

地下箱形结构动力分析的 一种半解析元法

曲传军 熊建国

本文将地下箱形结构等效成弹性体,与周围土体一起构成土-结构组合单元,提出一种层单元的半解析位移函数,建立了地下箱形结构动力分析的半解析元法。它具有降低维数,减少自由度,节省计算时间和费用,并可考虑复杂介质及侧向无限域的影响等优点,其计算可在微机上实现,为探讨土-结相互作用的内在机理提供了一个途径。

一、前言

地下箱形结构是防护工程中的一种主要结构形式,在冲击荷载作用下,动力反应分析十分复杂,为了确定合适的计算模型,较为真实地反映土-结相互作用的影响,许多研究者进行了大量的研究。采用的分析方法主要有:基于波动阻抗概念的集中参数法^[1],有限元法^[2,3,4],基于有限元分析结果而提出的等效层模型^[5,6],以及边界积分法^[7]等。上述方法的优缺点在文献[7~11]中有详细评述。

本文所采用的半解析元法是运用数值分析与解析相结合的一种分析方法。由于它充分利用了低维解析成果,使得计算工作量大大减少,尤其在结构与介质相互作用分析方面具有很大优越性,因而得到了广泛应用^[12-15]。

本文将箱形结构等效成三维弹性体,与周围土体一起构成土-结构组合单元,提出了一种层单元的半解析位移函数,建立了地下箱形结构与无限层土动力相互作用的半解析元法。这种方法将三维相互作用问题简化为一维数值计算问题,可以大大减少计算工作量,并可计入侧向无限介域的影响,适用于复杂介质情况。

本文是在文献[11]的基础上完成的。其方法的收敛性以及与理论解,有限元法和试验结果的比较,在文献[11]中已经详细讨论过。箱形结构等效系数的确定原则在文献[5,6]中已有介绍。

二、基本公式

将箱形结构等效成三维弹性体,与周围土体一起构成土-结构组合单元,土体视为分层的侧向无限介质。采取沿水平两方向解析,沿竖

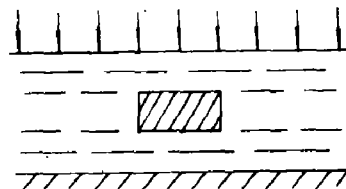


图 1

向离散的办法,将土体或土-结构取成统一的无限层单元,保持结构与周围土体的位移协调。土体下部视为基岩,取为固定边界。如图1所示。

无限层单元的位移函数:

$$\left. \begin{aligned} U(\xi, \zeta, \eta, t) &= \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \sum_{l=1}^{\infty} \sum_{k=1}^{\infty} [(1-\eta)u_{mnlk}(t) + \eta u_{2mnlk}(t)] \bar{X}_{ml}(\xi) Y_{nk}(\zeta) \\ V(\xi, \zeta, \eta, t) &= \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \sum_{l=1}^{\infty} \sum_{k=1}^{\infty} [(1-\eta)v_{mnlk}(t) + \eta v_{2mnlk}(t)] X_{ml}(\xi) \bar{Y}_{nk}(\zeta) \\ W(\xi, \zeta, \eta, t) &= \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \sum_{l=1}^{\infty} \sum_{k=1}^{\infty} [(1-\eta)w_{mnlk}(t) + \eta w_{2mnlk}(t)] X_{ml}(\xi) Y_{nk}(\zeta) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

其中 $\xi = x/a, \zeta = y/b, \eta = z/h$; $u_{mnlk}(t), v_{mnlk}(t), \dots, w_{2mnlk}(t)$ 为广义节面未知数, $X_{ml}(\xi), Y_{nk}(\zeta), \bar{X}_{ml}(\xi), \bar{Y}_{nk}(\zeta)$, 为选取的解析函数族, 其形式为:

$$\left. \begin{aligned} X_{ml}(\xi) &= \begin{cases} x_m(\xi) & |\xi| \leq 1 \\ x_m(1)H_l(\xi) & \xi > 1 \\ x_m(-1)H_l(\xi) & \xi < -1 \end{cases} & Y_{nk}(\zeta) &= \begin{cases} y_n(\zeta) & |\zeta| \leq 1 \\ y_n(1)H_k(\zeta) & \zeta > 1 \\ y_n(-1)H_k(\zeta) & \zeta < -1 \end{cases} \\ \bar{X}_{ml}(\xi) &= \begin{cases} x_m^0(\xi) & |\xi| \leq 1 \\ x_m^0(1)H_l(\xi) & \xi > 1 \\ x_m^0(-1)H_l(\xi) & \xi < -1 \end{cases} & \bar{Y}_{nk}(\zeta) &= \begin{cases} y_n^0(\zeta) & |\zeta| \leq 1 \\ y_n^0(1)H_k(\zeta) & \zeta > 1 \\ y_n^0(-1)H_k(\zeta) & \zeta < -1 \end{cases} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

其中 $x_m(\xi), y_n(\zeta)$ 为两端自由的弹性地基梁的振型函数, $x_m^0(\xi), y_n^0(\zeta)$ 是由 $x_m(\xi), y_n(\zeta)$ 的导函数构成的函数, $H_l(\xi), H_k(\zeta)$ 是在无穷远处收敛为零的解析函数族, 它们的具体形式是

$$\left. \begin{aligned} x_1(\xi) &= 1 \\ x_2(\xi) &= -\sqrt{3}\xi \\ x_m(\xi) &= \sin \frac{\mu_m(\xi+1)}{2} + \sin h \frac{\mu_m(\xi+1)}{2} - \\ & a_m \left(\cos \frac{\mu_m(\xi+1)}{2} + \cos h \frac{\mu_m(\xi+1)}{2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$y_n(\zeta)$ 的形式同上:

$$\left. \begin{aligned} x_1^0(\xi) &= 1 \\ x_2^0(\xi) &= -\sqrt{3}\xi \\ x_m^0(\xi) &= x_m'(\xi) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

$x_m'(\xi)$ 为 $x_m(\xi)$ 的导函数, $y_n^0(\zeta)$ 的形式同上。其中:

$$\left. \begin{aligned} a_m &= (\sin \mu_m - \sin h \mu_m) / (\cos \mu_m - \cos h \mu_m) \\ \mu_m &= 4.73, 7.8532, 10.996 \dots \dots \frac{2m-3}{2} \pi, \\ & (m=3, 4, 5 \dots \dots) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$H_l(\xi)$ 可取为 $e^{-l(\xi-1)}$ 或 $(|\xi|-1)^{-l}$ 的形式； $H_k(\xi)$ 的形式同上。

式(1)可写成矩阵形式

$$\{f\} = \begin{Bmatrix} U \\ V \\ W \end{Bmatrix} = \sum_{m=1}^M \sum_{n=1}^N \sum_{k=1}^K [N]_{mnlk} \{\delta\}_{mnlk} = [N]\{\delta\} \quad (6)$$

其中 $[N]$ 为形状函数矩阵， $\{\delta\}$ 为广义位移向量。

$$[N]_{mnlk} = \begin{bmatrix} (1-\eta)\bar{X}_{ml}Y_{nk} & 0 & 0 & \eta\bar{X}_{ml}Y_{nk} & 0 & 0 \\ 0 & (1-\eta)X_{ml}\bar{Y}_{nk} & 0 & 0 & \eta X_{ml}\bar{Y}_{nk} & 0 \\ 0 & 0 & (1-\eta)X_{ml}Y_{nk} & 0 & 0 & \eta X_{ml}Y_{nk} \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$\{\delta\}_{mnlk} = [u_{mnlk} \ v_{mnlk} \ w_{mnlk} \ u'_{mnlk} \ v'_{mnlk} \ w'_{mnlk}]^T \quad (8)$$

根据三维弹性理论：

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial U}{\partial x} \\ \frac{\partial V}{\partial y} \\ \frac{\partial W}{\partial z} \\ \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \\ \frac{\partial V}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial y} \\ \frac{\partial W}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial z} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{1}{a} \frac{\partial U}{\partial \xi} \\ \frac{1}{b} \frac{\partial V}{\partial \xi} \\ \frac{1}{h_i} \frac{\partial W}{\partial \eta} \\ \frac{1}{b} \frac{\partial U}{\partial \xi} + \frac{1}{a} \frac{\partial V}{\partial \xi} \\ \frac{1}{h_i} \frac{\partial V}{\partial \eta} + \frac{1}{b} \frac{\partial W}{\partial \xi} \\ \frac{1}{a} \frac{\partial W}{\partial \xi} + \frac{1}{h_i} \frac{\partial U}{\partial \eta} \end{Bmatrix} \quad (9)$$

将式(6)代入上式得：

$$\{\varepsilon\} = \sum_{m=1}^M \sum_{n=1}^N \sum_{k=1}^K [B]_{mnlk} \{\delta\}_{mnlk} = [B]\{\delta\} \quad (10)$$

其中 $[B]$ 为几何矩阵：

$$[B]_{mnlk} = \begin{bmatrix} \frac{(1-\eta)\bar{X}_{ml}Y_{nk}}{a} & 0 & 0 & \frac{\eta\bar{X}_{ml}Y_{nk}}{a} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{(1-\eta)X_{ml}\bar{Y}_{nk}}{b} & 0 & 0 & \frac{\eta X_{ml}\bar{Y}_{nk}}{b} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-X_{ml}Y_{nk}}{h_i} & 0 & 0 & \frac{X_{ml}Y_{nk}}{h_i} \\ \frac{(1-\eta)\bar{X}_{ml}Y_{nk}}{b} & \frac{(1-\eta)X_{ml}\bar{Y}_{nk}}{a} & 0 & \frac{\eta\bar{X}_{ml}Y_{nk}}{b} & \frac{\eta X_{ml}\bar{Y}_{nk}}{a} & 0 \\ 0 & \frac{-X_{ml}Y_{nk}}{h_i} & \frac{(1-\eta)X_{ml}Y_{nk}}{b} & 0 & \frac{X_{ml}Y_{nk}}{h_i} & \frac{\eta X_{ml}\bar{Y}_{nk}}{b} \end{bmatrix} \quad (11)$$

$$\left[\begin{array}{cccccc} \frac{-\bar{X}_{ml} Y_{nk}}{h_i} & 0 & \frac{(1-\eta) X_{ml} Y_{nk}}{a} & \frac{\bar{X}_{ml} Y_{nk}}{h_i} & 0 & \frac{\eta X'_{ml} Y_{nk}}{a} \end{array} \right]$$

由应力-应变关系得:

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} = [D] \{\varepsilon\} \quad (12)$$

其中 $[D]$ 为弹性矩阵,文中取土体和结构材料为线弹性及各向同性体(但可以非均匀)时

$$[D] = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{Bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{Bmatrix} \quad (13)$$

由弹性动力学的 Hamilton 变分原理

$$\delta \int_{t_1}^{t_2} (T - U) dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta W = 0 \quad (14)$$

式中: T ——单元动能, U ——单元应变能, δW ——单元上外力虚功, 于是可得到关于结面广义未知位移参数 $\{\delta\}$ 所应满足的离散化方程

$$[M] \{\ddot{\delta}(t)\} + [K] \{\delta(t)\} = \{F(t)\} \quad (15)$$

其中 $[M]$ ——单元质量矩阵, $[K]$ ——单元刚度矩阵, $\{F(t)\}$ ——单元广义荷载向量。

$$\left. \begin{aligned} [M] &= abh \int_0^1 \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \rho(\xi, \zeta, \eta) [N]^T [N] d\xi d\zeta d\eta \\ [K] &= abh \int_0^1 \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} [B]^T [D] [B] d\xi d\zeta d\eta \\ \{F(t)\} &= abh \int_0^1 \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} [N]^T \{q\} d\xi d\zeta d\eta \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

三、土-结构动力相互作用分析

在地表冲击波作用下, 地下结构的动力响应受到许多因素的影响, 诸如土介质特性, 结构自身特性, 几何尺寸, 埋置深度, 外荷载的频谱构成等。我们用前面建立的半解析元方法对埋入无限层土中的地下结构在地面冲击荷载 $p(t)$ 作用下的动力响应问题进行初步分析。

基本数据: 埋体的宽度 $2b = 6\text{ m}$, 高度 $h = 6\text{ m}$, 长度 $2a = 20\text{ m}$, 埋深 $H = 3\text{ m}$, $E_m = 1.961 \times 10^{10}\text{ Pa}$, $\rho_m = 2450\text{ kg/m}^3$, $\nu_m = 0.2$; 土体: $E_1 = 7.845 \times 10^7\text{ Pa}$, $\rho_1 = 1715\text{ kg/m}^3$, $\nu_1 = 0.25$, 荷载为地表冲击波 $p(t)$ (图2) 以上数据为标准数据。在计算中, 分别改变某一参数的值, 以便考察该参数的影响。

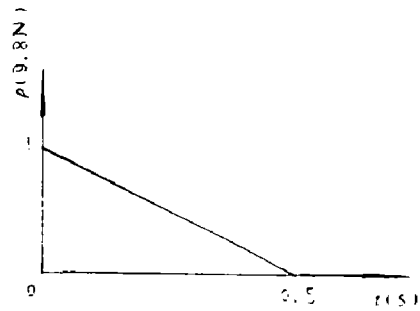


图 2

1. E_m/E_{\pm} 变化的影响

当土的变形模量不变, 而改变埋体弹性模量 (E_m) 时, 由表 1、表 7、表 8, 可以看出, 应力最大值发生变化, 随 E_m 增大, 应力分布由中间向边缘集中, 边缘效应增强, 侧向压力 σ_r 分布呈抛物线形状, 且 σ_r 和侧剪力 τ_{rz} 的最大值随之增大, 在靠近顶板处, 出现不大的拉应力, 其数值随 E_m 增加而变大。

当埋体弹性模量不变, 而土体变形模量 (E_1) 改变时 (表 2)、(表 9), 随 E_1 变大, 顶板的正应力最大值和侧应力的最大值增加, 底板的正应力最大值、侧剪力最大值和位移最大值减少。即在软土情况下, 顶板应力要比硬土中小, 而底板应力要比硬土中大, 同时, 从表 7 看出, 埋体变形以刚体位移为主, 与文献〔5〕的有限元计算结果是一致的。

图 3 表示出了埋体顶板中点的应力时程典型曲线, 参数取不同值时, 时程曲线形状基本相同, 只是当土体很软时, 波动较大。

2. ρ_m/ρ_{\pm} 变化的影响

保持土的 ρ_1 不变, 改变埋体的 ρ_m , 从表 3、表 9 发现, 随 ρ_m 增加, 即埋体的惯性增加, 顶板和底板的正应力 σ_z 有所增加, 而且向边缘集中, 位移随 ρ_m 增加而增加, 侧剪力最大值也随之增加, 而侧压力最大值则随之减少。这个结果与文献〔7〕的分析是相近的。

3. ν_m/ν_{\pm} 变化的影响

固定土的泊松比 ν_1 , 改变埋体的泊松比 ν_m , 从表 4 表 9 可以看出, 随着 ν_m 增大, 正应力 σ_z 和侧应力 σ_r 明显增加, 埋体顶板的竖向位移也有所增加, 但侧向剪力最大值随之减少许多。我们通过对弹性矩阵式 (13) 进行简单计算后, 发现泊松比的增加, 相当于矩阵中对应于正应力 σ_z 和侧应力 σ_r 的刚度增强, 对应于剪应力 τ 的刚度减少, 在横向变形增加的同时, 也使剪变形增加, 所以, 上述计算结果与理论分析是一致的。

4. 埋深变化的影响

从表 5、表 9 可以看出, 随埋深增加, 顶板, 底板的应力分布逐渐变得均匀, 边缘效应减少, 位移、侧向应力减少, 但侧剪力增加。在埋深为埋体宽度一倍左右时, 顶板应力有所增加, 有些文献称之为不利埋深位置, 本文计算结果与文献〔7〕的结论相近。而当埋深继续

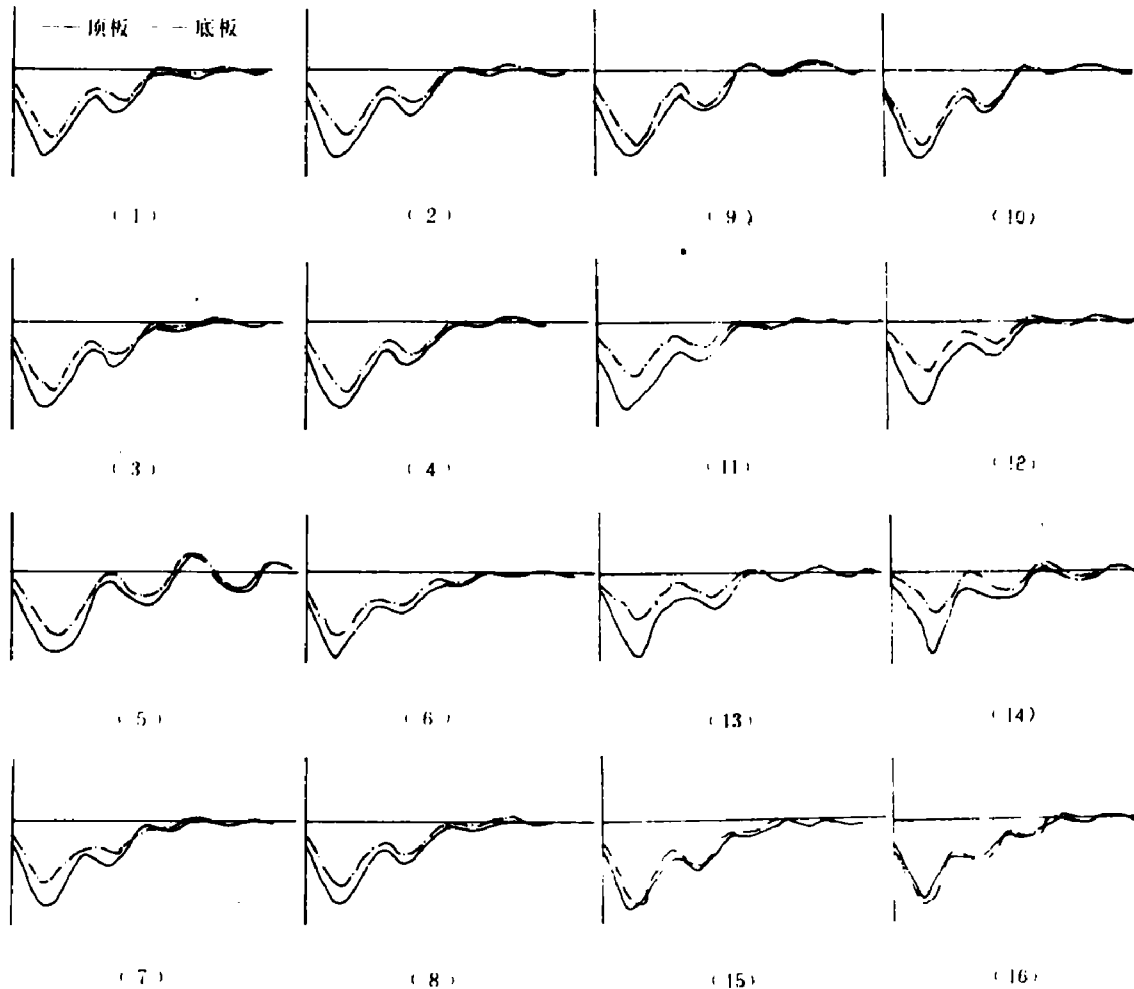


图3 应力时程曲线

增加时, 这种现象逐渐消失。

5. 分层土的影响

(1) 取硬层土位于埋体底部。从表6、表9可以看出, 随底层土 E 增加(底层土变硬), 埋体的顶, 底板的应力增大, 边缘效应严重, 侧应力和侧剪力也增加许多, 但位移减少。这时埋体的四周受力状态较之由于埋深变化所带来的影响更为不利, 文献〔16〕称此为第二个不利埋深, 即“将结构直接建于基岩附近”。

(2) 当在地表与埋体之间, 有一硬夹层, 若其埋深改变, 从表1、表10可以看出, 硬夹层的存在使得埋体的应力和位移减少许多。这是由于硬夹层的存在, 产生阻抗失配, 使作用到埋体上的入射波有所削弱。这种硬夹层起到防护工程中地下结构的遮弹层的作用, 遮弹层的存在以及分配层的土特性变化对地下结构的影响是一个有实际意义的课题⁽¹⁷⁾, 值得进一步加以研究。

表1 $E_{结}$ 变化对顶、底板最大反应的影响

No.	$E_{结}$ (10^{10} Pa)	$\sigma_{顶,中}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{顶,边}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{底,中}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{底,边}$ (10^4 Pa)	$W_{顶}$ (m)
1	0.981	13.128 (0.1)	80.255 (0.1)	10.427 (0.15)	13.437 (0.15)	0.00913 (0.15)
2	1.961	12.697 (0.1)	82.215 (0.1)	10.180 (0.15)	13.617 (0.15)	0.00906 (0.15)
3	3.923	12.470 (0.1)	83.231 (0.1)	10.055 (0.15)	13.717 (0.15)	0.00902 (0.15)
4	9.81	12.325 (0.1)	83.862 (0.1)	9.976 (0.15)	13.776 (0.15)	0.00900 (0.15)

注： σ 以受压为正，受拉为负；表中括号里的数字为最大反应出现的时刻，以秒为计（以下同）。

表2 E_{\pm} 变化对顶、底板最大反应的影响（取 $E_{结} = 9.807 \times 10^{10}$ Pa）

No.	E_{\pm} (10^7 Pa)	$\sigma_{顶,中}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{顶,边}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{底,中}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{底,边}$ (10^4 Pa)	$W_{顶}$ (m)
5	3.923	10.501 (0.1)	80.767 (0.1)	10.282 (0.15)	13.926 (0.15)	0.0174 (0.15)
6	11.768	13.202 (0.1)	84.886 (0.1)	9.551 (0.15)	12.622 (0.15)	0.00555 (0.15)

表3 $\rho_{结}$ 变化对顶、底板最大反应的影响（取 $E_{结} = 9.807 \times 10^{10}$ Pa）

No.	$\rho_{结}$ (Kg/m^3)	$\sigma_{顶,中}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{顶,边}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{底,中}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{底,边}$ (10^4 Pa)	$W_{顶}$ (m)
7	0	12.570 (0.1)	82.967 (0.1)	8.654 (0.15)	12.324 (0.15)	0.00852 (0.15)
8	1470	12.425 (0.1)	83.515 (0.1)	9.562 (0.15)	13.333 (0.15)	0.00887 (0.15)
4	1960	12.325 (0.1)	83.862 (0.1)	9.976 (0.15)	13.775 (0.15)	0.00900 (0.15)
9	3920	12.217 (0.1)	84.398 (0.1)	10.373 (0.15)	14.117 (0.15)	0.00907 (0.15)

表4 $\gamma_{结}$ 变化对顶、底板最大反应的影响

No.	$\gamma_{结}$	$\sigma_{顶,中}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{顶,边}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{底,中}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{底,边}$ (10^4 Pa)	$W_{顶}$ (m)
10	0.1	10.865 (0.1)	84.632 (0.1)	9.869 (0.15)	13.186 (0.15)	0.00886 (0.15)
11	0.3	16.974 (0.1)	78.370 (0.1)	10.433 (0.15)	14.015 (0.15)	0.00927 (0.15)

表5 埋深变化对顶、底板最大反应的影响

No.	埋深 (m)	$\sigma_{顶,中}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{顶,边}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{底,中}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{底,边}$ (10^4 Pa)	$W_{顶}$ (m)
12	5	15.288 (0.15)	47.573 (0.15)	9.621 (0.15)	12.615 (0.15)	0.00807 (0.15)

表5 (续)

No.	埋深 (m)	$\sigma_{顶·中}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{顶·边}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{底·中}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{底·边}$ (10^4 Pa)	$W_{顶}$ (m)
13	7	15.887 (0.15)	48.503 (0.15)	8.705 (0.15)	11.219 (0.15)	0.00693 (0.15)
14	10	14.061 (0.15)	44.334 (0.15)	6.869 (0.15)	8.665 (0.15)	0.00511 (0.15)

表6 底层土 E_{\pm} 变化对顶、底板最大反应的影响

No.	E_{\pm} (10^7 Pa)	$\sigma_{顶·中}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{顶·边}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{底·中}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{底·边}$ (10^4 Pa)	$W_{顶}$ (m)
4	7.845	12.568 (0.1)	83.862 (0.1)	9.976 (0.15)	13.775 (0.15)	0.00900 (0.15)
15	14.720	13.667 (0.1)	88.683 (0.1)	12.704 (0.15)	16.334 (0.15)	0.00573 (0.15)
16	29.420	14.699 (0.1)	95.103 (0.1)	15.274 (0.15)	17.611 (0.15)	0.00296 (0.15)

表7 当 $\sigma_{顶·边}$ 为最大值时, 顶、底板应力及位移分布

E_{\pm} (10^{10} Pa)	y (m)		0	$b/5$	$2b/5$	$3b/5$	$4b/5$	b
	a_z, W							
0.981	$\sigma_{顶}$ (10^4 Pa)		13.128	14.917	24.359	39.929	59.329	80.255
	$\sigma_{底}$ (10^4 Pa)		9.046	9.109	9.341	9.702	10.141	10.609
	$W_{顶}$ (m)		0.00593	0.00594	0.00597	0.00600	0.00605	0.00610
1.961	$\sigma_{顶}$ (10^4 Pa)		12.697	14.543	24.319	40.444	60.539	82.215
	$\sigma_{底}$ (10^4 Pa)		8.901	8.996	9.290	9.738	10.276	10.844
	$W_{顶}$ (m)		0.00589	0.00590	0.00591	0.00593	0.00596	0.00598
3.923	$\sigma_{顶}$ (10^4 Pa)		12.470	14.346	24.295	40.709	61.168	83.239
	$\sigma_{底}$ (10^4 Pa)		8.825	8.936	9.265	9.759	10.349	10.972
	$W_{顶}$ (m)		0.00587	0.00588	0.00589	0.00590	0.00591	0.00592
9.81	$\sigma_{顶}$ (10^4 Pa)		12.325	14.219	24.276	40.869	61.550	83.862
	$\sigma_{底}$ (10^4 Pa)		8.777	8.898	9.248	9.770	10.392	11.048
	$W_{顶}$ (m)		0.005866	0.005867	0.005870	0.005874	0.005879	0.005884

表8 当 $\sigma_{顶·边}$ 为最大值时, 埋体侧壁应力 (σ_y)

σ_y (10^4 Pa)		计算点位置 (m)			
		0	$H/3$	$2H/3$	H
E_{\pm} (10^{10} Pa)	0.981	-2.0284	20.3036	16.8581	3.3591
	1.961	-2.4030	21.0862	17.6196	3.5226
	3.923	-2.6003	21.4981	18.0236	3.6100
	9.81	-2.7237	21.7521	18.2717	3.6638

注: 表中 H 为埋体高度 (单位为 m), 计算点位置是指从顶板算起的距离。

表9 侧压力 σ_y 和侧剪力 τ_{yz} 的最大值(均出现在埋体高度的2/3处)

No.	σ_y (10^4 Pa)	τ_{yz} (10^4 Pa)	No.	σ_y (10^4 Pa)	τ_{yz} (10^4 Pa)
1	20.3037	32.5850	9	21.4491	36.6572
2	21.0862	33.9603	10	14.3432	38.6225
3	21.4981	34.6900	11	30.0515	26.3769
4	21.7521	35.1365	12	17.0410	10.5543
5	19.9329	36.3714	13	15.6083	12.6559
6	22.4842	34.2739	14	12.5770	13.7131
7	22.3264	32.4060	15	24.1420	39.8819
8	21.9673	34.0732	16	26.9555	46.0206

表10 硬夹层的埋深变化对顶、底板最大反应的影响

No.	埋深(m)	$\sigma_{顶,中}$ (10^4 Pa)	$\sigma_{底,中}$ (10^4 Pa)	W_{in} (m)	t_{max} (s)
18	0.5	5.0310	1.4469	0.001016	0.1
19	1	5.6159	1.5642	0.001100	0.1
20	1.5	6.4472	1.6881	0.001189	0.1
21	2	7.9656	1.8042	0.001276	0.1

四、初步看法

1. 用半解析元法分析地下结构的动力相互作用问题是可行的和经济的,可以减少大量计算自由度(本文计算中最多取42个自由度),节省工作时间和费用,其全部计算可以在微机上实现。

2. 从计算结果得到以下定性结论:

(1) 随 E_{in} 增加,埋体四周的受力是增加的,因此把地下结构简化为刚体进行分析是偏于保守的; E_{in} 的变化对埋体四周受力影响较大,因此,在进行地下结构动力分析时要注意土特性的确定。

(2) 埋体惯性的增加,使得埋体顶、底板的应力增大。

(3) ν_{in}/ν_1 的变化对地下结构动力分析影响不能忽视, ν_{in} 的增大,使埋体四周受力明显增加。

(4) 埋体的埋深增加,使得顶、底板的应力分布趋于均匀,但在埋深为埋体宽度一倍左右时,可能是不利埋深位置。

(5) 当埋深直接位于硬层土之上时,会引起埋体四周受力的明显增加,可能也是一个不利埋深位置,但在地表与埋体之间存在硬夹层时,则会大大改善埋体四周的受力状态。

由于在计算中,只取了一种冲击荷载 $p(t)$ 的情况和有限几组参数进行分析,因此,上述分析和看法是定性的,有待进一步论证与完善。

参 考 文 献

- [1] Lysmer, J., Richart, F. E., Dynamic Response of Footings to Vertical Loading *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE*, Vol. 92, sml. (1966), 65.
- [2] 熊建国, 土壤结构相互作用分析中的几个问题, 防护工程学术交流会文选 (1979).
- [3] 苏士功, 地下结构在爆炸荷载作用下的动力反应—有限元法, 中科院工力所研究报告 (1977).
- [4] 张跃勤, 有限元法用于结构抗冲击分析的若干问题, 中科院工力所研究报告 (1979).
- [5] 熊建国, 高伟建, 土中箱形结构动力反应分析, 爆炸与冲击, (1) (1981), 49.
- [6] 熊建国等, 土中箱形结构动力分析的两步法, 中科院工力所研究报告 (1982).
- [7] 杜修力, 边界元分析法在土-结构相互作用分析中的应用, 国家地震局工程力学所 (硕士论文), (1986).
- [8] Seed, H. B., 用有限元法分析土壤-结构相互作用的现状, 国外地震工程, 3 (1981), 12.
- [9] Lysmer, J., 土壤-结构相互作用分析系统, 国外地震工程 (1) (1982), 32.
- [10] Luco, J. E., Linear soil-structure interaction: a Review, *The Winter Annual meeting ASME*, (1982).
- [11] 曲传军, 矩形柔性基础与无限层状介质的动力相互作用, 中科院工力所 (硕士论文) (1986).
- [12] 曹志远, 张佑启, 结构与介质分析的半解析元法, 力学与实践, 7 (6) (1985), 9.
- [13] 曹志远, 翟桐, 埋置结构动力相互作用问题的半解析元法, 土木工程学报, 19 (3) (1986), 11.
- [14] 曹志远, 张佑启, 结构与内流体相互作用问题的半解析方法, 应用数学与力学, 6 (1) (1985), 1.
- [15] 曹志远, 张佑启, 翟桐, 结构-外流体动力相互作用的半解析方法, 力学学报, 17 (5) (1985), 389.
- [16] 钱七虎, 翟纪生, 刚性基底软土层上土中结构抗爆动力计算, 防护工程学术交流会文选 (1979).
- [17] 钱七虎等, 核爆作用下成层式工事支撑结构上荷载的确定, 私人通信 (1979).

DYNAMICAL RESPONSE ANALYSIS OF BURIED BOX STRUCTURES BY SEMI-ANALYTICAL ELEMENT METHOD

Qu Chuanjun Xiong Jianguo

Abstract

In the paper the semi-analytical element method is extended to the solution of the dynamic response analysis of the buried box structures. In the solution, the box structure is represented by a equivalent solid homogeneous elastic inclusion with same configuration as the original. The inclusion and the soil layer located at the same level constituting a number of composite layer elements.

Such an approach has the advantages of reducing the dimensions and the number of degree of freedom, considerably reducing the computing time and cost, and having the capability of considering the complexity and side effect of the infinite soil region. Thus it provides a method in the study of the mechanism of soil-structure interaction.