

摘要

目前, 剪切带的研究已经成为岩土工程界的热点课题之一, 土体剪切带的形成与土体的逐渐破损理论是当今国际力学界和岩土工程界十分关注的焦点。近年来, 我国岩土工程界逐渐重视对剪切带问题的研究, 在实际工程中因为土体局部化变形导致破坏的情况, 在深基坑、高路堤、隧道、土石坝等工程实践中经常遇到。国内外关于剪切带的研究大多集中在对砂土的研究, 关于砂性土剪切带的试验研究在国际上已有大量文献报道, 对粘性土剪切带的研究却较少。考虑初始缺陷的土体剪切带研究更是非常少, 只有 Vardoulakis I 和 Graf B 做过一些砂土方面的研究, 而对粘性土进行考虑初始缺陷的剪切带研究未曾见报导, 为了深入研究剪切带在初始缺陷下的形成及土体的破坏机理, 本文将以上海第五层灰色粘土为研究对象, 进行常规平面应变试验以及考虑初始缺陷的平面应变试验, 得出各种初始缺陷角度对剪切带形成及土体破坏机理的影响, 并把各种参数与初始缺陷角度关联起来, 得出一些计算公式。为了进一步深入对考虑初始缺陷的剪切带形成及破坏机理的认识, 本文还运用有限元软件 ANSYS 分别对不考虑初始缺陷和考虑初始缺陷的边坡工程进行了模拟计算, 进一步研究初始缺陷的影响。由于时间关系, 本文所作的工作只是一小步, 今后还有大量的工作有待开展。

关键词: 初始缺陷, 平面应变, 剪切带, 初始损伤, 变形局部化, 数值模拟, 边坡工程

ABSTRACT

At present, the study of shear band has become one of the hot topics among geotechnical engineering. The formation of shear band and the soil gradually damage theory is the focus of attention of international mechanics academics and geotechnical engineering. In recent years, China attaches great importance gradually to the geotechnical shear band study. In practice, it has lead to a breach of damage because of the localization deformation. In engineering practice of deep foundation pits, high embankments, tunnels and so on occurred occasionally. Most research on the shear band focused on the research of sand at home and abroad. Shear band of sand experimental study has reported a lot in the international community, the study of shear band on clay is relatively less. The study of the consideration of initial imperfections is much less, only Vardoulakis I and Graf B had did some research about sand, and no one has did study on clay. For an in-depth study on the formation of shear band under the initial imperfections and the failure mechanism of the soil, in this paper, the fifth layer of gray clay of Shanghai will be the study object. Conventional plane strain test and the plane strain test of the consideration initial imperfections will be done. Get the impacts of all kinds of initial artificial angles to the formation of the shear band and the failure mechanism of the soil. Associated all parameters with the initial artificial joints and get some formulas. In order to further the understanding of the formation of the shear band considering the initial imperfections and the mechanism of destruction, I use finite element software ANSYS simulate the slope engineering considering the initial imperfections and perfect soil samples. Further the study of the impact of the initial imperfections. More works should be carried on for the future research.

Keywords: initial imperfection, plain strain, shear band, initial damage, localized deformation, numerical simulation, slope engineering

学位论文版权使用授权书

本人完全了解同济大学关于收集、保存、使用学位论文的规定，同意如下各项内容：按照学校要求提交学位论文的印刷本和电子版本；学校有权保存学位论文的印刷本和电子版，并采用影印、缩印、扫描、数字化或其它手段保存论文；学校有权提供目录检索以及提供本学位论文全文或者部分的阅览服务；学校有权按有关规定向国家有关部门或者机构递交论文的复印件和电子版；在不以赢利为目的的前提下，学校可以适当复制论文的部分或全部内容用于学术活动。

学位论文作者签名：


2009年3月23日

同济大学学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的学位论文，是本人在导师指导下，进行研究工作所取得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本学位论文的研究成果不包含任何他人创作的、已公开发表或者没有公开发表的作品的内容。对本论文所涉及的研究工作做出贡献的其他个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本学位论文原创性声明的法律责任由本人承担。

学位论文作者签名：



2009年 3月 23日

第1章 绪论

1.1 引言

1.1.1 剪切带现象及其危害性

土的剪切带研究是国际上岩土工程界甚为关注的课题，从 1988 年至 1997 年的十年间，已分别在德国、波兰、法国、日本开过四次“岩土局部化变形和分叉理论研讨会”。在实际工程中，如基坑、路堤、隧道、边坡，土石坝工程的滑动破坏，山体运动的皱褶断层等，以及在室内试验土样的剪切破坏中，经常发现局部化剪切带形成的现象。这种局部化变形一旦发生，变形将会相对集中在局部化变形的区域，而区域外的变形相当于卸载后的刚体运动。因为土体剪切带的形成同土的抗剪强度密切相关，直接影响着土的极限承载力及其变形特性，研究表明：在剪切破坏面上的强度是逐渐发挥的，即在剪切带上土的强度不是同时发挥到最大值，土的逐渐性的强度特性是剪切带强度发挥的反映。土体剪切带的形成与土体的逐渐破损理论^[1~2]是当今国际力学界和岩土工程界十分关注的焦点。

近年来，我国岩土工程界逐渐重视对剪切带问题的研究，关于剪切带的定义目前尚没有统一，大多是关于现象描述。李国琛等^[3~5]认为，“就承受塑性大变形的材料而言，原先平滑分布的变形模式被一种急剧不连续的位移梯度所取代，其特征是大量的剪切变形集中在相对狭窄的带状区域内，边界相对而言近乎平行，一般讲这种集中剪切的变形区域称为剪切带”。王自强等^[6]认为，“剪切带是局部化变形模式之一，表现为一个很狭窄的带状区域，在这个区域内变形率场不同于带外区域，在这个区域内变形率场是不均匀的，而带外区域变形场保持均匀”。而笔者认为：剪切带是由于土体的抗剪强度不足而引起的应变局部化现象，是由微观变形发展到宏观变形的一个过程。

在实际工程中因为土体局部化变形导致破坏的情况，在深基坑、高路堤、

隧道和土石坝等工程实践中经常遇到,如:1994年9月1日,上海某基坑靠近马路一侧围护结构支撑破坏,地下连续墙突然向基坑内侧倒塌,路面下沉面积500m²,下陷最深处达6~7m;埋设在路面下的管线,包括电力电缆、电车电缆、煤气管道、自来水管道、雨水管道均遭到严重破坏,煤气大量外溢、大面积停电、停气、停水、交通被迫中断^[7]。2000年7月23日,在乌鲁木齐市某大厦施工时,由于基坑失事,导致毗邻建筑物坍塌,4人死亡,5人重伤^[7]。2001年8月20日上海市轨道4号线在鲁班路基坑施工过程中突然发生土方滑坡,造成4人被埋;2004年10月25日,正在开挖的中环线3.5标北虹路地道工地发生基坑坍塌;2005年5月17日,在云南曲靖市西山区面店水库附近,贵昆铁路沾益至昆明段面店3号隧道进口处突然发生塌方,12名正在作业的施工人员来不及撤离被埋在洞内^[8]。这些工程问题的共同特点是变形首先在局部产生,伴随着应变的发展剪切带逐步形成,最后导致破坏。要解决这种工程事故就要研究土体局部化变形产生的过程和其发生的本质问题,即需要对剪切带问题做更深的研究。

1.1.2 初始缺陷的存在及其危害性

目前,对剪切带的研究,无论是对砂性土的研究还是对粘性土的研究,采用的土样相对于实际工程中土体,都可以认为是理想土样,正如岩石和岩体的区别,岩体是存在节理的,而用来做实验的岩石可以认为是各向同性的,用岩石模拟岩体太过理想。实际的土体中总是存在一定的缺陷,如夹层,软弱带,孔洞,缝隙等,这些缺陷是影响土体力学特性的诸要素中一个非常重要的要素。

在实际工程中因为土体初始缺陷即不均匀性的存在而导致破坏的情况时常发生,随着这些问题的出现,研究者逐渐认识到剪切带现象的复杂性,影响因素的多样性,迫使我们向更深层次研究,考虑更多的影响因素。下面简要介绍一下实际工程中初始缺陷的存在及危害情况。

1986年,Barton由岩体的应力-变形曲线将岩体分成三种类型:节理面与层面平行;节理面与层面存在一定夹角;节理面与层面夹角不定。说明实际岩体中是存在节理的,应对其加以考虑。

1992年,刘忠晋对南岭隧道坍方破坏原因进行了分析研究^[9],得出结论:

围岩软弱是控制隧道稳定性的重要因素，而坍方地段洞体上半部为粘土夹岩块，呈泥包块松软状态，土体本身及与锚杆、喷层之间的粘结力和摩擦力都很弱，严重影响了喷锚杆支护效果，锚杆的受力状态受土体强度制约，锚杆产生滑移，难以与围岩形成整体从而丧失了对围岩的约束作用。

1993年，吴树仁、晏同和珍吴光^[10]从显微尺度研究黄腊石滑波区缓倾角断裂的微观、超微观构造特征，进而分析构造应力方向和差异应力大小。同时探讨缓倾角断裂的变形机制和成因，讨论缓倾角断裂与滑波发生演化过程之间的关系，为滑坡监测与防治提供地质依据。

1998年，徐至钧^[11]对某工业大楼深基坑工程事故作了分析，认为此工程事故的主要原因是淤泥层的存在，地勘单位没有对这层土的强度指标做出正确评价，此淤泥层正好就是基坑支护桩上主动土压力的主要土层。

1999年，骞大峰、王兵和谢锦昌对浅埋隧道破裂角及破坏做了模型试验研究^[12]，隧道上覆土层中设置了层厚为8cm的水平砂层用来模拟实际工程中的夹层，提出新的计算方法并分析了其力学特性。

2001年，广州市天河体育村商住楼深基坑支护工程^[13]发生整体滑移，主要原因：东线③~⑥轴间-3.2m以下渐变为松散无胶结的含水砂层，在侧压力的作用下，砂层结构破坏发生变形，造成工程事故。

2002年，张琼^[14]对长江下游冲击平原上某办公大楼的基坑工程事故进行的分析，认为事故的主要原因是基坑围护墙体正好处于淤泥质粘土层中，这层土就是此基坑工程的软弱带，这层土的性状对基坑围护的设计影响很大，遗憾的是所给的地勘报告中只有持力层附近土层的强度指标，而单单没有这层淤泥质软土层的强度指标。因此，应高度重视土体中的软弱带的影响。

2002年，铁四院的张志阳^[15]对某厂房地下室基坑支护工程质量事故进行了技术分析，得出事故原因是：地层中含有软弱的淤泥层，本工程支护结构所处的主要土层为淤泥层，而淤泥的流变性质又比一般土复杂，使支护结构产生较大水平位移产生破坏。

2003年，何畅和向中富以具有初始缺陷的高桥墩为研究对象，在考虑几何非线性和材料非线性的基础上，利用ANSYS进行非线性稳定分析。

2004年,牛运光^[16]对我国水库土石坝发生的滑坡事故进行了研究。认为土石坝滑坡即剪切带是土石坝主要事故原因之一,而土石坝滑坡的原因是多方面的,往往是多种因素的组合。一般来讲,占主导地位的是坝体内部原因。

2004年,王耀辉在其硕士论文里提到岩石软化的原因有两种:一种是材料软弱,如固结不良的泥岩、页岩及胶结疏松的砂岩等;另一种是由于构造软弱面形成,如节理、裂缝等^[17]。

2005年,孔建华^[18]对某工程基坑支护坍滑事故进行了分析,分析结果表明,土钉墙支挡结构边坡外部深层整体滑移破坏,特别易发生于软弱地层中,设计时应引起足够重视。

2005年,周彭松和梁国志对山区边坡工程及深基坑支护事故原因进行了分析^[19],认为在有软弱夹层的岩石边坡尤其是软弱夹层对边坡稳定性不利的边坡重视不够,就会酿成工程事故。文中提出某公路岩石边坡,其中夹层有一层不厚但较明显的软弱夹层,由于地勘部门疏忽,未对其作任何描述及处理意见,因而设计对此也未采取任何防护措施,当工程即将完工时发生了大面积跨塌事故。

2005年,贾剑青、王宏图、李晓红、胡国忠、李开学和庞成对深埋隧道软硬交替复合顶板岩体变形破坏进行了分析研究^[20],计算得出在软硬岩交替复合顶板岩体关键荷载高度,并得出多层状软硬交替复合顶板岩体不是在垂直应力下破坏。

2006年,苏永华、姚爱军和欧阳光前在沉积岩中深部隧道围岩层状破坏模型^[21]一文中,建立了沉积层状结构岩体隧道围岩破坏模型。采用该模型具体分析了深部直立沉积层状岩体中的地下工程围岩在其长度远大于直立高度的情况下岩体中的层状破裂问题。并根据地下结构失稳概率分析原理,建立了直立沉积层状围岩稳定的极限状态方程。

2006年,吴德飞和童根树对含初始缺陷钢结构损伤累积至断裂进行了分析^[22],认为初始缺陷对钢结构的疲劳寿命非常敏感而钢结构的缺陷敏感性的表现形式可以是:初始缺陷对钢结构临界应力的控制、断裂韧性的控制和疲劳寿命的影响^[23~28],其中疲劳寿命的影响是处于核心地位。

2007年,向喜琼、宋建波和雷建海对贵州岩溶地区层状岩质基坑破坏模式及支护方法^[29]进行了研究,研究发现,层状岩质基坑岩体的5种主要变形破坏模式滑移(蠕滑)、剪断—滑移、蠕滑—拉裂、塑流—弯曲—拉裂、弯曲—拉裂中,前四种均与力学性能较差的层面或软弱夹层有关,并提出了相应的基坑支护方法。

2007年,周芳^[30]对淮南市山南洞山隧道工程质量事故进行了简析,研究发现隧址区地质条件复杂,成洞能力较差,尤其是南洞口长达350m的浅埋段,不仅溶洞发育而且溶蚀裂隙较发育,裂隙内均为亚粘土充填;该浅埋段在断层的共同作用下,导致岩石裂隙发育泥质充填物过多,风化强烈呈碎、裂状松散结构;围岩稳定性差,一经开挖潜在应力释放,承压快,围岩失稳而坍塌。

2007年,福州市中心1幢22层商住楼基坑工程发生失稳事故^[31],专家对基坑支护的计算和分析结果认为,该工程的基坑支护设计基本合理。在基坑加固处理过程中,发现附近小区经过基坑的不明废弃供水管仅用木塞堵住且漏水,而基坑施工过程中,未对其探明和处理是基坑支护失稳的诱因。

2007年,张楠,王述红,王晓明,李飞对围岩中含有弱层的隧道破坏过程中的力学行为进行较为深入的研究^[32],研究表明在无断层情况下主要以水平破坏为主,这一结果与现场观测到的现象基本吻合;在含断层的模型试验中,破坏结果主要表现为沿断层破坏,尤其是洞室与断层交界处,破坏首先沿着交界处向两侧扩散。

2007年,汪成兵在其博士论文^[33]里提出,隧道渐进性破坏的原因之一为:土体内节理或不连续的结构面的存在。

2007年,胡江春、王红芳和祝彦知等利用电化学方法对深部岩石隐性裂纹进行了检测^[34],得出结论:岩石呈现非连续、非均匀、各向异性和非弹性等特征的根本原因是因存在着各种各样的微观缺陷。

2007年,王庆乐和吕辉对柏杨坪滑坡成因机制进行了分析研究^[35],认为该滑坡的地层及构造因素为:滑坡上部为松散~稍密的碎块石及第四松散堆积物,下部滑床为较软弱的泥岩及砂岩,岩体较破碎。说明地层很不均匀,并存在软弱带。

2008年,潘传军对基坑支护工程事故原因及对策^[36]做了研究,认为在具有软弱土层的工程场地中最易发生工程事故,应引起足够的重视。

2008年,连云港市新浦城区东部某18层住宅楼基坑工程发生边坡滑移事故^[37],在边坡在淤泥与有机质粘土界面处形成滑移面,使坡脚淤泥向基坑内水平位移。

2008年,罗戟对大荒田路堑式岩层滑坡稳定性进行分析研究并提出整治措施^[38],该滑坡在岩层中存在炭质页岩及泥化夹层等软弱层,岩块可能在重力作用下沿软弱带及节理面下滑,使边坡岩体失稳。

2008年,郭芳芳、杨农、孟晖、张岳桥和叶宝莹基于ArcGIS平台,利用SRTM3-DEM数据资料,选择鄂尔多斯及其周缘为研究区,计算并定量分析了地形起伏度和坡度,并利用区域滑坡灾害调查资料,初步建立了地形起伏度、坡度与滑坡灾害之间的相关性^[39]。

2008年,余伟健、高谦、张延凯和翟淑花对高陡边坡滑坡的潜在影响因素进行了分析^[40],认为张剪性节理、张性节理和小型压扭性断层是边坡失稳的直接作用之一。

2008年,黄晔分析了四川省广元至巴中高速公路路基施工中路堑边坡失稳的原因及发展趋势^[41]。认为该边坡失稳的原因为:该路段地层泥岩夹砂岩,在路基以上4.6m~10.6m深度范围均为风化带,泥岩风化后呈粒状,砂岩呈碎块状,自然形成软弱结构面,有利于滑坡形成。并且地层节理发育,延伸长、切割深,与边坡方向相近,对滑坡的形成起到一定作用。

2008年,刘兵对国电大武口电厂灰场公路滑坡成因进行了分析并提出相应对策^[42],根据勘察报告发现,滑坡区节理裂隙极发育,且节理裂隙的倾角较陡,倾向与边坡坡向大致相近。

2008年,周晓军对广惠高速公路段高边坡滑坡进行了研究^[43],并提出整治措施。经勘察发现该滑坡区地层岩性及其组合构成的路堑高边坡的地质基础差异性大,既有一般的土质边坡和风化程度不同的砂砾岩,又有遇水易软化的泥质岩和风化程度不同的软质岩层面。该区岩石节理、裂隙发育、岩石破碎,上部以半岩半土状~碎块状强风化岩为主,下部以弱~微风化岩石为主,并在边

坡中部夹杂有层理发育的碳灰质页岩石，因含较多碳质及岩体多个风化混杂而成，造成层间摩擦力较小，岩体被多组结构面切割较破碎，且有顺坡向的层面，节理面发育。

2008年，黄建宝对位于省道309线杭永公路K12+120~K12+280处的滑坡形成机制和稳定性进行了分析^[44]，认为与地形斜坡倾向一致的软、硬相间的岩土组合体是滑坡产生的内在因素；而人为开挖斜坡是造成边坡失稳的直接外因。

2008年，刘建平、左勘和曾斌对湖北某滑坡的形成机制及稳定性进行了分析研究^[45]，得出该滑坡的形成原因为：岩层倾角较陡，倾角50°~70°，为顺向坡；基岩裂隙水赋存于基岩裂隙中，受断层、节理、裂隙控制；由于地下水长期沿着基岩相对不透水面的渗透、侵蚀作用，在基岩相对不透水层与风化坡积层之间形成软弱带。

2008年，禤立海对广西都南高速公路K223+410~+570段滑坡的坡体结构及变形模式进行了研究发现^[46]：深层滑带并没有完全沿基岩顶面发育，而是在基岩顶面的残积层内部产生滑带，首先这与当地岩石的风化产物有关，泥岩风化而成的黏土是产生滑带的基础；其二残坡积层与洪积层的分界线一般是滑带形成的地方；第三浅层滑坡一般是崩坡积层成因的粘砂土层沿下伏的洪积成因的黏土层形成，其组成物质为碎石土、砂粘土和粘砂土为主。

2008年，王群在其硕士论文^[47]里提到滑坡形成的机制为：滑坡产生于特定的地质条件，是在以重力为主的自然应力作用下或在人类工程活动影响下发生发展的斜坡变形运动，是依附于其内在软弱结构面（带）的地表斜坡岩土体，在一定的地质力学机制下，失去原有平衡条件而产生以水平位移为主的顺层滑坡现象，当斜坡的岩体中含有软弱夹层时，斜坡失稳与否将主要取决于软弱层的强度。

2008年，谷拴成和于远祥对黄土滑坡灾害形成机理进行了研究^[48]，发现滑坡形的地质因素为：黄土与红土间往往具有顺坡向分布的泥质软弱带或岩土界面，这些软弱带的埋深，在很大程度上决定了滑坡体的规模，其形状直接控制着滑坡体的稳定状态，成为导致黄土滑坡的基本控制因素。

2008年，阳良芯和侯群英对某水库土坝迎水坡滑坡成因进行了分析^[49]，研

究认为：细粒层由于其力学指标尤其是抗剪强度指标的不足形成薄弱层面是滑动的隐患层面。

2008年，周国朝和周正建对路基产生滑坡的原因进行了分析^[50]，认为：地层中含有软弱面是产生滑坡的原因之一；山坡岩层软弱交替，且其软弱面向路基倾斜，由于风化成都不同或地下水侵蚀等关系，岩层可能顺着软弱面向下滑动。

2008年，王有成和喻自祥对新河高速公路几类滑坡的发生机理进行的探讨^[51]，认为沿已有软弱结构带(面)滑动的滑坡发生的机理为：滑坡的坡体内早已存在着地质上的软弱结构带(面)，比如崩积、坡积、洪积物的下伏基岩面，以及其内部不同时代和成因、不同成分和结构的堆积面，还有岩层中的软弱夹层以及断层错动带等等。

2008年，成国文、李善涛、李晓和李守定对万州近水平地层区堆积层滑坡成因与变形破坏特征进行了研究^[52]，其成因为：鉴于滑坡成因机制的复杂性和认识上的渐进性，在万州近水平地区滑坡认为是基岩滑坡，即滑坡体沿着近水平软弱层面发生滑动。

2008年，许文锋对厦门沪救码头附近海底滑坡特征及机理进行了研究^[53]，认为其地层因素为：由上而下为淤泥、砂土、残积土、风化基岩，其中残积土和风化基岩与淤泥及其下伏薄层砂土强度差异极大，两者的界面是一个典型的软弱结构面，该结构面倾角 $6^\circ \sim 12^\circ$ 。

2008年，刘红帅、杨俊波、薄景山和刘德东^[54]采用有限元一极限平衡法研究了含软弱滑动带的岩质滑坡滑动体、滑动带和滑床的密度、弹性模量和泊松比及滑动带的抗剪强度对滑坡稳定性的影响，从而寻找影响岩质滑坡稳定性关键因素，文中将软弱滑动带作为软弱夹层处理。

2008年，冯雁飞和孙豪杰对浙江省浦江县海豹岭脚S20省道滑坡成因进行了分析^[55]，认为其形成机理为：在碎石土内部粘性土相对集中地段，由于水的软化作用，易形成软弱结构面；随着上部冲沟汇水的不断渗入补给，软弱结构面逐渐贯通，形成贯通连续的滑移面，引发该滑坡进一步下滑。

从以上各工程实例均可以看出，在实际工程中初始缺陷是存在的，并给实

际工程带来了安全隐患，有的已经造成工程事故，带来了巨大的经济损失和人员伤亡。除以上实例以外还有：1999年1月4日，连接綦江县城东西城区的跨江大桥—彩虹桥整体坍塌；2001年11月7日，四川宜宾市“亚洲第一拱”南门大桥，发生悬索及桥面断裂事故；2004年5月23日，巴黎戴高乐机场2E候机厅发生坍塌事故。法国交通部发表调查报告称，由于2E候机厅顶棚与圆形钢结构支柱连接处存在初始裂纹，在长期风载荷的作用下，初始裂纹向临界裂纹发展，受损不断累积，连接处发生突发性断裂，从而导致候机厅顶棚坍塌事故^[22]。以上事故不仅造成大量的人员伤亡，又给社会带来巨大的经济损失。

1.1.3 考虑初始缺陷研究的意义

由于初始缺陷的存在，已经给社会带来了巨大的经济损失和人员伤亡，为了把损失降到最低，很有必要对材料做深入的研究，而考虑初始缺陷的研究无疑是更进了一步，而实际工程中的材料，或多或少存在这样或那样的缺陷。因此，考虑初始缺陷的研究，更符合材料的实际情况，希望能给社会减少经济损失，消除因初始缺陷的存在带来的工程隐患。

通过对各工程事故分析，可以发现，土体的破坏角度各不相同，即使相同土质，工程性质相近的情况下，破坏面的角度有时也有很大差别，所以认为土体的不均匀性，对土体的强度及破坏特性有很大影响。国内外关于剪切带的研究大多集中在对砂土的研究，关于砂性土剪切带的实验研究在国际上已有大量文献报道，而对粘性土剪切带的研究却较少，而考虑初始缺陷的土体的剪切带研究更少。Hutchinson 和 Tvergaard^[56]做过一些考虑初始缺陷的研究，Vardoulakis I 和 Graf B^[57]做过一些砂土方面的剪切带研究，而对粘性土进行考虑初始缺陷的剪切带研究却没有，因此有必要对考虑初始缺陷的软粘土进行剪切带试验研究与数值模拟，希望能给工程界提供更符合实际的计算参数。

1.2 国内外研究现状

剪切带问题的研究已有很长一段时间，早在1975年，R.Hill 和 J.W.Hutchinson就对平面应力条件下的分叉现象进行了研究^[58]，J.W.Rudnick 和 J.R.Rice 也于1975年研究了剪胀性材料的应变局部化条件^[59]。

国内外的土体应变局部化的研究内容包括四个方面：1) 室内试验研究，2) 理论研究，3) 数值模拟，4) 现场试验研究。前三者可以研究剪切带形成机理，而现场试验研究可以提供实测数据以对理论加以应证。不幸的是，尽管应变局部化问题如此重要，现有的完好的现场实测数据仍然很少，所以绝大部分应变局部化的研究，都集中于前三个方面。

剪切带的试验研究通常采用三轴试验和平面应变试验，也有部分学者采用其它方法研究土体剪切带，并取得了良好的效果。剪切带的理论研究包括：剪切带形成的力学特性描述，临界力学条件，以及剪切带内部变形的发展演化规律等。计算机技术的迅速发展，为数值分析剪切带的局部化变形研究提供了有效的工具，其中比较多采用的数值方法为有限元法(FEM)、离散单元法(DEM)、自适应有限元法等。

到目前为止，国内外学者在剪切带方面已进行了大量的试验研究、理论研究以及数值模拟方面的探索。

1.2.1 国外剪切带研究现状

国外对剪切带的研究较早，但由于侧向应变很难检测，因此，现场实测数据基本没有，所以绝大部分应变局部化的研究，都集中于室内试验研究、理论研究和数值模拟。

1.2.1.1 国外剪切带试验研究现状

1977年，Arthur^[60]用X射线照相技术记录了真三轴试验中试样应变的发展过程，留下很多试样在不同中主应力比 b 破坏时发展完善的剪切带的X射线照片，剪切带何时开始发生不清楚，只是观察到剪切带开始于破坏之前。

1978年和1979年，I.Vardoulakis、M.Goldscheider和G.Gudehus^[61~62]对砂土的三轴试验研究表明：只要试样足够密实，或侧向压力超过临界压力，均会产生变形局部化现象。

1982年，Drescher和Vardoulakis^[63]研究了颗粒材料在三轴试验中的变形机理对其软化性状的影响，认为：三轴压缩试验得到的软化的应力—应变关系，可能主要是由试样的不均匀应力和应变状态引起的几何软化，而不仅仅是由于材

料剪胀引起的。

1982年, Scarpelli 和 Wood^[64]采用X射线技术研究砂土直剪试验中剪切带的形式, 结果表明, 试验装置对试样变形的限制程度影响剪切带的倾角。

1984年, Hettler, A. 和 Vardoulakis,I.^[65]采用大三轴仪研究了干砂的力学性质, 重点讨论了分叉、非理想灵敏性误差产生的原因, 并通过试验得到砂土的大应变和小应变模型。

1985年, J.Desrues、J.Lanier 和 P.Stutz^[66]通过比较试验中连续拍摄的照片, 绘制出试样内部应变增量场, 以定义应变局部化的开始和激化, 并用 γ 射线吸收率量测试样密度的变化, 第一次成功地观测了平面应变内部的剪切带的发展, 发现: 剪切带开始于试样的中心部位, 并沿一固定方向传播, 该方向与破坏前 Coulomb 公式的预测值一致; 破坏表现为“局部化变形发展的结果”; 通过比较试验前后试样密度的分布, 发现剪切带内材料的剪胀剧烈, 而远离剪切带处的体积改变几乎为零。

1985年和1988年, Vardoulakis,I.^[67~68]等20年前就对砂土进行了平面应变试验, 通过试验结果分析了率相关的本构方程对剪切带倾角和临界应变等的预估能力, 强调了本构方程的重要性。

1986年和1990年, F.Tatsuoka 等^[69~70]进行了一系列人工制备细砂的平面应变排水压缩试验, 研究强度各向异性及其与剪切带方向的关系。试验发现: 剪切带并不具有唯一的倾角, 在平面应变压缩试验中, 成层面方向与零拉伸方向不一致时, 剪切带的方向与最大应力倾斜面的方向一致; 而在简单剪切试验中, 成层面的方向与零拉伸方向一致时, 剪切带的方向也与零拉伸面的方向一致。

1986年~1993年, F.Tatsuoka^[71~73]等对砂土进行平面应变试验, 研究了强度各向异性和破坏时的剪切带方向二者之间的关系。通过试验发现强度各向异性并不直接与剪切带关于沉积层面的方向有关, 并不是在某个唯一的角度下发生, 而是发生在零延伸方向和最大应力斜面方向之间的某个方向上。

1988年, J.F.Peters、P.V.Lade 和 A.Bro^[74]进行了密实的 Santa Monica 海滨砂的平面应变试验, 试验中采用细高的试样 $h/b = 2.85$, 以增加剪切带产生的趋势, 得出: 在平面应变条件下, 砂土中的剪切带可发生在应力一应变曲线的硬

化区,能控制荷载—变形曲线的峰值及峰值后性状的结论,该结论与 Rudnicki 和 Rice^[75]在理论上的结论一致。

1991年, Wu 和 Kolymbas^[76]的研究表明:密砂破坏时,颈缩发生在顶部,且在应力峰值后阶段,形成一个明确的剪切区;松砂破坏时,颈缩发生在中部,且没有明显的剪切带。

1991年和1993年, Han, C.^[77~78]等通过平面应变试验分析了砂土剪切破坏的特性,并用X射线照相技术分析了破坏模式,结果表明松砂不易产生局部化变形。并通过对剪切带形成的状态、剪切带倾角和剪切带的演化进行分析,得出剪切带内的剪应变和剪切带的倾角都与侧向压力有关。

1992年, A.Alsiny、I.Vardoulakis 和 A.Drescher^[79]进行了一系列体积控制的平面应变条件下厚壁空心圆柱形砂样的膨胀试验,揭示干砂样中局部化变形模式为曲线剪切带,称为扩散型剪切带,均质轴对称变形的丧失与孔穴内外压力差以及孔穴体积变化的曲线软化有关。

1992年和1996年, J.Chu 等^[80~81]研究了真三轴试验条件下,砂土应变软化和剪切带形成,为了确保剪切带的形成不受边界缺陷的影响,采用了特制的压力室。试验中的应力应变都采用微机控制,尤其在应变路径试验中,采用微机伺服,控制应变增量比,同时也采用图象技术来监视剪切带的形成过程,通过对非均匀变形的监测,得出剪切带的形成不是边界缺陷的结果,而是在某种应力状态和剪切路径的条件下必然发生的。最后,建立了剪切带形成的条件并区别了三种应变软化类型。

1993年, T.Yoshida、F.Tatsuoka、M.S.A.Ssiddiquee、Y.Kamegai 和 C.S.Park^[82]用照相量测法研究不同粒径和棱角性程度的密砂在平面应变试验中剪切带的发展,发现:多个剪切带开始于试验的中心部位,紧接着达到峰值状态,其中只有一个剪切带的发展持续到峰值后。持续发展的剪切带,在接近峰值时剪胀率最大,在残余状态时厚度达到一定值。

1993年, T.Tanaka 和 T.Sakai^[83]进行被动和主动两种模式的砂土活门试验,并在试样的制备过程中放置水平着色薄砂层,以观察剪切带的发生、扩展过程,分析渐进性破坏过程。

1993年, D.Muir.Wood 和 K.J.L.Stone^[84]采用离心模型试验模拟分析局部化变形模式。

1995年, E.Papamichos 和 I.Vardoulakis^[85]在砂土试验研究的基础上, 认为基于共轴流动理论不能很好地预估砂土中剪切带形成的试验结果, 建议发展非共轴塑性理论。

1996年, J.Desrues 等^[86]对 Hostun RF 密砂和松砂的常规三轴试验中局部化情况进行研究, 该研究采用不同于以往的X射线技术, 而是用CT-X射线技术得到的切片图分析了局部化变形区的孔隙比演化规律, 侧压采用60kPa。试验结果表明: 根据试验条件的不同, 局部化应变以不同的方式发展, 在许多试验中观察到“中心圆锥”、“成对平面”的形式; 量测到的局部剪切区内的孔隙比同最终量测的平均孔隙比不同, 对基于总体(平均)体积变化量测的临界孔隙比提出质疑; 在松砂中很难观察局部化应变的演化, 因为其值变化不大; 估计的剪切带厚度约为6~9mm, 20倍平均颗粒直径; 剪切带初始产生时的轴向应变为7%, 而应力比峰值出现在轴向应变为3~4%; 轴向应变达7%之后, 孔隙比停止增加, 当采用润滑试样技术时, 剪切带被延迟到轴向应变达16~20%, 有时甚至在轴向应变达19%时仍未观察到变形局部化现象, 在观察到局部化变形产生时, 密砂的平均孔隙比同局部孔隙比相差很大, 局部孔隙比增加较快, 但整体呈现剪胀, 最终的局部孔隙比趋于临界值; 而松砂中的局部和平均孔隙比变化不大, 最后趋于同一稳定值。

1996年, Richard J.Finno、Wendell W.Harris 和 Michael A.Mooney^[87]通过平面应变试验研究颗粒级配良好的饱和松砂在不排水条件下的剪切带现象。观察中运用立体成像技术捕捉内部局部变形的演化。得出: 1.在所有的平面应变试验中, 先有一均匀变形阶段, 随后出现局部化变形, 再是达到最大有效应力比值, 最后是持续的剪切带形成。2.剪切带内存在剪胀现象, 由于体积不变, 剪切带外土体剪缩, 但体积应变相对剪切带内的体积应变来说很小, 而剪切带内的剪切变形高达50~60%。3.应力-应变曲线在剪切带开始之前, 反映的是均匀土样的本构关系, 剪切带开始之后, 反映的则是土体中剪切带逐步形成所表现的土体的宏观力学行为。4.在剪切带内, 土体的孔隙比和有效应力接近临界状态。

1996年, J.Chu、S.C.R.Lo 和 I.K.Lee^[88]研究了砂土在 b 为恒值时真三轴试

验的剪切带形成，采用照相技术观察剪切带的发展，试验发现：剪切带仅在破坏后的应变软化阶段开始变得较为明显；破坏时的轴向应变和剪切带开始时的轴向应变，在 b 值从0到0.5的范围内，均随 b 值的增加而减小；破坏后到剪切带出现前的应变变化的幅度，先是随 b 值的增加而快速降低，在 $b=0.3$ 左右达到最小值，然后稍有增加。

1996年，P.V.Lade、J.Yamamura和B.D.Skyers^[89]研究发现Cambria粗砂、中硅砂和细硅砂的拉伸试验中，量测粗砂的剪切带倾角更离散一些，均与 θ_c 接近，认为：砂沉积的各向异性对剪切带的倾角有影响。对于横观各向异性沉积的砂，剪切带向水平向倾斜，这是因为颗粒的长轴趋向于水平方向。

1997年，R.J.Finno、M.A.Alarcon、M.A.Mooney和G.Viggiani^[90]通过研究认为不同方法制备的砂样，在平面应变压缩条件下局部化变形情况不同。湿击法(moist tamping)制备的试样相对于撒砂法(dry pluviated)制备的试样的剪切带形成加快渐进发展，而且，前者的剪切带在峰值后变形过程中会发生转移，后者的剪切带则相对稳定。究其原因，主要由于湿击法试样的初始不规则结构以及撒砂法试样的剪胀特性引起。

1997年~2003年，R.J.Finno^[91~93]等通过立体摄影技术观察了在平面应变试验中饱和松砂试样中的剪切带现象。得出无论在排水和不排水情况下均可观察到剪切带现象，并且提出了分析剪切带性状的分析方法。此外，他还对紧密砂进行了大量的平面应变试验研究。

1997年，Michael A.Mooney、Gioacchino Viggiani和Richard J.Finno^[94]用立体成像技术来研究剪切带中的变形，介绍一种分析剪切带行为的新的方法，评价剪切带内部的行为特征。这种分析方法是：通过最小二乘法线性回归拟合剪切带上离散的颗粒位移，决定位移函数，然后变形梯度由有限应变公式给出。这种方法精度是直接通过基于回归分析的统计方法来评价，发现剪切带变形的机理是一个简单的剪切，沿剪切带的长度方向不可伸展。在松砂的不排水平面应变压缩试验中，剪切带在常体积下变形，达到的剪切应变范围为50%~70%。

1997年，R.J.Finno、W.W.Harris、M.A.Mooney和G.Viggiani^[95]通过立体摄影技术观察了在平面应变压缩试验中饱和松砂试样中的剪切带现象。得出：无论在排水和不排水情况下均可观察到剪切带现象，宏观上均匀变形期间的临时

性应变局部化模式最终让位于一条清晰的持续性剪切带模式；不论排水条件如何，应变局部化开始时的有效应力、发挥的摩擦角和孔隙比接近最大值；在持续性剪切带内的剪胀几乎为零，但是局部发生体应变，平均而言，剪切带内体积变形为常数；持续性剪切带在宽度和定向上同时发生演化，剪切带的厚度约为10~25倍颗粒直径，量测的剪切带倾角约为55°~65°，介于Coulomb和Arthur公式的计算值之间。

1998年，Michael A.Mooney、Richard J.Finno 和 M.Gioacchino Viggiani^[96]，进行砂土排水平面应变剪切试验，研究剪切带应力应变的行为特性；研究在给定级配的砂土下，荷载软化和唯一的临界状态之间的关系。在有效应力比值峰值处发生的突然软化和在剪切带中的剪胀逐渐衰减表明，剪切带形成是试样达到它的最大强度的结果，例如，达到峰值摩擦角，应力软化部分地由于持续的剪切带内的剪胀逐渐衰减造成。每个试验最终达到临界状态；同时，在剪切带区域中，剪切应力、平均有效应力和体积保持不变。这个结果表明，剪切应力和平均有效应力之间的关系在临界状态下是一一对应的；但是，在临界状态下，给定的平均有效应力并不对应唯一的孔隙率。

1998年，M.Oda 和 H.Kazama^[97]借助于X射线技术和光学显微镜分析了Toyoura 和 Ticino 砂的平面应变排水试验中剪切带内的微结构变化，提出，为建立粒状土的理想微结构变形模型，必须考虑以下五点：1. 剪切带的边界不是直线，它与大主应力方向的夹角在不同的断面上是不同的；2. 剪切带内产生大孔隙比，该孔隙比可能比一般方法确定的最大孔隙比还大；3. 在剪切带的边界上颗粒的定向发生明显的变化，以至于在剪切带的形成过程中，在相对狭窄的带状区域内形成较大的颗粒旋转梯度；4. 颗粒的旋转，平均而言，平行于宏观旋转方向；5. 剪切带的厚度约为7~8倍平均颗粒直径。

1998年，V.Roger、J.Desrues 和 G.Viggiani^[98]专门研究等容条件对密砂的应变局部化的影响。研究表明：不排水试验中的注水过程可以明显地延迟剪切带的形成，该结果在一定程度上可以解释排水试验中的剪切带形成比不排水试验形成早的原因。

1998年，T.Yoshida 和 F.Tsutsuoka^[99]研究平面应变压缩试验中的颗粒尺寸、破碎性及形状对剪切带变形的影响。试验表明：剪切带内的变形特性与颗粒尺

寸关系最为密切，其次，与破碎性有关，而颗粒形状对剪切带内的变形特性特性的影响最小。

1998年，M.Miyake、M.Wada和Y.Kato^[100]采用离心试验观察地基承载力试验中的剪切带滑动面，借以研究承载力方法的适用性。

1999年，Khalid A. Alshibli 和 Stein Sture^[101]用数码摄像技术来分析平面应变条件下剪切带的厚度和角度。他们采用两个独立的摄像装置，其中一个用来观察剪切带的厚度和角度，另一个用来观察微观变化以确定剪切带的厚度，试验发现两个装置测量结果相近；由此他们进一步研究了粒径、密度和边界条件对剪切带厚度的影响，剪切带的厚度随着粒径和密度的降低而减小，并和试样的剪胀角有关^[102]。

2000年，Khalid A. Alshibli 和 Stein Sture^[103]在低的周围压力（15kPa）和高的周围压力（100kPa）条件下，进行三种砂的一系列排水条件下的平面应变试验，以研究试样密度、周围压力和砂的颗粒大小形状对砂土材料的本构关系和稳定性的影响。用于试验的三种砂是细砂，中细砂和粗糙的硅石砂，形状分别是圆滑的、次棱角的、棱角的。结论是：1.在相同的周围压力下，密实的各向同性砂土试样的平面应变试验，在破坏时，比常规三轴试验有更高的强度，但相应的应变比常规三轴的小得多。平面应变条件下，土体更易于出现缺陷，导致材料不稳定性或者分叉。破坏会来得更快。2.试样密度、周围压力和颗粒级配对剪切带的形成有影响。对于细砂，周围压力是影响试样稳定性的主要因素，低的周围压力下，失稳很快发生，与试样的密度关系不大。对于中细砂，试样密度对失稳破坏影响很大。对于粗砂，只有一个峰值而不管试样的密度和周围压力如何。对于所有的试样都出现剪胀，低围压下，体积变形不发生剪缩，高围压下，只发生小量体积剪缩。剪胀角随颗粒的粗糙程度增加而增大。3.对于细砂，剪切带倾角随围压的增大而增加；相反，对于粗砂，剪切带倾角随围压的增大而减小；对于处于细砂和粗砂中间的中细砂，当围压增大时，密实砂的剪切带倾角减小，而松砂剪切带倾角增加；对于所有的砂，密实砂的剪切带倾角要比松砂的大。

2003年，Khalid A. Alshibli、Susan N. Batiste 和 Stein Sture^[104]在NASA太空飞船上进行微重力低围压（0.05~1.30kPa）的常规三轴排水试验，并用相似的试

样 F-75 Ottawa 砂在正常重力下进行常规三轴试验作比较, 最后, 三轴试验结果与平面应变试验结果作比较, 研究中, 运用了 CT 技术观察剪切带的发展和演化。所得结论是: 1. 在低围压下, 试样表现出很高的峰值摩擦角, 随后出现严重的软化现象; 当围压增加, 软化的程度减小。而且, 在微重力环境下, 常规三轴试验比地面试验表现出更高的摩擦角和剪胀角, 摩擦角和剪胀角随围压增加而减小。所有的常规三轴试验的残余强度差不多一样, 与围压大小无关。所有的试样趋于连续的剪胀, 而不达到临界状态。2. 平面应变试验宏观上的应力-应变关系极大地依赖于试样的密度和围压, 应力软化程度依赖于围压大小。所有的平面试验在不同的轴向应变阶段下, 观察到交叉的剪切带。围压是影响试样稳定性的主要因素, 在低围压下, 局部化变形更早的发生。还有, 相对于松砂, 密砂在更小的轴向应变下开始发生剪切带。3. 在平面应变条件下, 试样的破坏表现为出现明显的剪切带, 并伴随着依赖于试样密度和围压的软化现象。相反, 常规三轴试验中, 试样在峰值应力区域一致地呈鼓状, 并在很高的应变水平下出现复杂的对称的轴向剪切带。明显地, 常规三轴试验试样在变形过程中, 保持相对较好的规律性。

2004 年, H.SUN、J.F.CHEN 和 X.R.GE^[105]用实时的无损伤 CT 扫描技术研究常规三轴试验中粘性土不排水条件下的变形特性。内部的变形特性通过扫描探测, 描述。基于不同断面的 CT 值和 CT 图像, 表明粘性土存在初始缺陷和不均匀性。粘性土的变形是各向异性的。在低围压下 (100kPa), 由于内部很差的粘聚性, 剪切带首先出现在内部, 然后延伸到边缘。在高围压下 (300 和 500kPa), 由于内部很强的粘聚性, 剪切带首先出现在边缘, 然后发展到内部, 剪切带出现在峰值及峰值之后。应力-应变曲线分为四个阶段: (i) 微缺陷合拢; (ii)新的微裂缝出现并逐渐发展, 损伤开始; (iii)局部化变形和损伤迅速发展; (iv)软化破坏和之后的损伤破坏迅猛发展。

2005 年, Yamamuro、Jerry A.、Abrantes 和 Antonio E.^[106]对粉碎珊瑚砂以 0 到 1.76%/sec 的速率进行三轴排水压缩试验, 试样放置在干燥密封的轴对称压力室中, 并在两个围压下进行试验。在压力室平坦的一面以较高的速度采集试样照片。采用数字图像分析技术, 在试样中心位置附近量测局部应变, 在增加应变速率时发现以下规律: 弹塑性硬度增加显著, 破坏强度适度地增加; 峰值应力对应的应变显著地减小; 体积应变产生剪胀。在非常高的应变速率下观察

到不正常的现象，如：峰值应力与最大剪胀率无关，剪切带倾角显著地减小。

2006年，Sulem, J. 和 Ouffroukh, H.^[107]对饱和砂石进行排水和不排水试验来研究剪切带的形成，在不排水条件下，土样中局部的水体交换发生在剪切带开始形成时并沿着剪切带的方向；土体内孔隙水压力的产生导致材料的破坏。在试验中他们采用图像处理技术来分析剪切带中孔隙的变化情况。结果表明在低围压下剪切带内的孔隙变大，在高围压下孔隙减小。

2006年，Rechenmacher, A.L.^[108]采用颗粒模型试验来控制砂土剪切带产生和发展的过程，并应用数值图像相关性的非破坏位移量测技术来量测二维和三维表面位移。用试验结果来估计局部化变形触发剪切带产生的机制，关于到达应力峰值时剪切带形成的时间以及剪切带完全形成的特征变形。比较了三轴试验和平面应变试验土样中剪切带三维应力和边界条件影响的透视图。结果表明剪切带摆脱了小变形机理而依赖于观察到的局部应变不均匀及其表现出来的定态剪切带演化。

H.SUN、J.F.CHEN 和 X.R.GE^[109]用实时的无损伤 CT 扫描技术研究常规三轴试验中粘性土不排水条件下的变形特性。通过扫描探测技术描述土样内部的变形特性。基于不同断面的 CT 值和 CT 图像，表明粘性土存在初始缺陷和不均匀性。粘性土的变形是各向异性的。在低围压下（100kPa），由于内部很差的粘聚性，剪切带首先出现在内部，然后延伸到边缘。在高围压下（300 和 500kPa），由于内部很强的粘聚性，剪切带首先出现在边缘，然后发展到内部，剪切带出现在峰值及峰值之后。应力-应变曲线分为四个阶段：(i) 微缺陷合拢；(ii)新的微裂纹出现并逐渐发展，损伤开始；(iii)局部化变形和损伤迅速发展；(iv)软化破坏和之后的损伤破坏迅猛发展。

M.ODA、T.TAKEMURA 和 M.TAKAHASHI^[110]用微焦 X-射线 CT 技术研究砂土平面应变条件下剪切带中的微观结构。1.研究颗粒土的力学行为有两种不同方法：基于连续介质力学的宏观方法；通过离散颗粒考虑微结构的微观方法。在后一种方法中，需要用 CT 等有效技术可视化土的微观结构。2.在剪切带中出现非常大的孔隙率。从 CT 图像中看出，每一处有大的孔隙率的地方由颗粒相连围绕而成。拱效应在形成这样一个连接结构中起重要的作用。这种结构，被称为柱状结构，在剪切带中可经常观察到。更重要的是它与垂直轴成逆时针。应

力主要是通过柱状结构传递；柱状结构在应变硬化阶段形成。当试样的应力超过峰值，柱状结构开始在剪切带中屈曲，因此形成倾斜的柱状结构。更重要的，大孔隙率发生在这些屈曲的柱状结构中，这样一来就能通过接触面传递弯矩。因此，这些颗粒是面与面接触，而不是点与点接触，通过柱状结构，旋转刚度能够在一定范围内传递对偶力。

1.2.1.2 国外剪切带理论与数值模拟研究现状

1975年，R.Hill 和 J.W.Hutchinson^[111]最早将剪切带现象归因于变形模式的分叉，基于 Biot 的前期研究工作，假定材料是不可压缩，而且材料为初始各向同性或正交各向同性的，采用平行于轴向以及与轴成 45° 方向两个剪切模量来描述本构方程。

1976 年，J.R.Rice^[112]从理论出发指出：对于弹塑性材料，剪切带在平面应变条件下，比在三轴条件下，更易出现局部化变形。

1978 年，I.Vardoulakis、M.Goldscheider 和 G.Gudehus^[113]结合密砂的本构关系特点，将其引入到砂土的剪切带形成分析中，建立产生局部化应变的必要条件。

1980 年，L.Anand 和 W.A.Spizig 结合高强度钢的试验指出，传统塑性理论所预测的剪切带的产生与试验结果有距离，临界应变的理论值往往过高，因此，建议分析剪切带时应采用更合理的本构描述，例如，非共轴的屈服定点模型^[114]。

1981 年和 1983 年，I.Vardoulakis^[115~116]研究了砂样三轴试验的变形分叉现象，采用 Mohr-Coulomn 屈服函数以及非关联流动的刚塑性模型进行理论分析，得出结论：三轴压缩试验中扩散型分叉（屈服、膨胀等）形成在应力—应变曲线的硬化区，而剪切带则滞后形成在软化区。

1987 年和 1993 年，S.Pietruszczak 和 D.F.E.Stolle^[117~118]提出复合体理论，将剪切带视为一种特殊的材料，并与带外土体一起当作符合材料看待，当某一单元出现剪切带时，变形主要集中在剪切带内。

1989 年，Chikayoshi Yatomi、Atsushi Yashima、Atsushi Iizuka 和 Ikuo Sano 提出非共轴流动的 Cam-Clay 模型分析剪切带，认为非共轴修正可大大地促进局部化变形失稳^[119]。

1990年, J.P.Bardet^[120]结合许多研究者的砂土剪切带倾角的试验量测结果,认为Arthur理论和Mohr-Coulomb理论可分别给出剪切带倾角的上下限,而Roscoe理论与试验结果之间的偏差较大。

1990年, P.A.Vermeer^[121]研究了砂土剪切带倾角对颗粒尺寸的依赖性,在分叉理论分析的基础上,根据边界条件的约束作用,采用“柔度矩阵分析法”进行研究,研究结果表明:剪切带倾角在Coulomb解和Roscoe解之间的范围内,粗砂中的剪切带倾角与Roscoe解相近,细砂的倾角与Coulomb解相近。试样一般趋于按最小残余强度的破坏机理发生破坏,而剪切带倾角的Coulomb解最接近这一机理。如果按Coulomb解方向形成剪切带,一般的应力不连续性会沿平行于剪切带方向最大限度的发展,Vermeer认为,对于细砂,穿过较薄的剪切带的力的不平衡性,很容易被试验中使用的一般厚度的薄膜所平衡;对于粗砂,剪切带较厚,力的不平衡性不易被薄膜平衡,则更易发生倾角接近Roscoe解的剪切带,这个结论与Scarpelli^[64]等的试验结果相吻合。

1991年, J.P.Bardet 和 J.Proubet^[122]将粒状材料视为二维颗粒理想排列,为了不限制剪切带内颗粒的自由运动,采用柔性应力控制边界,分析粒状材料中的剪切带的结构,对剪切带内位移、孔隙比、体应变以及颗粒旋转等进行研究,研究结果证实颗粒材料的微极(micropolar)描述,即在剪切带内存在颗粒旋转和摩擦。

1993年, E.B.Pitman^[123]引入高阶Godumov法积分弹塑性粒状材料的控制方程,将剪切带视为内部边界,在剪切带上强加跳跃条件,以确定带附近的应力、应变场,采用有限差分法分析一维平面剪切,得出:剪切带的附加条件仅对带附近的变形场有影响。

1997年, H.Hazatika & H.Matsuzawa^[124]认为试验中观察到的剪切带一般为对称的两支,发展耦合剪切带的应变软化模型应该同时考虑两支剪切带对性应变增量的贡献。

1997年, M.A.Mooney、G.Viggiani 和 R.J.Finno^[125]根据松砂材料试验中剪切带的内部位移观测,通过最小二乘法的回归分析,提出剪切带内部的位移函数,经分析得出:剪切带内部的变形过程相当于简单剪切,即剪切带在长度方向是不可拉伸方向,而且,研究中还得出一个重要的结论:由于剪切带中主应

变增量轴旋转，表明主应力和主应变不可能共轴。

1998年，L.Picarelli、S.Leroueil、M.C.Delisle 和 G.Urciuon 等^[126]总结粘土在室内试验和现场出现剪切区的特征。1. 局部化变形是由材料的不均匀性或者应力不均匀引起。2. 对于正常固结土，剪切变形局部化与压缩有关；对于高的超固结土，剪切变形局部化与剪胀有关。3. 局部化变形产生的尺寸效应。4. 在峰值之前，试样底部的孔隙压力与剪切区域的孔隙压力出现明显的差别，这可能是局部化变形的结果，由此推断，局部化变形在峰值之前发生。5. 局部化变形引起粘土构造的局部改变。在剪切区域内，含水量和密度发生变化。正常固结试样，剪切区域内，密度增加；超固结试样，剪切区域内，密度减小。6. 当指定剪切面时，在剪切面上会发生主应力的旋转。7. 剪切区和剪切面是工程中的薄弱区域。剪切区中土体的力学行为取决于由于损伤、软化和剪切变形所引起的土体微观结构的改变。在剪切区中，土体很快的到达临界状态；除此之外，土体达到残余强度。

1998年，K.Iwashita 和 M.Oda^[127]提出修正的离散单元法（DEM），将颗粒间点接触修正为接触面摩擦，并对试验结果进行模拟，认为该法可以模拟剪切带内产生的大孔隙比，以及显著的颗粒旋转梯度，把这种现象归因与颗粒柱列屈曲的结果。

1.2.2 国内剪切带研究现状

国内对剪切带的研究进行得较晚，研究相对国外比较落后，和国外一样国内进行的研究大都集中在试验研究、理论研究和数值模拟三部分，并且对砂土的研究较多，对粘土的研究较少。

1.2.2.1 国内剪切带试验研究现状

1998年，蒋明镜和沈珠江^[128]在结构性粘土三轴试验结果的基础上，讨论了剪切带形成的宏观力学条件及其倾角，借助于扫描电镜，采用微观定量测试技术，对剪切带及其周围土体的微观结构进行了分析。得出：1. 土体具有足够的结构强度是剪切带形成的条件之一，剪切带的倾角与 Roscoe 理论不相符；2. 剪切带的厚度在宏观上和微观上有差异；3. 剪切带内外的土体，在孔径分布、孔隙比、定向度、各向异性率等方面差异很大；4. 剪切面上剪胀和剪缩并存，总体为剪缩；

5.剪切带内土体也强烈剪缩，土样宏观上呈轻微剪胀特性。

2000年，张启辉等^[129]介绍了同济大学自制的应变控制式平面应变仪，并对上海褐黄色粘性土和暗绿色粘性土进行平面应变试验，提出剪切带上剪胀角的测量方法。发现剪胀角在剪切带完全形成之后基本上在某个稳定值附近波动，由此推断即使在不排水条件下，剪切带内是由剪缩向剪胀发展的。

2000年~2005年，董建国和李蓓等^[130~134]采用同济大学自制的应变控制式平面应变仪对上海褐黄色粘性土和暗绿色粉质粘土进行了大量的固结不排水平面应变试验，得出一些有益的结论：1.剪切带的开始出现在应力峰值前，而形成于峰值后，随后发生软化现象，最后，达到残余强度。2.随着侧向压力的增加，土的抗剪强度不断增加。3.应力-应变曲线都体现出应变软化特征，具有明显的残余强度段，然而从机理上分析，该段强度不再是试样整体土性的反映，而是由局部剪切带变形的强度控制。4.孔隙水压力的发展趋势与剪切带的位置有关，靠近剪切带的土体孔隙水压力增长趋势减缓，比远离剪切带的土体快，并先达到稳定。5.剪切带开始时的偏应力与峰值应力之比随着周围压力的提高呈减少趋势，而剪切带完全形成时的偏应力与峰值应力之比随周围压力的提高基本上不变，略有增加。这说明在高应力水平下，土体局部化变形出现较早，这种现象在深度较大的基坑和高土坝中均要引起注意。6.天然粘性土样的不均匀性引起剪切带较早发生，而粘性土的内聚力使得剪切带的发展速率变缓，从而推迟了剪切带的完全形成。7.土样在固结不排水平面应变压缩试验条件下，体积应变等于零；上下两部位的侧向变形明显差异；一大一小，则意味着侧向变形大的部位发生局部剪胀。剪胀变形的产生又说明剪切带与附近土体具有一定的水力交换，试样内部的剪胀特性可能是剪切带产生的原因。

2002年，邵龙潭等^[135]在常规三轴试验中引入以CCD为像传感器的数字图像测量技术，这就相当于在土样侧向布置了许许多多的非接触式传感器。在橡皮膜上涂强力胶作为标志线来量测侧向变形，采用辅助光源来消除光线差异。通过和传统测量方法的对比，确定图像测量系统横向变形和轴向变形测量的误差分别为 $D=0.2\times10^{-3}$ 和 $D=0.5\times10^{-3}$ 。

土体是由固、液、气三相体组成的，土颗粒本身不产生变形而且在无水条件下相互之间没有粘结力，因此可以把土颗粒当作分析的关键。魏海召和王靖

涛^[35]从微观上来分析库仑公式,认为土体剪切过程中,随着土体颗粒距离的增加,土体的粘聚力 c 和内摩擦角 φ 都是逐渐减小的,解释了慢剪指标比快剪指标大的原因。并对不同粒径级配的土样在相同含水量和密实度条件下进行剪切试验,由下式进行计算得到与原状土样相近的结果。

$$c = (1 + a) \sum_{i=1}^a X_i \cdot c_i$$

$$\varphi = (1 + a) \sum_{i=1}^a X_i \cdot \varphi_i$$

$$a = \sum_{i=1}^a \frac{|X_i \cdot \bar{X}|}{a \cdot \bar{X}} \quad (1-1)$$

1.2.2 国内剪切带理论与数值模拟研究现状

1988 年,李国琛对剪切带分叉的力学条件进行了研究^[136]。

1995 年,邱金营^[137]分析剪切带对土体单元试验的影响:1.假设试样内部各部分的应力应变状态均匀,这样才能将试样表面上量测的数值平均到整个长度(或面积、体积)上,作为相应的应力、应变量值求取依据。但当产生变形的不均匀或变形集中时,表面测得的值不能再代表整个试样内部的相应变化,单元试验就失去了其含义。2.剪切带的厚度与平均粒径的比值不能用一个常数表示,平均粒径越小,这个比值越大。剪切带厚度也具有尺寸效应,是材料特性和试样结构的共同反映,因此剪切带厚度与平均粒径为一常值的理论推测是不合适的。3.单元试验中剪切带的形成影响试样摩擦角和剪胀角的确定。4.变形集中,试样按常规方法整理试验数据是不正确的,用于本构参数确定的应是剪切带内土体的实际应力应变状态。

1997 年,沈珠江^[138]从软化材料的软化机理入手,提出一个能描述各种软化现象的广义吸力丧失模型,把所有物理软化问题的软化机理理解为广义吸力的丧失或广义空隙压力升高的结果。

1999 年,孙红^[139]采用考虑各向异性损伤的本构模型,对平面应变不排水条件下的剪切带形成的倾角问题进行研究。

2000年,张启辉、赵锡宏^[140]利用关口一太田模型分析主应力轴旋转对剪切带形成的影响,得出最可能发生局部剪切变形平面的方向同主轴的旋转角度有关。

2000年,李蓓^[141]对上海地区原状粘性土,主要为第②层褐黄色粉质粘土和第⑥层暗绿色粉质粘土,进行固结不排水平面应变试验,记录试验过程中偏差应力、局部侧向应变和孔隙水压力随竖向应变的变化,观察剪切带的形成过程,初步将剪切带的发展过程同土的应力~应变曲线的不同阶段联系起来,了解上海地区原状粘性土在平面应变条件下的变形规律,局部变形的演变情况,以及土样的破坏模式。在平面应变试验的基础上,定量地研究上海地区粘性土在平面应变条件下剪切带的形成,主要从宏观上确定剪切带开始、发展和形成的有关参数,包括各应力、应变特征值及剪切带的倾角。分析了围压和“超固结”状态对剪切带形成的影响,并比较了上海地区浅层粘性土和深层粘性土的强度与变形,以及在剪切带形成特性上的差别。

2003年,徐建明^[142]对上海地区典型粘性土(主要为第②层褐黄色粉质粘土)的原状土样进行固结不排水平面应变试验,观察到剪切带的形成过程,记录剪切破坏过程,包括破坏后的应力~应变反应及侧向局部化变形的发展。并且运用局部化分叉理论对剪切带进行分析,得出了粘土的剪切带倾角接近于Mohr-Columb理论的结论,比较了剪切带倾角的Mohr-Columb理论值、数值模拟得到的剪切带倾角以及剪切带倾角实测值,认为比较接近。采用剑桥弹塑性本构模型,将应力应变关系推导为率形式并且矩阵化,并对模型参数确定进行分析。然后,建立本文有限元模型,确定模型参数,引入弱单元对剪切带形成进行数值模拟,讨论了弱单元位置、围压、加载速率以及尺寸效应对平面应变试样的应力~应变曲线,变形局部化启动、稳定、剪切带图案及演化规律的影响。

2004年,徐连民^[143]研究正常固结土在排水条件下剪切带形成过程中的边界约束和加载速度效应:土体的剪切带在带内单元的应变软化、体积膨胀过程中形成。土体内单元的体积膨胀,必然要沿约束最弱的方向产生与这部分单元的体积膨胀相适应的侧向变形。体积的膨胀,同时也伴随着围压的降低和可能发挥的潜在强度的降低,产生体积膨胀,需要从周围单元得到孔隙水的补充。

2005年,钱建固、黄茂松^[144]认为速度场通过剪切带保持连续,速度梯度通过剪切带产生跳跃,但速度和速度梯度在平行于剪切带方向仍保持均匀。从连续介质有限变形理论出发,推导触发应变局部化产生的分叉判别准则,给出应变局部化理论的三维解析解。该理论证明:在轴对称条件下,弹塑性硬化区没有应变局部化的产生,而在平面应变条件下,应变局部化发生在弹塑性的硬化阶段。在平面应变条件下,理论预测的剪切带方向角和Arthur的预测值较为一致。

2006年,钟邑桅^[145]对上海第③层灰色淤泥质粉质粘土进行固结不排水平面应变试验,记录试验过程中偏差应力、局部侧向应变和孔隙压力随竖向应变的变化,观察剪切带的形成过程,初步将剪切带的发展过程同土的应力—应变曲线的不同阶段联系起来,了解上海地区原状软粘性土在平面应变条件下的变形规律,局部化变形的演化过程,以及土样的破坏模式。定量地研究上海地区软粘性土在平面应变条件下剪切带的形成,主要从宏观上确定剪切带开始、发展和形成的有关参数,包括各应力、应变特征值及剪切带的倾角。分析影响剪切带形成的因素,研究剪切带形成的机理。通过给定弱单元,运用ADINA有限元程序模拟上海软粘土平面应变条件下剪切带形成的现象;对模拟结果进行分析,并与试验结果作比较。

2006年,刘开富、陈阶亮、谢新宇和朱向荣^[146]基于大变形有限元分析,采用Mohr-Coulomb软化模型研究了软土地基上的基坑放坡开挖时的破坏性状,得到如下结论:基坑开挖达到一定深度后,土体剪切带发展方向不同,考虑应变软化时基坑顶部比基坑底部早达到塑性状态,而非软化分析中则是基坑底部早达到塑性状态。

2007年,叶朝汉^[147]对上海淤泥质粉质粘土进行大量的平面应变试验以及常规三轴试验,并对上海褐黄色粉质粘土和暗绿色粉质粘土的平面应变试验结果进行了整理,根据在试验过程中侧向应变和孔隙水压力的变化规律得出了上海软土剪切带各特征值及其之间的关系;并提出损伤应变的概念,采用损伤变量可以很方便地判断剪切带的形成。根据平面应变条件下土样的应力应变关系,采用不相适应的流动法则推导出平面应变条件下剪切破坏的本构关系,并确定了各参数的取值。然后通过有限元程序和有限插分程序模拟了剪切带的形成过程;最后将试验结果应用到实际工程中,取得了一定的成果。

1.3 国内外考虑初始缺陷的剪切带研究现状

虽然早在 20 年前就有人做过考虑初始缺陷剪切带方面的研究, 但至今国内外报导鲜见, 做这方面研究的学者也很少, 值得当今学者做进一步的研究。

1.3.1 国外考虑初始缺陷的剪切带研究现状

1981 年, Hutchinson 和 Tvergaard^[148]采用几个不同的材料模型和分叉分析方法, 研究平面应变试验中剪切带形成对缺陷的敏感性。考虑一缺陷体, 该缺陷体内材料的均匀特性与其余部分稍有不同, 研究结果表明: 一个非常小的初始缺陷, 可导致分叉点的剪应变本质上的减少。初始缺陷参数 ξ 从 0.5% (即缺陷区内外的强度差异为 0.5%) 增加到 1%, 将导致临界剪应变减少 50%, 初始缺陷还引起破坏时发挥摩擦角 ϕ_f 的降低。

1982 年, Vardoulakis 和 Graf^[149]研究了干砂平面应变试验中初始缺陷的敏感性问题, 在试样中引入初始缺陷, 使得变形首先在较弱的区域发生, 然后, 形成剪切带, 最后, 达到极限状态。引入缺陷的大小和形式将直接影响试验的结果。

1995 年, Akira Asaoka 和 Toshihiro Noda^[150]指出, 在不排水条件下, 当试样存在初始缺陷时, 这些缺陷会在开始剪切阶段诱发孔隙水的迁移。

1997 年, R.J.Finno、W.W.Harris、M.A.Mooney 和 G.Viggiani^[151]对均匀性程度不同的松砂试样, 在平面应变固结不排水试验中剪切带的演化情况进行比较。不均匀试样在不排水剪切过程中, 只有一个剪切带从开始直到发展成为最终的单一型剪切带, 而均匀性较好的试样, 在固结阶段基本保持相等的局部侧向应变率, 开始时有多个剪切带, 最终只有其中一个完全形成, 仍属于交叉型剪切带。

Yamamoto 将 Gurson 本构模型应用于带状缺陷的材料, 取初始带内的材料的空洞含量比带外高, 研究表明, 比之无缺陷的材料而言, 初始缺陷的存在会大大地促进局部化分叉。

1.3.2 国内考虑初始缺陷的剪切带研究现状

到目前为止，国内还没有这方面的报导，为了缩小与国外的差距，我们必须跟紧国外发展的步伐，尝试不同的研究方法，考虑更多更复杂的影响因素进行剪切带的研究，把我国的剪切带理论水平提高的一个更高的层次。本文将对软土进行考虑初始缺陷的剪切带试验研究和数值模拟，以填补国内研究的空白，并期望获得一些有意义的结论，以指导工程实践。

1.4 本文的研究思路、方法及主要工作

1.4.1 本文的研究思路与方法

室内试验研究可以为剪切带的研究提供必不可少的参考，是理论研究的基础，室内平面应变固结不排水试验是剪切带研究的一个重要内容，同济大学教育部岩土工程重点试验室为剪切带的室内试验研究提供了坚实的试验基础和条件。本文对上海第五层灰色粘土做了一系列考虑初始缺陷的固结不排水平面应变试验，与此同时，还进行一系列常规的固结不排水平面应变试验，以探讨剪切带对初始缺陷的敏感性。

理论分析是科学研究的重要手段。本文在前人研究的基础上，进一步对上海第五层灰色粘土剪切带问题进行了考虑初始缺陷的研究，并探讨了剪切带对初始缺陷的敏感性，得出相应的计算公式。

随着大型有限元软件的出现，数值模拟已成为剪切带问题研究的一个重要的手段。本文运用大型通用软件 ANSYS，对考虑初始缺陷的平面应变试验进行模拟计算研究。

总之，在剪切带问题研究中，重视过去的研究成果，通过综合对比分析将对剪切带问题的认识提升到一个新的高度，同时，尝试新的室内试验方法，重视理论研究，并借助于有限元这一强有力的手段，将对问题的认识不断深化，以期达到工程应用之目的。

1.4.2 本文的主要研究工作

本人在难得的试验条件下, 进行一系列的室内试验研究以及数值模拟, 以期进一步认识实际工程中土的力学特性。论文的主要研究内容如下:

第 1 章 对国内外剪切带的研究现状以及考虑初始缺陷的剪切带研究现状进行回顾与总结, 并提出本文的研究思路和主要研究内容。

第 2 章 对平面应变试验及其试验数据处理方法进行介绍。试验采用同济大学自行研制的国内第一台真三轴兼容平面应变仪, 在试验中可对试样进行变形局部化量测, 得到局部化变形的分叉点, 并观察剪切带的形成过程。

第 3 章 对上海第五层灰色粘土进行常规的固结不排水平面应变试验, 记录试验过程中偏差应力、局部侧向应变和孔隙压力随竖向应变的变化, 观察剪切带的形成过程, 初步将剪切带的发展过程同土的应力—应变曲线的不同阶段联系起来, 了解上海地区原状软粘性土在平面应变条件下的变形规律, 局部化变形的演化过程, 以及土样的破坏模式。

第 4 章 对上海粘土剪切带形成特性进行研究, 探讨上海第五层灰色粘土初始损伤门槛值的确定方法和规律性; 用不同方法确定剪切带形成过程中的各特征点, 探讨其规律性, 在前人研究的基础上进一步研究上海第五层灰色粘土的力学特性。

第 5 章 对上海第五层灰色粘土进行考虑初始缺陷的固结不排水平面应变试验研究, 与常规试验结果进行对比, 探讨剪切带对初始缺陷的敏感性情况, 把剪切带的各参数与初始缺陷关联起来, 得出相应的计算公式, 希望能够进一步认识实际工程中土的力学特性。

第 6 章 通过在边坡工程初始缺陷处设置弱单元, 运用 ANSYS 有限元软件对边坡的稳定性以及剪切带形成情况进行了模拟计算, 与均匀土体边坡计算结果进行对比, 探讨边坡工程对初始缺陷的敏感性。

第 7 章 为主要结论与前景展望。

第2章 平面应变试验及其试验数据处理方法

2.1 引言

室内试验作为研究土力学的主要手段之一，对土的抗剪强度测试一直扮演着重要角色。本章主要对平面应变试验及其试验数据处理方法进行介绍。试验内容包括：利用同济大学自行研制的国内第一台真三轴兼容平面应变仪对上海第五层灰色粘性土进行考虑初始缺陷的固结不排水平面应变试验，同时还进行常规的固结不排水平面应变试验，在试验中对试样进行变形局部化量测，得到局部化变形的分叉点，并观察剪切带的形成过程。

2.2 平面应变试验

2.2.1 试验前的准备

在进行平面应变试验前，对仪器设备性能进行仔细检查，以保证试验顺利进行，具体包括以下几个方面：

1. 排水管路的各个接口，转接口，阀门处是否存在漏气、漏水或阻塞现象；
2. 稳压系统是否能持续保持设定好的围压值，是否有漏气现象；
3. 轴向传压活塞是否充分润滑；
4. 透水石是否通畅且透水饱和；
5. 橡皮膜是否有漏气小孔等。

2.2.2 试验步骤

1. 切土制样

首先切取部分土样放置在特制切土器内，用钢丝锯及切土刀制备成横截面为 70mm×25mm、高为 70mm 的试样。切好之后再用游标卡尺测量试样尺寸，

以保证试样尺寸误差在 0.1mm 之内。用电子天平称量试样质量，并选取有代表性的土样测定各项土性指标。

2. 试样安装

打开试样下排水阀门，使量管中的水缓缓地从底座流出，并放好透水石，待气泡排除后，关闭下排水阀门，上排水也是如此。借助于承模筒在土样外套上橡皮膜，并在土样上下放好湿润好的滤纸，然后把土样小心放置于底座，翻起橡皮膜套到底座上，并用橡皮圈固定。再把土样帽放置于土样之上，步骤同底座安装。安装试样过程中，可能会在排水管道及土样与橡皮膜间产生气泡。解决办法是打开上下排水阀门，高举量管，轻弹排水管道，使气泡顺利排除。

在土样侧面的橡皮膜上和侧限板内壁处均匀涂抹一薄层硅脂润滑剂，将侧板对中放置于土样两侧，考虑到土样会在围压下固结，应适当拧紧水平拉杆，使土样与侧板间尽可能紧密接触。

安装四个测量局部位移的侧向传感器，传感器的安装位置应使得其中一对传感器的连线穿过可能的剪切带，而另一对传感器的连线尽量下移，使得其不穿过可能的剪切带。由于剪切带的位置在试验前只能是预估的，故有可能产生偏差。另外，由于传感器的有效线性范围以及避免土样固结后传感器探头与土样表面脱离，应该使传感器有一个微小的初始压缩读数（约 0.9mm）。

装上压力室外筒，此时传压活塞应放置在最高位置，反力底盘应降至最低位置，以免与试样发生碰撞，并拧紧外筒连杆的密封螺帽，使传压活塞与土样帽接触并对中。在拧螺帽时，需对称拧紧，以防漏气。

3. 通过粗调装置，把反力底盘升至传压活塞与土样上帽微微接触，并使压力传感器有一个微小的读数（约 8N）。安装竖向位移传感器，并把初始读书归零，记下四个侧向传感器读数。

4. 施加侧向压力及固结

打开空气压力泵，并调节压力阀门，使压力室中的气压稳定于预定围压。一般施加围压 σ_3 后，在不排水条件下静止 15~30 分钟，然后记下初始孔隙水压力读数 u_0 。当 $u_0/\sigma_3 \geq 95\%$ 时认为土样是饱和的。然后打开排水阀门，使试样在围压 σ_3 下排水固结 24 小时。

5. 经过 24 个小时固结后，四个侧向位移传感器以及竖向传感器的读数会有变化，首先记下四个侧向传感器的读数，与前面记下的数值之差即为土样的侧向固结压缩值。用微调把底盘慢慢升高，使传压活塞再次与土样上帽微微接

触, 记下此时竖向传感器的读数, 此读数即为土样竖向压缩值。侧向、竖向压缩值可用来与后面的体积、高度。宽度修正进行互相校核。

6. 平面应变条件下的试样剪切

试样开始剪切前, 关闭上下排水阀门, 检查各个传感器与 A/D 数据采集器接口情况, 以及 A/D 数据采集器接口与计算机连接情况是否妥当, 并将各个通道的数据调零, 并打开用于显示实时曲线的程序。根据固结不排水平面应变试验的情况, 取以每分钟 0.073mm(约 0.1%) 的剪切速率施加轴向压力, 直至土样侧面观察到剪切带完全形成, 并且轴向应变达到 15% 以上后停止压缩。

7. 试验结束后工作

试验结束时立即停机, 卸载围压并取出试样。描述剪切带的形状并拍照。称其重量, 以计算试验后的土性指标。卸下的橡皮膜立即洗净, 擦干, 上滑石粉, 并密封保存好以备多次使用。

8. 其余注意事项

由于侧向位移传感器是电容式, 其对于温度、湿度的变化十分敏感, 所以试验应尽量避开天气突变, 以及高温高湿天气的日子, 试验结束后保持压力腔内空气流通。

2.3 平面应变试验数据处理

2.3.1 试样固结后的高度、宽度和体积的修正

经过 24 个小时的排水固结, 土样的高度、宽度和面积都有变化, 可通过排水量, 按以下方法近似对其进行修正。但这一修正以各向同性的均质土为依据的, 对具有层理构造的非均质土会有一定的误差, 在这里未加考虑。

设固结前试样的长度、宽度、高度、横截面积和体积分别为 l_0 、 b_0 、 h_0 、 A_0 和 V_0 , 固结后分别变为 l'_0 、 b'_0 、 h'_0 、 A'_0 和 V'_0 , 固结前后的体积改变为 ΔV (通过量测固结时的排水量计算)。因为是等向固结, 又设为均质土, 所以

$$\frac{\Delta l_0}{l_0} = \frac{\Delta w_0}{w_0} = \frac{\Delta h_0}{h_0} = \varepsilon_0 \quad (2.1)$$

由于: $\varepsilon_v = \varepsilon_l + \varepsilon_b + \varepsilon_h = 3\varepsilon_0$

则有 $\varepsilon_0 = \frac{\varepsilon_V}{3} = \frac{\Delta V}{3V_0}$ 。因此，试样固结后高度、宽度和横截面积的修正公式分

别为： $h'_0 = h_0(1 - \varepsilon_h) \approx h_0 \left(1 - \frac{\Delta V}{3V_0}\right)$ (2.2)

$$b'_0 = b_0(1 - \varepsilon_b) \approx b_0 \left(1 - \frac{\Delta V}{3V_0}\right) \quad (2.3)$$

$$A'_0 = A_0(1 - \varepsilon_h)^2 \approx A_0 \left(1 - \frac{\Delta V}{3V_0}\right)^2 \quad (2.4)$$

2.3.2 剪切过程中的试验横截面积和应变值的修正

1. 平均横截面积和平均轴向应变

按如下方法修正平均横截面积和平均轴向应变：

$$A_\alpha = \frac{A'_0}{1 - \varepsilon'_0}, \quad \varepsilon'_0 = \frac{\Sigma \Delta h}{h'_0} \quad (2.5)$$

式中， A_α —— 剪切过程中试样的平均横截面积；

ε'_0 —— 剪切过程中试样的平均轴向应变；

$\Sigma \Delta h$ —— 剪切时试样的累计轴向变形。

则剪切过程中，试样所受的平均轴向应力按下式计算：

$$\sigma_\alpha = \frac{P_\alpha}{A_\alpha} \quad (2.6)$$

式中， P_α 是拉压传感器的读数。

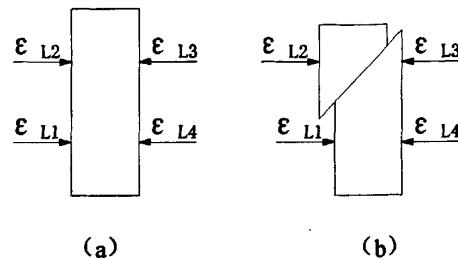


图 2.1 局部侧向应变

2.局部侧向应变值的修正

局部侧向应变 ε_{L1} 、 ε_{L2} 、 ε_{L3} 、 ε_{L4} 的修正仅限于剪切带完全形成之前（如图 2.1a 所示）；而当剪切带完全形成之后，土样被剪断，分成上下两部分发生明显的相对滑动（图 2.1b），此时，局部侧向应变的量测值包括了相对滑动，故对于剪切带完全形成之后的局部侧向应变值不作修正。

剪切带完全形成之前的局部侧向应变按下式修正：

$$\varepsilon_{L1} = \frac{\Sigma \Delta b_1}{b'_0} \quad \varepsilon_{L2} = \frac{\Sigma \Delta b_2}{b'_0} \quad \varepsilon_{L3} = \frac{\Sigma \Delta b_3}{b'_0} \quad \varepsilon_{L4} = \frac{\Sigma \Delta b_4}{b'_0} \quad (2.7)$$

式中， $\Sigma \Delta b_i$ ($i = 1, 2, 3, 4$) 是剪切时侧向位移传感器 L_i 所记录的试样侧向变形的累计值。

2.3.3 末端误差和嵌入误差

由于土颗粒会嵌入橡皮膜，使得橡皮膜在土颗粒间的间隙处发生弯曲，以及橡皮膜本身的收缩张力影响，会导致轴向变形的测量误差，这就是末端误差。此外，当有效围压改变时，由于试样排出或吸入水而引起的试样体积变化，使得包裹土样的橡皮膜嵌入土颗粒间的间隙，从而引起体积变化测量的误差，成为橡皮膜嵌入误差。这两种误差都会使得试验中测量的应变数据产生误差。

由于相对砂土而言，粘性土的颗粒很小，这两种误差也相对较小，所以本文没有考虑这两种误差的影响。

2.3.4 边界条件的影响

在理想状态下，试样与刚性侧板间应该始终保持紧密接触。此种情况下，加载开始时，平面内的应力水平 $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_c$ ， σ_c 大小等于压力室内的空气围压，平面外应力 σ_2 小于 σ_c ，其值大小取决于材料泊松比 ν ：

$$\sigma_2 = 2\sigma_c \frac{\nu}{1-\nu} \quad (2.8)$$

随着加载过程， σ_1 不断增大，围压 $\sigma_3 = \sigma_c$ 保持不变， σ_2 逐渐达到中主应力。

实际试验中，由于土样的固结作用，在开始剪切前，试样与刚性侧板间总存在一定的空隙，随着加载的进行逐渐缩小，直至消失，这时试样才进入平面

应变受力状态。

在本文试验中，没有对 σ_1 值进行测量，但采用以下的方法进行修正。

在试样的应力应变曲线中，加载初始阶段，土样为轴对称受压状态，其应力应变曲线较平缓；一旦土样达到平面应变状态，应力应变曲线立即变陡，中间有一个明显的转折点，下面通过简单的推导加以说明：

假设试验土体为各向同性的弹性体，在土样轴对称受压状态时：

$$E = \frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \varepsilon_1} = \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \varepsilon_1} \quad (2.9)$$

土样达到平面应变状态时：由 $\varepsilon_2 = 0$ ，可得：

$$\sigma_2 = \nu(\sigma_1 + \sigma_3) \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E} - \nu \frac{(\sigma_2 + \sigma_3)}{E} \quad (2.11)$$

将式(2.10)代入式(2.11)，得：

$$\varepsilon_1 = \frac{(1-\nu^2)\sigma_1 - \nu(1+\nu)\sigma_3}{E} \quad (2.12)$$

围压 $\sigma_3 = \sigma_c$ 保持不变，则应力应变曲线斜率为：

$$\frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \varepsilon_1} = \frac{E}{1-\nu^2} \quad (2.13)$$

对比式(2.9)和式(2.12)可见，在相同围压情况下，平面应变状态时的应力应变曲线斜率比轴对称受压状态时要陡。试验采用的是不排水剪，则 $\nu = 0.5$ ，所以前者情况下的应力应变曲线斜率是后者的 1.33 倍。

2.4 本章小结

本章介绍了同济大学平面应变试验仪器的构造、精度、特点，以及平面应变试验的步骤、数据处理方法、误差修正方法等。

同济大学平面应变仪结构简单，操作简易，可以测得土样侧面任意点的局

部侧向应变，使得在室内模拟实际工程中常遇到的平面应变受力状态成为可能，为开展平面应变条件下的土体应力应变关系的研究，特别是土体剪切带研究，提供了得力的试验工具。

第3章 剪切带形成的常规平面应变试验研究

岩土工程问题的试验研究可分为现场测试和室内试验，现场原位测试由于能真实反映地质条件、工程因素而倍受青睐，但因其费用昂贵，其开展受到一定的限制。室内试验费用相对较低，可以针对工程问题的某一个方面展开研究，因而成为岩土工程问题不可或缺的手段。

三轴试验是土工试验中的一项重要的力学试验，是测定土的静力特性、动力特性和研究砂土液化条件的主要试验方法，是研究土体本构关系的重要手段。用三轴试验测定土的参数已成为重要岩土工程设计的主要依据^[152]。

平面应变试验则属于一种特殊的三轴试验，它是模拟工程实践中土处于平面应变受力状态时的试验。在实际工程中，许多土工问题都近似于平面应变，如土石坝、路堤、挡土墙及条形基础等。目前有关平面应变问题的一些工程，设计人员所采用的强度参数多是通过常规三轴试验确定的，平面应变试验相比于常规三轴试验使用的较少。对于常规设计，轴对称与平面应变两者之间的明显差别并不重要。但对于测定土的强度来讲，采用平面应变试验与采用常规三轴试验所测得的结果，其强度有重大差别。平面应变试验测得的强度比三轴试验大，最大达30%^[153]。

土体的逐渐破损理论是当前岩土力学研究的焦点问题之一，应变软化特性在三轴试验这一边值问题中，表现为试样会出现剪切带。近年来，国内外不少学者采用平面应变仪量测试样的局部侧向变形，用于研究平面应变条件下试样剪切带的形成和发展过程。所谓平面应变状态是指沿土工结构物等的轴向方向切取单位长度作为计算单位，在轴线方向的应变等于零。剪切带在平面应变试验条件下比较容易观察到，所以选取上海地区典型原状粘性土进行平面应变试验。本章研究将主要包含以下几部分内容：

- (1) 剪切带形成的室内试验的主要类型
- (2) 剪切带形成的常规平面应变试验研究
- (3) 本章小结

至于上海第五层灰色粘土的试验数据处理及分析将在下一章中展开，而考

虑初始缺陷的固结不排水平面应变试验研究, 以及与常规的固结不排水平面应变试验结果的对比分析, 将在第五章中展开。

3.1 剪切带形成的室内试验研究的主要类型

剪切带的试验研究通常采用三轴试验和平面应变试验, 也有部分学者采用其它方法研究土体剪切带, 并取得了良好的效果。

1) 三轴试验

三轴试验有真三轴和常规三轴两种, 常规三轴试验作为土的基本模型试验, 对研究土强度和变形特性起到很大的作用。其特点是能较好的控制排水条件, 能量测孔隙水压力, 能够进行某些应力路径的试验。真三轴试验是一种能真正反映土体的三维应力状态的室内试验, 由于三维应力状态要确定的参数较多, 因此在一般情况下对应力状态进行简化, 真三轴试验的研究并不是很多。

由于常规三轴试验中采用圆柱形试验, 相对而言, 局部化变形过程观测相对困难, 尤其对描述剪切带的一些状态参数(例如, 分叉应力, 应变, 剪切带倾角等)的选取较为困难, 因此, 往往需借助于精密量测设备才能进行很好的观测。近年来, 随着扫描电镜(SEM)、CT技术、立体成像技术在土微观研究领域的应用, 一些研究者开始采用这些设备观测土样内部变形情况, 包括剪切带内部变形, 以期更加深入地了解土体的局部化变形机理。

2) 平面应变试验

平面应变试验从本质上说是真三轴试验的一种特例, 是对于真三轴试验的一种简化, 在实际工程当中也经常遇到平面应变问题。由于边界条件的影响, 在平面应变条件下比较容易观察到剪切带现象, 所以很多学者都采用平面应变试验来研究剪切带。

3) 其它试验方法

目前研究剪切带现象运用较多的还是三轴试验和平面应变试验, 但是也有一些学者采用其它的试验方法, 如: Rechenmacher, A.L.^[108]采用颗粒模型试验来控制砂土剪切带产生和发展的过程, 并应用数值图像相关性的非破坏位移量测技术来量测二维和三维表面位移; Khalid A. Alshibli 和 Stein Sture^[101]用数码摄像技术来分析平面应变条件下剪切带的厚度和角度。

3.2 剪切带形成的常规平面应变试验研究

本次试验采用的土样是上海地区第五层原状灰色粘土，取自上海浦西某深基坑工程工地。土样的基本物理性质指标见表 3.1。

为了考虑不同围压对剪切带形成的影响，分别取固结压力 $\sigma_3 = 50\text{kPa}$ 、 100kPa 、 150kPa 、 200kPa 和 250kPa 进行常规平面应变试验，见表 3.2。

表 3.1 试验土样的基本物理性质指标

土层名称	含水率 (%)	重度 (kN/m ³)	孔隙比	饱和度(%)	比重	塑性指数	液性指数
灰色粘土	40.7	17.4	1.15	96.7	2.76	27	1.09

表 3.2 平面应变试验编号

土层	试验编号	围压/kPa
上海第五层 灰色粘土	T5-50	50
	T5-100	100
	T5-150	150
	T5-200	200
	T5-250	250

3.2.1 试验目的

本次试验的目的是探讨上海第五层灰色粘土剪切带的开始、发展与形成情况，获得各特征点（剪切带开始形成点，峰值点，剪切带完全形成点）的综合信息；探讨土样的初始损伤门槛值；分析整个剪切带形成过程中土体的应力~应变关系，孔隙水压力的变化以及侧向局部化变形的发展情况。

3.2.2 试验步骤

本次试验采用固结不排水平面应变试验，试验分以下两个阶段进行：

1. 固结阶段

根据试验要求，将切取好的土样套上橡皮膜并在仪器中安装好后，启动空气泵，向压力室内施加固结围压 σ_3 进行固结，固结时间为 24 小时。

2. 平面应变条件下的不排水剪切阶段。

平面应变条件下的不排水剪切采用等应变率控制，试验中统一采用每分钟0.073mm(约0.11%)的剪切速率施加轴向压力。通过侧向位移传感器监测，观察剪切带的形成过程，并用数码相机拍摄其过程。为尽可能地保持分叉前的应力和位移的均匀性，减少侧板以及上下加载板对试样变形的约束，在与试样接触的板面上皆均匀涂抹硅脂，以减少表面摩擦。

3.3 试验数据的整理与分析

3.3.1 变量定义

对试验结果进行分析时，采用 Roscoe 的平面内应力定义，定义如下变量：

$$\text{平面内剪应力: } q = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\text{平面内平均应力: } p' = \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \quad (\text{上标 '}' 表示有效应力})$$

竖向轴向应变: ε_1

侧向平均应变: ε_3

剪应变: $\varepsilon_q = \varepsilon_1 - \varepsilon_3$

体应变: $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_3$

根据有效应力原理， $\sigma' = \sigma - u$ ， u 为孔隙水压力；并规定应力、应变以压缩为正，拉伸为负。

3.3.2 应力应变曲线综合分析

为了研究上海粘性土在产生剪切带时的特性，分别取固结压力 $\sigma_3 = 50\text{kPa}$ 、 100kPa 、 150kPa 、 200kPa 和 250kPa 条件下，进行固结不排水平面应变试验。对平面应变试验数据，分别整理成应力～应变曲线 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \varepsilon_1$ ，孔隙水压力～剪应力曲线 $u \sim \varepsilon_1$ 和侧向应变～竖向应变曲线 $\varepsilon_{\text{侧}} \sim \varepsilon_1$ ，见图 3.1～3.21 所示。

从图 3.1 中明显可见，随着围压的增加，土样的峰值偏应力也相应增加，土体的破坏强度随着固结压力的增加而增加。图中的应力应变曲线大致可以分为 3 个阶段：偏应力近似直线阶段，通常认为此阶段是弹性变形阶段；偏应力

缓慢增加阶段，即通常认为的弹塑性变形阶段；偏应力减小阶段，即破坏后软化变形阶段。除了T5-100和T5-150试样应变软化不明显以外，T5-50、T5-200、T5-250均有明显的应变软化现象，与上海第三层原状淤泥质粉质粘土试验结果类似^[145]。前两个阶段属于应变硬化阶段，后一个阶段为应变软化阶段；从图上还可以看出，在围压较高时峰值前还会出现明显的二次强化阶段。

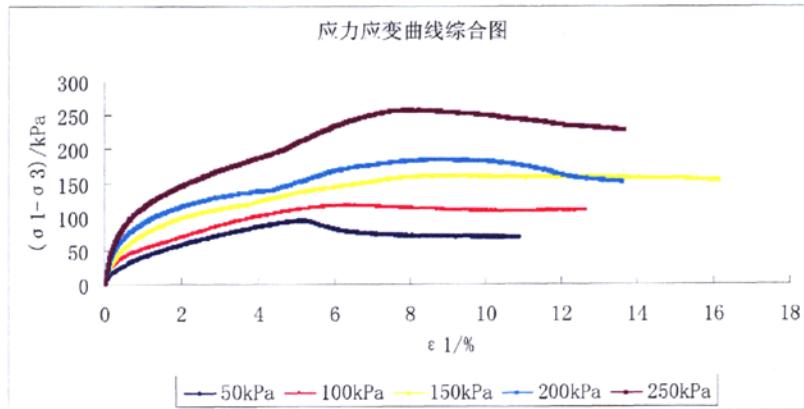


图 3.1 应力应变关系曲线

3.3.3 侧向应变与主应变关系曲线分析

侧向应变与主应变的关系图如图3.2~图3.11所示，图中 ε_{L1} 和 ε_{L4} 为穿过土样下部的两个侧向应变，而 ε_{L2} 和 ε_{L3} 为穿过上部的两个侧向应变， $\varepsilon_u = \varepsilon_{L1} + \varepsilon_{L4}$ ， $\varepsilon_d = \varepsilon_{L2} + \varepsilon_{L3}$ 。从图中可见，由于应变局部化的影响，随着竖向应变 ε_1 的发展，局部侧向应变 ε_{L1} 、 ε_{L2} 、 ε_{L3} 和 ε_{L4} 分别出现不同的变化趋势；加载初期，四个传感器的变化基本一致， ε_u 与 ε_d 曲线基本重合；当 ε_1 达到某一值时，四个传感器数据变化开始发生明显的分离，围压为50kPa、200kPa时， ε_{L2} 随着剪切带的形成急剧增加，而其它三个传感器读数基本不变，在围压为100kPa、150kPa时， ε_{L4} 随着剪切带的形成急剧增加，而其它三个传感器读数基本不变，围压为250kPa时， ε_{L1} 随着剪切带的形成急剧增加，而其它三个传感器读数基本不变；随着 ε_1 的增加， ε_u 与 ε_d 的发展趋势出现明显不同，在围压为50kPa、200kPa时， ε_u 随着 ε_1 的增加而急剧增加，而 ε_d 增加趋势减缓，随着剪切带的继续发展，最后趋向于某一常数而不再增加；而围压为100kPa、150kPa、250kPa时， ε_d 随着 ε_1 的增加而急剧增加，而 ε_u 的发展趋势减缓，出现与围压为50kPa、200kPa

相反的规律,这主要是由于上下边界条件不一致引起的,这也是本试验的难点,很难保证试验土样上下边界条件完全相同,希望后面的研究者能在这方面做一些工作。

ε_u 和 ε_d 曲线开始分叉的 O 点,表示土样内部开始发生不均匀变形,即变形开始向土样内的某一部位集中,土样内发生变形集中的这一部位是剪切带最先发展的部位,因此, O 点代表着剪切带开始发生, O 点所对应的竖向应变 ε_1 可作为剪切带发生的门槛应变,称为分叉应变,记作 $(\varepsilon_1)_o$, 相应的偏应力记作 $(\sigma_1 - \sigma_3)_o$; 另外,当上下局部应变的差值 $\varepsilon_u - \varepsilon_d$ 达到某一状态时,可以认为土样已被剪切带剪断而分离成两个块体,以发生相对滑动为主,把该点定义为剪切带完全形成的标志点,其相应的竖向应变记做 $(\varepsilon_1)_s$, 相应的偏应力记作 $(\sigma_1 - \sigma_3)_s$ ^[14]。关于定量的确定剪切带开始形成以及剪切带完全形成的方法标准将在后面介绍。

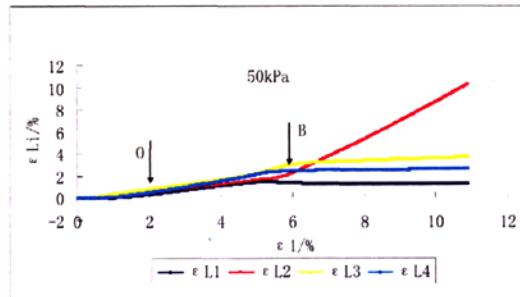


图 3.2 试样 T5-50 侧向应变与竖向应变的关系曲线

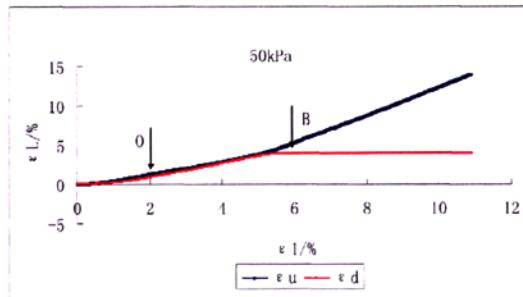


图 3.3 试样 T5-50 上、下侧向应变与竖向应变的关系曲线

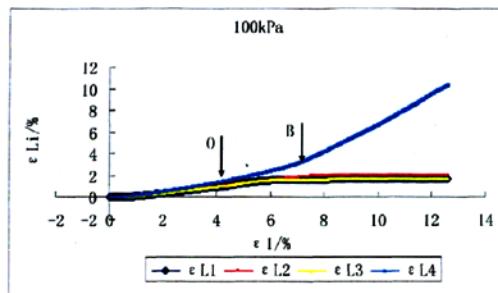


图 3.4 试样 T5-100 侧向应变与竖向应变的关系曲线

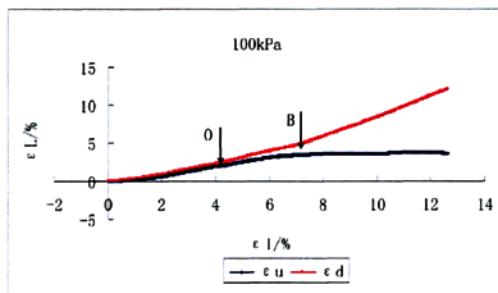


图 3.5 试样 T5-100 上、下侧向应变与竖向应变的关系曲线

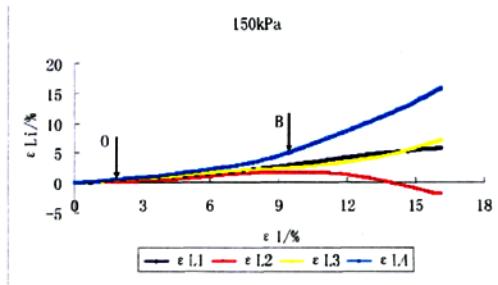


图 3.6 试样 T5-150 侧向应变与竖向应变的关系曲线

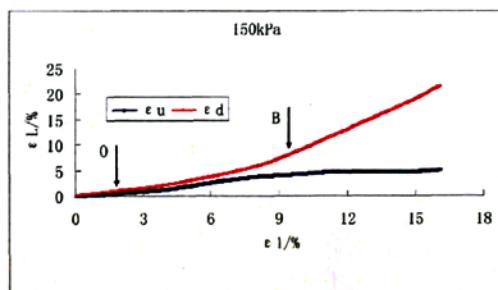


图 3.7 试样 T5-150 上、下侧向应变与竖向应变的关系曲线

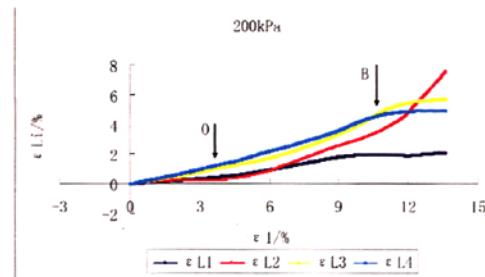


图 3.8 试样 T5-200 侧向应变与竖向应变的关系曲线

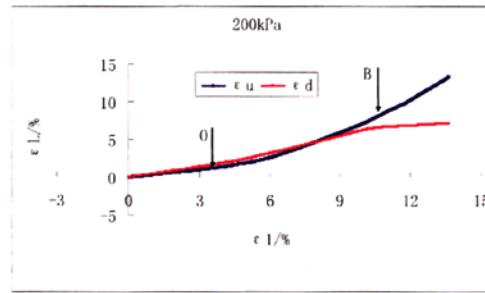


图 3.9 试样 T5-200 上、下侧向应变与竖向应变的关系曲线

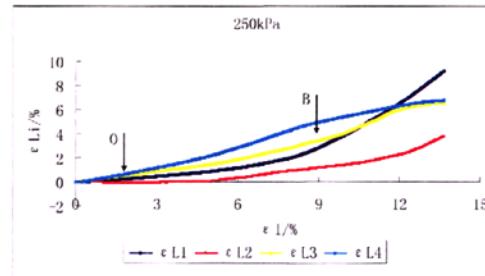


图 3.10 试样 T5-250 侧向应变与竖向应变的关系曲线

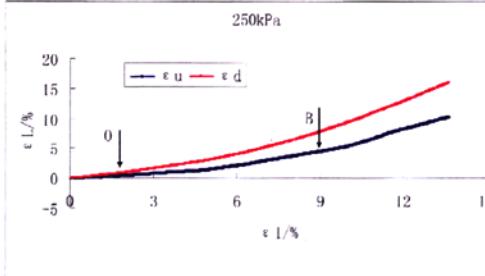


图 3.11 试样 T5-250 上、下侧向应变与竖向应变的关系曲线

3.3.4 偏应力、孔隙水压力及侧向应变与竖向应变的关系曲线

孔隙水压力及侧向应变的变化可见图 3.12~图 3.21。从图中可见, 加载开始阶段, 孔压的增长趋势比较均匀, 但是当竖向应变达到一定的值时, 孔压的增长趋势有突然改变的现象, 即曲线出现拐点, 从图中可以看出, 曲线的两个拐点与由 $|\varepsilon_u - \varepsilon_d|$ 标准^[141]确定的剪切带开始形成和完全形成点 O、B 非常接近, 因此可以把孔压变化曲线的两个拐点所对应的轴向应变分别定义为剪切带开始和完全形成点, 这部分将在后面详细论述。

对比偏应力曲线和孔压曲线可以看出, 开始时孔压和偏应力的变化趋势基本一致, 孔压和偏应力均随竖向应变的增加逐渐增加, 但是当偏应力到达峰值以后, 偏应力逐渐减小出现软化现象, 而孔压仍然慢慢升高, 这将加速剪切带的形成, 引起土体的破坏, 因此剪切带大都在出现峰值偏应力后很快形成。从图中还可以看出, 只有在围压为 50kPa 时, 孔隙水压力才有趋于稳定段, 而当围压高于 50kPa 时, 即使到了剪切带完全形成, 上、下孔压仍然在慢慢升高, 试验过程中也发现, 剪切前关闭上、下排水管, 即使不加轴压, 孔压也会慢慢升高, 这说明在高围压下, 经过 24 小时的固结土样并没有完全固结。

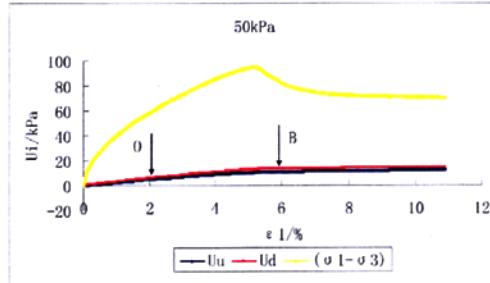


图 3.12 试样 T5-50 偏应力、孔隙水压力与竖向应变的关系曲线

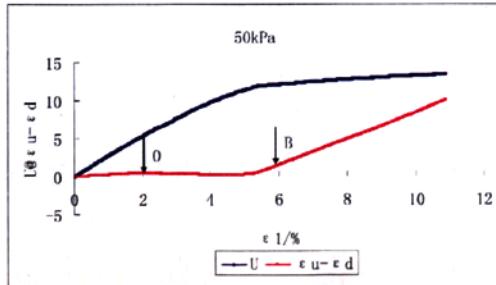


图 3.13 试样 T5-50 孔隙水压力、侧向应变与竖向应变的关系曲线

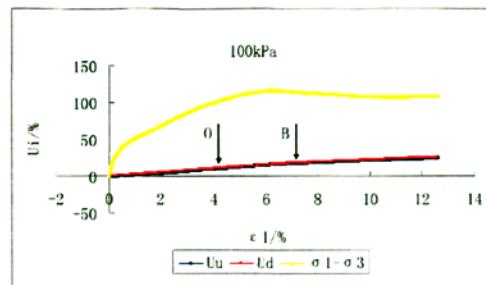


图 3.14 试样 T5-100 偏应力、孔隙水压力与竖向应变的关系曲线

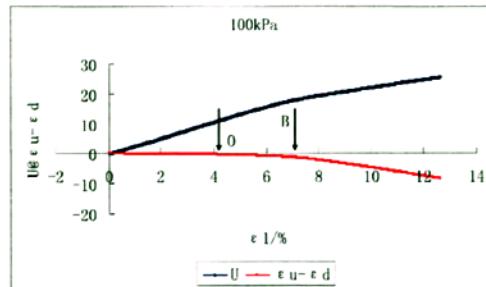


图 3.15 试样 T5-100 孔隙水压力、侧向应变与竖向应变的关系曲线

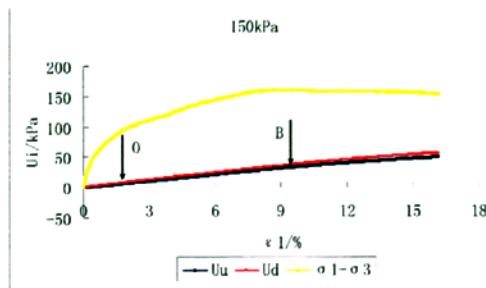


图 3.16 试样 T5-150 偏应力、孔隙水压力与竖向应变的关系曲线

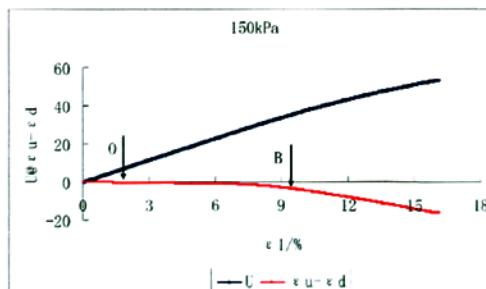


图 3.17 试样 T5-150 孔隙水压力、侧向应变与竖向应变的关系曲线

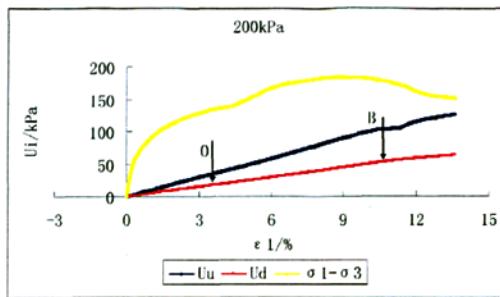


图 3.18 试样 T5-200 偏应力、孔隙水压力与竖向应变的关系曲线

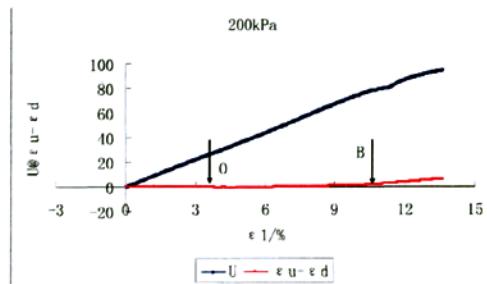


图 3.19 试样 T5-200 孔隙水压力、侧向应变与竖向应变的关系曲线

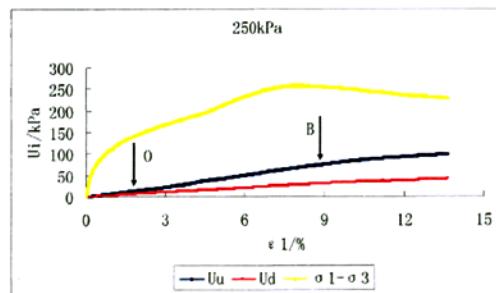


图 3.20 试样 T5-250 偏应力、孔隙水压力与竖向应变的关系曲线

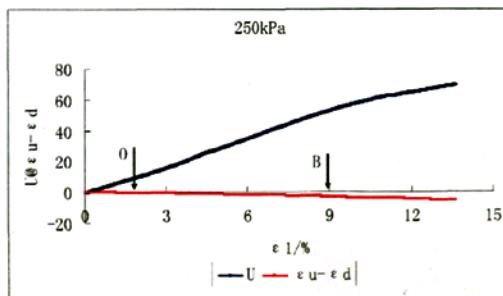


图 3.21 试样 T5-250 孔隙水压力、侧向应变与竖向应变的关系曲线

3.4 本章小结

通过对上海地区的第五层灰色粘土进行固结不排水平面应变试验，可以得到以下结论：

(1) 在平面应变条件下，上海地区粘性土的应力～应变曲线大体分三个阶段，急剧增加段，缓变段以及峰值后的软化段，最后的偏应力存在明显的残余强度；

(2) 在围压较高时应力应变曲线在峰值前还会出现二次强化段，具体原因有待进一步深入研究；

(3) 土体在平面应变条件下的强度随固结压力的增加而增加，并延缓软化阶段的到来；

(4) 在平面应变条件下，加载开始阶段孔隙水压力增长趋势很均匀，但是当竖向应变达到一定值时，曲线出现拐点；

(5) 只有在围压为 50kPa 时，孔隙水压力才有趋于稳定段，而当围压高于 50kPa 时，即使到了剪切带完全形成，上、下孔压仍然在慢慢升高，试验过程中也发现，剪切前关闭上、下排水管，即使不加轴压，孔压也会慢慢升高，这说明在高围压下，经过 24 小时的固结土样并没有完全固结，当进行高围压剪切试验时，应对土样进行更长时间的固结。

第4章 上海粘性土剪切带形成特性的研究

在上一章的平面应变试验中，可明显地观察到剪切带的形成与发展过程，本章在上一章试验的基础上，本章在上一章的基础上进一步对上海粘土剪切带的形成特性进行研究。剪切带开始形成时，土样由均匀变形转为局部化不均匀变形，当竖向应变达到某值时，土样的一端侧向膨胀变形速率加剧，而另一端侧向膨胀变形速率减缓，形成很大的差异变形，即土样产生明显的局部化变形，此时对应的竖向应变定义为剪切带开始形成的特征点，称为分叉应变。本章通过对试验数据进行分析，结合局部化变形测量，发现一些关系曲线具有斜率突变点即拐点，考虑试验设备的精度，可以定量确定该突变点就是剪切带开始形成的特征点，并在归纳总结前人试验结果的基础上，进一步提出以孔隙水压力与轴向应变曲线拐点为剪切带开始形成和完全形成点的方法，本文还利用 $q-p'$ ($q' = q$) 坐标平面内有效应力路径的方法确定土体的初始损伤门槛值，并提出了损伤线的概念。

4.1 初始损伤应力应变门槛值的确定

材料力学中假设材料是各向同性的均匀介质，但在电子显微镜或光学显微镜下看到材料远非均匀，因而也不可能是各向同性的，岩土材料更是如此。岩土材料内部有许多孔隙和微裂缝，在一定外部荷载作用下，微裂缝会不断地扩展，使材料的强度和刚度等力学性能下降，这些导致材料和结构力学性能劣化的微观结构变化称为损伤。由于损伤的出现，使材料的力学性能下降，因此，如何能够准确的确定土的初始损伤门槛值，对工程实践意义重大，现就上海软粘土初始损伤门槛值确定方法进行了研究，并提出了损伤线的概念和确定方法。

对于平面应变条件下粘性土初始损伤门槛值的研究，国内外文献报导鲜见，仅在 1999 年同济大学孙红的博士论文^[154]中以及赵锡宏教授的《损伤土力学》^[2]中出现有关真三轴条件下初始损伤的研究，而实际工程中，如深基坑、高路堤、隧道等工程中都处于平面应变条件下，因此确定上海软粘土平面应变条件下初

始损伤门槛值，对工程实践意义重大。文献[154]认为：曲线转折点的出现表明损伤的开始，此时的应力和应变为初始损伤门槛值，本文在其基础上又进一步提出一种新的初始损伤门槛值确定方法，并用两种方法对上海第五层灰色粘土固结不排水平面应变试验数据进行了处理分析。

4.1.1 应力应变半对数曲线上确定初始损伤门槛值（方法一）

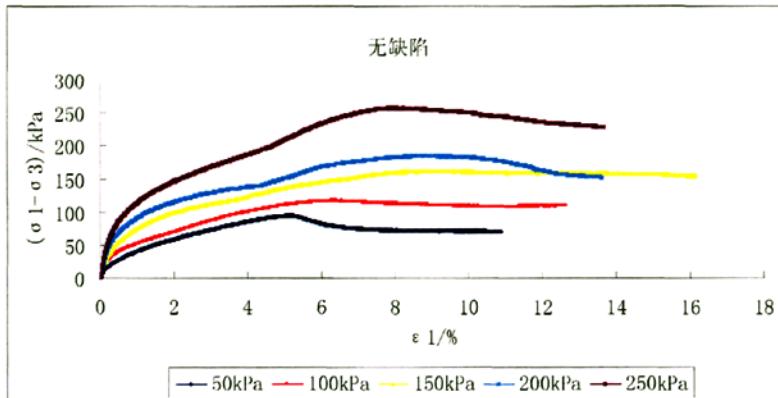


图 4.1 平面应变试验的应力-应变关系曲线

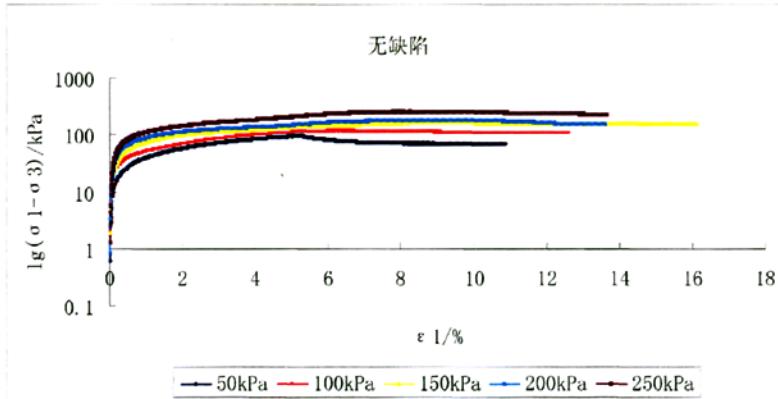


图 4.2 平面应变试验应力-应变半对数关系曲线

图 4.1 所示的是上海第五层灰色粘土固结不排水平面应变试验所得的应力应变关系曲线，利用文献[154]确定初始损伤门槛值的方法，把图 4.1 整理成半对数坐标曲线 $\lg(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \varepsilon_1$ ，如图 4.2 所示。

文献[154]的方法原理简述如下：在图 4.1 的曲线中存在转折点，加载初期

应变变化较缓，随着应力的增大，到达转折点后应变变化较快，在半对数坐标上尤其明显，如图 4.2 所示，它由一段缓变的曲线段和一条急剧变化的直线段组成，如图 4.3 所示，在缓变的曲线上找曲率最小的 S，过 S 点作切线与直线段的反向延长线交于 C 点，作 $\angle SCB$ 的角平分线 CD，D 点即为初始损伤特征点，相应的应力和应变称为初始损伤应力、应变门槛值。

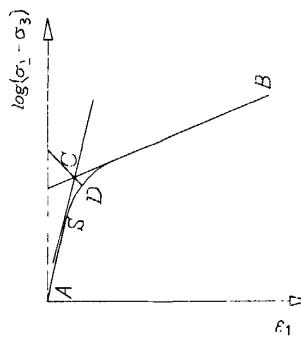


图 4.3 初始损伤门槛值的确定方法示意图

上述方法是在应力-应变半对数坐标曲线上，将急剧变化的点作为初始损伤点，按照这一方法确定的初始损伤应力、应变门槛值如表 4.1 所示。

表 4.1 初始损伤门槛值（方法一）

围压/kPa		50	100	150	200	250
初始损伤 门槛值	$(\epsilon_1)_D / \%$	0.272	0.314	0.342	0.400	0.447
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_D / \text{kPa}$	20.01	32.52	45.56	62.58	81.07

4.1.2 $q-p'$ 坐标平面内确定初始损伤门槛值（方法二）

利用 $q-p'$ ($q' = q$) 坐标平面内有效应力路径的方法确定土的初始损伤门槛值， $q-p'$ 坐标平面内有效应力路径曲线如图 4.4 所示，从图中可以看出， q 相对于 p' 的变化曲线由一个增加较缓段和一个增加加剧段组成，我们把这个转折点定义为初始损伤特征点，相应的应力、应变称为初始损伤应力、应变门槛值。本次试验取土深度为 23m~25m，先期固结压力大约在 188kPa，围压为 50kPa、100kPa 时土样都处在超固结状态，并且拐点处的偏应力都很小，在曲线出现拐点时还没有达到先期固结压力，围压为 150kPa 时虽然开始处于超固结状态，但

拐点处早已超过先期固结压力，而围压为200kPa、250kPa时为正常固结状态，因此 $q-p'$ 图初始阶段的增加加剧段并不是由超固结状态到正常固结状态的过渡引起，所以用此方法计算初始损伤门槛值是可行的。

如图4.4所示，把各个围压下的应力峰值点拟合成直线（破坏线 K'_F ），直线方程为：

$$q = 0.3373p' + 14.301 \quad (4-1)$$

相关系数为： $R^2 = 0.99$

由此可得参数： $a' = 14.301, \theta' = 18.6$

由极限平衡理论可得 a' 、 θ' 与 c' 、 ϕ' 之间的关系： $\sin \phi' = \tan \theta'$ ， $c' = \frac{a'}{\cos \phi'}$

可得： $c' = 15.19$ ， $\phi' = 19.7$

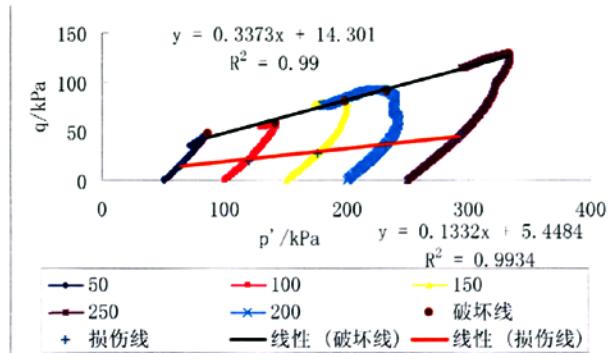


图4.4 $q-p'$ 平面上的应力路径曲线

与破坏线 K'_F 类似，各个围压下的应力路径曲线拐点之间也近似符合线性关系，其直线方程为：

$$q = 0.1332p' + 5.4484 \quad (4-2)$$

相关系数为： $R^2 = 0.9934$

由此可得参数： $a' = 5.4484, \theta' = 7.6$

由极限平衡理论可得 a' 、 θ' 与 c' 、 ϕ' 之间的关系： $\sin \phi' = \tan \theta'$ ， $c' = \frac{a'}{\cos \phi'}$

可得： $c' = 5.5$ ， $\phi' = 7.7$

由以上计算可知, 初始损伤时的 c' , φ' 值要远小于偏应力峰值时的 c' , φ' 值, 说明在土体还远没有发挥其强度时就开始发生损伤。

把式(4-2)所表示的直线定义为损伤线, 用 K_D' 表示, 当土体在平面应变条件下在 $q-p'$ 平面内的有效应力路径与这条线相交时, 表示初始损伤的开始, 土体的力学性能开始下降, 应引起足够的重视。

根据损伤线 K_D' 与各围压下应力路径曲线的交点, 可以得到相应的 q 和 p' 的值, 如表 4.2 所示, 再由 $q = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$, 可得初始损伤门槛值, 如表 4.3 所示。

表 4.2 初始损伤 q 、 p' 值

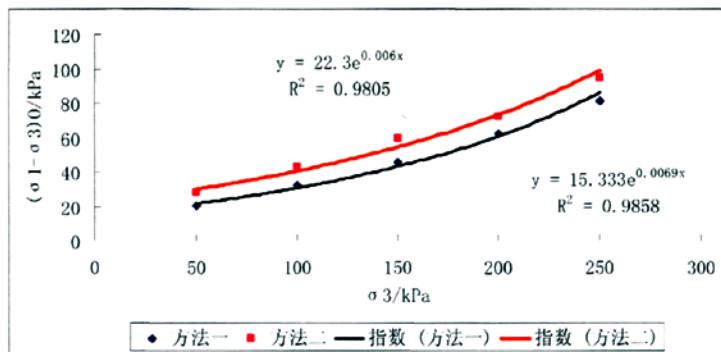
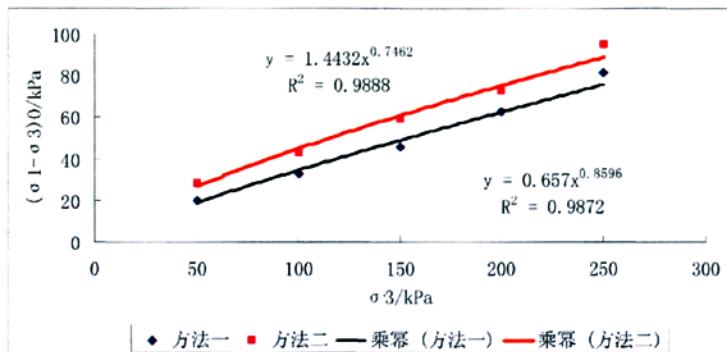
围压/kPa		50	100	150	200	250
初始损伤 p' 、 q 值	p'/kPa	63.54	119.5	181.8	231.7	315.7
	q/kPa	13.91	21.37	29.66	36.31	47.50

表 4.3 初始损伤门槛值(方法二)

围压/kPa		50	100	150	200	250
初始损伤门槛值	$(\varepsilon_1)_D\%/\%$	0.586	0.617	0.623	0.608	0.628
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_D/\text{kPa}$	27.82	42.73	59.32	72.62	95.00

4.1.3 计算结果分析

由表 4.1 和表 4.3 可知, 两种方法确定的初始损伤应变门槛值 $(\varepsilon_1)_D$ 均很小, 在 0.20%~0.70% 范围内, 说明土体刚开始变形就伴随着损伤的发生。值得注意的是: 应力应变半对数曲线上(方法一)确定的初始损伤门槛值 $(\varepsilon_1)_D$, 在 0.20%~0.50% 之间, 最大值仍小于用 $q-p'$ 坐标平面内有效应力路径方法(方法二)确定的初始损伤应变门槛值(0.50%~0.70%)。方法一计算所得的初始损伤门槛值随围压的增加逐渐增加; 方法二计算所得的初始损伤门槛值, 除了围压为 200kPa 下的初始损伤应变门槛值外, 也是逐渐增加的, 两种方法计算结果的规律性基本一致, 说明用两种方法计算都是可行的, 但哪种方法计算结果更合理还有待进一步深入研究。

4.1.3.1 初始损伤应力门槛值 $(\sigma_1 - \sigma_3)_D$ 与 σ_3 关系曲线分析图 4.5 用指数方程拟合的初始损伤应力门槛值 $(\sigma_1 - \sigma_3)_D$ 与 σ_3 关系曲线图图 4.6 用乘幂方程拟合的初始损伤应力门槛值 $(\sigma_1 - \sigma_3)_D$ 与 σ_3 关系曲线图

把初始损伤应力门槛值 $(\sigma_1 - \sigma_3)_D$ 与 σ_3 关系曲线分别用指数方程式和乘幂方程式进行拟合, 如图 4.5 和图 4.6 所示。

用指数方程拟合两种方法计算结果的方程和相关系数分别为:

$$\text{方法一: } (\sigma_1 - \sigma_3)_D = 15.333e^{0.0069\sigma_3}, \quad R^2 = 0.9858$$

$$\text{方法二: } (\sigma_1 - \sigma_3)_D = 22.300e^{0.0060\sigma_3}, \quad R^2 = 0.9805$$

用乘幂方程拟合两种方法计算结果的方程和相关系数分别为:

$$\text{方法一: } (\sigma_1 - \sigma_3)_D = 0.6570(\sigma_3)^{0.8596}, \quad R^2 = 0.9872$$

$$\text{方法二: } (\sigma_1 - \sigma_3)_D = 1.4432(\sigma_3)^{0.7462}, \quad R^2 = 0.9888$$

从上面的初始损伤应力门槛值 $(\sigma_1 - \sigma_3)_D$ 与 σ_3 的关系方程和相关系数可以看出, 应力应变半对数曲线上(方法一)确定的初始损伤应力门槛值和 $q-p'$ 坐标平面内有效应力路径方法(方法二)确定的初始损伤门槛值虽然用两个方程拟合得效果都比较好, 但更符合乘幂方程。

由上可见, 无论是用指数方程还是乘幂方程拟合初始损伤应力门槛值 $(\sigma_1 - \sigma_3)_D$ 与 σ_3 的关系, 本文所提出确定初始损伤门槛值的方法(方法二), 其所得结果及规律性都相当好, 因此利用 $q-p'$ 坐标平面内有效应力路径的方法确定土体在平面应变条件下的初始损伤门槛值是可行的。

4.1.3.2 $(\sigma_1 - \sigma_3)_D / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$ 与 σ_3 关系曲线分析

$(\sigma_1 - \sigma_3)_D / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$ 与 σ_3 的关系曲线如图 4.7 和图 4.8 所示, 可以看出, 方法一所得的 $(\sigma_1 - \sigma_3)_D / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$ 值要小于方法二; 除围压为 250kPa 的土样外, 两种方法计算的 $(\sigma_1 - \sigma_3)_D / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$ 均是随着围压的增加而逐渐增加的, 两者的规律性一致, 而围压为 250kPa 时出现了减小的趋势, 均小于围压为 200kPa 时的情况, 具体原因仍需做更深入的研究。图 4.7 为用直线方程拟合的 $(\sigma_1 - \sigma_3)_D / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$ 与 σ_3 的关系曲线, 图 4.8 为三次抛物线方程拟合的 $(\sigma_1 - \sigma_3)_D / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$ 与 σ_3 的关系曲线, 从图 4.7 和图 4.8 可以看出 $(\sigma_1 - \sigma_3)_D / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$ 与 σ_3 的关系曲线更符合三次曲线关系, 门槛值随着围压的增加而增加与实际是符合的, 因为围压有束缚作用, 使得土体不容易损伤、破坏; 从图 4.7 和图 4.8 还可以看出, 围压越高, 初始损伤应力门槛值离偏应力峰值点越近, 所以在高应力状态下, 当土体达到初始损伤应力门槛值时应引起一定的重视。

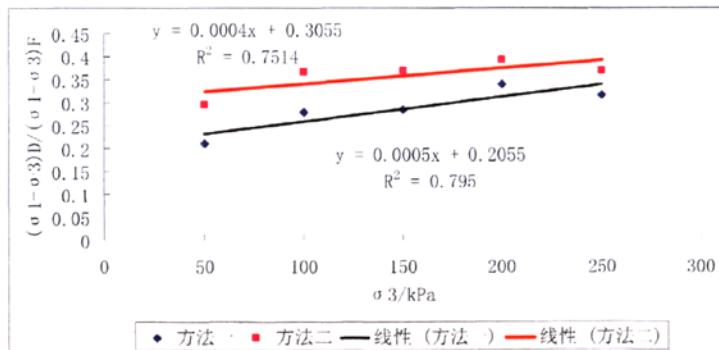
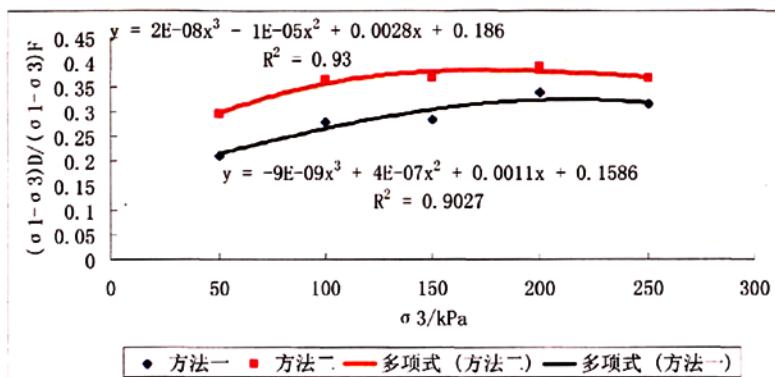


图 4.7 用直线方程拟合的 $(\sigma_1 - \sigma_3)_D / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$ 与 σ_3 关系曲线图

图 4.8 用三次抛物线方程拟合的 $(\sigma_1 - \sigma_3)_D / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$ 与 σ_3 关系曲线图

4.2 剪切带各特征点的确定

4.2.1 根据 $|\varepsilon_u - \varepsilon_d| \sim \varepsilon_l$ 曲线确定剪切带特征点 [141]

根据试验中局部侧向应变 ε_u 和 ε_d 随 ε_l 的变化过程中的差异, 可以确定剪切带应变分叉点和完全形成特征点。

当上、下侧向传感器中有一对穿过剪切带, 而另一对传感器与剪切带不相交时, 如图 4.8 所示, 采用 $|\varepsilon_u - \varepsilon_d| > 0.4\%$ 定义为剪切带开始形成点。采用这个指标的原因是因为侧向位移传感器的测量精度为 0.1mm, 所以侧向应变精度为 $0.1\text{mm}/25\text{mm}=0.4\%$, 当 $|\varepsilon_u - \varepsilon_d| > 0.4\%$ 时, 说明此点是土样局部化变形开始的测量结果并非误差引起, 故可以作为剪切带开始形成点, 如图 4.9 中所示的 O 点。当其中某一传感器测量的应变线性增加, 而另一传感器基本保持常数的点, 可以确定为剪切带完全形成点, 如图 4.9 中所示的 B 点。

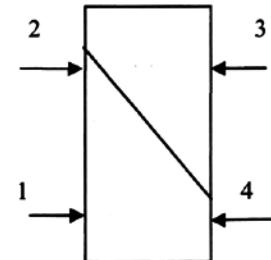


图 4.8 破坏形式

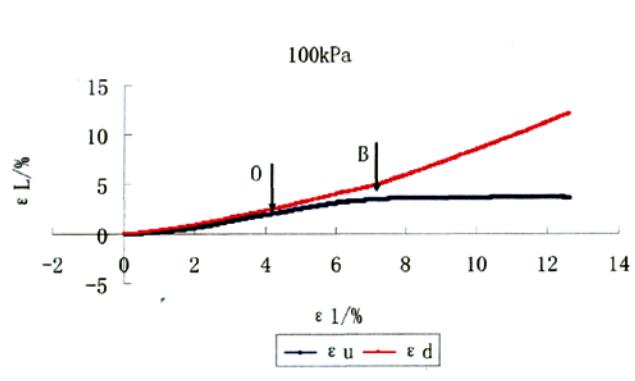


图 4.9 侧向应变与主应变关系图

当上下两对传感器均穿过剪切带时, $\varepsilon_L \sim \varepsilon_1$ 曲线没有明显的 B 点, 如图 4.10 所示。此时, 剪切带的开始形成点仍由 $|\varepsilon_u - \varepsilon_d| > 0.4\%$ 定义, 而完全形成点 B 可在单侧局部侧向应变~竖向应变曲线 $\varepsilon_{L_i} \sim \varepsilon_1$ 上表现出来, 如图 4.11 所示。

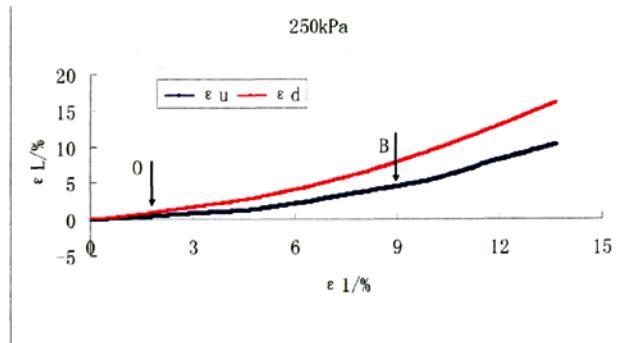


图 4.10 侧向应变与主应变关系图

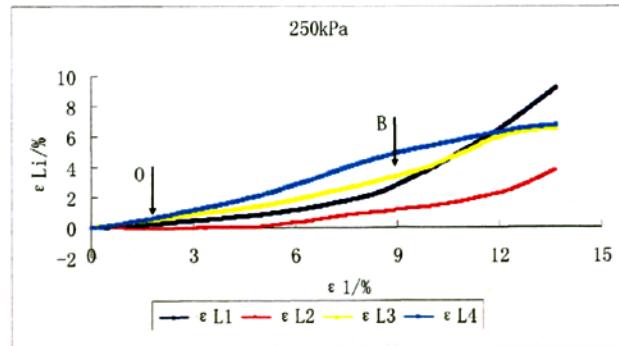


图 4.11 单侧局部侧向应变与竖向应变关系图

从图 4.11 中可见, 加载初期, 四个单侧局部侧向应变的增长趋势基本相同, 表明试样均匀变形; 到 O 点后 ε_{L3} 和 ε_{L4} 增长速度加快, 超过其它两个单侧局部传感器, 表明试样开始发生不均匀变形并且可以反映土样有点偏心。剪切带最初发生在试样内部靠近 ε_{L3} 、 ε_{L4} 处, 变形继续增加, 到 B 点的时候, ε_{L1} 开始呈线性急剧增加, 而 ε_{L2} 、 ε_{L3} 、 ε_{L4} 增加趋势逐渐变缓, 这说明剪切带已经穿过 ε_{L1} 并且完全形成, 图中 B 点为剪切带完全形成标志点。

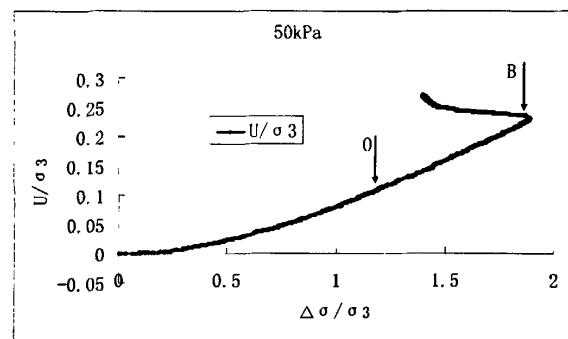
4.2.2 根据 $u \sim (\sigma_i - \sigma_3)$ 归一化关系曲线确定剪切带特征点

1991 年, E. W. Brand 在《Soft Clay Engineering》中指出^[155], 在不排水试验中产生的孔隙水压力是受到受压土样的体积应变特性影响的, 可以用孔隙水压力的急剧增长变化来表明一种屈服条件。

1995 年, Akira Asaoka 和 Toshihiro Noda^[150]指出, 在不排水条件下, 当试样存在初始缺陷, 这些缺陷会在开始剪切带阶段诱发孔隙水的迁移。

1998 年, A Iizuka、I Kobayashi 和 H Ohta^[156]认为, 在荷载和位移关系曲线(等同于土样的应力应变关系曲线)中, 应变软化性质似乎是由于孔隙水迁入剪切带而引起。而大多数软粘土工程问题, 是在施工过程中和刚刚竣工后产生的问题, 这完全是因为在不排水条件下, 软粘土的变形会引起孔隙水压力所致。

以 T5-150 试样为例, 在固结不排水平面应变试验过程中, 试样的孔隙水压力~偏应力关系归一化曲线如图 4.12 所示, 曲线中出现两个明显的拐点, 第一个拐点为孔压相对偏应力增加趋势加剧点, 把这一点定义为剪切带开始形成点, 如图 4.12 中 O 点; 第二个拐点为偏应力急剧减小而孔压稳步增加的点, 把这一点定义为剪切带完全形成点, 如图 4.12 中 B 点。运用数值计算软件 matlab 可以求得曲线的拐点, 计算结果如表 4.4 所示。



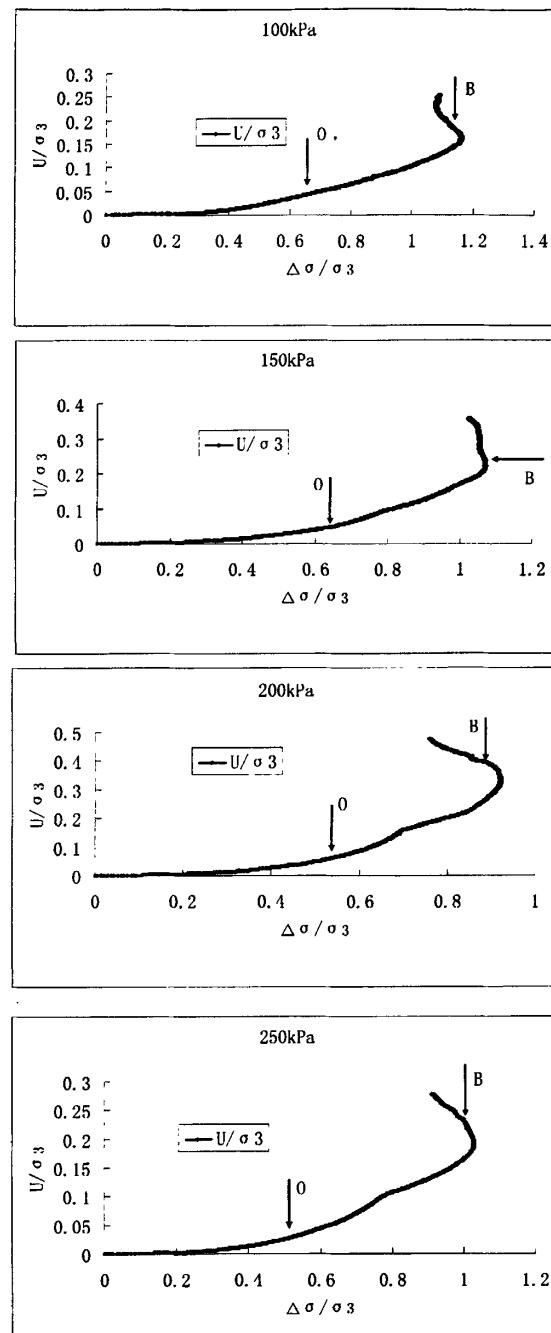


图 4.12 $u \sim (\sigma_1 - \sigma_3)$ 关系归一化曲线图

4.2.3 对比分析用两种方法取得的特征值的异同

采用 $|\varepsilon_u - \varepsilon_d|$ 标准和孔隙水压力归一化变化曲线拐点两种方法确定的上海第五层灰色粘土剪切带开始和完全形成点的对比情况如表 4.4 所示。

表 4.4 上海第五层灰色粘土不同围压下剪切带开始和完全形成时的应力、应变值

试样编号	应用 $ \varepsilon_u - \varepsilon_d > 0.4\%$ 标准确定			
	$(\varepsilon_1)_O / \%$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_O / \text{kPa}$	$(\varepsilon_1)_B / \%$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_B / \text{kPa}$
T5-50	2.085	59.98	5.94	82.64
T5-100	4.24	102.56	7.26	114
T5-150	1.88	96.64	9.51	160.5
T5-200	3.68	135.46	10.66	178.38
T5-250	1.82	141.15	8.99	254.51
试样编号	应用孔隙水压力曲线拐点标准确定			
	$(\varepsilon_1)_O / \%$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_O / \text{kPa}$	$(\varepsilon_1)_B / \%$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_B / \text{kPa}$
T5-50	2.033	59.19	5.33	93.34
T5-100	1.83	66.1	7.18	114.3
T5-150	1.91	97.03	8.78	160.52
T5-200	1.657	108.37	9.99	182.77
T5-250	1.29	125.81	10	249.9

由表 4.4 可见, 采用 $|\varepsilon_u - \varepsilon_d| > 0.4\%$ 标准和孔隙水压力归一化曲线拐点两种方法确定剪切带开始形成点, 除了 T5-100 和 T5-200 试样外, 其它的试样其剪切带分叉特征点十分接近, 并可见应用孔隙水压力~偏应力归一化关系曲线拐点法确定的 O 点都略提前于应用 $|\varepsilon_u - \varepsilon_d| > 0.4\%$ 的方法所确定的 O 点, 并且比用 $|\varepsilon_u - \varepsilon_d| > 0.4\%$ 的方法确定数据规律性更好, 随着围压的提高分叉应变逐渐减小; 用 $|\varepsilon_u - \varepsilon_d| > 0.4\%$ 的方法确定的 T5-100 和 T5-200 试样的分叉应变明显偏高, 这

与实际是不符的；应用 $|\varepsilon_u - \varepsilon_d| > 0.4\%$ 的方法所确定的B点规律性和用孔隙水压力归一化曲线拐点确定的B点规律性基本一致，即随着围压的增加剪切带完全形成点所对应的主应变逐渐增大；除T5-250外，用孔隙水压力归一化关系曲线拐点确定的剪切带完全形成点所对应的主应变均小于采用 $|\varepsilon_u - \varepsilon_d| > 0.4\%$ 标准确定的数值；由于侧向应变传感器的位置是固定的，量测的应力应变只是局部化变形的宏观反应，并不能真正反映土体的变形性状，同时，宏观测量可能存在严重的缺陷，尤其是应变测量可能低估实际上土体局部变形程度，所以相对来讲，在保证试验气密性的前提下，应用孔隙水压力～偏应力归一化关系曲线拐点法确定剪切带特征点来得更为可靠些。

4.3 剪切带各特征点的关系

前面已经定义了剪切带开始点O和剪切带完全形成点B，这里不再详述。把应力～应变关系曲线上偏应力最大点定义为应力峰值点F。判断土样进入残余强度阶段的标准为：竖向应变 ε_1 每增加1%，偏差应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 累计的减少量不大于1kPa，且最后两次 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 的减小量(ε_1 再增加0.1%)小于0.1kPa，把这一点定义为残余强度点U。通过对试验数据的处理可以发现，初始损伤应变门槛值 $(\varepsilon_1)_D$ 均小于剪切带开始的分叉应变 $(\varepsilon_1)_O$ ，剪切带开始的分叉应变 $(\varepsilon_1)_O$ 均小于偏应力峰值时的应变 $(\varepsilon_1)_F$ ，而剪切带完全形成时的应变 $(\varepsilon_1)_B$ 均大于 $(\varepsilon_1)_F$ ，小于残余应力时的应变 $(\varepsilon_1)_U$ ，即有如下关系式：

$$(\varepsilon_1)_D < (\varepsilon_1)_O < (\varepsilon_1)_F < (\varepsilon_1)_B < (\varepsilon_1)_U$$

各个特征点之间的关系可见表4.5。

由表4.5可以得出剪切带形成过程中的如下特性：

(1) 不论围压的大小，土体剪切带开始形成点 $(\varepsilon_1)_O$ 的值在1.2~4.3%之间，剪切带完全形成点 $(\varepsilon_1)_B$ 的值在5.3~10.7%之间，而Finno^[95]对砂土的剪切带平面应变试验数据中，相应的 $(\varepsilon_1)_O$ 在2.3~4.2%之间， $(\varepsilon_1)_B$ 的值在2.4~5.0%之间，可以理解为粘土存在粘聚力c使得土样不能迅速剪坏，并延迟了剪切带完全形成。

(2) 由孔隙水压力确定的剪切带开始时的分叉应变 $(\varepsilon_1)_O$ 随着围压的增加而减小，说明高应力状态下局部化来得更早一些，而剪切带完全形成时的应变 $(\varepsilon_1)_B$ 随着围压的增加而增加，说明由于围压约束作用，延迟了剪切带的完全形成。

(3) 用局部侧向应变曲线确定的剪切带开始形成特征点规律性不好，

T5-100、T5-200 的结果明显偏高, 剪切带完全形成特征点除了 T5-250 外, 随着围压的升高而增加, 和用孔隙水压力确定的规律性一致。

(4) 初始损伤应力门槛值 $(\sigma_1 - \sigma_3)_D$ 、剪切带开始形成时应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_O$ 、应力峰值点 $(\sigma_1 - \sigma_3)_F$ 和剪切带完全形成时的应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_B$, 都是随着围压的增大而增大, 说明高围压可以提高土体的力学特性。

(5) 剪切带开始于应力峰值前的硬化区, 而完全形成于残余强度阶段前的软化区。

(6) 渐进性破坏的发展演化过程可认为: 在土体受到荷载作用后, 首先产生均匀的变形, 随着荷载的增加, 变形加剧; 当 ε_1 增加到大致 1% 之后, 土体内部开始发生不均匀变形, 表示剪切带的开始; 荷载继续加大, 土体的不均匀局部化变形加剧, 变形逐步向剪切带内集中, 在局部化剪切带变形的发展过程中, 应力逐渐达到峰值, 然后土体开始发生应变软化, 均匀变形继续向剪切带内集中, 剪切带逐步由土样内部向外扩张, 最后, 以试样被剪断而分成两个发生相对滑动的块体为标志, 贯穿土样的剪切带完全形成; 剪切带完成形成后, 土体仍能承受一定的荷载, 变形继续发展, 应力缓慢降低, 最后达到残余应力阶段。

表 4.5 应力~应变关系曲线各特征值综合表

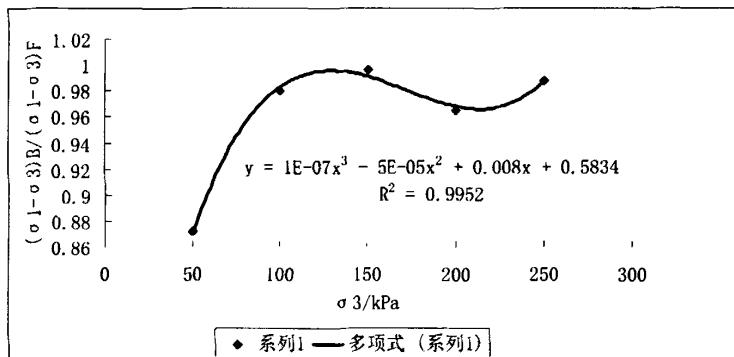
试验编号		T5-50	T5-100	T5-150	T5-200	T5-250
初始损伤	$(\varepsilon_1)_D$ (%)	0.272 (0.586)	0.314 (0.617)	0.342 (0.623)	0.400 (0.608)	0.447 (0.628)
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_D$ (kPa)	20.0134 (27.82)	32.5187 (42.73)	45.5550 (59.33)	62.5846 (72.62)	81.0734 (95.00)
剪切带 开始形成	$(\varepsilon_1)_O$ (%)	2.085 (2.033)	4.240 (1.83)	1.880 (1.91)	3.680 (1.657)	1.820 (1.29)
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_O$ (kPa)	59.98 (59.19)	102.56 (66.1)	96.64 (97.03)	135.46 (108.4)	141.15 (125.81)
偏应力 峰值	$(\varepsilon_1)_F$ (%)	5.13	6.28	8.66	8.93	7.92
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_F$ (kPa)	94.73	116.33	161.07	184.83	257.62
剪切带 完全形成	$(\varepsilon_1)_B$ (%)	5.94 (5.33)	7.26 (7.18)	9.51 (8.78)	10.66 (9.99)	8.99 (10.00)
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_B$ (kPa)	82.64 (93.34)	114.00 (114.3)	160.50 (160.5)	178.38 (182.8)	254.51 (249.9)
残余阶段	$(\varepsilon_1)_U$ (%)	9.69	11.27	14.59	14.20	15.53

	$(\sigma_1 - \sigma_3)_U$ (kPa)	73.51	105.59	109.58	140.37	222.75
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_D / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$	0.211 (0.294)	0.280 (0.367)	0.283 (0.368)	0.339 (0.393)	0.315 (0.369)
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_O / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$	0.633 (0.625)	0.882 (0.568)	0.600 (0.602)	0.733 (0.586)	0.548 (0.488)
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_B / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$	0.872 (0.985)	0.980 (0.983)	0.996 (0.997)	0.965 (0.989)	0.988 (0.970)
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_U / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$	0.776	0.908	0.680	0.759	0.865
	孔压趋于稳定时的 ε_1 (%)	5.99				
	试验编号	T5-50	T5-100	T5-150	T5-200	T5-250
初始损伤门 槛值	$(\varepsilon_1)_D$ (%)	0.272 (0.586)	0.314 (0.617)	0.342 (0.623)	0.4 (0.608)	0.447 (0.628)
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_D$ (kPa)	20.0134 (27.82)	32.5187 (42.73)	45.555 (59.33)	62.5846 (72.62)	81.0734 (95.00)
剪切带开始 形成	$(\varepsilon_1)_O$ (%)	2.085 (2.033)	4.240 (1.83)	1.880 (1.91)	3.680 (1.657)	1.820 (1.29)
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_O$ (kPa)	59.98 (59.19)	102.56 (66.1)	96.64 (97.03)	135.46 (108.4)	141.15 (125.81)
峰值	$(\varepsilon_1)_F$ (%)	5.13	6.28	8.66	8.93	7.92
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_F$ (kPa)	94.73	116.33	161.07	184.83	257.62
剪切带完全 形成	$(\varepsilon_1)_B$ (%)	5.94 (5.33)	7.26 (7.18)	9.51 (8.78)	10.66 (9.99)	8.99 (10.00)
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_B$ (kPa)	82.64 (93.34)	114.00 (114.3)	160.50 (160.5)	178.38 (182.8)	254.51 (249.9)
残余阶段	$(\varepsilon_1)_U$ (%)	9.69	11.27	14.59	14.20	15.53
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_U$ (kPa)	73.51	105.59	109.58	140.37	222.75

$(\sigma_1 - \sigma_3)_D / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$	0.211 (0.294)	0.280 (0.367)	0.283 (0.368)	0.339 (0.393)	0.315 (0.369)
$(\sigma_1 - \sigma_3)_O / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$	0.633 (0.625)	0.882 (0.568)	0.600 (0.602)	0.733 (0.586)	0.548 (0.488)
$(\sigma_1 - \sigma_3)_B / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$	0.872 (0.985)	0.980 (0.983)	0.996 (0.997)	0.965 (0.989)	0.988 (0.970)
$(\sigma_1 - \sigma_3)_U / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$	0.776	0.908	0.680	0.759	0.865
孔压趋于稳定时的 ε_1 (%)	5.99				

注1：表中的剪切带开始形成点，括号中为按孔隙水压力～偏应力曲线拐点点确定。

注2：表中的初始损伤门槛值，括号中为按 $q-p'$ 坐标平面内应力路径方法确定。



4.13 $(\sigma_1 - \sigma_3)_B / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$ 与 σ_3 关系图

4.3.1 $(\sigma_1 - \sigma_3)_B / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$ 与 σ_3 关系曲线分析

$(\sigma_1 - \sigma_3)_B / (\sigma_1 - \sigma_3)_F$ 与 σ_3 的关系曲线如图 4.13 所示，用三次曲线拟合的效果非常好，从图中可以看出，剪切带完全形成时的相对强度随着围压的增加而提高，但围压为 200kPa 时却出现了减小的趋势，围压为 250kPa 时又开始增加，可能与先期固结压力有关，先期固结压力大体在 188kPa，与 200kPa 最接近，具体原因有待做进一步的研究。

4.4 固结压力及先期固结压力的影响

上海第五层灰色粘土的一般埋深为 18m~33m, 本次试验所取土样埋深为 23m~25m, 地下水位埋深约 1m, 可以得到其先期固结压力大致在 170kPa~195kPa 之间, 取 24m 深处的先期固结压力 188kPa 为标准计算, 为了研究围压的影响, 对试验结果以围压进行归一化处理, 这样可以比较直观的看出围压的影响, 如图 4.14 所示。

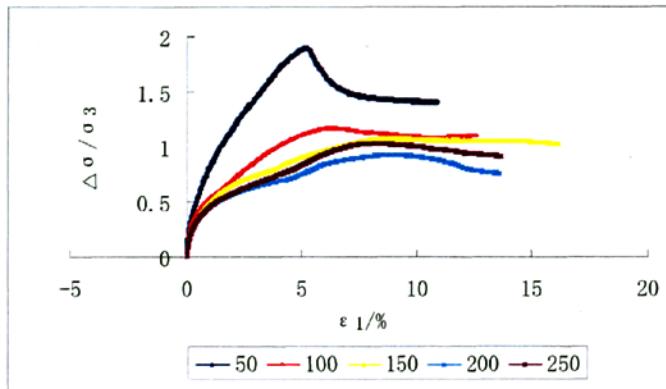


图 4.14 应力~应变关系曲线归一化

从图 4.14 可以得到如下结论:

- (1) 固结压力越低曲线越靠上, 即相对强度越高, 可知超固结状态可以明显提高土体的力学特性;
- (2) 围压 50kPa、100kPa 试样的应力应变归一化曲线与围压 150kPa、200kPa 和 250kPa 试样的应力应变归一化曲线偏离较大, 而围压为 150kPa、200kPa 和 250kPa 的曲线比较相似, 而且应力应变曲线靠得很近, 这是可能是因为他们比较接近先期固结压力;
- (3) 从图上还可以看出, 围压为 250kPa 时的相对强度要高于围压为 200kPa 的相对强度, 这是可能是因为围压 250kPa 远超过先期固结压力的缘故, 说明高围压可以明显提高土体的力学特性。

4.4.1 $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{\sigma_3}$ 与 σ_3 关系曲线分析

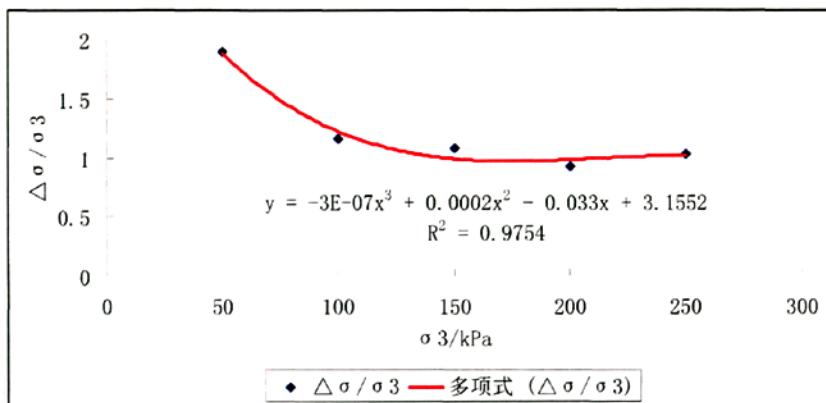


图 4.15 $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{\sigma_3}$ 与 σ_3 关系曲线图

$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{\sigma_3}$ 与 σ_3 的关系曲线图如 4.15 所示, 从图中可以看出, $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{\sigma_3}$ 随着围压的增加逐渐减小, 比较符合三次抛物线; 围压为 250kPa 时比围压为 200kPa 稍有增加, 只有围压为 200kPa 时 $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{\sigma_3}$ 小于 1 为 0.924, 这可能也是因为 200kPa 最接近先期固结压力的缘故。

4.4.2 $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{\sigma_3}$ 与超固结比 OCR 的关系曲线分析

$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{\sigma_3}$ 与 OCR 关系曲线如图 4.16 所示, 除了围压为 200kPa 外, 其它各围压下, 相对强度 $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{\sigma_3}$ 随着超固结比的升高而升高, 以二次抛物线的方式增加, 并且超固结比越大对 $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{\sigma_3}$ 的影响越显著。

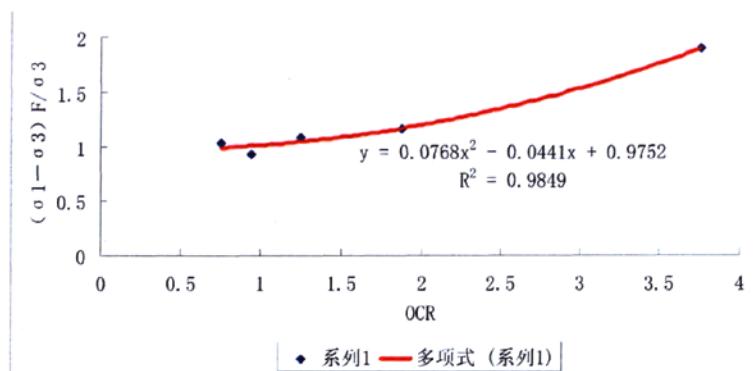


图 4.16 $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{\sigma_3}$ 与超固结比关系曲线图

4.5 剪切带的倾角^[157]

剪切带的倾角和厚度是描述剪切带特性的两个重要指标，对于剪切带的厚度，通过对砂土剪切带的研究表明，剪切带的厚度同颗粒的直径大小有关，约为颗粒直径的 8~25 倍。由于本次试验中采用的粘性土的颗粒本身就很细，剪切带厚度很难在宏观上有精确的测量，而且在大部分试验中，剪切带在试样表面上仅表现为“滑移线”的模式，所以本次试验没有对剪切带厚度进行测量。对于剪切带的倾角，则在试验结束之后，将土样小心取出橡皮膜之后，分别从试样的两个侧面测量剪切带的倾角，然后取平均值得到剪切带倾角。通过对经典土力学理论的计算值与试验值进行对比，评价经典土力学的强度理论对上海第五层粘土的适用性，以期合理地确定粘性土剪切带倾斜角。

4.5.1 计算剪切带倾角的几种经典土力学理论

(1) Mohr—Columb 理论：

Mohr—Columb 理论确定的剪切带的方向，实际上是极限应力面的方向，剪切带平面与小主应力方向的倾角为 $\theta = 45^\circ + \frac{\phi'}{2}$ ，式中 ϕ' 为破坏时发挥的内摩擦角。

(2) Roscoe 理论：

Roscoe 理论认为, 剪切带的方向平行于无拉伸线的方向, 这个理论强调应变对破坏的重要性。剪切带与主应变增量 $d\varepsilon_3$ 之间的夹角为 $\theta = 45^\circ + \frac{\psi}{2}$, 式中 ψ 为破坏时的剪胀角。Roscoe 理论确定的剪切带方向实质上是指位移滑动面的方向, 故又可称为零拉伸面方向。当应力主轴和应变增量的主轴重合, 并且满足 $\phi = \psi$ 时, Mohr—Columb 理论最大应力斜面和 Roscoe 理论零拉伸面的方向一致 (运动场和静力场重合)。Scarpelli 和 Wood^[158]在采用 X 射线技术研究砂土直剪试验中剪切带形式试验中发现, 当试样颗粒直径约 1mm 时, 剪切带的方向接近 Roscoe 理论的预估方向。

(3) Arthur 等理论^[159]

Arthur 等理论认为, 剪切带的倾角为 Mohr—Columb 理论和 Roscoe 理论计算的倾角的算术平均值, 即: $\theta = 45^\circ + \frac{\phi' + \psi}{4}$

4.5.2 剪切带倾角计算

内摩擦角可根据不同的条件选取总应力指标或有效应力指标来求得, 本次上海粘土平面应变试验采用不排水条件下的有效应力指标 (孔隙水压力的值取上下两个传感器读数的平均值), 并分别采用分叉点、应力峰值点和剪切带完全形成点的有效应力值进行计算。

利用上海第五层灰色粘土的各个围压下的分叉点、峰值点和剪切带完全形成点的试验数据, 分别在 $\tau \sim \sigma$ 平面上画出有效应力圆, 求其公切线, 即可分别得到分叉点、峰值时和剪切带完全形成时的有效应力指标 ϕ' 。

上海第五层灰色粘土分叉时的有效应力指标 $\phi' = 14^\circ$, 峰值点时的有效应力指标 $\phi' = 20^\circ$, 剪切带完全形成时的有效应力指标 $\phi' = 17^\circ$ 。

在不排水条件下, 试样无体应变, 总体的剪胀角 $\psi \approx 0$, 故 Roscoe 理论求得的总体剪切带倾角为 45° 。

4.5.3 剪切带倾角测量值与计算值的比较分析

上海第五层灰色粘土在各个围压下, 按 Mohr—Columb 理论、Roscoe 理论

和 Arthur 理论计算得到的剪切带倾角值以及试验测量值对比见表 4.6。

从表 4.6 可以得出如下结论：

(1) 围压较小时上海第五层灰色粘土剪切带倾角量测值几乎没有什么变化，均在 58.5° 左右，当围压较大时，剪切带倾角随着围压的增加而增加，在 $58.5^\circ \sim 63^\circ$ 范围内。

(2) 实际量测剪切带倾角均比理论计算值要大，在砂土试验中得到验证的 Roscoe 理论和 Arthur 理论并不适宜于计算上海粘性土剪切带的倾角计算。相对而言，在不排水条件下，Mohr—Columb 理论比较适合进行上海粘性土剪切带倾角预测。

表 4.6 剪切带倾角的理论值及量测值

试验编号	Mohr-Columb 理论			Roscoe 理论	Arthur 理论	剪切带倾角量测值
	分叉时	峰值时	完全形成	总体	完全形成	
T5-50	52°	55°	53.5°	45°	49.25°	59°
T5-100						58.5°
T5-150						58°
T5-200						61°
T5-250						63°

4.6 本章小结

在上一章固结不排水平面应变试验的基础上，本章对初始损伤门槛值的确定方法进行了探讨，得出了一些有意义的结论，对粘性土剪切带的形成特性进行了分析，得出了粘性土剪切带的形成条件和变形特性，包括有关剪切带开始形成特征点的确定方法，不同围压对应力～应变关系曲线的影响，以及应力历史超固结比的影响，运用不同理论对剪切带倾角进行了计算并和实测值进行的对比分析，得到以下主要结论：

(1) 运用 $q-p'$ 有效应力路径曲线拐点确定上海粘土初始损伤门槛值是可行的，并且计算结果与真三轴试验计算结果较接近；

(2) 上海第五层灰色粘土在固结不排水平面应变试验条件下初始损伤应变门槛值在 $0.20\% \sim 0.70\%$ 范围内，在 1% 以内，说明土体刚开始变形就有损伤的发生；

- (3) 初始损伤应力门槛值 $(\sigma_1 - \sigma_3)_D$ 与 σ_3 关系曲线比较符合乘幂方程;
- (4) 应用孔隙水压力归一化关系曲线拐点来确定剪切带特征点, 得出土体的剪切带开始点 $(\varepsilon_1)_0$ 的值在 1.2%~2.1% 之间, 这个特征点可为实际工程按变形控制设计提供重要的数据;
- (5) 用孔压变化曲线确定的剪切带特征点, 尤其是确定的分叉点规律性较好, 条件允许时应首选此方法确定剪切带特征点;
- (6) 初始损伤应变门槛值 $(\varepsilon_1)_D$ 小于剪切带开始的分叉应变 $(\varepsilon_1)_0$, 剪切带开始的分叉应变 $(\varepsilon_1)_0$ 小于应力峰值时的应变 $(\varepsilon_1)_F$, 而剪切带完全形成时的应变 $(\varepsilon_1)_B$ 均大于 $(\varepsilon_1)_F$, 小于残余应力时的应变 $(\varepsilon_1)_U$, 即有如下关系式:
- $$(\varepsilon_1)_D < (\varepsilon_1)_0 < (\varepsilon_1)_F < (\varepsilon_1)_B < (\varepsilon_1)_U;$$
- (7) 剪切带开始时的应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ 、应力峰值点 $(\sigma_1 - \sigma_3)_F$ 和剪切带完全形成时的应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_B$, 均随着围压的增大而增大;
- (8) 剪切带开始于应力峰值前的硬化区, 而完成于残余强度阶段前的软化区;
- (9) 对比粘性土与砂土试验结果可知, 粘性土分叉点要早于砂土, 而完全形成点要晚于砂性土, 这可能是粘土存在粘聚力 c , 使得土样不能迅速剪坏, 并延迟了剪切带完全形成;
- (10) 用孔隙水压力曲线确定的剪切带开始时的分叉应变 $(\varepsilon_1)_0$ 随着围压的提高而减小, 而剪切带完全形成时的应变 $(\varepsilon_1)_B$ 随着围压的提高而提高, 可知高围压使土体的应变局部化提前发生, 但是却推迟了剪切带的完全形成, 说明高围压对提高土体的力学特性有很大影响;
- (11) 固结压力越低应力应变归一化曲线越靠上, 即相对强度越高, 可知超固结状态可以明显提高土体的力学特性;
- (12) 围压 50kPa、100kPa 试样的应力应变归一化曲线与围压 150kPa、200kPa 和 250kPa 试样的应力应变归一化曲线偏离较大, 而围压为 150kPa、200kPa 和 250kPa 的曲线比较相似, 而且应力应变曲线靠得很近, 这可能是因为他们比较接近先期固结压力;
- (13) 从应力应变归一化曲线图上可以看出, 围压为 250kPa 时的相对强度要高于围压为 200kPa 的相对强度, 这是可能是因为围压 250kPa 远超过先期固结压力的缘故, 说明高围压可以明显提高土体的力学特性;

(14) 围压较小时, 对上海第五层灰色粘土测得的剪切带倾角几乎没有什
么变化, 均在 58.5° 左右, 随着围压的提高剪切带稍有增加, 在 $58.5^{\circ} \sim 63^{\circ}$
范围内;

(15) 实际量测剪切带倾角均比理论计算值要大, 在砂土试验中得到应证
的 Roscoe 理论和 Arthur 理论并不适宜于计算上海粘性土剪切带的倾角, 相对而
言, 在不排水条件下, Mohr—Columb 理论比较适合进行上海粘性土的剪切带
倾角的预测;

(17) $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{\sigma_3}$ 随着围压的增加逐渐减小, 比较符合三次抛物线; 围压为

250kPa 时比围压为 200kPa 稍有增加, 只有围压为 200kPa 时 $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{\sigma_3}$ 小于 1

为 0.924, 这可能也是因为 200kPa 最接近先期固结压力的缘故;

(18) 除了围压为 200kPa 以外, 其它各围压下, 相对强度 $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{\sigma_3}$ 随着
超固结比的升高而升高, 以二次抛物线的方式增加, 并且超固结比越大对
 $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{\sigma_3}$ 的影响越显著。

第5章 考虑初始缺陷剪切带形成的试验研究

前面一章对上海第五层灰色粘土在平面应变条件下剪切带的形成特性进行了研究,提出了初始损伤门槛值的确定方法和损伤线的概念,并在归纳总结前人试验结果的基础上,进一步提出以孔隙水压力与轴向应变曲线拐点为剪切带开始形成和完全形成点的方法。

常规平面应变试验采用的土样相对于实际工程中土体，都可以认为是均匀的，正如岩石和岩体的区别，岩体是存在节理的，而用来做实验的岩石可以认为是各向同性的，用岩石模拟岩体太过理想，实际土体中总是存在一定的缺陷，如夹层，软弱带，孔洞，缝隙等，即土的结构性，土的结构性是影响土力学特性的诸要素中一个最为重要的要素。通过对各工程事故分析，可以发现，各土体的破坏角度各不相同，即使相同土质，工程性质接近的情况下，破坏面的角度有时也有很大差别，所以认为土体内部的不均匀性或初始缺陷，对土体的强度及破坏特性有很大影响，本章在上两章试验研究的基础上，进一步对上海第五层灰色粘土进行了在初始缺陷下剪切带形成特性的试验研究，并与上两章的试验结果做了一系列对比。

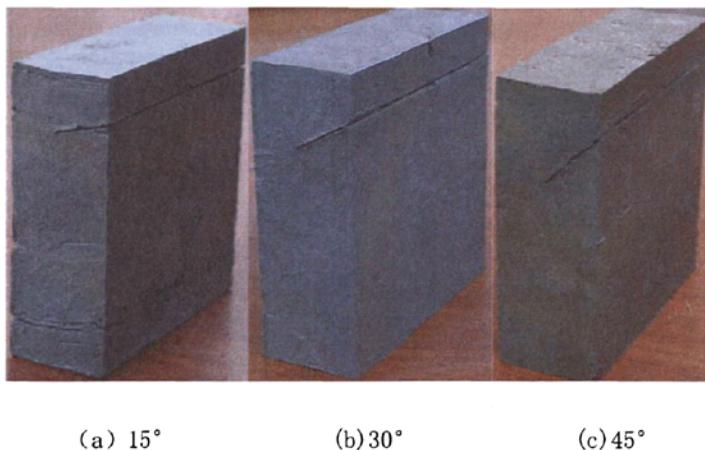


图 5.1 模拟初始缺陷的试验上样

5.1 考虑初始缺陷的试验方法

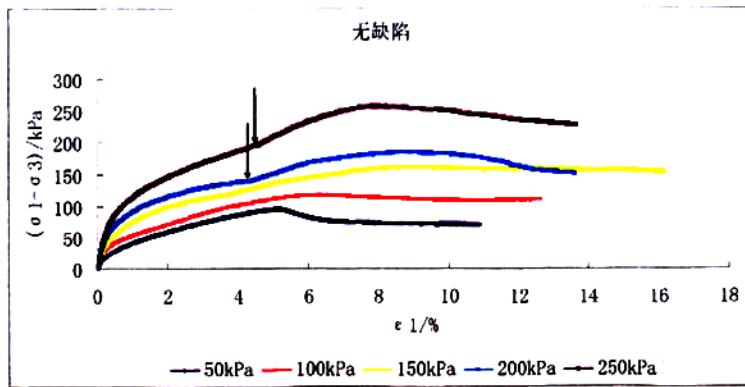
与第三章的常规平面应变试验方法相同,只是在试验土样上加上了人工初始缺陷,如图5.1所示,缺陷土样的人工缝用直径为0.5mm的钢丝锯切成,与水平面的夹角分别为15°、30°和45°,经过24小时的固结后,此缝是完全闭合的,但缝处的强度有明显的减弱。

5.2 数据处理与分析

5.2.1 应力应变曲线分析

5.2.1.1 同一角度缺陷不同围压下应力应变关系曲线分析

在同一角度缺陷下应力应变综合曲线如图5.2所示,和无缺陷土样试验结果类似,曲线分三段变化模式,偏应力近似直线阶段,通常认为此阶段是弹性变形阶段;偏应力缓慢增加阶段,即通常认为的弹塑性变形阶段;偏应力减小阶段,即破坏后软化变形阶段,前两个阶段属于应变硬化阶段,后一个阶段为应变软化阶段;围压150kPa的45°初始缺陷试样没有出现软化阶段,这是因为试验过程中侧向穿传感器的约束作用,限制了土样的变形,后段曲线不反映实际土体的力学特性;从图中还可以看出,无论有没有初始缺陷,围压较高时(200kPa、250kPa),在峰值前曲线还会出现明显的二次强化阶段,如图中箭头所指,二次强化特征点数据如表5.1所示,强化点主应变和偏应力分别用 ϵ_q 、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_q$ 表示,图5.3和5.4所示的分别是强化点偏应力和主应变与初始缺陷角度的关系。



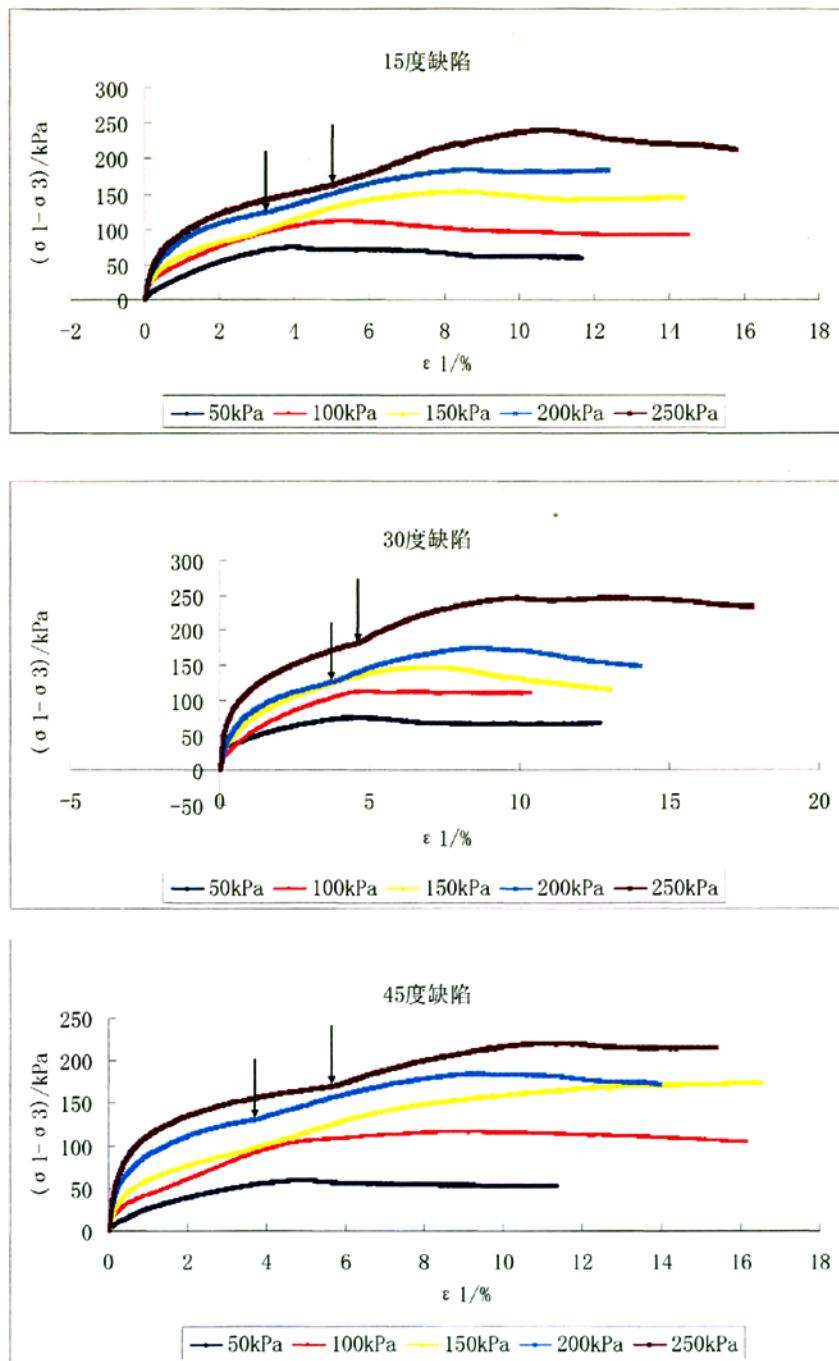


图 5.2 考虑初始缺陷的应力应变关系曲线图

表 5.1 二次强化特征点数据

缺陷角度	200kPa		250kPa	
	$\varepsilon_Q / \%$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_Q / \text{kPa}$	$\varepsilon_Q / \%$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_Q / \text{kPa}$
无缺陷	4.332	139.443	4.608	198.031
15°	3.822	132.436	5.075	164.512
30°	3.800	126.731	4.705	183.275
45°	3.734	130.928	5.664	170.153

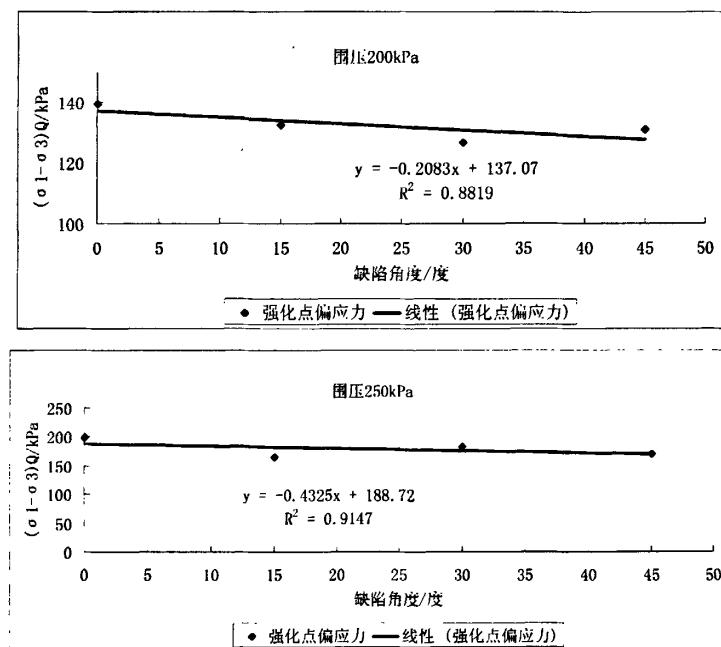
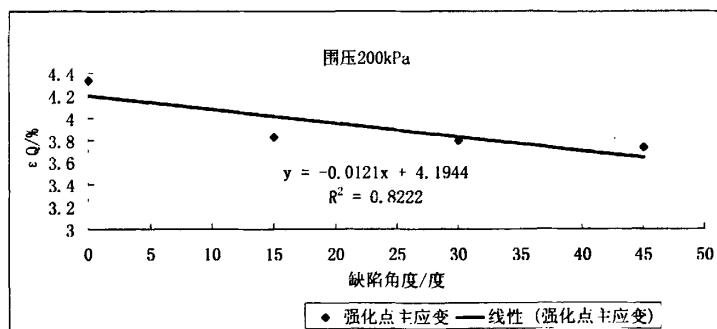


图 5.3 强化点偏应力与缺陷角度关系图



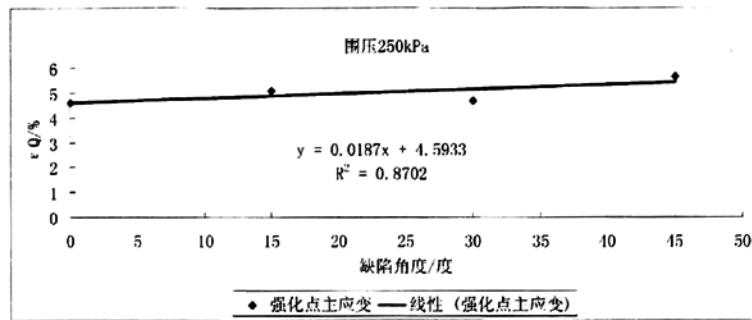
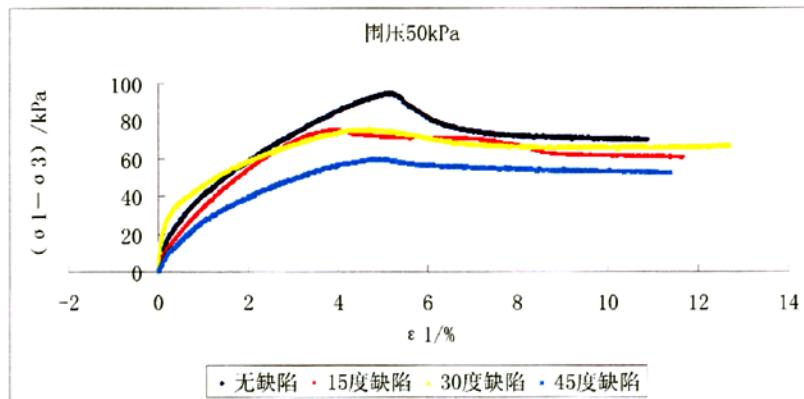


图 5.4 强化点主应变与缺陷角度关系图

从图 5.3 可以看出, 强化点偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ 随着初始缺陷角度的增加而减小, 还可以看出围压为 250kPa 时的直线较平缓一些, 说明高围压对初始缺陷的影响有削弱的作用。强化点主应变 ε_0 当围压为 200kPa 时, 随着初始缺陷角度的增加而降低, 即缺陷角度越大, 强化点来的越早; 而围压为 250kPa 时, 直线基本上成水平线, 说明高围压极大地削弱了初始缺陷的影响, 直线稍有上升的趋势是由土性不均匀引起, 并非初始缺陷的影响。

5.2.1.2 同一围压不同角度缺陷的应力应变关系曲线分析

为了研究不同初始缺陷对土体力学性能的影响, 现把初始缺陷角度作为唯一的可变因素来研究, 围压相同缺陷角度不同时的应力应变曲线如图 5.5 所示。



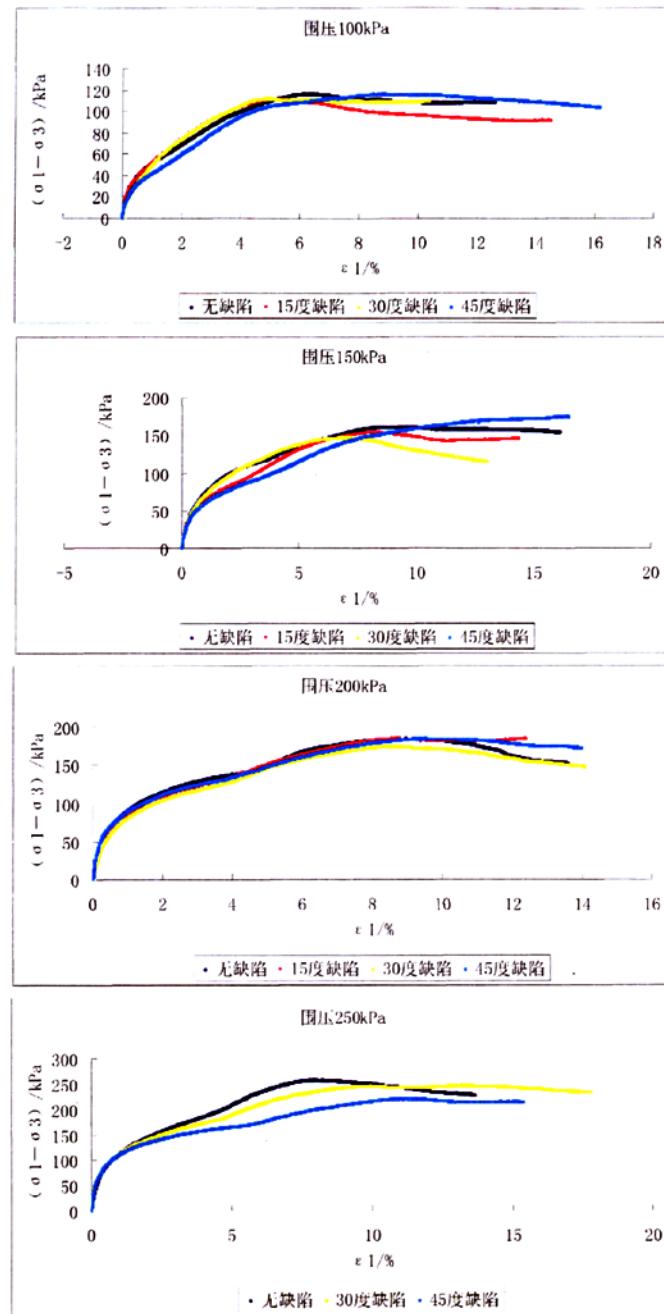


图 5.5 不同初始缺陷角度时的应力应变关系图

从图 5.5 可以看出, 当围压较小时, 不同初始缺陷角度对土体的强度影响较大, 以围压为 50kPa 时为例, 没有缺陷的土样强度要明显高于有缺陷的土样,

而初始缺陷角度为 15° 、 30° 的土样应力应变曲线非常接近, 说明这两种缺陷对土样强度的影响基本相同, 而初始缺陷角度为 45° 时的曲线较低, 说明对土样强度影响较大; 随着围压的升高, 以围压为 100kPa、150kPa 为例, 无缺陷土样、初始缺陷角度 15° 和初始缺陷角度 30° 的曲线非常接近, 说明在围压为 100kPa、150kPa 时这两种初始缺陷对土体强度的影响已非常小, 初始缺陷角度为 45° 还是有一定的影响, 但影响程度在围压为 100kPa、150kPa 时已明显小于围压为 50kPa 时的情况; 围压为 200kPa 时, 各条曲线都非常相似, 基本重合, 说明在围压为 200kPa 时各种初始缺陷的影响都非常小; 随着围压的进一步提高, 当围压为 250kPa 时, 初始缺陷的影响又明显增强, 强度明显降低, 这可能与土体的先期固结压力有关, 所用土样的先期固结压力在 188kPa 左右, 而 200kPa 的围压最接近先期固结压力, 由此可以得出如下结论: 上海第五层灰色粘土在围压低于先期固结压力时, 初始缺陷对土体强度的影响随着围压的增大而减小, 围压越接近先期固结压力, 初始缺陷的影响越小, 而当围压超过先期固结压力时, 初始缺陷的影响又开始加大。

5.2.2 剪切带形成过程中各特征点的确定与分析

剪切带形成过程中各特征点的确定方法与前一章常规平面应变剪切带试验确定方法相同, 不再详述。剪切带形成过程中的各特征点如表 5.2、5.3、5.4 所示。

表 5.2 分叉点数据表

缺陷角度	50kPa		100kPa	
	$\varepsilon_o/\%$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_o/kPa$	$\varepsilon_o/\%$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_o/kPa$
无缺陷	2.03	59.19	1.83	66.10
15°	2.84	66.67	2.98	91.29
30°	1.35	51.39	1.55	65.13
45°	1.34	31.82	1.48	50.78
缺陷角度	150kPa		200kPa	
	$\varepsilon_o/\%$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_o/kPa$	$\varepsilon_o/\%$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_o/kPa$
无缺陷	1.91	97.03	1.66	108.4

第5章 考虑初始缺陷剪切带形成的试验研究

15°	1.87	79.55	2.03	108.89
30°	2.54	106.47	2.18	107.10
45°	1.30	66.62	1.81	108.32
缺陷角度	250kPa			
	$\varepsilon_o / \%$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_o / \text{kPa}$		
无缺陷	1.82	141.15		
15°	1.71	114.86		
30°	2.62	153.78		
45°	1.79	131.90		

表 5.3 峰值点数据表

缺陷角度	50kPa		100kPa	
	$\varepsilon_F / \%$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_F / \text{kPa}$	$\varepsilon_F / \%$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_F / \text{kPa}$
无缺陷	5.13	94.73	6.28	116.33
15°	3.95	75.40	5.21	111.38
30°	4.68	75.58	4.75	112.30
45°	5.07	59.85	5.88	116.15
缺陷角度	150kPa		200kPa	
	$\varepsilon_F / \%$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_F / \text{kPa}$	$\varepsilon_F / \%$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_F / \text{kPa}$
无缺陷	8.66	161.07	8.93	184.83
15°	8.38	154.11	8.75	185.16
30°	6.83	147.05	8.60	175.07
45°			8.83	185.11
缺陷角度	250kPa			
	$\varepsilon_F / \%$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_F / \text{kPa}$		
无缺陷	7.92	257.62		
15°	10.62	241.02		
30°	13.26	246.83		
45°	11.11	221.00		

表 5.4 剪切带完全形成点数据表

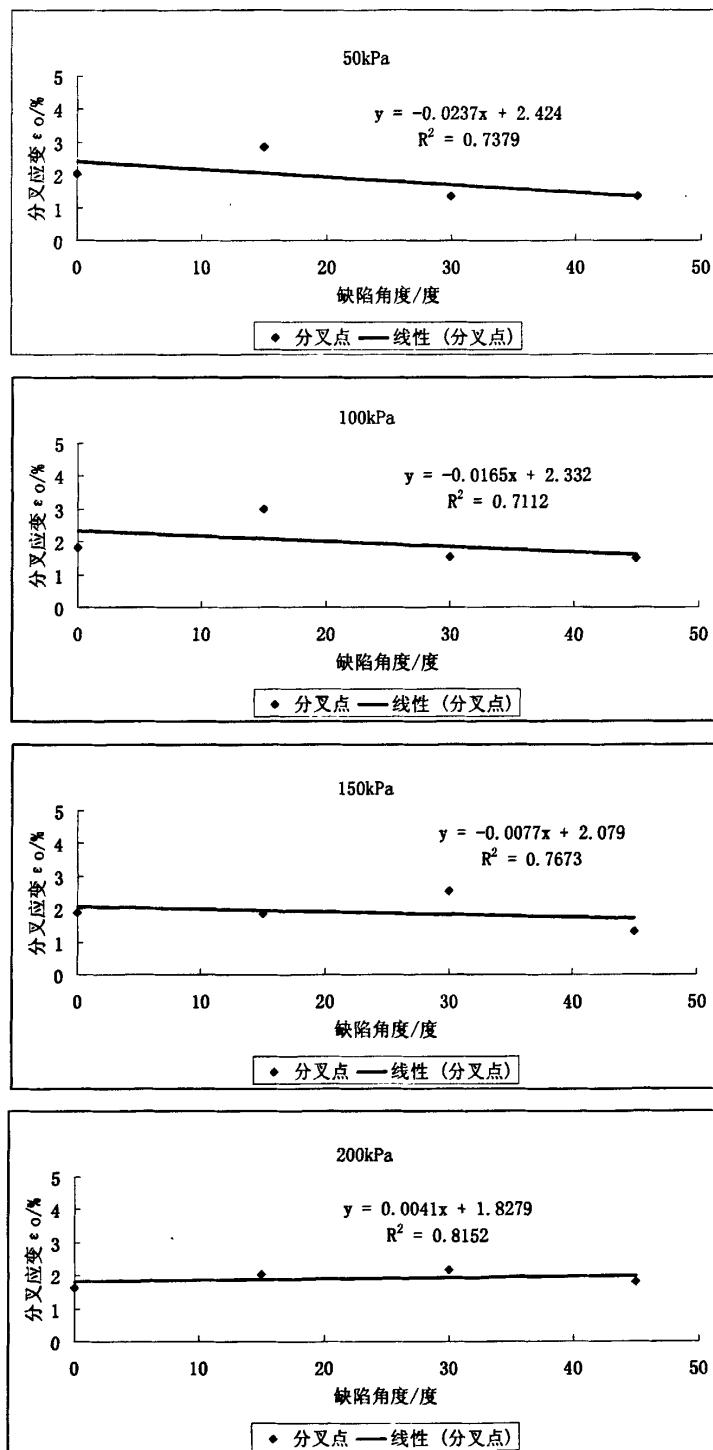
缺陷角度	50kPa		100kPa	
	ε_B /%	$(\sigma_1 - \sigma_3)_B$ /kPa	ε_B /%	$(\sigma_1 - \sigma_3)_B$ /kPa
无缺陷	5.33	93.34	7.18	114.30
15°	6.60	70.78	6.80	106.35
30°	5.50	73.34	5.11	111.37
45°	5.22	59.18	9.67	114.98
缺陷角度	150kPa		200kPa	
	ε_B /%	$(\sigma_1 - \sigma_3)_B$ /kPa	ε_B /%	$(\sigma_1 - \sigma_3)_B$ /kPa
无缺陷	8.78	160.52	9.99	182.77
15°	8.55	153.61	9.59	181.63
30°	7.54	146.25	8.82	174.40
45°			10.91	182.94
缺陷角度	250kPa			
	ε_B /%	$(\sigma_1 - \sigma_3)_B$ /kPa		
无缺陷	10.00	249.90		
15°	11.40	237.30		
30°	13.66	245.20		
45°	11.62	219.82		

5.2.2.1 初始缺陷对分叉点的影响

为了研究初始缺陷对土体应变局部化的影响, 现把各种初始缺陷土样在各个围压下的分叉应变列成表格, 如表 5.5 所示。

表 5.5 分叉应变数据表

缺陷角度	分叉应变 ε_o /%				
	50kPa	100kPa	150kPa	200kPa	250kPa
无缺陷	2.03	1.83	1.91	1.657	1.82
15°	2.84	2.98	1.87	2.03	1.71
30°	1.35	1.55	2.54	2.18	2.62
45°	1.34	1.48	1.30	1.81	1.79



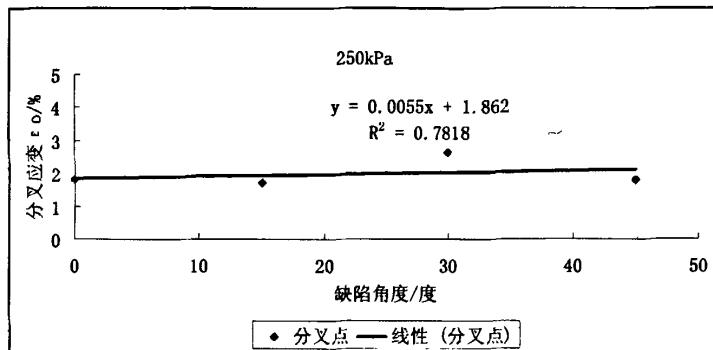


图 5.6 分叉应变与初始缺陷角度关系图

把表 5.5 中的数据整理成分叉应变与初始缺陷角度关系曲线图, 如图 5.6 所示, 可以得出如下结论: 当围压较小时 (50kPa、100kPa、150kPa) 分叉应变随着初始缺陷角度的增加而降低, 也就是说初始缺陷将导致土体应变局部化提前发生, 所以, 土层中含有类似试验中的初始缺陷时应引起足够的重视; 当围压较大时 (200kPa、250kPa), 曲线非常平缓, 说明高围压削弱了初始缺陷的影响, 图中可以看出曲线出现了稍微增加的趋势, 可以这样解释, 如图 5.7 所示, 剪切带并没有穿过上部的初始缺陷, 但是开始剪切时初始缺陷处和下部剪切带处都发生了局部化变形, 上下传感器测量的变形比较接近, 宏观上表现出来没有发生局部化变形, 因此从数据上判断分叉较晚, 实际上内部早已经发生局部化变形。综上, 在实际工程中只要有类似初始缺陷的存在, 无论宏观上测量结果如何, 都应该谨慎处理。关于土样的破坏形式将在后面有关章节讨论。

5.7 土样破坏示意图

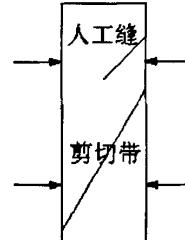


表 5.6 分叉应变数据表

围压	分叉应变 ε_0 /%			
	无	15°	30°	45°
50kPa	2.03	2.84	1.35	1.34
100kPa	1.83	2.98	1.55	1.48
150kPa	1.91	1.87	2.54	1.30
200kPa	1.66	2.03	2.18	1.81
250kPa	1.82	1.71	2.62	1.79

把表 5.5 中数据整理成表 5.6, 以便分析在各种初始缺陷下围压对分叉应变的影响, 把表 5.6 中数据整理成分叉应变与围压的关系曲线图, 如图 5.8 所示。

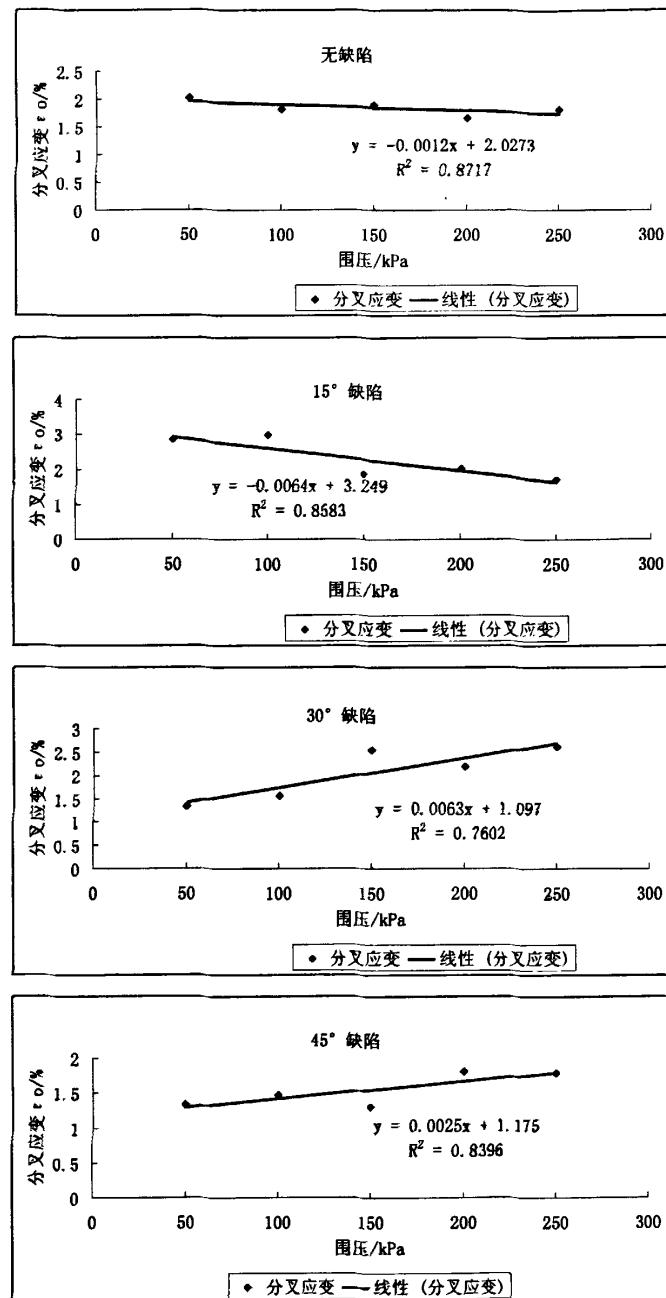


图 5.8 分叉应变与围压的关系曲线图

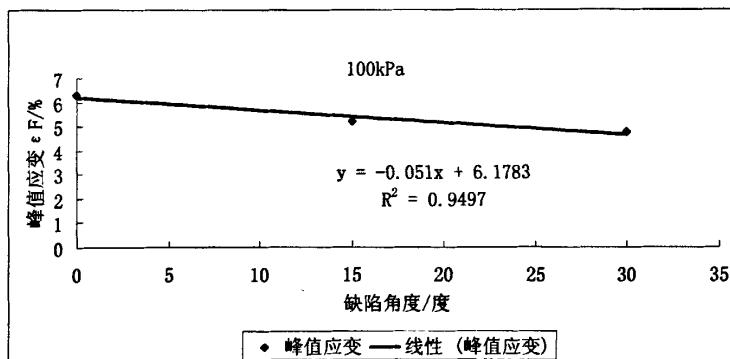
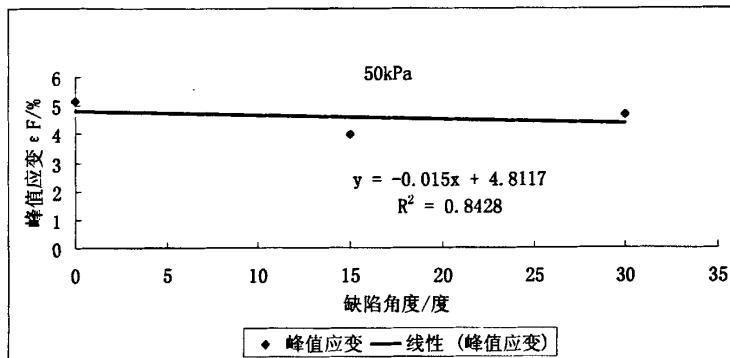
从图 5.8 可以看出, 当土样初始缺陷角度较小时 (15°), 分叉应变随着围压的变化趋势和无缺陷土样一致, 随着围压的增加而降低, 围压越高分叉越早,

并且下降趋势比无缺陷时大，说明含有缺陷的土样分叉应变对围压的变化更敏感；当初始缺陷角度较大时（30°、45°），分叉应变的变化趋势和无缺陷时呈相反的趋势，随着围压的增加有增加的趋势，前面已经分析，在高角度缺陷高围压下，土样宏观上表现分叉较晚，并不代表应变局部化来的晚，这是一个隐形杀手，应当引起重视。

5.2.2.2 初始缺陷对峰值点的影响

表 5.7 峰值点应变数据表

缺陷角度	峰值应变 ε_F /%				
	50kPa	100kPa	150kPa	200kPa	250kPa
0°	5.13	6.28	8.66	8.93	7.92
15°	3.95	5.21	8.38	8.75	10.62
30°	4.68	4.75	6.83	8.60	13.26
45°	5.07	5.88		8.83	11.11



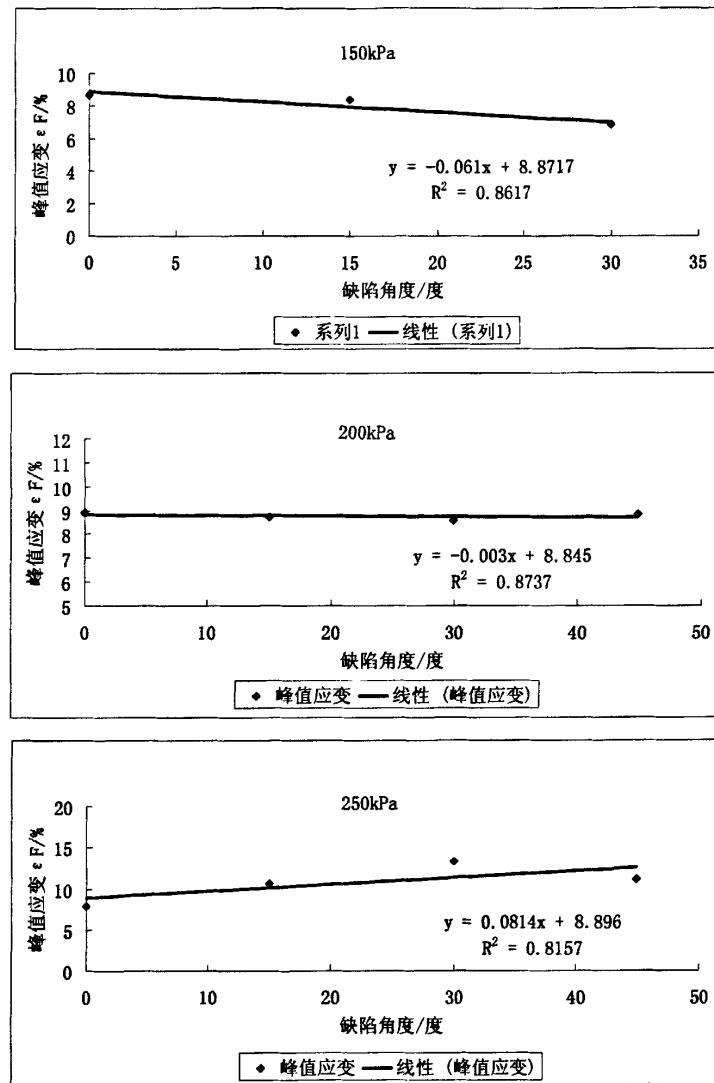
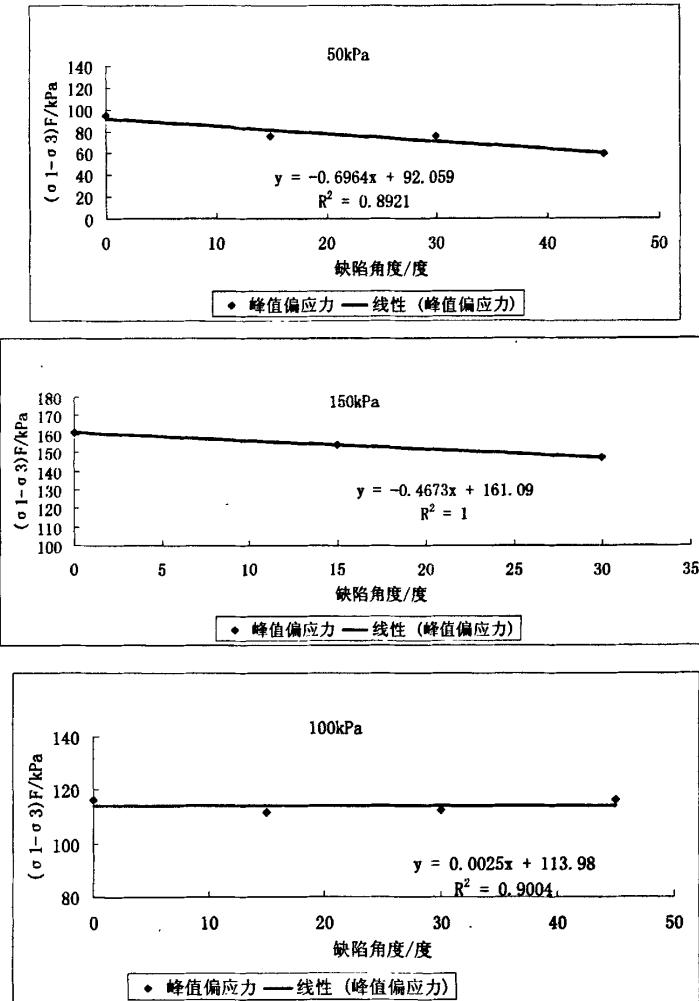


图 5.9 峰值应变和初始缺陷角度关系图

含有初始缺陷土样的峰值点应变数据如表 5.7 所示, 从表中可以看出, 初始缺陷角度较小时 (小于等于 30°), 围压较小时 (小于等于 200kPa), 峰值应变基本上随初始缺陷角度的增加而降低, 说明在围压较小时, 初始缺陷可以引起土体峰值强度的提前到来, 如图 5.9 所示, 围压为 200kPa 时, 初始缺陷角度为 45° 时的峰值应变虽然稍微大于缺陷角度为 15°、30° 时的峰值应变, 但仍小于无缺陷时的峰值应变, 说明无论什么情况下, 初始缺陷都导致了峰值点的提前到来,

初始缺陷角度为45°时的个别峰值应变比15°、30°时的大,是因为初始缺陷为45°时土样受力更复杂,土样大都出现多条剪切带,经过一段时间的调整才最终形成一条主剪切带,这个调整过程推迟了峰值点的到来,还有可能是因为初始缺陷处改变了剪切带的方向,使剪切带呈弧线形或折线形,这也将推迟剪切带的形成,并可能引起所测峰值偏应力较大。围压为250kPa时却出现了相反的趋势,峰值点应变随着初始缺陷角度的增加而增加,说明在高围压下,即使是含有较小角度初始缺陷的土样的受力也变得非常复杂,土样内部的受力状态要经过长时间的调整,并最终形成一条主剪切带,缺陷处可能使剪切带改变方向,使其变成弧线或折线,这种剪切带将推迟峰值点的到来。



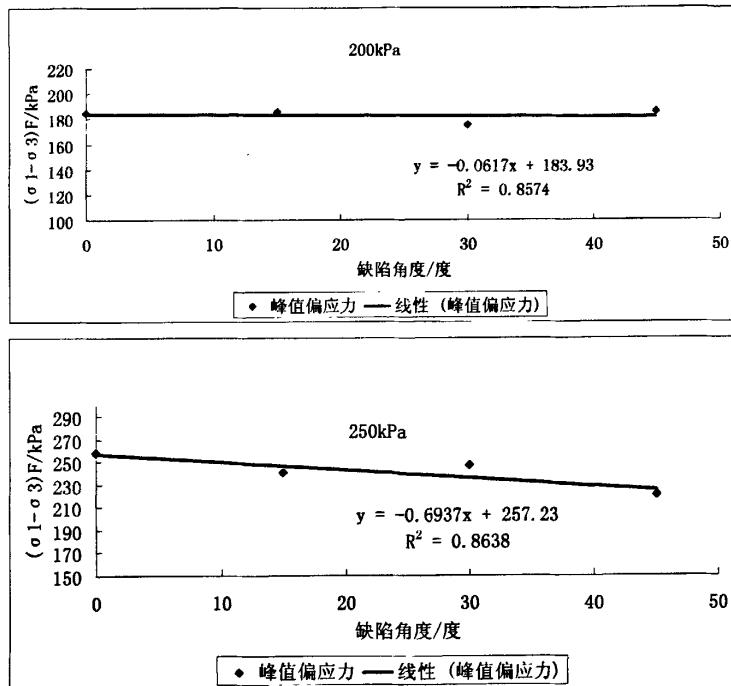


图 5.10 峰值强度与初始缺陷角度关系图

在各种初始缺陷角度和围压下, 峰值点所对应峰值偏应力如表 5.8 所示。从表中可以看出, 在相同围压下, 峰值偏应力随着初始缺陷角度的增加呈减小的趋势, 如图 5.10 所示, 也就是说只要有初始缺陷的存在, 土体的强度就会有所折减, 而室内试验所用土样一般都是比较理想的土样, 做出来的数据用于实际工程中时, 应根据土体内部缺陷情况进行折减, 并根据土体的深度选择不同的系数, 实际应用时才能更科学更方便。经过对表 5.8 中的数据分析发现, 含有初始缺陷的土样强度、无缺陷土样的强度与初始缺陷角度之间可表示为如下关系式:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F^\theta}{(\sigma_1 - \sigma_3)_F} = A \cdot \ln(\theta) + B \quad (5-1)$$

式中 $(\sigma_1 - \sigma_3)_F^\theta$ ——含有初始缺陷土样的峰值偏应力;

$(\sigma_1 - \sigma_3)_F$ ——无缺陷土样的峰值偏应力;

θ ——初始缺陷角度;

A 、 B ——试验参数。

把表 5.8 中的数据带入式 (5-1), 经计算得出 A 、 B 在不同围压下的数值

如表5.9所示,根据不同的埋深取不同的数据。

把式(5-1)整理成式(5-2),用此式就可以方便地求出各种初始缺陷下土体的峰值强度。

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_F^\theta = (\sigma_1 - \sigma_3)_F \cdot [A \cdot \ln(\theta) + B] \quad (5-2)$$

表5.8 峰值偏应力数据表

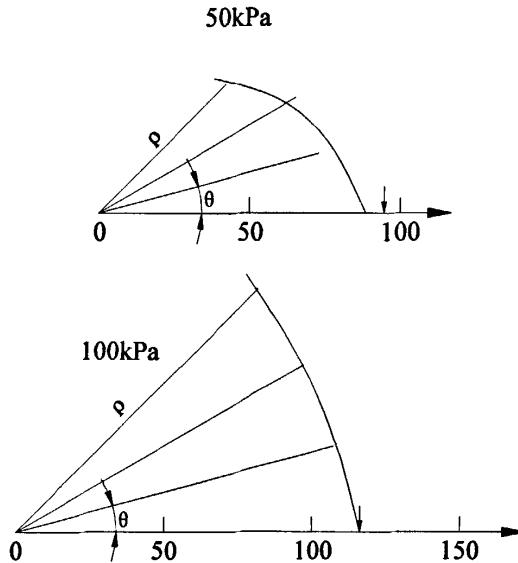
缺陷角度	峰值偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_F / \text{kPa}$				
	50kPa	100kPa	150kPa	200kPa	250kPa
0°	94.73	116.33	161.07	184.83	257.62
15°	75.40	111.38	154.11	185.16	241.02
30°	75.58	112.30	147.05	175.07	246.83
45°	59.85	116.15		185.11	221.00

表5.9 计算参数表

50kPa		150kPa		200kPa		250kPa		不考虑埋深	
A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
-0.133	1.1816	-0.0632	1.1280	-0.0087	1.0123	-0.0596	1.1142	-0.0466	1.0610

把表5.8中的数据以初始缺陷角度为 θ ,以 $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{1kPa}$ 为 ρ ,画在极坐标下

如图5.11所示,图中箭头所指位置为无缺陷土样所对应的峰值强度。



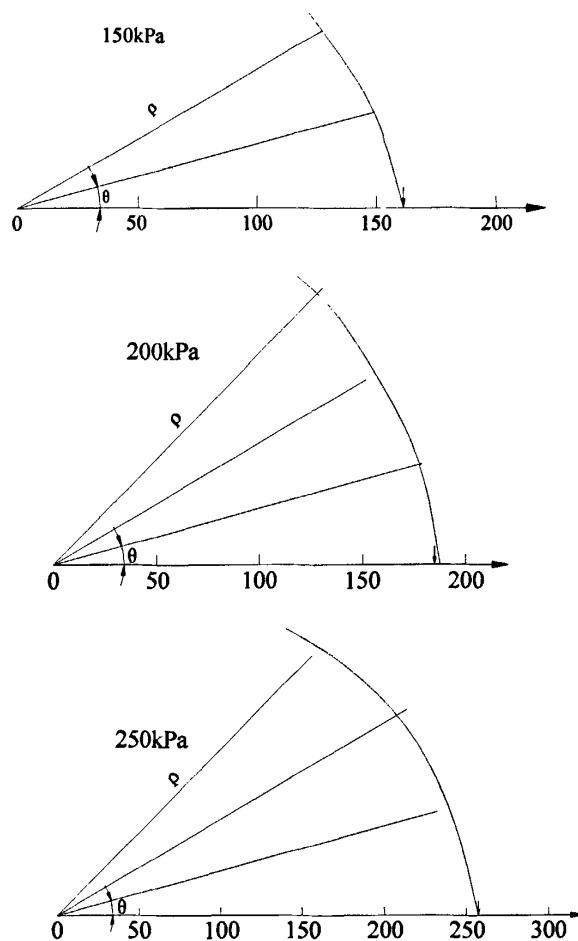
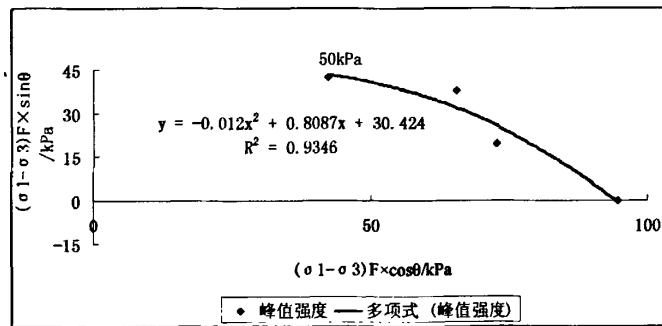


图 5.11 峰值强度与初始缺陷角度的极坐标曲线图

从图 5.11 可以看出, 峰值强度和初始缺陷角度符合某一曲线关系, 在直角坐标下描下各点, 经拟合发现各围压下均符合二次抛物线, 如图 5.12。



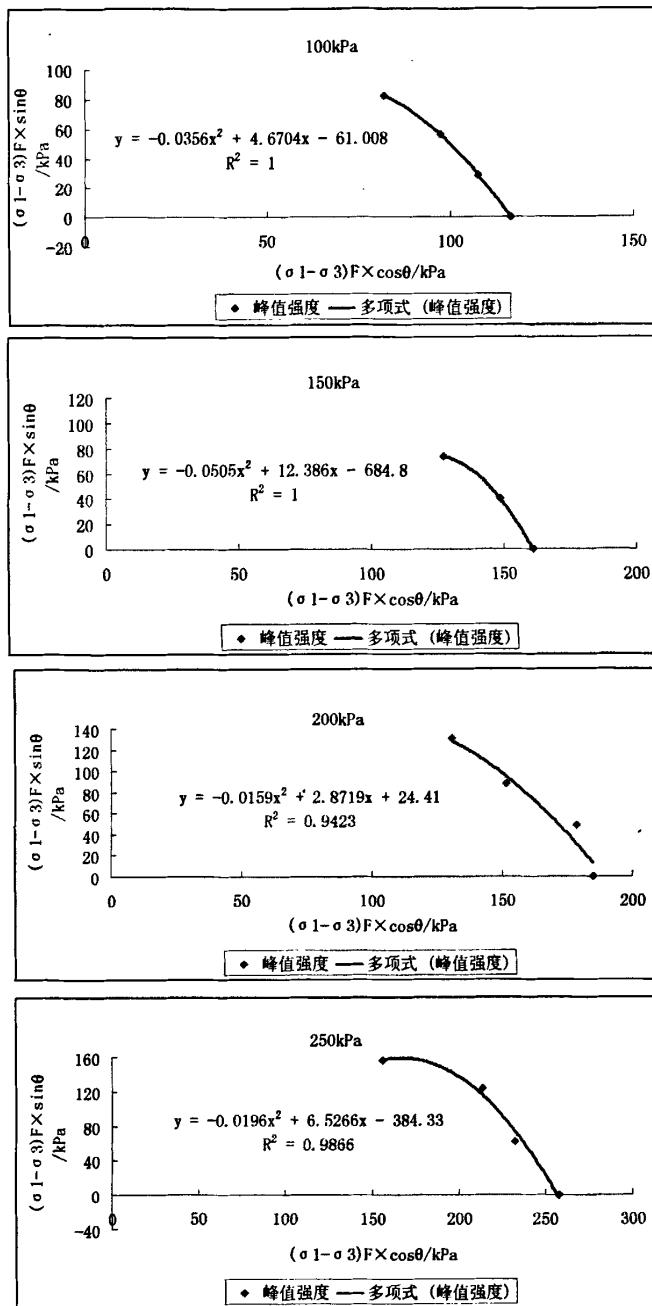


图 5.12 直角坐标系下峰值强度与初始缺陷角度关系图

从图 5.12 可以发现, 曲线拟合的效果很好, 100kPa、150kPa 时的相似系数

达到了 1, 根据极坐标与直角坐标的关系, 分别以 $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{1kPa} \times \cos\theta$ 和

$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{1kPa} \times \sin\theta$ 代替图中的 x 和 y , 整理即可得到各围压下峰值强度与初始缺陷

角度的关系方程, 如式 (5-3) ~ 式 (5-7), 根据以上方程, 只要知道初始缺陷角度, 即可以估算上海第五层灰色粘土在各围压和各初始缺陷角度下的峰值强度, 实际应用时也非常方便。

围压为 50kPa 时的计算公式为:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F^\theta}{1kPa} = \frac{(\sin\theta - 0.8087 \cos\theta) \pm \sqrt{1 - 0.8087 \sin 2\theta + 0.463121 \cos^2\theta}}{-0.024 \cos^2\theta} \quad (5-3)$$

围压为 100kPa 时的计算公式为:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F^\theta}{1kPa} = \frac{(\sin\theta - 4.6704 \cos\theta) \pm \sqrt{1 - 4.6704 \sin 2\theta + 12.1251 \cos^2\theta}}{-0.0712 \cos^2\theta} \quad (5-4)$$

围压为 150kPa 时的计算公式为:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F^\theta}{1kPa} = \frac{(\sin\theta - 12.386 \cos\theta) \pm \sqrt{1 - 12.386 \sin 2\theta + 14.0834 \cos^2\theta}}{-0.101 \cos^2\theta} \quad (5-5)$$

围压为 200kPa 时的计算公式为:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F^\theta}{1kPa} = \frac{(\sin\theta - 2.8719 \cos\theta) \pm \sqrt{1 - 2.8719 \sin 2\theta + 8.224446 \cos^2\theta}}{-0.0318 \cos^2\theta} \quad (5-6)$$

围压为 250kPa 时的计算公式为:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F^\theta}{1kPa} = \frac{(\sin\theta - 6.5266 \cos\theta) \pm \sqrt{1 - 6.5266 \sin 2\theta + 11.46504 \cos^2\theta}}{-0.0392 \cos^2\theta} \quad (5-7)$$

为更方便应用, 把以上五个公式综合为一个公式 (5-8):

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_F^\theta = \frac{(\sin\theta + B \cos\theta) \pm \sqrt{1 + B \sin 2\theta + C \cos^2\theta}}{A \cos^2\theta} \times 1kPa \quad (5-8)$$

式中 A 、 B 和 C 为试验参数, 各围压下各参数数值如表 5.10 所示。

表 5.10 各围压下试验参数

50kPa			100kPa			150kPa		
A	B	C	A	B	C	A	B	C
-0.024	-0.8087	0.463121	-0.0712	-4.6704	12.1251	-0.101	-12.386	14.0834

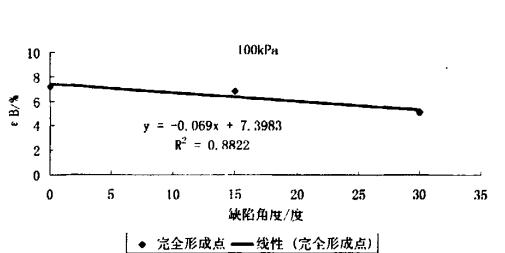
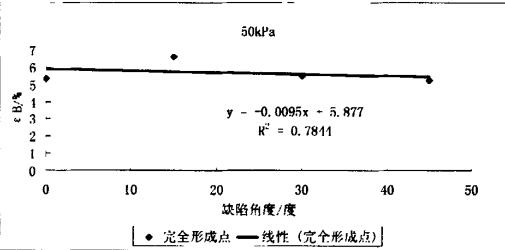
200kPa			250kPa		
A	B	C	A	B	C
-0.0318	-2.8719	8.224446	-0.0392	-6.5266	11.46504

5.2.2.3 初始缺陷对完全形成点的影响

在各种试验条件下, 剪切带完全形成点所对应的应变 ε_B 如表 5.11 所示, 把表中的数据整理成剪切带完全形成点应变与初始缺陷角度的关系曲线, 如图 5.13 所示, 和峰值点对应的应变变化规律基本一致, 除了初始缺陷角度为 45° 时的个别数据外 (和峰值点对应的应变较大的原因一样), 当围压小于等于 200kPa 时, 剪切带完全形成点对应的应变随着初始缺陷角度的增加而减小, 说明初始缺陷的存在导致了剪切带的提前发生, 应当引起注意; 而围压为 250kPa 时, 剪切带完全形成点随着初始缺陷角度的增加有增加的趋势, 和峰值应变基本一致, 也是因为初始缺陷改变了剪切带的方向, 使其变成弧线形、折线形或更复杂的剪切带, 这将阻碍剪切带的完全形成。

表 5.11 剪切带完全形成点数据表

缺陷角度	完全形成点应变 ε_B /%				
	50kPa	100kPa	150kPa	200kPa	250kPa
无缺陷	5.33	7.18	8.78	9.99	10.00
15°	6.60	6.80	8.55	9.59	11.40
30°	5.50	5.11	7.54	8.82	13.66
45°	5.22	9.67		10.91	11.62



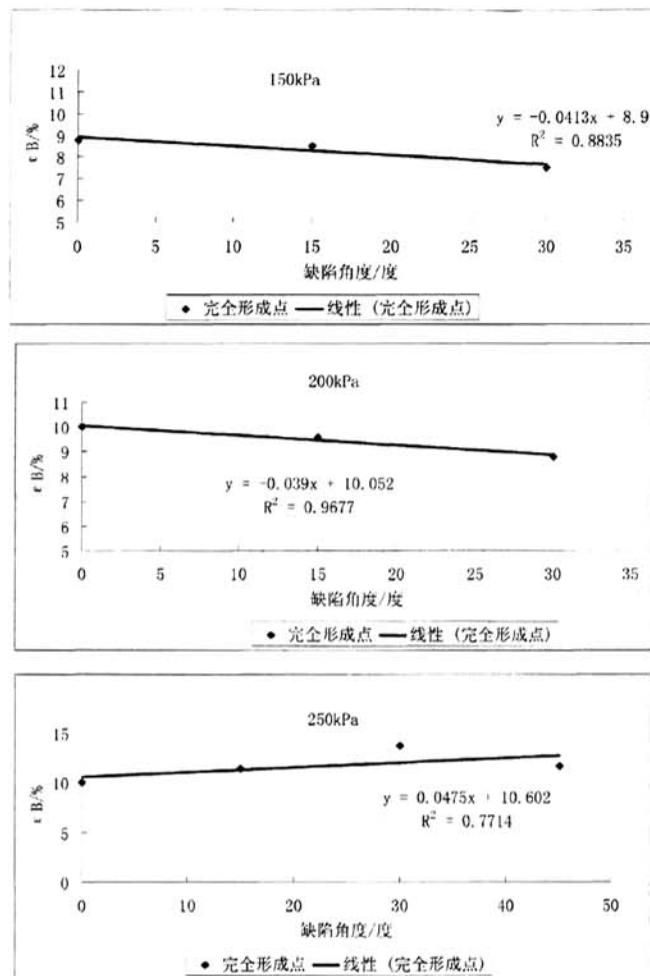


图 5.13 剪切带完全形成点应变与初始缺陷角度关系图

5.2.2.4 初始缺陷对土样破坏形态的影响

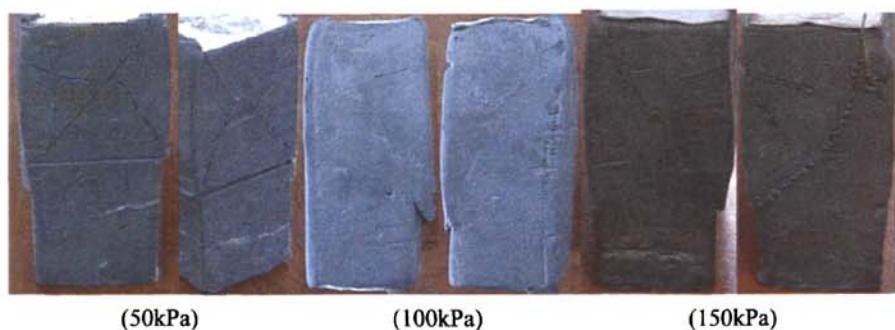
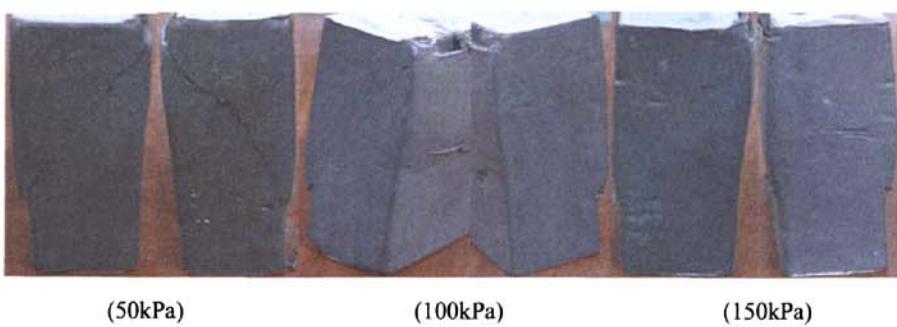




图 5.14 初始缺陷角度为 15° 时土样的破坏形态



图 5.15 初始缺陷角度为 30° 时土样的破坏形态



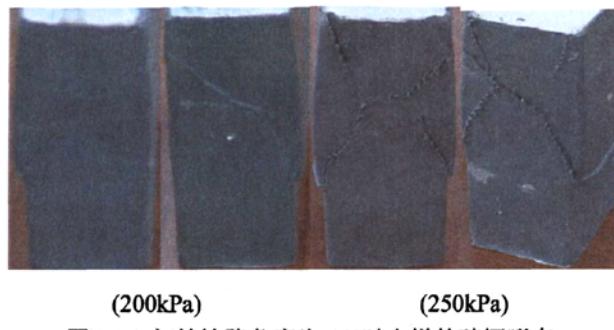


图 5.16 初始缺陷角度为 45°时土样的破坏形态

从图 5.14~图 5.16 可以看出, 初始缺陷角度为 15°时, 初始缺陷对土样的破坏形态基本没有影响, 剪切带没有穿过初始缺陷, 有的土样剪切带没有在初始缺陷一侧形成, 初始缺陷也没有改变剪切带的形成方向; 初始缺陷角度为 30°时, 大都形成分叉形的剪切带, 剪切带在缺陷处分成两条, 缺陷处的剪应力并不是最大, 但缺陷处的抗剪强度较小, 当缺陷处所受剪应力和抗剪强度之比与剪应力较大处的所受剪应力和抗剪强度之比比较接近时, 剪切带将在这两处同时形成, 也就是应变局部化可能在这两处发生, 有时是一个主剪切带一个次剪切带; 初始缺陷角度为 45°时, 剪切带基本都穿过初始缺陷, 在缺陷处形成主剪切带或次剪切带, 由于无缺陷处剪切带在所受剪应力最大处形成, 这个角度肯定要大于 45°, 因此使剪切带形成弧线形、折线形或更复杂的剪切带; 从上面各图还可以看出, 无论初始缺陷角度多大, 剪切带的形式都是随着围压的增加而变得更加复杂, 也就是土样内部的受力状态更复杂, 要经过多次的调整, 多次的应力重分布, 最终达到破坏。

5.3 本章小结

在上两章对上海第五层灰色粘土剪切带形成特性试验研究的基础上, 本章进一步对考虑初始缺陷的上海软土剪切带形成特性进行了试验研究, 对剪切带各特征值与初始缺陷角度的关系进行了详细的分析, 得出了一些有意义的结论, 最后分析了初始缺陷对土样破坏特征的影响, 本章得出以下主要结论:

(1) 和无缺陷土样试验结果类似, 曲线分三段变化模式, 偏应力近似直线阶段, 通常认为此阶段是弹性变形阶段; 偏应力缓慢增加阶段, 即通常认为的弹塑性变形阶段; 偏应力减小阶段, 即破坏后软化变形阶段;

(2) 无论有没有初始缺陷, 围压较高时 (200kPa、250kPa) 在峰值前曲线还会出现明显的二次强化阶段, 这并不是土样由超固结状态向正常固结状态过渡引起, 因为这时早就超过了先期固结压力, 其原因有待进一步分析;

(3) 强化点偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_Q$ 随着初始缺陷角度的增加而减小, 高围压对初始缺陷的影响有削弱的作用;

(4) 上海第五层灰色粘土在围压低于先期固结压力时, 初始缺陷对土体强度的影响随着围压的增大而减小, 围压越接近先期固结压力, 初始缺陷的影响越小, 而当围压超过先期固结压力时, 初始缺陷的影响又开始加大;

(5) 当围压较小时 (50kPa、100kPa、150kPa), 分叉应变随着初始缺陷角度的增加而降低, 而高围压可以削弱初始缺陷的影响;

(6) 当初始缺陷角度较小时 (15°), 分叉应变随着围压的变化趋势和无缺陷土样一致, 随着围压的增加而降低, 围压越高分叉越早, 并且缺陷土样的分叉应变对围压的变化更敏感; 当初始缺陷角度较大时 (30° 、 45°), 分叉应变随着围压的增加有增加的趋势, 是因为土样上下都发生了应变局部化;

(7) 围压较小时, 初始缺陷可以引起土体峰值强度的提前到来, 初始缺陷角度为 45° 时的峰值应变比 15° 、 30° 时的大, 可能是因为初始缺陷角度为 45° 时土样受力更复杂, 缺陷处可能使剪切带改变方向, 使其变成弧线、折线或更复杂的形式, 这种剪切带将推迟峰值点的到来;

(8) 含有初始缺陷的土样强度、无缺陷土样的强度以及初始缺陷角度符合关系式: $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F^\phi}{(\sigma_1 - \sigma_3)_F} = A \cdot \ln(\theta) + B$, 用关系式: $(\sigma_1 - \sigma_3)_F^\phi = (\sigma_1 - \sigma_3)_F \cdot [A \cdot \ln(\theta) + B]$ 就可以方便地求出各种初始缺陷下土体的峰值强度;

(9) 上海第五层灰色粘土在各围压和各初始缺陷角度下的峰值强度也可以用 $(\sigma_1 - \sigma_3)_F^\phi = \frac{(\sin \theta + B \cos \theta) \pm \sqrt{1 + B \sin 2\theta + C \cos^2 \theta}}{A \cos^2 \theta} \times 1kPa$ 计算;

(10) 当围压小于等于 200kPa 时, 初始缺陷的存在可导致剪切带的提前发生, 应当引起注意; 而围压为 250kPa 时, 剪切带完全形成点随着初始缺陷角度的增加有增加的趋势, 是因为初始缺陷改变了剪切带的方向, 使其变成弧线形、折线形或更复杂的剪切带, 这将阻碍剪切带的完全形成;

(11) 初始缺陷角度为 15° 时, 初始缺陷对土样的破坏形态基本没有影响; 初始缺陷为 30° 时, 大都形成分叉型的剪切带; 初始缺陷角度为 45° 时, 剪切带

基本都穿过初始缺陷，在缺陷处形成主剪切带或次剪切带，使剪切带形呈弧线形、折线形或更复杂的剪切带；

（12）无论初始缺陷角度多大，剪切带的形式都是随着围压的增加而变得更加复杂，土样内部的受力状态更复杂，要经过多次的调整，多次的应力重分布，最终达到破坏。

第6章 考虑初始缺陷的数值模拟

在实际工程中，土体并非均匀，内部总是存在这样或那样的初始缺陷，本章将利用大型通用有限元软件 ANSYS，通过在边坡工程内部不同位置设置不同形式的初始缺陷，研究初始缺陷对边坡工程剪切带形成以及边坡稳定性的影响，同时还进行了不考虑初始缺陷的边坡稳定分析，与设置初始缺陷的边坡计算结果进行了对比分析，探讨边坡工程对初始缺陷的敏感性。

6.1 屈服准则的选取

岩石、混凝土和土壤等材料都属于颗粒状材料，这类材料的受压屈服强度远远大于受拉屈服强度，且材料受剪时，颗粒会膨胀，常用的 VonMise 屈服准则不适合此类材料。在土力学中常用的屈服准则有 Mohr-Coulomb，另外一个更准确描述此类材料的强度准则是 Druck-Prager 屈服准则，本章进行的模拟均选用 Druck-Prager 屈服准则。

Druck-Prager 屈服准则对 Mohr-Coulomb 准则给予近似，以此来修正 VonMise 屈服准则，即在 VonMise 表达式中包含一个附加项，该附加项是考虑到静水压力可以引起岩土屈服而加入的，其流动准则既可以使用相关流动法则，也可以使用不相关流动法则，其屈服面并不随着材料的逐渐屈服而改变，因此没有强化准则，然而其屈服强度随着侧限压力的增加而相应增加，其塑性行为被假定为理想塑性，并且，它考虑了由于屈服引起的体积膨胀，但不考虑温度变化的影响，Druck-Prager 屈服准则在主应力空间内为一圆锥形空间曲面，在 π 平面上为圆形。

Druck-Prager 屈服准则的表达式为：

$$F = \alpha I_1 - \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (6-1)$$

其中：

$$\begin{aligned} J_2 &= \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \\ &= \frac{1}{6} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)] \end{aligned} \quad (6-2)$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \quad (6-3)$$

在平面应变状态下：

$$\alpha = \frac{\sin \varphi}{\sqrt{3} \sqrt{3 + \sin^2 \varphi}} \quad (6-4)$$

$$k = \frac{\sqrt{3} \cos \varphi}{\sqrt{3 + \sin^2 \varphi}} c \quad (6-5)$$

当 $\varphi > 0$ 时, Druck-Prager 屈服准则在主应力空间内切于 Mohr-Coulomb 屈服面的一个圆锥形空间曲面; 当 $\varphi = 0$ 时, Druck-Prager 屈服准则退化为 VonMise 屈服准则, 并且 Druck-Prager 屈服准则避免了 Mohr-Coulomb 屈服面在棱角处引起的奇异点。

6.2 不考虑初始缺陷的边坡稳定分析

进行边坡稳定分析计算时, 采用强度折减法来实现, 首先选取初始折减系数 F , 然后对边坡土体材料强度系数进行折减, 折减后粘聚力及内摩擦角分别见式(6-6)和式(6-7)。

$$c' = \frac{c}{F} \quad (6-6)$$

$$\tan \varphi' = \frac{\tan \varphi}{F} \quad (6-7)$$

c 和 φ 为边坡土体的初始粘聚力和内摩擦角, 把折减后的数值输入边坡模型计算, 若收敛, 则此时边坡是稳定的, 继续增大折减系数 F , 直到程序恰好不收敛, 此时的折减系数即为稳定或安全系数。

表 6-1 边坡土体参数

	E (MPa)	ν	c (MPa)	φ (°)
一般单元	14.0	0.33	19.0	15.0
缺陷单元	8.4	0.33	11.4	9.13
缺陷单元	7.0	0.33	9.5	7.63

本章模拟的边坡尺寸为: 坡高 10m, 坡率 1:1.5, 计算区域为边坡横向、纵向均延伸 3 倍坡高, 为了排除土性以及分层对边坡稳定的影响, 模拟中采用单

一土层并采用均匀土性,因此所有计算结果的变化都是由初始缺陷引起。该边坡土体材料属性见表6-1。

强度折减系数 F 分别为1.0、1.2、1.4、1.6、1.8和2.0时,边坡水平方向的位移云图分别如图6-1~图6-6所示。从图中可以看出,强度折减系数较小时,水平向最大位移出现在土体内部,随着强度折减系数的增加逐渐向边坡坡脚转移;当 $F \leq 1.6$ 时,坡顶处为正向位移,坡脚处为负向位移;而当 $F \geq 1.8$ 时,土体所有的水平位移均为 X 负向;土体内部水平向最大位移随着折减系数的增加而增加,如图6-7所示,近似符合抛物线关系,边坡最大水平位移为287.4mm。

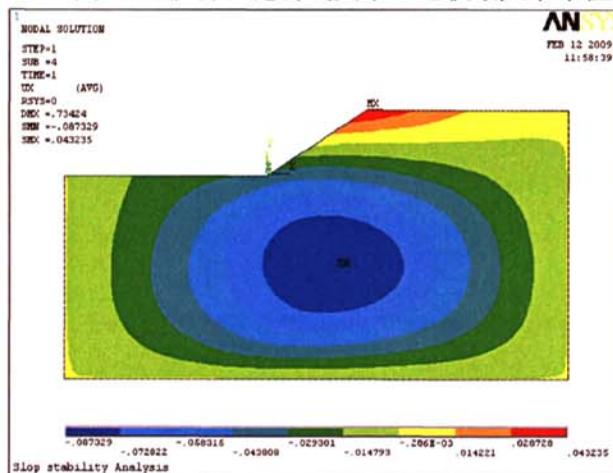


图6-1 $F=1.0$ 时边坡水平位移云图

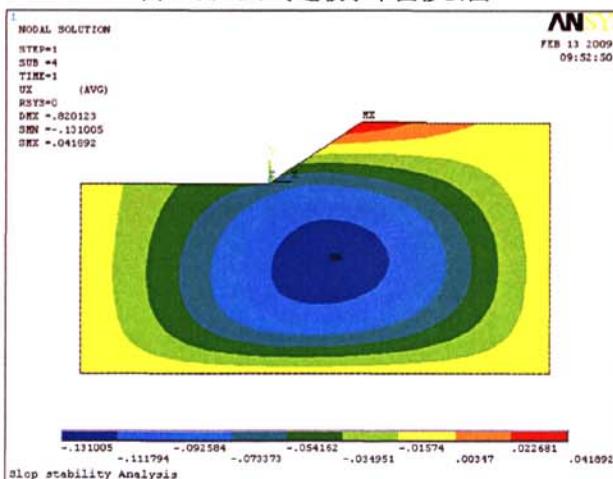


图6-2 $F=1.2$ 时边坡水平位移云图

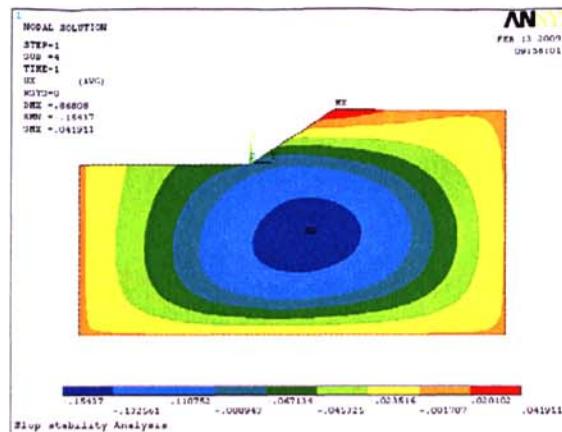


图 6-3 $F=1.4$ 时边坡水平位移云图

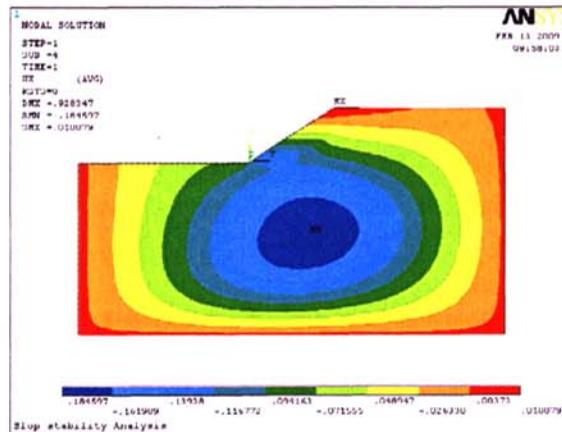


图 6-4 $F=1.6$ 时边坡水平位移云图

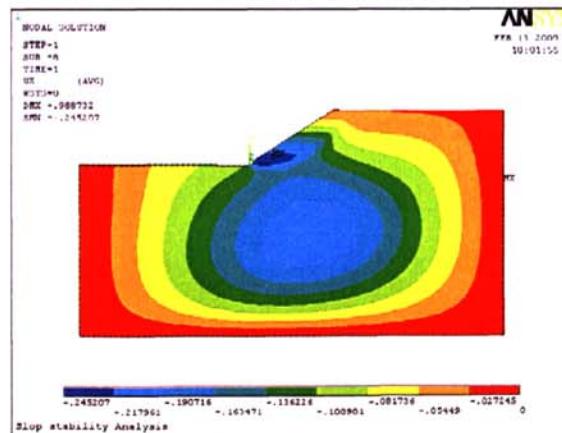


图 6-5 $F=1.8$ 时边坡水平位移云图

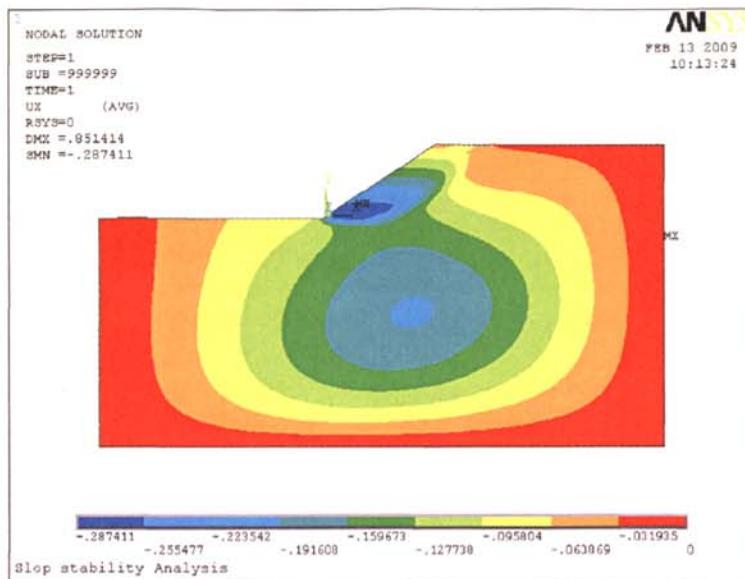
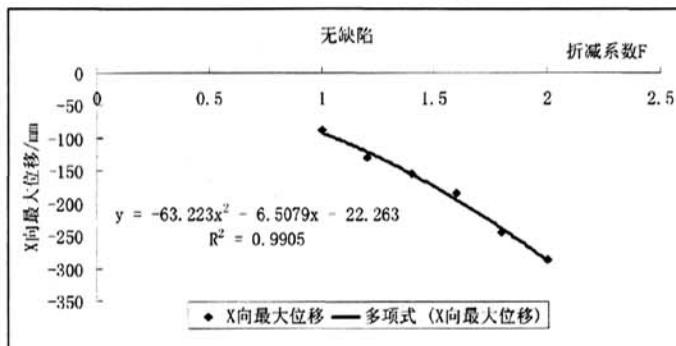
图 6-6 $F=2.0$ 时边坡水平位移云图

图 6-7 最大水平位移与强度折减系数关系曲线

在各强度折减系数下, 边坡塑性应变云图分别如图 6-8~图 6-13 所示, 从图中可以看出, 强度无折减时, 边坡上没有塑性应变, 只有深部土体有, 随着强度折减系数的增加, 塑性应变逐渐向边坡坡脚集中, 并在坡脚处向上扩展, 土体内部塑性区先是随着强度折减系数的增加而扩展, 然后随着折减系数的增加而减小, 并逐渐形成集中于边坡上的圆弧形带状塑性区, 折减系数为 2.0 时, 塑性区从坡脚贯穿坡顶, 并且计算不收敛, 说明此时边坡已经破坏, 边坡已形成一完整的剪切带, 因此, 该边坡的安全系数 F 应为 1.9。最大塑性应变与强度折减系数的关系曲线如图 6-14 所示, 也近似符合抛物线关系, 从图中可以看出, 当折减系数 $F \geq 1.6$ 时, 塑性应变最大值急剧增加, 说明土体即将破坏。

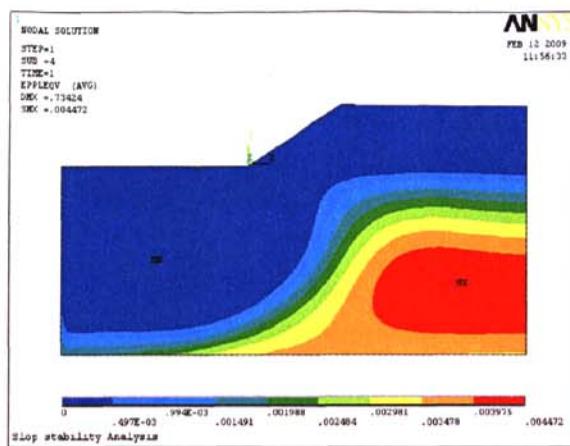


图 6-8 $F=1.0$ 时边坡模型塑性应变云图

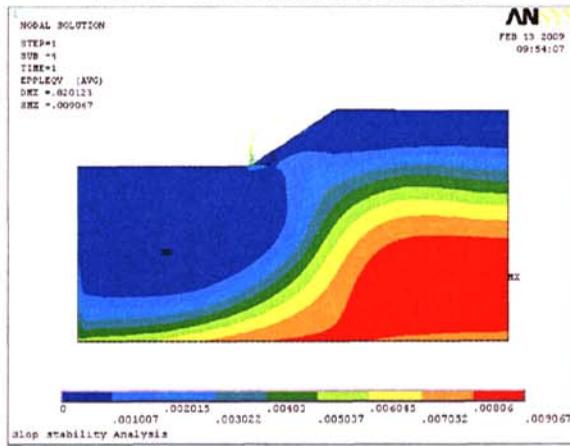


图 6-9 $F=1.2$ 时边坡模型塑性应变云图

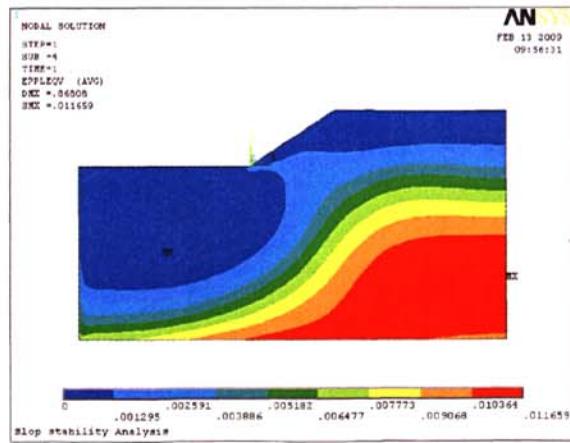


图 6-10 $F=1.4$ 时边坡模型塑性应变云图

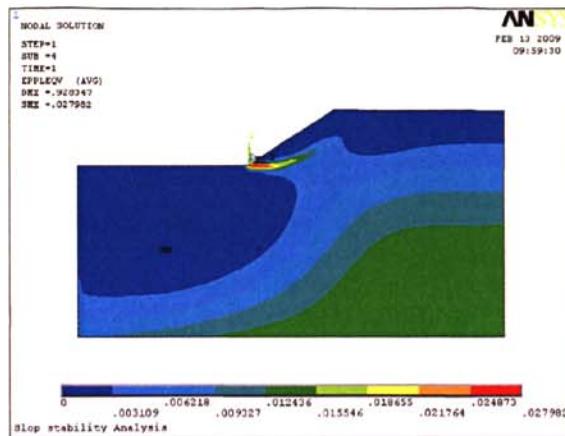


图 6-11 $F=1.6$ 时边坡模型塑性应变云图

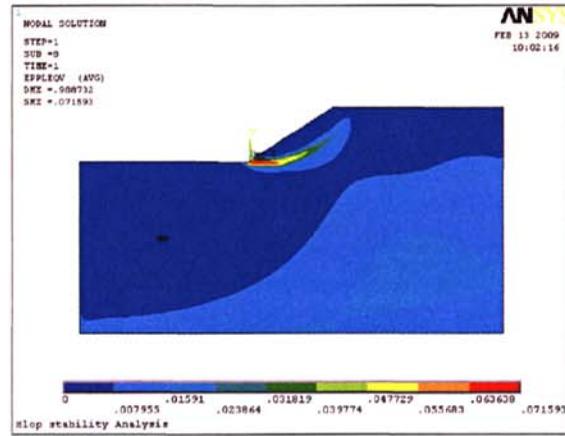


图 6-12 $F=1.8$ 时边坡模型塑性应变云图

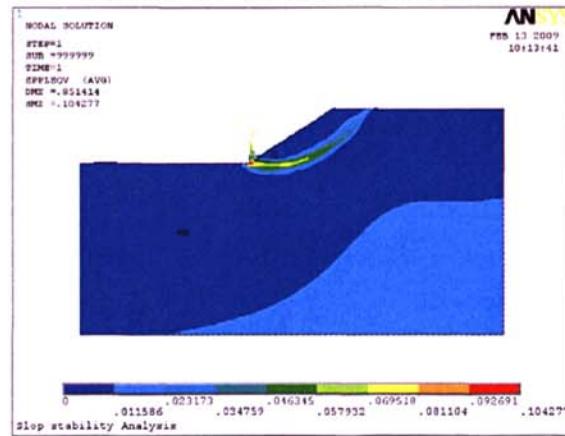


图 6-13 $F=2.0$ 时边坡模型塑性应变云图

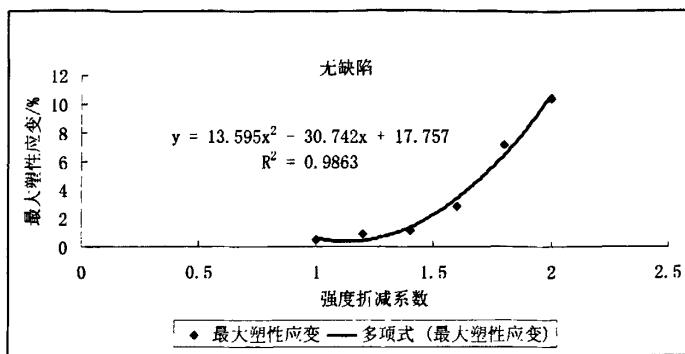


图 6-14 塑性应变与强度折减系数关系曲线

6.3 考虑初始缺陷的边坡稳定分析

为了研究初始缺陷对边坡稳定的影响, 边坡采用单一土层单一土性, 这样, 计算结果所有的变化都是由初始缺陷的形式和位置引起。缺陷处单元强度是一般单元强度的 0.6 倍, 初始缺陷在坡顶以下 5m 处, 厚度为 0.2m, 水平投影长度为 3m, 在各初始缺陷下, 边坡达到破坏时水平向位移云图如图 6-14~图 6-16 所示。从图中可知, 初始缺陷为 15° 时, 边坡安全系数与无缺陷时相等为 1.9; 而初始缺陷为 30° 和 45° 时, 安全系数均为 1.7。从图上还可以看出, 当边坡中有缺陷时, 边坡达到破坏时的最大水平位移明显增大, 初始缺陷为 15° 时, 虽然安全系数没有降低, 但最大水平位移却明显提高, 由 287.4mm 增大到 373.5mm, 说明当初始缺陷为 15° 时, 缺陷对边坡的影响主要在边坡的变形上, 虽然不至于降低边坡安全系数, 但却引起了较大的变形; 而当初始缺陷为 30° 和 45° 时, 边坡安全系数均将为 1.7, 边坡最大水平位移也明显大于无缺陷时的数值, 分别为 346.8mm 和 326.5mm; 边坡最大水平位移随着初始缺陷角度的增加而减小, 说明随着初始缺陷角度的增加, 边坡在发生较小的水平位移时就发生了破坏, 最大水平位移与初始缺陷角度近似符合线性关系, 如图 6-17 所示; 从各水平位移云图可以看出, 初始缺陷处水平位移出现突变, 缺陷左边位移值明显大于右边, 并且初始缺陷角度越大突变越明显。

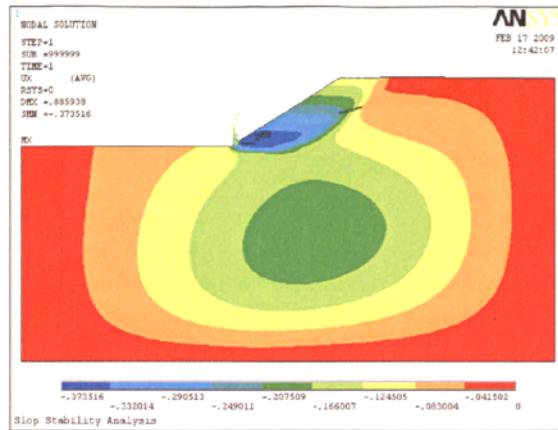


图 6-14 初始缺陷为 15° 时水平位移云图 ($F=2.0$)

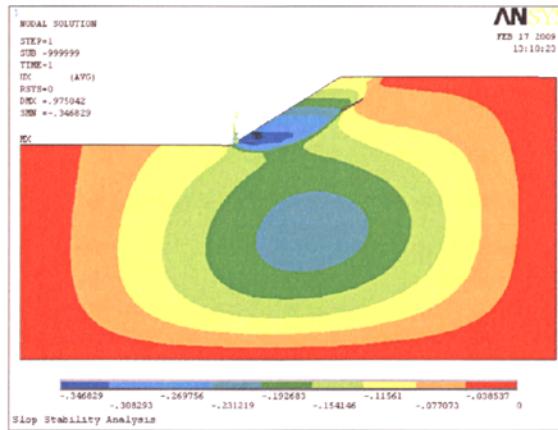


图 6-15 初始缺陷为 30° 时水平位移云图 ($F=1.8$)

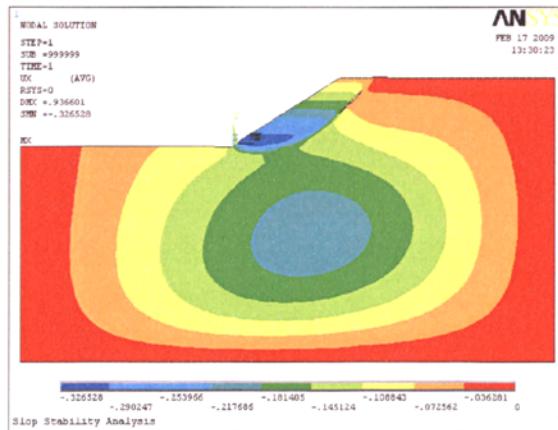


图 6-16 初始缺陷为 45° 时水平位移云图 ($F=1.8$)

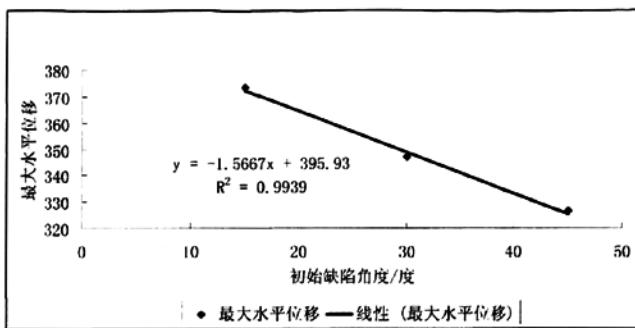
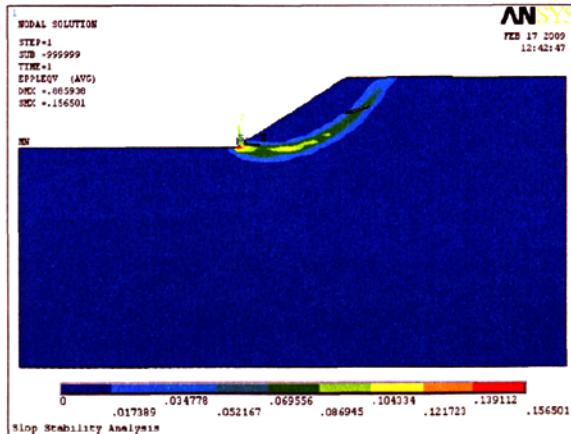


图 6-17 最大水平位移与初始缺陷角度关系曲线

在各种初始缺陷下, 土体塑性应变云图如图 6-18~图 6-20 所示, 对比图 6-13 和图 6-18 可以看出, 初始缺陷为 15° 时, 边坡破坏时的塑性应变云图非常相似, 塑性区均贯穿坡顶, 并且最大塑性应变逐渐由坡脚向缺陷处集中, 并且含有初始缺陷时, 只在边坡滑动面上有塑性应变, 而没有初始缺陷时, 土体深部也有塑性应变; 随着初始缺陷角度的增加, 塑性区逐渐变窄, 也就是剪切带逐渐变窄, 由于初始缺陷的存在, 土体的抗剪强度更多地取决于缺陷所在的较窄的区域; 从图上可以看出, 塑性区并不贯穿坡顶, 也就是剪切带并没有贯穿土体就发生了失稳破坏, 最大塑性应变在初始缺陷处, 而不是坡脚, 并且最大塑性应变随着初始缺陷角度的增加而急剧增加, 如图 6-21 所示, 完全符合直线关系, 相似系数达到了 1, 初始缺陷为 45° 时, 最大塑性应变几乎达到 100%。

图 6-18 初始缺陷为 15° 时边坡模型塑性应变云图 ($F=2.0$)

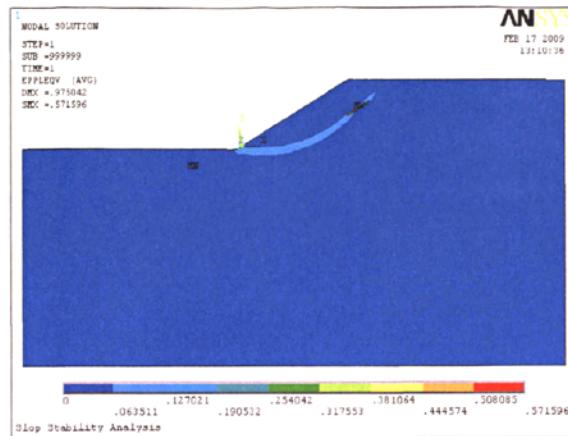


图 6-19 初始缺陷为 30° 时边坡塑性应变云图 ($F=1.8$)

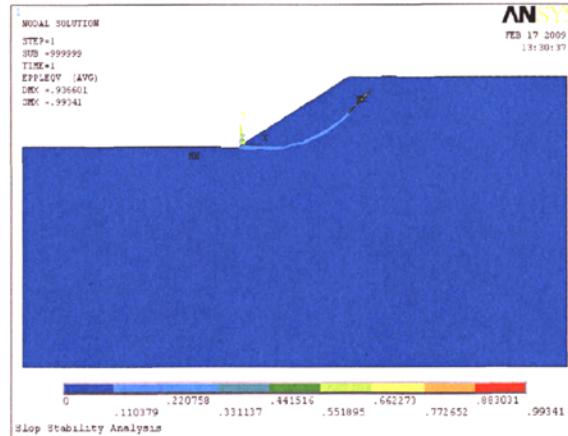


图 6-20 初始缺陷为 45° 时边坡模型塑性应变云图 ($F=1.8$)

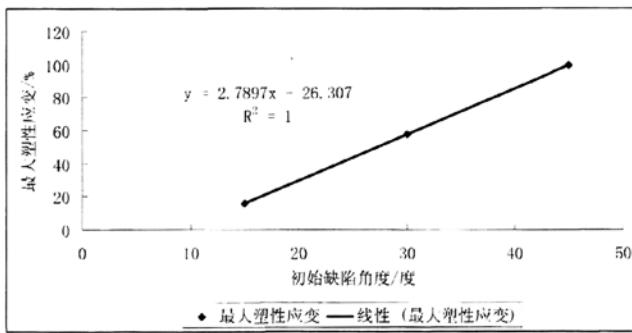


图 6-21 最大塑性应变与初始缺陷角度的关系曲线

6.3.1 初始缺陷的相对强度对边坡稳定的影响

当初始缺陷为 45° ，而缺陷处单元强度折减为一般单元的 0.5 倍时，边坡破坏时对应的位移云图和塑性应变云图分别如图 6-22 和图 6-23 所示。分别与图 6-16 和图 6-20 对比可以看出，无论是最大水平位移还是最大塑性应变都极大地减小了，最大水平位移由 326.5mm 减为 232.7mm ，而最大塑性应变由 99.3% 减为 55.3% ，说明，当缺陷处强度和土体一般强度对比较小时，在土体发生很小的水平位移和塑性应变时计算就不收敛了，也就是边坡发生了剪切破坏，在实际工程中，不能仅仅由位移测试结果来笼统地判断边坡的稳定性，当内部含有初始缺陷时，水平位移小并不代表安全储备高，应引起工程界的重视。

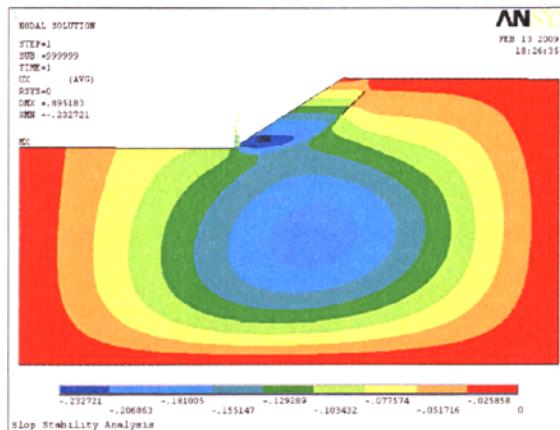


图 6-22 初始缺陷为 45° 缺陷强度为土体强度的 0.5 倍时位移云图 ($F=1.8$)

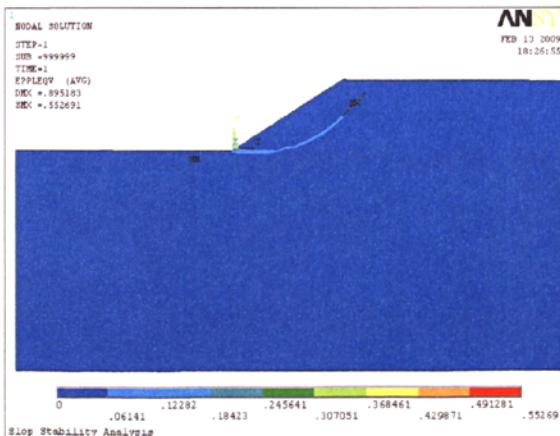


图 6-23 初始缺陷为 45° 缺陷强度为土体强度的 0.5 倍时塑性应变云图 ($F=1.8$)

6.3.2 初始缺陷的厚度对边坡稳定的影响

初始缺陷为 45° ，缺陷处单元强度为一般单元强度的 0.5 倍，而缺陷厚度由 0.2m 变为 0.5m 时，边坡破坏时对应的位移云图和塑性应变云图如图 6-24 和图 6-25 所示。

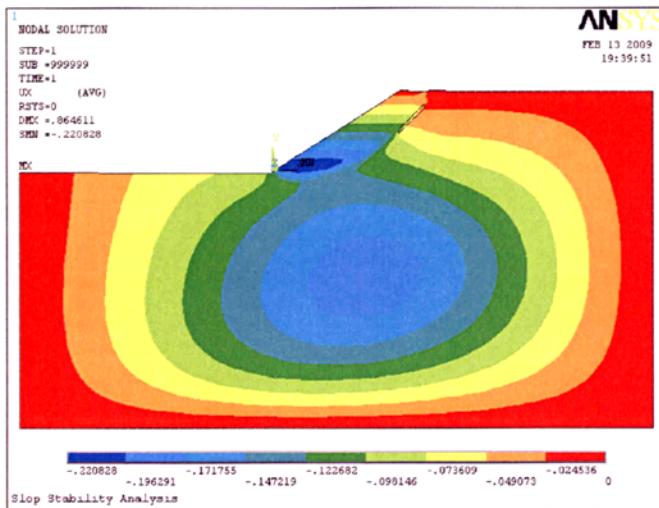


图 6-24 初始缺陷为 45° 厚度为 0.5m 时水平位移云图 ($F=1.8$)

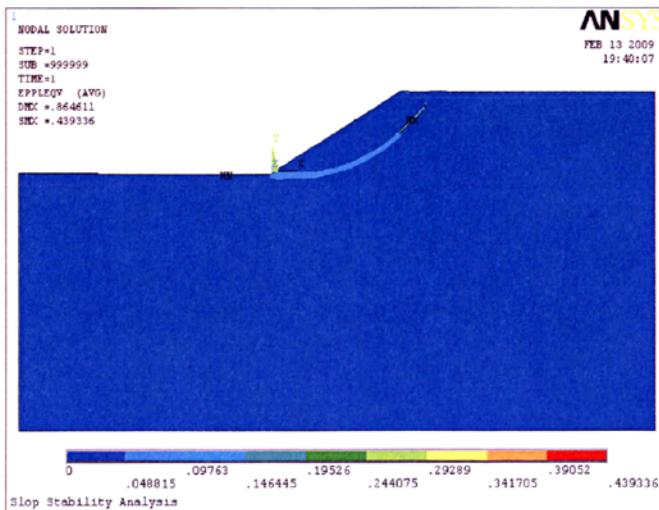


图 6-25 初始缺陷为 45° 厚度为 0.5m 时塑性应变云图 ($F=1.8$)

从图 6-24 和图 6-25 可以看出，虽然缺陷厚度由 0.2m 增加到 0.5m，但边坡的安全系数没有降低，仍为 1.7，但最大水平位移和最大塑性应变都有明显的减

小, 最大水平位移由 232.7mm 减小为 220.8mm, 而最大塑性应变由 55.3%减小为 43.9%, 与缺陷处相对强度对边坡稳定性的影响类似, 当缺陷厚度较大时, 边坡发生较小的变形就发生破坏, 也就是, 当边坡内含有初始缺陷时, 变形较小, 并不代表安全。

6.3.3 初始缺陷的位置对边坡稳定的影响

当初始缺陷为 45° 时, 以坡顶为基准, 缺陷位置往边坡里移 2m、4m、5m 和 6m 时水平位移云图如图 6-26~图 6-30 所示。从图中可知, 当初始缺陷往边坡里移 2m 时, 最大水平位移有明显的增加, 但随着缺陷位置进一步往里移, 最大水平位移逐渐减小, 近似符合线性关系, 如图 6-30 所示; 初始缺陷在距坡顶 2m 时, 水平位移最大, 此时缺陷刚好完全处在边坡最大剪应力面上, 所以很大地激发了边坡的变形; 从图中还可以看出, 随着缺陷位置的向里移, 缺陷左右两边的位移突变程度逐渐减小; 缺陷位置离坡顶水平距离 4m 以内时, 边坡的安全系数均有所降低, 距坡顶 2m 和 4m 时, 安全系数均降低为 1.7, 当缺陷位置离坡顶水平距离 4m 以上时, 边坡安全系数均没有降低, 仍为 1.9; 缺陷距坡顶水平距离为 6m 时的最大位移和无缺陷时基本相等, 说明此时缺陷对边坡基本没有影响。

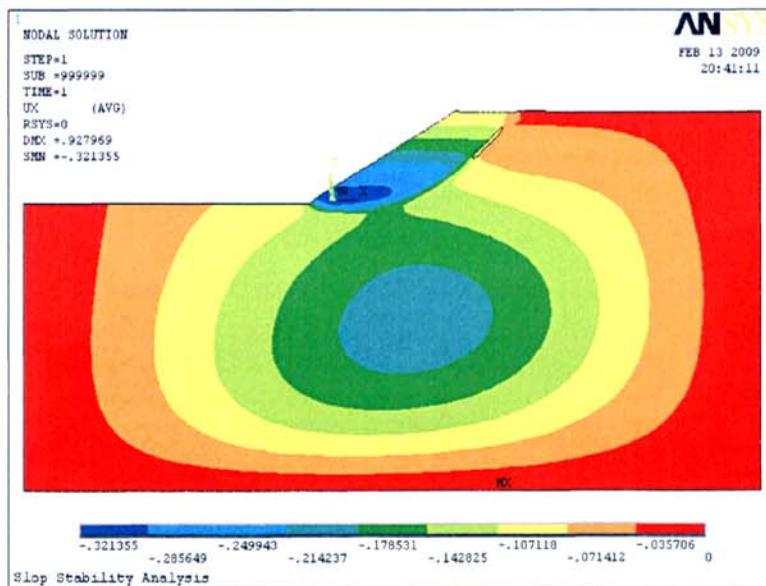


图 6-26 初始缺陷为 45° 厚度为 0.5m 缺陷位置往边坡里移 2m 时水平位移云图 ($F=1.8$)

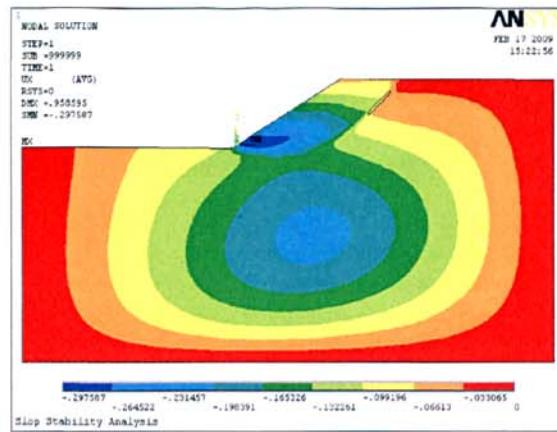


图 6-27 初始缺陷为 45° 厚度为 0.5m 缺陷位置往边坡里移 4m 时水平位移云图 ($F=1.8$)

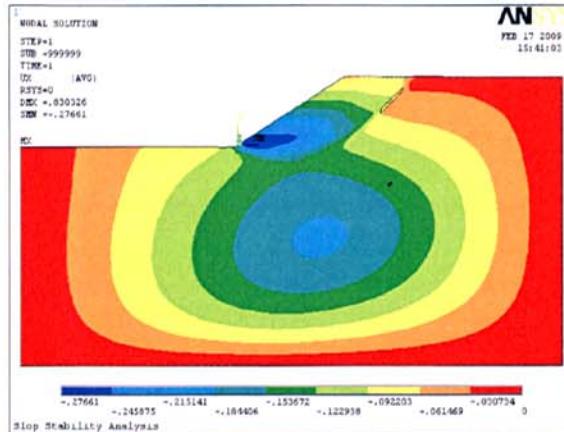


图 6-28 初始缺陷为 45° 厚度为 0.5m 缺陷位置往边坡里移 5m 时水平位移云图 ($F=2.0$)

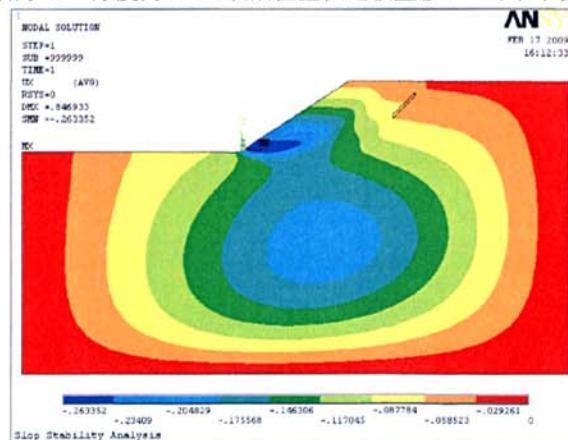
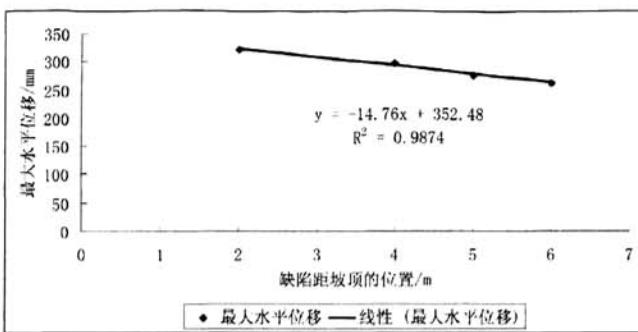
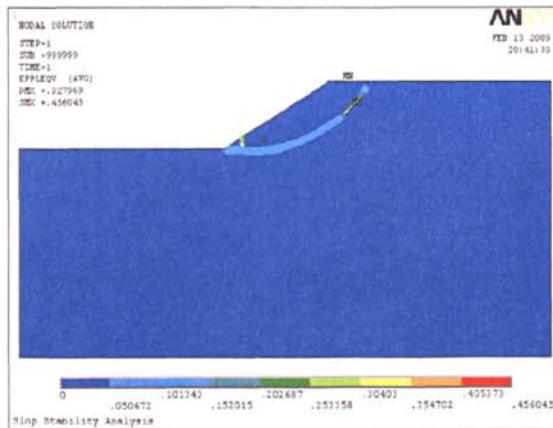


图 6-29 初始缺陷为 45° 厚度为 0.5m 缺陷位置往边坡里移 6m 时水平位移云图 ($F=2.0$)

图 6-30 初始缺陷为 45° 厚度为 0.5m 时最大水平位移与缺陷位置关系曲线

当初始缺陷为 45° 时, 以坡顶为基准, 缺陷位置往边坡里移 2m、4m、5m 和 6m 时的塑性应变云图如图 6-31~图 6-34 所示。从图中可知, 最大塑性应变随着缺陷距坡顶水平距离的增加而逐渐减小, 近似符合直线关系, 如图 6-35 所示, 当缺陷距坡顶水平距离为 6m 时, 边坡安全系数与无缺陷时相等, 最大塑性应变也基本相等, 分别为 10.97% 和 10.43%, 进一步说明此时缺陷对边坡的影响非常小; 从图上还可以看出, 随着初始缺陷向里移, 边坡的剪切带也跟着向里移, 并逐步由一条穿过初始缺陷的剪切带过度到两条剪切带; 缺陷距坡顶水平距离大于等于 5m 时, 边坡安全系数并没有降低, 这是因为, 初始缺陷改变了剪切带形成的位置, 形成剪切带处的安全系数在没有初始缺陷时是大于边坡整体的安全系数的, 由于此处缺陷的存在, 使此处的安全系数降低为边坡的安全系数; 可以认为此边坡初始缺陷的影响范围在距坡顶 6m 以内, 6m 以外的 45° 缺陷对边坡的安全以及变形基本没有影响。

图 6-31 初始缺陷为 45° 厚度为 0.5m 缺陷位置往边坡里移 2m 时塑性应变云图 ($F=1.8$)

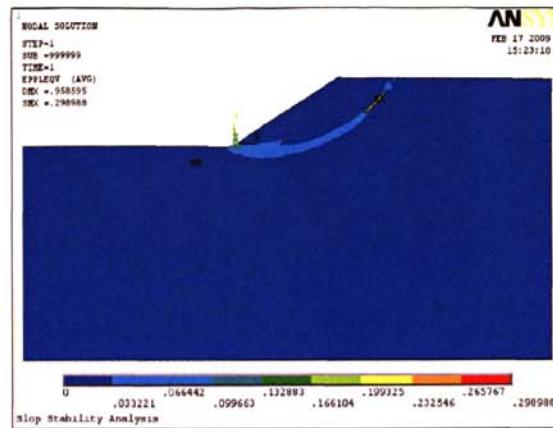


图 6-32 初始缺陷为 45° 厚度为 0.5m 缺陷位置往边坡里移 4m 时塑性应变云图 ($F=1.8$)

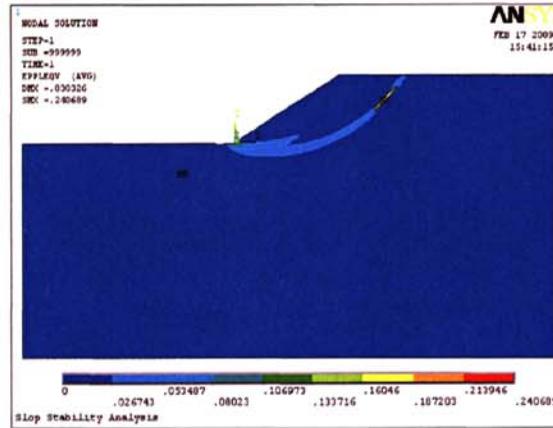


图 6-33 初始缺陷为 45° 厚度为 0.5m 缺陷位置往边坡里移 5m 时塑性应变云图 ($F=2.0$)

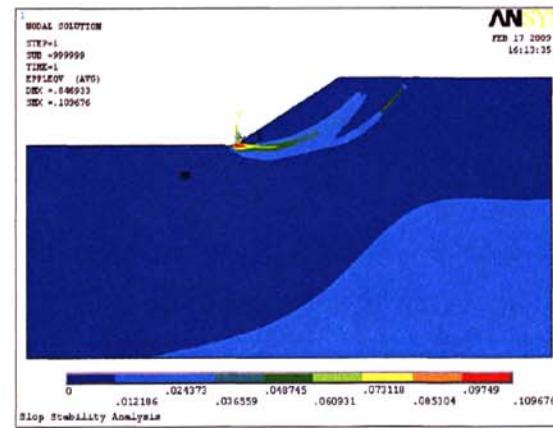


图 6-34 初始缺陷为 45° 厚度为 0.5m 缺陷位置往边坡里移 6m 时塑性应变云图 ($F=2.0$)

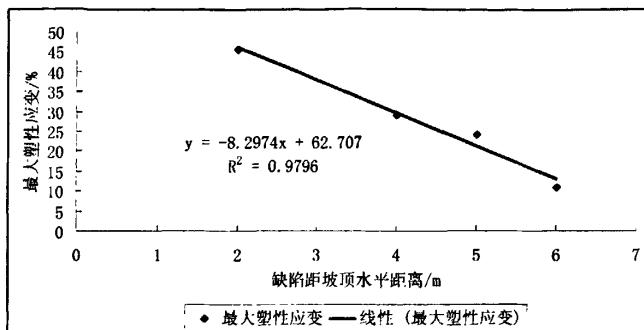


图 6-35 最大塑性应变与缺陷距坡顶水平距离关系曲线

6.4 本章小结

本章对含有初始缺陷以及无初始缺陷的边坡工程进行了模拟计算, 对缺陷形式、缺陷厚度、缺陷相对强度和缺陷位置对边坡的稳定性以及变形的影响进行了分析研究, 得出以下结论:

- (1) 无缺陷时, 边坡土体内部水平向最大位移随着折减系数的增加而增加, 近似符合抛物线关系;
- (2) 无缺陷时, 土体内部塑性区先是随着强度折减系数的增加而扩展, 然后随着折减系数的增加而减小, 并逐渐形成集中于边坡上的圆弧形带状塑性区;
- (3) 边坡无缺陷时, 最大塑性应变与强度折减系数的关系曲线近似符合抛物线关系;
- (4) 边坡最大水平位移随着初始缺陷角度的增加而减小, 说明随着初始缺陷角度的增加, 边坡在发生较小的水平位移时就发生了破坏, 最大水平位移与初始缺陷角度近似符合线性关系;
- (5) 初始缺陷两边水平位移出现突变, 靠近边坡一边位移值明显大于远离边坡一边的位移值;
- (6) 随着初始缺陷角度的增加, 塑性区逐渐变窄, 也就是剪切带逐渐变窄, 由于初始缺陷的存在, 土体的抗剪强度更多地取决于初始缺陷所在的较窄的区域;
- (7) 初始缺陷角度较大时, 塑性区并不贯穿坡顶, 也就是剪切带并没有贯穿土体就发生了失稳破坏, 最大塑性应变在初始缺陷处, 而不是坡脚, 并且最

大塑性应变随着初始缺陷角度的增加急剧增加，完全符合线性关系；

(8) 当初始缺陷处强度和土体一般单元强度对比较小时，在土体发生很小的水平位移和塑性应变时计算就不收敛了，也就是边坡就发生了剪切破坏，在实际工程中，不能仅仅由位移测试结果来笼统地判断边坡的稳定性，变形小并不代表安全储备较高；

(9) 当初始缺陷厚度较大时，边坡发生较小的变形就发生了破坏，也就是，当边坡内含有初始缺陷时，变形较小，并不代表安全；

(10) 当初始缺陷往边坡里移 2m 时，最大水平位移是有明显的增加，但随着初始缺陷位置近一步往里移，最大水平位移逐渐减小，近似符合线性关系；

(11) 随着初始缺陷位置的向里移，缺陷左右两边的位移突变逐渐减小；

(12) 初始缺陷距坡顶水平距离为 6m 时的最大位移和无缺陷时基本相等，说明此时初始缺陷对边坡影响很小，当大于 6m 时，可以认为初始缺陷对边坡没有影响，因此当边坡高为 10m，坡率为 1:1.5 时，45° 初始缺陷的影响范围在 6m 以内；

(13) 最大塑性应变随着初始缺陷距坡顶水平距离的增加而逐渐减小，近似符合直线关系；

(14) 当初始缺陷距坡顶水平距离为 6m 时，边坡安全系数与无缺陷时相等，最大塑性应变也基本相等，分别为 10.97% 和 10.43%，进一步说明此时初始缺陷对边坡的影响非常小；

(14) 随着初始缺陷向里移，边坡破坏时的剪切带也跟着向里移，并逐步由一条穿过初始缺陷的剪切带过度到两条剪切带；

(15) 初始缺陷距坡顶水平距离大于等于 5m 时，边坡安全系数并没有降低，这是因为，虽然有初始缺陷的存在，但因为剪切带的形成位置发生了变化，形成剪切带处的安全系数在没有初始缺陷时是大于边坡整体的安全系数的，由于此处初始缺陷的存在，使此处的安全系数降低为边坡的安全系数，因此整体边坡的安全系数并没有降低。

第7章 结论与展望

本文对上海第五层灰色粘土进行了大量的常规固结不排水平面应变试验，以及考虑初始缺陷的固结不排水平面应变试验，探讨了上海软粘土初始损伤门槛值的确定方法，并提出了初始损伤线的概念，分析了剪切带形成过程中的各特征点的特性，对初始缺陷对剪切带各特征点的影响做了一系列分析，提出含有初始缺陷土体强度的计算方法，并推导出了其计算公式，本文还利用 ANSYS 对考虑初始缺陷和没有缺陷的边坡工程进行了数值模拟，通过对计算结果对比分析，得出以下主要结论。

7.1 主要结论

- (1) 在平面应变条件下，上海地区粘性土的应力～应变曲线大体分三个阶段，急剧增加段，缓变段以及峰值后的软化段，最后的偏差应力存在明显的残余强度；
- (2) 土体在平面应变条件下的强度随固结压力的增加而增加，且高固结围压状态可以明显提高土体强度，并延缓软化阶段的到来；
- (3) 在平面应变条件下，加载开始阶段孔隙水压力增长趋势很均匀，但是当轴向应变达到一定值时，曲线出现拐点；
- (4) 运用 $q-p'$ 有效应力路径曲线拐点确定上海粘土初始损伤门槛值是可行的，且与由真三轴试验结果确定的初始损伤门槛值较接近；
- (5) 上海第五层灰色粘土在固结不排水平面应变试验条件下初始损伤应变门槛值在 0.20%~0.70% 范围内，在 1% 以内，说明土体刚开始变形就伴有损伤的发生；
- (6) 不同于真三轴试验结果，由平面应变试验结果确定的初始损伤应力门槛值 $(\sigma_1 - \sigma_3)_D$ 与 σ_3 关系曲线更符合乘幂方程；
- (7) 应用孔隙水压力归一化关系曲线拐点来确定剪切带特征点，得出土体

的剪切带开始点 $(\varepsilon_1)_o$ 值在 1.2%~2.1% 之间, 这个特征点可为实际工程按变形控制设计提供重要的数据;

(8) 初始损伤应变门槛值 $(\varepsilon_1)_D$ 小于剪切带开始的分叉应变 $(\varepsilon_1)_o$, 剪切带开始的分叉应变 $(\varepsilon_1)_o$ 小于应力峰值时的应变 $(\varepsilon_1)_F$, 而剪切带完全形成时的应变 $(\varepsilon_1)_B$ 均大于 $(\varepsilon_1)_F$, 小于残余应力时的应变 $(\varepsilon_1)_U$, 即有如下关系式:

$$(\varepsilon_1)_D < (\varepsilon_1)_o < (\varepsilon_1)_F < (\varepsilon_1)_B < (\varepsilon_1)_U;$$

(9) 剪切带开始时的应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_o$ 、偏应力峰值 $(\sigma_1 - \sigma_3)_F$ 和剪切带完全形成时的应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_B$, 均随着围压的增大而增大;

(10) 剪切带开始于应力峰值前的硬化区, 而完成于残余强度阶段前的软化区;

(11) 对比粘性土与砂性土试验结果可知, 粘性土分叉点要早于砂性土, 而完全形成点要晚于砂性土, 这可能是因为粘性土存在粘聚力 c , 使得土样不能迅速剪坏, 并延迟了剪切带完全形成;

(12) 用孔隙水压力曲线确定的剪切带开始时的分叉应变 $(\varepsilon_1)_o$ 随着围压的提高而减小, 而剪切带完全形成时的应变 $(\varepsilon_1)_B$ 随着围压的提高而提高, 可知高围压使土体的应变局部化提前发生, 但是却推迟了剪切带的完全形成, 说明高围压对提高土体的力学特性有很大影响;

(13) 围压较小时, 对上海第五层灰色粘土测得的剪切带倾角几乎没有变化, 均在 58.5° 左右, 随着围压的提高剪切带稍有增加, 在 $58.5^\circ \sim 63^\circ$ 范围内;

(14) $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{\sigma_3}$ 随着围压的增加逐渐减小, 比较符合三次抛物线; 围压为

250kPa 时比围压为 200kPa 稍有增加, 只有围压为 200kPa 时 $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{\sigma_3}$ 小于 1 为 0.924, 这可能也是因为 200kPa 最接近先期固结压力的缘故;

(15) 除了围压为 200kPa 以外, 其它各围压下, 相对强度 $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{\sigma_3}$ 随着超固结比的升高而升高, 以二次抛物线的方式增加, 并且超固结比越大对 $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F}{\sigma_3}$ 的影响越显著;

(16) 和无缺陷土样试验结果类似, 曲线分三段变化模式, 偏应力近似直线阶段, 通常认为此阶段是弹性变形阶段; 偏应力缓慢增加阶段, 即通常认为的弹塑性变形阶段; 偏应力减小阶段, 即破坏后软化变形阶段;

(17) 强化点偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_0^\phi$ 随着初始缺陷角度的增加而减小, 高围压对初始缺陷的影响有削弱的作用;

(18) 上海第五层灰色粘土在围压低于先期固结压力时, 初始缺陷对土体强度的影响随着围压的升高而减小, 围压越接近先期固结压力, 初始缺陷的影响越小, 而当围压超过先期固结压力时, 初始缺陷的影响又开始加强;

(19) 当围压较小时 (50kPa、100kPa、150kPa) 分叉应变随着初始缺陷角度的增加而降低, 而高围压可以削弱初始缺陷的影响;

(20) 当初始缺陷角度较小时 (15°), 分叉应变随着围压的变化趋势和无缺陷土样一致, 随着围压的增加而降低, 围压越高分叉越早, 并且缺陷土样的分叉应变对围压的变化更敏感; 当初始缺陷角度较大时 (30° 、 45°), 分叉应变随着围压的增加有增加的趋势, 是因为土样上下都发生了应变局部化;

(21) 围压较小时, 初始缺陷可以引起土体峰值强度的提前到来, 初始缺陷为 45° 时有的数据比 15° 、 30° 时的大, 是因为初始缺陷为 45° 时土样受力更复杂, 缺陷处可能使剪切带改变方向, 使其变成弧线、折线或更复杂的形式, 这种剪切带将推迟峰值点的到来;

(22) 含有初始缺陷的土样强度、无缺陷土样的强度以及初始缺陷角度近似符合关系式: $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_F^\phi}{(\sigma_1 - \sigma_3)_0^\phi} = A \cdot \ln(\theta) + B$, 用关系式:

$(\sigma_1 - \sigma_3)_F^\phi = (\sigma_1 - \sigma_3)_0^\phi \cdot [A \cdot \ln(\theta) + B]$ 就可以方便地求出各种初始缺陷下土体的峰值强度;

(23) 上海第五层灰色粘土在各围压和各初始缺陷角度下的峰值强度也可用 $(\sigma_1 - \sigma_3)_F^\phi = \frac{(\sin \theta + B \cos \theta) \pm \sqrt{1 + B \sin 2\theta + C \cos^2 \theta}}{A \cos^2 \theta} \times 1kPa$ 近似计算;

(24) 当围压小于等于 200kPa 时, 初始缺陷的存在导致了剪切带的提前发生, 应当引起注意; 而围压为 250kPa 时, 剪切带完全形成点随着初始缺陷角度的增加有增加的趋势, 是因为初始缺陷改变了剪切带的方向, 使其变成弧线形、折线形或更复杂的剪切带, 这将阻碍剪切带的完全形成;

(25) 初始缺陷为 15° 时, 初始缺陷对土样的破坏形态基本没有影响; 初始缺陷为 30° 时, 大多形成分叉形的剪切带; 初始缺陷为 45° 时, 剪切带基本都穿过初始缺陷, 在缺陷处形成主剪切带或次剪切带, 使剪切带形呈弧线形、折线形或更复杂的剪切带;

(26) 无论初始缺陷角度多大, 剪切带的形式都是随着围压的增加而变得更加复杂, 土样内部的受力状态更复杂, 要经过多次的调整, 多次的应力重分布, 最终达到破坏。

(27) 边坡最大水平位移随着初始缺陷的增加而减小, 说明随着初始缺陷角度的增加, 边坡在发生较小的水平位移时就发生了破坏, 最大水平位移与初始缺陷角度近似符合线性关系;

(28) 初始缺陷两边水平位移出现突变, 靠近边坡一边位移值明显大于远离边坡一边的位移值, 随着缺陷位置的向里移, 位移突变逐渐减小;

(29) 随着初始缺陷角度的增加, 塑性区逐渐变窄, 也就是剪切带逐渐变窄, 由于初始缺陷的存在, 土体的抗剪强度更多地取决于缺陷所在的较窄的区域;

(30) 当缺陷处强度和土体一般强度对比较小时, 在土体发生很小的水平位移和塑性应变时计算就不收敛了, 也就是边坡就发生了剪切破坏, 在实际工程中, 不能仅仅由位移测试结果来笼统地判断边坡的稳定性, 变形小并不代表安全储备较高;

(31) 当缺陷厚度较大时, 边坡发生较小的变形就发生了破坏, 也就是, 当边坡内含有初始缺陷时, 变形较小, 并不代表安全;

(32) 当缺陷距坡顶水平距离大于 $6m$ 时, 可以认为缺陷对边坡没有影响, 当边坡高为 $10m$, 坡率为 $1:1.5$ 时, 45° 缺陷的影响范围在 $6m$ 以内;

(33) 最大塑性应变随着缺陷距坡顶水平距离的增加而逐渐减小, 近似符合直线关系;

(34) 当缺陷距坡顶水平距离为 $6m$ 时, 边坡安全系数与无缺陷时相等, 最大塑性应变也基本相等, 分别为 10.97% 和 10.43% , 进一步说明此时缺陷对边坡的影响非常小。

7.2 展望

土体应变局部化以及剪切带形成和演化过程是非常复杂的,而实际工程中土体的受力更加复杂,缺陷也是千变万化,对土体受力特性的影响因素更多,由于试验条件的限制,本文对于考虑初始缺陷的剪切带形成试验研究与数值模拟,只做了一个初步的尝试,初始缺陷的设置比较单一,也比较理想化,还有大量工作有待进一步研究,今后还应开展现场试验研究,结合室内试验成果以及数值模拟成果共同为以后的工程实践提供指导性建议。

结合 CT 无损成像技术,观察初始缺陷处的微观变化,可以帮助我们更加准确地认识缺陷的变化以及对土体强度和变形的影响。

微观结构是影响土体强度和变形性状的重要因素之一,为了从机理上和本质上对土体应变局部化以及剪切带的形成有更加清楚、更加合理的认识,应该对土体的微观颗粒进行观测和研究,可以结合 CT 无损成像技术,在试验过程中观察土体的微观变化。

进行原状土和重塑土的平面应变剪切试验,对比分析试验结果,探求土体的结构性对剪切带形成的影响机理。

由于试验条件的限制,孔压的研究一直进展缓慢,虽然试验过程中对孔压进行了量测,但数据最多反应土样上下端处的宏观孔压,与土体内部有一定差别,可以通过在试样内部不同位置安装微型孔压计来量测局部孔压的变化,并结合数值模拟手段对孔压问题进行细致研究,这样才能更加准确地认识土体内部的受力特性。

把 CT 无损成像技术、局部孔压的量测以数值模拟手段结合起来,将是以后剪切带研究的主方向。

致谢

本文的研究工作凝聚了众多老师、同学、朋友及家人的辛勤工作和无尽的爱心，在此请允许我向他们致以最真诚的感谢！

首先，我深深地感谢我的导师袁聚云教授。在本课题的研究和论文撰写的过程中，自始致终都得到了袁老师的悉心指导，从课题的选定、研究、写作、审稿、以及定稿，无不凝聚了导师的心血和智慧，导师严谨的治学态度、一丝不苟的工作作风、开朗谦逊的品格和诲人不倦的精神，对我的学业和生活产生了积极的影响，使我受益匪浅，值此论文完成之际，谨向恩师致以崇高的敬意和衷心的感谢！感谢您，袁老师！

感谢董建国教授，董老师严谨的治学态度、渊博的专业知识、敏锐的学术洞察力，在学术上给我启迪，拓宽了我的思路，引导了我的学术思维。董老师对我学业上的悉心指导和在生活中给予的关心与爱护，使我得以顺利地完成学业，他不仅仅是我两年来的指导老师，更是我终生学习的榜样，谢谢您，董老师！

感谢我的师兄弟师妹们，无论是跟他们在一起探讨学业上的问题，还是与他们在一起调侃生活中的琐事，都给我繁重的学习生活带来了欢乐，同时我也在他们身上学到了很多东西，与他们在一起很快乐！

感谢上海岩土工程勘察设计院有限公司的曹主任为试验提供宝贵的土样！

感谢实验室吴晓峰老师、叶志成老师以及徐文龙老师在试验过程中给予的无私帮助！

感谢隧道与地下结构的田坤、彭飞，桥梁系的栗洪、江建军、李福鼎、朱凌志、倪宝伟、张磊，城规学院的李涵冰，快乐的时候有他们分享，困难的时候有他们的鼓励，忘不了我们一起打球吃饭的日子，谢谢你们送我“小艾”这个外号，是你们让我在同济生活的每一天都充满了阳光，谢谢你们！

最后，我要感谢我的母亲，感谢您把我带到这个世界上并给予我无私的爱和关怀，无论面对多大的困难始终为我提供良好条件支持我完成学业，感谢我在天之灵的父亲，感谢您给了我生命并养育了我十六年，没有您早年对我学习的关心和鼓励使我打下良好的基础，我也不会有今天的学业，过去我是您的骄傲，希望现在和将来一直都是，不能报答您是我一生最大的遗憾，愿您在地下安息！感谢我的哥哥陈延智，姐姐陈红红，妹妹陈方方、陈然然，是你们放弃求学的机会，全力支持我读书，我才能有今天，希望我没有让你们失望，我会继续努力！我深深地爱着你们！

再次感谢我生命中的贵人！怀着一颗感恩的心，我将开始新的征程！

陈柏全
2009年3月于同济园

参考文献

- [1] 沈珠江. 土体渐进性破坏问题研究的进展. 河海大学学报, 1999, 27:1~4.
- [2] 赵锡宏, 孙红, 罗冠威著. 损伤土力学 (Damage Soil Mechanics). 中英文版. 上海: 同济大学出版社, 2000.
- [3] 李国琛, 耶那. 塑性大应变微结构力学. 科学出版社, 1993.
- [4] 李国琛. 剪切带状分叉的力学条件. 力学学报, 1988, (4) :20.
- [5] 李国琛. 韧性材料的剪切带状分叉. 力学学报, 1987, (1) :19.
- [6] 王自强、段祝平. 塑性细观力学. 北京: 科学出版社, 1995: 205~223.
- [7] 刘利民. 基坑事故的原因与对策. 建筑安全, 2001.
- [8] 叶朝汉. 软土剪切带试验及其应用的研究. 同济大学博士学位论文, 2007.
- [9] 刘忠晋. 南岭隧道坍方破坏分析. 中国地质灾害与防治学报, 1992.
- [10] 吴树仁, 晏同, 珍吴光. 长江三峡黄腊石滑坡缓倾角断裂显微构造研究. 水文地质工程地质, 1993.
- [11] 徐至钧. 深基坑支护事故分析及处理对策[J]. 特种结构, 1998, 15(4):42~45.
- [12] 郭大锋, 王兵, 谢锦昌. 土砂互层中浅埋隧道破裂角及破坏试验研究. 兰州铁道学院学报, 1999.
- [13] 王振福, 王凉生. 深基坑支护工程事故原因分析及处理. 探矿工程(岩土钻掘工程), 2001.
- [14] 张琼. 基坑围护工程质量事故分析与处理. 基建优化, 2002.
- [15] 张志阳. 某厂房地下室基坑支护工程质量事故的技术分析. 广东土木与建筑, 2002.
- [16] 牛云光. 水库土石坝滑坡事故经验教训综述. 大坝与安全, 2004.
- [17] 王耀辉. 新窑隧道水平软弱围岩破坏机制及信息反馈方案设计. 硕士学位论文, 2004.
- [18] 孔建华. 某工程基坑支护坍滑事故的整体稳定性分析. 城市勘测, 2005.
- [19] 周彭松, 梁国志. 山区边坡工程及深基坑支护事故原因分析及预防措施. 工程技术与管理, 2005.
- [20] 贾剑青, 王宏图, 李晓红, 胡国忠, 李开学, 庞成. 深埋隧道软硬交替复合顶板岩体变形破坏分析. 岩土力学, 2005.
- [21] 苏永华, 姚爱军, 欧阳光前. 沉积岩中深部隧道围岩层状破坏模型. 中南公路工程, 2006.
- [22] 吴德飞, 童根树. 含初始缺陷钢结构损伤累积至断裂及后期的调查分析. 工程力学, 2006.
- [23] Knott J F. Fundamentals of fracture mechanics [M]. London: Butterworth, 1973.
- [24] 袁懋昶. 断裂力学理论及其工程应用 [M]. 重庆: 重庆大学出版社, 1989.
Yuan Maochang. Theory of fracture mechanics and its application [M]. Chongqing: Chongqing University Press, 1989. (in Chinese)
- [25] 王栓柱. 金属疲劳 [M]. 福州: 福建科学技术出版社, 1986.
Wang Shuanzhu. Metal fatigue [M]. Fuzhou: Fujian Science and Technology Press, 1986. (in Chinese)

- Chinese)
- [26] Lemaitre J. A continuous damage mechanics model for ductile fracture [J]. *Journal of Engineering Materials and Technology*, 1985, 107: 83-89.
- [27] 尹双增. 断裂·损伤理论及应用 [M]. 北京: 清华大学出版社, 1992.
- Yin Shuangzeng. *Fracture damage theory and its application* [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 1992. (in Chinese)
- [28] 王雷. 多轴随机载荷下疲劳寿命预测方法的研究 [D]. 沈阳: 东北大学, 2002.
- Wang Lei. *Study on fatigue life prediction method under multi-axial random loading* [D]. Shenyang: Northeastern University, 2002. (in Chinese)
- [29] 向喜琼、宋建、雷建海. 贵州岩溶地区层状岩质基坑破坏模式及支护方法. *矿业研究与开发*, 2007.
- [30] 周芳. 淮南市山南洞山隧道工程质量事故简析. *山西建筑*, 2007.
- [31] 郑桂心. 某基坑工程失稳事故的分析. *福建建设科技*, 2007.
- [32] 张楠, 王述红, 王晓明, 李飞. 含弱层围岩的隧道变形破坏过程模型实验研究. *地下空间与工程学报*, 2007.
- [33] 汪成兵. 软弱破碎隧道围岩渐进性破坏机理研究. *博士学位论文*, 2007.
- [34] 胡江春, 王红芳, 祝彦知等. 深部岩石隐性裂纹的电化学检测机制[J]. *岩石力学与工程学报*, 2007, 26(5): 1 048 - 1 055. (HUJiangchun, WANG Hongfang, ZHU Yanzhi, et al. *Detestability mechanism of deep rock latent crack using electrochemical method*[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2007, 26(5): 1 048 - 1 055.(in Chinese))
- [35] 王庆乐, 吕辉. 柏杨坪滑坡成因机制分析与稳定性预测. *山西建筑*, 2007.
- [36] 潘传军. 基坑支护工程事故原因及对策. *广东建材*, 2008.
- [37] 严欣春, 干卫权. 软弱土地区基坑边坡滑移事故分析及工程桩处理. *淮海工学院学报(自然科学版)*, 2008.
- [38] 罗戟. 大荒田路堑式岩层滑坡稳定性分析与整治工程. *山西建筑*, 2008.
- [39] 郭芳芳, 杨农, 孟晖, 张岳桥, 叶宝莹. 地形起伏度和坡度分析在区域滑坡灾害评价中的应用. *中国地质*, 2008.
- [40] 余伟健, 高谦, 张延凯, 翟淑花. 高陡边坡滑坡的潜在影响因素分析及安全评价. *北京科技大学学报*, 2008.
- [41] 黄晔. 高速公路边坡滑坡成因分析及防护措施. *山西建筑*, 2008.
- [42] 刘兵. 高速公路高边坡滑坡成因分析及对策. *山西建筑*, 2008.
- [43] 周晓军. 广惠高速公路段高边坡滑坡整治. *山西建筑*, 2008.
- [44] 黄建宝. 杭永公路滑坡形成机制和稳定性分析. *山西建筑*, 2008.
- [45] 刘建平, 左勤, 曾斌. 湖北某滑坡的形成机制及稳定性分析. *山西建筑*, 2008.
- [46] 罂立海. 滑坡地段路堑高边坡变形破坏模式及机理研究. *工业技术*, 2008.
- [47] 王群. 北京门头沟秋坡村滑坡稳定性分析. *硕士学位论文*, 2008.
- [48] 谷拴成, 于远祥. 黄土滑坡灾害形成机理及其防治对策. *中国矿业*, 2008.
- [49] 阳良芯, 侯群英. 某水库土坝迎水坡滑坡成因分析及应急加固方案. *广东水利电力职业技术学院学报*, 2008.

- [50] 周国朝, 周正建. 浅谈路基滑坡产生原因及防治. 中国西部科技, 2008.
- [51] 王有成, 喻自祥. 浅谈新河高速公路几类滑坡的发生机理及其治理措施. 公路, 2008.
- [52] 成国文, 李善涛, 李晓, 李守定. 万州近水平地层区堆积层滑坡成因与变形破坏特征. 工程地质学报, 2008.
- [53] 许文锋. 厦门沪敦码头附近海底滑坡特征及机理. 工程地质学报, 2008.
- [54] 刘红帅, 杨俊波, 薄景山, 刘德东. 岩土体物理力学参数对岩质滑坡稳定性的影响. 煤田地质与勘探, 2008.
- [55] 冯雁飞, 孙豪杰. 浙江省浦江县海豹岭脚S20省道滑坡成因及其治理. 中国地质灾害与防治学报, 2008.
- [56] J.W.Hutchinson, V.Tvergaard. Shear band formation in plain strain. *Int.J. of Solids Structures*, 1981, 17:451~470
- [57] I.G.Vardoulakis, B.Graf. Imperfection sensitivity of the biaxial test on dry sand. *IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials*. Delft:1982.485~491
- [58] R.Hill & J.W.Hutchinson. Bifurcation phenomena in the plane strain. *J.Mech.Phys.Solids*, 1975, 23: 239~264
- [59] J.W.Rudnicki & J.R.Rice. Conditions for the localization of deformation in pressure-sensitive dilatant materials. *J.Mech.Phys.Solids*, 1975, 23: 371~394
- [60] J.R.F.Arthur, T.Dunstan, Q.A.L.J.Al-Ani, A.Assadi. Plastic deformation and failure in granular media. *Geotechnique*, 1977, 27(1):53~74
- [61] I.Vardoulakis, M.Goldscheider, G.Gudehus. Formation of shear bands in sand bodies as a bifurcation problem. *Int.J.Num.Anal..Metch.Geomech*, 1978(2):99~128
- [62] I.Vardoulakis. Bifurcation analysis of the triaxial test on sand samples. *Acta Mechanica*, 1979, 32:35~54
- [63] A.Drescher, I.Vardoulakis. Geometric softening in triaxial tests on granular material. *Geotechnique*, 1982, 32(4):291~303
- [64] G.Scarpelli & D.M.Wood. Experimental observations of shear band pattern in direct shear test. *IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials*. Delft:1982.473~484
- [65] Hettler,A. & Vardoulakis,I., Behavior of dry sand tested in a large triaxial apparatus, *Geotechnique* 1984, v34, n2, 183-197.
- [66] J.Desrues, J.Lanier & P.Stutz. Localization of the deformation in tests on sand sample. *Engineering Fracture Mechanics*, 1985, 21(4):909~921
- [67] Vardoulakis, I. & Graf, B., Calibration of constitutive models for granular materials using data from biaxial experiments, *Geotechnique* 1985, v35: 299-317.
- [68] Vardoulakis, I. Theoretical and experimental bounds for shear-band bifurcation strain in biaxial tests on dry sand, *Res Mechanical* 1988,v23:239-259.
- [69] F.Tatsuoka, M.Sakamoto, T.Kawamura & S.Fukushima. Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures. *Soils and Foundations*, 1986, 26:65~84

- [70] F.Tatsuoka, S.Nakamura, C.C.Huang, K.Tani. Strength anisotropy and shear band direction in plane strain tests of sand. *Soil and Foundations*, 1990, 30(1):35~54
- [71] Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T. & Fukushima, S., Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures, *Soils Found.* 1986, v26, n1: 65-84.
- [72] Tatsuoka,F., Siddiquee,M.S.A., Park,C-S., Sakamoto,M. & Abe,F., Modelling stress-strain relations of sand, *Soils Found.* 1993, v33, n2, 60-81.
- [73] Tatsuoka, F., Nakamura, S. & Huang, C-C., Strength anisotropy and shear band direction in plane strain tests of sand, *Soils Found.* 1990, v30, n1: 35-54.
- [74] J.F.Peters, P.V.Lade, A.Bro. Shear band Formation in triaxial and plane tests. *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, Robert, T.Donaghe, Ronald C.Chaney, and Marshell L.Silver, Eds. ASTM, Phi; adelphia, 1998.604~627
- [75] J.W.Rudnicki and J.R.Rice. Conditions for localization of deformation in pressure-sensitive dilatant materials. *j.of Mech.Phys.Solids*, 1975, 23, 371~394
- [76] W.Wu, D.Kolymbas. On some issues in triaxial extension tests. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, 1991, 14(3):276~287
- [77] Han, C. & Vardoulakis, I., Plane-strain compression tests on water-saturated fine-grained sand, *Geotechnique* 1991, v41, n1: 49-78.
- [78] Han, C. & Drescher, A., Shear bands in biaxial tests on dry coarse sand, *Soils Found.* 1993, v33, n1: 118-132.
- [79] A.Alsiny, I.Vardoulakis & A.Drescher. Deformation localization in cavity inflation experiment. *Geotechnique*, 1992, 42(3):395~410
- [80] Chu J , Lo S C R, Lee I K. Strain softening and shear band formation of sand in multiaxial testing. *Geotechnique*, 1996,46(1):63~82.
- [81] Chu,J., Lo,S.-C. & Lee,I.K., Strain softening behavior of granular soil in strain path testing, [J]. *Geotech. Engineering*. 1992, v118, n2, 191-208.
- [82] T.Yoshida, F.Tatsuoka, M.S.A.Siddiquee, Y.Kamegai, C.S.Park. Shear banding in sands observed in plane strain compression. *Proc. 3th Int. Workshop Localization and Bifurcation Theory for Soils and Rocks*, Grenoble:1993. 165~179
- [83] T.Tanaka, T.Sakai. Progressive failure and scale effect of trap-door problems with granular materials. *Soils and Foundations*, 1993, 33(1):11~22
- [84] D.Muir.Wood, K.J.L.Stone. Some observations of zones of localization in model tests on dry sand, *Localization and Bifurcation Theory for Soils and Rocks*, Chambon, Desrues, Vardoulakis (eds.), Balkema, Rotterdam, 1993. 155~164
- [85] E.Papamichos & I. Vardoulakis. Shear band formation in sand according to non-coaxial plasticity
- [86] Desrues, J., Chambon, R., Mokni, M. & Mazerolle, F., Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography, *Geotechnique* 1996, v46, n3: 529-546

- [87] Richard J.Finno, Wendell W.Harris, Michael A.Mooney. Strain localization and undrained steady state of sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, June 1996:462-472
- [88] J.Chu, S.C.R.Lo, I.K.Lee. Strain softening and shear band formation of sand in multiaxial testing. *Geotechnique*, 1996, 46(1):63~82
- [89] P.V.Lade, J.Yamamura, B.D.Skifers. Effects of shear band formation in triaxial extension tests. *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, 1996, 19(4):398~410
- [90] R.J.Finno, M.A.Alarcon, M.A.Mooney & G.Viggiani. Shear bands in plain strain active tests of moist tamped and pluviated sands. *Proc. Of the 14th Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, 1997, 1:295~298
- [91] Richard J. Finno and Amy L. Rechenmacher. Effects of Consolidation History on Critical State of Sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 4, April 2003, pp. 350-360.
- [92] Michael A. Mooney , Gioacchino Viggiani and Richard J. Finno. Undrained Shear Band Deformation in Granular Media, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 123, No. 6, June 1997, pp. 577-585.
- [93] Richard J. Finno and Harris W W, Mooney M A, Shear band in plane stain compression test of loose sand. *Geotechnique*, 1997, 4(1):149~156.
- [94] Mooney, M. A., Viggiani, G. & Finno, R. J., Undrained shear band deformation in granular media, *J. Engrg. Mech.*, Jun 1997: 577-585
- [95] Finno, R. J., Harris, W. W., Mooney, M. A. & Viggiani, G., Shear bands in plane strain compression of loose sand, *Geotechnique* 1997, v47, n1: 149-165
- [96] Michael A.Mooney, R.J. Finno, M.Gioacchino Viggiani. A unique critical state for sand?, *J. Engrg. Mech.*, Nov. 1998:1100-1108
- [97] Oda, M. & Kazama, H., Microstructure of shear bands and its relations to the mechanisms of dilatancy and failure of dense granular soils, *Geotechnique* 1998, v48, n4: 465-481.
- [98] V.Roger, J.Desrues, G.Viggiani. Experiments on strain localization in dense sand under isochoric conditions. *Proc. 4th Int. Workshop localization and bifurcation theory for soils and rocks*, Gifu, Japan, 1998, 1:239~248
- [99] T.Yoshida, F.Tsutsuoka. Deformation property of shear band subjected to plane strain compression and its relation to particle characteristics. *Proc. Of the 14th Conf. on soil Mechanics and Foundations Engineering*, 1998, 1:237~240
- [100] M.Miyake, M.Wada, Y.Kato. Observations of slip surfaces in bearing capacity tests in the centrifugal field, *Localisation and Bifurcation Theory for Soils and Rocks*. Adachi, Oka & Yashima (eds.), Balkema, Rotterdam, 1998. 231~238
- [101] Khalid A. Alshibli, Stein Sture. Sand Shear Band Thickness Measurements by Digital Imaging Techniques, *Journal of Computing in Civil Engineering*, Vol. 13, No. 2, April 1999, pp:103-109.
- [102] Alshibli, Khalid A. The Louisiana Plane strain apparatus for soil testing, *Geotechnical Testing Journal*, v27, n4, July, 2004, P:337-346.

- [103] Khalid A. Alshibli. & Stein Sture. Shear band formation in plane strain experiments of sand, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, Jun. 2000:495-503.
- [104] Khalid A. Alshibli, Susan N. Batiste, Stein. Sture. Strain localization in sand:Plane strain versus Triaxial compression, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, Jun. 2003:483-493.
- [105] H. SUN, J.F.CHEN, X.R.GE. Deformation characteristics of silty clay subjected to triaxial loading, by computerised tomography. Geotechnique 54, No.5:307-314
- [106] Yamamuro, Jerry A. & Abrantes, Antonio E. Behavior of medium sand under very high strain rates, Geotechnical Special Publication, n 143, 2005, p 61-70.
- [107] Sulem, J. and Ouffroukh, H. Shear banding in drained and undrained triaxial tests on a saturated sandstone: Porosity and permeability evolution, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v 43, n 2, February, 2006, p 292-310.
- [108] Rechenmacher, A.L. Grain-scale processes governing shear band initiation and evolution in sands, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, v 54, n 1, Jan. 2006, p 22-45.
- [109] H. SUN, J.F.CHEN, X.R.GE. Deformation characteristics of silty clay subjected to triaxial loading, by computerised tomography. Geotechnique 54, No.5:307-314
- [110] M. ODA, T. TAKEMURA, M. TAKAHASHI. Microstructure in shear band observed by microfocus X-ray computed tomography, Geotechnique 54, No.84:539-542.
- [111] R. Hill & J. W. Hutchinson. Bifurcation phenomena in the plane strain. J. Mech. Phys. Solids, 1975, 23: 239-264
- [112] J.R. Rice. The localization of plastic deformation. In: Theoretical and Applied Mechanics, W.T. Koiter ed. 2-7-220, 1976
- [113] I. Vardoulakis, M. Goldscheider, G. Gudehus. Formation of shear bands in sand bodies as a bifurcation problem. Int.J.Num.Anal.Meth.Geomech, 1978 (2) : 99~128
- [114] L. Anand & W.A. Spizig. Initiation of localization shear bands in plane strain. J.Mech.Phys.Solids, 1980, 28:113~128
- [115] I. Vardoulakis. Constitutive properties of dry sand observable in the triaxial test. Acta Mechanica, 1981, 38:219~239
- [116] I. Vardoulakis. Rigid granular plasticity and bifurcation in the triaxial apparatus. Acta Mechanica, 1983, 49:57~79
- [117] S. Pietruszczak & D.F.E. Stolle. Deformation of strain softening materials, Part II: Modeling of strain softening response, Computers and Geotechnics, 1987(4):109~123
- [118] S. Pietruszczak & Niu, X. On the description of localized deformation. Int.J.Num.Anal Methods Geo, 1993, 17:791~805
- [119] Chikayoshi Yatomi, Atsushi Yashima, Atsushi Iizuka & Ikuo Sano. General Theory of Shear Bands Formation by a Non-coaxial Cam-Clay Model. Soils and foundations, 1989, 29(3):41~53
- [120] J.P. Bardet. A comprehensive review of strain localization in elastoplastic soils. Computers and Geotechnics, 1990(10):163~188

参考文献

- [121]P.A.Vermeer. The orientation of shear bands in biaxial tests. *Geotechnique*, 1990, 40(2):223~236
- [122]J.P.Bardet & J.Proubet. A numerical investigation of the structure of persistent shear bands in granular media. *Geotechnics*, 1991, 41(4):599~613
- [123]E.B.Pitman. A Godunov method for localization in elastoplastic granular flow, *Int.J.Numerical and analytical Methods in Geomechanics*, 1993, 17:385~400
- [124]H.Hazatika & H.Matsuzawa. Coupled shear band and its application to the seismic earth pressure problems, *Soils and Foundations*, 1997, 37(3):65~77
- [125]M.A.Mooney, G.Viggiani & R.J.Finno. Undrained shear band deformation in granular media. *Journal of Engineering Mechanics*, 1997, 123(6):577~585
- [126]L.Picarelli, S.Leroueil, M.C.Delisle. Occurrence and features of shear zones in clay. *Localization and Bifurcation Theory for Soils and Rocks*, Adachi, Oka&Yashima (Eds), 1998Balkema, Rotterdam, ISBN9058090043:259-267
- [127]K.Iwashita & M.Oda. Rolling resistance at contacts in simulation of shear band development by DEM. *Journal of Engineering Mechanics*, 1998:192~285
- [128]蒋明镜、沈珠江. 结构性粘土剪切带的微观分析. *岩土工程学报*, 1998, v20, n2 102~108
- [129]董建国, 袁聚云. 局部变形及基坑维护理论的探讨[J]. *地下空间与工程学报*, 2005, 4: 522-525.
- [130]张启辉, 李蓓, 赵锡宏, 董建国. 上海粘性土剪切带形成的平面应变试验研究, 大坝与土工研究, 2000, 24 (5): 40~43.
- [131]李蓓. 平面应变仪的研制及上海地区粘性土剪切带形成的研究, 硕士毕业论文, 上海, 同济大学, 2000.
- [132]董建国等. 上海浅层核褐黄色粉质粘土剪切带形成的试验研究, *岩土工程学报*, 2001, 23 (1) P23~27.
- [133]李蓓, 赵锡宏, 董建国. 上海粘性土剪切带倾角的试验研究, *岩土力学*, 2002, 8:423~427.
- [134]董建国, 李蓓, 袁聚云. 上海暗绿色粉质粘土剪切带形成的试验研究, *工程勘察*, 2001, 23 (3): 1-24.
- [135]邵龙潭, 王助贫, 刘永禄. 三轴土样局部变形的数字图像测量方法, *岩土工程学报*, 2002, Vol24:159-163.
- [136]李国琛、耶那, 塑性大应变微结构力学, 北京: 科学出版社, 1993.
- [137]邱金营. 剪切带对土体单元试验的影响. *水电能源科学*, Dec. 1995, Vol. 13, No. 4: 254-259
- [138]沈珠江. 应变软化材料的广义孔隙压力模型, *岩土工程学报*, 1997, 19 (3): 14~21
- [139]孙红, 赵锡宏. 软土的塑性各向异性损伤分析, *岩土力学*, 1999, Vol20 No. 3:7-12.
- [140]张启辉, 赵锡宏. 主应力轴旋转对剪切带形成的影响分析. *岩土力学*, Mar.2000, Vol.21, No.1:32-35
- [141]李蓓. 平面应变仪的研制及上海地区粘性土剪切带形成的研究. 硕士毕业论文, 上海,

- 同济大学, 2000.
- [142]徐建明. 上海粘性土平面应变试验剪切带形成的数值模拟研究. 硕士学位论文, 上海, 同济大学, 2003.
- [143]徐连民, 王兴然. 用有限变形理论研究黏性土试样中变形的局部化问题. 岩土工程学报, Mar.2004, Vol.26, No.2:225-228
- [144]钱建固, 黄茂松. 土体应变局部化现象的理论解析. 岩土力学, Mar.2005, Vol.26, No.3:432-436
- [145]钟邑桅. 上海软粘土平面应变条件下剪切带形成的试验研究. 硕士学位论文, 上海, 同济大学, 2006.
- [146]刘开富, 陈阶亮, 谢新宇, 朱向荣. 基坑放坡开挖破坏性状大变形有限元分析. 岩土工程学报, 2006.
- [147]叶朝汉. 软土剪切带试验及其应用的研究. 博士学位论文, 上海, 同济大学, 2007.
- [148]J.W.Hutchinson & V.Tvergaard. Shear band formation in plain strain. *Int.J. of Solids Structures*, 1981, 17:451~470
- [149]I.G.Vardoulakis, B.Graf. Imperfection sensitivity of the biaxial test on dry sand. *IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials*. Delft:1982. 485~491
- [150]Akira Asaoka & Toshihiro Noda. Imperfection-sensitive bifurcation of cam-clay under plain strain compression with undrained boundaries. *Soils and Foundations*, Vol.35, No.1,83-100, Mar, 1995
- [151]R.J.Finno, W.W.Harris, M.A.Mooney & G.Viggiani. Shear bands in plane strain compression of loose sand. *Geotechnique*, 1997, 47(1):149~165
- [152]Bishop A W, Henkel D F. *The measurement of Soil properties in the triaxial test*[M]. London:Edward Arnold Ltd, 1969
- [153]朱思哲, 刘虔, 常亚屏等. 三轴试验原理与应用技术. 中国电力出版社, 2003.
- [154]孙红. 各向异性损伤模型及其在土力学中的应用[D]. 上海: 同济大学, 1999
- [155]Brand E.W, Brenner R.P. 软粘土工程学. 叶书麟, 翟金璋等校译, 北京: 中国铁道出版社, 1991
- [156]A.Iizuka, I.Kobayashi & H.Ohta, Dialatancy localization in clay specimen under shearing, 1998 Balkema, Rotterdam, ISBN: 90 5809 0043
- [157]张启辉, 赵锡宏等. 土的剪切带试验与数值分析. 机械工业出版社, 2002
- [158]G. Scarpelli, D.M.Wood, Experimental observations of shear band pattern in direct shear tests. *IUTAM conference on Deformation and Failure of Granular materials*. Delft:1982.473~484
- [159]Arthur, J. F. R., Dunstan, T. , Assadi Q. A. J. & Assadi, A., Plastic deformation and failure in granular material, *Geotechnique* 1977, v27, 53-74

个人简历 在读期间发表的学术论文与研究成果

个人简历：

陈柏全，男，1985年6月生。

2006年7月毕业于中国矿业大学土木工程专业（道路方向），获工学学士学位。

2006年9月考入同济大学就读硕士研究生，岩土工程专业。

已发表论文：

- [1] 平面应变条件下上海软粘土初始损伤试验研究，《勘察科学技术》；
- [2] 深基坑中剪切带的形成及局部化变形试验研究，《浙江建筑》；
- [3] 搅拌桩桩身应力应变测试方法探讨，《岩土工程界》；
- [4] 上海软粘土平面应变条件下切线弹性模量计算方法研究，《岩土工程师》。