

上海地区软粘土的卸荷—再加荷变形特性

陈永福* 曹名葆

(同济大学地下建筑与工程系, 上海)

提 要

计算深基础开挖回弹及再加荷时的沉降在设计中是一个有待于探讨研究的重要课题, 本文着重分析了上海软粘土在卸荷—再加荷时的变形特性, 提出了估算回弹及全补偿沉降的计算式, 并探讨了三轴试验条件下土样的卸荷—再加荷变形特性, 建立了相应的应力-应变模型。

一、前 言

随着高层建筑的兴起, 上海地区由于地基土软弱, 较多的是使用组合式深基础, 例如连续墙与箱基的组合、桩基与箱基的组合等等。同时为了充分利用地下空间和提高承载力, 箱基内一般设置地下室。

对于这类地基基础的沉降与承载力的设计, 在我国还没有一种规范提出相应的计算方法。新近的上海箱基设计规范^[1]中对此也是应用浅基础的设计方法, 这显然是不合理的。对此文献^[2]作了综合性评价, 总之, 这种组合式基础主要存在下列问题:

1. 深基坑开挖过程中的回弹与稳定性问题^[3~5]。
2. 全补偿过程中的基础沉降问题^[4, 5]。
3. 在附加荷载作用下连续墙或桩的刺入沉降计算, 以及下卧层的沉降计算方法中指标选取问题^[6, 7]。
4. 这种组合式基础的承载力问题及其承载力与沉降的关系^[6, 7]。
5. 施工过程中对周围环境的影响^[8]。

以上这些问题都与土在卸荷—再加荷过程中的变形特性密切相关, 文献^[2]对上海地区的亚粘土的这种特性进行过研究, 本文在此基础上, 对上海粘土的这种变形特性进行研究, 并总结其变形规律。

土样为上海地区典型的灰色粘土, 取土深度为地表下 21—24 m 处, 其天然平均容重 $\gamma_{\text{天然}} = 18.6 \text{ kN/m}^3$, 平均含水量 $\bar{w} = 43.4\%$, 平均孔隙比 $\bar{e}_0 = 1.07$, 试验分单向压缩试验与三轴试验。

到稿日期: 1988年7月18日

* 作者现工作单位: 长沙交通学院水港与建筑工程系。

二、侧限轴向卸荷与再加荷时的变形特性

文献[9]、[10]指出,补偿式深基础即使附加荷载等于零,基础的沉降要比回弹大。笔者认为这与土的膨胀特性及再压缩特性密切相关。如图1所示,上覆压力为 σ_0 的土样,卸荷 $\sigma_r(\leq \sigma_0)$ 时产生回弹应变 ε_r ,再加荷到 σ_0 时,产生的压应变为 $\varepsilon_{rc} > \varepsilon_r$,其原因是在卸荷试验中,只有弹性应变才能恢复,而在再加荷时,不仅有弹性应变,而且有塑性应变。室内试验中,侧限单向压缩试验是一种简单实用的试验,为此,做了18组单向压缩及卸荷—再加荷试验,得出的初始压缩指数 $C_c = 3.037-3.581$,相对回弹指数 $C_s = 0.381-0.403$,且压缩指数较大的试样回弹指数较大,即土的回弹性能好。16组卸荷—再加荷试验结果如表1所示。加荷时间按试验规程取为10s, 20s, 60s, 120s, 23h及24h。再加荷试验加载时间与此相同,卸荷试验的卸荷时间为2h,但要保证变形速率小于0.005mm/h,否则再延长2h。

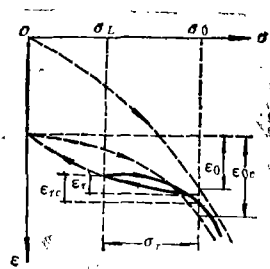


图1 土的膨胀与再压缩特性

其中, σ_L 代表卸荷后的竖向残余荷载; σ_F 代表开始卸荷时的竖向荷载; σ_r 代表竖向卸荷

表1

侧限卸荷—再加荷试验结果

σ_F (kPa)	σ_L (kPa)											
	0				50				100			
	ε_0	ε_{0c}	α_0	$\frac{\alpha_r}{\alpha_0}$	ε_r	ε_{rc}	α_r	$\frac{\alpha_r}{\alpha_0}$	ε_r	ε_{rc}	α_r	$\frac{\alpha_r}{\alpha_0}$
100	0.0169	0.0199	0.849	1.000	0.0060	0.0067	0.901	1.061				
200	0.0348	0.0384	0.906	1.000	0.0187	0.0212	0.882	0.975	0.0069	0.0081	0.847	0.935
300	0.0591	0.0637	0.928	1.000					0.0217	0.0252	0.861	0.929
400	0.0885	0.0960	0.922	1.000					0.0373	0.0423	0.880	0.954
500	0.1334	0.1463	0.912	1.000								

σ_F (kPa)	σ_L (kPa)											
	200				300				400			
	ε_r	ε_{rc}	α_r	$\frac{\alpha_r}{\alpha_0}$	ε_r	ε_{rc}	α_r	$\frac{\alpha_r}{\alpha_0}$	ε_r	ε_{rc}	α_r	$\frac{\alpha_r}{\alpha_0}$
100												
200												
300	0.0056	0.0069	0.811	0.959								
400	0.0187	0.0212	0.881	0.955	0.0040	0.0046	0.872	0.946				
500	0.0291	0.0327	0.890	0.998	0.0185	0.0205	0.902	0.989	0.0039	0.0045	0.851	0.933

量大小； e_r 代表卸荷时回弹应变； e_{rc} 代表再加荷时再压缩应变； e_0 代表全卸荷时回弹应变； e_{oc} 为全卸荷后再加荷时的再压缩应变。现令 $\Delta e_r = e_{rc} - e_r$ ， $\alpha_r = e_r / e_{rc}$ ， $\alpha_0 = e_0 / e_{oc}$ ， $k_r = \alpha_r / \alpha_0$ ，全卸荷时 $\alpha_r \rightarrow \alpha_0$ 。

图2(a)、(b)、(c)分别表示了 $e_r - \sigma_F - \sigma_L$ ， $e_{rc} - \sigma_F - \sigma_L$ ， $e_0(e_{oc}) - \sigma_r$ 的关系。如图可知， σ_L 减小， e_r 与 e_{rc} 迅速增加；当 σ_L 一定时， σ_F 增加， e_r 与 e_{rc} 也增加； e_0 与 e_{oc} 随着 σ_r 的增加迅速增加，相互之间呈抛物线型，但 e_{oc} 比 e_0 增长得快。

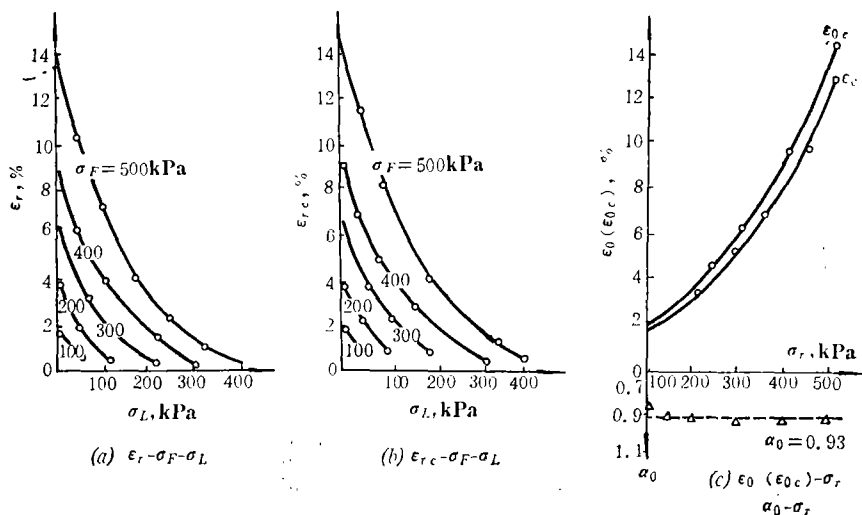


图2 卸荷与再加荷时的应力-应变关系

为此，将这些结果对 $\frac{\alpha_r}{\alpha_0} - \frac{\sigma_r}{\sigma_F}$ 进行归一化，如图3所示，据此图可取 $k_r = 0.97$ ，即

$$\alpha_r = 0.97\alpha_0 \quad (1)$$

$$\text{则} \quad e_r = 0.97\alpha_0 e_{rc} \quad (2)$$

若 α_0 取本试验中的试验结果平均值 0.903，则有

$$e_{rc} = 1.14e_r \quad (3)$$

而根据压缩变形定义有

$$e_r = \frac{\Delta e_L}{(1 + e)} \quad (4)$$

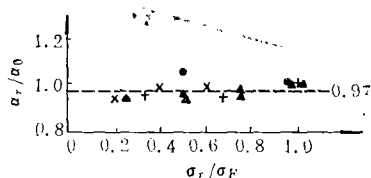
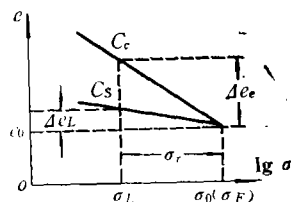
如图4所示， $e = e_0 - \frac{1}{2}\Delta e_L$

$$= e_0 - \frac{1}{2}C_s [\lg \sigma_0 - \lg (\sigma_0 - \sigma_r)] \quad (5)$$

则

$$e_r = \frac{C_s [\lg \sigma_0 - \lg (\sigma_0 - \sigma_r)]}{1 + e_0 - \frac{1}{2}C_s [\lg \sigma_0 - \lg (\sigma_0 - \sigma_r)]} \quad (6)$$

按式(6)与式(3)可估算深基坑开挖时的回弹应变变量 e_r 及补偿过程中的再压缩应变变量 e_{rc} 。

图3 $\frac{\alpha_r}{\alpha_0} - \frac{\sigma_r}{\sigma_F}$ 图4 $e - \lg \sigma$ 关系

作为算例, 计算了上海康乐大楼、四平大楼、华盛大楼、胸科大楼的基坑回弹与全补偿沉降, 并与实测结果进行了比较^[8,9], 这几座大楼的基坑深为 5—6 m, 基础长度为 70—80 m, 宽为 18—14 m, 比较结果如表 2 所示。作为实用例, 计算了上海新闻路地铁站与上海长宁区高层住宅 4 号楼的基坑开挖回弹量与补偿沉降量。关于上述各种计算由于篇幅关系, 不在此叙述, 其计算厚度按规范的应力限制取值。

表2 基坑开挖时回弹量及全补偿时再压缩沉降量实测与计算值比较

工程名称	基坑开挖时的回弹量(cm)		全补偿时的再压缩沉降(cm)	
	实 测	计 算	实 测	计 算
康乐大楼	< -2.0	-5.65	6.2	6.44
四平大楼	-3.4	-5.31	5.8	6.05
华盛大楼	-4.5	-5.81	7.1	6.62
胸科大楼	—	-5.72	7.5	6.52

三、三轴试验下土的变形特性

为了从理论上分析这种地基土的变形及应力分布, 因此, 需要建立相应的应力-应变模型。用三轴仪进行卸荷—再加荷试验, 固结压力分别为 100, 240, 300 kPa, 试验为固结不排水, 固结时间为 24h, 整个试验过程中侧向围压保持不变, 轴向卸荷应力 $\Delta \sigma_1$ 分别为 $0.25\sigma_3$, $0.5\sigma_3$, $1.0\sigma_3$, 下面讨论试验结果并加以理论分析。

(一) 轴向加载与卸载时的抗剪强度分析

图 5(a)、(b)、(c) 表示了围压分别为 100, 240, 300 kPa 时的 $\tau - e_1$ 关系曲线。这里 τ 为 $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$, 即主应力差。从此图可以看出, 轴向加载时的抗剪强度要比轴向卸载时的抗剪强度大, 这表明了土的严重各向异性。但如图 6 所示, 二者的强度线特征值具有大体上相同的值, 卸载下的 c_{cu} , φ_{cu} 比加载下的 c_{cu} , φ_{cu} , 稍大些, 可能是橡皮膜起作用的原因, 因此, 轴向加载时抗剪强度可用下式表示:

$$\tau_{fe} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_{fe} = \frac{c_{cu} \cos \varphi_{cu} + \sigma_3 \sin \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}} \quad (7)$$

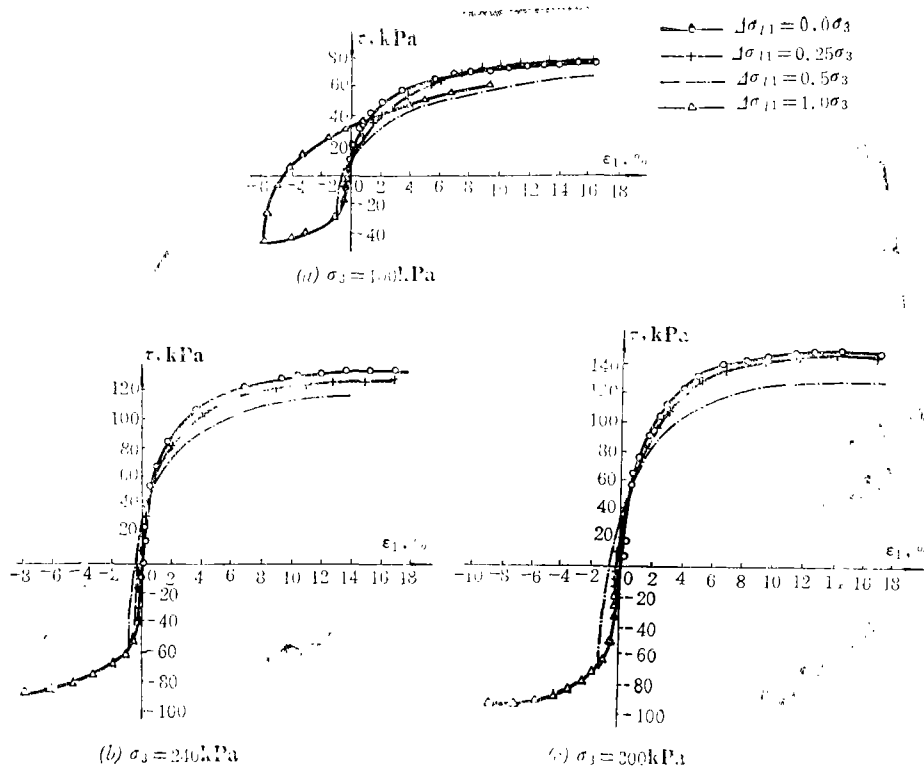
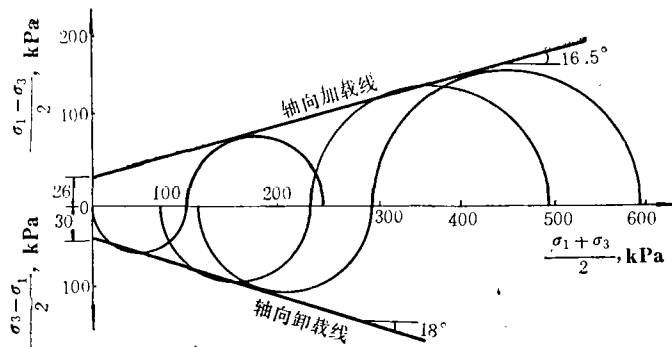
图5 τ - ϵ_1 关系曲线

图6 加载与卸载强度线

轴向卸载时抗剪强度用下式表示：

$$\tau_{fl} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_{fl} = \frac{c_{cu} \cdot \cos \varphi_{cu} + \sigma_3 \sin \varphi_{cu}}{1 + \sin \varphi_{cu}} \quad (8)$$

式(8)中 σ_3 为固结压力, $\sigma_1 = \sigma_3 - \Delta\sigma_{l1}$ 。以后为了书写方便, 强度指标统一用 c, φ 表示。

表3 土在卸荷——再加荷条件下伸长应变与再加荷抗剪强度变化

$\frac{\Delta\sigma_{11}}{\sigma_3}$	$\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$					$\sigma_3 = 240 \text{ kPa}$					$\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$				
	$\Delta\varepsilon_{11}$	τ_l	$\frac{\tau_{cf}}{\tau_{mf}}$	$\Delta\tau_f$	$\frac{\Delta\tau_f}{\tau_{mf}}$	$\Delta\varepsilon_{11}$	τ_l	$\frac{\tau_{cf}}{\tau_{mf}}$	$\Delta\tau_f$	$\frac{\Delta\tau_f}{\tau_{mf}}$	$\Delta\varepsilon_{11}$	τ_l	$\frac{\tau_{cf}}{\tau_{mf}}$	$\Delta\tau_f$	$\frac{\Delta\tau_f}{\tau_{mf}}$
-1.0	-5.82	-50	0.799	15.5	20.05%	-7.71	-85.2	—	—	—	-8.54	-94.4	—	—	—
-0.5	-0.86	-25	0.907	7.2	9.31%	-0.95	-60	0.862	18.0	13.84%	-1.25	-75	0.838	24.1	16.21%
-0.25	-0.20	-12.5	1.00	-0.3	-0.39%	-0.35	-30	0.979	2.7	2.07%	-0.25	-37.5	0.991	1.3	0.87%
0.0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.0	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00

注: $\Delta\sigma_{11}$ 为轴向卸荷量大小, kPa;
 $\Delta\varepsilon_{11}$ 为与 $\Delta\sigma_{11}$ 相应的卸荷轴向伸长率, %;
 $\tau_l = \frac{\Delta\sigma_{11}}{2}$, 轴向卸荷时的剪应力大小, kPa;
 τ_{cf} 为经过卸荷——再加荷后土的抗剪强度, kPa;
 τ_{mf} 为直接轴向加荷时的抗剪强度, kPa;
 $\Delta\tau_{mf} = \tau_{mf} - \tau_{cf}$, 土经过卸荷——再加荷后的抗剪强度损失, kPa。

(二) 轴向卸荷-再加荷时的轴向伸长应变与抗剪强度减小量

表3表示了轴向卸载大小引起的轴向伸长应变大小及由此而产生的抗剪强度减小量。由此可见,土样在卸荷过程中只要不拉断,在再加载过程中总有一定强度,这个强度与卸荷过程中的伸长应变大小密切相关,在伸长应变小于1%时,抗剪强度不会发生多大变化,大于1%时,由于土体结构被破坏,再加载时抗剪强度要大大低于无卸载时的强度。

(三) 经过卸荷一再加荷过程后的抗剪强度分析

根据文献[11]可知,深基坑地基土的抗剪强度可用超固结土概念来说明,并可用下式来说明。

$$\left(\frac{s_u}{p}\right)_{OC} \left(\frac{s_u}{p}\right)_{NC} = n^m \quad (9)$$

式中 $\left(\frac{s_u}{p}\right)_{NC}$ 为正常压密粘土的不排水抗剪强度与当前上覆压力之比; $\left(\frac{s_u}{p}\right)_{OC}$ 为超压密(开挖后)土的不排水抗剪强度与上覆压力之比; n 为超固结比, $n = p_c/p$; p_c 为开挖前上覆压力; p 为开挖后(当前)上覆压力; s_u 为不排水抗剪强度, m 为土性参数,可用下式表示:

$$m = \frac{\lg\left[\left(\frac{s_u}{p}\right)_{OC}\right] - \lg\left[\left(\frac{s_u}{p}\right)_{NC}\right]}{\lg n} \quad (10)$$

据文献[11]建议, m 可取0.64。为此再按式(9)计算试样在卸荷与再加荷后的抗剪强度,并与实测结果进行比较,如表4所示。根据表4及文献[11]的结果,可认为按式(9)计算的基坑开挖后的抗剪强度是可行的。

表4 再加荷抗剪强度的试验与理论值比较

固结压力 (kPa)	100	100	240	240	300	300
卸荷后轴向压力 (kPa)	75	50	180	120	225	150
与卸荷后轴向压力大小相应的正常固结的抗剪强度(kPa)	58.8	45.4	99.5	75.7	117.4	82.6
卸荷后土样的超固结比 n	1.333	2.000	1.333	2.000	1.333	2.000
卸荷后再加荷时的试验抗剪强度 (kPa)	77.6	70.1	127.5	112.2	147.4	124.6
卸荷后再加荷时的理论抗剪强度 (kPa)	70.6	70.5	119.5	117.6	140.9	128.3

(四) 卸荷与再加荷时的应力应变曲线模拟

如文献[12]所述,在卸荷过程中,正常固结饱和粘土的应力应变曲线可用双曲线拟合,曲线切线斜率为

$$E_{tl} = 2v_t \bar{E}_{tl} (1 - R_{fl} S_l)^2 \quad (11)$$

式中 E_t 是切线斜率; ν_t 是切线泊松比; \bar{E}_i 是初始切线斜率; R_f 是破坏比率; S 是剪应力水平; l 是下标, 表示卸荷, 相反下标 e 表示再加荷。

如图 2 所示, 再加荷曲线的应力-应变关系也可用双曲线拟合, 且如表 5 所示, 再加荷曲线初始斜率 \bar{E}_{ie} 与卸荷曲线的起始点切线斜率 \bar{E}_{il} 大体上是相等的, 可用下式表示:

$$\bar{E}_{ie} = \bar{E}_{il} = 7952 + 2855\sigma_3 \text{ (kPa)} \quad (12)$$

表 5

卸荷及再加荷曲线起始斜率(kPa)

固结压力 (kPa)	$\Delta\sigma_{11} = 0.0\sigma_3$		$\Delta\sigma_{11} = 0.25\sigma_3$		$\Delta\sigma_{11} = 0.50\sigma_3$		$\Delta\sigma_{11} = 1.0\sigma_3$		平 均	
	E_{il}	E_{ie}	E_{il}	E_{ie}	E_{il}	E_{ie}	E_{il}	E_{ie}	\bar{E}_{il}	\bar{E}_{ie}
100	—	10417	10089	10648	10545	11500	11636	9847	10757	10603
240	—	15040	14017	14837	14286	14771	15700	—	14667	14893
300	—	16000	16345	17045	16600	16667	16750	—	16565	16770

与式(11)相似, 设再加荷曲线的切线斜率表达式可为

$$E_{ie} = 2\nu_t \bar{E}_{ie} (1 - R_{fe} S_e)^2 \quad (13)$$

而式(13)与式(11)中剪应力水平 S 涉及到破坏主应力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, 至于式(11)中的 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 可用式(8)计算, 式(13)中 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 则要按式(7)与式(9)结合起来计算, 且式(7)中 σ_3 为与开挖后相应的土体单元的正常固结压力。

由式(11)与式(13)所得理论应力应变曲线与实测曲线之比较见图 7 与图 8 所示, 二者吻合相当好。

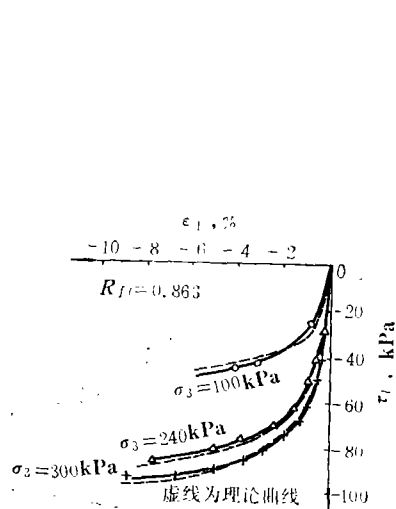


图 7 应力应变曲线的比较(卸荷)

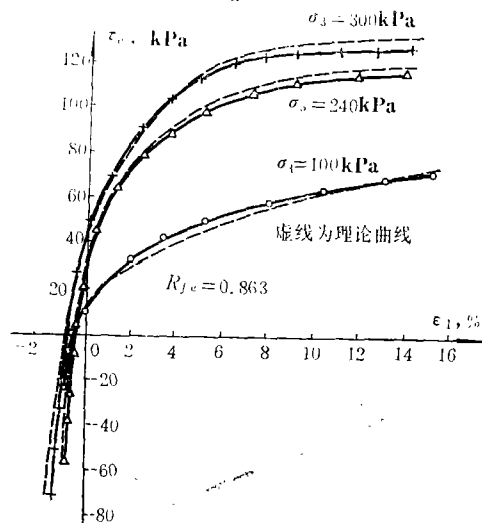


图 8 应力应变曲线的比较(再加荷)

四、结 论

本文提出了深基坑开挖回弹计算及全补偿沉降计算式, 通过几则工程实例的验算与计算, 认为此估算式是有一定实用价值的。因此, 希望广大读者与工程技术人员进一步提出宝贵意见与建议, 使之得以进一步完善以应用于实际。另外, 本文结合前人的成果提出了应用于理论分析的系统的应力应变模型, 并将这种模型与实测曲线进行了比较, 认为这种拟合模型可以用于理论分析。

试验过程中得到了同济大学土动力学实验室与土力学实验室的大力帮助, 在此一并致谢!

参 考 文 献

- [1] 上海市软土地基上高层建筑箱形基础设计试行规定, DBJ08-1-81。
- [2] 巢斯, 高层建筑下补偿式深基础的地基性状及应力应变关系, 同济大学硕士论文, 1988年3月。
- [3] 张问清、赵锡宏等, 上海四幢高层建筑箱形基础测试的综合研究, 岩土工程学报, Vol. 2, No. 1, 1980, p. 12。
- [4] 欧晋德, 深开挖工程之设计与施工, 台湾省深基础会议论文选, 1986年, p. 125。
- [5] 同济大学地基研究室等, 胸科医院外科大楼箱形基础测试研究报告, 1978年12月。
- [6] 大志万和也, 地中连续壁基礎の设计, 橋梁と基礎, 1986年1月号, p. 35。
- [7] 小泉安則など, 杭基礎の鉛直支持力を考える, 土と基礎, 1979年12月号—1980年4月号。
- [8] Peck, R. B., Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground, Proc., 7th International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State of the Art Volume, Mexico, 1969, p. 225。
- [9] 马达成、陈坚峰, 深埋箱形基础的地基反力问题, 岩土工程学报, Vol. 2, No. 3, 1980, p. 88。
- [10] L. 齐法特, 难处理地基的基础工程, 水利出版社, 1982, p. 189。
- [11] 魏汝龙, 正常压密粘性土在开挖卸荷后的不排水抗剪强度, 水利水运科学研究, 1984年第4期, p. 39。
- [12] 曾国熙、潘秋元、胡一峰, 软粘土地基基坑开挖性状的研究, 岩土工程学报, Vol. 10, No. 3, 1988, p. 13。

The Deformation Characteristics of Soft Clay under Unloading and Reloading in Shanghai

Chen Yongfu Cao Mingbao

(Dept. of Geotechnical Engineering, Tongji University)

Abstract

The settlement of deep foundation due to the excavation and reloading is an important subject in engineering design, which is worthy to be investigated. In the present paper, the major efforts have been made to study the deformation characteris-

tics of soft clay subjected to unloading and reloading in Shanghai. Calculation method is proposed for evaluating the rebound and the compensated settlement displacements of the clay. The examination of the deformation characteristics of the clay under unloading and reloading is performed on the basis of triaxial shear test, and the corresponding stress-strain models are also developed.