

平缓岸坡上波浪谱的变形及破碎

李玉成¹, 崔丽芳¹, 于洋¹, 董国海¹, 高家俊², 庄士贤²

(1. 大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024;

2. 成功大学 近海水文中心 台湾 台南)

[摘要] 文章通过理论分析和实验研究, 讨论了在平缓岸坡条件下不规则波的破碎指标、波浪谱变形与破碎特点及其计算方法和不再发生破碎的岸坡条件, 并与物模实验结果和现场观测结果进行比较, 结果吻合较好。

[关键词] 波浪谱; 岸坡; 变形; 破碎

引言

在平缓岸坡上波浪的传播, 由于岸滩甚缓, 波浪的变形很强烈, 同时底部所产生的能耗十分显著, 波浪的变形及破碎有其特殊性, 而提出以下一些问题: 采用怎样的波浪变形计算方法? 采用什么破碎指标? 以及由于大量底部能耗, 是否可能在某种底坡条件下波浪传播不再破碎? 对于底坡 $i \geq 1/50$ 的条件, 文献 [1~5] 从不同角度做过讨论, 而对于平缓岸坡的研究不多, 例如 Nelson^[6,7] 和 Goda^[8] 得出了一些相悖的结果, 作者^[9] 也做了分析, 但这些研究都是对于规则波的。对天然情况的波浪是属于随机性质的不规则波, 却研究甚少。本文对此作一些分析与讨论。

1 不规则波的破碎指标

判别波浪是否破碎可以采用几何学指标 (GSP)、运动学指标 (KSP) 及动力学指标 (DSP)。(DSP) 以水质点垂直加速度值为判据, 该值在濒临破碎时变化剧烈, 判断值难以选取; (KSP) 以表面水质点速度 u 与波速 C 比值 ≥ 1.0 作为准则, 其物理含义明确, 但 u 依赖于所采用的波浪理论, 在不规则波中计算比较困难; (GSP) 主要以当地破碎波高 H_b 与水深 d_b 之比 H_b/d_b 或波陡参数 $\alpha = (H_b/L_b) / \tanh(2\pi d_b/L_b)$ 作为判据, L_b 为破碎波波长, 在规则波条件下它们可由运动学指标导出, 工程应用简便。文献 [3, 4] 在岸坡 $i \geq 1/50$ 条件下, 将这两个指标用于不规则波条件。在文献 [3] 中, 对于规则波 H_b/d_b 值可按照 Goda 方法确定:

$$(H_b/d_b) = A \cdot \left\{ 1 - \exp \left[-1.5 \frac{\pi d_b}{L_0} (1 + 1.5 i^{4/3}) \right] \right\} / (d_b/L_0), \quad (1)$$

式中 L_0 为深水波长, A 为常数 (0.17)。文献 [4] 指出, 对于不规则波, 可采用式 (1), 但应做修正: a. A 值应降为 0.15 (对发生破碎的大波) 或为 0.12 (对波列中的有效波高 H_s); b. 不规则波的波长比规则波理论波长短, 式中 L_0 应为线性理论波长 ($L_0 = gT^2/2\pi$, g 为重力加速度, T 为波周期) 的 0.74。本文中采用 H_b/d_b 及 α 作为平缓岸坡上的不规则波的破碎指标, 并通过实验与分析来确定底坡 $i < 1/100$ 时不规则波的破碎指标。

1.1 实验方法和条件

实验在海岸和近海工程国家重点实验室波浪水槽内进行, 水槽长 69 m, 宽 2.0 m, 高 1.8 m。水槽一端配置液压驱动不规则波造波机, 另一端设有 1/6 的消浪斜坡。模型底坡 1/200, 后方为一平台, 它和浪高仪布置如图 1。沿水槽设 5 个测站, 1# 站

[收稿日期] 1999-07-12; 修回日期 2000-03-03

[基金项目] 国家自然科学基金资助项目 (49876026)

[作者简介] 李玉成 (1932-), 浙江宁波市人, 大连理工大学教授, 博士生导师

用于测初始波要素，距造波板约 7 m，2# 站在缓坡的前端，距 1# 站 7 m，4# 站设在缓坡末端，其后方为平台，3# 站和 2# 站及 4# 站的距离分别为 12 m 和 11 m；5# 站设在 4# 站后 3 m 处。

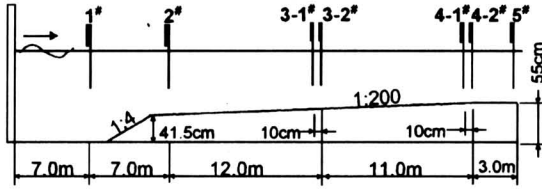


图 1 模型底坡及浪高仪布置图

Fig.1 Model slope and configuration of wave height gage

实验时，设定波谱谱峰周期后，调节波谱能量值，使波浪在 3# 站与 4# 站区间发生破碎。另外在 3# 站和 4# 站前 10 cm 处分别加设一个浪高仪，用于测定当地的不规则波波长。5# 测点用以测定破碎后的波况。同时目测 3# 站及 4# 站逐个波浪是否破碎和破碎情况，以确定各个破碎波的波高值等。

实验时取两种水深：4# 站水深分别为 15 cm 及 25 cm，对应的 3# 站水深分别为 20.5 cm 和 30.5 cm，1# 站水深为 70 cm 和 80 cm。谱峰周期在浅水条件下为 1.1 s，1.3 s 和 1.5 s，在深水条件下为 1.2 s，1.4 s 和 1.6 s。

1.2 不规则波波长

将实测破碎波的波长 $L_{实}$ 与同周期按线性理论计算的浅水波长 $L_{实} = (gT^2/2\pi) \tanh 2\pi d/L$ 的对应值点绘在图 2 上。以最小二乘法原理拟合二者关系，得 $L_{实} = 0.74L_{线}$ ，其相关系数 $r = 0.962$ ，标准差 σ 为 0.07。此结果与 Ochi^[10] 的结果 ($L_{实} = 0.74L_{线}$) 完全吻合，和文献 [4] 的结果 ($L_{实} = 0.75L_{线}$) 也十分相近。

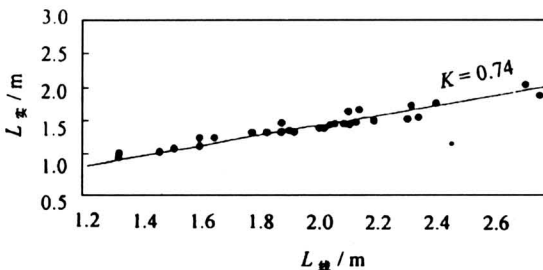


图 2 实测波长与计算波长的相关图

Fig.2 Relationship between tested and measured wave length

1.3 相对波高 (H_b/d_b)

在本次实验的不规则破碎中，每个破碎波的 (H_b/d_b) 和 d_b/L_0 的关系见图 3。 L_0 为修正后的波长。根据式 (1)，用最小二乘法拟合得 $A = 0.15$ ，标准差为 0.031。此值与文献 [4] 在 1/50 底坡上的结果完全相同。

图 4 为实测最大波高的 H_{max}/d_b 和有效波高的 H_s/d_b 与 d_b/L_0 相关图。同样，采用最小二乘法拟合相关数据，分别得相关的式 (1) 中 A 值各为 0.162 及 0.11。其中有效值所对应的 $A = 0.11$ 略小于文献 [2] 和文献 [4] 分别在 1/10~1/40 和 1/50 岸坡上的结果 ($A = 0.12$)。如取本次实验点的外包线，则仍然可得 $A = 0.12$ 。

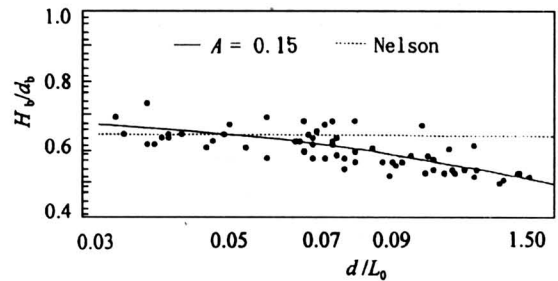


图 3 破碎波的 (H_b/d_b) 与 d_b/L_0 相关图

Fig.3 Relationship between H_b/d_b and d_b/L_0 of breaking wave

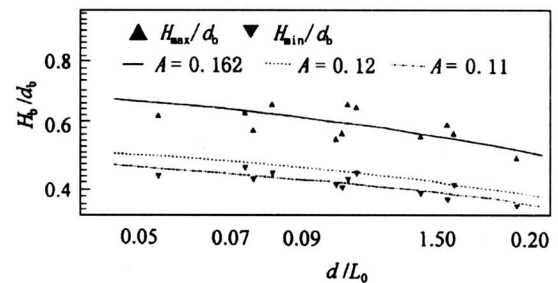


图 4 H_{max}/d_b 及 H_s/d_b 和 d_b/L_0 相关图

Fig.4 Relationship between H_{max}/d_b , H_s/d_b and d_b/L_0

1.4 破碎时的极限波陡参数 α_{cr}

根据各破碎波的实测 H_b 及 L_0 可分别计算 3# 站和 4# 站各破碎波的 $\alpha = (H/L)_b / \tanh(2\pi d_b/L_b)$ 值，其变化范围为 0.114~0.131，平均值为 0.120。对于 3# 站和 4# 站，该值无大差异。

1.5 破碎时波面的不对称性

如图 5，在波面过程线上表示波形不对称性参数有三个：一是波峰前部历时 T' 与背部历时 T'' 之

比 T'/T'' ；二是 $(T' + T'')$ 与周期 T 之比 $(T' + T'')/T$ ；三是波峰高度 η_c 与波谷深度 η_t 之比 η_c/η_t 。实验测得 3# 站与 4# 站不规则波波面不对称的上述三参数与 d/L_0 的相关性如图 6。由图 6 可见， T'/T'' 值 3# 站在 0.81~0.94 之间，4# 站在 0.79~0.93 之间； $(T' + T'')/T$ 值 3# 站在 0.28~0.42 之间，4# 站在 0.26~0.42 之间； η_c/η_t 值 3# 站在 1.40~1.70 之间，4# 站在 1.38~2.0 之间。这表明 3# 站与 4# 站的波面不对称性没有明显区别，同时 d/L_0 的变化对波面不对称性的影响较小，和文献 [9] 相同底坡的规则波试验结果相比，不规则波的波面不对称性明显弱于规则波。

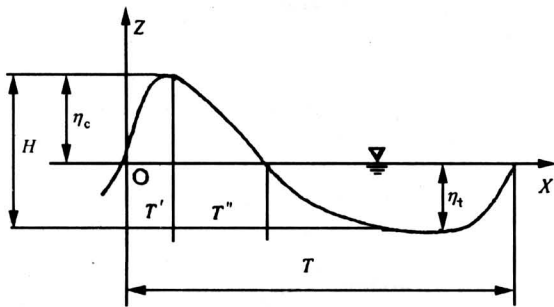


图 5 波面的不对称性

Fig.5 Asymmetry of wave profile

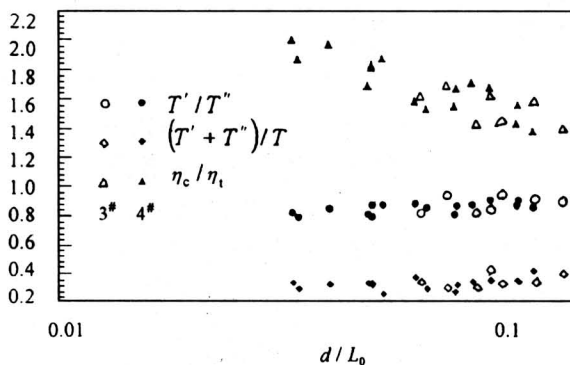


图 6 不规则波的波面不对称性

Fig.6 Asymmetry of wave profile for irregular waves

1.6 对平缓岸坡上不规则波破碎指标的建议

根据实验结果并综合分析不同底坡上的不规则波的有关资料，平缓岸坡上的不规则波破碎指标建议采用如下参数。

1) 不规则波的破碎指标以采用 H_b/d_b 值较为稳定，式 (1) 在平缓岸坡上仍然适用，对于发生破

碎的大波，在 1/50 及 1/200 二种岸坡条件下，式 (1) 中 A 值均为 0.15。该式还表明当底坡 $i < 1/100$ 后，底坡 i 值对 H_b/d_b 的影响不明显，故推荐 $A = 0.15$ 为各种平缓岸坡均适用较安全的系数值。对于有效波高，可取 $A = 0.12$ 为较保守的系数值。

2) 对不规则波，其波长较线性理论值小，其大波波长可取线性理论值的 0.74。

2 破碎前的波浪谱变形的计算

对波浪谱的变形计算，可通过其组成波变形计算的线性叠加得到。对组成波的变形分析可用规则波的相应方法进行。根据波浪作用通量守恒原则，考虑到波浪传播过程中底部能耗和水流存在，波浪谱中组成波的波浪作用通量守恒表述为^[11]

$$\frac{d}{dx} \left[\frac{S(\omega) d\omega}{\omega_r} (C_{gr}(\omega) + U) \right] + \frac{E_d(\omega) - \bar{\tau}(\omega_r) U}{\omega_r} = 0, \quad (2)$$

式中 x 为波浪传播方向坐标， S 为波谱密度， ω_r 为波浪相对于水流的角频率， C_{gr} 为波浪相对于水流的群速， U 为水流速， E_d 为波浪作用下全部能量损失， $\bar{\tau}$ 为一个波周期内的底摩阻力均值， $\bar{\tau}U$ 表示水流产生的能量损失。底摩阻力

$$\tau = \rho f_{wc} |U + u_w| (U + u_w), \quad (3)$$

式中 f_{wc} 为波流共同作用下的底摩阻 (摩擦阻力) 系数， u_w 为波浪底流速，能耗项为

$$E_d - \bar{\tau}U = f_{wc} A,$$

式中

$$A = \begin{cases} \rho U^3 \alpha^{-2} & |\alpha| > 1 \\ \rho U^3 [3 |\alpha| \cos^{-1}(1 - 2\alpha^2) + 2(\alpha^2 + 2) \sqrt{1 - \alpha^2}] |\alpha|^{-3} / 3\pi & |\alpha| \leq 1, \end{cases}$$

式中 $\alpha = U/u_w$ 。则式 (2) 可改写为

$$S_2(\omega) \frac{C_{gr2} + U_2}{\omega_{r2}} - S_1(\omega) \frac{C_{gr1} + U_1}{\omega_{r1}} + \int_{x_1}^{x_2} \frac{Q(\omega)}{\rho g \omega} dx = 0 \quad (4)$$

式中下标 1, 2 表示坐标 x_1, x_2 处的相应值，波浪由 x_1 向 x_2 传播， $Q(\omega) = \rho g f_{wc} A / d\omega$ 。对底能耗项进行线性简化，取等效剪力

$$\tau^* = \rho f_{wc} (k_0 + k_1 u_w).$$

由摩阻功耗最小误差原理 $E \{ [(\tau^* - \tau) \cdot u_w]^2 \} = \min$ 确定系数 k_0 及 k_1 ，从而得

$$\tau^* = \rho f_{wc} \{ [2rZ(r) + (6 + 2r^2)p(r)] +$$

$$4\sigma_u \left[\frac{4}{3} Z(r) + rp(r) \right] u_w \},$$

和

$$Q(\omega) = 4f_{wc}\sigma_u \left[\frac{4}{3} Z(r) + rp(r) \right] S_{uu}(\omega),$$

式中 σ_u 为水质点运动速度的标准差, $r = U/\sigma_u$,

$Z(r) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp(-\frac{1}{2}r^2)$, $p(r) = \int_0^r Z(x)dx$ 。 S_{uu} 为波浪水质点运动速度的谱密度

$$S_{uu}(\omega) = |Y_{u\eta}|^2 S(\omega), \quad (5)$$

$$Y_{u\eta} = \omega \frac{\cosh k(\omega)(z+d)}{\sinh k(\omega)d},$$

水面处 $z=0$, 水底处 $z=-d$ 。文中只讨论无流时 $U=0$, $r=0$, 经简化可得波谱传播方程为

$$S_2(\omega) \frac{C_{g2}}{\omega_2} - S_1(\omega) \frac{C_{g1}}{\omega_1} + \int_{x_1}^{x_2} \frac{16f\sigma_u S_{uu}(\omega)}{3\rho g\omega \sqrt{2\pi}} dx = 0 \quad (6)$$

当波浪谱传播距离很短时, 式(6)中无需考虑能量损耗项, 可略去。

3 破碎带内波浪谱变形计算

根据文献[5], 用时域-频域交替运算法, 在保证计算精度的前提下可以快速和准确地计算波浪谱在岸滩上的浅化变形直到发生破碎, 即在破碎前直接在频域中计算波能谱的浅化, 而在破碎时, 将谱值反变换为时域中的表现波列, 利用前述不规则波破碎指标判别哪些波会发生破碎, 并修正破碎的波形, 然后再变换为频域波谱进行下一区段波谱浅化变形分析, 如此循环到所需浅水域为止。波面过程和波谱的关系可表述为

$$\eta(t) = \sum_{n=1}^m [2S(\bar{\omega}_n)\Delta\omega]^{1/2} \cos(\omega_n t + \epsilon_n), \quad (7)$$

式中 $\eta(t)$ 为相对于静水面的波面高度, 波谱由 m 个频率 ω_n 的组成波线性叠加而成。 $\bar{\omega}_n = (\omega_n + \omega_{n-1})/2$, $S(\omega_n)$ 为角频率 ω_n 时的谱密度值, ϵ_n 为其随机相位, 在 $0 \sim 2\pi$ 范围内均匀分布。

由谱值变换为波面时间序列 $\eta(t)$ 后, 利用逐个波相对波高比检验是否发生破碎, 如发生破碎, 即其 H/d 大于破碎指标 H_b/d_b , 则应修正该波高, 令 $H = H_b$, 并将其对应波面过程修正为

$$\eta_2(t) = \frac{H_b}{H} \eta_1(t), \quad (8)$$

式中 $\eta_1(t)$ 为修正前值, $\eta_2(t)$ 为修正后值。用

相关函数法计算破碎后的波谱。相关函数

$$R(v\Delta t) = \frac{1}{N-v} \sum_{n=1}^{N-v} \eta(t_n + v\Delta t) \eta(t_n), \quad (9)$$

$$\tau = v\Delta t, v = 0, 1, 2, 3, \dots, m,$$

式中 N 为采样数 (取 4096), Δt 为时间间距 (取 0.05 s), 由相关函数求得得谱粗值 P_n

$$P_n = \frac{2\Delta t}{\pi} \left[\frac{1}{2} R(0) + \sum_{v=1}^{m-1} R(v\Delta t) \cos \frac{\pi v}{m} + \frac{1}{2} R(m\Delta t) \cos \pi n \right], \quad (10)$$

$$n = 0, 1, 2, \dots, m,$$

式中采用频率间隔

$$\left. \begin{aligned} \Delta\omega &= \omega_m/m = \frac{\pi}{m\Delta t} \\ \omega_n &= n\Delta\omega = \frac{n}{m} \frac{\pi}{\Delta t} \end{aligned} \right\} n = 0, 1, 2, \dots, m,$$

利用权函数对谱进行平滑

$$D(r) = \begin{cases} 0.54 + 0.46 \cos \frac{\pi r}{\tau_m} & |r| \leq \tau_m \\ 0 & |r| > \tau_m, \end{cases}$$

$$\tau_m = m\Delta t,$$

对粗谱平滑后得谱值为

$$S(\omega_n) = 0.23P_{n-1} + 0.54P_n + 0.23P_{n+1}, \quad (11)$$

至此完成由时域向频域转换。为了保证计算精度, 减少以至消除在时-频域变换过程中所产生的误差及其累积, 变形后的谱值 $S(\omega_n)$ 应进行误差修正, 具体步骤如下: 由二次变换前的波谱值 S_1 变换为时域过程 $\eta(t)$, 再由 $\eta(t)$ 反变换为谱值 S'_1 ; 将波面过程 $\eta(t)$ 按破碎指标判别, 并进行破碎损耗修正, 得 $\eta'(t)$; 由 $\eta'(t)$ 反变换得破碎损耗修正的谱值 S'_2 , 考虑时-频域变换的误差修正, 其谱值 (采用值) S_2 为

$$S_2(\omega_n) = \frac{S'_2}{S'_1} S_1(\omega_n). \quad (12)$$

然后, 以 $S_2(\omega_n)$ 值继续向浅水区计算, 直到所需位置为止。

4 波浪谱浅化及破碎计算法实验验证

根据实验结果, 以 1# 站浪高仪的测量值作为初始值, 计算出波浪谱到达其它各测站的波谱图如图 7 (实线为计算值, 虚线为实测值), 3# 站及 4# 站波浪的特征参数及统计指标见表 1 及表 2。

表 1 3# 站谱分析及破波概率

Table 1 Wave spectrum and breaking probability at St.3

计算	文件	I0201	I0402	I0603	I1203	I1401	I1603
条件	有效周期 T_s/s	1.20	1.40	1.60	1.40	1.60	1.80
有效周期 T_{01}	计算值/s	2.54	2.77	2.96	2.65	2.93	3.10
	实测值/s	2.55	2.57	2.83	2.77	2.72	3.02
	相对误差/%	-0.39	7.78	4.60	-4.33	4.04	2.65
零阶谱距 m_0	计算值/cm ²	3.18	4.41	4.49	6.21	8.22	10.81
	实测值/cm ²	3.47	4.66	4.76	6.58	8.38	9.56
	相对误差/%	-8.36	-5.36	-5.67	-5.62	-1.91	13.08
有效波高 H	计算值/cm	7.13	8.12	8.48	9.97	11.47	13.15
	实测值/cm	7.44	8.35	8.72	10.26	11.58	12.37
	相对误差/%	-2.82	-2.75	-2.75	-2.83	-0.95	6.31
组成波数 N	计算值	196	147	130	188	146	123
	实测值	184	161	146	159	145	128
	相对误差/%	6.52	-8.70	-10.96	-18.24	0.69	-3.90
破波概率/%	计算值	0	0	0	1.06	8.94	9.76
	实测值	1.54	1.84	2.19	1.88	7.59	4.70

表 2 4# 站谱分析及破波概率

Table 2 Wave spectrum and breaking probability at St.4

计算	文件	I0102	I0301	I0501	I1101	I1303	I1503
条件	有效周期 T_s/s	1.20	1.40	1.60	1.40	1.60	1.80
有效周期 T_{01}	计算值/s	2.61	2.89	3.05	2.73	2.97	2.98
	实测值/s	2.45	2.73	2.90	2.72	2.88	3.12
	相对误差/%	6.53	5.86	5.17	0.37	3.12	4.49
零阶谱距 m_0	计算值/cm ²	2.57	2.92	2.71	6.00	9.31	9.42
	实测值/cm ²	2.64	3.10	2.72	5.75	7.85	7.31
	相对误差/%	-2.65	-3.87	-0.37	4.35	18.60	28.86
有效波高 H	计算值/cm	6.42	6.84	6.58	9.80	12.20	12.28
	实测值/cm	6.49	7.04	6.60	9.60	11.21	10.82
	相对误差/%	-1.08	-2.84	-0.30	2.08	8.83	4.25
组成波数 N	计算值	185	146	124	150	151	184
	实测值	181	147	144	154	143	128
	相对误差/%	2.21	-7.01	-13.89	-2.67	5.59	43.75
破波概率/%	计算值	0	0	0	10.67	9.93	8.15
	实测值	2.76	1.27	1.42	5.80	7.00	7.03

1) 从表 1~2 可见, 除个别外, 各项参数的误差均小于 10%, 特别是 H_s 的误差均小于 3%, M_0 误差小于 9%。波浪谱与统计特征值的计算误差均较小, 计算的破波概率与实测结果也比较接近。

2) 图 7 可见, 3# 站或 4# 站的计算谱形和实测波谱相当接近。当波谱有效周期 T_s 加大后, 浅水区的谱计算值与实验值的差异有所增加, 可能是破碎所造成的某些非线性影响。但由此所产生对谱的各项特征参数和统计值的影响不大。

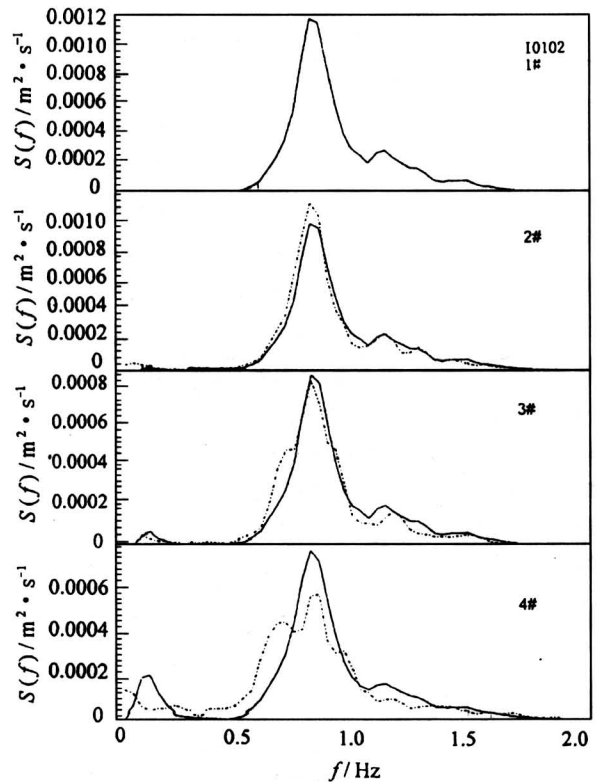


图 7 NI0102 波谱变形

Fig.7 Transformation of wave spectra (NI0102)

3) 以上可见, 本文提出的波浪谱浅化变形和破碎的时-频域交替计算方法和不规则波大波破碎指标取式 (1) $A=0.15$ 是恰当和可行的, 可用于平缓岸坡上波浪谱的变形与破碎的分析计算。

5 平缓岸坡上波浪谱变形与破碎分析

采用上述的时-频域交替计算波浪谱变形与破碎方法和不规则波破碎指标, 分析如下。

5.1 海底坡度的影响

在平均周期 $\bar{T} = 6.0$ s, $T_s = 6.9$ s, $d_0 = 0.5 L_0$, 波陡 $\bar{H}_0/L_0 = 0.026$ 或 $H_{s0}/L_0 = 0.0368$ (\bar{H}_0 及 H_{s0} 分别为平均及有效波高) 及 $f = 0.015$ 时, 计算了不同底坡时出现波浪破碎的位置及相应特征值以及不再出现破碎的临界坡度值见表 3。本文定义临界坡度为出现沿程 H/H_0 始终减小及 H/d 始终小于临界值的最大岸坡值 i_b , 见图 8 所示, 在 $i_b = 1/1700$ 时, H/H_0 及 H/d 随 d/L_0 的变化符合上述定义, 大于该坡度时则不符合该定义。

由表 3 可见, 随着 i 的减缓, 发生破碎的 d_b 变浅, H_b 减小, H_b/d_b 基本不变, α_b 的变化很小。

表 3 不同底坡出现破碎时的特征参数值

Table 3 The influence of different slope of seabed

slope	d_b/L_0	H_{bm}/d_b	H_b/d_b	H_b/H_0	α_b	$n_b/N / \%$
1/500	0.055	0.581*	0.675*	1.023*	0.118*	0.556
		0.549	0.471	0.714	0.087	
1/1000	0.036	0.600*	0.672*	0.667*	0.114*	0.976
		0.562	0.430	0.426	0.078	
1/1600	0.020	0.602*	0.674*	0.371*	0.114*	0.755
		0.569	0.391	0.215	0.070	

* 表中 H_{bm}/d_b 为式 (1) 及 $A=0.15$ 的计算值 (带 * 是用最小破碎波对应周期所得波长计算值, 无 * 是采用谱平均周期 $T_{01}=2\pi(m_0/m_1)$ 计算的, m_0 及 m_1 分别为谱零阶矩及一阶矩), H_b/d_b 为最小破碎波高 H_{bm} (带 *) 及有效波高 H_b 与 d_b 之比, H_b/H_0 为 H_{bm} (带 *) 或该处 H_{bm} 与深水 (H_0) 之比, α_b 为对应 H_{bm} (带 *) 与该处 H_{bm} 的波陡参数。

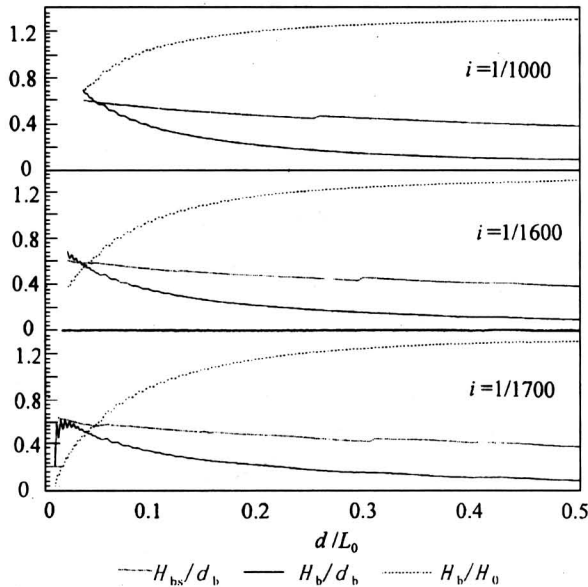


图 8 临界坡度前后 H/H_0 及 H/d 的变化

Fig.8 Change of H/H_0 and H/d when before and at critical slope

从总体上看, 统计值比按式 (1) $A=0.15$ 计算结果稍大, 即波浪已破碎, 故不规则波的破碎可采用式 (1), 并取 $A=0.15$ 。此时相应的 $\alpha_b \approx 0.114 \sim 0.118$, 与试验结果接近。

5.2 入射波陡 H_0/L_0 的影响

在 \bar{T}_0 为 6.0 s, \bar{T}_s 为 6.9 s, $f=0.015$, $i=1/1000$ 的条件下, 不同 H_0/L_0 的波浪谱变形并达破碎时各项参数的变化见表 4。 H_0/L_0 变化时, 不规则波在岸坡上的变形与破碎也有变化。在同一 i 条件下, 当 H_0/L_0 增大时, d_b 变深, H_b/d_b 减小,

H_b/H_0 略有增大, 但 α_b 基本不变; i_b 变缓。

表 4 不同入射波陡 H_0/L_0 的影响

Table 4 Influence of Incipient wave steepness H_0/L_0

H_0/L_0	d_b/L_0	H_{bs}/d_b	H_b/d_b	H_b/H_0	α_b	$n_b/N / \%$	i_b
0.015	0.020	0.627*	0.708*	0.656*	0.117*	0.488	1/1300
		0.596	0.434	0.402	0.074		
0.026	0.036	0.600*	0.664*	0.666*	0.114*	0.976	1/1700
		0.562	0.430	0.426	0.078		
0.041	0.075	0.556*	0.637*	0.836*	0.116*	1.064	1/2200
		0.516	0.427	0.561	0.085		

* 同表 3 注

5.3 周期的影响

在 $H_0/L_0=0.041$, $i=1/1000$, $f=0.015$ 的条件下, 取不同有效周期, 得到不规则波变形及破碎后有关破碎参数见表 5。 T_0 变化时, 不规则波破碎时各项参数也有程度不同的改变。当 T_0 增大时, 出现波浪破碎的 d_b 变浅, H_b 减小, 但 H_b/d_b 值及 α_b 基本不变, i_b 稍为变陡。

表 5 有效周期 T_0 的影响

Table 5 The Influence of incipient wave period T_0

T_0/s	d_b/L_0	H_{bs}/d_b	H_b/d_b	H_b/H	α_b	$n_b/N / \%$	i_b
6.9	0.075	0.556*	0.637*	0.836*	0.116*	1.064	1/2200
		0.516	0.427	0.561	0.085		
8.05	0.055	0.562*	0.640*	0.614*	0.115*	2.260	1/2100
		0.527	0.458	0.439	0.089		
9.2	0.045	0.559*	0.637*	0.501*	0.116*	3.703	1/2000
		0.525	0.465	0.366	0.091		

* 同表 3 注

在规则波条件下, 周期变化对各参数均无大影响^[9]。这是由于不规则波的能量是由不同频率的组成波组成, 不同频率组成波的浅化及能耗各不相同, 如浅水区有效波周期变小。即周期愈大, 长周期的组成波成分增加, 浅化时变形衰减加剧。因而其临界水深变浅, 极限波高减小。

5.4 底摩阻系数的影响

当 $T_0=6.9$ s, $H_0/L_0=0.026$ 及 $i=1/1000$ 时, 取不同底摩阻系数 f 计算得不规则波破碎的各项参数见表 6。当 f 增大时, 波谱浅化过程中的能耗增大, 导致波高衰减加剧, 使 H_b 减小, 破碎点向浅水区移动, 但 H_b/d_b 和 α_b 基本不变, 不出现破碎的 i_b 变陡。

表 6 底摩阻系数 f 的影响

Table 6 Influence of friction coefficient

f	d_b/L_0	H_b/d_b	H_b/H_0	α_b	$n_b/N/\%$	i_b
0.0	0.075	0.571*	0.675*	1.358*	0.117*	0.654
		0.541	0.498	1.028	0.093	
0.01	0.048	0.588*	0.672*	0.888*	0.116*	0.550 1/2 700
		0.555	0.451	0.596	0.082	
0.015	0.036	0.600*	0.664*	0.666*	0.114*	0.976 1/1 700
		0.562	0.430	0.426	0.078	

* 同表 3 注

5.5 与规则波计算结果的比较

文献 [9] 分析了规则波条件下波浪变形及破碎受各种因素的影响，本文则分析了不规则波条件下的相应影响。二文的计算条件是相当的，即规则波的波高及周期相当于不规则波的平均波高及平均周期；规则波深水波陡 0.03, 0.05 及 0.08 分别相当于不规则波深水波陡 \bar{H}_0/L_{s0} (平均波高/有效波长) 的 0.015, 0.026 及 0.041。二者比较如下。

定性上 a. 海底坡度的变化，对规则波和不规则波的影响基本相同，即：随 i 的变缓， d_b 变浅， H_b 减小，而 H_b/d_b 及 α_b 基本不变。b. 底摩阻系数的增大对二者的影响基本相同，即 d_b 变浅， H_b 减小，而 H_b/d_b 及 α_b 二值基本不变；同时，出现不破碎的 i_b 变陡。c. 入射波陡变化对二者的影响：相同点，随波陡之增大， d_b 加大， H_b 有所增大， i_b 变缓；不同点，随波陡增大，规则波的 H_b/d_b 基本不变，而不规则波的相应值稍为减小。d. 波周期的变化对规则波基本无影响，而对于不规则波有影响，即有效周期越大，它在浅水区的变形越大及衰减愈快。

定量上 a. 由于规则波的破碎指标 (式 (1) A 值) 大于不规则波的相应值，因而相同条件下规则波的 d_b/L_0 小于不规则波的相应值，而规则波的 H_b/d_b 则大于不规则波的相应值。例如 $f = 0.015$ 、 $i = 1/500$ 时，规则波 $H_0/L_0 = 0.08$ 相对应 $H_b/d_b = 0.760$ 、 $d_b/L_0 = 0.038$ ，不规则波 $\bar{H}_0/L_{s0} = 0.041$ 相对应的 $H_b/d_b = 0.616$ 、 $d_b/L_0 = 0.095$ 。b. 由于不规则波由不同组成波构成，其底部能耗组成不同于规则波，计算表明，在相同的平均波高及平均周期的条件下，不规则波的底部能耗小于规则波，加上二者破碎指标的差异，不规则波的 i_b 均小于千分之一，而规则波则大于千分之一。在天然条件下，波浪都

是随机和不规则的，采用本文不规则波的结果较为恰当，也比较安全。

6 计算值与现场观测结果比较

成功大学近海水文观测中心在台中港北侧近岸带利用水上超声测波仪进行了海浪谱的观测。在 A 站 -6 m 水深处设有四个测波仪阵列，其布置见图 9，在 B 站 -3 m 等深线处，设有一个测波仪。该地区海岸线平直，海床为砂质，走向大体为北偏东或南偏西 35°，沿岸潮流速度不大，故可只考虑波浪谱的浅化与折射。两站间的距离为 346.2 m，底坡约为 1/120。利用该处测波仪和风速资料对 1993 年 7 月和 9 月的测波数据进行了分析，由于 A 站的 3# 测波仪讯号有问题不能采用，方向分布函数是根据 1#、2# 及 4# 三个测波仪资料分析得到的。分析结果表明该三测波仪的波能谱值都很接近，可利用其平均波谱及方向分布作为依据进行浅化及折射计算。主波向与岸线法线方向夹角在 15°~55° 之间，计算时只取波浪向岸侧传播的能量而略去向深水侧传播的能量。按经验，当测波仪阵列较少 (3 个) 时，波浪谱方向分布函数的主波向值可靠，但方向分布比实际分布略宽，计算结果比实际情况稍为偏小。

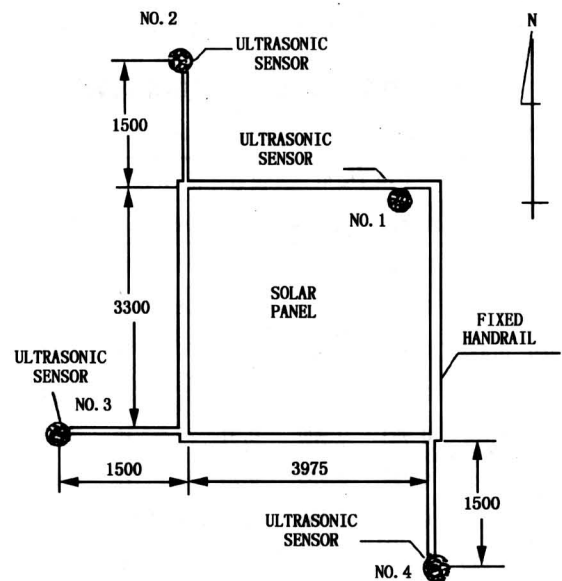


图 9 A 站测波仪布置图

Fig. 9 Configuration of wave height gage at St. A

利用 A 站波浪谱及其方向分布资料，按 $f = 0.01$ 进行含底能耗的波浪折射及浅化计算，并和实

测 B 站观测值进行比较, 其结果见表 7 和图 11、12。表 7 H_{s0} 为 A 站的观测有效波高, 主波向及风向均以岸线的法线方向为 0° , + 表示右偏, - 表示左偏; 表中所列主波向分别为 A 站及波谱折射、浅化传到 B 站时的波浪方向。表 7 可见, 除 72200 及 72312 测次外, 主波向与风向的偏角都较大, 这些测次可不考虑风对波浪的影响, 而对 72200 及 72312 测次, 风能对波谱能量传递有一些影响。从表 7 可见, 各个测次的计算结果与实测结果比较符合, 误差值一般都在 10% 以下, 计算值都偏小, 对于 72312 测次, 如果计及风能输入对增大波浪的影响, 其误差也将小于 10%。由于 A 站的四个测波仪数据只有三个可用于方向分布及波谱分析, 其分析方向分布比真实分布为宽, 这种误差将导致计算结果偏小; 考虑到观测精度的影响, 表 7 中结果说明采用本文计算方法所得成果与实际符合较好。图 10 是 B 站波谱计算值与实测值比较的几个示例, 图中实线为计算值, 虚线为实测值, 二者从谱形及谱值都相当接近。图 11 为 A 站实测波能方向分布 (虚线) 和 B 站计算所得波能方向分布 (实线) 的对比, 图 11 中方向角 0° 为岸线的法线方向, 计算时只计波浪向岸传播部分能量, 其方向角自 $-90^\circ \sim +90^\circ$, 折射后能量的方向分布更为集中, 而且主波向与岸线的法线方向间夹角也减小, 这是符合波浪折射规律的。

表 7 原型观测值与计算结果比较

Table 7 Comparison of calculated and measured data

观测 序号	H_{s0}/m	B 站 H_s/m		误差 /%	主波向/($^\circ$)		风速 /m·s $^{-1}$	风向 /($^\circ$)
		观测值	计算值		A 站	B 站		
91108	0.708	0.718	0.655	-8.78	25	10	0.16	62
91112	0.593	0.586	0.562	-4.09	15	10	4.42	95
91200	0.832	0.851	0.811	-4.70	30	8	1.67	-74
91116	1.138	1.075	0.987	-8.18	5	2	8.12	76
91120	1.087	0.983	0.980	-0.31	25	16	2.67	69
91208	0.784	0.784	0.735	-6.25	30	16	2.05	-142
91212	0.628	0.646	0.596	-7.70	15	10	4.92	-138
91000	0.825	0.891	0.826	-7.29	-5	0	4.72	43
91016	1.143	1.038	0.987	-4.91	15	10	9.29	64
72200	0.627	0.526	0.556	5.70	-5	-2	2.31	17
72300	0.652	0.582	0.547	-6.01	35	27	1.09	-69
72312	0.700	0.654	0.587	-10.24	55	34	4.30	79

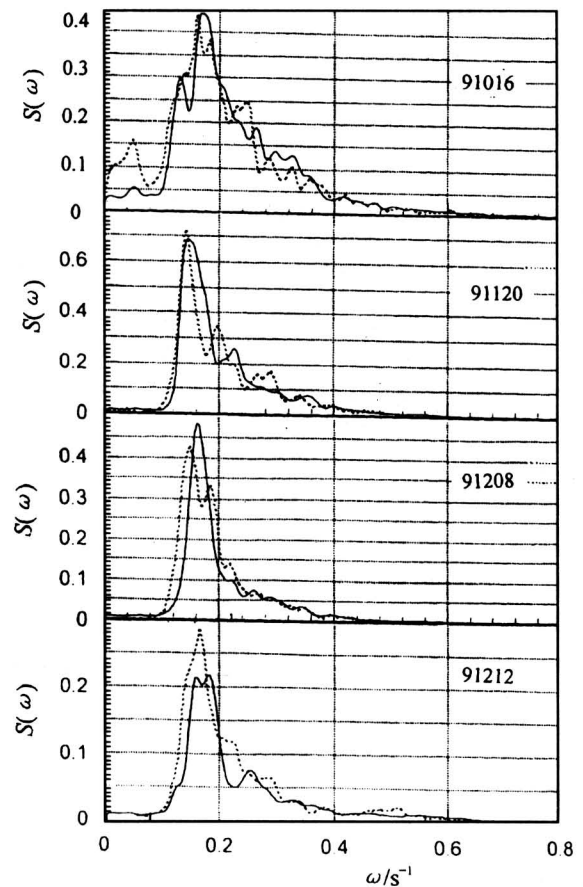


图 10 B 站波谱计算值与实测值比较

Fig.10 Calculated and measured wave spectrum at St. B

7 结论

1) 平缓岸坡上的不规则波破碎指标可以采用 H_b/d_b 的恰当值来确定。 H_b/d_b 值用式 (10) 计算, A 取 0.15。不规则波波列中大波破碎时, 其波陡参数 α_b 约 0.115~0.12。

2) 平缓岸坡上的波浪谱变形和破碎可采用本文的时-频域交替运算法和破碎指标进行计算。实验和现场观测结果与计算的比较符合较好。

3) 当有底部能耗、岸坡坡度相当平缓时, 有可能出现不规则波不再破碎的现象。不再出现波浪破碎的临界坡度值主要是受深水波陡值和底摩阻系数值的影响, 深水波周期也略有影响。通常, 不规则波的临界坡度均小于千分之一, 随深水波陡的增大和底摩阻系数的减小, 其临界坡度变缓。

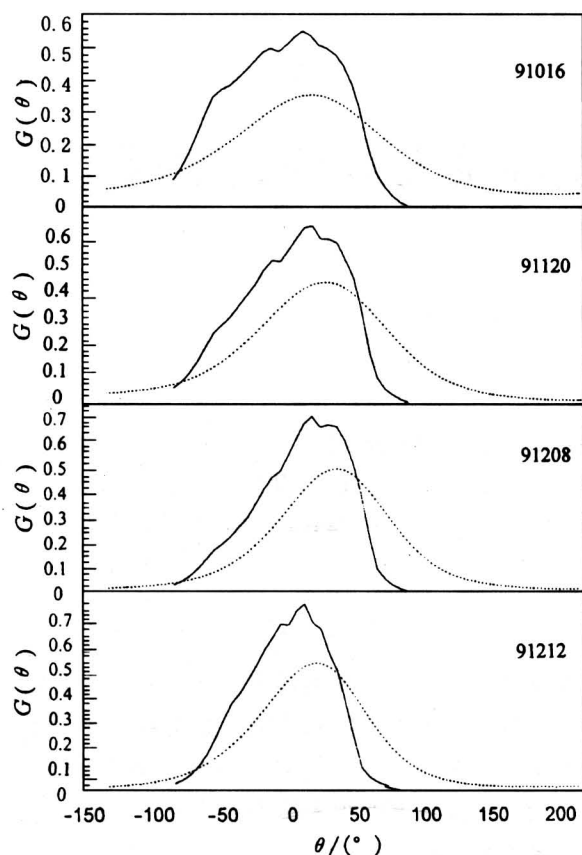


图 11 A、B 站波能方向分布变化

fig.11 Wave energy direction spread at St. A and B

致谢 本文所采用的台中港附近的波浪观测资料由成功大学近海水文中心提供, 资料的处理、谱分析和波浪方向分布的分析由柳淑学副教授完成, 在此深表感谢。

参考文献

- [1] Goda Y. A synthesis of breaker indices [J]. Trans. of JSCE, 1970, 2 (part 2): 227~229
- [2] Kamphuis J W. Incipient wave breaking [J]. Coastal Engineering, 1991, 15: 185~203
- [3] Li Y C, Dong G H, Teng B. Wave breaker indices in finite water depth [J]. China Ocean Engineering, 1991, 5(1): 51~64
- [4] 董国海, 李玉成. 缓坡上不规则浪的破碎指标 [J]. 水动力学研究与进展 A 辑, 1993, 8(1): 21~27.
- [5] Li Y C, Deng G H. A hybrid method for the simulation of wave spectrum transformation and breaking phenomena on a slope [J]. Jour. of Hydrodynamics, Ser B, 1994, 7(2): 76~83
- [6] Nelson R C. Wave heights in depth limited conditions [J], Civil Engineering Trans. Inst. Engrs. Aust., 1983, CE27(2): 210~215
- [7] Nelson R C. Design wave heights on very mild slope—an experimental study [J]. Civil Engineering Trans. Inst. Engrs. Aust., 1987, CE29(3): 157~161
- [8] Goda Y, Morinobu K. Breaking wave height on horizontal bed [A]. Combined Aust. Coastal Engrs. and Ports Conference, Christchurch, NewZeland [C], 1997. 953~958.
- [9] 李玉成, 崔丽芳, 于洋, 等. 平缓岸滩上规则波的破碎条件 [J]. 大连理工大学学报, 1999, 39(2): 302~308.
- [10] Ochi M K, Tsai C H. Prediction of occurrence of breaking wave in deep water [J], J. of Physical Oceanography, 1983, 13: 2008~2019
- [11] Li Y C. Wave-current interaction in Ch. 7 of "Wave Action on Maritime Structures" [M]. Dalian: The Press of Dalian University of Technology, 1989: 274~309

Wave Spectrum Transformation and Wave Breaking on Gentle Slope

Li Yucheng¹, Cui Lifang¹, Yu Yang¹, Dong Guohai¹, Kao Chiachuen², Chuang Zsuhsein²

(1. State Key Lab of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technol, Dalian, Liaoning 116024, China; 2. Chengkung University, Coastal Ocean Monitoring Center, Tainan, Taiwan, China)

[Abstract] Based on theoretical analysis, computation and physical model tests, the breaking criteria for irregular waves, wave spectrum transformation, wave breaking phenomena and the method of analysis and computation, as well as the non-breaking critical slope condition are discussed in this paper. The computation results are compared with both physical model test data and data by field wave spectral measurement, which coincide with each other quite well.

[Key words] wave spectrum; beach slope; transformation; breaking