

DOI: 10.11779/CJGE20221107

边桩加强型素砼桩复合地基承载试验研究

李国维^{1,2}, 苏彤^{2,3}, 周春儿^{*4}, 李林杰², 熊力²

(1. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210024; 2. 河海大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210024;

3. 湖南省水利水电勘测设计规划研究总院有限公司, 湖南 长沙 410007; 4. 广东省航运规划设计院有限公司, 广东 广州 510050)

摘要: 为提高素砼桩复合地基的加固效果, 试验研究边桩加强型素砼桩复合地基在大荷载快速加荷下的承载机制。研究表明: 素砼桩复合地基将大部分荷载传递到桩端下卧层承担, 相对减小了浅层软土的压缩、剪切变形, 利用了深层土体的抗压、抗剪性能。试验荷载在 42 d 内累计达到 350 kPa 时地基整体稳定性良好, 大荷载下复合地基中素砼桩会发生倾斜或弯曲, 桩身混凝土在软硬土层交界处存在拉裂损伤破坏的隐患, 地基稳定性分析时应考虑桩身混凝土损伤影响。加强型边桩对素砼桩复合地基具有显著的控稳作用, 相同布桩型式的边桩等强地基则不能保持地基稳定, 控稳作用主要是限制浅层土体的水平位移, 加强桩的有效深度取决于持力层所能提供的抗力大小。边桩等强地基失稳时素砼桩桩体破坏是有序的, 边桩位置属于先期破坏的桩位, 设置加强边桩的方案是合理的。

关键词: 素砼桩; 复合地基; 边桩加强; 大荷载; 混凝土损伤

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2023)12-2624-10

作者简介: 李国维(1964—), 男, 博士, 研究员, 主要从事软基路堤变形和高边坡稳定性等方面的教学与科研工作。

E-mail: lgwnj@163.com。

Experimental study on bearing capacity of composite foundation with plain concrete piles reinforced by border piles

LI Guowei^{1,2}, SU Tong^{2,3}, ZHOU Chuner⁴, LI Linjie², XIONG Li²

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China;

2. Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing 210024, China; 3. Hunan Hydro & Power Reconnaissance & Design

Research Institute Headquarters, Changsha 410007, China; 4. Guangdong Province Planning & Design Institute For Water Transportation

Co., Ltd., Guangzhou 510050, China)

Abstract: In order to improve its reinforcement effects, the bearing mechanism of a composite foundation with plain concrete piles reinforced by border piles under large loads and rapid loading is studied. The research shows that the composite foundation with plain concrete piles transfers most of the loads to the underlying layer at the pile end, and relatively reduces the compression and shear deformation of the shallow soft soil, and makes use of the compression and shear resistance of the deep soil. When the accumulated test loads reach 350 kPa within 42 days, the overall stability of the foundation is good. Under the large loads, the plain concrete piles in the composite foundation will incline or bend, and there is a hidden danger of tensile crack damage and damage of the pile body concrete at the junction of soft and hard soil layers. The damage of the pile body concrete shall be considered in the foundation stability analysis. The reinforced border piles have a significant stability control effect on the composite foundation with plain concrete piles, while the strength of the border piles is the same as that of the others under the same layout, and in this case the foundation cannot maintain stability. The stability control effects are mainly to limit the horizontal displacement of the shallow soil. The effective depth of the reinforced piles mainly depends on the resistance provided by the bearing layer. When the foundation with border piles and the others which have the same strength is fails, the damage of plain concrete pile body is orderly. The position of border piles belongs to that of early damage. The scheme of reinforced border piles is reasonable.

Key words: plain concrete pile; composite foundation; reinforced border pile; heavy load; concrete damage

0 引言

素砼桩由于其施工速度快、沉降控制效果好等优

基金项目: 国家自然科学基金项目(42177126)

收稿日期: 2022-09-07

*通信作者(E-mail: zhou-chuner@qq.com)

势, 在工程中得到了越广泛应用。素砼桩体为混凝土材料, 呈脆性特征, 拉应力引起的损伤十分显著^[1-2], 众多国内外学者研究发现, 素砼桩等刚性桩复合地基在荷载作用下可能发生桩体剪切破坏、弯曲破坏、受压破坏、倾斜、侧移等多种破坏模式^[3-8], 近年来国内土工工程因桩体拉裂或弯曲造成的复合地基失稳事故仍时有发生^[9-10]。

郑刚等^[11], 杨新煜^[12]通过有限差分法研究发现无筋刚性桩复合地基首先在局部位置发生脆性弯曲破坏, 应力释放后引发相邻桩体的弯矩大幅度增加并发生弯曲破坏, 从而产生由局部桩体的弯曲破坏引发不同位置桩体的渐进破坏, 并最终导致复合地基发生失稳破坏, 并基于此提出了路堤下复合地基关键桩的概念和分区不等强设计的稳定性控制方法。

然而现阶段研究对采用加强复合地基中个别桩体强度以提高地基整体稳定性保障的工程案例鲜有报道。依托中国广东湛江港码头#16 堆场修复工程开展边桩加强型素砼桩复合地基现场试验。湛江港码头#16

堆场于建造之初采用了排水固结法联合水泥搅拌桩进行过地基处理, 其中防尘网及轨道基础地基采用水泥搅拌桩处理, 堆载区地基采用排水固结法处理; 但因其存在较深厚软黏土层 (最大厚度达 10 m)、堆场最大荷载达 350 kPa, 且毗邻河流, 堆场地基土层受荷存在明显的侧移趋势, 运行后不久出现了局部朝向河流方向的滑移失稳事故, 地基失稳后已无法满足堆场后期的正常运行需求, 需要进行修复处理, 现采用素砼桩复合地基对该堆场堆载区地基进行再加固处理, 并于堆载坡脚处设置加强型素砼桩以提高地基稳定性保障, 前期失稳位置与本次修复工程试验区相对位置如图 1 (a) 所示。

本文采用塑性损伤本构模型^[13]描述素砼桩的破坏过程, 依托现场试验建立数值模型, 通过现场试验和数值模拟, 研究在这种特殊情况下采用的加固方案组合的作用机制和安全状况, 发掘这种方案的科学原理, 为大荷载快加荷的码头堆场地基处理设计提供技术支持。

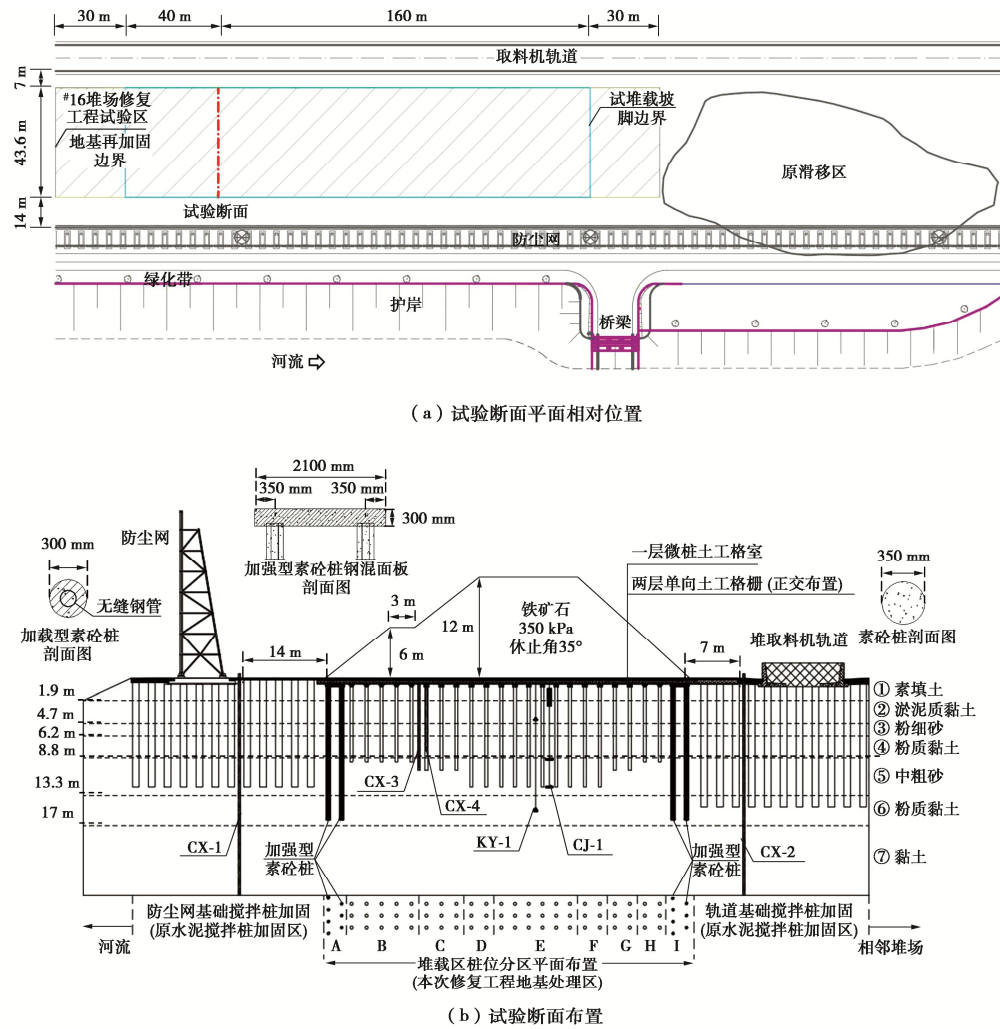


图 1 现场试验布置图

Fig. 1 Layout of field test section

1 现场试验及数值模拟

1.1 地层物理力学性质

试验场地为铁矿石堆场，地处中国南部沿海新生代拗陷地区，根据堆场出现局部滑移后的地质勘察资料，本次修复工程现场地基土层及相应的物理力学性质指标见表 1、2。

表 1 地层物理性质指标

Table 1 Physical properties of soils							
地层编号	地层名称	层厚/m	含水率/%	重度/(kN·m ⁻³)	孔隙比	液限/%	塑性指数
①	素填土	1.9	32	19.1	0.895	39.4	11.6
②	淤泥质黏土	2.8	54.9	17.2	1.453	53.6	29.0
③	粉细砂	1.5	—	—	—	—	—
④	粉质黏土	2.6	32.5	19.2	0.751	32.9	17.0
⑤	中粗砂	4.5	—	—	—	—	—
⑥	粉质黏土	3.7	31.2	19.2	0.739	32.9	17.0
⑦	黏土	—	42.3	17.4	1.254	58.9	31.1

1.2 复合地基现场试验方案

试验断面平面位置及地基处理情况如图 1，堆载区复合地基采用分区处理，堆载体两侧坡脚处地基采用两排加强型素桩加固，即在素桩桩体内内插无缝钢管，钢管沿桩身通长布置，钢管直径 133 mm、壁厚 5 mm；地基其他区域采用不等长素桩；坡脚处

表 2 地层力学及渗透性指标

Table 2 Mechanical and permeability properties of soils

地层编号	地层名称	内摩擦角 $\varphi_{cu}/(^{\circ})$	黏聚力 c_{cu} /kPa	压缩系数 /MPa ⁻¹	压缩模量 /MPa	渗透系数/ (10 ⁻⁷ cm·s ⁻¹)	
						k_h	k_v
①	素填土	18.7	25.1	—	—	20	20
②	淤泥质黏土	12.2	9.9	1.22	2.6	0.43	0.28
③	粉细砂	—	—	—	—	—	—
④	粉质黏土	17.7	27.2	0.85	9.7	0.72	0.71
⑤	中粗砂	—	—	—	—	—	—
⑥	粉质黏土	17.7	27.2	0.83	12.4	0.72	0.71
⑦	黏土	14.8	32.6	0.66	12.4	1.28	0.96

两排加强型素桩桩顶用 2100 mm×300 mm 现浇钢筋混凝土板连接，C—G 区素桩桩顶现浇正方形钢筋混凝土桩帽，桩帽尺寸见表 3，B、H 区桩顶不设桩帽；上部垫层为两层正交土工格栅加一层土工格室，厚度共 550 mm。堆载坡脚外为既有结构物，地基为水泥搅拌桩复合地基，正方形布置，桩间距 1.4 m，桩径 0.8 m，防尘网侧水泥搅拌桩加固深度为 12 m，轨道侧水泥搅拌桩加固深度 15 m。堆载区复合地基布桩参数见表 3。

试验断面铁矿石最终堆载高度为 12 m，天然休止角 35°，堆载断面形式如图 1 所示；试验过程监测的指标包括桩间土分层压缩、土层内孔隙水压力、深层水平位移，监测仪器埋设位置如图 1 (b)，埋设的原位监测仪器和设施见表 4。

表 3 堆载区复合地基设计参数

Table 3 Design parameters of composite foundation in surcharge area

堆场分区	A	B	C	D	E	F	G	H	I
桩型	加强型素砼桩				常规素砼桩				加强型素砼桩
桩径/mm	300	350	350	350	350	350	350	350	300
桩长/m	16	9	10	12	12	12	10	9	16
布桩形式	三角形				正方形				三角形
桩间距/m	1.4×1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4×1.6
桩帽/mm（长×宽×厚）	L×2100×300	无	600×600×350		550×550×350		600×600×350		无
	L×2100×300								L×2100×300

注：A、I 区桩体混凝土标号为 C20；B—H 区桩体混凝土标号为 C30。

表 4 原位试验方案汇总表

Table 4 Summary of test plan

监测项目	仪器材料	测点深度/m	量程	精度	埋设位置	仪器编号
桩间土分层压缩	沉降计	3, 6, 9	1000	±0.1	桩间土—堆载区中部	CJ-1
		12, 15, 18	/mm	/mm		
分层孔压	孔压计	4	200	±0.1	桩间土—堆载区中部	KY-1
		15	/kPa	/kPa		
深层水平位移	固定式测斜仪	0~26	±15	0.1 mm/ 50 cm	桩间土—防尘网基础	CX-1
		0~26			桩间土—运料机轨道基础	CX-2
		0~10			桩间土—堆载区变坡处	CX-3
		0~8			素桩桩内—堆载区变坡处	CX-4

1.3 数值模拟方法

(1) 建立物理模型

堆场为长条形, 本次地基加固试验区长 260 m, 宽 46.7 m。考虑场地前期地基加固方案的排水体和水泥搅拌桩的分布情况, 根据本次加固方案 CFG 桩的布置情况, 建立三维物理模型见图 2。

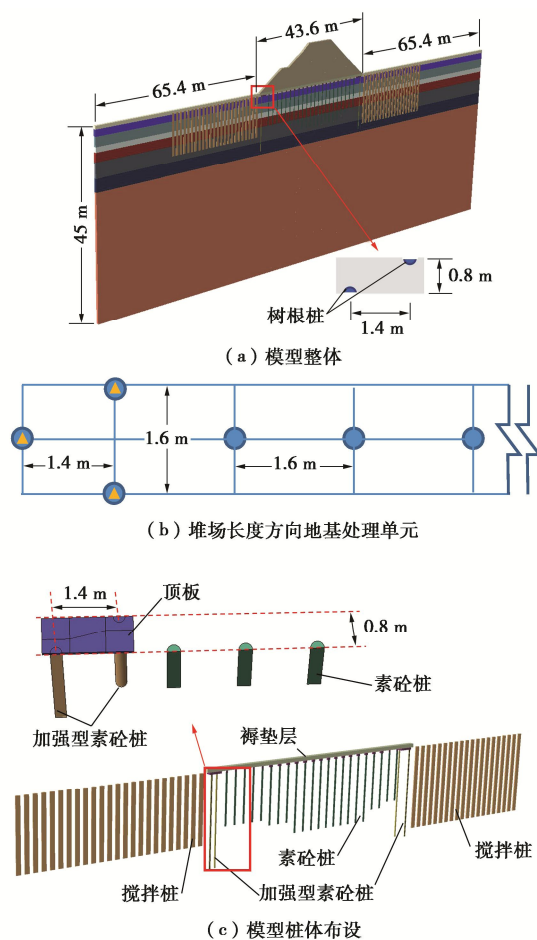


图 2 模型视图

Fig. 2 Model view

模型沿堆场宽度方向取 174.4 m, 包含两侧天然地基和结构物基础地基, 堆载区外两侧取 1.5 倍堆载区宽度, 如图 2 (a)。沿堆场长度方向地基处理措施相同, 物理模型在长度方向的尺寸取一个处理单元的长度, 即 1.6 m, 见图 2 (b), 由于一个处理单元的加固措施有对称特性, 物理模型沿堆场长度方向的尺寸取 0.8 m, 见图 2 (c)。物理模型沿深度方向取 45 m。由于堆载区外结构物在堆载区地基处理前已存在, 建模过程中不考虑结构物荷载的影响, 土工格室+土工格栅褥垫层简化为复合模量板。

(2) 定义接触

本模型主要关注加强型素砼桩在复合地基堆载过程中对地基稳定性的加强影响, 桩帽、加强型素砼桩及素砼桩与土体间采用摩擦接触, 摩擦系数取相应土

层内摩擦角正切值, 加强型素砼桩中钢管与混凝土采用内置区域约束, 同时采用内置区域形式约束水泥搅拌桩, 土工格室+土工格栅褥垫层与土体间采用绑定约束, 堆载体与地基间采用绑定约束。

(3) 设置边界条件及荷载

在各土层、半桩中心面及堆载体对称边界设置对称法向位移约束, 地基土底面设置全约束, 褥垫层设置为排水体, 其他边界均不透水。上部荷载通过“model change”实现分级堆载。

(4) 划分网格

选用 C3D8 单元作为各桩体以及铁矿石的单元, 即空间 8 节点四面体且不考虑孔压的实体单元, 选用 C3D8P 单元作为土体以及褥垫层单元, 即空间 8 节点六面体且考虑孔压和固结的实体单元, 各桩体及桩帽采用 C3D8 单元, 模型整体共划分 45150 个网格, 如图 3 所示。

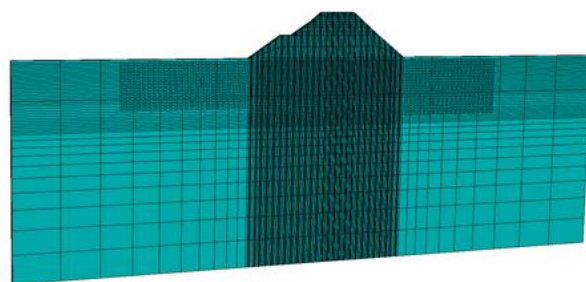


图 3 模型整体网格划分

Fig. 3 Mesh generation of whole model

1.4 数值模型采用的本构关系和材料参数

模型中各土层本构关系采用 M-C 模型模拟, 材料性质参数, 包括密度、弹性模量、泊松比、黏聚力和内摩擦角等, 根据地勘数据和土体类别暂定材料性状指标值, 以此进行数值计算, 拟合现场试验中各的指标时间过程, 使拟合程度达到最佳的指标, 确定为土层材料参数指标的等效值。

通过三维数值模拟和实测数据比较确定数值模型采用的材料参数, 基于桩间土压缩、孔隙水压力和深层水平位移拟合情况综合确定的地层等效力学参数如表 5。

1.5 桩体损伤模型

模型中素砼桩以及加强型素砼桩的混凝土部分采用塑性损伤模型模拟, 通过指定随塑性应变发展的损伤因子 d 来模拟混凝土开裂或压损后刚度下降的过程, 损伤因子曲线见图 4。

材料完整无损伤时 $d=0$, 完全破坏时的 $d=1$, 参考文献[14], 取受拉或受压损伤因子大于 0.95 作为混凝土发生损伤破坏的标准。混凝土损伤后的弹性模量 E_c 变化为

表 5 数值模型采用的等效力学参数表
Table 5 Equivalent mechanical parameters used in numerical model

材料	$\rho/$ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	c /kPa	$\varphi/$ ($^{\circ}$)	$E/$ MPa	ν	渗透系数/($\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$)	
						k_h	k_v
铁矿石	29.2	5	35	80	0.25	1.1×10^{-3}	1.1×10^{-3}
褥垫层	18.5	80	30	30	0.2	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-3}
素填土	19.1	25.1	18.7	9	0.35	2.0×10^{-6}	2.0×10^{-6}
淤泥质黏土	17.2	9.9	12.2	2	0.35	3.9×10^{-7}	1.7×10^{-7}
粉细砂	18.5	5	30	25	0.25	5.0×10^{-5}	5.0×10^{-5}
粉质黏土	19.2	27.2	17.7	9.7	0.33	1.4×10^{-6}	9.3×10^{-7}
中粗砂	18.5	5	30	26.5	0.25	5.0×10^{-5}	5.0×10^{-5}
粉质黏土	19.2	27.2	17.7	16.1	0.28	1.4×10^{-6}	9.3×10^{-7}
黏土	17.4	32.6	14.8	20.4	0.4	1.1×10^{-6}	8.6×10^{-7}
水泥搅拌桩	28	—	—	1.5×10^2	0.3	—	—
加强型 混凝土	28	—	—	2.55×10^4	0.2	—	—
素砼桩 钢管	78.5	—	—	2×10^5	0.3	—	—
常规素砼桩	28	—	—	3.0×10^4	0.2	—	—
桩帽	28	—	—	3.5×10^4	0.15	—	—

$$E_c = (1 - d)E_0 \quad (1)$$

式中： E_0 为混凝土初始弹性模量；依据混凝土结构设计规范^[15]C.2 节中混凝土本构关系，见图 3 中混凝土应力应变曲线，采用文献^[16]提出的下式计算混凝土损伤因子 d ：

$$d = 1 - \sqrt{\sigma / E_0 \varepsilon} \quad (2)$$

相应的损伤因子曲线见图 4。

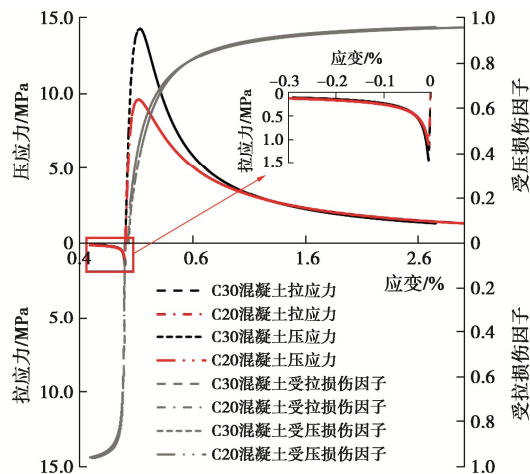


图 4 混凝土应力应变及损伤因子发展曲线

Fig. 4 Stress-strain and damage factor curves of concrete

2 现场试验及数值模拟结果分析

2.1 桩间土分层压缩与桩土分担荷载特征

图 5 为堆载区中部地基桩间土分层压缩的时间过程，采样间隔 0.5 h。图 6 为堆载完成后分层压缩量和土性特征沿深度的分布及对应关系。

图 5 显示，填筑开始后 1009 h 堆载体高度达到最大值 12 m，42 d 内堆载区中部基底压力达到 350 kPa，持续观测到 1409 h 后堆载结束，此时 0~12 m 深度范围内的土层压缩趋于稳定，见图 7，沉降固结度达到约 97%，见表 6。桩间土压缩主要发生在 0~6 m 深度内的土层中，6~12 m 压缩量很小，12~18 m 有一定的压缩量。

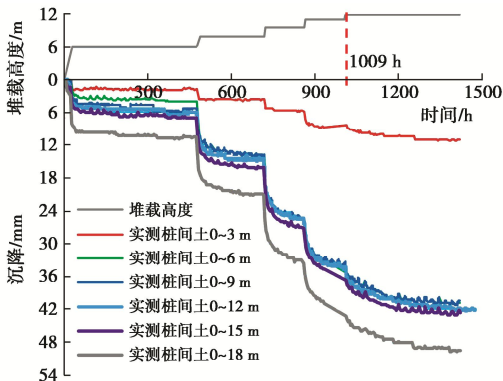


图 5 堆载区中部地基桩间土分层压缩时间过程

Fig. 5 Time course of layered compression of soil between piles in the middle of surcharge area

图 6 显示，分层 3~6 m 压缩量最大，为 29.7 mm，对应②③④层，其中③层粉细砂为低压缩性土，②④为高压缩性土。分层 6~9 m 压缩量为 0.8 mm，对应④⑤层，其中⑤层中粗砂为低压缩性土，说明④层粉质黏土发生的压缩量很小。据此可近似计算得到该层的平均附加应力，其他层同理，见表 7。

表 7 显示，桩间土浅层 0~6 m 范围承受相对较大的荷载，深层 15~18 m 范围也承受一定的荷载。

浅层的土体受荷应为基底压力随深度衰减的结果, 深度 10 m 处土体受荷小于自重应力的 10%。深层土所受荷载应为桩承载直接传递到深部地层的结果。根据表 7 地层②深度 3.0~4.7 m 承担荷载情况, 依据布辛内斯克解可近似计算得到基底桩间土受荷和桩承载情况如表 8, 单桩承载约 81 t, 桩顶压力约 8.42 MPa, 桩承载占比约 90%。

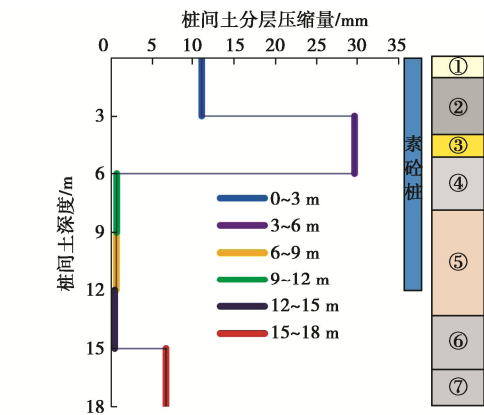


图 6 堆载完成后分层压缩量和土性特征沿深度分布状态
Fig. 6 Layered compressions and distribution of soil properties along the depth after completion of surcharge loading

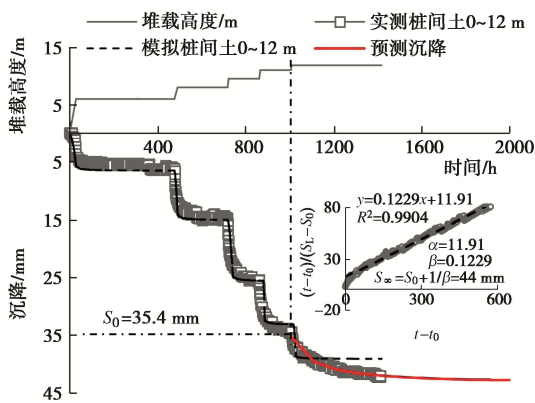


图 7 堆载区中部桩间土压缩时间曲线
Fig. 7 Curves of soil compression between piles in middle of surcharge area

表 8 数据说明, 堆载区中部地基桩间土承担上部荷载的一小部分, 使浅层软土承受相当的附加应力发

生压缩变形和侧向变形, 具有推挤桩体发生水平变形的可能性。桩体承担了上部荷载的绝大部分, 但桩顶最大压力 8.42 MPa 远小于桩体设计强度 C30, 桩体抗压性能是安全的, 桩体将荷载传递到了地基深层。

表 6 桩间土压缩双曲线模型参数和固结度

Table 6 Parameters and consolidation degrees of hyperbolic model for soil compression between piles						
测点位置及 压缩层范围	双曲线模型参数		$S_{T=1009h}/$ mm	$S_{T=1417h}/$ mm	$S_{\infty}/$ mm	$U_{T=1417h}/$ %
	α	β				
堆载区中部 桩间土, 0~ 12 m	11.91	0.1229	35.4	42	44	96.6

图 8 为加载过程实测的桩间土中超静孔隙水压力时间过程。表 9 为超静孔隙水压力的增长和消散情况。

图 8 显示, 深度 4 m 处孔压累计量相对小且消散快, 原因可能是受先期工程地基处理所设排水体影响, 软土排水较快。根据表 8 中地层②的附加应力估算值, 饱和软土层孔压增量累计值与之相近, 说明附加应力估算结果是具有合理性的。另外, 表 9 数据显示, 加载第 62 天时累计孔压消散度为 92%, 也和监测到的 0~12 m 分层压缩收敛的特征相一致。

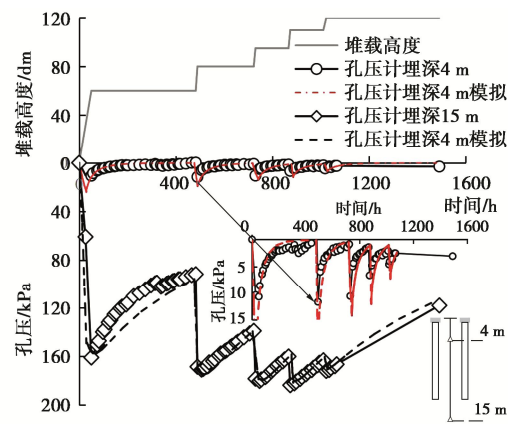


图 8 堆载区中部地基桩间土孔压时间过程
Fig. 8 Time histories of pore pressure in soils between piles in middle of surcharge area

表 7 堆载区中部地基桩间土分层压缩量对应的附加应力

Table 7 Additional stresses corresponding to layered compression of soils between foundation piles in middle of surcharge area								
土层编号及名称	层位深度/m	层厚/m	孔隙比	压缩系数/ MPa ⁻¹	压缩量/mm	承担荷载/ kPa	分层深度/ m	分层压 缩/mm
① 素填土	0~1.9	1.9					0~3	11.1
② 淤泥质黏土	1.9~3.0	1.1	1.453	1.22	30	35.5	3~6	29.7
③ 粉细砂	3.0~4.7	1.7						
④ 粉质黏土	4.7~6.2	1.5	0.751	0.85	0.8	0.84	6~9	0.8
⑤ 中粗砂	6.2~8.8	2.6					9~12	0.7
	8.8~13.7	4.5					12~15	0.5
⑥ 粉质黏土	13.3~17.0	3.7	0.739	0.83	7.3	5.3	15~18	6.8
⑦ 黏土	17.0~18.0	1.0	1.254	0.66				

表 8 堆载区中部基底桩间土压力和桩承载力

Table 8 Soil pressures between piles and pile bearing loads in middle of surcharge area								
地层 编号	层厚 /m	压缩量/ mm	压缩系数/ MPa ⁻¹	承担荷载/ kPa	桩间土 承载/kN	桩承载力/ kN	桩顶压力/ MPa	桩承载力 占比
②	1.7	30	1.22	35.48	86.23	809.77	8.42	0.90

表 9 超静孔隙水压力观测数据分析汇总表

Table 9 Analysis of observed data of excess-static pore water pressure							
荷载级数	堆载高度/m	观测时间/h	荷载增量/kPa	孔压增量/kPa		孔压消散/kPa	
				4 m	15 m	4 m	15 m
1	6	0~476	175.2	10.6	160.9	10.6	69.1
2	8	476~717	58.4	11.8	79.1	10.7	31.9
3	9.5	717~861	43.8	9.6	41.2	9.1	20.1
4	11	861~1005	43.8	5.2	23.6	4.5	20.5
5	12	1009~1490	29.2	2.5	8.8	1.5	54.0
累计				Σ 39.7	Σ 313.6	Σ 36.4 92%	Σ 195.6 62%

表 9 数据还显示,深度 15 m 处孔压累计增量远大于 4 m 处,且消散过程缓慢,说明该处的附加应力远大于浅层软土,且排水条件差,压缩固结过程尚未结束。由此,表 7 中地层⑥,⑦的附加应力估算值远小于真值,桩端下卧层软土的压缩变形和水平变形还有较大余地,由于桩长范围内土层压缩趋于稳定,地基后继沉降变形将来自桩端下卧层软土,且在空间上将是各点同步变形。

综上,堆载区中部地基桩间土承担上部荷载约 10%,由此产生的地基附加应力压密地层深度范围小于 10 m,由此引起的地基桩间土压缩占堆载期地基沉降的大部分,伴生的侧向变形会影响桩体的空间状态,桩长范围内地基土层堆载期已基本完成压密固结过程。堆载区中部地基桩体承担上部荷载约 90%,荷载被传递到桩端下卧层土体,桩端下卧层软土的附加应力远大于地基浅层软土,堆载期尚未完成压密固结,所发生的压缩变形仅占地基沉降的小部分,后继压缩和水平变形还有一定的发展空间,会对桩体的水平变形产生影响。

2.2 桩、土深层水平位移与加强桩的控稳作用

堆载区范围内地基布置 2 根测斜管,分别处于变坡点地基桩间土中和桩体内。堆载区外地基布置 2 根测斜管,分别位于轨道基础侧(右侧)距离坡脚 7.0 m,和位于防尘网侧(左侧)距离坡脚 14.0 m。

图 9 为堆载区地基桩间土、桩内测斜管反映出来的深层水平位移分布的时间过程,为相对于 10 m 深度处管底位置的相对位移。

图 9(a)深层水平位移曲线是以砂层所在深度测点为基点绘制的,图中显示全部堆载过程 1009 h 之后持续预压,预压期内地基 0~4 m 软土层水平位移还有所发展,但逐渐趋于稳定,说明地基内软土剪切变

形并非只发生在瞬时变形阶段,在固结过程中也有所发展。

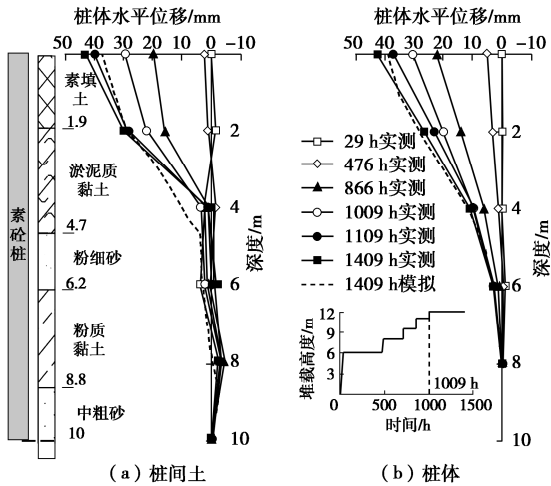


图 9 地基桩间土、桩体水平位移分布时间过程

Fig. 9 Time histories of horizontal displacement distribution of soils and piles between foundation piles

图 9(b)显示,桩体的水平位移总量和桩间土相近,但位移沿深度分布状态不同,桩体的水平位移在堆载完成后继续发展,沿深度连续变化,而桩间土仅在软土层中发生明显位移。由此,软土层发生水平位移时裹挟桩体发生位移,而 5 m 以下强度较大的粉细砂层、黏土层和中粗砂层不易发生水平位移,桩体在发生水平位移的过程中会承受较大的水平抗力,使桩体承受弯矩作用。

图 10 为堆载区外右侧、左侧测斜管反映出来的深层水平位移分布的时间过程。监测数据显示,测斜管底即深度 26 m 处发生了水平位移,而 10 m 深度处测点位于中粗砂层中其水平位移最小,故以深度 10 m 处测点为水平位移参照基点作图。

图 10 显示, 试验最大荷载下, 地基深层水平位移在左侧坡脚外 14 m 处已不明显, 在右侧坡脚外 7 m 处有一定发展, 深层位移随距离增大而减小, 总体上均呈收敛态势, 说明地基整体稳定性良好, 所采用的组合加固方案有效。图 10 (a) 显示, 在加强桩桩端以下土层中还有水平位移发生, 这与 15 m 深度处观测到的较大的孔压相对应, 说明素砼桩复合地基将较多的附加荷载传递到深层土体, 发挥利用了深层土体的高承载力的性能。

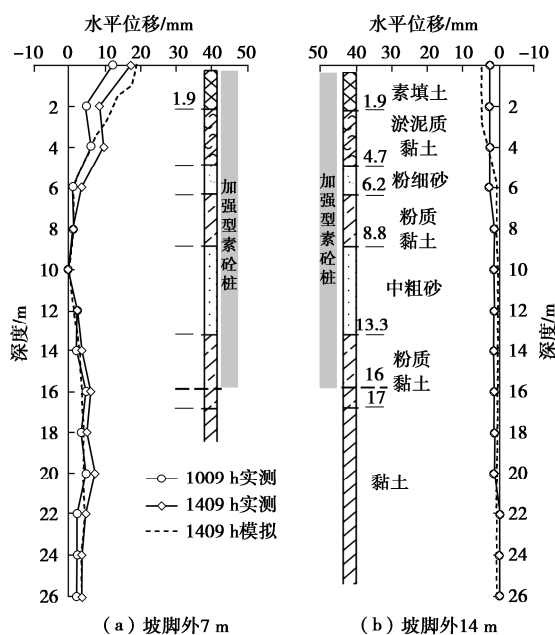


图 10 堆载体坡脚外地基深层水平位移分布时间过程

Fig. 10 Time histories of horizontal displacement distribution of deep foundation outside slope toe of surcharge

图 11 为不同工况下坡脚外左侧地基深层水平位移分布时间过程, 其中的数值模拟结果来自依据现场试验所建立的数值模型和确定的指标参数, 拟合情况在图 7~10 中均被显示出较好的精度, 同样的模型和参数指标可以同时反映沉降、孔压、深层水平位移的时间过程, 据此模拟拓展工况的结果应具有较高的可靠性。

图 11 显示, 在不设置加强桩的工况下, 堆载体坡脚外左侧 14 m 处地基表面水平位移约为 75 mm, 远大于设置加强桩工况下相同位置的实测值即约 2 mm, 和坡脚处的模拟值即约 45 mm。由此, 加强桩的控稳作用显著, 可以将坡脚外 14 m 宽度内的地表水平位移量从大于 75 mm, 减小到 2~45 mm, 使前者地基处于失稳状态, 使后者地基为稳定状态。

图 11 显示, 素砼桩下卧层即 10 m 深度以下地层的水平位移, 在设置加强桩工况的坡脚处小于 5 mm,

在不设加强桩工况的坡脚外 14 m 处也近似相同。由此, 素砼桩下卧层土体的水平位移量较小, 尽管承担了较大的附加荷载, 缘于相对较大的埋深为深层土体提供了较大的承载力。由此, 加强桩的控稳作用主要是限制浅层土体的水平位移, 其作用机理为依托承载力大的持力层的限制作用, 加强桩发挥其内置钢管的增强效果进而限制浅层土体的水平位移, 加强桩的有效深度主要取决于持力层所能提供的抗力大小, 即持力层抗力大则桩的有效深度小, 无须兼顾限制深层土体的水平位移。上述规律在堆载体右侧坡脚外地基也有类似体现。

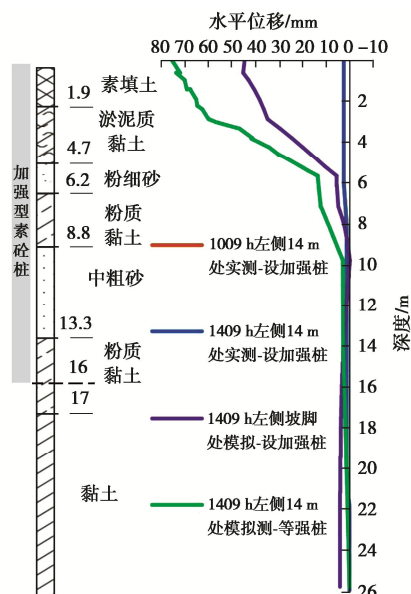


图 11 不同工况下坡脚外左侧地基深层水平位移分布

Fig. 11 Horizontal displacement distribution of deep foundation at left side outside slope toe under different working conditions

综上, 试验工况荷载 350 kPa 下, 非均布荷载区素砼桩复合地基桩间土发生深层水平位移, 裹挟桩体同步变形, 使桩体承受水平抗力发生弯曲变形, 桩身混凝土在软硬土层交界处存在拉裂损伤破坏的隐患, 地基稳定性分析时应考虑桩身混凝土损伤破坏的影响。堆载场区地基两侧的深层水平位移小且收敛快, 地基整体稳定性良好, 所采用的组合加固方案有效。加强边桩具有显著的控稳作用, 设置与否决定堆载体地基的稳定状态, 控稳作用主要是限制地基浅层土体的水平位移, 加强桩的有效深度主要取决于持力层所能提供的抗力大小。

2.3 加强桩位置对地基强化的影响

图 12 为边桩等强地基在堆载结束后桩体出现损伤破坏的深度位置及顺序, 数值模型边桩的长度不变, 其强度参数与内部桩体相同。图 12 中编号为恒载过程中的演化过程, 是基于混凝土损伤模型得到的损伤因

子确定的先后顺序。

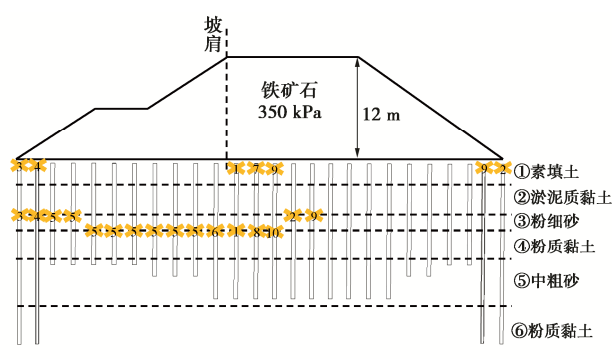


图 12 边桩等强地基桩体破坏位置及顺序

Fig. 12 Failure position of piles and sequence of foundation with unreinforced piles under slope toe

图 12 显示, 桩体出现破坏的位置有两种: ①桩头, ②桩体上软硬土层交界处。桩头位置破坏是桩帽与桩体的刚性连接损伤, 桩体位置破坏是桩体发生拉压损伤。

图 12 显示, 地基左半部桩体已全部破坏且破坏位置相接, 能构成连续的滑裂面, 说明地基左半部深层已完全破坏, 即本场地若不设加强边桩则地基将出现失稳破坏。

基于桩体破坏的顺序和位置, 可以认定地基出现次第破坏的原因, 是个别超负荷桩体破坏导致应力重新分布引起的连锁反应。先次出现破坏的桩体是处于附加应力集中区域, 应该为加强桩所在的位置。图 12 中破坏顺位 2, 3, 4 所在位置处于堆载体两侧坡脚处地基, 和本试验工况加强桩的位置相同, 说明本试验设计的加强桩位置具有合理性。破坏顺位 1 所在位置是桩体损伤连锁反应的起点, 应该是首选的加强桩位, 处于堆载体内部, 位置和堆载的分布形式有关, 在工程实施时其位置难以把握准确。

综上, 等强素砼桩复合地基破坏是渐进过程, 是个别超负荷桩体破坏导致应力重新分布引起的连锁反应, 加强桩的位置应该和先次破坏桩的位置一致, 边桩加强后地基可承受更大荷载, 堆载体两侧坡脚处作为加强桩的位置合适, 实施中可行。

3 结 论

本研究依托中国广东湛江港码头#16 堆场修复工程, 通过素砼桩复合地基现场堆载试验原位监测, 结合数值模拟手段呈现原位试验时未安装仪器的测点的深层位移过程, 并依据反分析确定的模型中的材料参数, 进一步测算相同堆载过程下加强边桩的材料参数改变为常规素砼桩后的整体变形和稳定情况, 以此研究边桩加强型素砼桩复合地基的承载机制。

(1) 素砼桩复合地基将大部分荷载传递到桩端下卧层承担。试验工况下堆载区中部地基桩间土承担上部荷载约 10%, 桩体承担上部荷载约 90%, 桩承载荷载的一部分被桩体传递到桩端下卧层土体, 桩端下卧层软土的附加应力远大于地基浅层软土, 浅层土体的承担较小的附加应力, 相对减小了浅层软土的压缩、剪切变形, 利用了深层土体的抗压、抗剪性能。

(2) 大荷载下复合地基中素砼桩会发生倾斜或弯曲。素砼桩复合地基在上部荷载作用下, 桩身发生弯曲, 桩身混凝土在软硬土层交界处存在拉裂损伤破坏的隐患, 地基稳定性分析时应考虑桩身混凝土损伤破坏的影响。

(3) 加强型边桩对素砼桩复合地基具有显著的控稳作用。试验工况下加强边桩的设置与否决定堆载体的稳定状态, 相同布桩型式的边桩等强地基则不能保持地基稳定, 控稳作用主要是限制浅层土体的水平位移, 加强桩的有效深度取决于持力层所能提供的抗力大小。

(4) 加强桩位于堆载体坡脚位置是合理的。等强素砼桩复合地基破坏是次第过程, 是个别超负荷桩体破坏导致应力重新分布引起的连锁反应, 堆载体两侧坡脚处桩体属于先期破坏的单桩且位置确定性明显, 以此作为加强桩的位置是合理的, 实施上也具有较高可行性。

参考文献:

- [1] 李 杰, 吴建营. 混凝土弹塑性损伤本构模型研究 I: 基本公式[J]. 土木工程学报, 2005, 38(9): 14-20. (LI Jie, WU Jianying. Elastoplastic damage constitutive model for concrete based on damage energy release rates, part i: basic formulations[J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(9): 14-20. (in Chinese))
- [2] 吴建营, 李 杰. 混凝土弹塑性损伤本构模型研究 II: 数值计算和试验验证[J]. 土木工程学报, 2005, 38(9): 21-27. (WU Jianying, LI Jie. Elastoplastic damage constitutive model for concrete based on damage energy release rates, part ii: numerical algorithm and verifications[J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(9): 21-27. (in Chinese))
- [3] 张东卿, 薛 元, 罗 强, 等. 路堤下刚性桩复合地基稳定性分析方法研究[J]. 铁道工程学报, 2021, 38(7): 6-11. (ZHANG Dongqing, XUE Yuan, LUO Qiang, et al. Research on the stability analysis method of rigid pile composite foundation under embankment[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2021, 38(7): 6-11. (in Chinese))
- [4] KITAZUME M, MARUYAMA K. Internal stability of group

- column type deep mixing improved ground under embankment loading[J]. *Soils and Foundations*, 2007, **47**(3): 437-455.
- [5] 郑 刚, 李 帅, 刁 钰. 刚性桩复合地基支承路堤稳定破坏机理的离心模型试验[J]. *岩土工程学报*, 2012, **34**(11): 1977-1989. (ZHENG Gang, LI Shuai, DIAO Yu. Centrifugal model tests on failure mechanisms of embankments on soft ground reinforced by rigid piles[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2012, **34**(11): 1977-1989. (in Chinese))
- [6] 郑 刚, 周海祚. 复合地基极限承载力与稳定研究进展[J]. *天津大学学报(自然科学与工程技术版)*, 2020, **53**(7): 661-673. (ZHENG Gang, ZHOU Haizuo. State-of-the-art review of ultimate bearing capacity and stability of composite foundations[J]. *Journal of Tianjin University (Science and Technology)*, 2020, **53**(7): 661-673. (in Chinese))
- [7] 郑 刚, 夏博洋, 周海祚, 等. 桩体模量对水泥土搅拌桩复合地基破坏影响研究[J]. *中国公路学报*, 2020, **33**(9): 146-154. (ZHENG Gang, XIA Boyang, ZHOU Haizuo, et al. Effect of column elasticity modulus on composite foundation failure of deep mixed columns[J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2020, **33**(9): 146-154. (in Chinese))
- [8] 李 帅. 刚性桩复合地基支承路堤的失稳破坏机理及其稳定分析方法研究[D]. 天津: 天津大学, 2012. (LI Shuai. Research on Failure Mechanisms and Stability Analysis Method of Embankment Supported on Composite Ground Reinforced with Rigid Piles[D]. Tianjin: Tianjin University, 2012. (in Chinese))
- [9] 陈新富. 某高速公路管桩复合地基失稳分析及处治对策[J]. *公路*, 2019, **64**(6): 47-51. (CHEN Xinfu. Instability analysis and treatment countermeasures of pipe pile composite foundation of an expressway[J]. *Highway*, 2019, **64**(6): 47-51. (in Chinese))
- [10] 莫景逸, 黄向平. 某矿料堆场地基失稳原因分析[J]. *水运工程*, 2013(10): 212-217. (MO Jingyi, HUANG Xiangping. Analysis of foundation failure of mineral ore yard[J]. *Port & Waterway Engineering*, 2013(10): 212-217. (in Chinese))
- [11] 郑 刚, 杨新煜, 周海祚, 等. 基于渐进破坏的路堤下刚性桩复合地基的稳定性分析及控制[J]. *岩土工程学报*, 2017, **39**(4): 581-591. (ZHENG Gang, YANG Xinyu, ZHOU Haizuo, et al. Stability and control strategy of ground improved with rigid piles to support embankments based on progressive failure[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, **39**(4): 581-591. (in Chinese))
- [12] 杨新煜. 刚性桩复合地基支承路堤的稳定性分析及控制研究[D]. 天津: 天津大学, 2019. (YANG Xinyu. Researches on Stability and Control Strategy of Embankments on Soft Subgrade Reinforced by Rigid Piles[D]. Tianjin: Tianjin University, 2019. (in Chinese))
- [13] 王 建, 朱志慧, 王洪玉, 等. 黏土地基劲性复合桩水平承载性能数值分析[J]. *铁道科学与工程学报*, 2020, **17**(6): 1382-1389. (WANG Jian, ZHU Zhihui, WANG Hongyu, et al. Numerical analysis on lateral bearing capacity of stiffened deep cement mixing piles in clay[J]. *Journal of Railway Science and Engineering*, 2020, **17**(6): 1382-1389. (in Chinese))
- [14] 李清富, 匡一航, 郭 威. CDP 模型参数计算及取值方法验证[J]. *郑州大学学报(工学版)*, 2021, **42**(2): 43-48. (LI Qingfu, KUANG Yihang, GUO Wei. CDP model parameters calculation and value method verification[J]. *Journal of Zhengzhou University (Engineering Science)*, 2021, **42**(2): 43-48. (in Chinese))
- [15] 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011. (Code for Design of Concrete Structures: GB 50010—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese))
- [16] SIDOROFF F. Description of anisotropic damage application to elasticity[C]// *Physical Non-Linearities in Structural Analysis*. Berlin: Springer, 1981.