

块串模型及其应用

施 群

(Arup Geotechnics, 23C, Tower 30, South Horizons, Hong Kong)

摘要 土体的非线性和对应力历史的依存性已经不能简单地用剑桥模型来描述了。大量的实验资料和现场观测表明,土体在加载的全过程,除非常小的应变状态外,都呈现强烈的非弹性。块串模型就是在这种性质基础上发展起来的。本文介绍了块串模型的物理概念,论述了模型参数的意义及其测定,并结合实例介绍了模型在岩土工程中的应用。

关键词 岩土工程 块串模型 剑桥模型 小应变 应变路线 土工试验

早在 50 年代末、60 年代初,英国剑桥大学工程系的 Roscoe 和他的学生在广泛研究了粘土性质后,提出了著名的剑桥模型^[1]。在此基础上, Roscoe 和 Burland 继而提出了修正的剑桥模型^[2]。剑桥模型应用少数几个参数,如 λ , κ , Γ 和 M , 来描述土体特性,而这些参数又可在常规土工试验中测定,因此至今仍被广泛应用。

近年来,随着人们对小应变状态下土性质的深入理解,许多新的模型和数值方法不断出现。Mroz 等^[3]用应力空间多运动屈服面概念反映往复加载的一个衰减参数。Jardine 等^[4]提出了一个适合伦敦粘土不排水性质的经验模型。Al Tabbaa^[5]和 Stallebrass^[6]扩展了剑桥粘土型的模型。

最近人们的注意力集中在如图 1(a)所示的土的切变模量-切应变关系,常称为 S 型曲线。该曲线表示在非常小的应变状态下土的切变模量很大,但随着应变增大,模量迅速减小。土的这种性质在土动力学中应用已经多年了^[1],如何应用于土静力学中则是在第 10 届欧洲土力学会议上才提出的。Simpson

接受了这个任务——考虑模拟土的小应变性质的方法,随后提出了块串模型概念^[8]。

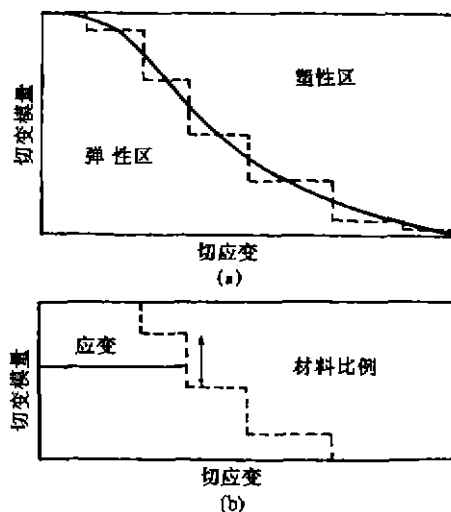


图 1 应变曲线

1 模型的基本概念

土的应变通常假定由弹性应变和塑性应变两部分组成。一般地,应变中的弹性部分引起应力变化,而塑性部分不引起应力变化。在图 1(b)中, S 型曲线实质上表示在应变发展的每个阶段土的弹性部分所占的比例。显

作者简介:施群,男,博士,高级工程师,奥雅纳工程顾问,河海大学兼职教授,从事岩土工程设计和研究,曾发表《Centrifugal modelling of surface footing subject to combined loading》等论文。

然,在非常小的应变状态下土才呈现 100% 弹性;随着应变发展,弹性部分减少而塑性部分增加。在某种含义上,土的弹性部分代表土体中颗粒间的接触部分,此时土粒彼此间接触,尚未开始滑动。

在常规三轴试验中,试样等向固结到 A 点,如图 2(a) 所示;然后精心测量不同应力路径下, AOX, BOX, COX, DOX 的切变模量。将结果绘制成切线模量-切应变对数的关系,得到形如 S 型曲线,见图 2(b)。不难发现,应力路线 DOX 下的模量最大,因为它在 O 点 180° 逆向;AOX 和 COX 次之,它们在 O 点转向 90°;而最小的是 BOX,它在 O 点不改变方向。

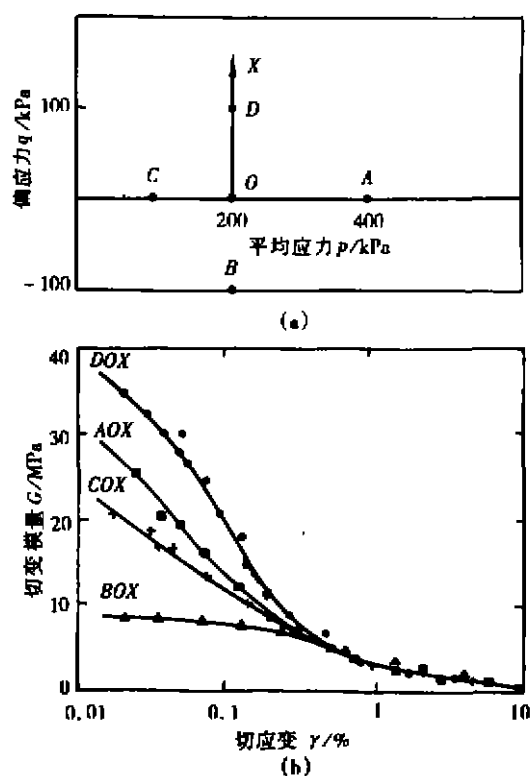


图 2 三轴试验

1.1 物理模拟

设想一个人拉着一串块体沿着某一空间走动(见图 3)。如果继续沿一方向走动,那么他身后的一串块体跟着他沿同一方向移动;但是,如果他突然转身向后走,那么起初这些块体不移动,接着短线串着的块体开始

移动,渐渐地那些长线串着的块体也跟着移动。如果他转身 90° 走动,开始块体仍按它们原来的方向移动,慢慢地掉转方向而跟随走动的方向。土的这种相似性是明显的,但如何去模拟呢? 块体和串联它们的线代表什么? 空间坐标轴又是什么呢?

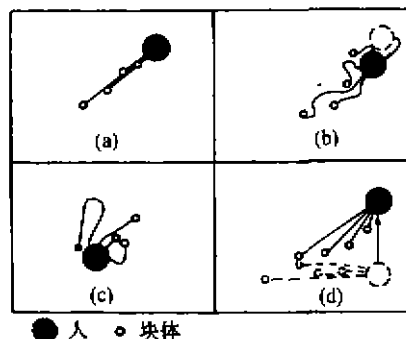


图 3 块串模型的物理模拟

如果走动的人代表土单元应变空间中的某一点,而每一个块体代表该单元的一部分,那么上述模拟是十分清楚的。块体的移动表示塑性应变,而弹性应变则为人的移动与所有块体移动之差。基于这个观点,纯弹性是相当稀少的,因为只有在反向应变路线的瞬间才没有块体移动。

描述切变模量-切应变关系的 S 型曲线可用阶梯来近似,见图 2。在非常小的应变时,材料视为完全弹性,即没有块体移动。当应变发展时,其中某个块体开始移动,塑性应变产生,切变模量急剧减小。当应变继续时,较多的块体开始移动,塑性应变加大,模量进一步减小。阶梯模拟中的阶梯长度为应变,以串线的长度表示;阶梯的高度为材料所占的部分,以某一块体表示。

有了上述的应变变量,并在平面应变中用

V 表示体积应变,等于 $\frac{1}{2}(\epsilon_1 + \epsilon_2)$ 或 $\frac{1}{2}(\epsilon_x + \epsilon_y)$;以 γ 表示摩尔应变圆的直径,在 x, y 坐标系中等于 $[(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2]^{1/2}$,就得到一个二维的应变空间。

1.2 一些假定

块串的物理概念结合土的其它特性,并借用临界土力学中的某些假定,发展成完整

的块串模型。

a. 假定弹性体积模量正比于当前的平均正应力 s , 即

$$\delta s \propto s \delta V_e \quad (1)$$

式中 下标 e 表示弹性, 比例常数 ι 类似剑桥模型中的 λ 和 κ , 但只与非常小的应变有关。因此方程(1)可改写为

$$\delta s = \frac{s \delta V_e}{\iota} \quad (2)$$

b. 假定泊松比 ν 为常数, 那么弹性切变模量可以从弹性体积模量导出。对于平面应变有如下关系式

$$\delta \iota = s \delta \gamma_e \frac{1-2\nu}{\iota} \quad (3)$$

c. 假定在正常压缩过程中, 平均正应力增加引起弹性体积应变 δV_e 增加, 且

$$\delta V_e = (\iota/\lambda) \delta V \quad (4)$$

在卸载—再加载过程中修正为

$$\delta V_e = (\iota/\kappa) \delta V \quad (5)$$

这样使得这些模型呈现典型的剑桥模型性质, 但当应力—应变路线改变原来方向时, 则考虑了块串的影响。同样, 假定弹性切应变为

$$\delta \gamma_e = \frac{\iota}{s} \cdot \frac{\delta V_e}{1-2\nu} \quad (6)$$

d. Housby 等^[9]建议切变模量与超固结比对数成线性变化。在块串模型中假定切变模量同 $(V - V_0 - \lambda \ln(s/s_0))$ 成线性变化 (参数 V_0 和 s_0 代表固结开始时的状态)。因此切变模量须乘上 $[1 + \beta(V - V_0 - \lambda \ln(s/s_0))]$, β 是材料常数。如果没有块串影响, $(V - V_0 - \lambda \ln(s/s_0))$ 自然成为 $(\lambda - \kappa) \ln(OCR)$, 这里 OCR 是超固结比。

2 参数测定

a. λ 和 κ 的测定。参数 λ 和 κ 完全可以从常规的三轴试验或一维固结试验中得到。例如, 固结试验中测得压缩系数 C_c 和膨胀系数 C_s , 那么 λ 和 κ 为

$$\begin{cases} \lambda = \frac{C_c}{2.3(1+e)} \\ \kappa = \frac{C_s}{2.3(1+e)} \end{cases} \quad (7)$$

式中 e 是孔隙比。 λ 和 C_c , κ 和 C_s 不可能同时为常数, 因此, 测得在某一代表性孔隙比下的 λ 和 κ 值。

b. ι 的测定。在非常小的应变下, 最大切变模量 G_{max} 正比于 p^n , n 为小于或等于 1 的常数, 见图 4(a)。假定在平面应变中也服从这一规律, 即正比于 s^n , 这样得到 $G_{max}/s = (1-2\nu)/\iota$ 。在常数 ν 值下可以方便地导出 ι 值, 关键是必须测得非常小的应变状态下的切变模量, 最小的 γ 值最好在 10^{-7} 量级。

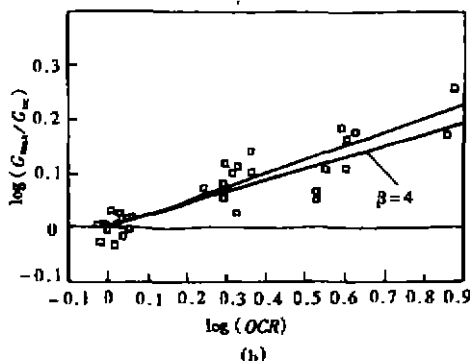
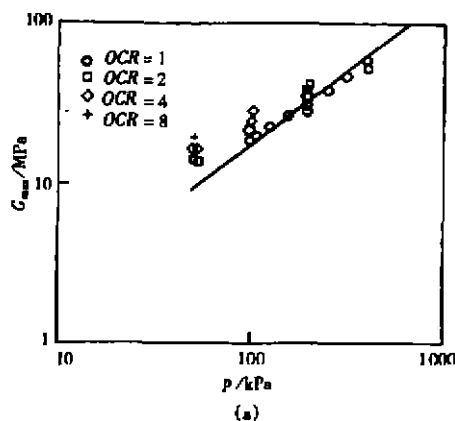


图 4 土的参数

c. β 值的测定。反映超固结影响的参数是 β 值。 G_{max} 与正常固结的 G_{nc} 之比同超固结比 OCR 的对数成线性关系。为了计算 $[1 + \beta(V - V_0 - \lambda \ln(s/s_0))]$, 应用块串模型的其它参数, 体积应变 V 可以从加载—卸载试验得到, 从而得到拟合试验资料的 β 值, 见图 4(b)。

3 模型的应用

块串模型很容易地应用于有限单元法的计

算中。与大多数塑性模型不同,它是从应变增量导出应力增量。在模型中不需要输入像 K_0 和 ϕ 等参数,因为它们的影响直接反映在模型中。下面举例说明块串模型的应用。

3.1 地铁隧道开挖的影响

上海地铁隧道在地面以下 15 m 左右,处在上海软粘土中,隧道开挖引起土层位移,从而影响邻近建筑物及各种市政设施的安全,常规的预测土层变形计算大多数基于经验方法,且不考虑场地建筑物的存在,因此往往夸大实际的变形情况。图 5 显示在上海某闹市区,计划中的二期地铁线将在一座商用写字楼(36 层)地下室以下 4 m 处穿过,为此须考虑隧道施工带来的影响。

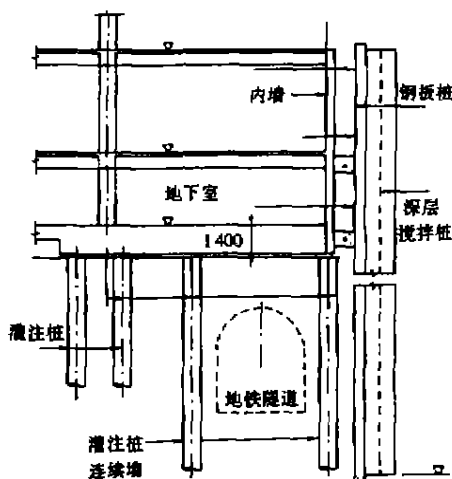


图 5 计算用剖面

3.2 粘土的参数

根据土工试验资料,块串模型所用参数如附表所示。

附表 粘土计算参数

切应变	G_s/G_{max}	切应变	G_s/G_{max}	
0.000083	0.92	0.0041	0.075	$\lambda = 0.1$
0.00021	0.75	0.0082	0.044	$\kappa = 0.05$
0.00041	0.53	0.021	0.017	$\epsilon = 0.003$
0.00083	0.29	0.041	0.0035	$\nu = 0.3$
0.0022	0.13	0.08	0	$\beta = 4$
				$\phi'_{crit} = 20^\circ$

注: G_s 表示切线切变模量; G_{max} 表示小应变下的最大切变模量; $\lambda, \kappa, \epsilon, \beta$ 是块串模型中的常数; ν 是泊松比; ϕ'_{crit} 是临界状态时的内摩擦角。

3.3 有限单元分析

有限单元分析采用 8 结点、4 个高斯积分

点的等参平面应变单元。计算过程包括地下室的基坑开挖,地下室建造至大楼完工以及随后的隧道施工。计算结果如图 6 和图 7 所示。

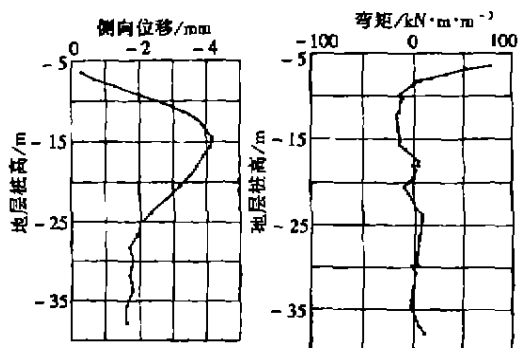


图 6 隧道施工对灌注桩连续墙的影响

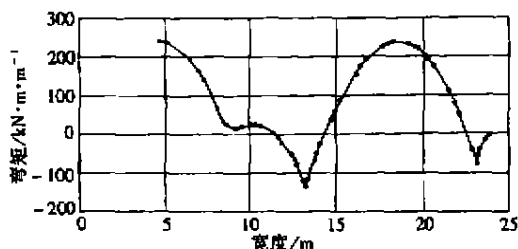


图 7 地下室底板内力

由图可见,由于隧道施工的影响,靠近地铁处的灌注桩连续墙向隧道侧向位移 4.2 mm,因此经受 $80 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ 的附加弯矩;同样,对地下室底板,在桩与底板联接处,产生 $250 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ 的附加弯矩。

4 结 语

块串模型在国外应用已经比较广泛,例如对伦敦粘土、新加坡粘土等,但用于上海软粘土,尚在尝试,有待于今后深入研究。

参考文献

- 1 Schofield A N, Wroth C P. Critical state soil mechanics. London: McGraw-Hill, 1968
- 2 Roscoe K H, Burland J B. On the generalised stress-strain behaviour of wet clay. In: Heyman J, Leckie F A eds. Engineering Plasticity. London: Cambridge University Press, 1968. 535 ~ 609
- 3 Mroz Z, Norris V A, Zienkiewicz O C. An anisotropic, critical state model for soils subject to cyclic loading. Geotechnique, 1981, 31(4): 451 ~ 469

(下转第 24 页)

- lisation de la morphologie de fractures rocheuses. GEO-PROBA, GBMS - GBMR, GBGM - BVRM, 1989
- 9 Chile J P. Géostatistique des phénomènes non stationnaires: [Thèse Doc Ing]. Nancy 1, France, 1977
 - 10 Berry M V, Lirris Z W. On the Weierstrass-Mandelbrot fractale fonction. In: Proc R Soc, Lond, 1980, A370:459 ~ 484
 - 11 Gentier S. Morphologie et comportement hydro-mécanique d'une fracture naturelle dans le granite sous contrainte normale: étude expérimentale et théorique: [Thèse de doctorat de] Université d'Orléans and BRGM document, No. 134, 1987
 - 12 Brown S R, Schoy C H. Broad bandwidth study of the topography of natural rock surface. J of Geology, 1985 (Research 90): 14 ~ 19
 - 13 Weibel E R. Stereological methods: theoretical foundations V2. London: Academic Press, 1981
 - 14 Gentier S, Riss J. Natural fractures in rocks: stereological estimation of areas by systematic sections. ACTA STEREOLOG, 1987, 6(1): 223 ~ 228
 - 15 El Soudani S M. Profilometric analysis of fractures. Metallography, 1987(11): 247 ~ 336
 - 16 Coster M, Cherman J L. Recent development in quantitative fractography. Int Metals, 1985, Rw28:46
 - 17 Underwood E E. Statistical analysis of facet characteristics in a computer simulated fracture surface. ACTA STEREOLOG, 1983, 2(Supp 1): 75 ~ 80
 - 18 Gentier S, Riss J. Spherical distribution of fracture surface elements from linear and/or areal roughness. ACTA STEREOLOG, 1987, 6(3): 877 ~ 882
 - 19 Moron P O P. Measuring the length of a curve. Biometrika, 1966, 53: 59 ~ 64
 - 20 Miles R E, Davey D. Precise and general condition for the validity of a comprehensive set of stereological fundamental formulae. J of Micro, 1976, 107: 211 ~ 236
 - 21 Snialo L A. Integral geometry and geometric probability. London: Addison Wesley Publishing Company, 1976
 - 22 Gentier S, et al. Reconstitution d'une surface de fracture recherche par krigeage. J Microsc Spectrosc Elec, 1987, 12: 169 ~ 172
 - 23 Myers N O. Characterization of surface roughness. Wear, 1962, 182 ~ 189
 - 24 Mandelbrot B B. Fractals form; chance and dimension. San Francisco: Freeman, 1977
 - 25 Mandelbrot B B. Self affine fractals and fractal dimension. Physica, 1985, scripta 32: 257 ~ 260
 - 26 Cherbit C. Fractals dimensions non entiers et application. Paris: Masson, 1991
 - 27 Gervais F, et al. Caractérisation stéréologique de la géométrie d'un massif rocheux fracturé: application aux carrières de Comblanchien. Bull Soc Géol, France, 1993, 164(32): 459 ~ 471
 - 28 Wakabayashi N, Fukushima I. Experimental study on the relation between fractal dimension and shear strength. Granlibakken Conference Center, 1992. 126 ~ 131
- (收稿日期: 1996 - 06 - 28 编辑: 熊水斌)

(上接第 15 页)

- 4 Jardine R J, Fourie A, Maswoswe J, et al. Field and laboratory measurement of soil stiffness. In: Proc 11th Int Conf Soil Mech Fudn Engng, San Francisco, 1985. 511 ~ 514
 - 5 Al Tabbaa A. Permeability and stress strain response of speeswhite kaolin: [PHD thesis]. London: University of Cambridge, 1987
 - 6 Stallebrass S A. Modelling the effect of recent stress history on the deformation of overconsolidated soils: [PHD thesis]. London: City university, 1990
 - 7 Seed H B, Idriss I M. Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. EERC Report No. 70 ~ 10, Berkeley, California, USA, 1970
 - 8 Simpson B. Retaining structure: displacement and design. Geotechnique, 1992, 42(4): 541 ~ 576
 - 9 Housley G T, Wroth C P. The variation of shear modulus of a clay with pressure and overconsolidation ratio. Soils 1991, 31(3): 138 ~ 143
 - 10 Shi Q. Effect of ground deformation on structures due to tunnelling. In: 2nd International Symposium on Structures and Foundations in Civil Engineering. Hong Kong, 1997
- (收稿日期: 1996 - 11 - 20 编辑: 张志琴)