

# 粒料基层永久变形设计指标与控制模型

马士杰<sup>1,2</sup>, 黄晓明<sup>1</sup>, 高启聚<sup>2</sup>

(1. 东南大学 交通学院, 江苏 南京 210096; 2. 山东省交通科学研究所, 山东 济南 250031)

**摘 要:**为在设计过程中对粒料基层永久变形指标进行控制,以安定理论为指导,利用室内重复荷载三轴试验,对其永久变形设计指标与控制模型进行研究。通过对不同等级公路 162 种典型路面结构粒料基层应力及永久变形量计算,确定加载试验应力及粒料基层的永久变形量临界标准。研究结果表明:粒料基层主应力比  $\sigma_1/\sigma_3$  主要分布在 1.4~5.1 之间,以不同围压与应力比进行重复加载  $10^5$  次试验,确定最大临界应力比与不同主应力比加载路径下的永久变形特性并进行拟合,证明  $10^5$  次加载是合理的;在确定了加载试验应力及粒料基层的永久变形量临界标准为 4 mm 的基础上,提出了控制粒料基层永久变形的主应力比设计指标,建立了以 4.75 mm 筛孔为控制的 2 种类型级配碎石主应力比与荷载作用次数之间关系的控制模型。

**关键词:**道路工程;粒料基层;永久变形;安定理论;设计指标;主应力比;控制模型

**中图分类号:**U414.18

**文献标志码:**A

## Permanent deformation design index and control model of granular base under repeated load

MA Shi-jie<sup>1,2</sup>, HUANG Xiao-ming<sup>1</sup>, GAO Qi-ju<sup>2</sup>

(1. School of Transportation, Southeast University, Nanjing 210096, Jiangsu, China;

2. Shandong Transportation Institute, Jinan 250031, Shandong, China)

**Abstract:** In order to control the permanent deformation of granular base in design process, this paper took shakedown theory as the guideline and utilized repeated load triaxial test to study the design of permanent deformation index and control model. Permanent deformation and stress of 162 typical different asphalt pavement structures was calculated to determine the test load and the limit of permanent deformation of granular base. The results show that the principle stress ratio / is mainly between 1.4 and 5.1. 100 000 times repeated loading test is conducted under different loading stress ratio to determine the maximum critical stress ratio and permanent deformation characteristics under different principle stress ratio loading path. The results prove that 100 000 times repeated loading test is reasonable. Based on load test principle stress and 4mm as the critical limit of permanent deformation, the design index of principle stress ratio is put forward, a control model of the relation between ratio of principle stress controlled according to 4.75 mm and number of loading. 14 tabs, 4 figs, 17 refs.

**Key words:** road engineering; granular base; permanent deformation; Shakedown theory; design

index; ratio of principle stress; control model

## 0 引言

对粒料基层沥青路面结构,美国各州公路工作者协会(AASHTO)利用环道试验调查了路面车辙破坏情况。结果表明,粒料层和路基的永久变形可占整个路面结构永久变形的一半以上,而绝大部分是粒料层的永久变形。永久应变的逐步积累将影响到整个路面的长期使用性能,因此必须限制粒料层和路基土的永久变形量,限制沥青路面结构的永久变形量是路面结构设计通常考虑的一项基本要求,也是各国沥青路面设计方法中普遍选取的一种损坏模式<sup>[1-3]</sup>。早在 1984 年安定理论首次被引入到道路工程领域,随后,很多学者对粒料基层沥青路面的粒料基层安定行为进行了系统研究,在不同阶段对不同应力路径下进行室内重复荷载三轴试验,介绍了安定理论在路面设计中的应用,并给出了一种通过室内三轴试验确定安定上限的方法<sup>[4-5]</sup>。Kim 等采用 13 种应力组合常围压应力三轴试验,将永久累计应变与作用次数和应力水平建立联系<sup>[6]</sup>;Perez 等采用多变量非线性回归方法,基于花岗岩,建立了以主应力比为变量的永久变形预估模型<sup>[7]</sup>。相对国外,中国对粒料基层永久变形特性研究开展的相对较晚,近些年同济大学、哈尔滨工业大学等对级配碎石动力变形特性、回弹变形、重复加载试验方法、永久变形量预估模型取得了初步的研究成果<sup>[8-10]</sup>;蒋应军等对重复加载作用下的级配碎石特性进行了计算机模拟研究,仅对 1 000 次加载次数下的变形稳定性及其微观参数进行了尝试性研究<sup>[11]</sup>;马磊等对影响其剪切性能与抗变形能力的级配进行了研究,得到了关键影响筛孔<sup>[12-13]</sup>。但是,针对粒料基层永久变形的的设计指标与控制模型的研究国内外均未见相关报道。为更好地对粒径基层永久变形设计指标与控制模型进行研究,本课题组前期对级配碎石粒料基层的物理特性、基本设计参数及其结构进行了大量研究,铺筑了试验路,取得了良好的效果<sup>[14-15]</sup>。

基于此,本文以骨架嵌挤状态的重点筛孔为级配控制点,选取 2 种级配碎石,通过半正弦波间歇式重复加载试验,选用不同围压与主应力比,加载次数为  $10^5$  次,对粒料基层永久变形曲线进行拟合,并运用分层总和法确定临界永久变形量,开展粒料基层永久变形设计指标与控制模型的研究,对进一步完

善中国沥青路面设计指标和设计体系具有重要的现实意义。

## 1 研究的理论基础

安定理论(Shakedown)是塑性理论的 1 个分支,探讨结构在重复荷载作用下的不可恢复响应。粒料属于典型的弹塑性材料,在反复荷载作用下,其永久变形累积规律与重复荷载的水平和作用次数有关。Werkmeister 等总结试验研究结果后认为,粒料的永久变形性状可分为 3 种类型(图 1)。

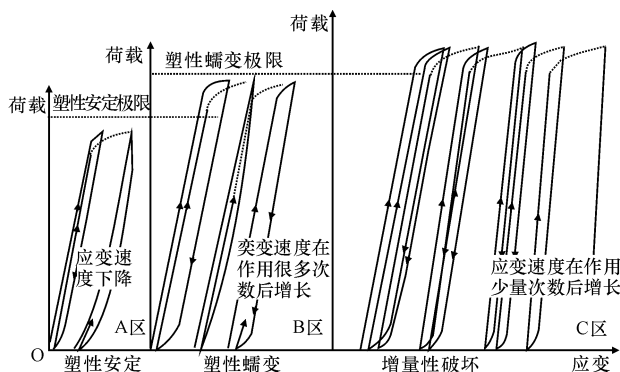


图 1 粒料在重复荷载作用下的性状

Fig. 1 Unbond aggregate characters under repeated loading

(1)塑性安定(A区):当材料承受的荷载很小时会发生小量的塑性变形,但随着荷载作用次数的增加塑性变形将稳定在 1 个固定值,随后结构体的变形表现为回弹变形。

(2)塑性蠕变(B区):当材料承受的荷载变大时结构体会发生塑性变形,塑性变形随着荷载作用次数的增加而逐渐变大,但塑性变形率(塑性变形与荷载作用次数的比值)会保持一恒定值。

(3)增量性破坏(C区)。当材料承受的荷载很大时,结构体会发生塑性变形并且塑性变形率随荷载作用次数的增加而逐渐增加。

在路面设计时,如果路面处于 A 区,可以认为路面结构是安定的可以接受的;如果处于 B 区,路面在一定的使用期内是安全的,需要根据路面破坏准则计算路面使用年限;如果处于 C 区,说明路面是不安全的,在路面设计中是不允许的,且需要重新设计路面结构。其性状表明存在 1 个区分粒料层在重复荷载作用下趋向稳定或者破坏的临界应力水平的可能,此临界应力水平可称作安定界限。Werkmeister 根据粒料的重复加载三轴试验研究结果,认为当重复加载三

轴试验得到的后期压实(post compaction)之后的永久轴向应变速率不大于  $1 \times 10^{-5}/10^{-3}$  (每个加载周期)时,粒料的永久变形便达到了 A~B 区域的边界(安定限界)。当永久轴向应变速率等于  $8 \times 10^{-5}/10^{-3}$  (每个加载周期)时,便达到了 B~C 区域的边界(永久蠕变限界)<sup>[16]</sup>。因此,以 Werkmeister 研究结果为基础,确定 A 区和 B 区的分界应力水平,并在 A 区内建立粒料永久变形的控制模型。

## 2 粒料永久变形室内试验

### 2.1 试验应力加载条件的确定

为了利用室内试验研究粒料层的永久变形,就必须确定常用路面结构粒料层所受的应力范围,为室内重复加载永久变形试验提供加载条件。根据中国各地区典型沥青路面结构及实际工程中使用的沥青路面结构的调查结果,将沥青路面结构按基层及底基层分为以下几大类(不考虑厚层式沥青砼路面、全厚式沥青砼路面、复合式路面):①级配碎石上基层+半刚性基层/沥青处治基层(+垫层);②半刚性基层/沥青处治基层(AM/ATB)+级配碎石或砂砾/未筛分碎石(+垫层);③级配碎石基层+粒料底基层(+垫层)。

具体计算中,共选出了 141 个沥青路面结构(实际工程结构 67 个,各地区拟定的典型结构 74 个)。

在结构分析中,只计算荷载应力与自重应力及侧向残余应力。计算结果表明<sup>[14]</sup>,粒料基层内的典型应力水平为: $\sigma_1$  为 100~200 kPa, $\sigma_3$  为 0~50 kPa;粒料底基层或垫层内的典型应力水平为: $\sigma_1$  为 20~70 kPa, $\sigma_3$  为 0~10 kPa。在粒料上基层及基层内,主应力比  $\sigma_1/\sigma_3$  在 1.2~7.9 之间变化,主要分布在 1.4~5.1 之间。考虑到粒料底基层/垫层内的水平应力多接近于 0,故未统计相应的主应力比。

### 2.2 原材料的选择和级配组成设计

试验所采用集料规格为 0~5 mm、5~10 mm、10~20 mm 和 20~30 mm 这 4 种石灰岩轧制碎石,级配碎石混合料的组成设计见表 1、表 2。级配 1(G-1)为常规悬浮密实结构,级配 2(G-2)更趋向于骨架密实结构。

表 1 级配碎石设计结果

Tab. 1 Unbond aggregate grading design result

筛孔尺寸/mm	37.5	31.5	19	9.5	4.75	2.36	0.6	0.075
G-1 通过率/%	100	99.5	87.3	65.7	40.4	26.4	13.6	6.4
G-2 通过率/%	100	98.9	79.1	57.1	35.7	23.4	12.0	5.6

表 2 级配碎石击实试验结果

Tab. 2 Unbond aggregate compaction test result

级配编号	最佳含水量/%	最大干密度/(g·cm <sup>-3</sup> )
G-1	5.68	2.223
G-2	3.95	2.255

### 2.3 粒料永久变形试验方案

利用振动法成型试件,虽然国际上通常采用 150 mm×300 mm 的试件尺寸,但是考虑到成型时的困难与不便利,将会带来更大的变异性,因此试件尺寸采用 100 mm×200 mm。

利用通用材料试验机 UTM-100 进行松散粒料的重复荷载三轴永久变形试验。半正弦波波形加载,加载频率为每秒 1 次,其中荷载持续时间为 0.1 s,荷载间歇时间为 0.9 s。基层施工时的控制压实度为 98%,因此在进行粒料试件成型时采用 98%的压实度,含水量按最佳含水量控制。

选用上述 2 种级配碎石分别进行试验(以级配 1 和级配 2 表示)。每种级配均采用 30、50、70 kPa 这 3 种围压,选用不同主应力比值作为应力加载路径,每种应力加载路径下平行试件数为 3 个。

对于每种级配的粒料,主应力比分别选用 7.0、6.5、6.0、5.5、5.0、4.5、4.0、3.5、3.0、2.5、2.0 等,依次按照由大到小的顺序进行不同围压下的永久变形试验。首先根据试验结果确定每种级配粒料在不同围压下的最大临界应力比,然后根据确定的最大临界应力比,再进行不同应力加载路径下的永久变形试验。2 种不同级配不同应力加载路径下永久变形试验所用试件个数共 102 个,在最大临界应力比以下的加载结果可应用于曲线的拟合。图 2、下页图 3 分别为级配 1、级配 2 在围压 30 kPa 下不同应力比的永久变形曲线。

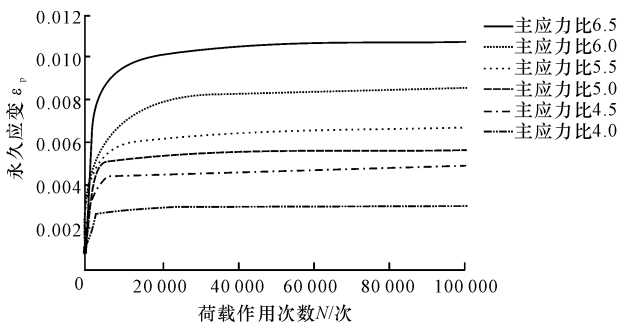


图 2 G-1 围压 30 kPa 不同主应力比的永久变形曲线  
Fig. 2 Permanent deformation curve under confining pressure 30 kPa and different stress ratio(G-1)

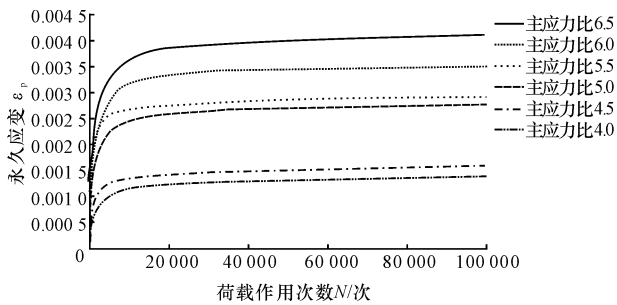


图3 G-2 围压 30 kPa 不同主应力比的永久变形曲线  
Fig. 3 Permanent deformation curve under confining pressure 30 kPa and different stress ratio(G-2)

3 粒料永久变形设计指标与控制模型的建立

3.1 粒料层临界永久变形量的确定

根据国内外已建高速公路、一级、二级及二级以下公路资料的调研,选取柔性沥青路面结构进行永久变形量的计算,即路面结构为路基、粒料基层与沥青面层。在进行永久变形量计算时按照不同等级公路,根据累计标准轴载等级,设定不同的沥青面层厚度、粒料基层厚度,并变化土基与粒料基层模量,共计 162 种路面结构,这些结构基本涵盖了所有常见的粒料基层沥青路面结构(含模量的变化)。采用 100 kN 双圆标准荷载下弹性层状理论体系进行计算,然后利用经过标定的美国力学经验法中粒料层的永久变形预估模型和分层应变总和法,计算粒料基层在设计标准轴载作用次数下的永久变形量<sup>[17]</sup>。计算点选取粒料基层内双轮轮隙中心点,路面结构计算示意图见图 4,变形计算结果见表 3、下页表 4。图 4 中: $h_1 \sim h_n$  分别为路面各构成厚度; $E_1、\mu_1$  分别为沥青层模量与泊松比; $E_2、\mu_2$  分别为粒料层模量与泊松比; $E_0、\mu_0$  分别为土基模量与泊松比。

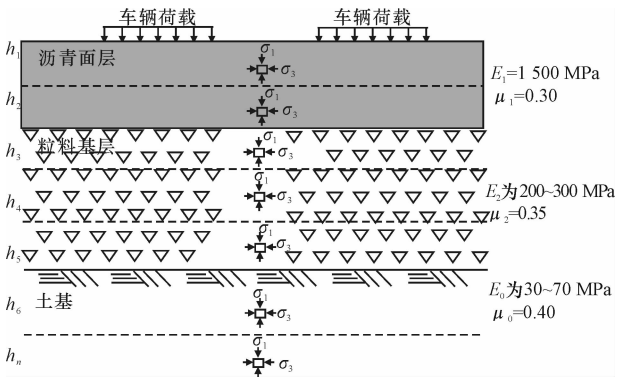


图4 分层总和法路面结构计算模型

Fig. 4 Layer-wise summation method calculation pavement structure

表 3 高速公路、一级公路粒料层永久变形量  
Tab. 3 Unbond aggregate permanent deformation of freeway

土基模量/MPa	粒料层模量/MPa	粒料层厚度/cm	设计年限内不同累计标准轴次 (万次)的粒料层永久变形量/mm		
			400~800 20 cm 沥 青面层	800~1 200 25 cm 沥 青面层	1 200~1 600 30 cm 沥 青面层
			20 cm 沥 青面层	25 cm 沥 青面层	30 cm 沥 青面层
30	200	30	3.21	2.58	2.10
		40	3.79	3.07	2.52
		50	4.25	3.46	2.86
		55	4.46	3.63	3.21
		60	4.64	3.80	3.34
		65	4.81	3.94	3.47
	300	30	2.50	2.06	1.71
		40	2.90	2.41	2.01
		50	3.22	2.68	2.26
		55	3.36	2.81	2.54
		60	3.49	2.92	2.46
		65	3.60	3.02	2.55
40	200	30	3.16	2.54	2.07
		40	3.75	3.03	2.49
		50	4.23	3.43	2.83
		55	4.43	3.61	2.98
		60	4.62	3.77	3.12
		65	4.80	3.92	3.25
	300	30	2.45	2.02	1.68
		40	2.86	2.37	1.98
		50	3.19	2.65	2.22
		55	3.34	2.78	2.34
		60	3.47	2.90	2.43
		65	3.59	3.00	2.53
70	200	30	3.12	2.50	2.04
		40	3.73	3.01	2.46
		50	4.22	3.42	2.81
		55	4.43	3.60	2.97
		60	4.63	3.77	3.11
		65	4.81	3.92	3.25
	300	30	2.38	1.96	1.62
		40	2.82	2.32	1.94
		50	3.17	2.62	2.20
		55	3.32	3.30	2.31
		60	3.45	2.87	2.41
		65	3.58	2.98	2.51

根据表 3、表 4 的计算结果可以看出,粒料基层的永久变形量普遍为 2~4 mm,在 162 种路面结构中,仅有 40 种路面结构粒料基层的永久变形量超过 4 mm,因此选择 4 mm 作为粒料基层的永久变形量界限值。根据室内试验采用的试件标准尺寸为 200 mm,可以推算出在重复荷载作用下的临界应变为 0.02,即在进行

表 4 二级及二级以下公路的粒料层永久变形量

Tab. 4 Unbond aggregate permanent deformation of low volume highway

土基模量/MPa	粒料层模量/MPa	粒料层厚度/cm	设计年限内 1 个行车道上不同累计标准轴次 (万次)的粒料层永久变形量/mm		
			<100	100~200	200~400
			8 cm 沥青面层	10 cm 沥青面层	12 cm 沥青面层
30	200	30	5.27	5.03	4.70
		32	5.48	5.22	4.87
		38	6.00	5.72	5.35
	300	30	3.63	3.57	3.43
		32	3.75	3.69	3.54
		38	4.10	4.02	3.85
40	200	30	5.21	4.97	4.64
		32	5.43	5.16	4.82
		38	5.96	5.68	5.30
	300	30	3.58	3.51	3.37
		32	3.71	3.63	3.49
		38	4.06	3.98	3.81
70	200	30	5.18	4.92	4.59
		32	5.39	5.12	4.78
		38	5.96	5.67	5.29
	300	30	3.52	3.45	3.30
		32	3.66	3.58	3.42
		38	4.04	3.95	3.77

永久变形试验时,取 0.02 作为试件处于与塑性安定状态时临界应力比相对应的应变值。

3.2 不同应力加载路径下永久变形曲线的模拟回归

由于受试验条件限制,永久变形试验的最大加

载次数为 10<sup>5</sup> 次,实际加载次数远远小于路面结构承受的荷载作用次数。为了探讨各永久变形曲线的发展趋势,就必须采用数学统计回归方法,将试验曲线进行外延,在此基础上建立控制粒料基层永久变形的设计指标与控制模型。在对试验结果进行统计回归时,采用 Perez 等所建立的粒料基层永久变形处于安定状态下的永久应变模型形式<sup>[7]</sup>,其公式为

$$\epsilon_p = AN^B + (CN + D)(1 - e^{-EN}) \tag{1}$$

式中:ε<sub>p</sub> 为轴向应变;N 为荷载作用次数;A、B、C、D、E 为应力比和材料性质的函数;A=a<sub>1</sub>( $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$ )<sup>a<sub>2</sub></sup>,B=b<sub>1</sub>( $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$ )<sup>b<sub>2</sub></sup>,C=c<sub>1</sub>( $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$ )<sup>c<sub>2</sub></sup>,D=d<sub>1</sub>( $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$ )<sup>d<sub>2</sub></sup>,E=e<sub>1</sub>( $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$ )<sup>e<sub>2</sub></sup>;a<sub>1</sub>、a<sub>2</sub>、b<sub>1</sub>、b<sub>2</sub>、c<sub>1</sub>、c<sub>2</sub>、d<sub>1</sub>、d<sub>2</sub>、e<sub>1</sub>、e<sub>2</sub> 均为拟合参数。

曲线拟合结果分别见表 5 至下页表 10。

根据上述回归结果可以看出,曲线拟合的相关系数 R<sup>2</sup> 较高,均在 0.90 以上,证明利用所拟合的曲线模型对加载 10<sup>5</sup> 次以后的情况进行外延在理论上是可行的。

3.3 粒料基层永久变形设计指标与控制模型的建立

根据确定的永久变形试件处于塑性安定状态时临界应变值 0.02,以及上述不同围压下不同应力比的试验结果拟合曲线,对试验拟合曲线进行外延,寻找不同应力比下永久变形应变值为 0.02 时的对应荷载作用次数。不同围压、不同级配的外延结果见下页表 11~表 13。

表 5 不同应力比下的曲线拟合结果(围压应力 30 kPa,级配 1)

Tab. 5 Curve fitting result of different stress ratio(confining pressure 30 kPa,G-1)

主应力比(σ <sub>1</sub> /σ <sub>3</sub> )	模拟回归结果					R <sup>2</sup>
	A	B	C	D	E	
6.5	0.01	−0.397 13	1.102 18×10 <sup>−8</sup>	0.009 67	4.351 40×10 <sup>−4</sup>	0.97
6.0	0.01	−0.234 22	1.391 15×10 <sup>−8</sup>	0.006 78	2.084 66×10 <sup>−4</sup>	0.95
5.5	0.01	−0.613 29	4.005 06×10 <sup>−9</sup>	0.005 42	7.587 62×10 <sup>−4</sup>	0.94
5.0	0.01	−0.569 77	7.534 32×10 <sup>−9</sup>	0.006 08	5.540 99×10 <sup>−4</sup>	0.95
4.5	0.01	−0.716 33	4.361 17×10 <sup>−9</sup>	0.004 51	8.339 85×10 <sup>−4</sup>	0.93

表 6 不同应力比下的曲线拟合结果(围压应力 50 kPa,级配 1)

Tab. 6 Curve fitting result of different stress ratio(confining pressure 50 kPa,G-1)

主应力比(σ <sub>1</sub> /σ <sub>3</sub> )	模拟回归结果					R <sup>2</sup>
	A	B	C	D	E	
5.0	0.01	−3.033 98	4.665 14×10 <sup>−9</sup>	0.014 54	0.001 04	0.99
4.5	0.01	−0.737 78	7.233 39×10 <sup>−9</sup>	0.009 67	8.402 27×10 <sup>−4</sup>	0.97
4.0	0.01	−0.708 95	5.035 56×10 <sup>−9</sup>	0.009 58	7.146 56×10 <sup>−4</sup>	0.98
3.5	0.01	−3.304 91	4.477 48×10 <sup>−9</sup>	0.008 53	0.001 39	0.93
3.0	0.01	−3.314 03	1.785 44×10 <sup>−9</sup>	0.002 68	0.001 29	0.93

表 7 不同应力比下的曲线拟合结果(围压应力 70 kPa,级配 1)

Tab. 7 Curve fitting result of different stress ratio(confining pressure 70 kPa,G-1)

主应力比( $\sigma_1/\sigma_3$ )	模拟回归结果					$R^2$
	A	B	C	D	E	
3.5	0.05	-0.823 37	$4.444\ 16\times 10^{-9}$	0.006 90	$7.283\ 72\times 10^{-4}$	0.98
3.0	0.05	-0.802 71	$3.672\ 60\times 10^{-9}$	0.004 06	$7.078\ 11\times 10^{-4}$	0.96
2.5	0.05	-0.858 02	$2.033\ 17\times 10^{-9}$	0.003 12	$8.966\ 58\times 10^{-4}$	0.96
2.0	0.05	-1.120 56	$1.692\ 78\times 10^{-9}$	0.001 19	0.001 05	0.94

表 8 不同应力比下的曲线拟合结果(围压应力 30 kPa,级配 2)

Tab. 8 Curve fitting result of different stress ratio(confining pressure 30 kPa,G-2)

主应力比( $\sigma_1/\sigma_3$ )	模拟回归结果					$R^2$
	A	B	C	D	E	
6.5	0.01	-0.494 73	$4.912\ 35\times 10^{-8}$	0.003 64	$4.581\ 39\times 10^{-4}$	0.96
6.0	0.01	-0.475 94	$3.647\ 04\times 10^{-8}$	0.003 17	$4.088\ 53\times 10^{-4}$	0.96
5.5	0.01	-0.860 92	$2.650\ 63\times 10^{-9}$	0.002 69	$8.760\ 21\times 10^{-4}$	0.97
5.0	0.01	-0.527 96	$3.254\ 66\times 10^{-9}$	0.002 48	$4.417\ 03\times 10^{-4}$	0.96
4.5	0.01	-0.658 48	$2.615\ 46\times 10^{-9}$	0.001 36	$5.741\ 15\times 10^{-4}$	0.95

表 9 不同应力比下的曲线拟合结果(围压应力 50 kPa,级配 2)

Tab. 9 Curve fitting result of different stress ratio(confining pressure 50 kPa,G-2)

主应力比( $\sigma_1/\sigma_3$ )	模拟回归结果					$R^2$
	A	B	C	D	E	
5.0	0.01	-0.622 57	$2.822\ 33\times 10^{-9}$	0.004 25	$8.499\ 22\times 10^{-4}$	0.98
4.5	0.01	-0.860 11	$3.370\ 52\times 10^{-9}$	0.003 16	0.001 11	0.93
4.0	0.01	-0.887 94	$2.493\ 00\times 10^{-9}$	0.003 01	$6.480\ 06\times 10^{-4}$	0.99
3.5	0.01	-0.748 75	$2.215\ 64\times 10^{-9}$	0.001 99	$8.384\ 20\times 10^{-4}$	0.94
3.0	0.01	-0.546 38	$2.008\ 93\times 10^{-9}$	0.001 49	$2.714\ 24\times 10^{-4}$	0.92

表 10 不同应力比下的曲线拟合结果(围压应力 70 kPa,级配 2)

Tab. 10 Curve fitting result of different stress ratio(confining pressure70 kPa,G-2)

主应力比( $\sigma_1/\sigma_3$ )	模拟回归结果					$R^2$
	A	B	C	D	E	
6.0	0.01	-0.529 44	$4.710\ 71\times 10^{-9}$	0.004 15	$8.337\ 21\times 10^{-4}$	0.95
5.5	0.01	-0.821 34	$4.165\ 64\times 10^{-9}$	0.003 93	$8.474\ 86\times 10^{-4}$	0.96
4.5	0.05	-0.913 21	$4.113\ 81\times 10^{-9}$	0.002 68	0.001 23	0.90
4.0	0.05	-0.893 23	$3.671\ 85\times 10^{-9}$	0.002 6	$7.614\ 52\times 10^{-4}$	0.95
3.5	0.01	-0.443 84	$3.714\ 39\times 10^{-9}$	0.002 33	$4.714\ 61\times 10^{-4}$	0.92
3.0	0.05	-1.028 10	$2.139\ 51\times 10^{-9}$	0.002 08	$8.252\ 94\times 10^{-4}$	0.96

表 11 不同应力比对应的荷载作用次数(围压 30 kPa)

Tab. 11 Loading number under different stress ratio(confining pressure 30 kPa)

主应力比	6.5	6.0	5.5	5.0	4.5
荷载作用次数(G-1)/次	933 400	921 500	1 847 200	3 640 200	3 551 800
荷载作用次数(G-2)/次	3 329 150	4 612 750	6 530 500	5 382 300	7 126 900

表 12 不同应力比对应的荷载作用次数(围压 50 kPa)

Tab. 12 Loading number under different stress ratio (confining pressure 50 kPa)

主应力比	5.0	4.5	4.0	3.5	3.0
荷载作用次数(G-1)/次	1 170 400	1 428 000	2 069 200	2 561 820	9 700 900
荷载作用次数(G-2)/次	5 580 400	4 996 200	6 815 000	8 128 500	9 213 000

表 13 不同应力比对应的荷载作用次数(围压 70 kPa)

Tab. 13 Loading number under different stress ratio (confining pressure 70 kPa)

主应力比	6.0	5.5	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0
荷载作用次数(G-1)/次					2 947 650	4 340 200	8 302 500	11 112 100
荷载作用次数(G-2)/次	3 364 000	3 857 850	4 210 200	4 738 860	4 754 250	8 375 650		

根据表 11、表 13 的外延数据结果,利用幂指数形式拟合回归,分别建立级配 1 和级配 2 在围压 30、50、70 kPa 下的永久变形控制模型,见表 14。

表 14 不同级配不同围压下的永久变形控制模型

Tab. 14 Permanent deformation control model under different confining pressure and different grading

围压/kPa	级配 1(G-1)	级配 2(G-2)
30	$\sigma_1/\sigma_3=100.2N^{-0.201\ 9}$ $R^2=0.886$	$\sigma_1/\sigma_3=32\ 907.7N^{-0.414\ 0}$ $R^2=0.741\ 7$
50	$\sigma_1/\sigma_3=113.22N^{-0.228\ 4}$ $R^2=0.884$	$\sigma_1/\sigma_3=473\ 964N^{-0.743\ 8}$ $R^2=0.876\ 1$
70	$\sigma_1/\sigma_3=1\ 215.8N^{-0.392\ 3}$ $R^2=0.964\ 5$	$\sigma_1/\sigma_3=437\ 833N^{-0.748\ 6}$ $R^2=0.923\ 6$

把幂指数形式统一采用如下公式表示

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3}=A_1N^{-B_1}\tag{2}$$

式中: $A_1$ 、 $B_1$  为与围压相关的系数。

将系数  $A_1$  和  $B_1$  分别与围压  $\sigma_3$  按照二次多项式形式建立相关关系,则级配 1 不同围压下的永久变形控制模型中  $A_1$ 、 $B_1$  系数分别为

$$A_1=1.362\sigma_3^2-108.31\sigma_3+2\ 123.6$$

$$B_1=2\times10^{-4}\sigma_3^2-0.012\ 4\sigma_3+0.419\ 8$$

级配 2 不同围压下的永久变形控制模型中  $A_1$ 、 $B_1$  系数分别为

$$A_1=-633.51\sigma_3^2+74\ 214\sigma_3-2\times10^{-6}$$

$$B_1=-4\times10^{-4}\sigma_3^2+0.049\sigma_3-0.690\ 1$$

级配 1 模型系数适用于 4.75 mm 以上筛孔的通过率,位于规范级配范围中值以上粒料基层的永久变形控制;级配 2 模型系数适用于 4.75 mm 以上筛孔的通过率,位于规范级配范围中值以下粒料基层永久变形的控制。

## 4 结 语

(1)通过对 141 种含粒料基层路面结构沥青路面进行计算,得到在粒料上基层及基层内,主应力比  $\sigma_1/\sigma_3$  在 1.2~7.9 之间变化,主要分布在 1.4~5.1 之间;而粒料底基层/垫层内的水平应力多接近于 0,因此不需要统计其主应力比。

(2)以 4.75 mm 为关键筛孔设计了 2 种级配碎

石材料,采用不同围压、不同主应力比进行  $10^5$  次重复加载试验,确定不同围压下的最大临界应力比,采用最大临界应力比以下的加载结果用于永久应变曲线的拟合,外延结果表明采用  $10^5$  次加载是合理的。

(3)拟定 162 种路面结构,采用美国力学经验法中粒料层的永久变形预估模型和分层应变总和法,计算粒料基层在设计标准轴载作用次数下的永久变形量,结果表明永久变形量普遍位于 2~4 mm 之间,因此选择 4 mm 作为粒料基层的永久变形量界限值,拟合试件尺寸取 0.02 作为试件处于与塑性安定状态时临界应力比相对应的应变值。

(4)基于拟合结果以及临界应变下的作用次数,提出了控制粒料基层沥青路面结构粒料层永久变形的主应力比设计指标,并建立了以 4.75 mm 关键筛孔控制级配的两类粒料基层永久变形的主应力比与荷载作用次数的控制模型,为粒料基层沥青路面设计提供了基础依据。

(5)控制模型是基于室内重复加载试验而建立的,下一步将重点通过实体工程或加速加载足尺试验路对控制模型进行修正与验证。

## 参考文献:

### References:

[ 1 ] Vesic A S, Domaschuk L. Theoretical analysis of structural behavior of road test flexible pavements [R]. Washington DC: NCHRP Report 10, Federal Highway Administration, 1964.

[ 2 ] Lekarp F, Isacsson U, Dawson A. State of the art. II: Permanent strain response of unbound aggregates [J]. Journal of Transportation Engineering, 2000, 126(1) :76-83.

[ 3 ] LI Jian, LU Wen-hua. Full truckload vehicle routing problem with profits [J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering: English Edition, 2014, 1 (2):146-152.

[ 4 ] Werkmeister S, Dawson A R, Wellner F. Permanent deformation behavior of unbound granular materials and shakedown concept [J]//Transportation Research Record: Transportation Research Board, 2001, 1757(1):75-81.

- [5] Sharp R W, Booker J R. Shakedown of pavements under moving surface loads[J]. Journal of Transportation Engineering, 1984, 110(1): 1-14.
- [6] Kim T, Kown J, Tutumluer E. Rutting of airport pavement granular layers[C]//Karakoujian M. Proceedings of on Conference Airfield Pavement Challenges and new Technologies Specialty. Las Vegas: ASCE, 2004: 334-347.
- [7] Perea I, Romana M G, Medina L. Influence of stress levels on the development of permanent deformation in unbound granular materials [C]//Huang B S, Meier R, Prozzi J, et al. Proceedings of Geo Shanghai International Conference; Pavement Mechanics and Performance. Shanghai: Geo-Institute, 2006, 180-188.
- [8] 魏 密, 杨 群, 郭忠印. 安定理论在柔性路面设计中的应用[J]. 公路交通技术, 2007(1): 5-9.  
WEI Mi, YANG Qun, GUO Zhong-yin. Application of shakedown theory in flexible pavement design[J]. Technology of Highway and Transport, 2007(1): 5-9. (in Chinese)
- [9] 王哲人, 曹建新, 王 龙, 等. 级配碎石混合料的动力变形特性[J]. 中国公路学报, 2003, 16(1): 22-26.  
WANG Zhe-ren, CAO Jian-xin, WANG Long, et al. Dynamic deformation characteristic of grading macadam mixture[J]. China Journal of Highway and Transport, 2003, 16(1): 22-26. (in Chinese)
- [10] 袁 俊, 黄晓明. 级配碎石回弹变形特性[J]. 长安大学学报: 自然科学版, 2007, 27(6): 29-33.  
YUAN Jun, HUANG Xiao-ming. Resilient deformation behavior of unbound stone aggregates[J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2007, 27(6): 29-33. (in Chinese)
- [11] 蒋应军, 李思超, 王天林. 级配碎石动三轴试验的数值模拟方法[J]. 东南大学学报: 自然科学版, 2013, 43(3): 604-609.  
JIANG Ying-jun, LI Si-chao, WANG Tian-lin. Numerical method of dynamic triaxial test on graded crushed rock[J]. Journal of Southeast University; Natural Science Edition, 2013, 43(3): 604-609. (in Chinese)
- [12] 马 翥, 莫石秀, 王秉纲. 基于剪切性能的级配碎石关键筛孔合理范围确定[J]. 交通运输工程学报, 2005, 5(4): 27-31.  
MA Biao, MO Shi-xiu, WANG Bing-gang. Rational range determination of key sieve pores for graded crushed stone based on shear performance[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2005, 5(4): 27-31. (in Chinese)
- [13] 马 翥, 王秉纲. 基于抗变形能力的级配碎石组成设计方法[J]. 长安大学学报: 自然科学版, 2007, 27(5): 1-5.  
MA Biao, WANG Bing-gang. Graded and broken stone composing design method based on deformation resistance[J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2007, 27(5): 1-5. (in Chinese)
- [14] 山东省交通科学研究所. 路基与粒料基层设计参数与控制模型研究[M]. 济南: 山东省交通科学研究所, 2012.  
Shandong Transportation Institute. Research on subgrade and unbound aggregates base design index and control model[M]. Jinan: Shandong Transportation Institute, 2012. (in Chinese)
- [15] 山东省交通科学研究所. 重载沥青路面结构与材料适应性及其足尺试验性能衰变规律研究[M]. 济南: 山东省交通科学研究所, 2012.  
Shandong Transportation Institute. Asphalt pavement structure and material adaptability under heavy load and its performance reduction rules under full-scale accelerated loading test[M]. Jinan: Shandong Transportation Institute, 2012. (in Chinese)
- [16] Werkmeister S, Dawson A R, Wellner F. Permanent deformation behavior of granular materials[J]. Road Material and Pavement Design, 2005, 6(1): 31-51.
- [17] Transportation Research Bureau. Mechanical-empirical pavement design guide [M]. Washington DC: Transportation Research Bureau, 2008.



