

地下隧道 - 土体非线性动力相互作用的 FE- IE- NE 模型的研究

邓芑¹, 刘艳¹, 毕继红²

(1 山东科技大学 土建学院, 山东 青岛 266510; 2 天津大学 建筑工程学院, 天津 300072)

摘要: 在考虑了土与结构的相互作用的基础上, 采用 FE- IE- NE 模型来模拟土体的分层性、非线性以及土体和钢筋混凝土之间的滑移、拉裂、嵌入及土体的半无限边界. 阐述了接触元建立的方法; 推导了平行无限元的单元刚度矩阵方法以及无限元单元刚度矩阵组装成总体刚度矩阵的原理. 通过对一双洞口矩形截面隧道的地震反应进行分析, 为地下结构的抗震设计提供参考意见.

关键词: FE- IE- NE 模型; 有限元; 接触元; 无限元; 地铁隧道; 抗震设计

中图分类号: TU 973. 31 **文献标识码:** A **文章编号:** 1007- 855X(2005) 03- 0089- 04

FE- IE- NE Model for Dynamic Interaction between Soil Nonlinearity and Underground Tunnel

DENG Peng¹, LIU Yan¹, B I J i h o n g²

(1. College of Civil Engineering Shandong University of Science and Technology, Qingdao Shandong 266510 China

2. Faculty of Civil and Architectural Engineering Tianjin University, Tianjin 300072 China)

Abstract Based on the principle of soil- structure interaction, the FE- IE- NE model is adopted to simulate the layer structure, nonlinearity and status of slipping, tension crack between soil and reinforced concrete wall. The introduction includes the principle of instituting contact interface element, the element stiffness matrix of parallel infinite element and the method of coupling the different element. Through the analysis of the response of a double hole with rectangle section to earthquake, suggestions are made on aseismic design.

Key words FE- IE- NE model, finite element, contact interface element, infinite element, subway tunnel, aseismic design

0 引言

地铁作为城市的生命线工程, 其抗震设计至关重要. 工程中通常采用拟静力法^[1]和地层变形法^[2]进行抗震验算. 这两种方法存在很大的缺陷, 首先这两种简化方法忽略了土体的非线性特征, 其次是没有考虑土体和结构的相互作用, 因此, 分析结果十分粗糙. 一些文献提出利用耦合模型来研究地下结构的抗震, 如文献 [3] 提出由样条有限元和半解析无限元组成的耦合模型, 并采用半解析法进行分析, 但是也存在一些问题, 首先是将土体视为线弹性材料, 这一点同实验结果存在很大的差别, 因为土体在地震作用下很快就进入非线性阶段, 其次是忽略了土和结构间的滑移、错动、嵌入等特征; 文献 [4] 虽然采用了等效线性模型和等效粘滞阻尼, 比较好地模拟土体的应力- 应变关系以及阻尼的变化规律, 但是同样忽略了土体和结构之间的滑移等现象.

针对这些问题, 本文提出了由有限元 (FE)、无限元 (IE) 和 GOODMAN 单元 (NE) 的组成 FE- IE- NE 耦合模型^[5], 即利用四节点等参元来模拟隧道周围的土体的成层性和非线性关系, 利用 GOODMAN 单元模拟土和混凝土结构滑移、嵌入等现象, 利用水平无限元模拟半无限边界, 从理论的角度分析, FE-

收稿日期: 2004- 04- 27.

第一作者简介: 邓芑 (1970- 12-), 男, 硕士, 讲师. 研究方向: 计算结构力学、抗震. E- mail dengpeng1226@ 163. com

E-NE模型应该还是比较理想的.

1 FE-IE-NE系统组成^[5]

1.1 接触面单元

根据接触面单元形式的不同,可以分为有厚度的和无厚度的两种.对于有厚度的接触面单元,厚度这一参数主要是根据经验确定,如果厚度定义太小,土体区的单元格因长宽相差太大,会导致这部分单元的计算失真,如果厚度太大,则因为接触面的物理意义不准确,该部分的计算也不具有可信性.而无厚度的GOODMAN模型就不存在这一问题,并且可以参考的数据很多,同时编写程序时所采用的方法和有限元部分接近,所以得到广泛的应用.本文采用的接触面单元为GOODMAN单元,该单元由两个互相重合的面组成,每个单元由四个节点来定义.如假定接触面上的法向应力和剪应力与法向相对位移和切向相对位移之间无交叉影响,应力 $\{\sigma\}$ 同相对位移 $\{\delta\}$ 成正比,即 $\{\sigma\} = \{k_0\}\{\omega\}$,其中 $\{k_0\} = \begin{pmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{pmatrix}$. k_s 、 k_n 分别为

GOODMAN单元的切向和法向弹性系数.

取线性位移模式,接触面前后的相对位移为:

$$\{\omega\} = \{\omega_s \quad \omega_n\}^T = [B]\{\delta\} \quad (1)$$

$$[B] = \begin{Bmatrix} a & 0 & b & 0 & -b & 0 & -a & 0 \\ 0 & a & 0 & b & 0 & -b & 0 & -a \end{Bmatrix} \quad (2)$$

式中: $a = \frac{1}{2} - \frac{x}{L}$, $b = \frac{1}{2} + \frac{x}{L}$. L 为接触面单元的长度.

两片接触面之间假想为无数微小的弹簧所连接.在受力之前两片接触面完全吻合,即单元没有厚度只有长度.当接触面受压时,为了模拟两侧二维单元不会在接触面处重叠,法向劲度系数取较大值 $k_n = 10^8 \text{ kN/m}^2$,可以使相互嵌入的相对位移小到可以忽略的程度.如果在计算中发现接触面上法向应力为拉,如果认为接触面上不能承受拉应力,则令 k_n 为很小的值,一般可取为 10^2 kN/m^2 ,则算出的拉应力可以忽略不计.

1.2 无限元和有限元的耦合

在对无限大的土体进行力学分析时,采用有限元法必需要首先选定某一区域,然后确定某种约数边界.这种方法在静力计算还是可行的,但是对于动力问题,由于波的反射、透射等因素的影响,从而给边界带来不可忽视的误差;同时,有限元区域的大小直接影响结构时程分析所用的时间.为了使计算模型和实际结构相吻合,同时为缩短计算时间,本文采用平行无限元和有限元的耦合模型.通过映射函数和位移衰减函数,可以满足无限元的端部节点趋向无穷远以及位移为零的真实情况.

节点的形函数选取为:

$$\left. \begin{array}{l} \xi \geq 0 \\ \xi \leq 0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} N_{i_1} = -0.5(1 + \eta\eta_i)\xi \quad i = 1, 4 \\ N_{i_2} = -0.5(1 + \eta\eta_i)\xi_i \quad i = 2, 3 \\ N_{i_1} = -0.5(1 + \eta\eta_i)\xi \quad i = 1, 4 \\ N_{i_2} = -0.5(1 + \eta\eta_i)\xi \quad i = 2, 3 \end{array} \quad (3)$$

为满足无限远处位移为零的边界条件,可以采用衰减函数的模式来模拟这种关系,即 $\xi \rightarrow 1$ 时, $f(\frac{r_i}{r})$

0 为简化计算,可以取 $f(\frac{r_i}{r}) = \frac{r_i}{r}$, 式中, r_i 为节点的衰减半径, r 为衰减半径,即衰减中心至计算节点的半径.

$$\text{位移函数: } M_i^0 = N_i \frac{r_i}{r} \quad i = 1, 2, 3, 4 \quad (4)$$

$$\text{式中 } r = \sqrt{x^2 + y^2} = \sqrt{\left(\sum_{i=1}^4 M_i x_i\right)^2 + \left(\sum_{i=1}^4 M_i y_i\right)^2} \quad (5)$$

$$r_i = \sqrt{x_i^2 + y_i^2} = \sqrt{\left(\sum_{i=1}^4 N_i x_i\right)^2 + \left(\sum_{i=1}^4 N_i y_i\right)^2} \quad (6)$$

2 总体刚度矩阵的形成

有限元的总刚集成方法可参见任何一本有限元经典教材, GOODMAN 单元的集成方法同有限元部分完全一样. 在将各单元刚度矩阵组装成总体刚度矩阵中, 在组装平行无限元部分时, 需要预先对刚度矩阵做一些变化.

在对四节点无限元的单元刚度矩阵组装成总体刚度矩阵时, 原则上只需将整个无限元的单元刚度矩阵凝聚到侧面的两个节点上即可. 这是因为在计算中, 无限元的位移、应力的大小是不需要的, 为减小总体刚度矩阵的维数, 在解方程前就可以消去这两个变量. 因此, 在单元刚度矩阵累加时, 单元刚度矩阵应该进行适当的变化.

将单元刚度矩阵分成四块, 即

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \quad (7)$$

位移和外荷载表示为:

$$\{\delta\} = \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix}, \quad \{F\} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} \quad (8)$$

方程应变为:

$$\begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} \quad (9)$$

展开上式, 消去上式无限远处 2 个节点 δ_2

$$(k_{11} - k_{12}k_{22}^{-1}k_{21})\delta_1 = F_1 - k_{12}k_{22}^{-1}F_2 \quad (10)$$

令, $k' = k_{11} - k_{12}k_{22}^{-1}k_{21}$, $F' = F_1 - k_{12}k_{22}^{-1}F_2$

$$[K']\{\delta_1\} = \{F'_1\} \quad (11)$$

其中, K' 为等效刚度, 是单元刚度在里侧 2 个节点上的凝聚值, δ_1 为两侧两个节点的位移. 在刚度矩阵的组装时, 按照这两个节点的节点号对号入座即可. 相应的 F'_1 累加入总荷载列阵中, 但是由于本文中无限没有设置外荷载, 可以把 F'_1 视为零.

3 工程应用

3.1 工程实例

本文采用天津地区的土工试验参数, 土体共分为 7 层, 表 1 是土体的参数, 混凝土的密度为 25 kN/m^3 , 泊松比为 0.20, 剪切模量为 $1.36 \times 10^4 \text{ MPa}$. 隧道截面为双洞口矩形截面, 截面尺寸为 $13.8 \text{ m} \times 4.8 \text{ m}$, 构件厚度为 0.6m. 有限元计算区域为 $49.8 \text{ m} \times 17.8 \text{ m}$ (图 1), 土体和混凝土单元采用四节点等参元进行模拟, 在土体和混凝土之间设 GOODMAN 单元; 在有限元计算区域两侧设置水平方向的无限元. 图 2 是结构左半部分的截面图. 从基岩处输入水平方向的天津波, 加速度最大值调整为 200 Gal (图 3).

土动力模型采用 Ramberg-Osgood 模型^[6], 整体计算模型选用 Rayleigh 阻尼, 前两阶阻尼比采用: 混凝土结构, $\xi_1 = 0.04$, $\xi_2 = 0.05$; 土体, $\xi_1 = 0.20$, $\xi_2 = 0.25$. 本计算采用 Wilson- θ 逐步积分法进行计算, 步长取为 0.01 s. 经过反复试算和比较, 计算结果收敛并且满足计算精度的要求. 为检验计算程序的可靠性, 对文献 [3] 中半解析法的结果进行比较, 证明程序是可靠的.

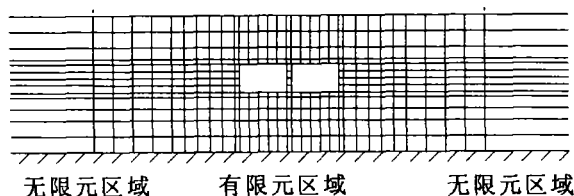


图1 土体-地下隧道结构计算简图

Fig.1 Calculation diagram for underground tunnel

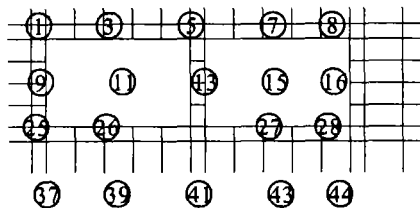


图2 混凝土隧道节点编号(左半部分)

Fig.2 Node codes of concrete tunnel

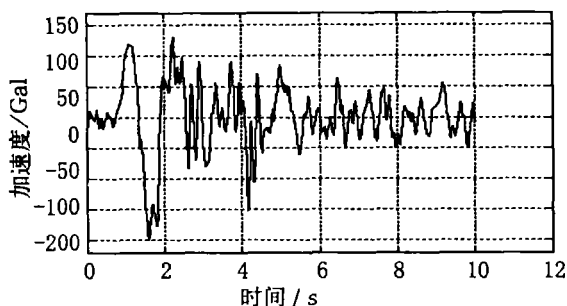


图3 天津波加速度时程曲线图

Fig.3 Time-acceleration curve for Tianjin wave

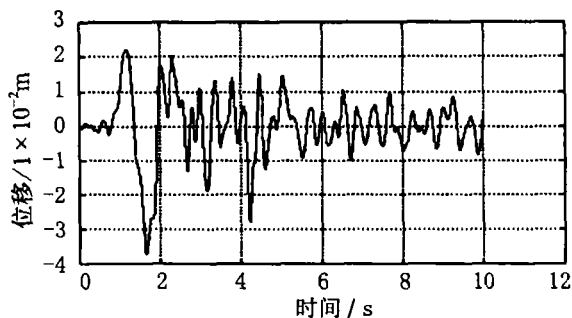


图4 左边墙顶点结点水平位移时程曲线图

Fig.4 The curve of horizontal displacement of left side wall during seismic action

比较地震作用时间内各节点的最大剪应力,可知 $t=1.66\text{ s}$ 在左右时,各节点的最大剪应力最大.由于混凝土隧道的最大剪应力基本正对称,所以图 2 只绘出结构的左半部分.通过图 2、图 4 以及表 2 的数值,可以归纳出动应力分布规律为:(1)节点域的动应力明显大于各构件其他部位的动应力,同时中柱和板连接域的各节点动应力大于其他节点域的动应力;(2)在构件连接处,构件相互连接区的内侧的动应力明显大于外侧的动应力.

表 1 土体参数

Tab 1 Parameters of Soil

编号	重度 /kN·m ³	孔隙比 <i>e</i>	粘聚力 /kPa	摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	塑性指数 <i>I_p</i>	静止侧压 系数 <i>K</i>	泊松比 μ	最大动剪 应力 /kPa	最大剪切 模量 /MPa
1	19.5	0.794	23.1	5.20	13.6	0.9093	0.42	24.6	36.4
2	19.4	0.792	20.1	16.6	8.90	0.7194	0.42	32.4	58.7
3	18.4	1.044	20.5	5.50	12.5	0.9042	0.42	27.9	54.0
4	18.7	1.040	9.73	3.70	18.7	0.9355	0.42	17.4	66.5
5	18.7	1.040	9.70	3.70	18.7	0.9355	0.42	20.1	77.3
6	20.4	0.660	21.3	12.2	12.6	0.7887	0.42	59.1	148.1
7	19.54	0.700	28.8	29.5	8.20	0.5078	0.42	82.4	141.6

表 2 结构横剖面动最大剪应力 (Pa)

Tab 2 Maximum shearing strength of node on structure cross-section

节点号	$\tau_{m\max}$	节点号	$\tau_{m\max}$	节点号	$\tau_{m\max}$	节点号	$\tau_{m\max}$	节点号	$\tau_{m\max}$
1	13582	9	57790	17	24556	25	39975	33	24010
2	49565	10	73500	18	78598	26	89799	34	76897
3	34220	11	98100	19	126800	27	120345	35	107800
4	15624	12	34555	20	126800	28	120345	36	107800
5	13359	13	34445	21	20735	29	54970	37	13850
6	28259	14	71249	22	39792	30	73369	38	54418
7	46917	15	107850	23	65580	31	89600	39	36029
8	46917	16	107850	24	65580	32	26988	40	15312

(下转第 99 页)

3 结论

本文对电负性和双原子分子键能的计算结果与实验值基本符合, 说明所提出的假设和模型是合理的, 但有关的原理我们将进一步加以探讨.

参考文献:

- [1] 鲍林 L. 化学键的本质 [M]. 卢嘉锡, 等译. 上海: 上海科学技术出版社, 1966
 [2] Sonderson R T. Study on the relationship between elements' electronegativity and their valencies [J]. Chem Educ, 1945 (2): 31.

(上接第 92 页)

3.2 土体剪切模量对结构和土体变形的影响

在地震作用下, 土体和结构存在着复杂的相互作用, 土体力学性质的改变必然会对隧道壁的位移产生影响. 图 5 比较了土体剪切模量的大小对混凝土结构位移的影响, 随着土体剪切模量的增大, 混凝土结构的位移表现出减小的趋势, 但是 A 段和 B 段的曲线的变化趋势还是有区别. A 段土体的剪切模量在 $1.3 \times 10^7 \sim 3.5 \times 10^7$ Pa 之间, 边墙顶点的水平位移变化比较平缓, 位移在 0.005~0.007m 之间; B 段的土体的剪切模量在 $0.6 \times 10^7 \sim 1.3 \times 10^7$ Pa 之间, 边墙顶点的位移变化显著, 在 0.00487~0.0120m 之间. 由图中数据可知, 混凝土最大和最小位移的差别达到 12.60 倍. 可见, 土体的剪切模量的大小会直接影响着结构的位移. 文献 [3] 中也指出, 软土时混凝土边墙顶点的位移远大于中软土和硬土, 软土是中软土的 4.85 倍, 是中硬土的 19.63 倍, 这也验证了程序以及计算模型的正确性.

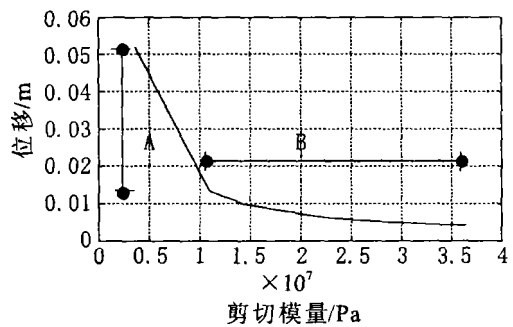


图5 混凝土边墙的顶点水平位移
 Fig.5 Horizontal displacement of side wall on concrete structure

4 结论

地下结构的抗震研究处于起步阶段, 可以借鉴的研究成果比较少, 同时, 现有的抗震分析大多采用线性本构关系, 所研究的对象也多为圆形截面, 这就给矩形截面隧道的抗震设计带来一定的困难. 本文的数值分析结合具体的工程问题, 比较详细地分析矩形隧道各部位的动应力的分布规律, 可作为工程设计人员的参考资料. 同时, 计算结果也证明了这种耦合模型的合理性和可行性.

参考文献:

- [1] 孙钧, 侯学渊. 地下结构 (下册) [M]. 北京: 科学出版社, 1988. 783~794
 [2] 洪代铃. 日本沉管隧道设计特点 [J]. 世界隧道, 1997 (3): 53~62
 [3] 姜忻良, 宋梅. 软土地层中地下隧道结构地震反应分析 [J]. 地震工程与工程振动, 1999, 19(1): 65~69
 [4] 杨小礼, 李亮. 层状地基中交通隧道地震反应分析 [J]. 长沙铁道学院学报, 2000, 18(4): 15~19
 [5] 邓芄. 在地震作用下土与浅埋隧道的动相互作用的非线性分析 [D]: [硕士学位论文]. 天津: 天津大学图书馆, 2003. 35~42
 [6] 吴世明. 土动力学 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000. 75~106