

[文章编号] 1004-0609(2002)01-0161-04

饱和粘土中平均塑性体积应变对压密注浆的影响^①

温世游¹, 陈云敏¹, 李夕兵², 陈仁朋¹

(1. 浙江大学 岩土工程研究所, 杭州 310027; 2. 中南大学 资源环境与建筑工程学院, 长沙 410083)

[摘 要] 针对工程上通常不考虑平均塑性体积应变 Δ 的影响或者简单取 Δ 为 0.01 的情况, 分析了饱和粘土中平均塑性体积应变对压密注浆的影响范围、极限孔压、超孔隙水压力的影响并给出考虑其影响的计算公式。研究表明: 在工程中平均塑性体积应变的影响通常是应该考虑的, 它是反映土体变形规律的重要参数, 并提出了平均塑性体积应变的简化确定方法, 操作简单, 判断快捷, 适合工程应用。当 $G/C_u \leq 40$ 时, 可以不考虑平均塑性体积应变的影响。

[关键词] 饱和粘土; 平均塑性体积应变; 压密注浆; 剪切刚度比

[中图分类号] TU 472.5

[文献标识码] A

在地质工程、岩土工程中, 压密注浆技术日益被大量用来处理饱和软土地基。通常对平均塑性体积应变 Δ 的影响不予考虑或者简单取 $\Delta = 0.01$ 作近似处理。当扩张的塑性区半径与孔(桩)径之比大于 10 时, 这种近似处理有一定的合理性和工程精度。但实际工程中, 无法事先知道塑性区的半径, 而且 Δ 的变化范围在 $10^{-3} \sim 10^{-1}$ 之间。工程上认为当 Δ 大于 0.01 时土体的结构性受到破坏。不考虑平均塑性体积应变的影响主要是因为难以确定 Δ 。Vesic 提出用迭代法数值求解^[1] 或者实验室测定土体参数来确定^[1, 2]。Skempton^[3] 曾尝试采用数值法来评价其重要性。文献[4, 5] 认为在饱和粘土压密注浆的过程中, 其影响范围只与被加固土体的刚度比和注浆孔径有关。利用实验室测定方法的致命弱点在于可能扰动原状土, 而一旦 Δ 大于 0.01 时, 实测值与真实值的吻合性值得怀疑。根据塑性流动法由 Carter^[6] 可以推导出 Δ 的计算公式, 但对于饱和粘土来说, $\Delta = 0.5$, 无法计算式中的 D_E , D_E^{-1} , 也就是说理论上可行, 实际上无法操作。研究中我们发现 Δ 是反映土体变形的重要参数, 在大多数的工程中是不可忽略的, 必须加以考虑, 这与文献[1, 7] 的研究结果是一致的。本文作者分析了饱和粘土中平均塑性体积应变对压密注浆的影响范围、塑性区位移、极限孔压、超孔隙水压力的影响以及确定平均塑性体积应变的简单实用方法。

1 饱和粘土中平均塑性体积应变对压密注浆的影响

在分析中作如下假定: 土体是均质各向同性的理想弹塑性材料, 服从摩尔-库仑屈服准则, 不计体积力的影响。为研究方便, 假设注浆体在土中呈圆柱形, 压密注浆过程就相当于在无限土体中扩张一个半径为 r 的小孔, 在孔穴四周形成一个应力影响区。这样压密注浆过程就模拟为半无限土体中的圆柱孔的扩张, 当压力增加时, 围绕着圆柱的区域将由弹性状态进入塑性状态。随着内压力的逐渐增大, 塑性区不断扩大, 直至内压力增大到极限孔压力 p_u , 此时圆柱孔半径为 R_u 。设弹、塑性交界处的半径为 R , 在半径 R 以内为塑性区, R 以外土体仍处于弹性状态, 如图 1 所示。

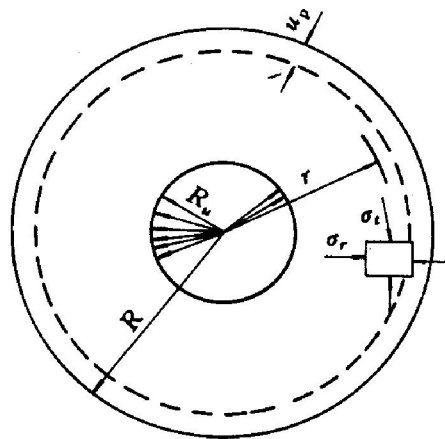


图 1 圆孔的扩张

Fig. 1 Cylindrical cavity expansion

① [基金项目] 浙江省自然科学基金青年人才专项基金资助项目(RC9609)
[作者简介] 温世游(1976-), 男, 博士研究生。

[收稿日期] 2001-04-28; [修订日期] 2001-07-02

1.1 压密注浆影响范围的确定

圆柱孔扩张按平面轴对称问题来研究, 其平衡微分方程为

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_t}{r} = 0 \quad (1)$$

式中 σ_r , σ_t 分别为径向应力、切向应力。

在弹塑性边界上必须满足摩尔-库仑破坏准则, 对饱和粘土($\varphi=0$)在不排水条件下, 有

$$\sigma_r - \sigma_t = 2C_u \quad (2)$$

根据式(1), (2)可求得塑性区内任意一点在 3 个方向的应力分量为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= [2\ln(R/r) + 1] C_u \\ \sigma_t &= [2\ln(R/r) - 1] C_u \\ \sigma_z &= 2\ln(R/r) C_u \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中 C_u 为饱和粘土的不排水抗剪强度, R 为弹塑性交界处半径, σ_z 为垂直向应力。

同理可得出塑性区交界处位移为

$$u_p = \frac{1+\nu}{E} R C_u \quad (4)$$

考虑到周围土体变形后的体积变化等于弹性区的体积变化和塑性区的体积变化之和, 可得

$$\pi R_u^2 = \pi R^2 - \pi(R - u_p)^2 + \pi(R^2 - R_u^2) \Delta \quad (5)$$

式中 Δ 为平均塑性体积应变。联立式(4)和(5), 略去高阶微量, 得塑性区半径为

$$R = \sqrt{\frac{1+\Delta}{C_u/G + \Delta}} R_u \quad (6)$$

式中 G 为剪切模量, $G = E/2(1+\nu)$, ν 为泊松比, G/C_u 称为剪切刚度比。当不考虑平均塑性体积应变的影响时, 式(6)退化为文献[4]中的式(7)。可见在饱和粘土压密注浆的过程中, 其影响半径不仅与被加固土体的剪切刚度比和注浆孔径有关, 而且与平均塑性体积应变有关。

又根据文献[4]可得塑性区的位移满足:

$$\frac{u}{r} = \varepsilon_R [A \left(\frac{R}{r}\right)^{1+\alpha} + B \left(\frac{R}{r}\right)^{1-\beta} + C] \quad (7)$$

式中 α , β , A , B 和 C 的含义见文献[6]。对于饱和粘土, $A=1$, $B=0$, $C=0$, $\alpha=1$, $\beta=1$ 。由文献[5]得:

$$\varepsilon_R = \frac{C_u}{2G} \quad (8)$$

综合式(7)和(8)可得:

$$u = \frac{C_u R^2}{2G r} = \frac{R_u^2}{2r} \quad (9)$$

可见塑性区位移随着距离的增大而减小。考虑平均塑性体积应变的影响时,

$$\begin{aligned} u &= \frac{C_u}{2G} \frac{1+\Delta}{C_u/G + \Delta} \frac{R_u^2}{r} \\ &= \frac{1+\Delta}{1+\Delta G/C_u} \frac{R_u^2}{2r} \quad (R_u \leq r \leq R) \quad (10) \end{aligned}$$

可见实际的塑性区位移比不考虑平均塑性体积应变的影响时要小。

1.2 平均塑性体积应变对塑性区半径的影响

从式(6)发现塑性区半径 R 与土的剪切刚度比、注浆孔径和平均塑性体积应变有关。下面我们分别对不同数量级的剪切刚度比来研究平均塑性体积应变对压密注浆塑性区半径的影响。表 1 所示为 $G/C_u=1000, 100, 50, 40$ 时, 考虑平均塑性体积应变与不考虑平均塑性体积应变对压密注浆塑性区半径的影响。图 2 所示为不同刚度比下 $R/R_u - \Delta$ 的关系。

表 1 平均塑性体积应变对压密注浆塑性区半径的影响

Table 1 Effects of average plastic volumetric strain on radius R at different shear rigidity ratio in compaction grouting

Δ	R/R_u			
	$G/C_u=1000$	$G/C_u=100$	$G/C_u=50$	$G/C_u=40$
0	31.62	10	7.1	6.3
0.001	22.37	9.58	6.9	6.2
0.002	18.28	9.14	6.75	6.1
0.003	15.84	8.78	6.6	6.0
0.004	14.17	8.45	6.47	5.9
0.005	12.94	8.19	6.34	5.8
0.007	11.22	7.7	6.11	5.6
0.01	9.58	7.11	5.8	5.4
0.02	6.97	5.83	5.0	4.8

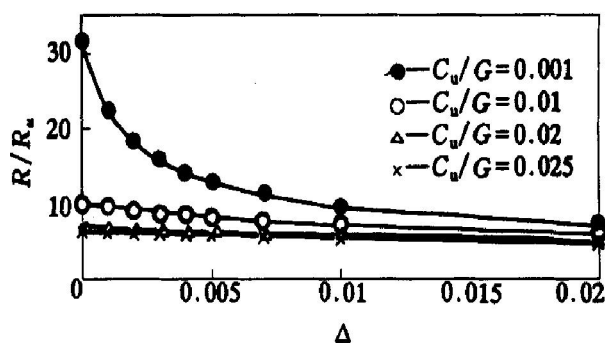


图 2 不同刚度比下 $R/R_u - \Delta$ 关系图

Fig. 2 Relationship between R/R_u and Δ at different shear rigidity ratio

从表 1 和图 2 中可见: 随着剪切刚度比 G/C_u 的增大, 平均塑性体积应变对压密注浆塑性区半径的影响越显著。在同一剪切刚度比下, 随着平均塑性体积应变的增大, 其对压密注浆塑性区半径的影响越显著。当剪切刚度比 G/C_u 的数量级在 10^3 时, 平均塑性体积应变的影响必须加以考虑。当 $G/C_u \leq 40$ 时, 一般可以不考虑平均塑性体积应变的影响, 如文献[8]中的桩 D_1, D_2, D_3 。以上海地区软土为例, 淤泥质粘土层的剪切刚度比为 50~130, 所以应该考虑平均塑性体积应变的影响。

1.3 平均塑性体积应变的简化确定方法

饱和粘土中, 当灌入土中的注浆深度为 H 时, 排开的土体体积为 $\pi R_u^2 H$ 。由于周围土体受到挤压作用产生弹塑性变形, 设塑性体积应变为 ε_{V_1} , 弹性体积应变为 ε_{V_2} , 总的体积应变为 $\varepsilon_V = \varepsilon_{V_1} + \varepsilon_{V_2}$ 。由于塑性范围相对 R_u 来说, 径向挤土效应扩散到弹性区已经变得很小, 所产生的弹性应变相对于塑性应变来说, 可以忽略不计, $\varepsilon_{V_2} \ll \varepsilon_{V_1}$, 所以近似地认为总的体积应变为 $\varepsilon_V = \varepsilon_{V_1} = \Delta$ 。

注浆时土体受到径向挤压后, 使得土体向地表面挤出, 土体的侧向挤出主要是由于土体塑性流动产生的, 因此可近似地认为注浆区周围土体由于受到挤压而产生的隆起发生在塑性区的范围内, 得:

$$\pi R_u^2 H (1 - \Delta) = \pi R^2 w \quad (11)$$

定义 $m = w/H$ 为隆起比, 则由式(6)可得:

$$w = \frac{1 - \Delta}{1 + \Delta} \left(\frac{C_u}{G} + \Delta \right) H \quad (12)$$

可见对一定的土体来说, w 与 $H, \Delta, G/C_u$ 有关。上式变化为

$$\Delta^2 + (m - 1 + C_u/G) \Delta + (m - C_u/G) = 0 \quad (13)$$

这样可以通过测定地表土体的隆起高度来反演确定平均塑性体积应变。这种方法简单快捷, 不必考虑土体的结构性是否扰动, 因为测定的地表土体隆起高度能够间接反映土体的变形规律, 土体变形是一个有机统一的自平衡系统, 通过这种途径反演平均塑性体积应变能够满足工程需要。也可利用文献[4]式(23)来反算平均塑性体积应变 Δ :

$$w_{\max} = \frac{2C_u \ln(R/R_u)H}{E} - \frac{qH}{E} + \frac{2\nu \left(\frac{C_u}{E} + \frac{K_0 q}{E} \right) H}{\quad} \quad (14)$$

式中 K_0 地基土体的静止侧压系数, q 为地面荷载, 当 $q = 0$ 时, 对饱和粘土来说, 可以简化为

$$w_{\max} = \frac{1}{3} \left[\ln \left(\frac{1 + \Delta}{\frac{C_u}{G} + \Delta} \right) + 1 \right] \frac{C_u H}{G} \quad (15)$$

同样说明地面隆起高度 w 是注浆深度 H 、平均塑性体积应变 Δ 、剪切刚度比 G/C_u 的函数。

1.4 平均塑性体积应变对极限孔压、超孔隙水压力影响

在饱和粘土中进行压密注浆挤土效应十分明显, 引起的超孔隙水压力由于土体的渗透系数小, 因而消散慢, 对工程建设和周围环境会带来较严重的不利影响。因此研究平均塑性体积应变对极限孔压、超孔隙水压力影响尤为重要。考虑初始应力 p_0 , 饱和土体中, 极限孔压 p_u 的计算公式为:

$$\begin{aligned} p_u &= p_0 + \left[1 + 2 \ln \left(\frac{R}{R_u} \right) \right] C_u \\ &= p_0 + \left[1 + 2 \ln \left(\frac{1 + \Delta}{\frac{C_u}{G} + \Delta} \right) \right] C_u \end{aligned} \quad (16)$$

由文献[1]得超孔隙水压力的计算公式为

$$\frac{\Delta p}{C_u} 2 \ln \frac{R}{r} + 1.73 A_f - 0.58 \quad (17)$$

式中 Δp 为孔隙水压力增量, A_f 为 Skempton 孔隙压力系数^[9]。可见离注浆孔中心距离越近, 则超孔隙水压力上升越高, 最大超孔隙水压力发生在注浆孔边界, 其值为 $2 \ln(R/R_u) + 1.73 A_f - 0.58$ 。随着距离的增大, 孔压是按对数曲线变化, 直至减小到 0。考虑平均塑性体积应变的影响时,

$$\frac{\Delta p_{\Delta}}{C_u} = 2 \ln \frac{R_{\Delta}}{r} + 1.73 A_f - 0.58 \quad (18)$$

式中 $\Delta p_{\Delta}, R_{\Delta}$ 分别为考虑平均塑性体积应变的影响时超孔隙水压力和塑性区半径。两者压力差为

$$\Delta p - \Delta p_{\Delta} = C_u \ln \left(\frac{1 + \frac{G}{C_u} \Delta}{1 + \Delta} \right) \quad (19)$$

2 算例

2.1 算例 1

取文献[4]中的工程为例。注浆深度为 5.0 m, 注浆量为 $0.78 \text{ m}^3/\text{孔}$, $C_u = 150 \text{ kPa}$, $E = 5 \text{ MPa}$, $K_0 = 0.75$, $\nu = 0.5$, 现场地面无超载。根据式(14)算出 $w_{\max} = 8.5 \text{ cm}$, 现场实测隆起为 7.6 cm, 误差为 11.8%。根据 $m = w/H = 0.0152$, 代入式(13)算得平均塑性体积应变 $\Delta = 0.007$, 应该考虑平均塑性体积应变的影响。当考虑 Δ 时, 由(15)计算出

地面隆起高度为 7.7 cm, 误差为 1.2%。

2.2 算例 2

有一正常固结粘土, 初始应力 $p_0 = 220$ kPa, $R_u = 250$ cm, $C_u = 60$ kPa, $E = 12$ MPa, $\nu = 0.5$, 实测到极限孔压为 $p_u = 0.52$ MPa。考虑平均塑性体积应变的影响, 取 $\Delta = 0.005$ 时, 计算出极限孔压为 0.515 MPa, $\Delta p_\Delta = 255$ kPa; 不考虑平均塑性体积应变的影响, 计算出极限孔压为 0.53 MPa, $\Delta p = 290$ kPa。可见在工程中考虑其影响是很有必要的。

[REFERENCES]

- [1] Vesic A S. Expansion of cavities in infinite soil mass [J]. J SMFE ASCE, 1972, 98(SM3): 265– 290.
- [2] Palmer A C. Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test [J]. Geotechnique, 1972, 22(3): 451– 457.
- [3] Skempton A W, Yassin A A, Gibson R E. Théorie de la force portante des pieux. Journées de Mécanique des Sols [J]. Annales du Bâtiment et des Travaux Publics, 1953, 6(63– 64): 285– 290.
- [4] 王广国, 杜明芳, 苗兴城, 等. 压密注浆机理研究及效果检验 [J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 5: 670– 673.
WAN Guang-guo, DU Ming-fang, MIAO Xing-cheng,

et al. Mechanism of compaction grouting and effect examination [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2000, 5: 670– 673.

- [5] 胡中雄. 土力学与环境土工学 [M]. 上海: 同济大学出版社, 1997.
HU Zhong-xiong. Soil Mechanics and Environmental Geotechnics [M]. Shanghai: Tongji University Press, 1997.
- [6] Carter J P, Booker J R, Keung S K. Cavity expansion in cohesive frictional soils [J]. Geotechnique, 1972, 36(2): 349– 358.
- [7] 王启铜, 龚晓南, 曾国熙. 考虑土体拉、压模量不同时静压桩的沉桩过程 [J]. 浙江大学学报自然科学版, 1992, 6: 678– 687.
WANG Qi-tong, GONG Xiao-nan, ZENG Guo-xi. Pile jacking in a soil mass with different elastic moduli in tension and compression [J]. Journal of Zhejiang University (Natural Science), 1992, 6: 678– 687.
- [8] 樊良本, 朱国元. 桩周土应力状态的圆柱孔扩张理论试验研究 [J]. 浙江大学学报自然科学版, 1998, 2: 228– 235.
FAN Liang-ben, ZHU Guo-yuan. Experimental study on theory of expansion of a cylindrical cavity to analysing stress condition in saturated clay around a single pile [J]. Journal of Zhejiang University (Natural Science), 1998, 2: 228– 235.
- [9] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1996.
QIAN Jia-huan, YIN Zong-ze. Geotechnical Theory and Computation [M]. Beijing: Water Resources and Hydrowater Press, 1996.

Effects of average plastic volumetric strain on compaction grouting in saturated clay

WEN Shi-you¹, CHEN Yun-min¹, LI Xi-bing², CHEN Ren-peng¹

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Department of Civil Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310027, China;

2. College of Resources, Environment and Civil Engineering, Central South University, Changsha 410883, China)

[Abstract] Aiming at the situation of neglecting the effect of average plastic volumetric strain or giving it the value 0.01 in engineering, the author analyzed its effects on the effect scope, displacement in plastic zone, ultimate pressure, excess pore water pressure in compaction grouting in saturated clay and presented the corresponding formulas. It is shown that the effect of average plastic volumetric strain should be considered generally in engineering. It's an important parameter reflecting the deformation law of soil. The average plastic volumetric strain can be obtained by the inversion with the heave height on the surface. In general, when G/C_u is less than 40, its effect can be neglected.

[Key words] saturated clay; average plastic volumetric strain; compaction grouting; shear rigidity ratio

(编辑 何学锋)