

非饱和砂质海床在复合防波堤下固结的数值研究*

叶剑红^① Jeng Dongsheng^① Chan AHC^②

(^①University of Dundee, Division of Civil Engineering, Dundee, DD1 4HN UK)

(^②University of Birmingham, DePartment of Civil Engineering, Birmingham, B15 2TT UK)

摘要 本文以 Biot 动态方程($u-p$ 公式)为控制方程,采用有限元方法和 Generalized Newmark- β 时间积分方法,在 SWANDYNE 的基础上发展了用于分析海床基础固结和动态响应分析的计算程序 PORO-WSSI 2D。利用太沙基一维固结理论验证了 PORO-WSSI 2D 中固结模块的有效性。利用该计算程序,深入研究了大型海床基础在大型复合式防波堤和静水压力作用下的固结过程以及最终的固结状态。计算结果表明计算程序 PORO-WSSI 2D 能够有效地分析评价海床基础在海洋结构物作用下的固结过程以及预测海床基础的剪切破坏行为。所确定的最终固结状态还可以为后续研究海床基础在波浪、地震等动力荷载作用下的动态液化和剪切破坏提供可靠的初始条件。

关键词 固结沉降 Biot 理论 非饱和海床 孔隙介质 复合式防波堤 剪切破坏 液化

中图分类号:PP73, U65 **文献标识码**:A

CONSOLIDATION OF 2-D POROUS UNSATURATED SEABED UNDER A COMPOSITE BREAKWATER

YE Jianhong^① JENG Dongsheng^① CHAN AHC^②

(^①Division of Civil Engineering, University of Dundee, Dundee, DD1 4HN UK)

(^②University of Birmingham, DePartment of Civil Engineering, Birmingham, B15 2TT UK)

Abstract This paper uses the Dynamic Biot's equation as the governing equation, and adopts the finite element method for space discretization and the generalized Newmark- β for time discretization. A computational program PORO-WSSI 2D is developed for the consolidation and dynamic response analysis of seabed foundation. It is based on the program SWANDYNE which is for earthquake analysis. The consolidation modulus in PORO-WSSI 2D is validated by the Terzaghi 1D consolidation theory. Applying the PORO-WSSI 2D, the consolidation process and the final consolidation status of seabed foundation under a large-scale composite breakwater and hydrostatic water pressure are intensively investigated. The computational results indicate the PORO-WSSI 2D can effectively analyze and evaluate the consolidation process, and predict the shear failure of seabed foundation under marine structures. the final consolidation status determined also can provide the initial conditions as true as possible for the later analysis of liquefaction and shear failure in seabed foundation under the ocean wave or earthquake loading in engineering.

Key words Consolidation, Subsidence, Composite breakwater, Biot's theory, Unsaturated seabed, Porous media, Shear failure, Liquefaction

* 收稿日期: 2012-05-05; 收到修改稿日期: 2012-07-03.

基金项目: 英国工程与物理研究委员会 (EPSRC) 基金 # EP/G006482/1 (UK).

第一作者简介: 叶剑红, 主要从事岩石力力学试验方法、土动力学、孔隙介质理论、砂土液化、波-海床-结构物相互作用、FEM 数值计算等方面研究. Email: yejianhongcas@gmail.com

1 引言

现今,世界人口约 60%~70% 聚居在近海区域,而这些近海区域往往是各国的经济和交通运输中心。保护这些海岸区域免受波浪侵蚀以及可能的海啸侵袭都极为重要。在近海环境中,防波堤,如复合防波堤被广泛地用于保护海岸线,以及近海岸线人民的生命财产安全。然而,所建造的防波堤却往往因为海床基础发生液化和剪切破坏而失效^[1,2]。不合理的设计和过高估计海床基础的稳定性是导致防波堤的这种破坏失效的主因。所以发展一种有效的分析方法和工具去评价和预估海洋结构物下方的海床基础的剪切破坏是极为重要的。

近 20 多年来,世界范围内越来越多的海洋结构物,如防波堤、采油平台、风力发电机被建造在近海岸区域。这一区域在工程上越来越受到重视。在海洋岩土力学方面各国的研究者开展了大量的研究工作;也取得了丰硕的成果。这些前人的工作主要集中在海床砂土在波浪作用下的动力响应上。代表性的工作既包括解析解^[3,4],也有数值解^[5~7]。但是,在前人的这些工作中,无结构物或有海洋结构物的海床基础的初始固结状态并没有被考虑,而是假定海床土的初始位移、速度、加速度和应力、孔隙压力都为零^[5~10]。而实际上,真实的海床基础在受到波浪荷载作用之前,已经经历了长时间的固结过程;波浪动态分析的初始位移、速度、加速度和床内应力、孔隙压力绝对不是零。显然前人的假设是不合适的,是准确地评价分析海床基础在波浪作用的动态液化和动态剪切破坏极为不利的因素。在实际近海工程中,建有海洋结构物的海床基础在结构物重量和静水压力作用下都要经历一个压缩固结过程。这一最终的固结状态应该是后续评价海床基础对波浪的动态响应的初始条件。目前,这方面的研究工作开展得很少,也就是本文的研究亮点所在。

首先开展砂土固结问题研究的是太沙基^[11],他推导出了饱和的一维土柱在常压力作用下的固结过程的解析解。之后,Biot^[12]进一步提出土的三维固结控制方程。这一方程现在被广泛应用于研究孔隙介质中颗粒变形和渗透流的耦合问题。通常在实际工程中,除了拥有较为简单的边界条件外,土的固结问题的精确解析解是难于获得的,绝大多数工程问题都借助于数值解来研究。对于采用 Biot 固结方程来研究土的固结问题,已有较多的文献可以参

考^[13~17]。但他们大多数主要是研究 Biot 固结方程的数值求解方法,以及相关的收敛性和稳定性问题。基本还没有应用这些数值模型去确定大型海床基础在大型海洋结构物和静水压力作用下的固结状态,可以为后续的海床基础的动态分析提供真实可靠的初始条件。

本文将以 Zienkiewicz^[18] 提出的 Biot 动态方程 ($u-p$ 公式) 为基础,采用自主开发的有限元程序 PORO-WSSI 2D 为分析工具(非商业软件),深入研究非饱和和孔隙海床在复合防波堤作用下的主固结过程以及最终的海床基础的固结状态;也为后续研究海床基础在地震和海洋波浪等动态荷载作用下的动态液化和剪切破坏提供真实可靠的初始条件。

2 控制方程、FEM 模型及边界条件

2.1 控制方程

砂性海床是一种三相孔隙介质,由砂土颗粒,孔隙水和包围于其中的气体组成。工程实践中,Biot 理论^[12]通常被用来描述这种三相孔隙介质的物理力学性质。在本文中,由 Zienkiewicz^[18] 最先提出的动态 Biot 方程(即 $u-p$ 公式)作为研究海床以及其他孔隙介质力学性质的控制性方程。在该控制方程中,孔隙流体相对于砂土颗粒的相对位移不予考虑,但是固体颗粒和流体运动加速度都被考虑在内:

$$\frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = -\frac{\partial p}{\partial x} + \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (1)$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + \rho g = -\frac{\partial p}{\partial z} + \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (2)$$

$$k \nabla^2 p - \gamma_w n \beta \frac{\partial p}{\partial t} + k \rho_f \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial t^2} = \gamma_w \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (3)$$

在方程(1)(2)和(3)中, u 、 w 为砂土颗粒在 x 、 z 方向的位移; σ'_x 和 σ'_z 为水平和竖直方向的有效应力; τ_{xz} 为剪应力; p 为孔隙流体的孔隙压力。 n 为砂土孔隙率; $\rho = n\rho_f + (1-n)\rho_s$ 为孔隙介质的平均密度;其中, ρ_f 为孔隙流体密度; ρ_s 为固体颗粒密度; g 为重力加速度; γ_w 为孔隙水的单位重度; k 为孔隙介质的渗透系数(达西流); ε 为孔隙介质的体应变; β 为孔隙流体的压缩性系数。体应变 ε 和流体压缩性系数 β 被定义为:

$$\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} \quad (4)$$

$$\beta = \frac{1}{K_f} + \frac{n(1-S_r)}{p_{w0}} \quad (5)$$

其中, S_r 为孔隙介质的饱和度; K_f 为孔隙流体的体积模量, 通常为 $K_f = 2.27 * 10^9 \text{ Pa}$ 。 p_{w0} 为某处的绝对静水压力。

对于各相异性海床, 达西渗透系数被定义为:

$$k_{ij} = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_z \end{bmatrix} \quad (6)$$

如果为各相同性均质孔隙介质, 那么两方向渗透系数相等: $k_x = k_z$ 。

2.2 FEM 数值模型

本文采用有限元方法求解上述孔隙三相介质的控制方程。基于原有的地震有限元程序 SWAN-DYNE^[19], 本文发展了一款新的有限元软件 PORO-WSSI 2D, 应用于海洋、海岸工程。下面为该有限元程序简要的离散和求解过程。

控制方程(1)-(3)中的位移变量 $u = \{u, w\}$ 和孔隙压力变量 p 被下面的形函数所替代:

$$u = \sum_{i=1}^n N_i^u u_i = N^u \bar{u} \quad (7)$$

$$p = \sum_{i=1}^n N_i^p p_i = N^p \bar{p} \quad (8)$$

其中, u, p 为孔隙介质的位移向量和孔隙流体压力向量。 \bar{u}, \bar{p} 为节点位移向量和孔隙压力向量。 N^u 和 N^p 为孔隙介质位移和孔隙压力的形函数。它们的定义分别如下:

$$\bar{u} = [u_1 \quad w_1 \quad u_2 \quad w_2 \quad \cdots \quad u_n \quad w_n]^T \quad (9)$$

$$\bar{p} = [p_1 \quad p_2 \quad \cdots \quad p_n]^T \quad (10)$$

$$N^u = \begin{bmatrix} N_1^u & 0 & N_2^u & 0 & \cdots & N_n^u & 0 \\ 0 & N_1^u & 0 & N_2^u & \cdots & 0 & N_n^u \end{bmatrix} \quad (11)$$

$$N^p = [N_1^p \quad N_2^p \quad \cdots \quad N_n^p] \quad (12)$$

将位移和孔隙压力形函数表达式(7)和(8)代入控制方程(1)~(3)并且应用最小势能原理, 控制方程在空间域内可以被离散成如下形式:

$$M\dot{\bar{u}} + K\bar{u} - Q\bar{p} = f^{(1)} \quad (13)$$

$$G\bar{u} + Q^T\dot{\bar{u}} + S\bar{p} + H\bar{p} = f^{(2)} \quad (14)$$

式中

$$M = \int (N^u)^T \rho N^u d\Omega \quad (15)$$

$$K = \int B^T DB d\Omega \quad (16)$$

$$Q = \int B^T m N^p d\Omega \quad (17)$$

$$S = \int (N^p)^T n \beta N^p d\Omega \quad (18)$$

$$H = \int (N^p)^T k \nabla N^p d\Omega \quad (19)$$

$$G = \int (\nabla N^p)^T k \rho_f N^u d\Omega \quad (20)$$

$$\nabla = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (21)$$

$$B = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} N^u \quad (22)$$

$$f^{(1)} = \int (N^u)^T \rho g d\Omega + \int (N^u)^T \bar{t} d\Omega \quad (23)$$

$$f^{(2)} = - \int (N^p)^T \nabla^T (k \rho_f g) d\Omega + \int (N^p)^T \bar{q} d\Gamma \quad (24)$$

其中, $m = [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^T$; g 为重力加速度; \bar{t} 为作用在计算区域外边界上的应力。 \bar{q} 为计算区域外边界上的水流量。 D 是与本构关系有关的矩阵, 如为弹性本构, 则 D 为弹性矩阵。如果使用弹塑性本构, 则 D 应该为 D_{ep} 。

PORO-WSSI 2D 中采用 GNpj (Generalized Newmark p^{th} order scheme for j^{th} order equation) 时间积分方法^[20]来求解空间离散控制方程(13)和(14)所控制的动态问题。详细的时间离散方法请见文献[21]。

2.3 边界条件

在求解孔隙海床在海洋结构物作用下的固结过程中, 下列边界条件被施加到计算区域的外边界, 以获得真实准确的模拟结果:

(1) 海床基础的底边界被认为是固定且不可渗透的:

$$u = w = 0 \quad \text{和} \quad \frac{\partial p}{\partial z} = 0 \quad z = 0 \quad (25)$$

(2) 海床的两侧边界在水平方向被固定, 且孔隙流体不能流出计算区域的两侧边界。所采用的这种边界并不完全符合实际情况。所以为了避免这种侧边界条件对海洋结构物下方海床基础内的应力场和位移场的不利影响, 一般建议选用较大的计算范围。

(3) 在实际近海环境中, 海床和海洋结构物都要受到海水的静水压力的作用; 所以计算模型中在海床面上以及结构物的外表面上都施加海水的静水

压力。静水压力的作用方向均垂直于作用面。

(4)复合防波堤由两部分组成:碎石基础和沉箱。由于沉箱都是不可渗透的结构物,所以在沉箱底部会受到海水的浮力作用。计算中沉箱底部被施加相应的浮力作用。如果不考虑这个浮力,将会高估海床基础中的应力和沉箱的最终沉降量。

3 数值模型验证

在采用所开发的有限元程序研究非饱和和孔隙海床在复合防波堤作用下固结沉降之前,本文利用1D太沙基固结理论对所开发的有限元程序进行验证。

太沙基1D固结理论研究一维各向同性均质弹性土柱在一常值压力 P 作用下的固结压缩沉降(图1),该土柱仅在力作用面上可以排水,其他均为不透水面。本文选用的数值计算模型(图1)中,土体宽为1m,高为 $L=20\text{m}$ 。采用的计算参数为:常压力 $P=10\text{kPa}$,弹性模量 $E=100\text{MPa}$,泊松比 $\mu=0.25$,达西渗透系数 $k=1.0 \times 10^{-5}\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ 。Wang^[22]在太沙基的基础上给出了一个更加通用的一维土柱固结的解析解。本文将PORO-WSSI 2D得到的数值解将和Wang^[22]的解析解进行对比,以验证所开发的有限元程序。

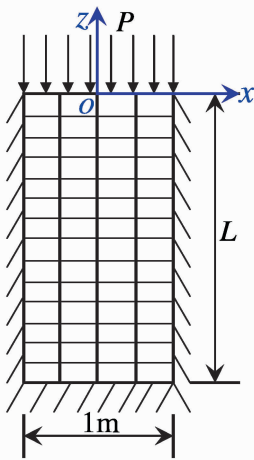


图1 太沙基一维土柱在常压力作用下固结的计算模型
Fig. 1 The computational model for the Terzaghi's 1D soil consolidation under constant pressure

图2、3列出了该一维土柱在常压力作用下土柱内部的孔隙水压力,竖向位移的数值结果和解析解在不同时刻的对比。结果显示在固结过程中,土柱内部的孔隙水压力逐渐消散,竖向位移逐渐增大。在该固结过程中,由有限元程序PORO-WSSI 2D所

确定的数值结果和解析解完全一致。图4为土柱力作用面在固结过程中竖向沉降数值结果和解析解的对比。比较结果也再次表明数值解能和解析解近乎完美吻合。所有的和解析解的对比结果都表明所开发的有限元程序PORO-WSSI 2D是可靠可信的。

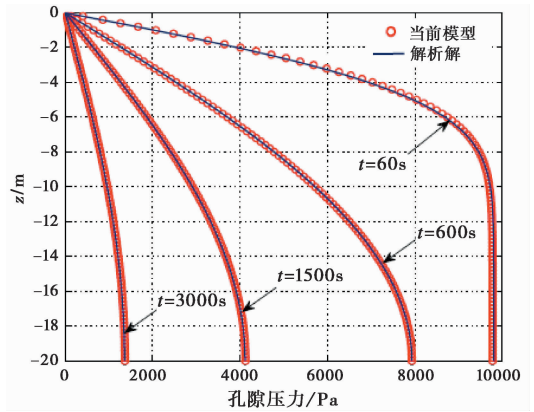


图2 一维土柱固结过程中孔隙压力数值结果和解析解在不同时刻的对比

Fig. 2 The comparison between the numerical results and the analytic solution for the pore pressure at different time

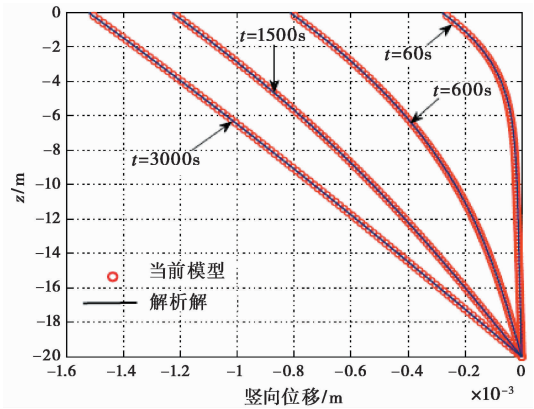


图3 一维土柱固结过程中竖向位移数值结果和解析解在不同时刻的对比。

Fig. 3 The comparison between the numerical results and the analytic solution for the displacement at different time

4 数值结果分析

本文采用所开发的有限元程序PORO-WSSI 2D研究非饱和海床在复合防波堤作用下的固结沉降过程,以及复合防波堤对海床内部的应力场和位移场的影响。

所选计算范围在水平方向上从-300m到550m,总长850m,使海床面上所建造的复合防波堤(200m到236m)远离海床计算模型的两侧边界。这样可以

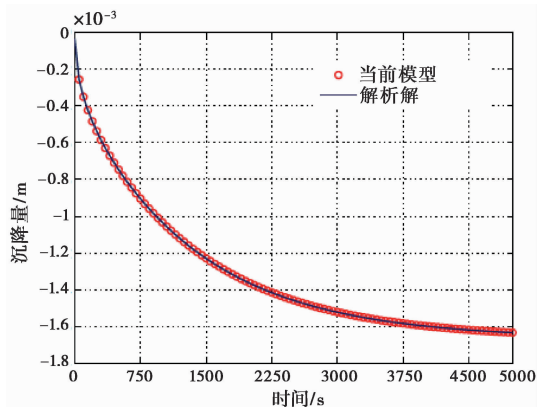


图4 一维土柱固结过程中力作用面的
竖向沉降数值解和解析解的对比

Fig. 4 The comparison between the numerical results and the analytic solution for the settlement of surface applied force

充分消除海床两侧边界对复合防波堤下方海床基础内部应力场和位移场的在数值计算上的不利影响。文中均采用8节点等参单元去离散所选的计算模型。计算模型中有平直和倾斜海床两部分;平直海床(-300~-100m)处海床厚度为 $h=20\text{m}$,海水深度为15m。倾斜海床(-100~550m)面的坡度为2:100,所以海床厚度和海水深度在不同的位置都会发生相应的变化;从而要求所施加的孔隙压力和水体对海床的作用力等边界条件在不同位置也要做相应的变化。计算中海床,碎石基础和沉箱所采用的力学属性参数如表1所示。

表1 数值计算中所采用的海床,碎石基础和沉箱的力学属性参数

Table 1 The mechanical properties used in computation for seabed, rubble mound and caisson

介质	$\varphi/$ ($^{\circ}$)	$E/$ MPa	ν	$k/$ $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$	$S_r/$ (%)	n	$G_s/$ $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
海床	30	50	0.33	10^{-5}	98	0.25	2650
碎石基础	35	1000	0.33	0.2	99	0.35	2650
沉箱	40	5000	0.25	0.0	0.0	0.0	2650

4.1 固结过程

海床砂土在近海环境中在静水压和自重作用下在地质历史时期内都经历了一个充分的固结压缩过程。其内部的孔隙压力已经进行了充分的消散;如果没有外界扰动,就不会有超孔隙压力的存在。在实际的海岸工程中,如果一个防波堤被建造于海床之上,那么海床基础原有的平衡状态将被打破。在防波堤建造完成之后的短时间内,由于海床砂土

颗粒来不及在短时间内发生充分的变形,防波堤的重量完全被传递到海床基础内部孔隙水上,从而在海床基础内部产生较大的超孔隙压力和压力梯度(图5、6中 $c_v t/h^2=0.8247$, c_v 是固结系数)。随着时间的推移,在海床基础内部孔隙压力梯度的驱动下,孔隙水将会通过颗粒间孔隙从高压区域向低压区域流动,从而使超孔隙压力逐渐消散(图5、6中 $c_v t/h^2=4.1233$ 和图7中A)。由图6中 $z=6.0\text{m}$ 线上不同固结时刻孔隙压力的分布可以清楚发现:在固结过程中同一时刻即使处于同一高程处,右侧海床的孔隙压力要明显高于左侧海床的孔隙压力。其根本原因是右侧海床的排水路径要长的左侧海床的排水路径,所以右侧海床内的孔隙水需要更多的时间才能流出孔隙海床,使超孔隙水压力更难于消散。在超孔隙压力消散过程中,复合防波堤的重量逐渐从孔隙水传递到砂土颗粒上,使海床基础内部的有效应力大幅度增加(图7B)。海床在防波堤作用下发生压缩变形,从而使复合防波堤发生沉降(图7C)。在较长的时间内,孔隙海床在防波堤的压缩下进行了充分的固结后,海床基础内孔隙压力分布显示出明显的均匀性和成层性(图5、6中 $c_v t/h^2=7.8343$)。此时右侧、左侧海床在同一高程线上孔隙压力也基本一致;表明此时右侧海床内的超孔隙压力也已经进行了充分的消散。复合防波堤的最终沉降大约为100mm。由于复合防波堤中的沉箱多为混凝土不透水结构,所以模拟结果中沉箱内部的孔隙压力始终为0。

4.2 应力场和位移场分布

在复合防波堤作用下,海床基础基本完全固结之后,复合防波堤由于海床的弹性变形而发生的沉降(主固结沉降)基本达到稳定。之后随着时间的推移,在防波堤的长期作用下,孔隙海床基础表现出一定的塑性和蠕变的变形属性,从而发生次固结过程。本文的研究重点在于孔隙弹性海床的主固结过程。与砂土塑性和蠕变有关的次固结过程在以后的工作中将会得到进一步的深入研究,在次本文只讨论孔隙海床在复合防波堤作用下主固结过程之后的应力场和位移场的分布。

图8是海床基础在复合防波堤作用下主固结过程完成后海床基础内的应力场分布图。从图8可以看出在复合防波堤下方的海床基础内有效压力与没有海洋结构物时相比有了大幅度的增加;主要是由于复合防波堤的重量在主固结完成后已经完全由海

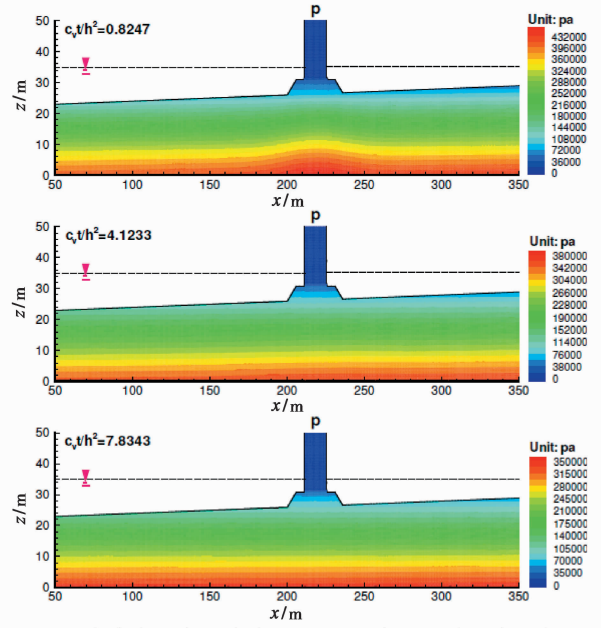


图5 海床内部在固结过程总不同时刻的孔隙压力分布
Fig. 5 The distribution of pore pressure in seabed foundation in consolidation process

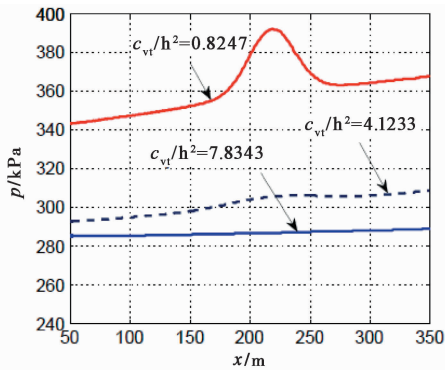


图6 孔隙水压力不同时刻在 z=6m 线上的分布
Fig. 6 The distribution of pore pressure on line z=6m in consolidation process

床砂土颗粒来承担。在远离复合防波堤的海床基础内,有效应力受海洋结构物的影响就会逐渐消失。有效应力的分布具有成层性。从图8中海床基础内部剪应力的分布可以知道,在远离海洋结构物的区域,因结构物的影响基本消失,剪应力基本为0;然而在复合防波堤下方的海床基础内部,存在较大的剪应力集中区,剪应力最大量级高达60kPa。这两个剪应力集中区应该是海床基础发生剪切破坏,从而使海洋结构物发生倾覆破坏的最直接的原因。

图9是海床基础在复合防波堤作用下主固结过程完成后海床基础内的位移场分布图。从图9可以

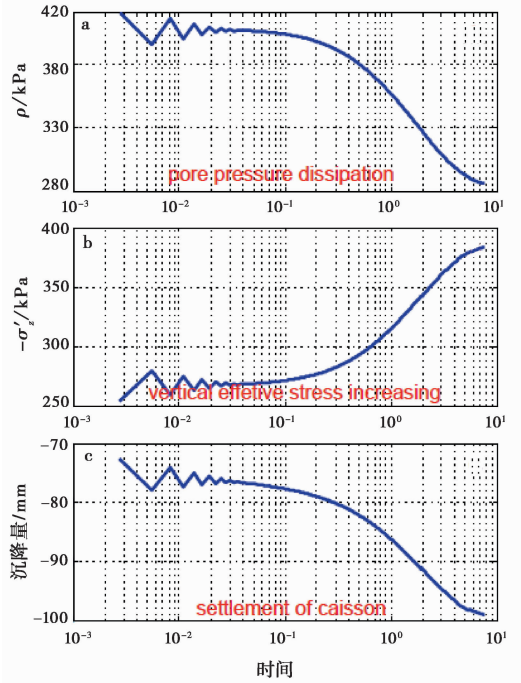


图7 海床固结过程中孔隙水压力消散(A),有限应力增加(B)的过程 (x=218.5m,z=6.0m) 以及沉箱右侧顶点的沉降过程(C)

Fig. 7 The dissipation process of pore pressure (A); the increase of the vertical effective stress (x=218.5m,z=6.0m) (B); the settlement of the left-top corner of caisson(C)

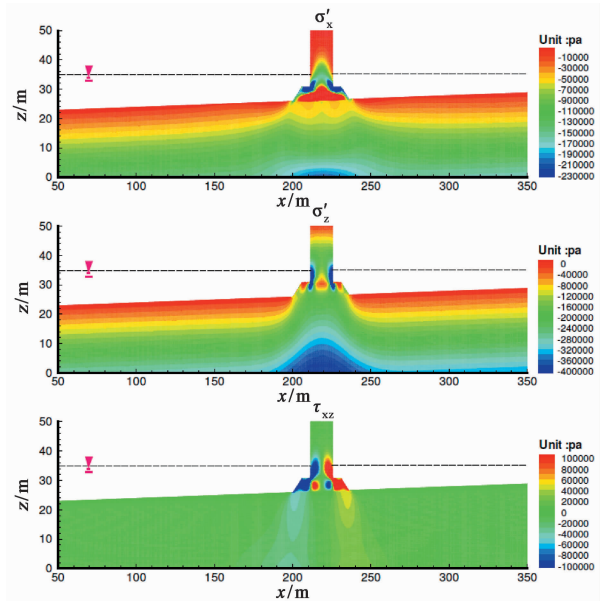


图8 海床基础固结完成后内部的应力场分布
Fig. 8 The distribution of the stresses in seabed foundation after the consolidation process

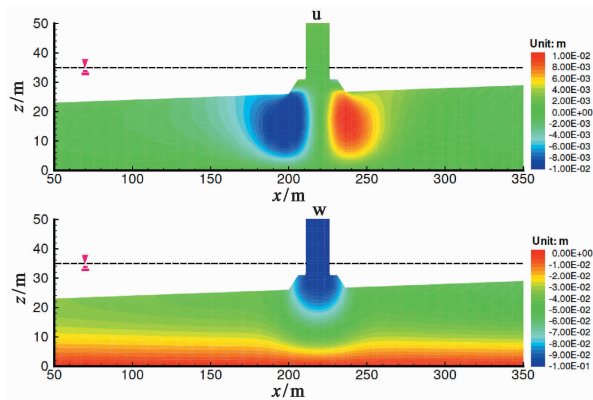


图9 海床基础固结完成后内部的位移场的分布
Fig. 9 The distribution of displacements in seabed foundation after the consolidation process

看出在复合防波堤重力竖向挤压下作用下,海床基础将向两侧发生移动。同时由于海床基础具有2:100的坡度,在复合防波堤左侧的海床基础向左侧移动得更加明显。水平位移的最大量级可达10mm。在主固结过程中,海床基础内的超孔隙压力逐渐消散,复合防波堤的重量逐渐从孔隙水向下方的砂土颗粒传递,使有效应力增加,防波堤向下沉降。复合防波堤的最大沉降量高达100mm。同时远离防波堤的海床基础在静水压力和自重的作用下也要发生固结沉降,海床表面的最大沉降量可达40~60mm。

4.3 速度场、加速度场分布

本文所用的有限元程序PORO-WSSI 2D中所采用的控制方程为Biot动态方程(即 $u-p$ 公式)。在该控制方程中,砂土颗粒和孔隙流体的加速度被考虑在其中,但是孔隙流体的相对于砂土颗粒的相对位移不予考虑。与Biot固结方程相比,本文采用的控制方程具有更广泛的适用性。Biot方程不能考虑砂土颗粒和孔隙流体的位移和加速度。只能应用于准静态分析中。例如渗透系数极小的黏性土受到极大周期的荷载的作用。此时颗粒和孔隙水的加速度确实可以认为接近为0。对于渗透系数较大的砂性海床,Biot固结方程的适用性确实需要大打折扣。作为一种先进的有限元程序,PORO-WSSI 2D可以监测和记录计算过程中孔隙海床和海洋结构物的速度场和加速度场。图10、11是PORO-WSSI 2D模型监测到的海床基础在复合防波堤作用下固结过程中在 $c_v t/h^2 = 0.8247$ 时刻的速度场和加速度场的分布情况。由图可以看出,在复合防波堤重力挤压下,

左、右侧海床基础的水平速度在 $c_v t/h^2 = 0.8247$ 时刻分别向左(负值)和向右(正值);竖直速度均向下(负值)。在复合防波堤正下方,有一个三角形区域的水平速度基本为0,但是有较大的竖向速度。该三角形区域内的介质变形类似于刚性体,只有整体的向下位移,基本没有剪切变形。这就是该楔形体区域不会发生剪切破坏的直接原因。

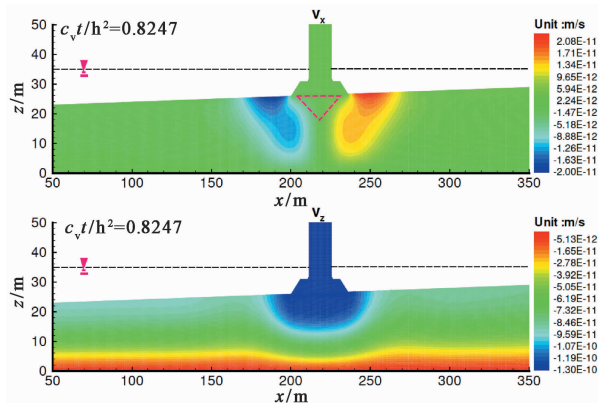


图10 海床基础在复合防波堤作用下固结过程中在 $t=1.0h$ 时刻的速度场的分布

Fig. 10 The distribution of velocity in seabed foundation after the consolidation process

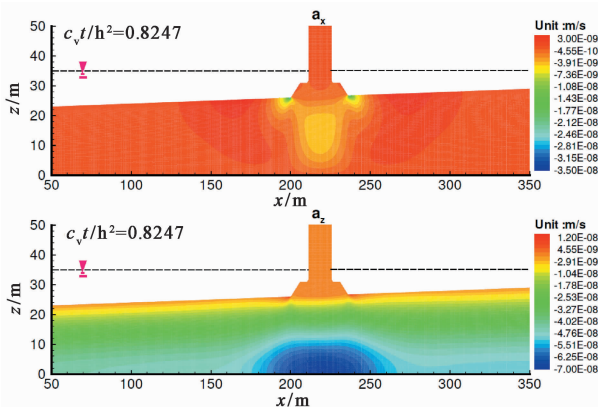


图11 海床基础在复合防波堤作用下固结过程中在 $t=1.0h$ 时刻的加速度场的分布

Fig. 11 The distribution of acceleration in seabed foundation after the consolidation process

4.4 复合防波堤的影响

以上给出的数值模拟结果只有分布图,只能定性地看出建造的复合防波堤对孔隙海床基础完全固结之后的大致影响。本节定量地给出复合防波堤对海床基础的影响。图12、13定量地给出了海床基础主固结完成后有效应力、剪应力和孔隙压力还有水平、竖向位移在 $z=23m$ 高度线上的分布。从图可以

看出,在复合防波堤下方,由于需要支撑海洋结构物的重量,有效应力确实有大幅度的上升。和没有海洋结构物的工况相比,水平有效应力从 30kPa 增长到大约 60kPa; 竖向有效应力从约 50kPa 增长到月 220kPa。在防波堤下方海床基础内有较大的剪应力集中,在 $z=23\text{m}$ 的高度可达 45kPa。海床中越靠近防波堤的部位,剪应力集中的量级越大,可达 60kPa。这种剪应力集中可以直接导致海床基础发生剪切破坏,从而使海洋结构物发生倾倒破坏。在实际工程设计中,需要提前预估海床基础发生剪切破坏的可能性,以避免灾难的发生。从 $z=23\text{m}$ 线上的位移分布来看,由于海床具有一定的坡度,所以防波堤左侧的海床基础向左侧的位移量要普遍大于右侧海床基础向右侧的位移量。由于防波堤建造之后,海床基础受到强烈的竖向挤压,防波堤左、右侧的海床基础内部相应地发生强烈的挤压剪切变形,导致海床基础剪切变形带内的砂土发生剪切鼓起。

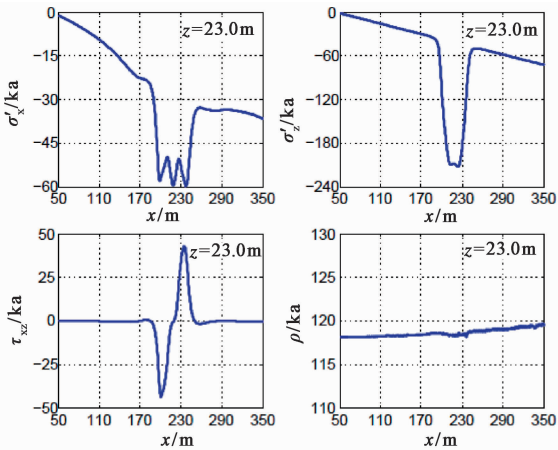


图 12 海床基础固结完成后有效应力、剪应力和孔隙压力在 $z=23\text{m}$ 高度线上的分布

Fig. 12 The distribution of stresses and pore pressure on line $z=23\text{m}$ after the consolidation process

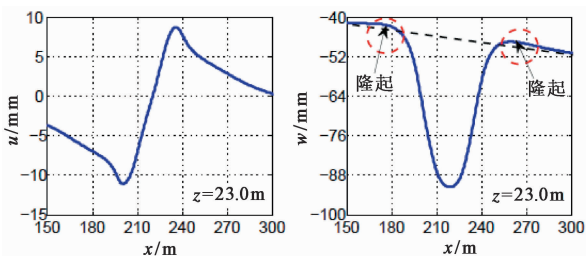


图 13 海床基础固结完成后水平位移和竖向位移在 $z=23\text{m}$ 高度线上的分布

Fig. 13 The distribution of displacements on line $z=23\text{m}$ after the consolidation process

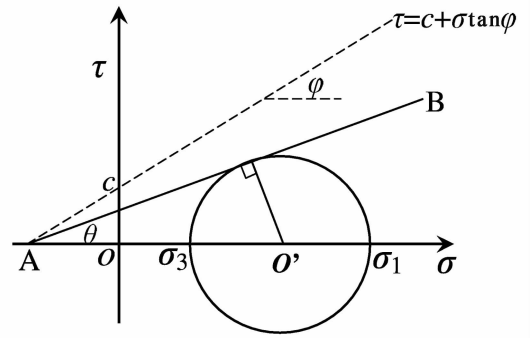


图 14 摩尔-库仑破坏准则

Fig. 14 The Schematic graph of Mohr-Coulomb criterion

4.5 海床基础的剪切破坏预测

在海岸工程中,过大过重的海洋结构物和承载力不足的海床基础一直是海床基础发生剪切破坏的主要原因。在实际工程中,除选定承载力较好的建设场地,合理确定海洋结构物的尺寸、重量等设计参数之外,预测海床基础在海洋结构物作用之下的剪切破坏区也是极为必要的。所开发的有限元程序 PORO-WSSI 2D 可以为设计人员提供有效的分析手段去评价海床基础发生剪切破坏的可能性。

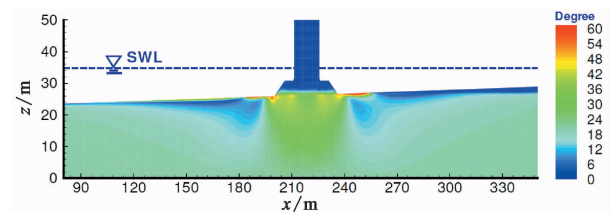


图 15 应力角在海床基础内部的分布

Fig. 15 The distribution of stress angle in seabed foundation

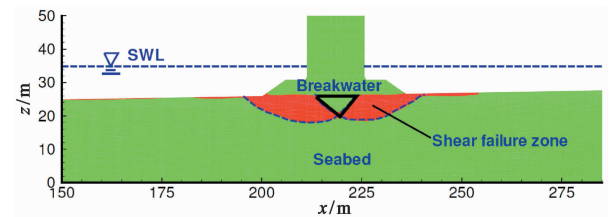


图 16 复合防波堤作用下海床基础内部剪切破坏区预测图

Fig. 16 The predicted shear failure zone in seabed foundation

莫尔-库仑准则在实际工程中被广泛地应用于判断工程材料的剪切破坏。当莫尔圆的切线 AB 的倾角 θ (应力角) 大于等于材料的内摩擦角 φ 时,材料在改应力点处即发生剪切破坏 (图 14)。应力角 θ 可由下式确定:

$$\theta = \arcsin \left(\frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{\frac{c}{\tan\phi} + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}} \right) \geq \phi \quad (26)$$

式中, c 、 ϕ 为材料的黏性力和内摩擦角。 σ_1 、 σ_3 为最大和最小有效主应力。

从海床基础在防波堤挤压下完全固结之后海床内应力角的分布图(图 15)可以看出,在防波堤正下方较大区域内,应力角普遍大于所用的孔隙海床的内摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 。说明此时海床基础在防波堤的作用下,已经有部位发生了剪切破坏。图 16 是采用有限元程序 PORO-WSSI 2D 预测的海床基础内部发生剪切破坏的区域。该预测图表明在复合防波堤下方海床基础内部在给定的计算条件下(表 1)已经有较大范围的剪切破坏区域。另外值得注意的是在复合防波堤正下方,有一个三角形区域内并没有发生任何剪切破坏。其变形属性类似于刚性体。其原因在 4.3 节中已经有所叙述。

5 海床土性质对固结结果影响研究

在实际海岸工程中,海床砂土的种类多种多样。其力学属性参数也具有多样性。本节将重点研究海床基础的力学参数对固结结果的影响。在工程设计中,工程师们最关心的问题有两个:第 1,复合防波堤在主固结完成后的最终沉降量是否在可接受的范围内;第二,复合防波堤下方海床基础内是否会发生剪切破坏。本节将以复合防波堤沉箱的最终沉降量和海床基础内($x = 197.2\text{m}$, $z = 24.9\text{m}$)处的剪应力为指标,进行参数化研究海床土的性质对固结的影响。

表 2 海床土性质对沉箱最终沉降量

和($x = 197.2\text{m}$, $z = 24.9\text{m}$)处剪应力的影响

Table 2 The final settlement of caisson and the shear stress at $x = 197.2\text{m}$, $z = 24.9\text{m}$ under different seabed conditions

参数	结果		参数	结果	
E/MPa	w/mm	τ_{xz}/kPa	$k/\text{mm}\cdot\text{s}^{-1}$	w/mm	τ_{xz}/kPa
30	186.3	19.53	0.0001	95.7	17.44
50	98.9	16.87	0.01	98.9	16.87
100	61.5	16.07	1.0	99.7	17.67
$S_r/(%)$	w/mm	τ_{xz}/kPa	注:参数研究时,标准参数为 $E = 50\text{MPa}$, $k = 0.01\text{mm}\cdot\text{s}^{-1}$, $S_r = 98\%$ 。 当研究某一参数时,其他参数保持与标准参数一致		
95	97.7	17.57			
98	98.9	16.87			
100	99.7	17.67			

表 2 列出了海床基础在不同的弹性模量 E , 渗透系数 k 和饱和度 S_r 时防波堤沉箱最终沉降量和在($x = 197.2\text{m}$, $z = 24.9\text{m}$)处的剪应力值。从表 2 可以清楚看出,海床基础的渗透系数和饱和度对完成主固结过程的海床基础内的应力状态和沉箱的最终沉降量没有明显的影响。但是海床的弹性模量的影响却非常明显。对于承载力高、刚度大的海床基础,沉箱的沉降量明显减小,剪应力也会有所减小。所以承载力高的海床毫无疑问可以作为海洋结构物的理想基础。

6 结论

本文以 Biot 动态方程为控制方程(孔隙流体和固体颗粒的加速度被考虑),采用有限元方法和通用 Newmark- β 时间积分方法发展了有限元计算程序 PORO-WSSI 2D,用于研究海床基础、海洋结构物以及海水之间的相互作用。该数值模型可以考虑孔隙介质的渗透系数和变形性质的各向异性。计算过程中可以监测孔隙介质的速度场和加速度场,这是 Biot 固结方程所达不到的。该计算程序中的固结模块采用一维太沙基固结理论的解析解被完全验证。利用发展的有限元程序 PORO-WSSI 2D,对非饱和和孔隙海床在复合防波堤作用下的固结沉降进行了深入的研究。获得以下几点认识:

(1)在复合防波堤建造完成之后的初期阶段,防波堤的重量主要由海床基础内的孔隙水压力承担;从而引起较大的超孔隙水压力和压力梯度。随着时间推移,超孔隙水压力逐渐消散,所承担的防波堤的重量逐渐从孔隙水向砂土颗粒上转移,使海床基础内有效应力大幅度增加。待主固结完成后,海床内超孔隙压力基本完全消散。此时海洋结构物完全由砂土骨架承担。在远离防波堤的海床区域,防波堤对该区域的应力场的影响基本消失。

(2)在复合防波堤正下方的海床基础内,由于防波堤的挤压作用,有效应力与其他区域的相比明显增大;而且存在两个剪应力集中区,最大量级可达 60kPa 。在剪应力集中区内,海床基础发生强烈的剪切变形而发生剪切隆起现象。

(3)海床基础在防波堤作用下,土体分别向两侧和底部移动,使防波堤发生沉降,可达约 100mm 。在远离防波堤的区域,海床基础在静水压力和自重作用下,也要发生固结沉降,大约在 $30 \sim 60\text{mm}$ 。当然最终沉降量主要取决于海床的弹性模量和刚度。

(4) 采用莫尔-库仑准则, 利用 PORO-WSSI 2D 可以预测海床基础内的剪切破坏区。在本文给定的条件下(表 1), 预测结果表明防波堤下方的海床基础将会发生大范围的剪切破坏。应该采取一些工程措施(如置换软弱的海床土)去避免剪切破坏的发生。

(5) 参数化研究表明海床的弹性模量和刚度是影响主固结过程的最敏感的参数。其他参数, 如渗透系数、饱和度对最终的主固结状态中的应力场和位移场影响极为有限。

致 谢 本文作者非常感谢 Dongsheng Jeng 教授的悉心指导和大力支持, 同时感谢英国工程与物理研究委员会(EPSRC)和苏格兰政府海外研究生奖学金(ORS)的资助。

参 考 文 献

- [1] Chung SG, Kim SK, Kang YJ, Im JC and Prasad KN. Failure of a breakwater founded on a thick normally consolidated clay layer. *Géotechnique*, 2006, **56**(3): 393 ~ 409.
- [2] Franco L. Vertical breakwaters: the italian experience. *Coastal Engineering*, 1994, **22**(1-2): 31 ~ 55. Special Issue Vertical Breakwaters.
- [3] Yamamoto T, Koning H, Sellmeijer H and Hijum EV. On the response of a poro-elastic bed to water waves. *Journal of Fluid Mechanics*, 1978, **87**(1): 193 ~ 206.
- [4] Hsu JR and Jeng DS. Wave-induced soil response in an unsaturated anisotropic seabed of finite thickness. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1994, **18**(11): 785 ~ 807.
- [5] Mostafa A, Mizutani N and Iwata K. Nonlinear wave, composite breakwater, and seabed dynamic interaction. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 1999, **25**(2): 88 ~ 97.
- [6] Mizutani N, Mostarfa A and Iwata K. Nonlinear regular wave, submerged breakwater and seabed dynamic interaction. *Coastal Engineering*, 1998, **33**: 177 ~ 202.
- [7] Jeng DS, Cha DH, Lin YS and Hu PS. Wave-induced pore pressure around a composite breakwater. *Ocean Engineering*, 2001, **28**: 1413 ~ 1435.
- [8] Wang JG, Karim M and Lin P. Analysis of seabed instability using element free galerkin method. *Ocean Engineering*, 2007, **34**(2): 247 ~ 260.
- [9] 栾茂田, 曲鹏, 杨庆. 波浪引起的海底管线周围海床动力响应分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2008, **27**(4): 789 ~ 795.
- [10] Luan Maotian, Qu Peng, Yang Qing. Wave-induced dynamic response of seabed around submarine pipeline Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(4): 789 ~ 795.
- [10] 王忠涛, 栾茂田, Jeng Dongsheng. 随机波浪作用下海床动力响应及液化的理论分析[J]. *岩土力学*, 2008, **29**(8): 2051 ~ 2076.
- [11] Wang Zhongtao, Luan Maotian, Jeng Dongsheng. Theoretical analysis of random wave-induced seabed response and liquefaction. *Rock and Soil Mechanics*, 2008, **29**(8): 2051 ~ 2076.
- [11] Terzaghi K. *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*. F. Düticke, Vienna, 1925.
- [12] Biot MA. General theory of three dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics*, 1941, **12**(2): 155 ~ 164.
- [13] Cavalcanti MC and Telles JCF. Biot's consolidation theory-application of bem with time independent fundamental solutions for poro-elastic saturated media. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, 2003, **27**(2): 145 ~ 157.
- [14] Korsawe J, Starke G, Wang W and Kolditz O. Finite element analysis of poroelastic consolidation in porous media: Standard and mixed approaches. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 2006, **195**(9-12): 1096 ~ 1115.
- [15] Wang JG, Xie H, and Leung C. A local boundary integral-based meshless method for biot's consolidation problem]. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, 2009, **33**(1): 35 ~ 42.
- [16] Ferronato M, Castelletto N and Gambolati G. A fully coupled 3 ~ d mixed finite element model of Biot consolidation. *Journal of Computational Physics*, 2010, **229**(12): 4813 ~ 4830.
- [17] Hua L. Stable element ~ free galerkin solution procedures for the coupled soilpore fluid problem. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 2011, **86**(8): 1000 ~ 1026.
- [18] Zienkiewicz OC, Chang C T and Bettess P. Drained, undrained, consolidating and dynamic behaviour assumptions in soils. *Geotechnique*, 1980, **30**(4): 385 ~ 395.
- [19] Chan AHC. *A Unified Finite Element Solution to Static and Dynamic Problems of Geomechanics*. University of Wales, Swansea Wales, 1988.
- [20] Katona MG and Zienkiewicz OC. A unified set of single step algorithms. Part 3: the beta-m method, a generalisation of the newmark scheme. *Int. J. Numer. Methods Eng.*, 1985, **21**: 1345 ~ 1359.
- [21] Ye Jianhong and DS Jeng. Effects of bottom shear stresses on the wave-induced dynamic response in a porous seabed: PORO-WSSI (Shear) model. *Acta Mechanica Sinica*, Accepted, 2011, **27**: 898 ~ 910.
- [22] Wang HF. *Theory of Linear Poroelasticity with Application to Geomechanics and Hydrogeology*. Princeton, NJ: Princeton University Press, 2000.