

DOI: 10.11779/CJGE201511005

超长沉管隧道纵向地震响应频域分析方法

刘鸿哲^{1, 2}, 黄茂松^{*1, 2}

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海, 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海, 200092)

摘 要: 中国目前还没有专门的沉管隧道抗震规范, 且以往的地震响应分析方法考虑的因素不够全面, 比如通常忽略隧道惯性的影响、不能考虑复杂地基条件、不能考虑沉管底部非一致地震激励以及不能考虑土体动刚度系数和阻尼系数的外部激励频率相关性。基于此考虑, 在借鉴日本水下隧道抗震设计规范所推荐方法(响应位移法)的基础上, 利用 Winkler 地基梁理论和快速 Fourier 变换技术, 建立了动力 Winkler 地基梁频域分析方法。最后, 分别采用响应位移法和本文所提之分析方法对港珠澳大桥海底沉管隧道工程进行了纵向地震响应计算, 对两种计算方法作了讨论和评价, 并提出了一些对港珠澳沉管隧道工程抗震设计具有参考价值的结论和建议。

关键词: 沉管隧道; 地震反应; 动弹簧刚度; 阻尼系数; 频域

中图分类号: TU45

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2015)11-1971-08

作者简介: 刘鸿哲(1985-), 男, 河南邓州人, 博士研究生, 主要从事土动力学与地震工程方面的科研工作。E-mail: hongzheliu802@163.com。

Frequency-domain analysis method for longitudinal seismic response of super-long immersed tunnels

LIU Hong-zhe^{1, 2}, HUANG Mao-song^{1, 2}

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: There is no special code for seismic design of immersed tunnels in China at present. Furthermore, inertia of the tunnel, complex ground conditions, non-uniform seismic excitation at the bottom of the tunnel and dependence of soil-structure interaction coefficient on earthquake excitation frequency are always neglected in the past analysis methods for seismic response of immersed tunnels. Based on this consideration, a frequency-domain analysis method for longitudinal seismic response of immersed tunnels is established using the Winkler foundation-beam theory and the fast Fourier transform technique. The response displacement method and frequency-domain analysis method based on Winkler foundation-beam theory are used to compute Hong Kong-Zhuhai-Macao (HZM) immersed tunnel, and difference between the two approaches is discussed. Some conclusions and suggestions are presented for the seismic design of HZM immersed tunnel. Although this research is prompted by need of a concrete project, the proposed methods are universal and can be applied to the analysis and design of other immersed tunneling projects.

Key words: immersed tunnel; seismic response; dynamic spring stiffness; damping coefficient; frequency domain

0 引 言

港珠澳大桥海底沉管隧道全长约 6 km, 建成后将成为世界上最长的沉管隧道。该工程位于环太平洋地震活跃带, 且属于关系国计民生的重大工程, 因此其地震安全性就成为工程设计时所必须考虑的关键问题。

对于沉管隧道, 纵向抗震设计的重要性远大于横截面方向, 因此本文的研究重点放在沉管隧道的纵向地震响应方面, 横截面的地震响应不在此次研究范围之内。关于沉管隧道的纵向抗震分析, 美国在修建旧

金山海湾区快速轨道运输系统(BART)时曾制定了相关的纵向抗震设计标准^[1], 即假定地震作用下隧道跟随周围土体一起运动, 不考虑隧道与周围土体之间的相互作用, 采用简单公式粗略估算隧道纵向变形。日本的衣浦港沉管隧道就采用了此种抗震设计方法^[2]。随后, 日本土木工程学会(JSCE)发布了沉管隧道的抗震规范, 主要推荐了响应位移法和质点—弹簧法两种

基金项目: 国家科技支撑计划项目(2011BAG07B01)

收稿日期: 2014-09-08

*通讯作者

方法^[3-4]。笔者认为这两种方法在本质上都应隶属于响应位移法的范畴,区别仅在于:响应位移法的土体地震反应位移往往根据经验假定,只适合纵向地基均匀分布的情况;而质量—弹簧法的土体地震反应位移则是将周围地基土沿隧道纵向等效为一系列的质点—弹簧系统,通过求解系统的动力平衡方程来确定,因此适用性更广,对纵向地基分布均匀和不均匀的情况均适用。韩大建等^[5]曾将质点—弹簧模型法应用到了珠江沉管隧道的抗震设计中。此外,还有一种类似于上部结构抗震计算的动力反应分析方法,该法将沉管隧道结构离散为多质点—弹簧模型或者梁单元—弹簧模型,将地基土等效为一系列弹簧和阻尼器,然后将沉管底部地基土的加速度作为外部荷载,施加在土弹簧和阻尼器远端。日本在修建川崎港沉管隧道时就曾采用此种方法进行了抗震设计^[6]; Kiyomiya 等^[7]利用此方法进行了沉管隧道的动力反应分析,并考虑了管节接头非线性影响,计算结果表明考虑接头非线性对计算的结果影响不大; Anastasopoulos 等^[8]利用此方法分析了希腊一座约 70 m 深的海底沉管隧道的非线性地震响应。随着计算机性能的高速发展,三维整体动力有限元方法也成为一种主流的分析方法,已有不少学者进行过此方面的研究^[9-12]。该法考虑的因素较为全面,但牵涉到人工边界的设置等问题,计算过于复杂且耗费时间过长,不适用于具体的工程设计。

笔者综合调研了以往的相关文献研究成果,发现以前所提出的沉管隧道简化抗震分析方法存在如下缺点:①由于简化分析方法大多基于时域展开,故不能考虑土结构间动力相互作用系数(刚度系数和阻尼系数)依赖于外部激励频率这一特性,这与实际情况显然不符;②往往忽略隧道惯性的影响,而实际上,沉管隧道结构本身质量较大,隧道惯性的影响较大;③目前的方法没考虑土体在强地震作用下存在的阻尼效应。为了克服上述分析方法中所存在的缺陷,本文将土体自由场简化为多质点—弹簧模型,采用 Winkler 地基梁理论和快速 Fourier 正变换及逆变换,建立了超长沉管隧道纵向地震响应频域分析方法,并采用 Fortran 语言编制了计算软件。最后,采用本文所提分析方法对港珠澳大桥海底沉管隧道工程进行了纵向地震响应计算,重点探讨了工程设计中所关心的土体加速度、隧道管节内力以及管节接头变形等问题,并和响应位移法进行了对比讨论。

1 沉管隧道纵向地震反应的响应位移法

1.1 分析模型

考虑到沉管隧道的纵向地基一般分布不均匀,在

地震作用下的土体反应位移往往和经验假定位移模式差别较大,因此本文以日本土木工程师协会(JSCE)推荐的多质点—弹簧模型(川岛一彦^[4])作为本文的土体分析模型。该模型存在两个重要的假定:①基岩上表层土的自振特性不受隧道存在的影响,且表层土的振动以一阶剪切振动为主;②不考虑隧道自身的振动,地震作用下隧道跟随周围土体一起运动。该模型将隧道纵向的地基土剖分为土切片,然后将每个土切片等效为单个土质点,土质点之间及土质点与基岩之间分别用弹簧连接,从而形成质点—弹簧系统;将隧道简化为一根弹性地基梁,并通过土弹簧和周围地基土相连,具体构成如图 1 所示。

实际地震发生时,水平地震作用通常远大于竖向地震作用,因此本文只考虑水平地震作用,分为隧道轴向和与隧道轴成直角方向(轴直角)两个方向,二者为非耦合的关系。轴向地震作用引起隧道拉压变形,轴直角向地震作用引起隧道的弯曲和剪切变形。

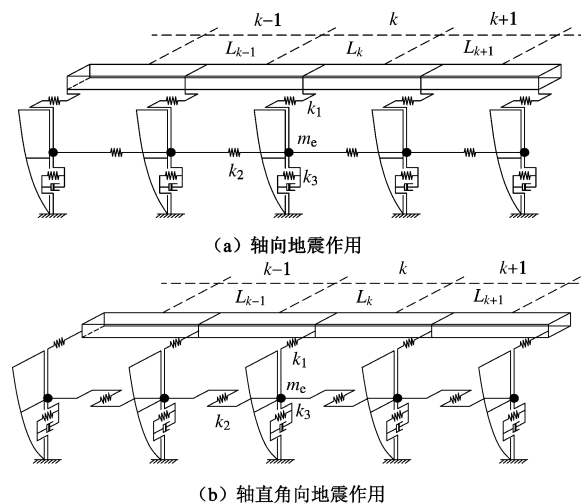


图 1 沉管隧道地震计算模型

Fig. 1 Computational model for seismic response of immersed tunnels

图 1 中, m_e 为土质点等效质量, k_2 为土质点之间的弹簧刚度, k_3 为土质点与基岩之间的弹簧刚度, k_1 为土—隧道间弹簧刚度。

1.2 土体地震反应位移

对于图 1 所示的计算模型,系统动力平衡方程的时域形式可表示为

$$[M_s]\{\ddot{u}_s\} + [C]\{\dot{u}_s\} + [K]\{u_s\} = -[M_s]\{\ddot{u}_g\} \quad (1)$$

式中 $[M_s] = \begin{bmatrix} m_1 & & \\ & m_2 & \\ & & \ddots \\ & & & m_n \end{bmatrix}$ 为土质点系的质量

矩阵, $m_i (i=1, 2, \dots, n)$ 为土质点的等效质量; $\{u_s\}$ 为土质点的位移; $[C]$ 为土体阻尼矩阵; $\{\ddot{u}_g\}$ 为基岩入

射加速度;

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & & & \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & & \\ & & \ddots & & \\ & & & k_{i,i-1} & k_{i,i} & k_{i,i+1} \\ & & & & \ddots & \\ & & & & & k_{n,n-1} & k_{n,n} \end{bmatrix}$$

为三对角对称刚度矩阵, 由土—基岩弹簧刚度 k_3 与土质点之间的弹簧刚度 k_2 组成。

$[K]$ 中三对角线上各元素的具体表达式为

$$k_{11} = k_3(1) + k_2(1), \quad (2)$$

$$k_{i,i} = k_3(i) + k_2(i) + k_2(i-1) \quad (i = 2, 3, \dots, n-1), \quad (3)$$

$$k_{n,n} = k_3(n) + k_2(n-1), \quad (4)$$

$$k_{i,i-1} = -k_2(i-1) \quad (i = 2, 3, \dots, n), \quad (5)$$

式中, i 为土质点编号, n 为土质点总个数。

求解方程 (1) 即可得到土质点的位移, 然后通过下面的方程就可得到沉管底部土的地震反应位移:

$$\{u_b\} = [\alpha]\{u_s\}, \quad (6)$$

式中, $\{u_b\}$ 为沉管底部土体的地震反应位移,

$$[\alpha] = \begin{bmatrix} \alpha_1 & & & \\ & \alpha_2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & \alpha_n \end{bmatrix} \text{ 表示隧道处土的变位与等效}$$

质点的变位之比, 具体计算方法详见文献[13]。

(1) 土质点等效质量及土—基岩弹簧刚度的确定
第 k 段土切片的等效质量 m_e 为

$$m_e = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i1} \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i1}^2}, \quad (7)$$

式中, m_i 为单位厚地基土切片有限元网格结点 i 的集中质量, n 为单位厚地基土切片有限元网格接点总数, ϕ_{i1} 为第一振型。

该段土的等效质量等于切片的等效质量 m_e 与该段长度 l_k 的乘积, 即

$$m_k = m_e l_k. \quad (8)$$

那么等效刚度 k_3 为

$$k_3 = m_k \omega_1^2, \quad (9)$$

式中, ω_1 为第 k 段地基土的第一频率。

(2) 土质点间弹簧刚度的确定

轴向地震作用下土质点之间的刚度系数 k_2 等于使相邻质点产生单位相对位移需要的作用力, 如图 2 所示, 由第一振型的位移分析可求出各土层的位移 δ_i , 再由各土层的拉压刚度可计算出产生单位相对位移所需的力, 即

$$k_2 = \frac{1}{l_k} \sum_{i=1}^m E_i A_i \delta_i, \quad (10)$$

式中, E_i , A_i 分别为第 i 层土的弹性模量和截面面积。

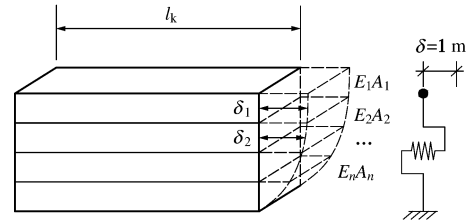


图 2 轴向弹簧刚度 k_2

Fig. 2 Spring stiffness k_2 in axial direction

轴直角向地震作用下的弹簧刚度计算方法与轴向地震作用下的相同, 如图 3 所示, 具体计算公式如下:

$$k_2 = \frac{1}{l_k} \sum_{i=1}^m G_i A_i \delta_i, \quad (11)$$

式中, G_i , A_i 分别为第 i 层土的剪切模量和截面面积。

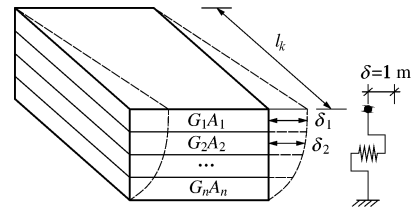


图 3 轴直角向弹簧刚度 k_2

Fig. 3 Spring stiffness k_2 perpendicular to axial direction

通过快速 Fourier 变换, 即令 $u_s = U_s(\omega) e^{i\omega t}$, $u_g = U_g(\omega) e^{i\omega t}$, $u_b = U_b(\omega) e^{i\omega t}$, 便可将体系的动力平衡方程 (1) 和式 (6) 由时域形式转换为频域形式。同时, 定义阻尼模型为滞变阻尼 (复刚度阻尼), 即阻尼力与速度同相位而与位移成比例, 这样体系的动力平衡方程 (1) 和式 (6) 变为

$$\begin{aligned} & \{-\omega^2 [M_s] + (1 + 2i\beta_s) [K]\} \{U_s(\omega)\} \\ & = -\omega^2 [M_s] \{U_g(\omega)\}, \end{aligned} \quad (12)$$

$$\{U_b(\omega)\} = [\alpha] \{U_s(\omega)\}. \quad (13)$$

式中 ω 为地震荷载频率; β_s 为土体阻尼比; $U_s(\omega)$ 为土质点位移 Fourier 幅值; $U_g(\omega)$ 为基岩地震加速度 Fourier 幅值; 其余参数意义同前。

求解方程 (12) 即可得到土质点的位移 Fourier 幅值 $U_s(\omega)$, 进而利用式 (13) 可求得沉管底部土的位移 Fourier 幅值 $U_b(\omega)$ 。将求得的 Fourier 幅值 $U_b(\omega)$ 经过快速 Fourier 逆变换, 即可得到土体反应位移的时域形式 u_b 。

1.3 隧道结构的内力和变形

隧道结构的内力和变形可由土体的地震反应位移得到, 即将沉管底部土的位移通过静荷载的形式施加给土弹簧, 同时将隧道简化成为一根带接头的弹性地

基梁。当隧道承受轴向地震作用时,隧道管节之间的接头简化为拉压弹簧;当隧道承受轴直角向地震作用时,管节之间的接头简化为剪切弹簧和弯曲弹簧。这样响应位移法基本方程的时域和频域表达式可分别表示为

$$[K_1]\{u_t\} = [K_1]\{u_b - u_t\}, \quad (14)$$

$$[K_1]\{U_t(\omega)\} = [K_1]\{U_b(\omega) - U_t(\omega)\}, \quad (15)$$

式中 $\{u_b\}$ 为隧道底部土的位移; $\{u_t\}$ 为隧道位移; $[K_1]$ 为隧道结构的刚度矩阵;

$$[K_1] = \begin{bmatrix} k_1(1) & & & \\ & k_1(2) & & \\ & & \ddots & \\ & & & k_1(n) \end{bmatrix}$$

为地基土的刚度矩阵,

$k_1(i) (i=1, 2, \dots, n)$ 为土质点 i 位置处对应的土—隧道间的弹簧刚度; $U_t(\omega)$ 为隧道位移的 Fourier 幅值。得到隧道位移的 Fourier 幅值谱后, 经过快速 Fourier 逆变换即可得到隧道位移的时域解, 进而就可求得隧道管节内力和接头变形。

上述方程中的地基土弹簧刚度均为与外部地震频率无关的静刚度, 对于轴向地震作用, $[K_1]$ 中的元素取轴向的土弹簧刚度, 对于轴直角向地震作用, $[K_1]$ 中的元素取轴直角向的土弹簧刚度。

(1) 土—隧道间弹簧刚度的确定

土对隧道的地基系数 k_1 等于作用在隧道处的力 P 与它所引起的位移 δ 之商, 即

$$k_1 = \frac{P}{\delta}, \quad (16)$$

计算示意图如图 5 所示。计算轴直角方向的弹簧刚度时, 可采用平面应变的有限单元法进行计算; 计算轴向的弹簧刚度时, 可采用三维有限单元法进行计算。

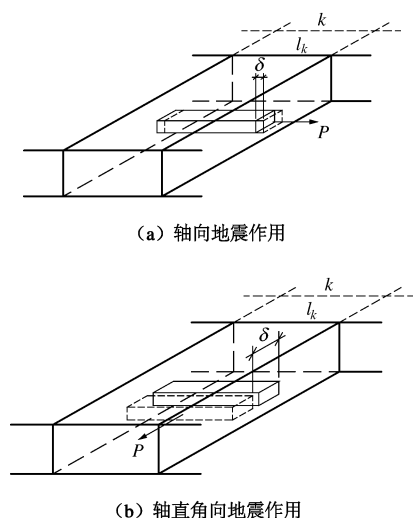


图 4 土—隧道弹簧刚度 k_1

Fig. 4 Spring stiffness k_1 between soil and tunnel

(2) 隧道结构刚度矩阵的确定

隧道结构的刚度矩阵 $[K_1]$ 由有限元单元刚度集合而成。对于轴向地震作用, 隧道管段由杆单元模拟, 管段接头由拉压弹簧单元模拟。对于轴直角向地震作用, 隧道管段由梁单元模拟, 管段接头由剪切弹簧单元和弯曲弹簧单元模拟。

得到了隧道在轴向地震作用和轴直角向地震作用下的单元刚度矩阵后, 便可组合形成隧道的整体刚度矩阵。如果隧道沿轴线的倾斜角度比较大, 还需将单元坐标系下的单元刚度矩阵转换成总体坐标系下的单元刚度矩阵。另外, 在形成梁单元的总刚度矩阵时, 不考虑隧道所受的转动外荷载作用, 此时便可对有限元方程进行缩聚, 从而大大减小自由度数。

2 基于动力 Winkler 地基梁模型的频域分析方法

2.1 动力 Winkler 地基梁模型

上文中提到的响应位移法是一种拟静力方法, 该法忽略沉管隧道惯性的影响, 但实际上沉管隧道结构本身质量较大且往往承受较大的上覆水压力, 且沉管隧道大多部分埋置, 管段本身往往露出海床表面, 因此与其它形式的隧道结构相比 (盾构隧道等), 沉管隧道受周围土体的约束作用相对较弱, 在地震作用下其本身的惯性作用往往不能忽略, 有关学者在相关文献中也提出过相同的观点 (Anastasopoulos 等^[8])。在此种情形下, 如果仍采用响应位移法来进行抗震分析计算, 则难免显得与实际情况不相吻合, 从而造成计算结果的偏差。基于以上考虑, 本文在上文响应位移法的基础上, 建立了基于频域的动力 Winkler 地基梁方法, 计算模型如图 5 所示, 地基土简化为动力 Winkler 模型, 隧道结构离散为多个集中质量点, 管段之间的接头简化为弹簧, 隧道的刚度影响用梁来考虑。

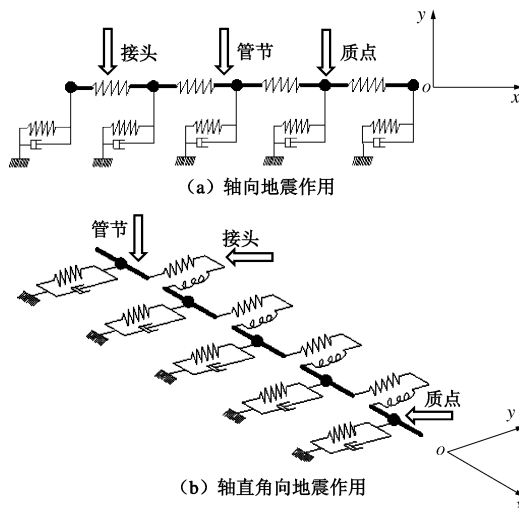


图 5 动力 Winkler 地基梁模型

Fig. 5 Dynamic Winkler foundation beam model

对于图 5 所示的计算模型, 地震作用下的时域动力平衡方程可表示为

$$[M_t]\{\ddot{u}_t\} + [C_{ts}]\{\dot{u}_t\} + [K_{ts}]\{u_t\} = -[M_t]\{\ddot{u}_b\}, \quad (17)$$

$$\text{式中 } [M_t] = \begin{bmatrix} m_t(1) & & & \\ & m_t(2) & & \\ & & \ddots & \\ & & & m_t(n) \end{bmatrix} \text{ 为隧道的质}$$

量矩阵, $m_t(i)(i=1,2,\dots,n)$ 为土质点 i 位置处对应的隧道管段的集中质量; $[C_{ts}]$ 为阻尼矩阵, 包括地基辐射阻尼和土体阻尼; $[K_{ts}]$ 为隧道的刚度矩阵, 由隧道刚度矩阵 $[K_t]$ 和地基刚度矩阵 $[K_1]$ 合成; $\{u_t\} = \{u_{tx}, u_{ty}, u_{t\theta}\}^T$, $\{u_{tx}\}$ 为隧道的轴向位移, $\{u_{ty}\}$ 为隧道的轴直角向位移, $\{u_{t\theta}\}$ 为隧道轴直角向的转角; $\{u_b\}$ 为沉管底部土的地震反应位移 (计算方法见 1.2 节)。通过快速 Fourier 变换, 即令 $u_{tx} = U_{tx}(\omega)e^{i\omega t}$, $u_{ty} = U_{ty}(\omega)e^{i\omega t}$, $u_{t\theta} = U_{t\theta}(\omega)e^{i\omega t}$, $u_b = U_b(\omega)e^{i\omega t}$, 便可将方程由时域转化到频域。同时, 仍采用如式 (12) 所示的滞变阻尼模型, 最终的频域表达式可表示为

$$-\omega^2 [M_t]\{U_b(\omega)\} = -\omega^2 [M_t]\{U_b(\omega)\}, \quad (18)$$

式中, $[C_s]$ 为地基辐射阻尼矩阵, $U_{tx}(\omega)$ 、 $U_{ty}(\omega)$ 和 $U_b(\omega)$ 为位移的 Fourier 幅值, 其余参数意义同前。同上述的响应位移法一样, 经过快速 Fourier 逆变换即可得到隧道地震反应位移, 并可得到隧道内力。

2.2 地基动刚度和阻尼系数的外部频率相关性

响应位移法中的土弹簧刚度采用的是与外部激励频率无关的静刚度形式, 而实际上土体的刚度和阻尼与外部荷载频率存在较大相关性, 一般随着外部荷载频率的改变而改变。本文除了考虑隧道惯性的影响, 同时还考虑了土体动刚度和阻尼系数与外部荷载频率的关联性。Gazetas 等^[15-16]对任意形状埋置基础的水平动刚度和阻尼进行了研究, 提出了适用于工程应用的公式和图表, 本文在此处暂且借鉴其研究成果。

按照 Gazetas 等^[15]的研究成果, 土—隧道间弹簧的动刚度 $k_{1\text{dyn}}$ 可表示为

$$k_{1\text{dyn}} = k_{1\text{stat}}k_0, \quad (19)$$

式中, $k_{1\text{stat}}$ 为土—隧道间弹簧的静刚度, k_0 为动刚度修正系数, 是一个与隧道埋深、隧道底面形状、土层剪切波速以及外部荷载频率有关的量。

k_0 可通过拟合 Gazetas 等^[15]中的动刚度系数曲线得到, Gerolymos 等^[14]中推荐的具体表达式为

$$k_0(\omega) = 1 + a_0 \frac{D}{B} \left[\left(0.08 - 0.0074 \frac{D}{B} \right) a_0^2 - \left(0.31 - 0.0416 \frac{D}{B} \right) a_0 - 0.0442 \frac{D}{B} + 0.14 \right], \quad (20)$$

式中 D 为计算所取的沉管管段的横截面高度; B 为沉管管段横截面宽度的一半; $a_0 = \omega B / V_s$ 为无量纲频率; ω 为外部荷载频率; V_s 为土层剪切波速。

同样根据 Gazetas 等^[16]的研究成果, 阻尼可表示为

$$c_s = 4\rho V_s L B c_{\text{sur}}(\omega) + 4\rho V_s L D + 4\rho V_{\text{la}} B D, \quad (21)$$

式中 ρ 为土体密度, L 为沉管管段长度的一半, $V_{\text{la}} = 3.4V_s / \pi(1-\nu)$ 为拉压波速, ν 为土体泊松比, $c_{\text{sur}}(\omega)$ 根据 Gazetas 等^[16]的研究可近似取为 1, 其余参数意义同前。

3 工程实例分析

3.1 工程背景

港珠澳大桥是一座正在建造中的连接香港、珠海和澳门三地的大型跨海通道, 全长接近 50 km, 建成后将成为世界上最长的跨海大桥。其中, 主体工程段长约 35 km, 采用桥隧组合方式, 并修建两个人工岛作为桥梁和隧道间的连接设施。海底隧道段采用沉管隧道施工工艺, 全长约 5990 m, 建成后也将成为世界上最长的海底沉管隧道。

3.2 工程场地土的物理力学特性

港珠澳海底沉管隧道地基纵向分布不均匀, 差异性较大, 为此本文沿隧道纵向共选取了工程勘察单位提供的 18 个钻孔处的地质勘探资料, 以此作为本文计算所用的土层参数。18 个钻孔的位置分别为 K6+911、K6+998、K7+168、K7+568、K7+788、K8+129、K8+749、K8+947、K9+277、K9+853、K10+384、K10+687、K10+932、K11+427、K11+828、K12+427、K12+502、K12+657。考虑到篇幅的原因, 本文在此不再一一列举详细的土层分布情况, 具体可参考相关的勘察报告。

3.3 计算模型

本文为了充分考虑纵向地基的不均匀性沿隧道纵向共划分了 254 个土单元, 并在隧道管节之间以及节段之间设置弹簧单元模拟接头的力学行为, 最终建立了包含东西暗埋段在内的隧道地震响应的质量—弹簧模型。还需要说明的是, 本文所建立的计算模型考虑了隧道上部回淤的影响, 并假定回淤至原始海床表面。

本文计算了 18 个断面处的土质点等效质量 m 、土与基岩间的弹簧刚度 k_3 、土质点间的弹簧刚度 k_2 和土与隧道间的弹簧刚度 k_1 等参数, 沿隧道纵向其它位置处的参数值可通过线性插值获得。另外, 在计算土弹簧刚度 k_1 时, 本文采用平面应变有限元法计算了 18 个断面处土体的横向弹簧刚度 k_{1y} 。关于土体纵向弹簧刚度 k_{1x} 的选取, 有学者指出可取为 $0.8k_{1y}$ (陈绍章等^[17]、严松宏等^[18]), 本文也采用此种取法。管节接头和节段接头的刚度数据由设计单位提供。

最后, 分别采用本文所建立的响应位移法、频域动力 Winkler 地基梁模型法对港珠澳大桥海底沉管隧

道进行了纵向地震响应计算分析，并提取了沿隧道纵向 7 个典型断面位置处的计算结果。这 7 个典型断面处的受力和变形基本能够反映隧道全长的受力和变形状况，具体位置如图 6 所示。

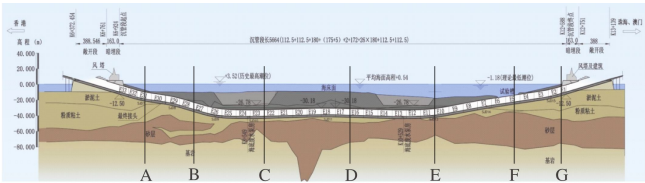


图 6 隧道纵向剖面(由中交公路规划设计院有限公司设计联合体提供)

Fig. 6 Longitudinal section of tunnel

3.4 基岩输入地震波

计算中采用的地震波时程曲线如图 7 所示，该波峰值加速度为 0.147g，卓越周期为 0.468 s，持续时间 40 s。

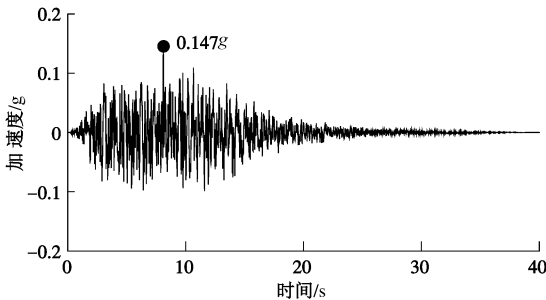


图 7 输入地震波加速度时程

Fig. 7 Acceleration time history of input seismic wave

3.5 土质点地震反应

表 1 为轴向地震作用和轴直角向地震作用下 7 个位置处对应土质点的峰值加速度和位移，可以看出，地震波加速度呈明显的放大趋势，岸边段的地震加速度和位移均大于隧道中间段的。

表 1 土质点峰值加速度及位移

Table 1 Peak accelerations and displacements at various soil points

位置	峰值加速度/g		峰值位移/m	
	轴向	轴直角向	轴向	轴直角向
A	0.218	0.245	0.040	0.045
B	0.231	0.228	0.035	0.034
C	0.220	0.224	0.026	0.027
D	0.195	0.204	0.022	0.024
E	0.196	0.202	0.033	0.034
F	0.192	0.203	0.021	0.022
G	0.226	0.228	0.041	0.040

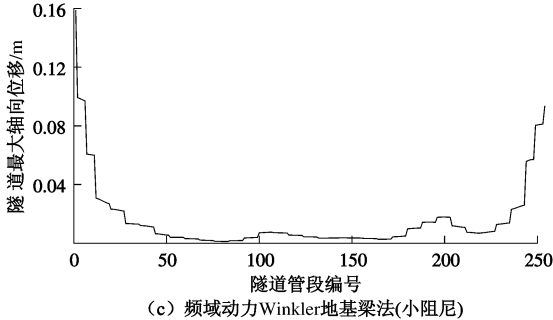
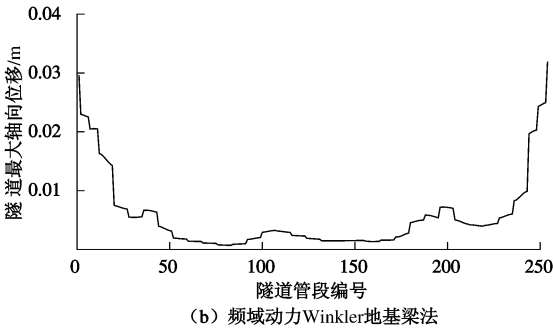
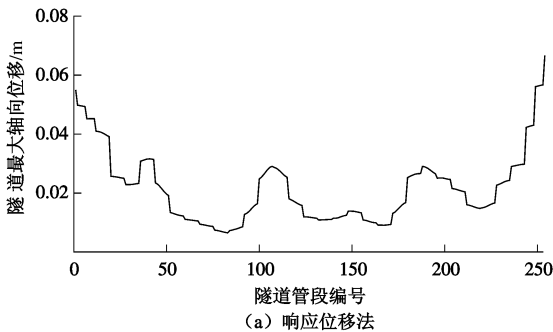
3.6 隧道管节的地震内力和变形

考虑到篇幅的原因，本文只给出了轴向振动分析的结果。图 8(a)、(b)为响应位移法和频域动力 Winkler 地基梁法计算得到的隧道管段轴向最大反应位移，从二者的对比可以看出，两种方法计算得到的最大位移沿隧道轴向的分布规律基本一致，均为两岸边段大中间段小，但频域动力 Winkler 地基梁法计得到的反应

位移要远小于响应位移法的计算值。这是由于频域动力 Winkler 地基梁法中考虑了土体辐射阻尼的影响，造成阻尼较大，因此导致了管段变形的急剧衰减。

为了研究阻尼对沉管隧道地震响应的影响，在此暂不考虑辐射阻尼的影响，而仅通过一个较小的地层阻尼比来反映系统的能量耗散，并以此来考察阻尼的影响。结合港珠澳大桥实际土层分布情况及地震荷载的大小，本文假定土体阻尼比 β_s 为 5%，采用频域动力 Winkler 地基梁法计算了沉管隧道的地震响应，计算结果如图 8 (c) 所示。可以看出，如果采用较小的阻尼，则隧道管段的轴向位移会显著增大。再研究一种极端情况，即假设没有阻尼情况下隧道的地震反应，计算结果如图 8 (d) 所示。可以看出，在没有阻尼的情况下，沉管隧道的动力反应位移还将进一步变大。

为了研究动刚度的影响，本文还计算了一种假定情况，即不考虑土弹簧动刚度的外部频率依赖性，也就是假定土弹簧刚度为静刚度，在此基础上采用频域动力 Winkler 地基梁法分析了隧道的地震响应，计算结果如图 8 (e) 所示。可以看出，整体上采用静刚度计算得到的隧道反应位移要小于采用动刚度计算得到的结果，这是因为在动荷载作用下土体的刚度得到放大，从而造成隧道结构反应的增大。



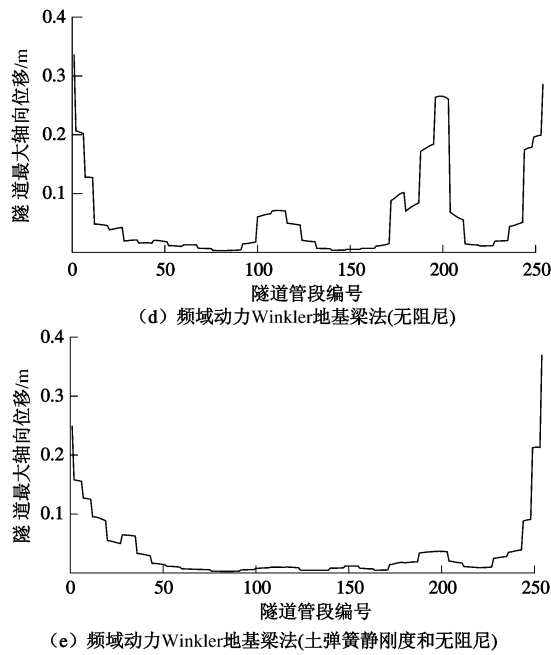
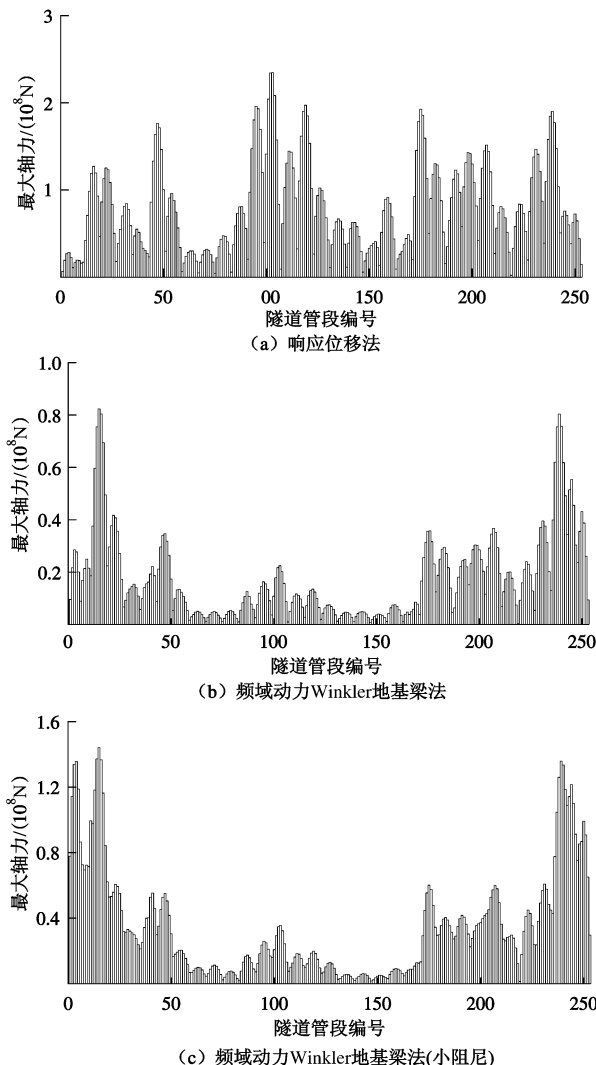


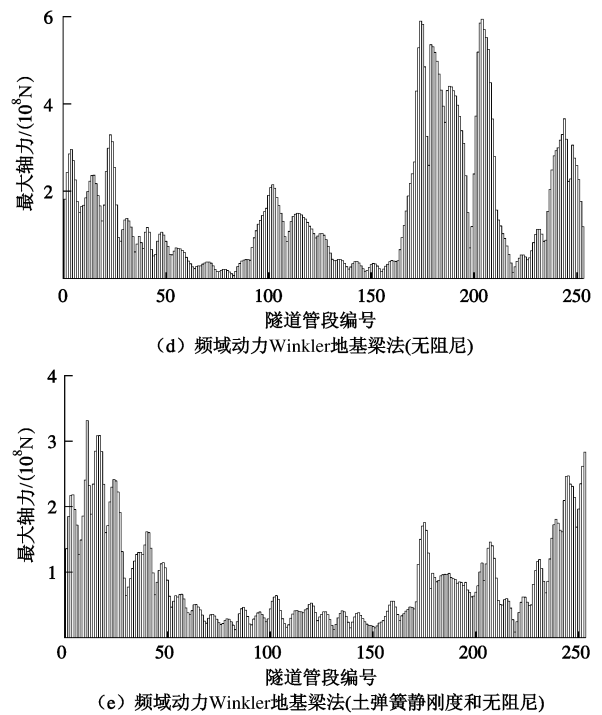
图 8 隧道轴向最大位移

Fig. 8 Maximum displacement in axial direction of tunnel

图 9 为采用上述 5 种方法计算得到的隧道各个管段的最大轴力, 从图 9 (a) ~ (e) 对比可以看出, 轴力的分布规律与上述轴向反应位移相似。另外, 响



(c) 频域动力 Winkler 地基梁法(小阻尼)



(e) 频域动力 Winkler 地基梁法(土弹簧静刚度和无阻尼)

图 9 隧道管段最大轴力

Fig. 9 Maximum axial force of tunnel segments

应位移法得到的最大轴力值为 235 MN, 位于隧道的第 103 段, 而频域动力 Winkler 地基梁法得到的最大轴力值为 82.3 MN, 位于隧道的第 15 段。

4 结 论

(1) 对于隧道纵向地基条件差异性较大的实际工程, 应采用质量—弹簧模型法来分析土层的地震反应, 如果仍采用传统的一维等效线性化方法 (如 SHAKE 程序等), 则不能考虑纵向土层之间的动力相互作用, 而且不能反映沉管底部地震动的空间不均匀性。

(2) 响应位移法是一种拟静力方法, 不能考虑隧道振动过程中的动力特性, 对于隧道受周围土体的约束作用较强的情况, 可采用此种方法进行隧道的地震响应分析。但对于像沉管隧道这种惯性较大且受周围土体约束作用相对较弱的隧道形式, 应采用频域动力 Winkler 地基梁法进行隧道地震响应分析。

(3) 频域动力 Winkler 地基梁法中考虑了阻尼的影响, 因此采用其进行地震响应计算的结果要大于采用响应位移法的计算结果; 如果减小频域动力 Winkler 地基梁法的阻尼, 则沉管管段和接头的地震内力及变形会显著增大; 如果在频域动力 Winkler 地基梁法中忽略土弹簧动刚度受外部荷载频率的影响, 则管段和接头的地震反应会变小, 这是因为在动荷载作用下土体的刚度会放大, 从而造成隧道结构反应的增大; 如果从实际工程安全度的角度出发, 可采用频域动力 Winkler 地基梁法进行地震响应分析, 但如果从经济性

的角度出发, 建议采用频域动力 Winkler 地基梁法。

(4) 尽管本文的研究是基于具体工程建设的需要而开展的, 但这并不影响文中所提方法的普遍适用性, 文中建立的分析方法同样适用于其它沉管隧道工程。

参考文献:

- [1] KUESEL T R. Earthquake design criteria for subways[J]. Journal of the Structural Divisions, ASCE, 1969, **95**(ST6): 1213 - 1231.
- [2] AOKI Y, MARUYAMA H. Spectra for earthquake-resistive design of trench type tunnel[R]. Japan: Report of the PHRI 11: 4, 1972: 292 - 314.
- [3] KIYOMIYA O. Earthquake-resistant design features of immersed tunnels in Japan[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1995, **10**: 463 - 475.
- [4] 川岛一彦. 地下构筑物之耐震设计[M]. 日本: 鹿岛出版会, 1994. (KWASHIMA K. Seismic design of underground structures[M]. Kashima: Kashima Publishing Company, 1994. (in Japanese))
- [5] 韩大建, 周阿兴, 黄炎生. 珠江水下沉管隧道的抗震分析与设计(I)—时程响应法[J]. 华南理工大学学报(自然科学版), 1999, **27**(11): 115 - 121. (HAN Da-jian, ZHOU A-xing, HUANG Yan-sheng. Aseismic analysis and design of the pearl river tunnel (I) - time domain response method[J]. Journal of South China University of Technology, 1999, **27**(11): 115 - 121. (in Chinese))
- [6] HAMADA M. Earthquake observation on two submerged tunnels and numerical analysis[C]// Proceedings of 8th World Conference on Earthquake Engineering. San Francisco, 1984: 673 - 680.
- [7] KIYOMIYA O, TANABE G. Dynamic response analysis of immersed tunnel considering of non-linearity of flexible joint[C]// Paper Presented at the Twenty-eighth Meeting of the Japan Soil Mechanics and Foundation. Japan, 1994.
- [8] ANASTASOPOULOS I, GEROLYMOS N, DROSOS V, et al. Nonlinear response of deep immersed tunnel to strong seismic shaking[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007(9): 1067 - 1090.
- [9] DING J H, JIN X L, GUO Y Z, et al. Numerical simulation for large-scale seismic response analysis of immersed tunnel[J]. Engineering Structures, 2006, **28**: 1367 - 1377.
- [10] STAMOS A A, BESKOS D E. Dynamic analysis of large 3D underground structures by the BEM[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1995, **24**(6): 917 - 934.
- [11] STAMOS A A, BESKOS D E. 3D seismic response of long lined tunnels in half- space[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1996, **15**: 111 - 118.
- [12] HATZIGEORGIOU G D, BESKOS D E. Soil-structure interaction effects on seismic inelastic analysis of 3D tunnels[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010, **30**: 851 - 861.
- [13] 周阿兴. 沉管隧道的地震反应分析[D]. 广州: 华南理工大学, 1989. (ZHOU A-xing. Analysis of seismic response of immersed tunnels[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 1989. (in Chinese))
- [14] GEROLYMOS N, GAZETAS G. Winkler model for lateral response of rigid caisson foundations in linear soil[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2006, **26**: 347 - 361.
- [15] GAZETAS G, TASSOULAS J L. Horizontal stiffness of arbitrarily shaped embedded foundations[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1987, **113**(5): 440 - 457.
- [16] GAZETAS G, TASSOULAS J L. Horizontal damping of arbitrarily shaped embedded foundations[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1987, **113**(5): 458 - 475.
- [17] 陈绍章, 陈 越. 沉管隧道设计与施工[M]. 北京: 科学出版社, 2002. (CHEN Shao-zhang, CHEN Yue. Design and construction of immersed tunnels[M]. Beijing: Science Press, 2002. (in Chinese))
- [18] 严松宏, 潘昌实. 沉管隧道地震响应分析[J]. 现代隧道技术, 2006, **43**(2): 15 - 21. (YAN Song-hong, PAN Chang-shi. Seismic response analyses of immersed tube tunnel[J]. Modern Tunnelling Technology, 2006, **43**(2): 15 - 21. (in Chinese))