爆破冲击荷载下花岗岩残积土的力学响应试验研究

张先伟^{1,3*}, 刘新宇^{1,2}, 孔令伟¹, 徐超⁴

1. 中国科学院武汉岩土力学研究所岩土力学与工程国家重点实验室, 武汉 430071;

2. 中国科学院大学, 北京 100049;

3. 桂林理工大学广西岩土力学与工程重点实验室, 桂林 541000;

4. 厦门轨道交通集团有限公司, 厦门 361000

* E-mail: xwzhang@whrsm.ac.cn

收稿日期: 2018-09-18; 接受日期: 2019-03-01; 网络版发表日期: 2019-05-07

国家自然科学基金(批准号: 41472292, 11672320)、中国科学院青年创新促进会(编号: 2018363)和广西岩土力学与工程重点实验室课题(编号: 15-KF-02)资助项目

摘要 地铁隧道盾构施工前, 通常需要对风化层中的孤石进行爆破处理, 爆破荷载不可避免地对周围土体产生扰动. 为了调查爆破冲击荷载对花岗岩残积土力学行为的影响, 开展了不同冲击速率、频率、振动峰值应力及有效围压作用下花岗岩残积土的冲击动力试验, 分析冲击荷载引起的超静孔隙水压力和变形的发展规律与破坏模式. 结果表明: 高速冲击引起的颗粒重排会增大土的内摩擦角, 但强度增大的同时也会破坏原生结构强度, 土体产生更多裂缝; 振动峰值应力与频率对残积土的影响均存在着临界值, 振动峰值应力与频率超过临界值时, 强度软化且变形量增大; 低围压下残积土可能会出现剪胀与剪切带破坏; 提出的3种爆破冲击破坏类型中, 低频高振动峰值应力的冲击条件下易出现严重的冲击破坏, 频率3 Hz、振动峰值应力400 kPa是厦门花岗岩残积土介于破坏型与亚稳定型的临界影响值, 因此, 工程实践中应关注低频、高振动峰值应力的爆破冲击对周围土体带来的危害. 研究可为花岗岩风化层中爆破法处理孤石提供施工参数, 也可考虑爆破振动影响的土层的力学参数确定与评价提供技术支持.

关键词 冲击荷载, 花岗岩残积土, 孔隙水压力, 轴向应变, 强度, 孤石爆破

1 引言

我国南方广泛分布的岩石风化地层夹杂孤石及软弱结构面发育, 普遍具有较强的易扰动性、遇水软化、崩解等不良地质特性^[1,2], 给城市地铁隧道建设带来支护受力不均、洞室与地表严重变形、频繁塌方等

工程问题^[3,4]. 尤其是随机分布的球状全风化花岗岩孤石与孤石群, 在盾构法隧道施工中, 常引起卡刀、刀具偏磨、偏离轴线等现象, 严重时还会发生地表沉降甚至坍塌事故^[4]. 目前工程中常采用在盾构未达到该区段前以爆破的方式处理, 如厦门地铁1号线吕厝站至城市广场站区间盾构隧道的花岗岩残积土层存在许多

引用格式: 张先伟, 刘新宇, 孔令伟, 等. 爆破冲击荷载下花岗岩残积土的力学响应试验研究. 中国科学: 技术科学, 2019, 49: 690–702
Zhang X W, Liu X Y, Kong L W, et al. Experimental study on mechanical characteristics of granite residual soil under blast loading (in Chinese). Sci Sin Tech, 2019, 49: 690–702, doi: 10.1360/N092018-00319

直径数米的孤石, 埋深在10.7~14.3 m之间. 如图1所示, 采用孔网爆破方式, 钻孔至待爆岩石深度16 m, 在孔径90 mm钻孔内置直径70 mm的PVC管, 装入炸药爆破孤石. 虽然在爆破区外围设置减震孔, 但爆破产生的应力波与冲击荷载仍会对周围花岗岩残积土产生强烈扰动, 即使爆破区土层会在隧道施工时被盾构机挖出, 处于隧道下部的基础与衬砌上部的土体仍不可避免地因扰动而引起强度损伤, 设计中如果仍采用勘察得到的力学性质指标而未考虑冲击荷载引起的土体强度衰减, 就会对隧道的安全与稳定性存在较大隐患. 因此, 开展地铁线路中爆破产生的冲击荷载对周围土体扰动规律影响以及土体力学响应的研究是非常必要的.

虽然许多研究者对冲击荷载下土体的力学行为进行了研究^[5~14], 但整体而言, 精确模拟与预测爆破荷载下土体的力学响应非常困难. 为此, 一些研究者尝试通过理论分析与数值模拟手段来解决这一问题^[6~8], 但由于土层性质与场地条件的不同, 计算结果相差很大, 如土体在饱和与非饱和状态下, 因爆破引起的应力峰值可能相差100倍^[9]. 一些研究者也开展了小型爆破模拟试验与现场爆破试验^[10,11], 但这些研究多为针对某一工程, 其结果的普适性需要进一步验证. 近年来, 随着土工测试仪器的开发与测试水平的提高, 人们开始利用动三轴试验设备来研究冲击荷载下土体的变形与强度特征, 研究的对象包括砂土^[12]、饱和黏土^[13]、红黏土^[14]等, 这些研究手段与方案虽然无法将爆炸荷载具有的瞬时性、超高压、高频等特征全部模拟, 但考虑

到爆炸应力波在土中的衰减规律, 其研究结果对爆破影响范围内的土体力学特性的分析仍具有一定的理论意义. 另一方面, 我国南方的地铁隧道多穿越花岗岩风化土层, 土的基本性质与一般流水沉积的黏土与砂土有明显差别, 一些特征指标甚至超出当前规范、规程对一般土质界定的取值范围, 同时具有易扰动、易崩解特性, 对冲击荷载具有更高的敏感性. 这些特殊性质导致现有研究成果无法指导当地的地铁工程建设.

鉴于爆破荷载对土体影响机理的不尽完善, 具体工程应用时仍较多地依靠经验进行处理, 针对孤石爆破对花岗岩残积土所产生的扰动与力学行为影响进行研究, 是保证地铁施工安全和后期支护的重要手段. 本文依托厦门地铁1号线实际工况, 开展花岗岩残积土的室内冲击荷载试验, 试验中考虑上覆压力(σ'_3)、频率(f)、振动峰值应力($A=\sigma_1-\sigma_3$)和冲击速率(v)的影响, 重点分析冲击荷载引起的超静孔隙水压力(u)和变形(ε_a)的发展规律与破坏模式. 本研究将有助于寻求爆破等地脉动对邻近建筑和周围土体的震动影响与强度衰减规律, 可为我国风化岩土地层的地铁工程施工和设计提供技术指导.

2 土样性质与试验方案

2.1 土样的基本性质

土样取自厦门市地铁1号线吕厝站开挖基坑. 该区

图1 (网络版彩图)孤石爆破过程及其对土层影响的示意图

地表下6.5 m内为路基填土, 其下至18.8 m为黄褐色花岗岩残积土, 地下水位为1.5 m。为了减少取样过程中的扰动, 采用人工挖槽方法取边长30 cm的块状原状样, 取样深度为9.5~10 m, 上覆压力约为90~100 kPa。土样物理、力学指标与矿物成分见表1和2。分析可知, 该土的主要矿物是石英与高岭石, 较高含量的高岭石表明该区花岗岩经历了较程度的风化过程^[15]。与国外热带的花岗岩残积土普遍具有的非饱和特性不同的是^[16], 受较高地下水位影响, 该区残积土具有较高的饱和度。

为了评价爆破荷载对花岗岩残积土的强度损伤, 开展固结不排水三轴剪切(CU)试验。根据ASTM土性划分标准^[17], 该区残积土定义为砂质黏性土, 这也导致该类土具有相对较低的渗透系数, 因此, 三轴剪切试验设定不排水条件。根据图2的试验结果得到该土的有效黏聚力为8.1 kPa, 有效内摩擦角为32.13°。另外, 该类土在小围压下表现出超固结特征, 随着剪应变发展, 孔压达到峰值后逐渐减小并最终出现负孔压,

即出现剪胀, 破坏试样出现明显的剪切带破坏。这种现象的机理与超固结土不同, 是一种由母岩风化残留的结构强度以及风化过程中形成的胶结强度(如含铁胶结)引起的“似超固结特性”。

2.2 试验仪器和方法

试验仪器采用美国GCTS公司生产的HCA-100型多功能力学测试系统(图3), 仪器稳定的动力加载系统与高精度的数据采集系统为准确捕捉冲击荷载下土体的力学行为提供了必要条件。试样为直径50 mm, 高100 mm的原状样。首先进行抽气饱和; 安装好试样后施加反压饱和, 当孔隙水压力系数 B 超过0.98时认为饱和完成; 然后分别在不同围压 σ'_3 下进行等向固结; 待超静孔隙水压力消散后进行不排水条件下的冲击荷载动力试验, 试验过程中高频采集轴力、变形与孔压数据。根据以往研究^[6,7], 采用图4所示的半三角波模拟爆破作用下产生的冲击荷载, 每次冲击间隔为10 s。试样的轴向应变(ϵ_a)达到20%或冲击次数(N)达到500次时结

表1 花岗岩残积土的物理和力学性质指标平均值

物理性质指标								力学性质指标			
天然密度 ρ (g cm^{-3})	含水率 w (%)	孔隙比 e_0	液限 ω_L (%)	塑限 ω_p (%)	塑性指数 I_p (%)	饱和度 S_r (%)	渗透系数 $K \times 10^{-6}$ (cm s^{-1})	强度指标(CU试验)		强度指标(固结快剪)	
								c' (kPa)	ϕ' (°)	c (kPa)	ϕ (°)
1.82	34.6	1.01	48.1	24.8	23.3	93.0	6.1	8.1	32.13	14.5	30.5

表2 花岗岩残积土的颗粒分布与矿物组成

颗粒组成 (%)			土质分类	矿物组成 (%)				
砾粒 (>4.75 mm)	砂粒 (0.075~4.75 mm)	黏粒 (<0.075 mm)		石英	长石	云母	高岭石	赤铁矿
12.5	36.3	51.2	砂质黏性土	42.6	5.6	9.6	38.9	3.3

图2 (网络版彩图)花岗岩残积土的CU试验结果. (a) ϵ_a - q 关系曲线; (b) ϵ_a - u/σ'_3 关系曲线

图 3 (网络版彩图)模拟冲击荷载下土体力学特性测试系统

束试验^[18].

为了系统地调查爆破冲击荷载下花岗岩残积土的力学行为, 试验方案考虑爆破影响深度、冲击速率、振动峰值应力与频率等因素, 见表3. 其中, 第1与2组试验的围压 σ'_3 采用土体原位应力 $p_0=100$ kPa, 最高频率采用15 Hz, 考虑到爆破产生应力波的传播规律, 冲击速率采用5~30 mm/s, 振动峰值应力采用100~400 kPa, 用以调查爆炸点周围不同距离土层的力学行为. 第3组试验通过加载不同 σ'_3 来模拟不同埋深土体对冲击荷载的力学响应.

需要说明的是, 上述方案综合考虑爆破影响土层范围、爆破能量传播规律及仪器的加载性能. 厦门花岗岩残积土含有约10%以上的砾粒成分, 圆柱形原状样表面凹凸不平会产生明显的橡皮膜嵌入效应, 导致测得的轴向破坏应力大于试样实际的破坏强度, 因此, 试验得到的应力都进行了考虑橡皮膜嵌入效应的修

正, 修正方法见Henkel与Gilbert(1952)^[19]的报道. 文献[20]指出, 对于饱和砂土, 在爆孔半径210倍距离处(约10 m)冲击应力衰减约为400 kPa, 本次试验的最大振动应力设定为400 kPa; 根据以往研究, 爆破产生的冲击荷载可简化为半三角形波荷载^[6,7], 根据应力波在土层中的衰减规律, 半三角波的冲击振动应力会逐渐降低, 但厦门地铁1号线孤石爆破施工时, 常采用孔网多点同时爆破以及反复爆破, 受影响的残积土层可能承受反复的多级冲击荷载, 因此, 本试验采用的是脉冲形式的半三角形波荷载, 并加大冲击次数至500次, 以检验多次爆炸影响的累积冲击荷载下土体的性能衰减规律.

3 试验结果与分析

3.1 冲击速率效应

图5为试样在原位应力 p_0 ($\sigma'_3=100$ kPa)作用下, 施加的速率从常规三轴试验中常用的0.0008 mm/s逐渐增大至30 mm/s, 偏应力 q 与孔隙水压力(u)随轴向应变 ϵ_a 的变化情况. 不同冲击速率 v 作用下, 残积土的 ϵ_a - q 曲线变化规律类似, 不同的是: 随着 v 的增大, 土的破坏应力逐渐增大. 如在冲击速率30 mm/s作用下, 得到的强度约是0.0008 mm/s变形速率下CU强度的2倍; 同时, 随着 v 的增大, 试样出现明显塑性变形时对应的剪应力与变形值明显增大, 即图5(a)中 ϵ_a - q 曲线的弯点逐渐上移, 再次说明高速的爆破荷载会造成土体的强度增加, 这与Omidvar等人^[12]对高剪切速率下, 砂土的强度增长规律的结果是一致的. 对于低速的CU试验, 由于花岗岩残积土具有的“似超固结”特性导致不排水剪切过程中出现剪胀现象. 如图5(b)所示, 当 ϵ_a 超过4%时, u 逐

图 4 (网络版彩图)冲击荷载波形施加示意图. (a) 冲击荷载波形示意图; (b) 一次冲击示意图

表 3 花岗岩残积土的冲击试验与CU试验方案

试验分组	试验目的	试样编号	围压 σ'_3 (kPa)	振动峰值应力 A (kPa)	冲击速率 v (mm/s)	冲击频率 f (Hz)
1	冲击速率影响	V1	100	—	5	—
		V2		—	10	—
		V3		—	20	—
		V4		—	30	—
2	振动峰值应力与冲击频率影响	AF1	100	100	—	5
		AF2		—	—	3
		AF3		200	—	5
		AF4		—	—	10
		AF5		—	—	15
		AF6	100	—	—	3
		AF7		300	—	5
		AF8		—	—	10
		AF9		—	—	15
		AF10		—	—	3
		AF11	400	—	—	5
		AF12		—	—	10
		AF13		—	—	15
3	围压影响	C1	50	300	—	5
		C2	100		—	
		C3	200		—	
		C4	500		—	
4	CU试验	CU1	50	—	0.0008	—
		CU2	100	—		—
		CU3	200	—		—
		CU4	300	—		—
		CU5	500	—		—

注: CU试验剪切过程中施加应变速率为0.05%/min, 即约0.0008 mm/s.

图 5 不同冲击速率影响的试验结果曲线. (a) q - ϵ_a 关系曲线; (b) u - ϵ_a 关系曲线; (c) q - p' 关系曲线图

渐降低并出现负值; 随着 v 的增大, 冲击荷载作用产生相对较高的超静孔隙水压力, 剪切引起的膨胀变为收

缩, 由图5(c)的 p' - q 曲线也可知, 随着冲击速率增加, p' - q 曲线由向右弯曲逐渐变为向左弯曲.

已有研究表明,随着变形速率的增加,尤其是在高变形速率作用下,粗粒土^[21]、砂土^[12]与黏土^[22]都会出现强度增大的现象.这是因为高速冲击荷载作用下,土的剪切过程产生孔隙的挤压与颗粒的重排,它们也间接引起孔隙水压力的变化.本试验采用的不排水的常体积剪切(e 不变),速率对强度的影响主要受控于颗粒的滑移与重排.如图5(c)所示,不同速率的试样在 ε_a 接近20%时, q 基本已经稳定,假设此时试样达到临界状态(图5(c)以星号表示),5组试样的孔隙比 e 相差不大. q - p' 曲线的斜率 q/p' 反映土体的摩擦角 ϕ' 变化,可以看出 v 的增大会导致 ϕ' 明显增大,说明冲击速率 v 引起土体强度增大的原因不是土被压密,而是高速冲击作用导致土颗粒被强制近似直线的快速移动,被动重新排列导致土的内摩擦角升高,提高了土体的强度.另一方面,根据有效应力原理, v 的增加引起孔压的升高(图5(b)),导致有效应力降低,这与 v 的增加引起强度增大的规律是相反的,说明厦门花岗岩残积土的强度特性对冲击速率的敏感性高于超静孔隙水压力,这与Mortezaie和Vucetic指出的循环荷载下,正常固结土的孔压变化并不是引起其动力行为的主导因素是一致的^[23],显然该现象与饱和砂土在高速冲击作用下的力学行为有本质不同^[24].

爆破工程中常用质点峰值振动速度PPV来表征爆破引起的土体振动速度,该参数与场地地形距爆破源距离等相关.图6给出了多种岩土体的PPV与土体距爆破中心距离的经验预测方法^[25],虽然没有给出厦门砂质黏性土的残积土的计算公式,但仍可以看出相同爆破能量下,岩石接受的冲击速率远大于土,且传播距离较远;距离爆破源较近的土体受到的冲击速率更大.

值得注意的是,在CU试验的低速变形控制加载方式下,土颗粒有足够的时间填充并沿着颗粒之间孔隙的路径移动,在局部较弱胶结处形成剪切带,这是胶结导致的似超固结残积土典型的剪切破坏形式,如图7(a)中的CU2试样;这样的破坏形式在中等冲击速率下仍可以出现,如图7(b)中的V1试样.土在承受高速冲击荷载时其微观结构主要发生两种变化^[12]:颗粒被挤密以提高土的密实度,或被重排增加颗粒的摩擦,提高土的强度;也可能破坏土颗粒固有的联结,降低土的强度.由图7(b)可知,高速冲击荷载在引起强度增加的同时也导致剪切后试样出现无规律分布的裂隙与裂缝,这是因为高速冲击荷载会强制土颗粒沿着冲击

图6 PPV与距爆破源距离的关系曲线

加载方向近似直线路径快速移动,颗粒被动重排的同时也破坏了初始结构强度,很容易在弱胶结处出现局部剪切裂缝,这可能会引起土的渗透性增高与局部大变形的工程问题.

3.2 冲击峰值应力的影响

为调查冲击引起的振动峰值应力对花岗岩残积土的力学行为的影响,图8给出了相同频率($f=3$ Hz),不同振动峰值应力作用下,花岗岩残积土的 ε_a - $(\sigma_1-\sigma_3)$ 、 ε_a -(u/σ'_3)以及 ε_a - N 关系曲线.在 $A=200$ kPa时,冲击500次试样仅产生2.57%的应变,试样未出现明显破坏(图7(c)); A 增大至300 kPa时,冲击145次试样应变达到19.5%;当 $A=400$ kPa时,冲击30次试样的应变达到20.26%.比较图8(b)与图2(b)可知,相较于单调加载,循环冲击加载会造成孔压显著增长,小应变($\varepsilon_a<3.0\%$)下孔压呈线性增加,随后以非线性形式增长并趋于稳定,没有出现CU试验中孔压达到峰值后下降的现象.

进一步分析发现,在高振动峰值应力($A=400$ kPa)作用下,试样经历15次冲击作用(此时 $\varepsilon_a=7.0\%$)后,孔压开始出现明显的波动,表现在图8(b)的 ε_a -(u/σ'_3)曲线星号标志后出现锯齿状波动,该现象对应于图8(c), N 超过15次后,轴向应变随着冲击次数的增加呈现显著增加的趋势,塑性变形明显增大,试样开始出现裂缝,细观结构损伤程度越来越大,最终出现“上窄下宽”的鼓胀型破坏,而这样的破坏形式在低振动峰值应力的条件下没有被发现.

由此可见,冲击荷载的振动应力对花岗岩残积土

图 7 (网络版彩图)试验结束后试样破坏照片。(a) CU试验结束后试样破坏照片;(b) 不同冲击速率下试样破坏照片;(c) 相同频率($f=3$ Hz), 不同振动峰值应力下试样破坏照片;(d) 相同振动峰值应力($A=400$ kPa), 不同频率下试样破坏照片;(e) 不同围压作用下试样破坏照片

图 8 (网络版彩图)相同频率($f=3$ Hz), 不同振动峰值应力的冲击荷载试验曲线。(a) ϵ_a - $(\sigma_1-\sigma_3)$ 关系曲线(试验条件 $f=3$ Hz, $A=200$ kPa); (b) ϵ_a - (u/σ'_3) 关系曲线($f=3$ Hz); (c) ϵ_a - N 关系曲线($f=3$ Hz)

的力学特性影响存在着一个临界值, 考虑到爆破的应力峰值对土体传播的衰减规律, 即存在一个临界距离, 当土体与爆破源距离超过该临界距离时, 爆破荷载对土体力学特性影响不大, 一旦小于该临界距离, 距离

爆破点越近, 土体的损伤越显著, 甚至产生塑性破坏。美国陆军部曾提出一个爆破影响距离与应力峰值的经验公式^[26](图9), 对于厦门花岗岩残积土这种湿的砂质黏性土, 当 $A=200$ kPa时临界距离为4.25 m, 即距离爆

图 9 多种土的爆破距离与峰值应力关系

破点4.25 m以内的土体因爆破引起的不利影响应引起足够重视。需要说明的是, 图9是采用爆破1 kg炸药计算得到的, 同时临界距离的判定除了考虑峰值应力的影响, 也与场地地形及土体密度等影响因素相关, 如Leong等人^[27]针对新加坡残积土, 修正图9所示的经验公式提出了适合该地区的爆破影响范围与临界距离。因此, 厦门地区花岗岩风化层的临界爆破影响范围仍需作进一步深入研究。

3.3 冲击频率的影响

图10为 $A=300$ kPa与 $A=400$ kPa下, 不同频率作用的模拟爆破影响的试验结果。以 $A=300$ kPa为例, 由图10(b)可知, 冲击荷载作用初期, 孔压接近于线性快速增加, 频率越小孔压增长越显著, 当频率 f 超过10 Hz后, $\varepsilon_a-(u/\sigma'_3)$ 曲线斜率变小, 说明高频率反而产生相对较小的超静孔隙水压力。同时, 小频率($f=5$ Hz)在冲击44次后, 归一化孔压(u/σ'_3)达到峰值0.36, 而较高频率即使经历500次的冲击, u/σ'_3 仍未超过0.2, 可见低频率会产生相对较大的超静孔隙水压力。这反映在图10(c)中, $f=5$ Hz作用的试样在冲击145次后, 应变达到19.5%, 是 $f=10$ Hz作用的试样应变的11倍, 低频荷载会产生较大的孔隙水压力与轴向变形。不同冲击频率对变形与孔压影响可以采用荷载作用时间来解释。频率越低, 荷载作用时间越长, 产生的轴向变形越大, 能量传播越快, 引起的超静孔隙水压力越大, 造成低频率作用的试样损伤越明显, 如图7(d)的AF10试样出现明显拉张裂缝。孔压上升会造成土体内部有效应力减小, 因此, 要格外关注低频冲击荷载引起的孔压变化。已有研究表明, 土壤比岩石更能吸收高频波, 因此土中

图 10 相同振动峰值应力作用下, 不同频率的冲击荷载试验曲线。(a) $\varepsilon_a-(\sigma_1-\sigma_3)$ 关系曲线(试验条件 $f=3$ Hz, $A=300$ kPa); (b) $\varepsilon_a-(u/\sigma'_3)$ 关系曲线($A=300$ kPa); (c) ε_a-N 关系曲线($A=300$ kPa); (d) $\varepsilon_a-(\sigma_1-\sigma_3)$ 关系曲线(试验条件 $f=3$ Hz, $A=400$ kPa); (e) $\varepsilon_a-(u/\sigma'_3)$ 关系曲线($A=400$ kPa); (f) ε_a-N 关系曲线($A=400$ kPa)

低频波会因波导效应传播更远, 在厚度大于2~3 m的土壤介质中, 一般主频率较低(低于20 Hz)^[28], 很容易与其他建筑结构形成共振, 危害隧道基础与地面建筑物。

另一方面, 虽然冲击强度随 f 的升高而增大, 但当 f 继续升高后, 冲击强度却呈现下降趋势, 如图10(c)所示, $f=15$ Hz作用的试样变形超过 $f=10$ Hz作用的试样, 孔压上升速率也更快(图10(b))。类似现象在 $A=400$ kPa的条件下同样存在(见图10(e)与(f))。这些结果都说明, 在相同振动峰值应力下, 存在一个临界冲击荷载频率, 当冲击频率低于这一临界值时, 随着冲击荷载频率的提高, 孔压增量与轴向应变逐渐变小, 当冲击频率高于这一临界值时, 孔压增量与轴向应变反而逐渐变大。

总结已有研究成果发现^[29], 在一般振动频率范围内(1~4 Hz), 频率对砂土抗液化强度影响不大, 张建民等人^[30]研究结果验证了这一结论。Matsui等人^[31]对Senri黏土在频率0.02~0.5 Hz的动力试验结果表明, 相同振动次数下, 低频率会产生更高的孔隙水压力和轴向应变; Yasuhara等人^[32]对Ariake黏土的试验结果表明, 在0.1~1 Hz频率范围内, 频率对土体强度影响甚微; 而张茹^[33]和林伟弟^[13]分别在不排水(0.1~6 Hz)与排水条件(1~16 Hz)下对饱和黏性土的研究结果与本文基本一致, 证明了冲击荷载作用下黏性土存在着临界频率阈值。这些研究表明, 频率对砂性土动强度和变形影响基本不明显, 但对黏性土, 尤其是含有一定砂粒与砾粒的花岗岩残积土尚未形成统一认识。值得一提的是, 已有研究成果的振动频率普遍小于10 Hz, 未能反映爆破荷载具有的高频荷载对土体软化特性的影响。因此, 对于厦门花岗岩残积土除了关注低频冲击的不利危害, 对于近爆破源周围土体承受的高频冲击

的强度软化也不容忽视。

3.4 有效围压的影响

为研究不同埋深或不同天然孔隙比的土体对爆破冲击的敏感性, 在 $f=5$ Hz与 $A=300$ kPa的条件下, 开展不同有效围压对冲击荷载影响的试验, 结果如图11所示。由图11(c)可知, 小围压下($\sigma'_3=50$ kPa), 轴向应变随振次发展关系与高峰值应力、低频率条件下的规律相同, 表现出 N 的增加造成 ε_a 持续增加; $\sigma'_3>100$ kPa后, ε_a 随着 N 的增加最终趋于平稳, 如 $\sigma'_3=500$ kPa, 冲击20次后试样的 ε_a 为1.12%, 此后再冲击368次, ε_a 仅增长0.34%, 这表明相同爆破能量下, 浅部土体更容易发生较大变形。另外, 由图11中试样在冲击前具有的孔隙比可知, 残积土越密实, 孔隙比越小, 抵抗爆破冲击的能力越强, 冲击变形也越小。因此, 为了降低爆破冲击对花岗岩残积土扰动的影响, 对土体进行预先挤密或加固处理可能是一种有效的解决途径。

另一方面, 在相对较高围压下($\sigma'_3>100$ kPa), 孔压随 ε_a 增加的规律与高频率作用下的试样(如AF8试样)的规律类似, 但孔压升高值并不大, 如 $\sigma'_3=500$ kPa的C4试样在冲击388次时 u/σ'_3 仅为0.1。一个有趣的现象是, 小围压下($\sigma'_3=50$ kPa), 应变发展引起孔压上升至峰值后逐渐下降并出现负值, 这与单调加载的CU试验结果相似, 表明冲击荷载下花岗岩残积土仍可能出现吸水剪胀的现象, 试样明显的剪切带被破坏(图7(e)), 而同组的其他试样没有出现类似情况。一般动力加载得到的土的动强度普遍会高于静力加载得到的土的静强度, 本试验结果表明, 爆破冲击荷载并不能有效提高土体强度, 相反地, 对于浅部土体或松散土体仍可能发生剪切破坏。

图11 (网络版彩图)不同有效围压影响的冲击荷载试验曲线(试验条件 $f=5$ Hz, $A=300$ kPa). (a) $\varepsilon_a-(\sigma_1-\sigma_3)$ 关系曲线(试验条件 $\sigma'_3=50$ kPa); (b) $\varepsilon_a-(u/\sigma'_3)$ 关系曲线; (c) ε_a-N 关系曲线

3.5 爆破冲击破坏类型

爆破产生的应力波是由许多不同峰值应力、振速以及频率组成的复合波, 其周围土体的作用表现为一连串的脉动冲击, 应力波的衰减规律又与介质土层特性相关. 对于这样的冲击荷载一般很难直接通过数学公式进行计算, 为了寻求多种冲击荷载指标对厦门花岗岩残积土破坏形式的关联性, 图12给出了16组爆破冲击试验的 u 与 ε_a 随 N 的发展曲线, 其中, 图12(b)的孔压值取每一次冲击产生的最大超静孔隙水压力.

根据图12(a)冲击荷载下轴向变形发展规律, 将花岗岩残积土的冲击破坏类型分为3类: 稳定型、亚稳定型与破坏型. 其中, ε_a - N 曲线可分为初始阶段、等速与加速阶段, 不同破坏类型曲线各阶段比例不同. 由图12(a)可知, 破坏型多出现在低频高振动峰值应力的条件(AF10试样, $f=3$ Hz, $A=400$ kPa)下; 亚稳定型破坏出现在低围压(C1试样)、中等频率、中等振动峰值应力(AF7试样, $f=5$ Hz, $A=300$ kPa)以及超高频率中等振动峰值应力条件(AF7试样, $f=15$ Hz, $A=300$ kPa)下. 这也间接表明, 相对围压, 冲击频率与振动峰值应力对花岗岩残积土变形与强度特性影响更为显著.

由图13可知, 残积土 ε_a 随 N 的发展规律与岩石的非线性疲劳累积损伤模型非常相似, 从图7中也可以发现, 呈现破坏型的试样表面出现更多的裂纹, 土的微

观损伤更严重. 因此, 尝试从不可逆的塑性应变累积角度对不同因素导致的爆破冲击破坏过程进行解释. 高频率、低振动峰值应力条件下出现的稳定型发展曲线, 主要表现为可恢复的弹性变形, 塑性应变累积值小. 其特点是循环冲击加载初期, 试样变形快, 随着 N 的增加, 应变增加逐渐减小, 不可逆应变值趋于稳定, 表现为 ε_a - $(\sigma_1-\sigma_3)$ 滞回曲线出现由疏到密的变化, 如图8(a)所示的AF2试样; 随着振动峰值应力增加、频率降低或围压减小, 试样变形曲线变为亚稳定型, 呈倒“S”型, 初期阶段不可逆变形发展速率较快, 经过一定冲击次数后进入等速发展阶段, 此时塑性变形速率基本不变, 当塑性变形累积到一定程度后又变为加速发展, 试样产生明显冲击破坏, ε_a - $(\sigma_1-\sigma_3)$ 滞回曲线表现出疏-密-疏的变化, 如图11(a)所示的C1试样; 而对于破坏型, 冲击荷载几次后就进入加速阶段, ε_a - $(\sigma_1-\sigma_3)$ 滞回曲线主要表现为由密向疏的变化, 如图10(d)的AF10试样. 介于3种破坏形式存在一个临界状态, 本次试验表明, 对于厦门花岗岩残积土, 频率3 Hz、振动峰值应力400 kPa是破坏型与亚稳定型的临界影响因素; 稳定型与亚稳定型临界影响因素是频率3 Hz、振动峰值应力300 kPa, 当 $\sigma'_3 < 100$ kPa时, 残积土可能会出现亚稳定型. 对于爆破冲击下残积土的塑性累积变形与损伤程度的定量评价, 后续将进行深入讨论.

图 12 孔压与轴向应变随冲击次数的发展曲线. (a) ε_a 随 N 的发展曲线; (b) u/σ'_3 随 N 的发展曲线

图 13 (网络版彩图)冲击荷载下残积土的破坏类型

从多组试样的 u/σ'_3-N 曲线可知,除了小围压条件下(如C1试样, $\sigma'_3=50$ kPa、 $f=5$ Hz、 $A=300$ kPa),孔压变化出现峰值后变为负值的现象以外,其他试样的孔压变化与图12(a)的 ε_a-N 曲线有明显的相关性,曲线形态非常相似,即出现破坏型的残积土,随 N 增加孔压上升速率相对较快,如AF10试样的 u/σ'_3-N 曲线接近于线性升高;稳定型的试样随 N 增加,孔压升高到一定值后趋于平稳;稳定型试样在冲击荷载作用下孔压未出现明显升高。另一方面,与单调静力加载的试验结果相比,除了高频低振动峰值应力下的冲击荷载出现孔压明显升高,其他试验条件下孔压升高值普遍低于CU试验中的孔压峰值,这可能是因为风化明显的残积土普遍含有微裂隙,冲击引起的结构损伤造成裂隙扩展与贯通,造成超静孔隙水压力升高受限。根据前述,高变形速率试验出现的孔压明显升高并不是引起试样产生大变形的的主要原因,因此,爆破荷载引起的孔压变化不是引起花岗岩残积土力学行为的重要原因,更多地应该关注土体结构的损伤与塑性累积变形。

需要说明的是,受试验条件限制,本文研究手段与方案虽然无法将爆炸荷载具有的瞬时性、超高压、高频等特征全部模拟,但考虑单一因素或耦合部分因素的变形、孔压与强度变化规律对残积土在爆破荷载下的力学特性研究仍然具有重要意义。对于钻孔参数、装药结构、多孔爆破相互作用、雷管延时间隔和误差等影响振动峰值应力与频率的因素尚未考虑,这是下一步的研究方向。同时,对于风化土层的地形地貌、不均匀风化程度对爆破地震波的传播规律也应考虑在内,这可能要借助现场爆破振动试验以及数值模拟进行深入探索。

4 结论

(1) 爆破产生的高速冲击荷载引起花岗岩残积土微观结构发生两种变化:颗粒移位与重排造成土的强度升高,抗变形能力增强;原生的胶结结构被破坏,出现更多的裂隙与裂缝,工程中应关注由此引发的透水性增强和局部大变形的危害。爆破引起的超静水压力升高不是引起高变形速率作用下残积土力学行为的主要因素,而颗粒重排造成的内摩擦角增大是引起强度变化的主要原因。

(2) 围压和频率恒定时,存在一个振动峰值应力的临界值(对应一个临界距离),随着振动峰值应力的提高,轴向应变的提高量并不明显;当振动峰值应力高于这一值时,强度有强烈软化现象,轴向应变迅速增大。因此,在工程实践中,应该查明土体的振动峰值应力临界值的大小,从而根据爆破产生的应力大小与该临界值的关系评价爆破对周围土体的影响。

(3) 与振动峰值应力类似,存在一个频率的临界值,频率低于这一临界值时,频率的提高引起轴向应变的减小;高于这一临界值时,土体强度软化,轴向应变反而变大。低频冲击更容易产生较大变形和较高的超静孔隙水压力,工程实践中应该关注低频冲击带来的危害。

(4) 低围压下花岗岩残积土会出现剪胀与剪切带破坏,随着围压增大,孔隙比减小,增强了土体抵抗爆破冲击的能力。因此,可以对土层进行挤密或加固处理,降低爆破冲击对残积土的扰动。

(5) 根据 ε_a-N 发展曲线提出了3种爆破冲击破坏类型。其中,低频高振动峰值应力条件易出现破坏型;低围压、中等振动峰值应力伴随中等或超高频条件会出现亚稳定型破坏;其他冲击条件对土体破坏影响不大。冲击的频率与振动峰值应力是影响花岗岩残积土变形与强度特性的主要因素。频率3 Hz、振动峰值应力400 kPa是厦门花岗岩残积土介于破坏型与亚稳定型的临界影响值。

(6) 爆破冲击的速率、振动峰值应力与频率特性对花岗岩残积土力学行为影响并不是简单叠加,而是相互作用与相互影响,后续研究应关注这些因素的耦合影响,并开展现场爆破振动试验,并通过对数值模拟作进一步分析。

参考文献

- 1 张先伟, 孔令伟, 臧濛. 雷州半岛玄武岩残积土的工程地质特性研究. 岩土工程学报, 2014, 36: 855–863
- 2 Zhang X W, Kong L W, Li J J. Influence of dry and wet seasons on disintegration characteristics of basalt residual soil from the Leizhou Peninsula, China. *Q J Eng Geol Hydrogeology*, 2018, 51: 450–460
- 3 张先伟, 李仁耿, 郑永民, 等. 顺德强风化岩层预应力管桩桩端土软化的现场试验研究. 中国科学: 技术科学, 2016, 46: 975–986
- 4 Ren D J, Shen S L, Cheng W C, et al. Geological formation and geo-hazards during subway construction in Guangzhou. *Environ Earth Sci*, 2016, 75: 934
- 5 吴帅峰, 余永强, 褚怀保, 等. 孤石爆破对土体扰动规律的试验研究. 爆破, 2015, 32: 12–16
- 6 An J, Tuan C Y, Cheeseman B A, et al. Simulation of soil behavior under blast loading. *Int J GeoMech*, 2011, 11: 323–334
- 7 Wang Z, Lu Y. Numerical analysis on dynamic deformation mechanism of soils under blast loading. *Soil Dyn Earthquake Eng*, 2003, 23: 705–714
- 8 Tong X, Tuan C Y. Viscoplastic cap model for soils under high strain rate loading. *J Geotech Geoenviron Eng*, 2007, 133: 206–214
- 9 Henrych J. The Dynamics of Explosion and its Use. New York: Elsevier, 1979
- 10 Gohl W B, Jefferies M G, Howie J A. Explosive compaction: Design, implementation and effectiveness. *Géotechnique*, 2000, 50: 657–665
- 11 王明洋, 赵跃堂, 钱七虎. 饱和砂土动力特性及数值方法研究. 岩土工程学报, 2002, 24: 723–729
- 12 Omidvar M, Iskander M, Bless S. Stress-strain behavior of sand at high strain rates. *Int J Impact Eng*, 2012, 49: 192–213
- 13 林伟弟, 李彰明, 罗智斌. 三轴冲击荷载作用下淤泥力学响应研究. 岩土力学, 2015, 36: 1966–1972
- 14 聂庆科, 李佩佩, 王英辉, 等. 三轴冲击荷载作用下红黏土力学性状. 岩石力学与工程学报, 2009, 28: 1220–1225
- 15 Zhang X W, Kong L W, Yin S, et al. Engineering geology of basaltic residual soil in Leiqiong, southern China. *EngGeol*, 2017, 220: 196–207
- 16 Ng C W W, Yung S Y. Determination of the anisotropic shear stiffness of an unsaturated decomposed soil. *Géotechnique*, 2008, 58: 23–35
- 17 ASTM Standard D2487. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International, West Conshohocken, PA, 2006
- 18 ASTM Standard D5311M-13. Standard Test Methods for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2013
- 19 Henkel D J, Gilbert G D. The effect measured of the rubber membrane on the triaxial compression strength of clay samples. *Géotechnique*, 1952, 3: 20–29
- 20 Ханукаев А Н. 矿岩爆破物理过程. 刘殿中, 译. 北京: 冶金工业出版社, 1980
- 21 Suescun-Florez E, Omidvar M, Iskander M, et al. Review of high strain rate testing of granular soils. *Geotech Test J*, 2015, 38: 20140267
- 22 Yang R, Chen J, Yang L, et al. An experimental study of high strain-rate properties of clay under high consolidation stress. *Soil Dyn Earthquake Eng*, 2017, 92: 46–51
- 23 Mortezaie A R, Vucetic M. Effect of frequency and vertical stress on cyclic degradation and pore water pressure in clay in the NGI simple shear device. *J Geotech Geoenviron Eng*, 2013, 139: 1727–1737
- 24 Felice C W. The response of soils to impulse loads using the split-hopkinson pressure bar technique. Dissertation for the Doctoral Degree. University of Utah, 1985
- 25 Kumar R, Choudhury D, Bhargava K. Prediction of blast-induced vibration parameters for soil sites. *Int J Geomech*, 2013, 14: 04014007
- 26 TM 5-855-1. Fundamentals of Protective Design for Conventional Weapons. Department of the Army, Washington, DC, USA, 1986
- 27 Leong E C, Anand S, Cheong H K, et al. Re-examination of peak stress and scaled distance due to ground shock. *Int J Impact Eng*, 2007, 34: 1487–1499
- 28 Kong W K. Blasting assessment of slopes and risks planning. *AUST J Civil Eng*, 2012, 10: 177–192
- 29 Yoshimi Y, Oh-oka H. Influence of degree of shear stress reversal on the liquefaction potential of saturated sand. *SOILS Found*, 1975, 15: 27–40
- 30 张建民, 王稳祥. 振动频率对饱和砂土动力特性的影响. 岩土工程学报, 1990, 12: 89–97
- 31 Matsui T, Ito T, Ohara H. Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay. *J Geotech Eng*, 1980, 106: 1101–1120
- 32 Yasuhara K, Yamanouchi T, Hirao K. Cyclic strength and deformation of normally consolidated clay. *SOILS Found*, 1982, 22: 77–91
- 33 张茹, 涂扬举, 费文平, 等. 振动频率对饱和黏性土动力特性的影响. 岩土力学, 2006, 27: 699–704

Experimental study on mechanical characteristics of granite residual soil under blast loading

ZHANG XianWei^{1,3}, LIU XinYu^{1,2}, KONG LingWei¹ & XU Chao⁴

¹ State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China;

² University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China;

³ Guangxi Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Guilin University of Technology, Guilin 541000, China;

⁴ Xiamen Rail Transit Group Co., Ltd, Xiamen 361000, China

Blasting is commonly adopted prior to subway tunnel construction to deal with the boulders in weathered granite formations, which inevitably exercise disturbance on surrounding soils. In order to investigate the influence of blast loading on the mechanical behavior of granite residual soil, a series of dynamic impact tests under various impact rates, frequencies, blast peak stresses and effective confining pressures were carried out. And the development of excess pore water pressure, axial deformation and failure mode were analyzed. The results indicated that the rearrangement of soil particles caused by impact loading will increase effective internal friction angle. However, the original structural strength of soil will be damaged and more cracks emerged at the same time. The critical values for blast peak stress and frequency were suggested. When blast peak stress and frequency exceed the critical value, the strength of soil softens and the deformation increases. Under low confining pressure, dilatancy and shear band failure were observed. Furthermore, three failure modes of granite residual soil under blasting impact loading were proposed. Severe impact damage will be caused under low frequency or high blast peak stress impact conditions. The frequency of 3 Hz and the blast peak stress of 400 kPa are the critical conditions that determine whether the soil is metastable or seriously destroyed. More attentions should be paid to the hazards caused by blasting impact with the low frequency and high blast peak stress in granite residual soil in Xiamen. This research can provide parameters for the boulder treatment in soil formations disturbed by blasting.

blast loading, granite residual soils, excess pore water pressure, axial strain, strength, boulder blasting

doi: [10.1360/N092018-00319](https://doi.org/10.1360/N092018-00319)