

## طراحی بهینه موج شکن مرکب کیسونی تحت اثر امواج غیرخطی

علی رضا سلطانکوهی<sup>۱</sup> و خسرو برگی<sup>۲\*</sup>

<sup>۱</sup> دانش آموخته کارشناسی ارشد سازه‌های دریایی - پردیس دانشکده های فنی - دانشگاه تهران

<sup>۲</sup> آستاد دانشکده مهندسی عمران - پردیس دانشکده های فنی - دانشگاه تهران

(تاریخ دریافت ۸۴/۵/۲۹، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۶/۱۲/۸، تاریخ تصویب ۸۶/۱۲/۲۰)

### چکیده

موج‌شکن‌ها از جمله سازه‌های دریایی مهم و هزینه‌بر می‌باشند. موج‌شکن مرکب کیسونی یکی از انواع رایج این نوع سازه در سطح دنیا بوده که عمدتاً در اعماق زیاد مورد استفاده قرار می‌گیرند. با توجه به پیشرفت صنایع دریایی ایران در سال‌های اخیر، مطالعاتی جهت ساخت چنین موج‌شکن‌هایی در سواحل جنوب صورت گرفته است. در طراحی این سازه آن چه همواره مورد توجه جامعه مهندسی قرار گرفته است، تخمین ابعاد بهینه آن در شرایط مختلف هیدرولیکی و ژئوتکنیکی دریا می‌باشد. در این مقاله با در نظرگیری میدان موج غیرخطی در مقابل سازه، ابعاد آن در شرایط گوناگون هیدرولیکی و ژئوتکنیکی بهینه گردیده است. نتیجه این پژوهش ارائه منحنی‌هایی کاربردی در امر طراحی بهینه این سازه است به طوری که یک طراح می‌تواند با استفاده از این منحنی‌ها ابعاد بهینهی مقطع موج‌شکن مرکب کیسونی را در شرایط هیدرولیکی و ژئوتکنیکی گوناگون تخمین بزند که به این ترتیب صرفه‌جویی قابل ملاحظه‌ای در هزینه‌های احداث این سازه صورت می‌پذیرد.

**واژه‌های کلیدی:** موج‌شکن مرکب - کیسون - موج غیرخطی - بهینه‌سازی غیرخطی

### مقدمه

موج‌شکن مرکب در شرایط مختلف هیدرولیکی و ژئوتکنیکی و تحت اثر موج غیرخطی می‌باشد. این مهم، در قالب نمودارهایی کاربردی در فرآیند طراحی بهینه این نوع سازه، نتیجه اصلی این پژوهش می‌باشد. شایان ذکر است که ماهیت غیرخطی امواج خصوصاً در نواحی ساحلی، جایی که موج‌شکن‌ها در آن واقع می‌شوند، ما را بر آن داشت که در این پژوهش اثر این نوع موج را بر روی سازه در نظر بگیریم.

امروزه در دنیای پر رقابت مهندسی دیگر کافی نیست سازه‌ای طراحی کنیم که عملکرد آن مطابق آنچه می‌خواستیم باشد، بلکه لازم است که آن سازه بهترین نیز باشد. بهترین به مفهوم سازه‌ای کارآمد، همه جانبه، منحصر به فرد و مقرون به صرفه که مفاهیم بهینه‌سازی قسمتی از این نیاز را برآورده می‌سازد.

موج‌شکن‌ها یکی از سازه‌های دریایی هستند که دارای کاربرد وسیعی در بندرسازی می‌باشند. هزینه احداث موج‌شکن‌ها نسبت به سایر سازه‌های ساحلی بسیار قابل توجه است. از جمله انواع این سازه‌ها موج‌شکن‌های مرکب کیسونی هستند که از دو بخش اصلی: ۱- صندوقه، ۲- پایه توده‌سنگی تشکیل شده‌اند و به همین دلیل کلمه‌ی "مرکب" به آنها اطلاق می‌گردد. در واقع علت استفاده از موج‌شکن مرکب ایجاد تعادل میان هزینه‌های احداث هر یک از این دو بخش و نهایتاً صرفه‌جویی در هزینه‌های اجرای سازه می‌باشد.

آنچه همواره در طراحی این نوع سازه مورد توجه مهندسیین مشاور واقع شده، تعیین ابعاد بهینهی این سازه، از جمله ارتفاع بهینهی پایه‌ی توده سنگی آن نسبت به عمق آب، در شرایط هیدرولیکی و ژئوتکنیکی گوناگون است.

در این مقاله هدف ارائه ابعاد بهینه مقطع یک

### الگوی ریاضی مسائل بهینه‌سازی

الگوی استاندارد یک مسئله بهینه‌سازی به شکل

ذیل تعریف می‌شود [۱]:

بردار  $n$  بعدی  $\mathbf{x} = (x_1, x_2, \dots, x_n)$  از متغیرهای طراحی را به گونه‌ای بیابید که تابع هزینه

$$f(\mathbf{x}) = f(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (1)$$

را مینیمم کند، مشروط به  $p$  قید مساوی

$$h_j(\mathbf{x}) = h_j(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0, \quad j = 1 \text{ to } p \quad (2)$$

و  $m$  قید نامساوی

$$g_i(\mathbf{x}) = g_i(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0, \quad i = 1 \text{ to } m \quad (3)$$

توجه شود که توابع  $f(\mathbf{x})$ ،  $h_j(\mathbf{x})$  و  $g_i(\mathbf{x})$  باید به همه یا برخی متغیرهای طراحی وابسته بوده و تعداد قیود مساوی مستقل کمتر و یا حداکثر مساوی تعداد متغیرهای

همان‌طور که ملاحظه می‌شود متغیرهای انتخاب شده کاملاً مستقل از یکدیگر هستند. پارامترهای دیگر در مقطع موج‌شکن نظیر ضخامت لایه حفاظ یا وزن آن، ضخامت بلوک‌های پایدار کننده پنجه و پاشنه یا وزن آن‌ها و ارتفاع کیسون مستقل از متغیرهای انتخابی نبوده و با داشتن متغیرهای طراحی و نیز شرایط هیدرولیکی قابل محاسبه هستند. به عبارتی این پارامترها وابسته بوده و لذا در زمره متغیرهای طراحی نمی‌گنجد.

### تابع هدف

در این پژوهش هزینه احداث یک متر طول از موج‌شکن به عنوان تابع هدفی که باید مینیمم گردد، انتخاب شده، لذا ساختار این تابع هدف از ضرب احجام مختلف در قیمت‌های واحد آن‌ها تشکیل یافته است. بنابراین در تعیین قیمت‌های واحد باید تمام مسائل مربوط به حمل و اجرا در نظر گرفته شده و به عبارتی قیمت‌های واحد علاوه بر هزینه مصالح مصرفی بایستی در بر گیرنده هزینه‌های حمل و اجرا نیز باشد.

همان‌گونه که در شکل (۱) مشخص است مقطع موج‌شکن مرکب از اجزای ذیل تشکیل می‌یابد:

- پایه‌ی توده سنگی<sup>۱</sup> به حجم  $V_1$  و هزینه‌ی واحد حجم  $C_1$
- لایه حفاظ متشکل از قطعات سنگی یا بتنی به حجم  $V_2$  و هزینه واحد حجم  $C_2$
- بلوک‌های بتنی پایدار کننده پنجه و پاشنه به حجم  $V_3$  و هزینه واحد حجم  $C_3$
- کیسون از جنس بتن مسلح شامل کلیه‌ی بخش‌های بتنی اعم از بدنه و تاج به حجم  $V_4$  و هزینه واحد حجم  $C_4$
- مصالح پرکننده کیسون، غالباً ماسه<sup>۲</sup> به حجم  $V_5$  و هزینه واحد حجم  $C_5$

از مجموع هزینه‌های تهیه، ساخت و استقرار هر یک از اجزای فوق می‌توان قیمت‌های واحد حجم هر یک از آن‌ها ( $C_1$  تا  $C_5$ ) را به دست آورد. در این پژوهش قیمت‌های اجرای واحد حجم هر یک از مصالح، با استعلام از مجریان طرح‌های کنونی در مناطق جنوب کشور و پیمان کاران فعال در منطقه و با استناد به قراردادهای موجود، که عمدتاً مربوط به سال‌های ۱۳۸۲ و ۱۳۸۳ می‌باشند، مطابق جدول (۱) در نظر گرفته شده‌اند.

طراحی (یعنی  $p \leq n$ ) باشد. اگر تمامی توابع مذکور بر حسب متغیرهای طراحی  $x$  خطی باشند، آن‌گاه مسئله یک مسئله‌ی بهینه‌سازی خطی (LP) بوده، در غیر این صورت مسئله غیرخطی (NLP) می‌باشد.

### رابطه‌سازی مسئله طراحی

رابطه‌سازی صحیح یک مسئله بهینه‌سازی حدود نیمی از کل تلاشی است که برای حل آن مورد نیاز است. رابطه‌سازی یک مسئله طراحی بهینه عبارت از بیان مسئله به صورت یک عبارت ریاضی است. فرآیند رابطه‌سازی با معرفی مجموعه‌ای از متغیرها که سازه را مشخص می‌کنند، شروع می‌شود که آنها را متغیرهای طراحی می‌گویند. محدودیت‌های موجود در طراحی یک سازه را قیود حاکم بر طرح می‌نامند و طرحی قابل قبول است که تمام قیود را برآورده نماید. برای قضاوت این که یک طرح از طرح دیگر بهتر است یا نه، معیاری لازم است که این معیار تابع هدف یا تابع هزینه می‌باشد.

### متغیرهای طراحی

اولین گام در رابطه‌سازی یک مسئله طراحی، معرفی مجموعه متغیرهای طراحی است که سازه را مشخص می‌سازد. در اینجا با توجه به این که هدف بهینه‌سازی مقطع موج‌شکن مرکب تحت شرایط هیدرولیکی و ژئوتکنیکی گوناگون می‌باشد، شش متغیر هندسی کاملاً مستقل که در شکل (۱) نیز نمایش داده شده‌اند، به عنوان متغیرهای طراحی انتخاب گردیده‌اند:

$B_c$ : عرض کیسون

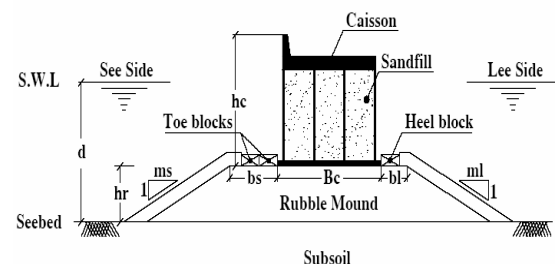
$h_f$ : ارتفاع پایه توده سنگی

$b_s$ : عرض پایه توده سنگی در سمت دریا

$b_l$ : عرض پایه توده سنگی در سمت ساحل

$m_s$ : شیب پایه توده سنگی در سمت دریا

$m_l$ : شیب پایه توده سنگی در سمت ساحل



شکل ۱: مشخصات هندسی موج‌شکن مرکب.

هم چنین حجم لایه حفاظ در صورتی که از مصالح سنگی باشد، عبارت است از:

$$V_2 = rL_t \quad (۸)$$

که در آن  $L_t$  طول لایه‌ی حفاظ سنگی می‌باشد که برابر است با:

$$\begin{cases} L_{ts} = L_s + b_s - 2L_{bs} \\ L_{tl} = L_l + b_l - L_{bl} \\ L_s = (h_r + \frac{r_s}{2}) / \sin \theta_s \\ L_l = (h_r + \frac{r_l}{2}) / \sin \theta_l \end{cases} \quad (۹)$$

در رابطه فوق  $L_{bs}$  و  $L_{bl}$  به ترتیب عرض بلوک‌های حفاظ پنجه و پاشنه بوده که مطابق استاندارد ژاپن عرض این بلوک‌ها بسته به تناژ آن‌ها ۱/۵ یا ۲/۵ متر می‌باشد [۳]. به دلیل استفاده از دو بلوک حفاظ در پنجه کیسون در رابطه اخیر از ضریب ۲ برای عرض این بلوک‌ها استفاده شده است. ضمن این که در رابطه اخیر  $L_s$  و  $L_l$  به ترتیب طول لایه حفاظ در امتداد شیب سمت دریا و شیب سمت ساحل می‌باشند.

در صورت استفاده از آرمورهای بتنی حجم مصالح لایه حفاظ عبارت است از:

$$V_2 = N_a V_a \quad (۱۰)$$

که در آن  $N_a$  تعداد کل آرمورهای بتنی در هر متر طول سازه و  $V_a$  حجم هر یک از آن‌ها می‌باشد. که داریم [۲-۳]:

$$\frac{N_a}{A} = nk_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100}\right) \left(\frac{W_{50}}{w}\right)^{2/3} \quad (۱۱)$$

که در آن  $A$  مساحت سطح لایه حفاظ در واحد طول سازه می‌باشد. بدیهی است که در این حالت  $A = L_t$  و  $V_a = (W_{50}/w)$  خواهد بود و  $P$  درصد تخلخل لایه می‌باشد که بسته به نوع آرمور مورد استفاده متفاوت است.

حجم بلوک‌های بتنی در رابطه (۴) به ترتیب ذیل محاسبه می‌گردد:

$$V_3 = W / w \quad (۱۲)$$

که در آن  $W$  وزن بلوک‌های بتنی پنجه یا پاشنه و  $w$  وزن مخصوص بتن می‌باشد.

اما در مورد نحوه تفکیک حجم بتن مسلح کیسون و مصالح پرکننده آن که معمولاً ماسه است، نسبت‌های ذیل مورد استفاده واقع شده‌اند:

بنابراین می‌توان تابع هدف را به صورت عبارت ریاضی ذیل بیان نمود:

$$Cost = C_1 V_1 + C_2 V_2 + C_3 V_3 + C_4 V_4 + C_5 V_5 \quad (۴)$$

توجه به این نکته ضروری است که در رابطه‌ی اخیر هزینه‌های واحد  $C_1$  تا  $C_5$  به صورت عدد ثابتی در نظر گرفته شده‌اند و لذا صرفاً باید نسبت این هزینه‌ها صحیح باشد و رقم دقیق آن‌ها تأثیری در نتایج حاصله نخواهد داشت.

جدول ۱: هزینه‌های اجرایی واحد حجم مصالح موج‌شکن مرکب.

Type of material	Cost (rial/m <sup>3</sup> )
Core(less than 1000 kg) (C <sub>1</sub> )	85000
Armor layer (C <sub>2</sub> )	
Up to 100 kg	63000
100-1000 kg	113000
1000-3000 kg	132000
Concreat block (C <sub>3</sub> )	580000
Caisson:	
Reinforced concrete (C <sub>4</sub> )	1030000
Sand fill (C <sub>5</sub> )	31000

که در آن حجم پایه توده سنگی عبارت است از:

$$V_1 = (B_1 + B_2) \frac{h_r}{2} \quad (۵)$$

و

$$\begin{cases} B_1 = b_s + B_c + b_l - \delta_s - \delta_l, \\ B_2 = B_1 + h_r (m_s + m_l) \\ \delta_s = r_s \tan(\theta_s / 2), \quad \delta_l = r_l \tan(\theta_l / 2) \\ \theta_s = \tan^{-1}(1/m_s), \quad \theta_l = \tan^{-1}(1/m_l) \end{cases} \quad (۶)$$

که در آن اندیس‌های  $s$  و  $l$  به ترتیب به نمایندگی از واژه‌های See-side و Lee-side، بیانگر سمت دریا و سمت ساحل بوده و در ادامه نیز از این اندیس‌ها با همین مضمون استفاده خواهد شد.

$r$  ضخامت لایه حفاظ می‌باشد که از رابطه‌ی ذیل به دست می‌آید [۲]:

$$r = nk_{\Delta} (W_{50} / w)^{1/3} \quad (۷)$$

که در آن  $W_{50}$  وزن قطعات حفاظ و  $w$  وزن مخصوص مصالح آن‌ها،  $n$  تعداد لایه حفاظ که معمولاً برابر ۲ بوده و  $k_{\Delta}$  ضریب لایه می‌باشد که بسته به شکل و جنس قطعات حفاظ متفاوت است.

### قیود طراحی

در طراحی موج شکن مرکب محدودیت‌هایی به لحاظ هیدرولیکی و ژئوتکنیکی برای تأمین پایداری سازه وجود دارد که این محدودیت‌ها همان قیود طراحی هستند و باید در راستای بهینه‌سازی سازه از این قیود استفاده نمود.

### قیدهای ژئوتکنیکی سازه

به منظور ارزیابی ظرفیت باربری بخش توده سنگی موج شکن مرکب و خاک بستر می‌توان از روابط زیر (۱۵) الی (۱۹) که هر یک از آنها ضریب اطمینان در برابر یکی از سطوح گسیختگی محتمل در شکل (۳) را محاسبه می‌نمایند استفاده نمود [۴].

$$f_{sa} = \frac{(F_g - F_u) \tan \mu}{F_h} \quad (15)$$

$$f_{sb} = \frac{B_z^2 (\gamma_r - \gamma_w) \tan \phi_r [\tan^2(45 + \phi_r/2) \exp(\pi \tan \phi_r) - 1]}{(F_g - F_u) \left[ \frac{1}{1 - F_h/(F_g - F_u)} \right]^3} \quad (16)$$

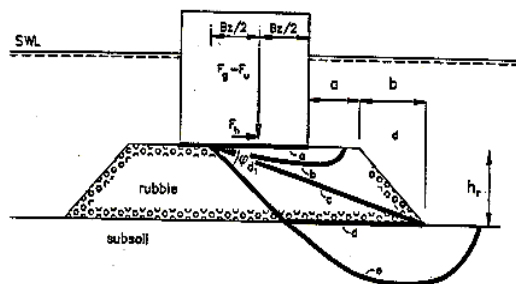
$$f_{sc} = \frac{\left[ F_g - F_u + (\gamma_r - \gamma_w) \frac{B_z + a}{2} h_r \right]}{(F_h + F_{hu}) \cot(\phi_r - \theta)} \quad (17)$$

که  $\theta = \tan^{-1} [h_r / (B_z + a + b)]$

$$\begin{cases} f_{sd1} = \frac{(B_z + a + b - h_r / \tan \theta) C_u}{(F_h + F_{hu})} \\ f_{sd2} = \frac{\left[ F_g - F_u + (\gamma_r - \gamma_w) (B_z + a + \frac{b}{2}) h_r \right] \tan \phi_s}{(F_h + F_{hu})} \end{cases} \quad (18)$$

که  $\theta = \phi_r$ ،  $f_{sd1}$  برای خاک بستر زهکشی نشده و  $f_{sd2}$  برای خاک بستر زهکشی شده است.

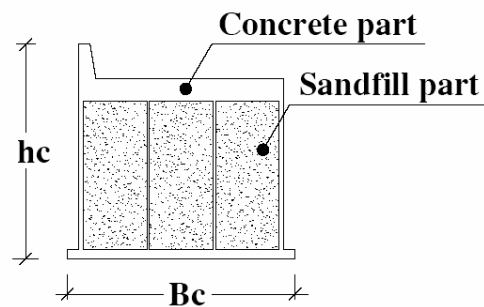
$$f_{se} = \frac{\frac{1}{2} (B_z + h_r) (2 + \pi) C_u \left[ 1 + \left( 1 - \frac{F_h + F_{hu}}{(B_z + h_r) C_u} \right)^{0.5} \right]}{F_g - F_u + (\gamma_r - \gamma_w) (B_z + \frac{h_r}{2}) h_r} \quad (19)$$



شکل ۳: حالت‌های اصلی گسیختگی پی.

$$\alpha_{concrete} = \frac{A_{concrete}}{B_c h_c}, \quad \alpha_{sand} = \frac{A_{sand}}{B_c h_c} \quad (13)$$

که در آن  $A_{concrete}$  مساحت قسمت بتنی مقطع کیسون و  $A_{sand}$  مساحت بخش پر شده با ماسه است. بنابراین  $\alpha_{concrete}$  نسبت حجمی بخش بتنی کیسون و  $\alpha_{sand}$  نسبت حجمی بخشی از کیسون بوده که با ماسه پر می‌شود. با توجه به شکل (۲) بدیهی است که مجموع این دو نسبت حجمی همواره کوچک‌تر یا مساوی یک است. در صورتی که کیسون فاقد سازه تاج باشد مجموع این دو نسبت به یک نزدیک می‌شود.



شکل ۲: مقطع کیسون و تفکیک اجزای آن.

لازم به توضیح است که چون ضخامت اجزای مختلف کیسون در این پژوهش مورد توجه نبوده است، استفاده از نسبت‌های مذکور اجتناب ناپذیر می‌باشد و مقادیر آن باید توسط طراح، به تجربه و به گونه‌ای منطقی فرض گردد. بدیهی است که پس از اتمام محاسبات سازه‌ای این نسبت‌ها قابل کنترل هستند. با تفاسیر فوق حجم بخش‌های مختلف کیسون در واحد طول سازه، به ترتیب ذیل قابل محاسبه خواهد بود:

$$V_4 = \alpha_{concrete} B_c h_c, \quad V_5 = \alpha_{sand} B_c h_c \quad (14)$$

حال که اجزای مختلف تابع هدف معرفی شد و این تابع قابل محاسبه بوده و باید توجه شود که تمام اجزای  $V_1$  تا  $V_5$  تابعی بر حسب متغیرهای طراحی می‌باشند و بنابراین تابع هدف به طور کامل توسط شش متغیر طراحی تعریف شده و از تغییرات آن‌ها متأثر می‌گردد.

نکته قابل توجه این است که تابع هدف نسبت به متغیرهای طراحی به هیچ وجه خطی نبوده ضمن آن‌که قیود طراحی موج شکن مرکب که در بخش آتی آمده‌اند، نیز نسبت به این متغیرها خطی نیستند. بنابراین با یک مسئله بهینه‌سازی کاملاً غیرخطی مواجه می‌باشیم.

تأمین شود.

با توجه به این که در این پژوهش می‌خواهیم شرایط مختلف ژئوتکنیکی بستر را نیز در نظر بگیریم، سه نوع خاک ماسه‌ای و سه نوع خاک رسی مطابق جدول (۲) و (۳) مد نظر قرار گرفته‌اند. در این جداول اعداد داخل پیرانتز مقدار نماینده‌ی هر پارامتر در این پژوهش را نشان می‌دهند [۶-۸].

جدول ۲: طبقه بندی خاک ماسه‌ای و پارامترهای مشخصه‌ی آن.

طبقه	مشخصات	$\phi$ (°)	$C$ ( $\frac{KN}{m^2}$ )	$\gamma_{sat}$ ( $\frac{KN}{m^3}$ )
S <sub>1</sub>	متراکم	40-50 (45)	100-150 (125)	21
S <sub>2</sub>	نیمه‌تراکم	32-40 (35)	50-100 (75)	19
S <sub>3</sub>	غیر متراکم	26-32 (30)	20-50 (35)	17

جدول ۳: طبقه بندی خاک رسی و پارامترهای مشخصه‌ی آن.

طبقه	مشخصات	$C_u$ ( $\frac{KN}{m^2}$ )	$\gamma_{sat}$ ( $\frac{KN}{m^3}$ )	$\gamma'$ ( $\frac{KN}{m^3}$ )
C <sub>1</sub>	متراکم	100-150 (125)	20	10
C <sub>2</sub>	نیمه‌تراکم	50-100 (75)	18	8
C <sub>3</sub>	غیر متراکم	20-50 (35)	16	6

### قیدهای هیدرولیکی سازه

#### سرریزی موج

گروه پژوهشی فرانکو و فرانکو در سال ۱۹۹۹ رابطه‌ای تجربی به صورت رابطه (۲۳) برای تخمین میزان دبی سرریزی متوسط ارائه نمودند [۲۰۴]:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 0.082 \exp\left(-3 \frac{R_C}{H_s} \frac{1}{\gamma_0 \cdot \gamma_s}\right) \quad (23)$$

که در آن  $q$  دبی متوسط سرریزی،  $H_s$  ارتفاع مشخصه موج،  $g$  شتاب گرانش،  $R_C$  ارتفاع آزاد سازه،  $\gamma_0$  ضریب تصحیح زاویه تمایل موج و  $\gamma_s$  ضریب تصحیح تدابیر سازه‌ای اعمال شده جهت کاهش سرریزی می‌باشد. مقادیر  $\gamma_0$  و  $\gamma_s$  در مرجع [۴] و در قالب جداولی آمده‌اند.

رابطه (۲۳) به عنوان یکی از قیود طراحی در تعیین تراز تاج سازه، در این پژوهش مورد استناد قرار گرفته و مقدار مجاز  $q$  با استفاده از جدول دبی مجاز سرریزی در مراجع [۲] و [۵]، ۳۰ لیتر بر ثانیه در واحد

بدیهی است که در روابط اخیر ضرایب  $f_x > 1$  به معنای پایداری پی در برابر گسیختگی بوده و در صورتی که در تمام حالت‌های مذکور  $f_x > 1$  باشد، می‌توان از پایداری پی در طراحی‌های اولیه مطمئن بود.

در روابط مذکور  $\tan \mu$  ضریب اصطکاک میان کیسون و توده سنگ،  $\phi_r$  زاویه‌ی اصطکاک داخلی توده سنگ،  $\phi_s$  زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک بستر،  $C_u$  مقاومت برشی زهکشی نشده مصالح بستر و  $\gamma_r$  وزن مخصوص مصالح بخش توده سنگی بوده ضمن این که سایر پارامترها در شکل (۳) نمایش داده شده‌اند. به علاوه  $F_g$  نیروی وزن، که نیروی شناوری از آن کم شده است،  $F_h$  نیروی افقی ناشی از موج در مقابل کیسون و  $F_u$  نیروی برخاست موج می‌باشند.

با در نظر گرفتن خروج از مرکزیت نیروی وزن  $e_c$  و بازوهای نیروی افقی و برخاست موج  $I_{Fh}$ ،  $I_{Fu}$  و  $B_z$  از تعادل لنگرها حول پاشنه کیسون به دست می‌آید [۴]:

$$B_z = 2 \frac{F_g(B_C/2 + e_c) - F_h I_{Fh} - F_u I_{Fu}}{F_g - F_u} \quad (20)$$

که در آن  $B_C$  عرض کیسون می‌باشد.

برآیند نیروی تراوش افقی در پایه توده سنگی  $F_{hu}$  با فرض توزیع مثلثی فشار در امتداد افق و توزیع هیدرواستاتیک در امتداد قائم، به صورت زیر به دست می‌آید [۴]:

$$\begin{cases} F_{hu} = \frac{h_r(2B_z - h_r/\tan \theta)}{2B_C} P_u, & B_z \geq h_r/\tan \theta \\ F_{hu} = \frac{B_z^2 \tan \theta}{2B_C} P_u, & B_z < h_r/\tan \theta \end{cases} \quad (21)$$

که در آن  $\theta$  زاویه میان کف کیسون و سطح گسیختگی است.

در کنار روابط اخیر واژگونی کیسون نیز باید کنترل شود. ضریب اطمینان در برابر واژگونی عبارت است از [۳ و ۵]:

$$f_{so} = \frac{F_g(B_C/2 + e_c)}{F_h I_{Fh} + F_u I_{Fu}} \quad (22)$$

بدیهی است که  $f_{so} > 1$  به معنای عدم واژگونی کیسون خواهد بود.

به منظور حفظ حاشیه اطمینان کافی و پوشش عدم قطعیت‌های موجود، حداقل ضریب اطمینان قابل قبول در روابط اخیر ۱/۲ می‌باشد [۳-۴]. توجه شود که ضریب اطمینان مذکور باید در هر دو سمت دریا و ساحل

به ویژه در پوزه موج شکن بوده، بنابراین باید حداقل وزن را برای قطعات حفاظ به منظور مقابله با حمله عمودی و زاویه‌دار امواج در نظر گرفت. در این راستا می‌توان از رابطه (۲۵) که حاصل نتایج کارهای تانیموتو (Tanimoto) و همکارانش در سال ۱۹۸۲ و نیز تاکاهاشی (Takahashi) و همکارانش در سال ۱۹۹۰ می‌باشد، استفاده نمود [۲-۳]:

$$W_{50} = \frac{\rho_s g}{N_s^3 \Delta^3} H_s^3 \quad (25)$$

که در آن  $W_{50}$  حداقل میانگین وزنی مورد نیاز برای لایه‌ی حفاظ می‌باشد.  $\Delta$  جرم مخصوص نسبی  $(\Delta = \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1)$ ،  $\rho_s$  و  $\rho_w$  به ترتیب جرم مخصوص مصالح لایه‌ی حفاظ و جرم مخصوص آب و  $H_s$  ارتفاع موج،  $N_s$  عدد پایداری و  $g$  شتاب گرانش است.

در ژاپن استفاده از دو بلوک بتنی مجوف در سمت دریا و یکی در سمت ساحل، به ترتیب در پنجه و پاشنه کیسون متعارف است که البته علت آن نیز با توجه به مطالب عنوان شده واضح می‌باشد. این بلوک‌ها مستطیلی بوده و دارای دامنه وزنی ۶۰-۶، ضخامت ۲/۲-۰/۸ m، طول ۵-۲/۵ m و عرض ۲/۵-۱/۵ m می‌باشند. هر بلوک دارای دو سوراخ مستطیلی است که به منظور کاهش فشار برخاست، تخلخلی معادل ۱۰٪ در بلوک ایجاد می‌نمایند [۲-۳].

### نیروی وارده بر کیسون

موج‌شکن‌های مرکب مانعی در برابر حرکت موج ایجاد نموده و آن را منعکس می‌نمایند. لذا میدان موج ایستا در مقابل این سازه تشکیل می‌گردد. از آن جایی که امواج دریا ماهیتی غیرخطی دارند. هر چه این امواج به سمت آب‌های ساحلی نزدیک می‌شوند، به دلیل کاهش عمق، خصوصیات غیرخطی خود را بیشتر بروز می‌دهند. بنابراین استفاده از تئوری‌های موج غیرخطی در محدوده‌ی آب‌های ساحلی همواره منجر به نتایج دقیق‌تری خواهد شد. از این رو در این پژوهش هم چنان که در عنوان آن نیز تأکید گردیده است، از تئوری موج غیرخطی به منظور برآورد نیروی وارده بر کیسون بهره خواهیم برد.

البته لازم به توضیح است که برآورد نیروی موج در این موج‌شکن‌ها، با استفاده از فرمول تجربی گودا (Goda) نیز رایج می‌باشد که در این مقاله با توجه به عنوان مقاله و

طول موج‌شکن در نظر گرفته شده است. این میزان دبی سرریزی با فرض این که عبور و مروری بر روی موج‌شکن در شرایط طوفانی وجود نداشته باشد، قابل قبول است.

### شکست موج

به منظور تشخیص این‌که سازه در چه محدوده‌ای، از نظر حالت موج، واقع شده و چه نیرویی بر آن وارد می‌شود، ناگزیر از تعیین حد شکست موج خواهیم بود. در این پژوهش به منظور تخمین عمق و ارتفاع شکست موج از ضابطه وِگل (Weggel) که اثر شیب بستر دریا را نیز در نظر می‌گیرد، استفاده شده است [۹]:

$$\frac{H_b}{h_b} = \left( b - a \frac{H_b}{gT^2} \right) \quad (24)$$

$$\begin{cases} a = 43.8(1 - e^{-19m}) \\ b = 1.56(1 + e^{-19.5m})^{-1} \end{cases}$$

در این رابطه  $g$  شتاب گرانش،  $T$  پریود موج،  $m$  شیب بستر می‌باشند. واضح است که رابطه‌ی (۲۴) تنها به کمک آزمون و خطا قابل حل می‌باشد.

به طور ایده‌آل چنان چه عمق محل احداث سازه  $h_s$ ، بیشتر از  $h_b$  باشد، امواج شکسته سازه را تحت تأثیر قرار خواهند داد و اگر کمتر از  $h_b$  باشد، امواج شکسته به سازه برخورد می‌کنند. در حالت تساوی امواج در حال شکست بر موج‌شکن خواهند تابید. با رعایت حاشیه‌ی اطمینان می‌توان نسبت  $h_b/h_s = 1.2$  را ملاک تشخیص خط شکست قرار داد [۴]. در واقع در حالت تساوی موج در حال شکست به سازه وارد می‌گردد.

### پایداری هیدرولیکی بخش توده سنگی

موج و جریان‌های طولی پرقدرت در برابر سازه، آشفتنگی شدیدی ایجاد می‌کنند که ممکن است منجر به فرسایش جدی بستر دریا و یا پایه توده سنگی شود. پی‌آمد چنین فرسایشی ناپایداری سازه یکپارچه فوقانی یعنی کیسون، خواهد بود. لذا باید توجه ویژه‌ای به طراحی پایه توده سنگی و حفاظت آن در برابر آب‌شستگی مبذول گردد.

به منظور تأمین پایداری هیدرولیکی باید از جابجایی‌های بزرگ قطعات حفاظ بخش توده سنگی جلوگیری نمود. در این خصوص بحرانی‌ترین ناحیه محل تقاطع شیب و قسمت افقی پایه و نیز گوشه‌های کیسون،

مقاله  $K_r=0/6$  منظور شده است [۱۲].

### الگوریتم حل مسئله

روش‌های مختلفی جهت حل مسائل بهینه‌سازی اعم از مسائل خطی و غیرخطی وجود دارد. اما این که کدام روش جهت حل یک مسئله خاص دقیق‌تر و بهتر است و اصولاً جوابگو می‌باشد یا خیر، همواره جای سؤال بوده است. در این مقاله قصد نداریم وارد بحث روش‌های مختلف بهینه‌سازی شویم و میزان کارایی آن‌ها را در مورد مسئله خود بسنجیم، بلکه هدف ما صرفاً حل مسئله و رسیدن به نتایج کاربردی جهت سهولت در امر طراحی بهینه موج‌شکن‌های مرکب است. لذا در این پژوهش از روشی ساده اما مطمئن استفاده شده است. در این روش که مبتنی بر آزمون و خطا می‌باشد، با تغییر متغیرهای طراحی در بازه‌های محتمل برای آن‌ها کلیه قیود طراحی کنترل و سپس تابع هزینه محاسبه گردیده است. بنابراین پاسخ بهینه پاسخی است که به ازای آن تابع هزینه کمینه شود و طول گام‌های تغییر هر یک از متغیرها نیز باید به صورت منطقی منظور گردد. از آن جا که این روش بسیار طولانی می‌باشد، استفاده از کامپیوتر اجتناب‌ناپذیر بوده و در این راستا و برای حل مسئله برنامه‌ای به زبان ویژوال بیسیک<sup>۳</sup> نوشته شده که مورد استفاده قرار گرفته است.

### منحنی‌های طراحی بهین

#### شیب بهینه بخش توده سنگی

شیب بهینه پایه توده سنگی موج‌شکن مرکب در هر دو سمت دریا و ساحل ( $m_s, m_l$ )، که حاصل اجرای برنامه تحت شرایط هیدرولیکی و ژئوتکنیکی مختلف می‌باشد، در شکل (۴) نمایش داده شده است. باید توجه داشت که  $d$  عمق آب می‌باشد.

همان طور که ملاحظه می‌شود در تمام حالت‌ها شیب ۲ به ۱ بهینه بوده و لذا منحنی‌ها به شکل خطی افقی بر روی یکدیگر قرار گرفته‌اند. لازم به توضیح است که علت کوتاه شدن برخی منحنی‌ها عدم وجود پاسخ منطقی در برخی شرایط هیدرولیکی می‌باشد.

در مراجع شیب پایه توده سنگی حداقل ۲ به ۱ و یا ۳ به ۱ توصیه می‌شود. اما همان طور که ملاحظه می‌گردد، شیب ۲ به ۱ فارغ از وضعیت هیدرولیکی و ژئوتکنیکی محل، قیود ظرفیت باربری بخش توده سنگی

نیز محدودیت حجم مد نظر نبوده است و در مقاله‌ای دیگر از این مؤلف تحت عنوان "ارزیابی حساسیت موج‌شکن‌های مرکب کیسونی به پارامترهای هیدرولیکی و ژئوتکنیکی" به رابطه ی گودا و نحوه استفاده از آن در بهینه‌سازی پرداخته شده است. شایان ذکر است که در مقاله مذکور حتی اختلاف‌های ناشی از کاربرد فرمول گودا و روابط حاکم بر امواج غیرخطی در بهینه‌سازی موج‌شکن‌های مرکب کیسونی مورد ارزیابی قرار گرفته و مقایسه‌ای در این زمینه انجام شده است.

با توجه به توضیحات گذشته، در مقوله موج‌شکن‌های قائم یا مرکب نمی‌توان از تئوری‌های موج منتشر شونده غیرخطی، نظیر تئوری موج استوکس و غیره استفاده نمود، بلکه باید از تئوری‌های موج غیرخطی و ایستا بهره برد. در این پژوهش تئوری مرتبه‌ی سوم موج غیرخطی ایستا مبنای محاسبات فشار موج بر بدنه کیسون می‌باشد. در این تئوری فشار خالص موج به شکل ذیل برآورد می‌گردد [۱۰]:

$$p = \frac{\rho g}{k} \varepsilon (p_0 + \varepsilon p_1 + \frac{1}{2} \varepsilon^2 p_2) \quad (26)$$

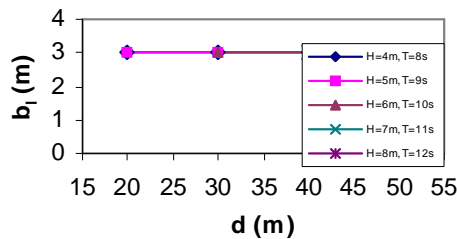
که در آن  $p_0, p_1$  و  $p_2$  مقادیر فشار موج به ترتیب در تقریب‌های اول، دوم و سوم می‌باشد. مقادیر این پارامترها به تفصیل در مرجع [۱۰] آمده‌اند.

در رابطه اخیر  $\varepsilon = ka$ ، که  $k$  عدد موج و  $a$  دامنه موج مرتبه اول،  $\rho$  چگالی آب و  $g$  شتاب گرانش می‌باشد. مطلب قابل توجه این است که در این تئوری، انعکاس، کامل فرض شده است [۱۰-۱۱]. در این پژوهش با توجه به منظور کردن اثر انعکاس موج، ضریب انعکاس را در برآورد مقدار  $\varepsilon$  اعمال نموده‌ایم که رابطه ذیل بیانگر این مطلب می‌باشد:

$$\varepsilon = ka = k \left[ (1 + K_r) \frac{H}{2} \right] \quad (27)$$

که در آن  $K_r$  ضریب انعکاس سازه و  $H$  ارتفاع موج تابشی می‌باشد. با استفاده از رابطه‌ی اخیر در روابط موج غیرخطی مرتبه سوم، به راحتی می‌توان اثر انعکاس را نیز در معادلات منظور نمود.

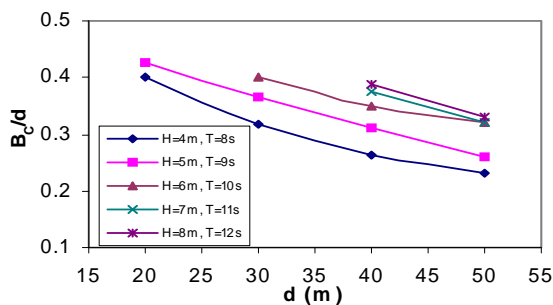
نتایج آزمایش‌های مدل فیزیکی توسط تاکاهاشی به سال ۱۹۹۶ در مورد موج‌شکن‌های مرکب کیسونی، حاکی از آن است که برای موج‌شکن‌های مرکب با ارتفاع بخش توده سنگی متوسط،  $K_r=0/5-0/7$  می‌باشد. در این



شکل ۶: عرض بهینه بخش توده سنگی در جلوی کیسون و در سمت ساحل.

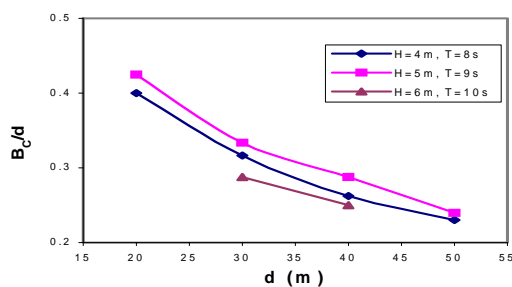
### عرض بهینه کیسون

عرض نسبی بهینه کیسون برای شرایط هیدرولیکی و ژئوتکنیکی گوناگون در شکل‌های (۷) و (۸) نشان داده شده است. در شکل (۷) ملاحظه می‌شود که عرض نسبی بهینه کیسون به ازای شرایط هیدرولیکی و ژئوتکنیکی مختلف به طور کلی بین ۰/۲۳ تا ۰/۴۳ متغیر بوده و در یک عمق ثابت با افزایش ارتفاع موج به طور طبیعی این نسبت افزایش می‌یابد.



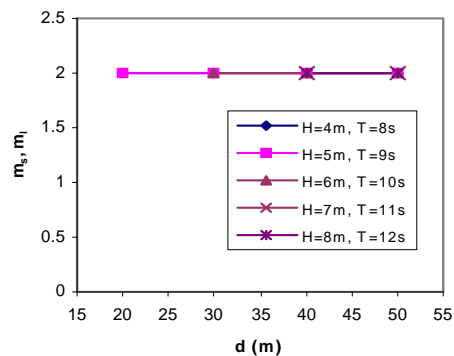
شکل ۷: عرض نسبی بهینه کیسون در شرایط هیدرولیکی مختلف (خاک‌های  $S_1, S_2, S_3$  و  $C_1$ ).

هم چنین در رس‌های نیمه متراکم ( $C_2$ ) نیز با قبول هزینه‌ی بیشتر قادر به ساخت موج‌شکن مرکب خواهیم بود که این افزایش هزینه ناشی از کاهش ظرفیت باربری در این نوع خاک می‌باشد.



شکل ۸: عرض نسبی بهینه کیسون در شرایط هیدرولیکی مختلف (خاک  $C_2$ ).

را ارضاء نموده و لذا بهینه می‌باشد. البته باید توجه شود که در این پژوهش مقدار پارامترهای مقاومت برشی بخش توده سنگی ( $C, \phi$ ) به طور منطقی و ثابت، میزان چسبندگی این مصالح ( $C$ )، صفر و زاویه اصطکاک داخلی آن ( $\phi$ )، ۳۸ درجه در نظر گرفته شده است که با مصالح مورد استفاده در پروژه‌های کنونی در جنوب کشور نظیر عسلویه، مطابقت دارد.

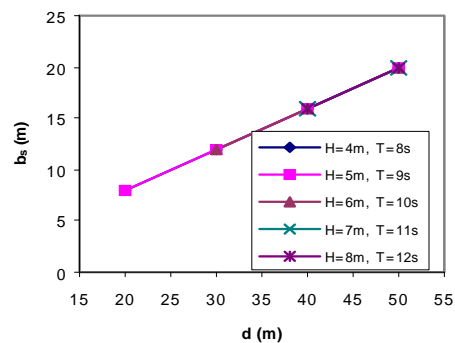


شکل ۹: شیب بهینه بخش توده سنگی موج‌شکن مرکب در هر دو سمت.

### عرض بهینه بخش توده سنگی

عرض بهینه بخش توده سنگی موج‌شکن مرکب در سمت دریا ( $b_s$ ) و در سمت ساحل ( $b_l$ ) و در اعماق مختلف به ترتیب در شکل‌های (۵) و (۶) نمایش داده شده‌اند. ملاحظه می‌شود که در کلیه حالت‌های مورد بررسی به لحاظ هیدرولیکی و ژئوتکنیکی که در اشکال (۵) و (۶) آمده است، این عرض در سمت دریا برابر  $0/4d$ ، در عمق (آب) و در سمت ساحل برابر ۳ m می‌باشد.

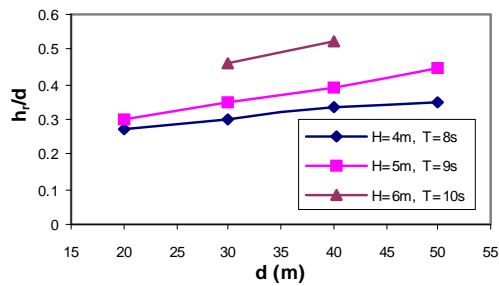
عرض بهینه مذکور برای انواع خاک‌ها اعم از ماسه ( $S_1, S_2, S_3$ ) و رس ( $C_1, C_2, C_3$ ) که مشخصات عمومی آن‌ها در جدول‌های (۲) و (۳) ارائه شده است معتبر می‌باشد.



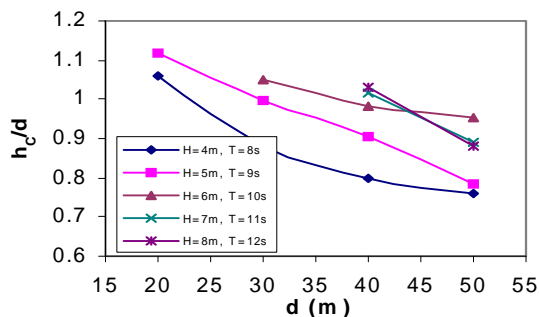
شکل ۱۰: عرض بهینه بخش توده سنگی در جلوی کیسون و در سمت دریا.



را در شرایط گوناگون هیدرولیکی و ژئوتکنیکی به تصویر کشیده‌اند.

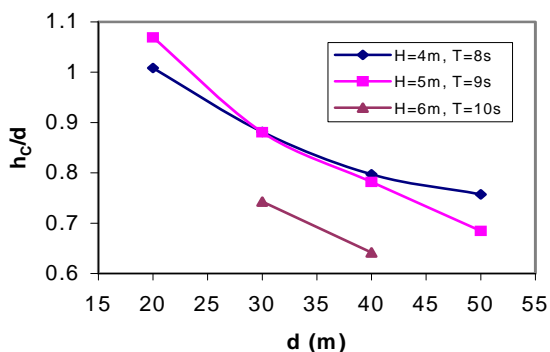


شکل ۱۰: ارتفاع نسبی بهینه پایه توده سنگی در شرایط هیدرولیکی مختلف (خاک  $C_2$ ).



شکل ۱۱: ارتفاع نسبی بهینه کیسون در شرایط هیدرولیکی مختلف (خاک‌های  $S_1, S_2, S_3$  و  $C_1$ ).

همان طور که ملاحظه می‌شود ارتفاع نسبی کیسون در خاک‌های ماسه‌ای و نیز رس متراکم و در شرایط گوناگون هیدرولیکی بین ۰/۷۶ تا ۱/۱۲ متغیر بوده و به طور کلی با افزایش عمق آب روند نزولی دارد. در یک عمق ثابت نیز معمولاً با افزایش ارتفاع موج این نسبت افزایش می‌یابد که البته استثناهایی هم در اعماق زیاد و امواج مرتفع وجود دارد که این امر باز هم ناشی از مسئله واژگونی کیسون در این شرایط می‌باشد.



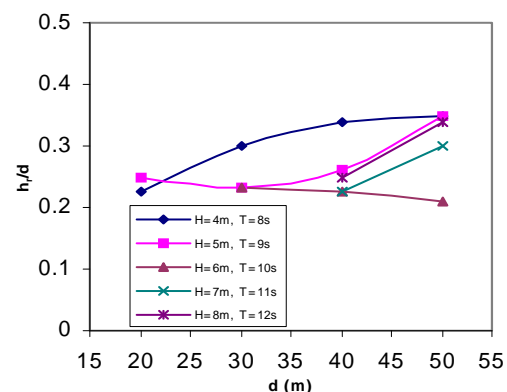
شکل ۱۲: ارتفاع نسبی بهینه کیسون در شرایط هیدرولیکی مختلف (خاک  $C_2$ ).

همان طور که در شکل (۸) ملاحظه می‌شود در خاک رس نیمه متراکم نیز عرض نسبی کیسون بین ۰/۲۳ تا ۰/۴۳ متغیر بوده لیکن این نسبت برای امواج مرتفع (مثلاً با ارتفاع ۶ متر) به دلیل کاهش ظرفیت باربری خاک، کاهش می‌یابد که این کاهش توأم با کاهش ارتفاع نسبی کیسون و افزایش ارتفاع نسبی پایه توده سنگی می‌باشد. لذا در این حالت برنامه به دنبال ایجاد تعادل میان قیود واژگونی و ظرفیت باربری خاک می‌باشد به نحوی که با ارضای این قیود پاسخ مناسب نیز حاصل گردد.

لازم به توضیح است که علت کوتاه شدن برخی منحنی‌های طراحی بهینه عدم وجود پاسخ منطقی در برخی شرایط هیدرولیکی می‌باشد. به علاوه همان طور که ملاحظه می‌شود با استفاده از نمودارهای ارائه شده در این بخش طراح قادر است در شرایط هیدرولیکی و ژئوتکنیکی گوناگون، ابعاد بهینه موج‌شکن مرکب کیسونی را به دست آورد که این در واقع هدف اصلی ارائه چنین منحنی‌هایی بوده است.

#### ارتفاع بهینه بخش توده سنگی

ارتفاع نسبی بهینه بخش توده سنگی موج‌شکن برای شرایط هیدرولیکی و ژئوتکنیکی گوناگون در شکل‌های (۹) و (۱۰) نمایش داده شده است. ملاحظه می‌گردد که نسبت  $(h_i/d)$ ، به طور متوسط در خاک رس نیمه‌متراکم افزایش یافته که این مسئله ناشی از عدم ظرفیت باربری مناسب این نوع خاک می‌باشد.



شکل ۹: ارتفاع نسبی بهینه پایه توده سنگی در شرایط هیدرولیکی مختلف (خاک‌های  $S_1, S_2, S_3$  و  $C_1$ ).

#### ارتفاع بهینه کیسون

شکل‌های (۱۱) و (۱۲) ارتفاع نسبی بهینه کیسون

## نتایج

- عرض بهینه پایه توده سنگی در جلوی پاشنه‌ی کیسون مستقل از شرایط هیدرولیکی و ژئوتکنیکی  $3\text{ m}$  می‌باشد.
- در مراجع محدودیت خاصی در این مورد وجود نداشته اما همواره گذاشتن حداقل یک بلوک بتنی در پاشنه کیسون توصیه شده است. از آن‌جا که عرض این بلوک‌های بتنی حداکثر  $2/5\text{ m}$  می‌باشد، حداقل عرض پایه توده سنگی در سمت ساحل برابر  $3\text{ m}$  در برنامه تعریف شده است که مطابق نتایج حاصل کفایت می‌نماید. ضمن این‌که عریض نمودن پایه توده سنگی در پاشنه‌ی کیسون، در حالتی‌که این سازه همزمان دو نقش اسکله و موج‌شکن را ایفا می‌کند، به لحاظ ناوبری مسئله‌ساز خواهد بود و پهلوگیری شناور را می‌تواند به ویژه اگر ارتفاع پایه توده سنگی نیز زیاد باشد، با مشکل مواجه سازد.
- عرض نسبی بهینه کیسون (B/d) در شرایط هیدرولیکی و ژئوتکنیکی مختلف بین  $0/23$  تا  $0/43$  متغیر می‌باشد.
- ارتفاع نسبی بهینه پایه توده سنگی (hr/d) در شرایط مختلف هیدرولیکی برای خاک‌های ماسه‌ای و رس متراکم بین  $0/2$  تا  $0/35$ ، و برای خاک‌های رس نیمه‌متراکم بین  $0/28$  تا  $0/52$  متغیر بوده و افزایش این نسبت در خاک رسی نیمه‌متراکم، همان طور که اشاره گردید ناشی از عدم ظرفیت باربری مناسب این نوع خاک می‌باشد.
- ارتفاع نسبی بهینه کیسون (h/d) در شرایط مختلف هیدرولیکی و برای انواع خاک‌های ماسه‌ای و نیز رس متراکم بین  $0/76$  تا  $1/12$ ، و برای خاک‌های رسی نیمه‌متراکم بین  $0/64$  تا  $1/07$  متغیر بوده و کاهش متوسط این نسبت در خاک رسی نیمه‌متراکم ناشی از عدم ظرفیت باربری مناسب این نوع خاک می‌باشد.
- در خاک رس غیرمتراکم ( $C_1$ ) به دلیل عدم کفایت ظرفیت باربری اصولاً امکان ساخت موج‌شکن مرکب کیسونی مگر در اعماق آب و ارتفاع موج کم وجود ندارد. لذا در این نوع خاک‌ها ناگزیر از اصلاح و یا جایگزینی خاک بستر خواهیم بود که هزینه‌های گزافی را بر پروژه تحمیل خواهد نمود و شاید مقرون به صرفه نباشد.

اهمّ نتایج حاصل از این پژوهش در خصوص طراحی موج‌شکن‌های مرکب کیسونی تحت اثر حمله‌ی امواج غیرخطی به شرح ذیل می‌باشد:

- شیب بهینه پایه توده سنگی فارغ از مسائل هیدرولیکی و ژئوتکنیکی، در هر دو سمت آن (دریا و ساحل)  $2$  به  $1$  می‌باشد. این تندترین شیب توصیه شده در مراجع برای این نوع سازه‌ها می‌باشد و پذیرش شیب‌های تندتر بستگی به میزان ریسک‌پذیری طراح دارد.
- باید توجه شود که دامنه‌ی وزنی مصالح سنگی در پایه توده سنگی یک موج‌شکن مرکب معمولاً در بازه‌ی  $1000-1\text{ kg}$  قرار می‌گیرد و حداقل به یک کیلوگرم محدود می‌شود. این مطلب از این‌رو حائز اهمیت است که در این پژوهش زاویه اصطکاک داخلی این مصالح  $38$  درجه در نظر گرفته شده است. حال آن‌که دامنه‌ی وزنی مذکور ممکن است دارای زاویه اصطکاک حتی بیش از  $38$  درجه نیز باشد که در این صورت به پایداری بیشتر شیب منجر می‌گردد.
- مسئله دیگر در این خصوص این است که ارتفاع نسبتاً کم پایه‌ی توده سنگی در این نوع سازه، منجر به پایداری بیشتر آن می‌شود و حتی ممکن است با شیب‌های تندتر نیز پایدار بماند. اما از آن‌جا که در عمل و مطابق توصیه مراجع تندترین شیب انتخاب شده برای بخش توده سنگی  $2$  به  $1$  می‌باشد، لذا ترجیحاً همین شیب به عنوان شیب حداقل در برنامه تعریف شده است.
- عرض بهینه پایه توده سنگی در جلوی پنجه کیسون مستقل از شرایط هیدرولیکی و ژئوتکنیکی، معادل  $0/4d$  (عمق آب) می‌باشد.
- این مقدار نیز مطابق توصیه مرجع [۲] به عنوان عرض حداقل در برنامه تعریف شده که تحت شرایط هیدرولیکی و ژئوتکنیکی مختلف همواره کفایت نموده است. لذا این میزان عرض هرچند محافظه‌کارانه به نظر می‌رسد، اما از دیدگاه مسائل آب‌شستگی در مقابل این نوع سازه که اتفاقاً امری شایع نیز می‌باشد و موجب خرابی‌هایی در این نوع سازه‌ها شده است، برای پایه توده سنگی در سمت دریا منطقی به نظر می‌رسد.

## مراجع

- 1 - Arora, J. S. (1989). Introduction to Optimum Design, McGraw-Hill.
- 2 - CEM, (2002). "Coastal engineering manual." CERC, US Army Corps of Engineers.
- 3 - OCDI, (2002). "Technical standard and commentaries for port and harbour facilities in Japan." OCDI.
- 4 - PROVERBS, (2001). Report from the EU-MAST III project, *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters*, Ed. Kortenhaus and Voortman, Balkema.
- 5 - PIANC, (2003). Report of Working Group 28-MarCom, *Breakwaters with Vertical and Inclined Concrete Walls*, Published by PIANC.
- 6 - Poulos, H. G. (1988). *Marine Geotechnics*, Unwin Hyman.
- 7 - Atkinson, M. F. (2003). *Structural Foundations Manual for Low-Rise Buildings*, Spon Press.
- 8 - Bowles, J. E. (1996). *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill.
- 9 - Dean, R. G. and Dalrymple, R. A. (1992). "Water wave mechanics for engineers and scientists." *Advanced Series on Ocean Engineering-Volume 2*, World Scientific.
- 10 - Hsu, J. R. C., Tsuchiya, Y. and Silvester, R. (1979). "Third-order approximation to short-crested waves." *J. Fluid Mech.*, Vol. 90, PP. 179-196.
- 11 - Tadjbakhsh, I. and Keller, J. B. (1960). "Standing surface waves of finite amplitude." *J. Fluid Mech.* Vol. 8, PP. 442-451.
- 12 - Oumeraci, H. and Jensen, O. J. (2004). *Planning and Design of Ports and Marine Terminals*. Chapter 7: Breakwaters, Thomas Telford.
- 13 - Soltankoochi, A.R. (2005). *Behavior Evaluation and Optimization of Composite Breakwaters under Effect of Nonlinear Waves in Various Hydraulic and Geotechnic Conditions*, M.Sc. thesis, Faculty of Engineering, University of Tehran.

## واژه های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

- 1 - Rubble Mound
- 2 - Sandfill
- 3 - Visual Basi