

DOI:10.19322/j.cnki.issn.1006-4710.2018.04.019

含砾黏性土力学特性分析

韩磊^{1,2}, 曹鹏^{1,2}, 喻豪俊^{1,2}, 刘恩龙^{1,2}

(1. 国家山区公路工程技术研究中心, 重庆 400000; 2. 四川大学 水利水电学院, 四川 成都 610065)

摘要: 通过三轴试验, 分析研究含砾黏性滑带土的力学特性, 发现当砾石含量低时, 主要表现出黏性土的力学特性, 试样强度较低; 砾石含量高时, 砾石间的摩擦咬合作用增强, 试样强度较高。表现出应变硬化特性, 且均表现为剪缩, 破坏时试样均是鼓屈变形。随着砾石含量的增加, 试样的排水性能先降低后增强。砾石含量较高时, 试样的排水性能明显强于砾石含量低的试样与黏性土试样。绘制了四种土样的有效应力路径, 低围压时, 直线不能很好地包络有效应力路径; 黏粒含量低时, 强度包线通过原点且是直线, 较好的包络了有效应力路径。确定了修正剑桥模型中的 M 、 λ 、 κ 等参数并且对试验结果进行了验证, CD 试验计算主应力差与试验结果吻合较好, 体应变计算值与试验结果偏差较大, CU 试验计算与试验结果较吻合。

关键词: 滑带土; 三轴试验; 力学特性; 修正剑桥模型

中图分类号: TU43

文献标志码: A

文章编号: 1006-4710(2018)04-0502-08

Analysis of mechanical properties of viscous slip soils containing gravels

HAN Lei^{1,2}, CAO Peng^{1,2}, YU Haojun^{1,2}, LIU Enlong^{1,2}

(1. National Engineering and Research Center for Mountainous Highways, Chongqing 400000, China;

2. College of Water Resources and Hydropower, Sichuan University, Chengdu 610065, China)

Abstract: The triaxial tests on the viscous slip soils containing gravels are performed to investigate their mechanical properties. It is experimentally found that when the gravels contents are low, the mechanical properties of the mixture soils are weak and their strength is low. The friction and interlock between the gravels enhances with the increasing of the contents of gravels, and the strength of the samples also enhances. Soil samples behave strain hardening, with their volumetric strains decreasing gradually and the samples presenting bulge deformation. With the increasing of the contents of gravels the drainage performance of the samples first decreases and then enhances. The drainage performance of the samples with high gravels contents is better than that of those with low gravel contents. The effective stress paths of four kinds of soils are drawn in the stress plane. Under the low confining pressure, the straight line cannot envelope the effective stress path well. When the fine contents are low, the envelope is a line through the origin which can envelope the effective stress path. The parameters of M , λ and κ of the modified Cam-clay model are determined by the soils samples of triaxial tests. A comparison of CD tests and calculations demonstrates that the principal stress difference is well, but that there are a bit of difference between the calculation results of volumetric strain with the comparisons of CU tests and calculations well.

Key words: slip soil; triaxial test; mechanical properties; modified Cam-clay model

大多数滑坡在滑动体与滑床之间存在一个结构被扰动、破坏的滑动带。滑坡的发生与滑带土**的强度特征和滑动面上的应力状态息息相关**^[1]。不同排

水条件下滑带土的力学性质和变形特性对边坡的稳定性起关键作用。

目前国内外已有很多学者对滑带土的强度及其

收稿日期: 2017-05-03

基金项目: 重庆市集成示范计划资助项目(cstc2015jcsf30004)

作者简介: 韩磊,男,工学硕士,研究方向为岩土工程。E-mail:125084372@qq.com

通讯作者: 刘恩龙,男,教授,博导,研究方向为岩土材料本构关系和数值分析。E-mail:liuenlong@scu.edu.cn

特性进行了研究^[2-6]。但是针对不同地区,不同地质条件下的滑带土,其成因、物质组成也不尽相同,使得其物理力学性质有很大的差异。对于四川山区而言,地貌条件主要为覆盖层下伏基岩。汶川地震后的调查表明,地震动引起山体层间错动带中岩体的碎裂化,加速了滑带的形成并诱发滑坡^[7]。滑坡的发生反过来进一步加剧了岩体的碎裂化程度。并且通过探井和钻孔也发现,覆盖层下伏基岩的黏性土滑坡滑动带上的物质组成为黏土夹杂砾石^[8]。其中黏粒含量超过30%~40%。

因此,针对于这种颗粒粗细相差悬殊、级配分布广,土粒中夹杂砾石的含砾黏土逐渐得到了学者们的广泛关注。其中费康等^[9-10]针对不同砾粒含量的含砾黏土的压实及强度特性进行了试验研究。认为级配、砾粒含量的不同对含砾黏土的微观结构特征有着重要影响,具体可分为“悬浮-密实结构”、“密实-骨架结构”和“骨架-空隙结构”。这些结构特征的不同在很大程度上影响了其强度特性。闻玮^[11]在对不同含砾量的掺砾黏土固结不排水三轴剪切试验的基础上,对掺砾黏土进行了数值模拟,得出在含砾量为20%时,砾粒在土中呈悬浮状态;当含砾量为40%、60%时,砾粒的空间分布紧密,砾粒之间的土体较其它黏土更为密实,这有助于力的传递,与砾粒共同形成传力骨架。Kyambadde^[12]也认为含砾黏土中粗粒料的含量在一定程度上影响了其不排水抗剪强度。Wang^[13]针对砾石含量为30%~70%的含砾黏土进行了不同围压下的三轴压缩试验,显示随着砾石含量的增加,含砾黏土的内摩擦角和粘聚力也随之增大,并且当砾石含量小于50%时,土体的剪切强度主要受黏土和砾石共同控制;随着砾石含量的增大,土体的剪切强度主要受砾石控制。

以上研究中对于含砾黏土组成的混合体的力学性质在不同排水条件下的研究仍相对较少,并且作为散粒体结构的粗细粒混合土,大多是一部分颗粒相对另一部分颗粒沿某一界面产生滑移而造成的失稳,即产生压剪破坏。因此,有必要对含砾黏土在固结排水和固结不排水条件下的抗剪强度特性进行研究,掌握其应力-应变规律和不同的细粒含量(或砾石含量)对土体的力学性质的影响,对其机理进行理论分析并做出合理解释。

1 试验内容

按照《土工试验规程》^[14],进行三轴试验与等向压缩试验,主要进行细粒土(粒径 $<0.5\text{ mm}$, $G_s=2.68$)与粗粒土(砾石,粒径 $5\sim 20\text{ mm}$, $\rho=2.76\text{ g/cm}^3$)

不同配比的滑带土三轴试验($\Phi 101\text{ mm}\times 200\text{ mm}$),配比按照细粒含量质量百分数分组,分别为:100%、80%、60%和40%。相同配比进行4组等向压缩试验,压缩过程中进行了加载-卸载-再加载,最大固结压力达到360 kPa。试验内容见表1。

表1 试验内容一览表
Tab.1 Summary of test

试验类型	围压/kPa		
CD			400
CU	50	100	200
等向压缩	20~360		

2 三轴试验结果与分析

1) CD 试验

将同种土料不同围压下的偏应力($\sigma_1 - \sigma_3$)及体应变 ϵ_v 与轴向应变 ϵ_d 关系曲线图,及试验试样破坏型式一并列出,分别见图1和图2。

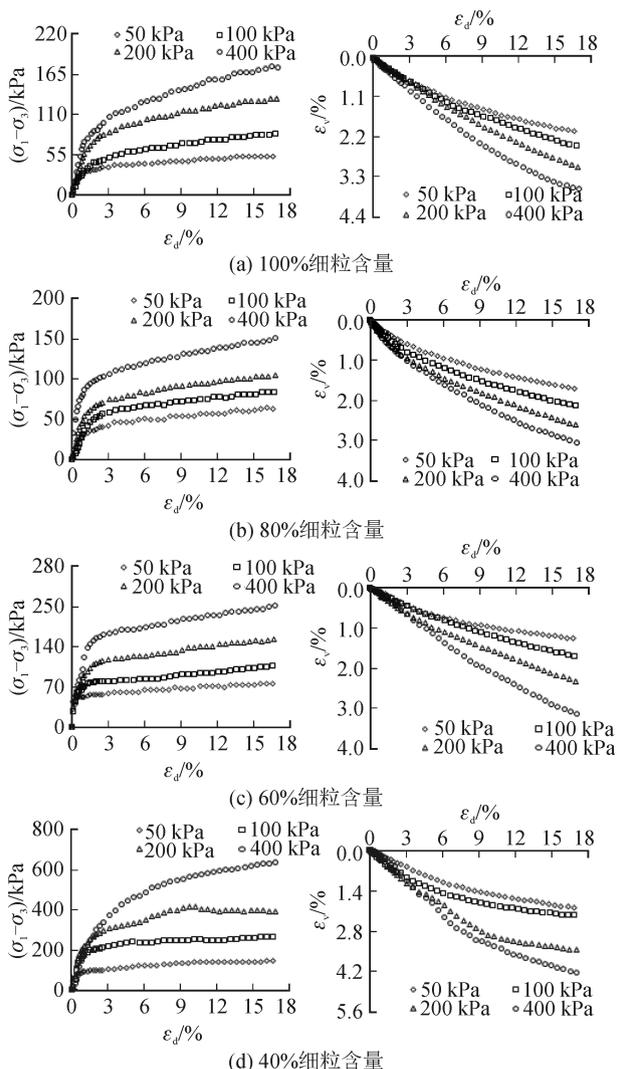


图1 滑带土 CD 试验结果

Fig.1 CD tests results of slip soils

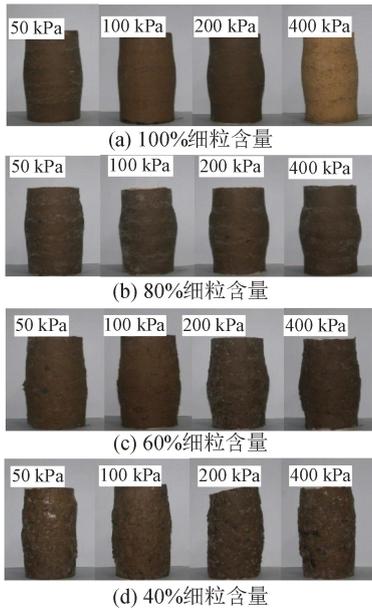


图2 CD试验破坏型式
Fig.2 Failure types of CD tests

图1(a)显示,100%细粒含量试样在CD试验中,随着围压的增大,试样的偏应力与体变都不断增大。在50 kPa围压下,偏应力达到峰值后接近于塑性流动发展,而在相对较高的围压下,试样呈现出应变硬化的特性,围压越高硬化特性越明显。在2%轴向应变之前,试样的体变相差不明显;轴向应变超过2%之后,低围压下体变发展缓慢,高围压下体变发展迅速,尤其400 kPa围压下,体变几乎呈直线发展。从试样破坏型式看出,试样均呈鼓屈变形,围压越高鼓屈越明显。

对比图1(b)~(d)与(a)发现,其它3种不同细粒含量的试样试验结果与100%细粒含量试样的结果相近。略有不同的是,60%细粒含量的试样在同一围压下偏应力较前两种试样有所提高,但提高幅度不大。在6%轴向应变之前,50 kPa围压与100 kPa围压下试样的体变相差不明显。而40%细粒含量的试样,同一围压下偏应力较前三种黏粒试样有所提高,提高幅度较大,相同围压下的偏应力达到前三种试样的2~3倍。从试样破坏型式看出,试样呈现微小的鼓屈变形,低围压下几乎无鼓屈出现,高围压下鼓屈情况较前三种试样明显减小。

2) CU 试验

将同种土料不同围压下的有效偏应力($\sigma'_1 - \sigma'_3$)与 ϵ_d 关系曲线、孔压 u 上升过程与 ϵ_d 关系曲线及试样破坏型式一并列出,分别见图3和图4。

图3(a)显示,100%细粒含量试样在CU试验中,随着围压的增大,试样的有效偏应力与孔压都不断增大。

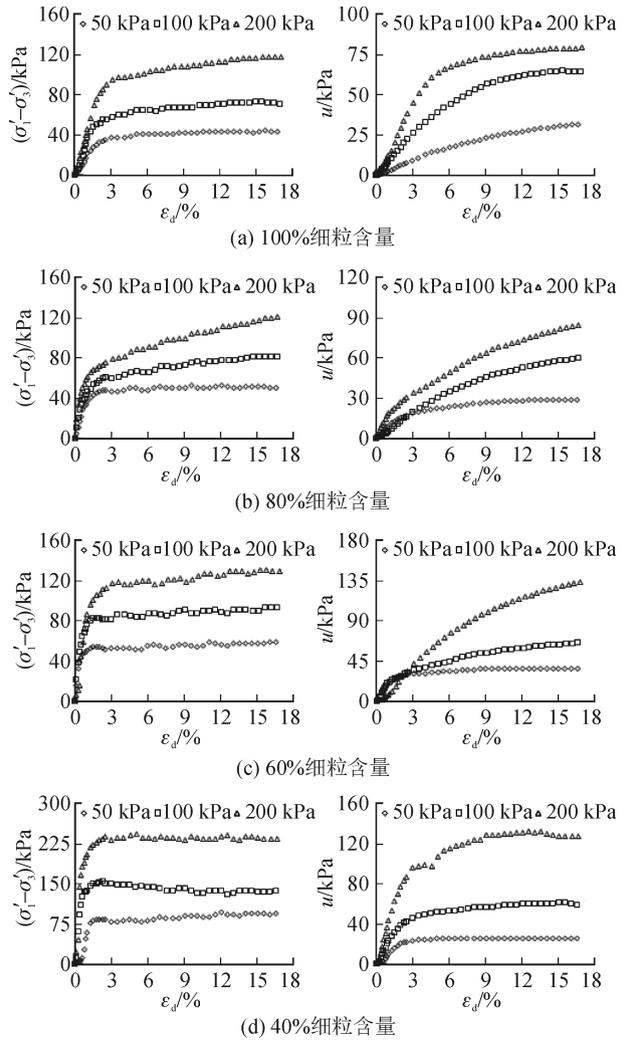


图3 滑带土CU试验结果
Fig.3 CU tests results of slip soils

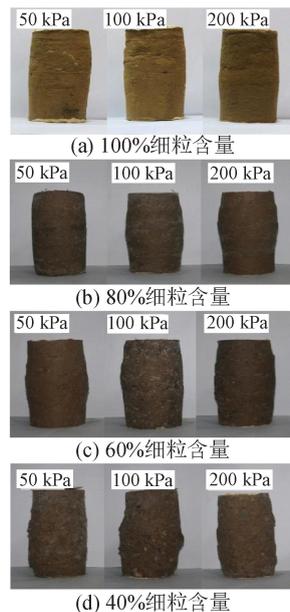


图4 CU试验破坏型式
Fig.4 Failure type of CU tests

从图 3(a)还可知,在 50 kPa 围压下,有效偏应力达到峰值强度后接近于塑性流动发展,而在相对较高的围压下,试样呈现出应变硬化的特性,围压越高硬化特性越明显。在 ϵ_d 小于 7% 之前,试样的孔压上升较快,近乎直线上升, ϵ_d 超过 7% 之后,孔压发展缓慢,趋于稳定。从试样破坏型式看出,试样均呈鼓屈变形,但鼓屈变形不及固结排水试验明显。

对比图 3(b)~(d)与(a)发现,80%细粒含量的试样的试验结果与 100%细粒含量试样的结果相近。60%细粒含量试样的试验结果与前两种试样的试验结果有所不同,但相差不大。而从图 3(d)看出,40%细粒含量试样的试验结果与前两种试样的试验结果明显不同,随着围压的增大,试样的有效偏应力先增大,后呈现不同发展趋势,而孔压都不断增大。在 50 kPa 与 200 kPa 围压下,有效偏应力在较小 ϵ_d 下就达到峰值强度,后接近于塑性流动发展,而 100 kPa 围压下,在较小 ϵ_d 下就达到峰值强度,试样略微呈现出应变软化的特性,但软化程度不大。从试样破坏型式看出,50 kPa 围压与 200 kPa 围压下的试样均呈鼓屈变形,但变形不明显,而 100 kPa 围压下有所不同。

3 等向压缩试验

土的压缩性是土在静力作用下体积缩小的特性,是有效应力变化引起孔隙比的变化。在相同的受力情况下,土的压缩性与土的组成、状态、结构等土的基本性质有关。从图 5 中看出,试样的压缩性与细粒含量大致呈线性关系,随着细粒含量的增加,试样的压缩特性明显增强,骨架的强度降低。试样的回弹特性相差不大,40%细粒含量试样砾石含量较高,颗粒间的摩擦咬合作用较强而回弹特性较弱,导致回弹曲线斜率较小。

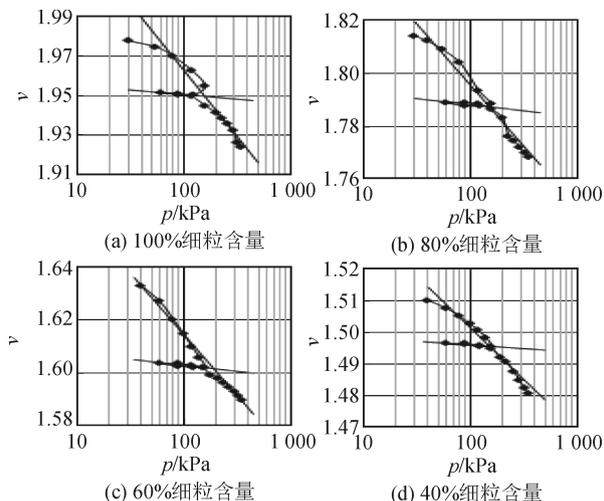


图 5 等向压缩与回弹曲线

Fig. 5 Isotropic compression and resilient curves

4 含砾黏性土力学特性

从试验结果看出,相同围压 CD 和 CU 试验,低围压时偏应力(或有效偏应力,下同)最大值随黏粒含量的减少而增大;高围压时 80%细粒含量试样的偏应力最小,40%细粒含量的偏应力最大。相同围压固结不排水试验,随着砾石含量的增加,偏应力依次增大,但 100%细粒含量试样试验偏应力与 80%细粒含量试样试验偏应力相差不大。因为当细粒土中含有砾石时,砾石含量在 30% 以下,此时砾石颗粒完全被细粒土包围,砾石颗粒形成不了骨架,砾石含量对细粒土无太大影响,主要由细粒土承担荷载,主要表现为细粒土的特性。但是,当砾石含量达 30% 以上时,对细粒土的性质就会起影响。

当砾石含量达 30% 以上后,砾石颗粒逐渐构成土骨架,分担细粒承受的荷载,试样的偏应力有所增大,即 60%细粒含量较之 100%细粒含量与 80%细粒含量试样偏应力有所增大。当砾石含量超过 50% 时,砾石颗粒构成土骨架,对试样的物理力学性质起决定性的作用,主要表现在砾石颗粒之间的摩擦与咬合作用。试验用砾石为硬质石灰岩,粒径在 5~20 mm 之间,形状不规则、有尖角,故砾石之间的摩擦与咬合作用极强,以致 40%细粒含量试样偏应力较其他三种试样明显增大。

另外,在 CU 试验中,随着砾石含量的增加,孔隙水压力上升的速率明显提高。100%细粒含量试样与 80%细粒含量试样试验结束时的孔隙水压力相差不大,60%细粒含量与 40%细粒含量试样试验结束时的孔隙水压力显著提高。黏性土中掺入少量的砾石,砾石完全被黏土颗粒所包裹,加之砾石颗粒本身透水性极弱,从而减小了土体的渗透面积,并延长了部分渗径,渗透系数有轻微的减小,促使孔隙水压力上升缓慢。但是,当砾石含量增加到 30% 以上后,由于砾石颗粒开始有局部接触,局部形成骨架结构,渗透系数开始增大,孔隙水压力上升较快。

最后,从试样的破坏型式发现,随着砾石含量的增加,试样表面越发凹凸不平,尤其 40%细粒含量试样。细粒含量较多时,试样处于细粒包裹砾石,砾石之间无接触、摩擦与咬合作用,属于密实-悬浮状态,主要表现为黏性土的力学特性,细粒本身具有的黏聚力使土体的强度有所提高;当细粒含量较少时,砾石形成骨架结构,黏粒无法完全填充粗砾石间的孔隙,属于骨架-空隙状态,主要表现为砾石土的力学特性;介于两者之间的属于骨架-密实状态,细粒与砾石共同作用。

5 修正剑桥模型参数确定

鉴于修正剑桥模型的特点,尝试采用修正剑桥模型来验证含砾黏性滑带土的应力应变关系。修正剑桥模型是增量弹塑性本构模型,其参数包含一个非线性弹性部分和一个由塑性体应变确定的塑性部分。破坏包线在形状上是自相似的,且与绕主应力空间的平均应力轴旋转的椭圆体对应。包含3个参数和初始比容,见表2。

表2 修正剑桥模型材料参数表

Tab.2 Material parameters of modified Cam-clay

符号表示	解释说明
v_0	初始比容
M	临界状态线上的应力比
κ	弹性回弹线斜率
λ	正常固结线斜率

5.1 v_0 确定

三轴应力状态中下,初始比容:

$$v_0 = 1 + e_0 \quad (1)$$

式中, e_0 为试样的初始孔隙比,根据试样干密度计算得到。初始孔隙比与初始比容见表3。

表3 孔隙比与初始比容汇总表

Tab.3 Summary of void ratio and initial specific volume

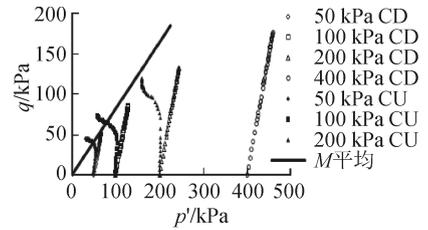
参数	细粒含量			
	100%	80%	60%	40%
e_0	0.978	0.816	0.635	0.512
v	1.978	1.816	1.635	1.512

5.2 M 确定

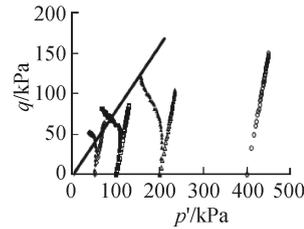
在临界状态线 $q = Mp'$ 上,可通过三轴压缩试验确定 M 值。试验应达到较大变形,确保最终的 q 与 p' 接近临界状态线。下面根据三轴压缩试验的有效应力路径选取系数 M 。

依据试验结果,绘制三轴试验的应力路径,见图6,绘制过坐标原点与应力路径顶点的直线,选取直线斜率为系数 M 的值。

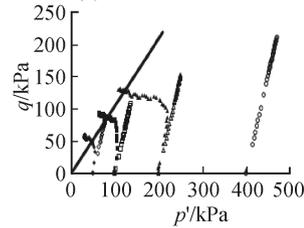
取得不同围压下的 M 值见表4。



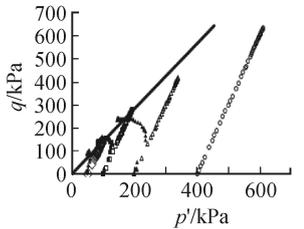
(a) 100%细粒含量M值确定



(b) 80%细粒含量M值确定



(c) 100%细粒含量M值确定



(d) 40%细粒含量M值确定

图6 不同细粒含量 M 值确定图

Fig.6 Values of M with different fine contents

表4 M 值汇总表

Tab.4 Summary table of M values

围压/kPa	M							
	100%细粒含量		80%细粒含量		60%细粒含量		40%细粒含量	
	CD	CU	CD	CU	CD	CU	CD	CU
50	0.784	1.341	0.898	1.358	1.062	1.779	1.433	1.677
100	0.664	1.299	0.660	1.167	0.793	1.441	1.433	1.596
200	0.543	0.734	0.445	0.776	0.609	1.180	1.186	1.548
400	0.381	—	0.335	—	0.449	—	1.038	—
平均值	0.593	1.125	0.585	1.100	0.728	1.466	1.273	1.607
	0.820 9		0.858 2		1.044 7		1.415 9	

从表 4 看出,随着细粒含量的减少,砾石含量的增加,促使颗粒间的咬合作用加强,摩擦作用亦增加,直观的表现就是 M 值的显著增大。

5.3 λ 和 κ 确定

$v - \ln p'$ 图上,等向压缩试验得到的正常固结曲线斜率即为 λ 。卸载时,试样发生回弹,回弹曲线斜率即为 κ 。根据试验结果,添加趋势线,提取曲线斜率。

等向压缩曲线可表示为:

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (2)$$

式中, N 为固结线在 $p = 1 \text{ kPa}$ 下对应的比容; λ 为固结线斜率。

当卸载时,试样发生回弹,卸载时体积变化与 p 之间的关系可表示为:

$$v = v_c - \kappa \ln p \quad (3)$$

式中, v_c 为卸载曲线在卸载到 $p' = 1 \text{ kPa}$ 时对应的比容, κ 为卸载回弹曲线斜率。

取得不同黏粒含量下的 λ 和 κ 值汇于表 5 中。

表 5 λ 和 κ 值汇总表

Tab. 5 Summary table of λ and κ

	100%细粒含量	80%细粒含量	60%细粒含量	40%细粒含量
λ	0.029	0.020	0.020	0.014
κ	0.002	0.002	0.002	0.001

5.4 试验验证

根据提取的参数,结合试验过程,进行三轴压缩试验的试验验证,以下是对验证结果的罗列与分析。

5.4.1 CD 试验验证

计算得到 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 与 ϵ_v 相对 ϵ_d 的关系曲线,见图 7(图例同前,空心表示试验结果,实心表示验证结果)。从图 6 中看出在确定修正剑桥模型的参数 M 时,直线不能很好的包络应力路径曲线,有一定的偏差。加之等向压缩试验结果误差较大,对验证计算结果有较大影响,因此在验证过程中对参数进行了一定的试算,得出参数结果见表 6~9。

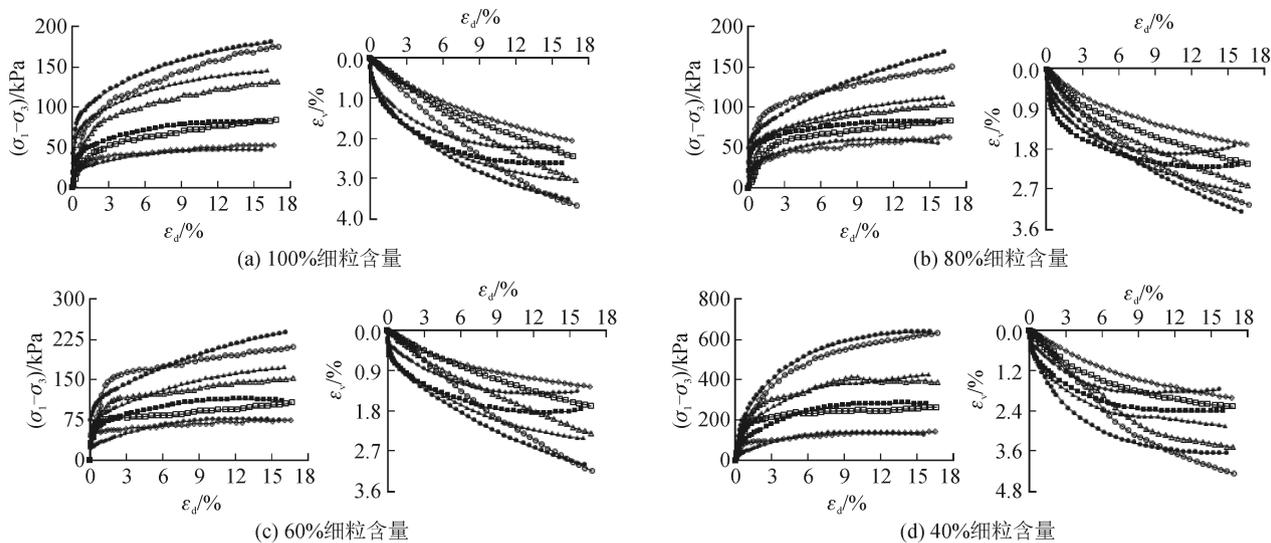


图 7 CD 试验验证

Fig. 7 CD Experimental test

表 6 试验验证 M 值汇总表

Tab. 6 Summary table of M

围压/kPa	M							
	100%细粒含量		80%细粒含量		60%细粒含量		40%细粒含量	
	CD	CU	CD	CU	CD	CU	CD	CU
50	0.76	1.1	0.83	1.36	0.98	1.78	1.43	1.70
100	0.64	1.0	0.63	1.16	0.74	1.27	1.43	1.60
200	0.57	0.7	0.49	0.68	0.64	0.88	1.24	1.55
400	0.44	—	0.42	—	0.52	—	1.03	—

表7 试验验证 λ 值汇总表
Tab.7 Summary table of λ

围压/kPa	λ							
	100%细粒含量		80%细粒含量		60%细粒含量		40%细粒含量	
	CD	CU	CD	CU	CD	CU	CD	CU
50	0.06		0.04	0.06	0.025	0.04	0.025	0.03
100	0.072	0.085	0.06	0.09	0.035	0.06	0.03	0.03
200	0.085		0.08	0.089	0.05	0.08	0.04	0.035
400	0.13	—	0.10	—	0.075	—	0.06	—

表8 试验验证 κ 值汇总表
Tab.8 Summary table of κ

围压/kPa	κ							
	100%细粒含量		80%细粒含量		60%细粒含量		40%细粒含量	
	CD	CU	CD	CU	CD	CU	CD	CU
50	0.006		0.004	0.006	0.003	0.004	0.003 6	0.003
100	0.007 2	0.008 5	0.006	0.01	0.003 5	0.006	0.003	0.03
200	0.008 5		0.008	0.008 9	0.005	0.008	0.004	0.003 5
400	0.013	—	0.01	—	0.007 5	—	0.014	—

表9 试验验证 μ 值汇总表
Tab.9 Summary table of μ

围压/kPa	μ							
	100%细粒含量		80%细粒含量		60%细粒含量		40%细粒含量	
	CD	CU	CD	CU	CD	CU	CD	CU
50			0.35		0.3			
100	0.3	0.49	0.3	0.49	0.3	0.49	0.3	0.49
200			0.3		0.2			
400		—	0.3	—	0.2	—		—

从上面验证算结果与试验结果的比较看出,偏应力吻合较好,呈现应变硬化的特征。总体来说,在较小的轴向应变阶段,验证的偏应力相对试验值偏小,当轴向应变达到6%以后,验证的偏应力与试验值较接近。由于取得的参数偏重于模拟偏应力与轴向应变的关系,致使体应变验证值与试验值偏差较

大,体应变验证结果无体积膨胀出现,即均表现为体缩。

5.4.2 CU试验验证

计算得到 $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ 与 u 相对 ε_d 的关系曲线,见图8(图例同前,空心表示试验结果,实心表示验证结果)。

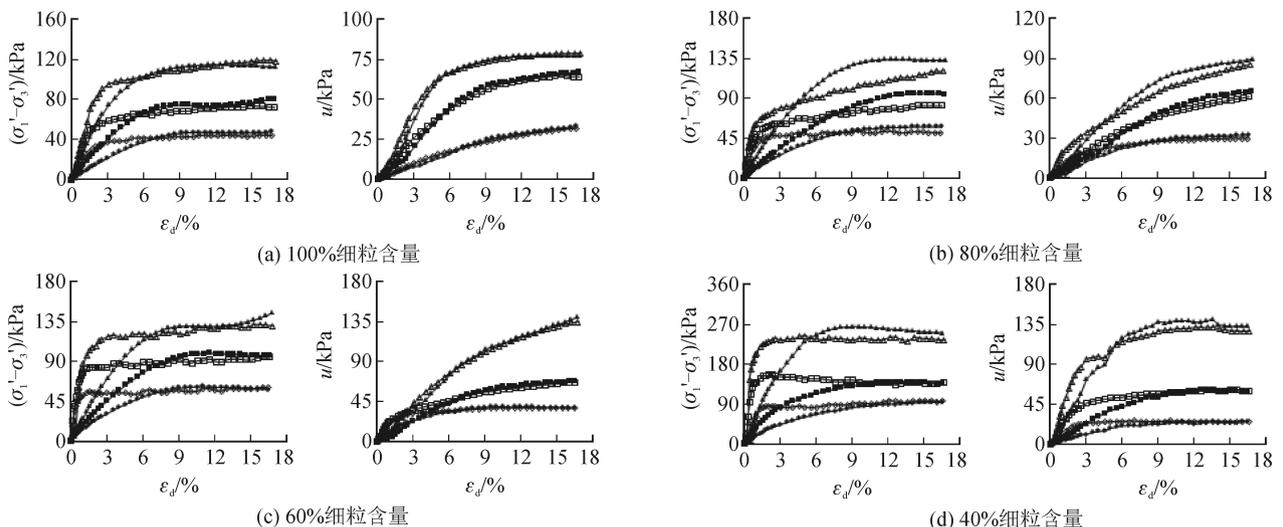


图8 CU试验验证

Fig.8 CU experimental test

从上面验证结果与试验结果比较看出,验证有效偏应力与试验吻合较好,呈现应变硬化的特征。总体来说,在较小的轴向应变阶段,验证的有效偏应力相对试验值偏小,偏差小于固结排水计算值,当轴向应变达到4%以后,验证的有效偏应力与试验值较接近,且验证结果优于CD验证结果。同样,孔隙水压力验证值与试验值吻合较好,在较小轴向应变阶段存在较小的偏差,当轴向应变达到2%以后,验证的孔隙水压力值与试验值较接近。

6 结 论

1) 含砾黏性土在细粒含量低时,试样主要表现为砾石土的力学特性。砾石土中虽加入黏土颗粒,但黏土颗粒大多填充砾石之间的孔隙,表现出的黏聚作用甚微。

2) 随着砾石含量的增加,试样的排水性能先降低后增强。砾石含量较高时,试样的排水性能明显强于砾石含量低的试样与黏性土试样。从试样的破坏型式看出,试样均是鼓屈变形,无剪切带出现。试样的压缩性与黏粒含量大致呈线性关系,随着砾石含量的增加,试样的压缩特性明显减弱,试样的回弹特性相差不大。

3) 尝试采用修正剑桥模型来验证含砾黏性滑带土的应力应变关系。不过认为修正剑桥模型适用于含砾黏性滑带土的效果一般。三轴试验所得到的应力路径曲线,在确定修正剑桥模型的参数 M 时,直线不能很好的包络应力路径曲线,有一定的偏差。

4) 根据提取的修正剑桥模型的相关参数,对试验结果进行了验证后得出,固结排水试验主应力差验证与试验吻合较好,体应变验证与试验值偏差较大;固结不排水试验主应力差验证与试验吻合较好,孔隙水压力验证与试验吻合较好,在较小轴向应变阶段存在着偏差。

参考文献:

[1] 李晓,梁收运,郑国东. 滑带土的研究进展[J]. 地球科学进展, 2010, 25(5): 484-491.
LI Xiao, LIANG Shouyun, ZHENG Guodong. Progresses in sliding zone soil of landslides[J]. Advances in Earth Science, 2010, 25(5): 484-491.

[2] 陈晓平,黄井武,尹赛华,等. 滑带土强度特性的试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(11): 3212-3218.
CHEN Xiaoping, HUANG Jingwu, YIN Saihua, et al. Experimental study of strength property of slip zone soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(11): 3212-3218.

[3] 李江,许强,胡泽铭,等. 川东红层原状滑带土饱水软化试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(增刊2): 4333-4342.

LI Jiang, XU Qiang, HU Zeming, et al. Experimental research on softening of undisturbed saturated slip soil in eastern of Sichuan Province red bed[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(S2): 4333-4342.

[4] 高旭,晏鄂川,崔学杰. 应变速率对含砾滑带土抗剪强度影响研究[J]. 水文地质工程地质, 2016, 43(1): 94-98.
GAO Xu, YAN Echuan, CUI Xuejie. Influence of strain rate to the shear strength of conglomeratic sliding-zone soil[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2016, 43(1): 94-98.

[5] SKEMPTON A. W. Long-term stability of clay slopes[J]. Geotechnique, 1964, 14(2): 77-102.

[6] CHANDLER R J. Back analysis techniques for slope stabilization works: a case record[J]. Geotechnique, 1977, 27(4): 479-495.

[7] 黄润秋,裴向军,崔圣华. 大光包滑坡滑带岩体碎裂特征及其形成机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(1): 1-15.
HUANG Runqiu, PEI Xiangjun, CUI Shenghua. Cataclastic characteristics and formation mechanism of rock mass in sliding zone of Daguangbao landslide[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(1): 1-15.

[8] 肖拥军,殷坤龙,柴波. 含软弱夹层库岸滑坡滑带发育特征研究[J]. 工程地质学报, 2011, 19(1): 65-69.
XIAO Yongjun, YIN Kunlong, CHAI Bo. Development characteristics of sliding zone in reservoir slope landslides with weak intercalations[J]. Journal of Engineering Geology, 2011, 19(1): 65-69.

[9] 费康,张永强,闻玮. 含砾黏土压实及强度特性的实验研究[J]. 地震工程学报, 2015, 37(增刊1): 12-16.
FEI Kang, ZHANG Yongqiang, WEN Wei. Experimental study of compaction characteristics and strength behavior of gravelly clay[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2015, 37(S1): 12-16.

[10] 张永强. 掺砾黏土力学性能试验研究[D]. 扬州: 扬州大学, 2015.
ZHANG Yongqiang. Experimental study on mechanical properties of clay mixed with gravel[D]. Yangzhou: Yangzhou University, 2015.

[11] 闻玮. 掺砾黏土微观结构数值模拟[D]. 扬州: 扬州大学, 2015.
WEN Wei. Numerical simulation of the microstructure of gravel mixed clay[D]. Yangzhou: Yangzhou University, 2015.

[12] KYAMBADDE B S, STONE K J L, BARNES G E. Discussion: index and strength properties of clay-gravel mixtures[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 2014, 167(1): 83-86.

[13] WANG Chen, ZHAN Chuanni. Gravel content effect on the shear strength of clay-gravel mixtures[J]. Applied Mechanics and Materials, 2011, 71-78: 4685-4688.

[14] 中华人民共和国水利部. SL237—1999 土工试验规程[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2007. 12.