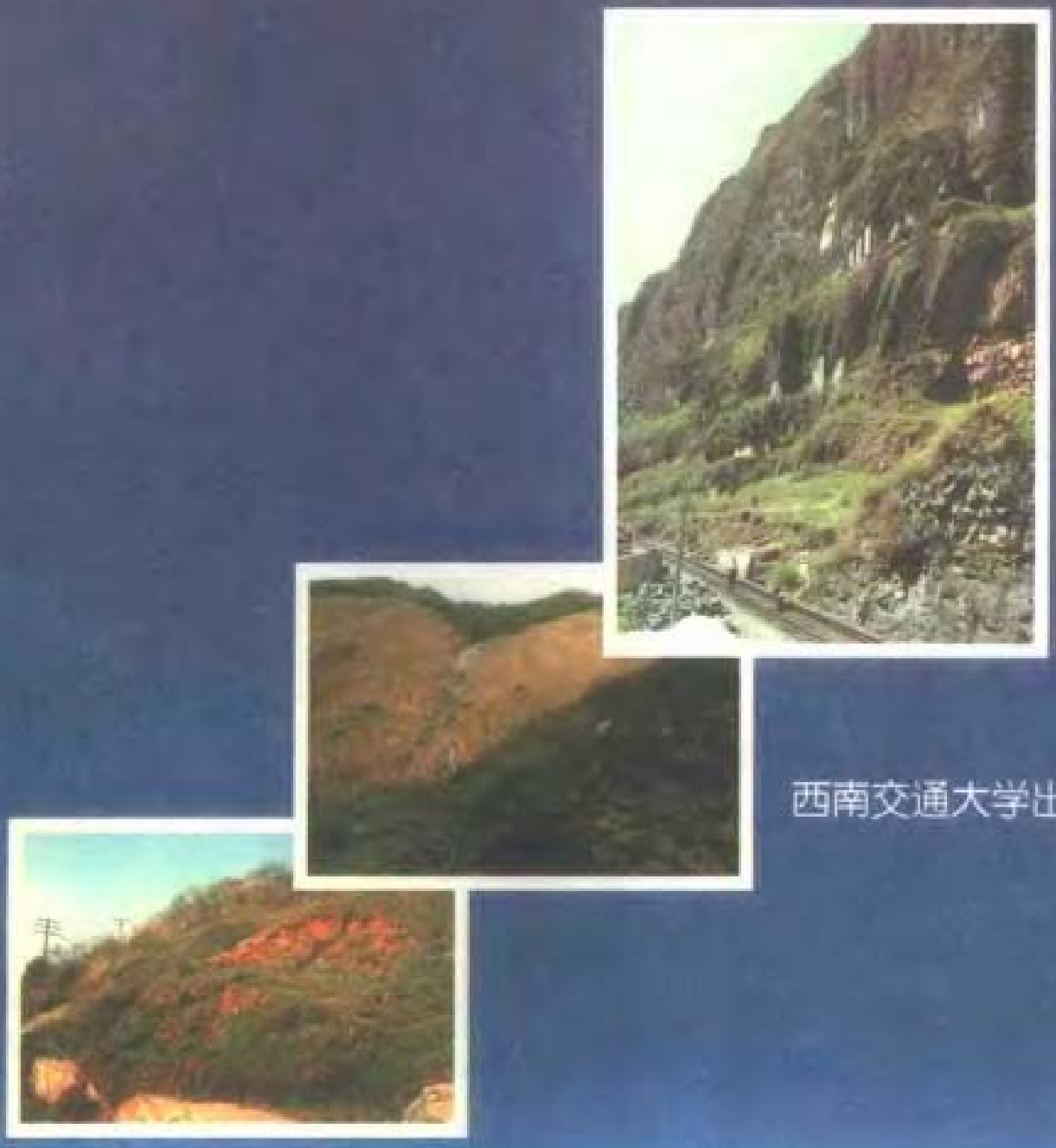
边坡地质灾害的预测预报

胡厚田等　编著



西南交通大学出版社

责任编辑　林　贞
封面设计　郑　宏

ISBN 7-81057-536-8
9 787810 575362 >

ISBN 7-81057-536-8/U·036
定价：18.00 元

边坡地质灾害的预测预报

胡厚田　韩会增
吕小平　程谦恭　编著

西南交通大学出版社
·成　都·

图书在版编目（CIP）数据

边坡地质灾害的预测预报 / 胡厚田等编著. —成都：西南交通大学出版社，2001.3

ISBN 7-81057-536-8

Ⅰ. 边… Ⅱ. 胡… Ⅲ. ①铁路路基—边坡—地质灾害—预测②铁路路基—边坡—地质灾害—预报

Ⅳ. U216.41

中国版本图书馆 CIP 数据核字（2001）第 01888 号

边坡地质灾害的预测预报

胡厚田　韩会增
吕小平　程谦恭　编著

出 版 人　宋绍南
责任编辑　林　贞
封面设计　郑　宏
西南交通大学出版社出版发行
（成都市交大路 148 号　邮政编码：610031　发行科电话：7600564）
http://press.swjtu.edu.cn
E-mail: cbs@center2.swjtu.edu.cn
四川森林印务有限责任公司印刷

开本：787 mm × 1092 mm　1/16　　印张：8
字数：188 千字　　印数：1~500 册
2001 年 3 月第 1 版　2001 年 3 月第 1 次印刷
ISBN 7-81057-536-8/U · 036
定价：18.00 元

内 容 提 要

近十几年来作者在边坡地质灾害的预测预报方面开展了一系列研究，在理论应用上有所创新。在郑州、柳州、成都各铁路局应用中取得了较显著的社会效益和经济效益。本书是在此基础上编著而成。全书共五章，第一章边坡地质灾害及其特征，阐述了边坡地质灾害崩塌、滑坡、坍塌的环境条件、影响因素、形成机理、分类及其特征；第二、三、四章是本书的重点，分别详细阐述崩塌、滑坡、坍塌等边坡地质灾害的预测预报方法；第五章铁路边坡数据库系统，对铁路边坡地质灾害的数据库管理系统做了介绍，其中包括边坡地质灾害工点稳定性排序。内容较丰富，联系实际，实用性较强。

本书可供设计、施工、运营各部门的工程地质及相关的工程技术人员参考，也可作为有关研究生、本科生参考教材。

前　言

我国山区铁路较多，共有 40 000 多公里，约占全国运营铁路的三分之二。据 1981 年统计，全国约 50 条山区铁路，共有数千次崩塌落石、滑坡、塌方等边坡地质灾害发生，每年都有发生边坡地质灾害造成的中断行车事故。如原西安铁路局略阳—上西坝段线路总长 135 km，1981 年雨季共发生边坡地质灾害 59 处；为整治边坡地质灾害，接长明洞 31 处、改建隧道3 处、修建抗滑挡墙及抗滑桩 25 处，整治费用高达亿元以上。因此，进行边坡地质灾害的预测预报研究就显得十分必要。

近十年来铁路系统在边坡地质灾害的预测预报方面开展了一系列研究，并取得了许多可喜的成果。如作者在“滑坡崩塌区段预测及稳定度评判的数学地质方法”、“黔桂线崩塌落石预测的研究”、“汛期铁路土质边坡塌方灾害的预测”等研究中所取得的成果，在理论上和应用上都有所创新，在郑州、柳州、成都各铁路局中应用取得了显著的社会效益和经济效益。

本书是作者在上述成果的基础上撰写而成，内容上反映了当前该领域的先进水平。本书共五章，划分为三个部分。第一部分即第一章边坡地质灾害及其特征，阐述了边坡地质灾害的定义及崩塌、滑坡、坍塌等边坡灾害的环境条件、影响因素、形成机理、分类及其特征。第二部分是本书的重点，包括第二、三、四章，分别详细地阐述了崩塌、滑坡、坍塌等边坡地质灾害的预测预报方法。第三部分即第五章铁路边坡数据库系统，对铁路边坡地质灾害的数据库管理系统做了介绍，其中包括边坡地质灾害工点稳定性排序。第一章和第二章胡厚田撰写，第三章程谦恭撰写，第四章韩会增撰写，第五章吕小平撰写，全书由胡厚田审校定稿。

本书得到国家自然科学基金(49872087)和西南交通大学学科建设基金资助，在此表示感谢。

作　者

2000 年 4 月

A 77/4

目　　录

第一章　边坡地质灾害及其特征

1.1　边坡地质灾害概述 …… 1
1.2　崩塌、落石的形成及基本特征 …… 2
1.3　滑坡的形成及基本特征 …… 7
1.4　坍塌的形成及基本特征 …… 12

第二章　崩塌落石的综合预测预报方法

2.1　崩塌区段预测的信息量统计方法 …… 14
2.2　崩塌稳定度的模糊综合评判方法 …… 21
2.3　崩塌稳定度的综合评分方法 …… 25
2.4　崩塌的中长期预报 …… 30
2.5　崩塌的近期预报 …… 36

第三章　滑坡预测预报

3.1　滑坡时空预测预报的概念及研究意义 …… 42
3.2　滑坡空间预测原理及方法 …… 44
3.3　滑坡空间预测制图技术 …… 48
3.4　滑坡时间预报原理及方法 …… 58

第四章　土质边坡坍塌预测的研究

4.1　坍塌的抗洪雨量法预测 …… 77
4.2　坍塌的警戒雨量法预测 …… 81
4.3　坍塌的判别分析预测 …… 85
4.4　坍塌的模糊综合评判预测 …… 95
4.5　坍塌的灰色聚类预测 …… 101

第五章　铁路边坡数据管理与稳定性评价系统

5.1　边坡的数据管理 …… 106
5.2　岩石边坡的因素构成和稳定性权重体系 …… 109
5.3　边坡稳定性综合排序 …… 116
5.4　基于层次权重的稳定性模糊综合评判 …… 117
5.5　应用举例 …… 118

参考文献 …… 120

第一章　边坡地质灾害及其特征

1.1　边坡地质灾害概述

边坡地质灾害包括人工边坡工程中的地质灾害，也包括天然边坡中的地质灾害。边坡岩体在重力、构造力、地震力以及各种外营力的长期作用下，都有一个向下滑落的趋势，这个趋势受到岩体本身抗剪切、抗破坏力的阻抗，一旦岩体阻抗力小于向下滑落的破坏力时，就会产生各种地质现象，并可能造成灾害。下面就人工边坡工程中的地质灾害和天然边坡中的地质灾害两方面加以叙述。

1.1.1　人工边坡工程中的地质灾害

山区的铁路、公路、水渠、水库、矿山和城镇等的建设，都有大量边坡工程，由于边坡岩体地质条件不良，加之有各种外营力的长期作用，常有崩塌、滑坡、坍塌、风化剥蚀等地质现象产生，并给人类带来不同程度的严重灾害。

铁路和公路沿线滑坡、崩塌、坍塌等地质灾害分布广泛，全国铁路沿线的滑坡有千余处，每年发生崩塌、落石数千处。如宝成线宝鸡—上西坝段共 347 km，从 1954 年开始施工，1957 年底竣工，施工期间共发生滑坡、崩塌、坍塌等大小地质灾害 2 136 处，整治费用高达 8 200 万元。交付运营以后地质灾害仍然不断发生，仅 1958 年至 1962 年中断行车累计达 1 705 小时，从 1958 年至 1982 年二十多年里，宝上段共发生塌方约 281.1 万立方米，中断行车 4 608 小时，整治费用高达 12 880 万元，平均每公里增加投资 37.12 万元。

水库、水渠区的滑坡、崩塌、坍塌的分布也十分广泛，如成都龙泉山两翼的水渠滑坡众多。据 1981 年调查，龙泉山西翼南端渠道长约 58 km，滑坡 147 处，沿渠滑动长 5.359 km；东翼南端渠道长 90 km，滑坡 115 处，沿渠滑动长 3.17 km。水库滑坡在世界范围内也屡有发生，1963 年意大利瓦依昂水库滑坡的体积达 2.7～3.0 亿立方米，造成巨大灾害；1978 年我国塘岩光水库滑坡也造成巨大灾害。

我国重庆市和渡口，由于城市建设都产生大量滑坡，因而给人类生命财产也都造成重大损失。

陕西渭北由耀县、铜川、白水、合阳至韩城长约 183 km 的带形煤矿区，自1950 年以来，由于大规模开发地下煤炭资源以及地面进行大量工程建设，极大地改变和破坏了矿区自然环境的平衡状态，产生滑坡 150 多个，造成了严重的滑坡灾害。

1980 年 6 月，湖北省盐池河磷矿发生灾难性大崩塌，高 160 m，体积达 100 万立方米的山体突然崩落，冲击气浪将四层大楼抛至对岸撞碎，崩落的土石冲向对岸，造成建筑物毁坏，有 284 人丧生。甘肃孔山和金川等露天矿边坡也都有大量的地质灾害发生。

1.1.2 天然边坡的地质灾害

天然边坡由于长期在外营力的作用下，特别是在长期大暴雨的作用下，容易产生滑坡和崩塌。如四川省 1981 年由于特大暴雨，全省发生 60 000 多处滑坡。这些滑坡主要分布在川北、川西地区，其中滑坡密集分布的有旺苍、广元、南江、苍溪、巴中、仪陇、盐亭、剑阁、南部、三台、射洪、中江以及龙泉山南部诸县区，造成重大灾害损失的滑坡有 47 000 处，有数十万人民受灾，使 60 000 人无家可归，毁坏了大量耕地和森林，是建国以来四川省滑坡灾害较严重的一年，这60 000 多处滑坡有很大一部分是发生在天然山坡上。

1983 年 3 月7 日17 时 46 分，甘肃省东乡县洒勒山天然山坡发生大型高速滑坡，滑坡南北长1.6 km、东西长 0.8 km，滑坡体平均厚 30 m，滑坡体体积约 4 100 万立方米，滑坡历时不足 1 分钟，滑速每秒达 30 余米。滑坡发生后，四个生产队 84 户农民有 71 户被埋，237 人丧生，公路被推断，距滑坡后缘约 1.6 km 的巴谢河被堵塞，水库被淤填，有 3 000 多亩耕地被毁。

再如，1988 年 1 月10 日18 时 37 分，伴随着一串惊天动地的“霹雳”响声，位于四川盆地东部边缘的巫溪县下堡乡中阳村发生一次大型崩塌，约有 765 万立方米的石块和泥土，从千米高的山顶以排山倒海之势倾泻而下，填平了西溪河谷，冲上对岸 50 多米高的山坡，巨大的冲击气浪和铺天盖地的飞砂走石，摧毁埋没了两岸的房屋和田地，崩塌体的堆积面积达 64 万平方米，有 11 人丧生，7 人受伤，15 人下落不明，造成了重大灾害。

从上述大量调查资料可以看出，边坡地质灾害是严重的，其中主要有滑坡、崩塌、坍塌和风化剥落四种，又以滑坡、崩塌、坍塌三种地质灾害对人类威胁较大，是本书阐述的重点。

1.2 崩塌、落石的形成及基本特征

1.2.1 崩塌、落石及其形成条件和影响因素

1. 崩塌、落石的定义

陡坡上的岩体或土体在重力或有其它外力作用下，突然向下崩落的现象叫做崩塌。崩落的岩体(或土体)顺坡猛烈地翻滚、跳跃、相互撞击，最后堆积于坡脚。它和滑坡有以下几点区别：① 滑坡运动速度多数缓慢，而崩塌发生猛烈，运动速度快；② 滑坡多沿固定的面或带运动，而崩塌不沿固定的面和带；③ 滑坡多保持原来的相对完整性，而崩塌体完全被破坏；④ 滑坡水平位移大于垂直位移，而崩塌正相反。

落石是陡坡上的个别岩石块体在重力或其它外力作用下，突然向下滚落的现象。

2. 崩塌、落石的形成条件和影响因素

崩塌、落石的形成条件和影响因素很多，主要有地形地貌条件、岩性条件、地质构造条件，以及降雨和地下水的影响；还有地震的影响、风化作用和人为因素的影响等。现说明如下：

（1）地形地貌条件

① 崩塌、落石多发生在海、湖、河、冲沟岸坡、高陡的山坡和人工坡上，地形坡度通常大于45°。

② 峡谷陡坡是崩塌、落石密集发生的地段，因为峡谷岸坡新构造运动强烈，高差从数十米到数百米，岸坡陡峻，坡度在45°～70°以上，卸荷裂缝发育，基岩裸露，崩塌、落石常密集分布。

③ 山区河谷凹岸也是崩塌、落石较集中分布的地段，因河曲凹岸遭受冲刷，山坡较陡，易于造成崩塌、落石发生。

④ 冲沟岸坡和山坡陡崖岩体直立，不稳定岩体较多，时有崩塌、落石发生。

⑤ 丘陵和分水岭地段崩塌、落石较少，原因是地形相对平缓，高差较小，如果开挖高边坡，也会产生崩塌、落石。

（2）岩性条件

① 崩塌、落石绝大多数发生在岩性较坚硬的基岩区，因为只有较坚硬的岩石才可能形成高陡的边坡地形。

② 在沉积岩区，当河谷陡坡由软硬相间岩层组成时，如果软岩层分布高度与河水位一致时，因软岩易被河水冲刷，上部岩体常发生大崩塌；当河岸坡脚由可溶性岩组成时，由于河流长期的冲蚀和溶解作用，易于形成岸坡岩体大崩塌；当巨厚层、完整坚硬的岩层夹有薄层页岩，且岩层倾向临空面时，陡峻边坡可能发生大型滑移式崩塌；褶曲发育的高陡页岩和泥岩边坡，常有小型崩塌、落石。

③ 在岩浆岩区，当垂直节理（如柱状节理）发育，并有倾向线路的构造裂面时，易产生大型崩塌；当岩浆岩中有晚期岩脉、岩墙穿插时，在岩体中形成不规则的软弱接触面，它们和其它构造结构面组合在一起，为崩塌落石发生提供了条件。

④ 在变质岩区，正变质岩区与岩浆岩区类似，副变质岩区有以下情况：动力变质的片岩、板岩和千枚岩边坡上常有褶曲发育，故弧形结构面较多，当其倾向临空面时，多发生滑移式崩塌落石；此类岩石不仅片理发育，而且各种构造结构面也很发育，把岩体切割成大小不等的岩块，为崩塌、落石发生提供了条件。

（3）地质构造条件

① 断裂构造对崩塌落石的控制作用。当建筑物的延伸方向和区域构造线一致，而且采用深挖方案时，崩塌落石较多。

大断层交汇的峡谷区常有大型崩塌产生；断层密集区岩层破碎，高陡边坡地段崩塌、落石频频发生。

② 褶皱对崩塌落石的控制作用。褶皱核部由于岩层强烈弯曲，岩石破碎，地表水渗入，易于产生崩塌落石，其规模主要取决于褶皱轴向与临空面走向的夹角。当褶皱轴向与临空面走向平行时，高陡边坡可能产生大崩塌；褶皱两翼为单斜岩层，当岩层倾向临空面时，易于产生滑移式崩塌、落石。

③ 构造节理与崩塌、落石的关系。沿构造节理常发生滑移式崩塌、落石；构造节理面以上的潜在崩塌体的稳定性与节理倾角的大小有关，与节理面的粗糙度和充填物有关，当有粘土或其它风化物充填时，易受水浸润软化，促进了崩塌、落石产生。

(4) 降雨和地下水对崩塌、落石的影响

① 降雨对崩塌落石的影响。崩塌、落石有 80% 发生在雨季，特别是雨中和雨后不久；连续降雨时间越长，暴雨强度越大，崩塌、落石次数越多；阴雨连绵天气较短促的暴雨天气崩塌、落石多；长期大雨比连绵细雨时崩塌、落石多。

② 地下水对崩塌、落石的影响。边坡和山坡中的地下水往往可以直接从大气降水补给，使其流量大大增加，地下水和雨水联合作用，更进一步促进了崩塌、落石发生，主要表现在以下四个方面：充满裂隙中的水及其流动，对潜在崩塌体产生静水压力和动水压力；产生向上的浮托力；岩体和充填物由于水的浸泡，抗剪强度大大降低；充满裂隙的水，使不稳定岩体和稳定岩体之间的侧向摩擦力减小。

(5) 地震对崩塌、落石的影响

地震时由于地壳强烈震动，边坡岩体各种结构面的强度会降低；同时，因有水平地震力作用，边坡岩体的稳定性会大大降低，导致崩塌、落石的发生。山区的大地震都伴随有大量崩塌、落石的产生。

(6) 风化作用的影响

① 在边坡坡度、高度相同时，岩石风化程度越高，其强度越低，发生崩塌、落石的可能性越大。

② 边坡岩体的差异性风化使岩体悬空，可能导致崩塌、落石的产生。

③ 充填在结构面里的风化产物，可能使岩体失稳。

④ 高陡人工边坡如果切割原山坡的风化壳，可能引起风化壳沿完整岩体发生崩塌。

⑤ 生长在陡边坡岩体裂缝中的树木，促进崩塌、落石的产生。

(7) 人为因素的影响

① 建筑物未避开严重的崩塌、落石地段，致使崩塌、落石不断发生。

② 边坡设计过高过陡，产生崩塌落石。

③ 不适宜的采用大爆破，导致崩塌、落石产生。

④ 施工程序不当，导致崩塌、落石产生，如边坡自下而上的开挖。

1.2.2 崩塌的形成机理

崩塌的规模大小、物质组成、结构构造、活动方式、运动途径、堆积情况、破坏能力等千差万别，但其形成机理是有规律的，常见的有五种。

1. 倾倒—崩塌

在河流的峡谷区、岩溶区、冲沟地段及其它陡坡上，常见巨大而直立的岩体，以垂直节理或裂缝与稳定岩体分开，其断面形式如图 1-1 所示。这类岩体的特点是高而窄，横向稳定性差，失稳时岩体以坡

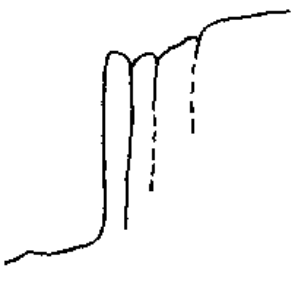


图 1-1 倾倒—崩塌

脚的某一点为转点，发生转动性倾倒，这种崩塌模式的产生有多种途径：① 长期冲刷淘蚀直立岩体的坡脚，由于偏压，使直立岩体产生倾倒蠕变，最后导致倾倒式崩塌；② 当附加特殊水平力（地震力、静水压力、动水压力、冻胀力和根劈力等）时，岩体可倾倒破坏；③ 当坡脚由软岩组成时，雨水软化坡脚，产生偏压，引起这类崩塌；④ 直立岩体在长期重力作用下，产生弯折也能导致这种崩塌。

2. 滑移—崩塌

在某些陡坡上，在不稳定岩体下部有向坡下倾斜的光滑结构面或软弱面，其形式有三种情况，如图 1-2 所示。

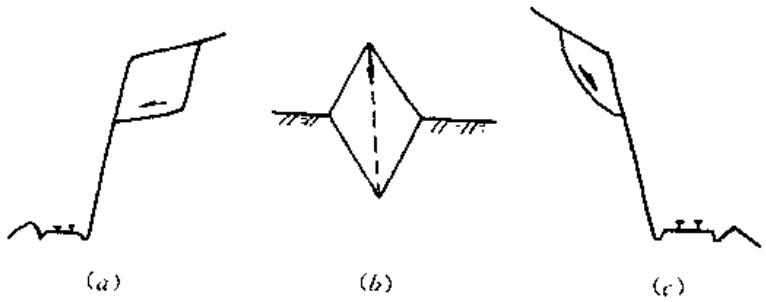


图 1-2　滑移—崩塌

这种崩塌能否产生，关键在开始时的滑移，岩体重心一经滑出陡坡，突然崩塌就会产生。这类崩塌产生的原因，除重力之外，连续大雨渗入岩体裂缝，产生静水压力和动水压力以及雨水软化软弱面，都是岩体滑移的主要诱因；在某些条件下，地震也可能引起这类崩塌。

3. 鼓胀—崩塌

当陡坡上不稳定岩体之下有较厚的软弱岩层，或不稳定岩体本身就是松软岩层，而且有长大节理把不稳定岩体和稳定岩体分开，在有连续大雨或有地下水补给的情况下，下部较厚的软弱层或松软岩层被软化。在上部岩体的重力作用下，当压应力超过软岩天然状态下的无侧限抗压强度时，软岩将被挤出，发生向外鼓胀，随着鼓胀的不断发展，不稳定岩体将不断地下沉和外移，同时，发生倾斜，一旦重心移出坡外，崩塌即会产生，如图 1-3 所示。因此，下部较厚的软弱岩层能否向外鼓胀，是这类崩塌能否产生的关键。



图 1-3　鼓胀—崩塌

4. 拉裂—崩塌

当陡坡由软硬相间的岩层组成时，由于风化作用或河流的冲刷淘蚀作用，上部坚硬岩层在断面上常以悬臂梁形式突出来，如图 1-4 所示。图中 AB 面上剪力弯矩最大，在 A 点附近呈受拉应力最大。所以，在长期重力作用下，A 点附近的节理会逐渐扩大发展。因此，拉应力更进一步集中在尚未产生节理裂隙的部位，一旦拉应力大于这部分岩石的抗拉强度时，拉裂缝就会迅速向下发展，突出的岩体就会

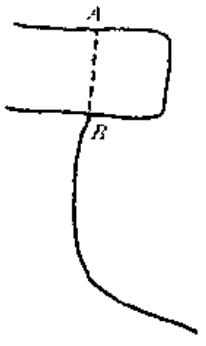


图 1-4　拉裂—崩塌

突然地向下崩落。除重力长期作用之外，震动、各种风化作用，特别是根劈和寒冷地区的冰劈作用等，都会促进这类崩塌的发展。

5. 错断—崩塌

陡坡上的长柱状和板状的不稳定岩体，在某些因素作用下，或因不稳定岩体的重量增加或因其下部断面减小，都可能使长柱状或板状不稳定岩体的下部被剪断，从而发生错断式崩塌，其破坏形式如图 1-5 所示。这种崩塌在于岩体下部因自重所产生的剪应力是否超过岩石的抗剪强度，一旦超过，崩塌将迅速产生。通常有以下几种途径：① 由于地壳上升，河流下切作用加强，使垂直节理裂隙不断加深，因此，长柱状和板状岩体的自重不断增加；② 在冲刷和其它风化剥蚀营力的作用下，岩体下部的断面不断减小，从而导致岩体被剪断；③ 由于人工开挖边坡过高、过陡，使下面岩体被剪断，产生崩塌。



图 1-5　错断—崩塌

1.2.3　崩塌的分类

1. 国内外崩塌分类概况

前苏联尼·米·罗依尼什维里 1960 年在《铁路防治崩塌建筑物》一书中，把崩塌分为，山坡崩塌和岸边崩塌两大类，而把铁路沿线常见的山坡崩塌按其物理特征划分为：① 岩体或石块的崩塌；② 土体崩塌；③ 混合性崩塌。日本的山田刚二等按地质情况，即主要按崩塌组成物质，把崖崩划分为：① 崩积土崩塌；② 表层土崩塌；③ 沉积土崩塌；④ 基岩崩塌。

1959 年我国铁道部宝成线的总结中，按崩塌发生的原因把崩塌分为：① 断层崩塌；② 节理裂隙崩塌；③ 风化碎石崩塌；④ 硬软岩接触带崩塌。

上述崩塌的分类都是按崩塌体的物质组成和产生原因划分的，尚未从崩塌的运动规律方面加以考虑。

2. 崩塌的分类和说明

崩塌体的地质环境及崩塌的诱发因素是多种多样的，但是，崩塌的运动形式和形成机理是有规律可循的，作者根据崩塌的形成机理，把崩塌划分为 5 类：即倾倒式崩塌、滑移式崩塌、鼓胀式崩塌、拉裂式崩塌、错断式崩塌。下面表 1-1 分述。

表 1-1　崩 塌 分 类 说 明 表

主要特征 类　型	岩　性	结 构 面	地　貌	崩塌体形状	受力状态	起始运动 形　式	失稳主要 因　素
倾倒式崩塌	黄土，石灰岩及其它直立岩层	多为垂直节理、柱状节理，直立岩层面	峡谷、直立岸坡、悬崖等	板　状 长柱状	主要受倾覆力矩作用	倾　倒	静水压力，动水压力，地震力，重力
滑移式崩塌	多为软硬相间的岩层，如石灰岩夹薄层页岩	有倾向临空面的结构面（可能是平面、楔形或弧形）	陡坡通常大于 45°	可能组合成各种形状，如板状、楔形、圆柱状等	滑移面主要受剪切力	滑　移	重力，静水压力，动水压力

续表 1-1

主要特征 类　型	岩　性	结构面	地　貌	崩塌体形状	受力状态	起始运动 形　式	失稳主要 因　素
鼓胀式崩塌	直立的黄土、粘土或坚硬岩石下有较厚软岩层	上部垂直节理、柱状节理，下部为近水平的结构面	陡　坡	岩体高大	下部软岩受垂直挤压	鼓胀，伴有下沉、滑移、倾斜	重力，水的软化作用
拉裂式崩塌	多见于软硬相间的岩层	多为风化裂隙和重力拉张裂隙	上部突出的悬崖	上部硬岩层以悬臂梁形式突出来	拉　张	拉　裂	重　力
错断式崩塌	坚硬岩石黄土	垂直裂隙发育，通常无倾向临空面的结构	大于45°的陡坡	多为板状、长柱状	自重引起的剪切力	错　断	重　力

这个分类反映了崩塌形成发展的几个基本途径，各类崩塌在岩性、结构面特性、地貌、崩塌体形状、岩体受力状态、起始运动形式和失稳因素等方面都有不同特点。表 1-1 列举了各类崩塌的这些特征，其中岩体受力状态和起始运动形式是分类的主要依据。上述 5 类是基本类型，在某些条件下，还可能出现一些过渡类型，如鼓胀—滑移式崩塌，鼓胀—倾倒式崩塌等中间类型。

1.3　滑坡的形成及基本特征

1.3.1　滑坡及其形成条件

人工边坡或天然边坡上的岩土体在重力作用下，沿软弱面或软弱带均有向下滑动的趋势，一旦下滑力大于抗滑力时，岩土体就产生向下的滑移，这种现象称为滑坡。滑坡的速度有快有慢，有的滑坡时滑时停，速度缓慢，每月仅几厘米；有的速度很快，每秒几十米。滑坡的体积有大有小，小的只百余立方米，大的可达百万、千万立方米，甚至高达数亿立方米。就有铁路沿线突然发生的大型滑坡常给国民经济带来巨大损失。如 1992 年在宝成线 190 km 发生的大型岩石滑坡，导致长期的崩塌、落石，使宝成线中断行车 30 余天，抢险和整治费用高达两千多万元，间接损失高达数亿元。可见，滑坡对铁路运输的危害是严重的。因此，了解滑坡的形成条件和影响因素，掌握它的发生、发展规律，对滑坡进行有效的预测是非常重要的。

滑坡的形成条件和影响因素主要有地形地貌条件、岩性条件、地质构造条件、水文地质条件和人为因素等的影响。现把滑坡的形成条件和影响因素，阐述如下：

(1) 地形地貌条件

① 宽谷的重力堆积坡常是滑移坡，是已经产生的古滑坡堆积地形，在人为或自然因素作用下，时常复活，是不稳定的山坡。

② 峡谷缓坡地段，往往表示各种重力堆积地貌、水流重力堆积地貌及岩堆、古滑坡、古错落、洪积扇地貌等，当线路以挖方形式通过时，常出现老滑坡复活或出现新滑坡。

③ 山间盆地边缘区、起伏平缓的丘陵地貌是岩石滑坡和粘性土滑坡集中分布的地貌单元。

④ 凸形山坡或凸形山嘴，在岩层倾向临空面时，可产生层面岩石滑坡；有断层通过时，可产生构造面破碎岩石滑坡。

⑤ 单面山缓坡区常产生构造面破碎岩石滑坡。

⑥ 线状延伸的断层崖下的崩积、坡积地形常分布有堆积土滑坡。

⑦ 容易汇集地表水、地下水的山间缓坡地段，滑坡较多。

⑧ 易受水流冲刷和淘蚀的山区河流凹岸，滑坡较多。

⑨ 黄土地区高阶地的前缘坡脚，易受水浸湿而强度降低的地段，滑坡较多。

(2) 地层岩性条件

① 粘性土岩组，包括第四系冲积、湖积和残积粘土，上第三系至第四系更新统的杂色粘土区，滑坡较多。

② 堆积土岩组，包括第四系坡、崩积为主的松散堆积物，滑坡较多。

③ 砂页岩岩组、页岩夹层是该岩组的特点，包括中生界、古生界的各有关地层，滑坡分布较多。

④ 含煤砂页岩岩组，夹有煤层或炭质页岩是该岩组的特点，包括三迭系、二迭系、石炭系等有关地层，易产生滑坡。

⑤ 变质岩岩组，包括板岩、千枚岩、片岩等变质岩区，滑坡较多。

⑥ 黄土岩组，含不同成因的第四系黄土。

(3) 地质构造条件

① 活动性强的大断裂带及不同构造单元的交接带，滑坡较多。

② 断层破碎带有利于地表水、地下水活动，易于形成滑坡。

③ 褶曲轴部岩层较破碎，滑坡分布较集中。

④ 与区域主要构造线平行的铁路线，滑坡分布较多。

⑤ 逆断层上盘是断裂构造活动中移动距离大、变形严重的一盘，层间错动多，顺层滑坡较发育。

⑥ 各种结构面形成上陡下缓的组合形式，易于产生岩石滑坡。

⑦ 地震震级高的地区，滑坡较多。

(4) 水文地质条件

① 松散堆积层下为不透水的基岩面时，由于大量地下水沿基岩面活动，降低了土的强度，这是堆积层滑坡分布广泛的重要原因。

② 山坡岩体中的地下水如果具有稳定的储水构造(如断层破碎带水)补给的话，易于产生滑坡。

③ 堆积山坡下部，如果有汇集地下水的埋藏基岩古沟槽时，易于产生大型堆积层滑坡。

④ 当地表水渗入顺坡岩体之后，沿下部相对不透水的软弱岩层(如软弱夹层)流动时，易于形成顺层滑坡。

⑤ 黄土层中的砂层和砂卵石层通常富含地下水，其上部的黄土体常沿此层滑动。

⑥ 河、湖、水库水位的大涨大落，由于动水压力的变化，易于形成岸边滑坡。

⑦ 坡体上部的地表水大量渗入，易于引起滑坡。

(5) 人为因素影响

① 在边坡的中上部堆置弃土或修建房屋，增加荷载，促进滑坡产生。

② 在边坡下部切坡，使支撑减弱，易于形成滑坡。

③ 破坏山坡地表覆盖层及植被，加速岩体风化，使大量地表水下渗，可能引起滑坡。

④ 人工渠道、稻田渗漏及大量排泄生活用水，都能促进滑坡产生。

⑤ 人为的大爆破、机械振动，可能引起滑坡。

1.3.2 滑坡的分类

国内外学者从不同的观点和研究目的出发，对滑坡进行了各种各样的分类，现将常用的滑坡分类列成表 1-2。

表 1-2 常见的滑坡分类

序号	分类原则	滑坡分类
I	按滑动的性质划分	1. 牵引式滑坡 2. 推动式滑坡 3. 混合式滑坡
II	按滑动面和地质特征的关系划分	1. 均质滑坡 2. 顺层滑坡 3. 切层滑坡
III	按组成滑体的物质划分	1. 粘性土滑坡 2. 黄土滑坡 3. 堆填土滑坡 4. 堆积土滑坡 5. 破碎岩石滑坡 6. 岩石滑坡
IV	按主滑面成因划分	1. 堆积面滑坡 2. 层面滑坡 3. 构造面滑坡 4. 同生面滑坡
V	按滑体厚度划分	1. 巨厚层滑坡(>50 m) 2. 厚层滑坡(20～50 m) 3. 中层滑坡(6～20 m) 4. 浅层滑坡(<6 m)

1.3.3 各类滑坡的特征

根据铁道部推荐的分类方法，滑坡应按其组成物质分类。下面是各类滑坡的特征。

1. 粘性土滑坡

主要是指第三纪至第四纪各种成因的粘土、砂粘土、粘砂土滑坡。如常见的膨胀土滑坡和坡积、残积粘土滑坡等。

(1) 膨胀土滑坡　膨胀土属于粘性土范围，所以膨胀土滑坡具有一般粘性土滑坡的特征。从外形看，有弧形的滑坡裂缝，有明显的滑床和滑体。在低矮的边坡上常为横展式滑坡，即滑坡横宽大于纵长；在高大斜边上多为纵长式滑坡。从地貌条件看，膨胀土滑坡多发育在沟间垄岗或丘陵缓坡地段。膨胀土滑坡的滑动面(带)有明显的擦痕，滑带土厚度小，多数仅几厘米，多呈软塑状。膨胀土滑坡有以下规律：

① 牵引性。从滑坡的力学特征上看，膨胀土滑坡多属于牵引式滑坡 (图 1-6)。

② 沿软弱结构面滑动性。膨胀土中由于存在着裂隙软弱面、风化软弱面及构造软弱面，在

滑坡发育过程中，沿这些软弱面逐渐破坏，最后连通形成滑动面，使滑体沿它产生向下的滑动。



图 1-6　膨胀土牵引式滑坡

③ 浅层性。膨胀土滑坡厚度不大，据统计厚度小于 6 m 的约占 80%，如安康膨胀土滑坡，厚度在 0.5～6 m 的滑坡占 82%，厚度大于 6 m 的仅占 18%。

④ 多次滑动性。膨胀土滑坡由于具有牵引性，所以一旦滑动，就会逐步牵引发展，形成一次、二次、三次或更多次滑动。

⑤ 成群分布。我国襄渝线、焦柳线、成昆线和太焦线的膨胀土滑坡都有成群分布的特点，这主要是受膨胀土中的软弱夹层分布规律的控制，同时与地形地貌条件和区域气候条件密切相关。

⑥ 具有明显的季节性。膨胀土滑坡具有明显的季节性和间歇性，在雨季滑坡最活跃，发展速度快；在春融季节也有一定发展，旱季边坡较稳定。

(2) 坡积、残积粘土滑坡　坡积、残积粘土层主要分布在我国南方，包括碳酸盐岩类，中、酸性岩浆岩及某些变质岩类的风化壳及其坡积层。坡积、残积粘土滑坡的特点是滑床坡度与地表坡度较陡，多在 10 余度至 20 余度，滑坡壁较陡在 50°～70°，滑坡前缘通常有反翘现象，滑体内地下水较丰富，前缘常见水泉湿地。滑坡体厚度不等，当风化壳深度达 10～20 m 时，滑坡厚度可以是中层的。

2. 黄土滑坡

黄土滑坡可以发生在不同时期、不同成因的黄土层中，其最大特点是具有群体性，在强烈活动的中、新生代断陷盆地的边缘，基底构造复杂，岩层褶曲强烈，地形切割深度大，黄土滑坡多密集分布；在黄土高原水文网发育、沟谷密集区，由于河流侧向侵蚀，黄土滑坡沿河成线状密集分布；黄土塬边是地形的转折处，坡度突然变大，地下水水力坡度突然增大，塬边具有双层水文地质结构，上部为透水层，下部为相对隔水层，所以，塬边滑坡分布较多。此外，黄土滑坡的群体性分布与第四纪以来活动断裂带、强地震中心的分布情况有关。黄土滑坡按其厚度可划分为巨厚层滑坡(>50 m)、厚层滑坡(20～50 m)、中层滑坡(6～20 m)、浅层滑坡(<6 m)，其特点分述如下：

(1) 厚层及巨厚层黄土滑坡　这类黄土滑坡多发生在具有多层古土壤和钙质结核层的老黄土之中，其底部常有冲积层。通常滑坡壁高数十米，滑壁坡度多在 70° 以上，滑壁下形成带状封闭洼地；滑动面上部切穿新黄土层、老黄土及其下的冲积层；中部多沿基岩顶面、冲积层顶面和层间软弱面滑动，黄土区的基岩多为第三纪红层和古老的变质岩系地层；滑坡前缘翘起部分多穿过冲积层和黄土层(图 1-7)。滑体厚度在 20～100 m 左右，此类滑坡地下水较丰富，在滑坡后壁和前缘往往有泉水出露。

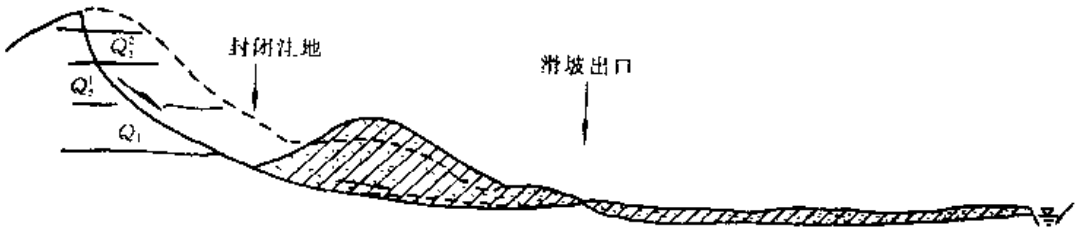


图 1-7　巨厚层黄土滑坡

(2) 中层黄土滑坡　滑壁高 20 m 至数十米左右，滑壁坡度在 45°～70°，滑坡体多由新黄土、老黄土、砂砾卵石层及其间的砂粘土组成。滑动面上部切断土层，有时切入部分砂砾卵石层；中部常沿砂粘土或沿砂砾卵石层及基岩顶面滑动，滑坡体厚 20 m 左右。滑动面上部倾角陡，中部为弧形，下部平直，如图 1-8 所示。这类滑坡地下水通常不发育，滑带土多为软塑状态。

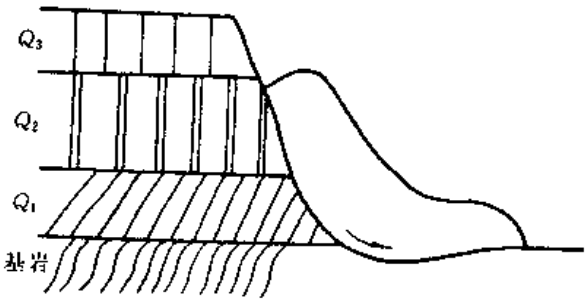


图 1-8　中层黄土滑坡

(3) 浅层黄土滑　多产生在新黄土之中，滑动面多位于不同时期不同成因类型黄土的接触面处，通常滑体规模小、质地均匀、厚度小于 6 m。这类滑坡产生原因多数是由于黄土物质松散，并有陷穴、节理、裂隙发育，大气降水易于渗入，浸泡软化黄土，使其产生滑动。

3. 堆填土滑坡

这类滑坡多为路堤边坡滑坡，或路堤和弃土沿老地面、倾斜基岩面滑动的滑坡。这类滑坡之所以产生，通常是路堤填料不良、夯填不实、排水不畅、基底处理不当、路堤过高过陡等原因造成。

4. 堆积土滑坡

所谓的堆积土是除上述的粘性土、黄土、堆填土之外，还包括其余所有的第四纪堆积物，常见的有洪积坡积为主的砾石土、坡积残积为主的碎石土、崩积坡积或滑坡堆积为主的碎块石土等。这类滑坡的滑动面多沿基岩顶面、不同时代及成因的堆积物分界面滑动，有的可能沿堆积物内部相对软弱带滑动。滑动带多为破碎的页岩或千枚岩风化而成的粘土夹层构成，而且常是饱水或潮湿的，表明地下水较丰富。这类滑坡在发展严重时，滑坡主裂缝、滑坡两侧的滑动裂缝及前缘的裂缝连通一起。当滑坡主裂缝首先在边坡或山坡中部出现，并且主裂缝以外逐渐向上发展一些弧形裂缝，裂缝宽度、长度、错距都越向上越小，则表明滑坡是牵引式滑坡。如果相反，滑坡最上部的主裂缝首先出现，而且其发展最快，宽度、长度、错距也最大，则表明是推动式滑坡。

5. 破碎岩石滑坡

边坡岩体有的由于地质构造的强烈挤压和外营力的长期作用，岩石破碎、岩层产状紊乱，但仍大致保持原岩体的结构特征，这种岩体产生的滑坡就是破碎岩石滑坡，滑坡由碎块石组成。滑动面较陡，上部滑动面通常在 45°～65°，中部在 20°～45°，出口处滑面较平缓；从整个滑动面来看不平顺，有一定起伏。滑带通常是由风化的粘土或砂粘土充填，无明显的含水层，但滑带的含水量较高。如宝成线 1992 年在 190 km 发生的滑坡就属于此类的破碎千枚岩滑坡。

6. 岩石滑坡

易产生完整岩石滑坡的岩石类型通常有：半成岩的各种沉积岩；页岩、泥岩、泥灰岩、凝灰岩、煤系岩层等软岩；砂岩、石灰岩、喷出岩等硬岩；软硬岩相互组合的岩组；千枚岩、片岩、板岩等变质岩。

岩石滑坡按滑动面类型可划分为：岩石层面滑坡和追踪构造节理滑坡。岩石层面滑坡也叫顺层滑坡，这种滑坡的滑坡壁较陡，通常在 70° 以上，多沿断层面和构造节理面发展；滑动面主要沿较软弱的岩层面，通常是沿层间错动面发展，并且常有泥质充填；滑坡出口处的滑动面常追踪缓倾的构造节理面发展，如图 1-9 所示。这类滑坡视岩层倾角的大小不同，其滑动速度也不同。岩层倾角小的，滑动速度缓慢的滑坡，其滑带常有较厚的粘泥状软岩夹层；岩层倾角大的，滑动速度快的滑坡的滑带多是软硬互层中的某一软弱夹层，常为层间错动面。追踪构造节理的岩石滑坡，多发生在凸坡或河流陡岸地段，滑动面较陡，常为折线形。

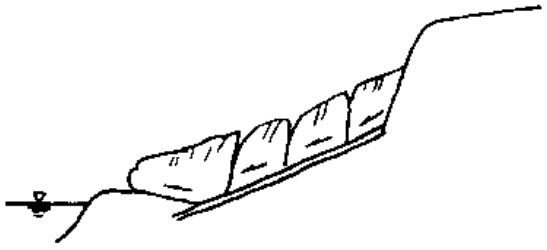


图 1-9　层面岩石滑坡

1.4　坍塌的形成及基本特征

1.4.1　坍塌及其形成条件

1. 坍塌的概念

边坡地质灾害除上述典型的滑坡、崩塌落石外，在土质（包括各种成因堆积土）边坡上，还有一些过渡的地质灾害类型，如铁路现场常遇到的溜坍、堆塌、滑塌等，不同的人对这些病害内涵有不同的理解，因此，有必要在本节中加以说明。

溜坍　边坡上松散的表层土体，由于大量雨水的渗入、浸润，以致饱和，从而使得土颗粒间的连接大大减弱，土强度显著降低，甚至土体成为流动状态，产生顺坡流动，这种破坏现象称作溜坍，类似坡面泥石流。

堆塌 较陡的松散土质边坡，通常在重力和雨水作用下，由于强度显著降低，边坡坡度大于潮湿状态下的天然休止角，土体向下坍落，直到坡度达到天然休止角时为止，这种现象叫堆塌。

滑塌 边坡上的土体由于受水浸润，强度降低，顺坡向下坍塌，这种破坏现象称作滑塌。它和浅层滑坡不同，不沿固定的面或带向下滑动，而沿相对软弱的部分向下坍滑，这种相对软弱的部分可能是不规则的面，下次再失稳，可以沿着另外的不规则的面向下坍滑。

通常把上述土质边坡的三种现象统称为坍塌，或塌方。本书第四章中所说的坍塌或塌方包括上述三种地质现象。

2. 坍塌的形成条件

坍塌的形成必须具备下列两个条件：① 松散的土质边坡，坡度较大，一般大于潮湿状态下天然休止角，平均坡度在 30°～40° 以上；② 有较丰富的雨水、地表水或地下水水源。

1.4.2 坍塌的基本特征

坍塌现象的基本特征主要有以下几点：① 坍塌发生后土体堆于坡脚，整体性完全被破坏；② 坍塌裂缝逐次向边坡上方发展，最外一条裂缝受边坡坡度控制，一般自坡脚以上平均坡度在 1∶1.5 范围之内；③ 每次坍塌均不按固定的面移动，而是按新的不规则的面移动，一直坍至潮湿土层稳定安息角为止；④ 坍塌体下缘均在临空面以上；⑤ 雨水、坡面水和地下水是诱发坍塌的重要原因，其中 90% 以上直接由降雨引起；⑥ 坍塌体厚度不大，通常小于 6 m。

第二章　崩塌落石的综合预测预报方法

随着国民经济建设的蓬勃发展，铁路、公路、水利水电、矿山等工程的高陡边坡越来越多，崩塌落石问题越来越突出。如全国铁路沿线每年有数千次崩塌落石发生，常有砸毁线路、破坏线路设施、造成铁路中断的严重事故。铁路沿线崩塌落石的方量不一定很大，但是，却具有分布处所多、发生频率高、运动速度快、防不胜防的特点。为了防治崩塌落石灾害，对它们进行有计划、有重点的整治，对崩塌落石的预测预报就显得特别重要。以往国内外有关崩塌落石的研究多集中在形成原因、运动机理、稳定性分析、落石运动轨迹等方面，对崩塌落石预测预报的研究很少。作者结合铁道部科研，对铁路沿线的崩塌落石进行了预测预报的研究。本章将从空间预测和时间预报两方面详细介绍。

根据在宝成线和黔桂线崩塌落石的调查及研究，对崩塌落石的空间预测可以采用综合预测的方法，即在大量调查统计资料的基础上，首先在宏观上对崩塌落石进行区段预测，用以确定崩塌落石的危险区段，以便对其进行重点巡查和看守，防止崩塌落石造成灾害。如在宝成线采用信息量统计预测方法，成功地进行了崩塌落石的区段预测。然后，在细观上对每个崩塌落石工点用模糊综合评判和综合评分方法进行稳定性预测，用以确定最危险的崩塌落石工点，从而做到为详细制定投资计划、确定投资重点服务。在时间预报方面，本章对崩塌落石的中长期预报和短期预报都进行了阐述。

为了方便阅读，本章以下的崩塌落石均简略为崩塌。

2.1　崩塌区段预测的信息量统计方法

崩塌是山区铁路沿线常见的一种地质灾害，其分布之广泛，危害之严重，已日益引起人们的高度重视。为了建立科学的崩塌预测方法，为边坡防护及崩塌危岩的监测提供科学依据，本节结合宝成线略阳—上西坝段，采用信息量统计方法对铁路沿线的崩塌灾害进行预测和分区。该方法有两个基本步骤：首先，计算各地质因素和失稳标志所提供崩塌发生的信息量，定量评

价各因素和标志对边坡崩塌的贡献，借以选择与崩塌发生关系密切的变量。然后，计算各区段单元中各标志(因素)信息量的总和，其大小反映了该单元相对 的稳定程度，以此对崩塌灾害进行区段评价和预测。

2.1.1 信息量预测的基本原理

1. 单因子信息量的计算

某种地质因素(或标志)对研究对象(崩塌)的作用，可通过对这些因素所提供给对象信息量的计算来评价，即用信息量的大小来评价地质因素与研究对象的关系密切程度。

某因素 x_i 提供边坡崩塌(B)的信息量由条件概率计算

$$I(x_i,B)=\lg\frac{P(B/x_i)}{P(B)} \tag{2-1}$$

式中 $I(x_i,B)$——x 标志 i 状态下提供事件 B(崩塌)发生的信息量；

$P(B/x_i)$ —— x 标志 i 状态存在条件下，事件 B 实现的概率；

$P(B)$——事件 B 发生的概率。

实际应用时，因 $P(B)$在工作初期不易估计，根据概率乘法原理，式(2-1)可变为

$$I(x_i,B)=\lg\frac{P(x_i/B)}{P(x_i)} \tag{2-2}$$

式中 $P(x_i/B)$——已知事件 B 发生的条件下，出现 x_i 的概率；

$P(x_i)$——研究区中标志值 x_i 出现的概率。

具体运算时，总体概率用样本频率来估计

$$I(x_i,B)=\lg\frac{P(x_i/B)}{P(x_i)}=\lg\frac{u_i/u}{S_i/S} \tag{2-3}$$

式中 u_i——具有标志值 x_i 的崩塌体积；

u ——预测区崩塌的总体积；

S_i——有标志 x_i 的面积；

S ——预测区总面积。

如果预测的区域为带状区，上式中的面积 S_i 和 S 这两个标志值不易统计，故可结合崩塌分布的特点和工务部门的需求，采用下式计算

$$I(x_i,B)=\lg\frac{u_i/u}{L_i/L} \tag{2-4}$$

式中 L_i——有标志 x_i 的线路长度；

L——预测区线路总长度。

2. 求各单元的信息量总和

设影响边坡崩塌的因素有 n 个，则在这些因素的组合作用下提供边坡崩塌发生的信息量总和为

$$I=\sum_{i=1}^{n}I(x_i,B)=\sum_{i=1}^{n}\lg\frac{u_i/u}{L_i/L} \tag{2-5}$$

由于在计算时对单元内有利及不利标志都已考虑，所以总和能较客观地反映该单元地质条件和标志对崩塌发生的贡献程度。

3. 预测分区

在上述计算所得的信息量基础上，确定预测单元的崩塌信息量临界值，据此即可进一步确定各单元的分区结果。信息量临界值采用单元(崩塌)频数曲线法来确定，即作信息量的单元频数曲线，找出曲线上的拐点(图 2-1)，拐点的横坐标即为临界值，具体做法如下：

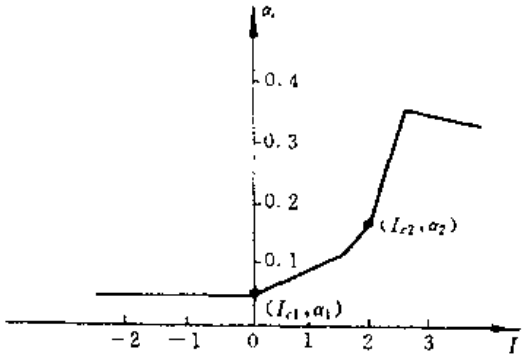


图 2-1　崩塌频数曲线

将预测区各单元标志 x_i 代入式(2-5)中，即得信息值 I，将这些所得的数值作等值划分，即可得到 I 值的分级分区图。

每个 I 值区内崩塌个数和预测区内崩塌总数可由调查得到，从而可计算崩塌频数 α_i

$$\alpha_i=m_i/M \tag{2-6}$$

式中　α_i——某一等值区内崩塌频数；

m_i——某一等值区内崩塌个数；

M——预测区内崩塌总数。

因此，可得一条曲线

$$\alpha=f(I) \tag{2-7}$$

式中，I 为各等值区的信息量值。

在曲线中循 α 降低方向，找出斜率急剧变陡的突变点(拐点)，可将此点对应的 I 值取作崩塌危险程度划分的临界值 I_c，据 I_c 即可得出预测分区的结果。

2.1.2　宝成线略阳—上西坝段崩塌预测分区

1. 分区标志的选择和标志状态的划分

宝成线略阳—上西坝段位于秦岭东西向大褶皱带与龙门山北东向褶皱断裂带的交汇区

域，区内为龙门－大巴山构造带，主体构造线方向为 NE60° 左右，岩层产状陡倾，属中高山区地貌，随着岩体强度的变化，在平行于岩层走向及主体构造线的方向形成一系列正负相间的地带，在与之垂直的方向形成一系列近于南北向的深切沟谷。据典型工点和危险工点的调查研究可以发现：

（1）崩塌的发生与岩性有着极为密切的关系。在某些岩性区崩塌的发生频率较高，且规模较大；而在另一些岩性区，则崩塌出现的频率较低，规模一般也小。

（2）崩塌多发地段的边坡常常是既高且陡，而低缓的边坡区段则较少发生崩塌。

（3）崩塌的发生还与岩体中的结构面及其组合有密切关系。当岩体中结构面组数，结构面与线路方向的交角，结构面倾角、倾向、贯通度及张开度等诸因素的有机组合达到一定的阈值时，崩塌就容易发生。

据此，可将岩性组、坡角、坡高、岩体结构四因素作为信息量计算和分区的主要标志。对于各标志状态的划分可作如下考虑：

（1）岩组　岩性对崩塌的影响，可以岩组作为标志。所谓岩组（岩性组），就是指影响程度或贡献程度相同或相近的几种岩石的组合。据岩性与崩塌的相关性，可将其归为 7 个岩组，即灰岩组、板岩—千枚岩组、硅质岩组、花岗—闪长岩组、辉长—辉绿岩组、页岩组、堆积土岩组。对于那些未列入的岩石类型，则可根据其具体表现而归于相应的岩组。

（2）坡度　根据实际存在的频数及其与崩塌的相关关系，分成六个等级，0°～45°、45°～50°、50°～60°、60°～70°、70°～80°、＞80°。

（3）坡高　分成五个等级，即＜10 m、10～20 m、20～30 m、30～40 m、＞40 m。

（4）岩体结构　虽然岩体中结构面的倾向、倾角、贯通度、张开度以及结构面组合等诸因素均影响着崩塌的发生，但是在野外要想获取这些数据却是困难的。因此，可用岩体结构类型来表征岩体结构，而且结构类型在一定程度上也是各结构因素的综合反映。根据岩体结构类型与崩塌的相关性，将岩体结构分为四个等级，即Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ级，等级越高越易于崩塌的发生。具体划分见表 2-1。

表 2-1　岩体结构的划分

岩体结构等级	岩体结构类型	岩体结构等级	岩体结构类型
Ⅰ	散体结构	Ⅲ	层状结构
Ⅱ	碎裂结构	Ⅳ	块状结构

2. 各标志信息量的计算

根据前述计算公式以及野外现场调查和收集的资料，计算出各标志状态的信息量，如表 2-2 所示。

由计算结果可知，各地质因素或标志对崩塌的贡献程度是不同的。① 岩组：灰岩岩组与崩塌的关系最为密切，其次为辉长—辉绿岩组，而页岩组和堆积土岩组地段发生崩塌的可能性较小；② 坡度：以 60°～80° 坡角地段最易发生崩塌，而小于 60° 的地段崩塌出现机会较小；③ 高度：以 20～40 m 坡高的地段发生崩塌可能性较大，而高度小于 20 m 地段较小发生崩塌；④ 岩体结构：Ⅲ级、Ⅳ级地段最有可能发生崩塌，而Ⅰ级地段则发生崩塌的可能性很小。

表 2-2 各标志状态信息量的计算

标志 (x)	标志状态 (i)	信息量计算			$I(x_i,B)$
		$u=98\ 662$ $u_i(m^2)$	$L=131\ 000$ $L_i(m)$	$\frac{u_i/u}{L_i/L}$	$\lg\frac{u_i/u}{L_i/L}$
岩组	灰岩组	54 087	4 672	15.371 33	1.186 71
	板岩—千枚岩组	12 373	6 582	2.495 96	0.397 2
	花岗岩—闪长岩组	4 501	4 460	1.339 97	0.127 09
	硅质岩组	9 628	6 170	2.071 9	0.316 37
	辉长岩—辉绿岩组	14 358	4 304	4.429 38	0.646 34
	页岩组	145	1 097	0.177 50	−0.755 72
	堆积土岩组	3 570	22 901	0.206 98	−0.684 06
坡度	0°～45°	2 976	21 269	0.138 39	−0.858 89
	45°～50°	650	1 814	0.354 40	−0.450 50
	50°～60°	567	2 219	0.252 72	−0.597 35
	60°～70°	81 199	12 301	6.528 79	0.81483
	70°～80°	33 222	7 032	4.672 72	0.669 57
	>80°	9 940	6 112	1.608 52	0.206 42
坡高	0～10 m	0	0		
	10～20 m	6 362	3 978	1.581 80	0.199 15
	20～30m	67 346	11 108	5.996 51	0.777 90
	30～40 m	29 154	7 361	5.258 76	0.720 88
	>40 m	18 620	8 199	2.246 16	0.351 44
岩体结构	Ⅰ	5 445	28 929	0.186 16	−0.730 11
	Ⅱ	25 767	12 347	2.064 07	0.314 72
	Ⅲ	85 452	11 265	7.502 63	0.875 21
	Ⅳ	9 275	2 355	3.895 34	0.590 54

3. 略阳—上西坝段边坡崩塌信息总量的计算

无论是对单元内有利标志或不利标志都进行了计算，所以总和能较客观地反映该单元地质条件和其它因素对崩塌发生的影响程度，也就是说信息总量反映了各标志的组合效应。例如，某区段岩性是灰岩，属易崩岩性，但由于其坡度很缓，坡高低，也可能属于稳定区段。

略阳—上西坝段边坡崩塌信息量计算结果列于表 2-3。

需要说明的是，未列出部分或是长大隧道段或是经野外调查已确认为稳定段，未作计算。原成果预测 83 个区段，限于篇幅，本表只列前 20 个。

表 2-3　略阳—上西坝段铁路边坡崩塌信息量计算表

序号	起止里程	各标志信息量 $I(x_i,B)$				信息总量 I
		岩组	坡度	高度	岩体结构	
1	NK212+000—NK213+300	−0.681 06	−0.858 89	0.199 15	−0.730 11	−2.073 91
2	NK213+300—NK214+450	1.186 71	0.669 57	0.720 88	0.875 21	3.452 37
3	NK214+450—NK217+090	1.186 71	−0.450 50	0.777 90	0.314 72	1.828 83
4	NK217+090—NK218+860	1.186 71	0.206 42	0.720 88	0.314 72	2.428 73
5	NK218+860—NK221+400	0.397 24	0.814 83	0.199 15	0.314 72	1.725 94
6	NK221+400—NK221+950	0.397 24	−0.858 89	0.199 15	−0.730 11	−0.992 61
7	NK221+950—NK222+160	1.186 71	0.669 57	0.720 88	0.875 21	3.452 37
8	NK222+160—NK224+550	1.186 71	−0.858 89	0.199 15	0.314 72	0.841 69
9	NK224+550—NK224+900	0.127 09	0.669 57	0.351 44	0.875 21	2.023 31
10	NK224+900—NK226+100	0.646 31	−0.858 89	0.351 44	−0.730 11	−0.591 22
11	NK226+100—NK226+350	0.646 31	0.814 83	0.777 90	−0.730 11	1.508 92
12	NK226+350—NK228+300	0.646 34	0.814 83	0.720 88	0.590 54	2.772 59
13	NK228+300—NK229+300	0.646 34	−0.858 89	0.199 15	0.31472	0.301 32
14	NK229+300—NK230+400	0.646 34	0.814 83	0.199 15	0.875 21	2.535 53
15	NK230+400—NK231+200	0.646 34	0.206 42	0.199 15	0.314 72	1.366 63
16	NK231+200—NK232+350	0.646 34	0.669 57	0.199 15	0.875 21	2.390 27
17	NK232+350—NK233+750	0.646 34	−0.597 35	0.720 88	0.875 21	1.645 08
18	NK233+750—NK234+500	0.646 34	0.814 83	0.777 90	0.314 72	2.553 79
19	NK234+500—NK236+650	0.646 34	−0.450 50	0.777 90	0.314 72	1.288 46
20	NK236+650—NK237+100	0.646 34	0.814 83	0.777 90	0.590 54	2.829 61

4. 预测分区

首先根据前述计算的信息总量(表 2-3)将信息总量 I 值划分为六个等值区，即$I\leqslant -2$、$2<I\leqslant 0$、$0<I\leqslant 1.5$、$1.5<I\leqslant 2.2$、$2<I\leqslant 2.5$、$I>2.5$。各区的崩塌落石频数 $\alpha_i=m_i/M$，α_i 计算结果列于表 2-4。

表2-4　各等值区的崩塌落石频数

I	m_i	α_i
$I\leqslant -2$	6	0.048
$-2<I\leqslant 0$	6	0.048
$0<I\leqslant 1.5$	14	0.114
$1.5<I\leqslant 2$	21	0.171
$2<I\leqslant 2.5$	44	0.358
$2.5<I$	32	0.260
	$M=123$	

据表 2-4 中所列的 I、α_i 数据可作出崩塌频数曲线($I-\alpha_i$ 图)如图 2-1 所示。沿 $I-\alpha_i$ 曲线找出拐点及其对应值 I 如下：

$$I_{c1}=0 \quad I_{c2}=2.0$$

即为两个临界点，据此可划分为 3 个区：

(1) $I<I_{c1}$ 为稳定区段，崩塌出现很少；

(2) $I_{c1}<I\leqslant I_{c2}$ 为较稳定区段，崩塌时有发生，但数量较少；

(3) $I>I_{c2}$ 为不稳定区段，崩塌发生频率较高。

据此，可将略阳—上西坝段边坡崩塌按严重程度划分成稳定区、较稳定区、不稳定区三个等级，详见表 2-5。

表2-5 略阳—上西坝崩塌区段预测结果

序号	起点里程	止点里程	分区结果
1	NK212+000	NK213+300	Ⅰ类 稳定
2	NK213+300	NK214+450	Ⅲ类 不稳定
3	NK214+450	NK217+090	Ⅱ类 较稳定
4	NK217+090	NK218+860	Ⅲ类 不稳定
5	NK218+860	NK221+400	Ⅱ类 较稳定
6	NK221+400	NK221+950	Ⅰ类 稳定
7	NK221+950	NK222+160	Ⅲ类 不稳定
8	NK222+160	NK224+550	Ⅱ类 较稳定
9	NK224+550	NK224+900	Ⅲ类 不稳定
10	NK224+900	NK226+100	Ⅰ类 稳定
11	NK226+100	NK226+350	Ⅱ类 较稳定
12	NK226+350	NK228+300	Ⅲ类 不稳定
13	NK228+300	NK229+300	Ⅱ类 较稳定
14	NK229+300	NK230+400	Ⅲ类 不稳定
15	NK230+400	NK231+200	Ⅱ类 较稳定
16	NK231+200	NK232+350	Ⅲ类 不稳定
17	NK232+350	NK233+750	Ⅱ类 较稳定
18	NK233+750	NK234+500	Ⅲ类 不稳定
19	NK234+500	NK236+650	Ⅱ类 较稳定
20	NK236+650	NK237+100	Ⅲ类 不稳定

注 原表共有 83 个工点资料，限于篇幅，只列 20 个。

5. 崩塌预测分区图的编制

将区段预测结果表示在地质底图上，即可得到预测分区图(略)。

2.1.3 应用情况分析

本节的预测方法在西安铁路分局略阳工务段应用效果良好，如 1992 年在该工务段发生影响行车的崩塌落石共 4 次，其中 3 次发生在预测的不稳定区段，1 处发生在较稳定区段。柳州局金城江工务段按本方法预测出 27 个重点不稳定区段，已有多个重点区段发生崩塌落石，同时该工务段用此方法对有危险区段采用钢轨栅栏，已多次拦截崩塌落石，确保了行车安全，说明该方法有较高的准确率。

2.2 崩塌稳定度的模糊综合评判方法

上述崩塌区段预测在宏观上解决了各区段单元崩塌的严重程度。但是对每个崩塌工点的稳定情况还没有预测，能否对每个崩塌工点的稳定度进行定量评判，是广大工程地质工作者多年来一直十分关注的问题，也是关系到对崩塌进行有效整治的大问题。为此在宝成线大量调查的基础上，用模糊综合评判方法对崩塌稳定度进行了评判，其结果与实际情况吻合，说明该方法是合理、可信的。

2.2.1 模糊综合评判的原理

设所研究的因素集和评语集分别为

$$U=\{U_1,U_2,\cdots U_m\}$$
$$V=\{V_1,V_2,\cdots V_n\}$$

则模糊综合评判模型为

$$\underset{\sim}{B}=\underset{\sim}{A}\circ\underset{\sim}{R}$$

其中，$\underset{\sim}{R}=(r_{ij})_{m\times n}$ 是 $U\times V$ 上的模糊子集，通常称为模糊矩阵，由各单因素评判结果得到，r_{ij} 表示第 i 个因素对第 j 个评语的隶属度；$\underset{\sim}{A}=(a_1,a_2,\cdots a_m)$ 是 U 上的模糊子集，常称为关于 U 上的权向量；$\underset{\sim}{B}=(b_1,b_2,\cdots b_n)$ 是 V 上的模糊子集，常称为综合评判结果向量；“$\circ$”为合成运算，可取为$(+,\cdot)$。

当确定综合评判的结果属于哪个评语时，采取最大隶属原则。若 $b_{j0}=\max b_j(1\leqslant j\leqslant n)$时，则断定评判结果为第 j_0 个评语。

2.2.2 崩塌稳定度等级的划分及评判因素的选择

1. 崩塌稳定度等级的划分

为了对崩塌进行定量研究，并对它进行评判，有必要把崩塌稳定度划分为若干个等级。崩塌稳定度指的是潜在崩塌体的稳定程度，也就是它发生崩塌可能性的大小。铁路现场常把潜在崩塌体划分为稳定、较稳定和不稳定三个等级，分别以Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ级表示，从Ⅰ到Ⅲ级崩塌稳定度逐级变差。

这三级潜在崩塌体的情况概括如下：

Ⅰ级稳定的 边界不清楚，即四周结构面没有明显张开，无倾向线路的底界面或倾角平缓。在一般情况下潜在崩塌体不受降雨影响，不会失稳；但在连续十几天以上的特大降雨和超常降雨时，个别稳定的危岩也可能失稳。这类危岩可不整治或用轻型加固措施，如嵌补、护坡等。

Ⅱ级较稳定的 边界较清楚，四周结构面大部分已张开，底界面倾角较大(大于 15°)、抗降雨能力中等，在一般小雨情况下不会失稳，但在连续大雨时可能失稳。这种危岩应采用加固措施，对规模较大、分布连续的工点，在条件允许时，应采用支挡、拦截等措施。

Ⅲ级不稳定的 边界清楚，四周的结构面完全张开，底界面倾角大于20°，抗降雨能力差，在长时间降雨或大雨时即可失稳。这类危岩应视其大小和条件，必须采用相应的清除、加固、拦挡、支撑、遮挡等措施。

2. 稳定度评判因素的选择

崩塌的形成条件和影响因素是很多的，概括起来主要有地质构造、岩性、边坡坡度、高度、岩体结构、气象、水文地质、风化作用、地震和其它机械振动、生物作用以及人为影响等。可以选择和崩塌产生直接相关，并能反映崩塌稳定程度的因素进行评判，排除那些次要的或与稳定度关系不大的共同因素，根据调查资料分析，可作为崩塌稳定度的评判因素有以下6个：

(1) 潜在崩塌体的边界条件 边坡岩体中的各种结构面及其组合形式，决定了边坡岩体中潜在崩塌体的边界条件及其不稳定的程度，潜在崩塌体的边界条件集中地反映了地质构造对边坡岩体的影响，按其完整清楚的程度划分为三个等级(表2-6)。

(2) 底界面的视倾角 岩质边坡上的崩塌绝大多数属于滑移式崩塌，它的产生主要取决于潜在崩塌体的底界面是否倾向线路，其底界面在垂直线路方向上视倾角的大小，决定了潜在崩塌体崩塌的可能性的大小。底界面包括有泥质充填和无泥质充填两种，两种情况分别据视倾角的大小划分为三个等级(表2-6)。

表2-6 崩塌稳定度分级及其评判因素

崩塌稳定度等级	评判因素					
	崩塌体的边界条件	底界面的视倾角	坡度	风化程度	地下水出露情况	边坡高度
	F_1	F_2	F_3	F_4	F_5	F_6
Ⅰ	清楚，四周均有张开裂隙 >0.9	有泥 >20° 无泥 >35°	>70°	风化严重和极严重 0.8～1	长年有水 0.6～1.0	>30 m
Ⅱ	较清楚，四周有张开和闭合结构面 0.7～0.9	有泥 8°～20° 无泥15°～35°	45°～70°	风化颇严重 0.5～0.8	潮湿或雨季有水 0～0.6	10～30 m
Ⅰ	不清楚，四周无明显结构面 <0.7	有泥 <8° 无泥 <15°	<45°	风化轻微未经风化 <0.5	长年无水 0	<10 m

(3) 边坡坡度 边坡坡度大小对崩塌落石有显著影响，光弹试验资料和野外调查资料都表明，坡度越陡，坡顶拉应力区越大，顶部岩体节理越容易产生，据边坡坡度可划分为三个等级(表2-6)。

(4) 风化程度 在边坡坡度与高度一定的情况下，边坡岩体风化程度越高的，稳定性越差，风化按其风化程度可划分为三个等级(表2-6)。

(5) 地下水出露情况 在边坡上有无地下水出露及出露情况、流量变化等对边坡岩体的稳定性影响很大，据此也可以划分三个等级(表2-6)。

(6) 边坡高度 边坡越高，暴露的面积越大，顶部拉应力区也越大。因此，岩体失稳产生崩

塌的可能性也越大。按边坡高度可划分三个等级(表 2-6)。

在稳定性评判因素选择上,值得说明的还有以下几点:① 降雨是诱发崩塌的重要因素(在本章 2.3 崩塌抗降雨能力预测中有专门论述),但在一段铁路范围内,降雨量差别不大,所以在范围不大的情况下,进行崩塌稳定度评判时降雨量可以不考虑;② 地质构造及边坡岩体结构状态对崩塌稳定度有很大影响,前面 1、2 因素中已有反映,所以在评判因素中不单列;③ 岩性对崩塌有较明显的影响,据调查资料,天然边坡崩塌和人工边坡崩塌多发生在坚硬岩石的陡坡地带,而软岩(页岩等)因抗风化能力差,天然边坡和人工边坡低缓,崩塌发生较少。但是,如果在坡度、高度等条件一定的情况下,由于软岩较硬岩强度低,更易于崩塌。因为略阳—上西坝段岩性绝大多数属于坚硬和半坚硬岩石,而且风化作用、坡度、高度这三个因素在一定程度上反映了岩性的影响,故在此特定条件下未单列岩性因素;④ 潜在崩塌体底倾角。对平面滑动用该平面的视倾角;对楔形滑动用两个滑面交线的视倾角;对弧形滑动用其近似平面的视倾角代替。

2.2.3 隶属函数的确定及评判因素权重分配

1. 隶属函数的确定

现考察因素集 $U=\{F_1,\cdots,F_6\}$(其中 F_i 的意义见表 2-6)和评语集 $V=\{\text{Ⅰ},\text{Ⅱ},\text{Ⅲ}\}$(其中Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ表示崩塌稳定度等级)。据表 2-6 可知,$F_1\sim F_6$ 均由它们各自数值分为 3 个层次,这 3 个层次可统一表示为 $>a_2$,$a_1\sim a_2$,$<a_1$。其中 a 为实数,且 $a_1<a_2$。

因而,这 6 个因素对各崩塌稳定度等级的隶属函数,均采用如下统一的形式

$$u_{\text{Ⅰ}}(x)=\begin{cases}1 & a_2\leqslant x\\ \dfrac{2x-(a_1+a_2)}{a_2-a_1} & \dfrac{a_1+a_2}{2}\leqslant x<a_2\\ 0 & x<\dfrac{a_1+a_2}{2}\end{cases}$$

$$u_{\text{Ⅱ}}(x)=\begin{cases}0 & a_2\leqslant x\\ 1-\dfrac{2x-(a_1+a_2)}{a_2-a_1} & \dfrac{a_1+a_2}{2}\leqslant x<a_2\\ 1-\dfrac{\left|x-\dfrac{a_1+a_2}{2}\right|}{a_2-a_1} & a_1\leqslant x<\dfrac{a_1+a_2}{2}\\ 0 & x<a_1\end{cases}$$

$$u_{\text{Ⅲ}}(x)=\begin{cases}0 & \dfrac{a_1+a_2}{2}\leqslant x\\ \dfrac{(a_1+a_2)-2x}{a_2-a_1} & a_1\leqslant x<\dfrac{a_1+a_2}{2}\\ 1 & x<a_1\end{cases}$$

因此，上述 6 个因素对各崩塌稳定度等级的隶属度，均可用各自的 a 值分别代入上列各式求出。

2. 权数分配

权数分配是因素集的一个模糊子集 $\underset{\sim}{A}=(a_1,\cdots,a_6)$。

根据灰色关联度分析方法和实际经验决定各因素权的分配，归一化后 $F_1\sim F_6$ 分别采用 0.3，0.2，0.16，0.13，0.11，0.1，即

$$\underset{\sim}{A}=(0.3,0.2,0.16,0.13,0.11,0.1)$$

对崩塌稳定度等级的综合评判结果为

$$\underset{\sim}{B}=\underset{\sim}{A}\circ\underset{\sim}{R}$$

若 $b_{j_0}=\max b_j(1\leqslant j\leqslant 3)$，则断定综合评判最后结果为 j_0 级崩塌。

2.2.4 评判结果及检验

为了对模糊综合评判方法进行检验，把 72 个待评判的潜在崩塌工点和已发生崩塌的 20 个工点资料都输入计算机进行评判，其中已发生崩塌的 20 个工点结果列于表 2-7，从评判结果可以看出，已发生崩塌的工点中有 16 个评为Ⅲ级不稳定的，有 4 个评为Ⅱ级较稳定的，说明评判结果是正确的；而 72 个待评判的潜在崩塌工点评判结果（表略）与实际掌握情况基本吻合（其回判率在 80%以上），也说明评判结果是可靠的。

表 2-7 崩塌体稳定性模糊综合评判结果

序号	里　　程	Ⅲ类隶属度	Ⅱ类隶属度	Ⅰ类隶属度	判定结果
1	OK215+950	0.6500	0.5250	0.3000	Ⅲ类　不稳定
2	OK216+720	0.4700	0.5900	0.3500	Ⅱ类　较稳定
3	OK219+250	0.5500	0.2900	0.2575	Ⅲ类　不稳定
4	OK224+138	0.6000	0.4250	0.3000	Ⅲ类　不稳定
5	OK225+300	0.4500	0.5500	0.4500	Ⅱ类　较稳定
6	OK225+350	0.6500	0.5250	0.3000	Ⅲ类　不稳定
7	OK228+350	0.5400	0.5800	0.3000	Ⅱ类　较稳定
8	OK228+810	0.6000	0.5500	0.3000	Ⅲ类　不稳定
9	OK233+125	0.6000	0.4000	0.2667	Ⅲ类　不稳定
10	OK233+495	0.7000	0.3333	0.1000	Ⅲ类　不稳定
11	OK239+854	0.5500	0.5750	0.3000	Ⅱ类　较稳定
12	OK241+230	0.6000	0.5500	0.3000	Ⅲ类　不稳定
13	OK241+338	0.6000	0.5500	0.3000	Ⅲ类　不稳定
14	OK245+315	0.6000	0.4250	0.3000	Ⅲ类　不稳定
15	OK249+350	0.7000	0.5000	0.3000	Ⅲ类　不稳定
16	OK253+085	0.4500	0.4000	0.3375	Ⅲ类　不稳定
17	OK253+900	0.7000	0.5000	0.3000	Ⅲ类　不稳定
18	OK265+750	0.7000	0.5000	0.3000	Ⅲ类　不稳定
19	OK271+087	0.5500	0.3500	0.3375	Ⅲ类　不稳定
20	OK324+117	0.7000	0.5000	0.3000	Ⅲ类　不稳定

2.3 崩塌稳定度的综合评分方法

崩塌是山区铁路常见的地质灾害，在每年的春检和秋检中，崩塌都是重点检查的病害之一。由于崩塌的复杂性和多样性，迄今还没有一个简单、方便、可靠、易行的方法来判断岩质边坡上潜在崩塌体的稳定度。因此，建立一个适合工务部门使用的、能迅速确定潜在崩塌体稳定度的评判方法，是一项很有意义的工作。本节结合宝成线略阳—上西坝的崩塌情况，探讨了用综合评分法进行潜在崩塌体的稳定度评判，并且根据崩塌与连续降雨量的相关性，建立了稳定度与连续降雨量的数学模型，从而可以对各种稳定度的潜在崩塌体进行抗连续降雨能力的预测，研究结果对指导防洪抢险有实际意义。

2.3.1 用综合评分法评判潜在崩塌体的稳定度

1. 综合评分法因素的选择及等级和评分标准的划分

影响潜在崩塌体稳定程度的因素很多，结合略阳—上西坝段崩塌情况，可以选择以下 10 个作为综合评分法考虑的因素。

岩性 岩性对岩质边坡崩塌的控制作用是明显的，较软的柔性岩石因抗风化能力低，在自然界不易形成高陡地形，故崩塌较少。坚硬或较坚硬的脆性岩石，常构成较陡的地形，且因其构造节理发育，有利于崩塌发生。但是，当软岩在相同高度和坡度的情况下，与硬岩相比，因强度低，易于风化，产生崩塌的可能性反而大；软硬相间岩性因差异性风化严重，与单一岩性相比，更易于发生崩塌。故这里的岩性分为硬岩、软岩、软硬相间三类考虑，是指当它们的高度、坡度相同时的取值情况(表 2-8)。

坡高 前面已谈到宝成线处在秦岭和龙门山系的高山区，线路两旁路堑边坡和自然山坡高陡，与路基面的最大高差可达 100 m 以上。由于种种原因，山体不同程度地遭到破坏，很多高陡的岩石陡壁边缘都有卸荷张裂缝，陡壁越高裂缝越发育，越易于崩塌形成，据坡高划分为五个等级，各级评分标准见表 2-8。

坡度 边坡坡度的大小对崩塌有显著的影响，产生崩塌的坡度一般都大于 45°，坡度越大越容易形成崩塌，按坡度可分为六个等级，各级评分标准见表 2-8。

岩体结构 岩体结构对崩塌的影响是明显的，按岩体的结构状态可划分为整体结构、块状结构、碎裂结构、散体结构四种类型，各类的特征见表 2-9，各类的评分标准见表 2-8。

地表水 雨季地表水聚集情况及其流动对岩质边坡崩塌有显著影响。据现场调查可将地表水分为坡面漫流、坡面集水、沟槽集水三种。如一面坡的岩质边坡地段，无汇水情况，地表水处于坡面漫流形式；如岩质边坡位于两山之间的垭口地段，坡面正处于两侧突出的凹坡段，坡面相对集水；另一种情况是岩质边坡正处在山坡沟槽部位，地表水聚集更为突出，流水对潜在危岩有重要影响。地表水可按上述五种情况评分(参见表 2-8)。

地下水 地下水对崩塌的形成起重要作用，它能降低潜在崩塌体与稳定岩体之间的摩擦力，软化裂隙充填物，使其抗剪强度大大降低。当地下水能够直接得到长期雨水补给时，对潜在崩塌体则产生动静水压力和浮托力，使潜在崩塌体的稳定性大大降低。地下水分三个等级考虑，评分标准参见表 2-8。

表 2-8　崩塌稳定度评判综合评分方法的因素及评分标准

岩性	硬岩		软岩		软硬相间	
	10		15		20	
坡高 H（m）	$H\leqslant5$	$5<H\leqslant20$	$20<H\leqslant40$	$40<H\leqslant60$	$H>60$	
	0	5	8	10	15	
坡度 α（°）	$\alpha\leqslant45°$	$45°<\alpha\leqslant60°$	$60°<\alpha\leqslant70°$	$70°<\alpha\leqslant80°$	$80°<\alpha\leqslant90°$	探头
	0	5	10	15	20	20
岩体结构	整体结构	块状结构	碎裂结构	散体结构		
	10	15	18	20		
地表水	坡面漫流	坡面集水	沟槽集水			
	5	10	20			
地下水	长年无水	少量渗水或潮湿	长年有水流出			
	0	10	20			
风化程度	风化轻微	风化颇严重	风化严重			
	5	10	15			
边界贯通系数	$\leqslant0.6$	0.7	0.8	0.9	1	
	0	5	10	20	40	

底界面与坡面关系及倾角 β（°）	水平或倾向山里	倾向线路					
		倾角	$0°<\beta\leqslant10°$	$10°<\beta\leqslant20°$	$20°<\beta\leqslant40°$	$40°<\beta\leqslant50°$	$\beta>50°$
	0	30	无泥	0	5	10	20
		30	有泥	5	10	20	30
判断分	根据经验和特殊情况决定分数大小，可以加减20分，如根劈等						

表 2-9　岩体结构类型及其特征

类型	状态	结构面特征				工程地质评价
		间距	性质	张开程度	充填性质	
整体结构	连续的整体	多数 >1.0 m	原生和构造型	密闭	无	强度大，接近均质，弹性各向同性
块状结构	不连续的大块状	多数 0.2～1m	以构造型为主	密闭部分张开	少有充填	属有明显不连续性的类弹性体
碎裂结构	不连续面发育的小块体	<0.2 m	风化型和构造型	大部分张开	部分为粘性土充填	岩体完整性受到破坏，强度受断层及软弱面控制，易受地下水影响，岩体稳定性差
散体结构	角砾碎石状	松散体				粘性土含量增大，易于蠕动

风化程度 岩体风化程度，特别是岩体中各个部位的差异性风化对崩塌有很大影响，考虑岩体的风化程度（特别是局部风化程度），可将铁路工程地质手册中的岩石风化程度合并为风化轻微（含未经风化）、风化颇严重、风化严重（含风化极严重）（参见表 2-8）。

潜在崩塌体边界贯通系数 潜在崩塌体的四周都不同程度地被结构面所切割，其边界贯通情况决定了崩塌体的稳定性，潜在崩塌体的边界贯通系数可划分为五个等级（参见表 2-8）。

底界面与坡面关系及其倾角 潜在崩塌体的底界面与坡面的关系对岩体稳定性影响很大，倾向山里的稳定性较好，倾向坡外的底界面一般稳定性较差。底界面可分为有泥质充填和无泥质充填两种，其稳定性主要取决于倾角的大小，两种情况各分为五个等级，各级的评分标准参见表 2-8。

判断分 岩质边坡上的崩塌是复杂多变的，受多种因素的影响，有的因素还没考虑。工务部门可以根据实际情况和经验，对各种特殊因素给予判断分，以正负 20 分为限（参见表 2-8）。

2. 评判结果和检验

根据 57 个潜在崩塌体的原始资料，按表 2-8 中评分标准进行了综合评分的评判，其结果列于表 2-10。由表可见，潜在崩塌体的得分越高越不稳定，总分等于 125 分以上的均为不稳定，100～124 分的为较稳定，小于 100 分的为稳定。为了对评判结果进行检验，和前节的模糊综合评判结果进行对照，二者的符合率 75.4%，说明综合评分法的评判结果是正确可靠的。

表 2-10 综合评分法评判结果及其检验

编号	里 程	综合评分法评判结果	模糊综合评判结果
1	NK213+414	98 稳 定	稳 定
2	NK213+476	83 稳 定	稳 定
3	NK215+950	110 较稳定	不稳定
4	NK216+720	110 较稳定	较稳定
5	NK219+250	170 不稳定	不稳定
6	NK220+675	130 不稳定	较稳定
7	NK223+598	135 不稳定	不稳定
8	NK224+800	115 较稳定	较稳定
9	NK225+300	105 较稳定	较稳定
10	NK225+350	125 不稳定	不稳定
11	NK228+350	110 较稳定	较稳定
12	NK229+447	108 较稳定	较稳定
13	NK229+600	118 较稳定	较稳定
14	NK232+741	108 较稳定	较稳定
15	NK233+125	125 不稳定	不稳定
16	NK233+485	95 稳 定	稳 定
17	NK233+495	125 不稳定	不稳定
18	NK234+152	103 较稳定	较稳定
19	NK234+340	90 稳 定	较稳定
20	NK235+176	125 不稳定	不稳定

2.3.2 潜在崩塌体稳定度与连续降雨量关系的数学模型

1. 潜在崩塌体抗降雨能力的一般分析

据统计 80%以上的崩塌发生在雨中或雨后不久，这就说明崩塌和降雨是密切相关的。在倾倒式、滑移式、鼓胀式、拉裂式、错断式五类崩塌中，滑移式崩塌对降雨量最为敏感，其次是鼓胀式和倾倒式崩塌，而铁路沿线的崩塌绝大多数属于这三类崩塌。

如前所述，潜在崩塌体划分为稳定、较稳定和不稳定三种。不稳定的抗降雨能力较差，在长时间的降雨或大雨时即可能失稳；较稳定的抗降雨能力较强，在一般情况下不会失稳，但在长时间大雨时可能失稳；稳定的一般不受降雨影响，但在连续数十天的特大降雨和超常降雨时，个别稳定的危岩也可能失稳。

2. 潜在崩塌体稳定度与连续降雨量关系的数学模型

大量统计表明，潜在崩塌体稳定度与连续降雨量的关系最为密切。因此，可以查知崩塌时的连续降雨量，再恢复崩塌前的条件，对原潜在崩塌体进行综合评分，评判当时的稳定度。表 2-11 是宝成线 21 个崩塌工点崩塌时的连续降雨量和恢复当时条件的稳定度评分资料。图 2-2 是这二者的关系曲线。

表 2-11 综合评分和连续降雨量表

编号	里　程	综合评分	连续降雨量
1	NK216+180	120	86.6(mm)
2	NK216+640	103	103.7(mm)
3	NK218+100	103	83.1(mm)
4	NK222+140	115	77.1(mm)
5	NK222+270	115	34.4(mm)
6	NK223+235	123	33.8(mm)
7	NK225+958	130	47.5(mm)
8	NK227+088	88	322.0(mm)
9	NK228+008	120	43.2(mm)
10	NK230+158	130	35.2(mm)
11	NK231+510	105	139.5(mm)
12	NK232+808	130	35.3(mm)
13	NK233+545	100	123.9(mm)
14	NK233+825	130	43.5(mm)
15	NK234+158	125	72.5(mm)
16	NK241+958	130	23.5(mm)
17	NK245+348	118	120.4(mm)
18	NK255+503	118	96.2(mm)
19	NK257+445	113	96.2(mm)
20	NK290+180	95	114.8(mm)
21	NK300+010	113	81.1(mm)

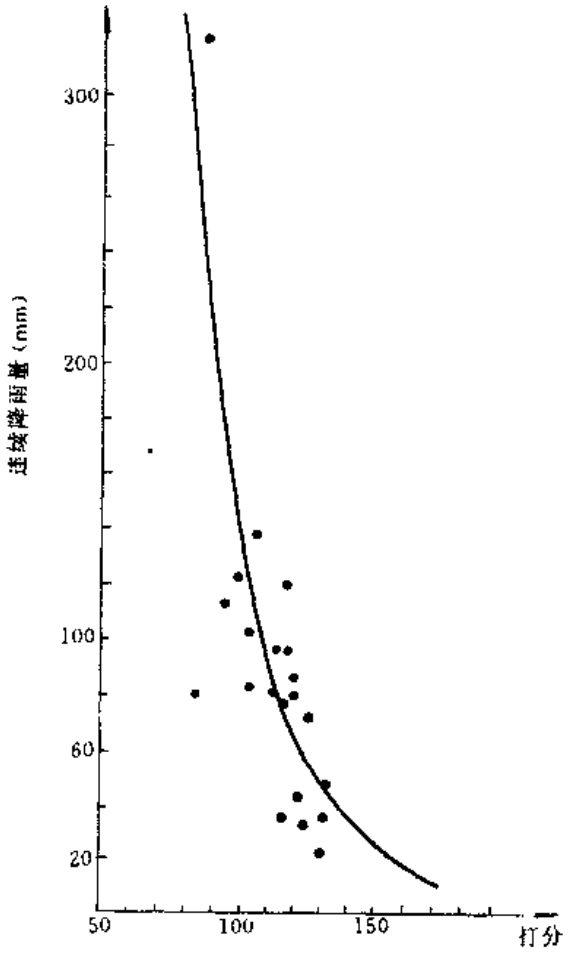


图 2-2 崩塌稳定度打分与连续降雨量的关系曲线

从图 2-2 可以看出，崩塌的综合评分和连续降雨量的关系曲线近于幂函数曲线，其数学模型可用 $Y=AX^B$ 表示，X 是稳定度综合评分，Y 是连续降雨量，A、B 均是常数，可得 $\ln Y=\ln A+B\ln X$，令 $y=\ln Y$，$x=\ln X$，$b=B$，$a=\ln A$，得 $y=a+bx$。由此表 2-11 中的数据可变化成表2-12。

表 2-12　综合评分和连续降雨量的自然对数表

编　号	$x=\ln X$	$y=\ln Y$	编　号	$x=\ln X$	$y=\ln Y$
1	4.79	4.46	12	4.87	3.56
2	4.63	4.64	13	4.61	4.82
3	4.63	4.42	14	4.87	3.77
4	4.74	4.35	15	4.83	4.28
5	4.74	3.54	16	4.87	3.16
6	4.81	3.52	17	4.77	4.79
7	4.87	3.86	18	4.77	4.57
8	4.48	5.77	19	4.73	4.57
9	4.79	3.77	20	4.55	4.74
10	4.87	3.56	21	4.73	4.40
11	4.65	4.94			

通过计算可得，$\bar{x}=4.74$，$\bar{y}=4.26$，$L_{xx}=\Sigma(x_i-\bar{x})^2=0.2574$，$L_{yy}=\Sigma(y_i-\bar{y})^2=7.8939$，$L_{xy}=\Sigma(x_i-\bar{x})(y_i-\bar{y})=-1.0916$，$\hat{b}=L_{xy}/L_{xx}=-4.25$，$\hat{a}=\bar{y}-\hat{b}\bar{x}=24.4$。可得相关系数

$$r=\left|\frac{L_{xy}}{\sqrt{L_{xx}\cdot L_{yy}}}\right|=0.768$$

对于原函数，$A=e^a=4.4\times10^{10}$，$B=b=-4.25$，

$$Y=4.4\times10^{10}X^{-4.25} \tag{2-8}$$

为了检验式(2-8)的显著性，选择 $\alpha=0.01$，查相关关系表，得出 r 的临界值为 0.549($\alpha=0.01$，$n=21$，$n-2=19$)，$r=0.768>0.549$，也就是有 99% 的把握回归方程(2-8)是显著的，方程有意义。

因此可以根据方程式(2-8)，用潜在崩塌工点的稳定度评分，对该工点的抗降雨能力进行预测，如表 2-10 中的 6 号点(NK220+675)的综合评分为 130 分，为不稳定的，将 $X_6=130$ 代入式(2-8)得

$$Y_6=4.4\times10^{10}\times130^{-4.25}=45.6\ \text{mm}$$

再如，表 2-10 中的 9 号点，综合评分为 105，同样可得 $Y_9=113.1$ mm。

上述崩塌稳定度的综合评分方法简单易行，便于工务段一般技术人员掌握应用。所建立的综合评分和连续降雨量关系的数学模型，对潜在崩塌体的抗降雨能力可以进行预测，对雨季防洪抢险有实用价值。病害和降雨量资料积累的越多，建立的方程就越准确，预测的结果就更可靠。

2.4 崩塌的中长期预报

2.4.1 崩塌时间预报的因素分析及模型选择

在崩塌空间预测的基础上，不稳定的潜在崩塌体何时发生灾害性崩塌，主要取决于降雨量的变化、风化速度、整治工程投资量等因素。投资量的大小属于人为因素，崩塌工点年投资量增加可以减少崩塌的发生，而降雨量和风化速度两个因素都是随时间独立发展的，因此崩塌的中长期时间预报是一种多因素影响下的系统动态趋势预报。

由于崩塌工点投资量的资料不全，而且投资量变化不定，在中长期预报中难以考虑。风化速度不易量测，几乎没有资料，而且其变化速度很小，在时间预报时也难以考虑。降雨量资料一般较完全，它与崩塌之间呈明显的相关关系，因此可以用降雨量中长期灾变预报来实现对崩塌的中长期预报。对崩塌大量发生的灾变年的预报，可以提请工务部门作好预防工作，这是进行中长期预报的重要目的。

2.4.2 雨季降雨量的灰色灾变预测方法

灰色灾变预测是指某种灾变值将在何时出现的预测。年降雨量灾变预测是指年降雨量超过某个界限值(警戒值)的年度预测。

宝成线略阳—上西坝段 1958 年以来雨季降雨量和崩塌落石发生次数的统计资料表明，年雨季降雨量总和超过 820 mm 时，当年的崩塌落石将大量发生。因此可以把 820 mm 定为该段年雨季降雨量的警戒值，也是降雨量的预报标准。

雨季降雨量的灰色灾变预测具体方法如下：

若给定 $x^{(0)}$ 为年雨季降雨量的原始数据列，则

$$x^{(0)}=\{x^{(0)}(1),x^{(0)}(2),\cdots x^{(0)}(n)\}$$

式中，$x^{(0)}(i)$ 为第 i 年的雨季降雨量数据。

令 ζ 为异常值(警戒值)，若某年 $x^{(0)}(i)\geqslant\zeta$，则该年将产生大量崩塌，即产生灾变。

$x^{(0)}$ 中每一个数据 $x^{(0)}(i)$ 应该是数值 $x^{(0)}(i)$ 与年序号 i 的二元组合，可记为 $(i,x^{(0)}(i))$。

在二维空间，$x^{(0)}(i)$ 是横坐标为 i，纵坐标为 $x^{(0)}(i)$ 的点。如果 $x^{(0)}$ 中有

$$x_\zeta^{(0)}=\{x^{(0)}(1'),x^{(0)}(2'),\cdots,x^{(0)}(n')\},\ n'<n$$

是符合灾变定义的数列，即

$$x^{(0)}(i)\geqslant\zeta,\quad \forall\, i'\in\{1',2',\cdots,n'\}$$

则从 $x^{(0)}$ 到 $x_\zeta^{(0)}$ 是一种映射，可记为

$$\zeta:\{x^{(0)}\}\to\{x_\zeta^{(0)}\}$$

为了建立灾变预测数据集，将二元组合 $x^{(0)}(i')$ 记为 $(i',x^{(0)}(i'))$，为了便于辨认，特记 i' 为 $\omega(i')$ 或 $\omega(i)$

令 P 为二维空间横坐标的投影算子，且

$$P(i',x^{(0)}(i'))=i'$$

或记为

$$P(i',x^{(0)}(i'))=\omega(i')$$

则 P 也可以表示为

$$P:\{i',x^{(0)}(i')\}\rightarrow\{\omega(i')\}$$

或记为

$$P:\{x_i^{(0)}\}\rightarrow\{\omega\}$$

式中 $x_i^{(0)}=\{x^{(0)}(1'),x^{(0)}(2'),\cdots,x^{(0)}(n')\}$

$\omega=\{\omega(1'),\omega(2'),\cdots,\omega(n')\}$

当指定 $1'$ 为起始序号，且 $n'=N$ 时，亦可记为

$$\omega=\{\omega(1),\omega(2),\cdots,\omega(N)\}$$

在以 $1'$ 为起始序号的二维平面内，点$(i,\omega(i))$的横坐标 i 是以 $1'$ 作为第 1 个序号值。记 ω 的 1 次累加生成为

$$\mathrm{AGO}:\{\omega\}\rightarrow\{\omega^{(1)}\}$$

则灾变预测的 GM(1,1)有下列算式

$$\frac{\mathrm{d}\omega^{(1)}}{\mathrm{d}t}+a\omega^{(1)}=u$$

$$\hat{a}=\begin{bmatrix}a\\u\end{bmatrix}$$

$$\hat{a}=(B^TB)^{-1}B^Ty_N$$

$$B=\begin{Bmatrix}-\frac{1}{2}(\omega^{(1)}(1)+\omega^{(1)}(2)) & 1\\-\frac{1}{2}(\omega^{(1)}(2)+\omega^{(1)}(3)) & 1\\\vdots & \\-\frac{1}{2}(\omega^{(1)}(N-1)+\omega^{(1)}(N)) & 1\end{Bmatrix}$$

$$y_N=\begin{Bmatrix}\omega(2)\\\omega(3)\\\vdots\\\omega(N)\end{Bmatrix}$$

$$\omega(i)=\omega^{(0)}(i)$$

$$\hat{\omega}^{(1)}(k+1)=\left\{\omega^{(0)}(1)-\frac{u}{a}\right\}e^{-ak}+\frac{u}{a}$$

由 $\hat{\omega}^{(1)}(k+1)$ 逆累加生成，可得 $\hat{\omega}^{(0)}(k+1)$，则有

$$\mathrm{IAGO}:\{\hat{\omega}^{(1)}\}\rightarrow\{\hat{\omega}^{(0)}\}$$

整个灾变预测可记为

$$\mathrm{IAGO}\cdot\mathrm{GM}\cdot\mathrm{AGO}\cdot P\cdot\zeta(\{x^{(0)}\})=\hat{\omega}^{(1)}(k+1)$$

2.4.3 略阳—上西坝段雨季降雨量灾变预测

略阳—上西坝 1975—1988 年间各个雨季的降雨量如表 2-13 所示。

表 2-13 略阳—上西坝段1975—1988年各年的雨季降雨量(mm)

序 号	1	2	3	4	5	6	7
年 代	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981
雨季降雨量	866.6	648.5	568.6	780	609.1	810.35	1550.6
序 号	8	9	10	11	12	13	14
年 代	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988
雨季降雨量	700.5	987.6	860.8	543.2	535.4	510.9	818.7

注 1984 年以前雨季降雨量是略阳和宁强两气象站的均值;1985 年后是略阳—阳平关各站雨季降雨量均值。

规定雨季降雨量 $\zeta\geqslant 820$ mm 为警戒水平,试作警戒水平年预测(灾变预测)。

(1) 作有关映射

$$\zeta:\{x^{(0)}\}\to\{x_\zeta^{(0)}\}$$

$$x^{(0)}=\{x^{(0)}(1),x^{(0)}(2),\cdots,x^{(0)}(14)\}$$
$$=\{866.6,648.5,\cdots,818.7\}$$

按 $\zeta\geqslant 820$ mm 得

$$\zeta(\{x^{(0)}\})=\{866.6,1550.6,987.6,860.8\}$$
$$=\{x^{(0)}(1),x^{(0)}(7),x^{(0)}(9),x^{(0)}(10)\}$$
$$=\{x^{(0)}(1'),x^{(0)}(2'),x^{(0)}(3'),x^{(0)}(4')\}$$
$$=x_\zeta^{(0)}$$

作灾变序号映射 P

$$P(\{x_\zeta^{(0)}\})=\{\omega\}$$

$$P(\{x_\zeta^{(0)}\})=\{\omega(1'),\omega(2'),\omega(3'),\omega(4')\}$$
$$=\{1',2',3',4'\}$$
$$=\omega$$

因为 $1'=1$, $2'=7$, $3'=9$, $4'=10$,所以

$$\omega=\{1,7,9,10\}$$

(2) 建模 按原始数据数列

$\omega=\{1,7,9,10\}$作 AGO 得

$$\mathrm{AGO}\{\omega^{(0)}\}=\omega'$$
$$=\{\omega^{(1)}(1),\omega^{(1)}(2),\omega^{(1)}(3),\omega^{(1)}(1)\}$$
$$=\{1,8,17,27\}$$

按 $\omega^{(1)}$ 建模

$$\hat{\omega}^{(1)}(k+1)=\left(\omega^{(0)}(1)-\frac{u}{a}\right)\cdot e^{-ak}+\frac{u}{a} \tag{2-9}$$

系数矩阵

$$\hat{a}=\begin{bmatrix}a\\u\end{bmatrix}=(B^TB)^{-1}B^TY_N \tag{2-10}$$

其中，B、Y_N 矩阵为

$$B=\begin{bmatrix}-\frac{1}{2}(\omega^{(1)}(1)+\omega^{(1)}(2)) & 1\\ -\frac{1}{2}(\omega^{(1)}(2)+\omega^{(1)}(3)) & 1\\ -\frac{1}{2}(\omega^{(1)}(3)+\omega^{(1)}(4)) & 1\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}-4.5 & 1\\ -12.5 & 1\\ -22 & 1\end{bmatrix}$$

$$Y_N=\begin{bmatrix}\omega(2)\\ \omega(3)\\ \omega(4)\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}7\\ 9\\ 10\end{bmatrix}$$

代入式(2-10)求得系数阵

$$\hat{a}=\begin{bmatrix}-0.21498\\ 6.46471\end{bmatrix}$$

代入式(2-9)得模型公式

$$\hat{\omega}^{(1)}(k+1)=\left(1+\frac{6.46471}{0.21498}\right)e^{0.21498k}-\frac{6.46471}{0.21498} \tag{2-11}$$

(3) 预测　由式(2-11)模型公式可得

$$\omega^{(1)}(3)=17.691,\quad \hat{\omega}^{(1)}(4)=28.147,\quad \hat{\omega}^{(1)}(5)=43.349$$

所以　$\hat{\omega}^{(0)}(4)=\hat{\omega}^{(1)}(4)-\hat{\omega}^{(1)}(3)=10.456$

$\hat{\omega}^{(0)}(5)=\hat{\omega}^{(1)}(5)-\hat{\omega}^{(1)}(4)=15.2$

$T=\hat{\omega}^{(0)}(5)-\hat{\omega}^{(0)}(4)=5$ 年

即从 1984 年($\omega^{(0)}(1)=10$)算起，5 年以后将出现下一次警戒年水平，即为 1989 年，这与实际情况完全相符。事实上，1989 年雨季降雨量为 872.6 mm，可见这一预测是可信的。

(4) 模型精度的残差检验

生成模型计算数据	还原数据	实际数据	误差百分数(%)
$\hat{\omega}^{(1)}(2)=8.452$	$\hat{\omega}^{(0)}(2)=7.451$	$\omega^{(0)}(2)=7$	$e(2)=-6.443$
$\hat{\omega}^{(1)}(3)=17.691$	$\hat{\omega}^{(0)}(3)=9.239$	$\omega^{(0)}(3)=9$	$e(3)=-2.256$
$\hat{\omega}^{(1)}(4)=28.147$	$\hat{\omega}^{(0)}(4)=10.456$	$\omega^{(0)}(1)=10$	$e(4)=-4.56$

平均误差 $e=4.42\%$，　原点误差 $e(4)=4.56\%$

2.4.4 对 1991 年以后警戒丰水年的预测

对本系统来说，随着时间的推移，未来一些扰动因素将不断地进入系统，并造成影响。因此老的数据越来越不适应新的情况，预测意义减小，所以对 1991 年以后的警戒丰水年的预测，不能用 2.4.3 中的模型，而必须将它改造重建。

将 2.4.3 中数列 $x^{(0)}=\{x^{(0)}(1), x^{(0)}(2), \cdots, x^{(0)}(14)\}$ 去掉老的数据 $x^{(0)}(1)$、$x^{(0)}(2)$、$x^{(0)}(3)$，补充 1989、1990、1991 年新数据 $x^{(0)}(15)$，$x^{(0)}(16)$，$x^{(0)}(17)$，改造后的新数列为

$$x^{(0)}=\{x^{(0)}(4), x^{(0)}(5), \cdots, x^{(0)}(15), x^{(0)}(16), x^{(0)}(17)\}$$

若以 1978 年为起始数据，可写成

$$\begin{aligned} x^{(0)} &= \{x^{(0)}(1), x^{(0)}(2), \cdots, x^{(0)}(14)\} \\ &= \{780, 609.1, 810.4, 1550.6, 700.5, 987.6, 860.8, 543.2, \\ &\quad 535.4, 510.9, 818.7, 872.6, 854, 490.9\} \end{aligned}$$

新数列称为新陈代谢数列，以此数列建立的模型称为原模的新陈代谢模型。

对 1991 年以后的预测仍按 2.4.3 中的步骤进行：

(1) 作有关映射

$$\zeta: \{x^{(0)}\} \rightarrow \{x_\zeta^{(0)}\}$$

按 $\zeta \geqslant 820$ mm 得

$$\begin{aligned} \zeta(\{x^{(0)}\}) &= \{1550.6, 987.6, 860.8, 872.6, 854\} \\ &= \{x^{(0)}(4), x^{(0)}(6), x^{(0)}(7), \cdots, x^{(0)}(11), x^{(0)}(12)\} \\ &= \{x^{(0)}(1'), x^{(0)}(2'), x^{(0)}(3'), x^{(0)}(4'), x^{(0)}(5')\} \\ &= x_\zeta^{(0)} \end{aligned}$$

作灾变序号映射 P

$$P(\{x_\zeta^{(0)}\}) = \{\omega\}$$

$$\begin{aligned} P(\{x_\zeta^{(0)}\}) &= \{\omega(1'), \omega(2'), \omega(3'), \omega(4'), \omega(5')\} \\ &= \omega \end{aligned}$$

因为 $1'=4$，$2'=6$，$3'=7$，$4'=11$，$5'=12$，所以 $\omega=\{4,6,7,11,12\}$

(2) 建模　按原始数列

$\omega=\{4,6,7,11,12\}$ 作 AGO 得

$$\begin{aligned} \mathrm{AGO}\{\omega^{(0)}\} &= \{\omega^{(1)}(1), \omega^{(1)}(2), \omega^{(1)}(3), \omega^{(1)}(4), \omega^{(1)}(5)\} \\ &= \{4, 10, 17, 28, 40\} \end{aligned}$$

按 $\omega^{(1)}$ 建模得

$$\hat{\omega}^{(1)}(k+1)=\left\{\omega^{(0)}(1)-\frac{u}{a}\right\} \cdot e^{-ak}+\frac{u}{a} \tag{2-12}$$

系数矩阵

$$\hat{a}=\begin{bmatrix}a\\u\end{bmatrix}=(B^TB)^{-1}B^TY_N \tag{2-13}$$

其中，B、Y 两矩阵为

$$B=\begin{bmatrix}-\frac{1}{2}(\omega^{(1)}(1)+\omega^{(1)}(2)) & 1\\ -\frac{1}{2}(\omega^{(1)}(2)+\omega^{(1)}(3)) & 1\\ -\frac{1}{2}(\omega^{(1)}(3)+\omega^{(1)}(4)) & 1\\ -\frac{1}{2}(\omega^{(1)}(4)+\omega^{(1)}(5)) & 1\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}-7 & 1\\ -13.5 & 1\\ -22.5 & 1\\ -34 & 1\end{bmatrix}$$

$$Y_N=\begin{bmatrix}\omega(2)\\ \omega(3)\\ \omega(1)\\ \omega(5)\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}6\\ 7\\ 11\\ 12\end{bmatrix}$$

将 B、Y_N 代入式(2-13)，求得系数阵

$$\hat{a}=\begin{bmatrix}-0.24073\\ 4.3696\end{bmatrix}$$

将 B、Y_N 代入式(2-12)，得模型公式

$$\hat{\omega}^{(1)}(k+1)=(4+18.15148)e^{0.24073k}-18.15148$$

(3) 预测　由上式得

$$\hat{\omega}^{(1)}(4)=27.457,\ \hat{\omega}^{(1)}(5)=39.87,\ \hat{\omega}^{(1)}(6)=55.663$$

所以　$\hat{\omega}^{(0)}(5)=\hat{\omega}^{(1)}(5)-\hat{\omega}^{(1)}(4)=12.41$

$\hat{\omega}^{(0)}(6)=\hat{\omega}^{(1)}(6)-\hat{\omega}^{(1)}(5)=15.79$

$T=\hat{\omega}^{(0)}(6)-\hat{\omega}^{(0)}(5)=3.38$ 年

即从 1990 年算起，3 年到 4 年左右将出现一次警戒丰水年，也就是 1993—1994 年和 1997—1998 年可能出现灾变降雨，将产生较多的崩塌落石。

(4) 模型精度的残差检验

生成模型计算数据	还原数据	实际数据	误差百分数(%)
$\hat{\omega}^{(1)}(2)=10.029$	$\hat{\omega}^{(0)}(2)=6.029$	$\hat{\omega}^{(0)}(2)=6$	$e(2)=-0.485$
$\hat{\omega}^{(1)}(3)=17.699$	$\hat{\omega}^{(0)}(3)=7.670$	$\hat{\omega}^{(0)}(3)=7$	$e(3)=-9.573$
$\hat{\omega}^{(1)}(4)=27.457$	$\hat{\omega}^{(0)}(4)=9.758$	$\hat{\omega}^{(0)}(4)=11$	$e(4)=-10.248$
$\hat{\omega}^{(1)}(5)=39.871$	$\hat{\omega}^{(0)}(5)=12.414$	$\hat{\omega}^{(0)}(5)=12$	$e(5)=-3.447$

平均误差 $e=5.938\%$，　原点误差 $e(5)=3.447\%$

与上述的老模型相比，此新陈代谢模型平均误差有所增大，原点误差减小，由于原点误差的意义大于平均误差，所以新模型精度有所提高。

总之在因素分析研究的基础上，对崩塌落石进行了较详细的空间预测，进而用降雨量灾变

预测方法对 2000 年以前的崩塌落石进行了中长期预报，并得出在 1993—1994 年和 1997—1998 年左右该段将发生较严重的崩塌落石。实践表明在上述两个时间段，该区段均发生了较多的崩塌落石，说明此方法作崩塌落石中长期预报是可行的。

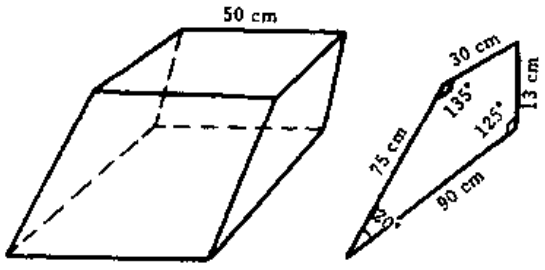
2.5 崩塌的近期预报

崩塌滑坡的时间预报是国内外学者十分关注的问题。有关滑坡临滑预报的研究，国内外已有很多研究成果，本书的第三章将详细介绍。目前在崩塌时间预报方面的研究成果甚少，本节应用灰色理论对崩塌近期预报进行了探讨。

崩塌按其形成机理可以划分为倾倒式、滑移式、鼓胀式、拉裂式和错断式五种，对于铁路岩石边坡来说滑移式崩塌最多，约占崩塌的 60% 以上。其滑面多以单滑面和楔形双滑面居多，因此研究这类崩塌的时间预报是有意义的。要准确地预报崩塌时间，就必须充分了解崩塌的形成机理和发展过程，找出和时间预报有关的主要因素。崩塌的发育过程通常可划分为潜在崩塌体的形成阶段、蠕动位移阶段和突然崩落阶段，其中蠕动位移阶段和崩塌预报关系最密切。崩塌的蠕动位移阶段是长期缓慢的，同时由于铁路安全运行的需要，岩石边坡上的潜在崩塌体不允许产生较大的变形，所以不可能对它进行长期监测。因此本节在野外调查和室内模型试验的基础上，运用灰色理论建立了滑移式崩塌的预测模型，对崩塌进行近期预报，通过检验和实例分析，说明该方法是可行的。

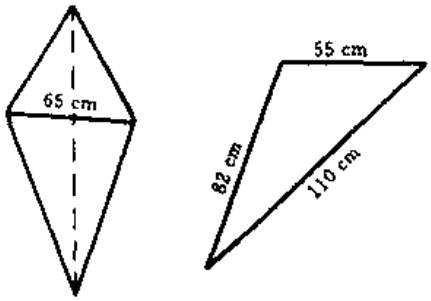
2.5.1 模型试验及其结果

为了找到崩塌预报的主要因素，进行了单滑面和楔形双滑面滑移的模型试验，单滑面和楔形双滑面崩塌体模型的形状和尺寸分别如图 2-3 和图 2-4 所示。反复多次的模型试验表明，崩塌体的蠕动位移与崩塌的时间关系最密切，对崩塌的时间预报最有用。因此在试验中详细地记录了蠕动位移和时间的关系，得到了如表 2-14 和表 2-15 所示的单滑面和楔形双滑面崩塌的 9 组数据。用这 9 组数据可以绘制 9 条曲线，图 2-5(*a*)、(*b*) 是其中的 2 条，它们都反映出，崩塌的蠕动位移曲线明显地分为等速位移和加速两个阶段。崩塌破坏时对应点的切线角都等于或接近 90°，为进行时间预报提供了崩塌破坏的判据。



(*a*) 立体图　　(*b*) 两侧面尺寸

图 2-3　单滑面崩塌



(*a*) 立体图　　(*b*) 剖面尺寸

图 2-4　楔形体双滑面崩塌

表 2-14 单滑面模型体的蠕动位移记录

时间(分)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	破坏时间
位移量(mm)	12	24	40	90	140	201	269	338					44′8″
	16	31	51	77	102	129	153	172	191	208	238	310	61′18″
	11	21	26	29	31	46	106	188	310				49′35″
	22	41	56	70	85	103	124	175	240				49′27″

表 2-15 楔形体的蠕动位移记录

时间(分)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	破坏时间
位移量(mm)	8	18	51	108	163	220	285						38′30″
	17	48	88	131	191	265	338	460					40′36″
	18	35	54	75	100	140	215						37′5″
	20	40	62	84	115	160	242	345					42′36″
	8	23	41	55	68	85	115	143	172	216	274	385	64′40″

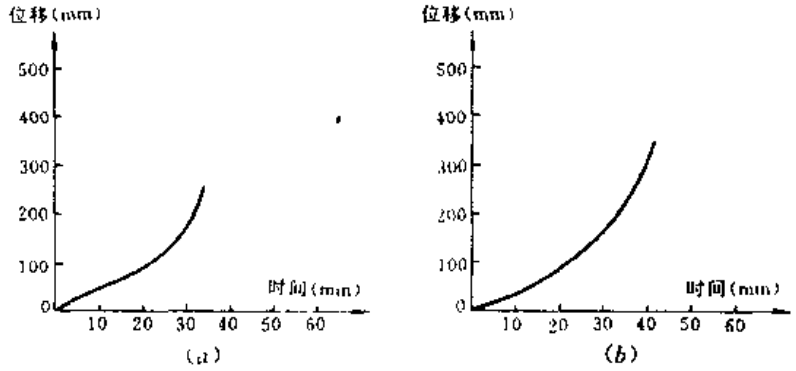


图 2-5 楔形模型蠕动曲线

2.5.2 崩塌的灰色预报方法

1. 崩塌灰色预报的理论依据

灰色理论是 80 年代初首先由邓聚龙教授提出的，目前在经济、气象、地质、工程技术等领域得到广泛应用。灰色系统是指部分信息已知，部分信息未知的系统。灰色理论将随机变量看作是在一定范围内变化的灰色量；将随机过程看作是在一定范围内变化，与时间有关的灰色过程；对灰色量不是从找统计规律的角度，通过大量样本进行研究，而是用数据生成的方法将数据进行处理，使杂乱无章的数据变成规律性较强的生成数列，然后再研究得出一个微分方程模型，这个模型即 GM 预测模型。若 GM 模型是一阶的，一个变量，记为 GM(1,1)，它的一阶线性微分方程为

$$\frac{\mathrm{d}x^{(1)}}{\mathrm{d}t}+ax^{(1)}=u$$

其中，x 为变量，a、u 为待定参数。在 GM(1,1)模型中，只有一个变量 x，该模型反映的是变量 x 的变化规律，且 x 是独立的，不依赖于其它值，因此可用来预测变量 x。在实际应用中，如果预测某一时刻变量值的大小，可用经过生成变换的原始数据，解出此微分方程，求出其参数，然后求出该时刻的变量值。如果用于时间预报，在解出微分方程之后，代入已知的变量值，反求其时间，从而进行时间预报。

岩质边坡崩塌是很多因素综合作用的结果，有些是已知因素。它的形成发展过程可以看成是一个灰色随机过程；潜在崩塌体的稳定性系统可认为是一个灰色系统。所以，可用 GM(1,1)模型对它进行时间预报。

2. 崩塌预报变量的选择

尽管崩塌的影响因素是复杂的，其发展变化是多种多样的，但它在突然崩塌之前的各种变化，集中反映在潜在崩塌体的蠕动位移随时间的发展不断增大。从图 2-5 可以看出，蠕动位移曲线明显地分为等速蠕变阶段和加速蠕变阶段。潜在崩塌体的蠕动位移值可以通过野外实际测量获得。但是，位移值多大时才能发生崩塌？发生崩塌时的位移值与边坡要素(高度、坡度)、潜在崩塌体的形状及崩塌形成机理等许多因素有关，很难用一个固定的位移值判断崩塌的发生。从模型试验的蠕动位移和时间关系的曲线上可以看出，加速蠕变位移阶段的曲线上的切线角越来越大，在突然崩塌时的切线角都等于 90°，这就提供了崩塌发生的判据。所以在建立崩塌预报模型时，可以选择蠕动位移曲线上的切线角为预报变量。

3. 崩塌预报时原始数据的获得及其处理

在崩塌预报中，以崩塌体蠕动位移曲线上的切线角为原始数据，必须先对崩塌体进行长期的位移监测，作出它的蠕动位移曲线。观测的时间间隔随具体情况和崩塌发生的周期而定，一般以天、周或月为单位。

GM(1,1)模型的精度与原始数据的精度及其取舍有关，该模型是连续的时间函数，从理论上讲，可以从初值一直延伸到发生崩塌前的任何一个时间。应用 GM(1,1)进行崩塌预报，其意义最大的是原始数据列中最后的一些数据。要想准确预报崩塌的时间，必须尽可能精确地获得临近崩塌时的原始数据。所以，在野外对崩塌体进行监测时，对处于加速蠕动变形位移阶段的崩塌体应重点监测。

由于影响崩塌因素的复杂性及其作用的周期性，野外监测的蠕动位移曲线都有一定的波动，不像模型试验所得的位移曲线那么平滑。为了提高模型精度，有必要对原始数据进行处理。一般可采用均匀滤波法进行处理，即反复取离散数据的邻点中值进行平滑处理，直到获得一条较光滑的曲线为止。这种情况适用于在不可逆的外营力作用下的崩塌破坏。对于可逆的外营力作用情况可以采用非均匀滤波方法处理。经过处理的原始数据规律性较强，其预报的精度可以提高。

4. 崩塌灰色预报模型的建立

(1) 数据生成　将野外观测到的位移值转换为蠕动位移曲线的切线角后，就得到了原始数据。但是，灰色系统理论的建模并不是直接采用原始数据，而是先将原始数据进行一定的生成变换(累加生成或累减生成)，用得到的生成数据建立 GM(1,1) 预报模型。

累加生成记为 AGO，是生成变换的一种，用以降低波动数据的随机性。若原始数列为$x^{(0)}$，将原始数据做一次累加生成后的生成数列为 $x^{(1)}$，则

$$x^{(1)}(k)=\sum_{m=1}^{k}x^{(0)}(m)=x^{(1)}(k-1)+x^{(0)}(k)$$

其中，k 表示生成数列中第 k 个数据。将原始数列作一次 AGO 后，就可建立 GM 模型。

(2) GM(1,1) 模型的建立　以崩塌体蠕动位移曲线上等时间间隔处各点的切线角为原始数列 $x^{(0)}$，即

$$x^{(0)}=\{x^{(0)}(1),\cdots,x^{(0)}(n)\}$$

按灰色理论的建模方法，$x^{(0)}$相应的 GM(1,1) 模型为

$$\frac{\mathrm{d}x^{(1)}}{\mathrm{d}t}+ax^{(1)}=u \tag{2-14}$$

其中，a、u 为待定参数，式(2-14)只有 $x^{(1)}$ 一个变量。要解出此微分方程，必须先求出参数 a、u，记

$$\hat{a}=\begin{bmatrix}a\\u\end{bmatrix}$$

a、u 可由下式求出

$$\hat{a}=(B^TB)^{-1}B^TY_n$$

$$B=\begin{bmatrix}-\frac{1}{2}[x^{(1)}(1)+x^{(1)}(2)] & 1\\-\frac{1}{2}[x^{(1)}(2)+x^{(1)}(3)] & 1\\\vdots & \vdots\\-\frac{1}{2}[x^{(1)}(n-1)+x^{(1)}(n)] & 1\end{bmatrix}$$

$$Y_n=\begin{bmatrix}x^{(0)}(2)\\x^{(0)}(3)\\\vdots\\x^{(0)}(n)\end{bmatrix}$$

式中，B^T 为 B 的转置矩阵，$(B^TB)^{-1}$ 为 B^TB 的逆矩阵。$\hat{a}$ 求出后，将求出的参数代入式(2-14)中，解微分方程得

$$\hat{x}^{(1)}(t+1)=\left(x^{(0)}(1)-\frac{u}{a}\right)e^{-at}+\frac{u}{a}$$

当 t 取时间序号 q 时，上式变为

$$\hat{x}^{(1)}(q+1)=\left(x^{(0)}(1)-\frac{u}{a}\right)e^{-aq}+\frac{u}{a} \tag{2-15}$$

利用式(2-15)即可对预报变量进行预测。

(3) 模型检验　求出预报模型后，其精度如何、预报值是否准确，尚待进一步检验。它包括残差检验和后验差检验。

模型的残差检验是用累加生成的实际值 $x^{(1)}(i)$ 减去用生成模型得到的计算数据 $\hat{x}^{(1)}(i)$，得到残差 $\varepsilon(i)$，然后计算残差百分数 $e(i)$，求出平均残差的百分数 T。即

$$\varepsilon(i)=x^{(1)}(i)-\hat{x}^{(1)}(i)$$

$$e(i)=\frac{\varepsilon(i)}{x^{(1)}(i)}\times 100\%$$

$$T=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}e(i)$$

若 T 小于等于一个给定值，即认为模型满足精度要求，取 $T\leqslant 10\%$。

后验差检验是先求出残差 ε 的离差 s_2 和 $x^{(0)}$ 的离差 s_1，即

$$s_1^2=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(x^{(0)}(i)-\bar{x})^2$$

$$s_2^2=\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(\varepsilon(i)-\bar{\varepsilon})^2$$

$\bar{x}$、$\bar{\varepsilon}$ 分别为 $x^{(0)}$ 和 $\varepsilon(i)$ 的平均值，求出后验差比值 c，$c=s_2/s_1$，对于精度较高的预报模型，c 必须小，因为 c 小，说明 s_2 小或 s_1 大，s_1 大说明观测数据离散性强，规律性差；s_2 小说明残差离散性小，预报数据规律性强。一般要求 $c<0.35$，不能超过 0.65。

另外，求出 s_1 后，还可以利用“小误差频率 P”来检验预报模型的精度。

$P=P\{|\varepsilon(i)-\bar{\varepsilon}|<0.675s_1\}$ 对于精度高的预报模型 P 一般较大。P 越大，即偏差 $|\varepsilon(i)-\bar{\varepsilon}|<0.675s_1$ 出现的概率越大，偏差越小，预报数据就越准确。一般要求 $P>0.95$，不得小于 0.7。

按 P、c 的大小可将预报模型分为好、合格、勉强、不合格四个等级(表 2-16)。

表 2-16　预报模型精度等级表

模型精度等级	P 值	c 值	模型精度等级	P 值	c 值
好　(一级)	>0.95	<0.35	勉强　(三级)	>0.7	<0.65
合格　(二级)	>0.85	<0.5	不合格(四级)	$\leqslant 0.7$	$\geqslant 0.65$

(4) 残差 GM(1,1)模型　经过模型检验之后，如果预报模型不符合精度要求，则需要用残差建立 GM(1,1) 模型修正原预报模型，用所求得的残差 $\varepsilon^{(0)}$ 作原始数列，并按前述步骤求得残差 GM(1,1) 模型，即

$$\hat{\varepsilon}^{(1)}(k+1)=\left(\varepsilon^{(1)}(1)-\frac{u_\varepsilon}{a_\varepsilon}\right)e^{-a_\varepsilon k}+\frac{u_\varepsilon}{a_\varepsilon}$$

用 $\hat{\varepsilon}^{(1)}(k+1)$ 修正 $\hat{x}^{(1)}(k+1)$，修正后的模型为

$$\hat{x}^{(1)}(k+1)=\left\{x^{(0)}(1)-\frac{u}{a}\right\}e^{-ak}+\left\{\varepsilon^{(0)}-\frac{u_\varepsilon}{a_\varepsilon}\right\}e^{-a_\varepsilon k}+\left\{\frac{u}{a}+\frac{u_\varepsilon}{a_\varepsilon}\right\}$$

若修正后的模型精度仍不合要求，可反复不断地进行修正，直至模型精度符合要求。

(5) 崩塌时间预报　假设时间 k 发生崩塌，因为 $x^{(0)}(k)$ 为蠕动位移曲线上的切线角，由前面的论述可知崩塌破坏时切线角为 90°，即

$$x^{(0)}(k)=90°$$
$$x^{(1)}(k)=\hat{x}^{(1)}(k-1)+x^{(0)}(k)$$
$$x^{(1)}(k)=\hat{x}^{(1)}(k-1)+90$$

将上式代入 $\hat{x}^{(1)}(k)=\left\{x^{(0)}(1)-\frac{u}{a}\right\}e^{-a(k-1)}+\frac{u}{a}$ 中可解出破坏时间 k

$$k=1-\frac{\ln\left|\dfrac{\hat{x}^{(1)}(k-1)-90-\dfrac{u}{a}}{x^{(0)}(1)-\dfrac{u}{a}}\right|}{a}$$

可以把 k 由时间序号换算成破坏日期。

崩塌时间预报模型的建立以及用它进行崩塌预报所需要的计算量很大，为了免去大量繁杂的计算，并使计算准确无误，可以编制崩塌预报模型的建立和检验程序(计算机程序略)。把文件存入计算机后，只要输进原始数据，就会得到预报模型，并预报出崩塌的时间，还能进行残差和后验差检验。

2.5.3 实例分析

为了检验预报模型的实用性及其准确性，用模型试验中的几组原始数据进行计算和精度检验，得出的结果如表 2-17 所示。

表2-17　模型试验数据的计算和检验结果

序号	时间隔	预报时间	实际崩塌时间	平均残差百分数	后验差比值 c	模型
1	5 分	39′50″	38′30″	2.0%	0.494	GM(1,1)
2	5 分	40′04″	40′36″	0.3%	0.117	GM(1,1)
3	5 分	40′07″	37′05″	0.3%	0.194	GM(1,1)
4	5 分	49′02″	47′36″	0.7%	0.109	GM(1,1)
5	5 分	65′10″	64′40″	0.7%	0.303	GM(1,1)
6	5 分	44′49″	44′08″	1.2%	0.476	GM(1,1)
7	5 分	65′35″	61′18″	0.8%	0.855	GM(1,1)
8	5 分	50′17″	49′35″	1.3%	0.625	GM(1,1)
9	5 分	49′52″	49′27″	0.6%	0.363	GM(1,1)

从表 2-17 可以看出，9 个预报模型中属于一级模型 4 个，二级模型 3 个，三级模型 1 个，不合格模型 1 个；残差检验都满足精度要求，从预报时间和实际崩塌时间上看，除第 7 个误差较大外，其余都比较吻合，说明崩塌的灰色预报是可行的。

第三章　滑坡预测预报

3.1　滑坡时空预测预报的概念及研究意义

自60年代以来，滑坡的预测预报问题越来越受到人们的重视。这一方面反映了随着人类经济活动向山区扩展，滑坡给人类带来的灾难日趋严重，人们迫切希望掌握有效地避免或减轻滑坡灾难的方法；另一方面，也反映出至今尚未形成较成熟的滑坡预测预报理论和方法，许多研究正处在探索阶段。

3.1.1　基本概念

当人类生产活动和生活涉及到自然斜坡或人工边坡时，人们首先想到的首要问题是该坡体会不会发生滑坡？滑坡发生在何处？如果认为可能会发生滑坡，或者恰恰遇到了古滑坡体，继之而来的问题才是何时会发生滑坡，或是古滑坡何时复活？在实际工程建设中，人们除了关心滑坡的临滑时刻之外，还会关心滑动范围、滑动规模、滑动方向和滑坡可能造成的灾害。显然，这就涉及到滑坡的预测预报问题。因此，滑坡预测预报是指滑坡发生、演变的相应空间预测及其时间预报。前者是以预先判断滑坡活动发生地点为主，称为滑坡预测；后者是以预先判断滑坡活动时刻为主，称为滑坡预报。

滑坡不稳定性预测，有时亦称之为边坡不稳定性预测，即在暂时稳定的边坡区寻找不稳定的危险边坡段（潜在滑坡发生区）和在不稳定的边坡区圈定相对稳定的“安全岛”，以保证土地的合理规划和工程建筑物的合理布局。滑坡空间预测除必须的边坡群体不稳定性的具体空间位置范围外，还应包括其类型及潜在的运动速度和距离的预测。此类预测主要基于滑坡静态规律的认识，研究滑坡可能产生的地质环境条件，如边坡岩土体组合、地质构造组合、水文地质结构及地形几何要素组合等，根据诱发破坏的各种因素数量以及它们之间的相互作用情况，应用数理定量统计方法，评价某一地区潜在滑坡灾害可能发生的程度。

滑坡时间预报是目前滑坡研究的主攻方向之一，即通过动态监测手段获取动态信息，并与滑坡所处的地质环境综合分析，以达到对滑坡的稳定状态、发展趋势作出判断和预测的目的。

为减少灾害损失，提前做好预防工作，为防治工程规划设计提供依据。滑坡预报是以判断滑坡活动时间为主的问题，可划分为临滑预报和趋势预报两大类。趋势预报又可细分为短期预报、中期预报、长期预报和超长期预报。临滑预报的内容除预报滑动时间外，还应预报滑动范围、滑动规模、滑动方向和滑坡灾害。滑坡的临滑预报是以滑坡地质地貌综合分析成果为依据，通过现场观测和室内模拟试验，并结合宏观的临滑前兆现象分析来实现的。

3.1.2 预测预报基础

滑坡空间预测是时间预报的先决基础条件，滑坡时间预报是空间预测的进一步深入和具体化；原则上滑坡预测预报既是空间的、又是时间的，但二者又具有相对的独立性与工作先后的有序性。滑坡预测预报的基础和论点主要基于以下几个方面(晏同珍，1985)：

(1) 滑坡工程地质条件类比、外推法是滑坡不稳定性空间预测的基础，即工程地质条件和岩土结构特征类似的边坡，具有类似的不稳定性和类似的可能变形破坏形式。

(2) 工程地质类比法是从定性的类比过渡到定量的类比，包括类比对象和项目的定量化、类比标准的定量化以及相似程度的定量化等。

(3) 滑坡演化过程所经历的各态是平稳的，因而在大面积内的短期研究等效于在小面积内的长期研究结果，故可用区域研究以补偿时间不足。

(4) 滑坡的发展过程取决于影响其因素的交互作用，其区域预测的主要原理之一是因素影响的综合统计。因素影响分析可以从总的交互作用中筛选出重要的因素系列。基本因素是地层岩性、不连续结构面及边坡特征。

(5) 滑坡的产生和其它表生地质作用一样，是偶发的，其激发因素是多元的和非稳态的，故其预测是近似的，数字定量化是相对的。

(6) 滑坡预测预报的理论基于滑坡形成过程的机理，机理资料利用得越多越确切，所得到的预测结果就越精确越可靠。

(7) 滑坡区域预测应遵循研究地带的滑坡分布与发展的基本规律，这包括滑坡发展演化过程的多期性、继承性，亦即新、老滑坡的发生及发展，是遗传性地与其地质历史时期滑坡有联系，这就是滑坡发展演化的历史地质观。

(8) 滑坡空间预测结果是用预测分区图形式予以表示的。预测图是由工程地质环境中条件因素的叠加予以编制的，而工程地质图是区域预测最终成果的基础。

(9) 区域滑坡的时间性预测是有关滑坡过程的旋回性的揭露预示；也就是对滑坡发展进程的规律重复性，亦即对区域性滑坡活跃周期的研究。

(10) 滑坡观测是实现临滑预报的必要条件，预报方法和预报判据是临滑预报的核心。滑坡观测中具有重要意义的是变形监测。变形监测结果有助于判断滑坡体的稳定性，滑坡活动进入到什么阶段，进行剧滑预报，预报滑床结构，判断滑动速度、灾情大小等。

3.1.3 研究意义

滑坡预测预报的目的是为重大国民经济开发规划提供可靠的依据，提高国土开发和整治工作的科学性，合理使用和维护工程地质环境，尽量保持地质生态平衡，防止或减缓环境质量

的恶化；为具体建筑物和建设场地布置，选择无滑坡且不易形成滑坡的安全地带，节省建设投资，提高基建工程的设计施工质量；及时预报已有滑坡产生新的或不允许的危险位移，并当发生不可避免的滑坡大位移时，预防事故及人员伤亡和减少物资损失。对滑坡发生的高危险区，以国家或地方法令形式禁止或控制使用、或指定使用的范围，阐明滑坡防治的必要性或不加固边坡而使用建筑物场地的可能性。

3.2 滑坡空间预测原理及方法

3.2.1 空间预测原理（晏同珍，1985）

1. 工程地质类比法

未来滑坡或其它边坡不稳定现象的工程地质条件理应类似于已有滑坡所具备的工程地质条件，故现有滑坡的条件有可能外推到前者以预测未来滑坡的空间位置。也就是说，两类边坡仅当其具有相同或类似的工程地质静态条件组合和动态作用因素时，才可认为两类边坡的不稳定性或灾害强度和发展趋势是可类比的。统计预测大多是以野外的抽样统计为基础，故可视之为充分满足类比原理的一种类比预测。

2. 区域边坡演化过程的平稳性

在相对不长的一段地质历史时期内，若边坡基本地质条件不发生显而易见的变化，则未来区域边坡的演化过程、其破坏的平均时间频率将与过去所具有的特征相同。若以 $n(t_1-t_0,\varepsilon)$ 表示自时刻 t_0 起的时间段 $\Delta t=t_1-t_0$ 某空间点固定邻域 ε 内发生滑坡的次数，则上述事件可表示为

$$E=[n(t_1-t_0,\varepsilon)]=n(\Delta t\varepsilon)=\bar{n}_0(\varepsilon)\Delta t \tag{3-1}$$

式中，$\bar{n}_0(\varepsilon)$ 为 ε 邻域内单位时间发生滑坡事件数的平均值。首先这一性质有助于根据过去一定历史阶段滑坡事件的过程密度去预测未来相应时期内的滑坡密度，或根据滑坡灾害现有空间分布规律进行未来滑坡过程密度预测。其次是可作为不同区域未来滑坡事件密度的对比预测。对于不同条件组合的区域，令其为 A_1 和 A_2，相应有现存滑坡数 N_1 和 N_2；若令 $A_1=A_2$，由于古滑坡体趋向于剥蚀殆尽，故 T 为总有限期，且大约有 $T_1=T_2$，由式(3-1)得

$$N_1:N_2=n_{01}:n_{02} \tag{3-2}$$

式(3-2)表明，在相同面积内，现存滑坡残体分布密度 N 越大的区域，则边坡演化过程中单位面积、单位时间的滑坡事件密度也越大。n_0 是由条件决定的，它正是条件对比预测的基础。其三是可用静态现象研究边坡变形破坏机理。在一个地形切割持续进行的区域，每处边坡无例外地处于从稳定到变形破坏演化过程的某个阶段，它的形成发展，都会完成全部过程的各个阶段；其破坏时刻必随机地分布于时间轴上，人们要想观察到自然斜（边）坡演化的全部过程是不可能的。根据一定机理类型，可以将分布在空间而处于不同阶段的边坡依次排列成序，即可间接实现对演化机理的研究。

3. 边坡演化过程与滑坡空间分布的时空等效性

区域 A 内在时刻 t_1 滑坡群体数 N 必然是一定地质历史阶段 $T = t_1 - t_0$ 中该区域滑坡随机事件在 A 上的投点数，即

$$N(t_1, A) = \int_A \int_T \frac{\partial^2 n(t_1 - t_0, \varepsilon)}{\partial t_1 \partial \varepsilon} \mathrm{d}t_1 \mathrm{d}\varepsilon \tag{3-3}$$

对于工程地质条件组合基本均匀的较小区域而言，引入式(3-1)，则式(3-3)可概略表示为

$$N(t_1, A) = n_0 AT = n_0 A(t_1 - t_0) \tag{3-4}$$

式(3-4)中，n_0 为该区域单位面积于单位时间内发生滑坡的次数。对于大体均一平稳的工程地质条件组合区而言，n_0 为常数，故而 A 和 $T = t_1 - t_0$，对于 $N(t_1, A)$ 具有等效的意义，亦即边坡演化过程的研究可以转换为对滑坡分布事件、分布空间的研究；对滑坡在大面积上短期的研究，等效于在小面积上进行长期研究的结果。

3.2.2 空间预测方法

1. 回归分析法

在回归分析中，分别把定性变量和它的取值称为项目和类目。符号 $d_i(j,k)$ 表示第 i 样本中 j 项目的 k 类目，其值按下式确定

$$d_i(j,k)\begin{cases}1 & \text{（第 } i \text{ 样本中 } j \text{ 项目的定性数据为 } k \text{ 类目时）} \\ 0 & \text{（否则）}\end{cases} \tag{3-5}$$

基准变量 y_i 的线性数学模型为

$$y_i = \sum_{j=1}^{m} \sum_{k=1}^{r_j} d_i(j,k) b_{jk} + \varepsilon_i \qquad i = 1, 2, \cdots, n \tag{3-6}$$

式中 b_{jk}—— 依赖于 j 项目 k 类目的常系数；

ε_i—— 第 i 次抽样中的误差。

根据上述模型和最小二乘法原理推导出原模型的正规方程，用矩阵表示为

$$X'X\hat{b} = X'Y \tag{3-7}$$

式中

$$X = \begin{bmatrix} d_1(1,1)\cdots d_1(1,r_1) & d_1(2,1)\cdots d_1(2,r_2) & \cdots & d_1(m,1)\cdots d_1(m,r_m) \\ d_2(1,1)\cdots d_2(1,r_1) & d_2(2,1)\cdots d_2(2,r_2) & \cdots & d_2(m,1)\cdots d_2(m,r_m) \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ d_n(1,1)\cdots d_n(1,r_1) & d_n(2,1)\cdots d_n(2,r_2) & \cdots & d_n(m,1)\cdots d_n(m,r_m) \end{bmatrix}$$

$$\hat{b}' = \hat{b}_{11}, \cdots, \hat{b}_1 r_1, \hat{b}_{21}, \cdots, \hat{b}_2 r_2, \cdots, \hat{b}_{m1}, \cdots, \hat{b}_m r_m)$$

$$Y' = (y_1, y_2, \cdots, y_n)$$

利用已知抽样数据建立和求解正规方程，并对结果进行显著性检验。

2. 聚类分析法

聚类分析研究事物之间的相似性和亲疏关系，根据相似程度或相关程度，把所研究的事物分类组合。聚类分析有两种，Q 型聚类和 R 型聚类。Q 型聚类用于研究样本之间的相似性，对样本进行分类。滑坡预测中常采用 Q 型聚类。每个网格单元视为样本，单元中的滑坡条件视为变量，各网格单元中的边坡稳定性取决于该单位中所有变量的组合特征。具相似组合的单元可分类归并到同一组中，最后据已知滑坡在各组网格单元中的分布情况，把分类的网格单元组划分成不同的危险等级。

假定网格单元数为 n，变量数为 P，数据矩阵 X 为

$$X=\begin{bmatrix} x_{11} & x_{12} & \cdots & x_{1n} \\ x_{21} & x_{22} & \cdots & x_{2n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ x_{P1} & x_{P2} & \cdots & x_{Pn} \end{bmatrix} \tag{3-8}$$

由于变量的量纲不同以及数值量级的悬殊差异，对原始数据必须进行正规化处理。处理后的数据为无量纲化并具等同的 0 ～ 1 变化区间，即

$$x'_{ij}=\frac{x_{ij}-x_{j\min}}{x_{j\max}-x_{j\min}} \qquad \begin{matrix} i=1,2,\cdots,P \\ j=1,2,\cdots,n \end{matrix} \tag{3-9}$$

样本的亲疏关系由距离系数 D_{ij} 加以衡量

$$D_{ij}=[(x'_{1i}-x'_{1j})^2+(x'_{2i}-x'_{2j})^2+\cdots+(x'_{Pi}-x'_{Pj})^2]^{1/2}$$

$$i\geqslant 1,\ j\leqslant n \tag{3-10}$$

D_{ij} 值越小，样本单元越相似。先把具最小值的两个单元组合成一组，然后以其平均值组成一个新的样本。如此把新样本同其它样本继续进行同法计算，直至达到分类目的。

3. 人工神经网络方法

近年来，人工神经网络系统的研究受到人们的关注，这是一种模拟人的智能的方法。它是在网络计算的基础上，经过多次反复组合，能够完成多维空间的映射任务。神经网络通过内部连接的自组织结构，具有对数据的高度自适应能力，由计算机直接从实例中学习获取知识，探求解决问题的方法，自动建立起复杂系统的控制规律及其认知模型。在模式识别领域及预测科学上得到了广泛应用。滑坡预测应用的是误差反向传播模型，亦即 BP 模型。

BP 模型有很强的自学习与自适应能力，在客观自然对象的具体物理数学模型未知的情况下，也能通过网络本身的自学习达到其输出与期望输出在一定误差范围内完全相符的结果。个别神经元的损坏对整个网络的最终输出影响不大，因而可用于一系列预测与判别当中。BP 模型网络结构一般由三部分组成，即输入层、隐含层及输出层（图 3-1），其算法步骤如下：

（1）用任意小的随机数设置全部权值及各神经元残差的随机数；

（2）给定输入与期望输出值；

（3）通过网络之间的前向传播计算各层节点的输出值

$$X_j^{(s)}=f\left[\sum_i W_{ji}^{(s)}X_i^{(s-1)}\right]=f(I_j^{(s)}) \tag{3-11}$$

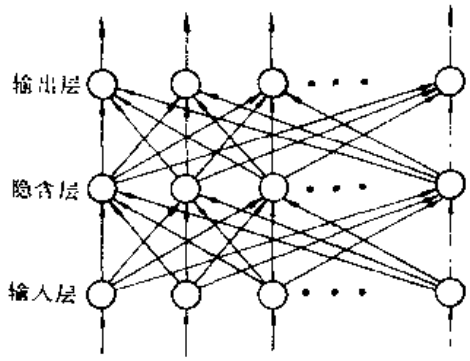


图 3-1　反向传播模型

式中，s 为输入模式系列，i 及 j 为各对应层节点序列，$X_j^{(s)}$ 是第 s 层上第 j 个神经元的输出值，$W_{ji}^{(s)}$ 是第 $(s-1)$ 层第 i 个神经元至第 s 层第 j 个神经元的连接权值，$I_j^{(s)}$ 为第 s 层第 j 个神经元输入的加权和，f · 一般为 Signoid 函数，即 $f=1/[1+\exp(-x)]$；

(4) 比较输出层各节点输出值与期望输出值之间的差别，将误差反向传播给输出层以下各节点，按下式采用迭代算法进行修正

$$X_j^{(s)}(t+1)=W_{ji}^{(s)}(t)+\eta\delta_j^{(s)}X_i^{(s-1)} \tag{3-12}$$

式中，X_i 为第 i 节点的输出值，δ_j 为第 j 节点的误差，η 为学习率，t 为迭代次数；

(5) 重复迭代计算，直到实际输出与期望输出的均方差小于某一给定值 ε 为止，网络学习结束；

(6) 用学习好的神经网络，输入要预测的样本参数，就可以直接得到相应的预测结果。

利用人工神经网络方法，通过计算机分析综合，可在研究区内的滑坡空间特征同滑坡工程地质因素间建立起人工智能推理网络系统。首先依据滑坡测绘资料将样本区划分为不同的滑坡单元及稳定单元，通过人工神经网络对两类样本的自学习，从各个单元样本中提取出反映输入、输出参数间本质特征的认识。经过人工神经网络的不断学习，对自身的知识进行修正，完成输入与输出间的复杂性非线性映射。然后用相近区域其它边坡地段作为预测样本，输入已学习好的网络，便可以对滑坡进行空间预测。

滑坡空间预测的内容是滑坡可能出现的位置及可能滑动的规模。滑坡受控于各种因素，结合某地区岩质滑坡勘测资料，选择下述 8 个数值化变量作为预测滑坡空间位置的输入参数，即 x_1 为岩石抗压强度；x_2 为地质结构面发育密度；x_3 为地形坡度；x_4 为地形切割深度；x_5 为地震烈度；x_6 为地下水埋深；x_7 为工程建设时在坡脚开挖的深度；x_8 为地层岩性，用易滑岩层岩性组合特征向量长度定量表示。以 A 表示滑坡类，B 表示稳定边坡类，将 A 及 B 两类样本的输出期望值定为 0.9 及 0.1。分别取研究区滑坡样本和稳定边坡样本为学习样本，其期望输出为已知。通过相应的迭代运算，可以使实际输出与期望输出的均方差小到一定的限度，确定出人工神经网络的所有系数及各节点权值。经过学习，神经网络能全面正确识别这些滑坡实例样本，这样就建立了研究区滑坡预测参数同滑坡空间分布特征和滑坡规模之间的复杂非线性关系，即为滑坡空间预测的计算机智能专家系统。为了检验所建立的研究区滑坡预测智能专家系统模型，取研究区另外几个样本单元作为"未知"样本，由已经掌握了滑坡空间预测知识信息的人工神经网络系统进行外推预测。按照实际输出与期望输出值的接近程度，确定滑坡空间预

测结果(表 3-1),预测的结果与实际情况基本一致。

表 3-1 滑坡神经网络空间预测结果(易顺民等,1994)

单元编号	期望输出结果	预测类别	输出滑坡面积 ($\times 10^4m^2$)	实际滑坡面积 ($\times 10^4m^2$)	误差	输出滑坡体积 ($\times 10^4m^3$)	实际滑坡体积 ($\times 10^4m^3$)	误差
L—1	0.890543	A	28.53	26.01	+9.7%	341.74	317.51	+7.6%
L—2	0.902017	A	16.38	15.12	+8.3%	208.73	194.27	+7.4%
L—3	0.103112	B						
L 4	0.900531	A	18.13	19.05	−4.8%	227.81	242.53	−6.1%
L—5	0.101291	B						
L 6	0.885718	A	6.31	6.01	+5.0%	123.41	112.39	+9.8%
L—7	0.903911	A	12.55	13.67	−8.2%	184.37	202.23	−8.8%
L—8	0.101583	B						
L—9	0.889847	A	1.54	1.62	−4.9%	20.66	22.86	−9.6%
L—10	0.101082	B						

3.3 滑坡空间预测制图技术

3.3.1 主要研究内容

滑坡空间预测制图的主要研究内容有以下几个方面:

(1) 控制滑坡形成区域自然条件的研究,即区域的地质地理环境、区域地质发展史和自然环境演化史的研究。

(2) 滑坡形成的内在因素(边坡的形态、地质构造和岩性、水文地质条件)与触发因素(降雨、融雪、地震及人类活动)的研究。

(3) 滑坡分布现状及分布规律的研究。

(4) 滑坡的类型及活动规律的研究。

(5) 滑坡的危险性分区和预测的研究。

(6) 现有滑坡的防治措施及效益评价的研究。

(7) 滑坡整治中的区域性综合规划的研究。

大区域的滑坡研究,因主要是查明控制滑坡形成的自然条件,弄清其分布规律,因此它的研究内容主要是前四项,以大比例尺制图为目的的详细的区域研究,除上述七项内容外,需要时还可进行必要的勘探,以取得为设计整治滑坡工程所需要的资料。

3.3.2 研究方法与步骤

滑坡的区域预测制图研究，总的来说是采用地形图、航空照片判读和详细的野外调查相结合的方法进行的。具体方法与步骤如下：

(1) 收集研究地区滑坡及其相关现象的各种文献资料。

(2) 地形图判读。根据研究区域大小，使用1∶50 000或1∶5 000地形图进行判读。判读的主要内容是：

① 地形图上等高线的排列状况。

② 河流、沟谷的形态和延伸情况。

③ 平缓的台地状斜坡后部是否存在陡崖，下方等高线是否密集排列。

④ 水池、沼泽、湿地的分布是否规则。

⑤ 土地利用情况，水田是否十分破碎不规则。

(3) 航片判读。将大比例尺的航片放在立体镜下判读能收到较好的效果。这样不仅能观察到地质构造和地貌格局，而且能观察到细微的滑坡地貌形态、滑坡类型和发育阶段。尽管地球卫星像片已被广泛应用，并且在卫星像片上可以看到一些特大型滑坡，但由于其分辨率低，因此用现有的卫星像片进行详细的区域滑坡研究还是不完全适用的。实践表明，使用比例尺1∶15 000的红外像片(0.6～0.7 nm)和近红外像片(0.8～1.1 nm)进行判读效果较好。航片判读的内容有：

① 地层岩性，线性构造，断层和破碎带，延伸的裂隙和节理。其中断层、破碎带两侧以及它们与沟谷相交的地方应仔细判读。

② 河谷、沟谷的形态及异常的河谷地貌景观(如河流主流线偏向一方或双沟同源现象等)。

③ 山脊线和斜坡地形，斜坡上的陡坎、悬崖、裂隙等。此外，要特别注意缓倾平台前后地形的变化。

④ 水池、湿地和沼泽的分布。

⑤ 植被类型、生长状况及疏密度，喜水植物的分布。

⑥ 土地利用状况。在南方，还应注意边坡上小块水田的范围和排列方向。

(4) 野外调查。在地形图、航片判读的基础上进行野外调查，调查的主要内容有：

① 地形调查。除做一些地貌调查外，应重点调查边坡地形，收集不同岩石组成的稳定的边坡坡度值，边坡的转点和变化，现有滑坡的类型、范围及滑动方向等。

② 地质调查。调查地层的走向、倾向和倾角，线性构造、断层、破碎带的展布状况，滑坡地带的岩性和岩层结构。此外，还应查明区域上主要的易滑地层和易滑地层结构。

③ 地表异常和滑动迹象调查。查明道路、建筑物的变形及水渠漏水、山坡裂隙和变形、泉水和湿地等情况。

④ 滑坡触发因素调查。调查降雨(年降雨、特大暴雨)、地震(震级、烈度及烈度异常区)情况。

⑤ 调查区域内以往滑坡灾害及其相关现象，防治滑坡的主要工程措施及效益等。

⑥ 滑坡的系统登记编目，是区域滑坡研究必不可少的基础性工作，因为它能为各类滑坡的统计分析和对比研究，尤其是为滑坡数据库的建立提供可靠的基础资料。捷克斯洛伐克、意

大利、法国、日本及俄罗斯，均开展了所有大中型滑坡的系统登记编目。我国目前尚未做全国范围内的滑坡系统登记编目工作，仅铁路系统和水电系统对所研究的滑坡进行了登记编目。

3.3.3 滑坡制图类型

滑坡图是研究滑坡的重要工具，也是体现滑坡预测研究成果最直接的方法。对区域性滑坡研究而言，绘制滑坡图是研究的最终成果之一。区域滑坡制图方法，我国目前尚未制定出统一的滑坡制图规范。因此，美国、意大利、捷克斯洛伐克等国的滑坡制图方法可供借鉴。常见的滑坡图主要有以下类型。

1. 单个滑坡图或滑坡要素图

此类图件是在单个滑坡工点勘测研究的基础上编制的。图件上应详细标示出该滑坡的主要地质、地貌条件及滑坡的所有要素，以便为分析滑坡的成因机制和设计防滑工程服务。此类图件比例尺很大，通常大于 1∶5 000。

2. 滑坡编目图

此类滑坡图件是在一个地区滑坡普查基础上编制的。图中应标明该地区滑坡的类型、滑坡的时代、滑坡的活动程度等，以便为该地区自然资源的开发、土地利用和城市发展规划服务。该滑坡图件是编制其它滑坡图件的基础图件之一，图的比例尺一般在 1∶25 000 与 1∶200 000 之间。

现在国内这类滑坡图件不多。80 年代中期，美国学者利用遥感的方法编制加利福尼亚州拉豪达地区的滑坡编目图。编图时，用 1∶60 000 的航片判读该地区的总体概貌，用 1∶30 000 的航片判读范围达 1 km 以上的大型滑坡，用 1∶12 500 的航片判读滑坡的后壁、周界和浅层崩塌滑坡体，用 1∶6 000 的航片判读地面的裂缝及某些 1～5 m 左右的滑坡和土流。除使用正常的高角度航片外，还使用一些低太阳角拍摄的航片判读滑坡的陡坎、横垅脊、沉陷和波状起伏的地形。

判读的时候，对每一个单个滑坡均以代码的形式标明滑坡的活动状态、主要类型、运动的主要方向、滑坡体的最大厚度、滑坡发生的日期或时期。由于是在不同年代拍摄的不同比例尺的航片上判读，因此很容易确定滑坡大致发生的年份。如果再结合野外调查，便可比较准确地知道滑坡发生的时间。室内判读完后，再到野外进行复核和校正，目的是对有怀疑的或把握性不大的滑坡进行核查。在以上工作的基础上，编绘正式的滑坡编目图。

3. 滑坡分布图

这类图表示的是一个国家或地区滑坡的分布现状，用于研究滑坡的分布规律和不同自然环境条件下滑坡发育程度的差异。图的比例尺通常小于 1∶200 000。因图的比例尺很小，所以只能用符号或不同的线条表示滑坡的密度。

4. 滑坡敏感度图

滑坡敏感度图又叫滑坡险情图，主要用于评价一个地区的边坡稳定性，为该区的土地整

治、自然环境的保护和土地利用服务。此类图件的比例尺多为 1∶10 000～1∶100 000，编图所需的基本资料一般应包括地质、地貌、滑坡及其相关现象的分布等。

编制这类图件的方法随原始资料的取得、资料的加工和最终成果的形成而有所不同。在长江三峡工程移民和城市迁建科研工作中，有关部门用电子计算机编制滑坡分布图，然后利用地形图编制该区的坡度图，并求得各种坡度数据，利用 1∶50 000 地质图分析地质单元并网格化，最后采用计算机编制出该区滑坡敏感度图。

5. 地震滑坡危险度图

这类图件专门用于评价一个地区地震时滑坡发生的可能性及其危险度，图的比例尺一般大于 1∶50 000。

地震滑坡危险度图的编制方法与滑坡敏感度图的编制方法大致相同，除考虑各主要自然因素外，地下水位、松散的第四系沉积物的颗粒成分与力学指标、人口密度等，都必须进行分析和综合评判。

3.3.4 滑坡制图技术方法

1. 地理信息系统特点

近十年来，由于技术飞速发展以及新的社会经济需要，工程地质基本图件和专题经典制图方面发生了很大变化。借助于 GIS(地理信息系统)，可以很快储存与地学有关的地形特征测绘数据，并运用复杂的判据和数学方法进行信息处理。GIS 不仅为地貌单元划分数据库的建立和应用提供了方便，而且使地质调查和自动化数据进行自动插值，以便得到更详细的图件，使得其可读性及潜在的应用得到了改善。

地理信息系统所使用的软件(GEOSYS) 是比较实用的，特别对于土地管理很有用。它由许多集成程序包组成，这一程序所完成(执行) 的功能大致如下：

收集数据 将原始资料数值化，编辑并形成文件，程序的这一部分主要获得图像、制图和表达描述所需的数据并把它们储存起来。

管理和数据分析 组织、搜寻土地信息，然后对已经给定的条件进行处理并建立数据。

图像表达 这部分产生图像输出，其输出内容取决于所使用的输出设备(绘图仪、打印机等)。

转换 它把数据变化并以标准文件(ASCI 码) 形式写出。所用软件是特别需要有关的土地数据，用这些数据可以处理所增强的某些单元的地理数据，例如与它们有关的点、线、多边形或坐标方格、标志、素描和影像。更进一步，它不仅可以管理基本图件，而且可以显示产生这些图件、表格和统计图表的所有地理和描述资料。它常采用的原始图件是 1∶25 000 地形图，1∶100 000 的地区地质图和 1∶25 000 的地貌图，在此基础上绘制有关地质、水文地质、土地利用有关的基本图件和某些专题图件，如边坡稳定性、侵蚀敏感性等图件。

2. 应用 GIS 编绘滑坡灾害图

利用 GIS 编制大比例尺滑坡灾害图，是根据联合国减灾组织(UNDRO，1984) 的定义，评

价滑坡灾害及其风险，亦即将易损性的概念引入风险分析，将风险定义为灾害（发生概率）与易损性（受威胁的一个或一组要素的损失程度）的乘积。将一个区域内受某种灾害威胁的所有要素的风险综合起来，就得到总风险值。单项风险与总风险均可用经济价值来表示。

利用 GIS 编制大比例尺（1：25 000）滑坡灾害图，采用了一种四树式（guad tree）GIS，即 PMSPANS 5.21，在 OS/DOS 和 AIX 内操作，方法及步骤如下：

数字高程模型（DEM） 地形信息通过对地形图进行手工操作数字化直接获得，用专门编制的程序从所获得的矢量数据中选出点数据。DEM 的形成是借助 GIS 将点数据用绘等高线的方法转换成图，同时也获得了坡角、坡向、倾角和解释图。

滑坡调查 在精确的航片解译和野外检查之后，对所观察到的滑坡破裂和滑坡堆积物等资料进行数字化。借助 GIS，对形成时间早于地形图测制时间的滑坡破裂周围的缓冲带进行计算，从矢量转换为图，以便用这部分边坡代表滑坡发生前存在的条件，从而代表不稳定坡角条件。利用破裂带调查资料，有助于鉴别出真正易于发生滑坡的单元；滑坡堆积物调查资料有助于确定不同类型滑坡的安息角。

影响因素分析 在获得了研究区的 DEM 和滑坡破裂调查资料之后，则可根据野外研究、航片解译或所获得的其它信息，确定下列影响因素：岩性单元、相关的地质界面、水系、降水量、植被单元以及同岩石不连续面有关的几何与土工数据。

借助 GIS 可获得坡角与坡向图，作为与滑坡破裂调查资料相关的影响因素。最后，编制了研究区的地貌单元图，作为一项考虑因素。滑坡破裂调查资料与上述各种因素间的相关性，是利用 GIS 的统计功能，通过 x^2 检验来分析的。

各种滑坡灾害图件的编绘 按照 UNDRO(1984) 提出的准则，可进行滑坡敏感性、灾害、易损性和总风险等项分析和相应的编图工作（图 3-2）。

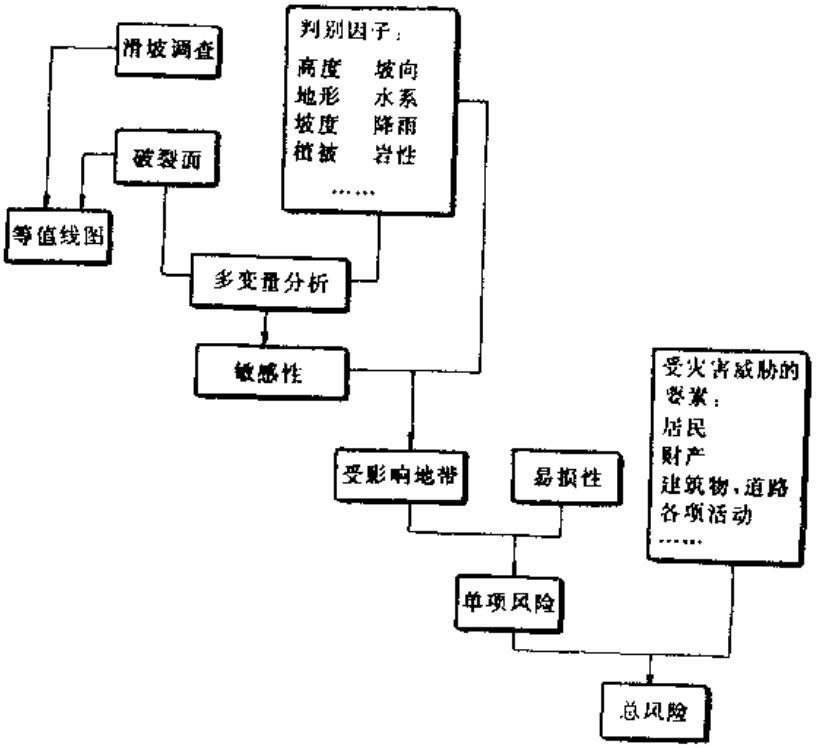


图 3-2 滑坡与风险图编制方法

(1) 滑坡敏感性图所表示的是具有相似滑坡活动性或潜在不稳定性的不同土地单元的等级区划，这种图件是根据对各种影响因素与滑坡破裂调查结果之间的相关分析结果编出的。

(2) 根据研究区内承受风险的种种要素的现有资料，对不同地带按经济价值大小顺序进行数字化。所考虑的地带为：未耕作的土地、粗放耕作区、集约化耕作区、小村庄或分散的农场、有环保价值和考古价值的场所或独特景观、道路与工业设施与城镇，等等。在此基础上编绘出反映受滑坡影响的各种要素的易损性图。

(3) 滑坡总风险图是由灾害图、易损性图、受威胁要素图汇总而成，汇总过程中可采用指标化模拟、加权条件矩阵或直接采用按 UNDRO(1984) 定义导出的公式。

(4) 所有这些方法都是在 GIS 内开发的，对所获结果进行讨论有助于获得滑坡证据与风险评价之间的最佳关系，这种讨论不仅要考虑规划人员或政治活动家的观点，而且也要考虑科技人员的观点。

(5) 若能对滑坡破裂和受威胁要素调查资料不断更新，就很容易按照国家有关部门提出的要求，以资料本身的比例尺或较小的比例尺编出新的高质量图件。

如果能在每个地区都建立易损性和受威胁要素评价的标准，就可有依据地推广编制总风险图的做法。由专家工作组对总风险图进行讨论，有助于获得社会认可的更可靠的结果。

3. 滑坡空间预测制图

在一定地段、地区之内，若工程地质条件类同，其已有和未来滑坡机理与类型理应近似一致，可以建立同一模型去预测。若研究地区广阔，工程地质条件并不相同，则应划分为不同的区，分区建立相适应的预测模型予以分区、段预测。为了对比预测互相检验的需要，相同地质条件的地段宜采用两种预测模型研究。但不论采用何种模型，要想得到好的预测成果，关键仍在事先建立起能正确反映原型的工程地质或地质模型。

建模预测的基本步骤可概括为二，其一是统计建模；其二是模型外推预测。它的有关程序见图 3-3。

应当指出，基本变量的选择与确定是关键的一环。原则上要求所选择的基本变量可确切反映静态条件和动态因素与滑坡规律之间的关系。一般需经初选、筛选和组合过程，以便全面反映滑坡的控制条件和因素，排除次要条件和因素，以达到尽可能不遗漏重要信息又不致重复引用某种信息的目的，从而能够使预测方程优化。预测方程的建立应考虑研究区范围大小、预测图的比例尺以及滑坡发育特征。其预测值可以是基于确定性模型计算出的边坡稳定性系数 K 值；也可以是基于统计或信息模型表达的边坡不稳定性数值；亦可以是确定性模型与概率统计模型联合模式而确定的 K 值分布区间或边坡破坏概率。预测单元是变量取值和边坡不稳定性预测的基本单位。单元划分方法取决于地质条件特征及所采用比例尺的大小。小比例尺区域性预测一般采用正方形网格单元，它有利于计算机处理；中等以上比例尺(如 $\geqslant 1:50\,000$) 的区段性预测则宜采用多边形网格单元，从而有利于紧密联系边坡地形地质条件变化特征及提高预测成果的精度。

预测成果的分析检验主要包括：① 预测方程的显著性检验；② 外推预测区的实际抽样检验。如果检验结果不能满足规定要求，则表明前述程序框图中某一项或几项工作需要重新研究，直到满意为止。

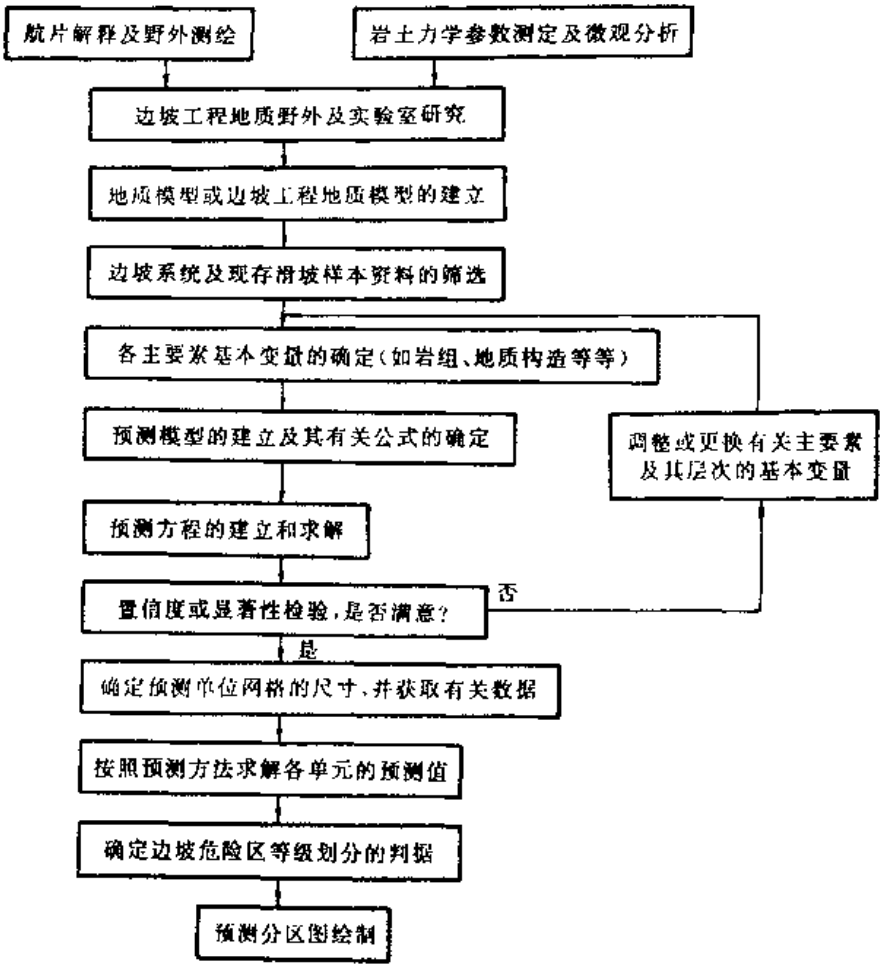


图 3-3　滑坡空间预测程序框图(晏同珍,1985)

4. 实例分析(殷坤龙等,1987)

研究区位于汉江河谷旬阳段,面积约为 100 km^2,为中低山地形,沟谷切割较深。本区大地构造单元位于秦岭纬向构造带的南缘,区域构造线方向为 NWW—SEE 向。出露的地层为古生界志留系和泥盆系中浅变质岩及第四系堆积物。主要岩性为绢云母绿泥石石英片岩、绢云母炭质石英千枚岩及薄层状结晶灰岩。区内褶皱强烈,断裂构造发育,特殊的地质环境产生了密集分布的滑坡,共有基岩滑坡 200 处。滑坡的空间分布严格地受区内地质、地形条件及其组合状况的控制,总体具带状和群体状分布特征,主要有五个与构造线展布方向一致的滑坡集中带。

边坡不稳定性预测的主要步骤是:

(1) 划分预测单元　划分预测单元是变量取值的基础,它直接影响到预测结果的精度。国内外的工作都是采用正方形网格单元的划分方法,大多以地理坐标作控制。这种划分对于小比例尺预测是可取的,但进行中等至大比例尺的边坡不稳定性预测时,由于自然边坡体的多变性,采用正方形网格单元的划分方法,有的边坡就被人为地切割成多段,破坏了边坡体的完整性和系统性。而边坡的变形破坏正是整个边坡系统演化所致。因而,这种只能满足统计分析随机抽样条件的单元划分方法,在边坡变形破坏的工程地质意义上就失去了一定的合理性。为了同时满足地质上的合理性和统计上的随机性,采用以沟谷和山脊为控制边界、等宽度的多边形

网格单元划分方法。这样的划分既针对整个边坡体进行不稳定性预测，又符合随机抽样条件。尽管多边形网格单元划分比较复杂，但它具有更明确的地质意义。

预测采用 1∶50 000 比例尺的滑坡工程地质图和地形等高线图为基础图件。多边形单元的宽度以区内滑坡的最大宽度 500 m 为参考尺寸，从沟谷沿垂直地形线方向向山脊线连接，所得的单元形态随沟谷和山脊线的变化而各异(图 3-4)。

(2) 选择预测变量　以工程地质岩组、断裂构造、片理构造、边坡形态参数和边坡支撑效应，作为预测的基本要素，并以一定的形式表达。在此基础上用相关系数分析筛选变量，并通过诸滑坡要素频率分布直方图的性状分析，按差异原则对连续型变量进行了若干状态的合理划分。如图 3-5，可划分成四种状态：0° ～ 60°，61° ～ 180°，181° ～ 240°，241° ～ 360°，从而避免了等间距的主观划分办法，使连续型变量状态划分更合理，同时可使预测模型大为优化。最后，确定了 21 个预测变量(表 3-2)。

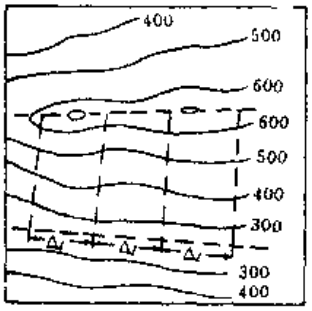


图 3-4　单元划分示意图

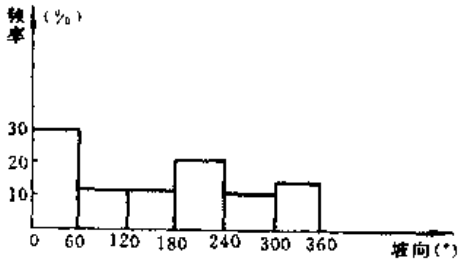


图 3-5　滑坡 — 边坡倾向频率直方图

表 3-2　预　测　变　量　总　表

因　素	状　态	变量	因　素	状　态	变量	因　素	状　态	变量
边坡底部高程(m)	≤270	x_1	边坡倾向方位(°)	241～360	x_8	支撑效应	坡脚具反压或支撑效果的岩性	x_{15}
	271～370	x_2	垂直地形线方向高程差(m)	101～340	x_9	岩层倾角	同　倾	x_{16}
	371～520	x_3		≤100 或 >340	x_{10}		反　倾	x_{17}
	>520	x_4	边坡坡度(°)	23～24	x_{11}	断层	断　层	x_{18}
边坡倾向方位(°)	1～60	x_5		<23 或 >33	x_{12}	片理倾向与边坡倾向间夹角(°)	0～20	x_{19}
	61～180	x_6	岩性	绢云母绿泥石石英片岩	x_{13}		21～65	x_{20}
	181～240	x_7		炭质绢云母石英千枚岩	x_{14}		66～90	x_{21}

(3) 建立预测模型　把研究区划分成地质环境类似且测绘精度等同的模型区和外推预测区，目的是检验模型区所建立的预测模型用于外推预测的可靠性。

根据选定的 21 个预测变量，在模型区建立信息量预测模型和二态变量的回归预测模型。

$$I_i = 0.264x_{i1} + 0.116x_{i2} + \cdots - 0.100x_{i21} \tag{3-13}$$

与

$$R_i = 0.145x_{i1} - 0.021x_{i2} + \cdots + 0.081x_{i21} \tag{3-14}$$

式中 I_i—— 信息量预测值；

R_i—— 回归预测值；

x_{ij}—— 第 i 号单元中 j 变量的取值，0 或 1。

$(i = 1,2,\cdots; j = 1,2,\cdots,21)$。

I_i 和 R_i 值越大，边坡不稳定性程度越大。用信息预测模型和回归预测模型对模型区可进行回代预测和待预测区的外推预测。

(4) 确定滑坡临界值　滑坡临界值是指划分稳定和不稳定边坡的预测抽象数值，是边坡不稳定性预测分区的最重要依据。根据滑坡单元信息预测值分布图和回归预测值分布图，确定图上频率分布出现突变处的预测值(图 3-6、图 3-7 中的 e 点)，同时在此值之上的区间包括足够多的已知滑坡单元，以此值作为滑坡临界值。点 e 的右侧表明已知滑坡预测值的相对集中性，而左侧则是由于统计预测误差而造成少数滑坡单元预测值偏小，从而在理论上讲，点 e 处应具有突变性。遵循这一原则，$I_{cr} = 0.05$ 和 $P_{cr} = 0.45$ 分别被确定为信息量预测和回归预测的滑坡临界值。

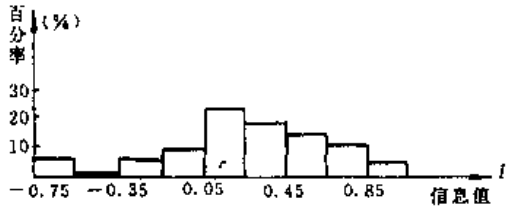


图 3-6　滑坡单元信息值分布图

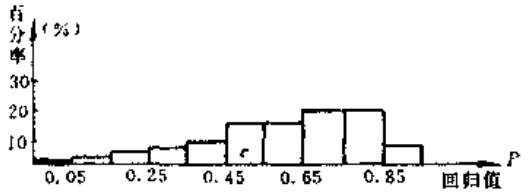


图 3-7　滑坡单元回归值分布图

由于边坡不稳定性被划分成不稳定和稳定两大类，往往不能满足工程建设的需要，希望在此基础上，进一步划分出相对的亚类。而在临界值两侧区域内，频率分布呈现渐变的特征，说明边坡不稳定性具有相对的连续性，只有达到临界点时，才具有突变性。因此，需要采用适当的方法才能较合理地划分出相对的亚类。这里运用 Fisher 准则下的二组判别分析，进一步对稳定和不稳定两类进行相对不稳定性等级亚类的划分：$I_{\mu 1} = 0.50$ 和 $I_{\mu 2} = -0.75$ 是信息量预测的亚类等级划分界线，以及 $R_{\mu 1} = 0.69$ 和 $R_{\mu 2} = 0.19$ 是回归预测的亚类等级划分界线。据以上各不稳定性等级界线值，把全区划分成极不稳定($I \geqslant I_{\mu 1}, R \geqslant R_{\mu 1}$)、不稳定($I_{cr} \leqslant I < I_{\mu 1}$，$R_{cr} \leqslant R < R_{\mu 1}$)、稳定($I_{\mu 2} \leqslant I < I_{cr}, R_{\mu 2} \leqslant R < R_{cr}$) 和极稳定($I < I_{\mu 2}, R < R_{\mu 2}$) 四个不同稳定性等级区间。

(5) 评价预测精度　定量预测必须具有其精度评价方法，给出定量的精度数值，这也是定量预测与定性预测的重要区别之一。图 3-8 是模型区回代预测值的一般分布曲线形式。从中可以看出回代预测结果含有两种误差，即滑坡单元误差 $\int_c^e f(x_1)\mathrm{d}x$ 和稳定单元误差 $m\int_c^e f(x_2)\mathrm{d}x$ $(0 < m < 1)$。预测中，应做$(1-m)$的系数折减，其原因是 $f(x_2)$ 曲线的 eb 段既有误差成分，又有预测成分。一般的精度评价则只考虑前一种误差，而忽略了后一种误差。因

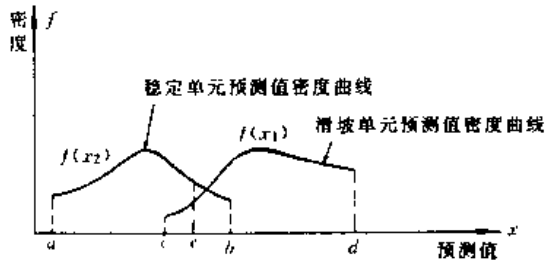


图 3-8　边坡不稳定性预测值密度曲线

此，完备的精度评价应该同时对两种误差作剔除，即

$$A=\int_e^d f(x_1)\mathrm{d}x\left[1-m\int_c^{f} f(x_2)\mathrm{d}x\right] \tag{3-15}$$

转换成指数形式

$$A=\int_e^d f(x_1)\mathrm{d}x\left[\int_a^c f(x_2)\mathrm{d}x\right]^n \qquad (0<n<1) \tag{3-16}$$

取经验常数 $n=1/3$，并用实验概率来表达

$$A=\frac{M_1}{N_1}\times\left(1-\frac{M-M_1}{N-N_1}\right)^{1/3} \tag{3-17}$$

式中　A—— 预测精度；

N—— 模型区单元总数；

N_1—— 已知滑坡单元数；

M—— 临界值以上的单元数；

M_1—— 临界值以上的单元与已知滑坡单元相重合的数目。

式(3-17)为模型区回代预测精度评价的实验概率计算式，称之为精度评价方法Ⅰ。用式(3-6)分别对信息预测和回归预测精度作了评价，为 $A_I=69\%$ 和 $A_R=71\%$。

区别于方法Ⅰ，而是通过对外推预测区的实地检验，直接评价预测精度的精度评价方法Ⅱ，其计算式为

$$A=\frac{C}{B} \qquad (B\geqslant C) \tag{3-18}$$

式中，B 为外推预测区的滑坡单元数；C 为预测不稳定单元 ($\geqslant I_{cr}$，$\geqslant R_{cr}$) 与滑坡单元相重合的单元数。

用式(3-18)对外推预测区的信息预测和回归预测精度计算的结果分别是 $A_I=70\%$ 和 $A_R=80\%$。

两种精度评价方法，对信息预测和回归预测结果的计算表明，精度均在 70% 以上。建立的模型在用于地质条件类似和具有同等测绘精度的边坡区，其预测精度仍然较高，说明模型可以用于外推预测。

(6) 编制边坡不稳定性预测分区图　运用预测模型对区域边坡不稳定性进行了预测，并划分出四种不同稳定性等级状态。检验表明，预测结果具有较高的可靠性，在此基础上编制边坡不稳定性预测分区图。现在已经发生滑坡的单元边坡皆属不稳定类。由于预测的误差，而错

把少数滑坡单元归属到其它等级中。因此，必须把能够修正的误差修正过来，即区内已知滑坡单元均划成极不稳定类。这样，可编制基岩边坡不稳定信息预测和回归预测分区图。从比较可见，信息预测和回归预测的不稳定与极不稳定单元的重合率为86%，它们之间具有很高的一致性，起到了相互验证的作用。预测分区图中明确指示了不稳定区中“安全岛”和稳定区中“危险边坡段”的具体位置。

3.4 滑坡时间预报原理及方法

3.4.1 时间预报原理

滑坡形成与变形过程是滑坡岩土体蠕动变形的过程，在粘弹塑性力学基础上发展起来的、揭示岩土体变形时间效应的岩土体蠕动（流变）理论是滑坡滑动时间预报研究的基础。根据岩土体蠕变理论，滑坡的变形破坏是其内部应力和岩土体强度随时间不断变化的结果；位移、应变及其它特征是这种变化的直接和间接反映。所以，岩土体蠕变理论揭示了滑坡变形破坏的本质，描述了滑坡应力、强度、应变、位移随时间变化的内在规律。因而，以岩土体蠕变理论为基础，研究滑坡变形过程中应力、强度、应变、位移、应变（位移）速率等随时间变化的物理规律，进而预报滑坡滑动时间，是滑坡滑动时间预报研究的突破口之一。

岩土体蠕变（流变）理论中应变（位移）— 时间曲线的三阶段过程被视为是滑坡滑动时间预报的基本标准。第Ⅰ蠕变阶段，又称初始蠕变阶段（AB 段），岩土体变形以减速发展，蠕变曲线斜率逐渐减小。第Ⅱ蠕变阶段（BC 段），又称稳定蠕变阶段，岩土体变形大致以等速发展，蠕变曲线近似一倾斜直线，应变速率大体不变。第Ⅲ蠕变阶段（CE 段），又称为加速蠕变阶段，岩土体变形速率由 C 点开始迅速增加，到达 E 点，岩土体破坏，如图 3-9 所示。其中，在 CD 段，变形迅速增大，但岩土体尚未破坏；DE 段，岩土体变形速率剧增，岩土体很快破坏。据此，滑坡的变形破坏过程亦被分为与之对应的几个阶段，并把对各阶段起始时刻的预报相应归之为：长期预报、短期预报和临滑预报。所有的滑坡滑动时间预报都围绕滑坡变形破坏阶段，以不同时间尺度进行预报。

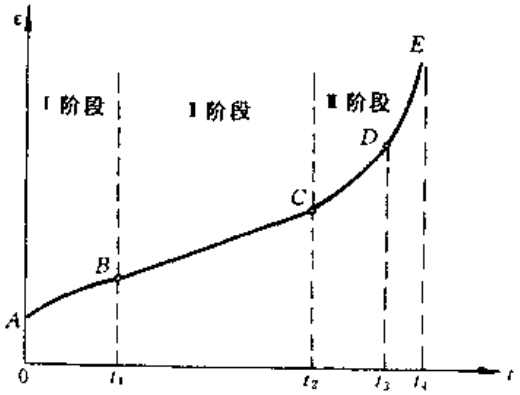


图 3-9 岩土体蠕变曲线

滑坡的变形监测和综合动态分析研究，是滑坡预报的基础。基于岩土体变形的蠕变（流变）理论，在滑坡变形的不同阶段，位移 —时间曲线变化趋势及形态不同。临滑阶段，位移— 时间

曲线呈现急剧上升趋势。在系统监测资料的基础上，判断位移变化的加速阶段，按变化趋势，在曲线上找出滑坡失稳时刻，作出预报。这是近几十年来，滑坡滑动时间预报中最常用的方法。其预报效果和精度取决于系统的位移监测和监测的时间尺度，并依赖于正确的地质分析和经验判断。

滑坡变形前兆的现象预报是临滑预报十分有效的方法。与地震、火山等其它自然灾害相似，滑坡失稳前也表现出多种宏观先兆：前缘频繁崩塌，地下水位突然变化，地热、地声异常，动物表现失常等，由于这些现象在临滑前表现直观明显、易于被人类捕捉，据此临滑预报十分有效。

滑坡滑动现象多因子综合预报研究是实现滑坡预报的主要途径。滑坡形成过程中，滑体在宏观和微观上有多种物理、化学表现，应力、应变、位移、应变速率、岩土体强度、弹性波波速、电阻率、声发射参数、地温、地下水位、地下水化学场等，所有这些参数都可作为滑坡预报的因子。但如何选取能够反映滑坡动态过程的最佳因子，描述滑坡变形过程的物理、化学规律是滑坡预报的关键。

滑坡滑动时间预报模型研究和预报判据选取是滑坡预报成功的重要因素。近年来，随着各种数理统计理论在地学中的广泛应用，许多研究者以位移为参数，以数理统计理论为基础，建立滑坡位移 — 时间关系的数学模型，以期用数学模型描述滑坡变形的统计规律，预报滑坡发生时间。尽管已有多种数学模型用于滑坡滑动时间预报，但尚无一成熟模型，均需在实践中改进、完善。其次，滑坡预报判据类型和预报判据均处于经验积累阶段，因此，滑坡预报过程中，应坚持长期监测与实地观测相结合，定性分析和半定量、定量分析，经验判据和理论分析相结合的原则，进行滑坡综合预报。

3.4.2 时间预报种类（陈自生，1993）

滑坡不稳定性时间预报可分为趋势预报和临滑预报两大类，趋势预报还可再分为长期预报、中期预报和短期预报。滑坡预报种类的选择取决于滑坡灾害的紧迫性和严重性。

1. 趋势预报

滑坡趋势预报是指预先判断数十年、数年甚至数月之后，滑坡将要发生或老滑坡将要复活的预报。目前，发布趋势预报只能依据对坡体所作的地质地貌综合分析。这种分析结果是定性的，至多是半定量的。所以，由此作出的滑坡预报称为"趋势预报"。

在开展趋势预报时，要首先判断坡体或滑坡现状的稳定性，还要结合分析那些能够直接影响坡体或滑坡稳定性的（自然的或人为的）诱发因子今后可能发生变化的时间和程度，来预先判断坡体或滑体的失稳时间。

（1）长期预报　即预先判断数十年内滑坡发生、发展趋势的预报。滑坡长期预报的目的是确定滑坡群体和单体滑坡发展演化过程中的盛衰规律，这种预报是建立在滑坡活动的较长历史时期记录资料的基础上。从滑坡群体活动的盛衰规律来看，其活动的旺盛阶段往往对应于某种动态因素的强烈作用时期，而衰弱阶段则对应于这种动态因素作用的消减时期。对滑坡作用明显的动态因素主要包括特大降雨和地震活动。由于地震活动的周期很大，而降雨的周期相对较短，因而降雨作用显得更为重要。

(2) 中期预报　即预先判断数年内的滑坡发生、发展状况。例如，二滩水电站库首左岸金龙山地区内，工区为古滑坡区。其特点是：①区内左侧壁露头表明该区滑坡曾多次活动过；②区内滑坡体自上而下已明显地解体为两级滑坡体；③下部滑坡体的前缘已延至江边，自上而下又依次解体滑动过；④电站施工期间，围堰水位将使下部滑坡体淹没大半。由此说明该区的滑坡稳定性自上而下地逐级降低；并且在施工期内，区内滑坡的稳定条件将会急剧恶化，有再次明显活动的可能。因此，为施工安全设防是必要的。

(3) 短期预报　即预先判断数月内滑坡发生或复活的预报。这是滑坡趋势预报中使用较多的预报类型。它可以根据动态因素的短期变化规律，如降雨的季节性变化规律，也可根据滑坡运动场中某些性质的变化规律，如位移速率的发展趋势预报滑坡短期的活动趋势。每当人们发现了坡体或滑体失稳的宏观前兆时，都迫切希望得知近期发展变化的可能状况，以便采取应急措施。例如，在雨季，滑坡常常将河流堵断，在这种情况下，不仅需要了解滑坡的稳定性现状，更需了解汛期内滑坡的发展趋势，以便对抢险导流、疏散搬迁、恢复交通等各方面工作作出安排。这就要求根据滑坡稳定性现状、汛期内的气象、水文预报，以及天然坝的溃坝状况等因素作出滑坡的短期预报。这种短期预报不但能够减轻滑坡已有的灾害，还能有效地防止由于抢险措施不合理导致滑坡灾害的扩大化。

滑坡预报的精度，从表面上看，随着预报年限的增大，预报准确率势必降低。但在实际工作中，凡需作出长时间预报的坡体或滑坡恰恰是需要深入认识、密切注视的坡体或滑坡。长周期的认识过程就是开展更为细致的观测和实验的过程。最初所作的长周期预报准确率较低只是暂时的现象，最终必然将出现预报年限长而观测项目多、预报精度高的成果。可以看出，滑坡趋势预报是开展临滑预报的一个重要基础条件。

2. 临滑预报

滑坡的临滑预报是指预先对数天内滑坡发生或活动时刻所作出的预报。即人们日常所说的滑坡预报。发布临滑预报，是在建立了正确的滑坡滑动模式，同时又具备了可靠的滑坡观测资料的基础上进行的。因此，可以认为，滑坡的临滑预报就是数值预报。

临滑预报是滑坡预报中难度最大的预报类型。这是因为：①滑坡类型的不同、滑坡运动特征的差异等都将使各个滑坡的临滑预报标准差别极大；②不同的场合，对滑坡的临滑预报要求也是各不相同的。对于可能遭到滑坡涌浪威胁的水工建筑来说，只需对大型的剧冲性滑坡作出临滑预报；而对于民宅、厂矿、铁路等设施而言，滑坡的微小变形就可能带来巨大的灾难，所以滑坡的临滑预报工作应更加谨慎地确定滑坡变形的极限值(警戒值)和临滑时间。简言之，人类对各个滑坡灾害的承受能力是大不相同的，也就要求滑坡临滑预报具有多样化。成功的临滑预报能够避免或减轻滑坡灾害，具有极大的经济效益和社会效益。

成功地实现滑坡临滑预报是人们多年来追求的目标，临滑预报是滑坡预报中难度最大的问题。随着科学技术的飞跃发展，滑坡观测技术和试验技术有了极大提高，这为临滑预报奠定了基础。图 3-10 概括了滑坡临滑预报的基本流程。

滑坡临滑预报大致划分为三类：①经验型的临滑预报，即根据宏观临滑前兆的突然出现，凭预报者自身的经验和感觉而作出的临滑预报；②经验—数值型临滑预报，即根据有限的观测资料和大量的宏观前兆而作出的临滑预报；③数值型临滑预报，即根据滑坡观测成果和滑动模式而作出的临滑预报。

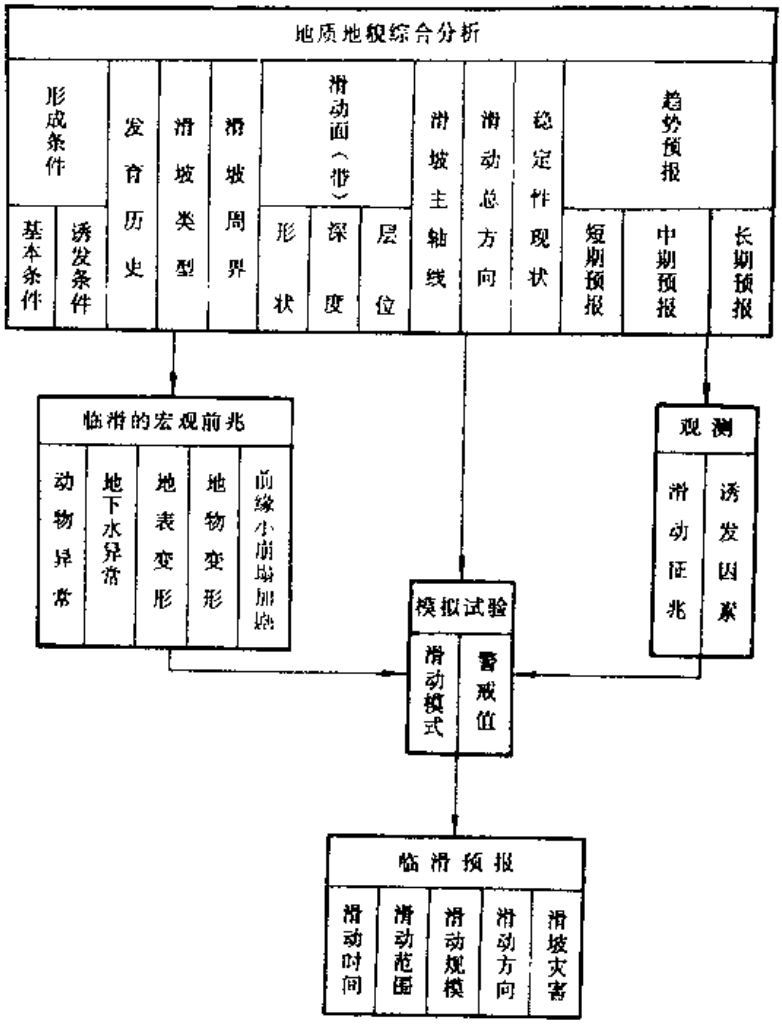


图 3-10　滑坡临滑预报的实现流程(陈自生,1993)

滑坡临滑预报是以预报滑坡发生时间或复活时间为主。此外,滑动范围、滑动规模、滑动方向和滑坡可能给人类活动带来的灾害都是滑坡预报的基本内容。

(1) 滑动范围。临滑预报不仅要预报滑坡体的范围,尤其要预报滑坡后壁将要被牵动的范围和滑坡体前端所能达到的范围。甚至还应包括剧冲型滑坡在滑动过程中所产生的冲击波和滑坡涌浪所能波及的范围等等。

(2) 滑动规模的预报要结合滑坡地表范围和滑动面(带)的发育深度。滑动面(带)的位置并非固定不变的,尤其要注意滑动面(带)可能在更深的层位中出现。所以,滑动面(带)的深度是正确预报滑坡规模的重要参数。

(3) 滑坡的滑动方向不总是地质地貌综合分析中所确定的主轴线方向,而是依据滑坡观测资料重新确定的实际滑动方向。以往已有因滑动方向预报失准而造成重大伤亡事故的悲惨教训。

(4) 滑坡灾害的预报要根据滑动范围、滑动规模、滑动方向,结合临滑时刻滑坡现场的人类经济活动状况才能准确地作出预报。因此,滑坡灾害预报最能显示出滑坡临滑预报的目的,真正地反映了滑坡预报研究的实践意义。

3.4.3 时间预报方法

1. 目前主要研究趋势

滑坡预报方法研究在国内外由来已久，近十多年来，研究十分活跃，主要集中在以下几个方面：

(1) 滑坡变形前兆的现象预报法。

(2) 位移—时间曲线变化趋势判断法。

(3) 斋藤法和改进的斋藤法。

(4) 统计数学模型法。这是目前滑坡预报研究中最活跃之处。目前，最常见的统计数学模型有：回归模型(晏同珍，1988)，灰色理论模型(陈明东，1988)，泊松旋回模型(晏同珍，1987)，生物生长模型(晏同珍，1988)，梯度正弦模型(崔政权，1989)，突变理论模型(秦四清，1993)，灰色—灾变耦合模型(秦四清，1993)，Pearl 生长曲线模型(孙景恒等，1993)，滑体变形功率模型(廖小平，1994)。所有的模型都只用于临滑预报，绝大多数都是对已发生的滑坡作反演拟合预报，较少用于未发生滑坡的超前预报。

(5) 黄金分割法。张倬元、黄润秋(1988)通过对国内外十余个具有完整系统状态、历时曲线的滑坡实例的分析研究，提出以"黄金分割法"预测滑坡发生时间。指出滑坡位移历时曲线的线性段的历时与线性、非线性段历时之和之比等于黄金分割数 0.618，就其反演拟合结果看，效果较好。尤其对滑坡中、短期预报可靠性较高。

(6) 非线性理论方法。秦四清等(1993)以非线性动力学理论为基础，提出滑坡孕育过程的非线性动力学模型，进而预报滑坡发生时间。黄润秋(1997)提出斜坡失稳时间的协同预测模型。易顺民等(1994)基于滑坡活动的分形特征，作出时间分形预测方法。非线性动力学观点和方法将滑坡发生时间的预报研究从目前的经验预报和统计预报引入物理预报，从理论上看，这是认识上的一个飞跃。但是，由于滑坡演变的复杂性及外界环境的多变性，要建立滑坡孕育过程的非线性动力学方程决非易事。但无论如何，这种观念上的更新，对今后进一步的研究将产生很大影响。

(7) 降雨量参数预报法。降雨在滑坡演变过程中起着重要的诱发作用。雨季或雨季后，滑坡发生频繁。降雨对滑坡的诱发作用与累计雨量和雨强有关。一定的雨量和雨强可缩短滑坡的演变历程，使尚在演变之中的滑坡提前滑动。因此，以降雨量为参数，预报滑坡起动的临界降雨量和降雨强度，亦是滑坡发生时间预报的内容之一。

(8) 声发射参数预报法。以滑坡变形中岩土体声发射参数为指标，预测滑坡动态，是目前国内外滑坡滑动时间预报研究中的另一热点。国内学者于济民等人通过对宝成线观音山车站山体变形的声发射监测，提出山体变形趋势预测，结果表明，这种方法用于滑坡预报是可行的。

2. 主要技术方法

(1) 斋藤精确短临预报的计算方法　日本学者斋藤在国铁技术研究所工作期间，就滑坡的发生时间预报进行过大量室内外试验工作，于 1968 年提出根据土的应变速率求蠕变破坏时间的计算公式

$$\lg t_r = 2.33 - 0.916 \lg \dot{\varepsilon} \pm 0.59 \tag{3-19}$$

或近似表示为

$$t_r \cdot \dot{\varepsilon} = 214 \tag{3 20}$$

而更一般的形式为

$$\lg t_r = a - b \lg \dot{\varepsilon} \tag{3-21}$$

式中 t_r—— 蠕动破坏时间；

$\dot{\varepsilon}$—— 恒定应变速度($\times 10^{-4}$/min)；

± 0.59 —— 包括 95% 的测定值的范围；

a、b—— 常数。

$\dot{\varepsilon}$ 一般是根据伸缩计所测得的位移变化量按式(3-22) 求得的

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\Delta l}{l} \cdot \frac{1}{\Delta T} \tag{3-22}$$

式中 Δl—— 在 ΔT 时间内滑坡的位移量(mm)；

l—— 钢钢丝跨距长度(mm)；

ΔT—— 经过时间(min)。

日本近年来生产的金属线式多层移动量计，不仅可长期地定量把握地下变位及滑坡面的确定，而且也可以用来求地下应变速度。

$$\varepsilon = \frac{\text{滑坡面的变位量}}{\text{滑坡面长}} = \frac{\text{滑坡面的金属线伸缩量}}{\text{滑坡面的多层移动量计测点间隔}} \tag{3-23}$$

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\text{应变量}}{\text{时间}} = \frac{\varepsilon}{\Delta T} \quad (\times 10^{-4}/\text{min}) \tag{3-24}$$

可利用公式(3-19) 直接计算距离蠕变的破坏时间，也可将上述关系在双对数坐标纸上标出 t_r—$\dot{\varepsilon}$ 的关系判断图，求出 t_r，如图 3-11 所示。

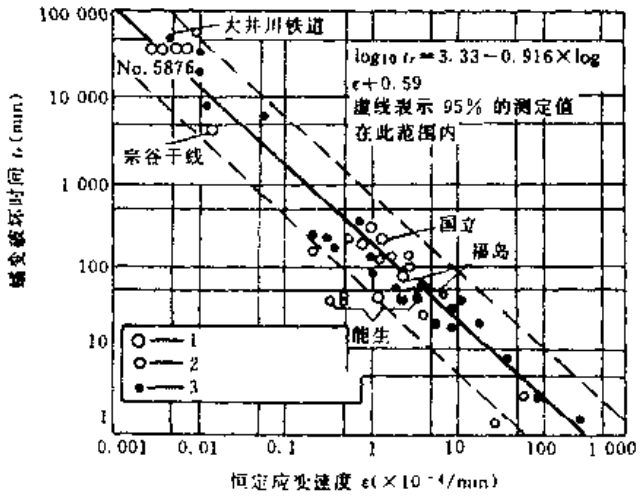


图 3-11 t_r—$\dot{\varepsilon}$ 关系判断图

1— 在崩塌现场的测定值；2— 在实验边坡的测定值；
3— 蠕变试验的测定值

处于加速蠕变阶段(第Ⅲ阶段)的滑坡则可利用下式得到比较精确的临滑时间预报值。

$$t_r - t = \frac{\frac{1}{2}(t_2 - t_1)^2}{(t_2 - t_1) - \frac{1}{2}(t_3 - t_1)} \tag{3-25}$$

或者

$$\Delta t = t_1 \cdot A\lg \frac{t_r - t_0}{t_r - t} \tag{3-26}$$

上式中当 $t = t_0$ 时，$\varepsilon = 0$。

第Ⅲ阶段蠕变的分析结果如图 3-12 所示。

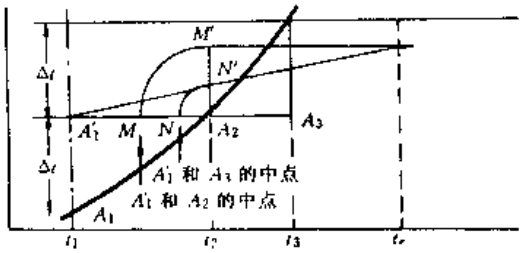


图 3-12　在第三蠕变阶段中破坏时间的图解法(根据斋藤资料)

在图 3-12 中，在蠕变曲线上取 A_1、A_2、A_3 三点，它们的相对变位间隔 Δt 相等，各点的时刻分别为 t_1、t_2、t_3。然后，通过 A_2 作平行于时间轴的直线，A_1 和 A_3 点在该直线上的投影分别为 A'_1 和 A'_3。A'_1A_2 和 $A'_1A'_3$ 的中点分别为 M 和 N，在通过 A_2 的竖线上取 $M'A_2$，$N'A_2$ 分别等于 MA_2、NA_2，通过 M' 求出平行时间轴的直线与 $A'_1N'_1$ 连接直线的交点，该点就是破坏时间 t_r。

(2) 福囿边坡时间预报公式　1985 年日本学者福囿用砂和土两种材料，采用人工降雨方法进行大比例尺模型(高 5 m，宽 4 m，土层厚 1 m)试验。试验是在人工降雨不停的情况下，连续测量土体变形过程的表面位移直至土体突然破坏。经多次试验发现，土体表面位移加速度的对数与表面位移速度的对数成比例。即

$$\frac{d^2x}{dt^2} = A\left(\frac{dx}{dt}\right)^{\alpha} \tag{3-27}$$

式中，A、α 为常数，$\alpha = 1.5$。

经变换得

$$\frac{dt}{dx} = \frac{1}{v} = A(\alpha - 1)^{\frac{1}{\alpha-1}}(t_f - t)^{\frac{1}{\alpha-1}} \tag{3-28}$$

式中　v—— 滑坡速度；

t—— 初始时间；

t_f—— 边坡破坏时间。

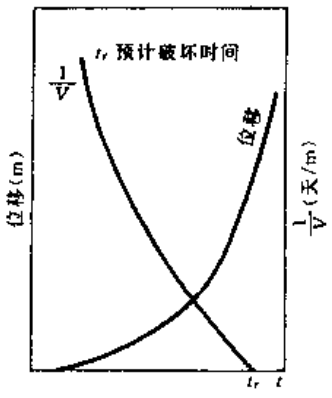


图 3-13　边坡破坏时间预报

使用公式(3-28)，可通过作图法进行预报，如图 3-13。

(3) 哈亚希预报模型　1988 年哈亚希(Hayashi)提出第Ⅲ蠕变阶段可以再划分为两个阶段的新模型。

第一阶段(图 3-14 之Ⅰ)

$$v = at + v_0 \quad 或 \quad v = v_0 e^{at} \tag{3-29}$$

第二阶段(图 3-14 之Ⅱ)

$$v = v_0 e^{b(t - t_0)} \quad 或 \quad v = \frac{1}{b(t_r - t)} \tag{3-30}$$

式中 t—— 时间;

v—— 滑坡速度;

v_0—— 初速度;

t_r—— 破坏时间;

a、b—— 常数。

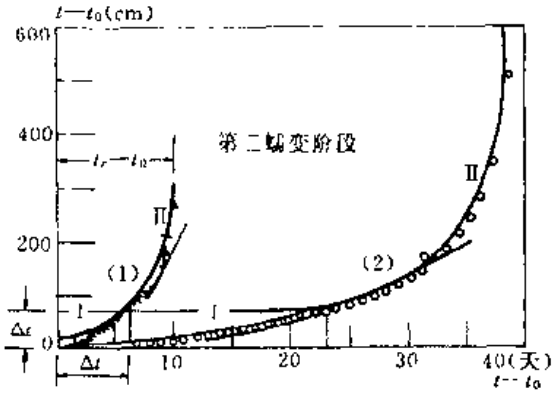


图 3-14 第三阶段位移动态曲线

从图 3-14 中可以看出,第一阶段占整个第Ⅱ蠕变阶段时间较长,第二阶段占据时间短。与斋藤、福囿时间预报公式相比,后者比前者可提前一段时间预报。第一阶段初始速度 v_0 越高,破坏时间越短。即

$$v = v_0 e^{at} \quad 或 \quad \frac{v}{v_0} = e^{at} \tag{3-31}$$

故

$$\ln \frac{v}{v_0} = at \tag{3-32}$$

(4) 位移加速度的回归方程预报模型 由于大多数滑坡位移—时间动态监测数据列的散点图式是极其类似于某种二次曲线的,故可拟合回归曲线方程作外推预报,其可靠程度取决于动态曲线的连续性。位移加速度段可以用下列方程拟合

$$y = c + bx + ax^2 + \delta \tag{3-33}$$

式中,δ 为随机因素对位移量 y 的影响值,欲使该拟合曲线与监测值 $y_1, y_2, \cdots, y_N$ 的对应值间的偏差平方和最小,可按最小二乘法原理和求极值法则,解出式(3-33)中的待定系数 c、b、a,即应求出偏差平方和 Q 对于 c、b、a 的偏导数并令其为零。展开偏导数为零的方程组,整理并以矩阵式表示

$$\begin{bmatrix} N & \Sigma x & \Sigma x^2 \\ \Sigma x & \Sigma x^2 & \Sigma x^3 \\ \Sigma x^2 & \Sigma x^3 & \Sigma x^4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} c \\ b \\ a \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Sigma y \\ \Sigma xy \\ \Sigma x^2 y \end{bmatrix} \tag{3-34}$$

将具体滑坡中有代表性的监测点位移或速度数据列入式(3-31)可解出c、b、a，建立起可描述滑坡动态规律的曲线回归预测方程，经相关系数检验，当该方程成立时，即可用以预测滑坡暴发时间x。遵守回归预测时间不可外推过远的原则，最好是采用监测数据列终止点的次1～2个时序号，且需考虑排除随机因素对y值的影响，这可通过已建立的方程求出剩余标准离差s去实现，即

$$s=\sqrt{\sum_{i=1}^{N}(y_i-\hat{y}_i)^2/(N-3)} \tag{3-35}$$

(5) 匀加速度条件下的时间预报公式　当第Ⅲ蠕变阶段为匀加速度时，岳启伦(1987)提出剧滑时间预报公式(图3-15)

$$T_i=\frac{\Delta t_1}{1-\gamma_i} \tag{3-36}$$

式中　T_i——从计算点开始至剧滑开始所需的时间；

Δt_1——从计算点开始前等值位移时间增量；

γ_i——从计算点开始任意后等值位移时间增量与前等值位移时间增量比。

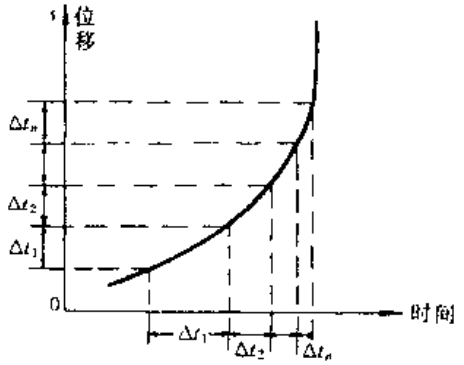


图3-15　位移与时间关系曲线

该公式的基本假定是：①当滑坡开始移动时，滑坡的地质条件基本不变。因此滑坡的下滑力及对滑床的压力被认为是恒定的；②滑坡位移产生加速度的原因，是由于滑坡的下滑力大于滑带的摩阻力，如果是匀加速运动，表明滑带摩阻力增减变化很小，可以忽略不计。

(6) 灰色理论(Verhulst)模型　滑坡发生、发展、成熟乃至消亡的发展过程酷似生物生长机理的时间序列，故选用灰色理论中的Verhulst模型去预测(晏同珍，1989)。其相应一阶白化微分方程为

$$\frac{\mathrm{d}x^{(1)}}{\mathrm{d}t}=ax^{(1)}-b[x^{(1)}]^2 \tag{3-37}$$

引用最小二乘法及极值原理求a、b的极小最小二乘解并以矩阵式表达有

$$\hat{a}=\begin{bmatrix}a\\b\end{bmatrix}=[(A\vdots B)^T(A\vdots B)]^{-1}(A\vdots B)^T y_N \tag{3-38}$$

式中

$$A=\begin{bmatrix}\frac{1}{2}[x^{(1)}(1)+x^{(1)}(2)]\\ \frac{1}{2}[x^{(1)}(2)+x^{(1)}(3)]\\ \cdots\quad\cdots\quad\cdots\\ \frac{1}{2}[x^{(1)}(N-1)+x^{(1)}(N)]\end{bmatrix},\qquad B=\begin{bmatrix}-\left[\frac{1}{2}(x^{(1)}(1)+x^{(1)}(2))\right]^2\\ -\left[\frac{1}{2}(x^{(1)}(2)+x^{(1)}(3))\right]^2\\ \cdots\quad\cdots\quad\cdots\\ -\left[\frac{1}{2}(x^{(1)}(N-1)+x^{(1)}(N))\right]^2\end{bmatrix}$$

$$y_N=[x^{(0)}(2),x^{(0)}(3),\cdots,x^{(0)}(N)]^T$$

将求得的待定参数 a 及 b 代入式(3-37)，即为需建立的滑坡暴发时间预测模型，式(3-37)的解即为其预测方程

$$\hat{x}^{(1)}(t)=\frac{a/b}{1+\left(\frac{a}{b}\cdot\frac{1}{x^{(1)}(0)}-1\right)\exp(-at)} \tag{3-39}$$

式中，$x^{(1)}(0)$ 为监测数据列的首位数。

为了进一步淡化随机因素对 $\hat{x}^{(1)}(t)$ 的影响，将 $\pm 2s_v$ 随机加在式(3-39)的右边，并考虑到随机因素影响尚未完全排除或排除过量而加入一项 ± 1，即可导出滑坡暴发的预测时间序号

$$t'=\frac{1}{a}\ln\left[\frac{\frac{a^2}{bx^{(1)}(0)}-a\mp\frac{4as_v}{x^{(1)}(0)}\pm 4bs_v}{a\pm 4bs_v}\right]+t_0\pm 1 \tag{3-40}$$

式中，$s_v=\sqrt{\sum_{N=2}^{i}(y_N-\mathrm{IAGO}_N)^2/(N-2)}$ 为残余标准离差；IAGO_N 代表逆累减生成序列，算式为

$$x^{(0)}(k)=x^{(1)}(k)-x^{(1)}(k-1)$$

或

$$\hat{x}^{0}(k)=\hat{x}^{(1)}(k)-\hat{x}^{(1)}(k-1) \tag{3-41}$$

t_0 表示时序号初始数(为 1)，即 V 氏模型的起始时间。

当 $s_v=0$ 时，式(3-40)可转变为

$$t=\frac{1}{a}\ln\left(\frac{a}{bx^{(1)}(0)}-1\right)+t_0 \tag{3-42}$$

式(3-42)也可用式(3-37)的极大值 $a/2b$ 取代式(3-39)左边的 $\hat{x}^{(1)}(t)$ 而导出。当待定参数 a 及 b 和 s_v 值求出后，即可代入式(3-42)及式(3-40)，简捷计算滑坡暴发的时间 t 或 t'，也可令 $t=k+1$ 代入式(3-39)求 $\hat{x}^{(1)}(k+1)$，$k=0,1,2,\cdots$ 的中间预测数据列，而后以 IAGO 运算，得到对应于监测数据的还原值和其后继预测数据列，用作图法求出 IAGO 的峰点值 V_p 或 V'_p，V_p 或 V'_p 所对应的时间坐标点即为滑坡暴发时间的预测值。

根据长江新滩滑坡监测资料(年、月、序号、位移矢量 y)，将 y 的一次累加生成数列，$\hat{x}^{(1)}(t)$ 中间预测值及其累减生成数列处理均列于表 3-3。据以上各式建立的 V 氏模型为

$$\frac{\mathrm{d}x^{(1)}}{\mathrm{d}t}=0.5355x^{(1)}-0.008366[x^{(1)}]^2$$

预测方程为

$$\hat{x}^{(1)}(t) = \frac{64.0129}{1 + 8.9245\exp(-0.5355t)} \tag{3-43}$$

以 $t = k + 1$ 代入式(3-43)进行还原计算($t = 1 \sim 6$ 即 $k = 0 \sim 5$)和预测计算($t = 7 \sim 12$),结果列于表 3-3。按表 3-3 中的预测数据绘制的预测曲线示于图 3-16。图 3-16 中 V_p' 对应的预测滑坡发生时间 $t' = 6.5$,即 1985 年 6 月 15 日,这比实际 12 日仅落后 3 天,误差是 0.10。

表 3-3　长江西陵峡新滩滑坡暴发时间 V 氏模型预测成果表(晏同珍,1989)

监、预测年、月 1985	时间序号 t	监测位移矢量 Y(m)	累加处理生成数列(AGO)	$\hat{x}^{(1)}(t)$ 中间预测数列	逆累减处理数列(IAGO)	残　差 $\varepsilon = y - \text{IAGO}$	误　差 $E = \varepsilon/y$
1(月)	1	6.45	6.45	6.4499			
2	2	6.60	13.06	10.2861	3.8362	+ 2.7638	+ 0.4188
3	3	6.75	19.80	15.7729	5.4868	+ 1.2632	+ 0.1870
4	4	6.88	26.68	22.9445	7.1716	− 0.2916	− 0.0420
5	5	7.29	33.95	31.2607	8.3162	− 1.0262	− 0.1410
6	6	9.20	43.15	39.6758	8.4151	+ 0.7849	+ 0.0850
7	7			47.0995 〔50.9272〕	7.4237 〔11.2514〕		
8	8			52.8951 〔56.7228〕	5.7956		
9	9			57.0011 〔60.8288〕	4.1060		
10	10			59.7147 〔63.5410〕	2.7129		
11	11			61.4239 〔65.2516〕	1.7099		
12	12			62.4715 〔66.2992〕	1.0476		

注　① 残余标准离差 $s_v = \sqrt{[2.7638^2 + 1.2632^2 + (-0.2916)^2 + (-1.0262)^2 + 0.7849^2]/(5-2)} = 1.91385$;
② 表中方括号内的数据是附加 $+2s_v$ 值所得,$\pm 2s_v = \pm 3.8277$。

(7) 滑体变形功率模型　滑体变形功率理论,是在滑坡变形过程中,以滑体的变形功率作为滑坡变形阶段划分标准,一旦判断滑坡变形进入临滑阶段以后,则采用滑体变形功作为时间预报参数,最终确定滑坡剧滑时间(廖小平,1995)。

边坡破坏产生滑坡的力学过程,其实质是滑坡滑带塑性区的发育和发展过程,即滑带岩土渐近破坏,或滑带塑性区逐渐扩展,滑面全部贯通并达到极限破坏,于是滑坡发生。因此基于满足体积不变,即材料不可压缩的假定基础之上,建立边坡平面应变刚塑性模型。

首先,假定 v_i^t 为边坡刚塑性体上真实破坏时的位移速度场,另外采用有限单元法等数值分析方法模拟边坡破坏产生滑坡,此时可得到一个静力容许的应力场 σ_{ij}^*,同时可得到一个机动容许的速度场 v_i^*,在边界 s_v^* 上满足速度边界条件,同时满足材料不可压缩条件,在滑面 S_D^* 上存在速度间断$[v_i^*]$。则据塑性力学理论可推导出

$$\int_v F_i^t v_i^t \mathrm{d}v \geqslant \int_v F_i v_i \mathrm{d}v \tag{3-44}$$

$$\int_v F_i^t v_i^t \mathrm{d}v \geqslant \int S_D k[v_i] \mathrm{d}S_D^* \tag{3-45}$$

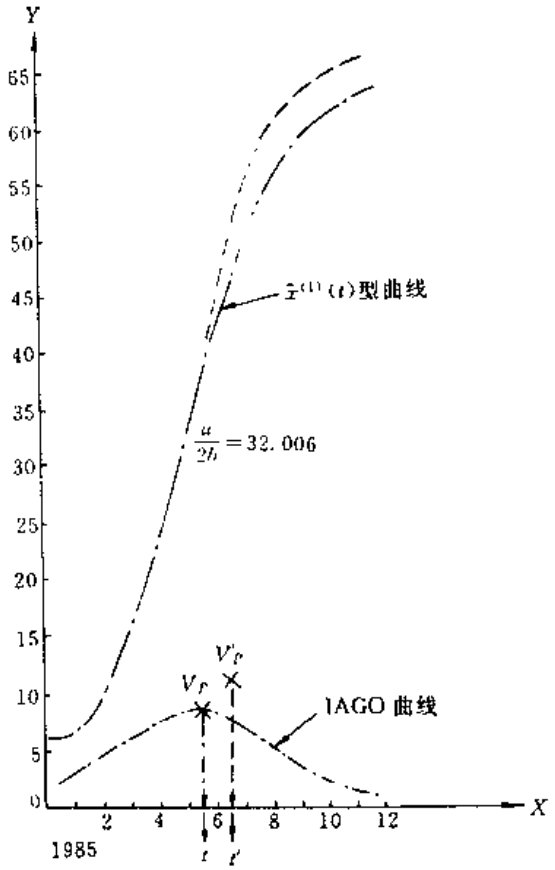


图 3-16　长江新滩滑坡时间预测
检验曲线，结果 $t'=6.5$ 月

式中，F_i 为滑坡体积力；v_i 为滑坡变形速度场；k 为滑面剪切屈服极限。称 $\int_v F_i v_i \mathrm{d}v$ 为变形功率，$\int_v F_i' v_i' \mathrm{d}v$ 为破坏功率。式(3-44)和(3-45)表明，在边坡变形过程中，在任意速度场上体力所做功的功率都不大于边坡极限破坏时体力在其相应速度场上所做功的功率；并且，破坏时的功率对某具体滑坡而言是一个定值，该值可由数值计算方法模拟边坡破坏求得。比较二者的相对大小，即可进行滑坡变形阶段预测。

另外，还可求得滑坡坡体变形过程中所做的功

$$\int_0^t \int_v F_i v_i' \mathrm{d}v \mathrm{d}t = \int_v F_i S_i \mathrm{d}v \tag{3-46}$$

根据滑坡变形破坏的特点，其变形(位移)功必然满足渐进破坏准则，并最终达到某一峰值导致滑体整体下滑。因此，滑体变形功可作为滑坡破坏时间的预报参数，可据其较准确地确定滑坡剧滑时间，由于是采用积分法处理，所以不论有多少个监测点，最后总会得出一个具体的时刻。这种方法综合考虑了全场位移、位移速度及滑坡体力等基本因素，综合考虑了滑坡变形的动态规律。

根据上述滑体破坏功率计算原理和方法，并结合黄茨滑坡的工程地质及水文地质条件，可计算出黄茨滑坡滑体破坏功率

$$\int_v F_i' v_i' \mathrm{d}v = \int_{S_D'} k[v_i'] \mathrm{d}S_D' = 7850 \ \mathrm{Nm/s}$$

根据破坏功率和各个时刻的变形功率可绘出图 3-17 所示的变形功率频谱曲线。

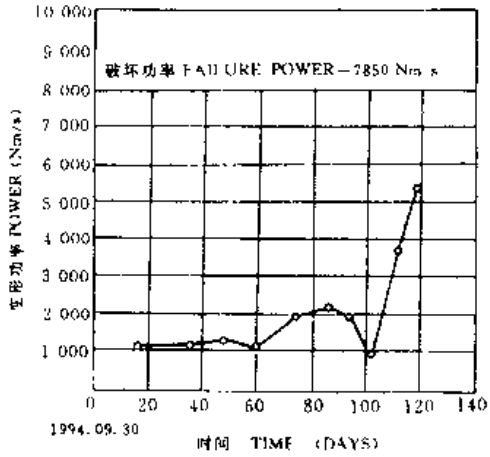


图 3-17　黄茨滑坡变形功率频谱曲线

由图 3-17 可以看出，1994 年 11 月 14 日以前，变形功率大体相当于破坏功率的 12% 左右；12 月 22 日达 25% 左右；1995 年 1 月 25 日近 50%，1 月 27 日则达 75% 左右，呈现直逼破坏功率的发展趋势，可认为边坡已处于十分危险的状态。再考虑到黄茨滑坡宏观变形迹象及声发射资料，经综合分析认为，滑坡于 1994 年 11 月中下旬进入短期预报阶段；1995 年 1 月中下旬达到临滑预报阶段。

在此基础上，采用多项式回归统计模型法和斋藤蠕变图解法对单个桩点进行破坏时间预报分析，预报成果分别见表 3-4 及表 3-5。

表 3-4　黄茨滑坡回归（单点）分析成果表（徐峻龄、廖小平等，1996）

桩　号	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C1 − 1
1994.12.29	1.01	/	/	1.03	12.31	1.13	1.15	1.05	12.30	1.01
1995.1.25	2.01	2.03	2.01	1.31	1.30	1.30	1.26	2.04	2.09	2.01
1995.1.27	2.03	2.02	1.30	1.31	1.29	1.31	1.28	2.06	2.09	1.30

注　"/"表示尚无法得出结论。

表 3-5　黄茨滑坡图解（单点）分析成果表（徐峻龄、廖小平等，1996）

桩　号	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C1 − 1
1994.12.29	/	/	1.02	/	1.22	1.07	1.15	1.02	1.16	1.23
1995.1.25	1.31	1.23	1.29	2.03	1.26	1.27	1.30	2.05	2.03	1.29
1995.1.27	1.31	1.29	1.28	2.05	1.30	1.29	1.31	1.31	2.05	1.27

注　"/"表示尚无法得出结论。

由上可知，多项式回归统计模型法和斋藤蠕变图解法所得分析结果基本吻合。据 1995 年

1月27日分析成果，黄茨滑坡已处于剧滑前的危险状态。此时，基于地面监测网的10个桩点位移时序资料，以滑体变形功作为预报参数，以多项式回归统计模型方法，对黄茨滑坡整体剧滑时间进行跟踪预报分析，预报成果如表3-6所示。

表3-6　黄茨滑坡总体预报成果表(徐峻龄、廖小平等，1996)

计算日期	1994.11.24	1994.12.22	1994.12.29	1995.1.6	1995.1.14	1995.1.25	1995.1.27
预报剧滑时间	1995.2.25	1995.1.27	1995.1.23	1995.1.23	1995.2.12	1995.1.31	1995.1.30
提前时间(天)	67	39	32	24	16	5	3
误差时间(天)	+26	−3	−7	−4	+13*	+1	0

注　"*"表示1995年1月6日至14日各桩点位移普遍减速。

从中可见，预报结果具有很好的收敛性，特别是1994年12月22日所做预报结果表明，提前39天预报，误差仅为3天；1995年1月25日的预报结果是1995年1月31日下滑，与实际下滑时间只差一天；1995年1月27日的预报结果是1995年1月30日，与黄茨滑坡的实际剧滑时间完全吻合。

(8) 分形时间预测方法　赫斯特在1965年提出了R/S(rescaled range analysis)时间序列分析方法，该方法在分形理论中有广泛的应用，基本原理为：

对于一个时间序列$\{\xi(t)\}$，$t=1,2,\cdots$，定义其均值序列为

$$\langle\xi\rangle_\tau=\frac{1}{\tau}\sum_{t=1}^{\tau}\xi(t)\qquad t=1,2,\cdots \tag{3-47}$$

累积离差为

$$X(t,\tau)=\sum_{\mu=1}^{t}(\xi(\mu)-\langle\xi\rangle_\tau)\qquad 1\leqslant t\leqslant\tau \tag{3-48}$$

极差为

$$R(\tau)=\max_{1\leqslant t\leqslant\tau}X(t,\tau)-\min_{1\leqslant t\leqslant\tau}X(t,\tau)\qquad \tau=1,2,\cdots \tag{3-49}$$

标准差为

$$S(\tau)=\left[\frac{1}{\tau}\sum_{t=1}^{\tau}(\xi(t)-\langle\xi\rangle_\tau)^2\right]^{1/2}\qquad \tau=1,2,\cdots \tag{3-50}$$

赫斯特分析$R(\tau)/S(\tau)=R/S$的统计规律时发现存在如下关系式

$$R/S\propto\left(\frac{\tau}{2}\right)^H \tag{3-51}$$

H称之为赫斯特指数。赫斯特曾证明，若$\{\xi(t)\}$是相互独立的和方差有限的随机序列，则有$H=1/2$。当$H>1/2$时，这就意味着持久性，即所研究的时间序列不是相互独立的，而是具有持久性。用平均的观点看，过去一个增长趋势意味着将来的一个增长趋势，反之亦然。过程具有持久性，事物所处的状态不发生变化；当$H<1/2$时，过去的增量与未来的增量呈负相关，过程具有反持久性，即过去的一个增大趋势意味着未来的一个减小趋势，事物的状态发生向相反方向的转变。据此，R/S分析在时间序列中有很强的预报作用。

分形理论的主体内容是研究系统的自相似性。一般地，分维的定义式为

$$N = \left(\frac{1}{r}\right)^{D} \tag{3 52}$$

式中，r 为标度；N 为该标度度量下所得到的数量值；D 为分维值。

由分形理论，赫斯特指数 H 可以看成是极差和标准差的分维值。对于滑坡的变形监测数据，可以进行分时间段处理，将某一时间序列分为几段，分别计算各段的 τ 个极差和标准差，建立 R/S 的 τ 的数据对，在 $\log(R/S)$ 和 $\log(\tau)$ 的双对数图上找出直线段，拟合直线段的斜率即得位移分维数 D_d 值。

表 3-7 是根据上述计算方法计算的西藏扎美拉山滑坡和友谊桥滑坡位移分维 D_d 值。其中位移监测数据到滑坡复活前结束，然后重新开始监测滑坡体变形情况。

表 3-7　滑坡位移时间序列的分维统计（易顺民等，1994）

滑　坡	1988.1～3	1988.4～6	1988.7～9	1988.10～12	1989.1～3	1989.4～6	1989.7～9	1989.10～12
扎美拉山滑坡	1.516	1.463	1.362	0.461	1.285	1.551	0.372	
友谊桥滑坡	1.397	1.611	0.387	1.586	1.673	1.618	1.259	0.436

在 1988 年 10 月和 1989 年 9 月，扎美拉山滑坡产生两次较大规模的复活，分维值分别为 0.461 及 0.372，均低于 0.5。同样，在 1988 年 8 月及 1989 年 11 月，友谊桥滑坡也产生两次大规模的破坏活动，该时间段分维值分别为 0.387 及 0.436，也均低于 0.5。由此可以看出，在滑坡大规模复活前的时间段，位移分维值 D_d 急剧下降，明显低于其它时段的分维值。因此，滑坡位移分维值 D_d 可作为滑坡时间预测的一个依据，并且有明确的失稳判据，即 $H<0.5$。由此可见，R/S 分析在滑坡的时间预测中有很重要的实践意义，体现了滑坡活动的复杂性特征和孕滑作用的非线性特征。

(9) 非线性动力学方法　非线性动力学方法是基于现代反演理论，利用观测资料反演滑坡非线性动力学方程及进行滑坡时间预测（秦四清等，1994）。

设滑坡孕滑系统的状态 q_i 随时间演变的物理规律可表示为

$$\frac{dq_i}{dt} = f_i(q_1, q_2, \cdots, q_n) \qquad i = 1, 2, \cdots, n \tag{3-53}$$

函数 f_i 为 $q_1, q_2, \cdots, q_n$ 的一般非线性函数。n 是状态变量的个数，可以根据系统的关联维数和相空间的维数关系确定。

设 f_i 中有 G_K 项和相对应的 P_K 个参数，$K = 1, 2, \cdots, k$，则 $f_i(q_1, q_2, \cdots, q_n) = \sum_{K=1}^{k} G_K P_K$。如果观测资料能够组成 M 个方程，写成矩阵形式有

$$D = GP \tag{3-54}$$

这里，D 为 M 列差分矩阵；G 为 $M \times K$ 阶段观测资料矩阵；P 为 K 列未知参数矩阵。

对式(3-54)，按最小二乘准则，可得以下正则方程

$$G^T G = G^T D \tag{3-55}$$

将广义线性反演理论解出的参数 P 作为初始预估解向量 $P^{(0)} = (P_1^{(0)}, P_2^{(0)}, \cdots, P_k^{(0)})$，用

Gaussian-Sidel 迭代公式

$$P_i^{(T+1)} = P_i^{(T)} + \frac{1}{C_{ii}}\left[e_i - \sum_{j=1}^{k} C_{ij} P_j^{(T)}\right] \tag{3-56}$$

进行迭代，直至满足

$$|P_i^{(T+1)} - P_i^{(T)}| < E \tag{3-57}$$

式中，$T = 0,1,2,\cdots$，为迭代次数；C_{ij} 为矩阵 G^TG 的元素($i,j = 1,2,\cdots,k$)；e_i 为矩阵 G^TD 的列元素；E 为允许的绝对误差。

正确描述滑坡孕滑过程可能需要多个状态变量，对大多数滑坡系统，一般有 3 个状态变量就可充分描述。设 X、Y 及 Z 为 3 个不同的预测序列，由于其序列量纲及量级不同，首先进行标准化，然后根据系统的物理性质，将式(3-54) 中的 f_i 设为某种非线性函数。对于非线性滑坡系统，f_i 的具体形式难以给出，可将其设为下述一般形式

$$\left.\begin{aligned}
\frac{dX}{dt} &= a_1X + a_2Y + a_3Z + a_4X^2 + a_5Y^2 + a_6Z^2 + a_7XY + a_8XZ + a_9YZ \\
\frac{dY}{dt} &= b_1X + b_2Y + b_3Z + b_4X^2 + b_5Y^2 + b_6Z^2 + b_7XY + b_8XZ + b_9YZ \\
\frac{dZ}{dt} &= c_1X + c_2Y + c_3Z + c_4X^2 + c_5Y^2 + c_6Z^2 + c_7XY + c_8XZ + c_9YZ
\end{aligned}\right\} \tag{3-58}$$

这里，$a_1,a_2,\cdots,a_9$，$b_1,b_2,\cdots,b_9$ 及 $c_1,c_2,\cdots,c_9$ 为待反演确定的常数。对方程式(3-58) 用 Runge-Kutta 法作数值积分可求出预测值，比较观测值和预测值可估计预测的精度。

由方程式(3-58) 组成的 Jacobi 矩阵 J 为

$$J = \begin{bmatrix}
\frac{\partial X'}{\partial X} & \frac{\partial X'}{\partial Y} & \frac{\partial X'}{\partial Z} \\
\frac{\partial Y'}{\partial X} & \frac{\partial Y'}{\partial Y} & \frac{\partial Y'}{\partial Z} \\
\frac{\partial Z'}{\partial X} & \frac{\partial Z'}{\partial Y} & \frac{\partial Z'}{\partial Z}
\end{bmatrix} \tag{3-59}$$

这里，$X' = dX/dt$，$Y' = dY/dt$，$Z' = dZ/dt$。

矩阵 J 的特征多项式为

$$\lambda^3 + A\lambda^2 + B\lambda + C = 0 \tag{3-60}$$

式中，λ 为 Jacobi 矩阵的特征值；A、B 和 C 分别为

$$\left.\begin{aligned}
A &= -\left(\frac{\partial X'}{\partial X} + \frac{\partial Y'}{\partial Y} + \frac{\partial Z'}{\partial Z}\right) \\
B &= \frac{\partial X'}{\partial X}\frac{\partial Y'}{\partial Y} + \frac{\partial X'}{\partial X}\frac{\partial Z'}{\partial Z} + \frac{\partial Y'}{\partial Y}\frac{\partial Z'}{\partial Z} - \frac{\partial X'}{\partial Y}\frac{\partial Y'}{\partial X} - \frac{\partial X'}{\partial Z}\frac{\partial Z'}{\partial X} - \frac{\partial Y'}{\partial Z}\frac{\partial Z'}{\partial Y} \\
C &= \frac{\partial X'}{\partial X}\frac{\partial Y'}{\partial Z}\frac{\partial Z'}{\partial Y} + \frac{\partial X'}{\partial Y}\frac{\partial Y'}{\partial X}\frac{\partial Z'}{\partial Z} + \frac{\partial X'}{\partial Z}\frac{\partial Y'}{\partial Y}\frac{\partial Z'}{\partial X} \\
&\quad - \frac{\partial X'}{\partial X}\frac{\partial Y'}{\partial Y}\frac{\partial Z'}{\partial Z} - \frac{\partial X'}{\partial Y}\frac{\partial Y'}{\partial Z}\frac{\partial Z'}{\partial X} - \frac{\partial X'}{\partial Z}\frac{\partial Y'}{\partial X}\frac{\partial Z'}{\partial Y}
\end{aligned}\right\} \tag{3-61}$$

由动力学稳定分析理论可知，系统稳定的充要条件为

$$A>0, \quad AB>C, \quad C>0 \tag{3-62}$$

若上式条件满足，则滑坡孕滑系统动力演化行为表现为稳定状态；反之则为不稳定状态。

由 Jacobi 矩阵，定义轨道切空间向量 W 的演化方程为

$$W' = JW \tag{3-63}$$

于是，定义切空间的 Lyapunov 特征指数 LE 为

$$LE = \lim_{t\to\infty} \frac{1}{t} \ln \| W \| \tag{3-64}$$

式中，$\| \ \|$ 表示向量的模。LE 实际上给出了系统的误差在相空间中某一确定方向的指数增长率，如果一个系统的误差随时间不断增长，则这个系统的长期行为是不可预测的。若作预测的话，显然应有一定的时间长度。

对于混沌系统，所有正的 Lyapunov 特征指数之和为

$$K_1 = \sum_{LE_i>0} LE_i \tag{3-65}$$

称为 Kolmogorov 熵，它给出了系统信息平均产生速率的一个量，表示在相空间中一个无穷小体积元在某伸长方向上的平均指数增长率。$1/K_1$ 表示系统的误差每增长某个倍数所需经历的时间，称之为滑坡系统的可预测时间尺度。K_1 越大，表明系统初始条件的信息丢失越快，可预测时间尺度越短。因此，滑坡可预测时间尺度 t 定义为下式

$$t = \frac{1}{K_1} \tag{3-66}$$

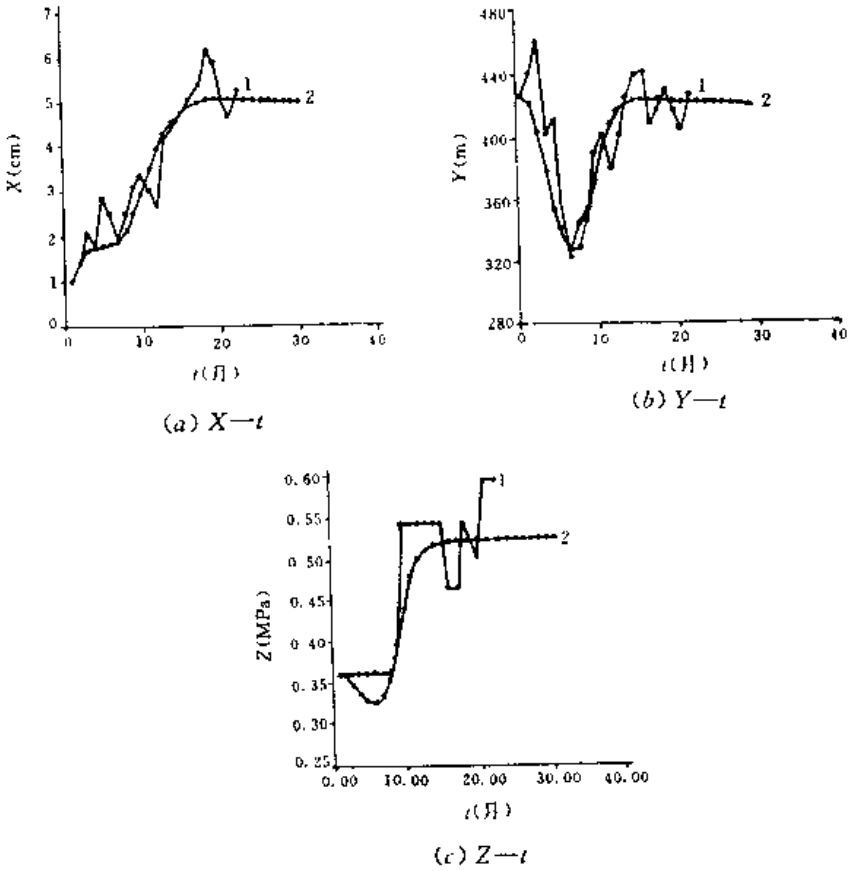
某滑坡后的边坡岩体，又开始复活变形。用分形理论确定的描述，其演化动力学行为的最少状态变量个数为 2。在1988 年5 月—1990 年2 月 的位移监测值(X)、地下水位监测值(Y) 及应力监测值(Z) 示于图 3-18。

对每个监测序列值除以其平均值作标准化处理后，用反演理论确定方程(3-58) 中的各参数值。迭代允许绝对误差为 $E = 10^{-4}$，迭代次数为 35 000 次，非线性动力学方程反演结果为

$$\left.\begin{aligned}
dX/dt &= -1.0320X - 3.548Y + 4.1215Z + 0.1370X^2 + 0.0784Y^2 \\
&\quad - 3.0090Z^2 + 1.3044XY - 0.9707XZ + 3.0576YZ \\
dY/dt &= 0.8787X - 2.1705Y + 1.6519Z + 0.1047X^2 + 0.5600Y^2 \\
&\quad - 1.6309Z^2 - 1.1660XY + 0.0319XZ + 1.7832YZ \\
dZ/dt &= 1.5146X - 2.4316Y + 1.6311Z + 0.1547X^2 + 0.9064Y^2 \\
&\quad - 1.2434Z^2 - 1.0064XY - 0.7451XZ + 1.2895YZ
\end{aligned}\right\} \tag{3-67}$$

对上式用 Runge-Rutta 法作数值积分，并经量纲还原后可得到预测值。监测值和预测值比较结果示于图 3-18。除个别点预测效果较差外，总的 X、Y、Z 序列预测值及预测趋势均较理想。

(10) Pearl 预报模型　边坡失稳破坏的发展过程曲线与描述生物生长规律的曲线相类似，可以采用预测生物生长的方法对边坡失稳时间进行预报(孙景恒等，1993)。Pearl 生长曲线



(a) X—t　　(b) Y—t

(c) Z—t

图 3-18　监测值和预测值结果比较

1—监测值；2—预测值

模型是根据有机体的生长所得到的描述生物生长的数学模型，其一般形式为

$$Y = \frac{K}{1 + \mathrm{e}^{f(t)}} \tag{3-68}$$

式中，K 为常数，$f(t)$ 是自变量 t 的多项式，即

$$f(t) = a_0 + a_1 t + \cdots + a_m t^m \tag{3-69}$$

最常用的生长曲线为 $f(t)$，属于一次多项式，且其一次多项式系数为负值的情况，即

$$f(t) = a_0 + a_1 t \tag{3-70}$$

将此多项式代入式(3-68)，则得

$$Y = \frac{K}{1 + \mathrm{e}^{a_0 + a_1 t}} = \frac{K}{1 + b\mathrm{e}^{-at}} \tag{3-71}$$

式中，$b = \mathrm{e}^{a_0}$，$a = -a_1$。

一般情况下，所给边坡变形监测数据(t,Y)，按时间顺序排列为

$$(t_1,Y_1),\ (t_2,Y_2)\cdots,\ (t_i,Y_i) \tag{3-72}$$

式中，t 为时间；Y 为变形量。若应用 Pearl 曲线来拟合这些数据，只需求出 a、b、K 三个参数即可进行预报。

由式(3-71)得 $$\frac{K}{Y}-1=be^{-at} \tag{3-73}$$

令 $$\overline{Y}=\ln\left(\frac{K}{Y}-1\right),\qquad A=\ln b$$

则得

$$\overline{Y}=A-at$$

计算步骤为：

① $$\overline{Y}_i=\ln\left(\frac{K}{Y_i}-1\right) \tag{3-74}$$

② $$\overline{Y}=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\overline{Y}_i,\quad \bar{t}=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}t_i \tag{3-75}$$

③ $$a=\frac{\sum_{i=1}^{n}(\overline{Y}_i-\overline{Y})(t_i-\bar{t})}{\sum_{i=1}^{n}(t_i-\bar{t})^2} \tag{3-76}$$

$$A=\overline{Y}+a\bar{t} \tag{3-77}$$

$$b=e^{A} \tag{3-78}$$

由此即得拟合曲线 $Y_i=\dfrac{K}{1+be^{-at}}$。

用长江新滩滑坡资料和意大利 Vaiont 滑坡资料对 Pearl 生长曲线预报模型进行验证计算结果如表 3-8 所示。可见，Pearl 生长曲线模型所得结果与实际发生时间吻合，具有一定的价值。

表 3-8　Pearl 预报模型系数值及破坏时间(孙景恒等，1993)

滑坡名称 \ 预报模型系数计算结果		Pearl 生长预报模型 $Y=\dfrac{K}{1+be^{-at}}$			边坡破坏 Pearl 预报	实际破坏
		b	a	K		
长江新滩滑坡	B_3 点	36.47008	0.2248124	14500	1985 年 6 月 10 日	实际于 1985 年 6 月 12 日发生
	A_3 点	15.2633	0.2743897	5500	1985 年 6 月 20 日	
意大利 Vaiont 滑坡		29.98765	0.6349053	0.6	1963 年 10 月 1 日	实际于 1963 年 10 月 9 日发生

第四章　土质边坡坍塌预测的研究

铁路行经山间盆地或山前丘陵地区时，经常遇到红粘土、膨胀土和软岩风化残积土等，当以路堑形式从这些土层中通过时，边坡常常会产生溜坍、堆塌和滑塌等地质灾害，通常把这些病害综合起来称为塌方或坍塌。坍塌灾害严重地影响着铁路安全运行。特别是在膨胀土地区，有“大雨大坍，小雨小坍，无雨亦坍”，有逢堑必坍之势，这就给养护部门带来很大困难。当雨季来临时，铁路养护人员总是提心吊胆，担心土质边坡会坍塌引起断道。但到底哪些路段最危险需重点防护，却心中无数。因此能否对灾害进行预测，指出可能坍塌地段，提早防范，防患于未然，是工务部门急待解决的课题。为此，我们对宝成线、湘黔线、阳安线、焦枝线、汉丹线、成渝线、成昆线、湘桂线及黎湛线等铁路线土质路基地段进行了调查、量测，收集了历年来坍塌工点病害和降雨资料，采用抗洪雨量法、警戒雨量法、判别分析法、模糊综合评判法、灰色聚类法，对边坡坍塌进行预测，收到良好效果。这里将这些方法结合应用情况加以介绍，以便工务部门推广应用。

4.1　坍塌的抗洪雨量法预测

防洪工作是铁路管理部门的一项重要任务，每年都在这项工作上投入大量的人力、物力和财力。但因对路基稳定状态缺乏应有的判断分析资料，对坍塌与否，不能进行及时宏观预测，对多大雨量会引起工点坍塌心中无数，致使坍塌到来时，缺乏准备、措手不及。为使防洪工作做到心中有数，有的放矢，我们对湘黔线辰溪至怀化段路基进行了调查、试验研究，提出了用抗洪雨量法来评价边坡抗洪能力。该方法的实质是把影响边坡坍塌的诸因素作为自变量，把引起坍塌的有效连续降雨量作为因变量，通过逐步回归分析法，找出坍塌时的降雨量与各影响因素的相关关系回归方程式。回归式中各自变量系数便是坍塌的因子数量，各因子数量相加之和便是边坡抗洪能力数值。连续有效降雨量超过该数值，边坡可能产生坍塌。

4.1.1　边坡坍塌的影响因素

湘黔铁路辰溪至怀化段，土质边坡占多数，土质主要是残积形成的碎石土和含碎石粘土、

砂粘土，中密或密实状态，这里经常产生塌方。边坡坍塌最主要因素是降雨，它可以软化土体，降低土体强度，增大土体容重，造成土质边坡破坏。影响边坡破坏的因素，除雨量、降雨特征外，还有周围地质环境的影响，如地貌特征不同，雨水的汇集和流失量不同；土质不同，地表水的下渗及在土中的富集程度也不同；植被防护的差别使下层土体风化程度大有差异。另外边坡的高度、坡度、降雨天数，都不同程度影响着边坡的稳定性，为了区别各因素影响的大小，把各因素划分为等级和类型，并按影响程度相对大小排成顺序，如土质类型，以稳定性讲，碎石土＞粘砂土＞砂粘土＞结构面发育土；密实土＞中密土＞松散土。微地貌特征与稳定性关系是：单面坡＞台阶坡＞凹形坡＞鱼鳞坡。植被的防护程度，从植被对坡面覆盖面积占的百分比分为三等，覆盖率大于 90% 的为优等，覆盖率小于 40% 的为差等，介于两者之间的为中等。研究因素见表 4-1。

表 4-1　坍塌预测研究因素

坡高 m	坡度°	土质类型				密实程度			地貌特征				植被覆盖率			坍塌前一至二天大暴雨量	有效连续雨量
		碎石土	粘砂土	砂粘土	结构面土	密实	中密	松散	单面坡	台阶坡	凹形坡	鱼鳞坡	优 $S>90\%$	良 $40\%<S<90\%$	差 $S<40\%$		

土体密实程度的划分，从理论上讲应按孔隙比大小来分。一般认为孔隙比小于 0.7 的为密实土，大于 0.9 者为松散土，介于二者间的为中密土。但仅以孔隙比考虑并不合理，因为土质胶结程度对土体强度也有影响，应该把二者结合起来考虑。目前是以开挖难易程度为准，把用铁锹不费力开挖的土体称为松散土，铁锹挖时需用力脚蹬者为中密土，需用十字镐刨者为密实土，这种分法工务部门便于掌握。有条件者也可按动探击数确定密实度。

植被特征对边坡有明显的防护作用，是一个不可忽视的因素。从自然界观察到，刚刚挖出的边坡，多数处于稳定状态，久而久之，开始坍塌。其根本原因，是风化作用所引起。风化作用是一个永不休止的作用因素，温度的变化，干湿循环，水的淋滤，生物化学作用，不断地使土体中的阳离子被带走，结构破坏，强度衰减。而植被的作用，可以保护表土，稳定内部土体，起到以土保土的作用。

连续降雨是评价边坡抗洪能力的关键因素，其中的降雨天数也起到一定影响，因为一场雨连续数天，由于蒸发作用和部分流失作用，使一部分雨量未起到应有的作用，因此应该减去损失部分的雨量。把连续降雨量减去损失的雨量，称为有效连续雨量，用 J_L 表示。

另外从坍塌规律看，不少坍塌的发生都是在连续降雨之中突降大雨或暴雨之时，所以坍塌前 1～2 天的大雨量和暴雨量也作为评价坍塌与否的关键因素。

4.1.2　边坡抗洪能力评分表

降雨是坍塌的主要影响因素，不同的雨量、雨型和降雨特征，以不同程度影响边坡的稳定性。而地形、地貌特征、土质类型及植被条件又在一定程度上影响着雨量对边坡的作用。

1. 雨量、雨型特征

根据气象部门规定，降雨量分为：小雨、中雨、大雨、暴雨、大暴雨和特大暴雨六级，并对雨型进行了描述，这里不再赘述。

根据调查，边坡坍塌与连续降雨量和坍塌前 1～2 天内大暴雨量有关。所谓连续降雨是指间隔不超过 24 小时的降雨。坍塌发生时间往往在连续多天降雨时，突然降大雨、暴雨之中，或以后的 1～2 天之内。边坡土体对降雨反应十分敏感，多数边坡坍塌都是表层土体失稳所致。

2. 边坡抗洪能力评分表的建立

边坡抗洪能力评分表是这次研究的主要内容，是衡量边坡抗洪能力的打分标准。建立边坡抗洪能力评分表时，把连续降雨量作为因变量，把影响坡稳定性的因素，如坡高、坡度、降雨天数作为自变量，用逐步回归方法进行计算。计算方法简述如下：

设边坡抗洪能力为 Y，与 P 个定性和定量数据有关，即与 $X_1, X_2, \cdots X_j \cdots X_P$ 有关，而其中的一个因素 X_j 又可分为几个档次，$X_{j1}、X_{j2}、\cdots X_{jk} \cdots X_{jK}$。比如对土质类型这个因素可分为碎石土、粘砂土、砂粘土和结构面土四个档次。

令

$$X_{jk} = \begin{cases} 1 & (\text{当 } Y \text{ 值在 } X_{jk} \text{ 这个档次取值时}) \\ 0 & (\text{当 } Y \text{ 值不是在 } X_{jk} \text{ 这个档次时}) \end{cases}$$

这样处理可把工程地质条件定性的档次分级和定量数据的分级都赋予 1 或 0 数值，使定量数据和定性描述分级用 1 或 0 统一起来作自变量，把连续降雨量作因变量，建立的回归方程如下

$$Y = a + b_1X_1 + b_2X_2 + \cdots + b_jX_j + \cdots b_nX_n$$

式中的 X_j 是因素的赋值，都是 I，因而算出回归系数 b_j 值是各因素 I 的系数，这个系数就是该因素在计算边坡抗洪能力时应给的数值，或是说该因素应打的分数。因为建立回归方程 Y 值是连续降雨量，那么算出的各因素的系数，也就是该因素应抗衡的降雨量，各项加起来，即为该边坡总的抗洪能力，用 J_P 表示。

经过反复计算，有的因素因样本小，不能划分为一个独立的因素，如结构面发育的土，鱼鳞坡等与其它因素合并。有的因素不显著，被剔除，最后剩下贡献大的显著因素，用来评价边坡的抗洪能力。最终确定的因素及各因素打分标准见表 4-2。

表 4-2　边坡抗洪能力评分表

基本分	坡度分							高度分				
	50°	45°	40°	38°	35°	33°	30°	25 m	20 m	15 m	10 m	5 m
82	−55	−39	−23	−16	−6	0	10	−105	−76	−47	−18	10

土质分		密实度		地貌特征		植被特征			连续降雨天数	判断分
碎石土 含碎石土	粘砂土 砂粘土	密实 中密	松散	单面坡	台阶坡 鱼鳞坡	优	良	差		
12	0	48	0	21	0	42	3	−20	$12.8 \times n$	±43

注　① n 为间隔不超过 24 小时连续降雨天数。

② 判断分应结合边坡有无变形迹象、汇水特征等给定。

表中连续降雨天数，是指间隔不超过24小时的连续降雨。在连续降雨中，如果每天平均降雨量超过10 mm，边坡抗洪能力可考虑降雨天数的影响。其原因是连续多天降雨，有时中间又间隔不下雨时间，水分要进行蒸发、渗流，造成降雨量的损失，使抗洪能力增加，所以应考虑天数的影响才较为合理。因此在计算中把降雨天数作为一个因素考虑，结果得出了12.8的雨天修正系数，即把连续降雨量减去每天损失的12.8 mm，得到有效连续降雨量。每天平均降雨小于10 mm时，不进行天数修正，也视为有效连续降雨量。

4.1.3 边坡抗洪能力评分表的应用

在应用该表时，只要按表列内容去现场量测调查，可得到各边坡的定量数据和定性等级说明。根据这些定量数据和定性等级按表列给定数值，并将各数值进行加减，即可得到边坡抗洪能力值。如湘黔线K454＋740～790段，坡高14 m，坡度20°，碎石土，密实状态，平面直线坡，植被防护良好，计算出边抗洪能力为Y_P

$$Y_P = 82 - 41.2 - 55 + 12 + 48 + 21 + 3 = 69.8 \quad (\text{mm})$$

算出基础分后，还可结合边坡是否存在有利或不利条件对基础分进行修正，修正值不能超过正负43分，一般应按下述原则修正：

凡是铁路路堤边坡都先减去24分，此后不管是路堤或路堑边坡，有溜坍迹象或有发育的裂隙者，在基础分上减去20分；边坡上存在多处溜坍迹象者减去40分；边坡平顺，没有发生过坍塌，植被防护良好者，增加20分。修正后的分数值即为边坡真正抗洪能力值。

根据上述原则，利用抗洪能力评分表中规定的数值，对74个边坡进行了打分，下面举出部分边坡打分的例子供应用时参照(表4-3)。表中给定的为边坡抗洪能力值，有效连续降雨量小于该值，边坡稳定，有效连续降雨量如果大于该值，边坡会产生坍塌。

表4-3 边坡抗洪能力值

工点编号	工点里程	坡高(m)	坡度(°)	土质类型		密度程度		地貌特征		植被特征			边坡抗洪能力值(mm)
				碎石土	粘砂砂粘土土	密中实密	松散	单面坡	台鱼阶鳞坡坡	优 $S>90\%$	良 $40\%<S<90\%$	差 $S<40\%$	
1	K387＋00～＋300堤	6.0	30	√		√		√			√		180.4-24=156.4
2	K389＋600～＋680	8.0	50	√		√		√		√			143.2
3	K389＋750～＋880	21.2	45	√		√		√		√			80.96
4	K390＋800～K391＋180堤	2.9	35	√		√		√		√			196.76
5	K393＋900～K394＋50	10.04	30		√	√			√		√		125.0－20=105
6	K394＋490～K394＋600	16.7	30	√		√			√	√			137.14
7	K395＋280～＋500堤	18.5	33	√		√		√		√			171.2

续表 4-3

工点编号	工点里程	坡高(m)	坡度(°)	土质类型		密度程度		地貌特征		植被特征			边坡抗洪能力值(mm)
				碎石土	粘砂粘土土	密中实密	松散	单面坡	台阶鳞坡坡	优 $S>90\%$	良 $40\%<S<90\%$	差 $S<40\%$	
8	K396+490～+800堤	16.3	33		√	√		√		√			138.46－24＝114.46
9	K400+500～+750堤	18.0	30		√	√		√		√			128.6－24＝104.6
10	K403+470～+515	4.6	50		√	√		√			√		111.24
11	K404+00～+900堤	19.3	40	√		√		√		√			110.06－24＝86.06
12	K408+900 K409～+450堤	15.3	33	√		√		√		√			156.2－24＝132.2
13	K414+500～+570	14.9	35	√		√		√			√		113.58－20＝93.58
14	K414+570～+800	20.0	42	√		√		√		√			99.6

4.1.4 工点坍塌预报

工点预报就是预报单个工点坍塌时间。汛期衡量边坡是否稳定，也就是衡量边坡雨季抗洪能力大小问题，这里采用边坡最多能承受一场有效连续降雨量来表示边坡抗洪能力。因此边坡坍塌与否，取决于抗洪能力与实际降雨量相比较。工点坍塌预报的具体方法是，根据边坡抗洪能力表，计算出边坡的抗洪能力值，当降雨量超过边坡抗洪能力时，就可判断边坡会坍塌，作出时间和空间的联合预报。如湘黔线边坡工点 K524＋744～＋766，根据边坡高度、坡度、土质、地貌、植被计算出抗洪能力基础分为47.7 mm，在这个边坡地带连续四天降雨为110.0 mm，其中第四天下了58 mm大暴雨。因前三天每天平均降雨为17.3 mm，超过了10 mm数值，应对降雨量进行51.2 mm的修正，则有效连续降雨量 $J_L = 110.0 - 51.2 = 58.8$(mm)。四天有效连续降雨为58.8 mm，大于边坡抗洪能力 $J_P = 47.7$ mm，判断该边坡在这种降雨量下，可能会产生坍塌，与实际情况相符。

4.2 坍塌的警戒雨量法预测

降雨是坍塌的主要影响因素，根据气象部门规定，降雨量分为：小雨、中雨、大雨、暴雨、大暴雨和特大暴雨六级，并对雨型进行描述，具体规定见表4-4。它们已不同程度影响着边坡稳定性。

据调查认为，边坡坍塌与连续降雨量和坍塌前1～2天内大暴雨量有关，所谓连续降雨是指间隔不超过24小时的降雨。连续降雨达到一定量后，便会开始坍塌，随着降雨量加大，坍塌工点数量也在增加，增加到一定数量后，趋势上处于稳定。因此可根据坍塌工点数量与连续降雨量的关系，划定几个雨量范围，根据雨量范围预测坍塌。

表 4-4　雨量级标准及雨量描述

降水量 / 规定时间内 / 雨量级别	12 小时降雨量 (mm)	3 小时降雨量 (mm)	24 小时降雨量 (mm)	雨型描述
小雨	0.5～5	0～4	0.5～10	小雨，雨滴下降清晰可辨，润湿地面但无积水，洼地积水慢，屋顶雨声微弱
中雨	5.1～15	5～10	10.1～25	中雨，雨滴着地时向外飞溅，地面积水比较快，可听到沙沙雨声
大雨	15.1～30		25～50	大雨，雨下降模糊成片，落地向外飞溅很高，雨声哗哗声响很大，地面积水很快
暴雨	30～70		50～100	暴雨，大暴雨，特大暴雨状况是：雨如倾盆瓢泼，雨声猛烈震耳，江河水位上涨，地面积水特别快
大暴雨	70～140		100～200	
特大暴雨	大于 140		大于 200	

4.2.1　警戒雨量线的划分

为了对研究区段坍塌病害的规模进行预测，对较齐全的 31 组资料进行统计分析，作出了有效连续降雨量坍塌点分布图和坍塌前 1～2 天内大暴雨量坍塌点分布图(图 4-1)。

从图中看出，边坡坍塌多出现在有效连续降雨量 80～140 mm 范围之中，或者多出现在坍塌前大暴雨量为 60～130 mm 之中，为了确定坍塌雨量警戒线，对坍塌的连续降雨量和坍塌前的大暴雨量统计出了分布频率及累计频率，做出了两者的降雨量与坍塌累计频率图(图 4-2，图 4-3)。两图曲线都近似是 S 形，可用费尔哈斯模型模拟(图 4-4)。其表达式为

$$\mathrm{d}p/\mathrm{d}j = ap - bp^2$$

该曲线在开始阶段增长速度慢，中间段增加快，末尾段增长速度越来越小，因此把 S 曲线分为Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ段进行分析。

曲线上某一点$(P、J)$的意义是，降雨量在 J 时坍塌的频率(概率)为 P。随着降雨量 J 的增加坍塌频率也增加。$\mathrm{d}p/\mathrm{d}j$ 表示坍塌次数增长的速度。对费尔哈斯模型式取导数为

$$\frac{\mathrm{d}^2p}{\mathrm{d}j^2} = (a - 2bp)(ap - bp^2) = p(a - 2bp)(a - bp)$$

下面根据 $\frac{\mathrm{d}^2p}{\mathrm{d}j^2}$ 来分析曲线变化特征：

在 $0 - J_z$(Ⅰ)段，$P < \frac{1}{2}\frac{a}{b}$，$a - 2bp > 0$，故 $\frac{\mathrm{d}^2p}{\mathrm{d}j^2}$ 为正，表示增长。但因开始 P 很小，bp^2 可以忽略，则 $\frac{\mathrm{d}p}{\mathrm{d}j} = ap$，其值也很小，这就是说当 $J < J_z$ 时，随着降雨量 J 的增加，坍塌频率缓慢地增加。

在 $J_z - J_g$(Ⅱ)段，当 $J > J_z$ 时，曲线增长速率由慢变快，即坍塌频率加速增长。所以 J_z 是

一个界限点，可作为一个雨量分量线，称作"注意警戒线"。一般 J_z 对应的 P 在 20% 左右。

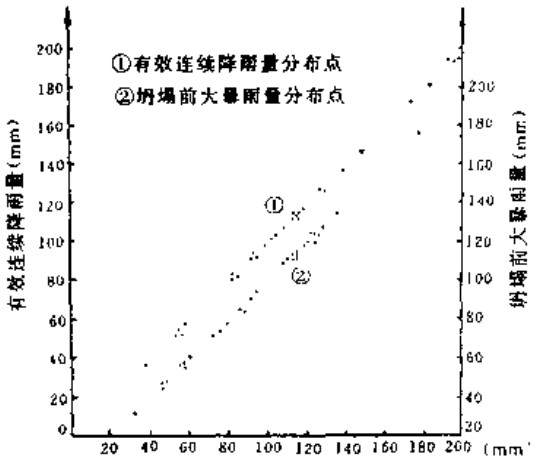


图 4-1　坍塌雨量分布图

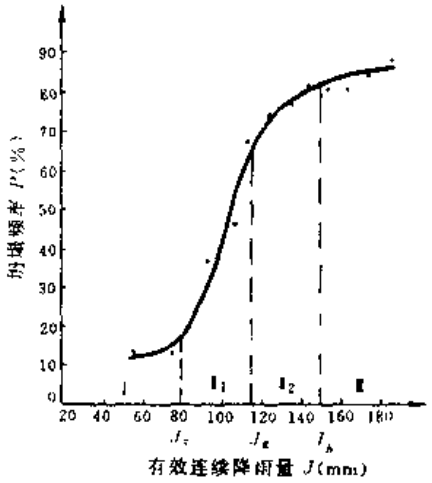


图 4-2　有效连续降雨坍塌累计频率图

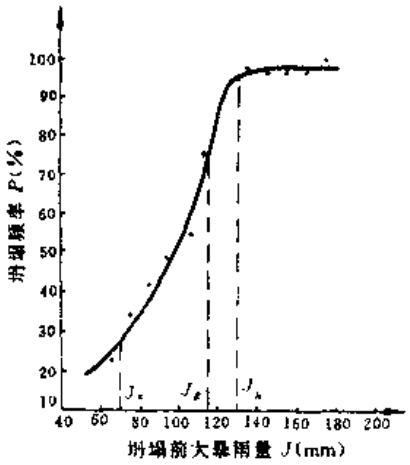


图 4-3　坍塌前大暴雨累计频率图

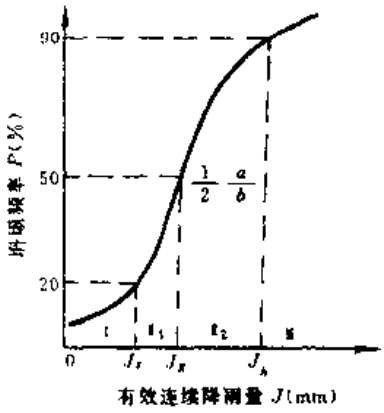


图 4-4　费氏模型曲线

在 $J_g - J_h$（Ⅱ$_2$）段，因 $P>a/b$，则 $a-2bp<0$，d^2p/dJ^2 为负，表示减小，即，当 $J>J_g$ 时，随着降雨量 J 的增加，坍塌频率减速增长。可见 J_g 是一个十分关键的指标，整个曲线的加速增长和减速增长就以这个值为界限，坍塌增长的高潮是在 J_g 雨量到来时刻，故将 J_g 定为"紧急雨量警戒线"。J_g 对应的 P 值理论上是在 50% 左右，在这里统计结果坍塌的频率为 65%。

J_h 以后（Ⅲ）段，曲线斜率增长很慢，但坍塌频率值也很大，不稳定边坡绝大多数已塌，这种情况很小见，所以称为"罕见雨量线"。当降雨量 $J>J_h$ 时，边坡坍塌的频率为 80%～90%。

对于坍塌前 1～2 天内大暴雨量分析后，也得出与费尔哈斯模型相似的曲线，同样可定出三个界限雨量线。

通过上述分析研究，可得出两种雨量警戒线值，即一种是根据有效连续降雨量值划分，另一种根据坍塌前 1～2 天大暴雨量值进行划分，具体划分指标值见表 4-5。应用时根据降雨量和降雨天数算出有效降雨量 Y_L，Y_L 接近哪一条警戒线，就判为该种警戒线。坍塌前的大暴雨量界线的判断，也同样是采用大暴雨量和规定的界限值通过对比进行判断。两种界限值有时只应

用其中一种，有时也可用两种同时判断，如按两种界限值判为同一种警戒线，判断就更加准确，就应更加果断地采取急救措施。

表 4-5　雨量警戒线划分界限值

界线名称	连续有效降雨量(mm)	坍塌前 1～2 天内大暴雨量
注意警戒线	80	70
紧急警戒线	115	115
罕见警戒线	150	130

4.2.2　警戒雨量线的应用和坍塌预报

对工务部门来讲，最关心的是多大雨量会出现坍塌，又多大雨量会出现大量坍塌，这可用雨量警戒线来判断将要来临的是零星坍塌还是大量的多工点坍塌。如果区段已发生 10 天连续降雨量为 115.8 mm，预计第 11 天有 106 mm 大暴雨，问该段线路防洪抢险应进入何种警戒状态？前 10 天每天降雨超过 10 mm，应对降雨量进行雨天修正，修正值为 12.8 mm × 11 = 140.8 mm，则有效连续降雨量为 $J_L = 115.8 + 106 - 140.8 = 81$ mm。按有效连续降雨量考虑，该段处于“注意警戒状态”，如果按坍塌前大暴雨量考虑，大暴雨 106 mm，接近“紧急警戒线”110 mm。最终应判定该段应进入紧急警戒状态。

另外一路段，前一天降雨 5 mm，预计第二天有 110 mm 大暴雨，不进行雨天修正，则有效连续降雨量为 115 mm。不论按有效连续降雨量，还是按大暴雨量考虑，均为“紧急警戒状态”。

4.2.3　防洪抢险工作安排

防洪工作根据边坡基础抗洪能力 J_P 和雨量警戒线来安排防洪和抢险工作。汛前边坡工点整治应按表 4-6 规定采取措施，通过边坡基础抗洪能力与警戒雨量线比较，确定尽快整治或推迟整治。

表 4-6　汛前边坡工点整治安排

边坡抗洪能力	采取措施时安排
$J_P < J_L$	应在雨季前进行整治
$J_L < J_P < J_E$	应在1～2 年内尽快安排整治
$J_E < J_P < J_A$	在2 年后进行整治
$J_P > J_A$	不安排处理

汛期防洪抢险工作可按表 4-7 规定安排。对某一具体工点用边坡基础抗洪分与警戒雨量线比较确定工作内容。对于某一区段用有效连续降雨量 J_L 与警戒雨量线比较来确定防护和抢险应采取的措施。

表 4-7　汛期防洪抢险工作安排

工程类别	边坡抗洪能力	汛期工作安排
对某一边坡	$J_p<J_c$	派人看守或安装警报器
	$J_p>J_g$	进行巡视、观察
对某一区段	$J>J_c$	防洪值班室应及时通知各单位全面开展巡视、看守、检查工作
	$J_c>J_g$	工务段发布紧急动员令，领导人员进入现场，准备抢险

4.3　坍塌的判别分析预测

4.3.1　概　述

判别分析是根据大量掌握的客观事物特征，对客观事物进行分类识别的一种方法。该种方法的实质是首先根据不同类别的同一事物的大量样本建立分类模型，然后再判断新发生的事物属于模型的哪一类。这里是借助这种方法，来判断膨胀土边坡是属于稳定或坍塌的哪一种，来评价边坡的稳定性。

膨胀土在我国是分布较为广泛的特种土。膨胀土地带的路堑边坡，那怕仅有 2～3 m 高，如果没有支护措施，总要产生坍塌，其主要原因是膨胀土存在着强度衰减特性。刚开挖的边坡，原状土强度高，边坡不会破坏，几年之后，由于风化作用影响，强度降低，一场大雨，边坡坍塌彼彼皆是。因而膨胀土边坡设计，力学指标难以选取，较好的方法是用工程地质比拟法进行设计。为此量测了 277 处边坡，并把它分成支护与未支护两大类，每类又分成稳定和坍塌两种边坡，用判别分析法建立稳定与坍塌判别函数。该函数建立后，不仅可用来判别膨胀土边坡稳定性，还可用于膨胀土边坡设计。

支撑边坡主要是指浆砌片石网格骨架护坡和人字形支撑护坡。边坡坍塌主要指溜坍，坍滑等表层破坏。计算参数最后定为 5 个因素，即坡高、坡度、液限水量、天然状态下摩擦系数倒数和粘聚力倒数。计算时，为使所有因素值都符合数值越大，越容易引起塌方的客观规律，故把摩擦系数和粘聚力都取以倒数进行计算。

在结果整理时，为使建立的模型能反映出地区的差别，把各条线的资料分别进行统计，并按支护边坡和未支护边坡分别建立判别式。因阳安线路堑边坡，均采用浆砌片石防护，95% 以上保持稳定，未再进行计算。计算采用两组判别法、逐步回归逐步判别法及多组判别法 3 种方法进行，其结果基本一致。

4.3.2　判别分析原理

判别分析主要分为两组判别和多组判别，这里仅推荐两组判别法原理加以介绍。

设 A 组为坍塌边坡，B 组为稳定边坡。边坡是否稳定与许多因素有关，如边坡高度、坡度、液限含水量等。如果为了区分 A、B 两组，仅考虑一个变量，当 A、B 两组的频率曲线重叠少时是可以的，如图 4-5(a) 所示。但当两组频率曲线重叠部分多时，用一个变量就无法将

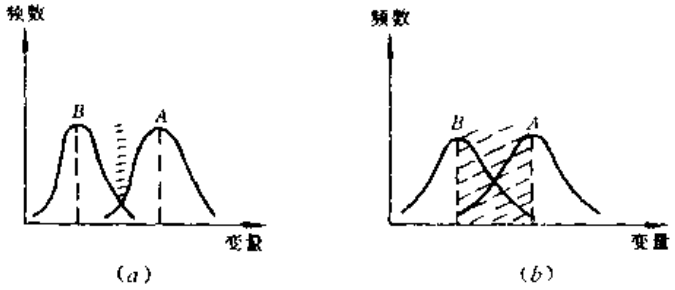


图 4-5　频率曲线图

两组分开。这时可采用两个变量或多个变量对两组进行区分。按两个变量分析时，将两个变量在直角坐标系中作图，如图 4-6 所示，就出现椭圆状分布的两组点群，这两组点子只有少数重合。判别分析就是在两组点群中找一条判别直线，将两组点群较为合理地分开。推广到多变量时，就是找一个平面或超平面(曲面) 将两组点群分开。这在统计学上就是求变量的判别函数，把多个变量变为一个单变量，根据这个单变量进行判别。当然变量越多，两组点群分得越清楚。但变量多，计算繁琐。要克服这个矛盾，就要选择贡献大的变量进入判别式，而把次要因素剔除。如果把次要因素由计算机逐个地加以剔除，这就叫逐步判别法。

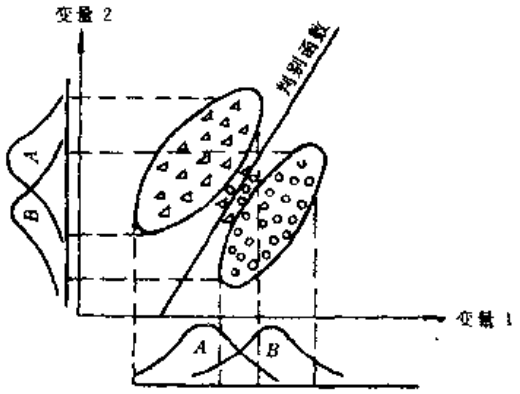


图 4-6　两组判别直线

4.3.3　判别分析计算方法

通过计算，影响边坡稳定性因素确定为 5 个，建立的线性判别式为

$$Y_i = C_1x_1 + C_2x_2 + \cdots + C_5x_5$$

式中，C_i 为待求判别系数；x_i 为影响因素。

建立判别函数，是根据费歇准则，即使两组均值离差平方和最大，使每一组内离差平方和最小，即为

$$I=\frac{[\overline{Y}_{(A)}-\overline{Y}_{(B)}]^2}{\sum_{i=1}^{n_1}[Y_{i(A)}-\overline{Y}_{(A)}]^2+\sum_{i=1}^{n_2}[Y_{i(B)}-\overline{Y}_{(B)}]^2}$$

的最大值。

这就要使 I 的一价偏导数等于零，即

$$\frac{\partial I}{\partial C_1}=0,\frac{\partial I}{\partial C_2}=0,\cdots,\frac{\partial I}{\partial C_5}=0$$

为了解出 C_i，经过公式推导得出线性方程组为

$$\begin{cases}S_{11}C_1+S_{12}C_2+\cdots+S_{15}C_5=d_1\\S_{21}C_1+S_{22}C_2+\cdots+S_{25}C_5=d_2\\\quad\vdots\qquad\qquad\vdots\\S_{51}C_1+S_{52}C_2+\cdots+S_{55}C_5=d_5\end{cases}$$

式中

$$S_{KL}=\sum_{i=1}^{n_1}[x_{Ki(A)}-\overline{x}_{K(A)}][x_{Li(A)}-\overline{x}_{L(A)}]+\sum_{i=1}^{n_2}[x_{Ki(B)}-\overline{x}_{K(B)}][x_{Li(B)}-\overline{x}_{L(B)}]$$

$$d_K=\overline{x}_{K(A)}-\overline{x}_{K(B)}$$

解上述线性方程组，求出 C_i 值后，即可建立判别函数。从而也可算出两组的均值为

$$\overline{Y}_{(A)}=C_1\overline{x}_{1(A)}+C_2\overline{x}_{2(A)}+\cdots+C_5\overline{x}_{5(A)}$$

$$\overline{Y}_{(B)}=C_1\overline{x}_{1(B)}+C_2\overline{x}_{2(B)}+\cdots+C_5\overline{x}_{5(B)}$$

由 $\overline{Y}_{(A)}$ 和 $\overline{Y}_{(B)}$ 算出判别指标 y_C

$$Y_C=\frac{n_1\overline{Y}_{(A)}+n_2\overline{Y}_{(B)}}{n_1+n_2}$$

用判别式对任一边坡稳定性进行判别时，把测得的因素 x_i 代入判别式，求出 y 值，按下列方法进行判别

$y\geqslant y_C$ 时，边坡坍塌

$y<y_C$ 时，边坡稳定

求出的判别式，其显著性用 F 值进行检验

$$F=\frac{(n_1+n_2-2)[n_1(\overline{Y}_{(A)}-Y_C)^2+n_2(\overline{Y}_{(B)}-Y_C)^2]}{\sum_{i=1}^{n_1}[Y_{i(A)}-\overline{Y}_{(A)}]^2+\sum_{i=1}^{n_2}[Y_{i(B)}-\overline{Y}_{(B)}]^2}$$

当 $F>F_{1,(n_1+n_2-2)}^{\alpha}$ 时，判别函数在 α 水平上显著。各因素在判别式中的重要性，决定于各因素的贡献系数大小，贡献系数越大，越重要。贡献小的因素可从判别式中剔除。贡献系数可根据综合距离 D^2 求出。

$$D^z = C_1d_1 + C_2d_2 + \cdots + C_5d_5$$

贡献系数 $$D_{ck} = \frac{|C_kd_k|}{D^z} \times 100\% \qquad (K = 1,2,\cdots,5)$$

4.3.4 计算成果的分析应用

1. 量测数据的处理

在野外量测了 277 个边坡，并对代表性土样进行了室内试验。计算时各边坡的因素指标，以附近土样为准进行计算。因为在一个地区内，土的成因相同，性质也基本一致，这样取值符合实际情况。处理资料时，对一些明显不合理数据，即对大于或小于三倍标准差的数据进行删除。在进一步计算中，发现不合理数据，先删除部分资料，再重新统计计算。如在焦枝线支护边坡判别式计算中，为使 A、B 两组边坡数量大致相等，在初算后，把被误判的边坡进行剔除，重新计算后，使判别式回判正确率达 97%。各地区数据处理后，其各组均值见表 4-8。在进行膨胀土边坡设计时，若缺少土质试验数据，可根据土质与该地区土的相似性，在表中选用数据进行计算。

表 4-8 野外量测边坡均值

地点	均值 / 因素 / 分类	坡高 (m)	坡度 (°)	液限 (%)	摩擦系数倒数 $\frac{1}{\mathrm{tg}\varphi}$	粘聚力倒数 $\frac{1}{C}$
焦枝线支护边坡	坍塌均值	7.50	30.18	52.76	3.64	1.60
	稳定均值	4.39	26.24	43.92	2.40	1.11
	总均值	5.95	28.21	48.34	3.02	1.40
焦枝线未支护边坡	坍塌均值	5.46	28.20	55.67	3.38	1.52
	稳定均值	3.57	27.0	46.89	2.29	1.32
	总均值	4.52	27.60	51.28	2.83	1.42
安康地区支护边坡	坍塌均值	9.04	33.69	40.05	2.55	1.69
	稳定均值	4.92	31.78	39.56	1.87	1.59
	总均值	6.41	32.47	39.73	2.12	1.62

2. 安康地区支护边坡计算结果及应用

安康地区根据 36 个支护边坡资料，用两组判别、逐步回归逐步判别、多组判别计算结果在表 4-9 中示。求出的两组判别式为

$$y = 0.257 \times 10^{-1}x_1 + 0.595 \times 10^{-2}x_2 + 0.542 \times 10^{-2}x_3 + 0.161 \times 10^{-1}x_4 + 0.226 \times 10^{-1}x_5 \quad (4\text{-}1)$$

表 4-9　安康地区支护边坡计算结果

计算方法	计算因数 / 方程系数	坡高 (m)	坡度 (°)	液限 (%)	摩擦系数倒数 $\frac{1}{\mathrm{tg}\varphi}$
两组判别	判别系数	0.257×10^{-1}	0.595×10^{-2}	0.542×10^{-2}	0.161×10^{-1}
	贡献 %	77.46	9.39	2.47	9.11
逐步回归逐步判别	判别系数	0.139	0.322×10^{-1}	0.293×10^{-1}	0.871×10^{-1}
	F	27.53	2.06	0.29	0.912
多组判别	A 组	1.477	2.878	16.824	2.983
	B 组	0.602	2.676	16.64	2.436

计算方法	计算因数 / 方程系数	粘聚力倒数 $\frac{1}{C}$	方程式特征数	建立方程样本数	方程式回判正确率
两组判别	判别系数	0.226×10^{-1}	$\bar{y}_{(A)} = 0.736$ $\bar{y}_{(B)} = 0.60$ $y_C = 0.649$ $F = 6.79$	36	85%
	贡献 %	1.56			
逐步回归逐步判别	判别系数	0.122	$y_0 = -3.005$	36	83.3%
	F	2.15			
多组判别	A 组	0.645	$y_{(A0)} = -398.08$ $y_{(B0)} = -375.36$	36	83.6%
	B 组	−0.122			

把各因变量 x_i 的均值（表 4-8）代入上式，算出 A 组的均值 $\bar{y}_{(A)} = 0.736$，B 组均值 $\bar{y}_{(B)} = 0.6$，进而算出判别指标 $y_C = 0.649$。

对任一边坡稳定性进行判别时，只要把各量测 x_i 值代入式(4-1)算出 y 值，按下式判断

$y \geqslant y_C = 0.649$，边坡坍塌

$y < y_C = 0.649$，边坡稳定

对式(4-1)显著性进行 F 值检验，算出 $F = 6.79$，再根据自由度 $f_2 = n_1 + n_2 - 2 = 34$ 和

信度 $\alpha = 0.05$ 查表，$F_{1.34}^{0.05} = 4.13$，因 $F = 6.79 > F_{1.34}^{0.05}$，所以该式可靠性为 95%。用该判别式对 36 个边坡资料进行回判，正确判断率达 85%。为了进一步证明方程(4-1)的可靠性，还用逐步回归逐步判别法，多组判别法建立了判别式，其判别式各参数见表 4-7。用逐步回归逐步判别法建立的式子为

$$y = -3.005 + 0.139x_1 + 0.332 \times 10^{-1}x_2 + 0.293 \times 10^{-1}x_3 + 0.871 \times 10^{-1}x_4 + 0.122x_5 \tag{4-2}$$

应用时，把边坡各因素 x_i 代入式(4-2)，求出 y 值，当

$y \geqslant 0.5$，边坡坍塌

$y < 0.5$，边坡稳定

用方程(4-2)对 36 个边坡进行回判，正确判断率为 83.3%，与两组判别结果相接近。

用多组判别法建立的两组判别式为

$$\begin{cases} y_{(A)} = -398.08 + 1.477x_1 + 2.878x_2 + 16.824x_3 + 2.983x_4 + 0.645x_5 \\ y_{(B)} = -375.36 + 0.602x_1 + 2.676x_2 + 16.64x_3 + 2.436x_4 - 0.122x_5 \end{cases} \tag{4-3}$$

$y_{(A)}$ 为坍塌边坡判别式，$y_{(B)}$ 为稳定边坡判别式。使用此式时，把同一边坡量测数据代入两式 x_i 中，算出 $y_{(A)}$、$y_{(B)}$ 值，两者哪个大，边坡就属于哪类。该判别式对边坡稳定性判别，正确率为 83.6%，也与两组判别结果相一致。这也说明三种方法对同一批数据进行计算，其结果基本相同，因此可推荐第一种方法用于实践中去，第二、三种方法可与前者进行校核。

3. 焦枝线边坡计算结果及应用

焦枝线路堑边坡分支护和未支护两种类型计算出判别式。其支护边坡计算出的判别式各参数列于表 4-10，两组判别表达式为

$$y = 0.545 \times 10^{-1}x_1 + 0.492 \times 10^{-2}x_2 + 0.352 \times 10^{-1}x_3 + 0.359 \times 10^{-1}x_4 + 0.118x_5 \tag{4-4}$$

把焦枝线支护边坡统计出的各因变量均值(表 4-8)代入该式，可算出 A 组坍塌边坡均值 $\bar{y}_{(A)} = 2.749$，也可算出 B 组稳定边坡均值 $\bar{y}_{(B)} = 2.134$，进而算出判别指标 $y_C = (2.749 + 2.134)/2 = 2.442$。

对任意边坡稳定性进行判别时，只要把量测到的各变量 x_i 代入式(4-4)，即可算出 y 值，并按下式判别边坡稳定性。

$y \geqslant y_C = 2.442$，边坡坍塌

$y < y_C = 2.442$，边坡稳定

对式(4-4)显著性进行 F 值检验，算出 $F = 29.3$，再根据自由度 $f_e = n_1 + n_2 - 2 = 32$ 和信度 $\alpha = 0.01$ 查表，$F_{1.32}^{0.01} = 7.5$，因 $F = 29.3 > F_{1.32}^{0.01} = 7.5$，所以该式可信度为 99%。用该判别式，对建立模型的 34 个边坡进行回判，正确判断率为 97%。比安康支护边坡判别式更为显著，这是根据 110 个边坡资料筛选的结果。这说明在样品量大的情况下，经过初步计算后，去掉被判错的边坡，剩下的边坡再建立判别式，其判别式显著性大大提高。

表 4-10　焦枝线支护边坡计算结果

计算方法	计算因数 / 方程系数	坡高 (m)	坡度 (°)	液限 (%)	摩擦系数倒数 $\frac{1}{tg\varphi}$
两组判别	判别系数	0.545×10^{-1}	0.492×10^{-2}	0.352×10^{-1}	0.359×10^{-1}
	贡献 %	27.73	4.33	49.72	7.2
逐步回归逐步判别	判别系数	0.7×10^{-1}	0.695×10^{-2}	0.48×10^{-1}	0.33×10^{-1}
	F	17.8	0.65	76.99	0.288
多组判别	A 组	3.251	2.561	3.778	——
	B 组	2.002	2.251	3.281	——

计算方法	计算因数 / 方程系数	粘聚力倒数 $\frac{1}{C}$	方程式特征数	建立方程样本数	方程式回判正确率
两组判别	判别系数	0.118	$\bar{y}_{(A)}=2.749$ $\bar{y}_{(B)}=2.134$ $y_C=2.442$ $F=29.3$	34	97%
	贡献 %	11.01			
逐步回归逐步判别	判别系数	0.214	$y_1=-2.833$	34	97%
	F	2.58			
多组判别	A 组	——	$y_{(A)}=-149.995$ $y_{(B)}=-109.308$	94	95.2%
	B 组	——			

焦枝线未支护边坡计算出的判别式各参数见表 4-11，其两组判别式的模式与式(4-4)相同，不再赘述。用逐步回归逐步判别法建立的式子为

$$y=-2.275+0.179x_1+0.295\times10^{-1}x_2+0.135\times10^{-1}x_3+0.231\times10^{-1}x_4+0.278x_5 \tag{4-5}$$

应用该式对边坡稳定性判别时，把量测的各因素 x_i 值代入式中，算出 y 值，按下式对边坡稳定性进行判别

$y\geqslant0.5$，边坡坍塌

$y<0.5$，边坡稳定

用该式对 40 个建模边坡进行回判，正确率达 85%，与两组判别结果相同。

表 4-11　焦枝线未支护边坡计算结果

计算方法	计算因数 / 方程系数	坡高 (m)	坡度 (°)	液限 (%)	摩擦系数倒数 $\frac{1}{tg\varphi}$
两组判别	判别系数	0.419×10^{-1}	0.689×10^{-2}	0.314×10^{-2}	0.539×10^{-2}
	贡献 %	37.98	39.77	13.25	2.82
逐步回归 逐步判别	判别系数	0.179	0.295×10^{-1}	0.135×10^{-1}	0.231×10^{-1}
	F	23.39	5.14	6.9	0.368
多组判别	A 组	6.505	2.147	1.032	0.303
	B 组	4.914	1.885	0.913	0.085

计算方法	计算因数 / 方程系数	粘聚力倒数 $\frac{1}{C}$	方程式特征数	建立方程样本数	方程式回判正确率
两组判别	判别系数	0.648×10^{-1}	$\bar{y}_{(A)}=0.715$ $\bar{y}_{(B)}=0.581$ $y_c=0.648$ $F=9.073$	40	85%
	贡献 %	6.17			
逐步回归 逐步判别	判别系数	0.278	$y_0=-2.275$	40	85%
	F	1.9			
多组判别	A 组	14.787	$y_{(A)}=-88.522$ $y_{(B)}=-63.901$	40	85%
	B 组	12.325			

4. 边坡稳定性判别举例

对不同地区、稳定性不同的 6 个边坡，根据野外量测和室内试验数据，用各地区判别式进行计算，并用 3 种方法进行判别，判别结果见表 4-12，都与野外实际情况相符合。

表 4-12　边坡稳定性判别举例

计算判断内容 / 野外状况	坡高 (m)	坡度 (°)	液限 (W_L)	摩擦倒数系数 $\frac{1}{tg\varphi}$	粘聚力倒数 $\frac{1}{C}$	两组判别	回归判别	多组判别
						y_c 与 y_c 比较	y_c 与 1/2 比较	$y_{(A)}$ 与 $y_{(B)}$ 比较
安康支护稳坡14	4.26	32	39.63	1.92	1.85	0.587<0.649 稳	0.17<0.5 稳	373.97<376.73 稳
安康支护坍坡13	7.74	35	39.76	1.71	1.92	0.694>0.649 坍	0.74>0.5 坍	389.35>388.50 坍

续表 4-12

计算内容 / 野外状况	坡高 (m)	坡度 (°)	液限 (W_L)	摩擦倒数 $\frac{1}{tg\varphi}$	粘聚力倒数 $\frac{1}{C}$	两组判别 y_i 与 y_c 比较	回归判别 y_i 与 1/2 比较	多组判别 $y_{(A)}$ 与 $y_{(B)}$ 比较
焦枝线支护稳坡24	5.05	30	42.0	1.92	0.99	2.089<2.442 稳	0.02<0.5 稳	101.93<106.13 稳
焦枝线支护坍坡4	7.65	30	55.48	3.354	1.43	2.809>2.442 坍	0.99>0.5 坍	161.31>155.17 坍
焦枝线未支护稳坡25	3.52	28 23	43.7	2.1	1.43	0.582<0.648 稳	0.217<0.5 稳	61.37<63.91 稳
焦枝线未支护坍坡2	4.76	35	55.7	2.1	1.43	0.719>0.648 坍	0.808>0.5 坍	96.85>94.15 坍

4.3.5 用判别分析式进行膨胀土边坡设计

膨胀土边坡，据调查证实，无防护措施时，绝大多数产生破坏，为了保证铁路运营安全，设计应防患于未然。所以在设计时，先考虑防护措施，在防护情况下，再设计坡度和高度。铁路工程目前采用的路堑边坡防护措施多种多样，相互比较，浆砌片石混凝土封闭防护，效果最好。据阳安线调查，设防后 95% 以上的边坡都保持稳定，但费工费料，价钱昂贵，不宜多采用。支撑渗沟，其间距大于 7 m 以上者，中间部位仍有溜坍产生。拱形支撑，在拱顶下仍产生坍塌。只有网格状骨架支护效果较好，而且价钱便宜，便于施工。其方法是用浆砌片石砌成间距 2～4 m 的方格网骨架，方格中种植草皮。网格骨架宽 0.4 m，深度视强风化层厚度而定，一般在 0.4～0.5 m。

设计边坡时，可考虑坡高、坡度、液限、摩擦系数倒数和粘聚力倒数 5 个因素。其方法是根据室内土质试验结果或参照表 4-8 数值。给定后 3 个因素值，剩下坡高、坡度两个未知量，给定其中一个，便可根据判别式，求出另一个。如根据焦枝线支护边坡判别式进行设计时，可按表 4-8 均值给定液限 $W_L = 48.34$，摩擦系数倒数 $1/tg\varphi = 3.02$，粘聚力倒数 $1/C = 1.4$。先按下述判别式进行设计，则

$$\begin{aligned} y &= 0.545 \times 10^{-1}x_1 + 0.492 \times 10^{-2}x_2 + 0.352 \times 10^{-1} \times 48.34 \\ &\quad + 0.359 \times 10^{-1} \times 3.02 + 0.118 \times 1.4 \\ &= 0.545 \times 10^{-1}x_1 + 0.492 \times 10^{-2}x_2 + 1.975 \end{aligned}$$

令 $y = y_C = 2.442$，则上式变为

$$\begin{aligned} 2.442 - 1.975 &= 0.545 \times 10^{-1}x_1 + 0.492 \times 10^{-2}x_2 \\ 0.517 &= 0.545 \times 10^{-1}x_1 + 0.492 \times 10^{-2}x_2 \end{aligned}$$

按此式给定坡度 x_2，可设计出相应高度 x_1，也可给定高度 x_1，设计坡度 x_2。设计结果见表 4-13。

表 4-13　焦枝线支护边坡设计

已知量		给定坡度 (°)		设计高度 (m)	
				用两组判别式	用回归判别式
液限 W_L	48.34	28	1∶1.88	6.03	5.98
摩擦系数倒数 $1/\mathrm{tg}\varphi$	3.02	30	1∶1.73	5.857	5.78
粘聚力倒数 $1/C$	1.40	33	1∶1.54	5.59	5.49
两组判别指标 y_c	2.442	36	1∶1.38	5.32	5.19
回归判别指标 y	0.5	40	1∶1.19	4.95	4.79

用逐步回归逐步判别式设计时，令 $y = 0.5$，则

$$0.5 = -2.833 + 0.7 \times 10^{-1}x_1 + 0.695 \times 10^{-2}x_2 + 0.48 \times 10^{-1} \times 48.34 + 0.33 \times 10^{-1} \times 3.02 + 0.214 \times 1.4$$

$$0.613 = 0.7 \times 10^{-1}x_1 + 0.695 \times 10^{-2}x_2$$

根据此式设计结果见表 4-13，按同样方法可对焦枝线未支护边坡及安康地区支护边坡进行设计。

为了更清楚表示设计高度与坡度之间关系，在按地区总均值表 4-8 给定液限 W_L、$1/\mathrm{tg}\varphi$、$1/C$ 情况下，设计出的坡高与坡度之间关系由图 4-7 和图 4-8 表示。图 4-7 和图 4-8 分别是用两组判别式与逐步回归逐步判别式设计出的坡度与高度的关系直线。从两图表明，只要在相同条件下，用两种方法设计的边坡高度与坡度基本一致，说明两种方法的一致性，可以相互印证。

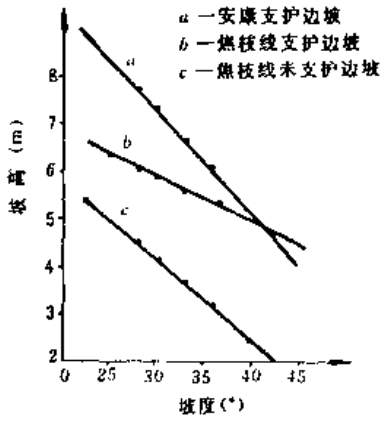


图 4-7　两组判别设计线

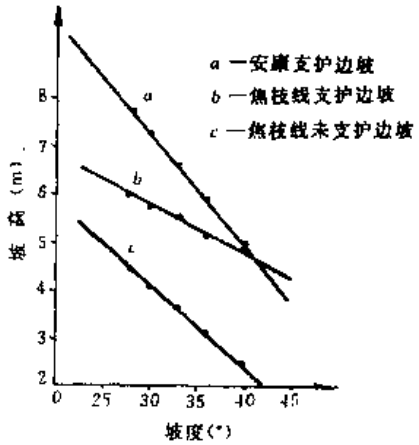


图 4-8　回归判别设计线

把用判别式设计结果与裂土路基暂行规定的坡高与坡度相比较，见表 4-14 安康地区支护边坡设计，在坡度为 1∶1.5～1∶2.0 时，坡高可设 6.25 m，比暂行规定可提高 0.25 m。当坡度

放缓为1∶2.5时，允许高度仅有9 m，比暂行规定低1 m。焦枝线支护边坡，允许最大高度仅有6.7 m，比暂行规定低3.3 m。这与焦枝线土质工程条件差、到处出现边坡破坏现象相一致。焦枝线未支护边坡，在坡度1∶1.5时，允许设计高度3.45 m，坡度放缓到1∶2.5时，允许高度也不超过5.5 m。未支护边坡，一般不能保持长久稳定。只有对非重要干线方可参照该判别式设计。

表4-14　裂土路基暂行规定坡度、高度与设计值对比表

裂土路基工程暂行规定		两组判别式				回归判别式			
坡　度	坡高(m)	坡度(°)	安康支护坡高(m)	焦枝支护坡高(m)	焦枝未支护坡高(m)	坡度(°)	安康支护坡高(m)	焦枝支护坡高(m)	焦枝未支护坡高(m)
1∶1.5～2.0	0～6	1∶1.5	6.25	5.45	3.45	1∶1.5	6.38	5.4	3.45
1∶1.75～1∶2.5	8～10	1∶2.0	7.9	6.2	4.7	1∶2.0	8.0	6.1	4.7
坡高大于10 m设平台		1∶2.5	9.0	6.7	5.5	1∶2.5	9.1	6.6	5.5

4.4　坍塌的模糊综合评判预测

4.4.1　概　述

膨胀土边坡经常产生溜坍、坍滑和滑坡，严重影响列车安全运行。为了能够预测坍塌量的大小，这里采用了模糊综合评判方法。所谓模糊概念并不是模糊不清楚，而是事物分类界限不分明的意思，也就是事物由一种状态过渡到另一种状态，中间没有清楚的界限，用数学的方法处理这一类问题，就称之为模糊数学法。在对阳安线、焦支线膨胀土分布地带的工务段，收集了历年来积存的塌方资料和气象资料，用模糊综合评判法，建立了坍塌量预测模式，成功率达70%以上，使防洪抢险工作做到有的放矢。

4.4.2　模糊综合评判预报中的因素分析

1. 膨胀土性质

膨胀土的水理性质、物理性质及力学指标与膨胀土的粘土矿物含量、结构特征密切相关。而表征这些性质的综合指标可用自由膨胀率、残余内摩擦角及残余强度系数来表示。根据这些指标，膨胀土可分弱膨胀土、中膨胀土和强膨胀土三类，其分类指标见表4-15。在这三类膨胀土中Ⅰ类为较好膨胀土，在Ⅰ类土地区的边坡，其病害无论从规模上，还是从数量上都小于Ⅱ类和Ⅲ类膨胀土。Ⅲ类土在这里为工程性质最差的土，在Ⅲ类土地区病害众多，彼彼皆是，必须采用防护措施才能保证运营安全。

表 4-15　路基边坡膨胀土分类表

判别阶段	分类因素	分类标准		
		(Ⅰ)弱	(Ⅱ)中	(Ⅲ)强
初判	自由膨胀率 F_s	<50	50～70	>70
详判	残余内摩擦角 φ_r	23～20	20～15	<15
	残余强度系数 a	0.2～0.4	0.4～0.6	>0.6
	胀限下无侧限抗压强度 q_u(kPa)	35～25	25～15	<15

注　$a=\varphi_f-\varphi_r/\varphi_f$；$\varphi_f$ 为原状土峰值内摩擦角；φ_r 为残余内摩擦角。

在评价边坡稳定性时，可按照表 4-15，根据土的室内试验指标确定膨胀土的类别。

2. 降水量

边坡的破坏与降雨量关系十分密切。膨胀土边坡的破坏多半发生在雨季，而且雨量越大，持续时间越长，路基出现的病害越多。铁路中断行车一般发生在雨季，特别在大雨之时或久雨之后，病害出现极多。如焦枝线鸦宜支线 6 km 处，1973 年 5 月中旬一次大暴雨降雨量 120 mm，将 400 m 长、6 m 高的一段膨胀土路基破坏。1982 年 7 月 19 日鄂西北地区降了大暴雨，武当山至花果山之间的 44 km 线路，造成病害 87 处，有 4 处中断行车。据观测，一次降雨量达 30 mm，路堤就会出现下沉。降雨量在 53～69 mm 时有可能出现坍滑。为了考虑降雨量对边坡造成的危害，把雨季降雨量，即 4 月至 9 月降雨量，分成三个等级，分别为小于 600 mm，大于 800 mm 和 600～800 mm 之间，在综合评判中加以运用。

3. 蒸发量

膨胀土是含有亲水性矿物成分多的粘性土，具有强胀缩性。在雨季吸水膨胀，而在旱季失水收缩，造成开裂，而且天气越干旱，蒸发量越大，土体开裂越厉害。张开的裂隙在雨季大量吸收水分，土体强度降低，产生破坏。所以土体破坏不仅与降雨有关，而且与蒸发量也十分密切。为表示蒸发量影响，提出“干湿系数”一物理量，其意义为，头年 10 月至当年 3 月蒸发量，减去该时间内降水量，再乘上当年 4 月至 9 月降水量，作为一个评价坍塌指标。这样把降雨和蒸发联系到一起分析问题，较符合实际情况。

4.4.3　多变量模糊综合评判

1. 模糊关系及其合成

模糊和精确是完全不同的两个概念。精确的概念是一个现象对应一个集合，要么属于这个集合，要么不属于这个集合，二者必居其一，不允许模棱两可。而模糊现象对应的不只是一个集合，而是多大程度隶属于某一集合，这就要引入隶属函数对它进行计算，计算结果属于哪个集合的隶属度大，就把它划归那个集合。

在这里研究的有两个论域，即影响因素论域$U=\{J,g,P\}$和坍塌量论域$T=\{t_1,t_2,t_3\}$。采用模糊变换

$$\underset{\sim}{A}\cdot\underset{\sim}{R}=\underset{\sim}{B}$$

$\underset{\sim}{A}$是影响因素U上的模糊子集，$\underset{\sim}{B}$是评判结果坍塌量T上的模糊子集。根据调查，经过这个变换，得到评判结果的模糊子集，就可用来预报边坡塌方量。

2. 建立隶属函数

首先把调查资料进行整理计算(表 4-16)，根据表 4-16 数据作成三份散点图，即塌方病害均值T与 4～9 月份降雨量J关系散点图(图 4-9)；T与干湿系数g关系散点图(图 4-10)；T与膨胀土类别P关系散点图(图 4-11)。在散点图上进行分区，分区时尽量照顾到各区的点数不要太少。根据分区散点图可以看出坍塌量及各影响因素的区间划分如下：

表 4-16 铁路路基边坡破坏统计表

地区	时间	路堤路堑滑坡及溜坍				影响病害因素			模糊评判结果	拟合程度
		病害(处)	正线病害长度(m)	全段正线病害均值(m/km)	病害规模	4～9月降水量(mm)	10～3月干湿系数×10^3	裂土类别		
襄樊工务段	1976	53	6 648.7	30.06	中坍	560.2	104.93	Ⅰ	小坍	×
	1978	91	4 270	19.31	小坍	520.6	155.14	Ⅰ	小坍	√
	1979	64	2 690	12.16	小坍	947.4	308.81	Ⅰ	中坍	×
	1981	8	430	1.94	小坍	273.9	307.81	Ⅰ	小坍	√
	1982	142	3 565	16.1	小坍	656.6	66.57	Ⅰ	小坍	√
	1983	35	1 189	5.38	小坍	759.0	70.06	Ⅰ	中坍	×
	1984	92	1 828	8.27	小坍	702.0	243.56	Ⅰ	小坍	√
	1985	58	1 325	5.58	小坍	597.8	82.44	Ⅱ	大坍	×
	1986	64	2 075	9.38	小坍	491	93.8	Ⅱ	大坍	×
勉县	1983	35	5 824	64.7	大坍	1 153.0	90.63	Ⅰ	大坍	√
	1985	8	255	2.83	小坍	670.0	192.4	Ⅰ	小坍	√
西乡	1983	172	5 458	47.0	大坍	1 133	87.34	Ⅰ	大坍	√
	1985	85	3 346	28.8	中坍	831	97.78	Ⅰ	中坍	√
	1986	67	4 276	36.86	大坍	589	114.33	Ⅰ	小坍	×
安康	1983	172	5 458	51.0	大坍	946	314.1	Ⅱ	大坍	√
	1984	39	3 179	29.71	中坍	948	80.05	Ⅰ	中坍	√
	1985	39	3 658	34.19	中坍	660	288.97	Ⅰ	中坍	√
	1986	27	3 106	29.03	中坍	600	79.02	Ⅱ	大坍	×
	1987	35	3 422	31.98	中坍	864	304.04	Ⅱ	大坍	×
荆门工务段	1975	147	6 917	40.69	大坍	793.3	130.17	Ⅱ	大坍	√
	1976	132	6 244	36.73	大坍	562.8	89.09	Ⅱ	大坍	√
	1977	185	9 677	56.92	大坍	662.5	167.94	Ⅱ	大坍	√
	1978	103	6 460	38.0	大坍	539.5	111.51	Ⅱ	大坍	√
	1979	68	4 413	25.96	中坍	892.5	223.66	Ⅱ	大坍	×
	1980	101	4 006	39.66	大坍	689.92	118.44	Ⅱ	大坍	√
	1981	124	6 433	37.84	大坍	704.3	50.56	Ⅱ	大坍	√
	1983	49	3 025	17.79	小坍	521.6	102	Ⅰ	小坍	√
	1985	37	2 861	17.65	小坍	743	50.56	Ⅰ	小坍	√
	1986	51	3 001	21.05	小坍	309.7	50.56	Ⅰ	小坍	√

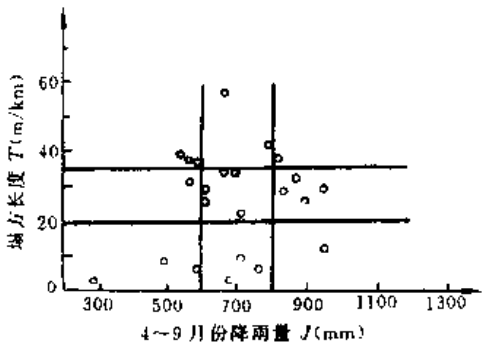


图 4-9　坍塌量与降雨量关系图

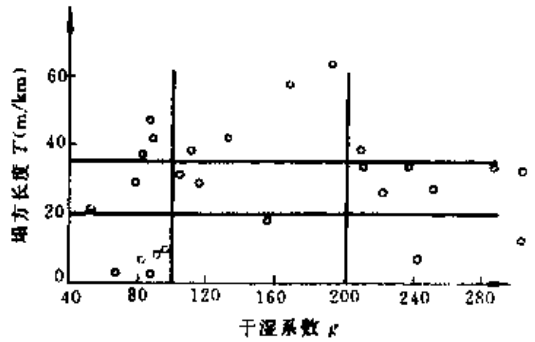


图 4-10　坍塌量与干湿系数关系图

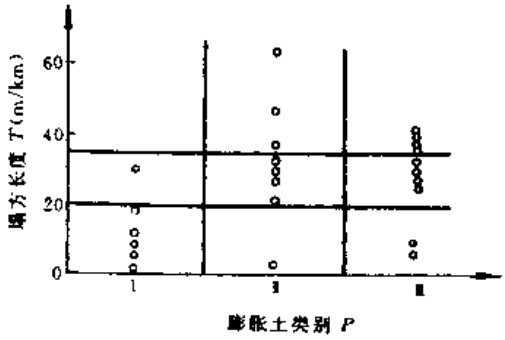


图 4-11　坍塌量与膨胀土类型关系图

坍塌量 T(m/km) 的区间划分如下：

$T<20$　　小塌方

$20\leqslant T\leqslant 35$　　中塌方

$T>35$　　大塌方

4～9 月份降雨量(mm) 划分如下：

$J>600$

$600\leqslant J\leqslant 800$

$J>800$

干湿系数，即头年 10 月至当年 3 月蒸发量 Z，减去该时间内降水量 q，再乘以当年 4～9 月份降雨量 Q，即为

$$g = Q(Z - q)$$

干湿系数的区间区分为

$g<100$

$100\leqslant g\leqslant 200$

$g>200$

膨胀土的类别，根据室内物理力学试验指标按表 4-15 划分为Ⅰ类弱膨胀土、Ⅱ类中膨胀土和Ⅲ类强膨胀土。

根据调查资料作成的散点图，也是隶属函数的一种表示方法。这里用图 4-9 坍塌量与降雨量之间的关系图来说明计算方法。

共收集 26 组数据，把降雨量分为三个区间，其中落在第一区间 8 个点，落在第二区间 10 个点，落在第三区间 8 个点，因此各区间的权重为

$$MJ_1 = \frac{8}{26} = 0.308$$

$$MJ_2 = \frac{10}{26} = 0.385$$

$$MJ_3 = \frac{8}{26} = 0.308$$

在三个区间内，又根据坍塌量，把每一个区间再分成三个小区间，其中第一个区间的 8 个点落在第一个小区间 4 个点，落在第二个小区间 1 个点，落在第三个小区间 3 个点。各小区间点数与该大区间点数之比为各因素区间内坍塌对象的权重，其值为

$$MR_1 = \frac{4}{8} = 0.5$$

$$MR_2 = \frac{1}{8} = 0.125$$

$$MR_4 = \frac{3}{8} = 0.375$$

其它各区间的权重同样可以算出，这些权重都是 [0,1] 闭区间的一些数，列于表 4-17。表 4-17 也是隶属函数表示的一种形式，它给出了论域 U 中每一元素对模糊子集 $\tilde{A}$ 的隶属程度。根据这个表知道各因素数值后，就可预报边坡的塌方规模。

表 4-17　各因素坍塌权重表

因素	因素区间	因素区间权重	各因素区间内各对象区间权重		
降雨量 J	J_1	$MJ_1 = \frac{8}{26} = 0.308$	$MR_1 = \frac{4}{8} = 0.5$	$MR_2 = \frac{1}{8} = 0.125$	$MR_3 = \frac{3}{8} = 0.375$
	J_2	$MJ_2 = \frac{10}{26} = 0.385$	$MR_1 = \frac{3}{10} = 0.3$	$MR_2 = \frac{5}{10} = 0.5$	$MR_3 = \frac{2}{10} = 0.2$
	J_3	$MJ_3 = \frac{8}{26} = 0.308$	$MR_1 = \frac{1}{8} = 0.125$	$MR_2 = \frac{4}{8} = 0.5$	$MR_3 = \frac{3}{8} = 0.375$
干湿系数 g	g_1	$M_{g1} = \frac{10}{26} = 0.385$	$MR_1 = \frac{5}{10} = 0.5$	$MR_2 = \frac{2}{10} = 0.2$	$MR_3 = \frac{3}{10} = 0.3$
	g_2	$M_{g2} = \frac{7}{26} = 0.269$	$MR_1 = \frac{1}{7} = 0.143$	$MR_2 = \frac{2}{70} = 0.286$	$MR_3 = \frac{4}{7} = 0.571$
	g_3	$M_{g3} = \frac{9}{26} = 0.346$	$MR_1 = \frac{2}{9} = 0.22$	$MR_2 = \frac{4}{9} = 0.67$	$MR_3 = \frac{1}{9} = 0.11$
膨胀土类别 P	P_1	$M_{P1} = \frac{7}{26} = 0.269$	$MR_1 = \frac{5}{7} = 0.714$	$MR_2 = \frac{2}{7} = 0.286$	$MR_3 = 0$
	P_2	$M_{P2} = \frac{8}{26} = 0.308$	$MR_1 = \frac{1}{8} = 0.125$	$MR_2 = \frac{4}{8} = 0.5$	$MR_3 = \frac{3}{8} = 0.375$
	P_3	$M_{P3} = \frac{11}{26} = 0.133$	$MR_1 = \frac{2}{11} = 0.182$	$MR_2 = \frac{4}{11} = 0.364$	$MR_3 = \frac{5}{11} = 0.455$

4.4.4 计算方法及成果应用

如何用上述表 4-17 和图来预报塌方量，现举例说明。如给定雨季降雨量为 500 mm，干湿系数为 90，膨胀土为 I 类弱膨胀土，试判断塌方量大小。根据给定的三个因素数值分别查看图 4-9、图 4-10、图 4-11，都是落在图的第一个大区间内，这样从表 4-17 就可查出各因素的权重为

$$M\underset{\sim}{J}_1 = 0.308$$
$$M\underset{\sim}{g}_1 = 0.385$$
$$M\underset{\sim}{P}_1 = 0.269$$

它们组成的模糊子集 $\underset{\sim}{A}$

$$\underset{\sim}{A} = \{0.308, 0.385, 0.269\}$$

根据表 4-17 还可查出在各区间内坍塌对象的权重，如在 J_1 区间内，坍塌对象在各小区间的权重为

$$M\underset{\sim}{R}_1 = 0.5$$
$$M\underset{\sim}{R}_2 = 0.125$$
$$M\underset{\sim}{R}_3 = 0.375$$

同样可以查出各因素对象区间的权重，并组成模糊关系 $R = (r_{ij})$ 矩阵。

$$\underset{\sim}{R} = \begin{bmatrix} 0.5 & 0.125 & 0.375 \\ 0.5 & 0.2 & 0.3 \\ 0.714 & 0.286 & 0 \end{bmatrix}$$

根据模糊关系合成原理

$$\underset{\sim}{B} = \underset{\sim}{A} \cdot \underset{\sim}{R}$$
$$= (0.308, 0.385, 0.269) \cdot \begin{bmatrix} 0.5 & 0.125 & 0.375 \\ 0.5 & 0.2 & 0.3 \\ 0.714 & 0.286 & 0 \end{bmatrix}$$
$$= (0.385, 0.269, 0.308)$$

B 是评判结果坍塌量 T 上的模糊子集，其中的三个数值是坍塌量属于小、中、大三种规模的隶属度，在三个数值中第一个数 0.385 大于其余 0.269、0.308 两个数值，这就说明在此种降雨量和蒸发量情况下，发生小塌方可能性大，防洪时可以在该地点投入较小的人力物力。

如果用表 4-17 隶属函数对野外调查的 31 个边坡地段进行计算，与现场调查的拟合程度为 71%，与建立函数的 26 个边坡地段拟合，成功率为 65%，计算结果见表 4-16 最后两栏。

对该成果的应用，首先要知道膨胀土的类别，还要根据气象部门预报明年的降雨量及旱季的蒸发量与降雨量之差，根据散点图查出各因素落入的区间，再根据表 4-16 查出落入区间的权重，即可计算出可能的坍塌量，来预报塌方规模，进而指导管理部门有目的地安排人力，进行重点防护。

4.5 坍塌的灰色聚类预测

一个边坡坍塌与否与许多因素有关，有些因素知道，有些因素还不知道，或是不清楚，所以可以把边坡看作一个灰色系统。坍塌现象与各因素之间没有确定的映射关系和明确的作用原理，因此可以把灰色理论引入到判断边坡稳定性中来，利用已知的坍塌现象及其相关因素去判断边坡系统的状态，并对未来的发展作出预测。

4.5.1 灰色聚类指标的选择

在灰色聚类分析中，选取六个影响塌方因素，来建立灰色聚类模型，其内容见表 4-18。

表4-18 边坡坍塌影响因素

地形		地貌			土质			密实度			植被覆盖率		
坡角(°)	坡高(m)	平面平顺坡	台阶坡及凹形坡	鱼鳞坡	碎石土	黄土状土	粘性土	坚硬 >30 击/30 cm	稍硬 15～30 击/30 cm	松软 <15 击/30 cm	优 >90%	良 40%～90%	差 <40%

表里有 4 个量化指标，如边坡的坡度、高度、土质密实程度和地表植被覆盖率或裸露率。另外两个定性指标为地貌特征和土质类型。如果单独分析各因素，在什么情况下极易坍塌，在什么情况下易坍塌和不易坍塌，可以采用统计的办法来计算坍塌的概率。其中量化的 4 个因素各指标在影响因素中所占的百分率计算结果如下表 4-19。

表 4-19 各种因素档次出现坍塌频率表

影响因素	坡度				坡高				密实度			植被覆盖率		
等级区分	<33°	33°～45°	45°～60°	>60°	<5 m	5～15 m	15～30 m	>30 m	松软	稍硬	坚硬	优	良	差
坍塌频数	7	17	17	8	5	18	18	8	10	34	5	21	15	13
坍塌频率	14.3	34.7	34.7	16.3	10.2	36.7	36.7	16.3	20.3	69.4	10.2	42.9	30.6	26.5

根据表 4-19 中的坍塌频率可进一步算出各因素从低到高的累计频率，并作出上述 4 个因素的坍塌累计频率图(图 4-12)。

在各条曲线上，把坍塌累计频率 80% 对应的横坐标上点作为极易坍塌数值，把坍塌频率为 20% 对应的横坐标上点的数值定为不易坍塌数值。累计率在 20%～80% 之间对应的各值为易坍塌数值。根据图 4-12 找出各因素对坍塌等级划分的影响值见表 4-20。

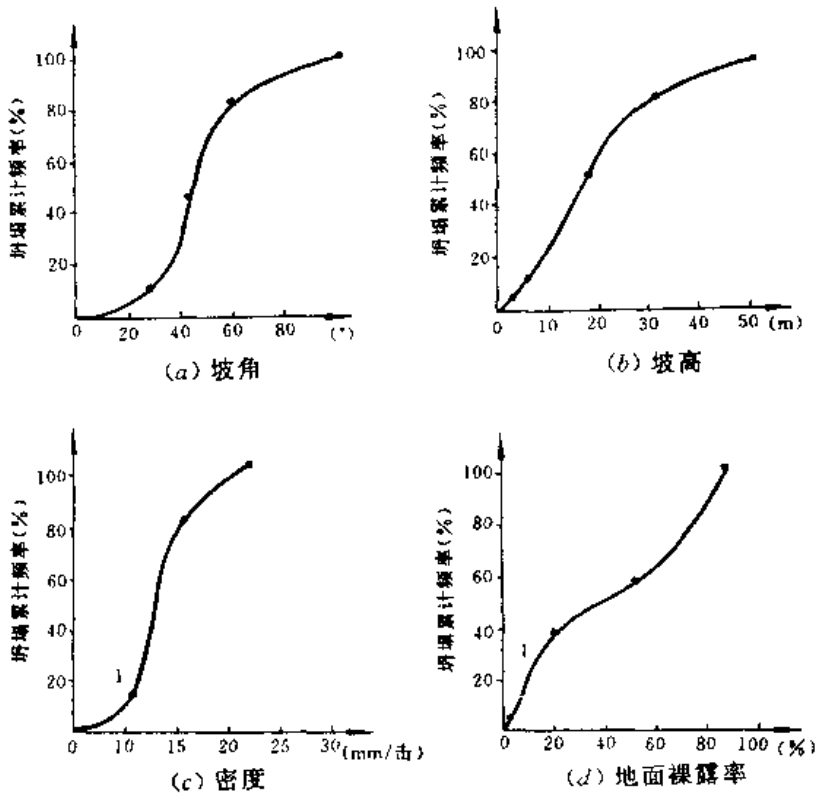


图 4-12　各影响因素坍塌频率累计曲线

表 4-20　坍塌等级划分及影响因素数值

影响因素 / 稳定性类别	坡角 (°)	坡高 (m)	地貌特征与坍塌率(%)	土质类型与坍塌率(%)	密实度 (mm/每击)	植被地表裸露率(%)
极易坍塌	>58	>20	鱼鳞坡 90	粘土性 80	松软 >20	>80
易坍塌	33～58	7～28	台阶坡凹形坡 60	黄土状土 50	稍硬 10～20	10～80
不易坍塌	<33	<7.0	单面平顺坡 30	碎石土 20	坚硬<10	<10

对于地貌特征和土质类型两个定性因素，无法从好到坏统计出定量的累计频率，只能按经验给出坍塌的频率，其数值见表 4-20。

4.5.2　灰色聚类计算方法

1. 变灰色数为白化数

表 4-20 所指出的影响坍塌级别的 6 个因素，其取值范围，数值大小各不相同，为了便于数据比较，要把这些灰色数变为白化数。其方法为，取最大值为 100，其它数值都与最大值相比较而确定其值，数值以百分数表示，变化结果见表 4-21。

表 4-21　坍塌等级的划分及影响因素的白化数值

因素 / 比照值 / 稳定性类别	坡角(°)	坡高(m)	地貌特征与坍塌率(%)	土质类型与坍塌率(%)	密实度(mm/每击)	植被地表裸露率(%)
	58	28	90	80	20	10
极易坍塌	>100	>100	>100	>100	>100	
易坍塌	78.45	62.5	66.7	62.5	75.0	56.25
不易坍塌	≤56.9	≤25.0	≤33.3	≤25.0	≤50	≤12.5

2. 建立灰类白化权函数

表 4-21 中数值只给出了表示变化分界点的数值，没有给出连续变化的数值。但在使用时，必须要用到界限点以外的数值，因此要把灰类白化数用函数图形表示出来，称作灰类白化权函数。在图形建立中，把灰类对象极易坍塌、易坍塌、不易坍塌的类型划分用 i 表示，$i=1,2,3$。把影响因素用 j 表示，$j=1,2,3,4,5,6$。经过两者组合共 18 个图形(图 4-13)。

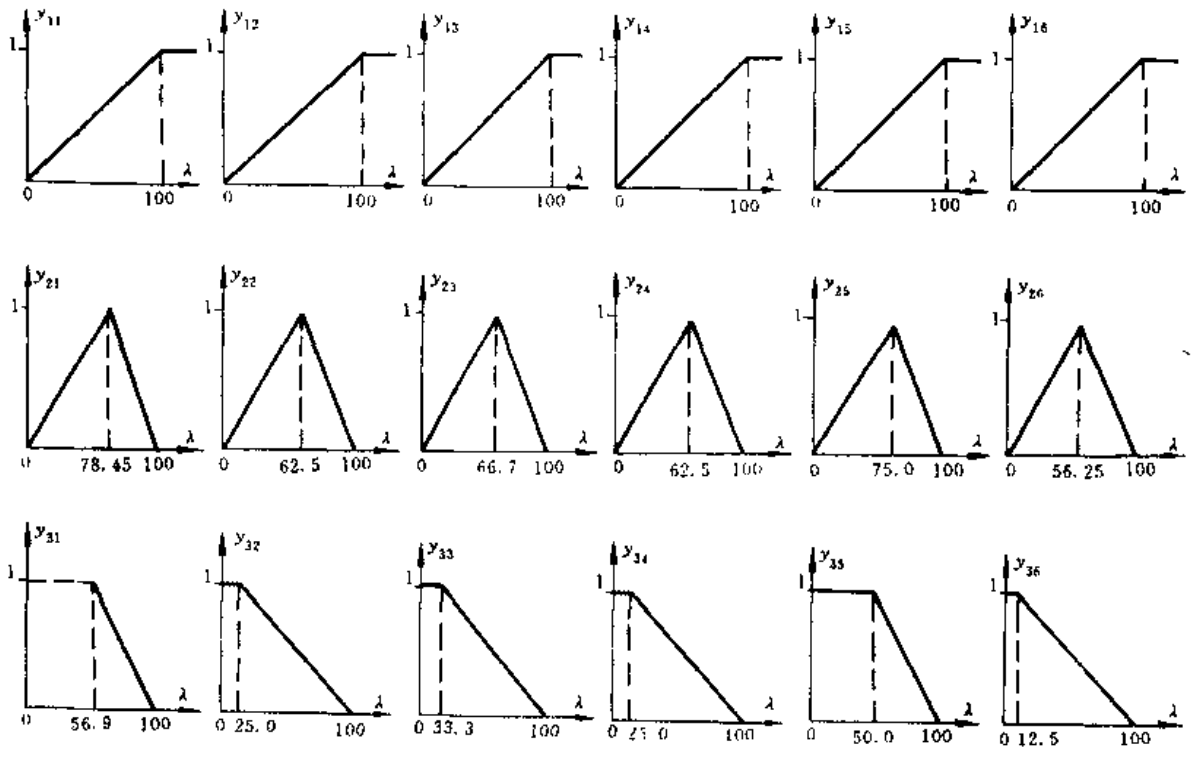


图 4-13　灰类白化权函数图形

图形横坐标 λ 表示白化数值的大小，纵坐标 y_{ij} 表示白化数对某类坍塌等级灰类所贡献的权重，如 y_{23} 表示第 3 个因素，即地貌特征对第 2 类易坍塌提供的权重。

3. 求标定聚类权重

标定聚类权重即是在判断坍塌等级类别时，每一影响因素在判断该类别时所占的权重，用符号 R_{kj} 表示，其中 $k=1,2,3$ 表示坍塌等级。$j=1,2,3,4,5,6$ 表示影响因素。根据白化权函

数图形，用下式计算出标定聚类权重

$$R_{kj}=\frac{\lambda_{kj}}{\sum_{j=1}^{6}\lambda_{kj}}$$

式中，λ 为影响因素白化数的界限值，其中 R_{11} 和 R_{21} 计算如下

$$R_{11}=\frac{100}{600}=0.167$$

$$R_{21}=\frac{78.45}{78.45+62.5+66.7+62.5+75.0+56.25}=0.195$$

把每一因素对坍塌各类的贡献值都进行计算，得出的聚类权重为一矩阵$[K_{ij}]_{3\times6}$，其值为

$$R_{KT}=\begin{bmatrix}0.167 & 0.167 & 0.167 & 0.167 & 0.167 & 0.167\\ 0.195 & 0.156 & 0.166 & 0.156 & 0.187 & 0.140\\ 0.281 & 0.123 & 0.164 & 0.123 & 0.247 & 0.062\end{bmatrix}$$

有了白化权函数和标定聚类权重矩阵，就等于建立了灰色类别的模型。应用该模型时，把测到的任意边坡的高度、坡度、地貌特征、土质类型、密实程度和地表覆盖情况 6 个影响因素指标变为白化数，就可根据权函数和聚类权重矩阵，计算出边坡的坍塌类别。

4. 应用举例

如 K107 + 777—807(33 号边坡)，测得的基本数值及变化后的白化数值见表 4-22。

表 4-22　灰类基本数变为白化数值表

因　素	坡　角	坡　高	地貌特征	土质类型	密实度	地表裸露率
基本数值	35°	14.3 m	单面坡 30%	碎石土 20%	稍硬(中) 16.7 mm/击	10%
白化数值	60%	51.07%	33.3%	25.0%	84.0%	12.5%
比较值	58°	28 m	90%	80%	20	80%

根据白化数和权函数图形，计算每一因素白化数对坍塌各类别的贡献值矩阵，用 y_{kj} 表示，其中的元素 y_{11}、y_{21}、y_{31} 计算值为

$$\frac{y_{11}}{1}=\frac{60}{108}=0.6,\quad \frac{y_{21}}{1}=\frac{60.0}{78.45}=0.765,\quad \frac{y_{31}}{1}=\frac{100-60}{100-56.9}=0.928$$

计算出全部数值用矩阵 $[y_{kj}]_{3\times6}$ 表示，则为

$$Y_{kj}=\begin{bmatrix}0.6 & 0.51 & 0.33 & 0.25 & 0.84 & 0.125\\ 0.765 & 0.82 & 0.50 & 0.40 & 0.64 & 0.22\\ 0.928 & 0.65 & 1.00 & 1.00 & 0.32 & 1.0\end{bmatrix}$$

然后用公式 $\Sigma_k=\sum_{j=1}^{n}Y_{kj}\cdot R_{kj}$ 计算聚类系数

$$\Sigma_k = \begin{bmatrix} 0.6 & 0.51 & 0.33 & 0.25 & 0.84 & 0.125 \\ 0.765 & 0.82 & 0.50 & 0.40 & 0.64 & 0.22 \\ 0.928 & 0.65 & 1.00 & 1.00 & 0.32 & 1.0 \end{bmatrix}$$

$$\times \begin{bmatrix} 0.167 & 0.167 & 0.167 & 0.167 & 0.167 & 0.167 \\ 0.195 & 0.156 & 0.166 & 0.156 & 0.187 & 0.140 \\ 0.281 & 0.123 & 0.164 & 0.123 & 0.247 & 0.962 \end{bmatrix}$$

$$= [0.443 \quad 0.572 \quad 0.769]^T$$

从计算结果看出，该边坡属于极易坍塌、易坍塌、不易坍塌的权重分别为 0.443、0.572、0.769，其中属于不易坍塌的权重值 0.769 为最大值，可判断 33 号 K107 + 777 ～ 807 边坡为不易坍塌边坡。

对于 19 号边坡 K94 + 330 及 16 号边坡 K86 + 250 ～ 260 量测数及白化数值列为表4-23，按上述方法计算，两个边坡计算结果分别为 [0.647,0.467,0.346]，[0.85,0.525,0.298] 都属于极易坍塌边坡。

表 4-23　边坡量测基本数值及白化数

边坡举例		坡　角	坡　高	地貌特征	土质类型	密实度	植被覆盖率
16 号 K94+330	基本数	40°	8.8 m	鱼鳞坡 90%	粘性土 80%	15 mm/击	优 10%
	白化数	69%	31%	100%	100%	75%	12.5%
19 号 K86+250 ～260	基本数	50°	23 m	鱼鳞坡 90%	黄土状土 50%	15 cm/击	20%
	白化数	86.2%	82.1%	100%	62.5%	75%	100%

4.5.3　应用结果的讨论

采用该种计算模式，对宝成线凤州段管内的 49 个边坡进行了计算，其中与调查完全符合者为 40 个，占 83%，说明该种方法有一定的可靠性。这种方法的优点是建立模型不需用大量样本，与模糊综合评判法比，更容易建立模型，计算结果与实际拟合较好，但需要工作者对数据基本特征有较清楚的概念，才能建立切合实际的灰色聚类模型。

第五章　铁路边坡数据管理与稳定性评价系统

5.1　边坡的数据管理

5.1.1　GIS 概 述

在铁路的工务管理中，有众多的与地理位置有关的数据需要日常分析处理。在传统信息系统中，由于受限于计算机软硬件技术的发展，数据主要保存在数据库中，这种仅以文字形式表现出来的数据，难以准确详细地表达复杂的地理数据并缺乏强劲的统计分析、可视化分析及决策支持。

地理信息系统(GIS)是一种基于计算机的空间图形和数据分析处理的工具，它是用来综合分析和处理描述地球数据，尤其是人类的生存空间的各种地理数据，并用以支持决策的综合系统。目前在诸如城市规划建设、电力电讯、城市地下管道、交通规划与管理、环境保护、森林防护、减灾防灾等各方面，都需要借助地图来加强管理，对这些与地理因素有关的数据分析处理，正为 GIS 提供了广阔的应用前景。

地理信息系统和一般信息系统的区别在于它不仅处理非空间数据，而且能处理空间数据，即与空间位置和地理坐标有关的数据。

1. 地理参照系统

地理信息包含有标准地理参照系统，也可以包含间接地理参照系统，地理编码的自动处理系统用来从间接的参照系统(如地址描述)转变成标准地理参照系统。标准地理参照系统通常指经度和纬度坐标，或者是国家网格坐标；间接地理参照系统是指用户自己确定的坐标参照系统，例如地址、邮政编码、人口普查区名、森林位置识别、路名、建筑物等。

2. 矢量和栅格模式

地理信息系统工作于两种不同的基本地理模式 —— 矢量模式和栅格模式。在矢量模式

中，关于点、线和多边形的信息被编码并以 x、y 坐标形式储存。一个点特征的定位（如一个钻孔）可以被一个单一的 x、y 坐标所描述。线特征（如铁路、公路和河流）可以被存储于一系列的点坐标。多边形特征（如河流的流域）可以被存储于一个闭合循环的坐标系。矢量模式非常有利于描述一些离散特征，但对连续变化的特征，就不太有用。

栅格模式发展为连续特征的模式。栅格图像包含有网格单元，有点像扫描的地图或照片。不管是矢量模式还是栅格模式，用来存储地理数据，都有优点和缺陷。现代的 GIS 都可以处理这两种模式。

3. GIS 的应用

一般来说，GIS 的应用有以下 6 个过程：数据输入、数据处理和分析、数据管理 、查询和分析、应用制图、可视化输出等。

（1）数据输入　在地理数据用于 GIS 之前，数据必须转换成适当的数字格式。从图纸数据转换成计算机文件的过程叫做数字化。GIS 技术可以通过扫描技术来使这个过程全部自动化，也可以使用数字化仪数字化。

（2）数据处理和分析　数据处理和分析主要包括以下功能：数据的聚类和聚合、数据的几何操作、中心点的确定、数据结构的转换、连接性和相邻操作、特征提取、面积和空间距离的计算、最短路径分析、数字地形分析、空间统计分析等。

（3）数据管理　GIS 项目使用一个数据库管理系统（DBMS）来存储、组织和管理数据。一个数据库管理系统 DBMS 就是用来管理一个数据库，最常用的为关系数据库管理系统。在关系数据库系统设计中，属性数据都被存储成一系列的表格，不同表格中的共同字段可以把它们连接起来。

（4）查询和分析　GIS 提供简单的鼠标点击查询功能和复杂的分析工具，这种和地理位置相联系的可视化操作，使得往日这一复杂的工作变得更加容易和直观。

（5）应用制图　图件在 GIS 中占有重要的一席之地。GIS 的制图方法比传统的人工或自动绘图方法要灵活得多，它开始于数据库的创建。已经存在的纸张图件可以进行数字化，并可以把计算机兼容的信息转换到 GIS 中。以 GIS 为基础的图形数据库是可以延续的，比例尺也不受限制。图件可以以任何地点为中心，使用突出效果的特殊字符有效地显示所选择的信息。

（6）可视化输出　对于许多类型的地理操作，最终结果最好是以地图或图形来显示。图件对于存储和传递地理信息是非常有效的。地图显示可以集成在报告、三维观察、照片图像和多媒体的其它输出中。

5.1.2　ArcView 与 MapInfo

目前应用较广的基于 PC 的 GIS 地图制作软件为 MapInfo 公司和 ESRI 公司的 MapInfo Professional 及 ArcView GIS，随着新版本的推出，功能不断强大和完善，GIS 的应用也在不断扩大中。

1. ArcView GIS Version 3.0

自 1995 年以来，ESRI 公司在强化传统产品的同时，相继推出了几种具有全新概念和划时

代意义的产品，包括：空间数据引擎(SDE)、NT ARC/INFO、MapObjects和ArcView GIS 3.0等等。被认为是ARC/INFO的PC版的ArcView 3.0为每一位非GIS专业人员提供了完整桌面制图、属性表管理、统计分析、连接多媒体等功能，支持多类型数据和多种数据库，并有完善的二次开发功能。ArcView 3.0的出现标志着桌面GIS发展到一个全新的水平。

从整体上来说，ArcView以Project为一个基本应用单元，它由以下多种Document组成：Views(进行地图显示，信息查询，空间分析)，Tables(完成数据库管理，制作电子表格)，Charts(制作统计图形)，Layouts(组合设计地图并输出)，Scripts(Avenue)(进行面向对象的程序设计、调试及开发)，各Document动态相连，即任一信息被操作或改动，其余的都自动更新。

ArcView的核心模块在空间分析、地址匹配与数据处理等方面具有很强的功能，若再拥有新近推出的两个先进的地理分析工具模块——空间分析模块和图形网络分析模块的辅助，ArcView的应用前景将更为广阔，同时也向另一位信息可视化技术的领导者——MapInfo Professional提出了挑战。

2. MapInfo Professional 4.1

由MapInfo公司推出的MapInfo Professional 4.1也是桌面地图系统的代表之一。该公司将MapInfo的市场定位总结为一个等式：MapInfo = Mapping + Information，足见其在各行各业可以得到广泛应用。总的来看，MapInfo Pro.像一个紧密结合的复杂的拼图。MapInfo是第一个与Windows 95兼容的32位桌面地图信息系统软件，已由原来V.3的16位升到V.4的32位，各方面性能有了很大提高，而且MapInfo充分利用了Windows界面功能，支持Windows标准协议，工具条可以随意移动，也可被固定在某处，由有相应提示的工具条、按钮或菜单选择启动的对话框来编辑地图层，并提供主题地图的向导，所以易学易用。

目前，ArcView与MapInfo这两个世界标准的桌面地图信息系统已在我国各项建设事业中广泛应用，相信随着GIS桌面化和企业化的迅速发展，它们必将拥有更加广阔的应用前景。

5.1.3 GIS在铁路边坡数据管理与稳定性评价系统中的应用

在铁路沿线的工务管理中，GIS的应用，可以对沿线各种设备进行监测和评价，指导日常的维护与管理，主要包括：信息查询和分析、灾害的预测与监测、灾害的防治与决策、防护工程的优化设计等。

1. 图　形

按图层，铁路沿线边坡数据管理系统的图形可分为：地形图、地物图、铁路设备图、地层分布图、地质构造图、滑坡图、泥石流图、崩塌图等。

2. 工程数据表

和铁路设备图上对应的数据表，其中和路基工程有关的有路堤、路堑的几何数据、路基的各种加固工程设计和加固效果数据、地质灾害的防护工程设计和防护效果数据等。

3. 地质数据表

和地质图(地层分布图、地质构造图)、地质灾害图(滑坡图、泥石流图、崩塌图)相对应的各地质要素的详细数据,主要有地层的地质年代、地质成因、地层和构造的产状、岩土的物理力学参数等。

4. 信息查询和分析

原始的数据表,以对象的自然属性分类,对图形上要素属性和相关数据的查询,可以在图形上用鼠标点击得到。在想得到综合性的信息时,就需要对相关的数据进行分析才能得到。例如,想得到沿线设备的运行状态、日常维护的工作进展、路堤或路堑边坡的稳定状态等,可通过MapBasic 的应用程序实现。

5. 灾害的监测与预测

对铁路沿线崩塌落石、滑坡、泥石流等地质灾害进行信息布控监测,通过地质物理力学模型,经过积累和延伸,就可形成长年动态监测数据的发送、接收、处理、预测系统。

6. 灾害的防治与决策

采用指标体系和关系体系相结合的信息序列方法,研究沿线地形、地貌、地层、岩性、地质构造、自然地质现象、工程地质特征、水文地质条件等的数字化特征和数字化方法,建立地质灾害数字化模型。

在工程地质数据的采集、资料的分析与描述、概念和预测模式的建立、模式的验证、未来变化趋势预测等方面,形成一种循环的、反馈式的程序,模式的验证需新资料的不断输入、新概念和新方法的建立,对老概念老方法的不断修改,反过来,这些模式往往又为研究新问题所需的观测提供新的见解。这不只是在计算机上实现了资料的自动存取,更重要的还在于对问题研究的系统化,能从多方面长期积累资料的对比研究中得到有意义的结果。

鉴于本书的重点在铁路岩石边坡,所以,对岩石边坡的稳定状态分析分专节加以讨论。

5.2 岩石边坡的因素构成和稳定性权重体系

地质体、内外地质作用、生态环境、工程环境、气候环境等组成的边坡稳定性系统,按层次结构分析方法,制订出边坡稳定性层次权重体系。岩石边坡稳定性层次结构和相应的权重体系能充分地表达边坡岩体的各种特征及其相互间的关系与联系。利用地质体中定量的、定性的、隐涵的对稳定性有影响的各种信息及信息之间的结构关系,将人们工程活动的经验系统化、条理化;权重体系统一了可定量的数值数据和不可定量的等级数据,能最大限度地反映各种数据的固有特征和充分利用工点的特征信息,因而对地质体和各种现象的覆盖程度大大提高。

在岩石边坡稳定性层次权重体系中,许多因素都划分为不同的类型或等级,例如地层结构按它们的空间组成分为单一硬岩、多层硬岩、软硬层相间岩、多层软岩、单一软岩 5 类。岩体结

构可表示为整体结构、块状结构、层状结构、薄层结构、镶嵌结构、层碎结构、碎裂结构7类。两种因素的不同类型或等级的组合，对岩石边坡稳定性的影响也会不同。例如岩体同为块状结构，而地层岩性一个为单一硬岩，另一为多层硬岩，那么这个"块状结构"对岩石边坡稳定性的作用就会不同。在下面的分析中，把一组以类型或等级表示的元素，看成一个集合。这个集合的全体就表示了这个因素。例如整体结构 …… 碎裂结构的全体就表示了岩体结构这个因素。为了区分因素和类型等级元素，引入如下定义：

定义 1 设在 X 支配下的 m 个元素 X_1^-，X_2^-，…，X_m^-

若 $X_k \neq \varnothing \quad (k=1,2,\cdots,m)$ 且 $\bigcap_{k=1}^{m} X_k = X$

则称 $X_1^-, X_2^-, \cdots, X_m$ 为 X 的基本构成元素。

定义 2 设在 X 支配下的 m 个元素 X_1^-，X_2^-，…，X_m^-

若 $X_k \neq \varnothing \quad (k=1,2,\cdots,m)$ 且 $X_i \cap X_j \neq \varnothing$，$i \neq j$，$i=1,2,\cdots,m$；$j=1,2,\cdots,m$ and $\bigcup_{k=1}^{m} X_k^- = X$

则称 X_1^-，X_2^-，…，X_m^- 为 X 的类型构成元素。

图 5-1 是一种岩石边坡稳定性分析的层次结构，它的基本构成层为岩体、地形和影响因

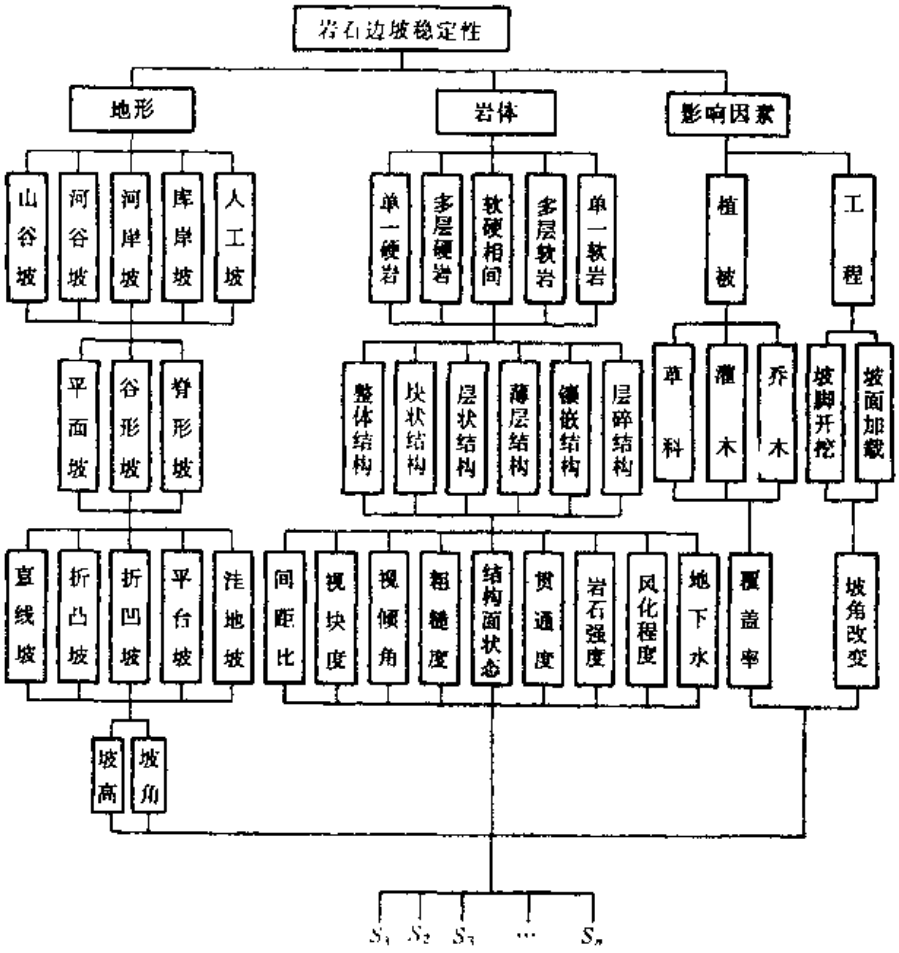


图 5-1 岩石边坡稳定性分析层次结构图

素。其中岩体是它的核心，地形是它的外部表现，把通过岩体和地形对稳定性产生作用的因素归纳到影响因素中去。它是一个递阶层次结构，在三个构成因素下形成三个相对独立的分支。上层元素对下层元素起支配作用，而不考虑下部对上部层的反馈作用。各因素的表征均以与边坡稳定性的关系为依据，对各因素的表征尽可能采用目前通用的表示方法，但也不拘泥于此，在某些方面作了调整、合并或以混合方式表示。

在吸收前人对岩石边坡研究成果的基础上，按两两比较的比例标度来计算权重。在一个平行层中，若有 n 个元素，按对稳定性的构成或影响强度进行两两比较，进行 $n(n-1)/2$ 次，就可形成一个 n 阶的正互反判断矩阵。在作判断时，对于基本构成因素和指标，仅考虑因素对准则的构成关系。对一组等级因素除对准则的构成关系外，还有强度序列问题，故这里在比较中，按"稳定性好 → 不稳定"的序列，比较每两个等级因素在引起边坡失稳时作用的强度。若上层有 m 个元素，下层有 n 个，那么就形成了 m 个 n 阶的判断矩阵，对每个判断矩阵，计算其右特征向量，将其归一化后作为在上层元素支配下，下层元素的权重向量。

例如在目标层下，形成一个 3 阶的判断矩阵。

	地形	岩体	影响因素
地　形	1	$\frac{1}{7}$	4
岩　体	7	1	9
影响因素	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{9}$	1

由此可得到目标层下三个构成因素的权重向量 $W^{(2)}=(0.1623,0.7784,0.0592)^T$。为了计算上的方便(矩阵的阶次减小)，在构成层下，可按三个分支分别进行。要说明的是，在下面的分析中使每个分支中每层的权重总和为 1，而总的层次结构中每层中元素权重值的总和就不等于 1。在应用中，通常只注意工点之间相对综合权重的大小。所以，这样的处理方法并不会影响最终分析结果。

5.2.1　地形的权重

地形下一层为地貌单元，它分为山谷边坡、河谷边坡、河岸边坡、库岸边坡、人工开挖边坡五类，形成一个 5 阶的判断矩阵，由此得地形(稳定性)准则下地貌单元各因素权重 $P^{(3)}=(0.0801,0.1345,0.3535,0.2536,0.1783)^T$；其下为边坡的形态分类，横向形态(等高线方向)分为平面坡、谷形坡、脊形坡三类，形成 5 个 3 阶的判断矩阵，由此得地貌单元各因素(稳定性)准则下坡面横向形态各因素权重 $P^{(4)}$(3 × 5 阶)，如表 5-1 所示；纵向形态(垂直等高线方向)分为直线坡、折凹坡、折凸坡、平台坡、洼地坡五类，形成 3 个 5 阶的判断矩阵，由此得坡面横向各因素(稳定性)准则下坡面纵向形态各因素权重 $P^{(5)}$(5 × 3 阶)，如表 5-2 所示；再下为坡高和坡角 2 个指标，形成 5 个 2 阶的判断矩阵，由此得坡面纵向各因素(稳定性)准则下地形指标权重 $P^{(6)}$(2 × 5 阶)，如表 5-3 所示。

表 5-1　地貌单元各因素(稳定性)准则下
坡面横向形态因素权重($P^{(4)}$)

因素 \ 准则	山谷坡	河谷坡	河岸坡	库岸坡	人工坡
平面坡	0.3196	0.3108	0.2873	0.2969	0.2567
谷形坡	0.1220	0.1958	0.2252	0.1634	0.2299
脊形坡	0.5584	0.4934	0.4875	0.5396	0.5134

表 5-2　坡面横向各因素(稳定性)准则下
坡面纵向形态因素权重($P^{(5)}$)

因素 \ 准则	平面坡	谷形坡	脊形坡
直线坡	0.1993	0.1059	0.1877
折凹坡	0.1453	0.1563	0.1532
折凸坡	0.3836	0.2979	0.4591
平台坡	0.0989	0.1629	0.1009
洼地坡	0.1728	0.2770	0.0991

表 5-3　坡面纵向各因素(稳定性)准则下地形指标权重($P^{(6)}$)

因素 \ 准则	直线坡	折凹坡	折凸坡	平台坡	洼地坡
坡高	0.4116	0.5884	0.5262	0.6667	0.4444
坡角	0.5884	0.4116	0.4738	0.3333	0.5556

5.2.2　岩体的权重

岩体下一层为地层岩性，它的表示以岩性空间组成为依据，硬岩指的是饱水单轴抗压强度大于 30 MPa 的岩石，软岩指的是饱水单轴抗压强度小于 30 MPa 的岩石。按它们的空间组成分为单一硬岩、多层硬岩、软硬层相间岩、多层软岩、单一软岩五类，形成一个 5 阶的判断矩阵，由此得岩体(稳定性)准则下地层岩性单元各因素的权重 $Q^{(3)}=(0.1468,0.1638,0.2183,0.2405,0.2306)^T$；地层岩性的下一层为岩体结构层，其表示为整体结构、块状结构、层状结构、薄层结构、镶嵌结构、层碎结构、碎裂结构七类，形成 5 个 7 阶的判断矩阵，由此得地层岩性单元各因素(稳定性)准则下岩体结构单元各因素的权重 $Q^{(4)}$(7×5 阶)，如表 5-4 所示；指标层分为岩体结构、最不利结构面和其它指标三组 9 个具体指标，其中视块度为坡面走向、倾向、垂向结构面间距的几何平均值，间距比为垂向、坡面倾向结构面间距的比值。在岩体结构下形成 7 个 9 阶的判断矩阵，由此得岩体结构各因素(稳定性)准则下岩体指标权重 $Q^{(5)}$(9×7 阶)，如表 5-5 所示。

表 5-4　地层岩性单元各因素(稳定性)准则下岩体结构单元各因素的权重($Q^{(4)}$)

因素 \ 准则	单一硬岩	多层硬岩	软硬相间	多层软岩	单一软岩
整体结构	0.0770	0.0920	0.1222	0.1042	0.1137
块状结构	0.1138	0.1205	0.1325	0.1252	0.1359
层状结构	0.1255	0.1313	0.1268	0.1381	0.1422
薄层结构	0.1425	0.1423	0.1476	0.1417	0.1451
镶嵌结构	0.1670	0.1632	0.1522	0.1591	0.1520
层碎结构	0.1733	0.1674	0.1565	0.1623	0.1540
碎裂结构	0.2009	0.1833	0.1621	0.1694	0.1571

表 5-5　岩体结构单元各因素(稳定性)准则下指标的权重($Q^{(5)}$)

因素 \ 准则	整体	块状	层状	薄层	镶嵌	层碎	碎裂
垂横向间距比	0.1226	0.1344	0.0917	0.0759	0.1146	0.1015	0.1166
视块度	0.1291	0.1366	0.1233	0.1283	0.1124	0.0969	0.1163
视倾角	0.2052	0.1947	0.2271	0.2510	0.1417	0.1616	0.1500
粗糙度	0.0344	0.0387	0.0369	0.0312	0.0590	0.0508	0.0744
结构面状态	0.1523	0.1450	0.1755	0.1541	0.1475	0.1673	0.1018
贯通度	0.1608	0.1389	0.1464	0.1246	0.1509	0.1443	0.1674
岩石强度	0.0765	0.0821	0.0767	0.0878	0.0867	0.0760	0.0582
风化程度	0.0428	0.0460	0.0469	0.0517	0.0629	0.0507	0.0342
地下水	0.0762	0.0834	0.0755	0.0924	0.1244	0.1449	0.1812

5.2.3　影响因素的权重

影响因素包括植被和工程环境，由于主要讨论岩石边坡，坡面基岩一般大多裸露，所以植被的影响主要为根劈作用，以及植被通过地下水，风化的间接影响。按植被的类型分为草科、灌木、乔木三类，其指标为植被覆盖率。工程环境的影响主要考虑坡角的开挖和坡面加载因素，当坡角开挖时，指标为坡角改变值，表示开挖后坡角与原始坡角之差。坡面有荷载时，把荷载按岩体自重换算为坡高增加后，计算坡角的改变值。

影响因素的植被、工程因素的权重为 $R^{(3)}=(0.1667,0.8333)^T$；植被因素下植被三种类型和工程两个构成因素的权重为 $R^{(4)}$(5 × 2 阶)

$$R^{(4)}=\begin{bmatrix}0.0953 & 0.2499 & 0.6548 & 0.0000 & 0.0000\\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.7500 & 0.2500\end{bmatrix}^T$$

植被指标和工程指标的权重为 $R^{(5)}$(2 × 5 阶)

$$R^{(5)}=\begin{bmatrix}1.0000 & 1.0000 & 1.0000 & 0.0000 & 0.0000\\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 & 1.0000\end{bmatrix}$$

5.2.4 工点相对指标的权重

工点指标是指能直接测量或试验得到的数据。例如,坡面走向、倾向和垂向三个方向结构面的线密度(单位测线上的结构面个数),取其线密度的倒数作为三个方向上(d_x,d_y,d_z)的间距,则

$$\text{垂横间距}=\frac{d_z}{d_y}$$

$$\text{视 块 度}=\sqrt[3]{d_xd_yd_z}$$

视倾角、粗糙度、结构面状态、贯通度是指对边坡影响最大的一组结构面而言,其中粗糙度按巴顿的标准描述和记录。

对于风化程度等宏观指标或定性指标,根据方便和习惯的分级,对每个等级用两两对比或直接比例标度法,计算出每个等级(相对该指标,相当于增加一个层次)的权重,对于具体工点来说,取与该工点相匹配的指标分级的权重,作为该工点相对该指标的权重。

在已有的研究文献论述中,有许多地质因素对岩体分类影响的研究成果,有些是实际资料的统计结果,有些是专家经验的总结。如果能应用这些成果,建立层次结构的权重,这对于吸收更多实际工程信息与专家经验,以及和以往方法的衔接上都是有益的。例如参照 Bienawski(1979) 提供的岩体地质力学分类中对结构面和地下水的分级,将其标度改为和本文统一的序列后,归一化得权重见表 5-6、表 5-7。根据对风化程度的等级划分,分别给出权重见表 5-8。

表 5-6 结构面状态分级的权重标度

结构面状态	表面很粗糙 未分离未风化	表面粗糙 分离<1 mm 轻微风化	表面稍粗糙 分离<1 mm 风化严重	表面平滑或断开 泥厚<5 mm 或 分离 1~5 mm	软夹层厚 >5 mm 或分离 >5 mm
本氏分级	30	25	20	10	0
权 重 值	0.0000	0.1667	0.3333	0.6667	1.0000

表 5-7 地下水分级的权重标度

地下水状态	完全干燥	湿 润	潮 湿	裂隙渗水	泉水出露
权 重 值	0.0000	0.0667	0.5333	1.0000	0.7333

注 ① 在坡面裂隙渗水或既有裂隙渗水又有泉水出露的状态权重为 1;
② 只有泉水出露的状态,地下水已形成固定的通道,其对稳定性的影响要小于裂隙渗水。

表 5-8　风化程度分级的权重标度

风化程度	未风化	微风化	强风化	中等风化	全风化
强度降低比	1	3/5	1/2	1/10	1/50
权　重　值	0.0000	0.0136	0.0816	0.3878	1.0000

第 i 个工点相对于第 j 个指标，可取得数值型数据指标的权重为

$$p^{(s)} = \frac{|x_{ij} - x_j^*|}{x_{ja} - x_{jb}} \tag{5-1}$$

上式中 x_{ij} 为 i 工点第 j 指标的取值，x_{ja}、x_{jb}分别为 n 个典型工点 j 指标的最大值和最小值，若指标的大小序列和目标的大小序列一致，则 $x_j^* = x_{jb}$，反之 $x_j^* = x_{ja}$。表 5-9 给出了 13 个指标值的极差范围。

表 5-9　13 个指标值的极差范围

坡　高	坡角	间距比	视块度	视倾角	粗糙度	充　填	贯通度	回　弹	风　化	地下水	植　被	坡角改变
0～100	0～90	0～1	0～20	0～45	0～20	0～1	0～1	0～50	0～1	0～1	0～1	0～90

5.2.5　突变权重

上面的权重体系都是依存于层次结构关系的，它伴随着系统的结构一起确定。但在实际上，可能由于其中某一因素受到严重程度的影响，即便是其它因素的影响并不严重，边坡的稳定情况也会有很大变化。例如最不利结构面的倾角超过一定的阈值时，边坡的稳定性就可能严重恶化。也就是说，一子系统的指标相对目标的权重，不仅受层次结构的制约，还与它本身取值大小有关。

设最不利结构面的视倾角、贯通度、粗糙度、结构面状态 4 个指标相对上一子目标的权重为 $Q_h(h = 5,6,7,8)$，则它的变权系数定义为

$$K = \lambda g\left(\frac{x_5}{x_\phi}\right)^2 \tag{5-2}$$

其中，x_ϕ 为结构面的基本摩擦角；x_5 为该工点结构面视倾角；g 为该工点结构面的贯通度；λ 为结构面的敏感系数(取摩擦角降低的倍数)，由表 5-10 取得。

若 $K>1$，把 $K \times Q_h(h = 5,6,7,8)$ 作为该工点最不利结构面修正后的权重，若 $K \leqslant 1$，则不作修正。

表 5-10　最不利结构面(顺坡出露)敏感系数表

结构面状态	未风化或风化轻微	风化严重	风化严重且有少量泥质充填	有连续的泥充填，充填厚度 <5 mm	软夹层厚度 >5 mm
敏感系数 λ	1	2	3	4	5

5.3 边坡稳定性综合排序

5.3.1 工点指标的综合权重

由于图 5-1 中的 3 个分支相对独立，按递阶层次的综合权重计算方法，可以分别计算它们的综合权重

$$W_1^{(Z)} = P^{(6)}P^{(5)}P^{(4)}P^{(3)}W_1^{(2)} \tag{5-3}$$

$$W_2^{(Z)} = Q^{(5)}Q^{(4)}Q^{(3)}W_2^{(2)} \tag{5-4}$$

$$W_3^{(Z)} = R^{(5)}R^{(4)}R^{(3)}W_3^{(2)} \tag{5-5}$$

由上面得到的指标相对目标(边坡稳定性)的权重，是综合了各构成因素和分类因素后的权重。坡高、坡角的综合权重，由式(5-3)得 $W_1^{(Z)} = (0.0842, 0.0781)^T$。岩体的 9 个指标的综合权重，由式(5-4)得 $W_2^{(Z)} = (0.0837, 0.0927, 0.1455, 0.0383, 0.1150, 0.1150, 0.0601, 0.0377, 0.0904)^T$。植被覆盖率、坡角改变率的综合权重，由式(5-5)得 $W_3^{(Z)} = (0.0099, 0.0494)^T$。

n 个工点稳定性(相对于目标)的合成权重为

$$W = P^{(1)}\begin{bmatrix} W_1^{(Z)} \\ W_2^{(Z)} \\ W_3^{(Z)} \end{bmatrix} \tag{5-6}$$

5.3.2 工点指标的分类权重

从上面指标的综合权重计算过程可以看出，它把构成因素和等级因素没有区分，在平行层上施行加法运算，上下层上施行乘法运算。实际上，对于一具体工点，它只与一组等级因素中的一种元素相匹配。对这种情况如不加区别，就会使工点的个体特征信息掩盖，从而使工点之间的差别反映不突出。为了尽可能地保存工点的个体特征，对 $i = 1, 2, \cdots, n$ 指标的分类权重定义为

$$f_{ij} = p_i^{(6)}(A_5 p_i^{(5)})(A_4 p_i^{(4)})(A_3 p_i^{(3)})W_j^{(Z)} \qquad (j = 1, 2) \tag{5-7}$$

$$f_{ij} = q_i^{(5)}(B_4 q_i^{(4)})(B_3 q_i^{(3)})W_j^{(Z)} \qquad (j = 3, 4, \cdots, 11) \tag{5-8}$$

$$f_{ij} = W_j^{(2)} \qquad (j = 12, 13) \tag{5-9}$$

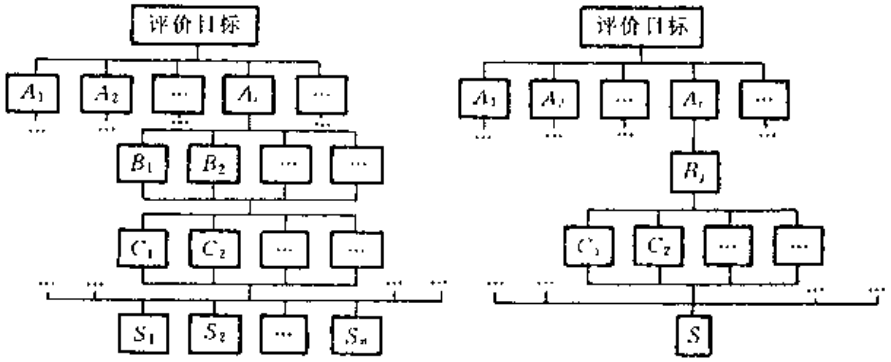
由于一组等级因素的权重都归一化了，划分越细，权重分割就越小，为了消除等级元素数目多少的影响，等级元素的权重乘以该组元素的划分数。这里 $A_3 = 5$，$A_4 = 3$，$A_5 = 5$ 表示地形分支各相应层的划分；$B_3 = 5$，$B_4 = 7$ 表示岩体分支各相应层的划分。式(5-7)、(5-8)、(5-9)可以写成

$$f_{ij} = 75 p_i^{(6)} p_i^{(5)} p_i^{(4)} p_i^{(3)} W_1^{(Z)} \qquad (j = 1, 2) \tag{5-10}$$

$$f_{ij} = 35 q_i^{(5)} q_i^{(4)} q_i^{(3)} W_2^{(Z)} \qquad (j = 3, 4, \cdots, 11) \tag{5-11}$$

$$f_{ij} = W_j^{(2)} \qquad (j = 12,13) \tag{5-12}$$

计算过程相当于从一个总的层次关系图〔图 5-2(*a*)〕中得到一个具体工点的评价关系图〔图 5-2(*b*)〕。在一组类型构成元素中，一个具体工点只和其中之一相匹配(例如 B 因素中的 B_j)。把图 5-2(*a*) 中和该工点不相匹配的元素删去，就得到和 S 相对应的层次关系，如图 5-2(*b*)。这样，一个具体工点就和一个层次模式相对应。



(*a*) 总的层次信息评价模式　　(*b*) 某工点的层次信息评价模式

图 5-2　层次信息评价模式示意图

5.3.3　边坡稳定性的综合排序

有 n 个工点，若按式(5-6)得 $W = (w_1, w_2, \cdots, w_n)$，对 $(w_1, w_2, \cdots, w_n)$，从小到大排序，得 $W^* = (w_1^*, w_2^*, \cdots, w_n^*)$。相应的工点也就按稳定性从好到差的顺序，排成一个序列 $(D_1^*, D_2^*, \cdots, D_n^*)$。同样，按式 (5-7)～(5-9) 得分类综合权重 $F = (f_1, f_2, \cdots, f_n)$，也可得到相应工点稳定性排序 $(S_1^*, S_2^*, \cdots, S_n^*)$。通过对焦柳、宝成、湘黔等铁路岩石边坡的对比分析得出的结论为：用分类综合权重所得到的稳定性排序，更能反映边坡的实际稳定状态。

5.4　基于层次权重的稳定性模糊综合评判

5.4.1　边坡稳定性的综合分类

岩土体在其发育演变过程中，一般都经受了暴雨、地震、振动等集中力的作用，有些已破坏，有些并没有发生破坏。在没有发生破坏的岩土体中，所经受的影响则累积在岩体中，只能在它发育到一定的程度时，在某个突然因素的诱发下，才可能失稳。由于地形、地质等条件的不同，所以对一具体的地质体，除了分析目前的稳定状态之外，还应对灾害发生时诱发因素及强度作出判断，在防护与整治中，才有可能有的放矢，胸中有数。

把边坡岩体分为三种状态，即{永久稳定，中远期失稳，近期失稳}：

永久稳定　在工程使用期限内不会发生破坏，无需做任何防护工程。

中远期失稳　在工程完工后二十年内不会发生破坏，近期不需做防护工程。

近期失稳　在近期可能发生破坏，需要及早修建防护工程。

5.4.2 指标相对稳定性分类的隶属函数

对于工点各指标值都作了标准化处理，而且其数值序列和稳定性序列的方向是一致的，所以就可以采用统一的隶属函数

$$\mu_1(u)=\begin{cases}1 & u\leqslant 0.33\\ 1-\dfrac{u-0.33}{0.167} & 0.33<u\leqslant 0.5\\ 0 & u>0.33\end{cases} \tag{5-13}$$

$$\mu_2(u)=\begin{cases}0 & u\leqslant 0.33\\ \dfrac{u-0.33}{0.167} & 0.33<u\leqslant 0.5\\ 1-\dfrac{u-0.5}{0.167} & 0.5<u\leqslant 0.67\\ 0 & u>0.67\end{cases} \tag{5-14}$$

$$\mu_3(u)=\begin{cases}0 & u\leqslant 0.5\\ \dfrac{u-0.5}{0.167} & 0.5<u\leqslant 0.67\\ 1 & u>0.67\end{cases} \tag{5-15}$$

这里 $u=p_{ij}(i=1,2,\cdots,n$ 为 n 个工点。$j=1,2,\cdots,m$ 为 $m=13$ 个指标）为边坡工点指标的标准化值。

5.4.3 工点的稳定性综合分类

对 n 个工点，由多层次权重表得各工点稳定性分类权重，并按工点归一化处理后得分类权重矩阵 W，由式(5-13)、(5-14)、(5-15)得隶属函数矩阵 B，工点稳定性的综合分类隶属度 C 为

$$C=WB \tag{5-16}$$

这里 $W=(w)_{n\times m}$，w_{ij} 为第 i 个工点第 j 个指标的权重；$B=(B_1,B_2,\cdots,B_n)$，$B_i=(b)_{13\times 13}$，b_{jk} 为第 i 工点第 j 个指标对 k 类的隶属函数。按最大隶属原则，第 i 个工点稳定性的综合分类由下式确定

$$S_i=\{k\,|\max(c_{ij}),k=1,2,3\} \tag{5-17}$$

5.5 应用举例

在铁路边坡信息系统中，根据边坡地质体的特征和破坏类型建立岩石边坡数据库，以相应的数据项来描述影响边坡稳定的影响因素。当输入新的工点资料后，评判程序计给出该工点的稳定类别并存入稳定类别字段中。在“稳定类别 = 近期失稳”的条件下，按破坏的主要因素对数据库中的工点检索。按“主要结构面视倾角 $>10°$ 且贯通度 >0.80”，检索出的工点即为

顺层的破坏工点。按“主要结构面视倾角 >70°且贯通度>0.80”，检索出的工点即为倾倒破坏的工点。按“岩体结构为镶嵌、层碎、碎裂结构的岩体”，检索出的为坍塌工点。

例如，焦柳线 K1326+350～K1326+500，地形因素为“人工坡—脊形坡—折凸坡”，岩体因素为“多层硬岩—层碎结构”，影响因素为“灌木—开挖坡脚”，查相应的分类权重表，得13个指标的权重为(0.2691，0.2423，0.0758，0.0724,0.1207,0.0424,0.1249,0.1078,0.0567,0.0379,0.1082,0.0074,0.0741)；突变权重系数$K=3*1.0*(32/40)^2=1.92$,13个指标的权重变为(0.2691,0.2423,0.0758,0.0724,0.2317,0.0814,0.2398,0.2070,0.0567,0.0379,0.1082,0.0074,0.0741)；将其归一化后的该工点的权重$W=(0.1579,0.1422,0.0339,0.0425,0.1360,0.0478,0.1407,0.1215,0.0333,0.222,0.635,0.0043,0.0435)$。13个指标值为$(90,58,0.2000,1.000,32,6,0.6663,1.0,16,0.0816,0,20,18)^T$，将其标准化和数值序列转化后得$(0.9,0.6444,0.200,0.05,0.7111,0.7,0.6663,1.00,0.68,0.0816,0.0,0.20,0.20)^T$，代入式(5-13,5-14,5-15)得隶属函数B。

$$C=WB=(0.1920,0.01741,0.7906)$$

按最大隶属原则

$$S_i=\{k|\max(c_{ik}),k=1,2,3\}=\{3\}=\{\text{近期失稳}\}$$

该工点是1990年发生的一个滑坡工点，实际上滑坡延长只有50 m，滑坡方量为19 753 m^2。另外100 m的工程地质条件和滑坡处相似，预测还有发生滑坡的可能，已做了防护工程。

参 考 文 献

[1] 蒋爵光主编. 铁路工程地质学. 北京：中国铁道出版社，1991

[2] 晏同珍. 水文工程地质与环境保护. 武汉：中国地质大学出版社，1994

[3] 胡厚田. 崩塌与落石. 北京：中国铁道出版社，1989

[4] 胡厚田. 崩塌分类的初步探讨. 铁道学报，7 卷，2 期，1985

[5] 胡厚田，陈彪. 崩塌落石区段预测方法的研究. 铁道学报，18 卷，第 4 期，1996

[6] 胡厚田. 崩塌落石综合预测方法的研究. 铁道工程学报，总第 50 期，1996

[7] 徐峻龄. 黄茨大型滑坡的预报及其理论和方法. 铁道工程学报，总第 50 期，1996

[8] 交通部第一铁路勘测设计院. 铁路工程地质手册. 北京：人民交通出版社，1975

[9] 铁道科学研究院西北研究所. 滑坡防治. 北京：人民铁道出版社，1977

[10] 谷德振. 岩体工程地质力学基础. 北京：科学出版社，1979

[11] 邓聚龙. 灰色预测与决策. 武汉：华中理工大学出版社，1986

[12] 冯德益，楼世博等. 模糊数学方法与应用. 北京：地震出版社，1983

[13] 吕小平，胡厚田，李伟昭. 铁路边坡数据库管理系统的研究. 路基工程，总第 43 期，1992

[14] 胡厚田，吕小平. 硬质岩坡崩塌发生概率的计算机模拟. 第四届全国工程地质大会论文集. 北京：海洋出版社，1992

[15] 吕小平，胡厚田. 铁路边坡崩塌评判系统的研究. 西南交通大学学报，1 期，1993

[16] 吕小平. 岩石边坡稳定性层次类比评价方法. 工程地质学报，1 期，1994

[17] 胡厚田. 成昆线共和—尼日岩质边坡崩塌落石强度等级预测的研究. 西南交通大学学报，1 期，1989

[18] 韩会增等. 膨胀土边坡坍塌预测，滑坡文集第 9 集. 北京：中国铁道出版社，1992

[19] 李秉生，韩会增等. 用判别分析法进行膨胀土路堑边坡稳定分析与设计. 西南交通大学学报，4 期，1988

[20] 韩会增，吕小平. 土质边坡坍塌灾害的预测. 中国地质灾害与防治学报第 6 卷，1 期，1995

[21] 邹开其，徐扬. 模糊系统与专家系统. 成都：西南交通大学出版社，1989

[22] 吕小平，胡厚田. 铁路边坡稳定性评判系统的研究. 铁道学报，1993(1)

[23] 晏同珍. 滑坡预测预报的基础及我国主要滑坡岩组特征的确定. 地球科学，1985，10(1)：9～19

[24] 晏同珍，殷坤龙. 滑坡系统静动态规律及斜坡不稳定性空时定量预测. 地球科学，1989，14(2)：117～133

[25] 殷坤龙，晏同珍. 汉江河谷旬阳段区域滑坡规律及斜坡不稳定性预测. 地球科学，1987，12(6)：631～638

[26] 秦四清，张倬元，王士天. 滑坡时间预测的非线性动力学方法. 水文地质工程地质，1993，(5)：1～4

[27] 易顺民，唐辉明. 滑坡分维特征及其预测意义. 工程地质学报，1994，2(2)：48～53

[28] 陈明东，王兰生. 边坡变形破坏的灰色预报方法. 第三届全国工程地质大会文集(下). 成都：成都科技大学出版社，1988. 1226～1232

[29] 张倬元，黄润秋. 岩体失稳前系统的线性和非线性状态及破坏时间预报的“黄金分割数法”，第三届全国工程地质大会文集(下). 成都：成都科技大学出版社，1988. 1233～1240

[30] 文宝萍. 滑坡预测预报研究现状与发展趋势. 地学前缘，1996，3(1～2)：86～92
[31] 于济民. 滑坡时间预报理论与报警装置. 滑坡文集(第十集). 北京：中国铁道出版社，1993：13～18
[32] 刘铁良. 时间序列分析在苏联滑坡活跃时期预报中的应用. 滑坡文集(第十集). 北京：中国铁道出版社，1993：19～27
[33] 陈自生. 滑坡的临滑预报及其实现途径. 滑坡文集(第十集). 北京：中国铁道出版社，1993：27～32
[34] 秦四清，张倬元，王士天. 滑坡时间预报的突变理论及灰色突变理论方法. 大自然探索，1993，12(4)：62～67
[35] 徐峻龄，廖小平，李荷生. 黄茨大型滑坡的预报及其理论和方法. 中国地质灾害与防治学报，1996，7(3)：18～25
[36] Sridevi Jadi，S. Sarkar. 斜坡不稳定性分类的统计模型. 世界地质，1997，16(1)：83～88
[37] J. 查孔等. 利用GIS编绘大比例尺滑坡灾害图的方法. 地质科技动态，1996，(9)：5～7
[38] F. Brunori 等. 地质学中的地理信息系统GIS应用于工程地质编图. 工程地质学新进展. 北京：地质出版社，1989：76～85
[39] 孙景恒，李振明，苏万益. Pearl 模型在边坡失稳时间预报中的应用. 中国地质灾害与防治学报，1993，4(2)：36～41
[40] 王学仁. 地质数据的多变量统计分析. 北京：科学出版社，1982
[41] 杜其仁，门桂珍. 数学地质基础与方法. 北京：煤炭工业出版社，1979
[42] 贺仲雄. 模糊数学及其应用. 天津：天津科学出版社，1983
[43] 曹禧兴. 局地天气预报的数据分析方法. 北京：气象出版社，1983