

ارزیابی حساسیت موج‌شکن‌های مرکب کیسونی به مشخصه‌های هیدرولیکی و ژئوتکنیکی

علی رضا سلطانکوهی^۱ و خسرو برگی^{۲*}

^۱ دانش‌آموخته کارشناسی ارشد سازه‌های دریایی - پردیس دانشکده‌های فنی - دانشگاه تهران

استاد دانشکده مهندسی عمران - پردیس دانشکده‌های فنی - دانشگاه تهران

(تاریخ دریافت ۸۴/۵/۲۹، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۶/۱۲/۲۵، تاریخ تصویب ۸۷/۵/۱)

چکیده

حساسیت موج‌شکن مرکب کیسونی به شرایط محیطی از یک سو و از سوی دیگر هزینه‌های اجرایی فراوان و نیز سختی امور تعمیر و نگهداری آن، همچنین اهمیت مستحذات بالا و پشت این سازه، موجب گردیده است که طراحی موج‌شکن‌های مرکب کیسونی همواره با ظرافت خاصی همراه باشد. هدف این پژوهش بررسی میزان تأثیر هر یک از مشخصه‌های محیطی محل ساخت در روند طراحی موج‌شکن مرکب کیسونی است. به این منظور حساسیت هندسه مقطع این سازه به مشخصه‌های هیدرولیکی محل ساخت از جمله پرید، ارتفاع و زاویه برخورد موج در اعماق مختلف، مورد ارزیابی قرار گرفته است. هم‌چنین میزان تأثیر نوع خاک بستر بر ابعاد سازه بررسی شده و در پایان مقایسه‌ای میان روابط تحلیلی و تجربی برآورد فشار موج روی این نوع سازه صورت گرفته است. نتایج حاصل از این پژوهش طراحان را با پاسخ هندسه مقطع موج‌شکن‌های مرکب کیسونی به تنوع شرایط هیدرولیکی و ژئوتکنیکی محل احداث، آشنا می‌نماید. بنابراین نتایج حاصله در امر طراحی آگاهانه و سنجیده این نوع سازه‌ها در شرایط مختلف هیدرولیکی و ژئوتکنیکی راه‌گشا خواهند بود.

واژه‌های کلیدی: موج‌شکن مرکب - کیسون - حساسیت‌سنجی - شرایط محیطی - موج غیرخطی

مقدمه

تحت اثر امواج غیرخطی^۱ همگی در راستای بهینه‌سازی مقطع موج‌شکن مرکب کیسونی می‌باشد. ضمن این که آنالیز حساسیت در خصوص عوامل مؤثر بر طرح در مقاله حاضر و در سایه‌ی بهینه‌سازی مقطع انجام شده است. لازم به توضیح است که با توجه به تعدد عوامل مؤثر، ارائه یک رابطه خاص در این زمینه عملاً امکان‌پذیر نبوده و به همین دلیل نتایج این پژوهش در قالب یکسری نمودارهای کاربردی و معتبر در زمینه طراحی ارائه شده است.

فلسفه طراحی

در طراحی موج‌شکن‌های مرکب رفتار هیدرولیکی و ژئوتکنیکی سازه بسیار حائز اهمیت است و اساس طراحی این نوع سازه را تشکیل می‌دهد.

پاسخ هیدرولیکی سازه

رفتار هیدرولیکی موج‌شکن مرکب کیسونی در برابر یورش امواج دریا در مرجع [۱] به تفصیل مورد بررسی قرار گرفته است. در این‌جا به منظور رعایت اختصار از ارائه مطالب تکراری صرفنظر شده و صرفاً رئوس مباحث

موج‌شکن‌های مرکب کیسونی از جمله سازه‌های گران‌قیمت دریایی هستند. از آن‌جا که فرآیند تعمیر و نگهداری این سازه با صرف هزینه‌های گزاف و سختی فراوان همراه است و از طرفی با توجه به اهمیت تأسیسات بالا و پشت این سازه، در طراحی آن همواره باید شرایط محیطی محل ساخت به لحاظ هیدرولیکی و ژئوتکنیکی مورد تحلیل قرار گیرد، به نحوی که این سازه در طول عمر مفید خود کم‌تر با حادثه مواجه شود.

هدف این مقاله مطالعه حساسیت موج‌شکن‌های مرکب کیسونی نسبت به عوامل محیطی دخیل در طراحی آن‌ها است. از نتایج این پژوهش می‌توان به منظور طراحی مطمئن‌تر این سازه در شرایط گوناگون هیدرولیکی و ژئوتکنیکی استفاده کرد. در مقاله حاضر علاوه بر استفاده از فرمول تجربی گودا که دارای اعتبار ویژه‌ای در برآورد نیروهای ناشی از موج بر روی چنین سازه‌هایی می‌باشد، با نگرشی نو از روابط پیچیده امواج غیرخطی نیز استفاده شده است و در پایان مقایسه‌ای میان این دو روش انجام گرفته است. نتایج حاصله در این مقاله با استناد به مقاله دیگری از این مؤلف با عنوان "طراحی بهینه موج‌شکن مرکب کیسونی

$$R_C^* = \min(\eta^*, R_C)$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi h_s / L}{\sinh(4\pi h_s / L)} \right]^2$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_{\max}}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_{\max}} \right\}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h_s} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h_s / L)} \right]$$

$$F_u = 0.5 P_u B_C$$

۹

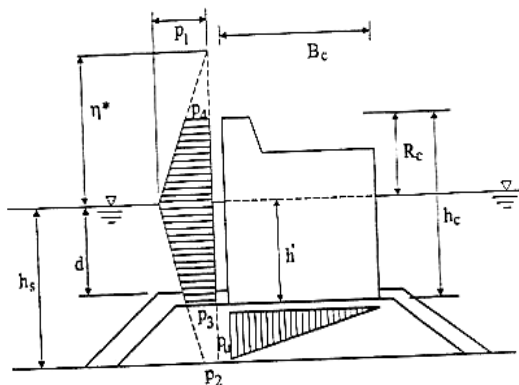
(۲)

که در آن:

$$P_u = 0.5(1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \rho_w g H_{\max}$$

H_{\max} ارتفاع بیشینه موج طرح در مقابل سازه و L طول موج است. مطابق توصیه گودا $H_{\max} = 1.8H_s$ که H_s ارتفاع مشخصه موج در محل سازه است. B_C عرض کیسون، β زاویه میان امتداد موج و خط عمود بر محور طولی سازه است. h_b عمق آب در فاصله $5H_s$ از مقابل سازه به سمت دریا می‌باشد. g شتاب گرانش و ρ_w چگالی آب است. سایر مشخصه‌ها در شکل (۱) نشان داده شده‌اند.

در رابطه‌ی گودا، اثر پریود موج توسط ضریب α_1 ، اثر سکوی توده سنگی توسط ضریب α_2 و اثر مایل بودن موج توسط عامل $\cos \beta$ در نظر گرفته می‌شوند. اثر سرریزی در کاهش بار افقی، در فرمول P_4 لحاظ گردیده است [۷، ۴].



شکل ۱: مشخصه‌های فشار موج گودا.

همان‌طور که اشاره شد جهت محاسبه نیروی مکش

موج به سمت دریا از روش سین فلو استفاده شده است:

$$F_h = 0.5 [p_1(H_D - h_0) + (p_1 + p_2)(d - H_D + h_0)] \quad (۳)$$

که در آن:

هیدرولیکی مربوط به موج‌شکن‌های مرکب کیسونی و روابط مورد استفاده در این پژوهش، به اجمال بیان گردیده‌است.

هم چون مرجع [۱]، در این تحقیق سرریزی موج توسط رابطه فرانکو و فرانکو کنترل گردیده است. جزئیات این رابطه در مراجع [۲، ۳] نیز ارائه شده است. پایداری هیدرولیکی پایه توده سنگی به کمک نتایج کارهای تانیموتو و همکارانش و نیز تاکاهاشی و همکارانش، مورد ارزیابی قرار گرفته است. جزئیات نتایج اخیر در مراجع [۲، ۴] آمده‌اند.

در این تحقیق به منظور برآورد نیروی وارده بر کیسون از نظریه موج غیرخطی مرتبه سوم ایستا استفاده شده که در مراجع [۵، ۶] تشریح گردیده است. هم چنین در این پژوهش ضریب انعکاس موج با استناد به مرجع [۷]، برابر با 0.16 در نظر گرفته شده است. با هدف مقایسه روابط تحلیلی و تجربی، در این مقاله هم چنین از روابط تجربی گودا و سین فلو به ترتیب برای برآورد فشار و مکش موج روی کیسون استفاده شده است.

رایج‌ترین رابطه تجربی برای برآورد فشار موج در حال نوسان زمانی که تاج موج روی بدنه کیسون قرار می‌گیرد، فرمول گودا می‌باشد. گودا در سال ۱۹۷۴ رابطه‌ای تجربی برای برآورد فشار موج دو بعدی روی دیواره‌ای مسطح و نفوذناپذیر ارائه نمود. این رابطه بر اساس مدل‌های آزمایشگاهی و تجربه‌های کسب شده از عمل کرد موج‌شکن‌های کیسونی موجود در ژاپن پایه‌ریزی شده است.

رابطه گودا توسط تانیموتو، تاکاهاشی و سایرین به منظور برآورد فشار روی سازه‌هایی با هندسه‌های گوناگون و زاویه‌های متفاوت برخورد موج گسترش یافته است. این رابطه که مورد استناد آئین‌نامه‌ها و مجامع علمی می‌باشد عبارت است از [۴، ۸، ۹]:

$$F_h = 0.5(P_1 + P_3)h' + 0.5(P_1 + P_4)R_C^* \quad (۱)$$

که در آن:

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)H_{\max}$$

$$P_1 = 0.5(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) \rho_w g H_{\max}$$

$$P_2 = P_1 / \cosh(2\pi h_s / L)$$

$$P_3 = \alpha_3 P_1$$

$$P_4 = \begin{cases} (1 - R_C / \eta^*) P_1 & ; \eta^* > R_C \\ 0 & ; \eta^* \leq R_C \end{cases}$$

نماینده هر مشخصه در این پژوهش را نشان می‌دهند [۱۰، ۱۱].

جدول ۱: طبقه بندی خاک ماسه‌ای و پارامترهای مشخصه آن.

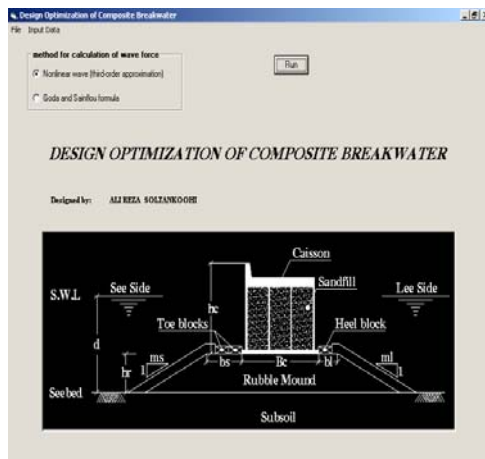
طبقه	مشخصات	ϕ (°)	C ($\frac{KN}{m^2}$)	γ_{sat} ($\frac{KN}{m^3}$)
S ₁	متراکم	40-50 (45)	100-150 (125)	21
S ₂	نیمه تراکم	32-40 (35)	50-100 (75)	19
S ₃	غیر تراکم	26-32 (30)	20-50 (35)	17

جدول ۲: طبقه بندی خاک رسی و پارامترهای مشخصه آن.

طبقه	مشخصات	C_u ($\frac{KN}{m^2}$)	γ_{sat} ($\frac{KN}{m^3}$)	γ' ($\frac{KN}{m^3}$)
C ₁	متراکم	100-150 (125)	20	10
C ₂	نیمه تراکم	50-100 (75)	18	8
C ₃	غیر تراکم	20-50 (35)	16	6

نحوه برخورد با مسئله

بدیهی است که به منظور قضاوت در مورد میزان تأثیر یک مشخصه خاص در میان چندین مشخصه دیگر لازم است به جز مشخصه مورد نظر، سایر مشخصه ها را ثابت بگیریم تا حساسیت مسئله نسبت به آن مشخصه خاص مشخص شود. به این منظور و در این پژوهش برای بررسی میزان تأثیر مشخصه های هیدرولیکی نظیر پرپود، ارتفاع و زاویه تمایل موج؛ نوع بستر ماسه متراکم (S₁)، شیب دو طرف پایه توده سنگی ۲ به ۱، عرض پایه توده سنگی در سمت ساحل ۳ m و در سمت دریا ۰/۴d عمق (آب) در نظر گرفته شده است.



شکل ۳: پنجره اصلی برنامه.

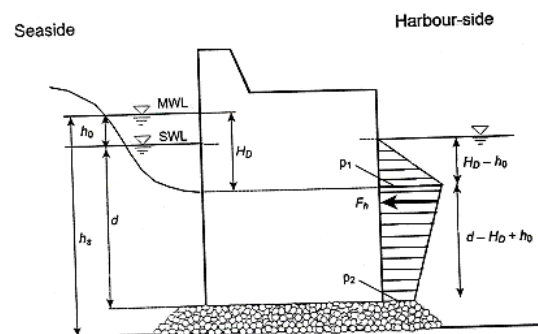
$$h_0 = \frac{\pi H_D^2}{L} \coth(2\pi h_s / L)$$

$$p_1 = \rho_w g (H_D - h_0)$$

$$p_2 = \rho_w g H_D / \cosh(2\pi h_s / L)$$

H_D ارتفاع موج طرح، L طول موج می‌باشد. g شتاب گرانش و ρ_w چگالی آب است. سایر مشخصه های رابطه اخیر در شکل (۲) نمایش داده شده‌اند [۲، ۷].

در حالت سرریزی امواج نشکسته، نیروهای به سمت دریا وارده بر کیسون، "شبه استاتیکی" تلقی شده و هم چنان می‌توان از رابطه سین فلو استفاده نمود.



شکل ۲: مشخصه های رابطه ی سین فلو.

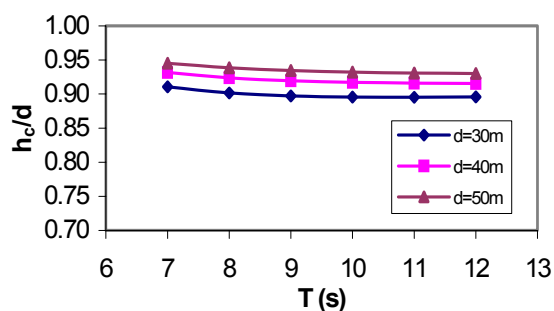
پاسخ ژئوتکنیکی سازه

در ارزیابی رفتار ژئوتکنیکی موج شکن مرکب کیسونی، کیسون به صورت جسمی یکپارچه و صلب در نظر گرفته شده و اثر آن بر بخش توده سنگی لحاظ می‌گردد. به این ترتیب نیروهای وارده بر کیسون به پایه توده سنگی منتقل می‌شود و صرفاً پایداری ژئوتکنیکی بخش توده سنگی و خاک بستر، به کمک دوایر لغزش، مورد توجه قرار می‌گیرد. جزئیات این روش و روابط مربوط به آن که مورد استناد این پژوهش نیز می‌باشد، به تفصیل در مرجع [۳] آمده است و در این جا به منظور رعایت اختصار از بازگو نمودن آن خودداری می‌گردد.

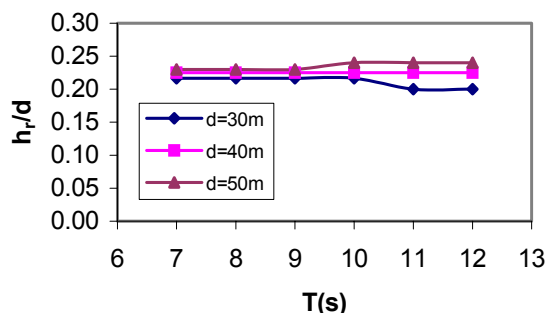
علاوه بر کنترل پایداری پایه توده سنگی و خاک بستر، لغزش و واژگونی کیسون نیز باید کنترل شود [۴، ۹]. در تمام حالت‌ها ضریب اطمینان نباید کمتر از ۱/۲ باشد [۳]. باید توجه شود که ضریب اطمینان مذکور در هر دو سمت دریا و ساحل تأمین گردد.

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 جداول (۱) و (۲) مد نظر قرار گرفته‌اند. در این جداول اعداد داخل پرانتز مقدار

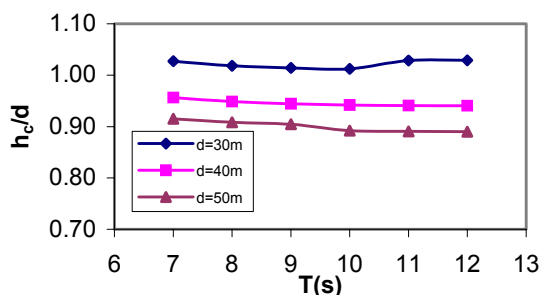
همان طور که مشهود است با افزایش پریود موج عرض نسبی کیسون (B_c/d) افزایش می‌یابد که این افزایش در اعماق بیشتر، محسوس‌تر بوده و ناشی از افزایش نیروی افقی موج با افزایش پریود می‌باشد. اما تغییرات پریود موج اثر چندانی بر ارتفاع نسبی کیسون (h_c/d) نداشته، هر چند که افزایش پریود تا یک حدی، موجب کاهش نامحسوس ارتفاع نسبی کیسون شده است.



شکل ۶: اثر پریود بر ارتفاع نسبی کیسون در حالت $h_f=10$ m



شکل ۷: اثر پریود بر ارتفاع نسبی پایه توده سنگی در حالت $B_c=15$ m



شکل ۸: اثر پریود بر ارتفاع نسبی کیسون در حالت $B_c=15$ m

ب- عرض کیسون ثابت و برابر ۱۵ m

در این حالت تغییرات ارتفاع نسبی پایه توده سنگی همان گونه که در شکل (۷) نمایش داده شده است در عرضی ثابت برای کیسون افزایش پریود موج اثر چندانی بر ارتفاع نسبی پایه‌ی توده سنگی نداشته اما مطابق شکل (۸) ارتفاع نسبی کیسون به طور نامحسوسی کاهش یافته است. وزن قطعات حفاظ پایه توده سنگی نیز مطابق شکل (۹) به

در این پژوهش به منظور طراحی موج‌شکن مرکب کیسونی برنامه‌ای به زبان ویژوال بیسیک^۱ نوشته شد که کلیه محدودیت‌های طراحی را کنترل نموده و طرح مناسب و بهینه را ارائه می‌کند. شکل (۳) پنجره اصلی این برنامه و شکل (۴) پنجره‌ی خروجی آن را نشان می‌دهد

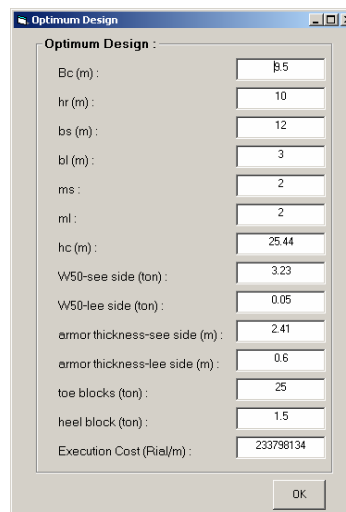
منحنی‌های حساسیت سنجی طرح

اثر پریود موج تابشی

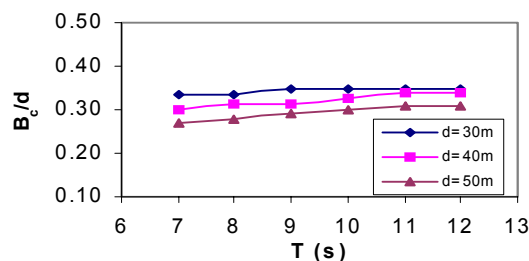
به منظور بررسی اثر پریود موج تابشی، موجی به ارتفاع ۵ m با پریود متغیر بین ۷ تا ۱۲ ثانیه به صورت عمود بر محور موج‌شکن مد نظر قرار گرفته است. بر این اساس در دو حالت: الف- ارتفاع ثابت پایه توده سنگی، و ب- عرض ثابت کیسون، تغییرات سایر مشخصه‌ها مورد بررسی قرار گرفته است.

الف- ارتفاع پایه توده سنگی ثابت و برابر ۱۰ m

اثر پریود موج غیرخطی بر عرض کیسون و ارتفاع آن در سه عمق ۳۰، ۴۰ و ۵۰ متر و با فرضیات مذکور، در شکل‌های (۵) و (۶) نمایش داده شده است. توجه شود که d عمق آب، B_c عرض و h_c ارتفاع کیسون است.

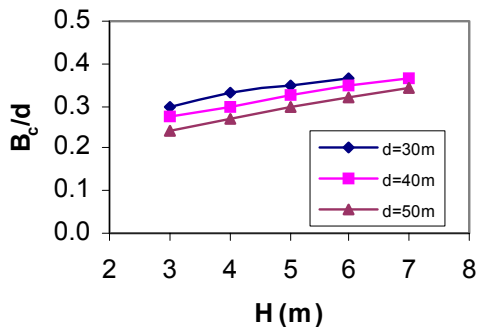


شکل ۴: پنجره خروجی برنامه.

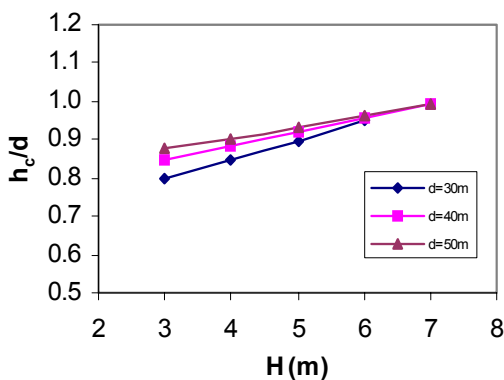


شکل ۵: اثر پریود بر عرض نسبی کیسون در حالت $h_f=10$ m

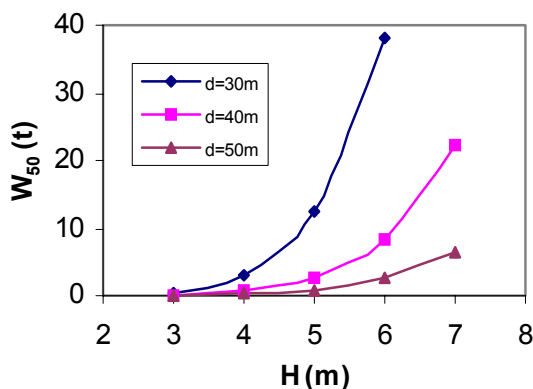
قطعات حفاظ با افزایش ارتفاع موج افزایش چشم‌گیری از خود نشان می‌دهند. افزایش ارتفاع موج در اعماق نسبتاً کمتر (۳۰ m و کمتر) موجب افزایش بیش از حد وزن قطعات حفاظ می‌شود، به گونه‌ای که برای ارتفاع موج بیش از ۶ m در اعماق ۳۰ m و کمتر اصلاً گزینه مناسبی برای موج‌شکن مرکب وجود ندارد، چرا که وزن قطعات حفاظ پایه توده سنگی آن چنان افزایش می‌یابد که امکان اجرای آن میسر نخواهد بود.



شکل ۱۰: اثر ارتفاع موج بر عرض نسبی کیسون در حالت $h_r = 10 \text{ m}$.

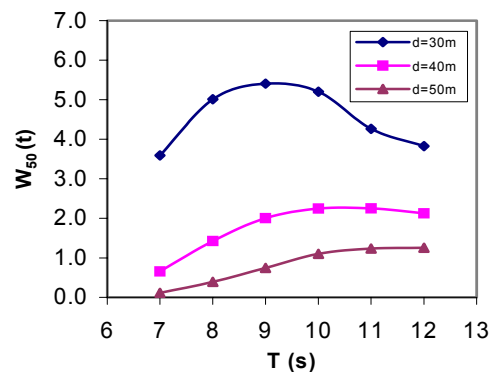


شکل ۱۱: اثر ارتفاع موج بر ارتفاع نسبی کیسون در حالت $h_r = 10 \text{ m}$.



شکل ۱۲: اثر ارتفاع موج بر وزن قطعات حفاظ پایه‌ی توده سنگی در حالت $h_r = 10 \text{ m}$.

طور عمومی افزایش نشان می‌دهد. توجه شود که h_r ارتفاع پایه توده سنگی و W_{50} متوسط وزن قطعات حفاظ می‌باشد.



شکل ۱۳: اثر پریود بر وزن قطعات حفاظ در حالت $B_c = 15 \text{ m}$.

در نمودارهای اخیر در عمق ۳۰ m و در دو پریود ۱۱ و ۱۲ ثانیه پرش‌هایی در رفتار عمومی متغیرها دیده می‌شود. در توضیح این مطلب باید گفت که در چنین شرایط هیدرولیکی قید مربوط به حداکثر تناژ قطعات حفاظ اقلان نشده، لذا برنامه با کاهش ارتفاع پایه توده سنگی و افزایش ارتفاع کیسون سعی دارد که تناژ قطعات حفاظ پایه توده سنگی را کاهش داده و به پایین‌تر از حداکثر مجاز برساند. از آن جایی که به طور منطقی وزن قطعات حفاظ نمی‌تواند از وزن بلوک‌های بتنی حفاظ پنجه بیشتر باشد، لذا حداکثر وزن قطعات حفاظ را می‌توان به وزن بلوک‌های پنجه محدود نمود.

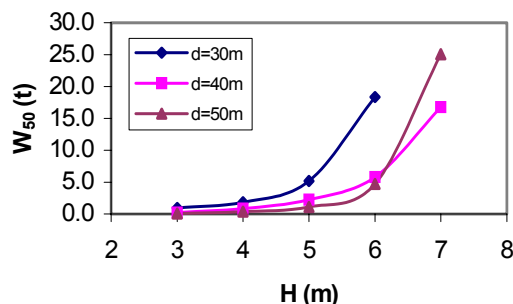
در پایان این بخش متذکر می‌گردم که با تغییر ارتفاع پایه توده سنگی و یا عرض کیسون و نیز تغییر شرایط هیدرولیکی، روند کلی نمودارهای اخیر مشابه بوده و لذا در این پژوهش به منظور رعایت اختصار از ارائه نتایج سایر حالت‌های مشابه خودداری شده است.

اثر ارتفاع موج تابشی

در این حالت نیز با عنایت به توضیحات گذشته ضمن در نظر گرفتن موجی با پریود ۱۰ ثانیه و زاویه برخورد صفر، در دو حالت نیز مورد ارزیابی قرار گرفته است:

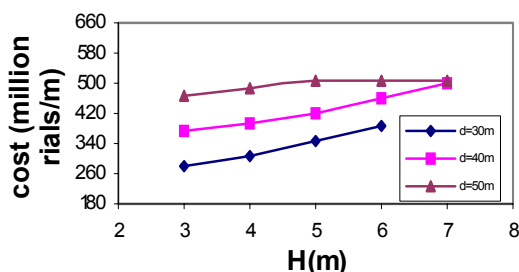
الف- ارتفاع پایه توده سنگی ثابت و برابر ۱۰ m

اثر افزایش ارتفاع موج در چنین شرایطی در شکل‌های (۱۰) تا (۱۲) نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد عرض و ارتفاع نسبی کیسون و نیز وزن



شکل ۱۵: اثر ارتفاع موج بر وزن قطعات حفاظ در حالت $B_C=15\text{ m}$.

هزینه‌های اجرای موج‌شکن مرکب به طور طبیعی با افزایش ارتفاع موج افزایش می‌یابد، اما با توجه به شکل (۱۶) نکته حائز اهمیت این است که با افزایش ارتفاع موج درصد افزایش هزینه‌ها در اعماق کم، بیشتر و در اعماق زیاد کم‌تر است. به عبارت دیگر شیب منحنی هزینه اجرا-ارتفاع موج در اعماق زیاد کم‌تر است. ملاحظه می‌شود که با افزایش ارتفاع موج از ۳ تا ۶ متر، درصد افزایش هزینه‌ها در اعماق ۳۰، ۴۰ و ۵۰ متر به ترتیب ۳۶٪، ۳۴٪ و ۸٪/۱ می‌باشد. کاهش چشم‌گیر شیب منحنی در عمق ۵۰ m قابل توجه است، به نحوی که حتی برای موجی به ارتفاع ۷ m هزینه اجرای موج‌شکن مرکب در دو عمق ۴۰ و ۵۰ متر بسیار نزدیک به یک دیگر بوده و تنها ۱/۸٪ اختلاف دارند.



شکل ۱۶: اثر ارتفاع موج بر هزینه اجرای واحد طول موج‌شکن در حالت $B_C=15\text{ m}$.

به نظر می‌رسد که مسئله اخیر علت اصلی استفاده از موج‌شکن‌های مرکب و کیسونی در اعماق زیاد و در مقابل امواج مرتفع، در سطح دنیا به ویژه در ژاپن و ایتالیا است. در پایان این بخش نیز متذکر می‌گردم که به جهت رعایت اختصار از آوردن نتایج مشابه مربوط به سایر حالت‌ها، خودداری شده است.

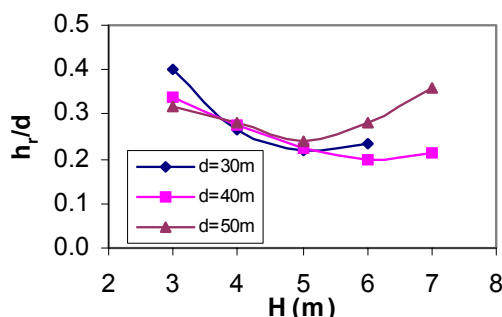
اثر زاویه برخورد موج تابشی

در این حالت با در نظر گرفتن موجی به ارتفاع ۵ متر و پرپود ۹ ثانیه، دو حالت قبل را مجدداً مورد ارزیابی

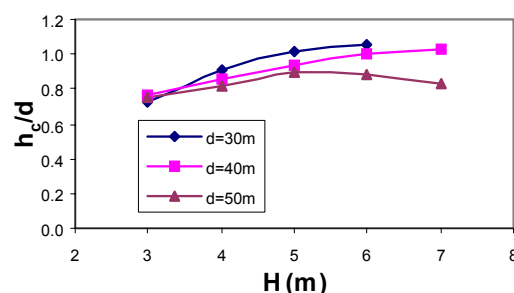
توجه شود که علت کوتاه شدن برخی از منحنی‌ها عدم وجود پاسخ منطقی در برخی شرایط هیدرولیکی می‌باشد.

ب- عرض کیسون ثابت و برابر ۱۵ m

اثر ارتفاع موج در این حالت در شکل‌های (۱۳) تا (۱۶) نمایش داده شده است. همان گونه که در این اشکال ملاحظه می‌گردد ارتفاع نسبی پایه توده سنگی با افزایش ارتفاع موج ابتدا کاهش یافته و سپس سیر صعودی در پیش می‌گیرد. این مسئله با نگرش بر منحنی مربوط به وزن قطعات حفاظ قابل توجیه است. شاخه نزولی منحنی ارتفاع نسبی پایه‌ی توده سنگی به این دلیل است که برنامه سعی دارد با افزایش ارتفاع موج، وزن قطعات حفاظ را کم‌تر از حد اکثر منطقی آن حفظ نماید. از طرف دیگر سیر نزولی ارتفاع پایه توده سنگی باعث افزایش ارتفاع کیسون می‌شود و لذا نیروی وارده بر آن به نحوی افزایش می‌یابد، که در عرضی ثابت برای کیسون سرانجام افزایش ارتفاع موج باعث عدم ارضای قید واژگونی می‌شود و لذا برنامه ناگزیر از کاهش ارتفاع نسبی کیسون و متعاقباً کاهش نیروی وارده به قیمت افزایش چشم‌گیر وزن قطعات حفاظ پایه توده سنگی خواهد بود. از این رو منحنی ارتفاع نسبی پایه توده سنگی پس از رسیدن به نقطه قعر خود سیر صعودی پیدا می‌کند.



شکل ۱۳: اثر ارتفاع موج بر ارتفاع نسبی پایه توده سنگی در حالت $B_C=15\text{ m}$.

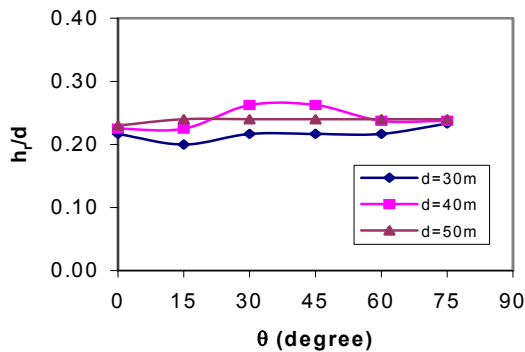


شکل ۱۴: اثر ارتفاع موج بر ارتفاع نسبی کیسون در حالت $B_C=15\text{ m}$.

قرار می‌دهیم:

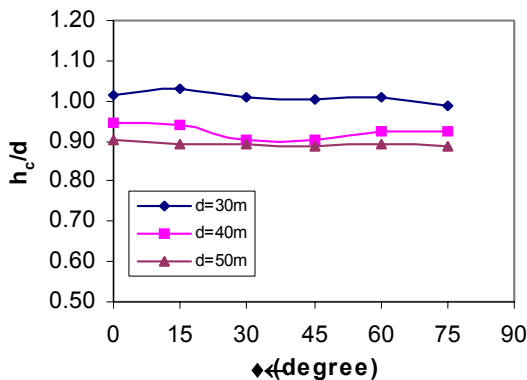
ب- عرض کیسون ثابت و برابر ۱۵ m

در این حالت اثر تغییرات زاویه برخورد موج در شکل‌های (۲۰) تا (۲۲) نمایش داده شده است. نوساناتی اندک در ارتفاع نسبی پایه توده سنگی و ارتفاع نسبی کیسون مشاهده می‌گردد. ضمن این‌که هم چون حالت (الف) تناژ قطعات حفاظ در زوایای برخورد ۳۰ تا ۴۵ درجه به کمترین مقدار خود می‌رسد.

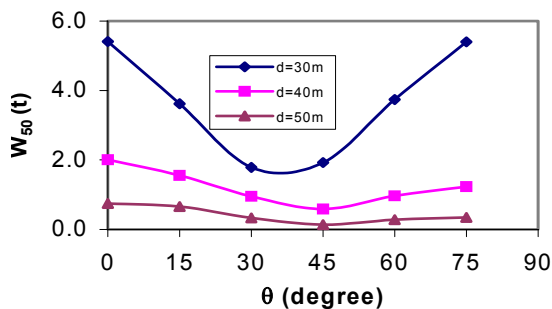


شکل ۲۰: اثر زاویه تمایل موج بر ارتفاع نسبی پایه توده سنگی در حالت $B_c=15m$.

در خاتمه این بخش مجدداً یادآورد می‌شود که به جهت رعایت اختصار از ارائه نتایج سایر حالت‌های مربوطه که عمدتاً روندی مشابه دارند، صرف نظر شده است.



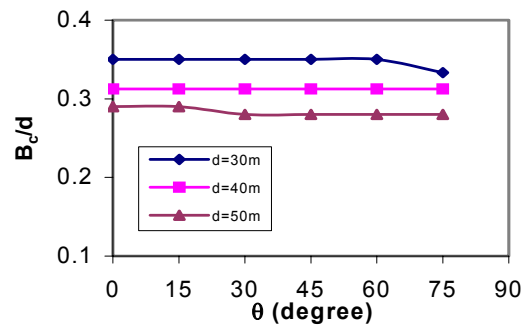
شکل ۲۱: اثر زاویه تمایل موج بر ارتفاع نسبی کیسون در حالت $B_c=15m$.



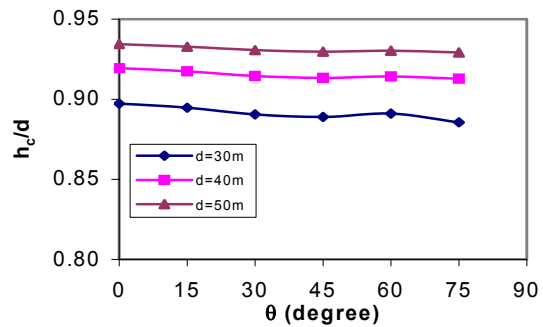
شکل ۲۲: اثر زاویه تمایل موج بر وزن قطعات حفاظ در حالت $B_c=15m$.

الف- ارتفاع پایه توده سنگی ثابت و برابر ۱۰ m

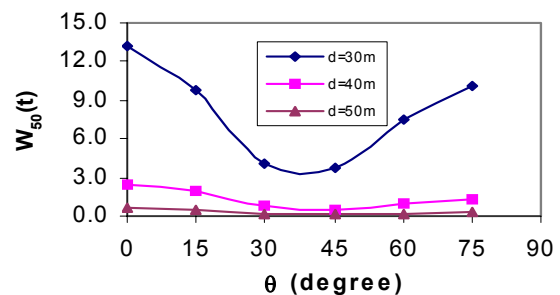
پيامدهای تغییر زاویه برخورد موج با سازه در شکل‌های (۱۷) تا (۱۹) نشان داده شده‌اند. مطابق نتایج حاصله تغییر زاویه تمایل موج تأثیر چندانی بر عرض و ارتفاع نسبی کیسون نداشته در حالی که زاویه تمایل موج بر تناژ قطعات حفاظ به ویژه در اعماق کم‌تر مؤثر می باشد. همان گونه که مشاهده می‌شود زاویه تمایل بین ۳۰ تا ۴۵ درجه کمترین تناژ را برای قطعات حفاظ در پی خواهد داشت. به نظر می‌رسد این مسئله به دلیل افزایش طول موج ایستای غیرخطی، در این بازه زاویه‌ای بوده است.



شکل ۱۷: اثر زاویه تمایل موج بر عرض نسبی کیسون در حالت $h_r=10m$.



شکل ۱۸: اثر زاویه تمایل موج بر ارتفاع نسبی کیسون در حالت $h_r=10m$.



شکل ۱۹: اثر زاویه‌ی تمایل موج بر وزن قطعات حفاظ پایه‌ی توده سنگی در حالت $h_r=10m$.

اثر نوع خاک بستر

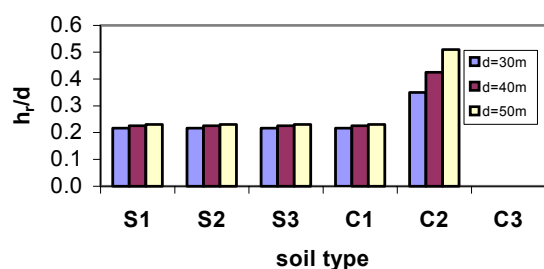
در این حالت با در نظر گرفتن موجی به ارتفاع ۵ متر و پریود ۹ ثانیه و زاویه برخورد صفر درجه، دو حالت قبل را مجدداً مورد ارزیابی قرار می‌دهیم:

الف- ارتفاع پایه توده سنگی ثابت و برابر ۱۰ m

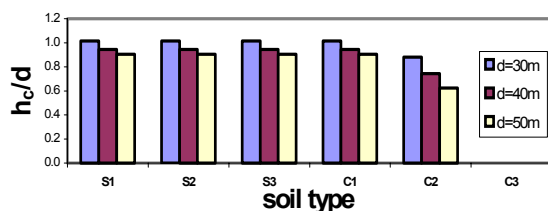
شکل‌های (۲۳) و (۲۴) نشان می‌دهند که در خاک‌های رسی نیمه متراکم (C_2) و غیرمتراکم (C_3) اصولاً قیود ژئوتکنیکی ارضاء نشده و امکان اجرای موج‌شکن مرکب به دلیل عدم ظرفیت باربری خاک بستر وجود ندارد. در سایر انواع خاک‌ها اعم از ماسه‌ها (S_1, S_2, S_3) و رس متراکم (C_1) ملاحظه می‌شود که نوع خاک اثری بر عرض و ارتفاع نسبی کیسون به دلیل این که قیودی نظیر واژگونی و لغزش کیسون و هم چنین لغزش و گسیختگی پایه‌ی توده سنگی، ابعاد سازه را به حدی می‌رسانند که قید ظرفیت باربری بستر بدون توجه به نوع خاک ارضاء خواهد شد، ندارد. البته این مطلب فقط در مورد خاک‌های ماسه‌ای و رس‌های متراکم صادق است. در مورد خاک‌های رسی نیمه‌متراکم و غیرمتراکم قید ظرفیت باربری بستر تحت شرایط هیدرولیکی مفروض ارضاء نخواهد شد. در این نوع خاک‌ها با اصلاح و یا جایگزینی خاک می‌توان ظرفیت باربری را به حد قابل قبول رساند که البته هزینه‌ها را به شدت افزایش خواهد داد و شاید به جزء موارد خاص توجیه اقتصادی نداشته باشد.

ب- عرض کیسون ثابت و برابر ۱۵ m

در این حالت همان طور که از شکل‌های (۲۵) و (۲۶) مشاهده می‌گردد، به جزء خاک نوع (C_3) (رس غیرمتراکم) در سایر خاک‌ها امکان احداث موج‌شکن مرکب وجود دارد. اما ملاحظه می‌شود که در خاک‌های نوع (C_2) (رس نیمه‌متراکم) به دلیل کاهش ظرفیت باربری بستر برنامه ناگزیر از کاهش وزن کیسون با کاهش ارتفاع نسبی آن و افزایش ارتفاع نسبی پایه توده سنگی، می‌باشد تا به نحوی قید ظرفیت باربری را ارضاء نماید. در این بخش نیز به دلیل رعایت اختصار از ارائه نتایج مشابه مربوط به سایر حالت‌ها خودداری شده است.



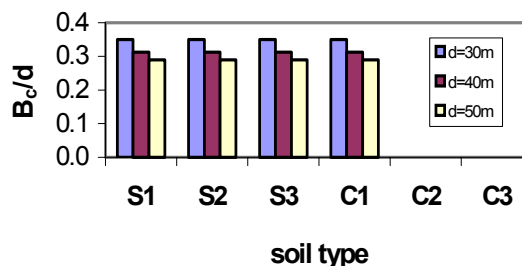
شکل ۲۵: اثر نوع خاک بر ارتفاع نسبی پایه‌ی توده سنگی در حالت $B_C=15\text{ m}$.



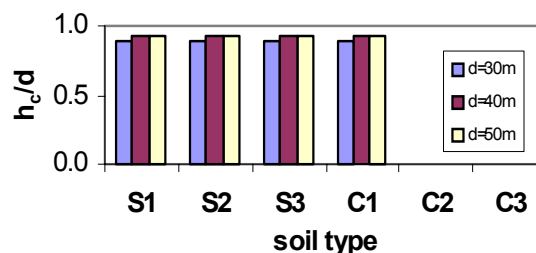
شکل ۲۶: اثر نوع خاک بر ارتفاع نسبی کیسون در حالت $B_C=15\text{ m}$.

مقایسه روابط تحلیلی و تجربی برآورد فشار موج مقایسه نتایج ضمن تغییر پریود موج

در این قسمت هدف مقایسه‌ی نتایج حاصل از روابط تحلیلی موج غیرخطی و روابط تجربی گودا و سین‌فلو در حین تغییر پریود موج می‌باشد. در این راستا اثر تغییر پریود موج بر عرض و ارتفاع نسبی کیسون مورد توجه قرار گرفته و در شکل‌های (۲۷) و (۲۸) به تصویر کشیده شده است. قابل توجه است که در تمام این منحنی‌ها، ارتفاع پایه توده سنگی ثابت و برابر ۱۰ m، عمق آب ۳۰ m، ارتفاع موج ۵ m و زاویه برخورد آن صفر است. جنس خاک بستر را نیز ماسه‌ی متراکم (S_1) تشکیل می‌دهد. افزایش قابل توجه عرض نسبی کیسون (به طور متوسط ۶۱٪) در حالت



شکل ۲۳: اثر نوع خاک بر عرض نسبی کیسون در حالت $h_r=10\text{ m}$.



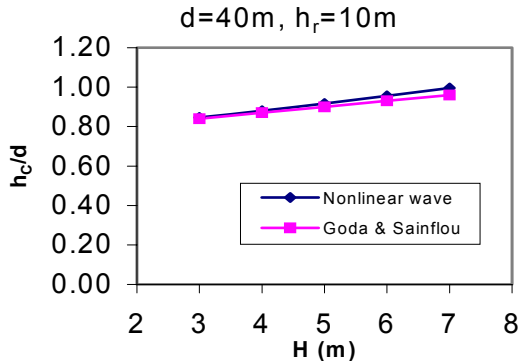
شکل ۲۴: اثر نوع خاک بر ارتفاع نسبی کیسون در حالت $h_r=10\text{ m}$.

تحلیلی و تجربی با هم اختلاف دارند. با افزایش ارتفاع موج نیز این اختلاف بیشتر می‌شود. همان‌طور که اشاره شد این مسأله ناشی از اختلاف میان نیروها در دو روش تحلیلی و تجربی می‌باشد. ارتفاع نسبی کیسون نیز در هر دو حالت تقریباً یکسان است.

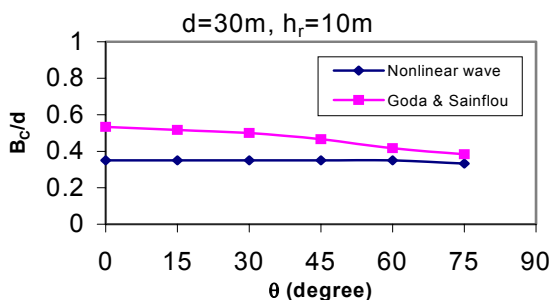
مقایسه نتایج ضمن تغییر زاویه تمایل موج

در این حالت عمق آب ۳۰ m و جنس بستر هم چنان ماسه متراکم (S₁) در نظر گرفته شده است. ارتفاع موج ۵ m و پریود آن ۹ ثانیه است. به نظر می‌رسد که با افزایش زاویه تمایل موج نیروی موج غیرخطی افزایش و بالعکس نیروی ناشی از روابط تجربی گودا کاهش می‌یابد. این موضوع موجب کاهش اختلاف عرض نسبی کیسون در زوایای برخورد بالاتر شده است. ارتفاع نسبی کیسون نیز در هر دو حالت کماکان یکسان می‌باشد. شکل‌های (۳۱) و (۳۲) مطالب اخیر را به تصویر کشیده‌اند.

یادآوری می‌شود که بررسی سایر حالت‌های مربوطه، به لحاظ کلی نتایج مشابهی داشته و لذا به منظور رعایت اختصار از ارائه آن‌ها خودداری شده است.

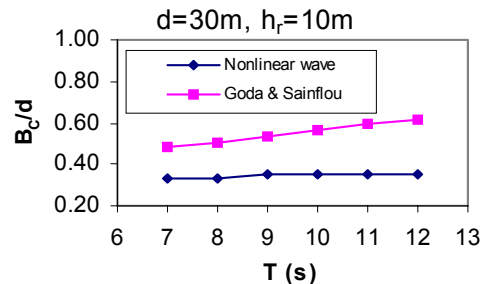


شکل ۳۰: مقایسه اثر ارتفاع موج بر ارتفاع نسبی کیسون در حالت $h_r = 10 \text{ m}$ و $T = 10 \text{ s}$, $d = 40 \text{ m}$

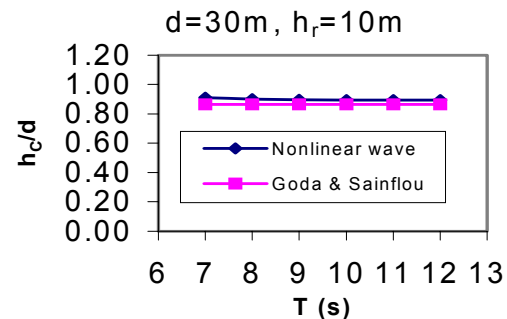


شکل ۳۱: مقایسه اثر زاویه برخورد موج بر عرض نسبی کیسون در حالت $h_r = 10 \text{ m}$ و $T = 9 \text{ s}$, $H = 5 \text{ m}$, $d = 30 \text{ m}$

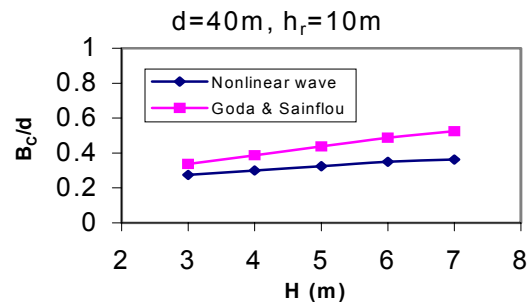
استفاده از روابط تجربی، قابل رؤیت است که ناشی از اختلاف نیروهای وارده در دو حالت تحلیلی و تجربی است. ارتفاع نسبی کیسون تقریباً در هر دو حالت یکسان است.



شکل ۳۲: مقایسه اثر پریود بر عرض نسبی کیسون در حالت $h_r = 10 \text{ m}$ و $H = 5 \text{ m}$, $d = 30 \text{ m}$



شکل ۳۳: مقایسه اثر پریود بر ارتفاع نسبی کیسون در حالت $h_r = 10 \text{ m}$ و $H = 5 \text{ m}$, $d = 30 \text{ m}$



شکل ۳۴: مقایسه اثر ارتفاع موج بر عرض نسبی کیسون در حالت $h_r = 10 \text{ m}$ و $T = 10 \text{ s}$, $d = 40 \text{ m}$

مقایسه نتایج ضمن تغییر ارتفاع موج

شکل‌های (۲۹) و (۳۰) اثر تغییر ارتفاع موج را نمایش می‌دهند. در این حالت تغییر ارتفاع موج بین ۳ تا ۷ متر در عمق ۴۰ متری و در بستری از جنس ماسه متراکم (S₁) مد نظر قرار گرفته است. هم‌چنین پریود موج ثابت و برابر ۱۰ ثانیه و زاویه برخورد آن صفر منظور شده است. باز هم مشاهده می‌شود که عرض نسبی کیسون در دو حالت

بلوک‌های پنجه است، تجاوز نکند [این رفتار زمانی رخ می‌دهد که ارتفاع موج از آن حد مشخص (که در بند اخیر به آن اشاره شد) فراتر رود].

□ افزایش زاویه برخورد موج نسبت به خط عمود بر محور طولی موج‌شکن، نتایج ذیل را در پی خواهد داشت:

- عدم تأثیر بر عرض نسبی کیسون (B_o/d)
- عدم تأثیر چندان بر ارتفاع نسبی کیسون (h_o/d)
- عدم تأثیر چندان بر ارتفاع نسبی پایه توده سنگی (h_r/d)
- کاهش وزن قطعات حفاظ تا رسیدن زاویه برخورد به حد ۳۰ الی ۴۵ درجه و افزایش آن پس از این حد؛ این مسئله به خصوص در اعماق کم محسوس‌تر است.

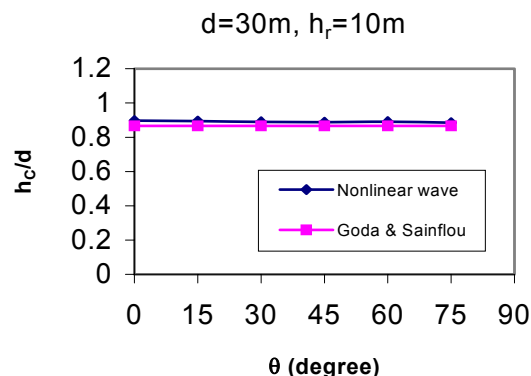
□ اثر نوع خاک بستر

- خاک‌های ماسه‌ای اعم از متراکم، نیمه‌متراکم و کم‌تراکم و نیز رس‌های متراکم همگی رفتار مشابهی در قبال سایر مشخصه‌ها از خود نشان می‌دهند. به نظر می‌رسد که با ارضای دو قید واژگونی و لغزش کیسون ابعاد سازه به حدی ارتقاء می‌یابد که قیود ژئوتکنیکی برای هر یک از انواع خاک‌های مذکور، به راحتی ارضاء خواهند شد. لذا در محاسبات اولیه و در این نوع خاک‌ها با ارضای قیود واژگونی و لغزش کیسون، می‌توان از اقلان شدن قیود ژئوتکنیکی و ظرفیت باربری بستر مطمئن بود.

- در خاک‌های رسی نیمه‌متراکم به دلیل کاهش ظرفیت باربری بستر و عدم ارضای قیود مربوطه، وزن سازه باید کاهش یابد که این امر موجب کاهش ارتفاع نسبی کیسون (h_o/d) و افزایش ارتفاع نسبی پایه توده سنگی (h_r/d) خواهد شد.

- در خاک‌های رسی غیرمتراکم اصولاً امکان ساخت موج‌شکن مرکب وجود ندارد. در این حالت تنها راه حل، اصلاح خاک بستر با شیوه‌های موجود نظیر لایروبی و جایگزینی مصالح مناسب است.

□ مقایسه نتایج حاصل از روابط تحلیلی موج غیرخطی و روابط تجربی برآورد فشار موج (روابط گودا در حالت فشار و سین‌فلو در حالت مکش) نشان می‌دهد که استفاده از روابط تجربی به طور متوسط افزایشی حدود ۴۳ درصد در عرض نسبی کیسون (B_o/d) را به همراه خواهد داشت. این مسئله ناشی از محافظه‌کارانه بودن روابط تجربی در برآورد فشار موج می‌باشد. ضمن این‌که این روابط اثر نامنظم بودن امواج



شکل ۳۲: مقایسه اثر زاویه برخورد موج بر ارتفاع نسبی کیسون در حالت $h_r=10\text{ m}$ و $T=9\text{ s}$, $H=5\text{ m}$, $d=30\text{ m}$.

نتایج

اهم نتایج حاصل از این پژوهش در خصوص میزان تأثیر هر یک از مشخصه‌های هیدرولیکی و ژئوتکنیکی در طراحی موج‌شکن‌های مرکب به شرح زیر است:

□ افزایش پریود موج پی‌آمدهای زیر را به همراه خواهد داشت:

- افزایش عرض نسبی کیسون (B_o/d)؛ که ناشی از افزایش نیروهای وارده بوده و به منظور ارضای قیود واژگونی و لغزش بدیهی است.
- کاهش اندک ارتفاع نسبی کیسون (h_o/d) و عدم تأثیر چندان بر ارتفاع نسبی پایه توده سنگی (h_r/d)
- افزایش عمومی وزن قطعات حفاظ پایه توده سنگی که احتمالاً ناشی از افزایش سرعت مداری ذرات آب در موج می‌باشد.

□ افزایش ارتفاع موج پی‌آمدهای زیر را به دنبال خواهد داشت:

- افزایش عرض نسبی کیسون (B_o/d)
- افزایش وزن قطعات حفاظ پایه توده سنگی که ناشی از افزایش سرعت مداری ذرات آب است.
- افزایش ارتفاع نسبی کیسون (h_o/d) همزمان با کاهش ارتفاع نسبی پایه توده سنگی (h_r/d)، تا حدی که واژگونی کیسون محتمل نباشد (این رفتار در امواج با ارتفاع کمتر از یک حد مشخص، که این حد بستگی به سایر شرایط هیدرولیکی دارد، رخ می‌دهد).
- کاهش ارتفاع نسبی کیسون (h_o/d) هم زمان با افزایش ارتفاع نسبی پایه توده سنگی (h_r/d)، تا حدی که وزن قطعات حفاظ از یک حد منطقی که همان وزن

را نیز در نظر می‌گیرند، اما روابط تحلیلی با فرض منظم بودن موج به دست آمده‌اند. ارتفاع نسبی کیسون (h_c/d) نیز در هر دو حالت تقریباً یکسان بوده و تغییر چندانی ندارد.

مراجع

- 1 - 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.
- 2 - CEM (2002). "Coastal engineering manual." *CERC*, US Army Corps of Engineers.
- 3 - PROVERBS (2001). *Report from the EU-MAST III project*, Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Ed.Kortenhaus and Voortman, Balkema.
- 4 - OCDI (2002). *Technical Standard and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan*, OCDI.
- 5 - 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.
- 6 - Tadjbakhsh, I. and Keller, J. B. (1960). "Standing surface waves of finite amplitude." *J. Fluid Mech.*, Vol. 8, PP. 442-451.
- 7 - Oumeraci, H. and Jensen, O. J. (2004). *Planning and Design of Ports and Marine Terminals*. Chapter 7: Breakwaters, Thomas Telford.
- 8 - Goda, Y. (2000). "Random seas and design of maritime structures." *Advanced Series on Ocean Engineering-Volume 15*, World Scientific.
- 9 - PIANC, (2003). Report of Working Group 28-MarCom, *Breakwaters with Vertical and Inclined Concrete Walls*, Published by PIANC.
- 10 - Poulos, H. G. (1988). *Marine Geotechnics*, Unwin Hyman.
- 11 - Atkinson, M. F. (2003). *Structural Foundations Manual for Low-Rise Buildings*, Spon Press.
- 12 - Bowles, J. E. (1996). *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill.

واژه های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

- 1 - Visual Basic