

文章编号: 1000-7598 (2012) 10-2890-08

基于 Melan 解的地下连续墙结构分析方法

张永兴^{1,2}, 丁敏¹, 王辉³

(1. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045; 2. 重庆大学 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400030;

3. 重庆高速公路集团有限公司, 重庆 401121)

摘 要: 针对深基坑支护的多支撑地下连续墙结构, 考虑分步开挖和支撑对墙体的内力和位移以及支撑反力的影响, 提出以弹性地基梁为基础的矩阵位移法。在求解矩阵位移法的过程中, 确定土体的水平基床系数成为分析地下连续墙变形和内力的关键。Melan 给出半无限大弹性空间内部线性荷载作用下的应力和位移解, 在 Melan 解的基础上, 通过对其应力解进行积分处理, 并结合平面应变问题的物理方程和几何方程, 得到条形荷载作用下的位移解, 进而得到水平基床系数。将 Melan 解的矩阵位移法运用到工程实例中, 并将实测结果与计算结果进行比较, 验证了其可行性和正确性, 可为同类工程结构设计提供理论基础。

关键词: 地下连续墙; 弹性地基梁; 矩阵位移法; Melan 解; 水平基床系数

中图分类号: TU 476+3

文献标识码: A

Analysis method for diaphragm wall structure based on Melan's solution

ZHANG Yong-xing^{1,2}, DING Min¹, WANG Hui³

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China;

2. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400045, China;

3. Chongqing Expressway Group Co., Ltd., Chongqing 401121 China)

Abstract: For multi-braced diaphragm wall structure calculation, a matrix displacement method based on the theory of elastic foundation beam is derived considering the effects of staged excavation upon internal force and displacement as well as the bracing force. Based on the Melan's solution, combining with the geometrical plane-strain problems, a displacement solution in semi-infinite elastic under horizontal strip load is derived. Furthermore, the horizontal foundation coefficient applied to the above matrix displacement method is gained. Compared with measured results of diaphragm wall obtained from engineering cases, the analysis results indicate that the matrix displacement method is convenient and feasible, and it can provide references to the similar projects.

Key words: diaphragm wall; elastic foundation beam; matrix displacement method; Melan's solution; horizontal foundation coefficient

1 引言

随着城市地下空间地开发和高层建筑的大量建设, 深基坑支护工程也相应日益增多。地下连续墙作为支护方式的一种, 因其刚度大、整体性好、开挖过程中安全性高和支护结构变形小等特点, 广泛应用于各种深度的基坑工程支挡结构中, 其结构计算的准确与否将直接影响到整个基坑工程的安全与运营。

地下连续墙的结构计算方法常用的有经典法、弹性法和有限元法等。其中规范中推荐的弹性地基梁有限元法, 因其模型简单、受力明确等特点而被广泛使用, 但由于在计算过程中未考虑支撑结构的变形, 同时也未把开挖过程对基坑支护结构的影响计算在内, 其结果与实际情况存在一定的偏差, 已经不能满足设计计算精度要求。

本文提出一种基于弹性地基梁模型的 Melan 解答的矩阵位移法的分析方法。其主要思路是将单位

收稿日期: 2012-06-22

基金项目: “十一五” 国家科技支撑计划项目(No. 2008BAJ06B04-2); 国家自然科学基金资助项目(No. 510270004)。

第一作者简介: 张永兴, 男, 1961 年生, 博士, 教授, 博导, 主要从事岩土工程及桥梁工程的研究工作。E-mail: cqzhang@163.com

宽度支护墙体作为直立的弹性地基梁, 内支撑为弹簧支承, 基坑内开挖面以下的土体采用弹簧模拟, 而基坑外土体转换为土压力。矩阵位移法采用有限元的求解, 考虑土体的分层以及支撑位置的实际情况, 将墙体进行结构单元划分, 根据矩阵分析法原理, 列出单元的矩阵方程, 进而求得墙体的内力和变形。其中, 对于土体水平基床系数的确定是通过半无限大弹性空间内部条形荷载作用下的 Melan 解来实现。矩阵位移法的特点是将支护结构的墙体、内支撑、土视为三者协同作用的支护结构, 在分析过程中充分考虑了基坑分步开挖和支撑的施工过程对墙体、内支撑以及被动土体的变形和受力影响^[1]。

2 地下连续墙结构矩阵位移法基本原理

对于地下连续墙结构分析, 其内力与变形解法与 Winkler 弹性地基梁相似, 所以可以参照弹性地基梁的基本原理, 将文献[4]提出的矩阵位移法引入对地下连续墙结构的求解。

2.1 结构单元划分

对地下连续墙的结构分析, 按照弹性地基梁的基本原理首先要对墙体进行结构单元的划分。结构单元划分的原则是, 通常单元的长度为 0.5~1.5 m, 并保证在土层性质变化处、地下水位处、内支撑处、基坑底面等均有节点存在。

对于地下连续墙的内支撑和被动土的处理则采用弹簧代替。开挖面以下的节点均设置土体弹簧, 其弹簧刚度与土体性质和弹簧的埋设深度有关, 称为土体水平反力系数。

另一方面, 主动土可按照土压力计算方法将其简化为作用在墙体上的分布荷载, 再根据荷载转换原理将分布荷载化为作用在单元节点上的节点荷载^[2-3]。

2.2 矩阵分析法原理

(1) 连接系数矩阵 A

在完成地下连续墙的结构单元划分后, 就进行墙体各单元和节点受力分析。如图 1 所示, 在墙上任一节点处, 节点外力用 P 表示, 墙内力用 F 表示。将墙体划分为 n 个单元, 节点外力数则为 $2n+2$, 其中 $1 \sim n+1$ 表示外力矩, $n+2 \sim 2n+2$ 则表示外力; 而节点内力数为 $3n+1$, 其中 $1 \sim 2n$ 表示内力矩, 而 $2n+1 \sim 3n+1$ 则表示弹簧反力。由此, 按图 1 所示, F_1 到 F_{2n} 为墙单元各端点的内力矩, 而 F_{2n+1} 到 F_{3n+1} 为土弹簧反力; P_1 至 P_{n+1} 为外力矩, 而 P_{n+2} 至 P_{2n+2} 为

外力。

如图 2 所示, 通过对单元和节点静力平衡分析, 可以得出墙内节点力和外力之间的关系式:

$$\text{节点 1: } \sum M: P_1 = F_1 \quad (1)$$

$$\sum F: P_{12} = \frac{F_1 + F_2}{L_1} - F_{21} \quad (2)$$

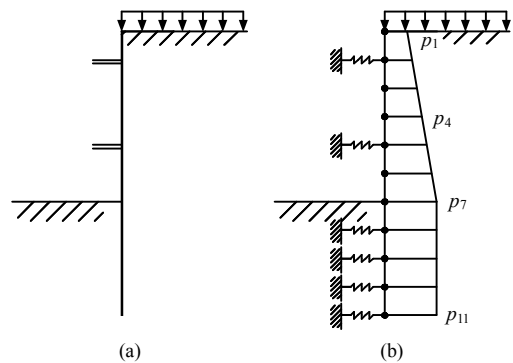


图 1 地下连续墙的有限元分析
Fig.1 Finite element analysis of diaphragm wall

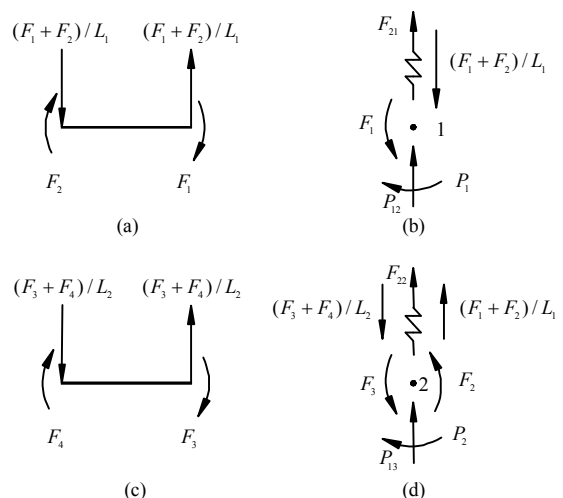


图 2 单元和节点静力平衡
Fig.2 Static equilibrium of element and node

$$\text{节点 2: } \sum M: P_2 = F_2 + F_3 \quad (3)$$

$$\sum F: P_{13} = \frac{F_1 + F_2}{L_1} + \frac{F_2 + F_3}{L_2} - F_{22} \quad (4)$$

式 (1)~(4) 中 L_1 、 L_2 分别表示单元 1 和单元 2 的长度。式 (1)~(4) 为节点 1、2 的力和弯矩平衡式, 同理可以求得其他节点的相应表达式。

当 F 为弹簧反力时, P 和 F 关系可表示为

$$P_i = \begin{cases} F_i & i=1 \\ F_i + F_{i+1} & 1 < i < n+1 \\ F_{i+1} & i=n+1 \end{cases} \quad (5)$$

当 F 为内力矩时, P 和 F 关系可表示为

$$P_i = \begin{cases} \frac{F_{i-n-1} + F_{i-n} - F_{i+n-1}}{L_{i-n-1}} & i = n+2 \\ \frac{F_{2i-2n-5} + F_{2i-2n-4}}{L_{i-n-2}} + \frac{F_{2i-2n-3} + F_{2i-2n-2}}{L_{i-n-1}} - F_{i+n-1} & n+2 < i < 2n \\ \frac{F_{2i-2n-5} + F_{2i-2n-4}}{L_{i-n-2}} - F_{i+n-1} & i = 2n+2 \end{cases} \quad (6)$$

对于墙体结构上全部节点, 按照上面的静力平衡式, 采用矩阵符号可表示为

$$\mathbf{P} = \mathbf{A} \cdot \mathbf{F} \quad (7)$$

式中: $\mathbf{P}$ 和 $\mathbf{F}$ 分别为节点外力和墙体内力的列向量; $\mathbf{A}$ 则表示连接系数矩阵。

矩阵 $\mathbf{A}$ 的表现形式为

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{R} & \mathbf{O} \\ \mathbf{T} & -\mathbf{E} \end{bmatrix}$$

矩阵 $\mathbf{A}$ 中的 11×20 分块矩阵 $\mathbf{R}$ 和 $\mathbf{T}$ 分别为

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} 1 & & & & & \\ & 1 & 1 & & & \\ & & & \ddots & & \\ & & & & 1 & 1 \\ & & & & & 1 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} A_1 & A_1 & & & & \\ B_1 & B_1 & A_2 & A_2 & & \\ & & \ddots & & & \\ & & & B_9 & B_9 & A_{10} & A_{10} \\ & & & & & B_{10} & B_{10} \end{bmatrix}$$

式中: $A_i = 1/L_i$; $B_i = -1/L_i$ 。

(2) 刚度矩阵 $\mathbf{S}$

根据内力变形关系, 外节点力矩 $P_1 \sim P_{11}$ 对应的节点转动为 $X_1 \sim X_{11}$, 而水平外节点力 $P_{12} \sim P_{22}$ 相对应的节点水平移动为 $X_{12} \sim X_{22}$ 。同样, 单元各端点的内力矩 $F_1 \sim F_{20}$ 所引起的端点的转动 (弧度) 位移为 $e_1 \sim e_{20}$, 而 $F_{21} \sim F_{31}$ 的土弹簧反力引起的压缩量为 $e_{21} \sim e_{31}$ 。

如图 3 所示, 以单元 1 为例, 根据共轭梁即弯矩-面积原理, 墙单元两端的转角 e_1 和 e_2 分别为

$$e_1 = \frac{F_1 L_1}{3EI} - \frac{F_2 L_1}{6EI} \quad (8)$$

$$e_2 = \frac{F_1 L_1}{3EI} - \frac{F_2 L_1}{6EI} \quad (9)$$

式 (8)、(9) 中 EI 表示单元的刚度。

联立式 (8)、(9) 可求出 F_1 和 F_2 为

$$F_1 = \frac{4EI}{L_1} e_1 + \frac{2EI}{L_1} e_2 \quad (10)$$

$$F_2 = \frac{2EI}{L_1} e_1 + \frac{4EI}{L_1} e_2 \quad (11)$$

而对于 $F_{21} \sim F_{31}$ 的土弹簧反力为

$$F_{21} = K_1 e_{21} \quad (12)$$

$$F_{22} = K_2 e_{22} \quad (13)$$

上式为单元 1 内力-位移关系式, 同理可以求得其他单元的相应表达式, 即得出 $\mathbf{F}$ 和 $\mathbf{e}$ 关系的一般通式:

$$F_i = \begin{cases} \frac{4EI}{L_{\frac{(i+1)}{2}}} e_i + \frac{2EI}{L_{\frac{L_{(i+1)}}{2}}} e_{i+1} & i \leq 2n \text{ 且为奇数} \\ K_{i-2n} e_i & i > 2n \\ \frac{2EI}{L_{\frac{i}{2}}} e_{i-1} + \frac{4EI}{L_{\frac{i}{2}}} e_i & i \leq 2n \text{ 且为偶数} \end{cases} \quad (14)$$

$$\mathbf{F} = \mathbf{S} \cdot \mathbf{e} \quad (15)$$

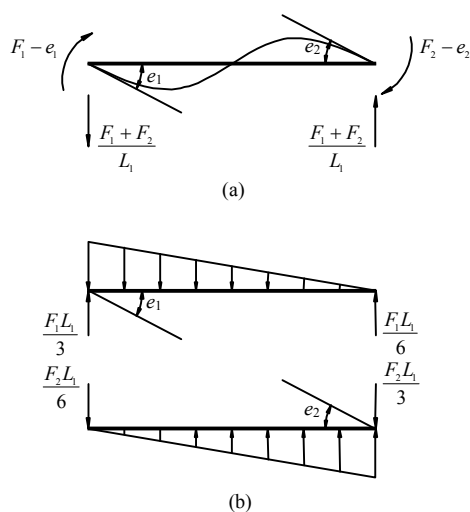


图 3 内力与变形关系

Fig.3 Relation between internal force and deformation

由式 (14) 单元内力 F_i 和变形 e_i , 可以得出单元刚度矩阵 $\mathbf{S}$ 的表现形式^[1]:

$$S = \begin{bmatrix} 2M_1 & M_1 & & & & \\ M_1 & 2M_1 & & & & \\ & & \ddots & & & \\ & & & 2M_{10} & M_{10} & \\ & & & M_{10} & 2M_{10} & \\ & & & & & K_1 & \ddots \\ & & & & & & & K_{11} \end{bmatrix} \quad (16)$$

式中: $M_i = 2EI/L_i$ 。

根据变形协调关系有:

$$e = B \cdot X \quad (17)$$

式中: X 为节点位移矩阵; B 为变形矩阵, 同时 $B = A^T$ 。

(3) 荷载矩阵 P

主动土压力是作用在墙体单元上的分布荷载, 需要将其转换为节点荷载, 然后将节点荷载编写成荷载矩阵 P 。

荷载转化的方法有很多, 本文采用的是将分布荷载按比例分配给邻近节点。按照荷载分配法转换为节点荷载时, 同时也会产生相应的弯矩和剪力, 但通过大量的试算, 可以发现考虑弯矩和剪力的影响, 对提高计算精度十分有限, 所以为了简化计算过程, 可不考虑其影响^[5]。

根据上面荷载转化原理, 可将分布土压力转化为

$$P_i = \begin{cases} p_1 \frac{L_1}{2} + \frac{1}{3}(p_2 - p_1) \frac{L_1}{2} & i = 1 \\ \frac{L_{i-1}}{2}(p_{i-1} + p_i) + \frac{L_i}{2}(p_i + p_{i+1}) & i > 1 \end{cases} \quad (18)$$

(4) 位移矩阵 X 求解

联立式 (15) 和 (17) 可得到节点内力和位移的关系式为

$$F = S \cdot A^T \cdot X \quad (19)$$

再将式 (19) 代入式 (7) 中, 可得节点外力和位移的关系式为

$$X = (A \cdot S \cdot A^T)^{-1} \cdot P \quad (20)$$

式中: $A \cdot S \cdot A^T$ 为单元总刚度矩阵。

3 弹簧刚度 K 的 Melan 解

刚度矩阵 S 中的弹簧刚度 K 常用的计算方法有常数法、 C 法和 K 法等, 本文根据地下连续墙的受

力特点, 提出了以 Melan 解答来求解弹簧刚度计算方法。

Melan 于 1974 年在 Mindlin 解的基础上推导了距地表 d 处沿 y 方向分布和沿 x 向作用的单位水平荷载 q , 任意一点 (x, z) 的应力解为^[6-7]

$$\sigma_x = \frac{qx}{2\pi(1-\mu)} \left(\frac{x^2}{r_1^4} + \frac{x^2 + 8dz + 6d^2}{r_2^4} + \frac{8dz(d+z)}{r_2^6} + \frac{1-2\mu}{2} \left(\frac{1}{r_1^2} + \frac{3}{r_2^2} - \frac{4z(d+z)}{r_2^4} \right) \right) \quad (21)$$

$$\sigma_z = \frac{qx}{2\pi(1-\mu)} \left(\frac{(z-d)^2}{r_1^4} - \frac{d^2 + 6dz - z^2}{r_2^4} + \frac{8dxd^2}{r_2^6} + \frac{1-2\mu}{2} \left(\frac{1}{r_1^2} - \frac{1}{r_2^2} - \frac{4z(d+z)}{r_2^4} \right) \right) \quad (22)$$

式中: $r_1^2 = x^2 + (z-d)^2$, $r_2^2 = x^2 + (z+d)^2$ 。

那么如图 5 中所示在半无限土体内部宽度为 b 内受到 x 方向的条形荷载 p 作用时, 在该区域内任意一点 (x, z) 的应力解可以通过积分式得到。

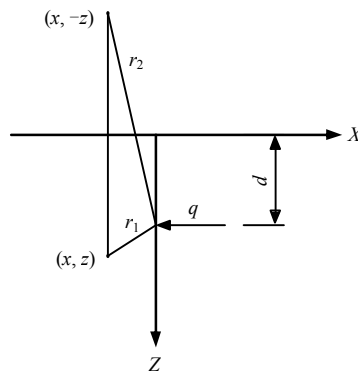


图 4 深度为 d 矩形区域内受到 X 方向均线性荷载
Fig.4 Linear vertical load acting on a rectangle area at depth d

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi(1-\mu)} \left(\frac{x(d-z)}{2r_1^2} + \frac{1}{2} \text{actan} \left(\frac{d-z}{x} \right) + \frac{7x^2 - 4z^2}{2x^2} \text{actan} \left(\frac{d+z}{x} \right) + \frac{2x^3z + 2xz^2(d+z)}{r_2^4} - \frac{4zx^2 + (5x^2 + 4z^2)(d+z)}{2xr_2^2} + \frac{1-2\mu}{2} \left(\text{actan} \left(\frac{d-z}{x} \right) + 3 \text{actan} \left(\frac{d+z}{x} \right) + \frac{2xz}{r_2^2} \right) \right) \Big|_h^D \quad (23)$$

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi(1-\mu)} \left[\frac{1}{2} \operatorname{actan} \left(\frac{d-z}{x} \right) - \frac{x(d-z)}{2r_1^2} - \frac{1}{2} \operatorname{actan} \left(\frac{d+z}{x} \right) + \frac{x(d+5z)}{2r_2^2} - \frac{2x^3z + 2xz^2(d+z)}{r_2^4} - \frac{1-2\mu}{2} \left(\operatorname{actan} \left(\frac{d-z}{x} \right) - \operatorname{actan} \left(\frac{d+z}{x} \right) + \frac{2xz}{r_2^2} \right) \right] \Big|_h^D \quad (24)$$

根据平面应变问题的物理方程和几何方程有:

$$\varepsilon_x = \frac{1-\mu^2}{E} \left(\sigma_x - \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_z \right) \quad (25)$$

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (26)$$

通过上面两式可以求得 x 方向的位移为

$$u = \int \frac{1-\mu^2}{E} \left(\sigma_x - \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_z \right) dx \quad (27)$$

其中:

$$\int \sigma_x dx = \frac{q}{2\pi(1-\mu)} \left[(2-2\mu)x \operatorname{actan} \left(\frac{b}{2x} \right) - \frac{CBD}{x^2+B^2} + (1-\mu)\frac{b}{2} \ln \left(x^2 + \frac{b^2}{4} \right) + \left((5-3\mu)x + \frac{2C^2}{x} \right) M_1 + \frac{CA(A-B+C)}{x^2+A^2} + \frac{1-6\mu}{4} M_2 + \frac{1-2\mu}{2} CM_3 \right] \quad (28)$$

$$\int \sigma_z dx = \frac{q}{2\pi(1-\mu)} \left[x \operatorname{actan} \left(\frac{b}{2x} \right) - \frac{1}{2} x M_1 - \frac{CA(A-B+C)}{x^2+A^2} + \frac{CDB}{x^2+B^2} - \frac{1-2\mu}{2} \left(2x \operatorname{actan} \left(\frac{b}{2x} \right) + \frac{b}{2} \ln \left(x^2 + \frac{b^2}{4} \right) - x M_1 - \frac{b}{4} M_3 \right) \right] \quad (29)$$

其中:

$$\left. \begin{aligned} A &= 2D + \frac{3b}{2}, B = 2D + \frac{b}{2}, C = D + \frac{b}{2} \\ M_1 &= \operatorname{actan} \left(\frac{A}{x} \right) - \operatorname{actan} \left(\frac{B}{x} \right) \\ M_2 &= A \ln(x^2 + A^2) - B \ln(x^2 + B^2) \\ M_3 &= \ln(x^2 + A^2) - \ln(x^2 + B^2) \end{aligned} \right\} \quad (30)$$

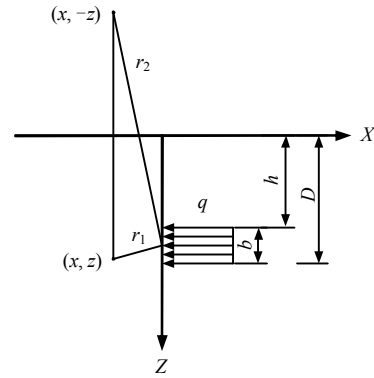


图5 深度为 h 矩形区域内受到 X 方向条形荷载

Fig.5 Strip vertical load acting on a rectangle area at depth h

当附加应力衰减为自重应力的 10%~20%时所达到的深度为地基沉降的压缩深度。将压缩深度概念引入地下连续墙侧土体变形。根据文献[8],当水平应力衰减为 10%~20%的条形荷载,水平位移积分范围相应可以取条形荷载宽度的 1/5~1/10,在本文中取 1/10^[8]。

故土体水平基床系数 k 为^[9]

$$k = \frac{p}{u} \quad (31)$$

土体水平基床系数 k 的单位为 kN/m^3 , 则土体弹簧刚度 $K = kbc$, c 为土体单元的宽度, 单位为 kN/m 。

4 考虑地下连续墙开挖过程计算原理

对于多支撑的地下连续墙挡结构的计算,为了更好的符合实际情况,需要考虑支撑反力对墙体结构的内力和变形随开挖过程变化的影响。

分析地下连续墙考虑开挖过程的计算原理,以图6中两道支撑的工程为例。将墙体划分为10个单元。其中, $F_1 \sim F_{20}$ 为内力, $F_{21} \sim F_{31}$ 为弹簧反力, $P_1 \sim P_{11}$ 为节点外力矩, 而 $P_{12} \sim P_{22}$ 为节点外力。

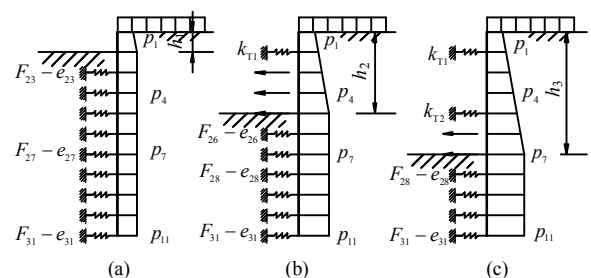


图6 考虑开挖过程的结构计算

Fig.6 Structural calculation considering excavation

第 1 阶段开挖深度到 h_1 , 将土压力按照荷载等效原理生成荷载矩阵 $\mathbf{P}_1$ 。节点 1、2 处的弹簧 F_{21} 、 F_{22} 被挖除, 将连接系数矩阵 $\mathbf{A}$ 中的 $\mathbf{A}(11, 21)$ 、 $\mathbf{A}(12, 22)$ 的值取为 0, 形成该阶段的矩阵 $\mathbf{A}_1$ 。同时, 将刚度矩阵 $\mathbf{S}$ 中 K_1 、 K_2 赋值为 0, 形成新的矩阵 $\mathbf{S}_1$ 。根据矩阵 $\mathbf{P}_1$ 、 $\mathbf{A}_1$ 和 $\mathbf{S}_1$ 可计算得到该阶段墙体的内力和变形。

第 2 阶段开挖深度为 h_2 , 并在 h_1 处施加第一道内支撑。考虑到开挖过程中, 挖去的弹簧对墙体的反作用, 计算荷载矩阵需要用第 2 阶段荷载矩阵 $\mathbf{P}_2$ 减去第一阶段的矩阵 $\mathbf{P}_1$, 再加上第 1 阶段弹簧反力 F_{23} 、 F_{24} 、 F_{25} 才能得到第 2 阶段的 $\Delta \mathbf{P}_2$ 。同时, 节点 3、4、5 处的弹簧 F_{23} 、 F_{24} 、 F_{25} 被挖除, 需将连接系数矩阵 $\mathbf{A}_1$ 中的 $\mathbf{A}_1(13, 23)$, $\mathbf{A}_1(14, 24)$, $\mathbf{A}_1(15, 25)$ 的值取为 0, 形成该阶段的矩阵 $\mathbf{A}_2$ 。同时, 将刚度矩阵 $\mathbf{S}_1$ 中 K_3 、 K_4 、 K_5 赋为 0。内支撑的水平刚度 k_{T1} 值赋给 K_2 , 形成新的矩阵 $\mathbf{S}_2$ 。将矩阵 $\Delta \mathbf{P}_2$, $\mathbf{A}_2$ 和 $\mathbf{S}_2$ 计算所得弯矩和变形减去第 1 阶段的内力和变形即可得到第 2 阶段墙体的内力和

变形^[2]。

第 3 阶段开挖深度为 h_3 , 并在 h_2 处施加第二道内支撑。计算过程同第 2 阶段。

5 工程应用

某商贸主楼地上 41 层, 地下 3~4 层。基坑面积达到 11 000 m², 周长为 470 m, 其开挖深度为 15~16 m。基坑围护结构采用地下连续墙结构, 墙顶标高为 0.0 m, 墙厚为 1.0 m, 墙底深度为 31~32 m, 地面超载 20 kN/m。支撑竖向布置设三道钢筋混凝土水平支撑体系。第 1 道支撑中心标高为 -3.0 m, 其支撑断面为 1 200 mm×800 mm; 第 2 道支撑中心标高为 -7.0 m, 其支撑断面为 1200 mm×800 mm; 第 3 道支撑中心标高为 -11.0 m, 其支撑断面为 1 200 mm×800 mm。3 道支撑的弹性模量为 30 GPa, 法向刚度为 20 000 kN/m³。混凝土强度等级为 C30。

基坑工程各土层主要物理力学性质指标见表 1, 土压力及支撑断面见图 7, 图 7(a)为支撑断面尺寸单位为 m, 图 7(b)~(e)为土压力, 单位为 kN/m。

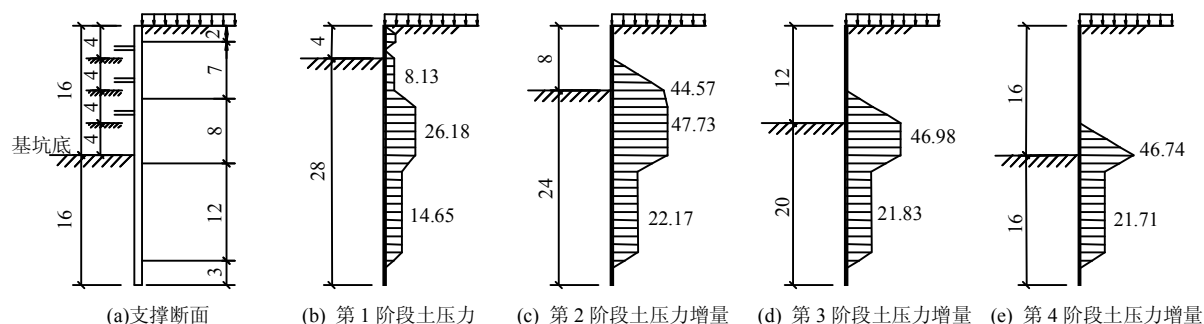


图 7 土压力分布图

Fig.7 Earth pressure profiles

表 1 土层物理力学性质指标

Table 1 Physico-mechanical properties of soils

层号	厚度 / m	γ /(kN/m ³)	c / kPa	φ /(°)	μ	E_s / MPa
杂填土	2	18.50	7	19.5	0.45	5.0
黏土	7	19.20	31	15.4	0.43	7.8
粉质黏土	8	18.80	21	13.5	0.42	6.5
粉细砂	12	19.19	12	33.5	0.32	18.4
强风化泥岩	5	25.20	320	29.5	0.30	31.2
中风化泥岩	15	25.50	950	32.0	0.25	255.0

土体的压缩模量和弹性模量的关系式为^[3]

$$E = (1.3 \sim 3) \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right) E_s \quad (32)$$

上式中系数变化范围不仅与土性、土类、土的状态、土的成因有着复杂的关系, 而且与两个模量

相对应的两个全然不同的力学模型和受力状态有关, 确定起来十分复杂, 在本算例中, 计算系数根据地区经验取 3。

本文采用 Melan 解答的矩阵位移法和 m 法对该工程实例进行了计算分析, 图 8、9 中分别绘制了开挖、支护的 4 个阶段的弯矩图和位移图, 以及相应的现场实测位移值, 并在图 8 (b) ~ (d) 用箭头和数字标识出该位置支撑反力。m 法在计算水平基床系数时, 根据土体的黏聚力 c 和内摩擦角 φ 确定, 而矩阵位移法的计算则是依据土体的泊松比 μ 和弹性模量 E 。从图中可以看出, 本文采用的矩阵位移法与 m 法相比, 矩阵位移法计算所得的水平位移与实测位移更为接近。除了第 3 阶段的位移误差稍大外, 其他位移误差均在 3%~31%, 但位移曲线变

化趋势与实测数据基本相符,而 m 法的误差最大可以达到 50%。 m 法求得的弹簧刚度系数过分地高估了其随深度增长率,这就是造成计算值比实际位移偏小的原因。这说明本文提出的矩阵位移法用于地下连续墙支护结构计算更加符合工程精度要求,计算方法更为可行。

6 结 论

(1) 本文通过对半无限大弹性空间内部水平线

性荷载作用下的 Melan 公式进行推导,得到条形荷载作用下的位移解答,并成功地运用到地下连续墙的弹性地基梁模型的弹簧刚度求解中。

(2) 对于逐步开挖和加撑的地下连续墙的位移和内力计算,本文采用增量法的计算方法,其方法的实现是通过开挖除去的弹簧在上一阶段的反力对本阶段的计算荷载矩阵 P 进行修正,计算得出的位移和内力减去上一阶段的对应值为本阶段的最终位移和内力。

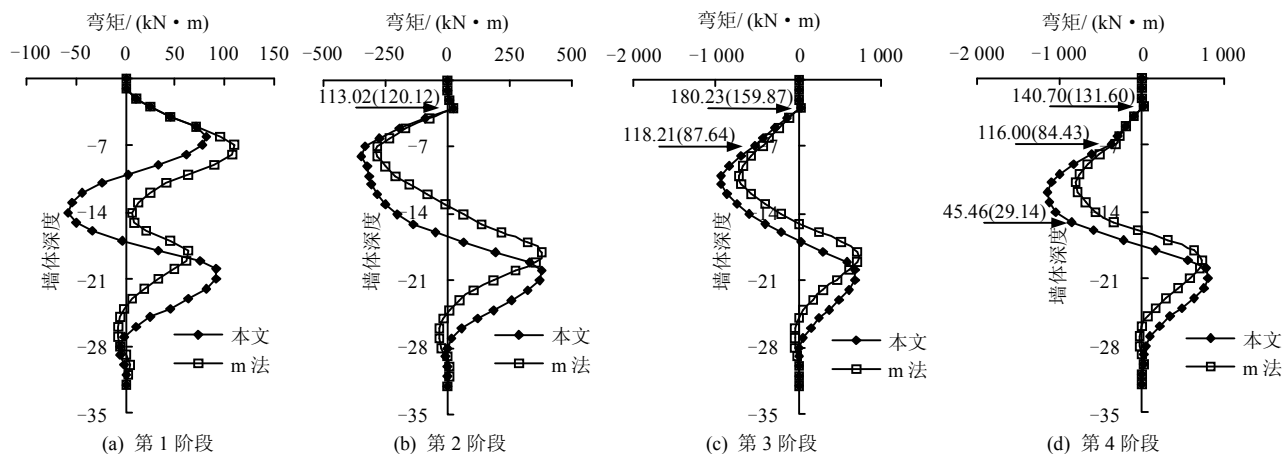


图 8 地下连续墙弯矩图

Fig.8 Bending moment diagrams of diaphragm wall

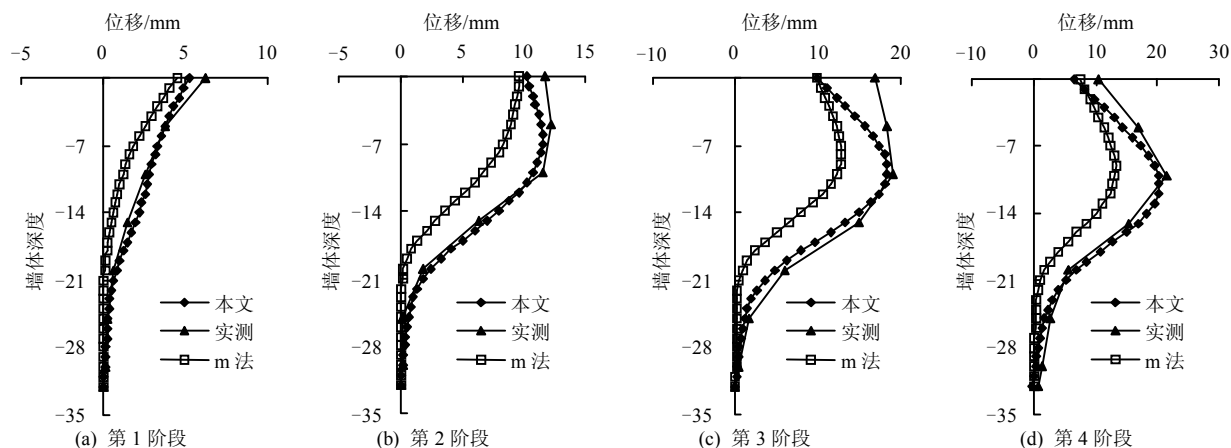


图 9 地下连续墙变形图

Fig.9 Deformation diagrams of diaphragm wall

(3) 根据实例的分析结果和实测数据对比分析可以看出,用 Melan 解答的矩阵位移法计算地下连续墙的内力与变形是可行的,计算公式及过程相对简单,便于程序化。

参考文献

- [1] 刘国彬, 王卫东. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- [2] 秦四清. 深基坑工程优化设计[M]. 北京: 地震出版社, 1998.

- [3] 肖宏彬, 王永和, 王星华. 多支撑挡土结构开挖过程的有限元分析方法[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(1): 47-51.

XIAO Hong-bin, WANG Yong-he, WANG Xing-hua. Finite element of multi-brace retaining structure with consideration of the effect of staged excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(1): 47-51.

- [4] J·E·鲍尔斯. 基础工程结构分析及程序[M]. 胡人礼等译. 北京: 中国铁道出版社, 1982.
- [5] 约瑟夫·E·波勒斯. 基础工程分析与设计[M]. 童小东等译. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
- [6] POULOUS H G, DAVIS E H. Elastic solution for soil rock mechanics[M]. New York: John Wiley & Sons. Inc., 1974.
- [7] POULOS H G, DAVIS E H. Pile foundation analysis and design[M]. New York: John Wiley and Sons. Inc., 1980.
- [8] 胡琦, 凌道盛, 陈云敏. 基于 Melan 解的水平基床系数分析方法及工程运用[J]. 岩土力学, 2009, 30(1): 33—39. HU Qi, LING Dao-sheng, CHEN Yun-min. Analytical method and engineering application of horizontal coefficients of subgrade reaction based on Melan's solution[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2009, 30(1): 33—39.
- [9] 吴明. 深基坑工程若干土力学问题研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2009.
- [10] 杨光华. 深基坑支护结构的实用计算方法及其应用[M]. 北京: 地质出版社, 2004.
- [11] 李维涛, 应惠清, 葛鹏. 深基坑支护逆作法施工过程三维空间分析[J]. 建筑结构, 2007, 37(6): 62—65. LI Wei-tao, YING Hui-qing, GE Peng. Space analysis of deep pit and top-down construction[J]. **Building Structure**, 2007, 37(6): 62—65.