

第 1 章 绪 论

1.1 问题的提出

近年来，国内基础设施建设得到迅猛发展，大量的交通道路工程向山区修筑，由于道路建设标准的提高，不可避免地出现了大量的顺层路堑边坡^[1, 2]。正在修建的南（宁）—广（州）高速铁路桂平至肇庆东段，线路正线总长 284.92 km，路堑总长 76.30 km，其中顺层 47 处，总长 8.72 km，占路堑总长 11.42%。已建成的宜（昌）—万（州）铁路，线路总长 378 km，出现顺层路堑 60 余处，总长约 15 km^[3]。另外已建成的渝怀铁路，线路全长 600 km，出现顺层路堑 249 个，总长约 43.64 km，占路基



(a)



(b)

图 1-1 顺层边坡图片

总长近 15%^[4]。顺层边坡（见图 1-1）开挖处理不当往往容易形成顺层滑坡，给道路施工带来巨大困难。如 20 世纪发生的贵昆铁路大海哨车站滑坡^[5]、成昆铁路铁西滑坡^[6]、宝天铁路柿树林车站滑坡^[7]、万盛至南川铁路猪槽湾滑坡^[8]、湘黔复线沂滩滑坡^[9]及水柏铁路银山滑坡^[10]等都是典型的顺层路堑开挖所至的顺层滑坡。在已建成的重庆万梁高速公路，其 J、K 合同段 K41—K50 近 10 km 范围内，由于顺层边坡开挖引发了二十几处顺层滑坡^[11]。正在建设的南广线桂平至肇庆东段 NGZQ-5、NGZQ-6 标段，自 2009 年开工以来，产生顺层路堑垮塌及滑坡 17 处，总长近 1.63 km，造成大量的经济损失，严重影响施工进度。

顺层路堑滑坡灾害如此频繁发生，其诱因主要存在三个方面。其一为思想认识不足，由于顺层路堑边坡往往坡高相对不高、岩层倾角较缓，现场勘察中往往忽视了其潜在危害，未对其层间低剪切强度的软弱夹层进行足够重视，边坡设计往往按照普通岩石边坡进行。其二为施工操作越规，顺层路堑边坡的预加固以坡脚支挡为主，现场施工中受多方面因素影响，不合理的跳槽开挖及拉槽开挖施工加剧了顺层滑坡的发生。其三为防治设计理论不足，方法有限，设计方案不合理。部分顺层路堑边坡虽然深入勘

察，规范设计，按步施工，但滑坡现象依然发生。

在顺层路堑边坡的预加固设计中，需对潜在滑面的剪切强度参数取值进行重点研究。由于顺层路堑滑坡主要发育在易滑地层中，且潜在滑面是产生层间错动的软弱夹层（多为泥化夹层）^[12]。路堑开挖必然导致岩体松动，加剧层间软弱夹层的错动变形，促使夹层剪切强度产生应变软化效应。由于剪切强度应变软化具有全过程动态变化特征，数学概述与试验取值具有一定的复杂性，准确合理的应变软化剪切强度确定较为困难。传统的做法往往是忽略应变软化效应，无视剪切强度由峰值过渡至残余值的全过程动态变化特征，经验性固定参数取值为主，但是否合理准确往往难以定论。

缓倾角（岩层倾角 $< 35^\circ$ ）顺层路堑边坡一般坡长较长（ $> 100\text{ m}$ ），在预加固设计中主要采为传递系数法计算滑坡推力^[13]。推力计算中滑体纵向取值范围若直至坡顶，则计算推力可能大到无法想象，至无法进行预加固设计。部分学者研究认为^[3]，顺层路堑边坡广泛存在渐进性失稳特征及首段局部破坏模式，且渐进性失稳与层间夹层的应变软化特征有关。如基于该理论，则顺层路堑边坡的预加固范围可缩小至首段局部破坏区。但由于

岩石边坡存在复杂的岩体结构特征，考虑层面应变软化效应的顺层边坡稳定性计算目前尚未深入，缓倾角（岩层倾角 $< 35^\circ$ ）顺层路堑边坡的渐进性失稳机理有待深入研究，使用的首段局部破坏范围计算方法有待系统完善。

针对以上问题，本书以含泥化夹层的缓倾角顺层路堑边坡为研究对象，重点研究顺层路堑边坡层间泥化夹层剪切强度参数应变软化特征取值、结合应变软化理论的顺层边坡稳定性计算方法、顺层边坡渐进性失稳机理、预加固滑体计算范围等顺层滑坡防治关键技术，为该类工程问题合理优化设计提供扎实的理论依据。

1.2 国内外研究现状

1.2.1 泥化夹层剪切强度变化特征研究现状

关于泥化夹层剪切强度的变化特征，目前学者主要从泥化夹层的应变软化特征、水致弱化特征及流变特征 3 个方面进行研究。本书重点关注在剪切应变全过程中的应变软化特征、水对应变软化特征的影响及剪切强度变化的时间效应。

1. 泥化夹层的应变软化特征

关于岩土材料的应变软化特征的概念，由Terzaghi K. (1948)^[14]最早提出，其研究表明，裂隙黏土在应变较小的状态下，土具有较强的抗剪能力。Skempton (1964)^[15]在超固结土室内直接剪切试验中发现，当受剪切超过一定应变后，超固结土抗剪强度会下降。Bishop (1967)提出用于描述应变软化特征的脆性指数 (I_b)，该参数用来描述岩土材料具有应变软化特征的大小。Wood等 (1994)^[16]人利用峰值应力比和当前状态参数的关系来说明细粒土的应变软化现象。沈珠江 (2000)对应变软化机理进行了总结，把应变软化现象归结为减压软化、剪胀软化和损伤软化3类^[17]。层间泥化夹层的应变软化特征同样明显，国内最早 (1979)进行研究的是铁道部科学研究院西北研究所、第三机械工业部勘测公司及冶金部成都勘察公司三家单位^[18]，他们系统地总结20世纪60—70年代国外关于滑带土应变软化特征的描述方法及试验取值过程，并自研了部分试验仪器，其中李妥德、张颖均等 (1979)总结了有关滑带土残余强度的取值影响特征、强度恢复等几个重要问题^[19]。王恭先 (1984)在贵昆铁路大海哨车站顺层滑坡，对泥化夹层滑带进行现场大规模剪切试验^[5]。李守定等 (2007)以三峡库区某顺层滑坡为

例，对顺层层间泥化剪切带发育演化进行了深入分析^[20]。

由于刚体极限平衡分析法难以考虑岩土材料的破坏全过程，以至对应变软化全过程的深入探究也一时难以推广应用，学者大量的研究集中在应变软化发生后残余强度参数的合理取值，包括岩土对象的矿物成分、初始结构、颗粒含量、孔隙水化学成分、应力历史、应力水平、实验剪切速度等因素对残余强度的影响，并建立了大量残余强度与土各种物理参数间的经验关系式。

其中研究最为深入的是物质成分对残余强度的影响，Kenney对黏土的化学成分对残余强度的影响进行了研究^[21]。Moore等研究认为，土的残余强度受孔隙水中盐分浓度的影响较大^[22]。Lupini研究发现，土中黏土含量的增加对黏性土的残余剪切行为和机制产生影响^[23]。由于黏土的塑性指数对残余强度具有影响，Skempton、Voight等人，建立了残余摩擦角与黏土含量、级配、液限及塑性指数之间的经验关系^[24]。Kenney (1967) 提出了塑性指数 I_p 与残余摩擦角之间的关系^[25]。Kanji (1974) 提出了液限 w_L 与残余摩擦角之间的关系^[26]。李青云、王幼麟 (1989) 研究了泥化夹层错动带残余强度的主要因素即比表面 B 和胶结构含量 C ，并建立了经验公式^[27]。

冯夏庭、王泳嘉 (1995) 经过研究后 , 认为 : 泥化夹层的残余强度与其黏粒含量 P 、液限 W_L 、塑性指数 I_P 、比表面积和碳酸盐含量之间的关系不用确定性的函数方程来表达^[28]。王战权、唐春安 (1999) 黏土类泥化夹层以非胶结型结构连接为主^[29]。陆有忠 , 高永涛 (2008) 利用支持向量机 , 综合四参数 (泥化夹层黏粒含量、液性界限、塑性指数、比表面积 (A_s)) 预测了泥化夹层的残余摩擦系数^[30]。

另外 , 部分学者还针对有效法向应力及剪切速率对残余强度取值影响部分进行了一定研究。Skempton建议两者之间全部采用线性关系 , 并给出了相关公式^[31]。Skempton 研究认为 , 当剪切速度较大 ($> 100 \text{ mm/min}$) 时 , 速度对残余强度的影响较大^[32, 33]。Tika 所做的环剪试验研究表明 , 快慢剪的残余强度对比分析中快速剪切的速度效应分为正速度效应、中速度效应及负速度效应 3 种^[34]。

2 . 水对泥化夹层应变软化特征的影响

关于含水量变化对泥化夹层应变软化特征的影响 , 国内外研究均有限 , 北京交通大学张忠平^[35]曾以万梁高速公路 K43 顺层滑坡中滑动带为研究对象 , 得出了不同含水量下的快剪残余强度值。更多的研究集中在水至致

使土材料弱化的机理方面。钱家欢、殷宗泽 (1996) 提出以水膜联结和颗粒胶结作用最大^[36]。李广信 (2004) 认为, 土中含水量的土质矿物在溶解和重析出过程中生成^[37]。杨庆, 栾茂田 (2003) 提出土的内摩擦角主要与土的颗粒结构、大小及密实度等密切相关^[38]。河海大学胡昕博士 (2010) 重点对高液限土和煤系土进行了深入分析, 从结构及粒组成分分析变化的原因^[39]。

3. 泥化夹层的剪切强度时间效应变化特征

岩土流变力学一般认为, 岩土强度随时间的变化会产生衰减, 直至长期强度, 但该结论一直值得商榷^[40]。针对泥化夹层强度随时间的变化特征, 便具有两种观点。最早黎克日、康文法 (1983) 基于陈宗基提出泥化夹层长期强度的确定方法^[41]。肖树芳 (1987) 采用单一试样分级加载的方法试验, 将泥化夹层分为两种蠕变类型, 提出泥化夹层内部会产生微结构硬化和软化不断交替发展的现象^[42]。杨天鸿等 (2008) 建立了老化模型的长期强度取值公式^[43]。朱珍德等 (2009) 得出长期强度低于短期强度, 且黏聚力衰减幅度较摩擦角大^[44]。程强、周德培 (2009) 建议夹层的长期剪切强度取短期剪切强度的 75%^[45]。

然而, 大量的工程实例表明, 产生层间错动的泥化夹层往往具有一定的强度恢复特征, 铁科院西北院李妥德、张颖均 (1979) 最早注意到了该点^[19], 后来任光明、聂德新等 (1995) 对此做了一定的研究, 但其研究仅采取压缩固结法, 未考虑切向剪力对强度特征的影响^[46]。

综上所述, 泥化夹层剪切强度变化特征中, 关于泥化夹层应变软化特征的研究一般与滑带土的研究结合在一起, 研究的出发点为软化现象的表述与内部机理解释。由于工程应用中对稳定性的关注, 且刚体极限平衡计算中无法考虑内部软化过程, 泥化夹层应变软化的研究主要集中在残余剪切强度的影响因子分析及取值的经验方法。关于水对泥化夹层应变软化

特征的影响研究较少，缺少研究进展。关于泥化夹层剪切强度的时间效应，存在强度劣化与强度增长两种观点。

1.2.2 基于应变软化理论的边坡力学行为特征研究现状

20 世纪 80 年代日本的川本基于室内岩石三轴试验，将应变软化曲线简化为三线型^[47]，由此奠定了应变软化特征基本理论的应用模型。伴随着应变软化理论的进步，理论的应用开始在解决岩土工程问题中大显身手，应用始于对复杂岩土体渐进性破坏的深入分析。研究认为，岩土体渐进性破坏现象是岩土材料应变软化特征的表现，Lo 等 (1973) 最先总结了渐进破坏的条件^[48]。A. W. Skempton (1993) 通过对英格兰Carsington土坝溃坝现场进行的详细勘察，并结合现场监测数据，通过室内不同土体的剪切试验分析，认为坝体的最终破坏原因为坝体内部含应变软化特征的黄黏土的强度衰减^[49]。Potts (1990) 对英格兰Carsington土坝黄黏土进行深入分析，利用含应变软化特征的有限元程序，进行数值模拟，并与现场检测情况进行了详细对比分析。

但由于应变软化理论的不完善性，在计算应用过程中需要不断地对模型本构进行创新，大量学者的工作主要集中在新算法的实现及现场工点的验证。殷有泉 (1981) 在等向强化和软化的条件下导出了渐进破坏的弹塑性本构关系^[50]。T. Adachi (1991) 对有限元单元网格大小对计算结果的影响进行了深入研究^[32]。方德平 (1991) 对 1980 年Owen D. R. J. 的有限元程序进行了脆塑性修改^[51]。沈珠江 (1997) 建立了类似孔隙压力产生的方

法来描述应变软化过程的广义孔隙压力模型理论^[17]。侯永峰等(2004)以多次载荷作用后的变形及强度的衰减特征作为软化系数,设定与作用次数有关的软化参数^[52]。D. Sterpi(2004)利用应变软化本构模型对隧道的开挖过程中掌子面破坏进行了三维数值模拟^[53]。Zdenek P. Bazant(2004)从对非局部微尺度的角度建立应变软化本构模型^[54]。F. Varas(2005)利用有限差分软件(FDM)对基于分叉理论的应变软化隧道模型进行了模拟计算^[55]。A. Troncone(2005)建立包含弹塑性本构和非局部弹塑性本构的有限元模型^[56]。Chai J.-C.(2007)建立了基于剑桥黏土模型修改的应变软化本构模型^[57, 58]。E. Conte(2010)通过建立非局部弹塑性应变软化模型,并利用某边坡的开挖渐进性破坏特征进行了验证^[59]。S. L. Wang(2011)建立了一种新的应变软化本构模型的解法^[60]。

通过应变软化本构模型数值方法的不断完善,部分带有较为合理应变软化计算本构模型的商业软件逐步出现,国内学者更多地集中在应用商业软件对复杂问题的处理方面。王学滨、潘一山(2002)利用FLAC对具有应变软化特征的岩石试样在不同应力状态下的力学行为进行了系统研究。张均锋、丁桦(2003)基于FLAC自带的应变软化本构模型,模拟出含裂

隙岩质边坡的渐进性破坏^[61]。王志伟、王庚荪(2004)利用FLAC模拟裂隙性黏土边坡的渐进性破坏^[62]。谭文辉、任奋华(2007)提出利用坡体峰值强度计算最危险滑动面,利用坡体残余强度计算加固设计方案的综合加固设计方法^[63]。施大堃(2010)利用三维ABAQUS中提供的用户子程序开发了应变软化本构模型^[64]。

由于应变软化本构模型的理论特征限制,应变软化性质主要应用在均质岩体材料中,如均质的岩土边坡及地下隧道等,很少在计算过程引入复合节理面单元。对此,E. Eberhardt(2004)针对瑞士1991年发生的Randa滑坡,利用混合元分析程序(ELFEN),模拟了Randa滑坡的前后两次滑动破坏的发生发展过程^[65]。

应变软化特征在有限元计算中的突出效果,使得人们逐渐尝试能否在极限平衡计算中同样引入应变软化特征,Law K.(1978)、Srbulov M. M.(1995)、Miao T.(1999)等率先将岩土的应变软化特征与极限平衡计算方法结合在一起^[66-68]。刘忠玉、陈少伟(2002)基于不平衡推力法,建立Maxwell松弛模型考虑剪切应力随时间的衰减,完成坡体随时间渐进性破坏的实现^[69]。Zhang G.(2005)基于瑞典条分法的基本原理,建立考虑应

变软化关系的土坡稳定性分析方法^[70]。孙强、胡秀宏(2008)建立了一个含两种应变软化本构模型结构面的平面滑动型坡体模型,分析结构面强度及变形参数对坡体稳定性的影响^[71]。

综上所述,应变软化理论的飞速发展及其在岩土工程中的广泛应用,使人们对岩土工程领域的探索更近了一步,促进了整个岩土工程学科的发展。但目前的研究探索依然存在诸多局限性,复杂多变岩土对象依然难以准确描述与分析,特别是含有复杂结构面的岩体工程,深入了解其复杂的渐进性破坏过程依然需要应变软化理论的创新与发展。

1.2.3 顺层边坡失稳机理研究现状

本书仅针对具有缓倾角的顺层边坡失稳机理进行研究,不包括陡倾角顺层边坡发生的溃曲破坏现象。缓倾角顺层边坡(以下均简称顺层滑坡)开挖后产生滑动破坏很早就引起了研究人员的注意,对其失稳机理同样做了一定研究,但坡长较长的长大顺层边坡,由于其潜在危害性大,开挖后失稳破坏机理较为复杂,目前对其进行深入研究的并不多见。以下对顺层边坡开挖的失稳机理进行简要回顾,并深入探讨顺层边坡失稳机理的研究

进展。

铁科院西北所 (1976) 最早提出 , 顺层滑坡主要发育在易滑地层中 , 且层间错动面产状较缓^[72]。徐邦栋 (1980) 总结了一般顺层滑坡的滑动机理 , 认为其包括 4 个阶段 : (1) 滑动处于酝酿期的蠕动阶段 ; (2) 滑动处于挤压阶段 ; (3) 滑坡进入滑动阶段 ; (4) 进入暂时稳定阶段^[73]。张倬元 (1980) 针对缓倾外层状坡体 , 认为斜坡岩体沿下伏软弱面向坡前临空方向滑移 , 并使滑移体拉裂解体^[74]。章拯民 (1994) 通过深入调研及大量计算 , 总结得出顺层滑坡的滑移破坏模式^[7]。

由于缓倾角顺层滑坡的滑面清晰 , 岩体结构相对简单 , 其开挖破坏机理经过前人的深入总结 , 总体上确定了顺层边坡开挖后产生滑移拉裂破坏的主导思想 , 对此后来学者多通过试验方法或者调研分析对其进行修补及完善。李保雄 (2003) 认为红层顺层滑坡一般均经历松动蠕移、失稳滑动和固结压密 3 个阶段^[75]。白云峰、周德培 (2004) 对顺层滑坡的发育环境及分布特征进行了探讨。中科院武汉岩土所陈从新、卢增木等 (2005) 结合大规模室内小比例模型试验 , 得出顺层路堑的主要破坏模式为滑移拉裂破坏 , 且滑动过程为分级破坏^[76]。华中科技大学龚文惠、王平等 (2005)

利用ANSYS有限元程序对顺层路堑的开挖稳定性进行数值模拟^[77]。同济大学张子新、黄昕等(2009)利用室内模型试验方法对层状块裂结构岩体边坡的开挖稳定性进行了研究^[78]。卢海峰(2010)结合层间泥化夹层的长期剪切流变试验结果,建立独立块体稳定性分析公式。^[79]

随着近年来道路交通建设的不断发展,大量的顺层边坡难以避让,遇到的顺层边坡问题主要突出在坡长越来越长,开挖深度越来越深,潜在危害性越来越大。但实际施工及现场调研情况的反馈信息往往显示,顺层边坡开挖后并不一定会整体破坏,往往存在仅局部破坏的现象。由此,部分学者针对顺层边坡开挖后的局部破坏现象进行了一定研究。

刘爱华、王思敬(1994)最早提出平面滑动的岩质边坡存在渐进性局部破坏模式^[80],中铁西北院的朱本珍、马慧民、孙书伟等(2003)分析了顺层滑坡坡体在一定长度范围内产生的局部破坏特征^[81]。国际著名的岩体力学专家E. Eberhardt(2004)针对瑞士Randa岩石边坡的滑移破坏进行了渐进性破坏的仿真分析^[82]。孙强(2011)考虑了边坡在滑体力矩效应,提出了产生顺层边坡局部破坏的部分条件^[83]。胡启军、谢强(2008)总结了关于长大顺层边坡开挖渐进性破坏规律,开创性地提出了由于层间应变软

化现象导致长大顺层边坡产生局部破坏现象的理论机理^[3]。

综上所述，顺层边坡开挖后的失稳机理依然以传统的整体滑移拉裂式为主，但人们逐步认识到顺层边坡广泛存在的渐进性局部破坏特征，然而对其深入研究的较少。胡启军等虽然开创性地提出了由层间泥化夹层的应变软化特征控制长大顺层边坡的渐进性局部破坏，但关于该机理的深入分析没有开展，说服力不强，有待深入研究。

1.2.4 顺层边坡局部破坏范围研究现状

随着顺层边坡的开挖渐进性局部破坏机理的提出，基于此的局部破坏范围如何确定更受到工程界的重视。对此，目前存在多种分析方法并得出了几种计算公式，中铁西北院的朱本珍、马慧民、孙书伟等（2003）结合万梁高速顺层滑坡发育情况，认为 $14^{\circ} \sim 30^{\circ}$ 的岩层倾角最易开挖失稳，且开挖松动区主要集中在开挖深度的2~5倍^[84]。中铁西北院张志强（2003）对此做了更进一步研究，认为开挖后产生变形与滑动的边坡滑动范围为深度的3~4.5倍；开挖后仅产生裂缝变形范围为深度的2~3倍^[85]。西南交通大学冯君等（2005）等通过建立多组小比例地质力学模型，利用开挖卸

荷后的应力松弛区代替开挖后潜在破坏范围，并对顺层边坡开挖松弛区界限的判释设定为坡体松动位移 5 mm^[86]。

刘爱华、王思敬 (1994)^[80]对平面滑动破坏坡体的稳定性及渐进性破坏模式进行分析，并在平面结构力学推导过程中首次引进结构面的剪切强度变化 (峰值强度-残余强度) 通过假设单次应变扩展参数 n ，推导出坡体最终破坏长度计算公式。邓荣贵 (2005)^[87]基于开挖对顺层边坡坡体岩体力学参数损伤的认识，建立含多层岩体结构的顺层边坡开挖局部滑动范围计算公式，得出的开挖后局部破坏长度公式。胡启军等 (2008)^[3]假定长大顺层边坡中层间滑动面的剪应力集中区为潜在局部破坏区域，并结合室内模型试验得到了该区域的经验计算公式。

综上所述，顺层边坡开挖后产生渐进性局部破坏已经得到了学者及工程技术人员的高度重视，且相关人员已进行了深入分析，但目前得出的局部破坏范围计算公式仍存在较大需要改进与完善之处。如在刘爱华及邓荣贵模型中，由于模型均基于几何块体理论推导得出，其中均存在表征开挖后岩体强度参数衰减程度特征参数 (刘模型中的单次应变扩展参数 n ，邓荣贵模型的 a_f 、 a_c 、 a_σ)，该参数取值大小对模型计算结果影响较大，

但作者均未提出规范的取值方法，且模型中假设条件较多。在胡启军的计算公式中，计算参数易取易得，计算方法简单直接，可操作性较强，但该公式尚未考虑对顺层边坡中存在较大影响的层间泥化夹层的强度变化特征，故尚需完善。

1.3 存在的主要问题及拟解决的方法

从国内外研究现状可见，关于泥化夹层应变软化特征及顺层边坡的失稳机理的研究已经取得了大量富有价值成果，但目前主要存在以下 4 点需要深入研究的问题：

1. 顺层边坡层间泥化夹层的剪切强度变化特征

顺层边坡层间泥化夹层是制约边坡稳定性的主要因素，夹层的剪切强度变化特征主要包括应变软化、水致弱化及流变长期强度 3 方面，其中应变软化特征研究较早，但该特征在稳定性计算过程中如何表述、如何取值、如何计算尚未进行深入的研究。水致弱化特征的研究较为普遍，但含水量变化对应变软化的影响至今进展不大。泥化夹层的流变长期强度同样被大量学者重视，但对于具有局部剪切错动效应的泥化夹层，时间效应对剪切

强度的影响趋于有利还是有弊，尚存在争议。由此，顺层边坡层间泥化夹层的剪切强度变化特征尚需从这三个方面进行综合性深入研究。

2. 基于应变软化理论的顺层边坡力学行为特征

由于岩体结构面的应变软化特征难以在数值计算中实现，结合应变软化理论的边坡稳定性分析目前主要集中在均质岩土边坡中。虽然顺层边坡体结构相对简单，且稳定性主控于应变软化特征明显的层间泥化夹层，但基于应变软化理论的顺层边坡力学行为特征尚需开拓性研究。

3. 顺层边坡失稳机理研究

普遍认为缓倾角顺层路堑边坡的滑移失稳机理主要以滑移拉裂式破坏为主，但针对该模式的深入研究程度不够，特别是对于坡长较长的顺层边坡，开挖破坏后边坡是产生整体破坏、局部破坏，还是未发生破坏，暂时还没有准确的评判理论。缓倾角顺层路堑边坡失稳机理有待深入研究。

4. 顺层边坡开挖局部破坏范围的确定

对于顺层路堑边坡产生的滑移拉裂型破坏模式，工程中更加关注边坡潜在失稳的范围值大小，现有的设计规范中仅强调顺层路堑开挖前需要进行预加固，但具体如何预加固设计主要依靠设计人员个人经验。虽然冯君

等提出参照卸荷力学中开挖“松动区”的概念性理论进行设计思考，但其理论基础明显不足。邓荣贵等提出了考虑开挖后岩体结构强度参数损伤弱化特征的失稳范围计算公式，但其参数弱化值过于含糊，不便于实际应用，胡启军等从岩体应力集中段出发提出的首段滑移理论，为解决预加固设计提供了较大帮助，但该理论未考虑滑面岩体强度的变化特征，尚需深入完善。

综上所述，顺层路堑边坡的稳定性分析，存在潜在层间滑带剪切强度变化特征不清、稳定性分析方法不妥、失稳破坏机理不明及失稳破坏范围不定 4 个亟须解决的问题。对此，需要立足于岩体结构，从主控顺层岩体路堑稳定性的层间泥化夹层的强度变化特征入手，采用可以考虑岩体结构特征及结构面强度变化特征的数值方法，对路堑边坡形成过程中主滑面强度的变化特征进行计算分析，系统研究顺层边坡开挖后的失稳机理、破坏模式，准确确定局部滑移破坏范围。其中，关于层间泥化夹层主滑面的剪切强度参数，重点考虑层间剪切错动所致强度参数弱化，利用应变软化理论进行弱化过程的数学力学概括，并基于此对顺层边坡进行系统性的稳定性分析。

1.4 主要研究内容及技术路线

1.4.1 主要研究内容

针对顺层边坡稳定性分析中存在的问题，本书的主要研究内容包括 4 方面，具体如下：

1. 顺层边坡层间泥化夹层剪切强度变化特征试验研究

对不同类型泥化夹层的应变软化特征进行试验研究，重点研究应变软化全过程的数学概化方法，以及规范化的应变软化试验操作步骤及软化参数取值方法，对含水量对应变软化特征的影响及泥化夹层剪切强度的时间效应进行研究，综合对比分析泥化夹层剪切强度的变化规律。

2. 应变软化接触单元本构模型的数值实现及验证

利用有限差分法 (FLAC)，对应变软化本构模型在接触单元中数值实现进行研究，重点研究如何访问 FLAC 软件中链表型数据结构及其修正与反馈方法，并通过直剪实验数值模拟对应变软化接触本构单元的有效性进行验证性研究。

3. 基于应变软化理论的顺层边坡力学行为特征及失稳机理研究

通过建立多接触元顺层边坡数值模型，结合层间应变软化接触本构单

元，系统研究应变软化接触单元对顺层边坡层间应力特征的响应过程，以及应变软化效应的链式传递特征，重点分析顺层边坡的力学行为特征及失稳机理。

4. 顺层边坡首段局部破坏范围研究

基于顺层边坡的渐进性失稳机理，对影响首段局部破坏范围值的各参数因子进行敏感度分析，并进行各主要因子与局部破坏范围值相关性的回归分析，据此对局部破坏范围的理论计算公式及计算步骤进行综合分析。

1.4.2 研究技术路线

本书的研究技术路线遵循室内试验为基础、理论计算为核心、现场监测与调研为补充的翔实路线，具体研究路线如下：

1. 泥化夹层剪切强度变化特征室内试验研究

经资料分析，结合现场调研，按照泥化前原岩类型，将顺层边坡层间泥化夹层进行分类。基于分类结果，对泥化夹层分别进行不同类型室内反复剪应变软化试验、不同含水量室内反复剪应变软化试验，以及长期流变剪切试验。通过系统试验，深入研究泥化夹层应变软化规律特征、泥化夹

层的应变软化剪切强度参数提取方法及试验步骤、水对泥化夹层应变软化特征的影响规律,以及泥化夹层剪切强度随时间变化的硬/软化特征。最终,综合分析影响泥化夹层剪切强度变化的各主导因素,提出泥化夹层规范化的应变软化试验操作步骤及软化参数取值方法。

2. 含应变软化特征的数值接触单元模型理论研究

通过对 FLAC 软件中链表式数据存储类型的研究,分析接触单元访问与修正方法,结合简化的三线型应变软化曲线类型,建立含应变硬/软化本构关系接触单元数值模型。结合已建立的含应变硬/软化接触本构模型,对室内直剪试验进行模拟,验证含应变软化特征数值接触单元模型的有效性,并对直剪的渐进性破坏过程及内部接触面应力变化特征进行深入分析。基于分析结果,利用不同应变硬化/软化接触单元模型的综合直剪模拟,对接触单元剪切强度参数演化与剪切应力-位移关系曲线进行研究,系统总结泥化夹层剪应力-位移曲线的主要类型及其内在机理。

3. 基于应变软化理论的顺层边坡力学行为特征分析

结合含应变软化特征的数值接触单元,建立含层间应变软化特征的复合接触元顺层边坡数值模型。通过对顺层边坡的开挖计算,系统研究应变

软化接触单元对层间应力特征的响应及应变软化效应的链式传递。基于计算结果，对顺层边坡渐进性破坏现象的产生机理进行理论诠释，并据此对顺层边坡的破坏特征进行分类，提出缓倾角含泥化夹层顺层边坡的局部破坏类型及其具有的首段局部破坏现象。

4. 顺层边坡首段局部破坏范围研究

通过理论计算及现场调研，提出缓倾角含泥化夹层顺层边坡开挖首段局部破坏范围的概念。针对影响首段局部破坏范围的各主要因素 [岩层倾角 (α)、层厚 (d)、坡长 (l)、层间泥化夹层峰值摩擦角 (ϕ_p) 及黏聚力 (C_p)、残余摩擦角 (ϕ_r) 及黏聚力 (C_r)、塑性剪切位移值 (L_p)]，分别进行各因素的单因子敏感性分析及多因子敏感性分析，总结各因素的敏感性大小及次序关系。对各因素与首段局部破坏范围值进行系统性回归分析，深入研究并建立首段局部破坏范围的理论计算公式。结合泥化夹层的极限应变软化特征及现场边坡的调研情况，对理论计算公式进行简化及修正分析。

5. 工程实例

通过对巴东车站顺层路堑边坡的长期监测，综合分析该边坡在施工前

后的坡体位移及桩身受力特征。以巴东车站顺层路堑边坡为计算原型，对比含层间应变软化接触单元边坡数值模型与含普通莫尔库伦接触单元边坡数值模型的计算结果，验证含层间应变软化接触单元边坡数值模型的准确性。另结合巴东车站顺层边坡现场监测的坡体变形特征、重庆湘渝高速顺层路堑滑坡滑移特征，及四川简阳雷打石顺层路堑滑坡滑移特征，验证本书建立的缓倾角含泥化夹层顺层路堑边坡首段局部破坏范围理论计算公式的合理性。

本书的研究技术路线图如图 1-2 所示。

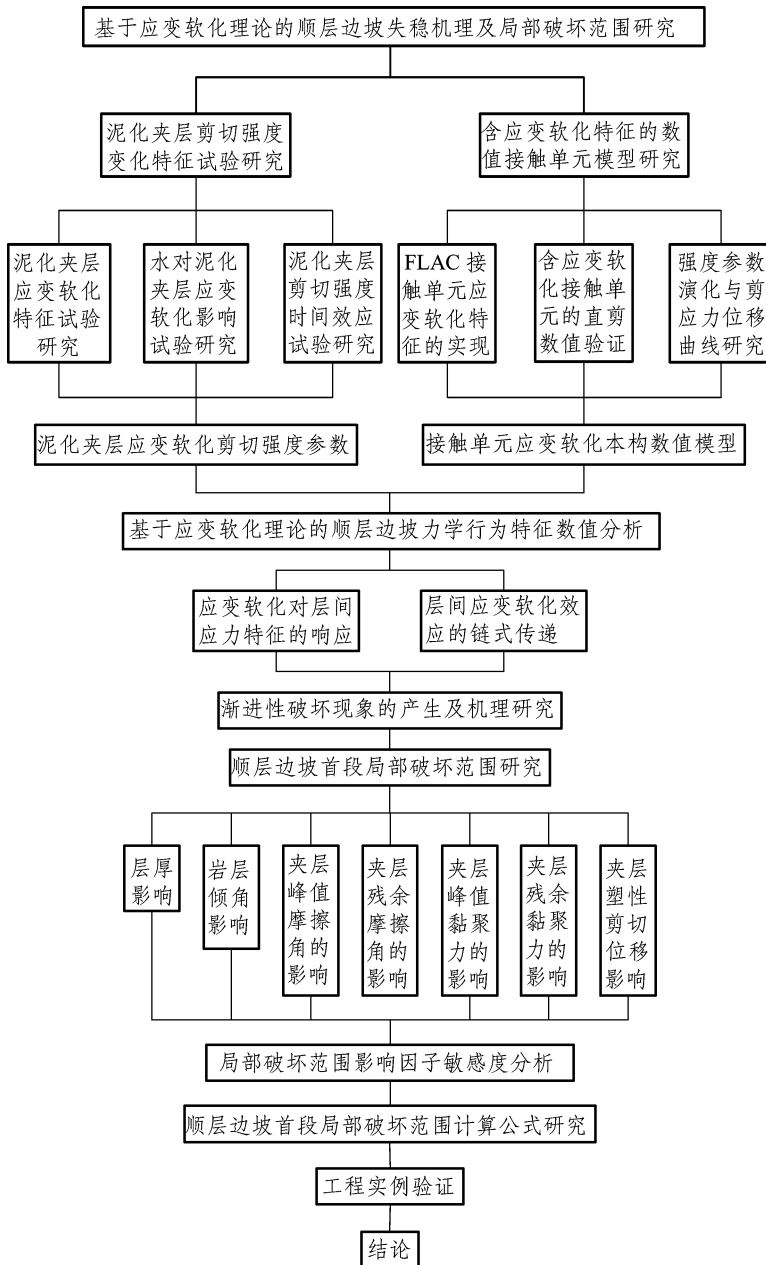


图 1-2 技术路线图