

交通荷载下路基软土动应力累积及塑性应变累积特性研究

JIAOTONG HEZAI XIA LUJI RUANTU DONGYINGLI LEIJI JI
SUXING YINGBIAN LEIJI TEXING YANJIU

廖化荣 编 著



上海交通大学出版社
SHANGHAI JIAO TONG UNIVERSITY PRESS

交通荷载下路基软土动应力累积及 塑性应变累积特性研究

廖化荣 编著



上海交通大学出版社
SHANGHAI JIAO TONG UNIVERSITY PRESS

内容提要

本书由绪论、模型模拟试验及原型监测试验方案设计、交通荷载下路基软土动应力及塑性应变累积特性、主应力轴旋转时路基软土的动应力累积方程、基于安定理论的软土双屈服面等价粘塑性模型、结论与展望等部分组成。全书通过不同循环加载条件下的模型模拟试验、现场原型监测试验及理论分析,研究在交通荷载条件下,主应力轴旋转时路基软土的动应力、超静孔隙水压力和塑性应变的累积特性及发展规律,探讨路基软土在循环动荷载下产生累积特性的原因和主要影响因素。本研究将进一步丰富土动力学理论,可为预测交通荷载下路基软土的动应力累积量、塑性应变累积量及永久变形提供依据,并为路面结构的设计和施工、更好地解决路基软土病害问题提供理论基础。

图书在版编目(CIP)数据

交通荷载下路基软土动应力累积及塑性应变累积特性
研究 / 廖化荣编著. — 上海: 上海交通大学出版社,
2018
ISBN 978-7-313-20550-6

I. ①交… II. ①廖… III. ①软土地基—研究 IV.
① TU471

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2018) 第 280798 号

交通荷载下路基软土动应力累积及塑性应变累积特性研究

编 著: 廖化荣	地 址: 上海市番禺路 951 号
出版发行: 上海交通大学出版社	电 话: 021-64071208
邮政编码: 200030	
出 版 人: 谈 毅	
印 制: 定州启航印刷有限公司	经 销: 全国新华书店
开 本: 710×1000mm 1/16	印 张: 13
字 数: 235 千字	
版 次: 2019 年 3 月第 1 版	印 次: 2019 年 3 月第 1 次印刷
书 号: ISBN 978-7-313-20550-6/TU	
定 价: 49.00 元	

版权所有 侵权必究

告读者: 如发现本书有印装质量问题请与印刷厂质量科联系

联系电话: 010-61370827

前 言

长期交通荷载作用下,在路基中将产生动附加应力(以下简称“动应力”)、超静孔隙水压力及塑性变形的累积效应,造成路基土软化,导致路面结构破坏。至今仍缺乏一个合理的方式来确定交通荷载下路基中累积的动应力以及塑性应变。如能定量分析动应力累积特性及塑性应变累积特性,就能预控路基病害的产生和发展,最终提高路面设计与管理的效能。

本书通过不同循环加载条件下的模型模拟试验、现场原型监测试验及理论分析,研究在交通荷载条件下,主应力轴旋转时路基软土的动应力、超静孔隙水压力和塑性应变的累积特性及发展规律,探讨路基软土在循环动荷载下产生累积特性的原因和主要影响因素。基于广义塑性位势理论中的应力增量方程及有效应力原理,根据孔隙水压力系数,结合试验拟合参数,建立了交通荷载下主应力轴旋转时路基软土中的动应力累积方程;并应用广义塑性位势理论和双屈服面理论,借助安定(shakedown)理论及等价粘塑性理论,结合试验拟合方程及拟合参数,建立了主应力轴旋转条件下基于安定理论的双屈服面等价粘塑性本构模型,用于预测路基软土累积的塑性应变。

本书主要包括以下几方面的研究成果:

(1)通过模型模拟试验及原型监测试验数据的分析,得出交通荷载下路基软土中动应力、孔隙水压力和塑性应变的累积特性及发展规律,探讨了影响累积特性的主要因素。

(2)采用安定理论,对交通荷载作用下路基土的动应力、塑性应变进行安定状态分析,确定了一个临界应力水平,判定路基土是否处于稳定状态。采用土的结构性、能量耗散及土的结构熵理论,对路基软土的累积特性、迟滞行为、弹塑性行为等进行定性分析,揭示交通荷载作用下路基土产生累积效应的机理。

(3)建立了循环动荷载下主应力轴旋转时路基土有效动应力累积方程。通过改进的亨开尔孔压模型及试验拟合的孔压系数,结合主应力轴的旋转总应力增量,按有效应力原理,结合试验拟合的函数,建立动应力累积方程。用VB程序语言编制的数值计算程序计算动应力累积量,将计算结果与现场原型实测结果及模型模拟试验结果进行对比分析。

(4) 建立了循环动荷载下主应力轴旋转时路基土基于安定理论的双屈服面等价粘塑性本构模型。基于安定理论, 借助双屈服面理论及等价粘塑性理论的推导, 结合试验拟合函数及拟合系数, 建立了交通荷载下主应力轴旋转时路基软土双屈服面等价粘塑性本构模型。最后利用 VB 程序语言编制数值计算程序对塑性应变累积量进行计算, 将计算结果与开放交通后的实际路基沉降结果进行对比分析。

本书创新点有以下两点:

(1) 建立了交通循环动荷载下主应力轴旋转时路基土的有效动应力累积方程。

行车荷载、加载次数、路基深度对路基土的动应力累积具有重要影响, 已有的资料及研究成果显示, 尚无学者将这三者结合起来分析和讨论, 缺乏相关的量化研究。本书将三者结合起来, 通过试验拟合曲线和拟合参数以及有效应力原理和广义塑性位势理论的增量推导, 建立了主应力轴旋转时路基软土的动应力累积方程。

(2) 建立了交通荷载下基于安定理论的路基软土双屈服面等价粘塑性本构模型。

模型基于动应力累积的求解方程, 考虑行车荷载、加载次数、路基深度对路基土塑性应变的影响。采用双屈服面理论及广义塑性位势理论, 结合安定理论和等价粘塑性理论, 通过试验拟合的屈服面函数, 推导并建立了交通荷载下基于安定理论的路基软土双屈服面等价粘塑性本构模型, 模型反映了交通荷载下路基土的塑性应变累积特性。

本书中的研究成果将进一步丰富土动力学理论, 可为预测交通荷载下路基软土的动应力累积量、塑性应变累积量及永久变形提供依据, 并为路面结构的设计和施工、更好解决路基软土病害问题提供理论基础。

符号及说明

A, A'	面积; 试验拟合函数; 塑性系数	M_R	回弹模量
a_1, a_2, a_3	试验拟合参数	P	总压力; 等效动载强度
A_h	亨开尔临界孔压系数	p	平均主应力
B, B'	试验拟合函数; 塑性系数	p'	有效平均主应力
b_1, b_2, b_3	试验拟合参数	q	广义剪应力
$\{C\}$	柔度矩阵	SL	动应力水平
CSL	临界状态线	S_{ij}	偏应力张量
c, C'	粘聚力; 塑性系数	u	孔隙水压力
c'	有效粘聚力	w	土的含水率
D'	塑性系数	w_L	液限含水率
$[D]$	弹性模量矩阵; 刚度矩阵	w_p	塑限含水率
$d\lambda$	塑性流动规则中参数	z	深度
E	变形模量, 弹性模量; 变形能	α_s, α_c	模型拟合参数
E'	塑性系数	β	孔隙水压力系数
E_i	初始变形模量	γ	容重; 工程剪应变
F'	塑性系数	γ_s, γ_c	土颗粒容重; 模型参数
$e_{ij}, \{e\}$	偏应变张量	$\delta_{ij}, \{\delta\}$	单位张量
$f_s, f(\sigma_{ij})$	屈服函数	$\varepsilon_e, \varepsilon_p$	弹性和塑性应变
f_c	体积屈服函数	$\varepsilon_{ij}, \{\varepsilon\}$	应变张量
f_s	剪切屈服函数	ε_v	(广义) 体应变
G	剪切模量;	θ	主应力轴旋转角度
G_s	土颗粒比重	θ_σ	应力 Lode 角
$G_{(sij)}$	塑性势函数	ν	泊松比
H, h	硬化参数	σ, σ'	总应力, 有效应力
I_1, I_2, I_3	第一、二、三应力不变量	$\{\sigma\}$	应力向量
I_L	液性指数	σ_d	动应力
I_p	塑性指数	σ_{dsN}	累积动应力
J_1, J_2, J_3	第一、二、三偏应力不变量	σ_{ij}	应力张量
K	体积变形模量	τ	剪应力
$[K]$	刚度矩阵	Φ, φ	势函数; 直径
M	以 q'/p' 表示的临界状态线斜率	ϕ	内摩擦角
		ϕ'	有效内摩擦角

第 1 章 绪论 / 001

- 1.1 研究背景和意义 / 001
- 1.2 国内外研究现状及发展动态 / 004
- 1.3 研究思路、内容及技术路线 / 029
- 1.4 创新点及组织结构 / 034
- 1.5 小结 / 035

第 2 章 模型模拟试验及原型监测试验方案设计 / 036

- 2.1 引言 / 036
- 2.2 模型模拟试验 / 036
- 2.3 原型监测试验 / 046
- 2.4 小结 / 049

第 3 章 交通荷载下路基软土动应力及塑性应变累积特性 / 051

- 3.1 引言 / 051
- 3.2 交通荷载的转换和确定 / 052
- 3.3 动应力的累积特性及影响因素 / 054
- 3.4 孔隙水压力的累积特性及规律 / 066
- 3.5 塑性应变的累积特性及规律 / 073
- 3.6 原型监测试验动应力分布及累积规律分析 / 083
- 3.7 动应力累积与塑性应变累积关系及安定理论 (shakedown) 分析 / 086
- 3.8 动应力累积与塑性应变累积机理分析 / 095
- 3.9 小结 / 099

第 4 章 主应力轴旋转时路基软土的动应力累积方程 / 102

- 4.1 引言 / 102
- 4.2 交通荷载作用下路基软土中的动应力状态及特性 / 103

4.3	交通荷载下主应力旋转时路基软土中的总应力增量	/	107
4.4	交通荷载下主应力轴旋转时路基土的孔隙水压力增量	/	111
4.5	主应力轴旋转时路基土的有效应力增量表达式	/	116
4.6	交通荷载循环作用下有效应力累积的求解	/	120
4.7	增量法解决交通荷载下路基中任意深度上有效动应力累积量	/	126
4.8	交通荷载下主应力轴旋转时路基中任意点的有效动应力累积方程	/	130
4.9	有效动应力累积方程的验证与实例分析	/	130
4.10	小结	/	135
第5章 基于安定理论的软土双屈服面等价粘塑性模型 / 136			
5.1	引言	/	136
5.2	土的双屈服面理论介绍	/	137
5.3	交通荷载下路基软土塑性应变累积及黏滞特性等价分析	/	138
5.4	Suiker 等价粘塑性模型介绍	/	141
5.5	交通荷载下基于安定理论的软土双屈服面等价粘塑性模型	/	144
5.6	模型的验证与实例分析	/	152
5.7	路基沉降的组成划分	/	154
5.8	小结	/	155
第6章 结论与展望 / 156			
6.1	结论	/	156
6.2	进一步工作建议与展望	/	158
附录 / 160			
附录1 模型模拟试验动应力实测数据表 / 160			
附录2 模型模拟试验孔隙水压力实测数据表 / 170			
附录3 模型模拟试验塑性应变实测数据表 / 173			
参考文献 / 182			
索引 / 199			

T

第1章 绪论

1.1 研究背景和意义

1.1.1 选题依据

交通运输是国民经济的重要命脉之一，高质量地按设计完成建设任务和长时间保证交通运输畅通有着巨大的经济效益和社会效益。交通网络在我国沿海地区（山东、长江三角洲、珠江三角洲等）尤为发达，而这些地区广泛分布着深厚的软土。由于软土具有天然含水率高、孔隙比大、高压缩性、低渗透性、低强度、呈灵敏性结构等特点^[1]，在软土上修建公路（高速公路）、铁路或机场，易引起路基的强度和稳定问题。长期交通荷载反复作用下，软土路基的变形导致路面结构破坏的问题十分突出，如高速公路路面因路基下沉而开裂，因累积的塑性变形产生车辙，地铁的长期沉降等（见图1-1）。

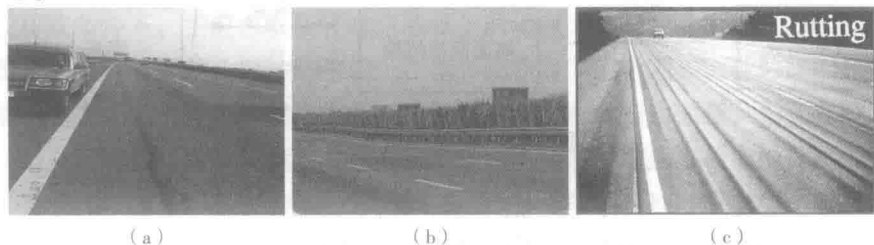


图 1-1 软土路基路面强度和稳定性问题

(a) 路面开裂；(b) 不均匀沉降；(c) 车辙

动荷载在地基或土工建筑物上普遍存在，按荷载持时以及与时间的关系可将其分为 3 类，即循环荷载（周期荷载）、冲击荷载与不规则荷载。循环荷载是指以同一振幅和周期往复循环作用的荷载（如机械振动及一般波浪荷载）；冲击荷载是强度很大、持时很短的荷载；不规则荷载是随时间没有规律变化的荷载（如地震荷载）。路基所受的动载既有循环反复又有不规则的特性，此类荷载可称为反复变动载，但许多试验研究中也把路基荷载简化为循环荷载或反复荷载^[2]。

典型的路面结构一般由面层（surfacing）、基层（base）、底基层（sub-base）、路基（subgrade）四部分组成（见图 1-2）。路基土对于路面结构而言，扮演着举足轻重的角色。其主要功能是承载由面层传递而下的反复荷载，并支持路面结构，作用机理如图 1-3 所示。面层直接承受车辆荷载的作用，基层及底基层将荷载分散传递到路基表面，由于面层、基层及底基层的强度和模量都比较高，所以车辆荷载作用下道路的主要病害（如路面沉降、车辙、疲劳龟裂等）大多数是由于路基的变形所引起^[3]。

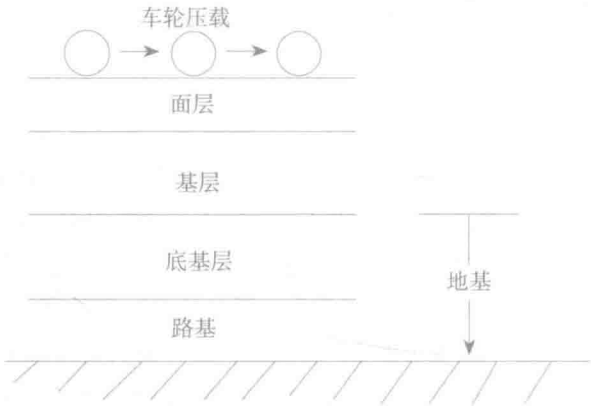


图 1-2 路面结构示意图^[3]

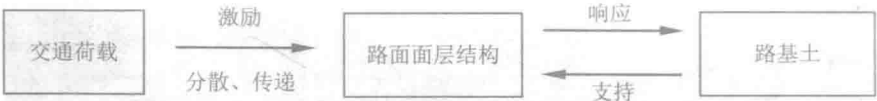


图 1-3 路基作用机理^[3]

路基土承受循环动荷载作用或受到地下水由下而上或雨水由上而下的侵入，动附加应力（以下简称“动应力”）、超静孔隙水压力及塑性变形逐渐累积，造成路基土软化，进而降低路面承载能力，且受过大的应力反复加载作用，最终使面层产生过大的车辙变形，甚至导致路基路面破坏。这种破坏形式在路面结构中主要表现为开裂和

车辙。路基土的变形可以分成两部分：可恢复的弹性变形和不可恢复的塑性变形。弹性变形是回弹行为的度量；塑性变形往往导致不可恢复的永久变形的产生。当前的路面设计规程主要根据土的回弹行为，考虑土的承载特性而制定。即使在路基路面服务期限内出现动应力累积现象以及塑性变形累积导致的永久变形，这些规程还是忽略了路基土的动应力累积现象及永久变形行为，而永久变形行为是路基沉降的一个非常重要的成分^[2, 3]。

上述情况与路面结构系统所处应力状态及交通荷载下的回弹与塑性行为相关，在交通荷载作用下，主应力轴不断旋转，在路基土中发生动应力累积现象，引起动孔隙水压力的上升和累积，导致塑性应变的累积。当塑性应变累积到一定程度，将产生过大永久变形。诸如路面开裂、车辙破坏、不均匀沉降等在路面使用功能上的破坏，并非经典力学所定义的行为破坏，发生这种破坏现象是因为路面结构系统受到交通荷载的反复作用，动应力及塑性应变迅速累积，造成面层轮迹处产生过大的永久变形，进而降低路面服务性能，最终导致路面破坏，实际工程中的路面设计就是要避免此类现象的发生。然而，至今仍缺乏一个合理的方式用以确定交通荷载下路基中累积的动应力及塑性应变。因此，如果能定量分析主应力轴旋转下路基中的动应力累积特性及塑性应变累积特性，就能预控路基病害的产生和发展，提高路面设计与管理效能。本课题正是在这种背景下提出的，它具有重要理论意义及实际意义。

1.1.2 研究目的和意义

路基土在路面结构永久变形的开始和传递过程中起着关键性的作用，直接影响路面的使用性能。因此，本书主要讨论路面结构中的路基土层，即图 1-2 中最底层的路基土（Subgrade）。

在广泛查阅了循环动荷载下土的力学行为资料，总结前人已开展研究的基础上，本书通过不同循环加载条件下的模型模拟试验、现场原型监测试验及理论分析，研究在交通荷载条件下，主应力轴旋转时路基软土的动应力、超静孔隙水压力和塑性应变的累积特性及发展规律，探讨路基软土在循环动荷载下产生累积特性的原因和主要影响因素。基于广义塑性位势理论中的应力增量方程及有效应力原理，根据孔隙水压力系数，结合试验拟合参数，建立交通荷载下主应力轴旋转时路基软土中的动应力累积方程；并应用广义塑性位势理论和双屈服面理论，借助安定（shakedown）理论及等价粘塑性理论，结合试验拟合方程及拟合参数，建立了主应力轴旋转条件下基于安定理论的双屈服面等价粘塑性本构模型，用于预测路基软土累积的塑性应变。

本书中的研究成果将进一步丰富土动力学理论，可为预测交通荷载下路基软土的

动应力累积量、塑性应变累积量及永久变形提供依据,能够进一步把握路基路面结构发生破坏的各种控制因素及发育机理,避免路基软土出现过量变形,使得路面在服务年限内达到安全与经济的目的,最终为实际工程中的路面设计及日后管理、为更好解决路基软土病害问题提供理论基础。

1.2 国内外研究现状及发展动态

对路面结构的研究可以追溯到 20 世纪 30 年代, Melan 最早于 1936 年开展这方面的研究^[4]。20 世纪 70 年代初至 80 年代初开始把路基的永久变形作为路面破坏和车辙产生的重要影响因素,逐步把永久变形从总变形中分离出来,半定量地研究路基以及路面结构的永久变形行为,建立预测路面结构永久变形的本构模型,并在建立回归方程时考虑了回弹模量。1984 年, Sharp 首次把 shakedown 理论引入路面结构,用于分析路面结构的力学行为特征,为路面结构的行为分析开创了一个新领域^[5]。

相比之下,专门针对路基土在交通荷载下的应力、应变特性的研究起步相对较晚。近年来,由于高速公路大量修建,建于软土路基上的低路堤高速公路、铁路等在交通荷载作用下的沉降问题逐渐引起人们的重视,并已逐渐成为当前土木工程界的研究热点,取得了一系列的成果。现有的交通荷载或循环动荷载作用下路基土的力学行为研究主要通过室内动三轴试验或扭剪试验等开展,集中在不同加载条件(如不同围压、循环加载次数、轴差应力、频率、含水率、超固结比、土性等)和不同应力历史等条件下路基土中应力-应变关系、主应力轴旋转下土中应力-应变关系、路基土与路面层之间的动力响应、循环动荷载下土中孔隙水压力变化和发展、安定状态等方面。

1.2.1 循环动荷载下土的变形特性研究

1. 回弹及塑性行为研究

对于循环荷载下土体变形行为的研究可以追溯到 20 世纪 50 年代。Seed 研究了压缩黏土在循环荷载作用下的强度和变形的特性^[6-10]。早期的室内荷载装置原型只是机械地改变荷载,仪器的多功能性受到限制,在试验过程中不允许研究者轻易改变试验参数或者精确地测量所有数据。由于这些器械的限制,大部分变形的研究都是针对总变形。虽然有一些成果为了评价回弹,也研究回弹变形,但没有把永久变形从总变形中分出来。这些分析仅仅能建立循环荷载和变形在定性上的关系。

路基在车辆荷载作用下,其变形机理包括两部分,一是短期的回弹变形,二是长

期的永久变形（见图 1-4）。较早时期，研究者主要关心材料的回弹变形，认为路基土永久变形量的大小可归因于路基土的回弹特性。此外，路基土的刚度越大，即路基土回弹模量越高，所产生的总变形量越小，相对的塑性变形量亦越小，因而可增进路面的服务功能。理论上，回弹模量是表示所施加的轴差应力与回弹应变之间的关系，回弹模量的定义如下^[13]

$$M_R = \sigma_d / \epsilon_d \quad (1-1)$$

式中， M_R 为回弹模量； σ_d 为轴差应力，即重复施加的轴向应力； ϵ_d 为回弹应变。

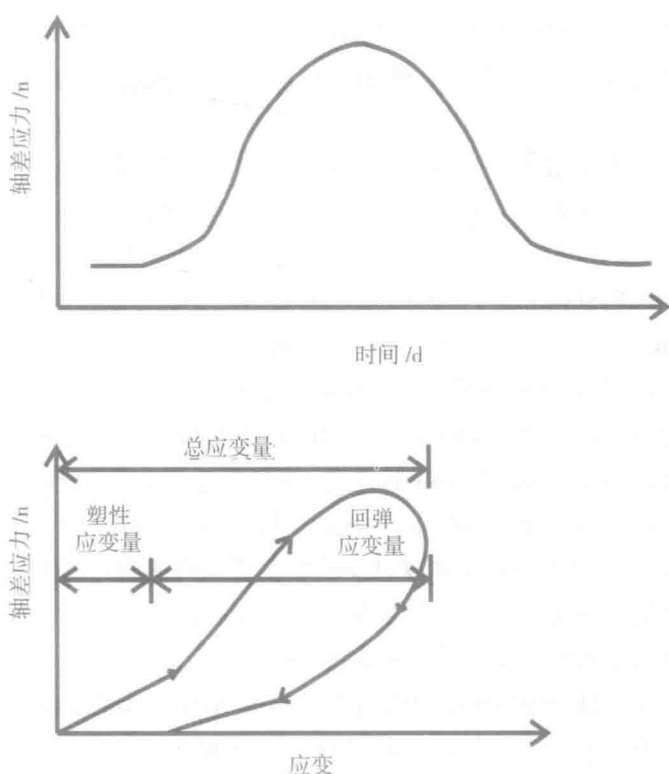


图 1-4 路基土回弹及塑性变形行为^[13]

20 世纪 60 年代，许多学者对回弹模量及其与路面成效进行研究，始终未能将回弹模量实际应用于路面厚度的设计上，而是以 GI （Group Index，分组指数）、 CBR 、 R （残余因数）及 K 值等参数评估路基土强度。以上述路基土参数与回弹模量相比，发现这些都无法模拟路基土在循环荷载作用下的行为。另外，回弹模量不仅考虑柔性路面循环荷载时的回弹现象，同时也能适度反映环境因素，使其与路面的服务状况

更为吻合。基于上述理由, AI 首先在 1981 年汇总了各专家学者的意见, 在第九版的 MS-1 手册中提出以回弹模量评估路基土及基底层材料强度的观念, 并在 AI MS-10 中详细叙述了回弹模量试验法^[11]。该方法考虑了材料的线性及非线性特性, 可用于多层弹性系统的力学分析。

传统观念认为, 在正常路面设计条件下, 永久变形相对来说不重要, 而应从本质上考虑其回弹行为。在过去的三四十年里, Robert、Elliott 和 Thompson 等诸多学者在定义路基土回弹行为方面做了大量的研究工作, 定义了表征路基土回弹行为的指标——回弹模量 (M_R), 并将其引入 AASHTO 设计规程中关于沥青路面设计的规范^[12-14]。20 世纪 50 年代末期至 60 年代初期, AASHTO 发现在柔性路面所量测的表面挠度中, 有 60% ~ 80% 是由路基土所贡献的, 而路基土受车轮重复荷载时, 若其压应变过大, 将产生过大的塑性变形, 且所产生的塑性变形将使柔性路面出现严重的车辙现象^[15]。然而, 回弹模量试验法由于操作过程的试验精度、设备操作及试验程序存在众多争议, 经历了多次变革。AASHTO 在 1982 年出版回弹模量试验法 T274-82, 并在 1986 年纳入柔性路面设计规范中, 但在 1990 年取消该试验法。1992 年, 重新推出修正后的回弹模量试验法 T292-91, 并在 1994 年由直接引用 SHARP 的试验方式改为 T294-92 试验法^[16-19]。1998 年出版最新的试验规范时, 又将 T294 试验法删除, 而重新以 T292 试验法作为回弹模量的标准试验方法。

对于黏性土的回弹模量, Drumm、Fredlund 等人通过研究发现, 在相同的围压下, 回弹模量将随轴差应力增加而降低^[20,21]。在较低的轴差应力时, 回弹模量会随着轴差应力的升高而迅速下降, 但在高轴差应力时, 下降的趋势趋于缓和。Fredlund 认为, 围压在 20.7 kPa 至 41.4 kPa 时对回弹模量无明显的影响。在不同围压下, 围压越大回弹模量越高, 这是因为在土受剪切时, 在较高围压下倾向于能抵抗试体膨胀的行为, 降低轴向应变而得到较高的回弹模量等。

Muhanna 指出围压在 0 kPa 至 69 kPa 时, 对于 A-6 及 A-5 土的回弹模量影响并不明显, 其差异在 5% 以下。然而, 当围压超过 100 kPa 以上时, 回弹模量有迅速增大的现象, 这可能是由于过压密造成土的强度增大所致^[22,23]。Chen 和 Ping 认为, 黏性土在较小围压下, 对于回弹模量的影响有限; 在过大围压下, 回弹模量虽提高, 但应力状态可能超出实际路面所处应力状态范围。粒状土处于应力状态下的行为与黏性土有所差异, 粒状土的回弹模量会随着轴差应力 (或第一应力变量) 的升高而增大。至于加载波形方面, 三角形波及正弦波对于回弹模量的影响相似, 方波较能合理地模拟路面承受车轮荷载的情形^[24,25]。

路基土永久变形量的大小可归结为路基土的回弹特性。路基土的强度越大, 即路

基土回弹模量越高,所产生的总变形量越小,相对的塑性变形量也越小。

Muhanna 曾进行过土三轴循环加载试验,对循环加载所产生的塑性变形行为进行了研究,得到以下结论:①永久变形随着加载次数的增加而增加;②较大的应力水平下会有较大的累积永久变形量;③当应力水平相同时,较高的含水量将会有较高的累积永久变形量;④在未产生破坏的应力水平条件下,几乎 50% 的永久变形量在最初 10 个循环里已发生^[26]。

Kazuza 等人对循环荷载下软土进行了三轴排水试验研究,认为反复荷载下土体的变形由弹性应变和塑性应变组成,随着时间趋于无穷大,弹性应变趋于无穷小,总应变或最终应变等于塑性应变,最终应变由荷载增量比和反复荷载的频率所控制。提出了在循环荷载条件下土样的收敛塑性应变的预测方法,建立由交通等循环荷载产生的沉降预测模型^[27]。

在 Raad 和 Zeid 的研究中,总的应变累积(ε_s)与循环荷载应力水平(q_r)以及荷载重复次数 N 是相联系的。轴应变 ε_a 定义为回弹应变和永久应变之和。极限应力水平用控制的轴向应变的变化率来表示,即 $d\varepsilon_a/dN$ ^[28]。

钟辉虹通过对饱和软黏土进行一系列应力控制的循环三轴试验,结合各向同性弹塑性界面模型数值模拟,研究了软黏土在不排水条件下受循环荷载作用时的累积残余变形规律,得出以下结论:①在给定的围压和动应力水平下,随着循环次数 N 的增加,累积轴向残余应变 ε_{p1} 逐渐增大,且当动应力水平较低时,循环达到一定次数后累积轴向残余应变值趋于稳定($\varepsilon_{p1} - \log N$ 曲线趋于平缓),即试样达到塑性体变硬化;②对于给定的循环加载次数 N ,若动应力水平增大,则累积残余应变值相应增大,然而当动应力水平增大至某一量值时,土样则由塑性体变硬化转变为塑性体变软化并达到破坏状态;③随着循环次数 N 的增加,塑性体积应变增大(压缩),考虑到不排水循环剪切条件,即土样总体积保持不变,故可推断必有一个相应的弹性体积增加(膨胀),意味着平均有效应力在减小,进而导致不排水抗剪强度下降;④土样循环受剪前的应力历史对其后的受力行为有着显著的影响,具体来说,对于相同的动应力水平和循环加载次数,若剪前所受固结应力水平较高,则累积残余应变较小,反之则较大^[29]。

廖化荣开展了华南地区红黏土路基循环动荷载下塑性力学行为及预测模型的研究,在不同含水量、不同轴向应力水平、不同循环加载次数以及不同加载应力路径的试验条件下,研究红黏土的塑性力学行为、迟滞行为以及应力扩散分布规律^[3]。

对于加载频率, Elliott 和 Thornton 指出,回弹模量随着频率的增加而略微升高,对于黏性土及粒状土影响皆不显著^[30]。至于加载波形方面,三角形波及正弦波对于

回弹模量的影响相似,且以方波较能合理地模拟路面承受车轮荷载的情形^[24]。

2. 应变速率研究

现代化的仪器和先进的技术使研究成果向路基土的永久变形发展成为可能。改进的现代研究的两个主要特征是:伺服液压控制的或者伺服气压控制的加载装置以及用应变仪和线性变位量测仪(LVDTs)来量测荷载和变形。计算机技术也发展了数据采集装备,可以自动获取和记录荷载和变形数据,如控制加载的速率和固结度。

Hyde 等人用 Keuper Marl 淤泥质黏土,在蠕变荷载和反复荷载下进行了循环加荷间隔时间为 1 s 和 10 s 的试验,用以确定在循环荷载施加之间短暂的停留时间对永久变形的影响。结果表明,在应变率和时间之间可以用一个关系来反应塑性应变的累积,应变速率没有明显的变化。通过对比试验数据,认为永久变形完全可以从蠕变试验数据中预测^[31]。

Raymond 等人针对 Leda 黏土进行不同应力水准下非饱和反复荷载试验,试验结果得出,永久应变随着荷载次数增加而渐增,且以应力水准为界,永久应变明显区为 2 个类型^[32]。

蒋军的试验研究表明:①在循环荷载作用下,黏土的应变速率随时间的增大而减小,应变速率对数与时间对数间的关系可用直线描述;②在循环荷载作用下,加载频率越大,应变速率越大;循环应力比愈大,应变速率也愈大。应变速率对数与循环应力比间的关系可用直线描述(未破坏前);③黏土的应变速率衰减率与加载频率、循环荷载应力比无关,与超固结度有关。超固结黏土的应变速率衰减要比正常固结黏土慢。黏土的应变速率活化率不随时间而变^[33]。

3. 固结沉降与固结度研究

Terzaghi 建立了饱和软土层在骤加恒载作用下的一维固结理论,用以求解土体在固结过程中任意时间的沉降^[34]。此后, Schiffman 求得荷载随时间呈线性增长情况下该问题的解^[35]; Alonso 分析了随机荷载作用下弹性黏土层的沉降^[36]; Baligh 基于 Terzaghi 的一维固结理论,对迭加原理做了非线性分析^[37]。

吴世明等人推导了以积分形式表达的任意荷载一维固结方程的通解^[38];谢康和研究了双层及多层地基在简单变化荷载作用下的固结问题^[39]; Rahal 对因筒仓加载和卸载而产生的循环荷载下的沉降和孔隙水压进行了分析^[40];梁旭等人对半透水边界和循环荷载同时存在的软黏土的固结问题进行了研究,利用 Laplace 变换,得到时域内的通解,通过数值 Laplace 逆变换,结合算例进行了讨论^[41]。

Elliot 等人的研究表明,永久变形的发展趋势主要取决于应力状态、应力历史和循环加载的间隔时间;在永久变形和循环荷载的施加之间存在线性关系;当发生快速

破坏时,可以观测到动固结,且动固结是静固结的60%左右^[42,43]。

1.2.2 主应力轴旋转下路基土中应力—应变特性研究

广义的土体主应力轴旋转包括两类:一类是应力的三个主值不变而主应力轴方向发生变化;另一类是主应力轴方向、球应力 p 与广义剪应力 q 不变,而应力洛德角发生变化,即应力路径为 p 平面上的圆周运动,也就是 p 平面上的主应力轴旋转。按目前采用的岩土塑性理论,前者是无法考虑的,而后者是可以考虑的。不过,当前常用的一些岩土模型中,为了使模型简化,大多略去了应力洛德角变化的影响^[44]。

大量土工实验表明,纯应力洛德角变化(应力路径为 π 平面上的圆周)^[45-47]或纯主应力轴旋转(三主应力值不变)^[48-52]会导致土体出现明显的塑性变形;在不排水情况下,甚至会导致砂土的液化破坏^[53,54]。然而,当前常用的一些岩土模型中,尚不能充分反映这一实际情况。许多岩土工程中存在着主应力轴偏转与应力洛德角变化问题,有许多荷载,如地震、交通、大海潮汐等常会导致土体主应力轴旋转,因而主应力轴旋转对于岩土工程力学问题是必须考虑的。由于这一问题至今尚未妥善解决,已成为一些岩土工程失事的原因。

Matsuoka 等人推导了关口—太田模型,将主应力轴旋转转化为一般应力增量分量的变化,并通过实验建立一般坐标系下应力增量与应变增量之间的关系,由此算得主应力轴旋转所产生的塑性变形^[55,56]。

Wijewickreme 等人关于中砂的主应力轴单向旋转试验指出,在保持有效大小主应力比 $R'(\sigma_1'/\sigma_3')$ 为恒定值时,随着主应力轴旋转角度 α 的增加,试样体应变 ε_v 增加,且应变变化的速率呈上升趋势;最大剪应变 $\gamma_{\max}$ (大小剪应变之差)也随 α 增加而增加,但是应变速度上升的趋势只能发展到 $\alpha = 60^\circ$ 左右为止,之后应变变化趋于平缓(见图1-5)^[57]。

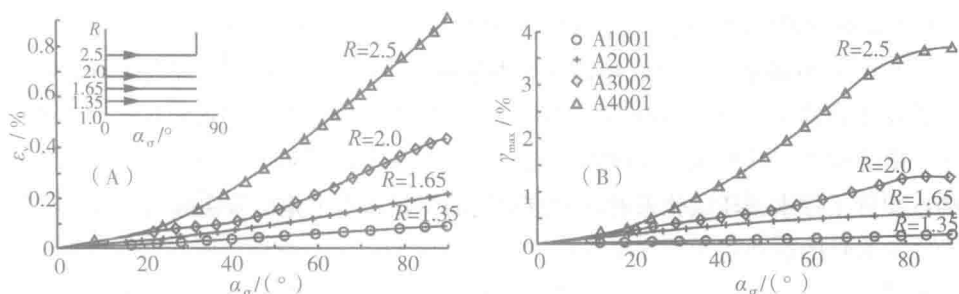


图1-5 主应力轴旋转条件下主应力比对体应变和最大剪应变的影响^[57]