

有限厚度砂床对波浪载荷的响应¹⁾

章根德 顾小芸

(中国科学院力学研究所, 北京 100080)

摘要 本文采用水-土两相介质混合物的连续介质力学理论分析了有限厚度砂床对波浪载荷的响应。土床看作饱和孔隙弹性介质, 用 Biot 理论来描述流动和变形的耦合效应。波浪用线性水波描述。在上述假设下得到了描述土床对波浪载荷响应的基本方程。用解析-数值方法给出了土床中位移、应力和孔隙水压力的分布并将理论计算结果与波浪-砂床模型试验的实验资料进行了比较。文章还对影响土床对波浪响应的参量特性进行了分析和讨论。根据参量研究、理论计算与实验资料比较的结果, 可以得出结论: 本文所提供的理论模型和计算方法能用来估算海床对波浪载荷的影响。

关键词 土力学, 波浪作用, 海床

海洋波浪引起的海床变形和稳定性问题是海洋工程设计中必须考虑的重大问题。波浪的动压力引起海床中周期变化的瞬态应力场, 当它足够大时, 就会引起海底土层的滑移; 而周期变化的剪应力会引起土床中残余孔压的升高, 导致非凝聚土海床的液化。波浪不仅减弱了海工结构物的基础的强度, 又将增加海工结构物的横向载荷与倾覆力矩。所以, 在固定式海洋平台、防波堤的设计、海底管线的安置中, 都要研究海床对波浪的响应问题。

Arnold, P.^[1], Wright 和 Dunham^[2] 曾采用了总应力法分析了海床对波浪的响应。Madsen^[3], Yamamoto^[4] 等人则采用了有效应力法处理土床对波浪的响应。在他们的模型中, 假定了土骨架为弹性, 孔隙水可压缩, 孔隙水流动满足 Darcy 定律。在实验研究方面, Sleath^[5], Yamamoto^[6] 采用了小尺度模型试验来验证理论研究的合理性。国内在 80 年代中期开始了这方面的研究工作。文献[7]—[10]详细记述了有关的理论与实验成果。

本文采用有效应力法研究了海床对波浪载荷的响应, 给出了基本方程。用解析-数值方法解基本方程, 给出了土床中位移、应力和孔隙水压力分布, 并将理论计算结果与模型试验的实测值进行了比较。最后讨论了波浪-砂床的各个参量变化对孔隙水压力分布的影响, 为海洋工程设计提供了参考意见。

一、基本方程

海底是覆盖于岩层上含有孔隙水的土层。它可以看成孔隙流体与土骨架组成的混合

1) 国家科委重大自然科学基金支持项目。

本文于 1991 年 10 月 28 日收到第一稿, 1992 年 2 月 28 日收到修改稿。

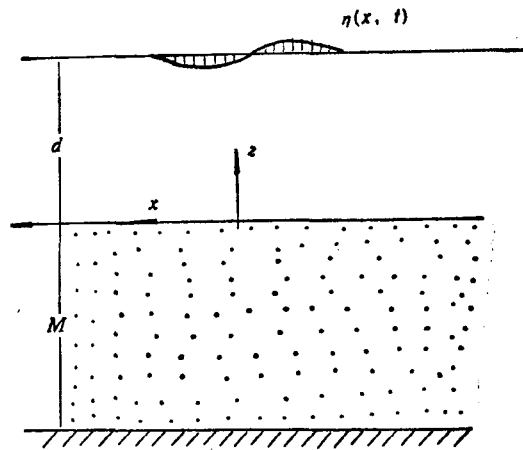


图 1 波浪与海底土床示意图

物。其示意图如图 1 所示。

文献[10]运用连续介质力学理论分析了波浪水压力引起的土层中孔隙水压力流动情况,用 Biot 理论描述流动和变形的耦合效应。给出了简化的力学模型与基本方程。研究海床中应力与位移的分布,最终可归结为解下列方程:

$$\frac{\partial^6 u}{\partial z^6} - K^2(2 + K')\frac{\partial^4 u}{\partial z^4} + K'(1 + 2K')\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - K^6 K' u = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial W}{\partial z} = f_1 \left\{ \frac{\partial^4 u}{\partial z^4} - f_2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + f_3 u \right\} \quad (2)$$

这里,

$$f_1 = \frac{2(1 - \nu)K_x}{K\omega\gamma_w[n\beta + (1 - 2\nu)/G] + i(K_x - K_z)K^3} \quad (3)$$

$$f_2 = \left[1 + \frac{(1 - 2\nu)K_x + K_z}{2(1 - 2\nu)K_x} \right] K^2 - \frac{i\omega\gamma_w n\beta}{K_x} \cdot \frac{1 - 2\nu}{2(1 - \nu)} \quad (4)$$

$$f_3 = K^4 K' \quad (5)$$

而 u, W 分别为土骨架的水平,垂直位移, ν 为土泊桑比, G 为土的剪切模量, n 为孔隙率, K_x, K_z 分别为横向与纵向渗透率, γ_w 为水比重, β 为水的压缩率, ω 为波浪频率, K 为波数,

$$K' = \frac{K_x}{K_z} - \frac{1}{K^2} \frac{i\omega\gamma_w}{K_x} [n\beta + (1 - 2\nu)/2G(1 - \nu)].$$

相应的边界条件: 水土交界面上^[10],

$$z = 0, \sigma_x = 0, \tau = 0, P_b = \text{Re} \left\{ \frac{\gamma_w h_1}{2 \cosh(Kd)} e^{i(Kx - \omega t)} \right\} \quad (6)$$

土层下是岩基,可近似看成刚性基底,位移为零;无法向流动,压力梯度为零。即有:

$$z = -h, u = 0, W = 0, \frac{\partial P}{\partial z} = 0 \quad (7)$$

解基本方程(1)、(2),并使其满足边界条件(6)、(7),就能得到有限厚度土床中的位移分布。再利用应力-应变关系和应变-位移关系^[10],就能得到应力及孔隙水压力分布。

二、基本方程的解

方程1是高阶微分方程,其解为:

$$u = \{(A + Bz)e^{Kz} + (C + Dz)e^{-Kz} + Ee^{KK'z} + Fe^{-KK'z}\}e^{i(Kz-\omega t)} \quad (8)$$

解得 u 后,代入方程(2),可解得:

$$\begin{aligned} W = f_1 e^{i(Kz-\omega t)} & \left(\left\{ (AK^4 + 4BK^3) \frac{1}{K} e^{Kz} + BK^4 \frac{1}{K^2} (Kz - 1) e^{Kz} \right. \right. \\ & + (CK^4 - 4DK^3) \frac{-1}{K} e^{-Kz} - DK^2(Kz + 1) e^{-Kz} + E(KK')^4 \frac{1}{KK'} e^{KK'z} \\ & + F(KK')^4 \frac{(-1)}{KK'} e^{-KK'z} \left. \right\} - f_2 \{ (AK + 2B) e^{Kz} + B(Kz - 1) e^{Kz} \\ & - (CK - 2D) e^{-Kz} - D(Kz + 1) e^{-Kz} + EKK' e^{KK'z} - FKK' e^{-KK'z} \} \\ & + f_3 \left\{ \frac{A}{K} e^{Kz} + \frac{B}{K^2} (Kz - 1) e^{Kz} - \frac{C}{K} e^{-Kz} - \frac{D}{K^2} (Kz + 1) e^{-Kz} \right. \\ & \left. + \frac{E}{KK'} e^{KK'z} - \frac{F}{KK'} e^{-KK'z} \right\} \end{aligned} \quad (9)$$

求得位移后就求得应力与孔隙水压力:

$$\begin{aligned} \sigma_x = -2iGK \frac{1-\nu}{1-2\nu} e^{i(Kz-\omega t)} & \{ (A + Bz) e^{Kz} + (C + Dz) e^{-Kz} + Ee^{KK'z} \\ & + Fe^{-KK'z} \} - 2Gf_1 \frac{\nu}{1-2\nu} e^{i(Kz-\omega t)} \{ [AK^4 + BK^3(Kz + 4)] e^{Kz} \\ & + [CK^4 + DK^3(Kz - 4)] e^{-Kz} + E(KK')^4 e^{KK'z} + F(KK')^4 e^{-KK'z} \\ & - f_2 \{ [AK^2 + BK(Kz + 2)] e^{Kz} + [CK^2 + DK(Kz - 2)] e^{-Kz} \\ & + E(KK')^2 e^{KK'z} + F(KK')^2 e^{-KK'z} \} + f_3 \{ (A + Bz) e^{Kz} + (C + Dz) e^{-Kz} \\ & + Ee^{KK'z} + Fe^{-KK'z} \} \end{aligned} \quad (10)$$

$$\begin{aligned} \sigma_z = -2G \frac{1-\nu}{1-2\nu} f_1 e^{i(Kz-\omega t)} & \{ [AK^4 + BK^3(4 + Kz)] e^{Kz} + [CK^4 - DK^3(4 \\ & - Kz)] e^{-Kz} + E(KK')^4 e^{KK'z} + F(KK')^4 e^{-KK'z} \} - f_2 \{ [AK^2 \\ & + BK(Kz + 2)] e^{Kz} + [CK^2 + DK(Kz - 2)] e^{-Kz} + E(KK')^2 e^{KK'z} \\ & + F(KK')^2 e^{-KK'z} \} + f_3 \{ (A + Bz) e^{Kz} + (C + Dz) e^{-Kz} + Ee^{KK'z} \\ & + Fe^{-KK'z} \} - 2iGK \frac{\nu}{1-2\nu} e^{i(Kz-\omega t)} \{ (A + Bz) e^{Kz} + (C + Dz) e^{-Kz} \\ & + Ee^{KK'z} + Fe^{-KK'z} \} \end{aligned} \quad (11)$$

$$\begin{aligned} \tau = -Ge^{i(Kz-\omega t)} & \{ [AK + B(Kz + 1)] e^{Kz} - [CK + D(Kz - 1)] e^{-Kz} \\ & + EKK' e^{KK'z} - FKK' e^{-KK'z} \} - iGKf_1 e^{i(Kz-\omega t)} \{ (AK^3 + 4BK^2) e^{Kz} \\ & + BK^2(Kz - 1) e^{Kz} - (CK^3 - 4DK^2) e^{-Kz} - DK^2(Kz + 1) e^{-Kz} \} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + E(KK')^3 e^{KK'z} - F(KK')^3 e^{-KK'z} \} - f_2 \{ (AK^3 + 2BK) e^{Kz} \\
& + B(Kz - 1) e^{Kz} - (CK - 2D) e^{-Kz} - D(Kz + 1) e^{-Kz} + EKK' e^{KK'z} \\
& - FKK' e^{-KK'z} \} + f_3 \left\{ \frac{A}{K} e^{Kz} + \frac{B}{K^2} (Kz - 1) e^{Kz} - \frac{C}{K} e^{-Kz} \right. \\
& \left. - \frac{D}{K^2} (Kz + 1) e^{-Kz} + \frac{E}{KK'} e^{KK'z} - \frac{F}{KK'} e^{-KK'z} \right\} \quad (12)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P = & 2iGK \frac{1-\nu}{1-2\nu} e^{i(Kz-\omega t)} \{ (A+Bz) e^{Kz} + (C+Dz) e^{-Kz} + E e^{KK'z} \\
& + F e^{-KK'z} \} + 2Gf_1 \frac{\nu}{1-2\nu} e^{i(Kz-\omega t)} \{ [AK^4 + BK^3(Kz+4)] e^{Kz} \\
& + [CK^4 + DK^3(Kz-4)] e^{-Kz} + E(KK')^4 e^{KK'z} + F(KK')^4 e^{-KK'z} \} \\
& - f_2 \{ [AK^2 + BK(Kz+2)] e^{Kz} + [CK^2 + DK(Kz-2)] e^{-Kz} \\
& + E(KK')^2 e^{KK'z} + F(KK')^2 e^{-KK'z} \} + f_3 \{ (A+Bz) e^{Kz} + (C+Dz) e^{-Kz} \\
& + E e^{KK'z} + F e^{-KK'z} \} + \frac{G}{iK} e^{i(Kz-\omega t)} \{ E(KK')^2 e^{KK'z} + [AK^2 + BK(Kz \\
& + Kz)] e^{Kz} + [CK^2 + DK(Kz-2)] e^{-Kz} + F(KK')^2 e^{-KK'z} \} \\
& + Gf_1 e^{i(Kz-\omega t)} \{ (AK^4 + 4BK^3) e^{Kz} + BK^4 z e^{Kz} + (CK^4 - 4DK^3) e^{-Kz} \\
& + DK^4 z e^{-Kz} + E(KK')^4 e^{KK'z} + F(KK')^4 e^{-KK'z} \} - f_2 \{ (AK^2 + 2BK) e^{Kz} \\
& + BK^2 z e^{Kz} + (CK^2 - 2DK) e^{-Kz} + DK^2 z e^{-Kz} + E(KK')^2 e^{KK'z} \\
& + F(KK')^2 e^{-KK'z} \} + f_3 \{ (A+Bz) e^{Kz} + (C+Dz) e^{-Kz} + E e^{KK'z} \\
& + F e^{-KK'z} \} \quad (13)
\end{aligned}$$

将基本方程的解(8)–(13)代入边界条件(6)、(7),就可得到下列代数方程:

$z=0, \sigma_z=0$, 可得:

$$\begin{aligned}
A \left\{ f_1 K^4 - f_1 f_2 K^2 + \left[f_1 f_3 + i \frac{\nu}{1-\nu} K \right] \right\} + B \{ 4f_1 K^3 - 2f_1 f_2 K \} \\
+ C \left\{ f_1 K^4 - f_1 f_2 K^2 + \left[f_1 f_3 + i \frac{\nu}{1-\nu} K \right] \right\} + D \{ 4f_1 (-K)^3 + 2f_1 f_2 K \} \\
+ E \left\{ f_1 (KK')^4 - f_1 f_2 (KK')^2 + \left[f_1 f_3 + i \frac{\nu}{1-\nu} K \right] \right\} \\
+ F \left\{ f_1 (KK')^4 - f_1 f_2 (KK')^2 + \left[f_1 f_3 + i \frac{\nu}{1-\nu} K \right] \right\} = 0 \quad (14)
\end{aligned}$$

$x=0, \tau=0$, 可得:

$$\begin{aligned}
A \{ K + iKf_1 (K^3 - f_2 K + f_3/K) \} + B \left\{ 1 + iKf_1 \left(3K^2 - f_2 - \frac{f_3}{K^2} \right) \right\} \\
+ C \left\{ -K + iKf_1 \left[-K^3 + f_2 K - \frac{f_3}{K} \right] \right\} + D \left\{ 1 + iKf_1 \left[3K^2 - f_2 - \frac{f_3}{K^2} \right] \right\} \\
+ E \left\{ KK' + iKf_1 \left[(KK')^3 - f_2 KK' + \frac{f_3}{KK'} \right] \right\}
\end{aligned}$$

$$+ F \left\{ -KK' + iKf_1 \left[(-KK')^3 + f_3KK' - \frac{f_3}{KK'} \right] \right\} = 0 \quad (15)$$

$z = 0$, $|P| = \operatorname{Re} \left\{ \frac{\gamma_w h_1}{2 \cosh(Kd)} e^{i(Kx - \omega t)} \right\}$, 可得

$$\begin{aligned} & A \left\{ 2iGK \frac{1-\nu}{1-2\nu} + 2G \frac{\nu}{1-2\nu} f_1(K^4 - f_2K^2 + f_3) + \frac{GK}{i} + Gf_1(K^4 - f_2K^2 + f_3) \right\} \\ & + B \left\{ 2G \frac{1-\nu}{1-2\nu} f_1(4K^3 - 2f_2K) + \frac{2G}{i} + Gf_1(4K^3 - 2f_2K) \right\} \\ & + C \left\{ 2iGK \frac{1-\nu}{1-2\nu} + 2G \frac{\nu}{1-2\nu} f_1(K^4 - f_2K^2 + f_3) + \frac{GK}{i} + Gf_1(K^4 \right. \\ & \left. - f_2K^2 + f_3) \right\} + D \left\{ 2G \frac{\nu}{1-2\nu} f_1(-4K^3 + 2f_2K) - \frac{\partial G}{i} + Gf_1(-4K^3 \right. \\ & \left. + 2f_2K) \right\} + E \left\{ 2iGK \frac{1-\nu}{1-2\nu} + 2G \frac{\nu}{1-2\nu} f_1[(KK')^4 - f_2(KK')^2 + f_3] \right. \\ & \left. + \frac{G}{iK} (KK')^2 + Gf_1[(KK')^4 - f_2(KK')^2 + f_3] \right\} + F \left\{ 2iGK \frac{1-\nu}{1-2\nu} \right. \\ & \left. + 2G \frac{\nu}{1-2\nu} f_1[(KK')^4 - f_2(KK')^2 + f_3] + \frac{G}{iK} (KK')^2 + Gf_1[(KK')^4 \right. \\ & \left. - f_2(KK')^2 + f_3] \right\} = \operatorname{Re} \left\{ \frac{\gamma_w h_1}{2 \cosh(Kd)} e^{i(Kx - \omega t)} \right\} \quad (16) \end{aligned}$$

$z = -h$, $u = 0$, 可得:

$$(A - Bh)e^{-Kh} + (C - Dh)e^{Kh} + Ee^{-KK'h} + Fe^{KK'h} = 0 \quad (17)$$

$z = -h$, $W = 0$, 可得:

$$\begin{aligned} & A \left\{ K^3 - f_2K + \frac{f_3}{K} \right\} e^{-Kh} + B \left\{ 4K^2 - K^2(Kh + 1) - f_2(1 - Kh) \right. \\ & \left. - \frac{f_3}{K^2} (Kh + 1) \right\} e^{-Kh} + C \left\{ -K^3 + f_2K - \frac{f_3}{K} \right\} e^{Kh} + D \left\{ 4K^2 + K^2(Kh - 1) \right. \\ & \left. - f_2(1 - Kh) + \frac{f_3}{K^2} (Kh - 1) \right\} e^{Kh} + E \{ (KK')^3 - f_2(KK') \\ & + f_3/(KK') \} e^{-KK'h} + F \{ (-KK')^3 + f_2(KK') - f_3/(KK') \} e^{KK'h} = 0 \quad (18) \end{aligned}$$

$z = -h$, $\frac{\partial P}{\partial z} = 0$, 可得:

$$\begin{aligned} & A \left\{ 2iGK^2 \frac{1-\nu}{1-2\nu} + \frac{G}{1-2\nu} f_1(K^5 - f_2K^3 + f_3K) + \frac{G}{i} K^2 \right\} e^{-Kh} \\ & + B \left\{ 2iGK \frac{1-\nu}{1-2\nu} (1 - Kh) + \frac{G}{1-2\nu} f_1[K^4(5 - Kh) - f_2K^2(3 - Kh) \right. \\ & \left. + f_3(1 - Kh)] + \frac{G}{i} K(3 - Kh) \right\} e^{-Kh} + C \left\{ 2iGK^2 \frac{1-\nu}{1-2\nu} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{G}{1-2\nu} f_1 [(-K)^5 - f_2(-K)^3 - f_3 K] - \frac{G}{i} K^2 \left. \right\} e^{Kz} \\
& + D \left\{ 2iGK \frac{1-\nu}{1-2\nu} (1+Kh) + \frac{G}{1-2\nu} f_1 [K'(5+Kh) - f_2 K^2 (3+Kh) \right. \\
& \left. + f_3 (1+Kh)] - \frac{G}{i} K (3+Kh) \right\} e^{Kz} + E \left\{ 2iGK^2 K' \frac{1-\nu}{1-2\nu} \right. \\
& \left. + \frac{G}{1-2\nu} f_1 [(KK')^5 - f_2 (KK')^3 + f_3 (KK')] + \frac{G}{iK} (KK')^3 \right\} e^{-KK'z} \\
& + F \left\{ 2iGK^2 K' \frac{1-\nu}{1-2\nu} + \frac{G}{1-2\nu} f_1 [-(KK')^5 + f_2 (KK')^3 - f_3 KK'] \right. \\
& \left. - \frac{G}{iK} (KK')^3 \right\} e^{KK'z} = 0 \tag{19}
\end{aligned}$$

解联立方程(14)–(19),可以确定常数 A, B, C, D, E, F 。再代入公式(8)–(13),就能得到有限厚度土床中的位移与应力分布。

三、数值计算结果

位移与应力都是复数。其模为位移或应力的幅值,其相角表示了位移或应力相对于波浪的相位差。

为了将理论计算的结果与实验进行比较,理论计算采用了波浪-砂床实验中所用的参数。^[9]实验所采用的水波参数为:波高 $h_1 = 5.5\text{cm}$,周期 $T = 2.3\text{s}$,波长 $L = 450\text{cm}$,水深 $d = 41\text{cm}$ 。砂床参数为: $h = 40\text{cm}$, $\gamma_s = 1\text{g/cm}^3$, $K_x = 5.12 \times 10^{-3}\text{cm/s}$, $K_z = 4.27 \times 10^{-3}\text{cm/s}$, $n = 0.4$, $\beta = 0$, $\nu = 0.33$, $G = 4 \times 10^5\text{g/cm}^2$ 。计算所得到的位移、应力无量纲幅值随土层的无量纲深度的变化如图 2—图 7 所示。图中的实线为理论计算值,圆点为实验值。

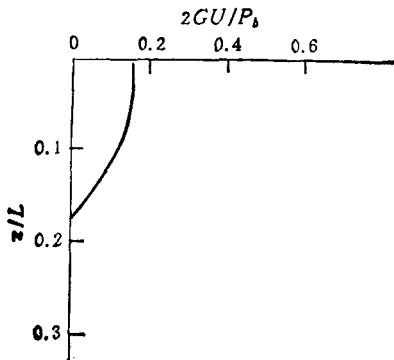


图 2 水平位移随深度的变化

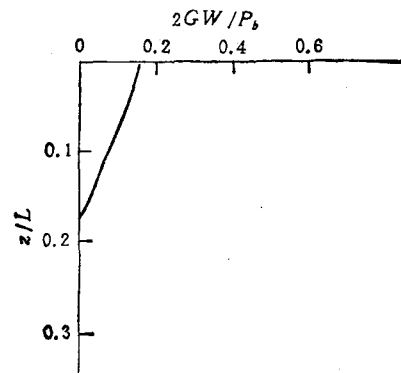


图 3 垂直位移随深度的变化

为了分析上述参量的变化对土层中孔隙水压力分布的影响,通过逐个改变参量值,分别计算了土层中孔隙水压力随不同参量的变化。所得的计算曲线分别如图 8—图 15 所示。每张图中有 3 条曲线,分别表示了土层不同深处: $z = -2\text{cm}$, $z = -12\text{cm}$, $z = -22\text{cm}$

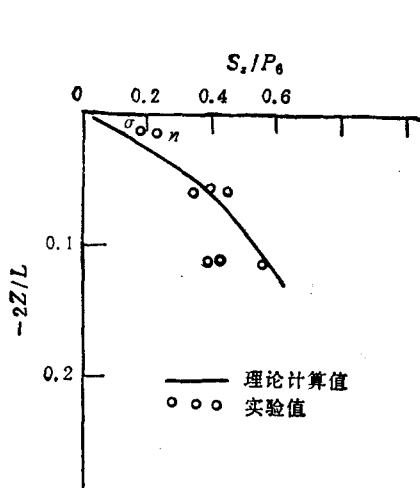


图 4 纵向应力随深度的变化

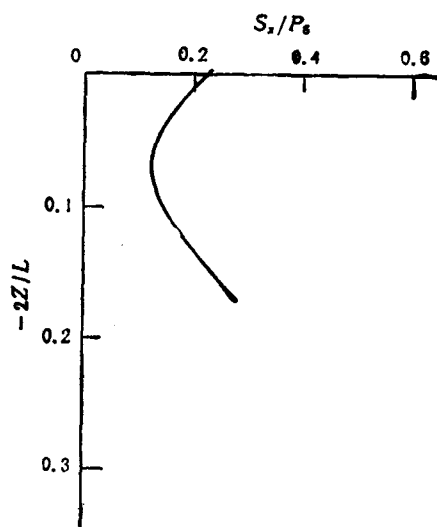


图 5 水平应力随深度的变化

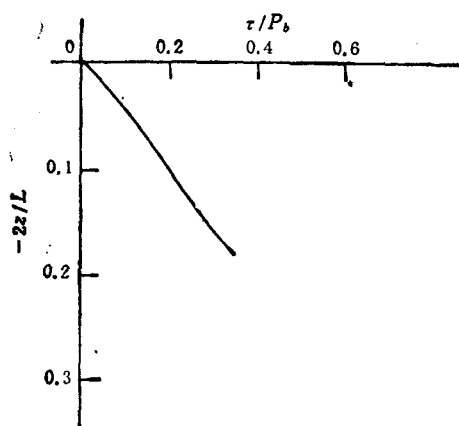


图 6 剪应力随深度的变化

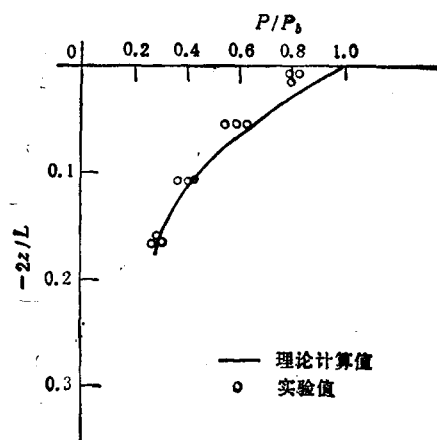


图 7 孔隙水压力随深度的变化

孔隙水压力随参量变化的情况。

四、理论与实验的比较

在波浪-地基模型试验槽中进行了砂床对波浪响应的模型试验。^[8] 试验槽的示意图如图 16 所示。

由造波系统产生的水波通过波浪槽水渠的前部后达到稳态。水波通过波浪槽水渠中部时,在下面的地基箱的砂层中引起应力和孔压,由埋在砂层中的压力传感器测得,再由动态应变仪记录下来。波浪通过地基箱上部后,在波浪槽末端被设有碎石的空心斜坡所吸收。

地基箱空间长 3.6m, 宽 0.8m, 深 1.0m。地基箱内装有厚 40cm 的砂层, 未造波时静态水深 41cm。地基箱中传感器的布置如图 17 所示。有关模型试验的详细描述参见文献 [8]。

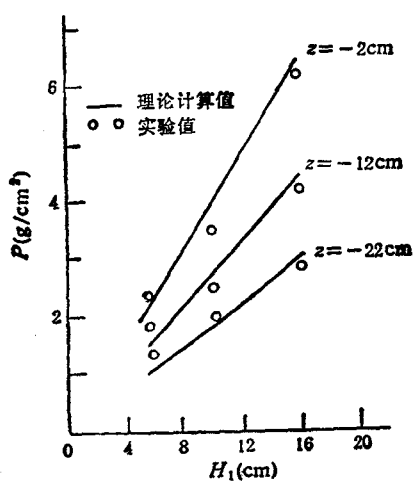


图 8 孔隙水压力随波高的变化

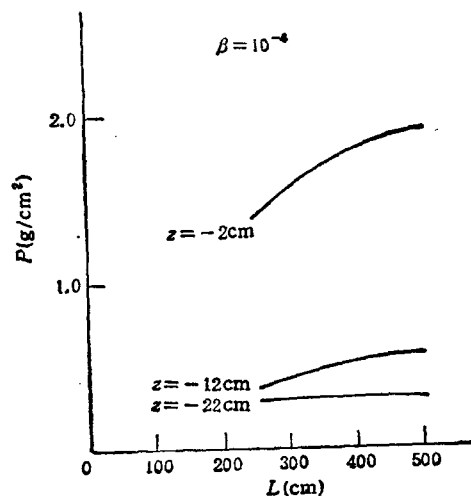


图 9 孔隙水压力随波长的变化

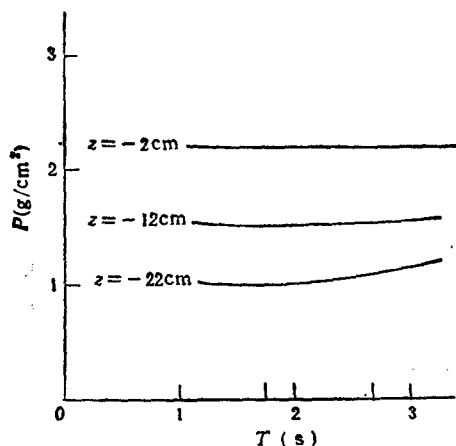


图 10 孔隙水压力随波的周期的变化

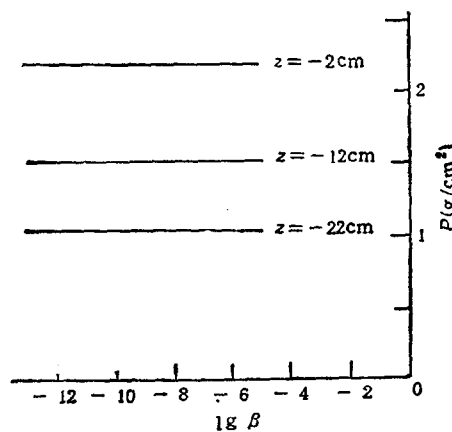


图 11 孔隙水压力随水的压缩率的对数的变化

表 1 波浪作用下水平地基不同深度的压力幅值 (g/cm²)

深度	第 1 次实验			第 2 次实验			第 3 次实验		
	P	$\Delta\sigma_x$	$\Delta\sigma_z$	P	$\Delta\sigma_x$	$\Delta\sigma_z$	P	$\Delta\sigma_x$	$\Delta\sigma_z$
2	2.41	3.01	2.10	3.36	4.10	2.54	6.02	7.52	5.07
12	1.92	2.71	1.67	2.33	3.81	2.50	4.00	7.21	4.69
22	1.42	2.52		1.99	3.35		2.73	7.02	
37	0.75			1.01			1.51		

注：第一次实验条件： $H_1 = 55\text{cm}$ ， $T = 2.3\text{s}$ 。第二次实验条件： $H_1 = 10\text{cm}$ ， $T = 2.3\text{s}$ 。第三次实验条件： $H_1 = 16\text{cm}$ ， $T = 2.3\text{s}$ 。

理论计算与水平地基情况的几组实验数据进行了比较。实验测得的应力、孔隙水压力分布如表 1 所示。表 1 的实验数据折算成无量纲量绘于图 4 和图 7 中。同时，实验数

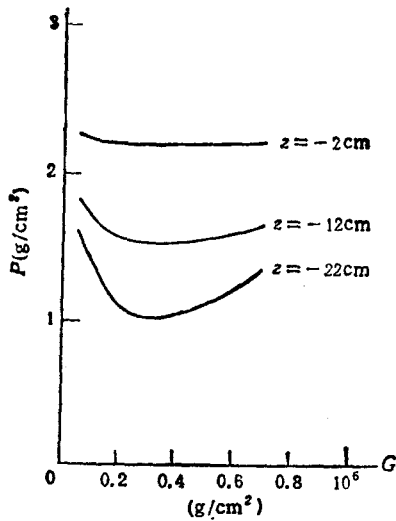


图 12 孔隙水压力随土的剪切模量的变化

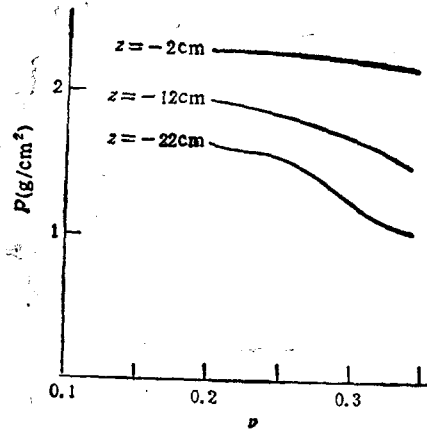


图 13 孔隙水压力随土的泊桑比的变化

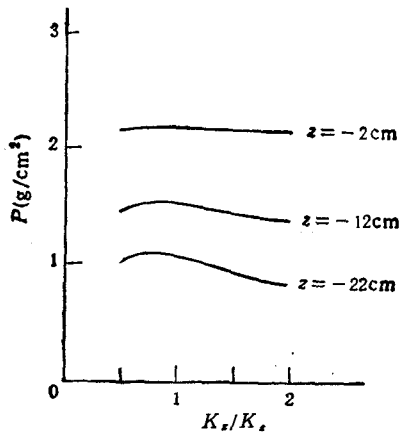
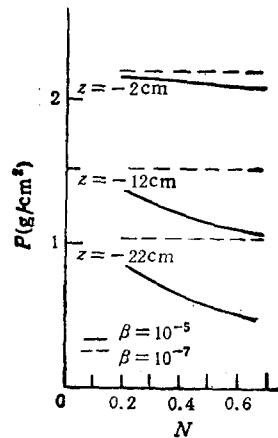
图 14 孔隙水压力随 K_x/K_x 的变化

图 15 孔隙水压力随土的孔隙率的变化

据的绝对值还绘于图 8 中。总体说来,实验数据与理论计算值是比较接近的。

理论计算结果与实验观察值之间的差别,对于孔隙水压力而言,最大的偏差小于 15%。纵向有效应力 σ 在水土交界面处绝对值比较小(接近零值),故相对误差比较大,个别点达 50%,其余点在 30% 以内。理论计算值与实验观察值之间差异的主要原因,大致可以概括为:

1. 控制砂床对波浪载荷响应的参量有十几个。有的参量,如波的周期不太敏感,有的参量,如波高,是相当敏感的。对于敏感的参量,较小的测量误差就会引起理论计算值的较大改变。并且,有些参量,如泊桑比,流体压缩率等很难测准。所以输入参量的少些误差有时会在很大程度上影响到理论结果的正确性。

2. 实验中测量系统的误差导致实验观察值对于实际数值的偏离。如压力探头、应变仪的误差,以及埋深的测量误差等。此外,残余孔压的积累等因素,也会影响测值的正确

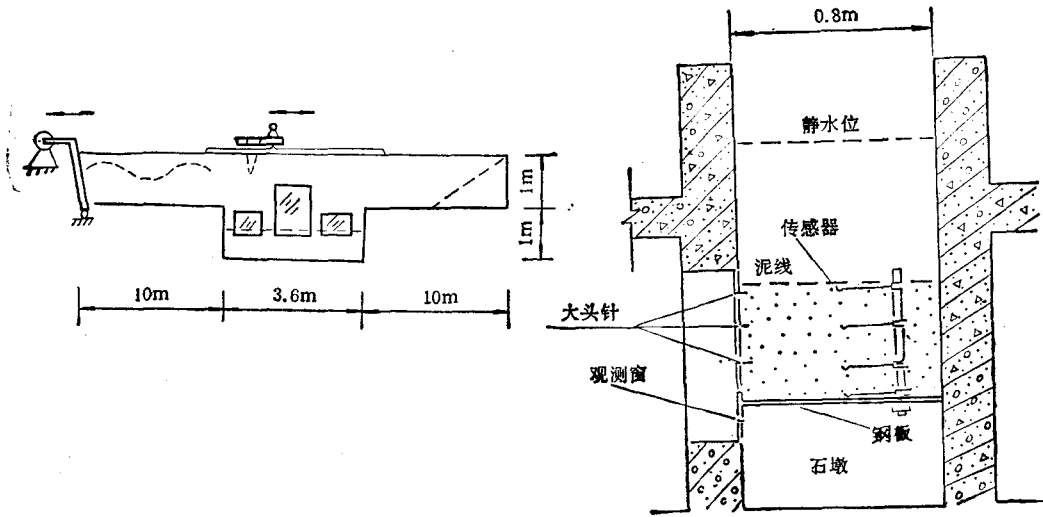


图 16 波浪-地基模型试验槽示意

图 17 传感器布置

性。

3. 实验的波浪-砂床性状与理论模型的假设有一定的差异，例如水波的非线性影响，砂层的不均匀性，层间的各向异性，每次试验之间的间隔内土体有较强的重塑作用等等，都使得砂床的实际性状与理论上的假设有所不同。

4. 边界效应。理论模型所假设的水-土交界面的应力条件是十分简单的，实际上波浪作用下水-土交界面内流动状况要复杂得多。至今还是多相混合物连续介质力学的一项重要研究内容。正是这种至今还不清楚的边界效应，导致了边界附近理论值对实测值的较大偏离，而在砂床中层，边界效应就比较小。

由上面所述的原因，虽然理论计算值与实验观察值之间有一定的偏离，但总的说来，理论计算的结果与实验观察值是比较接近的。表明本文所提出的理论模型能比较好地描述砂床对波浪载荷的响应。

五、砂床中孔隙水压力随参量变化的分析

孔隙水压力是描述砂床对波浪载荷响应具有特征意义的量。讨论砂床中孔隙水压力随参量的变化，对研究砂床对波浪的响应具有重要的意义。

影响砂床中孔隙水压力变化的参量主要分为两类：一类是水波参量，如波高、波长、周期、水的压缩率等；另一类是土性参量，如土的剪切模量、泊桑比、孔隙率、渗透系数等。现分别讨论如下。

1. 孔隙水压力随波高的变化如图 8 所示。在水-土交界面，孔隙水压力与波高成正比（见公式(1)）。在水-土交界面附近（ $z = -2\text{cm}$ 处），孔隙水压力的衰减不大，与波高几乎保持着线性关系。随着深度的增加，孔隙水压力的衰减呈非线性，孔压越高衰减越快。所以在砂床中层，孔压与波高的关系明显地呈非线性。理论计算与实验观察的数据都说明了这点（两者相对偏差小于 15%）。这种现象反映了这样一个事实：饱和孔隙水-土两

相介质,作为一种混合物介质,是耗散介质。波在此介质中传播,能量为介质所吸收,波幅呈非线性衰减。图 7 所示的无量纲孔压随无量纲深度的变化也是反映了这个事实。这与本模型中土骨架是线弹性的基本假设并不矛盾。因为饱和孔隙水-土两相混合物,它的本构性状,不仅决定于它的各相,主要还是由两相介质之间的相互作用所决定。所以土骨架作为单相体是线弹性的,而土与水的混合物却是非线性耗散介质。

2. 孔隙水压力随波长的变化如图 9 所示。从图中的曲线可知,在砂床上半部,相同波高条件下,长波在砂床中引起的孔隙水压力比短波引起的孔压高。直到砂床中部,波长的变化对孔压改变的影响才趋于平缓。所以,对于海洋工程设计来说,应该十分重视海床土层对长波的响应。

3. 孔隙水压力随波的周期的变化如图 10 所示。在水-土交界面附近,不同周期的波引起的孔压差不多, $P-T$ 曲线呈水平状。随着深度的增加,短波引起的孔压衰减快,长波引起的孔压衰减慢。对于海洋中的波浪,低频波引起的孔压不仅幅值高,而且衰减慢。所以它对海洋工程结构的危害也最大。

4. 孔隙水压力随流体压缩率的对数变化如图 11 所示。当孔隙流体压缩率小于 10^{-5} 时,其变化几乎不影响砂床中孔压的分布,这与文献[10]的结论是一致的。但当孔隙流体压缩率的变化再耦合其他参量变化时,其情形就不这么简单了,图 15 中不同 β 值情况下的 $P-n$ 曲线就说明了这一点。

5. 孔隙水压力随土床的剪切模量 G 的变化如图 12 所示。由于在水-土交界面上孔隙水压力的值完全决定于波浪参数,所以在水土交界面附近,不同 G 值所对应的孔隙水压力值几乎没有差别, $P-G$ 曲线接近于水平直线。随着深度的增加,孔压在不同 G 值的土床中的衰减是不一样的。当 G 值约为 $3.0 \times 10^5 \text{g/cm}^2$ 时,孔压随深度的增加衰减最快, G 值偏离此值越远,孔压随深度的衰减越慢。 G 值对孔压的衰减有较强的影响。土床中较高的孔隙水压力容易引起非凝聚土的液化。所以,在海洋工程设计的安全性分析中, G 值是一个比较重要的控制参量。

6. 在水-土交界面附近,泊桑比 ν 的变化几乎不引起砂床中孔隙水压力的改变。在砂床深层,当 ν 值大于 0.25 时,随着泊桑比的增加砂床孔隙水压力的衰减就加快,而 ν 值在 0.2—0.25 的范围内,孔压几乎没有变化,如图 13 所示。不同种类原状土的泊桑比的值都比较接近。^[12]砂土的 ν 值为 0.20—0.25,坚硬状态的亚粘土, ν 值为 0.25。所以对原状土的土床来说,讨论孔压的分布可以不考虑泊桑比的影响。

7. 砂床中孔隙水压力随参量 K_x/K_s 的变化如图 14 所示。在水-土交界面附近, K_x/K_s 的变化并不引起砂床中孔压较大的变化。但在砂床中层,当 K_x/K_s 的比值较大时,由于横向渗流变强,孔压相应地就比较低,这种趋向,随着深度的增加变得越来越明显。孔压低就不易液化。所以,横向渗流的增加有利于海洋工程结构基础抗液化能力的增长。

8. 土的孔隙率大约在 0.3—0.35 的范围内变化。^[12]孔隙率的改变引起砂床中孔压的变化如图 15 所示。当孔隙流体的压缩率为 10^{-7} 时,土的孔隙率变化几乎不引起砂床中孔压的变化(见图 15 中的虚线)。当孔隙流体压缩率为 10^{-5} 时,砂床中孔压分布随土介质孔隙率的增加而降低,这种倾向在砂床的深层更明显。换句话说,孔隙率越大,孔压随深度增加衰减越快。其原因就是孔隙率大,渗流就增加,波浪引起的超孔隙水压力随孔隙水

的流失就很快地衰减。这里注意到,就单个参量而言,孔隙流体压缩率,直到 $\beta \leq 10^{-5}$ 一直是个不敏感的参量(见图 11)。但当它耦合了土床的孔隙率同时变化时,在 $\beta = 10^{-7}$ 与 $\beta = 10^{-5}$ 两种不同情况, $P-n$ 曲线是如此地不同(见图 15)。表明土床对波浪的响应是一种多因素制约的综合效应。

综合上述的分析讨论,可以概括为:土床对波浪的响应由波浪流体参量和土床土性参量共同决定。波浪参量中波高是主要控制参量,土床的性状中,剪切模量是主要控制参量。当多个参量同时变化时,由于耦合的影响,原先不太敏感的参量会变得敏感。所以在分析土床对波浪响应时,必须考虑多种因素变化引起的综合效应。

六、结论与讨论

本文用水-土两相介质混合物连续介质力学理论分析了海底土层对波浪载荷的响应。在线性水波、线弹性土骨架、孔隙水流动满足达西定律的基本假设下,得到描述土床对波浪响应的基本方程。用解析-数值方法解基本方程得到了有限厚度土床中位移、应力和孔压分布。理论计算结果与有限厚度波浪-砂床模型试验的实测资料基本一致。表明上述理论分析方法是正确的,能用于海洋工程设计关于海床对波浪响应(自由场)的分析计算中。

给定波浪参量后,土的剪切模量是决定土床对波浪瞬态响应的主要控制参量。相比其他土性参量,它是比较敏感的参量。所以,不论是海洋工程结构的基础滑移分析,还是土床液化分析,它都是至关重要的参量。

用本文所提供的理论分析方法分析海床对波浪载荷的响应时,如果不能提供理论模型所需要的全部参量,作为初步设计,至少要给出下列基本参量:波高、水深与波长之比,海底土层的厚度与土的剪切模量。

本文提供的理论分析方法只是自由场响应的分析方法。应用于海洋工程设计时,必须考虑到水-土-结构物之间的相互作用。当风浪是非线性风暴,或海底土层出现临界破坏状态时,本文所提供的理论分析方法有多大的误差,还待进一步地研究。

感谢 国家科委重大自然科学问题研究基金支持了本项研究,在此特致感谢。

参 考 文 献

- [1] Arnold P. Finite element analysis—a basis for sea-floor soil movement design criteria. Houston, Texas.: Proceedings of Fifth annual Offshore Technology Conference, 1973, 2 (Paper No. OTC 1900): 743—752
- [2] Wright SG and Dunham RS Bottom stability under wave induced loadings. 4th Ann. Offshore Technology conf., 1972, 1 (paper No. OTC 1603): 853—862
- [3] Madsen OS. Wave induced pore pressures and effective stresses in a porous bed, *Geotech.*, 1978, 28(4): 371—379
- [4] Yamamoto T. Seabed instability from waves. Houston, Texas: Proc. 10th Annual Offshore Technology Conf., 1978, 1 (Paper No. OTC 3262): 1819—1824
- [5] Sleath IFA. Wave-induced pressures in beds of sand, *Journal of the Hydraulics Div., A.S.C.E.*, 1970, 96(No. HY2)
- [6] Yamamoto T and Schuckman B. Experiments and theory of wave-soil interaction, *J. Eng. Mech., A.S.C.E.*, 1984, 110(1):95—112

- [7] 陈仲颐和李向维. 波浪引起的饱和土体残余孔压计算. 中国土木工程学会第五届土力学及基础工程学术会议论文选集, 1987: 675—682
- [8] 陈仲颐等. 波浪作用下海底土层的稳定性模型试验. 中国土木工程学会第六届土力学及基础工程学术会议论文集, 1991: 855—858
- [9] 顾小芸. 海底边坡稳定性分析方法综述. 力学进展, 1989, 19(1): 50—60
- [10] 章根德和顾小芸. 波浪引起的海底土层中的应力场和位移场. 力学与实践, 1990, 12(6): 29—34
- [11] Tung CC. Statistical properties of kinematics and dynamics of random gravity wave field. *Journal of Fluid Mechanics*, 1975, 70: 251—255
- [12] 陈希哲. 土力学地基基础. 北京: 清华大学出版社, 1982

THE RESPONSE OF FINITE THICKNESS SAND-BED TO WAVE LOADING

Zhang Gende Gu Xiaoyun

(*Institute of Mechanics, Academia Sinica, Beijing 100080, China*)

Abstract In this paper, the continuum mechanics of water-soil mixture is adopted for analysing the response of finite thickness sand-bed to wave loading. The sand-bed is treated as a saturated porous elastic medium and Biot's theory is used to formulaze the coupled flow and deformation. The waves are described by linear water waves. Under the above assumptions, the basic equations are obtained for describing the response of soil-bed to wave loading. The distribution of displacements, stresses and porewater pressures in the deposit are given by analytical-numerical method and then the theoretical results are compared with the experimental data of a wave-sandbed model test. The parametric properties affecting the response of soil-bed to wave loading are also analysed and discussed. According to the parametric studies and the results of comparison between the theoretical calculation and experimental data, it is concluded that the theoretical model and calculation method presented in this paper can be used to evaluate the response of seafloor to storm wave loading.

Key words soil mechanics, sea wave effect, seabed