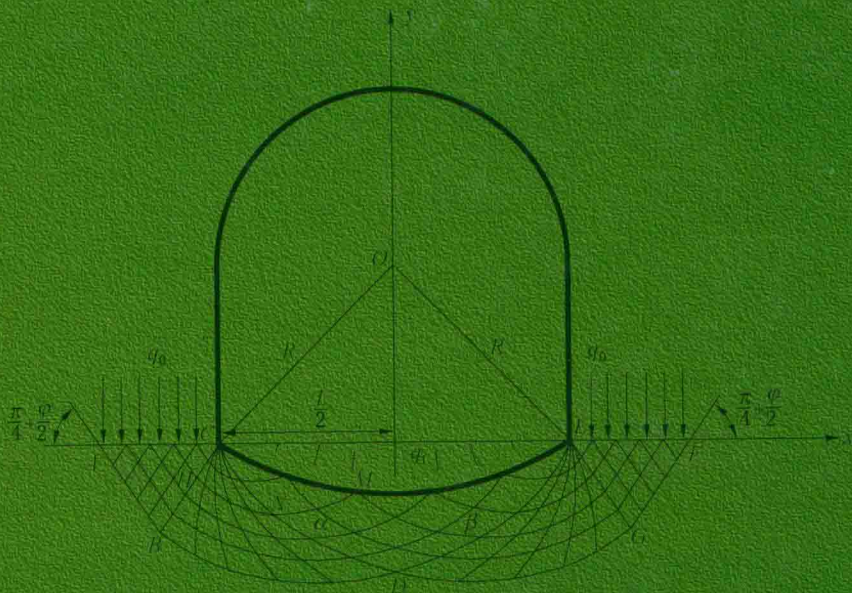


尤志嘉 时 健 付厚利 著



# 岩土塑性理论及其 在地下工程中的应用

煤炭工业出版社

# 岩土塑性理论及其 在地下工程中的应用

尤志嘉 时 健 付厚利 著

煤炭工业出版社

图书在版编目 (CIP) 数据

岩土塑性理论及其在地下工程中的应用/尤志嘉, 时健, 付厚利著. -- 北京: 煤炭工业出版社, 2017

ISBN 978 - 7 - 5020 - 5940 - 8

I. ①岩… II. ①尤… ②时… ③付… III. ①岩土力学—塑性力学—应用—地下工程 IV. ①TU94

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2017)第 143401 号

岩土塑性理论及其在地下工程中的应用

著 者 尤志嘉 时 健 付厚利

责任编辑 罗秀全 郭玉娟

责任校对 姜惠萍

封面设计 王 滨

出版发行 煤炭工业出版社 (北京市朝阳区芍药居 35 号 100029)

电 话 010 - 84657898 (总编室)

010 - 64018321 (发行部) 010 - 84657880 (读者服务部)

电子信箱 cciph612@126.com

网 址 www.cciph.com.cn

印 刷 北京文昌阁彩色印刷有限责任公司

经 销 全国新华书店

开 本 710mm × 1000mm<sup>1</sup>/<sub>16</sub> 印张 13<sup>3</sup>/<sub>4</sub> 字数 305 千字

版 次 2017 年 8 月第 1 版 2017 年 8 月第 1 次印刷

社内编号 8820 定价 90.00 元

版权所有 违者必究

本书如有缺页、倒页、脱页等质量问题,本社负责调换,电话:010 - 84657880

岩土塑性理论及其在地下工程中的应用

## 前 言

## FOREWORD

塑性力学作为固体力学的一个重要分支学科,其历史虽然可以追溯到 18 世纪 70 年代,但真正得到充分发展并日臻成熟是在 20 世纪的 40 年代到 50 年代初。目前金属类材料的传统塑性理论已发展成熟并广泛应用到工程实践中,然而对于岩石、土和混凝土等摩擦型材料,由于不满足传统塑性理论中的 Drucker 公设而被称为不稳定材料,其本构关系因流动法则的非关联性要比传统塑性理论复杂得多,因而逐步形成岩土塑性理论。应该说岩土塑性理论仍处于发展过程中,距离成熟完善还有较长的路。目前还没有一种在真正意义上反映岩土体的摩擦性和非关联流动法则的本构关系。一般是在经典塑性理论的基础上,将与此类材料实验相符合的屈服条件考虑进去,在一定的假设条件下获得特定问题的本构关系并进行分析求解。尽管如此,岩土塑性理论在岩土工程中仍发挥着重要作用。

地下工程稳定性及支护机理分析一直是岩土力学与工程领域的研究热点之一。伴随计算技术和实验测试方法的发展,数值模拟和物理模拟被广泛应用到岩土工程领域,为地下工程的稳定性分析提供了强有力的方法和手段。理论分析、数值模拟和物理模拟的关键仍然是岩土材料的本构关系,而塑性力学中的极限分析理论,通过一定的假设避开复杂的应力应变过程而直接获得材料破坏临界状态的解答,由于其计算简单、概念明确及解答符合实际情况而被广泛应用。例如在地面工程中,岩土塑性极限分析方法目前仍然是地基承载力、边坡和基

坑稳定分析、计算的主要依据，而且边坡的抗滑桩支护技术就是基于塑性极限分析理论发展起来的。同样岩土塑性极限分析理论在地下工程领域也将有广泛的应用前景。

本书在介绍经典塑性力学基本理论的基础上，阐述了岩土材料的基本力学特性、屈服条件、流动法则和本构关系，并侧重于岩土塑性极限分析理论及应用。采用岩土塑性极限分析理论对工程实例进行分析、计算和设计，并通过数值模拟、相似材料实验和现场实测进行验证，说明其有效性。第1章介绍了塑性力学的基础理论及相关重要概念，以及岩土塑性本构关系；第2章介绍了岩土材料的滑移线理论与极限分析的上、下限定理，并以地下工程支护技术中的圆形条带硐为例阐述了极限分析上、下限法的应用；第3章介绍了塑性极限分析理论在地下硐室底板稳定性及相应控制技术中的应用；第4章通过模型试验研究极限状态下地下硐室底板的稳定性；第5章对极限状态下的巷道底板稳定性进行数值模拟研究。本书可以作为土木工程、采矿工程等相关专业研究生的塑性力学教材，也可以作为广大岩土力学科研及工程技术人员的参考资料。

本书的出版得到了国家自然科学基金（项目编号：51274131）的资助。本书的编写得到了山东科技大学尤春安教授的悉心指导与帮助，山东科技大学邵辉、刘群、毕冬宾、玄超、韩国幸硕士为本书的文稿编辑工作提供了许多帮助，在此一并向他们表示衷心感谢！

由于作者水平有限，书中难免有疏漏之处，敬请广大读者批评斧正。

作 者

2017年2月

## 目次

|                     |    |
|---------------------|----|
| <b>1 岩土塑性理论基本概念</b> | 1  |
| 1.1 岩土塑性理论简介        | 1  |
| 1.2 土的压缩试验结果        | 3  |
| 1.2.1 土的单向固结压缩试验    | 3  |
| 1.2.2 土的三轴剪切试验结果    | 4  |
| 1.3 岩土材料的基本力学特征     | 7  |
| 1.3.1 岩土材料的基本特性     | 7  |
| 1.3.2 岩土材料的基本力学特性   | 7  |
| 1.3.3 岩土塑性力学的基本假设   | 10 |
| 1.4 应力张量及其不变量       | 11 |
| 1.4.1 八面体应力与等效应力    | 15 |
| 1.4.2 主应力空间及偏平面     | 16 |
| 1.4.3 应变张量分解及其不变量   | 19 |
| 1.4.4 应变率张量与应变增量    | 20 |
| 1.5 屈服与破坏准则         | 21 |
| 1.5.1 屈服与破坏         | 21 |
| 1.5.2 金属类材料的屈服与破坏准则 | 24 |
| 1.5.3 岩土材料的屈服与破坏准则  | 26 |
| 1.6 加卸载准则与塑性流动法则    | 30 |
| 1.6.1 加卸载准则         | 30 |
| 1.6.2 塑性流动法则        | 33 |
| 1.7 硬化规律            | 36 |
| 1.7.1 硬化模型          | 36 |
| 1.7.2 硬化模量与硬化规律     | 37 |

|                                                 |     |
|-------------------------------------------------|-----|
| 1.8 岩土塑性本构关系 .....                              | 39  |
| 1.8.1 弹塑性增量本构关系的一般表达式 .....                     | 40  |
| 1.8.2 岩土弹塑性本构模型 .....                           | 42  |
| 1.8.3 岩土黏弹塑性本构模型 .....                          | 51  |
| 2 岩土塑性滑移线理论与极限分析理论 .....                        | 56  |
| 2.1 概述 .....                                    | 56  |
| 2.2 经典滑移线理论与滑移线法 .....                          | 59  |
| 2.2.1 应力滑移线场及其性质 .....                          | 61  |
| 2.2.2 速度滑移场及其性质 .....                           | 65  |
| 2.2.3 间断值定理 .....                               | 69  |
| 2.2.4 边界条件 .....                                | 70  |
| 2.2.5 基本边值问题及数值积分法 .....                        | 71  |
| 2.3 岩土材料的滑移线理论与滑移线法 .....                       | 74  |
| 2.3.1 基本假设与基本方程 .....                           | 74  |
| 2.3.2 应力滑移线场及其性质 .....                          | 76  |
| 2.3.3 速度滑移线及其性质 .....                           | 78  |
| 2.4 极限分析的上、下限定理 .....                           | 81  |
| 2.4.1 耗散函数 .....                                | 81  |
| 2.4.2 小变形假设下的虚功原理 .....                         | 82  |
| 2.4.3 极限分析的上、下限定理 .....                         | 82  |
| 2.5 极限分析的上限方法 .....                             | 83  |
| 2.5.1 速度间断面及相容破损机构 .....                        | 83  |
| 2.5.2 能量耗散率的表达式 .....                           | 84  |
| 2.5.3 关于上限方法的有效性简述 .....                        | 85  |
| 2.5.4 上限方法的应用:条形基础下 Coulomb 材料的极限平衡<br>问题 ..... | 88  |
| 2.6 极限分析的下限方法 .....                             | 96  |
| 2.6.1 间断应力分布及均匀应力场叠加 .....                      | 97  |
| 2.6.2 半无限平面上的条形基础间断应力场 .....                    | 102 |
| 2.6.3 半平面体承受深埋基础荷载的下限解 .....                    | 102 |



|                                        |     |
|----------------------------------------|-----|
| 2.7 圆形条带礅塑性极限分析 .....                  | 105 |
| 2.7.1 圆形条带礅的塑性力学分析方法 .....             | 105 |
| 2.7.2 圆形条带礅支护压力的上限解 .....              | 106 |
| 2.7.3 圆形条带礅支护压力的下限解 .....              | 110 |
| 2.7.4 圆形条带礅支护地压分析 .....                | 111 |
| 3 基于塑性极限分析的巷道底板稳定性及控制技术研究 .....        | 113 |
| 3.1 基于塑性极限分析的巷道底板稳定性的滑移线解答 .....       | 113 |
| 3.1.1 巷道底板变形的 Prandtl 解答 .....         | 114 |
| 3.1.2 巷道底板变形的 Hill 解答 .....            | 118 |
| 3.1.3 反底拱支护后巷道底板的应力场分析 .....           | 120 |
| 3.2 基于塑性极限分析的底鼓控制技术力学效应分析及支护参数设计 ..... | 122 |
| 3.2.1 底板锚杆控制底鼓的原理和方法 .....             | 122 |
| 3.2.2 抗滑桩控制底鼓的原理和方法 .....              | 124 |
| 3.2.3 反底拱控制巷道底鼓的原理和方法 .....            | 125 |
| 3.3 抗滑桩联合底板锚杆控制硐室底鼓的实例 .....           | 127 |
| 3.3.1 工程概况 .....                       | 128 |
| 3.3.2 底板支护方案设计 .....                   | 129 |
| 3.3.3 支护效果评价 .....                     | 129 |
| 4 极限状态下巷道底板稳定性的模型试验研究 .....            | 132 |
| 4.1 数字散斑相关方法的理论与应用 .....               | 132 |
| 4.1.1 数字散斑相关方法的原理 .....                | 133 |
| 4.1.2 数字散斑相关方法的仪器设备及操作步骤 .....         | 138 |
| 4.1.3 数字散斑相关方法在岩土工程中的应用 .....          | 139 |
| 4.1.4 二维数字散斑相关测量系统 .....               | 140 |
| 4.2 模型试验的相似条件 .....                    | 147 |
| 4.2.1 基本概念 .....                       | 147 |
| 4.2.2 模型试验相似三定理 .....                  | 148 |
| 4.2.3 相似模拟的定义 .....                    | 149 |
| 4.2.4 模型材料研制的基本原则 .....                | 149 |



|                             |     |
|-----------------------------|-----|
| 4.3 模型试验的准备 .....           | 151 |
| 4.3.1 试验箱的制备 .....          | 151 |
| 4.3.2 试验模型材料的选取与制备 .....    | 152 |
| 4.4 试验方案及实施过程 .....         | 159 |
| 4.4.1 试验原理 .....            | 159 |
| 4.4.2 试验方案 .....            | 159 |
| 4.4.3 试验过程 .....            | 160 |
| 4.5 试验结果分析 .....            | 161 |
| 4.5.1 模型一的试验结果分析 .....      | 162 |
| 4.5.2 模型二的试验结果分析 .....      | 174 |
| 4.6 模型试验与数值模拟的对比 .....      | 179 |
| 4.6.1 模型一的对比结果分析 .....      | 179 |
| 4.6.2 模型二的对比结果分析 .....      | 182 |
| 5 极限状态下巷道底板稳定性的数值模拟研究 ..... | 184 |
| 5.1 数值模型的建立 .....           | 184 |
| 5.1.1 FLAC 简介 .....         | 184 |
| 5.1.2 工程背景简介 .....          | 188 |
| 5.1.3 巷道模型的建立 .....         | 190 |
| 5.2 影响底板稳定性因素分析 .....       | 199 |
| 5.2.1 巷道宽度对底板变形模式的影响 .....  | 199 |
| 5.2.2 垂直压力对底板变形模式的影响 .....  | 202 |
| 5.2.3 衬砌厚度对底板变形模式的影响 .....  | 203 |
| 5.2.4 开挖反拱对底板变形模式的影响 .....  | 207 |
| 参考文献 .....                  | 209 |

# 1 岩土塑性理论基本概念

## 1.1 岩土塑性理论简介

塑性力学又称为塑性理论，作为固体力学的一个分支学科主要研究物体在外力的作用下产生塑性变形后外力与变形的关系，以及物体内部应力与应变的分布规律。塑性力学与弹性力学有着密切的联系，弹性力学中的大部分基本概念和解决问题的方法都能在塑性力学中得到应用。弹性力学的基本假设如连续性假设、均匀性假设、小变形假设、各向同性假设都适用于塑性力学，而解决塑性力学问题所用的平衡方程、几何方程和边界条件也与弹性力学相同。

材料的弹性与塑性可以通过简单拉伸试验来说明。图 1-1 描绘了低碳钢拉伸试验的应力-应变曲线，其中  $OA$  阶段为直线，材料的应力、应变服从广义胡克定律即线弹性关系，此时的加载和卸载应力-应变曲线相同；当进入  $AB$  阶段后应力-应变不再是直线关系，随着应力的不断增加对应的应变增量不断减小，但  $AB$  阶段仍属于弹性阶段，若此时卸载则应变会恢复到初始状态；当达到  $B$  点后，在应力不变的情况下仍然会发生变形，材料进入塑性变形状态， $B$  点所对应的应力即为屈服应力或屈服极限；继续加载达到  $D$  点时，如果卸载则应力-应变曲线沿  $DE$  到达  $E$  点，此时的应力为零， $OE$  为塑性应变，而  $ED'$  则为弹性应变。

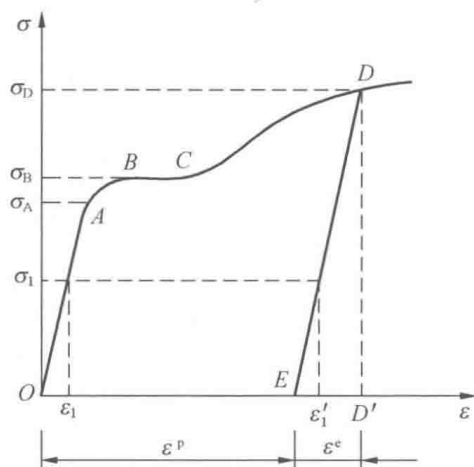


图 1-1 低碳钢拉伸试验的  
应力-应变曲线

基于以上分析可以看出，弹性力学与塑性力学的主要区别不仅在于材料是否产生了不可恢复的塑性变形，还在于塑性变形的应力-应变呈非线性关系，并与应力路径和应力历史有关（图 1-1 中与零应力  $\sigma=0$  相对应的可以是  $\varepsilon=0$ 、 $\varepsilon=$

$\varepsilon^p$  两个应变状态), 材料塑性变形的特性决定了其应力 - 应变关系 (本构关系) 要比弹性力学复杂得多, 这也是两者的本质不同。弹性力学的本构关系服从广义胡克定律, 这种应力与应变之间建立的单一的对应关系称为全量关系, 而在塑性力学中若不指定应力路径是无法建立全量关系的, 通常只能建立应力增量与应变增量之间的增量关系, 只有在一些特殊情况下 (例如比例加载) 才能建立塑性全量关系。

适用于岩土材料的塑性力学发展较早, 例如库仑 (Coulomb) 在 1773 年提出了土体破坏条件, 后来发展为莫尔 - 库仑准则。1857 年朗肯 (Rankine) 研究了半无限体的极限平衡, 提出了滑移面的概念。1903 年考特 (Kotter) 建立了滑移线方法。1929 年弗雷尼斯 (Fellenius) 提出了极限平衡法。其后, 1965 年索科洛夫斯基 (Scokolovskii) 发展了滑移线法, 1943 年太沙基 (Terzaghi) 等人发展了弗雷尼斯 (Fellenius) 理论, 用来求解土力学中的各种稳定问题。德鲁克 (Drucker) 和普拉格 (Prager) 等人在 1952—1955 年间发展了极限分析方法, 其后陈惠发 (H. F. Chen) 等人又在发展土的极限分析方面做了许多工作。可见, 岩土材料的塑性解析方法已有了较大的发展。不过, 上述方法一般只限于求解岩土极限承载力, 而且不考虑材料的应力 - 应变关系, 因而有一定的局限性。

岩土塑性力学的最终形成主要在 20 世纪 50 年代末期以后, 随着传统塑性力学、近代土力学、岩石力学及有限元法等数值计算方法的发展, 岩土塑性力学逐渐成为一门独立的学科。1957 年, 德鲁克等人首先指出了平均应力或体应变会导致岩土材料产生体积屈服, 因而需在莫尔 - 库仑 (Mohr - Coulomb) 锥形空间屈服面上再加上一族帽形的屈服面, 这是岩土塑性理论的一大进展。1958 年, 英国剑桥大学罗斯科 (Roscoe) 教授及其同事提出了土的临界状态概念, 1963 年又提出了剑桥黏土的弹塑性本构模型, 从理论上阐明了岩土塑性变形的特征, 开创了土体的实用计算模型。自 20 世纪 70 年代以来对于岩土本构模型的研究十分活跃, 迄今仍处于百花齐放、方兴未艾的阶段。归纳起来, 这一阶段的工作主要有以下几个方面:

(1) 传统塑性力学不能充分反映岩土材料的变形机制, 除了应考虑岩土材料的体积屈服、破坏准则中内摩擦影响及软化特性外, 还发现岩土材料具有塑性应变增量方向与应力增量的相关性, 应用关联流动法则难以反映实际岩土的剪胀与剪缩状况, 以及由于主应力轴旋转引起塑性变形等问题。这些都表明, 传统塑性力学难以充分反映岩土材料的变形机制, 从而导致一些新的模型不断出现。概括起来说, 目前完全基于传统塑性力学的岩土本构模型逐渐减少, 为了适应岩土变形机制, 基于对传统塑性力学作部分修正的岩土模型愈来愈多, 如有些采用广义塑性势理论或分量理论取代传统塑性势理论; 有些采用非关联流动法则取代关

联法则。与此同时,它也推动了岩土塑性力学基本理论的发展,导致适应岩土材料变形机制的广义塑性力学的出现。

(2) 建立了一些深层次岩土本构模型。除了各向同性等向硬化模型外,出现了考虑初始各向异性和后继各向异性的非等向硬化模型、复杂应力路径下的本构模型、动力本构模型以及黏弹塑性模型等。这类模型正在日趋完善,开始进入应用阶段。

(3) 探索了一些新的本构模型,如岩土损伤模型、细观力学模型、应变软化模型、特殊土模型、结构性土模型、非饱和土模型,以及基于神经网络、遗传算法等智能化方法的土体本构模型。近年来还提出了基于能量耗散原理的土体热力学建模方法。

在此期间,国内外相继出版了一些关于岩土塑性力学方面的专著。1969年,罗斯科等人出版了《临界状态土力学》,这是世界上第一本关于岩土塑性理论的专著,详细介绍了土的实用模型。1982年,陈惠发出版了《土木工程材料的本构方程(第一卷弹性与建模)》,随后又出版了《土木工程材料的本构方程(第二卷塑性与建模)》;1984年,德赛(Desai)等人也出版了一本《工程材料本构定律》专著,进一步阐明了岩土材料变形机制,形成了较系统的岩土塑性力学。1982年,Zienkiewicz提出了广义塑性力学的概念,指出岩土塑性力学是传统塑性力学的推广。但他没有说明广义塑性力学的实质性含义。在国内,20世纪80年代,清华模型、“南水”模型及其他双屈服面模型和多重屈服面模型相继出现。2000年沈珠江院士出版的《理论土力学》对土力学的理论研究取得的进展进行了较好的总结。

## 1.2 土的压缩试验结果

### 1.2.1 土的单向固结压缩试验

从单向固结试验或三向固结试验可以得出固结应力条件下孔隙比  $e$  与固结应力  $p$  的关系曲线,或静水压力条件下体应变  $\varepsilon_v$  与静水压力  $p$  的关系曲线,如图1-2所示。无论是正常固结土或松砂,还是超固结土或密砂,图1-2的曲线形状都适用。但超固结土的应力不同,得到的  $\varepsilon_v - p$  或  $e - p$  曲线的位置也不同,超固结应力小,曲线位置高;超固结应力大,曲线位置低。

静水压力或固结条件下的  $\varepsilon_v - p$  或  $e - p$  关系曲线显然是非线性的,但对于初始加载时的正常固结土或松砂,  $\varepsilon_v - \ln p$  或  $e - \ln p$  关系曲线常接近于一条直线,如图1-2b所示,因此用下列方程表示:

$$e = e_0 - \lambda \ln p \quad (1-1)$$

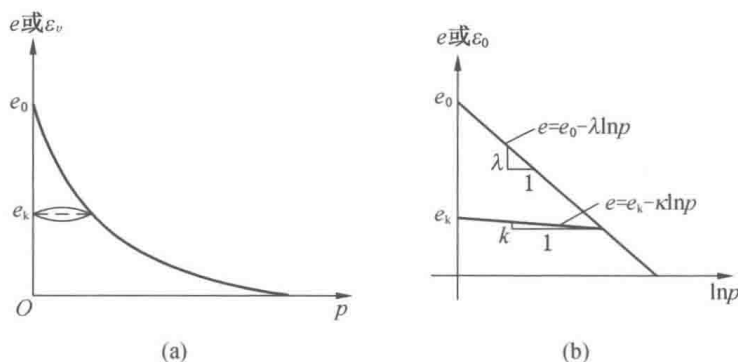


图 1-2 固结应力下土的应力 - 应变曲线

上述公式中,按岩土力学中的一般规定, $p$ 以压为正; $e_0$ 为 $p = 1.04 \text{ kN/m}^2$ 时的孔隙比; $\lambda$ 为压缩指数。卸载与再加载时 $e-p$ 关系曲线为

$$e = e_k - \kappa \ln p \quad (1-2)$$

其中 $e_k$ 为卸载时, $p = 1.04 \text{ kN/m}^2$ 时的孔隙比; $\kappa$ 为膨胀指数。

可见,土与岩石一样,其体应变不是纯弹性的,这与金属材料不同。

## 1.2.2 土的三轴剪切试验结果

### 1.2.2.1 常规三轴试验

应用三轴不等压压缩试验(即三轴剪切试验),可测得土的应力-应变曲线。试验的具体方法一般有如下两种:一是 $\sigma_r$ 不变的三向压缩固结试验,即试验时径向压力 $\sigma_r = \sigma_2 = \sigma_3$ 不变,增加轴向压力 $\sigma_z (= \sigma_1)$ 直到破坏。然后再另取一土样,采用一新的 $\sigma_r$ 值,再做同样试验,如此可得一组应力-应变曲线。二是试验时减小 $\sigma_r$ 值,加大 $\sigma_z$ 值,但 $3p = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_z + 2\sigma_r$ 维持不变的一组试验。排水条件下的试验曲线,按岩土材料的不同基本上有如下两种情况。

(1) 对于正常固结黏土与松砂,其应力-应变曲线为双曲线(图 1-3a、图 1-3b),其曲线方程为

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad (1-3)$$

式中  $a$ 、 $b$ ——实验常数;

$\varepsilon_1$ ——轴向应变。

图 1-3a 表明, $O$ 至 $A$ 土是线弹性的, $A$ 点以上变形可以部分恢复,即出现塑性。 $C$ 点处应变是弹性部分 $C''C'$ 与塑性部分 $C'C$ 之和。如 $C$ 点处卸载,则自

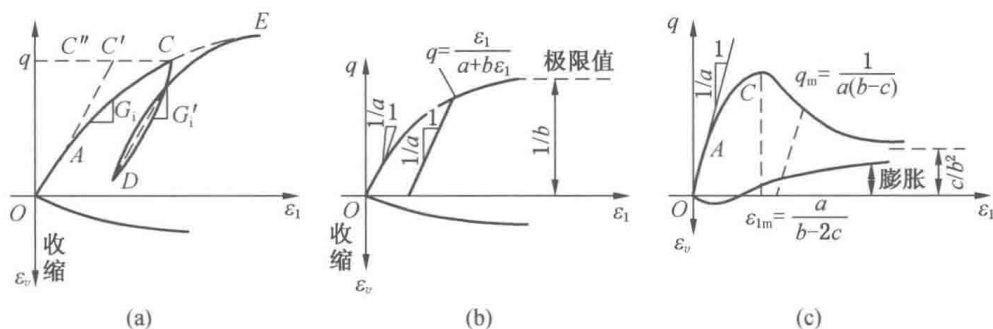


图 1-3 土的三轴应力-应变曲线

CDE 进行卸载与再加载，一般 DC 段斜率也近似等于 OC' 的斜率。AC 段是应变硬化段，体积应变  $\varepsilon_v$  为压缩变形。

(2) 对于超固结黏土或密实砂，其应力-应变曲线如图 1-3c 所示，其曲线方程可写成

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1 (a + c\varepsilon_3)}{(a + b\varepsilon_1)^2} \quad (1-4)$$

其中  $a$ 、 $b$ 、 $c$  为实验常数。当加载时，开始时土体体积稍有收缩，此后随即膨胀，曲线有应变硬化阶段与软化阶段两个阶段。实际上，当应变具有硬化与软化两个阶段时，常在硬化阶段后期就开始出现体积膨胀。一些中密砂、弱超固结土等即使不发生应变软化，也会出现体积膨胀。此外，在软化阶段弹塑性耦合现象也较为明显，即随着软化现象的增大，土的变形模量逐渐减小。

介于硬化与软化之间的应力-应变曲线，就是理想塑性材料的应力-应变曲线（图 1-4）。这种应力-应变曲线在传统塑性理论中应用很广，但在岩土中所遇不多。尽管这种曲线与岩土性质有较大差别，但由于简单，所以实际上仍在应用。图中 OY 代表弹性阶段应力-应变关系，Y 点就是屈服点，过 Y 点后应力-应变关系是一条水平线 YN，这条水平线代表塑性阶段。在这个阶段应力不能增大，而变形却逐渐增大，自 Y 点起所产生的变形都是不可逆变形。卸荷时卸荷曲线坡度与

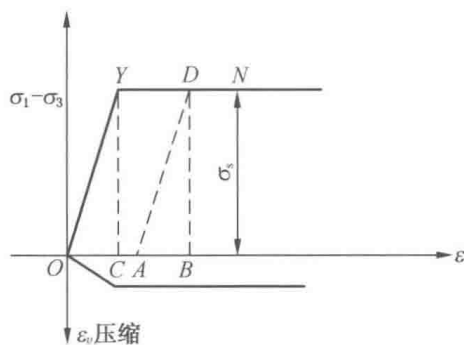


图 1-4 理想塑性材料的应力-应变曲线

OY 线坡度相等, 重复加荷时亦将沿这条曲线回到原处。在塑性阶段, 材料的体积将保持不变, 亦即泊松比  $\mu = 1/2$ 。显然, 这种材料与应变硬化和软化的材料有很大的不同。

### 1.2.2.2 真三轴试验

土体在真三轴试验条件下, 其应力 - 应变曲线的形态是会变化的。例如图 1-5 中, 当  $\sigma_2 = \sigma_3$  时, 即常规三轴试验条件下, 应力 - 应变曲线是应变硬化的 (图 1-5a), 而真三轴试验条件下为一驼峰形曲线, 既有应变硬化段, 又有应变软化段 (图 1-5b、图 1-5c)。令

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (1-5)$$

随着  $b$  的增大, 加、卸载曲线变陡;  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  的峰值点提前; 材料的破坏更接近于脆性破坏; 卸载时体积有些回弹、剪胀量减小。由图 1-5a 可见, 并非所有应变硬化曲线都会出现剪缩, 而是一般在低应力下出现剪缩现象, 因而在应变硬化情况下也应视土性情况考虑剪胀。试验表明, 岩石和土具有同样的性质, 随着试验条件的不同应力 - 应变曲线会发生变化。

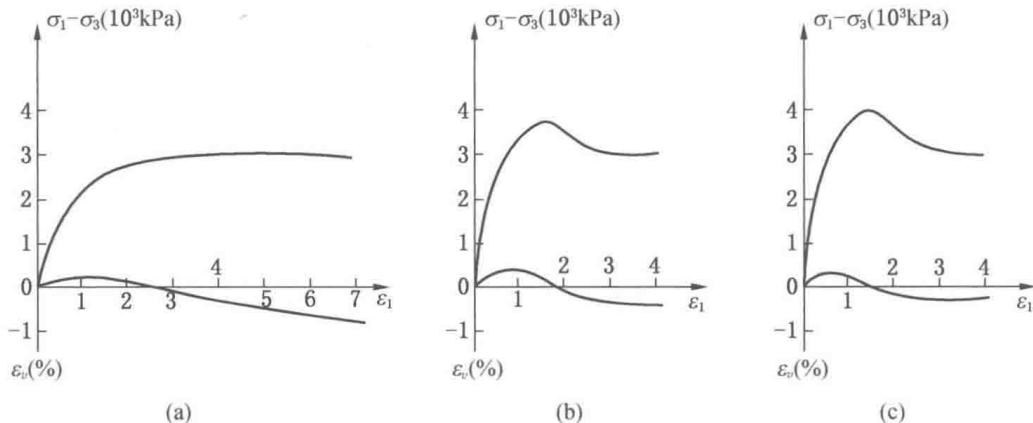


图 1-5 中密砂真三轴试验 ( $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$ )

综上所述, 土在三轴情况下, 随土性和应力路径不同, 应力 - 应变曲线有两种形式: 一种是硬化型, 一般为双曲线; 另一种是软化型, 一般为驼峰曲线。而体变曲线, 对应变硬化型应力 - 应变曲线: 一种是压缩型 (图 1-5b), 不出现体胀; 另一种是压缩剪胀型 (图 1-5a), 先缩后胀。对应变软化型应力 - 应变曲线, 体变曲线总是先缩后胀 (图 1-5c)。因此, 可把岩土材料分为三类: 压缩型, 如松砂、正常固结土; 硬化剪胀型, 如中密砂、弱超固结土; 软化剪胀



型,如岩石、密砂与超固结土。

## 1.3 岩土材料的基本力学特征

### 1.3.1 岩土材料的基本特性

#### 1. 多相性

岩体中存在结构面或微裂隙,土体颗粒之间也存在孔隙,在自然条件下它们被水及其溶解质或气体所充满,因此岩土材料是由固相、液相和气相所组成的三相体。

#### 2. 内摩擦性

岩土材料是由颗粒堆积或胶结而成的,颗粒之间不仅存在因胶结而形成的黏聚力,还存在因颗粒之间的相互咬合作用而形成的内摩擦力,而内摩擦力的大小又与压应力的大小有关,因此属于内摩擦性材料。今后我们将岩土等具有内摩擦性的材料统称为 Coulomb 材料,而与之相对的金属等不具有内摩擦性的材料统称为 Tresca 材料。

#### 3. 各向异性

经典塑性力学假设材料为各向同性体,而实际上岩土材料往往表现出各向异性的结构特征。岩土体受到自然界的风化、搬运、沉积和固结作用而导致在竖直和水平方向上表现为不同的力学性质称为初始各向异性,也称为原生各向异性;由于受到外部荷载或冲击作用而导致颗粒相对位置或形态的变化称为应力导致的各向异性,也称为次生各向异性。由于岩土材料存在各向异性特性,从而导致了本构关系在数学上的复杂性,事实上岩土材料并非完全各向异性,一般为了简化计算可将其视为横观各向同性或正交各向异性。

### 1.3.2 岩土材料的基本力学特性

#### 1. 应力-应变的非线性、弹塑性

试验表明岩土材料的应力-应变关系是非线性、弹塑性的。应力-应变关系之所以呈现出非线性,是由于岩体中存在结构面和微裂隙以及土体中存在孔隙的缘故。当受到外荷载作用后,会导致岩体结构面和微裂隙的闭合,或者土体颗粒之间相对位置的调整,从而产生变形。当荷载卸除后,可以恢复的部分变形称为弹性变形,而另一部分不可恢复的变形则称为塑性变形,如图 1-6 所示。

#### 2. 等压屈服特性

适用于金属材料的经典塑性力学认为材料的屈服是由剪应变引起的,而体应变可近似地认为是弹性变形,但实验表明岩土材料是具有等压屈服特性的。由于具有三相性特征,岩土材料在各向等压作用下,伴随水和气体的排出会出现结构

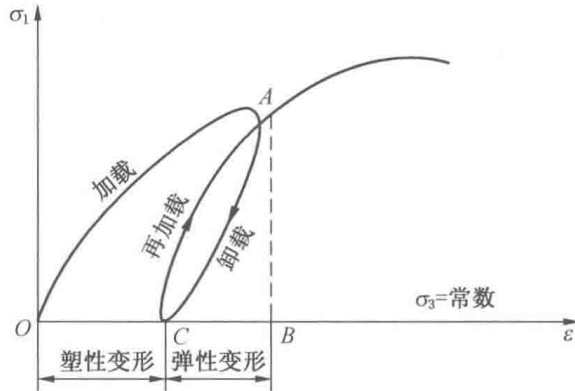


图 1-6 循环加载的应力 - 应变曲线，带滞回环

面及微裂隙闭合或者孔隙减小的现象，从而在宏观上表现为体积的塑性变形，即等压屈服现象。

3. 应变硬化与应变软化特性

如图 1-7 所示，根据三轴压缩试验结果，松砂或正常固结黏土的应力随应变的增加而增加，但是增加的速率越来越低，直到趋于稳定；而密砂或超固结黏土的应力开始时随着应变的增加而增加，但是达到峰值后应力即随着应变的增加而降低，最后也趋于稳定。在塑性理论中前者称为应变硬化特性，后者称为应变软化特性。研究表明，应变硬化与应变软化是由于材料的黏聚力和内摩擦力作用时间的不同步引起的。黏聚力的作用时间早于内摩擦力，材料呈现出应变硬化特性；而黏聚力的作用时间晚于内摩擦力，材料则呈现出应变软化特性。

4. 剪胀性与压硬性

在剪应力的作用下岩土材料不但会发生剪切变形，而且还会发生塑性体积膨胀（或压缩）现象，称为岩土材料的剪胀性（压缩可视为负的剪胀，也称为剪缩），在岩体力学中剪胀也称为扩容。由于材料内部微裂隙（孔隙）的存在，在受剪切作用时会有相互错动的趋势，从而在宏观上表现为体积的膨胀或压缩。由于岩土材料属于内摩擦材料，压应力的增大增加了颗粒之间的咬合力，其抗剪强度与剪切刚度也随之增大，这种特性称为压硬性。岩土材料的剪胀性与压硬性说明正应力与剪应变以及剪应力与体应变之间存在耦合作用，剪胀性是由剪应力引起的体应变，而压硬性则是正应力与剪应变的耦合作用。

5. 拉压强度不同

与金属材料的拉压强度相等不同，砂土不能承受拉力，黏性土的抗拉强度很