

申请同济大学工学硕士学位论文

混凝土随机损伤本构关系

试验研究

(国家自然科学基金委创新研究群体资助项目) (编号: 50321803)

培养单位: 土木工程学院 一级学科: 土木工程 二级学科: 结构工程 研 究 生: 任晓丹

指导教师: 李杰 教授

二〇〇六年六月



A thesis submitted to Tongji University in conformity with the requirements for the degree of Master of Engeering

Experimental Research on Stochastic Damage Constitutive Law for Concrete

(Funded by Natural Science Foundation of China for Innovative Research Groups) (Grant No. 50321803)

School/Department: School of Civil Engineering
Discipline: Civil Engineering
Major: Structural Engineering
Candidate: Xiaodan Ren
Supervisor: Prof. Jie Li

June, 2006

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 关部门或者机构送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:

年 月 日

经指导教师同意,本学位论文属于保密,在 年解密后适用 本授权书。

指导教师签名:

学位论文作者签名:

年月日 年月日

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。

签名:

年

摘要

混凝土材料是现今应用最广泛的建筑材料,但是对混凝土材料受力后损伤 和破坏的特性并不完全清楚,迄今为止,尚没有建立起具有广泛适用性的混凝 土本构模型。本文对混凝土在单轴和多轴受力全过程的性能进行了进一步的试 验研究,结合混凝土材料内秉的随机性特性,进行了混凝土随机损伤本构关系 的理论探索。

本文将混凝土单轴受力的损伤演化过程看作随机过程,每一个试件的单轴 应力应变全曲线看作随机过程的一个样本,采用随机过程的统计方法,得到了 混凝土单向受力状态下的应力随应变变化过程的均值曲线与方差曲线,讨论了 混凝土单轴受力状态下的非线性特性和随机性特征。

根据试验数据整理得到了混凝土在双轴比例加载条件下的应力应变全曲 线,从加载边界条件角度进行了深入而细致地讨论。提取全曲线的强度参数, 建立了应力以及应变空间的混凝土强度包络线,并讨论了包络线的波动范围。

在本课题组以往研究的基础上,结合本次试验中观察到的现象和试验结果, 详细讨论了混凝土单元体损伤的细观机制。将损伤的机制归结为受拉和受剪两 种基本类型,分别进行了随机损伤建模。并进一步在受剪损伤的基础上进了单 轴受压损伤的建模。最后,将模型结果与实测结果进行了对比,初步表明了本 文研究建议的合理性。

关键词: 混凝土, 随机损伤, 本构模型, 双轴全曲线, 应变控制

I

ABSTRACT

Although concrete is currently the most widely used construction material, its properties after suffering mechanical damages have not been fully understood. That is why there is still no generally suitable constitutive model for concrete up till now. The researches on concrete constitutive law can be divided into theoretical and experimental analyses. This paper covers both of the two categories. First, the full process properties of concrete under single-axial and biaxial loading are systematically investigated through experiments. Then a theoretical stochastic damage constitutive model is established by fully understanding the inherent stochastic characteristics of concrete.

This paper studies the full process curve of concrete specimens under single-axial loading in a totally new point of view. In another word, if we think the damage evolution of concrete under single-axial loading as a stochastic process, the full stress-strain curve of every specimen can be considered as a sample of this process. Then using relevant stochastic statistics methods, the mean value, deviation and variance curves of this process can be obtained, which provides the basis for further analyzing the nonlinear and stochastic properties of concrete under single-axial loading.

The full stress-strain curves of concrete specimens under biaxial proportional loading are obtained after analyzing the experimental data. And the curves are further investigated considering different boundary conditions. Finally the strength envelope of concrete in stress and strain spaces is established by extracting the strength parameter from the full curves, and the variation range of the envelope is discussed.

Based on previous researches of our group and the phenomena and results of this experiment, this paper discusses the micro-damage mechanisms of concrete and indicates that there are two essential damage mechanisms, i.e. tensile damage and shear damage. Then two stochastic damage constitutive models are developed for corresponding mechanisms, respectively. Furthermore the axial compressive damage is described by the modified shear damage model. The numerical simulations by these models agree well with experimental data.

Keywords: concrete, stochastic damage, constitutive model, biaxial stress-strain full curve, strain control,

日	录
日	求

第1章 绪论	
1.0 概述	1
 1.1 混凝土本构模型评述 1.1.1 经典混凝土本构模型 1.1.2 混凝土损伤本构模型 	
1.2 混凝土本构试验评述1.2.1 混凝土单轴受力试验	
1.2.2 混凝土多轴受力试验 1.3 本文主要工作	
第2章 试验概述	
2.1 试验目的及内容	
 2.2 试验仪器及设备	
2.3 试验工艺及细节	
2.3.2 减摩措施 2.3.4 其它技术细节	
第3章 基本力学性能试验	
3.1 强度试验3.1.1 立方体抗压强度	
3.1.2 立方体劈拉强度3.1.3 板式试件轴心抗压强度	
3.2 弹性模量试验	
3.3 减摩层标定试验	41
第4章 单轴应力应变全曲线试验	

4. 0	引言	43
4. 1	单轴受拉试验	44
	4.1.1 试验过程及现象	45
	4.1.2 试验结果及分析	46
4. 2	单轴受压试验	50
	4.2.1 试验过程及现象	51
	4.2.2 试验结果及分析	53
4. 3	本章小结	62
体「ゴ	至 四种 应力 应亦 合曲 供 注 孙	
- 第35	■ 双轴应力应受至曲线试验	64
5.0	引言	64
51	双轴受压试验	68
••••	5.1.1 试验过程及现象	
	5.1.2 试验结果及讨论	
		74
5.2	X 细 拉 压 试 验	/4
	5.2.1 试验过性及现象 5.2.2 试验结果及试验	
	5.2.2 风应用木仪门化	
5.3	双轴受拉试验	78
5.4	多轴强度和包络线	78
	5.4.1 双轴受压强度参数	79
	5.4.1 双轴拉压强度参数	83
5.5	广义边界条件对试件应力分布的影响	86
	5.5.1 双轴受压试验	88
	5.5.2 双轴拉压试验	89
	5.5.3 双轴受拉试验	91
5.6	本章小结	92
<u>たた へ マ</u>		
弗 6ᆿ	¹ 随机顶伪本构埋论建模	94
6.0	引言	94
6.1	细观损伤机制分析	95
5. 1	6.1.1 单元体损伤计算	
	6.1.2 垂直裂缝方向的正应力作用	

目录

6.1.3 裂缝正交坐标系内剪应力作用	
6.1.4 平行于裂缝方向正应力作用	100
6.1.5 单元体损伤机制	
6.2 损伤的演化法则	
6.2.1 单轴受拉损伤建模	
6.2.2 受剪损伤建模	112
6.2.3 单轴受压损伤建模	113
6.3本章小结	117
第7章 结论与展望	
7.1 研究结论	119
7.2 工作展望	
参考文献	
致谢	127
个人简历 在读期间发表的学术论文与研究成果	129

第1章 绪论

1.0 概述

混凝土结构诞生至今已有 100 多年的历史。在这 100 多年中,从田埂花盆 到摩天大厦,混凝土结构得到了长足的发展,混凝土也一跃成为最重要的建筑 材料。人们对混凝土结构的认识,也经历了长期的发展过程,从最初仅仅依靠经 验的分析设计,到后来借助于材料力学和弹性力学的许用应力设计,再到现今 广泛应用的基于混凝土材料力学的近似概率极限状态设计,以及目前正迅速发 展的基于混凝土非线性力学的全过程全寿命研究,混凝土结构的分析设计方法 一步一步朝着精细化的方向发展。在上述发展过程中,混凝土材料力学的诞生 和发展有着举足轻重的意义。混凝土材料力学突破了传统力学的束缚,在"截 面分析"和"构件分析"的基础上,针对钢筋混凝土这种特定的复合材料结构, 建立起了一整套的分析和设计方法,并且在试验的基础上对混凝土特有的物理 力学性质进行了概括和总结,奠定了工程设计规范的基石,也为混凝土结构分 析理论的进一步发展打下了坚实的基础。

根据 Thomas Kuhn 的理论¹⁴,一门科学发展到一定阶段,必然会形成所谓"范 式"(Paradigm)。"范式"是由学科内共同承认的成就组成的,提供了解决具体 问题的理论框架。建立在一种或者几种"范式"基础上的研究称为常态科学。 不难看出,现今的"混凝土结构理论"便是这样一门常态科学,而与之对应的 "范式"便是混凝土材料力学。"范式"具有 "收敛式思维",这就使得常态科 学具有稳定性并且在一定范围内可以自圆其说,从而为学科在实际工程中的运 用提供了必要条件。这也也许可以解释基于混凝土材料力学的混凝土结构设计 规范目前广泛地应用于实际工程的分析和设计的哲学原因。

Thomas Kuhn 理论的另一部分就是"科学革命"的理论。"科学革命"的实 质,一言以蔽之,就是"范式转换";即部分研究者在广泛接受的科学范式里, 发现现有理论解决不了的"例外",尝试用竞争性的理论取而代之,进而逐步 扬弃"不可通约"的原有范式。从研究的角度可以看到,现今的混凝土结构理 论正处于这种"科学革命"的过程之中。随着经济的发展和社会的进步,大跨、 复杂以及超高层结构的应用日益普遍,使得对混凝土结构进行精细化分析的要 求越来越迫切。但是由于混凝土材料力学的局限性以及混凝土物理力学性质的 复杂性,在经典"范式"内很难对混凝土结构进行精细化的分析。这一背景, 使得人们跳出混凝土材料力学的束缚,而把目光投向数学力学理论的最新进展, 从而诞生了混凝土非线性力学的研究。混凝土非线性力学的诞生,一方面为混 凝土理论的研究开辟了具有"发散式思维"的发展道路,另一方面也由于其自 身的不成熟而没有形成新的"范式",从而还没有广泛的运用于实际结构的分析 设计之中。

近年来,由于有限元理论和计算实践的长足发展,大型结构的整体分析拥 有了有效并且经济的途径,在此背景下,混凝土非线性力学的研究逐渐集中到 对混凝土本构关系的研究上来。混凝土本构关系的研究主要分为于理论和试验 两个方面。混凝土本构关系的理论研究主要借助于连续介质力学的基本原理, 结合混凝土本身的力学特性进行具体分析,在这种思想的指导下诞生了混凝土 塑性力学模型,断裂力学模型以及损伤力学模型等理论模型。

在混凝土结构理论中,试验研究也起着关键性作用,即使对于混凝土本构 关系这个理论性极强的分支也是如此。混凝土本构关系的试验研究大致分为强 度试验和全曲线试验两类。强度试验阶段以测得混凝土构件单轴和多轴强度为 试验的基本目的。严格来讲,强度试验与本构试验是有区别的,但是一方面现 有的本构理论大都是在强度参数或者强度包络图基础上建立的,另一方面早期 的试验手段也只能测得混凝土的强度参数和包络图,所以将强度试验作为本构 试验的一个分类是合理的。随着理论的发展和试验技术的进步,人们渐渐认识 到仅仅依靠强度参数并不能完整得把握混凝土的本构性质,因而以测得混凝土 试件单轴和多轴全曲线为试验的最终目的全曲线试验渐渐引起了人们的重视。 但是,由于认识和技术上的原因,以往的全曲线试验主要集中于单轴受力状态, 并且得到了大量的混凝土单轴受压和单轴受拉的试验结果,而对于多轴本构试 验,一般只能得到多轴曲线的上升段。本课题组在理论分析的基础上,借助于 大型多轴伺服试验机,对前人的试验方法进行了大胆改进,对混凝土在单调比 例双轴压应变作用下的应力应变关系进行了试验研究,得到了二轴比例压应变 作用下混凝土应力应变曲线上升段和下降段的全曲线。本文的研究目的在于系 统的总结和分析本次研究所进行的全过程试验所得的结果,进而在试验现象以 及试验曲线的基础上,建立和发展混凝土随机损伤本构模型。

1.1 混凝土本构模型评述

混凝土是由胶凝材料、骨料和水按照一定比例配合拌制成混合物,再经过 水化反应后硬化而成的人造石材。混凝土材料的物理力学性能取决于其中各组 分的性质、配合比以及各个组分之间力学、物理和化学的相互作用机制,并与 混凝土的制作工艺(搅拌、成型、养护等)以及周围环境有着密切的关系。因此, 较之金属材料,混凝土的物理力学性能要复杂得多,这也给人们的分析计算带 来了很大的困难。

上世纪 60 年代以来,有限元理论已经发展成为复杂结构分析计算的一种强 有力的工具。随着数学力学分析理论的进步和计算机运算速度的提高,人们对 结构的分析计算变得越来越精细。在对混凝土结构长期的分析和计算的实践过 程中,人们发现:混凝土结构有限元分析的误差,主要取决于所采用的本构关 系是否能够准确地反映混凝土的力学特性,混凝土物理力学性能的复杂性主要 表现为混凝土本构关系的复杂性。为了反映这种复杂性,研究工作者提出了各 种混凝土本构模型。

1.1.1 经典混凝土本构模型^[94]

在混凝土本构关系研究的过程中,有些本构模型经过了系统而深入的研究 已经基本定型,并且在某些领域得到了实际运用,我们将这些本构模型称为经 典混凝土本构模型。目前,经典混凝土本构模型主要有弹性力学模型,塑性力 学模型和断裂力学模型。

1. 弹性力学模型^{[6] [77] [96]}

弹性力学是固体力学最早的分支,是描述固体力学性质的基本理论之一。 弹性力学最初的建立来源于人们对固体受力过程的观察:外力作用下固体会产 生变形,外力越大变形越大,外力撤除变形消失。用数学力学的语言可以描述 为:应力只是取决于变形前的初始状态和变形后的现实状态,而与实际变形历 史无关,外力一旦除去就恢复到初始状态,其变形过程是可逆的。

满足上面描述的最简单的模型莫过于假定应力和应变之间满足线性关系, 这就得到了线弹性力学模型,用广义胡克定律表示为:

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \tag{1.1}$$

公式中*σ_{ij}*和*ε_{kl}*分别表示应力和应变张量,*C_{ijkl}*为四阶弹性刚度张量。对于最一般的情形,*C_{ijkl}*由 81 个元素组成,然而实际的材料总是包含某些对称性,所以可以利用这些对称性条件缩减刚度张量独立元素的个数。对于正交各向异性材料,刚度张量独立元素的个数减少为 9 个,对于各向同性材料,独立元素可以减少为两个。此时,上述广义胡克定律可表示为:

$$\sigma_{ij} = 2\mu\varepsilon_{ij} + \lambda\varepsilon_{kk}\delta_{ij} \tag{1.2}$$

其中 μ 、 λ 为 Lame 常数,可以用弹性模量 E 和泊松比 ν 表示成如下形式:

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)} , \quad \lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$
(1.3)

最早被引入描述混凝土本构关系的就是线弹性模型。线弹性模型也是迄今 为止发展最成熟的模型,适用于应力较小的情况。然而当应力增大到一定程度, 混凝土的应力应变关系呈现明显的非线性,此时线弹性模型不再适用,于是人 们引入了非线性弹性理论。最初的非线性弹性理论认为应力应变之间存在某种 连续依赖关系,当然这种函数关系是非线性的,可以表示为:

$$\sigma_{ij} = F(\varepsilon_{ij}) \tag{1.4}$$

上式中*F*(•)表示张量函数。形如(1.4)的本构表达式是 Cauchy 最早提出的,称为 Cauchy 非线性弹性模型或一般非弹性模型。Cauchy 模型首先在本构模型中引入了非线性关系,这是一个很大的进步,但是对于多轴加载的情形,模型中非线性函数*F*(•)的具体表达式很难从理论的角度给出,而通过试验拟合得到的某些函数表达式带有较强的经验性,很难对混凝土的力学行为给出准确的预测,这一背景促使人们对这种非线性弹性模型进行进一步改进。

改进的方法是引入"能"的概念,在应变能以及应变余能存在的条件下讨论非线性弹性问题。"能"的概念的引入以及对应变能存在性的讨论有两种作用: 其一,相当于对本构模型引入了约束条件,因此大大减小了函数*F*(•)选择的任 意性;其二,使得本构模型满足能量守恒定律,增加了模型以及计算结果的合 理性。此时,应力、应变可以表示为对应能量表达式的偏导数,如下:

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial W}{\partial \varepsilon_{ij}} \quad , \quad \varepsilon_{ij} = \frac{\partial \Omega}{\partial \sigma_{ij}} \tag{1.5}$$

其中*W*表示应变能,Ω表示应变余能。这种基于应变能和应变余能讨论弹性问题的方法是由 Green 最早提出的,称为 Green 模型,也称为超弹性(hyperelastic)模型。由于应变能以及应变余能存在并且分别是应变和应力张量的标量函数,所以讨论应变能及余能的表达式比讨论(1.4)中张量函数*F*(•)的表达式方便得多。在具体研究的过程中,可以假设能量表达式是对应张量的多项式函数,在标量函数的前提下,结合哈密尔顿-凯莱定理,可以将能量表达式简化为有限项多项式,最后由试验确定各项的系数,即可得混凝土本构模型的具体表达式。

Turesdel(1955)定义了三种弹性:一般弹性、超弹性和次弹性(Hypoelastic)。 对于等温或者绝热条件下的小变形弹性体,三种弹性的定义是等价的。但是当 弹性的概念推广到一般物质和变形范围时,便会得到三种不同级别的弹性。前 两个基本模型已如上述,与之对应,次弹性应力一应变关系描述的变形与路径 有关而与时间无关,一般表示成增量形式:

$$d\sigma_{ij} = F_{ij}(d\varepsilon_{kl}, \sigma_{mn}) \tag{1.6}$$

在混凝土非线性力学中,常见的弹性本构模型有: Darwin-Pecknold (1976), Cedolin et al. (1977), Ottosen (1979), Elwi-Murray (1979)等模型。

从上面的讨论我们可以看出,弹性力学模型具有以下优点:能够反映混凝 土受力上升段的主要特点;计算式和参数都来源于试验回归分析,在单调比例 加载情况下具有较高的精度;模型表达式简单明了,易于理解和运用。同时, 这种模型也不可避免的带有某些重要缺点:不能反映加载和卸载的区别,卸载 后无残余变形;存在理论上的缺陷,与热力学原理相悖,不能应用于卸载、循 环加载、非比例加载以及复合受力情形。为了考虑卸载以及残余变形的影响, 人们引入了塑性力学模型。

2. 塑性力学模型^[6]

塑性理论的引入对混凝土本构关系的研究产生了巨大影响。塑性理论通过 引入内变量 ε_{ij}^{ρ} 来描述加载历史对应力状态的影响,并且建立了描述内变量演化 规律的具有一定普遍性的方法体系,这不仅使得人们对材料非线性的认识提高 到了一个新的层次,同时也建立了更精细的混凝土本构模型。经典塑性理论的 主要任务就是描述塑性应变 ε_{ij}^{ρ} 随外力的变化规律。在经典研究中,建立起了两 套方法。其一是 ε_{ij}^{ρ} 、 ε_{ij} 和 σ_{ij} 全量的表达式,称为形变理论;其二是 ε_{ij}^{ρ} 、 ε_{ij} 和 σ_{ij} 增量或者变化率的表达式,称为增量理论。对于前者,由于变形与加载路径无

第1章 绪论

关,所以在加载阶段等价于某种非线性弹性理论。但也正是因为如此,全量理 论只能够描述比较简单的材料和加载条件,所以考虑复杂加载的场合多采用增 量理论建模。塑性力学的增量理论是一套构筑在若干公设基础上的非常严谨的 理论体系,具有很强的普适性,适用于描述很多材料特别是金属材料的力学行 为。对于不同的材料,只需要对理论体系中两个代表材料性质的要点进行标定, 代入增量理论,就可以得到对应材料的塑性力学本构模型,这使得塑性力学模 型的应用大大简化,而这两个要点就是屈服准则和硬化法则。

一般来讲, 混凝土的本构模型需要体现混凝土在多轴应力应变状态下的非 线性应力一应变关系、拉压软化效应以及约束强化效应。要想将塑性理论用于 建立混凝土本构模型, 需要建立能反映上述混凝土基本力学性质的屈服准则和 硬化法则。对于屈服准则,研究者在试验的基础上提出了很多模型。常用的屈 服准则有: Mises 准则(1913)、Mohr-Coulomb 准则(1900)、Drucker-Prager 准则(1952)、Ottosen 准则(1977)以及 Wilianm-Warnke 准则(1975)等,分别代 表 1 参数到 5 参数模型,一般认为 3~5 个参数的屈服准则模型既能全面体现出 混凝土力学性质的复杂性,应用过程又不至过于复杂,效果较好。与屈服准则 相关的是流动法则,分为相关流动法则和非相关流动法则,在混凝土力学中, 属于相关流动法则的有: Chen-Chen(1975)、Hsieh et al.(1982)等模型;属于 非相关流动法则的有: Ottosen(1977)、Ohtani-Chen(1988)、Feenstra-de Borst(1996)等模型。然而,对于硬化法则,有关研究很少成功范例。事实上, 混凝土材料在高度非线性阶段的主要表现为"软化"而不是"硬化"。

虽然塑性理论可以描述混凝土加载过程的非线性以及卸载后的残余应变, 但是,对于混凝土的一些主要非线性特性(例如:单边效应,拉压软化,刚度 退化等等),经典塑性理论并不能够给出令人满意的解释。其中的原因有两点: 其一,经典塑性理论中描述的塑性应变与混凝土中的塑性应变从产生机理上有 差异,前者产生的原因主要是晶体位错与滑移滑移,而后者的产生机理至今也 不是十分的清楚;其二,塑性特性仅仅是混凝土非线性特性的一部分而不是全 部,在经典塑性力学的框架内,不论怎样在试验的基础上对其进行改进,都不 能完全描述混凝土的非线性性质。事实上,混凝土的非线性特性表现出较强的 "软化"和"弱化"特性,这些特性是很难用经典或改进的塑性力学理论描述 的。混凝土的"软化"和"弱化"特性主要来源于受力过程中混凝土中产生的 裂缝,要想从机理上把握混凝土的非线性特性,就要研究混凝土中裂缝的开展

6

规律及其对混凝土力学特性的影响。对混凝土中裂缝的研究使得人们将断裂力学引入混凝土结构的研究中来。

3. 断裂力学模型

20世纪20年代 Griffith 在对玻璃等材料低温脆断现象研究的基础上建立了 脆性材料断裂准则,这标志着断裂力学的诞生。最初的断裂力学只考虑脆性材 料中裂缝尖端的应力和位移,称为线弹性断裂力学。然而裂缝周围区域材料往 往会发生比较明显的塑性变形,此时线弹性断裂理论不再适用,为此学者们提 出了非线性断裂力学。当然,非线性断裂力学往往基于线性断裂力学,同时引 入某些与整体受力状态解耦的调整,其本质上具有近似性。

混凝土中裂缝的产生和扩展是混凝土非线性性质产生的根本原因,人们自 然希望通过对于混凝土中裂缝的研究来揭示混凝土非线性的内部规律,进而建 立更加精细的混凝土本构模型,这就导致了混凝土断裂力学研究的兴起。1961 年,M.F.Kaplan 首先将断裂力学概念引用于混凝土,并进行了混凝土断裂韧度 试验^[58],此后的几十年中,研究人员进行了大量的试验研究工作,目前己开始 形成一套系统的研究混凝土裂缝及其稳定性的方法,这就是混凝土断裂力学。 其中具有代表性的是 Hillerborg 等人于 1976 年提出的虚拟裂缝模型,这个模 型将混凝土裂缝端部的微裂缝区视为虚构的可传递拉应力的裂缝,这就从根本 上摆脱了金属断裂力学的影响。后来 Bazant 在 Hillerborg 等人的基础上提出 了钝裂缝带模型,具有更好的数值效果。数值分析结果(Hillerborg et al. 1976; de Borst 1984, 1987; Crisfield 1989)表明,这类在整体意义上运用断裂力学原理 对混凝土结构进行分析的模型能够比较准确地预测混凝土材料的力学行为。断 裂力学并未直接给出混凝土的本构关系,但是,将裂纹扩展所需能量在给定体 积上积分,可以得到混凝土的本构关系。不难看出,这样得到的本构关系和给 定体积的尺度有关,从而使得本构关系携带有"尺寸效应"。

经典混凝土断裂力学在分析和计算的过程中单独考虑每一条裂缝对宏观力 学性质的影响,这一方面可以得到相对准确的结果,另一方面也会引入一些问 题。首先,单独考虑每一条裂缝势必会增加分析的计算量,当结构中的裂缝数 量增加到一定程度后,计算和模拟难以进行下去;其次,当考虑了微裂缝的随 机分布后,这种基于穷举思路的分析方法无法穷尽所有的情况,也很难得出理 想的结果;最后,在考虑了加载过程中微裂缝的成核和扩展后,一个加载步的 每一步迭代都需要改变有限元网格的拓扑并重新划分网格。

学术界对断裂力学是否适用于混凝土材料有着相当大的争议(Rice 1975, Krajcnovic 1983)。Wittmann(1983)对裂纹尖端应力强度因子或J积分是否是 材料属性提出异议;Kachanov(1990)则认为大量裂缝的存在、开裂后材料的 刚度等概念与断裂力学的基本假定相悖。

为了解决上面列举出的种种问题,同时也为了从整体上把握混凝土构件内部的微裂缝系综(ensemble),人们将损伤力学引入到混凝土本构关系的研究中。

1.1.2 混凝土损伤本构模型

作为固体力学的一个分支,损伤力学诞生至今已经有近 50 年的历史。最早 的研究可以追溯到 1958 年,当时 Kachanov (1958) 在研究金属的高温蠕变现象 时,引入了"连续性因子"和"有效应力"的概念,成功地描述了"固体失效 之前的渐进式破坏"现象。1968 年 Robotnov 又进一步提出了"连续损伤因子" 的概念,标志着损伤力学的发展初步告一段落。此后很长的一段时间内,损伤 力学主要应用于描述金属的蠕变断裂,并没有引起研究者的广泛重视。直到上 世纪 70 年代后期,损伤力学才得到较为广泛的重视,一批研究者(Lemaitre 1971, Chaboche 1974, Hult 1974, Leckie-Hayhurst 1974 等)采用连续介质力学的方 法,将损伤因子推广为一种场变量。1977 年,Janson 与 Hult 等人提出损伤力学 (damage mechanics)的概念,损伤力学的理论框架基本形成。进入 20 世纪 80 年代后,在各国学者的共同努力下,损伤力学得以迅速发展,在实际工程中的 运用也越来越广泛。

混凝土浇筑成型后,经过一系列物理化学变化,最终硬化并承担荷载。硬 化混凝土由水化水泥浆体、集料和过渡区三个主要部分组成,其中过渡区是普 通混凝土破坏的薄弱环节。在较低的应力或者应变水平下,微裂缝就已经在过 渡区形成;此后随着外荷载的增加,过渡区的微裂缝逐渐向水化水泥浆体扩展, 少数裂缝甚至可以穿过骨料,但此时的微裂缝扩展还是稳定的;当外荷载增大 到一定程度,微裂缝开始相互交错贯通,此时的裂缝发展呈现出非稳定性;最 终微裂缝交错贯通成若干宏观裂缝带,混凝土产生断开或者滑移破坏。从上述 混凝土破坏的过程可以看到,混凝土从开始受力到破坏的过程明显呈现出"软 化"和"弱化"的特性,并且与微裂缝的形成、开展、交错、集中等一系列过

8

程密切相关。这种在外部作用下,由于细观结构缺陷(诸如微裂缝、微孔洞) 引起的材料和结构的劣化,称为损伤。而损伤力学正是研究损伤介质的材料性 质,以及变形过程中损伤的演化发展直至破坏的过程的科学。借助损伤力学来 研究混凝土受力全过程的性质,可以对混凝土结构进行全过程精细化分析。

损伤力学有两个主要分支:一是连续损伤力学,利用连续介质热力学与连 续介质力学的唯象方法研究损伤力学过程。它着重考察损伤对材料宏观力学性 能的影响以及材料和结构损伤演化的过程和规律,而不去考察损伤演化具体的 物理力学过程。连续损伤力学的最终目标是模型预测结果在材料和结构宏观力 学行为的意义下与试验一致。二是细观损伤力学,它通过对典型损伤基元(微 裂缝、微孔洞、剪切带、断裂带等)的组合,根据损伤基元的变形与演化过程, 借助于某种力学平均化的方法,求得材料变形与损伤过程以及细观损伤参量之 间的联系。以下简要阐述损伤力学两个分支各自的特点及相互联系。

1. 连续损伤力学^{[38][45][49][57][71][92]}

①损伤变量

损伤力学诞生之初只是用于描述各向同性损伤或者简单受力状态的损伤, 所以采取的损伤变量均为标量。后来随着学科本身的发展,损伤力学逐渐应用 于描述复杂的受力状态,于是矢量、张量形式的损伤变量也应运而生。由于标 量可以看作 0 阶张量,矢量为 1 阶张量,所以损伤变量可以看作由不同阶数的 张量表述。Krajcinovic (2003)详细讨论了不同阶张量表述对微裂缝系统力学性 能的逼近特性:一方面,根据张量函数展开理论,损伤张量阶数越高,对微裂 缝系统力学性能的逼近性就越好;另一方面,根据张量的表示理论,损伤张量 的阶数与表征材料宏观力学性能的张量阶数直接相关。如何选取损伤变量的阶 数是应当特别注意的问题。

a) 损伤变量的标量表示。虽然标量形式的损伤变量表达形式比较简单,

应用范围也仅限于简单的受力状态,但是由此建立起的理论框架具备 连续损伤力学的所有特点并且能得到解析解,所以标量损伤变量是其 它更复杂理论的基础。

在标量表示中,最简单的是用孔隙面积定义的损伤变量:

$$d = \frac{A_D}{A} \tag{1.14}$$

其中A表示未损伤面积, A。表示已损伤面积;

第1章 绪论

也可以采用密度变化来定义损伤变量:

$$d = \frac{\Delta \rho}{\rho_0} \tag{1.15}$$

其中 ρ_0 表示未损伤材料密度, $\Delta \rho$ 表示材料密度变化; 还可以利用刚度变化定义损伤变量:

$$d = 1 - \frac{E}{E_0} \tag{1.16}$$

其中*E*₀表示初始弹性模量,*E*表示当前弹性模量;

b)损伤变量的矢量表示。Krajcinovic(1987)等对脆性材料损伤作了大量的研究,并用矢量来描述脆性损伤:

$$\vec{d} = \Omega \vec{n} \tag{1.17}$$

*n*为方向矢量, Ω为对应方向上的面积减少。损伤变量的矢量表示构成了 Bazant (1982, 1987, 1996, 2002) 微平面模型的理论依据。

c)损伤变量的二阶张量表示。如果微缺陷存在明显的方向性,那么必然 会引起各向异性损伤,此时可以采用二阶损伤张量对其进行描述。 Murakami (1981)将二阶损伤张量表示为:

$$\mathbf{D} = \sum_{j=1}^{5} D_i (\vec{n}_j \otimes \vec{n}_j)$$
(1.18)

 \vec{n}_i 为损伤主矢量, D_i 是**D**的主值, \otimes 表示张量积。

d) 损伤变量的四阶张量表示。对于随机分布的微裂缝引起的各向异性损伤,可以借助四阶损伤张量对其进行描述。Chaboche(1993,1995) 等人将用弹性模量表示的标量损伤表达式(1.16)推广为四阶张量表达式:

$$\mathbf{D} = \mathbf{I} - \mathbf{C} : \mathbf{C}_0^{-1} \tag{1.19}$$

I为四阶单位张量, C_0 为初始状态材料刚度张量,C为材料当前损伤 状态下的损伤张量,":"表示张量的双点积。

②等效性假设

一个好的损伤力学模型必须能够同时体现损伤材料与无损材料之间的区别 和联系。所以,在损伤建模的过程中应该以损伤材料与无损材料之间的区别与 联系作为最根本的出发点。为了灵活巧妙的体现出区别和联系这两个相互矛盾 的方面并且能够一气呵成天衣无缝,研究者建立了若干等效性假设。等效性假 设的初衷非常简单,首先假设某些物理量在损伤材料和无损材料中都是相同的, 然后用这些相同的物理量定量表示其它不同的物理量和损伤变量,这就巧妙地 体现了损伤材料和无损材料之间的联系和区别。正因为如此,等效性假设在连 续损伤力学中得以广泛运用。不同的学者提出了诸如应力等效、应变等效以及 余能等效等不同的等效假定,并在此基础上建立了不同的损伤理论。下面简要 介绍应用较多的几个等效性假设。

a) 应变等效假定: 假定损伤材料和无损材料的应变是等价的(Lemaitre 和 Chaboche 1974)。此时,材料发生相同的变形所承受的应力是不同的, 无损材料作用的应力称为有效应力,表达式为

$$\overline{\mathbf{\sigma}} = \mathbf{C}_0 : \mathbf{\epsilon} \tag{1.20}$$

损伤材料上作用的应力称为 Cauchy 应力,表达式为

$$= \mathbf{M}(\mathbf{D}): \mathbf{C}_0: \mathbf{\epsilon}$$
(1.21)

最终得到有效应力和 Cauchy 应力的关系为

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{M}(\mathbf{D}) : \overline{\boldsymbol{\sigma}} \tag{1.22}$$

 b)应力等效假定:假定损伤材料和无损材料的应变是等价的(Cordebois 和 Sidoroff 1982)。此时材料承受相同的应力作用产生的应变是不同的, 无损材料产生的应变为弹性应变,表达式为

$$\boldsymbol{\varepsilon}^{e} = \mathbf{S}_{0} : \boldsymbol{\sigma} \tag{1.23}$$

 $S_0 = C_0^{-1}$ 为材料的初始柔度张量。损伤材料产生的应变分解为两个部分

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^e + \boldsymbol{\varepsilon}^d \tag{1.24}$$

其中 $\boldsymbol{\varepsilon}^{d} = \boldsymbol{\varepsilon}^{d}(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{D})$ 为由于损伤引起的应变,与应力和损伤变量有关。

c)能量等效假定:假定用有效应力代替 Cauchy 应力后,损伤材料的弹性

第1章 绪论

余能与无损材料的弹性余能是等价的。损伤材料的弹性余能为

$$\Psi^{e}(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{D}) = \frac{1}{2}\boldsymbol{\sigma} : \mathbf{S} : \boldsymbol{\sigma}$$
(1.25)

无损材料的弹性余能为

$$\Psi^{e}(\overline{\mathbf{\sigma}}, 0) = \frac{1}{2}\overline{\mathbf{\sigma}} : \mathbf{S}_{0} : \overline{\mathbf{\sigma}} = \frac{1}{2}\mathbf{\sigma} : \mathbf{M}^{T}(\mathbf{D}) : \mathbf{S}_{0} : \mathbf{M}(\mathbf{D}) : \mathbf{\sigma}$$
(1.26)

根据能量等效假定,由上两式得

$$\mathbf{S} = \mathbf{M}^{T}(\mathbf{D}) : \mathbf{S}_{0} : \mathbf{M}(\mathbf{D})$$
(1.27)

可以看出,基于能量等效假定得到的损伤刚度张量和柔度张量均是 对称的,这就为进一步的分析带来了很大的方便。但是,损伤毕竟是一 种能量耗散的过程,所以能量等效原理是否成立是值得商榷的。

Zheng 和 Betten 在等效概念的基础上提出了推广的损伤等效假设,可以表述为:在刻划本构关系的函数集中地任意函数*F*均应满足:

$$F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{D}, \cdots \cdots) = F(\overline{\boldsymbol{\sigma}}, \mathbf{0}, \cdots \cdots)$$
(1.28)

③演化法则

为了描述材料的损伤引入了损伤变量。加载过程中材料的损伤是不断发展 变化的,所以损伤变量也有着自己的变化规律。一般,将损伤变量随着加载过 程的变化规律称作损伤的演化法则。虽然损伤的演化法则在损伤力学中占有至 关重要的位置,但是由于技术和认识发展水平的限制,对损伤演化的细节人们 还知之甚少。事实上,这部分内容是连续损伤力学中最不成熟的部分。因此, 迄今为止建立的损伤演化法则模型,大都是依赖于观察和直觉的经验唯象模型, 并不能从物理机理上对其进行准确的把握。

在连续损伤力学的范围内建立损伤演化方程一般有两种方法:(1)从实验 中得到经验性的演化方程,然后利用等效原理将经验方程推广到一般情形;(2) 参照塑性理论的处理方法,先确定损伤准则(损伤面),然后利用热力学基本定 律建立正交法则,进而得到损伤变量和热力学广义力之间的关系(Krajcinovic)。 这里特别要提到,由于损伤能释放率与损伤变量在热力学意义下共轭,所以将 损伤能释放率作为损伤准则的基本变量更具有热力学基础(吴建营,李杰 2003)。 考察上面两种方法可以看出,虽然经验性的演化方程为我们提供了损伤演 化最直接的描述,但是这种没有物理机理作为依托的经验性理论模型缺乏预测 能力和普适性,只能作为一种过渡手段,可以说是"聊胜于无";基于正交法则 的损伤演化方程基于不可逆热力学理论,可以说具备了一定程度的物理背景和 依据,但是由于不可逆热力学定律提供的约束还是过于宽泛,使得模型缺乏针 对性,不能描述材料破坏过程中特定物理机理的作用,因而也很难建立起针对 某一种材料的精确的损伤模型。

早期的损伤力学一直是在连续介质力学的框架内讨论问题的,由此产生的 损伤力学分支称作连续损伤力学。当连续损伤力学发展到一定阶段,研究者们 发现很难在连续框架内完全解决损伤演化法则的问题。原因是不同材料的损伤 产生机理有着很大的差异,不同机理的损伤又有着不同的演化规律,很难从连 续的角度给以统一的解释和建模,这就使得研究者们跳出连续介质力学的框架, 转而从细观机理上寻求损伤演化发展的规律,从而导致了细观损伤力学的产生 和发展。

2. 细观损伤力学^{[39][42][63][67][71][81]}

对于固体材料从受力损伤到破坏的过程,可以从三个尺度上对其进行描述。 微观尺度(microscopic),这个尺度代表原子量级,从原子间作用力以及原子键 断裂的角度描述损伤问题。宏观尺度(macroscopic),这个尺度代表连续介质量 级,从材料宏观响应的角度研究损伤问题。显然,前者的描述虽然直观但由于 原子系综的复杂性,必然会给后续的分析讨论带来难以克服的复杂性,所以微 观尺度的描述方法仅仅应用于某些定性的讨论;而宏观尺度的描述不能完全解 决损伤演化问题。鉴于两种描述都会带来难以克服的缺陷,人们转而研究介于 上面两种尺度之间的第三种尺度,也就是细观尺度(mesoscopic)。细观尺度指 的是材料能量耗散机制所代表的尺度:对于塑性能量耗散,细观尺度指位错和 滑移所代表的尺度;对于损伤能量耗散,细观尺度指微缺陷和微裂缝所代表的 尺度。研究者在充分认识到细观尺度对于描述固体受力特性的重要性后,建立 了细观损伤力学并开展了大量的研究。

细观力学的奠基首先应该归功于 Taylor 等人在塑性细观理论方面的开创性 工作^[27]。1983年, Budiansky 首次引入了"细观力学"的概念并以此命名了这门 崭新的学科。此后的 20 年中,细观力学一直是现代固体力学研究的热点领域之 一,并且取得了大量的成果。细观力学的研究对象是固体能量耗散的机理,然 而不论是金属中的位错还是脆性固体中的缺陷,都是以系综的形式出现的,这 里的系综既不能完备观测也不能完全控制,这就使得细观力学的研究不能回避 随机性的影响。经过长期的探索,研究者们提出了两种方法来解决随机性的影 响。

① 平均化方法

这里以微损伤系综为例进行讨论。对于具有 n 个缺陷的微损伤系综,由于 不可能知道每个缺陷的所有细节,也不可能控制每个缺陷各自的演化过程,所 以也不可能得到完全确定的解答。但是为了研究的方便,可以在某种控制条件 的约束下研究系综效应的某种平均值。这样,一方面消除了随机性的影响降低 了分析的难度,另一方面约束控制条件可以保证结果的离散性在可接受的范围 内,综合这两方面就得到平均化方法的研究思路。平均化方法中最重要的问题 在于上述控制条件的确定,为了解决这个问题,人们引入了代表体积单元 (representative volume element-RVE)的概念。

根据各态历经假定和中心极限定理,要想使得由微缺陷系综引入的波动性 足够小,那么系综中微缺陷的数量 n 应该足够大,于是包含这个微缺陷系综的 固体材料体积也应该足够大。人们把这种细观上足够大并且其中包含微缺陷系 综引入的随机性可以忽略不计的材料体积单元称为代表体积单元(RVE)。一般 认为,代表体积单元(RVE)的尺度可以由下面不等式确定

$$MAX(L_m, a, \xi) \le L_{rve} \le L \tag{1.29}$$

$$\frac{\partial \sigma^{0}}{\partial} \left| L_{\text{rve}} \ll \left| \sigma^{0} \right| \tag{1.30}$$

 L_m 为代表体积单元组分的典型长度,a为微缺陷的典型长度, ξ 为裂缝间相互作用的典型传递长度,L为试件尺度, σ^0 是单元上作用的外力。

上述(1.29)式表示代表体积单元的尺度 L_{rve}应该足够大,从而包含足够数量的微缺陷,使得随机涨落减小到我们可以接受的范围内;而(1.30)式表示 代表体积单元的尺度 L_{rve}应该足够小,从而在宏观分析的过程中可以忽略作用在 代表体积单元(RVE)上的应力梯度。如果上面两式同时满足,那么由此得到的 模型就是成功的,也符合最初研究细观损伤力学的初衷。但是,仔细分析可知 平均化的实质是用均值代替涨落,而在随机涨落显著的地方这种代替并不能反 映真实的受力情况。为了突破平均化方法的局限性,人们引入了随机力学方法。

② 随机力学方法

不论是连续方法还是平均化方法,都在有意无意地回避随机性的影响,对 于某些特定的情形,这些做法具有不错的精度。但是从整体考虑,损伤建模的 过程中随机性问题是不可忽略的。随机力学方法摈弃了前述方法中回避随机性 的做法,而是大胆地将随机性引入细观损伤的建模,并且将随机性作为损伤演 化的某种驱动力。

1982年,Krajcinovic首先从破坏概率的角度定义了材料损伤的概念,并建 立了相应的弹性和弹塑性本构模型。目前,基于随机力学的方法可以分为两类: 一类是基于早期 Danies(1945)提出的弹簧模型而建立的一系列模型。通过对 原有弹簧模型的改进和扩展,引入损伤概率的定义,使得模型在随机参励(朱 位秋 1992)的作用下发生损伤演化,并且从机理上部分地解释了试验结果出现 离散性的原因。该类模型主要有 Krajcinovic(1982)模型,Breysse(1990)模 型和 Kandarpa(1996)模型。后来 Krajcinovic 等人将弹簧模型的基本思想运用 于多维情形,建立了二维和三维的网格模型^[49]。另一类是建立在随机场理论之 上,利用连续介质损伤力学原理导出动态损伤发展模型,然后利用随机微分方 程理论进行解答。这类损伤模型的研究相对较少,并且多集中于纯理论和金属 合金等材料,很难得到具有实用价值的计算模型。典型的有 C.W.Woo(1992, 1993),,J.Carmeliet (1994) Baidurya 和 Bhattacharya (1998)等人提出的模型。

1.2 混凝土本构试验评述[1][12][21][23][28][88]

混凝土结构理论是一门实践性极强的学科,其中混凝土结构试验作为一种 重要的研究和实践的手段,在理论研究和技术革新等方面起着至关重要的作用。 混凝土结构试验一方面同混凝土结构的理论与应用直接联系,另一方面与其它 学科——诸如计算机、机械、电子、自动控制等——密切相关,这就在混凝土 结构理论和其它相关学科之间架起了桥梁,促进了相关学科的协调发展,也加 速了新知识新理论的运用。一般把混凝土本构试验分为两类,即单轴试验和多 轴试验。虽然在理论上可以将单轴本构关系统一到多轴本构关系之中,但是两 种试验的试验工艺和流程有着很大的差异,所以两类试验分类的依据更多的是 试验技术的差异。

1.2.1 混凝土单轴受力试验

在早期的研究中,研究者在对混凝土材料和结构破坏现象观察的基础上, 建立了强度的概念,并在此概念的基础上开展了强度测量的试验研究。然而由 于认识和技术的限制,当时的强度试验只是停留在单轴受压试验的水平。经过 长期的实践人们发现,强度的概念受到很多条件的限制,同样的混凝土材料在 不同的试验条件下可以得到完全不同的强度结果,由此产生了"立方体抗压强 度"、"棱柱体抗压强度"、"圆柱体抗压强度"、"局部抗压强度"、"轴心抗拉强 度"、"劈拉强度"等混凝土中特有的概念,并且建立了不同强度之间的换算关 系。

发展到今天, 混凝土强度试验已经成为常规的鉴定性试验, 广泛地运用于 日常的生产实践, 并且各国都已经制定出了严格的强度试验标准。譬如我国的 国家标准《普通混凝土力学性能试验方法 GB/T50081-2002》中规定:标准试 件取边长为 150mm 的立方体, 用钢模成型, 经浇筑振捣密实后静置一昼夜, 试 件拆模后放入标准养护室((20±3)℃, 相对湿度>90%); 28 天龄期后取出试 件, 擦干表面水, 放入试验机内, 沿浇筑垂直方向施加压力。试件破坏荷载除 以承压面积, 即为混凝土标准立方体抗压强度(*f_{cu}*, *N*/*mm*²)。

使用普通液压试验机可以容易地测得混凝土受压试件加载过程的上升段。 但是试件在达到其最大承载力后会骤然破坏,使得量测不到有效的下降段曲线。 Whitney 很早就指出试验突然破坏的原因是试验机的刚度不足。试验机本身在加 载过程中已经发生了一定的变形,当试件承载力突然下降时,试验机因为受力 减小而恢复变形,即刻释放能量,使得试件疾速破坏。因此,要想获得混凝土 单轴应力应变曲线的下降段,必须良好地控制混凝土试件使之缓慢的变形。20 世纪70年代以来,由于计算机技术、伺服技术的发展以及刚性试验机的出现, 使得人们可以直接测得混凝土在单轴受压甚至受拉状态下的应力应变全曲线, 这为精确的单轴本构模型的建立提供了有利的条件。

1.2.2 混凝土多轴受力试验

在实际的钢筋混凝土结构中,混凝土极少处于单轴应力状态,即便是在最 简单的梁、柱、板等构件中,严格来讲混凝土也处于二轴或三轴应力状态。为 了掌握混凝土在多轴应力状态的强度特性,国内外进行了大量系统性的试验研究,取得了大量成果。然而由于认识和技术上的原因,这些试验的目的大都是 测定混凝土试件的二轴或三轴强度,而手段则以力控制加载为主。

早在 1900 年,德国人 Föppl 就进行过砂浆的二轴抗压试验。20 世纪 30 年代,美国的 Richard 实现了混凝土圆柱体试件的常规三轴受压试验 ($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$)。 60 年代以后为了解决能源危机,一些国家大力发展核电站,为了兴建核反应堆的预应力混凝土高压容器和安全壳并保证安全运行,开展了真三轴应力状态 ($\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$)下混凝土的强度和变形性能的系统性试验和理论研究,并在 70 年 代形成一个高潮,现在有关二轴和三轴的经典试验大多数是六七十年代进行的。

根据早期双轴试验的结果,混凝土在双轴受压应力状态时其强度会有一个 提高,并且这个提高的幅度相当大,少数试验得出的双轴强度甚至是单轴强度 的 2~3 倍^[23],这既不符合理论结果也不符合实际应用中混凝土的表现。后来通 过分析我们知道,出现这种现象的原因是加载板对试件的摩擦约束作用。Kupfer (1969)首次引入刷形加载板来消除约束作用,取得了很好的效果,这也使得 Kupfer (1969)的试验结果成为混凝土双轴试验的经典结果。根据 Kupfer (1969) 的试验结果 (如图 1.1):双轴受压区混凝土强度有所提高,最大提高值为单轴 强度的 21%,双等压时强度提高值为单轴强度的 16%;双轴拉压区两个方向上 的强度均有所下降,强度包络线为一直线;双轴受拉区两个方向上的受拉强度 均有所减少,但是试验结果相对误差较大,规律不明显。



图 1.1 Kupfer (1969) 双轴强度试验结果

混凝土三轴受力试验分为伪三轴试验和真三轴试验两种。伪三轴试验一般 利用已有的液压材料试验机,配备一个带活塞的高压油缸(图 1.2)和独立的油 泵、油路系统。试验时,将试件放入油缸内、活塞之下;当油泵往油缸内泵油 时,试件承受侧向油压($\sigma_1 = \sigma_2$);试件的纵向由试验机通过此活塞施加压力 σ_3 。 试件在放入油缸之前外包橡胶薄膜,以防高压油渗入混凝土的裂缝,降低试件 强度。这类设备一般采用圆柱体或棱柱试件,可进行三轴受压试验(C/C/C),但 条件为必有二向应力相等($\sigma_1 = \sigma_2$),如果采用空心圆筒试件,则可进行二轴受 压(C/C)和拉压(T/C)试验。



图 1.2 伪三轴试验加载示意

虽然伪三轴试验具有经济快捷、试验能力强等优点,其缺点也是显而易见的,这种试验方法不能实现真三轴加载($\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$),也不能完成二轴受拉试验(T/T)。为了克服伪三轴试验的缺点并且得到更具有普遍性的三轴试验结果,各国相继开展了真三轴试验。真三轴试验机一般在 3 个相互垂直的方向都设有独立的液压缸、承力架和供油管路,以便分别施加三向主应力(压或拉)。试件的 3 个方向的荷载或应力的比例有控制器给定,因而可进行任意应力比例的二轴和三轴应力状态试验。

Van Mier (1984) 根据自己的试验结果将三轴受力时混凝土的破坏形态分为 两种: (1) 圆柱式破坏: 有两个较大的拉应变导致两个方向上的断裂; (2) 平

面式破坏:断裂主要发生在一个方向上。杨雪松、刘西拉(1989)根据以往试 验资料将三轴受力时混凝土的破坏形态分为四种:拉断型,单剪型,双剪型和 压碎型^[12]。过镇海^[88]在试验基础上总结了三轴强度结果的规律(图 1.3, 1.4)。 对于三轴受压(C/C/C)的试验结果:(1)随应力比(σ_1/σ_3)的增大,三轴抗压强度 (σ_3/f_c)成倍增长;(2)第二主应力 σ_2 对三轴抗压强度(σ_3/f_c)影响显著;(3) 低强度混凝土三轴强度增长更加明显。对于三轴拉压(C/C/T 和(C/T/T)的试验结 果:(1)任意应力比的三轴拉压试件,其抗压强度不高于单轴受压强度;(2) 混凝土抗压强度随着拉压应力比的增大而迅速降低;(3)第二主应力对三轴强 度的影响很小。



第1章 绪论



1.3 本文主要工作

上述二轴和三轴试验一般只能得到混凝土在多轴荷载作用下应力一应变曲 线的上升段以及强度包络图,这显然不能完全满足理论和实践两方面的需要。 一方面,基于损伤的多轴本构关系已经建立起来,理论上我们可以描述混凝土 在多轴应力作用下的应力一应变关系的硬化段和软化段;另一方面,实际结构 中的混凝土在承受强震荷载以及爆炸、海啸等作用时很有可能进入到多轴软化 状态;再加上计算机技术和伺服试验技术的发展已经使得二轴加载控制具有相 当的精度。所以多方面因素促使我们开展多轴应力一应变全曲线的试验研究。

本文作者与杨卫忠于 2004.8~2005.7 在清华大学高坝大型试验室进行了高 性能混凝土单、双轴受力全曲线试验,本文拟对试验结果进行系统的总结和分 析讨论,论文工作主要集中于以下几个方面:

- 第二章对试验进行总体的概括,主要介绍试验的概况、试验仪器以及试验中的细节问题;
- 第三章主要介绍利用规范中的常规试验手段(立方体受压、棱柱体受压, 立方体劈拉等)测得的实验中采用的高性能混凝土的基本力学性能
- 第四章主要介绍单轴应力一应变全曲线结果,其中包括相当数量的单轴 受拉全曲线结果;

- 4、第五章是本论文的核心内容,主要介绍双轴受力状态下高性能混凝土的 应力一应变全曲线结果,并且对试验现象和结果进行详细的讨论;
- 5、第六章在试验现象和结果的基础上系统讨论了混凝土受力后产生损伤的机制,并针对受拉损伤和受剪损伤建立了对应的概念物理模型进行描述,最后对单轴受压损伤的过程和机制进行了讨论。
- 6、第七章总结了本论文的主要工作,并对以后的工作进行了展望。

第2章 试验概述

2.1 试验目的及内容

在实际的钢筋混凝土结构中,混凝土极少处于单轴应力状态,即便是在梁、 柱等典型的一维构件中,截面弯矩会引起正应力,截面剪力会引起剪应力,支 座和集中力作用处会产生横向挤压应力,这就使得混凝土处于事实上的二维或 三维应力状态。对于剪力墙、壳体、水坝以及安全壳等典型的多维结构,其中 混凝土更是确定无疑地处于多轴应力状态。处于多维受力状态下的结构在遭遇 地震、爆炸、冲击等突发灾害作用时,混凝土很可能会进入强非线性阶段,部 分区域甚至可能进入软化段,这就要求我们能够分析和预测多维受力状态下的 混凝土在受力全过程的性质。然而由于缺乏力学理论和试验技术两方面的支持, 以往的混凝土多轴受力试验研究多集中于测定混凝土试件的二轴或三轴强度, 而手段则以力控制加载系统为主。

近年来,由于固体力学的发展以及电子计算机的广泛运用,使得基于非线 性分析理论来追踪混凝土结构从开始受力到最终破坏的全过程成为可能。然而 对混凝土结构进行全过程精细化分析,仅仅知道混凝土的单轴和多轴的强度参 数是不够的,更需要搞清混凝土在单轴和多轴受力全过程的变化规律,也就是 混凝土单轴和多轴应力应变全曲线。另一方面,液压伺服试验技术的进步和多 轴应变控制加载系统的产生又为测定混凝土的单轴和多轴全曲线提供了客观条 件。2004 年 8 月~2005 年 7 月,本文作者和杨卫忠博士在清华大学高坝大型试 验室就混凝土在单调比例双轴压应变作用下的应力应变关系进行了系统的试验 研究。为了全面而有效地把握高性能混凝土的性能特点,充分利用现有的试验 条件,结合理论分析并参照以往强度试验的经验,本次试验主要包括以下几个 方面的内容:

- 1) 高性能混凝土配合比设计试验研究;
- 2) 高性能混凝土基本力学性能试验研究;
- 3) 高性能混凝土单轴受力试验研究;
- 4)高性能混凝土双轴受力试验研究。

试验历时近一年,可划分为两个阶段:第一阶段为 2004.8~2005.1;第二 阶段为 2005.3~2005.7。两个阶段所使用混凝土的配合比、胶凝材料以及细骨料 均相同,仅粗骨料不同,前一阶段使用粗骨料为碎卵石,后一阶段为碎石。整 个试验过程共完成全曲线试验 91 个(包括单轴和双轴全曲线),标准材料性能 试验 7 组 25 个。标准材料性能试验分类汇总见表 2.1,全曲线试验分类汇总见 表 2.2。

	试验内容	试验日期	试件尺寸(mm)	试件 数量	试验目的
hete-	立方体受压	2004年10月3、5日	$100 \times 100 \times 100$	6	试配
弟	立方体受压	2004年11月24日	$150 \times 150 \times 150$	3	强度
	立方体劈拉	2004年11月24日	$150 \times 150 \times 150$	3	强度
ЮГ Eл	棱柱体受压	2004年11月29日	$100 \times 100 \times 300$	2	弹性模量
段	小计			14	
第	立方体受压	2005年3月8、27日	$100 \times 100 \times 100$	6	强度
<u> </u>	立方体劈拉	2005年7月1日	$150 \times 150 \times 150$	3	强度
阶	棱柱体受压	2005年3月14日	$100 \times 100 \times 300$	2	弹性模量
段	段小计			11	
总计				25	

表 2 1	标准材料性能试验分类汇总表
12 4.1	加压仍行压能低强力天在心状

受力状态 应变比		试件数量		
	应变比	第一阶段	第二阶段	
二轴拉拉	1: 1	1	0	
单轴受拉		2	5	
二轴拉压	1: -2	1	6	
二轴拉压	1: -4	0	6	
二轴拉压	1: -6	0	2	
单轴受压		5	12	

第2章 试验概述

二轴压压	0: -1	0	4
二轴压压	-0.1: -1	4	8
二轴压压	-0.4: -1	4	8
二轴压压	-0.67: -1	4	2
二轴压压	-1: -1	4	13
合	मे	25	66

注: 第一阶段双轴受力试验中采用板式试件尺寸为 150×150×60mm, 第二阶段板式试件尺 寸调整为 150×150×50mm。

2.2 试验仪器及设备

为了满足测试的需要,并且便于试验结果的对照和校核,本次试验采用了 一套加载系统和两套测量系统。加载系统采用清华大学高坝大型实验室 INSTRON 8506 四立柱液压伺服试验机,试验机自带高精度荷载传感器与高精 度位移传感器,一方面构成闭环控制加载系统,另一方面也是本试验的主要测 量系统,测量数据由试验机配套程序收集记录。另外附加应变片和动态应变采 集系统独立于试验机构成应变测量系统。

2.2.1 主要加载及测量设备

加载设备采用清华大学高坝大型实验室 INSTRON8506 四立柱液压伺服试 验机。双向加载系统为分离式,竖向为四立柱试验机,水平为封闭加力框架, 两个方向可以互不干扰的实现力的输出。若在水平和竖直方向上分别安装高精 密应变测量装置(这里采用引伸仪)并将测得的应变实时传回试验机,就可以 构成以应变为控制参数的闭环控制(closed loop)加载系统^[89],实现各自方向上 的应变输出。此时根据设计应变比和加载速率计算出各个时刻的控制应变,再 以加载控制文件的形式输入试验机,就可以实现应变比例加载。图 2.1 简要描 述了一个加载回路的控制加载原理,虚框内为控制系统。



图 2.1 加载控制原理图

INSTRON8506 试验系统的主要参数: 竖轴最大静载出力 3000KN,最大动 载出力 2500KN,采用 32 位全数字化控制系统;它具有很高的刚度,并配备有高 精度荷载传感器,可以实现岩石、混凝土等脆性材料的静荷加载、疲劳加载以 及快、慢速加载;水平两轴最大压力 2000KN,最大拉力 1300KN;利用该真三轴 试验系统可以实现单轴、双轴和真三轴状态下的拉压任意组合试验;系统设有 应变、应力、位移三种控制方式,可进行单一或混合控制。INSTRON8506 试验 系统外观如图 2.2。



(a) 控制系统外观

第2章 试验概述



2.2 INSTRON8506 试验系统

注:上图中 INSTRON8506 试验机为改进型试验机,其中竖向加载系统采用了 INSTRON8506 原装试验系统,配备了精密荷载传感器并且量程可调,测量和控制精度均较高;水平加载系统采用国产改装加力框架,采用压差式荷载传感器,精度较低,尤其是当荷载小于 50KN 时测量相对误差结果波动较大,对加载控制也有一定的影响。

前面已经提到,试验中试件的变形由固定在加载板上的高精度引伸仪测量, 测得变形就是前面控制系统中的反馈值。引伸仪的精度为1/10000,一般成对安 装,测得数据接入均值电路求均值再输入试验机,这样处理可以在一定程度上 消除试件偏心受力引起的弯曲变形的影响。竖向加载系统采用的高精度荷载传 感器精度为1/10000,测得数据接入控制塔经A/D转换后输入计算机。同时控制 塔配有荷载输出通道,与辅助测量仪器测得的信号共同接入动态数据采集仪, 就可以实现主、辅测量系统的同步工作。

2.2.2 辅助测量仪器

除了用高精度引伸仪测量加载板之间的位移之外,我们还在试件上粘贴应 变片来直接测量试件的变形。本次试验过程中一共使用了两种规格的应变片:
一种是 100×5mm 应变片,阻值 119.5Ω,灵敏度系数 2.020;一种是 60×8mm 应变片,阻值 117.5Ω,灵敏度系数 2.019 。为了便于对比分析,并且减少偏 心引起的受弯变形的影响,应变片的粘贴位置的选择需要遵循一定的规则。对 于板式试件,一般在两侧方形自由面中轴线处以十字交叉形式各粘贴两片 100 ×5mm 规格应变片;对于棱柱体试件,一般在两个相对侧面中轴线上以十字交叉 形式各粘贴两片应变片,竖向应变片为 100×5mm 规格,横向应变片为 60×8mm 规格(应变片粘贴的具体细节请参照后面章节相关的试验照片)。

本试验采用的动态数据采集系统要求与工作应变片一对一设置补偿应变 片,所以试验前应一次准备两块粘贴好应变片的试块,分别用于试验和补偿。 将工作片的两条输出线与对应补偿片的两条输出线同时接入一个电桥盒,再将 电桥盒接入动态数据采集仪,平衡各个通道后就可以进行应变测试。

应变的分析和采集采用了江苏东华测试技术有限公司生产的 DH5920 多功 能动态信号分析仪(如图 2.3),该仪器包含动态信号测试所需的信号调理器(应 变、振动等调理器)、直流电压放大器、抗混滤波器、A/D 转换器、缓冲存储器 以及采样控制和计算机通讯的全部硬件,并提供控制软件及分析软件,是以计 算机为基础、智能化的动态信号测试分析系统。将连接好应变片的电桥盒和试 验机外接数据线同时接入动态信号分析仪,就可以进行试验应力一应变的同步 测量,并且也可以实现主、辅测量系统的同步工作。



图 2.3 DH5920 多功能动态信号分析仪

2.3 试验工艺及细节

虽然试验是在理论的指导下进行的,但是理论不可能完全预测试验的各个 细节。然而有些试验前看似不重要甚至是无法看到的细节往往会在试验的某个 环节起决定性作用,这时我们就不得不依靠经验。本节讨论本次试验中所采用 过的工艺以及遇到的细节问题,力求遇到类似问题能够成竹在胸、轻松驾驭。

2.3.1 试件制备

1) 材料配比。

试验中使用高性能混凝土,同时掺加两种掺合料,考虑到作为研究性试验的性质,掺合料的掺量比较大,水泥用量比较小。设计强度为 C50,具体如下:

水 泥: 兴发拉法基水泥厂生产的 42.5 级普通硅酸盐水泥;

粗骨料:最大粒径为15mm的连续级配碎石(含部分卵石);

细骨料:中砂;

粉煤灰: 三和中河粉煤灰厂生产的准 I 级粉煤灰;

矿 粉: 唐龙 95 级磨细矿渣;

外加剂: JG-2 型高效减水剂;

水: 自来水。

表 2.3 每立方混凝土中材料用量表(单位: kg)

胶凝材料 胶凝材料 水 泥 矿 粉 粉煤灰	》 水	砂	石子	外加剂	备 注
204 204 102	175	640	1100	15.3	W/C=0.34 砂率=36.8%

2) 试件浇筑和成型。

每一阶段试验的试件均一次浇筑完毕。经机械振捣后混凝土拌和物(图 2.4a)和易性较好,坍落度为200~220mm,扩展度为450~500mm。先将试件浇 筑成520×520×50mm的方板,采用木模成型人工浇注,48h拆模(图2.4b), 标准养护28d。然后采用红外线自动桥式切机(图2.5)将养护好的方板切割成 9块150×150×50mm的小试件进行试验。切割所得小试件表面光滑,易于同加 载钢板接合,并且试件几何尺寸也具有很高的精度。



图 2.5 红外线自动桥式切割机

为了研究切割引起的损伤对试验的影响,我们进行了一组直接浇筑试件和 切割后试件(均为150×150×50 mm小试件)的强度对比试验。试验结果表明 直接浇筑试件的单轴受压强度在整体上不高于切割成型试件(试验结果表格详 见第三章),甚至某些切割成型试件的强度略高于直接浇筑成型试件。这一方面

第2章 试验概述

说明切割引起的损伤很小在后面试验过程中可以不予考虑,另一方面说明试件 经切割处理后与加载板接合更加紧密,从而使其边界处受力更加均匀,有利于 后面的试验。

2.3.2 减摩措施

在混凝土受压试验中,由于泊松效应的影响,混凝土试件和钢制加载板都 会发生侧向膨胀,又由于二者的泊松比取值不同,使得加载板对试件产生侧向 约束效应,试件的抗压强度会因此而大大增加,此时测得的抗压强度和全曲线 都会大大失真。加载板对试件的摩擦约束效应在二轴受压试验中尤为明显。早 期的试验中由于没有意识到这个问题,测得的二轴受压强度结果甚至达到单轴 受压强度的 2~3 倍^[23],直到 Kupfer (1969)引入了刷形加载板才解决了这个问 题,并且得到了合理的试验结果。

经过几十年的发展,现在混凝土试验中常用的减摩方法主要有四种:①在 试件和加载板之间设置减摩层;②刷形加载板;③柔性加载板;④金属箔液压 垫。由于后三种方法构造复杂,加工困难,造价高,所以现在应用最广泛的还 是设置减摩层的方法。过镇海^[88]对减摩层的特性进行了详细讨论,具体如下图:



考虑到试验操作、设备加工以及经济方面的原因,本试验决定采用在试件 和加载板之间设置减摩层的减摩方法,在具体的减摩层的选择上考虑下面两个 方面的因素:第一,减摩层不要太厚,因为试验的控制位移是加载板之间的位 移,这个位移包括减摩层的变形,减摩层过厚容易变形过大,影响位移的控制 和测量;第二,在上面的基础上减摩效果要尽量好,因为双轴试验对减摩层的 减摩性能比较敏感。综上,选取两层 0.2mm 厚 Teflon 薄膜作为减摩层,试验证 明效果较好。并且这种减摩层的变形规律比较简单,简化了后期数据的处理。

2.3.4 其它技术细节

1) 试件与加载板的粘接

在受拉试验中,需要将试件同加载板粘贴到一起,此时也有一些细节问题 需要注意:

首先是结构胶的选择。结构胶的选择需要把握两个要点:第一是保证在较短的时间内达到相当的强度;第二是试验后易于将试块从加载板上取下;第三是胶的变形尽量小。经过反复研究,最终选定中科院大连化学物理研究所生产的JGN-II型建筑结构胶。这种胶的抗拉强度大于35MPa,抗剪强度大于18MPa,凝结时间为24~48小时;凝固后加热至300度就可以同钢板脱离。用于本试验相当方便快捷。

其次是表面处理,包括试件和加载板的表面处理。试件经过切割处理,已 经具有较高的平整度,与加载板的接合也较严密,此时只需先对试件的表面作 简单的打磨处理;对于加载板,则要求打磨掉表面的氧化层,露出光亮的未氧 化的钢板表面。然后用丙酮清洗经过打磨处理的加载和试件并晾干,表面处理 到此完成。

在结构胶固化的过程中,需要引入预压力。这样不但可以挤出胶中的气泡,防止应力集中引起的粘结失效,而且可以促进固化过程,增加固结后胶体的强度,还可以最大程度上降低胶层的厚度,减小受力以后胶体的变形。所以在胶体固化过程中将试验机的自重作用于试件上实现预压力。

粘接的具体过程为:第一是试件和加载板的表面处理;第二是配胶,结构 胶分有两种组分,分别为胶结剂和填充剂,将二者以1:2比例混合,按照顺时 针方向搅匀静置十分钟备用;第三是上胶,将配置好的结构胶分别涂抹于试件 加载面和加载板承载面上,涂抹要均匀,厚度约两毫米;第四将试件放置于试 验机加载位置并对中;第五,放下加载板将加载头的重量放置于试件上,挤出 试件和加载板之间多余的胶质;第六,静置固化,冬天气温较低时注意采取保 温措施。

2) 应变片的粘贴

由于本试验需要精细地测量试块的变形,所以对应变片的精度要求较高。 应变片的精度除了受本身特性以及数据采集系统的影响,还与粘贴工艺密切相 关。下面说明一下本试验中应变片的粘贴工艺。

在粘贴应变片之前,先要对试件表面进行处理。在浇筑过程中,混凝土中 未水化的水泥和矿渣粉会上浮并聚集于试件上表面,硬化后形成一层胶状物浮 于试件表面,这层胶状物强度很低,所以应该先用粗砂纸将这层胶状物打磨掉, 再用丙酮将粉末清洗干净并晾干,最后在试件上粘贴应变片。

应变片成十字交叉状粘贴于试件两个方向的中心线上,分别用于测定两个加载方向上的变形(如图 2.7 所示)。粘结剂采用 502 胶水,由于这种胶水化学活性很高,极容易和周围介质作用并接合,所以粘贴过程中采用 Teflon 作为隔离层辅助作业。应变片粘贴位置应当准确并与加载方向保持垂直,应变片与混凝土基体之间的胶水中不应有气泡和杂质。应变片粘贴完毕后静置少许就可以进行试验。



图 2.7 应变片布置

3) 增益系数的调整

前面已经提到, INSTRON 8506 四立柱液压伺服试验机采用了 PID 控制原理, PID 控制的基本表达式如下:

$$u(t) = k_{p}e(t) + k_{I} \int_{0}^{t} e(t)dt + k_{D} \frac{de(t)}{dt}$$
(2.1)

可以看出, PID 控制校正信号分为三个环节, 式中第一项称为比例环节, 成比例 的反映误差e(t), k_p 为比例增益系数, 反映比例环节的强弱; 第二项称为积分环节, 反映了误差e(t)的长期变化, k_1 为积分增益系数, 反映积分环节的强弱; 第 三项称为微分环节, 反映了误差e(t)的局部变化, k_D 为微分增益系数, 反映微 分环节的强弱。

根据以往的经验,在试验机默认值基础上适当提高积分增益系数 k₁ 可以降低因控制失败导致试件在下降段骤然断裂的可能性,当然,若 k₁ 过高则试验机 会在加载过程中出现油缸嚣叫等异常情形。k₁ 的正常变化范围大约在 28~30,可以根据试验情况适当调整。

33

第3章 基本力学性能试验

3.1 强度试验

混凝土作为一种结构材料,在结构中需要承受一定外力的作用,为了对结构进行分析和设计,我们自然关心混凝土在受力过程中何时会破坏,在此基础上建立起了强度的概念,并且有意识的对混凝土材料的强度进行分析和测量。 经过大量的分析和研究人们发现,混凝土的强度不仅与材料自身的特性有关,还与边界条件有着密切的联系,边界条件可以分为外力边界条件和几何边界条件两大类。

对于外力边界条件的影响,可以简单地叙述为不同受力状态下混凝土的强度是不同的。通过以往的试验可以发现: 混凝土的抗压强度远远高于其抗拉强度,二者的比例大约为 10:1;双轴受压时混凝土的强度会提高,最大提高幅度在 20%;双轴拉压时抗拉和抗压强度都会减小;静水压力作用下曾有加载到 79 f_c仍未破坏的试验记录。

几何边界条件对混凝土强度的影响更加复杂。有一些几何边界条件可以转 化为外力边界条件加以考虑,譬如立方体抗压强度高于棱柱体抗压强度是由于 环箍效应所引起的侧向约束应力的影响。对于大多数情况,几何边界条件的影 响应当归结为"尺寸效应"^[7],譬如边长为 200mm、150mm 和 100mm 的立方体 抗压强度存在细微的差异;形状不同混凝土试件的抗拉强度也有很大的差异。 正因为存在上述差异,所以各国规范都详细给定了混凝土强度测定的加载条件 和试件的几何形状,尽量减少试验结果之间的差异。然而即便是这样,测得的 混凝土强度值也存在相当的离散,Rüsch 通过统计分析得出混凝土立方体抗压强 度 *f*_{ct} 的分散性如表 3.1^[22],事实上这是混凝土随机性在强度方面的体现。

	5%保证率	平均值	95%保证率
一般施工	0. 85 f_{cu}	f_{cu}	1. 15 f_{cu}
精心施工	$0.91 f_{cu}$	f_{cu}	1.09 f_{cu}

表 3.1 立方体抗压强度保证率结果

虽然我们的试验目的在于测定应力一应变全曲线,但是为了同传统的实验 结果进行对比,同时也为了获得计算模型的强度参数,我们进行了一系列强度 试验,来测定试验用高性能混凝土的强度参数。

3.1.1 立方体抗压强度

立方体抗压强度试验在北京城建集团亚东混凝土公司材料试验室完成,采用试验室配备的 3000KN 普通试验机,加载速率 0.667MPa/s,采用 100mm 及 150mm 试件,其余均符合《普通混凝土力学性能试验方法 GB/T50081-2002》中的规定。主要试验结果如下表 3.2 所示:

	波 沪口 拥	计心口期	试件尺寸	破坏压力	f_{cu}	强度均值	强度方差
	冗任日别	风迎口别	(mm)	(KN)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
				412	39.1		
	2004. 9. 27	2004. 10. 3	100	393	37.3	37.6	1.43
**				384	36.5		
弔				713	67.7		
74	2004. 10. 4	2004. 11. 5	100	715	67.9	67.7	0.20
10				711	67.5		
段				1656	73.6		
	2004. 10. 4	2004, 11, 24	150	1661	73.8	74.4	1.16
				1704	75.7		
	\sim			766	72.8		
第	2005. 1. 24	2005. 3. 8	100	708	67.3	71.3	3.82
<u> </u>				780	74.1		
阶				871	82.7		
段	2005. 1. 24	2005. 3. 29	100	875	83.1	84.3	3.53
				934	88.7		

表 3.2 立方体抗压强度试验结果

由表 3.2 的结果可以看出,本次试验采用混凝土配合比结合北京当地原材 料供应情况配制出的混凝土在对应龄期均满足 C50 的强度要求。通过不同龄期 混凝土强度的比较,可以明显地看到龄期对混凝土强度的影响,本试验混凝土 材料中粉煤灰和矿渣的掺量较大,所以其后期强度增长也比较明显。通过对混 凝土断裂面的观察可以发现,断裂面上存在大量的骨料断裂,混凝土中裂缝的 开展大都穿过了骨料,这种现象符合高强混凝土的破坏特点(图 3.1)。



图 3.1 立方体试块破坏锥体

3.1.2 立方体劈拉强度

因为试验中包含较多数量的受拉试验,为了便于对比分析,进行了两组立 方体劈拉试验来间接测量材料的抗拉强度。试验结果(表 3.3)和试验照片(图 3.2)如下:

浇注日期	试验日期	试件尺寸 (mm)	破坏压力 (KN)	f _{cu} (MPa)	强度均值 (MPa)	强度方差 (MPa)
2004. 10. 4	2004. 11. 24	150	102. 8 136. 2 119. 6	2. 91 3. 85 3. 38	3. 38	0.470
2005. 1. 24	2005. 7. 1	150	153. 8 121. 4 147. 0	4. 35 3. 43 4. 16	3. 98	0.486

表 3.3 立方体劈拉强度试验结果

第3章 基本力学性能试验



(c)破坏试件内部 图 3.2 立方体试块劈拉试验

通过对比立方体单向受压和劈拉试验的结果可以看出,立方体劈拉强度大约是单轴抗压强度的1/20,本试验采用的混凝土材料相对抗拉强度还是偏低的。 单向受压强度变异系数值在5%左右,劈拉强度的变异系数值在13%,劈拉强 度的变异性明显大于单向受压强度,这些应该源于试件损伤路径的差异性。

3.1.3 板式试件轴心抗压强度

本试验在加工试件的过程中引入了切割工艺,一方面极大地提高了试件加 工的精度,另一方面也对试件混凝土是一种扰动,或多或少的给试件引入了初 始损伤。为了定量把握这种损伤对混凝土性能的影响,我们进行了板式试件抗 压强度的对比试验,对比切割试件和未切割试件的强度值,若切割引入的损伤 对强度影响不大,那么也就可以认为这种损伤对应力一应变全曲线影响不大。

试件制备采用前面提及的切割工艺,分成两组进行试验,试验日期为2004 年11月17日。通过表3.4中的结果可以看出,对于正常破坏的试件,切割试件 的强度略高于未切割试件的强度,原因有两个方面:其一是尺寸效应的影响, 切割试件比未切割试件小一些,而我们知道尺寸较小混凝土试件的强度相对较 高;其二是切割使得试件的侧面变得平整,改善了试件的受力状态,使得试件 的受力和破坏更加均匀,相应的强度也随之提高。对于未切割板式试件的单向 受压还出现了表面迸裂的破坏形态,此时混凝土的强度降低很多,并且这种破 坏状态强度的离散性也比较大,这种破坏状态应当属于不稳定破坏。造成这种 不稳定破坏的原因有两方面:其一是木模浇筑试件的侧面经过养护后发生了一 定量的收缩,加载表面变得不平整,试件的受力变得不均匀;其二是水平浇筑 试件水泥浆浮与上表面,使得试件本身分为两层。在外部非均匀荷载作用下, 分层试件就表现出渐进式非均匀破坏的特性,表面水泥浆先迸裂,内部混凝土 再破坏,这种渐进式非均匀破坏的强度自然会比均匀破坏低,并且由于渐进式 破坏的路径依赖性使得破坏应力具有较大的离散性。

浇注日期	试件尺寸 (mm)	破坏压力 (KN)	破坏应力 (MPa)	平均值	备注
2004. 10. 4	178×178×57.4	511	49.7		切割、正常破坏
2004. 10. 4	$180 \times 180 \times 59.3$	534	50.0	- 51.3	切割、正常破坏
2004. 10. 7	$180 \times 180 \times 59.6$	520	48.6		切割、正常破坏
2004. 10. 7	$179 \times 179 \times 56.5$	576	56.8		切割、正常破坏
2004. 10. 7	$200 \times 200 \times 57.5$	548	47.8		未切、正常破坏
2004. 10. 7	$200 \times 200 \times 58$	559	48.3	48.6	未切、正常破坏
2004. 10. 7	$200\!\times\!200\!\times\!58$	576	49.8		未切、正常破坏
2004.10.7	$199 \times 199 \times 58.6$	360	30.8		未切、表面迸裂
2004. 10. 7	$199 \times 199 \times 58.6$	453	38.8	33.9	未切、表面迸裂
2004. 10. 7	$199 \times 199 \times 57.5$	366	32.0		未切、表面迸裂

表 3.4 板式试件轴心抗压强度结果

综上可以看出,切割引入的损伤对混凝土试件的强度影响不大,进而也可 以认为切割对应力一应变曲线影响不大。同时由于切割极大提高了试件加载表 面的平整度,从而使得试件与加载板接合紧密,试件受力更加均匀,有利于后 续试验的进行,所以后续全曲线试验中的试件均经过了切割处理。

3.2 弹性模量试验

弹性模量是材料的重要参数,在混凝土的计算模型中起着重要的作用,这 里测量了两块 100×100×300 棱柱体的弹性模量,以便于同后续全曲线试验结 果进行对比。弹性模量测定采用《普通混凝土力学性能试验方法 GB/T50081-2002》中的试验方法。拟定混凝土材料轴心抗压强度为 60MPa,加载步骤为(参 见图 3.3): 0MPa→0.5MPa→20MPa→0.5MPa→0.



第3章 基本力学性能试验



根据《普通混凝土力学性能试验方法 GB/T50081-2002》第8.0.5 条的规定, 混凝土弹性模量按照下述公式计算:

$$E_c = \frac{F_a - F_0}{A} \times \frac{L}{\Delta n}$$
(3.1)

式中 E_c ——混凝土弹性模量 (MPa); F_a ——应力为1/3 轴心抗压强度时的荷载 (N); F_0 ——应力为 0.5Mpa 时的初始荷载 (N); A——试件承压面积 (mm^2); L——测量标距 (mm); $\Delta n = \varepsilon_a - \varepsilon_0$ (3.2) 式中 Δn ——最后一次从 F_0 加载至 F_a 时试件两侧变形的平均值 ε_a ——— F_a 时试件两侧变形的平均值 (mm);

—— F_0 时试件两侧变形的平均值 (mm);

表 3.5 弹性模量试验主要结果

浅汁口胡	计心口期	弹性模量	初始
优任日劝	风巡口劝	(MPa)	泊松比
2004.10.4	2004.11.29	33263	0.20
2004.10.4	2004.11.29	27782	0.19

通过前面所列的结果可以看出,混凝土材料的初始泊松比测量值稳定在0.2 附近,变化不大。材料弹性模量的测定值有较大的差别,除却试验测量方面的 原因外,这种差别主要来源于混凝土材料的随机特性。

3.3 减摩层标定试验

在前面的讨论中,我们已经选定了两层 0.2mm 厚的 Teflon 作为减摩层,这 里希望通过试验测定这种减摩层的某些定性和定量的性质。通过试验机对垫有 减摩层的钢块加载,用测得的总变形减去钢块的弹性变形就可以得到减摩层变 形随着外力的变化规律。试验用 92×92×135mm 钢块,上下各垫置两层 0.2mm 减摩层。加载阶段由试验机自动记录荷载与变形,加载至目标荷载后控制系统 停机,改用手工控制卸载,人工读取并记录对应的荷载和变形。

试验结果绘制于图 3.5、3.6 中,由于后面试验过程中混凝土试块的截面积 与钢块不同,为了便于对比分析,将外力换算为应力;由于后面试验所用减摩 层层数与厚度与标定试验相同,并且试验过程中减摩层已经进入大变形阶段通 常的应变的概念已不适用,所以这里画出的均为位移一应力曲线。



图 3.6 第二次减摩层标定试验结果

通过上面的试验结果可以看出,减摩层外力一变形关系很接近线性关系, 试验数据的线性相关系数都在 0.99 以上,这就给后面试验的数据处理带来了极 大的方便。而另一方面,减摩层标定试验结果拟合得到的直线的斜率有相当大 的差异,这就使得我们不能直接利用减摩层标定试验的结果定量计算后面试验 中减摩层的变形。

在一般的计算和分析中,认为 Teflon 是不可压缩材料,其泊松比为 0.5,而 试验采用钢块和钢制加载板的泊松比为 0.3,于是加载过程中减摩层两侧的钢材 必然对其有着约束作用,使得减摩层实际处于三维受力状态。在后面的试验中, 减摩层与混凝土试件直接接触,而混凝土试件处于二维受力状态,这就使得减 摩层的变形更加复杂,或者说至少与标定试验的受力状态有所不同,减摩层的 外力一变形关系也就不甚相同。

42

第4章 单轴应力应变全曲线试验

4.0 引言

强度是混凝土最基本的力学性能指标,也是评定混凝土强度等级的重要依据,但是仅仅通过强度指标并不能完全描述混凝土的力学性质,为了描述混凝土加载全过程的性质,本章进而研究混凝土的应力一应变曲线。前已述及,由于认识和技术的原因,早期的研究仅仅集中于单轴应力一应变曲线,并且只能得到曲线的上升段。后来随着伺服技术的发展和试验技术的改进,可以容易地测得包括上升和下降段的混凝土单轴应力一应变全曲线。随着试验和理论的成熟,单轴应力应变全曲线已经在混凝土非线性分析中得到广泛的应用并且大量用于实际工程的分析和设计。在最近的一次规范修订中,依据我国近年来的理论和试验成果,给出了典型的混凝土单轴受拉和单轴受压应力一应变全曲线(图4.1)。



虽然单轴应力一应变全曲线,或者称为单轴本构关系比较简单,并且针对 这方面的研究在理论和试验两方面都已经相当成熟,但是在多轴全曲线试验之 前先进行单轴全曲线的测量还是十分必要的。首先,一般的多轴本构关系退化 到单轴情形都可以得到简单的表达式,利用试验测得的单轴应力一应变曲线可 以方便地对模型进行验证;其次,单轴应力一应变曲线虽然简单,但也包含了 加载过程中混凝土损伤从产生到演化的全过程,具有一定的代表性,通过单轴 本构关系可以更好地理解多轴本构关系;事实上,单轴曲线也是多轴曲线的一 种特定情况,为了保证试验结果的完整性,有必要进行单轴试验;最后也是最 重要的方面,我们希望通过单轴试验的结果识别出多轴本构关系理论模型中的 基本参数,再据之计算给出混凝土的多轴本构关系,并与试验测得的多轴应力 应变全曲线进行对比,由此证实并改进本课题组已经建立起来的多轴本构模型。

不难看出,在此基础上建立起来的混凝土多轴本构模型具有很强的实用性。 因为在实际工程中可以进行单轴应力一应变曲线的测量,至少可以得到单轴曲 线的上升段,但是很难进行多轴本构曲线的测量;而另一方面,在对结构进行 分析计算的过程中又需要用到多轴本构关系。这一问题的解决可以依赖下述思 路:先进行单轴试验,然后在试验结果的基础上识别确定基本参数,代入上面 建立起的多轴本构关系理论模型,这样就可以计算预测混凝土的多轴本构关系, 将结果导入有限元分析软件,就可以进行实际结构的分析和计算。

4.1 单轴受拉试验

就理论分析而言,单向受拉状态并不比单向受压状态复杂。但是由于单向 拉力作用下混凝土的极限承载力比单向受压时低得多,就使得单向受拉试验对 加载设备以及试验工艺的精度要求比受压试验高的多,这也是受拉试验结果远 少于受压试验结果的原因。已有研究表明,单轴受拉的应力一应变曲线可以分 为三个区段:

线性上升段。在加载初期,由于应力比较小,试件内部裂缝还没有发生扩展,所以此时应力应变曲线基本为线性上升的,其斜率与受压曲线的初始斜率 基本一致。

曲线下降段。加载到一定应力水平,试件内部裂缝形成主裂缝并开始扩展,试件承载力迅速下降,于是曲线进入下降段。

过渡段。如果混凝土是完全弹脆性材料,那么裂缝端部应力趋于无穷大, 受拉应力-应变曲线就只有上面两个区段,交点为尖点。但是实际情况中混凝 土具有一定的塑性,裂缝端部具有一个应力过渡区而不是趋于无穷大,这就使 得上面两个区段的交点不是尖点,而是过渡为一段曲线,过渡区段的平滑程度 与混凝土强度等级和韧性有关。 在分析的基础上我们进行了 7 个板式试件的全曲线试验:第一阶段板式试件尺寸为 180×180×60,第二阶段板式试件尺寸为 150×150×50。试验同时测得了试件受拉弹性模量,峰值强度,并与劈拉试验的结果进行了对比。

4.1.1 试验过程及现象

试件加载面与加载板之间采用建筑结构胶粘合,控制应变取加载板之间的 变形,由于单轴受拉试验过程中控制精度要求较高,所以这里设置四个引伸仪, 将其中三个最大的应变读数作平均后输入试验机作为控制应变,剩下读数最小 的引伸仪只用作记录。另外,试件中轴线以十字交叉形设置应变片,记录试件 实际变形并且与引伸仪读数对比。具体的加载示意图参见图 4.2。



图 4.2 板式试件单轴受拉加载示意图

配制好结构胶后,先分别涂抹于试件加载面以及加载板上,再放置试件并 对中,然后将试验机加载头放置于试件上当作预压力,静置 24~48h,就可以进 行试验。试验开始后首先进行预拉,以调试设备并且找出应变较最大的侧面, 预拉加载程序为 0KN→18KN→14KN→18KN→14KN→18KN→14KN,并在预定 的拉力下保持 60s。然后安装位移传感器,调整试验设备的读数平衡,再运行事 先设置好的加载程序,开始试验。试验过程采用匀速加载,试验进行到曲线收 敛段,约 600~800με结束。

试验过程与试验曲线基本符合经典试验描述,但是下面几点现象值得我们 注意:第一,试件受拉的应力应变全曲线分为三个区段,对于本次试验采用的 高强高性能混凝土,中间过渡区段并不明显;第二,试件的破坏明显和主裂缝 的扩展密切联系,但是主裂缝的位置具有随机性;第三,试件断裂面可以明显 看到骨料断裂面,符合高强混凝土的特点;第四,加载板对试件有一定的横向 约束作用,但是对单向受拉试验全过程的影响并不明显;第五,试件产生宏观 裂缝后,若裂缝穿过纵向应变片,则应变片读数会继续增长,若没有穿过应变 片,则应变片回缩;第六,不管试验开始前试件的对中如何精确,加载到出现 裂缝后试件就不再对中,并且不可避免得会发生弯曲变形;第七,加载过程中 结构胶也会产生一定的变形,并且对试验的控制应变有一定的影响,处理数据 时应该予以扣除。典型试件的破坏形态如图 4.3。



(a)破坏试件外部

(b) 破坏试件内部

图 4.3 板式试件单轴受拉破坏照片

4.1.2 试验结果及分析

试验中亦采用 SERIES IX 软件控制匀速加载,加载速率不同试件略有不同, 为 4~6 με/min,以加载板之间变形作为控制应变。

1、结构胶变形

加载板之间的变形包含混凝土试件变形和结构胶的变形两部分,一般认为, 结构胶层厚度很小并且强度较高,所以其变形很小,对于总体加载影响不大。 但是我们通过对比试验机和数据采集仪的结果后发现,其实结构胶的变形还是 很大的,对整个试验结果有着显著地影响,所以这里先分析一下结构胶的变形 规律。用试验机记录的加载板之间的变形减去应变片测量的混凝土试件的变形 就可以得到结构胶的变形,这里取应力-应变曲线的上升段进行分析。参照减 摩层标定的结果,结构胶受力用应力表征,变形用位移表征。结构胶的典型变 形曲线如下图。



图 4.4 建筑结构胶典型外力变形曲线

通过上图可以看出,结构胶的外力-变形图线可以看作是直线。取关系式 $\sigma = k\Delta$ (4.1)

应力单位取 MPa,变形单位取10⁻³mm,对6条记录较好的曲线进行直线拟合, 得到系数 k 的平均值为 0.118, 并且变异性不大, 所以后面的数据处理中也统一 取这个数值,并且认为结构胶在整个加载过程中均发生完全弹性变形。



2、主要试验曲线



图 4.6 第二阶段试验曲线

由上面的试验曲线可以看出:第一,试验曲线符合由以往试验得出的经典 试验曲线的基本特征;第二,均值曲线比较平滑,说明不同试件曲线之间有着 内在的一致性; 第三, 标准差曲线与受压试验得出的标准差曲线具有相似性; 第四, 变异系数的取值还是相当大的, 说明试验曲线具有一定的离散性; 第五, 部分试验曲线峰值处存在尖点。

3、材料力学参数

单轴受拉试验测得的板式试件材料力学参数见表 4.1 和表 4.2

编号	峰值应力 (MPa)	峰值应变 (µɛ)	峰值割线模量 (MPa)	切线模量 (MPa)	备注
2AT-1	2. 23	136.4	16348	24390	正常破坏
2AT-2	2.61	121.0	21570	31360	正常破坏
2AT-P1	2.60	105.6	24621	33050	正常破坏
平均值	2.48	121	20846	29000	

表 4.1 第一阶段试验材料力学参数

表 4.2 第二阶段试验材料力学参数

编号	峰值应力 (MPa)	峰值应变 (µɛ)	峰值割线模量 (MPa)	切线模量 (MPa)	备注
2AT-1	3. 56	148.8	23932	35690	正常破坏
2AT-2	3. 27	127.6	25622	35200	正常破坏
2AT-3	3. 43	119.2	28770	36480	正常破坏
2AT-5	2.85	106.6	26727	31870	正常破坏
平均值	3.28	125.6	26262	34810	
标准差	0.309	17.74	2028	2029	
变异系数(%)	9.42	14.12	7.72	5.83	
	·	·	·	·	·

这里得到的混凝土轴心抗拉强度与前面立方体劈拉试验测得的抗拉强度略 低底一点,但差别不大;材料单轴抗压强度较之单轴抗压强度明显偏低,只有 单轴抗压强度的1/15~1/20;材料弹性模量参数中,原点切线模量较单向受压试 验切线模量高,而峰值割线模量与单轴受压时基本持平。混凝土的力学参数基 本符合高强混凝土的特点,试验结果是可信的。

4.2 单轴受压试验

混凝土在承受单向压力作用时,其中微裂缝的产生和演化过程比较稳定, 损伤的发展比较充分,变形能力相应也比较强,这就使得单向受压应力一应变 全曲线试验较之单轴受拉容易进行。已有研究表明典型的混凝土单轴受压应力 一应变全曲线可以划分为如下几个阶段:

弹性段($\sigma \leq 0.4 f_c$),此时试件的横向应变和纵向应变随着应力的增长近似成线性增加,试件的泊松比保持不变。个别试件由于其中微孔洞的压实会产生少许的塑性变形。

裂缝稳定发展段(0.4*f_c* < σ ≤ 0.8*f_c*),试件中的微裂缝开始形成并扩展,曲线的斜率逐渐减小,开始出现塑性变形,但是由于微裂缝的分布还比较稀疏,裂缝的发展还是稳定的。试件泊松比逐渐增大但不超过 0.5,试件体积应变为压缩。

裂缝非稳定发展段 $(0.8f_c < \sigma \le 0.95f_c)$,试件内部微裂缝迅速扩展并交错,已不能维持稳定发展,但试件表面没有可见裂缝。泊松比迅速增大,曲线斜率逐渐减小为 0,在应变控制条件下转入下降段。

表面出现可见裂缝($\varepsilon = (1 \sim 1.35)\varepsilon_c$),此时裂缝细而短平,平行于受力方向。 泊松比约等于 0.5,体积应变等于 0,表面裂缝开展引起的体积膨胀与受压体积 压缩相平衡。

反弯点(*ε* = (2~3)*ε*_e),试件中微观裂缝不断延伸、扩展、相连,最终形成 一条或者几条宏观断裂带,断裂带形成后,由于受力和变形机制的改变,试件 的应力一应变由外凸变为内凹。

收敛段(*ε*>4*ε*_c),加载超过反弯点后,试件的变形机制由裂缝开展转化为 剪切带的滑移,试件所能承受的压力也逐渐下降趋于平稳,进入收敛段。

在前面分析的基础上我们进行了7个棱柱体试件和17个板式试件的单向受 压应力一应变全曲线试验,标准棱柱体试件几何尺寸为100×100×300mm,板 式试件分两类,几何尺寸分别为180×180×60mm和150×150×50mm。试验中 同时测得了试件泊松比取值的变化规律。

4.2.1 试验过程及现象

1、棱柱体试件

棱柱体试件试验过程中不设置减摩层,为了消除端部约束效应的影响,控制应变取中间 200mm 标距内的变形,加载情形如下图:



图 4.7 棱柱体单向受压加载示意图

试件目测对中就位,首先进行预压,预压程序参照弹性模量试验取为:0KN →20KN→60KN→20KN→60KN→20KN→60KN→20KN,以检查应变片工作情 况以及试件对中情况,并作适当调整。然后安装位移传感器,调整读数平衡, 运行事先设定好参数的加载程序,开始试验。试验进行到应力一应变曲线的收 敛段,约 8000~10000 με 结束。共进行了7个棱柱体的轴心受压试验,全部得到 了应力一应变全曲线。

整个加载过程观察到的试验现象与前面单轴应力一应变曲线的经典描述完 全一致,另外还有几点现象值得我们注意:第一,受压裂缝的产生和扩展并不 是精确平行于加载方向的,其总会有一定的倾斜角度,并且不同裂缝同加载方 向的夹角趋于一致;第二,裂缝的开展并不总是渐进的,大部分裂缝一经出现 便具有一定的长度;第三,倾斜裂缝两侧混凝土块体的内部摩擦机制在受压试 件非线性表现中起着重要的作用;第四,由于加载板的约束,棱柱体的受压裂 缝几乎都集中在试件中部;第五,本次浇筑混凝土新鲜裂面为蓝绿色,经过一 段时间的碳化后变为灰白色。 试件破坏形态如图 4.8 和 4.9 所示。



图 4.8 破坏试件外部



图 4.9 破坏试件内部

2、板式试件

板式试件两端加载面各设置两层 0.2mm 厚的 Teflon 减摩层,用高精度引伸 仪测定加载板之间的变形并作为控制应变,试件两个正方形侧面各以十字交叉 形设置两个应变片,测量试件的实际应变,加载情况参照图 4.2 所示:

试验程序与棱柱体试验相同,分两个阶段共进行了 17 块板式试件的单轴受 压全曲线试验。板式试件单压试验现象同棱柱体单压试验现象基本相同,但是 在以下几点存在区别:第一,板式试件垫有减摩层,试验结果处理时必须考虑 减摩层的影响;第二,板式试件的竖向裂缝可以上下贯通,并且有的试件上有 一条平行于加载方向的主裂缝;第三,板式试件的破坏并不集中在试件中部, 试件端部有时也会出现类似于局压破坏的破坏形态;第四,板式试件受压裂缝 一经形成就有一定的长度,有的甚至一形成就上下贯通;第五,试件上张开型 裂缝和滑移型裂缝普遍存在;第六,仔细观察损伤后的试件,会发现试件被裂缝分割成几个楔形体,楔形体面积较小一端局部受压破坏是多数试件破坏的主要形式;第七,试件脆性较大,过峰值点后,应力下降至0.7~0.8倍的峰值应力时易发生承载力突降,突降后应力趋于平稳,残余强度较稳定试件低;第八,竖向浇筑试件强度较水平浇筑试件高。

部分试件的破坏形态如图 4.10 和 4.11 所示。



图 4.11 破坏试件轴侧图

4.2.2 试验结果及分析

1、棱柱体试件



试验中采用 SERIES IX 软件控制匀速加载,加载速率为 100 µε/min,应变

一阶段试验中,试件1ACP-2加载过程中荷载忽然出现跳跃,导致测得 第 的试验曲线形状异常,其它试验及曲线均良好;第二阶段试验中,试件2ACP-3加载过程中荷载忽然跌落,最终的破坏形态呈现出明显的弯曲失稳形态,但是 其上升段泊松比的变化曲线形状良好。将试验中表现正常的五个试件全过程曲 线画在一起(图 4.14),可见不同阶段应力一应变全曲线存在一定的差异,但是 曲线的总体形状比较接近(如图 4.14)。





在试验中,试验机读取的应变是由 200mm 标距内混凝土的变形除以标距得 到的,是试件的平均应变,而动态数据采集仪采集的应变片测得的应变则是试 件表面混凝土的局部应变。在应力一应变曲线的上升段,由于试件保持完整且 变形均匀,平均应变与局部应变应该相等,但是到了下降段,由于试件的平均 应变包含两个部分,即试件微裂缝的张开滑移和混凝土的弹性变形,而应变片 测得的只是表面混凝土的弹性变形,二者就不再相等了。目前对于峰值以后混 凝土的局部弹性变形如何变化还存在着争论,本试验测得了应力随着平均应变 和局部应变的变化,如图 4.15 所示。





注:由于试件表面裂缝可能穿过应变片导致破坏,所以并不是所有的应变片都可以 有效地测量加载后期试件表面的局部应变,但是这里列出的两块试件表面未出现穿 过应变片的裂缝,应变片的后期读数可以认为是有效的。

由图 4.15 可以看出,在曲线进入下降段大约试件表面出现第一条宏观裂纹的位置,试件表面的局部弹性应变开始减小,应变片回缩。到了加载后期,虽然试件的平均应变很大,但是此时试件表面的局部应变变得很小,试件的变形主要来源于裂缝的张开和滑移。加载后期试件局部应变的变化规律及其与平均应变的关系极其复杂,有待于进一步的研究。

2) 材料力学参数

单轴受压试验测得的棱柱体试件材料力学参数见表 4.3 和表 4.4

编号	峰值应力 (MPa)	峰值应变 (µɛ)	峰值割线模量 (MPa)	切线模量 (MPa)	备注
1ACP-1	58.36	2380	24521	30930	正常破坏
1ACP-2	51.81	1521	34063	31670	异常破坏
1ACP-3	61.84	2604	23748	29250	正常破坏
平均值	60.10	2492	24134	30090	

表 4.3 第一阶段试验材料力学参数

	表 4.4	第二阶段试验材料力学参数
--	-------	--------------

编号	峰值应力 (MPa)	峰值应变 (µɛ)	峰值割线模量 (MPa)	切线模量 (MPa)	备注
2ACP-1	65.17	2036	32008	42270	正常破坏
2ACP-2	62.76	2004	31317	41370	正常破坏
2ACP-3	48.05	1262	38740	44380	异常破坏
2ACP-4	62.09	1936	32021	41840	正常破坏
平均值	63. 34	1993	31782	41826	
标准差	1.620	51.06	402.8	450.1	
变异系数(%)	2. 557	2.562	1.267	1.076	

注: 1) 作均值方差等分析时都剔除了异常破坏试件;

2)第一阶段试验除去异常破坏试件后只有两组数据,由于数据太少所以没有求方 差和变异系数。 由测得的材料参数数据可以看出,除了异常试件外,每一阶段试验测得的 材料参数还是很接近的,变异性非常小。而不同阶段的试验由于混凝土配比、 龄期等因素的影响,测得的材料参数存在一定的差异,但材料参数的取值都在 正常范围内。

2、板式试件

试验中采用 SERIES IX 软件控制匀速加载,控制应变取加载板之间变形,包括减摩层的变形,下面图中的曲线已经根据应变片读数扣除掉了减摩层变形,并且初始值调整到原点。第一阶段试件为水平浇筑,第二阶段试件有水平和竖直浇筑两种,下面分别列出试验曲线。



图 4.16 第一阶段板式试件单轴受压曲线



(a)试验曲线



通过图 4.16~4.18 中的曲线可以看出:第一,应力应变曲线的形状以及阶 段划分符合经典受压试验的结果描述;第二,试验测得应力一应变全曲线具有 一定的差异,但是曲线整体形状还是相近的;第三,试验数据的均值曲线具有 较好的连续性和光滑性,说明试验曲线具有内在的一致性;第四,由标准差和 变异系数曲线可以看出,试验曲线的离散性沿加载全过程还是有较大的差异的, 加载初期和末期的离散性比较小,过峰值后一段的离散性比较大,标准差和变 异系数曲线的峰值均出现在应力一应变曲线反弯点附近。典型曲线形状如图 4.19 (ε_0 为峰值应变, ε_{inf} 为反弯点处应变)。



在通常的泊松比变化曲线中,加载到0.8*f*_c后有一个泊松比迅速增大而应力逐渐接近1.0*f*_c的区段,此时泊松比变化曲线之间趋于水平(参见图 4.12b、4.13b)。 而这里的泊松比曲线(图 4.20)没有上述趋近过程,而是过峰值后随着泊松比的增大应力不断减小。

2) 材料力学参数

单轴受压试验测得的板式试件材料力学参数见表 4.5、表 4.6 和表 4.7

第4草 甲轴应力应受全曲线证

编号	峰值应力 (MPa)	峰值应变 (µɛ)	峰值割线模量 (MPa)	切线模量 (MPa)	备注
1AC-0	40.20	2086	19271	23820	正常破坏
1AC-1	51.43	2172	23678	28100	正常破坏
1AC-2	50. 73	2292	22133	30930	正常破坏
1AC-3	48.80	1948	25051	31080	正常破坏
1AC-4	45.28	1966	23031	26040	正常破坏
平均值	47.29	2092	22632	27994	
标准差	4. 625	144.1	2159	3138	
变异系数(%)	9.78	6.88	9.54	11.2	

表 4.5 第一阶段试验材料力学参数

表 4.6 第二阶段竖浇试件材料力学参数

编号	峰值应力 (MPa)	峰值应变 (µɛ)	峰值割线模量 (MPa)	切线模量 (MPa)	备注
2AC-1	62.54	1848	33841	42200	正常破坏
2AC-3	62. 75	1962	31982	42440	正常破坏
2AC-5	66. 70	2143	31124	38140	正常破坏
2AC-6	66. 48	2045	32508	38880	正常破坏
2AC-7	66.04	2101	31432	37820	正常破坏
平均值	64.90	2020	32177	39896	
标准差	2.075	117.5	1070	2247	
变异系数(%)	3. 20	5.82	3. 33	5.63	

编号	峰值应力 (MPa)	峰值应变 (με)	峰值割线模量 (MPa)	切线模量 (MPa)	备注
2AC-2	56.48	1906	29632	42110	正常破坏
2AC-4	50. 39	1778	28340	39530	正常破坏
2AC-8	48.11	2395	20087	31240	正常破坏
2AC-9	45.45	2325	19548	32430	正常破坏
2AC-10	61.80	2185	28283	40260	正常破坏
2AC-11	49.44	2171	22772	39040	正常破坏
2AC-12	54.57	1820	29983	35100	正常破坏
平均值	52.32	2082	25520	37101	
标准差	5.615	247.5	4567	4181	
变异系数(%)	10.7	11.9	17.9	11.3	

第4章 单轴应力应变全曲线试验

表 4.7 第二阶段平浇试件材料力学参数

板式试件单轴受压试验中,试件的破坏均比较正常,个别试件曲线下降段 出现应力突降,但是扣除减摩层的变形后对应力应变曲线的整体形状影响不大。 材料力学参数的取值均在合理的范围内,并且存在一定的离散性。

4.3 本章小结

混凝土在承受单向拉力作用下,其承载力较低,下降段稳定性较差,实验 室中的试验尚具有一定难度,较难向工程界推广。在单轴受拉过程中混凝土中 损伤产生和演化的机理相对简单,可以看作是混凝土中主裂缝的产生扩展和贯 通,断裂力学以及细观损伤模型都可以给出建立在物理机理基础上的分析模型。 所以,对混凝土受拉性能的分析应该基于这样的思路,首先基于单裂缝扩展的 物理背景并借助于断裂力学或者细观损伤力学建立理论模型,然后在实验室中 进行单轴受拉全曲线试验,验证和和改进模型。这里试验结果的主要作用在于 验证理论模型而不是基于试验数据建立经验模型。
混凝土受压试验的结果特别是单轴受压试验的结果非常丰富,并且已经具 备了向工程界推广的条件。混凝土试件在承受单向压力作用时,其力学性能主 要取决于其中微裂缝系统的产生和演化,微裂缝系统的演化机理和特点是十分 复杂而难以把握的;另一方面,混凝土的受压强度较高并且受压损伤演化相对 稳定。所以,对混凝土受压性能的分析可以基于这样的思路,首先进行受压试 验测得一定数量的应力一应变曲线,然后在试验结果的基础上进行理论分析并 建立物理模型,力求在物理模型中体现出混凝土在受压主要的力学机制。本文 进行了大量的单轴受压试验,一方面用于验证分析模型,同时用于确立模型参 数以用于多轴分析。

本次试验使用的加载系统和数据采集系统都具有很高的精度,并且在这套 系统上进行单轴全曲线的工艺已经相当成熟,应当说单轴试验的结果能够相当 准确的反映混凝土单轴加载条件下的力学性质。但是,就是在这样的试验条件 下得到的试验结果仍然具有相当的离散性,这就说明随机性是混凝土最基本的 力学性能,在很多情况下,这种随机性是不可以忽略也不可避免的。这就要求 我们在对混凝土的分析中始终意识到这种随机性的存在,并且结合随机性来分 析混凝土的性能。在理论建模的过程中,一方面可以后验地考虑随机性,另一 方面也可以先验地的将随机性作为损伤演化的驱动力。

通过上面单轴试验结果可以看出,混凝土在单向受力条件下的响应特性虽 然简单,但是其中也包含了完整的损伤过程,微裂缝成核、扩展、贯通等特性 以及微裂缝系统所内蕴的随机性在这个过程中无一例外地充分表现了出来,而 混凝土在多向受力条件下的损伤过程也包含同样的特性。所以,基于适当的理 论模型,可以在单轴试验结果的基础上推测多轴试验的结果。

63

第5章 双轴应力应变全曲线试验

5.0 引言

前已述及,基于最初对破坏和承载力的直观理解,建立起了强度的概念, 当然这时的强度还停留在单轴强度的层次上。基于对单轴强度的理解,进一步 建立了单轴应力应变全曲线。将单轴强度及应力应变曲线的概念应用于实际混 凝土结构的分析,已经成功地解决了梁柱等一维构件的受压及受弯等相关问题, 并且建立了较为完整的设计和计算体系。然而有很多问题在单轴分析的体系内 并不能得到合理的解释,这就使得我们将目光转向多轴分析。徐增全教授在研 究下述混凝土矮墙受力试验(图 5.1)时就发现,按照单轴强度计算出来的混凝 土墙的承载力和刚度远高于试验结果,无论怎样改变计算模型都不能得到合理 的结果。当时世界上有很多学者都对这个问题进行了研究和讨论,但是都没有 得到合理的解释。1982 年,加拿大的 Collins 和 Vecchio^[11]设计了一个巧妙的试 验来研究这个问题,他们将上述试验中的主要受力机制抽象出来,着重研究受 剪应力状态下混凝土的力学特性, Collins 和 Vecchio 的试验装置如图 5.2 所示。



图 5.1 混凝土矮墙受力试验

第5章 双轴应力应变全曲线试验



图 5.2 混凝土板受剪承载力试验

Collins 和 Vecchio 采用 37 个数控双向液压千斤顶对 70mm 厚 890mm 边长的钢筋混凝土板单元分别施加竖向压力和水平向的拉力,从而模拟板单元的纯剪切应力状态。Collins 和 Vecchio 认为拉应力的存在使得混凝土的受压承载力显著降低,也就是使得混凝土产生了"软化",并且进一步提出了软化系数的概念来描述这种"拉压软化"现象。在此基础上,Collins 和 Vecchio 先后提出了影响广泛的所谓斜压场和修正斜压场理论^[10]。20 世纪 80 年代后期,多伦多大学,休斯顿大学和日本的大林组先后又建立了更大型、并可模拟各种应力状态的板单元加载装置。

虽然"软化系数"还没有完全脱离单轴强度的局限,没有将各个轴的受力 纳入到统一的框架中考虑,但是利用"软化系数"的概念我们已经可以考虑受 拉对受压轴的影响,即已经开始从多轴的角度考虑混凝土的强度。可以这样说, Collins 和 Vecchio 的研究最初是以板这样的特殊构件为出发点的,但其本质是定 义了以主应力和主应变关系所表述的混凝土双向本构关系,将对混凝土受力特 性的研究从单轴拓展到了多轴。由单轴向多轴的转变,标志着人们对混凝土力 学性质认识的飞跃。

现在,已经可以比较容易地测得混凝土在单轴受力状态下的应力应变全曲 线,在理论和试验的基础上建立了比较准确的全曲线模型,并且利用建立起的 全曲线模型成功地进行了很多实际工程的非线性分析。但是,单轴全曲线并不 能直接体现混凝土在多轴加载全过程的性质。对于很多本质上属于多轴受力的 问题,并不能直接套用单轴全曲线进行分析。本课题组的研究表明:要借助于 多轴本构理论模型进行混凝土结构的多轴受力非线性分析,可以遵循下述思路, 首先进行单轴全曲线试验,然后借助单轴试验的结果识别多轴模型的基本参数, 最后再利用多轴模型进行非线性分析。但是,在由上面思路得到多轴模型之前, 我们先要校核这种由单轴向多轴的思路得出的结果是否和混凝土实际的多轴响 应符合,这就必须进行多轴试验,测得混凝土在多轴受力状态下的应力应变全 曲线,与模型预测结果对比并且作为修改模型的依据,这也是此次多轴全曲线 试验的最初和最终目的。

本次试验采用 INSTRON8506 液压伺服试验机为分离式双向加载系统, 竖 向四立柱,水平为封闭加力框架,两个方向可以互不干扰的实现力的输出。若 在水平和竖值方向上分别安装高精密应变测量装置(这里采用引伸仪)并将测 得的应变实时传回试验机,就可以构成以应变为控制参数的闭环控制加载系统, 实现各自方向上的应变输出。此时根据设计应变比和加载速率计算出各个时刻 的控制应变,再以加载控制文件的形式输入试验机,就可以实现应变比例加载。 其中竖向加载系统荷载传感器精度较高作为主轴,主要用于输出拉力。双轴加 载装置如图 5.3



(a)加载装置照片

(b) 加载装置示意

图 5.3 双轴加载试验装置

第5章 双轴应力应变全曲线试验



传统的双轴以及三轴加载试验一般采用应力比例控制加载,原因是应力控 制加载系统构造比较简单,不需要液压伺服控制加载系统,只需要建立如图 5.4 所示的桥式液压加载系统就可以实现^[88]。各个加载轴之间的应力比与加载头液 压比以及加载液压桥臂的比值满足下述关系

$$\frac{a}{b} = \frac{p_b}{p_a} = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \tag{5.1}$$

其中a、b表示对应桥臂的长度, p_a 、 p_b 表示对应千斤顶的液压, σ_1 、 σ_2 表示 对应加载方向的应力。根据上述公式,试验过程中可以通过调整桥臂比值的方 式来获得特定的应力比。一旦调整就绪后,试验过程中两个加载轴的应力比值 就不会再发生变化,整个试验过程中可以始终保持比例加载,这给后面的力学 分析带来了很大的方便。在应力比例加载过程中,试件和加载板之间不论设置 怎样的垫层,都不会影响加载板到试件的荷载传递,也不会影响两个轴之间的 应力比。然而,应力控制加载的缺陷也是很明显的。根据 Krajcinovic (1996)的 讨论,应力控制加载只有在峰值点之前才是稳定的,在峰值点之后就不再保持 稳定。已有试验表明:到达峰值点后试件会发生持续变形并且很快破坏,利用 应力控制加载机制,很难测得应力应变曲线的下降段。而对于混凝土这种软化 材料而言,应力应变曲线的下降段却具有很重要的意义。

本次试验的最终目的是要获得混凝土板式试件的单轴、多轴应力应变全曲 线,这就决定了试验只能采用应变控制加载的方式。试验中实际采用的是应变 比例控制加载,也就是两个加载加载方向应变保持固定比例,并作为控制参数 单调增加,两个方向上的应力作为测量参数同时记录。这种控制加载方式需要 借助大型伺服试验机,采用闭环控制加载系统(相关原理请参阅第二章)。同应 力控制加载相比,应变控制加载方式的加载和控制系统都比较复杂,对测量精 度的要求比较高,控制难度也比较大。利用上述应变比例加载技术,本次试验 测得了板式试件双向加载的应力应变全曲线,下面将对试验过程及结果进行详 细讨论。

5.1 双轴受压试验

对于双轴受压试验,一方面其试验技术已经比较成熟,对加载和控制的要求也比较低;另一方面,双轴受力物理模型的建立又异常复杂。本次试验中将双轴受压试验作为重点。考虑五种应变比、两种浇筑方式组合,试验中采用150×150×50mm板式试件。二轴情况下采用RS-FLAPS软件,两个加载方向上的变形采用应变控制,控制应变由预先设置好的加载文件输入,加载过程中可以根据需要适当调整加载速率。

5.1.1 试验过程及现象

加载及破坏过程:加载初期,应变水平较低,试件处于弹性状态;当应变 增加到一定水平,混凝土内部微裂缝开始发展,应力增长速率开始变慢;随着 进一步加载,应力速率变为0,达到峰值应力,两个方向的峰值应力一般同时达 到;此后宏观应变继续增长,混凝土内部裂缝进入非稳定扩展阶段,应力水平 下降;此时混凝土内部偶尔会有脆性声响;最后,应力下降速率变慢,应力水 平趋于稳定,曲线进入收敛段。

双轴受压试验中下面几个问题值得注意:第一,整个加载过程中,混凝土 自由面很少有裂缝出现,直至加载到收敛段,某些试件自由表面贴近加载板的 端部才会出现某些局部受压的压碎型破坏;第二,自由表面贴置的应变片在试 件达到峰值应力前读数比较正常,超过峰值后大部分试件的应变片读数就不再 增长,有的应变片读数可以保持到收敛段,有的则随着加载而缓慢下降;第三, 通过对试验后试件的观察,平行于自由面方向的裂缝较多,张开型和滑移型裂 缝均有出现,但并不精确平行于自由表面,有些主裂缝将试件分割为若干楔形 体和角锥体;第四,由主裂缝分割而成的楔形体和角锥体的小端和角部都有局 部压碎现象;第五,试件脆性较大,过峰值点后,应力下降至峰值应力的4/5~5/6 时易发生承载力突降,突降后应力趋于平稳,更有甚者,承载力会突然降低为 零;第六,两个受压方向几乎同时达到其峰值承载力;第七,整个加载过程完 成后,自由面方向的残余变形非常大,总的来说,发生张开型裂缝并破坏的试 件,侧向残余应变为1/5~1/4;发生滑移型裂缝,并形成剪切带破坏的试件,侧 向残余应变为1/10~1/8,并且这种变形在整个自由表面上很不均匀。

由于应变比例以及试件尺寸等因素的影响,本次试验中试件的破坏形态主 要有以下三种:

1、单向受拉破坏(图 5.4)。在自由面方向拉应变的作用下,试件形成若干 平行于自由面的断裂面,将试件分割成若干薄片并最终破坏,这种破坏多见于 双向等压试件。

2、单向受剪破坏(图 5.5)。试件在其中一对受压面上形成相互平行的斜裂缝,在另一对受压面上形成平行于自由面的裂缝,将试件分割成两个甚至若干个楔形体,并最终发生楔形体相互滑移并伴随边缘局部压碎的破坏,这种破坏多见于双向受压但压应变不相等的试件。

3、双向受剪破坏(图 5.6)。试件在两对受压面上均出现斜向裂缝。斜裂缝 相互交结,将试件分割成若干角锥体,并最终发生角锥体相互滑移并伴随尖角 局部压碎的破坏。这种破坏也多见于双向等压试件。



(a) 破坏试件表面展开图

(b) 破坏示意图





图 5.6 双向受剪破坏

上述三种破坏形态最明显的共同特征就是在试件的自由表面上没有裂缝产生,至多发生某些边角的局部压碎,即便对于双向受剪破坏形态也是如此。并

且应变比对破坏形态的影响并不是十分的明显。不同破坏形态除了破坏试件外 观上的区别,还对试件的强度和延性有一定的影响。从总体趋势上说,单向受 拉破坏形态的裂缝发展最充分,试件的延性最好但强度最低。单向受剪破坏形 态则相反,裂缝发展最不充分,延性最差且容易发生应力跌落,但强度最高。 双向受剪破坏形态试件的强度和延性都居中。但是三种破坏形态对应力应变全 曲线的形状并无本质影响。对于三种不同的破坏形态,可以分开建立基于物理 机理的模型,也可以在唯象的基础上建立统一的模型。

5.1.2 试验结果及讨论

1、典型全曲线

试验中取四立柱试验机为主控制轴,其控制应变扣除减摩层影响后即为 ε_1 , 测得荷载除以试件加载面面积就是 σ_1 ;取水平加力框架为第二控制轴,其控制 应变与主控制轴应变同步变化并保持设计比例,此轴控制应变扣除减摩层影响 后即为 ε_2 ,测得荷载除以试件加载面面积就是 σ_2 。双轴受压试验按照名义应变 (控制应变,包含减摩层的变形)比分为3组:1:1、1:0.4和1:0.1,另外还有板 式试件的单轴受压试验。由于洎松效应的影响,弹性阶段时单轴受压试件侧向 应变为轴向应变的-0.18~-0.2 倍,所以单轴受压试件初始名义应变比为1:-0.2,加载至裂缝稳定扩展区段后应变比随着名义泊松比的变化而变化。在上面 应变比例控制加载的条件下,测得了试件在两个受压方向上包含上升段和下降 段的应力应变全曲线,如图5.7-5.10所示。每一组试件只绘出一个代表性试件的 全曲线,并且为了便于对比分析两个方向上的应力应变曲线,图中均在同一个 坐标系中绘制 $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 和 $\sigma_2 - \varepsilon_1$ 两条曲线。



图 5.9 应变比 1:0.1 双轴全曲线



从上面的试验结果可以看出,双轴受压应力应变全曲线主要具有以下特点:

1) 应变控制加载可以得到双轴加载情况下两个加载轴包含上升段和下降段 的应力应变全曲线;

2)不同应变比加载条件下试件的峰值应力和对应的峰值应变差别比较大, 但是基本符合经典的强度准则;

3)在应力应变曲线的上升段和峰值区域,不等轴加载情况下两个加载轴得 到的应力应变曲线有很大的区别,但是到了曲线的收敛段两个轴的应力逐渐趋 于一致;

4)不同应变比加载条件下主应力轴测得的应力应变曲线的形状与单轴应力 应变曲线类似;

5)不同应变比加载条件下测得的应力应变全曲线虽然有着很大的区别,但 是彼此之间保持渐进的变化关系;

6)加载过程中特别是进入非线性区段后,试件两个方向上的应力比在不断 变化,由于减摩层的影响试件两个方向上的应力比也会有一定程度的变化,但 是变化的相对幅度小于应力;

7)通过对试验测得的全部应力应变全曲线进行综合分析可以看出,曲线之间具有比较大的离散性;

8)在一般意义上,混凝土的应力应变全曲线只包括开始的上升段和后续的 下降段,本次试验也旨在测定包含上升段和下降段的多轴应力应变全曲线。然 而分析上面的结果可以发现对于某些应变比加载条件下得到的试验曲线在下降 段之后又出现了上升趋势,并且上升还相当明显(图 5.8)。

可以从混凝土材料本身的特点来理解这个问题。混凝土在压应力作用下, 初始弹性阶段的侧向应变等于轴向应变乘以泊松比,初始泊松比约为0.2 左右。 随着加载的进行,混凝土试件的非线性特性越来越明显,泊松比迅速增大(参 见图4.13),呈现出明显的体积膨胀效应,这种现象称作混凝土的剪胀效应。在 双轴不等压加载初期,两个受压加载轴引起的剪胀效应都主要集中在自由面方 向,两个方向的受压损伤也与自由面变形直接联系,两个加载轴的峰值应力几 乎同时达到并同时进入下降段。进入下降段后,压力较大的主加载方向引起的 的剪胀效应迅速增大,向垂直于主受压加载方向的自由面方向以及副加载方向 产生膨胀趋势,这种膨胀趋势推压副加载板,使得副加载板的压力在经历了一 定程度的下降之后又产生了上升的趋势(图5.8)。

从非线性动力学的角度分析上述应力再上升现象,可以发现这种后续的上 升段不是来源于原有损伤的愈合,而是来源于所谓的平衡点跳跃。材料单元本 身处于一个平衡状态附近并缓慢演变,在一定形式的外力作用下,材料单元产 生平衡点跳跃,跳跃到另一个平衡点附近并继续缓慢演化,这就出现了所谓全 曲线上升、下降又上升的过程。

5.2 双轴拉压试验

对于双轴拉压试验,由于需要施加拉应变,并且拉应变的数值小于单轴受 拉时的拉应变数值,所以对加载和控制系统的精度要求较高;另一方面,单轴 拉压受力状态下试件的破坏主要取决于试件中主裂缝的形成和扩展,其损伤和 破坏的机理比较明晰。试验中亦采用150×150×50mm 板式试件。二轴拉压情况 下仍采用 RS-FLAPS 软件,两个加载方向上的变形采用应变控制,控制应变由 预先设置好的加载文件输入,加载过程中可以根据需要适当调整加载速率。采 用竖向四立柱试验机加载拉应变,试件与加载板之间采用结构胶粘结;水平加 载框架加载压应变,试件与加载板之间设置两层 Teflon 减摩层。

5.2.1 试验过程及现象

双轴拉压试验的现象与单轴受拉试验基本类似:加载初期,试件两个方向 的应力均比较小,试件内部裂缝还没有发生扩展,所以此时两个加载方向上的 应力应变曲线基本为线性上升;加载到一定阶段,试件内部裂缝开始成核并且 沿着垂直于受拉加载轴的方向扩展,受拉方向进入非线性段,受压方向可能出 现波动但是基本保持线性增长;随着加载的继续,试件中主裂缝形成并继续扩 展,受拉方向进入下降段,受压方向仍然保持线性上升;最后,试件被主裂缝 分割成两段而破坏。

双轴拉压试验中有下面几点值得我们注意:第一,整个加载过程中,试件 只在中部或者端部出现一条垂直于受拉加载方向的主裂缝,其余的裂缝并没有 明显的产生和开展;第二,试件的损伤直至破坏与上面主裂缝密切相关;第三, 试件断面骨料拉断明显,具有明显的高强混凝土的特点;第四,试件与施加拉 力的加载板的粘结使得加载板对试件有着一定的约束作用,这种约束作用对试 件的受压加载有着一定的影响;第五,试件一旦开裂将不再对中,出现偏心拉 压;第六,加载过程中结构胶以及减摩层的变形对整个试验结果有着一定的影 响。

在应变比例加载条件下,为了保持加载和试验的稳定,就要使得受拉加载 方向上始终保持拉应力,从而受拉加载方向上应变应当大于受拉应变的v倍(v 为混凝土的泊松比)。在此约束条件下试件只有单向受拉一种破坏形态而不能得 到受压破坏形态,这是应变控制加载在拉压区的一个局限性,应变控制加载过 程中很难实现同一加载轴在施加拉应变的同时施加的应力为压应力。图 5.11 中 列出了双轴拉压受力状态下试件破坏形态的照片。



(a)近端部破坏试件



(b)远端部破坏试件

第5章 双轴应力应变全曲线试验





5.2.2 试验结果及讨论

试验中取四立柱试验机为主控制轴施加拉应变,其控制应变扣除结构胶变 形后即为 ε_1 ,测得荷载除以试件加载面面积就是 σ_1 ;取水平加力框架为第二控 制轴施加压应变,其控制应变与主控制轴应变同步变化并保持设计比例,此轴 控制应变扣除减摩层影响后即为 ε_2 ,测得荷载除以试件加载面面积就是 σ_2 。双 轴受压试验按照名义应变(控制应变,包含减摩层以及结构胶的变形)比分为3 组: -2:1、-4:1和-6:1。单轴受拉试验原则上也是一种特殊的双轴拉压试验, 为了简洁起见这里不再赘述。在上面应变比例控制加载的条件下,测得了试件 在两个方向上的应力应变全曲线,如图 5.12~5.14 所示。为节省篇幅,每一组 试件只绘出一个代表性试件的全曲线,并且为了便于对比分析两个方向上应力 应变曲线,每个试件分别绘出两个方向上的应力应变曲线。



图 5.12 双轴全曲线 (-2:1)

第5章 双轴应力应变全曲线试验



由上面得到的双轴全曲线可以看出:第一,受拉加载方向可以测得包含上 升段和下降段的全曲线,而受压加载方向测得的应力应变曲线尚未进入非线性 区段试件就已经断裂破坏,测得曲线基本呈线性上升趋势;第二,受拉加载方 向测得的全曲线与单向受拉状态下测得的全曲线形状类似,但是随着受压应变 的与受拉应变比值绝对值的增加,受拉曲线逐渐变得平缓光滑,说明由泊松效 应引起的拉应变在整个拉应变中的比例逐渐增加;第三,应变比对峰值应力和 峰值应变有着一定的影响,但是这种影响并没有应力比例加载条件下应力比对 结果的影响明显;第四,由曲线可以看出试件从初始加载到破坏的过程中受压 损伤并不明显,主要发生受拉损伤。

5.3 双轴受拉试验

对于双轴受拉试验,由于两个方向都需要施加拉应变,所以对两个加载方向的加载和控制系统的精度要求较高。试验中亦采用150×150×50mm板式试件。 二轴受拉情况下仍采用 RS-FLAPS 软件,两个加载方向上的变形采用应变控制, 控制应变由预先设置好的加载文件输入,加载过程中可以根据需要适当调整加载速率。采用竖向四立柱试验机与水平加载框架同时进行拉应变加载,试件与加载板之间均采用结构胶粘合。

通过 3 次尝试性试验我们发现,在清华大学高坝实验室现有的条件下很难 成功进行双轴受拉试验,原因如下:

第一,两个方向加载系统的加载精度差别很大,特别是水平加力框架的精度太低很难满足小试件受拉加载的需求,加载过程中由于控制系统精度不足引起的荷载波动很容易使得试件突然断裂破坏;

第二,试件与加载板采用粘结的方式传递拉力,但是结构胶粘结层除了传 递拉应力还可以传递剪应力,使得加载钢板对试件产生了较大的约束作用,再 加上加载板的尺寸略小于试件尺寸,这就使得试件实际的受力状态非常复杂, 试件角部产生明显的应力集中,违背了本构关系试验的初衷;

第三,本试验采用的试验机同大多数试验机的加载模式相同,都是由加载 头朝向或背离支座作单方向相对运动,从而给其间的试件加载,这种加载方式 在大部分情况下对试验并没有显著影响,但是在本试验中,由于试件已经粘结 在了加载板上,只有两个加载板运动而另外两个支座静止,这会使试件中应力 的分布和传递变得不均匀,从而影响试验结果甚至使得试件突然断裂。

基于以上原因,我们没有把板式试件的双轴受拉试验作为本次试验的重点, 只是进行了少量探索性的试验。

5.4 多轴强度和包络线

从前面章节的讨论可知,混凝土的多轴强度和强度包络曲线是混凝土极其 重要的性质,在经典混凝土理论中占有重要的地位。事实上,经典的应力控制 加载试验旨在测量混凝土的多轴强度及强度包络线。虽然本试验的最终目的在 于得到混凝土的多轴全曲线而不是强度包络线,但是通过试验测得的多轴全曲 线可以识别出多轴强度并且得到混凝土的强度包络线。本节提取了各组曲线的 峰值应力和峰值应变,并与传统理论以及试验结果进行了对比分析,在讨论的 过程中,分析了强度参数随机性的影响。

5.4.1 双轴受压强度参数

表 5.1~表 5.4 列出了双轴受压加载条件下不同应变比下试验测得的试件 强度以及相关参数。

纪旦	竖向力	旧载轴	水平加载轴		
9曲 与	峰值应力(MPa)	峰值应变 (με)	峰值应力(MPa)	峰值应变 (με)	
2BC1010-11	-64.30	-3122	-65.23	-3121	
2BC1010-12	-73.20	-3201	-73.87	-3197	
2BC1010-13	-69.31	-3376	-74.98	-3377	
2BC1010-14	-69. 20	-3201	-76.40	-3202	
2BC1010-15	-66. 27	-2969	-64.67	-2972	
2BC1010-16	-68.53	-3207	-72.53	-3208	
平均值	-68.47	-3179	-71.28	-3180	
标准差	3. 028	132.6	5.069	132. 0	
变异系数(%)	4. 42	4.17	7.11	4.15	

表 5.1 双轴受压强度参数(名义应变比 1:1)

表 5.2 双轴受压强度参数(名义应变比 1:0.4)

编号	竖向力	11载轴	水平加载轴		
	峰值应力(MPa)	峰值应变 (µɛ)	峰值应力(MPa)	峰值应变 (µɛ)	
2BC0410-1	-69. 47	-3956	-40.67	-1586	
2BC0410-2	-62.93	-4140	-36	-1649	
2BC0410-3	-67.33	-3975	-39.73	-1590	

2BC0410-4	-81.07	-4050	-36.13	-1621	
2BC0410-5	-75.73	-3781	-43.2	-1514	
2BC0410-6	-71.97	-3482	-37.8	-1394	
2BC0410-7	-71.24	-4088	-39.87	-1636	
2BC0410-8	-71.50	-3599	-41.57	-1441	
平均值	-71.40	-3884	-39.37	-1553	
标准差	5.407	239. 5	2.560	94.51	
变异系数(%)	7.57	6.17	6. 50	6. 09	
表53 双轴受压强度参数(名义应变比1:01)					

第5章 双轴应力应变全曲线试验

表 5.3 双轴受压强度参数(名义应变比 1:0.1)

	竖向直	加载轴	水平加载轴		
9冊 与	峰值应力 (MPa)	峰值应变 (µɛ)	峰值应力(MPa)	峰值应变 (µɛ)	
2BC0110-1	-71.07	-3894	-17.73	-386.3	
2BC0110-2	-71.53	-3704	-17.78	-370.5	
2BC0110-3	-78.00	-4510	-24.8	-448.3	
2BC0110-4	-76.00	-4224	-21.6	-419.1	
2BC0110-5	-72.00	-4247	-23.6	-423.9	
2BC0110-6	-63. 47	-4387	-20.13	-435.3	
2BC0110-7	-85. 33	-4294	-23.73	-427.7	
2BC0110-8	-72. 27	-4407	-21.20	-439.3	
平均值	-73.71	-4208	-21.32	-418.8	
标准差	6.327	273.8	2.674	26.88	
变异系数(%)	8.58	6.51	12.5	6. 42	

编号	峰值应力 (MPa)	峰值应变 (με)	峰值割线模量 (MPa)	切线模量 (MPa)	备注
2AC-2	56.48	1906	29632	42110	正常破坏
2AC-4	50.39	1778	28340	39530	正常破坏
2AC-8	48.11	2395	20087	31240	正常破坏
2AC-9	45.45	2325	19548	32430	正常破坏
2AC-10	61.80	2185	28283	40260	正常破坏
2AC-11	49.44	2171	22772	39040	正常破坏
2AC-12	54.57	1820	29983	35100	正常破坏
平均值	52.32	2082	25520	37101	
标准差	5.615	247.5	4567	4181	
变异系数(%)	10.7	11.9	17.9	11.3	

表 5.4 单轴受压强度参数

注: 表 5.4 中数据同表 4.5。



图 5.15 双轴相对强度包络图

在图 5.15 (a)中,同时计算了试验结果的均值和方差,除了给出强度包络 图以外,还给出了包络曲线具有一定保证率的变化范围。由图 5.15 (b)可以看 出,本次试验所得相对峰值强度结果与过镇海的试验结果^[23]比较接近,得到的 峰值强度包络图比 Kupfer^[1]和 Tasuji^[3]的破坏包络图丰满。原因是在精细应变控 制加载的条件下,混凝土的强度发挥得很充分。作者认为:这里得到的全曲线 的峰值强度才真正是混凝土的多轴强度。传统试验方法中,由于应力控制加载 内在的非稳定性以及试验机精度等原因,常常还未等加载到峰值应力试件就发 生非稳定破坏,因此,所记录的强度值一般小于应变控制加载条件下测得的稳 定强度值。

现有的塑性力学包含两套相对独立的理论体系^[97],其一是基于 Drucker 公 设建立在应力空间的理论;其二是基于 II'yushin 公设建立在应变空间的理论。 前者只适用于稳定材料,但是由于应力空间强度准则比较容易确定并且试验方 法和结果都已经比较成熟,所以其应用较广;后者在理论上既适用于稳定材料 也适用于非稳定材料,但是由于经典应力控制加载条件下测得的峰值应变具有 很大的波动性,所以应用较少。事实上,应变空间的强度准则在理论和实用中 都具有十分重要的意义。由于本试验采用了应变控制加载方式并且应变采集系 统具有相当高的精度,所以通过多轴应力应变全曲线识别出的峰值应变波动较 小,具有一定的参考性。将上述峰值强度对应的峰值应变绘制成图线,可得应 变空间峰值应变包络图,如下图 5.16。



图 5.16 双轴峰值应变包络图

图 5.16 (b) 中 *ε*_a表示单轴受压加载条件下测得的峰值应变。从图 5.16 可 以看出,应变空间强度包络图虽然也保持外凸但是明显不如应力空间中强度包 络图丰满,双向受压并不会明显提高试件的峰值应变,相反,大部分情况下试 件的峰值应变都有明显的减小,试件双向受压时的强度高于单轴受压时的强度, 主要是由于双轴加载时试件刚度的提高。这说明在应变空间中混凝土的塑性对 强度包络图的影响较应力空间中有所减小,而同时弹性损伤的影响更加明显。 当然,关于应变空间强度包络图可靠的试验结果还比较少,并且也没有建立起 具有代表性的理论,所以这个问题有待于进一步的探索。

5.4.1 双轴拉压强度参数

表 5.5~表 5.8 列出了双轴拉压加载条件下不同应变比下试验测得的试件 强度以及相关参数

编号	竖直加	口载轴	水平加载轴		
9冊 勺	峰值应力(MPa)	峰值应变 (µɛ)	峰值应力(MPa)	峰值应变 (µɛ)	
1TC12-1	2.72	175	-2. 58	-352	
2TC12-1	2.96	159	-1.96	-236	
2TC12-2	2.12	140	-6.13	-184	
2TC12-3	2.17	130	-5.11	-151	
2TC12-4	2.45	125	-4.99	-183	
2TC12-5	3. 04	149	-4. 48	-191	
2TC12-6	3.13	162	-3.96	-236	
平均值	2.66	148	-4. 17	-219	
标准差	0.415	18.1	1.47	66.1	
变异系数(%)	15.6	12.2	35.2	30.2	

表 5.5 双轴拉压强度参数 (名义应变比-2:1)

纪旦	竖直加	旧载轴	水平加载轴		
9冊 与	峰值应力(MPa)	峰值应变 (µɛ)	峰值应力(MPa)	峰值应变 (µɛ)	
2TC14-1	2.07	167	-10.6	-421	
2TC14-2	1.73	102	-4.82	-181	
2TC14-3	2.35	149	-6.22	-421	
2TC14-5	1.98	165	-6. 50	-277	
2TC14-6	1.38	188	-10. 1	-245	
平均值	1.90	154	-7.65	-309	
标准差	0.366	32.3	2.55	108	
变异系数(%)	19.3	21.0	33. 3	35.0	

第5章 双轴应力应变全曲线试验

表 5.6 双轴拉压强度参数 (名义应变比-4:1)

表 5.7 双轴拉压强度参数 (名义应变比-6:1)

4 日	竖直加	口载轴	水平加载轴		
5月11 丁	峰值应力(MPa)	峰值应变 (με)	峰值应力(MPa)	峰值应变 (µɛ)	
2TC16-1	1. 37	194	-11.1	-440	
2TC16-2	1.17	1.17 188		-392	
平均值	1.27	191	-10.8	-416	

注:对于名义应变比为-6:1只得到了两组数据,数据太少所以没有求方差和变异系数

表 5.8 单向受拉强度参数

编号	峰值应力 (MPa)	峰值应变 (με)	峰值割线模量 (MPa)	切线模量 (MPa)	备注
2AC-2	56.48	1906	29632	42110	正常破坏
2AC-4	50.39	1778	28340	39530	正常破坏
2AC-8	48.11	2395	20087	31240	正常破坏
2AC-9	45.45	2325	19548	32430	正常破坏

2AC-10	61.80	2185	28283	40260	正常破坏
2AC-11	49.44	2171	22772	39040	正常破坏
2AC-12	54.57	1820	29983	35100	正常破坏
平均值	52.32	2082	25520	37101	
标准差	5.615	247.5	4567	4181	
变异系数(%)	10.7	11.9	17.9	11.3	

第5章 双轴应力应变全曲线试验

注: 表 5.8 中数据同表 4.7。

根据上述数据, 拉压区强度包络线如下图:



根据经典的混凝土屈服面模型,在拉压区混凝土的峰值应力包络图近似为 一条直线。可以看出,本试验测得的拉压区强度包络线在局部区段也近似为直 线,这与经典理论是一致的。但是,上述直线与水平轴的交点处 *σ*₁的取值却远 小于 *f*_c。造成这种现象的原因有两点:一方面是由于加载稳定性的考虑试验点 过于集中于拉压区的一端;另一方面也是由于拉压区强度结果的相对波动较大。 另外,由于受拉加载轴的结构胶以及受压加载轴的减摩层同时对变形的测量产 生较大的影响,使得峰值应变测量值波动较大,所以这里没有列出应变空间的 强度包络图。

5.5 广义边界条件对试件应力分布的影响

常用的混凝土本构模型,诸如弹性模型、塑性模型、内时模型以及宏观损 伤模型,都可以归结为基于 Noll 定义的简单材料框架内的连续介质局部本构理 论。在这个理论框架内,只考虑变形的一阶梯度(应变)及其热力学共轭量(应 力)对材料本构行为的影响,在力学单元体的意义上忽略了变形的高阶梯度, 也就是说认为力学单元体上作用的应力及产生的应变都是均匀的,这种假定适 用于大多数材料。在此基础上进行的本构试验往往将试件近似取为力学单元体, 使用加载设备向试件施加外力和变形,在试件承受外力及产生的变形都是均匀 的前提下将外力和变形在试件体积上求平均值,就得到了材料的本构关系。为 了使试件的受力和变形都尽量均匀,采取了很多措施来改善试件与加载板之间 的接触条件以及加载板本身的变形特性,这些措施可以统称为广义边界条件。 下面将详细讨论各个加载条件下广义边界条件对本构试验的影响。

这里借助有限元分析的方法来分析广义边界条件对试件内部应力应变分布 的影响,重点分析不同加载边界条件下试件内应力的不均匀程度。建模过程中 考虑下面三类广义边界条件:

第一,试件与加载板的接触条件。对于受拉加载面,试件和加载板之间通 过结构胶粘结,结构胶可以同时传递拉力和剪力,这就使得加载板对施加有着 一定程度的侧向约束。为了方便起见,有限元建模时在受拉加载板的加载面同 试件的受拉面之间设置为协同变形。对于受压加载面,为了尽量减少加载板对 试件的侧向约束,本次试验中在加载板与试件之间设置了两层 0.2mm 的 Teflon 减摩层。为了简化分析,有限元建模过程中受压加载板与试件之间设为直接接 触,但是接触摩擦系数取为 Teflon 减摩层之间的摩擦系数。对于纯 Teflon 材料, 其摩擦系数一般在 0.19~0.24 之间波动,考虑到试验采用 Teflon 的纯度以及以 往试验的经验,摩擦系数取为 0.21。

第三,加载板自身的变形。一般分析的过程中认为加载板的刚度很大,可 以保证试件加载面变形均匀,实际上加载板本身存在一定的变形,这种变形对 试件中的应力分布有一定的影响。所以我们准确建立了加载板的三维几何模型, 代入有限元模型与试件模型共同进行分析计算。

第三,加载模式的影响。本试验采用的试验机同大多数试验机的加载模式 相同,都是由加载头朝向或背离支座作单方向相对运动,从而给其间的试件加 载,大多数情况下都认为这种单向加载机制对试验结果没有显著影响。但是, 这种加载模式会使试件产生非对称变形从而对双轴加载试验有着很大的影响, 特别是对于加载板与试件之间存在粘结的受力状态这种影响尤为显著。因此, 在有限元建模和分析的过程中必须准确地的考虑加载板的运动,进而才能准确 的计算试件的内力和变形。



采用 ABAQUS6.5 建立的三维有限元模型如图 5.18 (参照图 5.3):

模型中间部分为混凝土板式试件,几何尺寸为 150×150×50mm,上部及 左右均为钢制加载头,底部为钢支座。加载过程中下部支座的底面和右部加载 头的右端面的位移始终约束为 0,采用在上部和左部加载头的端面施加位移的方 式给试件加载。中间部分混凝土块体以及下部支座形状规则,可采用 C3D8R(八 节点四面体减缩积分)单元;加载头形状不规则但是在一个方向上具有延伸性, 采用 C3D6(六节点楔形体)单元。加载板和混凝土试件之间定义了接触条件, 受拉加载板和试件加载面绑定在一起协调变形,受压加载板与试件加载面之间 直接接触,摩擦系数取 0.3。

由于本节旨在讨论在一定的广义边界条件下加载初期混凝土试件中应力分 布的不均匀性及其对后续裂缝开展趋势的影响,进而定性的判断二轴本构试验 结果的有效性,所以可以先计算出试件未开裂前其中的应力分布,若此时应力 分布比较均匀,那么后续混凝土中裂缝及损伤的产生和发展就符合研究的基本 假定,从而试验结果就是有效的;若存在较强的应力集中,那么裂缝和损伤必 然在应力集中的部位先发生,与研究的基本假定不符,从而导致试验结果不可 用。由于考虑低应力即混凝土试件未开裂时的行为,所以在有限元分析的过程 中我们假定试件和加载头均处于弹性状态:混凝土弹性模量取 30GPa, 泊松比取 0.2;钢材弹性模量取 210GPa, 泊松比取 0.3。虽然模型材料均为线弹性的,但 是由于接触条件的非线性,整个模型仍然是一个非线性有限元计算模型。

5.5.1 双轴受压试验

对于双轴受压试验,加载和约束情况如图 5.19。底端及右端为固定端,上 端沿 2 方向施加位移-0.2mm,左端沿 1 方向施加位移 0.2mm。



图 5.20 双向受压试件 Mises 应力云图



由上述应力云图可以看出由于边界条件的影响试件中的应力分布并不是完 全均匀的。由 Mises 应力云图,试件右上角部存在一定的应力集中,但是应力集 中程度比较低,角部应力只有中部应力的 2~3 倍;由最大主应力云图,试件中 几乎没有产生拉应力,所以试件中的裂缝是由压应力与侧向变形引起的,裂缝 的产生和扩展都是相对稳定的。实际试验的过程中,试件上的裂缝开始扩展的 位置也并不明显集中于角部,而是具有一定的随机性。因此可以认为边界条件 对双轴受压试验结果没有显著影响。另外,由轴侧图可以看出应力沿试件厚度 方向分布比较均匀,试件基本满足平面应力状态,以后的讨论中将不再给出轴 侧图。

5.5.2 双轴拉压试验

对于双轴拉压试验,加载和约束情况如下图 5.22。右端为固定端,上端沿 2 方向施加位移 0.02mm,左端沿 1 方向施加位移 0.2mm。

第5章 双轴应力应变全曲线试验



图 5.23 双向拉压应力云图

由 Mises 应力云图可以看出,由于粘接和加载机制的影响,试件中应力的 分布很不均匀,右下角存在严重的应力集中,其应力是中部应力的 10 倍以上。 由最大主应力云图,主拉应力较大的单元分布在一个带状区域内,其中底边特 别是右下角主拉应力最大。由于右下角部位主拉应力和主压应力均较大,根据 混凝土的破坏准则,破坏应该首先在右下角产生,然后沿着底边向左扩展并最 终贯通试件。实际试验的过程中,试件上的可见裂缝大多数是其在右下角先产 生并沿着底边扩展,最终破坏试件大多数为 5.11 (a)所示近端破坏试件,极少 出现 5.11 (b)所示远端破坏试件,没有出现裂缝沿试件中部扩展的情况。

5.5.3 双轴受拉试验

对于双轴受拉试验,加载和约束情况如下图 5.24。右端为固定端,上端沿 2 方向施加位移 0.02mm,左端沿 1 方向施加位移-0.02mm。



由 Mises 应力云图可以看出在试件中间的大部分区域内应力的分布还是比 较均匀的,应力集中现象集中出现左上、右上和左下三个角部;由最大主应力 云图,上述三个角部的拉应力是中间部位的 5~10 倍,并且上表面和右表面拉 应力也大于试件的其它部位。由上述应力分布推断,试件中的裂缝应该始于上 述三个角部,然后沿着上表面和右表面扩展,最后贯通破坏。实际试验过程中 试件也没有产生传统试验中所描述的斜对角裂缝,而是如上述分析的一样裂缝 自角部产生并沿着边界扩展,最终上加载板和右加载板各撕下一小块混凝土, 试件主体还粘贴在支座和下部加载板上(如图 5.26)。



图 5.26 双向受拉试件破坏照片

5.6 本章小结

混凝土多轴加载试验由来已入,国内外研究者在这方面进行了大量的工作, 其中以 Helmut Kupfer 在慕尼黑大学(TUM)进行的混凝土板式试件二轴强度试 验最具有代表性,Kupfer 不仅得到了可靠的混凝土二轴强度数据,而且建立了 二轴强度包络图的理论模型,其试验数据和理论模型都得到了广泛地承认。此 后进行的试验虽然对 Kupfer 的试验装置和方法进行了大量改进,但大都还是基 于强度试验和应力控制加载的基本框架。时至今日,理论和使用的需求都推动 我们去探索混凝土在多轴受力全过程中更加精细的性质,并以此为出发点设计 和进行多轴试验,本次试验就是在这样的背景下进行的。本章在试验数据的基 础上,整理得到了混凝土板式试件在双压和拉压受力状态下的双轴受力全曲线, 识别曲线的强度参数并进行分析对比,分别建立了应力和应变空间混凝土二轴 强度包络图,并深入讨论了边界条件对试验过程以及结果的影响。

本章整理得到的混凝土二轴受力全曲线与既有结果具有一定的一致性,并 且与研究者对混凝土的直观理解是相符的。全曲线包含初始的硬化段及后续的 软化段,反映了混凝土材料在加载过程中从完整到损伤以及最终破坏的变化趋 势。当然,并不是所有的试验结果都与理论以及直观相符,某些应变比加载条件下得到的多轴应力应变全曲线不仅包含初始上升段和后续下降段,在下降段到达一定程度后又出现了上升段,甚至某些应变较小加载轴由于后续上升段的影响其应力会超过相应的应变较大的加载轴,这是迄今为止的混凝土本构理论尚无法预测和描述的现象,并且表面上也与损伤不愈合的基本假定相悖。本文经分析初步认为这种现象来源于所谓的"平衡点跳跃"现象,但是混凝土加载过程中出现"平衡点"跳跃的物理实质尚有待于进一步讨论。

本章所得应力空间内的强度包络线与经典理论和试验的结果相符,整体上 比 Kupfer 等人早期得到的包络图丰满。本章还得到了应变空间强度包络图,对 于应变空间中建立的混凝土本构理论具有一定的参考性。

传统多轴试验一般只关心强度包络线的均值曲线,并没有注意到均值曲线 周围试验点的离散分布特性,这是非常不全面的。我们知道,利用高精度试验 机测得的混凝土多轴强度仍然具有一定的离散性,这说明混凝土本身就具有一 定的离散性,而这种离散性对与实际的分析设计有着重要的意义,所以我们在 建立强度包络图均值曲线的同时,还应该描述均值曲线周围试验点离散分布的 状况。基于此,本章不仅给出了强度包络图的均值曲线,同时给出了试验数据1 倍方差的分布范围。

回顾 Kupfer 等人的试验,其中具有里程碑意义的改进就是成功引入了刷形 加载板来减小加载板对试件的约束作用,从而成功解决了传统受压试验测得混 凝土强度过高的问题,这个例子充分说明了加载边界条件对多轴加载试验的影 响。本章的最后借助有限元分析全面讨论了二轴加载条件下广义边界条件对试 验结果的影响,为试验结果的有效性判定以及试验装置的改进提供了依据。

第6章 随机损伤本构理论建模

6.0 引言

在外部荷载作用下,由于细观结构缺陷(诸如微裂缝、微孔洞)引起的材 料和结构的劣化,称为损伤。而损伤力学正是研究损伤介质的材料性质,以及 变形过程中损伤的演化发展直至破坏的过程的学科。从前面试验过程以及试验 曲线可以明显的看出,混凝土在外部荷载作用下的很多特性都比较符合损伤力 学研究的基本条件,混凝土从受力到损伤的过程是连续的,并且在很低的应力 和应变条件下就已经发生,混凝土从开始受力到破坏的过程几乎不产生屈服而 是呈现出明显的"软化"和"弱化"的特性,并且与微裂缝的形成、开展、交 错,集中等一系列过程密切相关。基于此,采用损伤力学的方法体系对混凝土 结构进行全过程精细化分析,更能够反映其弱化和破坏的实质,因此发展混凝 土损伤力学的研究方法,研究混凝土损伤和破坏的全过程,构成了近代混凝土 力学的主要研究方向。

混凝土损伤本构关系是指在研究混凝土受力和变形关系的过程中引入损伤 的概念,以损伤变量的形式反映混凝土在外部作用下其内部初始缺陷的发展对 混凝土应力应变关系曲线的影响。这样,混凝土的本构关系问题转化为损伤力 学中损伤的成核和演化问题。这样,在加载路径和材料损伤的演化规律已知的 前提下可以计算模拟材料宏观破坏的全过程并且得到过程中材料应力应变的变 化状况,进一步可以进行结构设计、强度校核以及结构寿命预测等工作。

前已述及,损伤力学有两个主要分支:一是连续损伤力学,它利用连续介 质热力学与连续介质力学的唯象方法,研究损伤力学过程。着重考察损伤对材 料宏观力学性能的影响以及材料和结构损伤演化的过程和规律,而不去考察损 伤演化的具体物理力学过程。二是细观损伤力学,它通过对典型损伤基元(微 裂缝、微孔洞、剪切带、断裂带等)的组合,根据损伤基元的变形与演化过程, 再借助于平均化的方法,求得材料变形与损伤过程以及细观损伤参量之间的联 系。在混凝土非线性力学的研究过程中,不同的研究者基于不同的损伤力学分 支建立了不同的损伤本构模型。基于连续损伤力学建立的混凝土本构模型着眼 于混凝土的宏观力学响应,力求在一定假设的基础上建立的损伤本构模型能够 计算模拟出与试验结果相近的结果;基于细观损伤力学建立的模型着眼于混凝 土受力后的细观损伤机制,力求建立的模型既能用于实际的计算也具有明显的 物理意义。但是,由于认识和技术上的原因,基于两种理论建立起的模型还没 有很好的统一起来。

除了损伤引入的非线性外,混凝土还有另外一个重要的特性就是随机性^[93]。 由上面的试验结果可以看出,即便是用高精度大型试验机测得的简单单轴试验 结果也具有相当的离散性,这说明混凝土本构试验的离散性并不都是试验设备 和手段引入的,其中相当一部分离散性是由混凝土材料本身引入的。事实上, 混凝土力学性能的随机性来源于其内部材料及初始损伤的随机性。随机的初始 分布导致随机的损伤,随机的损伤路径导致了随机的本构关系。混凝土材料的 随机性对于混凝土结构的分析设计有着至关重要的影响,只有充分掌握了混凝 土材料本身的随机性规律才能正确计算结构的内力分布规律,也才能作出可靠 的分析和设计。在混凝土受力的全过程中非线性和随机性相互作用形成丰富多 彩的非线性行为,为了反映这些行为,必须在本构模型中同时考虑随机性和非 线性得双重影响,循着这条思路建立起的模型就是随机损伤本构模型。

6.1 细观损伤机制分析

在外部荷载作用下混凝土结构会产生"损伤",加载过程中混凝土结构的强 度和刚度会逐渐退化。循着这一思路,可以将描述损伤的变量定义为结构受力 前后的刚度比,并进而从宏观唯象层次上对损伤的演化规律进行研究。但是, 结构层次的损伤是千差万别的,不同的结构形式显现出不同的损伤形态;即便 对于同样的结构,荷载形式的不同也会引起截然不同的损伤。实际上即使结构 和荷载均相同,由于混凝土材料内秉随机性的作用,也会使得结构在损伤演化 的过程中出现非线性"分叉",结构最终的损伤形态和程度大相径庭。这就使得 在结构层次上很难给出具有一致性的损伤变量表达式,也很难给出统一的损伤

上面遇到的问题使得人们必须认真考虑损伤的定义和描述,特别是损伤的 层次问题。之所以在结构层次上很难给出具有一致性的损伤表达式,是因为宏 观层次上结构形式和荷载形式都存在巨大差异,在分析和建模的过程中应该尽 量避开这种差异,转而寻找不同类型的结构和荷载作用中所共有的性质进行描述,才能建立起具有统一性的损伤模型。由此人们将目光投向细观尺度,由力学单元体出发展开分析建模。在力学单元体层次上,混凝土材料具有规整的几何形状和统一的刚度矩阵表达式,这就使得损伤的分析和建模大大简化。当然,即便在力学单元体这种理想化模型的基础上,损伤的建模也不是简单和显然的,需要进行深入的分析和讨论。

在单元体损伤建模过程中,首先应该从材料发生损伤的物理实质出发明析 损伤的类型,然后从损伤的产生和损伤对单元体的作用两方面出发来讨论损伤 的定义和建模。也就是说,第一步搞清特定类型应力作用下会产生怎样类型的 损伤,第二步要搞清楚特定类型损伤产生的情况下会对单元体的力学性质产生 怎样的影响。与此同时,单元分析的过程虽然在最大程度上减小了结构的差异 性,但是混凝土结构内在的随机性特性却是不能在单元层次上忽略的。通过有 限元分析,将单元体的非线性损伤特性和随机性特性传递给结构,就构成了混 凝土结构精细化分析的基本思路。

6.1.1 单元体损伤计算

混凝土材料的损伤来源于加载过程中内部裂缝的产生和扩展。在单元分析 中,应该着重考虑单元体内微裂缝的产生和扩展对单元体刚度矩阵进而对单元 体损伤参数的影响。由于一般混凝土中局部裂缝的开展方向具有某种程度的一 致性,所以可以考虑单元体中仅包含一条裂缝的情形,并计算由于裂缝引起的 刚度矩阵的变化。

考虑包含一条微裂缝的单元体,利用应力转轴公式将应力旋转至与裂缝正 交的坐标系,如图 6.1



图 6.1 包含一条裂缝单元体

对于无损材料

$$\boldsymbol{\varepsilon}^{e} = \mathbf{C}^{e} : \boldsymbol{\sigma} \tag{6.1}$$

其中C^e为材料初始柔度张量,ε^e为无损材料在应力σ作用下产生的应变。由于 材料中包含微裂缝,裂缝的张开和滑移使得在相同应力作用下材料产生的应变 大于无损材料,将已损材料的应变作如下分解:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^e + \boldsymbol{\varepsilon}^c \tag{6.2}$$

其中^{ε[°]}是由于微裂缝的张开和滑移而引入的附加应变,根据文献[67]中的计算 公式,^{ε[°]}可以由下式计算:

$$\boldsymbol{\varepsilon}^{c} = \frac{1}{V} \int_{\partial \Omega} \frac{1}{2} \{ \mathbf{n} \otimes [u] + [u] \otimes \mathbf{n} \} dS$$
(6.3)

其中n表示裂缝表面的外法向量, [*u*]表示裂缝引起的基体的不连续位移, *V*表示单元体的体积,而积分号表示沿裂缝的表面积分。对于线弹性问题,根据线弹性的 COD 理论,可知裂缝张开位移同远场应力之间存在如下线性关系:

$$[u] = \mathbf{K}^c : \mathbf{\sigma} \tag{6.4}$$

其中**K**^e与应力无关只与材料的断裂韧性有关,并且对于小范围屈服问题,上述 公式也在一定的的精度上成立。将(6.4)代入(6.3)并化简得:

$$\boldsymbol{\varepsilon}^{c} = \mathbf{H} : \boldsymbol{\sigma} = \left\{ \frac{1}{V} \int_{\partial \Omega} \frac{1}{2} \left[\mathbf{n} \otimes \mathbf{K}^{c} + \mathbf{K}^{c} \otimes \mathbf{n} \right] dS \right\} : \boldsymbol{\sigma}$$
(6.5)

再以(6.5)代入(6.2),化简有:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{C}^e : \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{H} : \boldsymbol{\sigma} = (\mathbf{C}^e + \mathbf{H}) : \boldsymbol{\sigma}$$
(6.6)

可得损伤材料的柔度张量为

$$\mathbf{C} = \mathbf{C}^e + \mathbf{H} \tag{6.7}$$

根据文献[92]中损伤变量的定义,再利用刚度张量和柔度张量的关系,有

$$\mathbf{D} = \mathbf{I} - (\mathbf{C}^e + \mathbf{H})^{-1} : \mathbf{C}^e$$
(6.8)

其中D为损伤张量。至此我们得到了损伤张量与微裂缝之间的关系。

上述推导的目的并不在于建立精确的函数关系来反映损伤张量与微裂缝之间的关系,因为上述推导过程中也忽略了很多因素,作了很多很强的假设。但 是,上述推导体现出了由微裂缝位移到损伤张量的基本过程,通过对上述过程 的考察我们发现,微裂缝对单元体刚度的影响与微裂缝的位移模式以及单元体 上外应力的模式强烈相关。微裂缝的位移模式有两种,即张开和滑移;外应力 的作用模式有正应力和剪应力。下面对不同应力模式与对应的裂缝位移模式分 别进行讨论。

6.1.2 垂直裂缝方向的正应力作用



如图 6.2, 若 σ_y 为压应力,裂缝闭合且不会产生相对滑移,裂缝不会对单元体的刚度产生影响,也不会引起损伤。若 σ_y 为拉应力,则会引起裂缝端部的应力集中,从而导致裂纹的进一步扩展。在线弹性分析的前提下,设应力强度因子为

$$K_I = \sigma_v \sqrt{\pi a} \tag{6.9}$$

其中 a 为裂缝长度。裂缝端部建立极坐标系,则裂缝端部应力场可以表达式为^[58]

$$\begin{cases} \sigma_x = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos\frac{\theta}{2} \left[1 - \sin\frac{\theta}{2} \sin\frac{3\theta}{2} \right] \\ \sigma_y = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos\frac{\theta}{2} \left[1 + \sin\frac{\theta}{2} \sin\frac{3\theta}{2} \right] \\ \tau_{xy} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos\frac{\theta}{2} \sin\frac{\theta}{2} \cos\frac{3\theta}{2} \end{cases}$$
(6.10)

其中r为极径, θ为极角。当然,上述公式只在描述裂缝端部局部区域的应力时 比较准确,离开裂缝端部很远的区域则不准确。

另一方面, 拉应力会使得裂缝产生 y 方向张开位移, 但是不会产生相对 x 方向位移以及裂缝两侧相对滑移。裂缝两侧的张开位移为
$$[u_{y}] = \sqrt{a^{2} - x^{2}} \frac{4}{E} \sigma_{y}$$
(6.11)

其中坐标系建立在裂缝中心且与裂缝正交, a 为裂缝半长度。将(6.11)代入(6.5)~(6.8)就能够求得裂缝张开位移对附加应变以及损伤张量的影响。

从上面的分析至少可以得到两点结论:第一,垂直裂缝方向上的拉应力可 以引起裂缝端部的应力集中以及裂缝扩展和张开;第二,裂缝的张开位移又会 反过来导致拉应力方向上刚度退化和损伤。

6.1.3 裂缝正交坐标系内剪应力作用



如图,剪应力*τ_w*也则会引起裂缝端部的应力集中,从而导致裂纹的进一步 扩展。在线弹性分析的前提下,设应力强度因子为

$$K_{II} = \tau_{xv} \sqrt{\pi a} \tag{6.12}$$

其中 a 为裂缝长度。裂缝端部建立极坐标系,裂缝端部应力场可以表达式^[58]

$$\begin{cases} \sigma_x = -\frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \sin\frac{\theta}{2} \left[2 + \cos\frac{\theta}{2} \cos\frac{3\theta}{2} \right] \\ \sigma_y = \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \sin\frac{\theta}{2} \cos\frac{\theta}{2} \cos\frac{3\theta}{2} \\ \tau_{xy} = \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \cos\frac{\theta}{2} \left[1 - \sin\frac{\theta}{2} \sin\frac{3\theta}{2} \right] \end{cases}$$
(6.13)

其中r为极径, θ为极角。上述应力表达式也只在描述裂缝端部局部区域的应力 时比较准确,离开裂缝端部很远的区域则不准确。

另一方面,剪应力会使得裂缝两侧产生相对滑移,但是不会产生 x 和 y 方

向的张开位移。裂缝两侧的相对滑移位移为

$$[u_x] = \sqrt{a^2 - x^2} \frac{4}{E} \tau_{xy}$$
(6.14)

其中坐标系建立在裂缝中心且与于裂缝正交, a 为裂缝半长度。将(6.14)代入(6.5)~(6.8)就能够求得裂缝相对滑移对附加应变以及损伤张量的影响。

从上面的分析也可以得到两点类似的结论:第一,剪应力可以引起裂缝端 部的应力集中以及裂缝扩展和张开;第二,裂缝的张开位移又会反过来导致单 元体抗剪刚度退化和损伤。



如图 6.4,对于平行于裂缝方向正应力对裂缝扩展的影响以及裂缝对其平行 方向上刚度的影响,人们的认识一直比较模糊。一般认为,若为拉应力则对裂 缝的扩展没有明显作用,也不会引起裂缝的张开或者滑移位移,从而不会引起 刚度退化和损伤张量的演化;若为压应力,由于泊松效应的影响,会使的裂缝 端部产生应力集中,裂缝两侧产生张开位移进一步影响单元体的刚度和损伤演 化。本文中基于弹性力学的复变函数理论求解上述问题,得到裂缝端部应力场 以及裂缝两侧的相对位移,并基于此对损伤机制进行了若干讨论。

首先考虑小椭圆孔平板的受远场均匀应力,远场均匀应力 p 与 0x 轴(椭圆 长轴)成α角,如图 6.5。



上述 z-平面上带有椭圆孔的无限域Ω经过下述映射后转化成ζ-平面上单位 圆周的外部,有

$$z = \omega(\zeta) = R\left(\zeta + \frac{m}{\zeta}\right) \tag{6.16}$$

其中

$$a = R(1+m)$$
 $b = R(1-m)$ (6.17)

$$R = \frac{a+b}{2} \quad m = \frac{a-b}{a+b} \tag{6.18}$$

根据弹性力学的复变函数理论,可得上述问题的 K-M 应力函数表达式为^[96]

$$\varphi(\zeta) = \frac{pR}{4} \left(\zeta + \frac{2e^{2i\alpha} - m}{\zeta} \right)$$

$$\psi(\zeta) = -\frac{pR}{2} \left\{ \zeta e^{-2i\alpha} + \frac{e^{2i\alpha}}{m\zeta} - \frac{1}{m} (1 + m^2) (e^{2i\alpha} - m) \frac{\zeta}{\zeta^2 - m} \right\}$$
(6.19)

先计算椭圆孔两端应力,根据公式

$$\sigma_{\rho} + \sigma_{\theta} = 4 \operatorname{Re}\{\Phi(\zeta)\}$$
(6.20)

$$\Phi = \frac{\varphi'(\zeta)}{\omega'(\zeta)} \tag{6.21}$$

其中 Re(•) 表示取实部。令 $\zeta = \rho e^{i\theta}$ 代入上式,得

$$\sigma_{\rho} + \sigma_{\theta} = p \frac{\rho^4 - 2\rho^2 \cos 2(\theta - \alpha) - m^2 + 2m \cos 2\alpha}{\rho^4 - 2m\rho^2 \cos 2\theta + m^2}$$
(6.22)

在孔边有 $\rho=1$, $\sigma_{o}=0$, 因而得

$$\sigma_{\theta} = p \frac{1 - 2\cos 2(\theta - \alpha) - m^2 + 2m\cos 2\alpha}{1 - 2m\cos 2\theta + m^2}$$
(6.23)

当 $\alpha = 0$,应力 *p* 平行于 0x 轴,有

$$\sigma_{\theta} = p \frac{1 - m^2 + 2m - 2\cos 2\theta}{1 + m^2 - 2m\cos 2\theta}$$
(6.24)

可得

$$\begin{cases} \left(\sigma_{\theta}\right)_{\theta=\pm\frac{\pi}{2}} = p \frac{3-m}{1+m} \\ \left(\sigma_{\theta}\right)_{\theta=0} = -p \end{cases}$$

$$(6.25)$$

令b=0,上述椭圆孔退化成一条缝,则m=1, R=a/2,有

$$\begin{cases} \left(\sigma_{\theta}\right)_{\theta=\pm\frac{\pi}{2}} = p \\ \left(\sigma_{\theta}\right)_{\theta=0} = -p \end{cases}$$

$$(6.26)$$

由上面应力表达式可以看出在平行于裂缝方向上的远场正应力作用下,裂缝端 部平行裂缝方向的正应力与远场应力相同,垂直方向产生了一定程度的应力集 中,但是应力集中程度不大,只是取到有限值。一般来说应力集中有可能造成 裂缝的进一步扩展。另外,上述应力表达式只适用于裂缝端部有限的临域内, 对于距离裂缝端部较远的区域并不成立。

下面求裂缝两侧的相对位移。将 $\alpha = 0$, m = 1, R = a/2代入应力函数表达式 (6.19), 应力函数表达式简化为

$$\begin{cases} \varphi(\zeta) = \frac{pR}{4} \left(\zeta + \frac{1}{\zeta}\right) \\ \psi(\zeta) = -\frac{pR}{2} \left\{\zeta + \frac{1}{\zeta}\right\} \end{cases}$$
(6.27)

根据表达式 (6.16), 反求得

$$\begin{cases} \zeta = \frac{1}{a} \left[z + \sqrt{z^2 - a^2} \right] \\ \frac{1}{\zeta} = \frac{1}{a} \left[z - \sqrt{z^2 - a^2} \right] \end{cases}$$
(6.28)

将(6.28)代入(6.27),有

$$\begin{cases} \varphi_1(z) = \frac{p}{4}z \\ \psi_1(z) = -\frac{p}{2}z \end{cases}$$
(6.29)

用复位势函数表示的位移表达式为

$$\frac{E}{1+\nu}(u+i\nu) = \frac{3-\nu}{1+\nu}\varphi_1(z) - z\overline{\varphi_1'(z)} - \overline{\psi_1(z)}$$
(6.30)

将(6.29)代入(6.30),求得位移为

$$\begin{cases} u = \frac{p}{E}x\\ v = -\frac{pv}{E}y \end{cases}$$
(6.31)

从上述位移函数可知,裂缝两侧没有相对位移,从而也不会引起刚度减小乃至 损伤。

对(6.31)求偏导可得应变表达式

$$\varepsilon_x = \frac{p}{E} \quad \varepsilon_y = -\frac{vp}{E} \quad \gamma_{xy} = 0$$
 (6.32)

代入胡克定律求得应力分量

$$\sigma_x = p \quad \sigma_y = 0 \quad \tau_{xy} = 0 \tag{6.33}$$

求得的应力分量能够满足平衡方程、协调方程和内外边界条件,所得结果是可信的。

从上面的分析和计算可以看出,虽然单元体内包含有裂缝,但是在裂缝平 行方向的应力作用下,裂缝两侧没有相对位移,并且裂缝端部的应力集中也非 常有限。

6.1.5 单元体损伤机制

由上面的讨论可以看出,如果将外力作用下单元体内微裂缝的成核和扩展 看作单元体损伤的主要原因,那么根据单元体内部微裂缝变形模式及其成因的 不同,可以将损伤分为两种模式:

1、受拉损伤(参见图 6.2)

在垂直于裂缝方向的拉应力作用下,裂缝端部产生应力集中,使得裂缝沿着原来的走向扩展;同时微裂缝产生张开位移,使得拉应力方向上产生附加应变,弹性模量减小,由此产生的损伤称为受拉损伤。

2、受剪损伤(参见图 6.3)

在剪应力作用下,裂缝端部产生应力集中,使得裂缝产生扩展;同时微裂 缝两侧产生相对滑移,使得剪应力方向上产生附加应变,剪切弹性模量减小, 由此产生的损伤称为受剪损伤。

在单轴受压状态下,不会发生传统理论中那种由于泊松效应引发的侧向受 拉作用进而引起的受压损伤。后述研究表明,单向受压状态的损伤描述可以通 过上述受剪损伤模式加以描述。

6.2 损伤的演化法则

根据上面的讨论, 混凝土单元体在外力作用下会产生两种基本的损伤机制, 即受拉损伤和受剪损伤, 对于其中任意一种损伤机制, 公式(6.1)~(6.8) 给出了已有损伤对单元体力学性能的影响, 只需再补充损伤演化方程就可以建 立起完整的损伤本构结构。

材料的余能密度可以表示为

$$\Pi(\sigma, a) = \frac{1}{2}\sigma : C : \sigma \tag{6.34}$$

根据断裂力学的基本公式^[58],有下面偏导关系

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a} = K \tag{6.35}$$

其中a为裂缝长度, K为受力状态下的应力强度因子,为材料参数。

然而,这样建立的理论体系存在某些问题:第一,上述推导特别是损伤演

化方程(6.35)是基于线弹性断裂理论,这个理论对混凝土是否适用还存在争论,就连应力强度因子是否可以作为混凝土的材料参数还有许多学者质疑;第二,一般的混凝土中的裂缝是成簇形成和开展,上述公式很难描述裂缝之间的相互作用;第三,上述建立的理论得到的应力应变曲线在峰值处往往存在尖点,实测数据表明曲线峰值点附近是平滑的;第四,混凝土并非均值材料,混凝土本身的非均匀性会导致其力学性能的随机性,上述模型无法考虑混凝土内在的随机性特征。

基于此,在损伤模式明析以后,针对特征损伤模式演化规律的建模并没有 必要完全依照细观损伤机制建立唯象的物理模型,而可以在综合考虑各种因素 的情况下建立抽象物理模型,这里引入弹簧模型这种抽象物理模型来考虑特定 特定损伤模式的演化规律,并同时考虑混凝土内在的随机性影响。

6.2.1 单轴受拉损伤建模

前面的讨论中已经提到过,细观损伤的建模也有两种基本思路:一种是基于代表体积单元(representative volume element-RVE)^[42]求得各个物理量在代表体积单元上平均值的平均化方法;另一种摈弃了前述方法中有意回避随机性的作法,大胆地将随机性引入细观损伤地建模,并且将随机性作为损伤演化的某种驱动力加以描述。从以往的理论、试验以及本次试验结果都可以看出,非线性和随机性是混凝土两个最基本的特性,在混凝土的建模和分析过程中都不可忽略,所以我们在细观损伤建模过程中采用了第二种方式,并引入随机性并将其作为损伤的驱动力。

由于并联弹簧模型表达式简单、物理意义明了并且能够描述随机性与损伤的相互作用,所以这里将并联弹簧模型(Kandarpa 1996, Krajcinovic 1995, 李杰、张其云 2001)的推导严密化并引入了某些改进,建立混凝土单轴受拉随机损伤本构模型。

建模基本假定:

1) 在单轴受拉状态下,混凝土单元体中损伤的产生和演化可以借助图 6.6 所示并联弹簧串描述;



图 6.6 并联弹簧模型示意

2) 混凝土单元体高为h,长为l,厚度为1;

3) 混凝土单元体总共分解为 N 个弹簧,每个弹簧的面积为1/N,弹性系 数为 $E_c l/N$;

4) 每个弹簧服从图 6.7 所示弹脆性本构关系,断裂应变 △ 为随机变量,服 从一定分布;



损伤变量定义为断裂面积和初始面积的比值

$$D(\varepsilon) = \frac{A_c}{A} = \frac{n}{N} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} H(\varepsilon - \Delta_i)$$
(6.36)

其中: ε为典型体积单元的拉伸应变; n为断裂弹簧的个数; H(•)为 Heaviside 函数,其定义为

$$H(x) = \begin{cases} 0 & x \ge 0\\ 1 & x < 0 \end{cases}$$
(6.37)

损伤变量与应力和应变的关系可以表示为:

$$\sigma = (1 - D)E\varepsilon \tag{6.38}$$

当(6.36)中弹簧个数 N 趋近于无穷大时,并联弹簧串可以看作一维连续体, 根据黎曼随机积分的定义,若 $N \rightarrow +\infty$ 上述极限存在,可以写为如下形式:

$$D(\varepsilon) = \int_0^1 H[\varepsilon - \Delta(x)] dx$$
(6.39)

其中Δ由随机变量转化为以*x*为参数的随机过程Δ(*x*),假定随机过程Δ(*x*)的一维二维分布密度函数都存在,由于本构方程的空间平移不变性,那么可以假定随机过程Δ(*x*)具有二阶平稳性,其一维二维分布密度函数可以写为下面形式:

$$f(\Delta; x) = f(\Delta) \tag{6.40}$$

$$f(\Delta_1, \Delta_2; x_1, x_2) = f(\Delta_1, \Delta_2; |x_1 - x_2|)$$
(6.41)

令 $\xi(x) = H[\varepsilon - \Delta(x)]$,由 Heaviside 函数的定义可知 $\xi(x)$ 服从 0-1 分布,可得:

$$P[\xi(x) = 1] = P\{H[\varepsilon - \Delta(x)] = 1\} = P\{[\varepsilon - \Delta(x)] \ge 0\}$$
$$= P[\Delta(x) \le \varepsilon] = \int_0^\varepsilon f(\Delta) d\Delta \triangleq F(\varepsilon)$$
$$P[\xi(x) = 0] = 1 - F(\varepsilon)$$

可得随机过程 ε(x) 的均值函数

$$\mu_{\xi}(x) = E[\xi(x)] = 1 \times F(\varepsilon) + 0 \times [1 - F(\varepsilon)] = F(\varepsilon)$$
(6.42)
再令 $\phi(x_1, x_2) = \xi(x_1)\xi(x_2)$,可知 ϕ 也服从 $0 - 1$ 分布,可得

$$P(\phi = 1) = P[\xi(x_1)\xi(x_2) = 1] = P[\xi(x_1) = 1 \cap \xi(x_2) = 1] = P[\Delta_1(x) \le \varepsilon \cap \Delta_2(x) \le \varepsilon]$$

$$= \int_0^{\varepsilon} \int_0^{\varepsilon} f(\Delta_1, \Delta_2; |x_1 - x_2|) d\Delta_1 d\Delta_2 \stackrel{\wedge}{=} F(\varepsilon, \varepsilon; |x_1 - x_2|)$$

 $P(\phi = 0) = 1 - F(\varepsilon, \varepsilon; |x_1 - x_2|)$

 ϕ 的均值函数,即 ξ 的自相关函数为

$$R_{\xi}(x_1, x_2) = E[\xi(x_1)\xi(x_2)] = E[\phi(x_1, x_2)] = F(\varepsilon, \varepsilon; |x_1 - x_2|)$$
(6.43)

可知随机过程*ξ*(*x*)的二阶矩存在,并且其取值与起点无关而只与位置间隔有关, 为宽平稳过程。

对于损伤变量的表达式,由均方积分的性质,可得其均值函数为:

$$\mu_D(\varepsilon) = E[\int_0^1 \xi(x) dx] = \int_0^1 E[\xi(x)] dx = \int_0^1 F(\varepsilon) dx = F(\varepsilon)$$
(6.44)

方差函数

$$V_D^2 = E[D(\varepsilon)]^2 - [\mu_D(\varepsilon)]^2 = E[\int_0^1 \xi(x) dx]^2 - [\mu_D(\varepsilon)]^2$$
(6.45)

由均方积分的性质

$$E[D(\varepsilon)]^{2} = \int_{0}^{1} \int_{0}^{1} R_{\xi}(x_{1}, x_{2}) dx_{1} dx_{2} = \int_{0}^{1} \int_{0}^{1} F(\varepsilon, \varepsilon; |x_{1} - x_{2}|) dx_{1} dx_{2}$$
$$= 2 \int_{0}^{1} (1 - \gamma) F(\varepsilon, \varepsilon; \gamma) d\gamma$$
(6.46)

其中 $\gamma = |x_1 - x_2|$, 方差函数的最终表达式为

$$V_D^2 = 2\int_0^1 (1-\gamma)F(\varepsilon,\varepsilon;\gamma)d\gamma - [\mu_D(\varepsilon)]^2$$
(6.47)

若Δ(x)为独立过程,有

$$F(\varepsilon,\varepsilon;\gamma) = [F(\varepsilon)]^2 \tag{6.48}$$

于是方差函数

$$V_D^2 = 2 \int_0^1 (1 - \gamma) [F(\varepsilon)]^2 d\gamma - [\mu_D(\varepsilon)]^2 = 0$$
 (6.49)

设 $\Delta(x)$ 一维分布的数学期望和标准差分别为 μ_{Δ} 和 σ_{Δ} ; $Z(x) = \ln \Delta(x)$ 服从 正态分布,其数学期望和标准差分别为 λ 和 ζ ,有

$$\lambda = E[\ln \Delta(x)] = \ln\left(\frac{\mu_{\Delta}}{\sqrt{1 + \sigma_{\Delta}^2/\mu_{\Delta}^2}}\right)$$
(6.50)

$$\zeta^{2} = Var[\ln \Delta(x)] = \ln(1 + \sigma_{\Delta}^{2}/\mu_{\Delta}^{2})$$
(6.51)

显然Δ(x)服从一维对数正态分布,其分布函数

$$F_{\Delta}(\varepsilon) = \Phi\left[\frac{\ln \varepsilon - \lambda}{\zeta}\right] \triangleq \Phi(\alpha)$$
(6.52)

其中 Φ(•) 为一维标准正态分布函数。

假定Z(x)的自相关系数为

$$\rho_z(\gamma) = \exp(-\xi\gamma) \tag{6.53}$$

则Z(x)的自协方差函数为

$$\Gamma_z(\gamma) = \zeta^2 \exp(-\xi\gamma) \tag{6.54}$$

Z(x)的自相关函数为

$$R_z = \zeta^2 \exp(-\xi\gamma) + \lambda^2 \tag{6.55}$$

式(6.47)中待求分布函数

$$F(\varepsilon,\varepsilon;\gamma) = \Phi(\frac{\ln\varepsilon - \lambda}{\zeta}, \frac{\ln\varepsilon - \lambda}{\zeta} | \rho_z) \triangleq \Phi(\alpha, \alpha | \rho_z)$$
(6.56)

其中Φ(y₁,y₂|ρ)为二维正态分布函数的标准型。一般地,二维正态分布的分布 函数的计算需要借助二重积分,计算量比较大,但是根据文献[20]中的换算公式, 可以将二重积分转化为一重积分,如下

$$\Phi(\alpha, \alpha \mid \rho_z) = \Phi(\alpha) - \frac{1}{\pi} \int_0^\beta \frac{1}{1+t^2} \exp[-\frac{\alpha^2}{2}(1+t^2)] dt$$
 (6.57)

其中 $\Phi(\bullet)$ 为一维标准正态分布函数, $\beta = \sqrt{\frac{1-\rho_z}{1+\rho_z}}$, $\rho_z(\gamma) = \exp(-\xi\gamma)$ 。

由前面的推导可以看出,我们引入了三个参数λ、ζ和ξ,前两个参数与损 伤变量的均值函数有关,后一个参数与损伤的方差函数有关。从而我们利用试 验结果识别参数的过程可以分为两步:第一步根据试验测得的均值曲线识别λ和 ζ;第二步再根据标准差曲线识别ξ。

根据式(6.38)并忽略弹性模量的随机性,可得:

$$\mu_{\sigma}(\varepsilon) = [1 - \mu_{D}(\varepsilon)]E\varepsilon$$

$$V_{\sigma} = E\varepsilon\sqrt{V_{D}^{2}} = E\varepsilon\sqrt{2\int_{0}^{1}(1 - \gamma)F(\varepsilon,\varepsilon;\gamma)d\gamma - [\mu_{D}(\varepsilon)]^{2}}$$
(6.58)

由前述试验所得单轴应力一应变的均值曲线(图 4.18),由公式(6.38)可以 计算出损伤沿加载演化的均值曲线,求导(实际上是对实测试验点序列求差分) 可得损伤变化率曲线,如图 6.3 所示。 第6章 随机损伤本构理论建模



根据式 (6.44),图 6.8 (a) 是随机过程 $\Delta(x)$ 的一维分布函数,因此图 6.8 (b) 是随机过程 $\Delta(x)$ 的一维分布密度函数 (6.40),根据前面的对数正态分布假定,对 6.8(b)进行数据拟合,可得参数 $\lambda = \ln 143.88 = 4.969$, $\zeta = 0.518$,由(6.48)、(6.49)反求得 $\mu_{\Delta} = 164.54$, $\sigma_{\Delta} = 9.56$ 。



根据式(6.58)可计算得出应力的均值曲线如图 6.10:



根据文献[23]中采用随机建模方法得到的结果,随机场参数 < 5 的取值应该在 30 左右,本文取不同的 < 6 估计算得到了若干条损伤变量的方差曲线,经由式 (6.58)换算得到了应力的方差曲线,与试验测得的应力随应变变化的标准差曲 线进行对比(图 6.11)后发现:模型计算得到的应力方差曲线随着随机场参数 < 取值的增大而减小,但是这种减小趋势存在下限,当随机场参数 < 5 取值大于 100 时应力方差曲线的变化就不再明显;模型计算得到的应力方差函数的下限还是 大于实测的应力标准差函数,这一方面与模型中随机场相关函数的表达形式有 关,另一方面也与试验过程中试块数量较少从而统计得到的标准差函数不甚准 确有一定的关系。



图 6.11 实测应力方差曲线与模型应力方差曲线

6.2.2 受剪损伤建模

混凝土的损伤可以表示为材料弹性性质的退化。由此出发,可以将损伤变 量表示为损伤材料和未损伤材料的刚度比,而一般脆性材料加载后发生刚度退 化的原因是材料中微裂缝的张开和滑移引起的附加应变。微裂缝的张开是由拉 应力引起,上一小节中讨论的并联弹簧模型可以准确地描述裂缝混凝土单元体 在拉应力作用下由于微裂缝张开而产生的受拉损伤及其演化。类似的,可以认 为混凝土单元体中微裂缝的滑移是由剪应力引起的。为此,本文基于"并联受 剪弹簧"的概念建立剪应力作用下混凝土单元体的受剪损伤的产生及演化规律, 并同时反映出损伤演化过程中随机性的影响。

在纯剪受力状态下,混凝土单元体中损伤的产生和演化可以借助图 6.12 中的并联受剪弹簧模型描述:



图 6.12 并联受剪弹簧模型示意

运用和上一小节相同的假定和推导过程,将上面公式中的 σ 和 ε 替换为 τ 和 γ ,有:

$$D_s(\gamma) = \int_0^1 H[\gamma - \Delta(x)] dx$$
(6.59)

$$\mu_{D_{\epsilon}}(\gamma) = F(\gamma) \tag{6.60}$$

$$V_{D_s}^2 = 2 \int_0^1 (1 - \eta) F(\gamma, \gamma; \eta) d\eta - [\mu_{D_s}(\gamma)]^2$$
(6.61)

$$\tau = [1 - D_s(\gamma)]G\gamma \tag{6.62}$$

$$\mu_{\sigma}(\gamma) = [1 - \mu_{D_s}(\gamma)]G\gamma \tag{6.63}$$

$$V_{\sigma} = G\gamma \sqrt{V_{D_s}^2} = G\gamma \sqrt{2 \int_0^1 (1 - \eta) F(\gamma, \gamma; \eta) d\eta - [\mu_{D_s}(\gamma)]^2}$$
(6.64)

这里同样引入了三个参数 *λ_s、ζ_s和ξ_s*,前两个参数与损伤变量的均值函数 有关,后一个参数与损伤的方差函数有关,需要根据试验数据识别得到。但是 由于混凝土试件的纯剪试验是非常难于进行的,同时也很难测得混凝土试件受 力后的剪应力-剪应变关系曲线,所以很难直接通过受剪试验的结果拟合得出 上述三个参数。

6.2.3 单轴受压损伤建模

混凝土试件在承受单向压应力作用时,并不呈现出完全压酥的受压损伤和 破坏,而是伴随着斜裂缝的产生、滑移和开展表现出明显的受剪损伤特性,所 以混凝土试件在压应力作用下的损伤和破坏可以用上一小节讨论的受剪损伤的 演化公式进行讨论,并且可以利用受压试验的数据识别受剪损伤模型中的各个 参数。在单向受压状态下,混凝土单元体中损伤的产生和演化可以借助图 6.13 来表示:



图 6.13 单轴受压分析模型示意

单元体承受压应力σ的作用,其中裂缝产生和开展的方向于压应力方向夹 角为α。首先将应力投影到与裂缝正交的坐标系*x'y'*:

$$\begin{cases} \sigma'_{x} = \sigma \cos^{2} \alpha \\ \sigma'_{y} = \sigma \sin^{2} \alpha \\ \tau' = \sigma \sin 2\alpha/2 \end{cases}$$
(6.65)

上述得到的两个方向的正应力均为压应力,不会对裂缝端部的应力集中产 生很大的影响,同时裂缝的产生和开展也不会引起对应方向上的受压刚度的退 化,所以可以根据胡克定律计算对应方向上的应变,有:

$$\begin{cases} \varepsilon'_{x} = \frac{1}{E} [\sigma \cos^{2} \alpha - \nu \sigma \sin^{2} \alpha] \\ \varepsilon'_{y} = \frac{1}{E} [\sigma \sin^{2} \alpha - \nu \sigma \cos^{2} \alpha] \end{cases}$$
(6.66)

应力投影得到的剪应力必然会引起微裂缝的产生和开展,最终导致单元体 损伤演化直至破坏,若忽略正应力对裂缝两侧滑移的影响,就可以用上一小节 讨论的受剪损伤表达式来描述此处投影剪应力引起的损伤,由式(6.62)得:

$$\gamma = \frac{\tau'}{[1 - D_s(\gamma)]G} \tag{6.67}$$

其中γ为剪应力引起的剪应变

至此我们得到了坐标系 x'y'中的正应变 $\varepsilon'_x 、 \varepsilon'_y$ 和剪应变 γ 的表达式,再利用应变转轴公式就可以得到原坐标系 xy中与加载方向对应的应变:

$$\varepsilon = \frac{1-v}{2E}\sigma + \frac{1+v}{2E}\sigma\cos^2 2\alpha + \frac{1+v}{2E[1-D_s(\gamma)]}\sigma\sin^2 2\alpha$$
(6.68)

进一步化简上述表达式,得:

$$\sigma = (1 - D_c) E \varepsilon \tag{6.69}$$

$$D_c = \frac{(1-A)D_s}{1-AD_s}$$
(6.70)

其中

$$A = \frac{1 - v}{2} - \frac{1 + v}{2} \cos^2 2\alpha \tag{6.71}$$

为常数。

式(6.70)表征了受剪损伤变量与受压损伤变量之间的关系,这种表达形式满足 $D_s = 0$ 时 $D_c = 0$ 且 $D_s = 1$ 时 $D_c = 1$ 的约束条件,不同A取值条件下受剪损伤变量与受压损伤变量之间的关系如下图:



图 6.14 损伤变量换算关系示意图

联立(6.65)、(6.67)、(6.69)和(6.70)可得下面参数方程:

$$\begin{cases} \sigma = \frac{1 - D_s(\gamma)}{(1 + v)\sin 2\alpha} E\gamma \\ \varepsilon = \frac{1 - AD_s(\gamma)}{(1 + v)\sin 2\alpha}\gamma \end{cases}$$
(6.72)

其中A的取值参照式(6.71),上述参数方程实质上表达了压应力σ与压应变 ε之间的对应关系。根据上一小节的讨论, *D*(γ)实质上是一个随机变量,那么 我们就可以从均值和方差两方面出发来讨论上述表达式的结果。

(6.72)两个等式两端取均值并且结合表达式(6.60),有:

$$\begin{cases}
\mu_{\sigma} = \frac{1 - F(\gamma)}{(1 + \nu) \sin 2\alpha} E\gamma \\
\varepsilon = \frac{1 - AF(\gamma)}{(1 + \nu) \sin 2\alpha}\gamma
\end{cases}$$
(6.73)

其中 $F(\gamma)$ 表示参数 λ 和 ζ 的对数正态分布的一维分布函数。

取 $\alpha = 30^{\circ}$, 试验测得E = 37101MPa、v = 0.2, 代入表达式(6.73), 可得下述曲线:



图 6.15 实测应力均值曲线与模型应力均值曲线

通过试验数据可识别得到参数λ_s = 7.89, ζ_s = 0.52。可以看出模型计算结果与实测结果在前 2/3 段符合较好,在后 1/3 段由于模型不能正确反映混凝土试块的局部压碎效应以及受剪裂缝间的强相互作用,所以模型计算结果与实测结果有一定的差别。

本次试验采用了应变控制加载技术,应变 ε 作为控制变量具有确定性,而 应力 σ 作为测量变量则具有随机性,所以针对参数方程(6.72)所描述的随机系统, 应该取 ε 为参数,将 σ 和 γ 均看作以 ε 为参数的随机过程。这里为了求解的方便, 对上述微分系统进行简化处理,将 ε 与 γ 的关系看作均值意义上的确定性关系, 而 σ 的随机性主要来源于并联受剪弹簧引入的随机性。(6.72)第一式两端取方差, 得:

$$\begin{cases} V_{\sigma} = \frac{E\gamma}{(1+\nu)\sin 2\alpha} \sqrt{V_D^2} \\ \varepsilon = \frac{1-AD(\gamma)}{(1+\nu)\sin 2\alpha} \gamma \end{cases}$$
(6.74)

再结合表达式(6.61),可以求得应力方差随着加载过程的变化曲线,如图 6.16。 通过试验数据识别出参数ξ_s=100,并且方差曲线的形状对参数ξ的变化很不敏 感。可以看出,虽然计算得到的应力方差曲线与试验实测曲线之间存在一定的 差别,但是理论曲线能够较好的反映混凝土试件加载过程中应力方差的变化规 律以及应力取值的离散性,在理论和实际工程中都具有一定的参考意义。



图 6.16 实测应力方差曲线与模型应力方差曲线

6.3本章小结

基于试验现象,着眼于混凝土受力后所呈现出的"软化"、"弱化"特性, 结合试验数据所表现出的不可忽略的随机性,建立了混凝土随机损伤本构模型。 材料的损伤可以用刚度退化来描述,此时损伤变量表示为已损材料和原始材料 的刚度比,混凝土以及其它脆性材料的刚度退化来源于其中微裂缝引起的附加 应变。材料中微裂缝的变形模式有两种,其一裂缝两侧的张开,其二是裂缝两 侧的相对滑移。裂缝的张开位移由垂直于裂缝方向的拉应力引起的,并且反过 来引起拉应力方向上的受拉刚度的退化,形成受拉损伤;裂缝两侧的相对滑移 由裂缝局部坐标系内的剪应力引起,并且反过来引起受剪变形方向上的刚度退 化,形成受剪损伤。基于上面两点,本章分别建立了受拉损伤和受剪损伤模型, 并且在建模过程中着重考虑了随机性的影响。

实际的试验和应用过程中可以发现,处于单轴受压状态的混凝土试件往往 在与加载轴存在一定夹角的方向上产生斜裂缝,并且材料最后的破坏也是由于 斜裂缝的滑移。由此可知,材料的受压破坏实质上是由于斜裂缝方向上的受剪 损伤引起的,分析材料的受压损伤应当从受剪损伤着手。本章借助于受剪随机 损伤本构模型建立了受压损伤模型并初步与试验结果进行了对比。

上面建立的随机损伤本构模型具有几个显著特点:第一,本章建立的混凝 土受力随机损伤本构模型均是从混凝土材料内部微裂缝张开扩展和滑移的物理 机制出发进行的;第二,计算结果不但能够给出本构关系的均值变化曲线,还 可以给出混凝土材料响应的统计特性,同时体现了混凝土非线性和随机性两大 基本特征;第三,模型最终得到了混凝土本构关系的全量表达式,其求解非常 简单易行;第四,本章建立的本构模型完全脱离了先验性的屈服点假定,当然, 若定义某种损伤程度对应于屈服,那么可以根据本文模型计算出后验的屈服点。 第五、本章在讨论单轴本构模型的过程中,自然引入了多轴受力和变形的概念, 本章建立的单轴模型,很容易推广到多轴受力情形。

第7章 结论与展望

7.1 研究结论

本文进行了一批高性能混凝土本构关系试验,在试验数据的基础上,整理 得到了混凝土单轴、双轴受力条件下的应力应变全曲线,基于试验现象和数据, 进行了较为深入的讨论,最后,基于试验结果,初步建立了单轴受力条件下混 凝土随机损伤本构模型的理论体系。

总结本文的工作,可以得到下述结论:

1、试验用高性能混凝土配比水泥含量较少,采用了两种掺合料并且掺量较 大,同时采用了较小粒径的粗骨料。通过浇筑成型过程和基本性能试验可知这 种配比的混凝土其工作性能和力学性能均较好,特别是在力学性能方面与常规 高强混凝土没有明显的差异。

2、经过反复研究,本次试验中采用两层 0.2mm 厚 Teflon 薄膜作为受压试件的减摩层,试验证明效果较好,减摩层的外力变形关系十分接近直线,有利于后续试验数据的处理;受拉试件采用结构胶与加载板粘结以传递拉应力,结构胶凝结 48 小时后可以有效地传递拉力。结构胶承受拉力后就会有一定的粘弹性变形,这部分变形在试验数据处理的过程中应该予以适当考虑。

3、在应变比例加载的条件下,借助于高精度试验机并适当注意试验细节, 可以得到混凝土试件单轴和多轴受力的应力应变全曲线,所得曲线光滑完整, 但仍然具有一定的离散性。

4、根据试验数据整理得出了一批棱柱体试件和板式试件的单轴应力应变全 曲线,包含受拉曲线和受压曲线,所得曲线平滑完整,形状符合经典试验曲线 的描述。数据处理的过程中采用多样本平均的方法得到了曲线,同时还得到了 方差曲线和变异曲线,可以描述混凝土单轴受力全过程中的随机性质。

5、整理得出了不同应变比加载条件下混凝土板式试件的双轴应力应变全曲 线,所得曲线基本符合对混凝土多轴受力性能的直观把握,但是在某些细节上 与传统理论的预测大相径庭,值得们作更加深入的研究。整理给出了双轴全曲 线的强度参数,得到了应力空间和应变空间的双轴平均强度包络图,并同时给 出了包络线在1倍方差内的变化范围。

6、基于试验现象,着眼于混凝土试件破坏形态的内在联系,在严格的弹性 力学与复变函数理论基础上对混凝土单元体的细观损伤机制进行了探讨,认为 混凝土的基本损伤机制只有受拉损伤和受剪损伤两种,其余的损伤可以由这两 种机制单独或者耦合作用加以描述。

7、基于二阶随机过程理论,对 Kandarpa (1996)的并联多弹簧损伤模型进行了严格的推导,在均方积分的基础上建立了严格的受拉随机损伤本构模型的 细观理论框架,改进了随机变量分布函数的计算方法,将模型结果与试验结果 进行了对比。

8、仿照受拉损伤随机建模的方法建立了受剪随机损伤本构模型,在受剪模型基础上进行了单轴受压随机损伤本构的建模,将模型结果与试验结果进行了初步对比,在均值和方差两个层次上模型结果与试验结果符合较好。

7.2 工作展望

1、本文对各种加载组合下的试验数据进行了分析,得到了双压区和拉压区 不同应变比作用下的应力应变全曲线。然而双轴受拉区的试验结果并不尽如人 意,并且试件的破坏形态也与物理直观不符,通过后面关于广义边界条件的讨 论可以看出:将试件直接粘贴在加载板上的试验工艺对双轴受拉试验的结果以 及破坏状态有着显著影响,所以在以后的试验中,双轴受拉试验的工艺有待于 进一步改进。

2、本文主要讨论了二轴比例加载试验得到的全曲线,就实质而言,二轴比 例加载并非真正意义上的应变比例控制加载而是一种混合加载,因为在这种加 载过程中两个加载方向虽然可以保证应变成比例,但是自由面方向应力为0,其 应变的量值并不与加载方向保持比例并且也很难直接测得。虽然这种混合加载 模式下能得到混凝土双轴加载全曲线,但是混合加载模式下理论模型的直接求 解存在数值计算上的困难,不利于试验数据的验证。所以在后续的试验工作中 应该进行一定数量的三轴比例加载试验以利于模型的验证。

3、本文建立的随机损伤本构模型只考虑了混凝土受力过程的加载段,并没 有考虑卸载刚度和残余应变的影响,只能进行单调加载的模拟和计算。实际混 凝土结构的常常承受反复荷载的作用,所以损伤混凝土的卸载刚度和残余变形 有待于进一步的研究。

4、实际混凝土结构进入强非线性阶段往往是由于承受动力荷载(如地震、 爆炸和冲击等)的作用,而动力荷载作用下由于混凝土内部微裂缝扩展的时序 性导致了动力本构关系与静力本构关系有着显著地差别,在一般的地震荷载的 作用下混凝土刚度和强度的提高已经相当明显。由于本文的随机损伤本构模型 是基于混凝土中微裂缝开展的客观物理事实,所以如果在裂缝扩展的过程中考 虑动态因素,可以将本文建立的本构模型向动力模型算拓展。

参考文献

- Kupfer H, Hilsdorf H K, Rüsch H. Behavior of Concrete under Biaxial Stresses. ACI, 1969, 66(8): 656–666.
- [2] Park R, Pauly T. Reinforced Concrete Structure. New York: John Wiley&Sons, 1975.
- [3] Tasuji M E, Slate F O, Nilson A H. Stress-Strain Response and Fracture of Concrete in Biaxial Loading. ACI Journal, 1978: 75(7): 306~312.
- [4] 库恩(Kuhn.T.S.) 著. 科学革命的结构 . 北京: 科学技术出版社, 1980.
- [5] 张尧庭, 方开泰著. 多元统计分析引论. 北京: 科学出版社, 1982.
- [6] W. F. Chen .Plasticity in Reinforced Concrete. McGraw-Hill Book Company, New York, 1982.
- [7] Bazant Z P. Size effect in blunt fracture:Concrete, rock, metal. J. of Engrg. Mechanics, ASCE. 1984,110 (4): 518—535.
- [8] D. E. Newland. An Introduction to Random Vibrations and Spectral Analysis, 2nd edition. Longman Inc. New York, 1984.
- [9] 【美】 冯元桢(Y.C.Fung) 著. 连续介质力学导论. 北京: 科学出版社, 1984.
- [10] Vecchio and Collins. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subject to shear. *ACI Structure Journal*, 1986, 83(2): 219-231.
- [11] Vecchio and Collins. The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stress. *Publication*(1986) No. 82-03, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada.
- [12] Van Mier J. G. M., Fracture of concrete under complex stress. *HERON*, Vol. 31, No. 3, 1986.
- [13] 【苏】IA.II.基赫曼 等著. 随机过程论(第一卷). 北京: 科学出版社, 1986.
- [14] 【苏】ILIL基赫曼 等著. 随机过程论(第二卷). 北京: 科学出版社, 1986.
- [15] 【苏】И.И.基赫曼 等著. 随机过程论(第三卷). 北京: 科学出版社, 1986.
- [16] 方开泰,许建伦编著. 统计分布. 北京:科学出版社, 1987.
- [17] Bazant Z.P. and Prat P.C. Microplane Model for Brittle-Plastic Material: I Theory. *Journal of Engineering Mechnics*, ASCE, 1988, 114(10):1672-1688.
- [18] Bazant Z.P. and Prat P.C. Microplane Model for Brittle-Plastic Material : II Varification . *Journal of Engineering Mechnics*, ASCE, 1988, 114 (10) :1689-1720.
- [19] 杨雪松. 三轴应力作用下混凝土应变软化模型[M]. 北京:清华大学硕士学位论文,指导教师:刘西拉, 1989.
- [20]赵仁达,王守庆,车惠民. 在单调比例双轴压应力作用下混凝土应力一应变关系的试验研究. 西安交通大学学报,1989,1:18~25.
- [21]宋玉普,赵国藩. 平面应变状态下的混凝土变形和强度特性. 水利学报. 1990 (5):

22 - 29.

- [22]【联邦德国】 F.莱昂哈特, E.门希 著. 程积高, 程鹏 译. 钢筋混凝土结构设计原理. 北京:人民交通出版社, 1991.
- [23] 李伟政,过镇海.二轴拉压应力状态下混凝土的强度和变形试验研究.水利学报.1991(8):51-56,71.
- [24] 过镇海,王传志. 多轴应力下混凝土的强度和破坏准则研究. 土木工程学报.1991, 24(3): 1-14
- [25] 李杰,李国强 著. 地震工程学导论. 北京: 地震出版社, 1992.
- [26] 王 仁等著. 塑性力学引论. 北京: 北京大学出版社, 1992.
- [27] 杨卫. 细观力学和细观损伤力学. 力学进展, 1992, 22 (1): 1-9.
- [28] 宋玉普, 赵国藩, 彭放. 三轴加载下混凝土的变形和强度. 水利学报, 1992, 12: 17-23.
- [29]宋玉普, 沈吉纳. 多功能三轴混凝土试验系统. 大连理工大学学报, 1992, 32(4): 460-464.
- [30]宋玉普,赵国藩. 三轴受压状态下轻骨料混凝土的强度特性. 水利学报, 1993(6): 10-16.
- [31]宋玉普,赵国藩. 轻骨料砼在双轴压压及拉压状态下的变形和强度特性. 建筑结构学报, 1994, 15(2): 17-21.
- [32]宋玉普,赵国藩. 三轴加载状态下轻骨料混凝土的变形特性. 大连理工大学学报, 1994, 34(3): 344-351.
- [33] C. Mauge, M. Kachanov. Effective elastic properties of an anisotropic material with arbitrarily oriented interacting cracks. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 1994, 42 (4): 561-584.
- [34] 罗祖道,李思简编著. 各向异性材料力学. 上海交通大学出版社, 1994.
- [35] 过镇海.混凝土多轴强度介绍. 建筑结构学报, 1994, 15(6): 72-75.
- [36]宋玉普,赵国藩,三向应力状态下钢纤维混凝土的变形特性.水利学报,1995(5): 1-8.
- [37] 董毓利, 谢和平, 赵鹏. 砼受压全过程损伤的实验研究. 实验力学, 1995, 10(2): 95-102.
- [38] 冯西桥, 余寿文. 脆性材料的各向异性损伤及其测量方法. 清华大学学报(自然科学版), 1995, 35(2): 6-11.
- [39] 冯西桥. 脆性材料的细观损伤理论和损伤结构安定分析[D]. 北京:清华大学博士学位 论文,指导教师:于寿文,1995.
- [40] 夏蒙棼,韩闻生,柯孚久,白以龙. 统计细观损伤力学和损伤演化诱致突变(I).力 学进展,1995,25(1):1-40.
- [41] 夏蒙棼,韩闻生,柯孚久,白以龙. 统计细观损伤力学和损伤演化诱致突变(II).力 学进展,1995,25(2):145-173.
- [42] D. Krajcinnovic, S. Mastilovic. Some fundamental issues of damage mechanics. *Mechanics of Materials*, 1995, 21: 217-230.
- [43] V.A.Lubarda and D.Krajcinovic. Some fundamental issues in rate theory of

damage-elastoplasticity. International Journal of Plasticity, 1995, 11 (7): 763-797.

- [44] XiaoXue Diao. A Statistic Equation of Damage Evolution. Engineering Fracture Mechanics, 1995, 52(1): 33-42.
- [45] J. 勒迈特 著. 倪金刚, 陶春虎 译. 损伤力学教程. 北京: 科学出版社, 1996.
- [46] 董毓利,谢和平,李世平. 砼受压损伤力学本构模型的研究. 工程力学,1996,13 (1):44-53.
- [47] 揽生瑞,过镇海. 定侧压下混凝土二轴受压变形特性的试验研究. 土木工程学报, 1996, 29 (2): 28-35.
- [48] Kandarpa S, Kirkner D.J. Stochastic Damage Model for Brittle Materiel Subjected to Monotonic Loading. *Journal of Engineering Mechanics*, 1996, 126(8): 788-795.
- [49] Dusan Krajcinnovic. Damage mechanics. Second edition. Elsevier B.V., 1996
- [50] O. Ditlevsen and H.O.Madsen. Structure Reliability Methods. John Wiley&Sons, 1996.
- [51] M. Kachanov and E. Karapetian. Three-dimensional interactions of a half-plane crack with point forces, dipoles and moments. *International Journal of Solids and Structures*, 1997, 34(31-32): 4101-4125.
- [52] Mosbfa Nofal. Continuum Damage Mechanics for Plain, Fiber-reinforced and reinforced concrete materies and Structures. Thesis of Carleton University, Ottawa, Canada, 1997.
- [53] Ignacio Carol, Zdeněk P. Bažant. Damage and Plasticity in Microplane Theory. International Journal of Solids and Structures, 1997, 34(29): 3807-3835.
- [54] Pere C. Prat and Zdeněk P. Bažant. Tangential Stiffness of Elastic Materials with Systems of Growing or Closing Cracks. J Mech. Phys. Solids, 1997, 45(4): 611–636.
- [55] S. Murakami and K. Kamiya. Constitutive and Damage Evolution Equations of Elastic-Brittle Materials Based on Irreversible Thermodynamics. *Int. J. Mech. Sci*, 1997, 39(4): 473-486.
- [56]张伟,李庆斌,郝军保,张富德. 应变控制加载下砼本构关系的试验研究. 工程力学, 1997(A02): 129-133.
- [57] 【法】J.Lemaitre, J.L.Chaboche 著. 余天庆, 吴玉树 译. 固体材料力学. 北京: 国防 工业出版社, 1997.
- [58] 丁遂栋 主编. 断裂力学. 北京: 机械工业出版社, 1997.
- [59] 董毓利 著. 混凝土非线性力学基础. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- [60] 张盛东. 混凝土损伤本构关系研究. 哈尔滨: 哈尔滨建筑大学, 1997.
- [61] 郭少华. 混凝土损伤的非线性细观统计模型. 内蒙古工业大学学报, 1997, 16 (3): 85-88.
- [62] 杨卫, 张宿林, 李腾. 随机分布共线微裂纹的强相互作用. 上海力学, 1997, 18(3): 189-194.
- [63] 冯西桥,余寿文 编著. 损伤力学. 北京:清华大学出版社, 1997.
- [64] D. Krajcinnovic. Selection of damage parameter Art or science? *Mechanics of Materials*, 1998, 28: 165-179.
- [65] R. Faria J.Oliver and M. Cervera. A strain-based plastic viscous-damage model for massive

concrete structures. International Journal of Solids and Structures, 1998, 35(14): 1533-1558.

- [66] J. Eibl and B. Schmidt-Hurtienne. Strain-Rate-Sensitive Constitutive Law for Concrete. *Journal of Engineering Mechanics*. 1999, 125(12): 1411-1420.
- [67] S. Nemat-Nasser, M. Hori. Micromechanics: Overall Properties of Heterogeneous Materials, 2nd edition. Elsevier Science B.V., 1999.
- [68] G. Swoboda, Q. Yang. An energy-base damage model of geomaterials---I. Formulation and numerical results. *International Journal of Solids and Structures*, 1999, 36: 1719-1734.
- [69] G. Swoboda, Q. Yang. An energy-base damage model of geomaterials---II. Deduction of damage evolution laws. *International Journal of Solids and Structures*, 1999, 36: 1735-1755.
- [70] 朱万成. 混凝土断裂过程的细观数值模型及其应用[D]. 沈阳: 东北大学博士学位论 文, 指导教师: 唐春安, 2000.
- [71] D. Krajcinnovic. Damage mechanics: Accomplishments trends and needs. *International Journal of Solids and Structures*, 2000, 37: 267-277.
- [72] E. Ducourthial, E. Bouchaud, J.-L. Chaboche. Influence of microcracks on a propagation of macrocracks. *Computational Materials Science*, 2000, 19: 229-234.
- [73] Larissa Gorbatikh, Mark Kachanov. A simple technique for constructing the full stress and displacement fields in elastic plates with multiple cracks. *Engineering Fracture Mechanics*, 2000, 66: 51-63.
- [74] 杜丹旭. 多相材料有效性质理论研究. 北京:清华大学工程力学系,指导教师:郑泉水,2000.
- [75] 姜国栋,曲建俊,敖宏瑞,齐毓霖.聚四氟乙烯基复合材料摩擦磨损机理的研究.佳 木斯大学学报,2000,18(1):25-27.
- [76] Ferhun Cem Caner. Computational Modeling of Damage and Fracture in Concrete. Dissertation of Northwestern University, America, 2000.
- [77] Zienkiewics O C and Taylor K L. The Finite Element Method, Fifth Edition. Butterworth Heinemann, 2000.
- [78] k Kachanov. A simple technique for constructing the full stress and displacement fields in elastic plates with multiple cracks. *Engineering Fracture Mechanics*, 2000, 66: 51-63.
- [79] 封伯昊, 张立翔, 李桂青. 混凝土损伤研究综述. 昆明理工大学学报, 2001, 26(3): 21-30.
- [80] 张其云. 混凝土随机损伤本构关系研究[D]. 上海: 同济大学博士学位论文,指导教师: 李杰, 2001.
- [81] 李杰, 张其云. 混凝土随机损伤本构关系研究. 上海: 同济大学学报, 2001, 29(10):1-8.
- [82] 李杰. 混凝土随机损伤本构关系研究进展. 东南大学学报(自然科学版), 2002, 32 (5): 750-755.
- [83] 普通混凝土力学性能试验方法标准(GB/T50081-2002).

- [84] 张盛东. 混凝土本构理论研究进展与评述. 南京建筑工程学院学报. 2002, 3: 44-53.
- [85] 陈建兵. 随机结构非线性反应概率密度演化分析[D]. 上海: 同济大学博士学位论文, 指导教师: 李杰, 2002.
- [86] 卢朝辉. 混凝土随机损伤本构关系建模理论与实验研究[M]. 上海: 同济大学硕士学 位论文, 指导教师: 李杰, 2002.
- [87] Ted Belytschko, Wing Kam Liu, Brian Moran 著. 庄茁 译. 连续体和结构的非线性有 限元. 北京:清华大学出版社, 2002.
- [88] 过镇海, 时旭东编著. 钢筋混凝土原理和分析. 北京: 清华大学出版社, 2003.
- [89] 熊新民 主编. 自动控制原理与系统. 北京: 电子工业出版社, 2003.
- [90] 黄克智,薛明德,陆明万编著.张量分析.北京:清华大学出版社,2003.
- [91] Sang-Keun Lee, Young-Chul Song, Sang-Hoon Han. Biaxial behavior of plain concrete of nuclear containment building. *Nuclear Engineering and Design*, 2003, 227: 143-153.
- [92] 吴建营. 基于损伤能释放率的混凝土弹塑性本构模型及其在结构非线性分析中的应用[D]. 上海: 同济大学博士学位论文, 指导教师: 李杰, 2004.
- [93] 李杰. 混凝土随机损伤力学的初步研究. 上海: 同济大学学报, 2004, 32(10):1270-1277.
- [94] 吴建营,李杰. 混凝土的连续损伤模型和弥散裂缝模型. 上海: 同济大学学报, 2004, 32(11):1428-1432.
- [95]李庆斌,吕培印,张立翔. 混凝土受压疲劳特性及损伤本构模型. 水利学报, 2004(4):21-26.
- [96] S. Timoshenko, J. N. Goodier. Theory of Elasticity, third ed. 北京: 清华大学出版社, 2004.
- [97] 【美】 陈惠发, A. F. 萨里普 著. 余天庆, 王勋文, 刘西拉, 韩大建 编译. 混凝土 和土的本构方程. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
- [98] 李杰. 物理随机系统研究的若干基本观点. 上海: 同济大学建工系(内部材料) 2005.
- [99] 杨卫忠. 高性能混凝土双轴全曲线试验报告. 上海: 同济大学建工系(内部材料)2005.
- [100] Jian-Bing Chen, Jie Li. Dynamic response and reliability analysis of non-linear stochastic structures. *Probabilistic Engineering Mechanics*. 2005, 20: 33-44.
- [101] Anil K. Chopra. Dynamics of Structures—Theory and application to Earthquake Engineering(Second Edition). 北京:清华大学出版社, 2005.
- [102] Jian Ying Wu, Jie Li and Rui Faria. An energy release rate-based plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, Volume 43, Issues 3-4, February 2006, Pages 583-612.

致谢

人们形容岁月的流逝总是喜欢用"无痕",的确,岁月的流逝总是让人觉得 匆匆而难以把握。可是回首往昔,岁月虽是无痕,却总是经过,经过便有了距 离,在这段人生历程上——或长或短、或直或曲——总是有一些熠熠发光的点 伴随着岁月的流逝如水落石出般凸现出来,令人久久不能忘怀。行文至此我不 禁掩卷沉思,思索三年的硕士生活,思索我来到同济后的日子。

我并不是一个善于忘记的人,然而任由我搜索记忆的每一个片断也无法拼 奏起来同济的那条路,只是依稀记得经过了教室里的旷日持久和考场上的血雨 腥风之后,我第一个冲到了同济大学的门前,来不及迟疑便一步跨了进来,迎 面遇到的便是我的导师李杰先生。

《天龙八部》中有这样的句子: "修习任何武功之间,总是心存慈悲仁善之 念,倘若不以佛学为基,则练武之时,必定伤及自身。功夫练得越深,自身受 伤越重。"那时的我虽然也努力读书,但脱不了急功近利的底子,犹如兢心练武 却没有心存慈悲仁善,此时李杰先生以他那博大的襟怀容纳了我,以他那诗人 的情感感动了我,以他那学问的境界化解了我的戾气,带领我走进读书的另一 个境界,从此便跟随先生徜徉于知识的海洋之中,享受读书带来的陶醉与感动, 笑看庭前花开花落,淡望天上云卷云舒。

这里要特别感谢陈建兵师兄一直以来为兄为长的关心和帮助! 建兵师兄扎 实的基本功,淡然超脱的人生态度一直是我学习的榜样。每每与师兄谈古论今、 纵横捭阖,顿觉神游八极、心鹜万仞,可谓书生意气,挥斥方遒。

感谢周勇老师和谢强老师,异域求学的经历使得两位老师在研究上独具风格,他们睿智的指点和无私的帮助令我触动和感怀。

感谢陈隽老师、刘威老师和高向玲老师在研究中给予的帮助和启发。

在我硕士生活的第一天就遇到了钱摇琨与吴华勇,并从此一起度过了我们的硕士生涯。回首往昔,一起度过的时光仿佛还历历在目;环顾左右,那熟悉的音容笑貌都已远去。我的追忆就是我的思念,在前进的道路上并不是每个人都能遇到默契的同路人,如此说来,我们是幸运的。

特别感谢清华大学水力系的李庆斌教授,李教授以其渊博的知识和深邃的

洞察力对我们的试验工作给予了理论和实践上的指导,并且李老师循循善诱不 厌其烦的风格给我留下了深刻的印象。

特别感谢清华大学高坝大型实验室的张富德老师和张文翠老师,两位老师 丰富的经验和出色的技术是本试验顺利完成的保证。

特别感谢杨卫忠老师,杨老师求真务实、认真细致的工作作风给我留下了 深刻的印象。

我身处的李杰梯队是一个和睦的大家庭,家庭的每一个成员都给予了我莫 大的关心和帮助,感谢李建华、吴建营、陈原、艾晓秋、陈华明、王婷、张琳 琳、曹杨、秦雷、何涛、邬翔、李奎明、刘章军、马骏驰、岳庆霞、邢燕、安 自辉、史晓军、孟海、范文亮、彭永波、徐亚洲、赵桂峰、包元峰、章萍、敖 翔、张娟、王华琪、卫书麟、周黎黎、孙春毅、刘小坛、周俊明、邝钟月、阎 启、钟莉、孙震、王琴、金涛等各位兄弟姐妹们。衷心祝福各位梯队成员学业 有成!

最后要感谢我的父亲母亲。父母的爱就像雨夜旷野中一盏暖暖的灯光,不 论游子走多远,顾盼回首间都能看到它;不论前方的路多么崎岖,这盏灯总是 指引着回家的路。

感谢所有关爱我的人们!

任晚丹 2006-6-15

个人简历 在读期间发表的学术论文与研究成果

个人简历:

任晓丹, 男, 1981年5月生

2003年7月 青岛建筑工程学院 土木工程系 土木工程专业 获工学学士学位 2003年9月入同济大学攻读结构工程专业硕士研究生。

已发表的论文:

1. 李杰,任晓丹,杨卫忠.高性能混凝土双轴受压试验研究.高强与高性能混 凝土及其应用专题研讨会,2005.10.14.

参与的科研情况:

参与国家自然科学基金委土木工程防灾创新研究群体科研项目:高性能混凝土双轴受力试验研究。