色粘性土,俗称红土。其时代与第三纪三趾马红土相当,层厚数米至十余米,覆盖于石炭二叠系砂页岩和奥陶系石灰岩之上;表层又常为第四系新老黄土所覆盖(图 6-21)。

本段线路于 20 世纪 50 年代末至 60 年代初修建,由于当时对红土的特性没有认识,路堑边坡一律采用 1:1 坡率,施工过程中不少地段产生滑坡。据统计全段在 41 处红土路堑中发生滑坡 23 处,总延长 4.5 km 约占红土路堑总长度的 20% 左右。其中较大的路堑滑坡如:店上(K224)、界牌岭、东元庆、K113 和五谷山等处,由于反复的滑动,规模不断扩大,曾给施工和运营带来严重影响。后来通过现场调查,并对各类红土取样进行大量的试验研究,搞清红土工程地质特性和水文地质特征,以及边坡破坏的形成机制在此基础上,确定采用片石垛和重塑土反压的支挡防护措施,收到良好的效果,终于防止滑坡的发展,保持了边坡稳定。

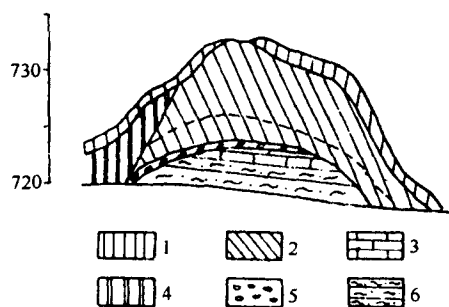


图 6-21 红土路堑纵断面示意图

1—新黄土;2—红土;3—石灰岩;
4—老黄土;5—砾石;6—砂页岩。

(二) 红土的特性

本区红土的工程地质特性,根据其形态特征,裂隙和孔隙结构,以及对边坡的稳定性不同影响,可分成上部红土和下部红土两层:

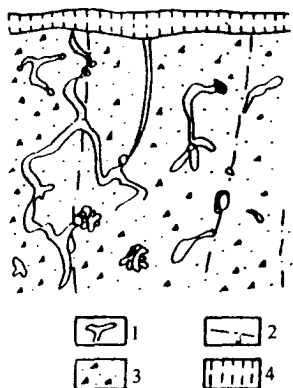


图 6-22 上部红土孔隙构造示意图

1 管状孔隙;2 裂隙;3 锥状孔隙;4 黄土。

橙黄色,夹较多小砾石,有些路堑中可见到粘土中的砾石夹层和底砾层(见图 6-21)。一般层厚 0.5~1.0 m 砾石均呈次棱角状,大小不一,分选性差,呈现明显的急流相特征。

红土的粒级皆以粉土颗粒占多数,砂粒含量不多,主要物理指标见表 6-12。从表中可看出天然状态下红土的天然含水量稍大于塑限,属硬塑状粘性土。但在滑坡体内含水量大为增

1. 上部红土:为棕红及褐红色粘土和砂粘土,垂直节理发达,孔隙大部呈锥形蜂窝状,部分成弯曲的管状,后者经常与节理互相贯连,成为地下水的通道(图 6-22)。大部孔隙“残积”铁质而呈铁锈色皮壳或枝状细脉,部分孔隙为泥土充填,土体中常夹姜石和铁锰结核,姜石大部成层分布,有些姜石则成箭状悬挂于裂隙之中,表明钙盐顺裂隙溶滤淀积所致。本层往深处粘性增高,孔隙减少,岩性渐向下部红土过渡。

2. 下部红土:为深红、褐红和橙黄色粘土,主要特征为粘性高,成岩作用深,干时极坚硬。本层红土一般没有大孔隙,斜向裂隙和团粒结构极发育,土体中含多量铁锰结核和姜石;底部接近基岩地段,颜色常由深红色渐变为

加，一般呈软塑，甚至流塑状态。

晋城地区红土及老黄土主要物理指标统计表 表 6—12

指标 地层	天然 含水量 (%)	天然 重度 (kN/m³)	干重度 (kN/m³)	比重	饱和度	天然孔 隙度	液限	塑限	塑性 指数	液性 指数	颗粒级配(mm)		
											>0.05	0.05~ 0.005	<0.005
老黄土	25.9	18.7	14.9	2.74	0.84	45.6	34.0	18.1	16	0.49	0.5	73	26
上部红土	24.1	20.0	16.1	2.75	0.94	41.4	41.5	20.4	21.1	0.18	7	55	38
下部红土	23.2	20.4	16.6	2.77	0.96	39.8	45.3	22.4	22.9	0.08	7	53	39.5

关于红土的矿物成分，根据分析，粘粒部分以伊利石水云母为主，其次为高岭石；下部红土含少量蒙脱石等强亲水性矿物。

针对下部红土具有土块强度高和土体强度低的特性，对其抗剪强度的研究采取裂面重合剪、重塑土多次剪，以及采用单剪流变仪进行长期强度试验的方法进行分析对比。试验结果列于表 6—13。

下部红土抗剪强度试验统计表 表 6—13

试验条件	c(kPa)	φ(°)
天然快剪	100	26~29
天然三轴快剪	15~30	23~29
裂面(滑面)重合剪	12	16
重塑土残余强度	20~40	4.8~7.5
重塑土长期强度	17	5.7
根据极限平衡理论反求	40	8.4

从表 6—13 可看出，采用极限平衡理论反求 c、φ 值的办法，与重塑土残余强度试验的结果比较接近。

由于红土在成岩过程中遭受长期的预压作用，而具备超压密的结构特征，表现为密度大，结构性强、团粒结构发育，如下部红土在天然湿度时，可用手掰成细小碎块，仍保持棱柱状块体，但结构破坏后，即便加大夯实功能也很难恢复原土的密度，如下部红土天然状态干重度为 16.6 kN/m³，而夯实后最大干重度为 14.7 kN/m³。显然比原土的密度低。

红土构造的特点是节理裂隙特别发育。上部红土以垂直裂隙和水平裂隙为主，切割土体成棱柱状，裂面粗糙，常为铁锰胶膜附着，形成铁锈色皮壳。

下部红土的裂隙根据形态和成因可分成微裂隙和构造裂隙两类：

1. 微裂隙：一般成多向的不规则状，裂面极光滑，具蜡状光泽，并有类似擦痕的小条痕，在天然状态下为密闭。路堑开挖后因卸荷而使裂隙松弛张开，成为地下水的通道。

2. 构造裂隙：一般比较规则，有一定的延伸方向，根据晋城地区统计：以走向 40°及 105°二组较为发育，倾角由 30°~65°不等。裂隙面附近的红土，由于地下水的胶体化学作用，逐步发育成松软的灰粘土，构成强度极低的软弱结构面。

红土中地下水类型主要有风化裂隙水和裂隙潜水两类：前者埋藏于红土风化带中，雨季表水渗入后大部顺风化带流向坡脚构成泉眼，雨后三五天大部分泉眼随之消失。裂隙潜水主要顺裂隙渗水，水位和水量多变，没有统一的潜水面和固定流向，泉眼均成脉状局限于裂隙之中。

红土中地下水主要受降水补给，因而，涌水量变化与降水密切相关。七八月间虽降水量大，

但因雨水集中，常构成地表径流，仅少部渗入地下，至九月以后，细雨连绵，雨量不大，但因延续时间长，使大部表水渗入地下，地下水量增多，成为边坡变形的频繁季节。

（三）红土滑坡的变形特征和成因

通过现场调查、勘探和观测工作，查清红土路堑滑坡的主要特点为：一般为浅层牵引式的，规模不大，但常成群出现。根据滑床位置与结构面的相互关系可分成两种情况：一种是红土本身的滑动，另一种是下部红土沿基岩面产生的顺层或切层滑动。前者主滑段位红土层中，滑床较平缓（约 $10^{\circ}\sim 15^{\circ}$ ），后缘陡峻，前缘常有反翘。如 K116 路堑长 500 多米，深 $10\sim 15\text{m}$ ，于 1960 年初施工完成，同年雨季路堑两侧陆续发生坍滑现象，坍滑处侧沟堵塞，但不影响通车。至 1962 年春，右侧原滑体清除后，雨季堑顶附近又出现裂缝，并于 1963 年 8 月，路堑两侧均产生滑坡，其中以 K1160+00~K1160+70 右侧最为严重，侧沟平台被推移隆起，路基左移 0.2 m 隆高 0.15 m。该滑坡长 40 多米，宽 80 余米，后缘破裂壁高 $3\sim 7\text{m}$ ，滑床埋深 $3\sim 5\text{m}$ ，中部平缓，前缘成 $30^{\circ}\sim 35^{\circ}$ 反坡（图 6—23）。其发展过程先是在堑顶附近产生裂纹并下滑，而后逐步向里发展扩大。本类滑坡分布极普遍，如五谷山、界牌岭等，大部属此类滑坡，并且具有相同外貌和滑床结构。

顺层或切层滑坡，先是顺基岩面滑动，以后不断发展扩大，以致滑动面切穿基岩，而发展为切层滑坡。如 K113 路堑左侧有三处滑坡，其中以 K1129+90~K1130+90 段较为严重。该路堑上部为棕红色粘土，厚 $4.0\sim 8.3\text{m}$ ，下部为石炭二叠系页岩夹砂岩及深灰色石灰岩，页岩风化土状，石灰岩节理发育，裂隙宽 $0.1\sim 0.3\text{m}$ ，并有溶蚀现象，裂隙中常为红粘土充填。该滑坡发生于 1962 年雨季，翌年 3 月经刷坡后，后缘迅速发展至天沟附近，裂缝一般宽 $3\sim 10\text{cm}$ ，最宽达 1.0m 。主滑区滑动面发展过程：先是沿页岩顶面，土石分界处产生滑动；而后逐步向深处发展，中部并切穿石灰岩，形成反翘（图 6—24）。

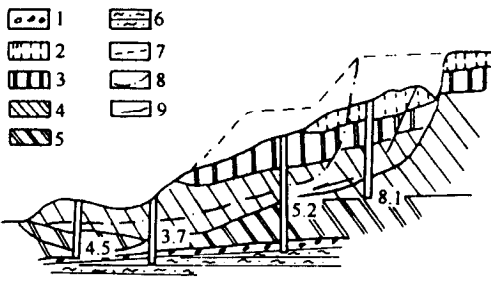


图 6—23 K116 右滑坡滑体结构及发展过程

- 1 砾石；2—新黄土；3—老黄土；4 上部红土；
- 5 下部红土；6—砂页岩；7—滑坡前边坡位置；
- 8—1963 年滑坡形态及滑床位置；
- 9—1964 年滑坡形态及滑床位置。

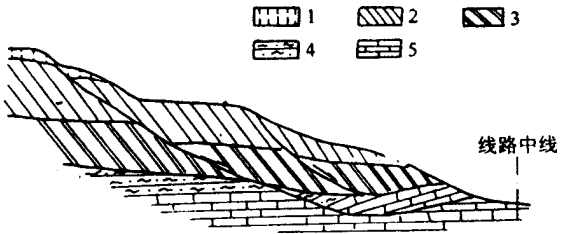


图 6—24 K113 左滑坡示意剖面图

- 1—新黄土；2—上部红土；
- 3—下部红土；4—砂页岩；5—石灰岩。

对红土滑坡的成因，通过施工实践和病害整治过程的调查研究，认为与以下因素关系密切：

1. 红土的结构和构造特征直接控制红土滑坡的分布格局。上部红土垂直裂隙发育，并具有大孔隙结构，因此，具有与黄土相近的特性——能维持较陡的稳定边坡。而下部红土不具大孔隙结构，而具斜向裂隙、光滑裂面、团粒结构以及超压密特性，对边坡的稳定极为不利。纵横交错的微裂隙和构造裂隙，构成无数的结构弱面，尤其裂面上常附着一层灰色软粘土，使土体的

强度大为降低；当延伸较长的构造裂隙倾向线路时，更易产生滑坡。

2. 路堑开挖形成临空面，红土产生卸荷和侧向膨胀，使裂隙松弛，块体间的联接力减弱，裂隙中水的活动增强，一些本来没有水的裂隙也被水充满而产生动、静水压力，从而促使土体沿软弱结构面向临空面下滑。

3. 水的作用：已如前述，一些内在的不利因素，往往在地下水的参与下而起作用，如许多滑坡在滑动之前或滑动之后均见有地下水出露。另外从滑坡产生的季节也充分说明水与红土边坡变形的依赖关系。

水对红土边坡的作用除了产生动水压力和静水压力外，并使裂隙面软化、潜蚀，促使土体结构松散。尤其当边坡滑动后，由于地表水和地下水的汇集，使已滑动破碎的土体，在地下水和地表水的浸泡下逐步软化，强度降低而促使滑坡发展和恶化。根据流变试验的长期强度亦表明：在含水条件未得到改善的情况下，红土的剪切强度将逐步降低至最低值，而使滑体产生长期的蠕动。如 K116 右侧滑坡，由于未采取排水措施，虽将边坡刷成 1:5~1:8 的缓坡，但剩余滑体仍在缓慢的滑动，而将侧沟挤裂。

(四) 整治措施和效果

从上述成因分析中可以看出，红土路堑滑坡的主要外因是由于路堑的开挖，导致超压密粘土裂隙的松弛和地下水的活动增强。因此，对此类滑坡的整治措施采取以减少压差，防止裂隙张开和排除地下水相结合的原则。1963 年在五谷山工点初次采用片石垛上加重塑土反压，并在其后填渗水层排除地下水的措施，收到初步效果。事后在整治其他病害工点时，根据经济比较又试用基脚墙加反压土和以重塑土反压为主的措施，对全线 20 多处滑坡进行整治。目前各种防治建筑状态良好，边坡稳定，收到预期的效果。

1. 坡脚支撑与重塑土反压：包括坡脚设片石垛或基脚墙两种形式。做法是在基本清除滑坡体后，于坡脚设片石垛或挡土墙，上部反压重塑红土，从而达到平衡土体和防止红土裂隙张开的作（图 6-25）。设计和施工过程应注意以下各点：（1）重塑土反压高度不小于下部红土出露高度，顶宽不小于 2.0 m。（2）反压土应全夯碎压密，不许留有土块，夯实密度应控制在最佳密度的 85% 以上。（3）反压土后之边坡回填前挖成台阶，上填渗水土（厚 0.5 m）在底部设防渗层，以排除地下水。（4）在反压土平台与刷坡之间设置中间排水沟。（5）施工时要采用分段施工的方法，分段长度不大于 10 m 开挖一段 随即回填一段，预防施工中滑坡发展。

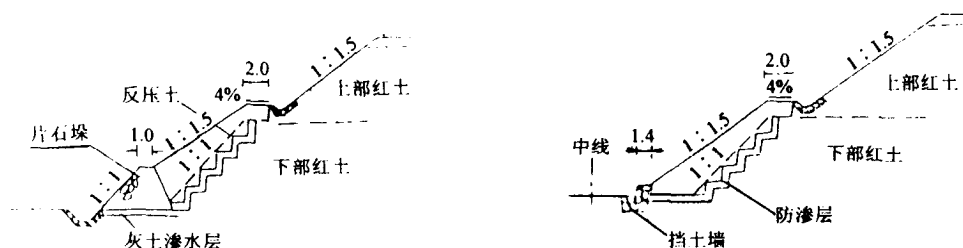


图 6-25 坡脚支撑与重塑土反压示意图

2. 重塑土反压与护坡：本措施设计意图基本上与上述措施相同（图 6-26）仅为了降低造价，坡脚改用干砌片石护坡，并且在反压土基底铺设一层碎块石，以利排水。但反压土的夯实密度要严格控制的最佳密度的 85% 以上。

以上以土治土的整治措施，通过 30 多年的运营检验效果良好。修建初期出现的主要问题。

一是由于反压土压密沉降，坡面产生裂纹，但几年后沉降结束，裂隙自行闭合；另一问题是雨季坡面冲刷严重，经在坡面种植紫穗槐后，坡面冲刷现象明显减轻，效果显著。由于紫穗槐的根系发育，不但可防止坡面受冲刷，同时对稳定边坡的作用也很显著。

五、南同蒲线冷泉滑坡成因及稳定性分析

(一) 滑坡区地质概况

冷泉滑坡位于汾河峡谷区，两岸山坡陡峻，基岩山坡与黄土台地相间分布。本区基岩以奥陶系中统石灰岩为主，中夹两层湖相角砾状泥灰岩和石膏；石灰岩之上为中石炭系本溪统砂页岩。其间为假整合接触，接触带附近含山西式铁矿和铝土页岩。石膏和泥灰岩，质地松软，遇水软化呈可塑至软塑状，为本区主要易滑地层。此外，沿汾河两岸台地和山坡上，第四系地层主要为新老黄土，层厚 10~35 m。黄土以粉土颗粒为主，土质松散，并具大孔隙和垂直节理，为地表水下渗创造有利条件。

本区构造单元属南北向构造体系之边缘地带，近南北向波状褶曲和近东西向的断裂较发育。如滑坡后缘即位于一东西向的张扭性断层面上（见图 6—27）破碎带宽数十米 带中可见到角砾岩、糜棱岩和断层泥等。滑坡区基岩产状为 100°/10°~15° 倾向汾河，显然断裂构造和岩层产状直接控制滑坡的分布格局。

滑坡区地下水，早期以断层水的补给为主，地表水补给次之；而近代由于山坡变形，在滑体上产生许多裂缝和微裂隙，以及黄土陷穴，为地表水的渗入创造有利条件。根据有关资料介绍，汾河峡谷属缺水地区，地下水较贫乏，但在滑坡前缘有两处泉水，供村民饮用，常年不断，但水量随季节而变，冷泉村即由此得名。

根据钻探资料：滑体内地下水主要集中于中下部，破碎的角砾状泥灰岩的主要含水层，滑面附近的张裂带及前缘反翘地段水量较丰，水位标高常随滑面高低而变，水量大小不一（表 6—14）。

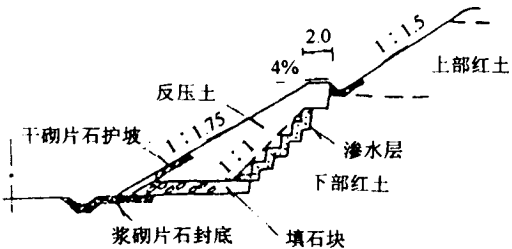


图 6—26 重塑土反压与护坡示意图

表 6—14

钻孔编号	水位深 (m)	滑面深 (m)	渗透系数 (m/d)	出水量 (m ³ /d)
2—58—327	48.81	55.10		
2—58—326	18.75	30.40		
2—129	46.2	49.10		
2—130	60.02	61.70		
2—131	23.25	26.80	5.7	10.89
2—133	36.80	38.90		
2—137	12.35	16.50	2.9	6.0
2—138	9.80	11.90	0.4	0.69

(二) 冷泉滑坡地貌特征、滑体结构与发展过程

冷泉滑坡位于汾河南岸，冷泉车站西侧。该滑坡原为一破碎岩石古滑坡，1942 年修建窄轨铁路时，由于铁路以挖路堑于滑坡前缘通过，每年雨季线路左侧边坡经常产生小坍塌，堵塞侧

沟，并有泉水出露；1957 年铁路改建施工中，又因前缘开挖路堑，后缘产生裂缝，滑坡有全面复活迹象。因此，铁路被迫向外改移 20 多米，变路堑为路堤，并在汾河岸边修筑挡土墙后，滑坡又渐趋稳定。

冷泉滑坡纵长 345 m，宽 300 m，主滑段滑面埋深 50 余米，体积约 200 多万立方米。由于本滑坡经历过漫长的发展历史，近代虽已趋稳定，但滑坡地貌仍十分明显（图 6—27）。在河对岸

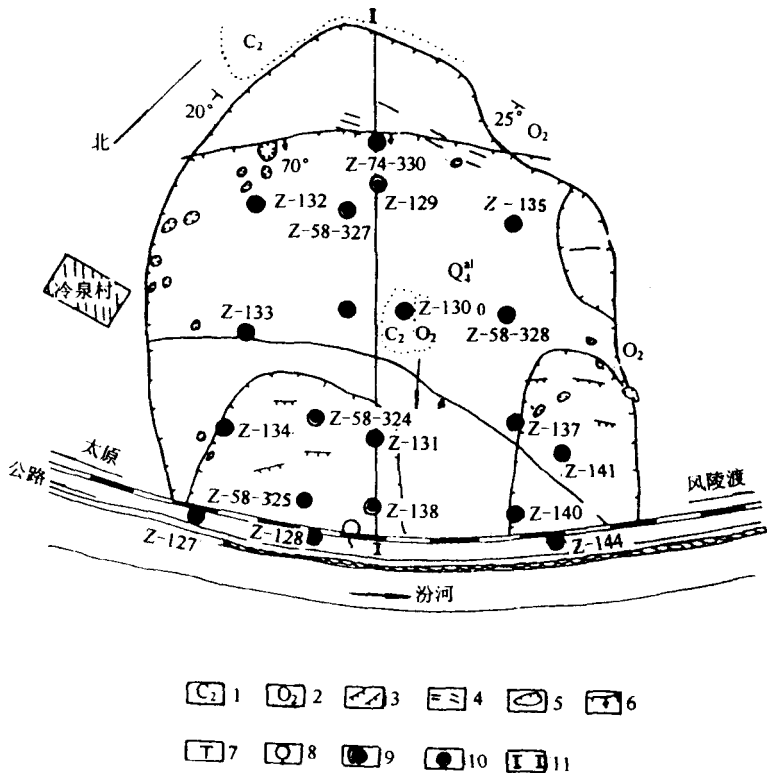


图 6—27 冷泉滑坡地质地貌示意图

- 1 石炭系砂泥岩；2 奥陶系石灰岩夹泥灰岩；3—58 年发现裂缝；
4 80 年发现裂缝；5 滑坡边界；6 断层；7 岩层产状；
8 泉水；9 有水钻孔；10 无水钻孔；11 断面位置

远眺该滑坡可见明显的圈椅状山坡，两侧为两条冲沟汇合于后缘陡坎下（所谓双沟同源），构成完整的滑坡周界（照片 6—2）其前缘向汾河突出，形成反向河湾（图 6—28）在滑坡体上除裂缝外，可见到许多串珠状黄土陷穴从钻探资料发现，在滑坡前缘破碎岩体之下，见到全新统冲积卵石上，证实由于山坡滑动，此处汾河南岸已向北推移达 130 m 以上。

滑体结构与滑坡的发展过程关系密切。本滑体上部为新老黄土，厚 20~25 m；中部由破碎的泥灰岩和砂泥岩组成，厚 20~40 m，块体大小不一，松散多孔洞；下部为一层由软塑或流塑状泥岩、粘土组成的滑动带，厚 0.2~0.7 m。

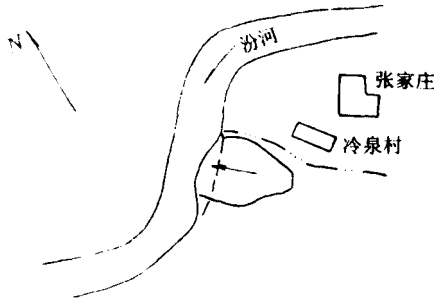


图 6—28 滑坡前缘反向河湾

最厚达 1.0 m。根据钻探资料分析,本滑坡有三级明显滑面,分别代表三个不同时期的山坡变形(图 6-29)。

1. 黄土沉积以前的某时期,山坡变形是角砾状泥灰岩和砂泥岩沿石灰岩顶面产生,在前缘受河水冲掏的条件下,经过多次或长期的滑动过程,使岩体破碎,前缘部分破碎岩体被搬运,后缘形成高陡的破裂壁和宽阔的斜坡洼地。后期由于河水冲刷减弱,滑坡处于相对稳定状态,在上部洼地中沉积了巨厚新老黄土

2. 全新世以后,山坡再次产生大规模的变形,上部滑面位于原滑体内,中部沿老滑面滑移,下部推覆于全新统砂粘土和卵石土上,迫使汾河主流北移百余米,形成向河中突出的反向河湾;后缘及左侧形成明显的圈椅状黄土斜坡等今日所见的地貌景观。主滑段滑体厚约 50~60 m。滑面坡度 18°左右。通过这次大规模滑动后,本滑坡又渐趋稳定。

3. 近代修建铁路以后,先是前缘形成两个小滑坡(见图 6-27)长 80~90 m,滑体厚 10~20 m,主滑面坡度 10°~12°,前缘反翘,沿铁路堑坡脚挤出,不久,后缘产生一些横向张裂缝,说明滑坡又有复活趋势。

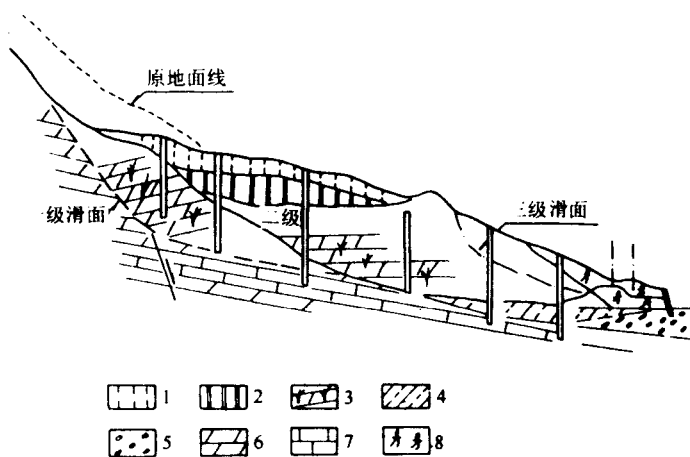


图 6-29 冷泉滑坡轴向断面示意图

1 新黄土;2 老黄土;3 破碎岩;4 冲积砂粘土
5 卵石土;6 泥灰岩;7 石灰岩;8 人工填土。

(三) 滑坡成因及稳定性分析

冷泉滑坡的形成与发展主要受复杂的地质体结构和构造所控制,其外因则与汾河冲刷、地震,以及近代的人类工程活动关系密切:

1. 岩体的结构和构造。如上所述,本区基岩以奥陶系石灰岩和石炭系砂泥岩为主,在坚硬的石灰岩中夹泥灰岩和石膏,构成原生的软弱夹层,断裂构造更使岩体成为碎裂结构和散体结构。在此结构和构造的条件下,由于地层的层理产状倾向汾河,倾角 10°~15°,构成不利于山坡稳定的顺向坡。

2. 地下水的作用。横贯滑坡的断裂构造,不但使岩体破碎,并成为深层地下水补给的主要通道,地下水的主要作用是使部分岩体软化,石膏被溶蚀带走并产生动水压力,泥灰岩被软化,成为泥化夹层,抗剪强度降低。当山坡产生滑动后,泥化夹层即转化成细腻的滑带土。显然,地下水的作用,是促成山体滑坡的主要因素之一。

3. 河流切割、地震和工程活动。因本滑坡处于汾河峡谷凹岸,河岸冲刷严重。显然,早期滑

坡的发展与新构造运动、河流侵蚀作用,以及地震等有关;而近代滑坡复活则由铁路的工程活动所引起。由于河流下切,岸坡增高,山坡应力也随之增大,当石膏和泥灰岩等软弱夹层被切穿后,在暴雨或地震的激发作用下就可能产生滑坡。从区域资料分析,黄土期以前的山坡变形在山西地区甚为普遍。黄土沉积以后,有的即趋稳定,有的仍在继续活动。冷泉滑坡属于前一种类型,窄轨铁路修建以前,该滑坡基本稳定,但1942年修建铁路以后,路堑左侧堑坡坍塌,坡脚出现弧形滑面,出水、泥灰岩和石膏层被挤出,阻塞线路,1957年改线时因在滑坡前缘开挖,使滑坡进一步复活,在滑体中上部及后缘均见弧形横张裂缝,以上说明近期的滑坡变形与人类的工程活动关系甚为密切。

本滑坡自1942年修建铁路以后,由于开挖坡脚,山体失去平衡,古滑坡开始复活。经1958年将线路外移20m,变挖路堑为填路堤,河边增加防护工程后,山坡变形得到抑制,滑坡又渐趋稳定,其主要表现为:

(1)1958年修建的沿河挡墙及联接铁路和公路护坡等刚性建筑物均完好,未见裂缝;

(2)后缘裂缝已逐渐老化,缝宽由1957年的0.2m到1974年缩小为0.1m,裂面长有青苔,至1981年部分裂缝已消失;

(3)后缘1957年修建的天沟由于滑体沉降而引起外侧沟岸倒坍,说明滑坡近期处于压密固结阶段。

(四)工程措施及效果

此类滑坡,铁路选线一般以绕避为宜,不能绕避时,应通过稳定性分析,采取有效的整治措施。冷泉滑坡因位于汾河峡谷地区,无法绕避,过河改线工程量太大,1980年增设第二线时,结合站场取土,在上部清方减载31万 m^3 。根据检算,清方后安全系数由1.0提高到1.12,使山体进一步趋向稳定。但今后该滑坡能否长期处于稳定状态,将视内外应力条件的变化而定,其中,人类的工程活动和水文地质条件的改善将起主要的控制作用。

六、深圳啤酒厂滑坡成因及整治

(一)引言

南方岩浆岩和花岗片麻岩地区属非易滑岩组分布区,一般边坡较为稳定,滑坡甚少,但在特定的地质地貌条件下,仍可能产生较严重的边坡变形现象,深圳啤酒厂滑坡就是一个典型的例子。该厂在开挖厂坪地面时,北侧山坡先后产生多次滑坡,直接影响工程的进展。于1987年8月作者单位受厂方委托,对滑坡区进行调查勘探,并于同年10月提出清挡结合的整治工程设计,至翌年8月,由于施工程序不当,在工程基本完成时,产生新的滑坡。设计单位通过补充勘察,又提出以抗滑桩为主的治理措施,终于制止滑坡的发展,得到彻底的根治。

(二)滑坡的发展过程和形态特征

深圳啤酒厂位于深圳市东北部,厂区北侧为低山丘陵,山坡自然坡度约 $20^{\circ}\sim 30^{\circ}$,植被良好,小灌木丛茂盛。后因开挖厂坪,形成高30多米的人工边坡。边坡的中上部为第四系残积的碎石土和含角砾的粘性土,厚6~12m;下部为风化成碎块状、砂砾状以至土状的下古生界花岗片麻岩风化壳,厚3~5m。在坡积层底部及基岩风化层中含有地下水,出露于边坡坡脚,水位及涌水量均随季节而变。

该滑坡可分为上下二级,上级滑坡于1987年4月至8月先后产生三次滑动,滑体长80m,宽90m,滑面埋深8~12m,体积约为 $4\times 10^4\text{m}^3$,出口位于边坡中下部(图6-30,图6-31)。针对上级滑坡出口位置高的特点,采取在上部清方减载,在出口附近,厂区挡墙上方修建

抗滑挡墙，长 90 m。但在整治工程基本完工时，于 1988 年 8 月在原滑体中下部又产生滑坡，滑体宽 50 m，长 40 m，体积约 $1.2 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。厂区挡墙被部分推移，中部外鼓 0.3 m，墙顶出现三道雁行式裂缝。由于后缘牵动上级滑坡前缘，使抗滑挡墙中部严重破损，墙顶下沉 1.0~1.5 m（图 6-32 图 6-33）。

此类滑坡规模虽小，但形态特征却很明显，而且上下级滑坡又表现为各自的特殊性：

1. 上级滑坡的主要特征

- (1) 典型的牵引式滑坡，滑体十分破碎，后缘不断向上发展，形成多道弧形横张裂缝（见 6-30），滑坡地貌十分明显。
- (2) 滑床形态及滑面坡度受风化层或基岩面控制，主滑段长，牵引段短，没有抗滑段，所以变形不易稳定（见图 6-33）。
- (3) 上级滑坡的动力特征属崩坍性滑动，滑距大，速度快，滑动过程伴有响声，部分滑体移出滑床，堆积于坡脚。

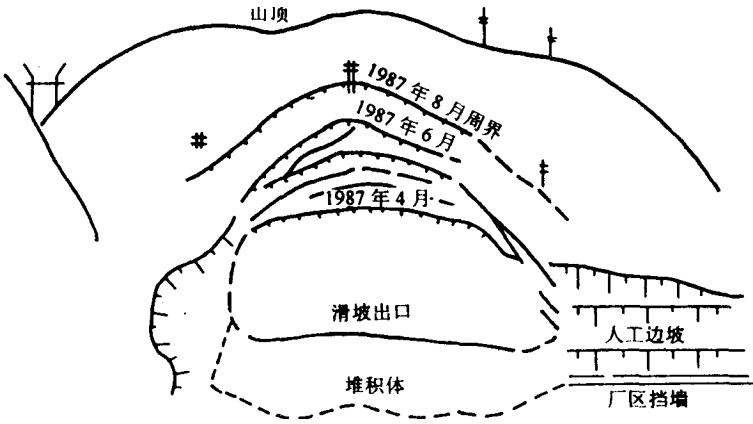


图 6-30 上级滑坡发展过程示意图

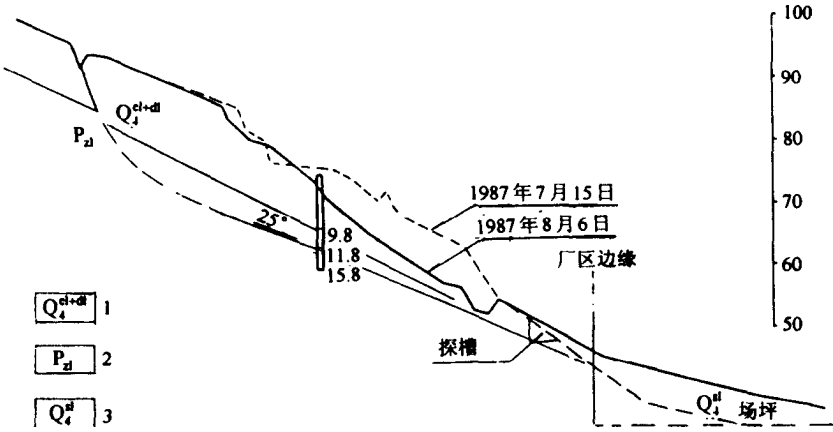


图 6-31 上级滑坡主轴断面示意图

第四系残坡积层；2—下古生界花岗片麻岩；3—滑坡堆积层。

2. 下级滑坡的主要特征

(1) 虽属牵引式滑坡，但整体性较好，滑体上少有裂缝。根据变形过程逐日拍摄的照片分析，该滑坡是从坡脚开始，逐步向上发展的。因此，8月15日当厂区挡土墙已严重开裂，墙顶出现数道裂缝时，抗滑挡墙只局部有砂浆脱落现象，直至8月18日抗滑挡墙中部才出现下错和损坏现象（见图6-32）。

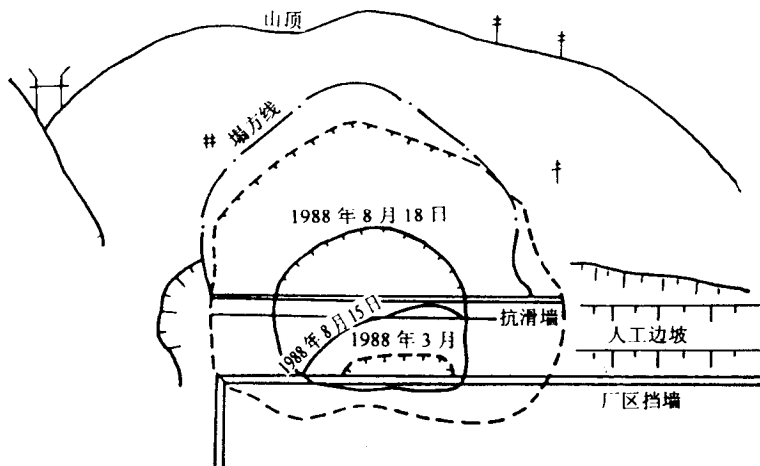


图 6-32 下级滑坡发展过程示意图

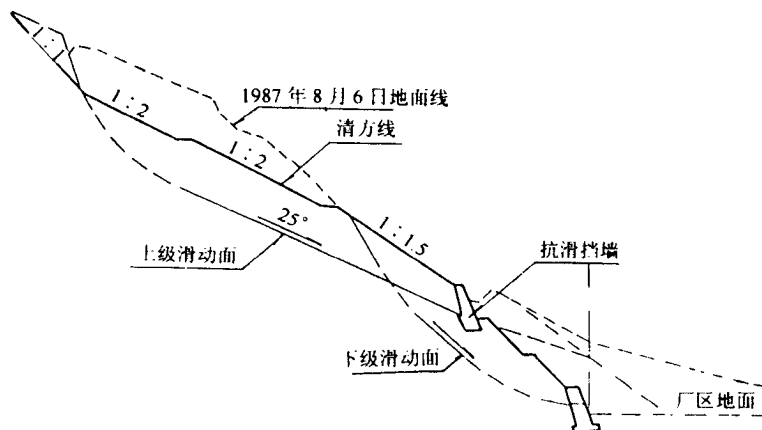


图 6-33 上级滑坡整治工程及上下级滑坡关系示意图

(2) 滑床成弧形（见图6-33），主滑段和牵引段滑面坡度分别为 40° 和 63° 抗滑段坡度多变，根据桩孔中实测，滑面坡度从 $3^\circ \sim 27^\circ$ 不等（图6-34）。

(3) 滑动速度缓慢，延续时间较长。

(三) 滑坡成因及主要治理措施

1. 成因分析

通过调查勘探，分析该滑坡产生的主要原因是：

(1) 残坡积层及部分基岩中含水，使风化壳底部泥化，构成顺坡的软弱结构面（带），是滑坡产生的基本条件。尤其雨季表水下渗，成为滑坡的主要触发因素。

深圳地区属亚热带气候区，年降雨量达 $1\,000 \sim 2\,000\text{ mm}$ ，4 至 8 月份降雨量达全年

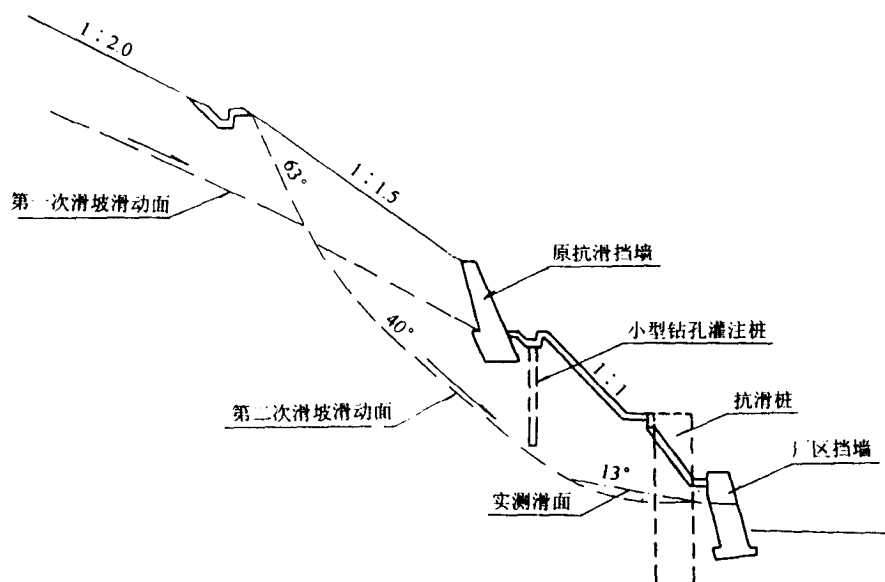


图 6-36 下级滑坡整治工程剖面示意图

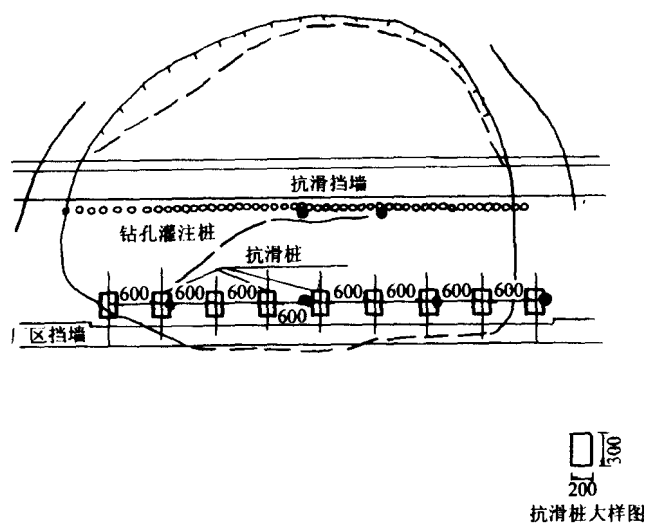


图 6-37 滑坡整治工程平面布置图

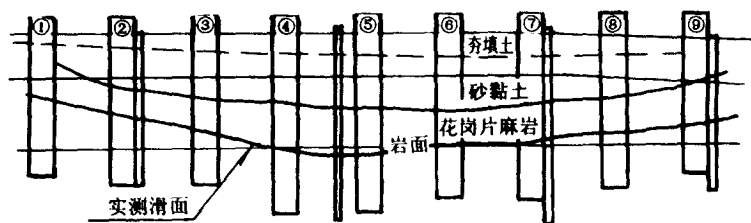


图 6-38 抗滑桩桩排纵断面图

采用台阶式钢筋混凝土护壁，每节长 1.1 m（见图 5-36）。

(3)在抗滑挡墙墙前平台上,设小型钻孔灌注桩 49 根,稳定墙基,并预防滑坡从抗滑桩桩顶剪出(见图 6—36)。小型钻孔桩桩长 8 m 直径 15 cm 采用 24 kg 旧钢轨灌注 200 号混凝土;对原抗滑挡墙和厂区挡墙破损地段进行修补,部分拆除重建。

本滑坡整治工程于 1989 年 5 月完成,经 1989 年特大暴雨及近年雨季检验,效果良好,各类整治工程稳固,山坡植被茂盛,灌木成林,工程完全达到预期效果。

(四) 结论

1. 重视环境工程地质评价。对厂区的工程地质评价,不但要重视厂房地基的稳定性评价,而且也要重视厂区周围地质环境的评价。尤其由于厂坪开挖而形成的人工边坡的稳定性,要通过调查、勘探,查清环境地质体结构特征的基础上进行边坡设计。本处上级滑坡的产生,就因环境地质情况不清,又未经检算就确定边坡坡率的后果。

2. 滑坡整治工程效果好坏,与施工方法是否恰当,关系密切。本处下级滑坡的产生就因施工程序未按设计要求进行,造成坡脚失稳所致。

3. 施工阶段,勘察设计者配合施工是滑坡整治全过程中极重要环节,其主要任务是:核对基础地质资料是否与设计相符;检查施工方法和施工程序是否正确;对施工中出现的新问题及时提出修改设计意见。如本滑坡整治工程第一阶段,由于勘察设计者没有常驻工地,对施工中出现的问题未能得到及时解决和纠正,而造成部分整治工程损坏。因此,在第二阶段施工中,勘察设计者常驻工地配合施工。在抗滑桩施工中,对每个桩孔的地质情况进行检查核对,并绘制桩孔展示图(见图 6—34),发现与设计不符的地方,及时修改设计。如 4、5 号桩,在桩孔开挖过程,发现原定岩面处,花岗片麻岩软硬不均,部分风化成碎块状,为确保锚固段的稳固,现场确定将桩长增加 1.0 m;而 1、2 号桩,因岩面标高比设计高 1~2 m,岩面以下基岩极坚硬,必须采用爆破,但爆破的振动必将影响原抗滑挡墙的稳定,故决定将桩长减短 1.0 m,以减小振动对挡墙的影响。

七、南曹联络线 K14 路堤滑坡原因分析与整治

(一) 概况

天津铁路枢纽南仓至曹庄联络线,系天津客站改建配套工程,全长 18.7 km 其中 DK14+307~DK14+484 段填土高 10~11 m 路堤基底除 DK14+438~DK14+468 长 30 m 位于工厂取土坑上,坑深 1.0 m,坑底表层有厚 0.2~0.4 m 的淤泥质土,其余地段均为一般粘性土,基本承载力 140~200 kPa,基底稳固。原设计取土坑地段水下部分采取抛石挤淤措施,其余地段均按一般路堤设计。

路堤两端分别为 1 孔 5 m 和 1 孔 6 m 板涵,原设计基底换填山皮土,厚 1.5 m。

该段路堤及板涵均于 1987 年冬季施工,1988 年 3 月下旬完工。施工完成后,随即发现路基面多处出现纵向裂缝,缝宽最大 30 cm 深 1.5 m,路堤左侧边坡坍塌,推倒农场饲料棚的围墙;右侧滑坡使坡脚隆起,围墙向里倾斜(图 6—39)。8 月下旬线路初验时,变形范围又由 DK14+484 延伸至 14+573 临近桥头路堤出现宽 80 cm 的纵向裂缝,锥体护坡鼓起,施工中砌筑的干砌片石护坡也因边坡坍塌而损坏。

此外 DK14+307 板涵中部下沉 15 cm,沉降缝开裂,局部边墙被剪断;DK14+484 板涵下沉后沉降缝普遍开裂,雨季洞内滴水。

(二) 路堤滑坡原因分析

为查清路堤及板涵变形原因,先后两次对该段路堤及基底进行补充勘探。第一次于 1988

年 4 月 共计钻探 36 m 挖探 4.8 m 采取原状土 19 个, 扰动土 14 个, 进行常规物理力学试验 (路堤本体兼做夯实试验) 试验结果列于表 6—15。

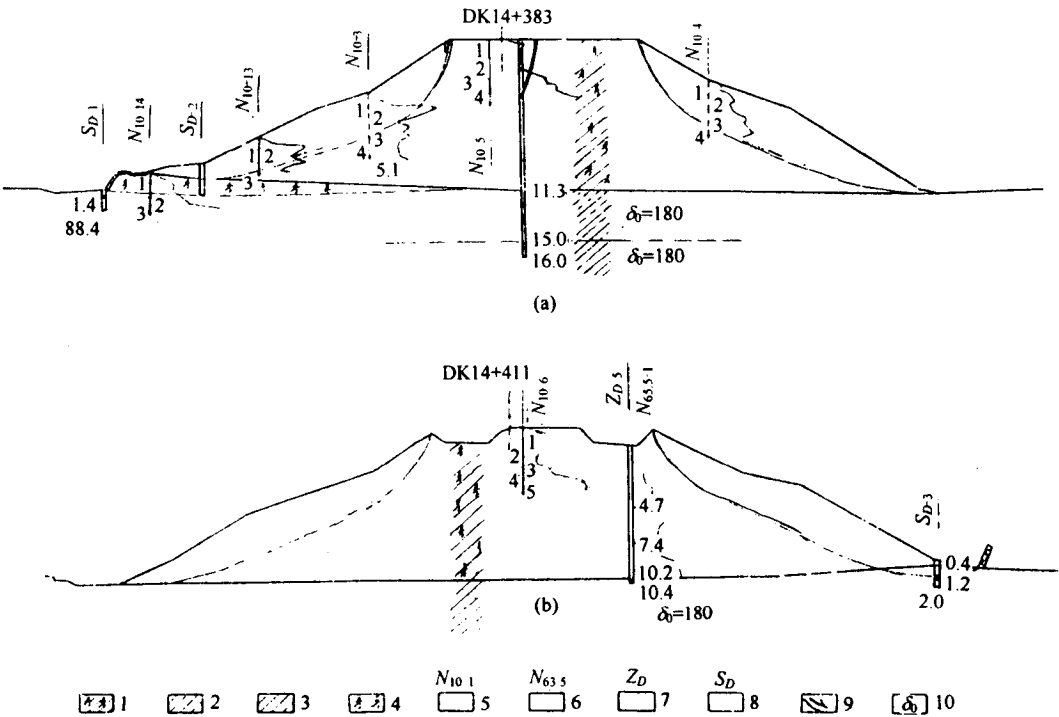


图 6—39 边坡坍塌横断面示意图

1 人工填土 (粉质粘土) 2—砂粘土 ;3—粘土 ;4—老人工填土 ;5—轻型动力触探及编号 ;
6—重型动力触探 ; 7—钻孔及编号 ;8—试坑及编号 ;9—滑动面 ;10—基本承载力 (kPa)。

填土及基底土物理力学指标统计表

表 6—15

指 标 取土位置	天然含 水 量 (%)	天 然 重 度 (kN/m ³)	天 然 孔 隙 比	液 限 (%)	塑 性 指 数	液 性 指 数	最 佳 含 水 量 (%)	最佳含水 量时重度 (kN/m ³)	天 然 快 剪	
									φ (°)	c (kg/cm ²)
路堤本体	26~ 30.4	15.8~ 19.1	0.763~ 1.21	33.6~ 40.1	10.5~ 18.1	0.28~ 1.24	19.7~ 23.8	19.4~ 20.5	6°~ 27°	0.14~ 0.38
路堤基底	27.1~ 36.7	18.1~ 19.5	0.786~ 1.03	26.3~ 47.7	9.1~ 22.7	0.38~ 0.83			8°~ 30°	0.3~ 0.43

同时, 在路堤顶及边坡上进行 N_{10} 及 $N_{63.5}$ 动力触探等, 采用综合勘探方法对路堤及基底进行全面复查。第二次是根据施工单位反映, 认为在取土坑泡水地段可能为软基, 因此在 DK14+452 断面处补钻 3 孔, 总深 38.0 m 根据取土试验核实 表层淤泥厚 0.2~0.4 m 以下为一般粘性土, 与原勘测资料基本一致。

通过以上勘探和试验查清该段路堤下沉开裂和边坡坍塌, 主要原因为:

1. 填料质量问题: 根据试验, 该路堤填土塑性指数大部分在 14.8 以上 最大达 18.1 其液限含水量一般均在 33.6% 最大达 40.1% 属 C 组粉粘土。根据有关规范规定, C 组粉粘土是

不宜做基床填料的。

2. 填料中含冻土块过多：按填土压实规则规定，冬季施工，在低温条件下，冻土体积含量不得超过 30%，冻土块直径不宜大于 15 cm，而此段路堤不少地段均超过以上数值，填料中含许多大冻土块，大者直径达 1.0 m，土块间空洞直径大者达 40 cm，因此，当天气转暖，冻土块融化，必然产生边坡变形，这是路堤坍塌的直接原因。

3. 填土含水量偏大：根据试验此类土的最佳含水量应为 23% 左右，但本段填土含水量均超过 23% 最大达 32%。在路堤本体勘探中，部分勘探孔遇到囊状上层滞水，钻探中在 5.8~7.8 m 段缩孔严重；在 DK14+484 涵洞内可见到洞顶向下滴水等。

4. 夯实密度不佳，软硬不均：根据在 DK14+383 左路肩挖坑取样，实际的夯实密度只是最佳密度的 75% 左右，从轻型动力触探和标贯试验曲线中更明显看出填土软硬不均的程度，根据标贯试验，最小值 7 击，最大值 36 击，相差 5 倍，轻型触探最小值 3 击 最大值 77 击 相差 25 倍。

总之，本段路堤变形主要是由于路堤本体问题，而不是路堤基底问题。至于 DK14+390~DK14+420 右侧坡脚滑面位于原地面以下 0.8~1.2 m 并成 10° 的反坡，而将围墙推倒，其原因是由于路堤坍塌时所产生的推力，对路堤基底产生附加水平应力而局部挤坏基底。也就是说首先是堤身不稳，边坡下滑推挤路堤基底，并不是基底变形而牵引路堤边坡。

（三）主要整治措施

根据路堤变形情况的调查结果，为保证路堤稳定，设计单位曾提出彻底整治方案：其一是晾晒翻填方案；二是土中掺生石灰翻填方案。但由于工期紧，施工单位提出无晾晒土方的场地，同时又要满足架桥机通过等原因，仅对路堤上部 2.0~3.0 m 进行了翻填，临时采取拨道慢行措施，勉强通过架桥机，6 月中旬架完梁，又把上部 3.0~5.0 m 的填土推下作反压护道，并在护道上打入管桩（每根桩长 10.5 m 桩径为 55 cm 纵横向间距均为 1.5 m）这种措施由于路堤本体的水仍未排出，以致护道上部边坡仍有鼓起现象，路堤下沉 0.6~1.0 m 边坡溜坍现象仍很严重，对运营安全仍无保证。最后在对变形原因取得一致认识的基础上，根据路基变形现状，决定采取支撑渗沟处理方案，以排除路堤中的积水并支撑稳定路基，具体做法是将路基面 3 m 挖除换填 3:7 灰土，并进行碾压 3 m 以下至护道顶面设支撑渗沟，渗沟宽 2.0 m 沟中心间距 6 m（图 6-40），于护道坡脚用石块干砌留排水窗孔，以排除护道以下填土中的存水，又在支撑渗沟之间的填土坡面上满铺了边坡渗沟，以尽快使路堤中的水得到疏干，该段变形路基经以上数次整治后已趋稳定，目前状况良好。

八、某铁路专用线地表裂缝成因及山坡稳定性评价

（一）概况

铁路专用线位于山西省晋中古交地区，属太原煤气化公司的运煤专用线。该线自 K2+800~3+100 右侧路堑边坡高 20~30 m 边坡坡度为 1:0.75 中上部设有浆砌片石护坡 到 1988 年雨季，边坡开始坍塌，并逐年扩大。及至 1991 年雨季，部分边坡坍塌严重，护坡整体脱落。1992 年在堑顶外黄土台地上，发现两组裂缝和数处黄土陷穴；在距中线 190~200 m 处发现一条与线路近于平行的裂缝，延长 100 多米；在右侧路堑边坡上，见到泥岩与砂岩交界处，边坡外挤，并有擦痕。以上说明线路右侧部分山体已处于蠕动状态，需要进行整治。但整治范围是否考虑右侧 200 m 处裂缝的影响，需通过观测确定（图 6-41）。针对上述情况，设计单位提出以下三项措施：

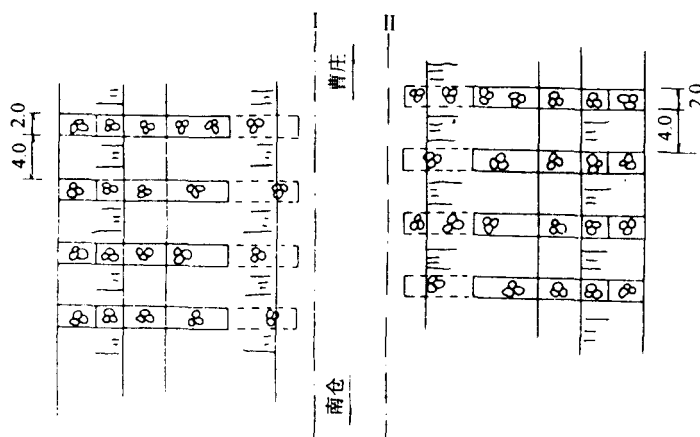
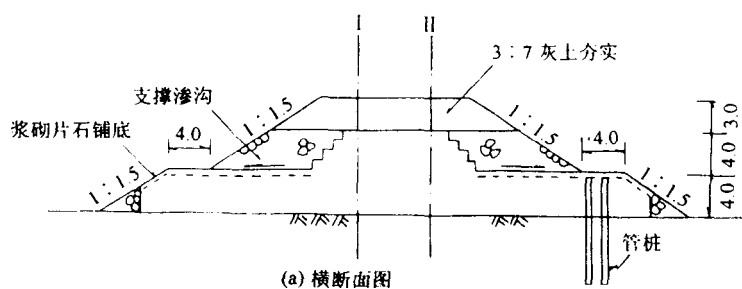


图6-40 支撑支护方案示意图(单位: m)

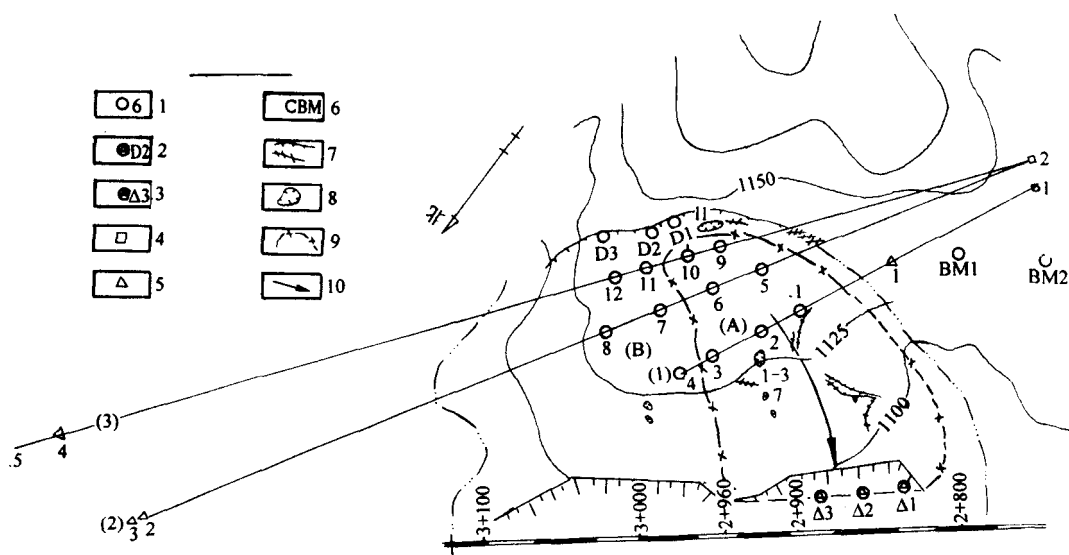


图6-41 地表位移观测点布置及分区示意图

1—导线观测点; 2—裂缝简易观测点; 3—前缘简易观测点; 4—置镜点;
5 照准点; 6—水准基点; 7—地表裂缝; 8 黄土陷穴; 9 分区界限; 10 滑动方向

1. 为预防近期雨季边坡可能产生较大坍方,采取局部刷坡、设临时排水沟和填塞裂缝陷穴等临时性防护措施。

2. 该段堑坡下部砂岩地段设护墙,预防砂岩风化,有利于下部边坡的稳定。

3. 自 K2+800~K3+100 右侧 200 m 以内山坡建立地表位移观测导线和简易观测点,以便查清裂缝成因和边坡变形范围(见图 6-41)。

以上前两项措施实施后收到良好效果,尤其局部刷坡,使该段路堑 3~4 年没有产生大坍方;第三项措施,通过两年多的观测,基本查清各类裂缝的成因,排除右侧 200 m 处裂缝与滑坡有关的说法,给国家节约了大量投资。以下将就此问题进行阐述。

(二) 观测区地貌、气候和地质特征

测区地貌单元属吕梁山系东侧中低山区和狮子河阶地,山高 100~200 m,山顶及山坡常为黄土覆盖,横向沟谷发育,两岸基岩裸露。

本区气候属半干旱大陆性气候区,降雨集中在 7、8、9 三个月。年降雨量约 450 mm 左右,年蒸发量大于 1 000 mm 最大冻结深度 1.0 m。

测区基岩主要为石炭、二叠系含煤地层,自上而下为:

1. 二叠系山西组(P_1):下部为灰褐色粗砂和深灰色细砂岩(K_3),厚 6~10 m;中上部为灰色和褐红色铝土质泥岩、细砂岩,以及深灰色页岩夹煤层。该层质地松软,岩体破碎,与砂岩交界处煤层为可塑状,厚 1.0~1.3 m,构成本区主要的软弱夹层,滑坡大多发生于该层中。

2. 石炭系太原组(C_3):本区分布主要为炭质泥岩、黑色页岩和砂页岩互层,区内地表未见出露。

本区基岩倾向西北(右侧倾向线路),倾角 5° ~ 9° ,构成不利的顺向坡。地下水主要为基岩裂隙水和断层水。前者水量甚微;后者于北沟中出露成泉,为附近村民饮用水。

(三) 山体变形特征及煤窑采空区调查

1. 堑顶裂缝通过调查发现右侧山坡有二组略成雁行式裂缝,走向分别为 255° 及 330° ,裂缝长 5~10 m 缝宽 2~10 cm 未见错台。其中走向 255° 一组由数条裂缝组成宽 10~15 m 的裂缝带,延长 50 多米,顺裂缝延伸方向可见多处黄土陷穴(见图 6-41)前述距中线 200 m 处裂缝延伸方向约北东 30° (与铁路近于平行)缝宽 20~50 cm,下错 30~60 cm。据访问 以上裂缝形成于 1990 年雨季,1991 年有些发展,以后变化不大。同时除右侧 200 m 裂缝外,由于耕种,其他裂缝大部已被填塞。

2. 黄土陷穴。根据现场调查,测区内在黄土覆盖地段见到十多处黄土陷穴,一般直径 1.0~1.5 m 可见深度 2~3 m。1993 年一场大暴雨以后,部分陷穴迅速发展,其中 11 号陷穴位于台地边缘,进口直径仅 1.0 m 左右,但往下形成直径 3~5 m 高 2.0 m 的暗洞,及至 1994 年雨季 11 号和 1~3 号陷穴均坍落成大陷坑 7 号陷穴形成宽 1.0 m 深 3.0 m 长数米的坍陷槽,以上三处陷穴均未找到出口,其形成和发展可能与地下采空有关。

3. 煤窑采空区调查。根据访问,铁路施工过程,在 K2+960~K3+050 段右侧山坡上曾见到三处废窑口,说明历史上此山曾经采过煤,但因年代已久,对其开采方向和规模等,无人知晓。目前本区属炉峪口煤矿实业公司开采区,窑口位于北沟中,其邻区是李家沟小煤窑开采区,两矿均属民办煤窑。前者据访问,坑道顺沟向东南折向东北,未进入本测区。但根据现场有关人士反映,现时民办小煤窑跨界偷采现象严重,真实情况很难查清。另据该矿采煤的民工介绍,实际坑道已进入本测区。

(四) 观测资料统计及分区

已如前述,为查清山体变形范围、原因和发展趋势,在测区内共布设三条观测导线和 6 个简易观测点(见图 6—41)自 1992 年 11 月至 1994 年 9 月底共进行 42 次观测,取得观测数据 1 401 个,从上述观测资料中可以看出:

1. 中线右侧 200 m 处三个简易观测点以垂直位移为主,水平位移矢量很小;前缘三个简易观测点则以水平位移为主,目前仍在发展(表 6—16)。而中间导线观测点两种情况都有。因此,若以各观测点累计垂直位移矢量(a)和水平位移矢量(b)的比值 m 作为划分标准即以 $m = a/b$ 再以 $m=1$ 为界,并令 $m \leq 1.0$ 为 A 区, $m > 1.0$ 为 B 区(见图 6—41 及表 6—17)则可以看出:A 区内山体变形以水平位移为主,累计水平位移量为 9~40 mm,垂直位移量为 5~24 mm;B 区内山体以垂直位移为主,累计垂直位移量为 7~47 mm 水平位移量为 1~34 mm。

前、后缘位移简易观测表

表 6—16

观测点 间	后缘简易观测累计位移(mm)						前缘简易观测		
	1		2		3		累计水平位移(mm)		
	水平	垂直	水平	垂直	水平	垂直	1	2	3
1992 年 12 月	0	2	1	2	1	3			
1993 年 3 月	2	4	1	5	1	8			
1993 年 6 月	2	8	3	11	1	13	3	4	3
1993 年 8 月	3	14	2	12	0	15	6	7	6
1993 年 10 月	7	12	4	13	2	18	8	10	10
1993 年 12 月	7	13	5	12	2	18	8	10	12
1994 年 3 月	9	12	4	14	2	20	8	16	16
1994 年 6 月	9	10	3	13	1	21	12	23	19
1994 年 8 月	8	11	2	13	1	23	14	27	23
1994 年 10 月	9	12	3	13	1	23	15	30	26

注:上表仅摘录 10 次有代表性的观测资料。

导线观测统计表

表 6—17

分区	观测点编号	累计垂直位移(a) (mm)	累计水平位移(b) (mm)	m 值
A 区	1	17	29	0.59
	2	11	34	0.32
	3	8	9	0.89
	5	5	24	0.21
	6	19	19	1.0
	9	10	40	0.25
	10	24	35	0.69
B 区	4	7	0	
	7	33	15	2.2
	8	30	6	5.0
	11	35	34	1.03
	12	47	25	1.88

2. 根据时间过程变形曲线(该曲线因数量太多,本文未附),B 区垂直变形稍具周期性,约自 1992 年 11 月至 1993 年 8 月垂直变形很明显,平均月下沉 1.3~2.4 mm;从 1993 年 8 月至

1994 年 5 月，各测点累计垂直位移变化不大；但到 1994 年 6 月份以后，大部分观测点又有加剧发展的趋势。而 A 区位移没有明显的周期性，大部分观测点水平位移矢量均在不断加大，平均每月位移量为 1.1~1.6 mm。

(五) 山体变形原因分析及稳定性评价

根据国内采矿单位的实测资料显示，地表测点的位移矢量一般都具有大致指向采区的基本特征。而且在露天开采的条件下（相当路堑开挖），测点的位移矢量常以水平分量大于垂直分量为基本特征，而在地下开采的条件下则相反。根据这一规律，A 区的山体变形（裂缝、陷穴和边坡坍塌等），除与路堑开挖有关外，与地下采空也有关系。由于地下开采破坏了岩体的平衡，使部分岩体坍塌和位移，先是顶板以上岩体冒落、弯曲，继而上山侧岩体沿层面产生错动，推挤下山侧岩体，而加剧了斜坡变形（图 6-42）。因此，本区靠近堑坡及沟边地段的山体变形原因比较复杂，除上述由于采空区塌陷，形成对边坡岩体的推挤外，与基岩本身岩性和层理构造，以及边坡坡率有关。主要由于本区砂泥岩倾向线路，边坡中部煤层已泥化为极松软的煤泥，强度低，构成顺向的软弱夹层。其次，路堑边坡偏陡，坡高与坡率不相适应，也是造成山坡变形的重要原因。而 B 区的地表变形均系地下采空引起的，而且线路右 190~200 m 处裂缝纯属采空塌陷裂缝，与山体滑坡无关。

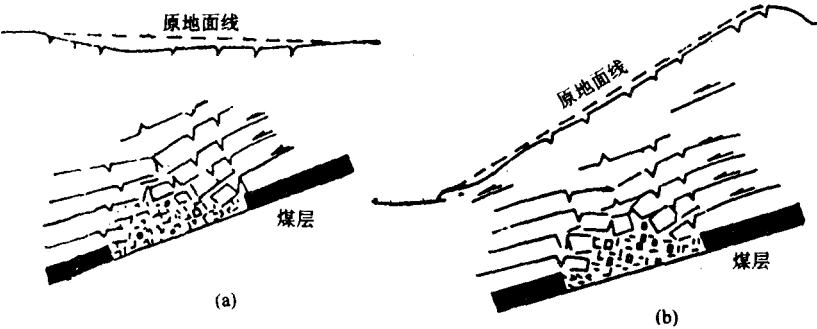


图 6-42 地下采空引起的地表形变
(a) 水平地表的形变；(b) 倾斜地表的形变。

(六) 工程措施意见

1. 实地勘察开采区地下坑道分布情况，对侵入路堑范围的采区应立即停止开采，以减小对路堑稳定性的影响。

2. 鉴于 K2+800~K2+960 右侧路堑边坡不稳，变形仍在发展，建议采取以下工程措施：

(1) 在现护墙以上边坡进一步放缓至 1:1；并在护墙顶滑坡出口处设抗滑挡土墙（图 6-43），挡墙基础必需置于厚层砂岩中，墙前留足平台宽度（不少于 2.5 m）。至于滑坡位移方向，因受南侧冲沟影响，A 区中上部位移方向偏向西（偏向冲沟），此段推力可以适当折减。

(2) 堑顶做好永久性地表排水工程，并夯填裂缝和陷穴。

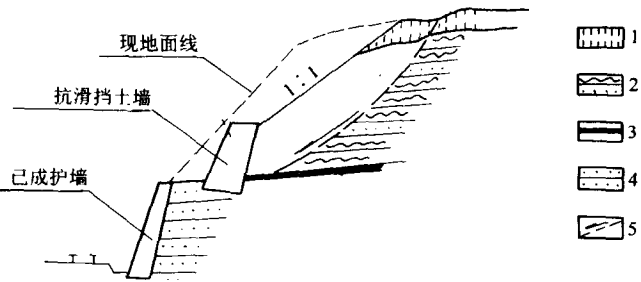


图 6-43 K2+800~K2+960 右侧边坡整治方案示意图
1—黄土；2—泥岩夹砂岩；3—煤层；4—砂岩；5—滑动面。

参 考 文 献

- 1 Q. 札留巴 V. 门次耳 (捷), 滑坡与其防治, 铁道部科学研究院西北研究所译, 1967
- 2 张倬元等. 工程地质问题分析原理. 北京: 地质出版社, 1981
- 3 铁道部科学研究院西北研究所, 滑坡防治, 北京: 人民铁道出版社, 1977
- 4 铁道部第三勘测设计院, 铁路工程地质实例 (华北、东北分册), 北京: 中国铁道出版社, 1996
- 5 铁道部第二勘测设计院, 抗滑桩设计与计算, 北京: 中国铁道出版社, 1983
- 6 胡广韬 动力滑坡学, 西安: 陕西科技出版社, 1988
- 7 工程地质手册 (第二版) 北京: 中国建筑工业出版社, 1982
- 8 文集编委会, 滑坡文集 (第 1 集至第 11 集), 北京: 中国铁道出版社, 1973~1994
- 9 国防滑坡与岩土工程学术会议论文集, 武汉: 华中理工大学出版社, 1991
- 10 中国工程地质专业委员会, 中国典型滑坡北京: 科学出版社, 1988
- 11 岩土工程实录 (第三届) 文集, 北京: 兵器工业出版社, 1993
- 12 学报编辑部中国灾害与防治学报 (第三期), 1993
- 13 兰州滑坡泥石流学术研讨会文集, 兰州: 兰州大学出版社, 1998

前 言

滑坡是人类工程活动中常遇到的地质灾害问题。我国滑坡主要分布于西南、西北和华东地区，但在特定的地质条件下，华北和东北某些地区滑坡也很发育。如山西省的晋中和晋东南地区常出现一些大、巨型的古滑坡，或密集的滑坡群。并且北方滑坡常具有独特的地质背景和成因特征，工程建设对山体平衡条件的改变，常是造成古滑坡复活或产生新生滑坡的主要原因。如 20 世纪后期，在太焦线铁路施工中就遇到各类滑坡数十处，其中绝大部分都与铁路施工有关。全线为整治滑坡不但增加了大量工程投资，花费大量人力、物力，还延误工期，但从中取得了一些经验和教训。在此期间，我有机会参加全线的滑坡勘察、整治设计和配合施工等工作，取得了一些经验。为报答领导及同行们的支持和爱护，也对社会做点贡献，在岩土工程理论和实践经验都很丰富的丰明海高级工程师的协助下，将本人在工作中的经验和体会编写成册，供专业同行参考。

本书共分 6 章 第一章概论，主要介绍国内外典型滑坡及其对人类的危害；第二、三两章介绍滑坡的基本概念、分类和成因机制；第四、五两章是本书的重点，较详细地阐述滑坡区的勘察、整治设计和配合施工的方法要点、设计原则以及各阶段的具体做法；第六章滑坡整治工程实例是本人经历过的部分整治工程，作为对前几章阐述内容的论证。总之，本书编写的指导思想是按岩土工程技术体制的要求，内容由浅入深，使读者能在普及的基础上提高，并在提高的基础上逐步掌握滑坡整治的方法和步骤，进而能独立承担滑坡病害工点整治的任务。

本书在编写过程中得到铁道部第三勘测设计院地路处、岩土工程总公司和勘测分院领导和职工的大力支持，尤其是朱玉江、訾平华和王凤英等同志利用业余时间帮助查阅资料、复印和描图等，做了大量工作，在此对他们表示衷心的感谢。本书完稿后，又承蒙岩土工程老专家回孝诚和刘国璉两位先生详细审阅全稿，并提出宝贵意见，在此特致诚挚的谢意。

本书资料来源除本人平时积累材料和在报刊发表的文章外，部分来自有关的勘察设计文件，在此向在滑坡勘察和整治设计中共同工作过的同志表示感谢！

限于作者水平，不当之处，在所难免，恳望指正。

王松龄
2001 年 5 月