

DOI: 10.11779/CJGE201811003

# 饱和软土场地中地下结构非线性地震响应分析的一个 FEM-IBEM 耦合方法

梁建文<sup>1, 2</sup>, 朱俊<sup>2</sup>

(1. 天津大学水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300354; 2. 天津大学建筑工程学院土木工程系, 天津 300354)

**摘要:** 基于 Biot 孔隙介质理论, 提出了饱和软土场地中地下结构非线性地震响应分析的一个有限元-间接边界元 (FEM-IBEM) 耦合方法。方法考虑了饱和土骨架与孔隙水的动力耦合作用及饱和土-结构动力相互作用, 并通过等效线性化方法考虑土体的非线性。该耦合方法的特点之一是有限元子域和间接边界元子域相互独立, 非常适合并行计算, 提高计算效率; 特点之二是能够同时考虑有限元子域 (近场) 和间接边界元子域 (远场) 的土体非线性。通过与文献结果对比, 验证了 FEM-IBEM 耦合方法的正确性和计算精度。以天津滨海地区一典型深厚饱和软土场地中两层双跨地铁车站为例, 计算了地铁车站结构的地震内力和变形, 并比较了饱和土体线性和非线性情况下地铁车站地震响应的差别, 和饱和土体模型和单相土体模型情况下地铁车站地震响应的差别。研究表明: 土体非线性对地铁车站结构的地震内力和变形具有显著影响; 饱和土骨架和孔隙水的动力耦合作用对地铁车站结构地震内力和变形也有明显影响。

**关键词:** 地铁车站; 地震响应; 饱和软土; 等效线性化; FEM-IBEM 耦合方法

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)11-1977-11

作者简介: 梁建文(1965-), 男, 博士, 教授, 主要从事地震工程研究。E-mail: liang@tju.edu.cn。

## FEM-IBEM coupling method for nonlinear seismic response analysis of underground structures in water-saturated soft soils

LIANG Jian-wen<sup>1,2</sup>, ZHU Jun<sup>2</sup>

(1. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300354, China; 2. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300354, China)

**Abstract:** A finite element method-indirect boundary element method (FEM-IBEM) coupling method is proposed for nonlinear seismic response analysis of underground structures in water-saturated soft soils based on the Biot's theory of a poroelastic medium. The FEM-IBEM coupling method can consider the dynamic coupling between solid frame and pore water, dynamic soil-structure interaction as well as soil nonlinearity through equivalently linear analysis. The particular advantage of the proposed coupling method is that the calculations of the FE subdomain and the IBE subdomain are independent as well as parallel. Thus, the soil nonlinearity of both the FE subdomain (near field) and the IBE subdomain (far field) can be considered by avoiding the interactive computation between them. The FEM-IBEM coupling method is validated by comparing with the results in the existing literatures. The seismic internal forces and deformations of a two-story subway station in water-saturated soft soils in Tianjin coastal district are studied. The differences in the seismic responses of the subway station between soil linearity and nonlinearity are compared, and those in the seismic responses of the subway station between water-saturated soils and dry soils (single-phase media) are also compared. It is shown that the soil nonlinearity and the dynamic coupling between solid frame and pore water significantly influence the seismic responses of the subway station including structural internal forces and deformations.

**Key words:** subway station; seismic response; saturated soft soil; equivalently linear analysis; FEM-IBEM coupling method

## 0 引言

1995 年日本阪神地震以来, 许多学者对地铁地下结构抗震领域进行了研究, 并取得了丰硕的成果。曹炳政等<sup>[1]</sup>对日本神户地震中大开地铁车站进行了地震

响应分析。刘如山<sup>[2]</sup>和李彬等<sup>[3]</sup>对强地震作用下地铁

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51378348, 51578372)

收稿日期: 2017-08-31

\*通讯作者 (E-mail: liang@tju.edu.cn)

地下结构的地震反应进行了分析。杨林德等<sup>[4]</sup>，陈国兴等<sup>[5]</sup>和景立平等<sup>[6]</sup>结合振动台试验和数值模拟方法分析了地铁车站结构的地震反应。王国波等<sup>[7]</sup>利用 FLAC 3-D 有限差分软件，对地铁车站结构的三维非线性地震响应进行了计算分析。李建波等<sup>[8]</sup>对软土浅埋条件下地铁车站地震响应的影响因素进行了分析，包括地下结构和场地土材料性质、地震动特性等。庄海洋等<sup>[9]</sup>和杜修力等<sup>[10]</sup>以日本阪神地震中大开地铁车站为例对地下车站结构的破坏机理进行了数值仿真分析。近期，陶连金等<sup>[11]</sup>针对大跨度 Y 形柱地铁车站进行了试验研究和数值模拟分析。此外，刘华北等<sup>[12]</sup>和王刚等<sup>[13]</sup>研究分析了场地液化对地铁车站的影响。

沿海地区地下水位比较高，水位以下土体多呈饱和状态，同时沿海地区多为软土，在地震作用下会表现出明显的非线性特性。因此，开展饱和软土场地中地铁车站的非线性地震响应分析具有重要工程意义。1990 年代，徐志英<sup>[14]</sup>利用有效应力法求解了饱和土中地下矩形结构的动力响应。近期，周健等<sup>[15]</sup>采用有效应力法分析了上海地铁一号线典型地铁车站结构的地震土压力和孔隙水压力分布。李亮等<sup>[16]</sup>基于 Biot 多孔介质理论，以 ABAQUS 软件为平台开发了能够考虑饱和土骨架和孔隙水动力耦合作用的孔压单元，可用于饱和土动力响应问题的数值模拟。李鹏等<sup>[17]</sup>指出采用饱和模型求得的地下结构地震反应与单相模型情况有较大差异。刘中宪等<sup>[18]</sup>利用间接边界积分方程法求解了饱和半空间中隧道衬砌对平面 SV 波的散射问题。谷音等<sup>[19]</sup>在 OpenSees 平台上实现了饱和场地中地铁车站的非线性地震响应分析，结果表明，将饱和地基土视为两相介质更加合理。

需要指出的是，目前针对饱和场地的研究中，考虑土体非线性的研究还较少。韩冰等<sup>[20]</sup>提出了一个适用于干土（单相）场地的有限元-间接边界元（FEM-IBEM）耦合方法，并通过等效线性化方法考虑土体的非线性特性。在此基础上，将该耦合方法推广到饱和场地，方法基于 Biot 多孔介质理论，能够考虑饱和土骨架与孔隙水的动力耦合作用，并利用该耦合方法求解了天津市滨海地区一深厚饱和软土场地中两层双跨地铁车站的地震响应，分析了饱和土体线性和非线性情况下地铁车站地震响应的差别，以及饱和土体模型和单相土体模型情况下地铁车站地震响应的差别。

## 1 FEM-IBEM 耦合方法

FEM-IBEM 耦合方法计算模型如图 1 所示，车站及车站周围饱和土体的近场区域为有限元子域 ( $D_I$ )，

远离车站的远场区域为间接边界元子域 ( $D_E$ )。有限元子域宽  $a1$ ，高  $a2$ ，两个子域的耦合边界为  $S$ 。该耦合方法在频域中进行，利用快速傅里叶逆变换可得到相应的时域结果。

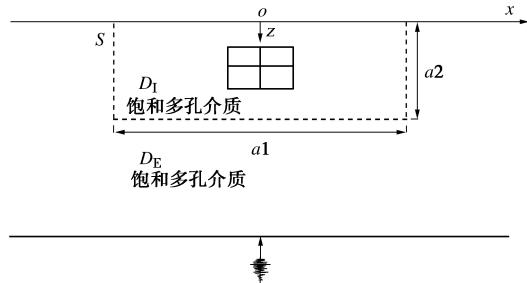


图 1 饱和场地 FEM-IBEM 耦合方法计算模型

Fig. 1 Model of FEM-IBEM coupling method

### 1.1 有限元子域求解

有限元子域内，采用四节点平面等参单元模拟近场土体，地铁车站结构采用梁单元模拟。根据 Biot 饱和多孔介质理论<sup>[21]</sup>有：

饱和土运动方程

$$\sigma_{ij,j} = \rho \ddot{u}_i + \rho_f \ddot{w}_i \quad (i, j = x, z) ; \quad (1)$$

孔隙流体运动方程

$$-P_{f,i} = \rho_f \ddot{u}_i + m \ddot{w}_i + b \dot{w}_i ; \quad (2)$$

饱和土本构方程

$$\sigma_{ij} = \lambda e \delta_{ij} + 2 \mu \varepsilon_{ij} - \delta_{ij} a P_f ; \quad (3)$$

渗流连续方程

$$-\dot{P}_f = M \dot{w}_{i,i} + a M \dot{u}_{i,i} . \quad (4)$$

式中  $\sigma_{ij}$  为饱和土总应力（土骨架有效应力与孔隙水压力之和）， $P_f$  为孔隙水压力； $u_i$ ， $w_i$  分别表示土骨架位移和孔隙水相对于土骨架的位移； $\rho$  为饱和土密度 ( $\rho = (1-n) \rho_s + n \rho_f$ ， $\rho_s$  为土颗粒密度， $\rho_f$  为流体密度， $n$  为孔隙率)； $m$  为一类似于密度的参数，与土颗粒形状相关，反映土骨架和孔隙水的惯性耦合作用； $b$  为与土体渗透性相关的耗散系数，反映土骨架与孔隙水的黏性耦合作用，渗透系数越小， $b$  越大； $\varepsilon_{ij}$ ， $e$  分别为土骨架应变和体积应变； $\delta_{ij}$  为狄拉克函数； $\lambda$ ， $\mu$  为土骨架材料拉梅常数； $a$ ， $M$  分别为反映土颗粒和孔隙流体压缩性的常数，并且  $0 \leq a \leq 1$ ， $0 \leq M < \infty$ 。

根据式 (1) ~ (4)，利用伽辽金法进行有限元空间离散，得到单个饱和土单元有限元求解方程为

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{uu} & \mathbf{M}_{uw} \\ \mathbf{M}_{wu} & \mathbf{M}_{ww} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}} \\ \ddot{\mathbf{w}} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{C}_{ww} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{u}} \\ \dot{\mathbf{w}} \end{bmatrix} + \\ \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{uu} & \mathbf{K}_{uw} \\ \mathbf{K}_{wu} & \mathbf{K}_{ww} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u} \\ \mathbf{w} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{Q}_u \\ \mathbf{Q}_w \end{bmatrix} . \end{aligned} \quad (5)$$

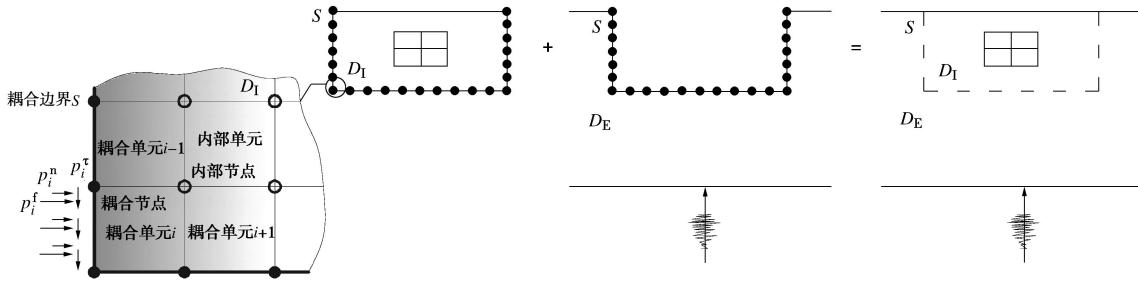


图 2 FEM-IBEM 耦合方法示意图: 第  $i$  个耦合单元上的切向均布荷载  $p_i^t$ , 法向均布荷载  $p_i^n$ , 均布孔隙水压力  $p_i^f$

Fig. 2 Diagram of coupling method: uniformly distributed tangential load  $p_i^t$ , normal load  $p_i^n$  and pore pressure  $p_i^f$  on  $i$ -th element  
方程中各子矩阵的具体表达式和物理意义详见附录。

根据频域内位移、速度和加速度之间的导数关系, 可将有限元求解方程 (5) 改写为

$$\begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{K}}_{uu} & \tilde{\mathbf{K}}_{uw} \\ \tilde{\mathbf{K}}_{wu} & \tilde{\mathbf{K}}_{ww} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u} \\ \mathbf{w} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{Q}_u \\ \mathbf{Q}_w \end{bmatrix}, \quad (6)$$

式中,  $\tilde{\mathbf{K}}_{uu} = -\omega^2 \mathbf{M}_{uu} + \mathbf{K}_{uu}$ ,  $\tilde{\mathbf{K}}_{uw} = \tilde{\mathbf{K}}_{wu} = -\omega^2 \mathbf{M}_{uw} + \mathbf{K}_{uw}$ ,  $\tilde{\mathbf{K}}_{ww} = -\omega^2 \mathbf{M}_{ww} + i\omega \mathbf{C}_{ww} + \mathbf{K}_{ww}$ ,  $i$  为虚数单位。

同理, 单个梁单元 (模拟地下结构) 有限元求解方程可写为

$$\tilde{\mathbf{K}}_b \mathbf{u}_b = \mathbf{Q}_b, \quad (7)$$

式中,  $\tilde{\mathbf{K}}_b = -\omega^2 \mathbf{M}_b + \mathbf{K}_b (1 + 2i\zeta_b)$ ,  $\mathbf{M}_b$  为梁单元质量矩阵,  $\mathbf{K}_b$  为梁单元刚度矩阵, 结构阻尼  $\zeta_b$  通过对应原理引入,  $i$  为虚数单位,  $\mathbf{u}_b$ ,  $\mathbf{Q}_b$  分别为梁单元节点位移向量和等效节点荷载向量。

最后, 将饱和土单元和梁单元集整形成总的有限元子域求解方程

$$\mathbf{KU} = \mathbf{Q}. \quad (8)$$

## 1.2 间接边界元子域求解

远场土体响应采用间接边界元方法求解, 能够自动精确满足无穷远辐射条件, 避免了人工边界的引入。

间接边界元子域内任一点的土骨架位移  $\mathbf{u} = \{u_x, u_z\}^T$ , 孔隙水与土骨架的相对位移  $\mathbf{w} = \{w_x, w_z\}^T$ , 饱和土总应力  $\mathbf{t} = \{t_x, t_z\}^T$  及孔隙水压力  $P_f$  由散射场响应和自由场响应两部分组成:

$$\mathbf{u}(x, z) = \mathbf{G}_u(x, z) \mathbf{p}_E + \mathbf{u}^*(x, z) \quad ((x, z) \in D_E), \quad (9a)$$

$$\mathbf{w}(x, z) = \mathbf{G}_w(x, z) \mathbf{p}_E + \mathbf{w}^*(x, z), \quad (9b)$$

$$\mathbf{t}(x, z) = \mathbf{G}_t(x, z) \mathbf{p}_E + \mathbf{t}^*(x, z), \quad (9c)$$

$$\mathbf{P}_f(x, z) = \mathbf{G}_f(x, z) \mathbf{p}_E + \mathbf{P}_f^*(x, z), \quad (9d)$$

式中, 散射场响应由格林函数,  $\mathbf{G}_u$ ,  $\mathbf{G}_w$ ,  $\mathbf{G}_t$ ,  $\mathbf{G}_f$ , 乘以边界元荷载向量  $\mathbf{p}_E$  得到。 $\mathbf{G}_u$ ,  $\mathbf{G}_w$  分别为土骨架位移格林函数和孔隙水与土骨架的相对位移格林函数,  $\mathbf{G}_t$ ,  $\mathbf{G}_f$  分别为总应力格林函数和孔隙水压力格林函数。格林函数表示在各边界单元上分别施加单位水平均布荷载、单位竖向均布荷载和单位孔隙水压力时, 边界元子域内任一点的对应响应。 $\mathbf{u}^*$ ,  $\mathbf{w}^*$  分别为自由场

土骨架位移和孔隙水与土骨架的相对位移,  $\mathbf{t}^*$ ,  $\mathbf{P}_f^*$  分别为自由场总应力和孔隙水压力。格林函数和自由场响应的求解详见文献[22, 23]。

## 1.3 FEM-IBEM 耦合

如图 2 所示, 有限元子域内沿耦合边界  $S$  共划分  $N$  个饱和土单元, 间接边界元子域内沿耦合边界  $S$  也划分  $N$  个边界单元, 并使饱和土单元的单元节点和边界单元的单元节点重合, 形成有限元子域和间接边界元子域的耦合节点。将有限元子域内耦合节点所在单元称为耦合单元, 其余单元则为内部单元。有限元子域和间接边界元子域分别独立计算, 通过在耦合边界  $S$  满足位移相容和应力平衡条件实现两子域的耦合。需要说明的是, 有限元求得的为单元节点位移和节点力, 而边界元求得的为各边界单元中点处的单元平均位移和单元平均力。令有限元求得的各耦合单元的节点平均位移与边界元求得的单元平均位移相等, 同时, 令有限元求得的各耦合单元的节点平均力与边界元求得的单元平均力的和为零, 从而实现有限元与边界元的耦合。

以耦合边界  $S$  作为有限元子域的荷载输入面, 则有限元子域内部不受其他外部荷载作用。将有限元子域求解方程 (式 (8)) 按内部节点和耦合节点分区表示为

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{oo} & \mathbf{K}_{os} \\ \mathbf{K}_{so} & \mathbf{K}_{ss} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{U}_o \\ \mathbf{U}_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{Ap}_I \end{bmatrix}, \quad (10)$$

式中, 下标  $s$  表示耦合节点, 下标  $o$  表示内部节点,  $\mathbf{p}_I$  为有限元荷载向量,  $\mathbf{A}$  为转换矩阵, 将施加在耦合单元上的分布力转化为等效节点荷载。

类比于间接边界元方法的格林函数, 定义有限元子域土骨架位移响应函数  $\mathbf{R}_u$ , 孔隙水与土骨架的法向相对位移响应函数  $\mathbf{R}_{wn}$ , 饱和土总应力响应函数  $\mathbf{R}_t$ , 以及孔隙水压力响应函数  $\mathbf{R}_f$ 。响应函数表示在各耦合单元上分别施加单位切向均布荷载  $p_i^t$ 、单位法向均布荷载  $p_i^n$  和单位孔隙水压力  $p_i^f$  时 (见图 2), 有限元子域内各耦合单元的对应响应。 $\mathbf{R}_u$ ,  $\mathbf{R}_{wn}$ ,  $\mathbf{R}_t$  和  $\mathbf{R}_f$  的值可由式 (10) 直接求出。例如, 为求解在第 1 个耦合

单元上施加单位切向均布荷载时各响应函数的值, 令  $\mathbf{p}_I$  中的  $p_I^t = 1$ , 其余元素均为 0, 即  $\mathbf{p}_I = \{1, 0, \dots, 0\}$ , 将其代入式 (10) 即可求得有限元子域的节点位移。根据耦合单元的节点位移可求得各耦合单元的土骨架位移响应函数  $\mathbf{R}_u$  和孔隙水与土骨架的法向相对位移响应函数  $\mathbf{R}_{wn}$ , 再根据土体本构方程 (式 (3)) 和渗流连续方程 (式 (4)) 可得各耦合单元的总应力响应函数  $\mathbf{R}_t$  和孔隙水压力响应函数  $\mathbf{R}_f$ 。

有限元子域内各耦合单元的土骨架位移  $\mathbf{u}_s^+$ , 孔隙水与土骨架的法向相对位移  $w_{ns}^+$ , 饱和土总应力  $\mathbf{t}_s^+$ , 以及孔隙水压力  $P_{fs}^+$  可表示为

$$\mathbf{u}_s^+ = \mathbf{R}_u \mathbf{p}_I, \quad w_{ns}^+ = \mathbf{R}_{wn} \mathbf{p}_I, \quad (11a)$$

$$\mathbf{t}_s^+ = \mathbf{R}_t \mathbf{p}_I, \quad P_{fs}^+ = \mathbf{R}_f \mathbf{p}_I. \quad (11b)$$

根据式 (9) 可得间接边界元子域内耦合边界  $S$  处的土骨架位移  $\mathbf{u}_s^-$ , 孔隙水与土骨架的法向相对位移  $w_{ns}^-$ , 饱和土总应力  $\mathbf{t}_s^-$ , 以及孔隙水压力  $P_{fs}^-$ 。

根据有限元子域和间接边界元子域在耦合边界  $S$  处的位移相容和应力平衡条件:

$$\mathbf{u}_s^+ = \mathbf{u}_s^-(x, z), \quad w_{ns}^+ = w_{ns}^-(x, z) \quad ((x, z) \in S), \quad (12a)$$

$$\mathbf{t}_s^+ + \mathbf{t}_s^-(x, z) = 0, \quad P_{fs}^+ + P_{fs}^-(x, z) = 0 \quad ((x, z) \in S). \quad (12b)$$

可得方程:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{G}_u & -\mathbf{R}_u \\ \mathbf{G}_{wn} & -\mathbf{R}_{wn} \\ \mathbf{G}_t & \mathbf{R}_t \\ \mathbf{G}_f & \mathbf{R}_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{p}_E \\ \mathbf{p}_I \end{Bmatrix} = -\begin{Bmatrix} \mathbf{u}_s^* \\ w_{ns}^* \\ \mathbf{t}_s^* \\ P_{fs}^* \end{Bmatrix}. \quad (13)$$

最后, 通过方程 (13) 求得边界元荷载向量  $\mathbf{p}_E$  和有限元荷载向量  $\mathbf{p}_I$ , 并分别代回式 (9)、(10), 即可在间接边界元子域和有限元子域内独立求解各子域的动力响应。

#### 1.4 土体等效线性的实现

本文耦合方法的优势在于能够实现有限元子域和间接边界元子域的独立、并行计算, 从而将近场区域 (有限元子域) 和远场区域 (间接边界元子域) 的土体非线性分开考虑, 避免两子域同时进行非线性迭代计算, 大大简化了计算过程, 显著节约了计算时间。由于间接边界元子域距地下车站较远, 可以认为该子域的土体非线性与自由场相同, 亦即可通过将自由场等效线性计算的结果作为间接边界元子域的计算输入参数, 来近似考虑远场区域的土体非线性。因此, 在耦合计算过程中仅有有限元子域需要进行非线性迭代计算, 从而考虑近场区域的土体非线性。需要说明的是, 为了达到用自由场非线性来近似代替远场区域土体非线性的目的, 有限元子域必须取得足够大, 从而使间接边界元子域不受有限元子域内部散射波场的影响, 也即是边界元子域的地震响应与自由场相等, 并由此

确定有限元子域的大小。

本文土体等效线性分析的实现方法如下:

(1) 根据饱和场地土层计算参数进行自由场等效线性计算, 提取自由场迭代收敛后的土体剪切模量  $G_{eq}$  和阻尼比  $\zeta_{eq}$ , 作为边界元子域的计算输入参数, 以达到考虑远场区域土体非线性的目的。饱和场地自由场等效线性的计算详见文献[24]。

(2) 通过饱和场地土层计算参数确定土体的初始剪切模量  $G_0$  和初始阻尼比  $\zeta_0$ , 进行有限元子域等效线性的初次计算。饱和土单元最大剪应变  $\gamma_{max} = \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_z)^2 + \gamma_{xz}^2}$ , 等效剪应变与最大剪应变的比值取 0.65, 即等效剪应变  $\gamma_{eff} = 0.65\gamma_{max}$ 。

(3) 由第  $i-1$  次计算得到的各饱和土单元等效剪应变  $\gamma_{eff}^{i-1}$ , 根据土体剪切模量比和阻尼比与剪应变的关系曲线确定第  $i$  次计算时各饱和土单元的剪切模量  $G_i$  和阻尼比  $\zeta_i$ 。

(4) 将各饱和土单元第  $i$  次计算得到的单元等效剪应变  $\gamma_{eff}^i$  与第  $i-1$  次的计算结果  $\gamma_{eff}^{i-1}$  比较, 若该单元满足  $|\gamma_{eff}^i - \gamma_{eff}^{i-1}| / \gamma_{eff}^{i-1} < \Delta$  (本文误差容许值  $\Delta$  取为 0.05) 则该饱和土单元本次计算收敛。

(5) 重复步骤 (3) ~ (4), 直至有限元子域饱和土单元全部收敛, 即有限元子域非线性迭代计算收敛。

## 2 方法验证

本文 FEM-IBEM 耦合方法通过数值计算平台 Fortran 95 编程实现。方法验证包括三部分, 逐一验证了本文耦合方法饱和场地线性计算结果、非线性计算结果以及地下结构地震响应求解的正确性和计算精度。

### 2.1 饱和场地中单洞室对地震动的线性放大作用

梁建文等<sup>[25]</sup>采用间接边界元方法求解了饱和层状场地中单洞室对地震动的线性放大作用。洞室半径  $a = 5$  m, 洞室中心埋深 10 m。弹性基岩上覆层状饱和土层总厚度 80 m, 表层干土层厚 5 m, 以下 75 m 为饱和土层。表层干土与其下的饱和土交界面透水, 基岩与饱和土交界面不透水, 洞室表面不透水。Taft 波 (加速度峰值 0.1g) 从基岩面垂直入射。具体土层参数和输入地震波时程详见文献[25]。采用本文耦合方法对该问题进行求解, 有限元子域宽  $a_1 = 60$  m, 高  $a_2 = 30$  m。图 3, 4 分别为耦合方法所求地表加速度时程和对应加速度反应谱与文献[25]结果的比较。可以看出, 本文耦合方法计算结果与文献[25]中间接边界元结果吻合很好, 体现了本文方法针对饱和场地线性计算结果的正确性。

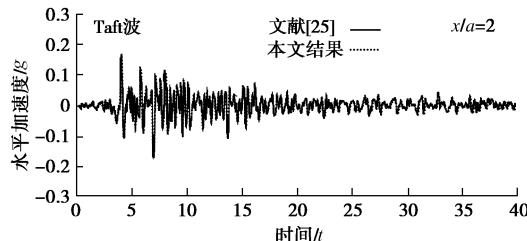


图 3 饱和场地单洞室地表加速度时程与文献[25]结果比较

Fig. 3 Comparison between time histories of ground acceleration for a single cavity in water-saturated site and those of Ref. [25]

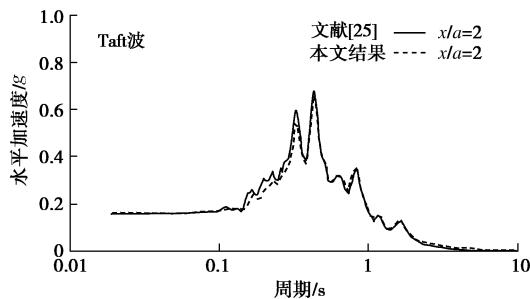


图 4 饱和场地单洞室地表谱加速度与文献[25]结果比较

Fig. 4 Comparison between response spectra of acceleration for a single cavity in water-saturated site and those of Ref. [25]

## 2.2 饱和层状场地(自由场)非线性地震响应

张季等<sup>[24]</sup>将饱和土层和半空间的精确动力刚度矩阵与等效线性化方法结合, 求解了地震波斜入射情况下水平层状饱和场地的非线性地震响应。饱和土层总厚度 80 m, 地表干土层厚 5 m, 水位以下为饱和土层, 饱和土层与弹性基岩交界面不透水。El Centro 波(加速度峰值 0.1g)在基岩面垂直入射, 与水平轴夹角为  $\theta$ 。饱和场地非线性计算参数和输入地震波时程详见文献[24]。本文耦合方法取有限元子域宽  $a_1 = 10$  m, 高  $a_2 = 10$  m。图 5 为本文耦合方法计算所得饱和自由场地表峰值加速度放大倍数与文献[24]结果的比较。算例中透水结果是指地表干土层与其下的饱和土层之间透水, 不透水结果是指地表干土层与其下的饱和土层之间不透水。需要说明的是, 将饱和土参数的孔隙流

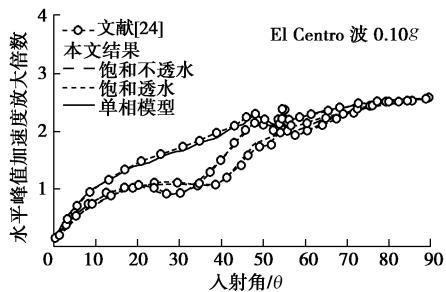


图 5 饱和场地地表峰值加速度放大倍数与文献[24]结果比较

Fig. 5 Comparison between amplification factors of peak ground accelerations for a water-saturated half-space and those of Ref. [24]

体密度  $\rho_f$ , 孔隙率  $n$  和耗散系数  $b$  均取为 0, 本文耦合方法计算结果即可退化为相应的单相模型结果, 且此时透水条件不影响计算结果。不难看出, 本文耦合方法计算结果与文献[24]结果吻合很好, 体现了本文方法针对饱和场地非线性计算结果的正确性。

## 2.3 干土(单相)场地中单层地铁车站地震响应

李玲玲<sup>[26]</sup>采用黏弹性边界和地震动输入的等效节点力方法, 利用有限元软件 ANSYS 分析了干土(单相)场地中单层双跨地铁车站的非线性地震响应。地铁车站宽 18.9 m, 高 7.68 m, 车站顶板埋深 8.35 m。车站边墙厚 0.7 m, 顶板和底板厚分别为 0.8 m 和 0.85 m, 车站中柱截面尺寸为 0.7 m × 1.0 m。车站结构采用 C30 混凝土材料, 假定结构线弹性变形。土层总厚度 80 m, El Centro 波(加速度峰值 0.1g)在基岩面垂直入射。详细计算参数见文献[26]。本文耦合方法取有限元子域宽  $a_1 = 90$  m, 高  $a_2 = 30$  m, 并将饱和土层参数的流体密度, 孔隙率和耗散系数  $b$  均取为 0。表 1 为本文耦合方法计算所得地铁车站内力响应与文献[26]中 ANSYS 计算结果的比较。可以看出, 本文结果与文献[26]结果吻合很好, 体现了本文耦合方法计算地下结构地震响应的正确性。

表 1 控制截面最大弯矩与文献[26]结果比较

Table 1 Comparison between maximal bending moments of critical sections and those of Ref. [26] (kN·m·m<sup>-1</sup>)

计算方法	左边墙顶部	左边墙底部	中柱顶部	中柱底部
本文方法	225.1	269.2	298.9	347.2
ANSYS	197.3	247.7	246.9	329.6

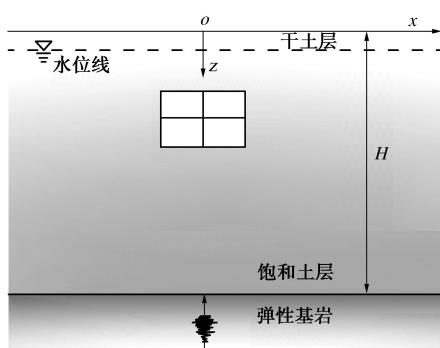
## 3 算例与分析

下面以天津市滨海地区一深厚饱和软土场地为例分析两层双跨地铁车站的地震响应, 计算模型如图 6 所示。车站顶板埋深 3 m, 车站结构与土的交界面不透水。车站中柱截面尺寸为 0.7 m × 1.0 m, 纵向柱间距为 5 m。车站结构采用 C30 混凝土, 假定结构变形在线弹性范围内。混凝土材料弹性模量为 30 GPa, 密度为 2500 kg/m<sup>3</sup>, 泊松比为 0.2, 阻尼比为 0.05。土层总厚度  $H = 80$  m, 表层干土厚 1 m, 以下 79 m 为饱和土。表层干土与其下的饱和土层之间透水, 弹性基岩与饱和土层交界面不透水。饱和场地土层参数如表 2 所示, 场地土分为四类, 各类土的剪切模量比和阻尼比与土体剪应变的关系曲线如图 7 所示。在基岩面垂直输入加速度峰值为 0.28g 的地震安评波(图 8)。耦合方法取有限元子域宽  $a_1 = 90$  m, 高  $a_2 = 30$  m。由于采用平面应变模型, 车站中柱的刚度和质量按纵向

表 2 天津滨海某典型饱和软土地层参数  
Table 2 Soil parameters of water-saturated soft site in Tianjin

土层	土类	厚度 /m	剪切模量 /MPa	土颗粒密度 /( $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ )	流体密度 /( $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ )	阻尼比	孔隙率	泊松比	$b$ /( $\text{N} \cdot \text{s} \cdot \text{m}^{-4}$ )
1	I	1	58.95	1925	0	0.05	0.3	0.25	0
2	I	9	58.95	1925	1000	0.05	0.3	0.25	$10^6$
3	I	10	78.00	1950	1000	0.05	0.3	0.25	$10^6$
4	II	10	99.98	1975	1000	0.05	0.3	0.25	$10^6$
5	II	10	125.00	2000	1000	0.05	0.3	0.25	$10^6$
6	III	10	182.25	2025	1000	0.05	0.3	0.25	$10^6$
7	III	10	251.13	2050	1000	0.05	0.3	0.25	$10^6$
8	IV	10	332.00	2075	1000	0.05	0.3	0.25	$10^6$
9	IV	10	425.25	2100	1000	0.05	0.3	0.25	$10^6$
弹性基岩	—	$\infty$	537.50	2150	—	0.02	—	0.25	—

柱间距等效折减。



(a) 饱和场地双层地铁车站

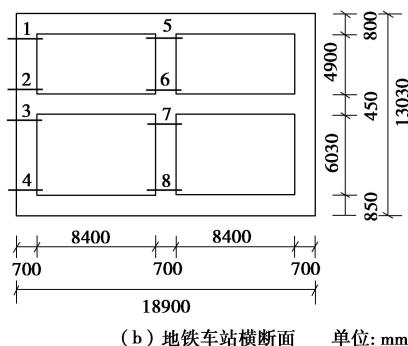


图 6 饱和场地双层地铁车站计算模型

Fig. 6 Model of a two-story subway station in water-saturated site

### 3.1 饱和场地地铁车站线性与非线性地震响应比较

边墙和中柱是地铁车站的主要抗侧力构件, 其与楼板的连接处往往为抗震设计的控制截面。如图 6(b) 所示, 截面 1, 4 分别表示左边墙与车站顶板、底板连接处, 截面 2, 3 分别表示地下一层、地下二层左边墙与中板连接处, 截面 5, 8 分别表示中柱与车站顶板、底板连接处, 截面 6, 7 分别表示地下一层、地下二层中柱与中板连接处。由于地震波垂直入射, 地铁车站右边墙地震响应与左边墙反对称。

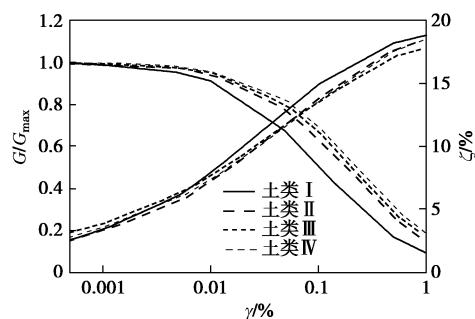


图 7 剪切模量比、阻尼比与土体剪应变关系曲线

Fig. 7 Shear modulus/damping ratios versus shear strain of soils

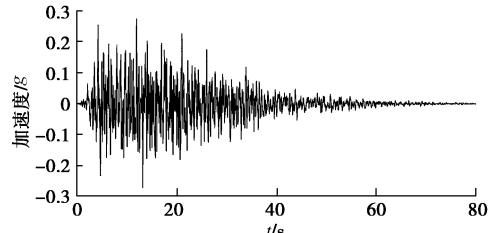


图 8 地震安评波

Fig. 8 Synthetic seismic waves

图 9 为土体在线性和非线性两种情况下饱和场地中地铁车站的内力包络图, 同时给出了地铁车站各控制截面的内力峰值。可以看出, 边墙和中柱与车站顶板、底板连接处 (截面 1, 4 和截面 5, 8) 的弯矩较大, 且边墙弯矩明显大于中柱弯矩。最大弯矩出现在边墙与底板连接处, 分别为  $889.9 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$  (线性) 和  $851.9 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$  (非线性)。值得注意的是, 地下一层边墙与中柱连接处 (截面 2) 的弯矩非常小, 但是该处中柱 (截面 6) 的弯矩相对较大。

还可以看出, 边墙与车站顶板、底板连接处的剪力明显大于其他控制截面, 最大剪力出现在边墙与底板连接处, 分别为  $406.2 \text{ kN}/\text{m}$  (线性) 和  $336.0 \text{ kN}/\text{m}$  (非线性)。边墙与车站顶板、底板连接处的剪力明显

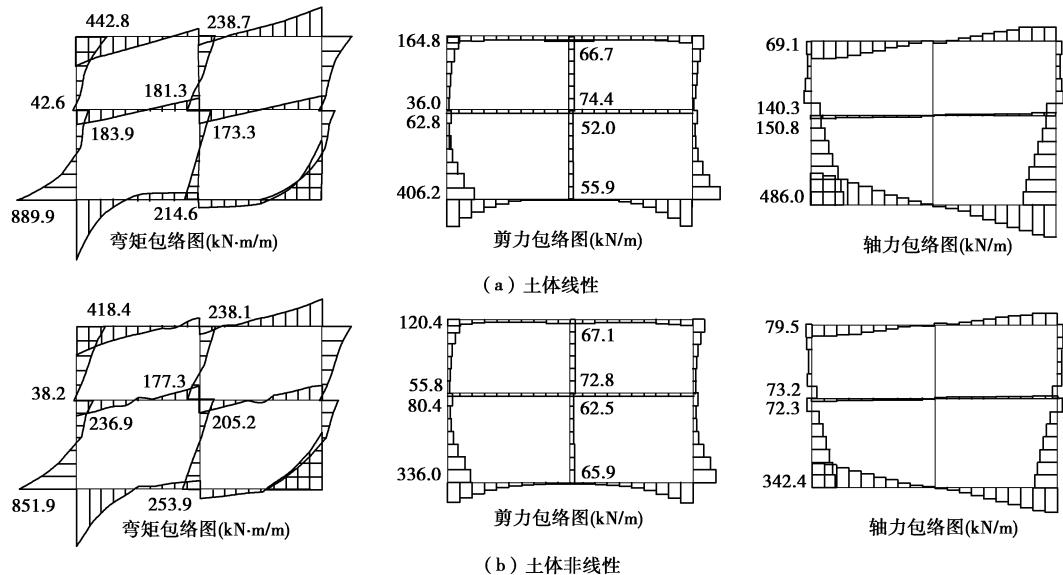


图 9 饱和场地双层地铁车站内力包络图

Fig. 9 Envelopes of internal forces of subway station in water-saturated site

大于边墙与中板连接处, 而中柱各控制截面的剪力分布则较均匀。地铁车站的最大轴力也出现在边墙与底板连接处, 分别为 486.0 kN/m (线性) 和 342.4 kN/m (非线性)。从边墙顶部到底部, 轴力大小整体上呈递增趋势。由于地震波垂直入射, 车站横断面内的内力为反对称分布, 因此车站中柱的轴力为零。

不难看出, 土体线性和非线性两种情况下地铁车站内力峰值的分布规律一致, 但内力峰值的大小有明显变化。线性条件下地铁车站的内力最大值 (即边墙与车站底板连接处的内力峰值) 大于非线性情况, 其余控制截面的内力变化情况则较复杂。以地下二层边墙与中板连接处 (截面 3) 为例, 线性条件下该控制截面的弯矩和剪力均小于非线性情况, 但该处的轴力则表现出相反的规律。此外, 非线性条件下车站中柱的弯矩最大值较线性情况明显增大。可见, 土体非线性对地铁车站结构地震内力的大小有显著影响。

图 10 为饱和土体在线性和非线性两种情况下地铁车站边墙和中柱的水平相对位移 (变形)。图中横坐标表示车站结构内力最大时刻车站边墙 (或中柱) 不同高度处的水平位移与边墙 (或中柱) 底部水平位移的差值, 纵坐标为水平位移计算点高度, 车站底部高度为 0, 顶部高度为 13.03 m。可以看出, 车站边墙和中柱的相对位移分布形式基本一致, 位移计算点与边墙 (或中柱) 底部距离越远, 水平相对位移越大, 且大致呈线性分布。边墙顶部的水平相对位移分别为 16.6 mm (线性) 和 19.1 mm (非线性), 中柱顶部的水平相对位移分别为 16.8 mm (线性) 和 19.2 mm (非

线性)。可以看出, 非线性情况下车站边墙和中柱的水平相对位移与线性情况相比显著增大。非线性情况下边墙和中柱的最大相对位移较线性情况均增大约 15%。这是因为非线性情况下随着土体剪应变逐渐增大, 土体刚度 (剪切模量) 逐渐减小, 进而导致地铁车站位移增大。

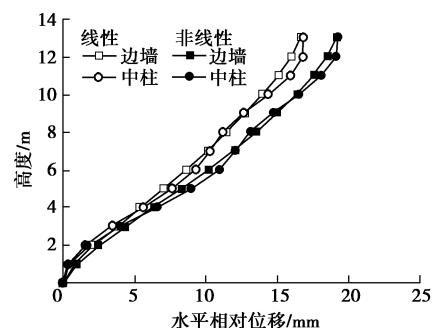


图 10 饱和场地地铁车站结构水平相对位移

Fig. 10 Horizontal relative displacements of subway station in water-saturated site

### 3.2 饱和模型和单相模型情况下地铁车站非线性地震响应比较

由于饱和两相介质动力响应的求解非常复杂, 且计算量较大, 在实际工程中往往将饱和土简化为单相介质模型来分析, 即不考虑饱和土骨架和孔隙水的动力耦合作用。在采用单相模型计算时, 土体密度的上限值通常取饱和密度 ( $\rho = (1-n)\rho_s + n\rho_f$ , 即工程中常见的水土合算的方法), 下限值通常取干土密度 ( $\rho_d = (1-n)\rho_s$ )。本文单相模型考虑饱和密度和干土密度两种情况, 并分别与两相饱和模型计算结果比较,

表 3 土体非线性条件地铁车站结构内力峰值

Table 3 Peak internal forces of subway station under soil nonlinearity

位置	弯矩/(kN·m·m <sup>-1</sup> )			剪力/(kN·m <sup>-1</sup> )			轴力/(kN·m <sup>-1</sup> )		
	两相	单相 (饱和密度)	单相 (干土密度)	两相	单相 (饱和密度)	单相 (干土密度)	两相	单相 (饱和密度)	单相 (干土密度)
	饱和			饱和			饱和		
截面-1	418.4	475.3	449.1	120.4	131.0	129.2	79.5	78.7	70.9
截面-2	38.2	44.5	39.8	55.8	60.1	51.1	73.2	104.2	96.5
截面-3	236.9	270.9	250.4	80.4	93.9	87.5	72.3	102.9	93.9
截面-4	851.9	943.9	881.4	336.0	357.2	337.2	342.4	391.3	365.3
截面-5	238.1	265.6	244.3	67.1	65.6	58.2	—	—	—
截面-6	177.3	216.3	204.0	72.8	94.7	90.7	—	—	—
截面-7	205.2	224.8	203.9	62.5	63.2	55.4	—	—	—
截面-8	253.9	295.3	274.6	65.9	79.4	75.6	—	—	—

以讨论将饱和土简化为单相介质模型造成的误差。单相模型的土体剪切模量, 阻尼比和泊松比与两相饱和模型相同(表 2), 但单相模型不涉及与孔隙水相关的参数(流体密度, 孔隙率以及耗散系数  $b$ )。单相模型各类土的剪切模量比和阻尼比与土体剪应变的关系曲线同图 7。

表 3 给出了考虑土体非线性, 两相饱和, 单相(饱和密度)和单相(干土密度)3 种情况下地铁车站各控制截面的内力峰值。可以看出, 单相模型地铁车站内力的分布情况与两相饱和模型一致, 即边墙和中柱与车站顶板、底板连接处的内力较大, 内力最大值均出现在边墙与车站底板连接处。还可以看出, 单相模型计算所得车站结构的内力均大于两相饱和模型, 采用单相(饱和密度)模型计算所得车站内力大于单相(干土密度)情况, 因此可以认为, 单相(饱和密度)结果为单相模型的上限值, 而单相(干土密度)结果为下限值。单相(饱和密度)模型的车站弯矩, 剪力和轴力较两相饱和模型分别偏大 22%, 30.1% 和 42.3%; 单相(干土密度)模型的车站弯矩, 剪力和轴力较两相饱和模型分别偏大 15.1%, 26.4% 和 31.8%。由此可见, 饱和土骨架和孔隙水的动力耦合作用对地铁车站的内力大小有显著影响。

图 11 比较了非线性条件下, 两相饱和, 单相(饱和密度)和单相(干土密度)3 种情况地铁车站的水平相对位移。可以看出, 3 种情况下车站水平相对位移分布形式相似, 但单相(饱和密度)和单相(干土密度)两种情况下的车站水平相对位移均大于两相饱和情况下的车站水平相对位移。这与车站结构内力情况一致。与两相饱和模型相比, 单相(饱和密度)模型车站边墙和中柱的最大水平相对位移均增大了 11%; 单相(干土密度)模型车站结构的水平相对位移与两相饱和模型的差别相对较小, 最大增幅约 3%。

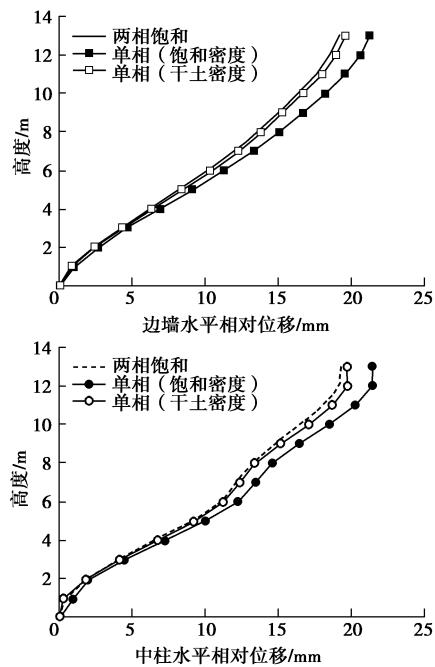


图 11 土体非线性条件地铁车站结构水平相对位移

Fig. 11 Horizontal relative displacements of subway station under soil nonlinearity

根据 Biot 孔隙介质理论, 饱和土骨架和孔隙水的动力耦合作用包含惯性耦合和黏性耦合两项。惯性耦合使饱和介质中存在两类压缩波和一类剪切波, 黏性耦合使土骨架与孔隙水的相对运动产生黏性阻力, 消耗地震波能量, 加速地震波的衰减<sup>[27]</sup>。这种黏性耦合本质上是增加了土体的阻尼作用<sup>[28]</sup>, 进而导致本文计算条件下两相饱和模型地铁车站的地震响应小于单相模型情况。这一现象与文献中的对应结果一致: 比如, 文献[18]中单相模型所得地表位移幅值和隧道衬砌内壁动应力幅值较两相饱和模型整体偏大; 文献[24]中干土地场地地表峰值加速度的放大倍数大于两相饱和场地; 文献[28]中干土地场地条件下上部结构和基础的位

移响应均大于两相饱和场地计算结果; 文献[29]中干土场地的位移以及应力响应均大于两相饱和场地。

还需要说明的是, 文献[19]中单相模型地铁车站的地震内力和侧向位移较两相饱和模型普遍偏小, 与本文计算结果正好相反。造成这一差异的原因可能在于, 本文和文献[19]所采用的计算模型不同: 本文利用等效线性化方法考虑土体的非线性, 文献[19]采用的是土体弹塑性模型。整体而言, 本文和文献[19]的研究结果均表明, 将饱和土简化为单相介质模型会导致较大的误差, 需要进一步深入研究。

## 4 结 论

(1)本文提出了饱和软土地中地下结构非线性地震响应分析的一个 FEM-IBEM 耦合方法, 该方法基于 Biot 孔隙介质理论, 能够考虑饱和土骨架与孔隙水的动力耦合作用, 并通过等效线性化方法考虑土体的非线性特性。该耦合方法的特点之一是有限元子域和间接边界元子域相互独立, 非常适合并行计算, 提高计算效率; 特点之二是能够同时考虑有限元子域(近场)和间接边界元子域(远场)的土体非线性。通过与文献结果对比, 验证了本文 FEM-IBEM 耦合方法的正确性和计算精度。

(2)土体非线性对地铁车站的地震内力和变形具有显著影响。以本文为例, 非线性条件下地铁车站的内力最大值(即车站边墙与底板连接处的内力峰值)均小于线性情况, 但对于其他控制截面, 非线性条件下的内力峰值可能会较线性情况明显增大。此外, 非线性条件下地铁车站的水平相对位移与线性情况相比显著增大, 最大增幅可达 15%。

(3)饱和土骨架和孔隙水的动力耦合作用对地铁车站地震内力和变形有较大影响, 将饱和土简化为单相介质来分析会导致较大的计算误差。以本文为例, 单相(饱和密度)模型和单相(干土密度)模型所得地铁车站的内力和变形均大于两相饱和模型情况。其中, 单相(饱和密度)结果为单相模型的上限值, 而单相(干土密度)结果为下限值。与两相饱和模型相比, 单相模型所得车站结构内力的最大误差可达 42.3%, 车站水平相对位移的最大误差也近 11%。

## 参考文献:

- [1] 曹炳政, 罗奇峰, 马硕, 等. 神户大开地铁车站的地震响应分析[J]. 地震工程与工程振动, 2002, 22(4): 102 - 107. (CAO Bing-zheng, LUO Qi-feng, MA Shuo, et al. Seismic response analysis of Dakai subway station in Hyogoken-nanbu earthquake[J]. Earthquake Engineering and

Engineering Vibration, 2002, 22(4): 102 - 107. (in Chinese))

- [2] 刘如山. 强地震动作用下地铁结构与土脱开滑移的研究[J]. 地震工程与工程振动, 2004, 24(6): 136 - 141. (LIU Ru-shan. The analysis of slippage and coming away between the subway structure and the soil subjected to strong ground motions[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2004, 24(6): 136 - 141. (in Chinese))
- [3] 李彬, 刘晶波, 尹骁. 双层地铁车站的强地震反应分析[J]. 地下空间与工程学报, 2005, 1(5): 779 - 782. (LI Bin, LIU Jing-bo, YIN Xiao. Seismic response analysis of double-deck subway station[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2005, 1(5): 779 - 782. (in Chinese))
- [4] 杨林德, 杨超, 季倩倩, 等. 地铁车站的振动台试验与地震响应的计算方法[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2003, 31(10): 1135 - 1140. (YANG Lin-de, YANG Chao, JI Qian-qian, et al. Shaking table test and numerical calculation on subway station structures in soft soil[J]. Journal of Tongji University, 2003, 31(10): 1135 - 1140. (in Chinese))
- [5] 陈国兴, 庄海洋, 杜修力, 等. 土-地铁车站结构动力相互作用大型振动台模型试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2007, 27(2): 171 - 176. (CHEN Guo-xing, ZHUANG Hai-yang, DU Xiu-li, et al. Analysis of large-scale shaking table test of dynamic soil-subway station interaction[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2007, 27(2): 171 - 176. (in Chinese))
- [6] 景立平, 孟宪春, 孙海峰, 等. 三层地铁车站振动台试验的数值模拟[J]. 地震工程与工程振动, 2012, 32(1): 98 - 105. (JING Li-ping, MENG Xian-chun, SUN Hai-feng, et al. Numerical simulation of three-story subway station shaking table test[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2012, 32(1): 98 - 105. (in Chinese))
- [7] 王国波, 杨林德, 马险峰, 等. 地铁车站结构三维地震响应及土非线性分析[J]. 地下空间与工程学报, 2008, 4(2): 234 - 237. (WANG Guo-bo, YANG Lin-de, MA Xian-feng, et al. Analysis of three-dimensional seismic response of subway station structure and non-linear characteristic of soil[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2008, 4(2): 234 - 237. (in Chinese))
- [8] 李建波, 陈健云, 李静, 等. 软土浅埋地铁车站地震响应的多因素影响分析[J]. 地下空间与工程学报, 2009, 5(2): 395 - 401. (LI Jian-bo, CHEN Jian-yun, LI Jing, et al. Multi-factor influencing analysis on the seismic responses of subway station[J]. Chinese Journal of Underground Space and

- and Engineering, 2009, **5**(2): 395 - 401. (in Chinese))
- [9] 庄海洋, 程绍革, 陈国兴. 阪神地震中大开地铁车站震害机制数值仿真分析[J]. 岩土力学, 2008, **29**(1): 245 - 250. (ZHUANG Hai-yang, CHEN Shao-ge, CHEN Guo-xing. Numerical simulation and analysis of earthquake damages of Dakai metro station caused by Kobe earthquake[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(1): 245 - 250. (in Chinese))
- [10] 杜修力, 马 超, 路德春, 等. 大开地铁车站地震破坏模拟与机理分析[J]. 土木工程学报, 2017, **50**(1): 53 - 62. (DU Xiu-li, MA Chao, LU De-chun, et al. Collapse simulation and failure mechanism analysis of the Daikai subway station under seismic loads[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, **50**(1): 53 - 62. (in Chinese))
- [11] 陶连金, 刘春晓, 边 金, 等. 大跨度 Y 形柱地铁车站结构地震反应研究[J]. 力学学报, 2017, **49**(1): 55 - 64. (TAO Lian-jin, LIU Chun-xiao, BIAN Jin, et al. Seismic response of subway station with large span and Y shaped column[J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 2017, **49**(1): 55 - 64. (in Chinese))
- [12] 刘华北, 宋二祥. 可液化土中地铁结构的地震响应[J]. 岩土力学, 2005, **26**(3): 381 - 391. (LIU Hua-bei, SONG Er-xiang. Earthquake induced liquefaction response of subway structure in liquefiable soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(3): 381 - 391. (in Chinese))
- [13] 王 刚, 张建民, 魏 星. 可液化土层中地下车站的地震反应分析[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(10): 1623 - 1627. (WANG Gang, ZHANG Jian-min, WEI Xing. Seismic response analysis of a subway station in liquefiable soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(10): 1623 - 1627. (in Chinese))
- [14] 徐志英. 土-地下结构动力相互作用分析的有效应力法[J]. 水利学报, 1993(10): 59 - 63. (XU Zhi-ying. An effective stress method for dynamic soil-underground structure interaction analysis[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1993(10): 59 - 63. (in Chinese))
- [15] 周 健, 董 鹏, 池 永. 软土地下结构的地震土压力分析研究[J]. 岩土力学, 2004, **25**(4): 554 - 559. (ZHOU Jian, DONG Peng, CHI Yong. Research on seismic soil pressure of underground structures in soft soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, **25**(4): 554 - 559. (in Chinese))
- [16] 李 亮, 崔智谋, 康翠兰, 等. 流固耦合饱和两相介质动力模型在 ABAQUS 中的实现[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 281 - 285. (LI Liang, CUI Zhi-mou, KANG Cui-lan, et al. Fluid-solid coupling dynamic model for fluid-saturated porous media in ABAQUS[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 281 - 285. (in Chinese))
- [17] 李 鹏, 刘光磊, 宋二祥. 饱和地基中地下结构地震反应若干问题研究[J]. 地震工程学报, 2014, **36**(4): 843 - 849. (LI Peng, LIU Guang-lei, SONG Er-xiang. Research on seismic response of underground structures in saturated foundation[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2014, **36**(4): 843 - 849. (in Chinese))
- [18] 刘中宪, 球 鑫, 梁建文. 饱和半空间中隧道衬砌对平面 SV 波的散射 IBIEM 求解[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(9): 1599 - 1612. (LIU Zhong-xian, JU Xin, LIANG Jian-wen. IBIEM solution to scattering of plane SV waves by tunnel lining in saturated poroelastic half-space[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(9): 1599 - 1612. (in Chinese))
- [19] 谷 音, 庄舒曼, 卓卫东, 等. 考虑饱和土的地铁车站结构非线性地震反应研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(11): 3243 - 3251. (GU Yin, ZHUANG Shu-man, ZHUO Wei-dong, et al. Analysis of nonlinear seismic response of subway station considering saturated soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(11): 3243 - 3251. (in Chinese))
- [20] 韩 冰, 梁建文, 张 季. 深厚软土场地中透镜体对上部结构地震响应的影响[J]. 地震工程与工程振动, 2016, **1**(5): 151 - 161. (HAN Bing, LIANG Jian-wen, ZHANG Ji. Effect of lens in deep soft site on seismic response of structures[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2016, **1**(5): 151 - 161. (in Chinese))
- [21] BIOT M A. Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid (I): low frequency range[J]. Journal of the Acoustical Society of America, 1956, **28**(2): 168 - 178.
- [22] LIANG Jian-wen, YOU Hong-bing. Dynamic stiffness matrix of a poroelastic multi-layered site and its Green's functions [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2004, **3**(2): 273 - 282.
- [23] LIANG Jian-wen, YOU Hong-bing. Green's functions for uniformly distributed loads acting on an inclined line in a poroelastic layered site[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2005, **4**(2): 233 - 241.
- [24] 张 季, 梁建文, 巴振宁. 水平层状饱和场地地震响应分析的等效线性化方法[J]. 工程力学, 2016, **33**(10): 52 - 61. (ZHANG Ji, LIANG Jian-wen, BA Zhen-ning. Equivalent linear analysis of seismic response of horizontally layered

- fluid-saturated poroelastic half-space[J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(10): 52 - 61. (in Chinese)
- [25] LIANG Jian-wen, ZHANG Ji, BA Zhen-ning. Amplification of in-plane seismic ground motion by group cavities in layered half-space (II): with saturated poroelastic soil layers[J]. Earthquake Science, 2012, 25(4): 287 - 298.
- [26] 李玲玲. 地下结构的非线性地震响应分析[D]. 天津: 天津大学, 2014. (LI Ling-ling. Nonlinear seismic response analysis of underground structures[D]. Tianjin: Tianjin University, 2014. (in Chinese))
- [27] 李 鹏, 宋二祥. 渗透系数极端情况下饱和土中压缩波波速及其物理本质[J]. 岩土力学. 2012, 33(7): 1979 - 1985.

#### 附录: 二维饱和土单元

(1)  $\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{uu} & \mathbf{M}_{uw} \\ \mathbf{M}_{wu} & \mathbf{M}_{ww} \end{bmatrix}$  为饱和土单元质量矩阵, 式

中各子矩阵为  $\mathbf{M}_{uu} = \int_{\Omega} \mathbf{N}^T \rho \mathbf{N} t d\Omega$ ,  $\mathbf{M}_{uw} = \mathbf{M}_{wu} = \int_{\Omega} \mathbf{N}^T \rho_f \mathbf{N} t d\Omega$ ,  $\mathbf{M}_{ww} = \int_{\Omega} \mathbf{N}^T m \mathbf{N} t d\Omega$ 。

(2)  $\begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{C}_{ww} \end{bmatrix}$  为饱和土单元阻尼矩阵, 其中  $\mathbf{C}_{ww} =$

是与饱和土骨架和孔隙水黏性耦合相关的阻尼,  $\mathbf{C}_{ww} = \int_{\Omega} \mathbf{N}^T b \mathbf{N} t d\Omega$ 。

(LI Peng, SONG Er-xiang. Compressional wave velocity and its physical nature in saturated soils with extreme permeability values[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(7): 1979 - 1985. (in Chinese))

- [28] LIANG Jian-wen, FU Jia, TODOROVSKA M I, et al. In-plane soil-structure interaction in layered, fluid-saturated, poroelastic half-space I: structural response[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, 81: 84 - 111.
- [29] RAJAPAKES R K N D, SENJUNTICHAI T. Dynamic response of a multi-layered poroelastic medium [J]. Earthquake Engineering & Structure Dynamics, 1995, 24(5): 703 - 722.

(3)  $\begin{bmatrix} K_{uu} & K_{uw} \\ K_{wu} & K_{ww} \end{bmatrix}$  为饱和土单元刚度矩阵, 式中各子矩阵为  $\mathbf{K}_{uu} = \int_{\Omega} \mathbf{B}_1^T \mathbf{D}^* \mathbf{B}_1 t d\Omega$ ,  $\mathbf{K}_{uw} = \mathbf{K}_{wu} = \int_{\Omega} \mathbf{B}_2^T a \mathbf{M} \mathbf{B}_2 t d\Omega$ ,  $\mathbf{K}_{ww} = \int_{\Omega} \mathbf{B}_2^T \mathbf{M} \mathbf{B}_2 t d\Omega$ , 其中,  $t$  为平面单元厚度,  $\mathbf{N}$  为 4 节点平面等参单元形函数矩阵,  $\mathbf{B}_1$ ,  $\mathbf{B}_2$  为单元应变矩阵,  $\mathbf{D}^*$  为土骨架弹性矩阵, 土体阻尼通过对应原理引入。

#### 欢迎订阅《勘察科学技术》

《勘察科学技术》是由中勘冶金勘察设计研究院有限责任公司(原冶金勘察研究总院)主办的学术—技术类双月刊, 是中国科技论文统计源期刊, 中国地质文摘引用期刊, 中国学术期刊(光盘版)、中国期刊网万方数据科技期刊群全文收录期刊, 多次被评为河北省优秀期刊。

《勘察科学技术》主要介绍岩土工程设计与施工、工程地质、环境地质、水文地质及地下水评价、工程测量及地理信息系统、工程物探、岩土测试、工程检测及地下管网探测等专业的科研成果、生产经验、工程实录以及新理论、新技术、新方法。

《勘察科学技术》内容丰富, 理论结合实际, 适于从事岩

土工程及勘察的广大科研、设计、施工、监理、教学的专业技术人员及高等院校学生阅读、收藏。

《勘察科学技术》国内外公开发行, 双月刊, 大 16 开本, 双月 20 日出版。每期定价 10.0 元, 全年 60 元。邮发代号 18-153。全国各地邮局均可订阅, 也可随时汇款到本编辑部订阅。

本刊兼营广告, 价格适中, 印制精良, 注重实效。

欢迎广大读者投稿、订阅和广告惠顾。

地址: 河北省保定市东风中路 1285 号《勘察科学技术》编辑部邮编: 071069, Tel: 0312-3020887, 3094054, Fax: 0312-3034561, E-mail: kckxjs@163.com, kckxjs@126.com。

(《勘察科学技术》编辑部 供稿)