

循环荷载作用下基层再生材料的永久变形研究

郝光普¹, 曹海莹²

(1. 河北建材职业技术学院, 河北 秦皇岛 066004; 2. 燕山大学 建筑工程与力学学院)

摘要:废弃混凝土、废旧轮胎等废弃物经过破碎和筛分后,可以作为再生材料用于公路基层建设中。该文将轮胎橡胶细颗粒(FRP)和轮胎橡胶粗颗粒(CRP)分别添加到废弃混凝土(RCA)和碎石(CR)中,形成再生材料,利用循环荷载三轴试验,对再生材料的永久变形进行了研究,并通过安定理论对其在基层中的适用性进行了分析。研究表明:在循环荷载作用下,所有CR试样的永久变形行为都被归类为C区(增量破坏),直接在CR中掺入橡胶颗粒易导致材料抵抗永久变形的能力发生劣化;而RCA、RCA+0.5%FRP和RCA+0.5%CRP 3种材料进入B区(塑性蠕变),因此这3种再生材料更适用于修筑路面基层,而且橡胶颗粒在再生材料中的掺量不宜过大。

关键词:再生材料;循环荷载三轴试验;永久变形;废弃混凝土;轮胎橡胶颗粒;安定理论

1 前言

随着公路建设规模的增大,对于路面材料的需求也越来越大,采用建筑拆建废弃集料等再生材料替代传统材料进行路面基层、底基层修筑成为了近年来关注的热点之一。再生材料包括废弃混凝土、废旧轮胎、冶炼炉渣、焚烧废物等,其中废弃混凝土是最普遍的建筑垃圾,而废旧轮胎不会降解,且体积庞大、难以处理,如果能在公路基层建设中有效利用上述材料,不仅可以有效解决基层材料需求的问题,还可以节约土地资源,降低废弃物对人们生活环境的不利影响。公路路面基层作为面层的下部支撑,是影响整个路面工作性能的关键结构。现有的沥青混凝土公路路面的基层大多由水泥稳定碎石构成,一方面,在交通荷载作用下其弹性变形应该足够小以避免上覆沥青面层的疲劳开裂;另一方面,路面的永久变形,即车辙,有很大一部分是由基层的永久变形构成,因此,基层材料还必须具有足够的抵抗永久变形的能力。

由于对路面基层材料物理力学性质的要求,在基层中使用再生材料需要进行严格的论证。Li等报道再生混凝土集料和碎石的CBR值随着细橡胶颗粒含量的增加而增加,随着粗橡胶颗粒含量的增加而降低;

Barbudo等分析了再生混凝土集料和再生砖砌体集料的物理性质,并与天然集料进行了对比研究,研究表明:上述两种再生集料与天然集料相比吸水率更高,三者混合后集料的吸水率受碎石、砂浆以及再生砖砌体含量影响较大;Pettinari等指出添加橡胶颗粒可以改善路面基层和底基层的韧性,从而提高抗冲击性和疲劳性能,此外粒状橡胶具有抗冲击性、低吸水性、低收缩率、耐酸性、隔热性和隔音性等优良特征。中国在公路领域对建筑垃圾及废弃材料循环利用的研究起步较晚,在上海、西安等地路面基层或底基层施工项目中成功应用了建筑再生集料。李秋义等将废弃混凝土进行破碎,配备了3种类型的再生混凝土骨料,并将再生骨料进行物理和化学强化后用于生产再生混凝土;刘秦等研究了粒径大于4.75 mm的再生砖骨料的材料性质,发现再生砖骨料的抗压碎性能低于天然碎石骨料,而空隙率、含水率以及吸水率均明显高于天然碎石骨料;魏继合等针对路面基层的再生砖骨料与再生混凝土骨料,进行了不同砖/水泥比例下的击实试验和CBR试验,发现再生混合集料的最优含水率随砖/水泥比例的上升而增大,干密度与CBR指标均随再生骨料掺入量的增加呈现先增后减的趋势,骨料的最佳掺量为30%~40%;鲁攀等将再生砖砌体集料以30%、60%、100%的比例制备水泥稳定再生材料,并通

收稿日期:2020-03-03(修改稿)

基金项目:河北省高等学校科学研究项目(编号:GH191017)

作者简介:郝光普,男,大学本科,副教授, E-mail:haoguangpu4321@sina.com

过击实试验、无侧限抗压强度试验等测定相关性能指标,指出水泥稳定再生材料的最大干密度随再生砖砌体集料掺配比例的增加而减小,而最优含水率的变化规律则相反。

前人研究从不同角度探讨了废旧混凝土和废旧轮胎橡胶颗粒的物理力学性能,两者的物理和力学性质差异悬殊,相比废旧混凝土,废旧轮胎橡胶颗粒虽然强度和刚度都较小,但却具有一定减震和吸噪的功能,还可以提高基层的韧性,两者的比例需要合理搭配从而更有效地发挥各自优点,而目前对废旧混凝土与废旧轮胎颗粒混合制成的复合再生材料的研究较少。该文主要针对碎石+轮胎橡胶颗粒和废弃混凝土+轮胎橡胶颗粒两种材料开展研究,通过循环荷载三轴试验,得到掺入不同粒径轮胎橡胶颗粒对碎石和废弃混凝土永久变形行为的影响规律,并通过安定理论评估再生材料在基层修筑中的适用性,为路面基层的选材提供参考。

2 安定理论

室内循环荷载三轴试验是目前常用的研究粒状材料永久变形性质的手段,而安定理论被广泛用于评价材料的永久变形行为。在安定理论的基础上,粒状材料的永久变形行为可以分为 3 类:

(1) A 区(塑性安定):在加载初期材料的永久变形增长速率就快速减小,很快进入纯弹性变形状态,最终永久变形很小。

(2) B 区(塑性蠕变):在加载初期材料的永久变形保持快速增长,随后永久变形增长速率逐渐减小,在到达一定加载次数后永久变形趋于稳定。

(3) C 区(增量破坏):材料的应变增长速率几乎不衰减,永久变形增长很快,在较少的加载次数下即达到破坏。

由于路面基层必须抵御永久变形的快速增长以防

止车辙过大造成的使用寿命剧减。因此,基层材料应尽量位于 A 区和 B 区,而应避免位于 C 区,为此,Werkmeister 提出了一个利用累积塑性应变 ϵ_p 定义上述各区界限的标准(图 1):

A 区: $\epsilon_{p,5\,000} - \epsilon_{p,3\,000} < 4.5 \times 10^{-5}$

B 区: $4.5 \times 10^{-5} \leq \epsilon_{p,5\,000} - \epsilon_{p,3\,000} < 4 \times 10^{-4}$

C 区: $\epsilon_{p,5\,000} - \epsilon_{p,3\,000} \geq 4 \times 10^{-4}$

其中: $\epsilon_{p,5\,000}$ 、 $\epsilon_{p,3\,000}$ 分别为 5 000、3 000 次循环时的累积塑性应变。

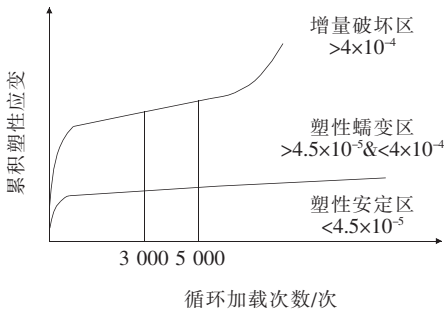


图 1 基于安定理论的粒状材料永久变形行为分区

3 试验方案

3.1 试验材料

试验采用碎石 CR 来自于材料加工厂,试验用的回收废弃混凝土 RCA 来自河北省石家庄市某工地收集的建筑垃圾,去除筋材和杂质后,人工分拣出混凝土块,再通过颚式破碎机进行机械破碎。试验用废旧轮胎颗粒分为粗橡胶颗粒 CRP、细橡胶颗粒 FRP 两种,粒径范围分别为 15~20 mm 和 400~600 μm 。碎石和废弃混凝土的基本物理性质如表 1 所示,参照 JTG E40—2007《公路土工试验规程》,定义粒径小于 0.075 mm 的颗粒为细粒,粒径为 0.075~2 mm 的颗粒为砂粒,粒径为 2~60 mm 的颗粒为砾粒。级配曲线如图 2 所示。

表 1 CR 和 RCA 的粒径和基本物理性质

试验材料	细粒含量/%	砂粒含量/%	砾粒含量/%	不均匀系数(C_u)	曲率系数(C_c)	自然密度/($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	最大干密度/($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	最优含水率/%
CR	8	35	57	66.67	3.13	1.65	2.24	8
RCA	7	38	55	42.86	2.01	1.60	2.01	12

3.2 试验过程

首先,对 CR 和 RCA 集料进行 24 h 烘干,随后对 CR 和 RCA 掺水,使其达到最优含水率,分别为 8%和

12%。值得指出的是,现有高速公路的基层一般都掺入了 4%~6%的水泥,该文为了体现轮胎橡胶颗粒对碎石和废弃混凝土性能的影响,有意未掺入水泥。为

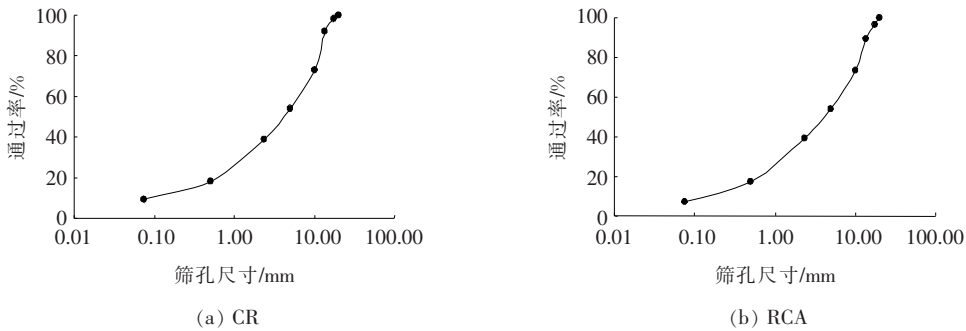


图2 材料的级配曲线

为了使集料均匀吸水,掺水后将集料在密封容器中放置至少 2 h。最后,将细橡胶颗粒和粗橡胶颗粒以不同的质量比例掺入 CR 和 RCA 中,质量比例分别为 0.5%、1%和 2%。每个试样制备 2 个平行试样进行测试,最终试验结果取平均值。

将集料放入模具中制备成圆柱体试样,高度为 300 mm,直径为 100 mm,为保障试验精度,考虑了尺寸效应,最大粒径尽量控制在圆柱体试样直径的 1/10 以内。随后将试样放入 GDS 大型三轴仪中,该仪器位移测量精度 $\leq 0.15\text{ mm}$,轴压精度约为荷载传感器总量程的 0.1%,基本可以满足此次试验的精度需求。

加载时首先施加静态围压,随后在轴向施加半正弦荷载 15 000 次,荷载周期为 1 s,其中加载周期为 0.1 s,静止周期为 0.9 s,参照文献[13]的成果选取具有一定代表性的应力状态作为试验加载应力,即轴向循环偏应力($\sigma_1 - \sigma_3$)为 150 kPa,围压 σ_3 为 50 kPa。采用轴向累积塑性应变作为评价永久变形的指标,若试验过程中累积塑性应变超过 5%,则停止试验。

4 试验结果分析

图 3、4 分别为 CR 和 RCA 试样累积塑性应变与循环加载次数之间的关系。

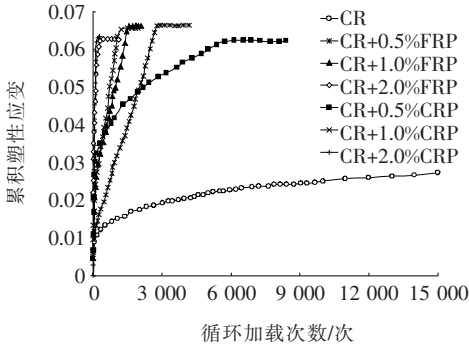


图3 CR 及相关再生材料累积塑性应变与循环加载次数的关系

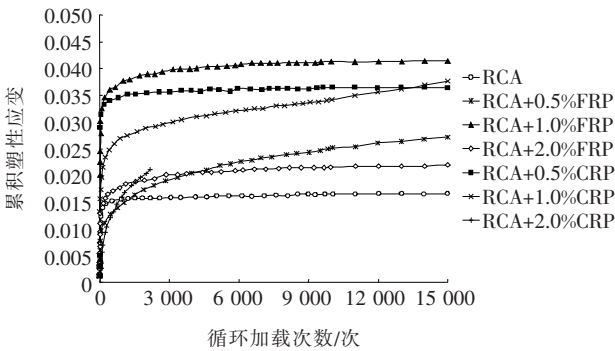


图4 RCA 及相关再生材料累积塑性应变与循环加载次数的关系

从图 3 可以看出:纯 CR(不含橡胶颗粒)的试样在当前加载方案下进入了 B 区,该阶段在循环加载早期具有较高的应变增长率,随后应变增长率逐渐降低并趋于恒定。此外,其他掺入粗粒和细粒橡胶颗粒的 CR 试样进入了 C 区,即累积塑性应变快速增长导致试样在较少的循环加载次数内发生破坏。与碎石相比,橡胶颗粒是一种粒径小、低模量、低密度的有机材料,即使橡胶颗粒的质量占比不大,但其体积已经较为可观,可以大量填充于碎石棱角颗粒之间的咬合嵌固之处,橡胶颗粒的加入使得碎石之间的咬合嵌固接触在一定程度上转变成了“石—橡胶颗粒—石”的接触形式,起到了一定的“润滑”作用,从而导致永久变形更加容易发生。而图 4 显示,除了掺入 2%粗橡胶颗粒的 RCA 试样之外,其他掺入橡胶颗粒的 RCA 试样尽管在加载初期累积塑性应变增长较快,但应变增长率逐渐降低,相比 CR,RCA 在掺入橡胶颗粒后抵抗永久变形的能力未发生明显劣化。

表 2 为基于 Werkmeister 标准的试样分级结果。

从表 2 可以看出:所有 CR 试样都在 C 区中(即增量破坏),而在 RCA 试样中,RCA、RCA + 0.5%FRP 和 RCA + 0.5%CRP 的试样位于 B 区,其余均在 C 区。因此,从永久变形角度来看,位于 B 区的这三类

表 2 根据 Werkmeister 标准对各种再生材料的分区

试样	$\epsilon_{p,5\,000}-\epsilon_{p,3\,000}$	基于 Werkmeister	
		标准的分区	
CR	23.35×10^{-4}	C	
CR + 0.5%FRP	—	C	
CR + 1%FRP	—	C	
CR + 2%FRP	—	C	
CR + 0.5%CRP	68.15×10^{-4}	C	
CR + 1%CRP	—	C	
CR + 2%CRP	—	C	
RCA	1.49×10^{-4}	B	
RCA + 0.5%FRP	1.51×10^{-4}	B	
RCA + 1%FRP	7.42×10^{-4}	C	
RCA + 2%FRP	6.78×10^{-4}	C	
RCA + 0.5%CRP	2.28×10^{-4}	B	
RCA + 1%CRP	15.04×10^{-4}	C	
RCA + 2%CRP	—	C	

材料可用于路面基层,总体来看,橡胶颗粒在再生材料中的掺量不宜过多。值得指出的是,表中有些试样未达到 5 000 次或 3 000 次循环加载即发生破坏。

图 5、6 分别为 CR 与 RCA 累积塑性应变与累积塑性应变增长率之间的关系。

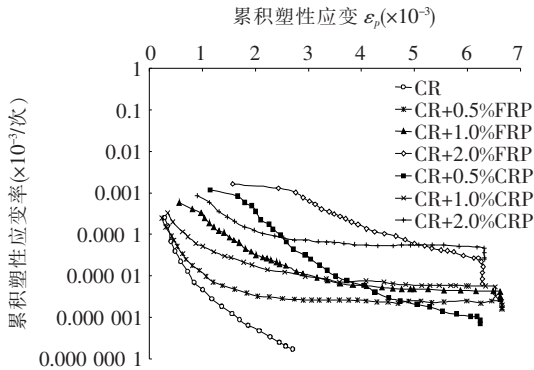


图 5 CR 及相关再生材料累积塑性应变率与累积塑性应变的关系

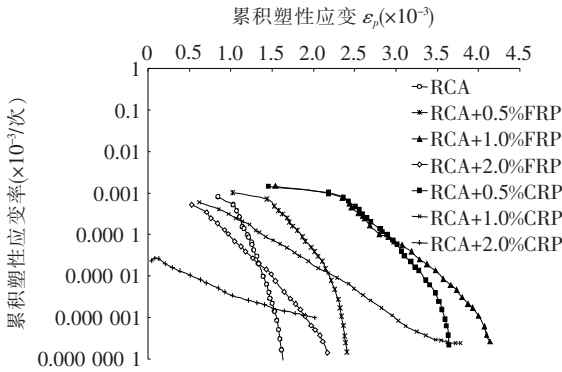


图 6 RCA 及相关再生材料累积塑性应变率与累积塑性应变的关系

由图 5 可知:① CR 试样表现出较大的累积塑性应变,而累积塑性应变增长率则缓慢降低。基于 Werkmeister 等提出的标准,这种变形行为将表明 CR 试样进入增量破坏状态;② 随着橡胶颗粒含量的增加,CR 试样将产生更大的累积塑性应变,而累积塑性应变增长率下降得更加缓慢,进一步表明橡胶颗粒的掺入使得 CR 的动力性能明显劣化。从图 6 可以看出:① RCA、RCA + 0.5% FRP 和 RCA + 0.5% CRP 首先表现出较大的累积塑性应变,但应变增长率缓慢下降,然后急剧下降,累积塑性应变增幅很小,表明试样进入了塑性蠕变状态;② 相比掺入 0.5%CRP,掺入 0.5%FRP 时材料抵抗永久变形的能力更佳。

众多学者提出了一系列模型来表征累积塑性应变与加载循环次数之间的关系,其中最常用的模型之一是由 Tseng 开发的模型:

$$\epsilon_p = \epsilon_0 \exp^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \tag{1}$$

式中: ϵ_p 为累积塑性应变; ϵ_0 为参考累积塑性应变; ρ 为比例因子; N 为加载次数; β 为形状因子。

利用式(1)对该文试验数据进行拟合,表 3 为拟合参数, N 为产生最终 ϵ_p 对应的循环加载次数。绝大多数 $R^2 > 0.85$,说明预测效果较好。将这些参数输入模型,可以用于预测试样在不同循环加载次数下的累积塑性应变,从而进一步评估路面永久变形。

表 3 各种再生材料的拟合参数

试样	ϵ_0	ρ	β	最终 ϵ_p	R^2
CR	0.003 745	204.99	0.060 9	0.026 952 ($N=150\,000$)	0.862 3
CR+0.5%FRP	0.004 007	250.10	0.050 6	0.066 271 ($N=4\,188$)	0.892 4
CR+1%FRP	0.007 332	800.56	0.064 1	0.066 171 ($N=2\,123$)	0.902 3
CR+2%FRP	0.015 001	999.99	0.069 0	0.062 638 ($N=1\,095$)	0.856 7

续表 3

试样	ϵ_0	ρ	β	最终 ϵ_p	R^2
CR+0.5%CRP	0.011 029	1 200.10	0.060 4	0.062 156 ($N = 8\ 395$)	0.882 3
CR+1%CRP	0 005 497	1 275.30	0.059 2	0.060 14 ($N = 1\ 919$)	0.798 7
CR+2%CRP	0.009 656	1 600.36	0.036 2	0.063 084 ($N = 308$)	0.882 3
RCA	0 405 206	290.31	0.061 0	0.016 306($N = 15\ 000$)	0.929 8
RCA+0.5%FRP	0.008 013	260.00	0.049 9	0.036 546 ($N = 15\ 000$)	0.912 3
RCA+1%FRP	0.012 622	310.47	0.025 5	6.041 451 ($N = 15\ 000$)	0.843 5
RCA+2%FRP	0.005 512	420.86	0.040 3	0.021 75 ($N = 15\ 000$)	0.852 1
RCA+0.5%CRP	0.011 600	460.24	0.055 1	0.036 352 ($N = 15\ 000$)	0.924 3
RCA+1%CRP	0.007 803	600.35	0.039 7	0.037 458 ($N = 15\ 000$)	0.881 6
RCA+2%CRP	0.000 463	600.00	0.029 3	0.020 996 ($N = 2\ 159$)	0.852 3

5 结论

(1) 试验中,直接在 CR 中掺入橡胶颗粒易导致材料抵抗永久变形的能力发生劣化,而在 RCA 中掺入橡胶颗粒后此劣化效果不明显。

(2) 基于安定理论分区标准,无论是否掺入橡胶颗粒,在循环荷载作用下 CR 试样都将进入增量破坏状态(C 区),实际工程中应当避免此状态的出现;而 RCA、RCA+0.5%FRP 和 RCA+0.5%CRP 3 种材料进入塑性蠕变状态。总体来看,尽管橡胶颗粒具有减震、降噪等功能,但在再生材料中的掺量不宜过大,应严格控制。

(3) 在循环荷载作用下,RCA、RCA+0.5%FRP 和 RCA+0.5%CRP 首先累积塑性应变快速增长,但应变增长率缓慢下降,然后急剧下降,累积塑性应变增幅很小,从永久变形角度来看,这 3 类再生材料可考虑用于路面基层修筑。

(4) 利用 Tseng 模型可以较好地预测再生材料在循环荷载下的累积塑性应变,并进一步评估路面车辙。

参考文献:

[1] 吕会,庄园.水泥稳定混凝土再生骨料在干线公路基层中的应用[J].中外公路,2017(6).

[2] 李涛,邹静蓉,张治强,等.水泥混凝土板破碎料在水稳基层中的应用研究[J].中外公路,2017(2).

[3] LiJ,Saberian M,Nguyen BT. Effect of Crumb Rubber on the Mechanical Properties of Crushed Recycled Pavement Materials[J]. Environ. Manage.,2018,218:291—299.

[4] Barbudo A, Agrela F, Ayuso J. Statistical Analysis of Recycled Aggregates Derived from Different Sources for Sub—Base Applications[J]. Construction & Building Materials, 2012, 28(1): 129—138.

[5] Pettinari M,Dondi G,Sangiorgi C,et al. The Use of Cryogenic Crumb Rubber in the Cold Recycling Technique [C]. Airfield and Highway Pavement, Los Angles, California, United States,2013:1 088—1 099.

[6] 孔忠良.建筑渣土在上海世博会园区道路中的再生利用[J].城市道桥与防洪,2012(6).

[7] 李秋义,韩帅,莫建.物理化学强化对再生混凝土抗氯离子渗透性能的影响[J].材料科学与工程学报,2016(3).

[8] 刘秦,李红霞.废弃黏土砖再生粗骨料物理性能试验研究[J].河南建材,2013(4).

[9] 魏继合,李鸿运.建筑废弃物应用于路基填料的性能研究[J].低温建筑技术,2017(12).

[10] 鲁攀,王明,祝学寿.水泥稳定废砖再生集料的路用性能研究[J].中外公路,2016(2).

[11] Werkmeister S,Dawson AR,Wellner F. Pavement Design Model for Unbound Granular Materials[J]. Transp. Eng.,2004,130(5):665—674.

[12] JTG E40—2007 公路土工试验规程[S].

[13] 任瑞波,蒋洪胜,王哲人.具有碎石基层的半刚性沥青路面碎石层的应力状态变化规律的研究[J].公路交通科技,2005(8).