ارزیابی قابلیت اطمینان انواع مدل‌های عرض تخریب سکو در موج‌شکن‌های سکویی؛ مطالعه موردی موج‌شکن بندر شهید بهشتی

ناصر شابختی[۱]، محمد حسین خرقانی[۲]

[۱] عضو هیات علمی دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران (shabakhty@iust.ac.ir)
[۲] فارغ التحصیل کارشناسی ارشد مهندسی سواحل، بنادر و سازه‌های دریایی، دانشگاه علم و صنعت ایران (m_kharaghani@civileng.iust.ac.ir)

اطلاعات مقاله

تاریخچه مقاله:
تاریخ دریافت مقاله: ۱۴۰۰/۰۳/۱۵
تاریخ پذیرش مقاله: ۱۴۰۲/۰۳/۲۷

کلمات کلیدی:
موج‌شکن‌های سکویی
تحلیل قابلیت اطمینان
تحلیل حساسیت
مدل‌های عرض تخریب

چکیده

از آنجایی که روابط مختلفی برای محاسبه عرض تخریب در موج‌شکن سکویی ارائه گردیده است لذا ارزیابی این روابط در قالب احتمالاتی یکی از اساسی‌ترین مباحث مهندسی دریا می‌باشد. در این تحقیق قابلیت اطمینان یا مکمل آن احتمال خرابی عرض تخریب سکوی موج‌شکن بندر شهید بهشتی بر اساس شش مدل تورِم (۲۰۰۷)، مقیم و همکاران (۲۰۱۱)، لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱۴)، مقیم و علیزاده (۲۰۱۴)، ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶) و احسانی و همکاران (۲۰۲۰) مورد بررسی قرارگرفته است. برای محاسبه احتمال خرابی و شاخص قابلیت اطمینان از چهار روش اولین مرتبه قابلیت اطمینان FORM، دومین مرتبه قابلیت اطمینان SORM، نمونه‌گیری مونته کارلو Monte Carlo (MCS) و نمونه‌گیری با اهمیت Important Sampling (IS) استفاده شده و احتمال خرابی سکوی موج‌شکن مورد مطالعه در حالت عمق آب حداکثر و ارتفاع موج با دوره بازگشت ۱۰۰ ساله بر اساس مدل‌های مختلف ذکرشده تعیین گردیده است. نتایج نشان می‌دهد که روش MCS بالاترین احتمال خرابی را در مدل مقیم و همکاران (۲۰۱۱) با مقدار حدود ۰/۶۹ و کمترین مقدار را در مدل تورِم (۲۰۰۷) با مقدار نزدیک ۰/۲۹ ارائه می‌نماید. بعلاوه مدل ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶) و مدل مقیم و علیزاده (۲۰۱۴) به ترتیب با مقدار ۰/۵۷ و ۰/۵۰ و مدل لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱۴) و مدل احسانی و همکاران (۲۰۲۰) به ترتیب با مقدار ۰/۴۲ و ۰/۳۸ بیشترین و کمترین احتمال خرابی را ارائه می‌نمایند. بدین ترتیب نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که مدل‌های احسانی و همکاران (۲۰۲۰) و تورِم (۲۰۰۷) که برای موج‌شکن‌های ایسلندی توسعه پیدا کرده‌اند دارای کمترین مقدار احتمال خرابی بوده و مدل‌های مقیم و همکاران (۲۰۱۱) و مقیم و علیزاده (۲۰۱۴) که برای موج‌شکن‌های شکل‌پذیر ارائه شده‌اند، بیشترین احتمال خرابی را ارائه می‌نمایند. در ادامه آنالیز حساسیت انجام گرفته و تأثیر متغیرهای مختلف مورد بررسی قرار گرفته است.

Reliability evaluation of different models' recession failure in berm breakwaters; case study Shahid Beheshti port breakwater

Naser Shabakhty [1], Mohammad Hossein Kharaghani [2]

[1]Faculty member, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology; (shabakhty@iust.ac.ir)
[2]Master of science in Coastal, Port and Marine Structures, Iran University of Science and Technology; (m_kharaghani@civileng.iust.ac.ir)

ARTICLE INFO

Article History:
Received: 05 Jun 2021
Accepted: 17 Jun 2023

Keywords:
Berm breakwater
Reliability analysis
Sensitivity analysis
Recession models

ABSTRACT

Since various relationships have been presented to calculate the recession in the berm breakwater, the evaluation of these relationships in the form of probabilistic is one of the most basic topics in marine engineering. In this study, the failure probability or in complementary the reliability for recession of Shahid Beheshti port berm breakwater is investigated based on six models of Torum (2007), Moghim et al. (2011), Lykke Andersen et al. (2014), Moghim and Alizadeh (2014), Van Der Meer and Sigurdarson (2016) and Ehsani et al. (2020). Four methods of First-Order Reliability Method (FORM), Second-Order Reliability Method (SORM), Monte Carlo Simulation (MCS) and Importance Sampling (IS) are applied to obtained the failure probability and reliability index for breakwater at the maximum water depth and 100-year wave height. The results of the MCS show the highest failure probability belongs to Moghim et al. (2011) model with a value of about 0.69, and the lowest value possess to the Torum (2007) model with a value of about 0.29. In addition, Van der Meer and Sigurdarson (2016) and

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-01-29]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1402.19.39.4.0]
[DOI: 10.61186/marineeng.19.39.50]

Moghim and Alizadeh (2014) models give the failure probabilities of 0.57 and 0.50 respectively and Likke Andersen et al. (2014) and Ehsani et al. (2020) models presented the failure probabilities of 0.42 and 0.38 respectively. According to these results, Ehsani et al. (2020) and Torum (2007) models which developed for Icelandic breakwaters have the lowest probability of failure. Furthermore, Models of Moghim et al. (2011) and Moghim and Alizadeh (2014) which presented for reshaping breakwaters have the highest probability of failure. Next, sensitivity analysis was performed and the impact of different variables on the probability of failure was investigated.

۱ - مقدمه

امروزه با توجه به توسعه و گسترش صنعت حمل و نقل دریایی ایجاد یک حوضچه آرامش برای پهلوگیری کشتی‌ها و شناورهای دریایی در بنادر امر ضروری می‌باشد. موج‌شکن‌ها سازه‌هایی هستند که وظیفه آن‌ها محافظت ناحیه ساحلی از انواع تلاطم‌ها و آشفتگی‌های طبیعی دریا می‌باشد تا محیطی آرام برای پهلوگیری شناورها فراهم آید. با توجه به هزینه بالای ساخت موج‌شکن‌ها طراحی بهینه آن‌ها که منجر به کاهش هزینه ساخت و هزینه تعمیر آن‌ها می‌شود، امری ضروری است. طراحی موج‌شکن‌ها عمدتاً بر طبق روابط نیمه‌تجربی است که بر اساس مطالعات آزمایشگاهی به دست آمده است. با توجه به پراکندگی بالای داده‌ها در آزمایش‌ها، عدم قطعیت زیادی در روابط تجربی وجود دارد. همچنین عدم قطعیت‌های دیگری در پارامترهای محیطی (شامل ارتفاع موج و پریود موج) و پارامترهای سازه‌ای (مانند چگالی سنگ) وجود دارند که باعث عدم اطمینان قابل‌توجهی در طراحی سازه‌های ساحلی به خصوص موج‌شکن‌ها می‌شود. طراحی موج‌شکن‌ها بر اساس تحلیل‌های معین منجر به سطح مجهولی از ایمنی و خرابی در طراحی می‌شود. بوسیله روش قابلیت اطمینان، عدم‌قطعیت تمامی پارامترها بصورت متغیر تصادفی با توزیع احتمال مشخص در نظر گرفته شده و بدین وسیله تمامی برآمدهای ممکن برای هر متغیر در نظر گرفته می‌شود. در انتها با استفاده از روش‌های مؤثر قابلیت اطمینان، احتمال خرابی یا شاخص قابلیت اطمینان محاسبه شده و برمبنای یک ریسک مشخص و تعریف شده، سازه به صورت بهینه طراحی می‌شود [۱]. موج‌شکن‌های سکویی به دو صورت موج‌شکن‌های همگن و موج‌شکن‌های ایسلندی یا ناهمگن ساخته می‌شوند. حسن اصلی این موج‌شکن‌ها بر موج‌شکن‌های توده سنگی سنتی این است که لایه حفاظ اصلی آن‌ها کوچک‌تر از موج‌شکن‌های توده سنگی بوده و با استفاده از معادن موجود در محل ساخته می‌شوند که به تبع آن علاوه بر کاهش هزینه ناشی از لایه حفاظ[1] و حمل و نقل آن، هزینه ساخت نهایی موج‌شکن را کاهش می‌دهد. موج‌شکن‌های سکویی با استفاده از تغییر شکل سکو علاوه بر استهلاک انرژی امواج، می‌توانند مقدار روگذری موج را به واسطه وجود سکو کاهش دهند[۲].

تحقیقات گسترده‌ای در زمینه قابلیت اطمینان موج‌شکن‌های توده سنگی شیب‌دار و قائم انجام شده است؛ اما بیشتر تحقیقات روی موج‌شکن‌های توده‌سنگی معمولی بوده و تحقیقات کمتری در زمینه موج‌شکن‌های سکویی انجام شده است[۳].

در سال ۲۰۱۲ تورِم و همکاران به تحلیل قابلیت اطمینان موج‌شکن‌های سکویی سیرواگ در نروژ با استفاده از روش شبیه سازی مونته کارلو پرداختند. در این تحقیق دو حالت خرابی عرض تخریب[2] و تغییر شکل موج شکن را در نظر گرفتند و نشان دادند که تخمین آسیب رسیده به موج‌شکن سیرواگ بسیار کوچک بوده و این موج‌شکن مقاومت کافی را داشته است.[۳].

در سال ۲۰۱۳ لی و همکاران ارزیابی ریسک برای یک موج شکن شیب‌دار برمبنای روش قابلیت اطمینان برای دو حالت[3] بالاروی موج[4] و پایداری لایه حفاظ موج‌شکن در سناریوهای مختلف تغییر بلندمدت تراز سطح آب به واسطه تغییرات اقلیمی انجام دادند و اثر پارامترهای شیب موج شکن و ارتفاع آزاد[5] را در احتمال خرابی موج‌شکن بررسی نمودند[۴].

در سال ۲۰۱۸ گالیاتساتو و همکاران یک تحلیل بهینه احتمالاتی برای به‌روزرسانی موج شکن توده سنگی دویل در فرانسه به منظور کاهش اثرات تغییرات آب‌وهوایی انجام دادند. با بررسی چهار حالت به‌روزرسانی، در نهایت اضافه کردن یک سکو برای موج‌شکن به عنوان بهینه‌ترین حالت به‌روزرسانی انتخاب شد[۵].

در سال ۲۰۱۹ پونتیکی یک مدل احتمالاتی بیزین[6] برای تخمین احتمال خرابی موج شکن سکویی موجود در قطب شمال با لحاظ پنج حالت خرابی و عدم قطعیت‌های موجود در نظر گرفت. بعد از تعیین احتمال خرابی با استفاده از روش مونته کارلو، با ارائه داده‌های جدید و استفاده از قانون بیز احتمال خرابی به‌روز شد[۶].

در سال ۲۰۲۰ طبرستانی و همکاران برای موج شکن توده سنگی موجود در بندر نوشهر در شمال ایران، یک تحلیل قابلیت اطمینان با استفاده از روش مونته کارلو برای پایداری موج شکن انجام دادند و تغییرات احتمال خرابی را برای طول عمرهای مختلف موج‌شکن بندر نوشهر به دست آوردند[۷].

در سال ۲۰۲۰ دوآن و همکاران پایداری موج‌شکن‌های کیسونی کامپوزیت را با استفاده از رویکرد قابلیت اطمینان مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق برای سه حالت خرابی و با استفاده از سه

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-01-29]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1402.19.39.4.0]
[DOI: 10.61186/marineeng.19.39.50]

روش قابلیت اطمینان، احتمال خرابی برای حالت های مختلف محاسبه شده و محتمل‌ترین حالت‌های خرابی بیان شدند[۸].

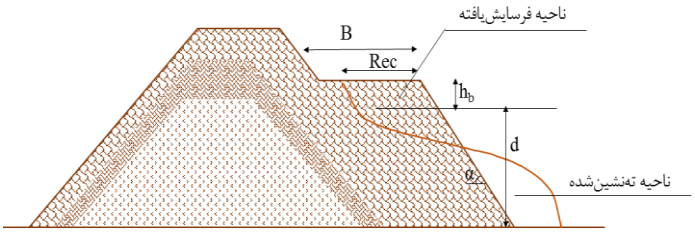
در سال ۲۰۲۱ چو برای موج‌شکن‌های توده‌سنگی یک طراحی برمبنای روش قابلیت اطمینان انجام داد. در این تحلیل از مدل‌های احتمالاتی ارتفاع موج بهینه شده در کره‌جنوبی و همچنین توزیع غیرگوسی برای تیزی موج استفاده شده و احتمال خرابی برای سناریوهای مختلف ارتفاع موج و قطر لایه حفاظ محاسبه شد [۹].

در اکثر تحقیقات قبلی انجام شده در زمینه قابلیت اطمینان موج شکن‌های توده سنگی سنتی و سکویی، از یک یا حداکثر دو رابطه برای تابع حالت حدی استفاده شده است؛ در حالی که روابط تجربی، عموماً اختلاف قابل توجهی با یکدیگر داشته و احتمال خرابی بسیار متفاوتی ارائه می‌نمایند. بنابراین در این تحقیق از شش مدل عرض تخریب سکو برای ارزیابی احتمالاتی پایداری موج شکن بندر شهید بهشتی استفاده شده تا مقایسه احتمالاتی بین مدل‌های مختلف انجام گرفته و دید مناسبی به طراحان در این خصوص ارائه نماید.

موج شکن بندر شهید بهشتی از نوع استاتیکی ایسلندی است. در این تحقیق برای ارزیابی احتمالاتی آن از مدل‌های استاتیکی و شکل‌پذیر استفاده شده تا احتمال خرابی در این مدل‌ها با هم مقایسه شوند. همچنین با ارزیابی مدل‌های مختلف، پارامترهای تأثیرگذار و مهم مشخص گردیده و اثر این پارامترها در محاسبه احتمال خرابی با هم مقایسه می‌شوند.

در این تحقیق در بخش اول به معرفی مدل‌های مختلف پرداخته و سپس در بخش دوم به معرفی عدم قطعیت‌ها در این مدل‌ها و ارزیابی آن به روش قابلیت اطمینان پرداخته می‌شود. در بخش سوم موج‌شکن بندر شهید بهشتی که در این تحقیق مورد بررسی قرار می‌گیرد، معرفی شده و در بخش چهارم متغیرهای تصادفی موجود در مسئله معرفی می‌شوند و در نهایت در بخش پایانی مقایسه احتمالاتی انواع مدل‌های عرض تخریب همراه با تحلیل حساسیت آن‌ها بیان می‌شود.

عرض تخریب همراه با سایر مشخصات مورد استفاده موج‌شکن در تحقیق مطابق شکل ۱ است.



شکل ۱ – عرض تخریب در موج‌شکن‌های توده‌سنگی سکویی

۲- مواد و روش‌ها

۲-۱- مبنای طراحی موج شکن‌های توده سنگی و مدل‌های محاسبه عرض تخریب

بر اساس جدیدترین دسته‌بندی ارائه شده برای موج‌شکن‌های سکویی برمبنای تحقیقات ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶)، موج‌شکن‌های سکویی به چهار دسته کلی مطابق ویژگی‌های معرفی شده در جدول ۱ تقسیم‌بندی می‌شوند[۱۰].

بدین ترتیب و بر اساس این تقسیم‌بندی موج‌شکن‌های سکویی را می‌توان به چهار دسته موج‌شکن‌های ایسلندی با تغییر شکل کم[۷] (HR-IC)، موج‌شکن‌های ایسلندی با تغییر شکل متوسط[۸] (PR-IC)، موج شکن‌های همگن با تغییر شکل متوسط[۹] (PR-MA) و موج‌شکن‌های همگن با تغییر شکل زیاد[۱۰] (FR-MA) تقسیم‌بندی نمود.

جدول ۱- دسته‌بندی انواع موج‌شکن‌های توده‌سنگی سکویی[۱۰]

Breakwater type	Abbreviation	$H_0 = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}}$	S_d	$\frac{Rec}{D_{n50}}$
Hardly reshaping Icelandic-type)	HR-IC	1.7-2.0	2-8	0.5-2
Partly reshaping Icelandic-type	PR-IC	2.0-2.5	10-20	1-5
Partly reshaping mass-armored	PR-MA	2.0-2.5	10-20	1-5
Fully reshaping mass-armored	FR-MA	2.5-3.0	--	3-10

در جدول ۱ پارامتر $\Delta = \rho_s/\rho_w - 1$ که در آن ρ_s و ρ_w به ترتیب چگالی سنگ و آب دریا برحسب تن بر مترمکعب هستند، معرفی می‌گردد. بعلاوه H_s ارتفاع مؤثر موج برحسب متر و D_{n50} قطر اسمی لایه حفاظ موج‌شکن برحسب متر است. همچنین Rec عرض تخریب سکوی موج‌شکن برحسب متر و S_d بیانگر میزان آسیب در موج‌شکن بوده که به صورت نسبت سطح فرسایش یافته به مجذور قطر اسمی لایه حفاظ تعریف می‌شود. همچنین H_0 پارامتر پایداری موج‌شکن بوده که مقدار آن تعیین‌کننده تغییر شکل موج شکن و نوع موج شکن است. بر اساس نوع موج شکن مقدار پارامتر پایداری مشخص شده و بر اساس آن قطر لایه حفاظ تعیین می‌شود. مبنای تعیین عرض سکو در موج‌شکن‌های سکویی، تعیین عرض تخریب است. برای تعیین عرض سکو ابتدا عرض تخریب سکو مشخص شده و سپس برمبنای نوع موج‌شکن که می‌تواند انعطاف‌پذیری آن را مشخص کند، عرض سکو تعیین می‌شود. این مقدار حداقل باید به اندازه یک قطر لایه حفاظ به عرض تخریب اضافه شود[۱۰].

در این تحقیق شش مدل برای تحلیل قابلیت اطمینان موج‌شکن‌های سکویی در نظر گرفته شده است.

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-01-29]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1402.19.39.4.0]
[DOI: 10.61186/marineeng.19.39.50]

۱-۱-۲- مدل تورِم (۲۰۰۷)

تورِم و همکاران در سال ۲۰۰۳ رابطه‌ای تجربی برای محاسبه عرض تخریب در موج شکن‌های سکویی چندلایه (ایزسلندی) ارائه دادند[۱۱] و در سال ۲۰۰۷ با بازبینی و اصلاح آن رابطه، به روابط (۱ تا ۵) برای محاسبه عرض تخریب که برمبنای پارامتر H_0T_0 است، رسیدند[۱۲].

$$\mathbf{H_0T_0 = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}}\sqrt[2]{\frac{g}{D_{n50}}}\,T_m} \quad (۱)$$

$$\frac{Rec}{D_{n50}} = 0.0000027(H_0T_0)^3 + 0.000009(H_0T_0)^2 + 0.11(H_0T_0) - \left(f_{Dn}(f_g) + f_d\left(\frac{d}{D_{n50}}\right)\right)\frac{H_0T_0}{120} \quad (۲)$$

$$\mathbf{f_g = \frac{D_{85}}{D_{15}}} \quad (۳)$$

$$f_{D_n}(f_g) = -9.9f_g^2 + 23.9f_g - 10.5 \quad (۴)$$

$$f_d\left(\frac{d}{D_{n50}}\right) = -0.16\left(\frac{d}{D_{n50}}\right) + 4.0 \quad (۵)$$

در این روابط T_m پریود میانگین موج برحسب ثانیه، D_{85} و D_{15} قطری از لایه حفاظ هستند که به ترتیب ۸۵ و ۱۵ درصد قطر اسمی سنگ‌ها از این مقدار کمتر هستند. همچنین پارامتر d عمق آب در محل موج‌شکن برحسب متر و g شتاب جاذبه زمین برحسب متر بر مجذور ثانیه هستند.

در رابطه (۱) پارامتر H_0T_0، پارامتری است که در استاندارد PIANC[۱۳] برای دسته‌بندی موج‌شکن‌های سکویی مورد استفاده قرار گرفته است و اثر پریود موج را در تغییر شکل موج‌شکن در نظر می‌گیرد. ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶) بیان کردند که برای موج‌شکن‌های استاتیکی سکویی، اثر پریود موج ناچیز می‌باشد[۱۰].

۲-۱-۲- مدل مقیم و همکاران (۲۰۱۱)

تحقیقات مقیم در سال ۲۰۰۹ رابطه‌ای برای موج‌شکن‌های سکویی ارائه داد که در آن از پارامتر جدیدی برای تعریف عدد پایداری استفاده کرد[۱۴]. مقیم و همکاران در سال ۲۰۱۱ با اصلاح این رابطه، عرض تخریب بدون بعد در موج‌شکن‌های سکویی را به صورت روابط (۶ تا ۸) بیان نمودند[۱۵].

$$\mathbf{H_0\sqrt{T_0} = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}}\sqrt[4]{\frac{g}{D_{n50}}}\sqrt{T_m}} \quad (۶)$$

$$\mathbf{\frac{Rec}{D_{n50}} = \left(10.4\left(H_0\sqrt{T_0}\right)^{0.14} - 13.6\right)\left(1.61 - \exp\left(-2.2\left(\frac{N}{3000}\right)\right)\right) \times \left(\frac{h_b}{H_s}\right)^{-0.2}\left(\frac{d}{D_{n50}}\right)^{0.56} \quad for\ H_0\sqrt{T_0} < 17} \quad (۷)$$

$$\frac{Rec}{D_{n50}} = \left(0.089H_0\sqrt{T_0} + 0.49\right)\left(1.61 - \exp\left(-2.2\left(\frac{N}{3000}\right)\right)\right) \times \left(\frac{h_b}{H_s}\right)^{-0.2}\left(\frac{d}{D_{n50}}\right)^{0.56} \quad for\ H_0\sqrt{T_0} \geq 17 \quad (۸)$$

در رابطه بالا N تعداد امواج در یک طوفان بوده که برابر نسبت طول تداوم امواج (t) به پریود میانگین موج (T_m) است. پارامتر h_b فاصله سکوی موج‌شکن تا تراز سطح آب طراحی می‌باشد. $H_0\sqrt{T_0}$ پارامتر پایداری جدیدی بوده که در روابط مقیم و همکاران (۲۰۱۱) مورد استفاده قرار گرفته است و در مقایسه با مدل تورِم (۲۰۰۷) اثر پریود موج کاهش پیدا کرده است.

۳-۱-۲- مدل لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱۴)

لیک اندرسن و همکاران در سال ۲۰۱۴ مدلی را ارائه نمودند[۱۶] که اصلاح شده مدل سال ۲۰۰۹ لیک اندرسن و بورخارت است[۱۷]. این رابطه جامع‌ترین مدل در محاسبه عرض تخریب در موج‌شکن‌های توده‌سنگی بوده و پارامترهای مختلفی را در نظر می‌گیرد. این مدل تأثیر عرض تخریب سکوی موج‌شکن را تحت پریود موج (f_{H0})، عمق آب (d)، شیب جلوی موج‌شکن (α)، تعداد امواج (f_N)، دانه‌بندی سنگ‌ها ($f_{grading}$)، ارتفاع سکو (h_b) و جهت امواج (f_β) در نظر می‌گیرد.

$$\mathbf{\frac{Rec}{D_{n50}} = f_{hb}\left[\frac{2.2h_t^* - 1.2h_s}{h_t^* - h_b}f_Nf_\beta f_{H_0}f_{grading} + \frac{(\cot\alpha - 1.05)}{2D_{n50}}.(h_b - h_t^*)\right]} \quad (۹)$$

$$h_s = 0.65H_sS_{0m}^{-0.3}f_Nf_\beta \quad (۱۰)$$

$$f_N = \left(\frac{N}{3000}\right)^{\varphi} \quad (۱۱)$$

$$\varphi = \begin{cases} 0.30 & for\ \ H_0\sqrt{T_0} \leq 24 \\ 0.64 - 0.0143H_0\sqrt{T_0} & for\ \ 24 < H_0\sqrt{T_0} < 40 \\ 0.07 & for\ \ H_0\sqrt{T_0} \geq 40 \end{cases} \quad (۱۲)$$

$$f_\beta = cos(\beta) \quad (۱۳)$$

$$f_{grading} = \begin{cases} 1 & for\ f_g \leq 1.5 \\ 1.43f_g + 0.355 & for\ 1.5 < f_g < 2.5 \\ 0.07 & for\ f_g \geq 2.5 \end{cases} \quad (۱۴)$$

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-01-29]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1402.19.39.4.0]
[DOI: 10.61186/marineeng.19.39.50]

$$f_{H0} \overset{\min}{\Longrightarrow} \begin{cases} -4.7.10^{-5}\left(H_0\sqrt{T_0}\right)^4 + 1.6.10^{-3}\left(H_0\sqrt{T_0}\right) \\ +2.2.10^{-2}\left(H_0\sqrt{T_0}\right)^2 + 3.8.10^{-2}\left(H_0\sqrt{T_0}\right) \\ 0.429H_0\sqrt{T_0} + 12.0 \end{cases} \quad (۱۵)$$

$$f_{hb} = \begin{cases} 1 & \text{for} \quad \frac{h_b}{H_s} \le 0.1 \\ 1.18.\exp\left(-1.64.\frac{h_b}{H_s}\right) & \text{for} \frac{h_b}{H_s} > 0.1 \end{cases} \quad (۱۶)$$

$$h_t^* = min\left(h_t \ ; \ \sqrt{\frac{2Rec_1}{cot(\alpha_d) - 1.05}}.(1.2h_s - 2.2h_{b*}) + h_{b*}^2\right) \quad (۱۷)$$

$$\mathbf{h_{b*} = min(h_b \ ; \ 0.0)} \quad (۱۸)$$

$$\frac{Rec_1}{D_{n50}} = f_{H0}.f_\beta.f_N.f_{grading} \quad (۱۹)$$

در روابط (۹ تا ۱۸) S_{0m} تیزی موج بوده که برابر نسبت ارتفاع شاخص موج به طول موج در آب عمیق (L_0) است. h_t عمق آب در بالای پنجه موج‌شکن بوده که برای موج‌شکن‌های بدون پنجه برابر با همان عمق آب (d) است. همچنین β زاویه بین جهت موج و راستای عمود بر بدنه موج‌شکن و α زاویه شیب موج‌شکن می‌باشد. در این روابط h_b در حالتی که تراز سکو در بالای تراز آب طراحی است، به صورت منفی بوده و بقیه پارامترها مشابه با مدل‌های مقیم و همکاران (۲۰۱۱) و تورم (۲۰۰۷) هستند.

۴-۱-۲- مدل مقیم و علیزاده (۲۰۱۴)

مقیم و علیزاده در سال ۲۰۱۴ رابطه تجربی جدیدی برای محاسبه عرض تخریب سکوی موج‌شکن برمبنای ماکزیمم شار مومنتوم در نزدیک پنجه موج‌شکن ارائه نمود که این رابطه مبنای فیزیکی بیشتری نسبت به دیگر روابط دارد[۱۸]. در این روش از تئوری موج عددی فوریه برمبنای تحقیقات هیوج (۲۰۰۴) برای تخمین شار مومنتوم امواج غیرخطی استفاده شده است[۱۹].

$$\mathbf{A_0 = 0.639\left(\frac{H_s}{d}\right)^{2.026}} \quad (۲۰)$$

$$A_1 = 0.180\left(\frac{H_s}{d}\right)^{-0.391} \quad (۲۱)$$

$$M_F = \rho_w g d^2 A_0 \left(\frac{d}{gT_p^2}\right)^{-A_1} \quad (۲۲)$$

$$N_m = \sqrt{\frac{M_F}{\Delta\rho_w g D_{n50}^2}} \quad (۲۳)$$

$$\frac{Rec}{D_{n50}} = (2.9N_m - 7.2)\left[1.61 - \exp\left(-2.2\left(\frac{N}{3000}\right)\right)\right]\left(\frac{h_b}{H_s}\right)^{-0.2} \quad (۲۴)$$

در رابطه (۲۲) M_F ماکزیمم شار مومنتوم و N_m پارامتری مشابه با عدد پایداری ا ست که بر ا ساس شار مومنتوم تعریف می شود. در این مدل برعکس ســه مدل قبل از پریود پیک T_p برای این رابطه طبق تو صیه هیوج (۲۰۰۴) ا ستفاده شده ا ست[۱۹]. بر ا ساس اســتـانـدارد EuroTop2007 رابطـه $T_p = 1.1T_m$ بین پریود میانگین طیفی و پریود پیک برقرار است[۲۰].

۵-۱-۲- مدل ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶)

ون در میر و سیگاردرسن با برازش جدیدی روی داده‌های متفاوتی از محققین مختلف، رابطه‌ای ساده و جدیدی را بد ست آوردند که در آن مقدار عرض تخریب بدون بعد فقط تابعی از عدد پایداری H_0است[۱۰]. این دو نشان دادند که برای موج‌شکن‌های استاتیکی اثر پریود موج باید خیلی کمتر یا درجهت مخالف این روند در نظر گرفته شــود. همچنین نشــان دادند که با در نظر گرفتن پارامتر H_0T_0 به جای پارامتر H_0 پراکندگی داده‌ها افزایش یافته و نتایج قابل قبول نخواهد بود[۱۰]. این مدل ساده‌ترین رابطه را دا شته و برمبنای رابطه (۲۵) بیان می‌شود.

$$\mathbf{\frac{Rec}{D_{n50}} = 1.6(H_0 - 1)^{2.5}} \quad (۲۵)$$

بررسی های ون درمیر و سیگارد سن نشان می‌دهد این مدل برای حالت‌های بارهای خیلی شدید مقدار عرض تخریب را کمی بیشتر از مقدار واقعی برآورد می‌کند[۱۰].

۶-۱-۲- مدل احسانی و همکاران (۲۰۲۰)

احسانی و همکاران پایداری هیدرولیکی موج‌شکن‌های سکویی چندلایه (ایسلندی) را از طریق پارامتر سطح فرسایش یافته (S_d) بررسی نمودند[۲۱]. آن‌ها از پارامتر بدون بعد جدیدی برای شکست امواج استفاده کرده و همچنین رابطه‌ای برای تعیین پارامتر سطح فرسایش یافته از عرض تخریب و عمق فرسایش یافته (h_f) ارائه نمودند.

$$\mathbf{S_d = 3.59 \times 10^{-4}\, N_{sn}^{4.52}(\tan\alpha)^{2.64}\left(\frac{B}{D_{n50}}\right)^{-1} \times \left(\frac{h_b}{D_{n50}}\right)^{0.5}\left(\frac{d}{D_{n50}}\right)^2\left[0.025 + \exp\left(\left(-0.557H_0\sqrt{T_0} + 2.97\right)\left(\frac{h_I}{H_s}\right)\right)\right]} \quad (۲۶)$$

$$\mathbf{for \quad \xi \le 4.2 \ (Plunging\ waves)}$$

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-01-29]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1402.19.39.4.0]
[DOI: 10.61186/marineeng.19.39.50]

$$S_d = 1.63 \times 10^{-6}\, N_{sn}^{6.94} (\tan\alpha)^{2.64} \left(\frac{B}{D_{n50}}\right)^{-1} \times \left(\frac{h_b}{D_{n50}}\right)^{0.5} \left(\frac{d}{D_{n50}}\right)^{2} \left[0.025 + exp\left(\left(-0.557 H_0\sqrt{T_0} + 2.97\right)\left(\frac{h_I}{H_s}\right)\right)\right] \quad \text{for} \quad \xi > 4.2 \text{ (Surging waves)} \tag{۲۷}$$

$$f(N_{sn}) \propto N_{sn} = \left(H_0\sqrt{T_0}\right)\xi^{0.1} \quad \text{for} \quad \xi \le 4.2 \tag{۲۸}$$

$$f(N_{sn}) \propto N_{sn} = \left(H_0\sqrt{T_0}\right) \quad \text{for} \quad \xi > 4.2 \tag{۲۹}$$

$$S_d = \frac{Rec}{D_{n50}}\left(\frac{h_b}{D_{n50}} + 0.7\frac{h_f}{D_{n50}}\right) \tag{۳۰}$$

$$\frac{h_f}{D_{n50}} = 0.145\left(\frac{d}{D_{n50}}\right)^{1.332}\left(\frac{h_b}{D_{n50}}\right)^{-0.358} \tag{۳۱}$$

در این مدل ابتدا پارامتر سطح فرسایش یافته(S_d) مشخص شده و با استفاده از آن و همچنین عمق فرسایش یافته(h_f)، عرض تخریب سکو(Rec) مشخص می‌گردد. همچنین پارامتر h_I ارتفاع لایه آرمور اصلی می‌باشد.

در مقایسه مدل‌های مختلف، مدل لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱۴) با ۱۱ پارامتر بیشترین پارامترهای ورودی را داشته و مدل احسانی و همکاران (۲۰۲۰) با نه پارامتر، مدل های مقیم و همکاران (۲۰۱۱) و مقیم و علیزاده (۲۰۱۴) و تورم (۲۰۰۷) با هفت پارامتر، عرض تخریب سکو را محاسبه می‌کنند. همچنین مدل ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶) با چهار پارامتر کمترین تعداد پارامترها را در بین مدل‌ها داشته و ساده‌ترین مدل می‌باشد. پارامتر h_b که یکی از مهم‌ترین پارامترها در تعیین عرض سکو می‌باشد، در مدل‌های تورم (۲۰۰۷) و ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶) تأثیرگذار نبوده و همچنین پارامتر عمق آب نیز در مدل ون در میر و سیگاردر سن (۲۰۱۶) حضور ندارد. همچنین پارامتر ارتفاع لایه حفاظ اصلی (h_I) فقط در مدل احسانی و همکاران (۲۰۲۰) و پارامتر جهت موج (β) فقط در مدل لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱۴) استفاده شده است.

۲-۲- عدم قطعیت‌ها در طراحی موج‌شکن و روش قابلیت اطمینان

۲-۲-۱- عدم قطعیت‌ها

عدم قطعیت[۱۱] موجود در روابط تجربی می‌تواند ناشی از عوامل مختلفی باشد که برای در نظرگیری این عدم قطعیت ها از متغیرهای تصادفی با یک توزیع احتمالاتی مشخص استفاده می‌شود. این عدم قطعیت می‌تواند عمدتاً ناشی از تصادفی بودن طبیعت کمیت‌های فیزیکی موجود در مسئله باشد. در تحلیل قابلیت اطمینان سازه‌های ساحلی، عدم قطعیت‌های موجود را می‌توان ناشی از سه عامل کلی عدم قطعیت مرتبط با مدل، عدم قطعیت مرتبط با پارامترهای محیطی و عدم قطعیت مرتبط با پارامترهای سازه‌ای دانست[۲۲].

۲-۲-۱-۱- عدم قطعیت مرتبط با مدل

مدل‌های فیزیکی عرض تخریب ارائه شده توسط محققین مختلف در بخش‌های قبلی اصولاً برمبنای برازش بر روی داده‌های تجربی مختلف به دست آمده و نشان می‌دهد که دارای یک عدم قطعیت کلی در نوع مدل معرفی شده هستند.[۲۲].

بنابراین عدم قطعیت مرتبط با این مدل ها باید در تحلیل های قابلیت اطمینان در نظر گرفته شود.

۲-۲-۱-۲- عدم قطعیت مرتبط با پارامترهای محیطی

عدم قطعیت مرتبط با پارامترهای محیطی می‌تواند ناشی از عوامل مختلفی باشد که مطابق با استاندارد CEM 2011 به صورت زیر بیان می‌شوند[۲۲]:

- ماهیت تصادفی ذاتی پارامترهای محیطی دریایی از قبیل ارتفاع موج, پریود موج, عمق آب, سرعت باد
- خطاها و متنوع بودن روش های محاسباتی مانند الگوریتم‌های تحلیل‌های زمانی و مدل‌های پیش‌بینی و عددی و کیفیت داده‌های ورودی مانند داده‌های باد
- انتخاب توزیع‌های آماری برای امواج بلندمدت که توزیع آن‌ها نامشخص است و داده‌های موجود بسیار کم است.
- عدم قطعیت مرتبط با برون‌یابی از نمونه‌های کم، مرتبط با رخدادهایی که احتمال وقوع آن‌ها کم است.

در استاندارد CEM 2011 جدولی برای ضریب تغییرات متغیرهای محیطی در شرایط مختلف در صورت عدم کمبود اطلاعات کافی ارائه شده است که برای عدم قطعیت‌های ارتفاع و پریود موج از این جدول استفاده می‌شود[۲۲].

۲-۲-۱-۳- عدم قطعیت مرتبط با پارامترهای سازه‌ای

عدم قطعیت‌های مرتبط با پارامترهای سازه‌ای شامل پارامترهای مرتبط با نوع ماده (مانند چگالی و وزن سنگ) و پارامترهای هندسی (مانند شیب سازه) باید در نظر گرفته شوند؛ اما به طور کلی عدم قطعیت‌های پارامترهای سازه‌ای بسیار کمتر از عدم قطعیت پارامترهای محیطی است[۲۲].

۲-۲-۲- روش قابلیت اطمینان[۱۲]

قابلیت اطمینان در مفهوم، بیانگر مکمل احتمال خرابی است. یک مسئله قابلیت اطمینان دارای دو جزء اصلی است. بخش اول متغیرهای تصادفی که عدم قطعیت موجود در مسئله را بیان

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-01-29]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1402.19.39.4.0]
[DOI: 10.61186/marineeng.19.39.50]

می‌کنند و بخش دوم یک یا چند تابع حالت حدی که نشان‌دهنده مرز بین کارایی و عدم کارایی است. با استفاده از روش قابلیت اطمینان می‌توان تمامی عدم قطعیت‌های گفته شده را به صورت متغیرهای تصادفی معرفی نمود و با توجه به تعریف تابع حالت حدی، احتمال خرابی (کارایی یا عدم کارایی) یک سازه دریایی را به دست آورد.

در یک مسئله قابلیت اطمینان پایه اگر تابع توزیع احتمال چگالی بار (تقاضا) و مقاومت (ظرفیت) را به ترتیب با $f_S(s)$ و $f_R(r)$ نمایش دهیم، خرابی را می‌توان حالتی بیان نمود که بار (S) از مقاومت (R) بیشتر شود؛ بنابراین احتمال خرابی در این سازه‌های دریایی را می‌توان به صورت رابطه (۳۱) بیان نمود.

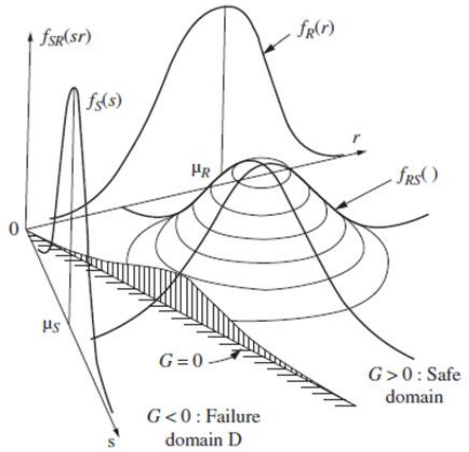
$$\boldsymbol{P_f = P(R \le S) = P(R - S \le 0) = P\left(\frac{R}{S} \le 1\right)} \qquad (۳۲)$$

در حالت کلی برای توابع حالت حدی پیچیده به صورت مدل‌های (۱ تا ۳۱) این رابطه را می‌توان به صورت زیر نوشت.

$$\boldsymbol{P[G(R,S) \le 0]} \qquad (۳۳)$$

که در این رابطه متغیرهای تصادفی زیادی در R و S دخیل بوده و G نشان‌دهنده رابطه بین این متغیرها است. تابع حالت حدی برای محاسبه احتمال خرابی باید روی تابع توزیع مشترک مقاومت و بارگذاری در بخش‌هایی که تابع حالت حدی منفی است، انتگرال‌گیری شود. مطابق شکل ۳، خط G=0 مرز خرابی و ایمنی را مشخص می‌کند. در ناحیه G>0 روی توزیع مشترک، سازه ایمن بوده و ناحیه G<0 روی توزیع مشترک بخشی را نشان می‌دهد که در آن خرابی یا شکست اتفاق می‌افتد. در روش قابلیت اطمینان، β شاخص قابلیت اطمینان[۱۳] نامیده می‌شود و بیانگر تعداد انحراف معیار از میانگین تا مرز خرابی است.[۲۳].

محاسبه شاخص قابلیت اطمینان و احتمال خرابی به روش مستقیم امکان‌پذیر نبوده و یا بسیار مشکل است. به همین منظور روش‌های عددی مؤثری برای محاسبه احتمال خرابی و همچنین تحلیل حساسیت ارائه شده است[۲۴].



شکل ۳- توزیع حاشیه‌ای بار و مقاومت و توزیع مشترک آن‌ها همراه با تابع حالت حدی[۱]

۱-۲-۲-۲- روش‌های مبتنی بر شاخص قابلیت اطمینان: در این روش‌ها تابع توزیع مشترک متغیرها که دارای توزیع دلخواه هستند به فضای استاندارد نرمال تبدیل می‌شوند؛ زیرا فضای استاندارد نرمال دارای تقارن چرخشی و شعاعی بوده و در محاسبه شاخص قابلیت اطمینان مؤثر است[۲۳]. برای محاسبه شاخص قابلیت اطمینان روش‌های مختلفی استفاده می‌شود که در ادامه مختصر بیان می‌شود [۲۴]:

۱- روش FORM[14]: در این روش تابع حالت حدی به صورت یک خط تقریب زده می‌شود. به علت اینکه نزدیک‌ترین نقطه روی خط G=0 تا مبدأ دارای بیشترین چگالی احتمال نسبت به سایر نقاط روی این خط است، خطی‌سازی تابع حالت حدی در این نقطه انجام می‌شود که اصطلاحاً به آن نقطه طراحی[۱۵](نقطه بیشترین احتمال) گفته می‌شود [۲۴].

۲- روش SORM[16]: در این روش تابع حالت حدی به جای یک خط با یک معادله درجه دوم (سهمی) در نقطه طراحی تقریب زده می‌شود. برای توابع حالت حدی غیرخطی، انحنای تابع شرایط حدی وارد محاسبات شاخص قابلیت اطمینان شده و می‌تواند پاسخ بهتری نسبت به روش FORM ارائه نماید [۲۴].

۲-۲-۲-۲- روش های نمو نه‌گیری: روش‌های نمونه‌گیری، ساده‌ترین، دقیق‌ترین و پر تکرارترین روش‌های محاسبه احتمال خرابی است. در این روش‌ها به تعداد کافی اعداد به صورت تصادفی و بر اساس توزیع متناظرشان تولید می‌شوند. هر بار تولید یک بردار تصادفی را یک نمونه می‌نامند. از جمله این روش‌ها روش نمونه‌گیری مونته کارلو[۱۷] (MCS) و نمونه‌گیری با اهمیت[۱۸] (IS) است. در روش مونته کارلو، نمونه‌ها حول مبدأ تابع حالت حدی تولید شده و با توجه به تعداد نمونه‌هایی که در ناحیه خرابی می‌باشند، احتمال خرابی به دست می‌آید. در نمونه‌گیری با اهمیت، نمونه‌ها به‌جای تولید حول میانگین، حول نقطه طراحی که نزدیک ناحیه خرابی می‌باشد، تولید می شوند و باعث می شود تعداد نمونه بیشتری در ناحیه خرابی تولید شود. به همین منظور در روش نمونه‌گیری با اهمیت در مجموع به تعداد نمونه بسیار کمتری برای محاسبه احتمال خرابی نیاز است[۱۵].

در این تحقیق از چهار روش FORM، SORM، MCS و IS استفاده شده است. در مقایسه روش‌های ارائه شده برای محاسبه احتمال خرابی می‌توان بیان نمود که روش‌های FORM و SORM دارای حجم محاسبات بسیار کمتری نسبت به روش‌های نمونه‌گیری هستند. این حجم کمتر محاسبات ناشی ازتقریب تابع شرایط حدی با خط یا سهمی بوده و با توجه به نوع انحنای تابع

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-01-29]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1402.19.39.4.0]
[DOI: 10.61186/marineeng.19.39.50]

شرایط حدی، این تقریب‌ها ممکن است منجر به نتایجی دست بالا یا دست پایین گردند. استفاده از روش MCS عموماً روشی زمان‌بر بوده و برای کنترل نتایج سایر روش‌ها کاربرد دارد. از روش IS نیز به منظور کاهش حجم محاسبات در مقایسه با روش MCS استفاده می‌شود.

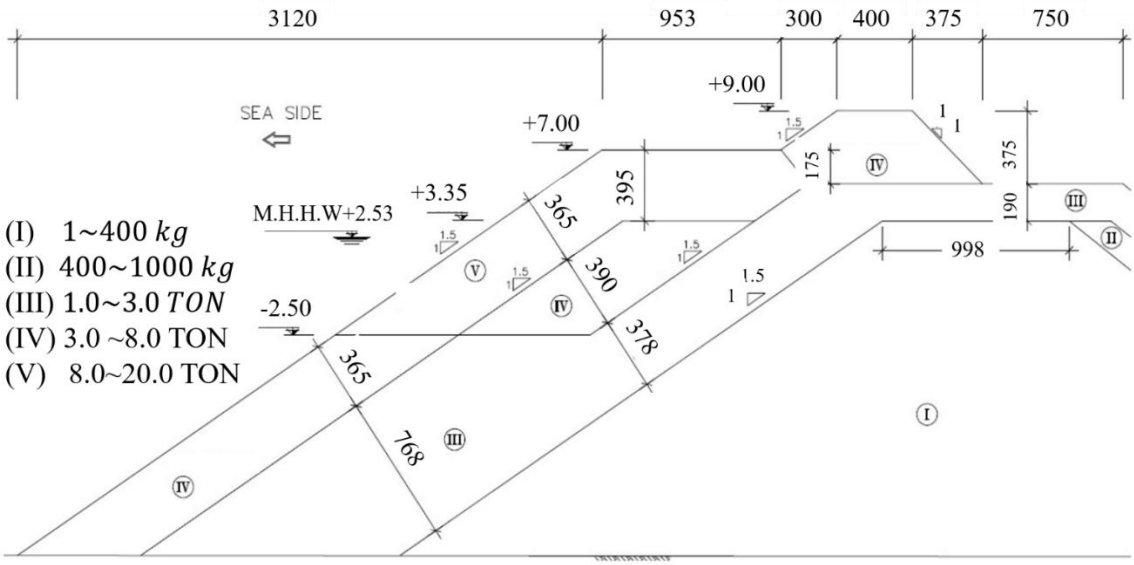
۳-۲-۲-۲- بردار اهمیت α: یکی از مزایای اصلی روش‌های قابلیت اطمینان، مشخص نمودن میزان تأثیر هر پارامتر در تابع حالت حدی است. بردار اهمیت α، اهمیت هر متغیر تصادفی در تابع حالت حدی را نشان می‌دهد؛ به عبارت دیگر سهم هر متغیر تصادفی در واریانس تابع حالت حدی به اندازه α^2 است. این بردار مطابق رابطه (۳۳) محاسبه می‌شود.

$$\boldsymbol{\alpha} = -\frac{\boldsymbol{\nabla G(u)}}{\|\boldsymbol{\nabla G(u)}\|} \quad (۳۴)$$

اگر $\alpha_i > 0$ متغیر از نوع بار بوده به این صورت که اگر میانگین آن افزایش یابد، احتمال خرابی افزایش می یابد. اگر $\alpha_i < 0$ متغیر از نوع مقاومت است. به این صورت که با افزایش میانگین آن، احتمال خرابی کاهش یافته و شاخص قابلیت اطمینان افزایش می‌یابد[۲۵].

۳-۲- موج‌شکن مورد مطالعه: موج‌شکن بندر شهید بهشتی

بندر شهید بهشتی چابهار اولین بندر اقیانوسی ایران و دروازه کریدور شرق-غرب و شمال-جنوب است. این بندر به دلیل موقعیت جغرافیایی خاص آن یک بندر بسیار مهم و استراتژیک بوده و نزدیک‌ترین و با صرفه‌ترین راه دسترسی کشورهای آسیای میانه مانند افغانستان و ترکمنستان به آب‌های آزاد جهان است[۲۶]. مقطع اصلی موج‌شکن بندر شهید بهشتی در شکل ۴ مشخص شده است.



شکل ۴- مقطع بدنه اصلی موج‌شکن بندر شهید بهشتی[۲۶]

موج‌شکن بندر شهید بهشتی از نوع موج‌شکن سکویی ایسلندی با تغییر شکل متوسط (PR-IC) است. طول کلی آن ۱۴۷۰ متر بوده و تمام مقاطع آن مطابق شکل ۴ است. این مقطع دارای پنج لایه لایه حفاظ متفاوت است. لایه پنجم آن که در معرض امواج اصلی قرار می‌گیرد، دارای وزن لایه حفاظ بین هشت تا ۲۰ تن است. چگالی سنگ مورد استفاده شده در این موج‌شکن به طور میانگین حدود دو تن بر مترمکعب بوده و عرض سکوی موج‌شکن برابر ۹/۵۳ متر می‌باشد. همچنین تراز تاج و سکوی موج‌شکن به ترتیب برابر نُه و هفت متر نسبت به تراز مبنا است. با وجود اینکه تمامی مقاطع موجود در بندر شهید بهشتی یکسان هستند اما عمق آب در پای موج‌شکن بر اساس بیشترین مقدار مد از نخستین مقطع تا مقطع قبل از هد موج‌شکن از مقدار ۱۴/۵۵ متر تا ۱۶/۹۵ متر تغییر می‌کند[۲۶].

۴-۲- توابع حالت حدی و متغیرهای تصادفی

همان‌طور که در بخش روش قابلیت اطمینان بیان شد برای محاسبه احتمال خرابی و شاخص قابلیت اطمینان، بایستی ابتدا متغیرهای تصادفی و سپس تابع حالت حدی که رویداد فراگذشت از یک مقدار مشخص را بیان می‌کند، تعریف شود. متغیرهای تصادفی در این تابع حالت حدی شامل ارتفاع موج، پریود موج، تعداد امواج، عمق آب، فاصله سکو تا سطح آب، دانه‌بندی لایه حفاظ، چگالی آب، چگالی لایه حفاظ، شیب موج‌شکن، زاویه برخوردی موج به موج‌شکن و عدم قطعیت مدل هستند. برای

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-01-29]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1402.19.39.4.0]
[DOI: 10.61186/marineeng.19.39.50]

مشخص کردن این رویداد در حالت خرابی عرض تخریب سکو از مقدار مجاز عرض تخریب که حداکثر می‌تواند برابر با عرض سکو باشد، استفاده می‌شود؛ بنابراین تابع حالت حدی برای تمامی روابط به صورت رابطه (۳۵) مورد استفاده قرار می‌گیرد.

$$g = Rec_{all} - Rec \Rightarrow g = B - Rec\left(H_s \text{ و } T_m \text{ و} \ldots\right) \quad (۳۵)$$

برای تمامی مدل‌ها توابع حالت حدی مطابق جدول ۲ است.

جدول ۲- توابع حالت حدی برای مدل‌های تورم (۲۰۰۷)، مقیم و همکاران (۲۰۱۱) ، لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱٤)، مقیم و علیزاده (۲۰۱٤)، ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱٦) و احسانی و همکاران (۲۰۲۰)

نام مدل	تابع حالت حدی
تورم (۲۰۰۷)	$g_1 = B - Rec_1\left(H_s \text{ و } T_m \text{ و } \Delta \text{ و } D_{n50} \text{ و } f_g \text{ و } d \text{ و } \lambda_1\right)$
مقیم و همکاران (۲۰۱۱)	$g_2 = B - Rec_2\left(H_s \text{ و } T_m \text{ و } \Delta \text{ و } D_{n50} \text{ و } N \text{ و } h_b \text{ و } d \text{ و } \lambda_2\right)$
لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱۴)	$g_3 = B - Rec_3\left(H_s \text{ و } T_m \text{ و } \Delta \text{ و } D_{n50} \text{ و } f_g \text{ و } d \text{ و } h_b \text{ و } \alpha \text{ و } \beta \text{ و } N \text{ و } S_{0m} \text{ و } \lambda_3\right)$
مقیم و علیزاده (۲۰۱۴)	$g_4 = B - Rec_4\left(H_s \text{ و } T_p \text{ و } \Delta \text{ و } D_{n50} \text{ و } N \text{ و } h_b \text{ و } d \text{ و } \lambda_4\right)$
ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶)	$g_5 = B - Rec_5\left(H_s \text{ و } \Delta \text{ و } D_{n50} \text{ و } \lambda_5\right)$
احسانی و همکاران (۲۰۲۰)	$g_6 = B - Rec_6\left(H_s \text{ و } T_m \text{ و } \Delta \text{ و } D_{n50} \text{ و } h_f \text{ و } d \text{ و } h_b \text{ و } \alpha \text{ و } \xi \text{ و } h_l \text{ و } \lambda_6\right)$

جزء اصلی دیگری که در یک تحلیل قابلیت اطمینان باید مشخص شود، بحث متغیرهای تصادفی و توزیع احتمال آن‌ها است. در هر یک از مدل‌ها تعیین عرض تخریب تابعی از متغیرهای تصادفی مختلف بوده که مطابق با جدول ۲ مشخص شده‌اند. در این مدل‌ها، Δ تابعی از چگالی آب و چگالی لایه حفاظ، f_g تابعی از D_{85} و D_{15}، S_{0m} تابعی از پریود و ارتفاع موج و N تابعی از مدت زمان طوفان و پریود موج است. مهم‌ترین پارامتر در تعیین عرض تخریب، پارامتر ارتفاع موج است. بر اساس تحلیل انجام گرفته روی داده‌های امواج در بازه زمانی ۲۰۰۷-۱۹۸۷، بهترین توزیع موجود برای ارتفاع موج، توزیع لوگ‌نرمال است[۲۷]. همچنین بر اساس توصیه استاندارد CEM[۲۲] به دلیل همبستگی بین ارتفاع و پریود موج، پریود موج بر اساس ارتفاع مؤثر موج تعیین شده و توزیع آن به صورت توزیع نرمال در نظر گرفته شد. ضرایب تغییرات ارتفاع و پریود موج نیز بر طبق این استاندارد تعیین شدند. ارتفاع و پریود موج بر اساس دوره بازگشت ۱۰۰ ساله که به صورت معمول برای طراحی موج شکن‌ها از جمله موج شکن بندر شهید بهشتی به کار می‌رود در نظر گرفته شد. همچنین با توجه به توزیع جرم لایه حفاظ اصلی موج‌شکن، برای مقطع بدنه موج شکن تحلیل آماری انجام گرفت. بر اساس تحلیل آماری انجام گرفته در نرم‌افزار EasyFit و بر اساس معیار کلموگراف – اسمیرنوف توزیع احتمال جرم لایه حفاظ مقطع بدنه موج شکن به صورت توزیع لوگ نرمال سه پارامتره در نظر گرفته شد. همچنین عدم قطعیت مرتبط با مدل‌های آماری از مدل اول تا مدل ششم به صورت متغیرهای تصادفی λ_1 تا λ_6 بر اساس توصیه استاندارد CEM [۲۲] بیان شد. کلیه متغیرهای تصادفی همراه با توزیع آن‌ها در جدول ۳ مشخص شده است.

جدول ۳- متغیرهای تصادفی و مشخصات آماری این متغیرها و نوع تابع توزیع احتمال

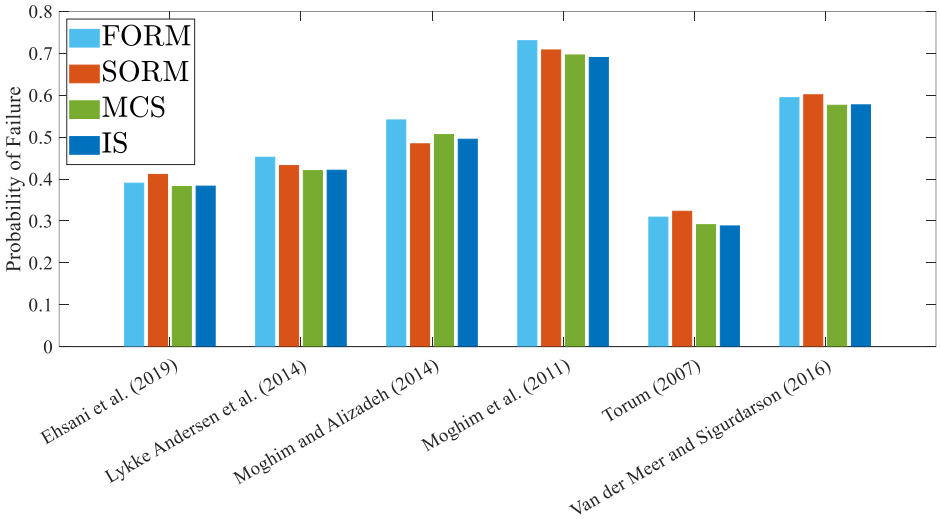
متغیر تصادفی	نوع توزیع	میانگین	ضریب تغییرات
H_s(m)	لوگ‌نرمال	۵/۰۰	۰/۱۵
T_m(sec)	نرمال	۱۱/۴۳	۰/۱
M_{50}(ton)	لوگ‌نرمال	۱۶/۶	۰/۳۲
ρ_s(t/m^3)	نرمال	۲	۰/۰۴
ρ_w(t/m^3)	نرمال	۱/۰۳	۰/۰۱
β(degree)	نرمال	۲۵	۰/۲
Cotα	نرمال	۱/۵	۰/۰۵
f_g	نرمال	۱/۲۵	۰/۰۵
t(sec)	نرمال	۲۱۶۰۰	۰/۰۵
d(m)	ثابت	۱۶/۹۵	
h_b(m)	ثابت	۳/۸۵	
h_l(m)	ثابت	۹/۵	
$\lambda_{1,2,3,4,6}$	نرمال	۱	۰/۱۵
λ_5	نرمال	۲/۶	۰/۱

۳- نتایج و بحث

۳-۱- ارزیابی احتمال خرابی مدل‌های مختلف عرض تخریب

بر اساس متغیرهای تصادفی موجود و تابع حالت حدی عرض تخریب سکوی موج‌شکن، تحلیل قابلیت اطمینان با استفاده از روش های FORM، SORM، MCS و IS انجام شد. نتایج احتمال خرابی در شکل ۵ ارائه شده است. مشاهده می شود که احتمال خرابی روش‌های FORM و SORM نزدیک به همدیگر بوده و در مقایسه با روش MCS حداکثر اختلاف ۰/۴ در روش FORM و ۰/۳ در روش SORM دیده می‌شود. همچنین روش FORM در تمامی مدل‌ها، مقدار احتمال خرابی را بیش از روش MCS ارائه می‌نماید. برای دو روش MCS و IS تعداد نمونه‌ها تا رسیدن به ضریب تغییرات ۰/۰۰۵ تعیین شده‌اند. در مدل‌های مختلف با توجه به تابع حالت حدی و متغیرهای تصادفی، تعداد نمونه‌ها متفاوت می‌باشد.

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-01-29]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1402.19.39.4.0]
[DOI: 10.61186/marineeng.19.39.50]



شکل ۵- احتمال خرابی سکوی موج‌شکن در مدل‌های تورم (۲۰۰۷)، مقیم و همکاران (۲۰۱۱)، لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱۴)، مقیم و علیزاده (۲۰۱۴)، ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶)، احسانی و همکاران (۲۰۲۰)

مقایسه احتمال خرابی به دست آمده در روش‌های FORM و SORM نشان می‌دهد که بسته به رفتار خطی یا غیرخطی تابع شرایط حالت حدی روش SORM ممکن است اختلاف کمتر یا بیشتری نسبت به روش FORM در مقایسه با روش‌های MCS و IS داشته باشد. این مورد می‌تواند ناشی از اعمال انحنای تابع حالت حدی در استخراج شاخص قابلیت اطمینان و به تبع آن احتمال خرابی روش SORM باشد. دقت شود که اگر تابع شرایط حدی خطی باشد آنگاه اعمال انحنای اضافی در روش SORM می‌تواند باعث دور شدن نتایج این روش در مقایسه با روش FORM گردد. به عبارت دیگر تابع شرایط حدی به فرم خطی نزدیک‌تر می‌باشد که این موارد در مدل‌های تورِم (۲۰۰۷) و ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶) مشهود است؛ به طوری که تقریب مرتبه اول خطی یا همان روش FORM پاسخ بهتری را ارائه می‌دهد. در مقابل، روش IS به مراتب پاسخ‌های بسیار نزدیکتری به روش MCS ارائه می‌دهد؛ اما باید دقت شود در توابع حالت حدی که احتمال خرابی بزرگ یا شاخص قابلیت اطمینان کوچک باشد، به دلیل اینکه مرز خرابی و ایمنی به مبدأ توزیع مشترک متغیرها نزدیک است، عملاً روش IS تفاوت چندانی با روش MCS از حیث تعداد نمونه‌ها ندارد.

بر اساس روش MCS، بالاترین احتمال خرابی را مدل مقیم و همکاران (۲۰۱۱) با مقدار حدود ۰/۶۹ و کمترین مقدار را مدل تورِم (۲۰۰۷) با مقدار نزدیک ۰/۲۹ ارائه می‌نماید. مدل ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶) و مدل مقیم و علیزاده (۲۰۱۴) به ترتیب با مقدار ۰/۵۷ و ۰/۵۰ در جایگاه دوم و سوم و مدل لیک اندرسن و همکاران(۲۰۱۴) و مدل احسانی و همکاران (۲۰۲۰) به ترتیب با مقدار ۰/۴۲ و ۰/۳۸ در جایگاه چهارم و پنجم قرار دارند. با توجه به این نتایج، مدل‌های احسانی و همکاران(۲۰۲۰) و تورِم (۲۰۰۷) که برای موج‌شکن‌های ایسلندی توسعه پیدا کرده‌اند دارای کمترین مقدار احتمال خرابی هستند. همچنین مدل‌های مقیم و علیزاده (۲۰۱۴) و مقیم و همکاران (۲۰۱۱) که برای موج‌شکن‌های شکل‌پذیر ارائه شده‌اند، دارای احتمال خرابی بالاتری هستند. مدل لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱۴) بیشتر نزدیک به مدل‌های احسانی و همکاران (۲۰۲۰) و تورم (۲۰۰۷) بوده و مدل ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶) که تعداد پارامترهای مؤثر کمتری را در محاسبه عرض تخریب در نظر می‌گیرد، نزدیک به مدل های مقیم و همکاران (۲۰۱۱) و مقیم و علیزاده (۲۰۱۴) است. با توجه به این نتایج، می‌توان نتیجه گرفت که مدل‌هایی که برای موج‌شکن‌های استاتیکی ایسلندی توسعه یافته‌اند، دارای احتمال خرابی سکوی کمتر و مدل‌هایی که برای موج شکن‌های با تغییر شکل بیشتر و نزدیک به دینامیکی توسعه یافته‌اند، دارای احتمال خرابی بیشتری می‌باشند. با توجه به اینکه احتمال خرابی سکوی موج شکن به طور کلی در تمامی مدل‌ها بالا است، می‌توان بیان نمود که این موج‌شکن دارای تغییر شکل قابل‌توجهی است.

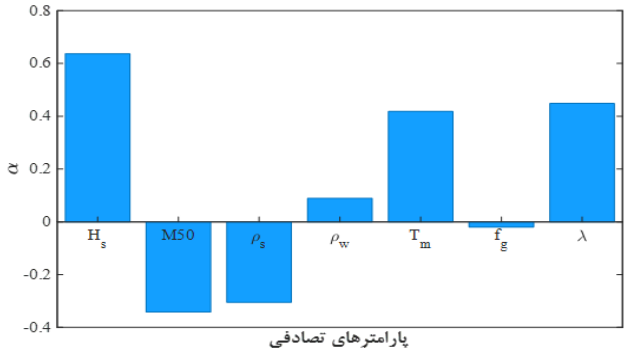
۲-۳- تحلیل حساسیت متغیرهای تصادفی در مدل‌های مختلف عرض تخریب

میزان اهمیت هر متغیر تصادفی در تابع شرایط حدی توسط رابطه ۳۳ به دست می‌آید. بدین ترتیب تحلیل حساسیت انجام گرفته برای مشخص نمودن مهم‌ترین پارامترهای تأثیرگذار در محاسبه احتمال خرابی در این بخش انجام گردیده و نتایج آن برای تابع شرایط حالت حدی بیان شده در شکل‌های ۶ تا ۱۱ نمایش داده شده‌اند.

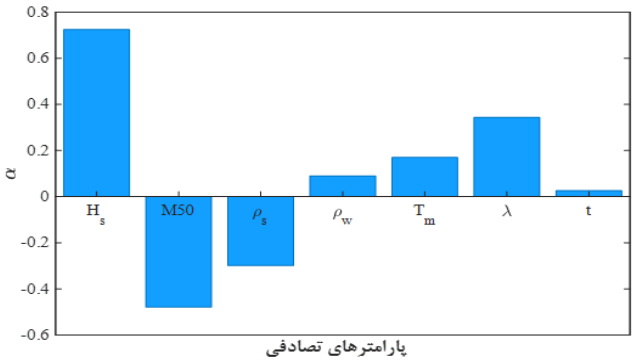
با توجه به آنالیز حساسیت انجام گرفته، پارامترهای بار و مقاومت به ترتیب با علامت مثبت و منفی مشخص می‌شوند. در تمامی مدل‌ها، مهم‌ترین پارامتر، ارتفاع موج می‌باشد. ارتفاع موج که یک

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-01-29]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1402.19.39.4.0]
[DOI: 10.61186/marineeng.19.39.50]

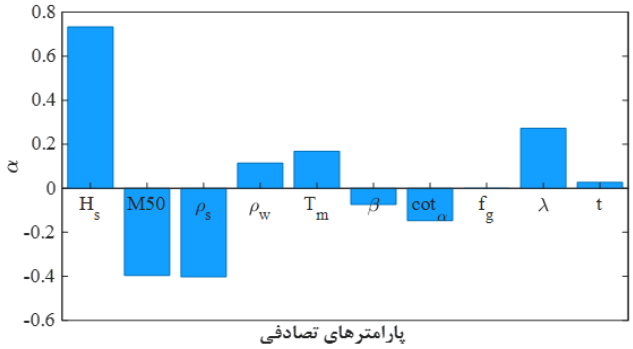
پارامتر بار است، بیشترین تأثیر را در محاسبه احتمال خرابی و شاخص قابلیت اطمینان داشته و در صورتی که بتوان عدم قطعیت موجود در آن را کاهش داد و میانگین را با دقت بیشتری مدل نمود، می‌توان با قطعیت بیشتری احتمال خرابی را به دست آورد. بعد از ارتفاع موج در تمامی مدل‌ها به جزء مدل ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶)، پریود موج یک پارامتر بار تأثیرگذار است که اثر آن در مدل‌های تورم (۲۰۰۷) و احسانی و همکاران (۲۰۲۰) بیشتر از سایر مدل‌ها می‌باشد. پارامتر λ که عدم قطعیت ناشی از مدل انتخابی را نشان می‌دهد، یکی از پارامترهای تأثیرگذار در تعیین احتمال خرابی سکوی موج‌شکن است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد پارامتر چگالی آب تأثیر کمی دارد. در تمامی مدل‌ها متغیرهای تصادفی جرم لایه حفاظ و چگالی سنگ که از نوع پارامترهای مقاومت هستند، بیشترین تأثیر را در کاهش احتمال خرابی و افزایش قابلیت اطمینان سازه موج‌شکن دارند.



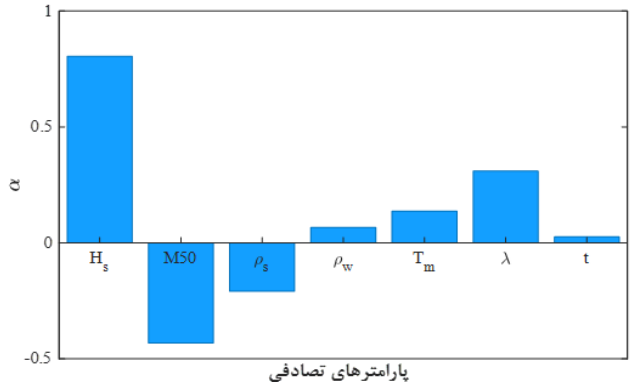
شکل ۶- آنالیز حساسیت برای تابع حالت حدی تورم (۲۰۰۷)



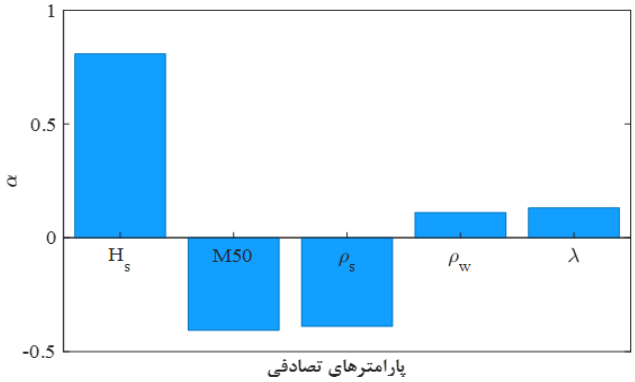
شکل ۷- آنالیز حساسیت برای تابع حالت حدی مقیم و همکاران (۲۰۱۱)



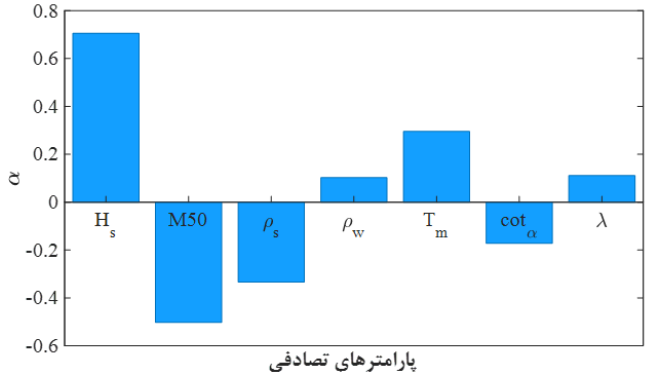
شکل ۸- آنالیز حساسیت برای تابع حالت حدی لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱۴)



شکل ۹- آنالیز حساسیت برای تابع حالت حدی مقیم و علیزاده (۲۰۱۴)



شکل ۱۰- آنالیز حساسیت برای تابع حالت حدی ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶)



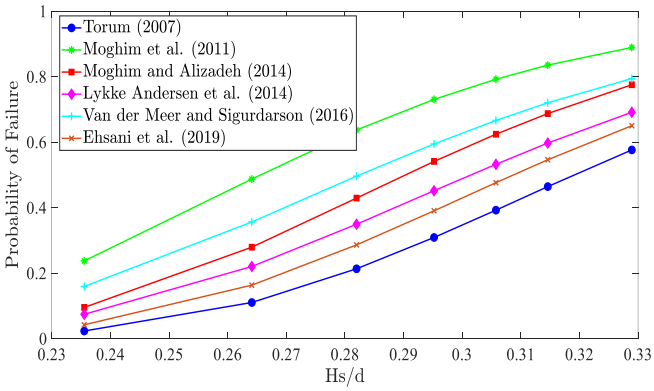
[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-01-29]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1402.19.39.4.0]
[DOI: 10.61186/marineeng.19.39.50]

شکل ۱۱- آنالیز حساسیت برای تابع حالت حدی احسانی و همکاران (۲۰۲۰)

متغیرهای تصادفی cotα و β بوده که به ترتیب زاویه شیب موج شکن و جهت موج را نشان می‌دهند، در مدل لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱۴) در افزایش شاخص قابلیت اطمینان سازه مشارکت می‌کنند؛ ولی تأثیر آن‌ها در مقایسه با دیگر متغیرهای اصلی کم می‌باشد. پارامتر cotα در مدل احسانی و همکاران (۲۰۲۰) نیز باعث افزایش قابلیت اطمینان سازه می‌شود. پارامتر f_g در مدل لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱۴) با توجه به ابعاد لایه حفاظهای استفاده شده، بی‌تأثیر است؛ اما در مدل تورم (۲۰۰۷) به صورت متغیر بار ظاهر می‌شود هرچند که تأثیر آن نیز ناچیز است. پارامتر t که تعداد امواج موجود در یک طوفان را نشان می‌دهد نیز یکی از پارامترهای بار بوده و در مدل‌های مقیم و همکاران (۲۰۱۱)، مقیم و علیزاده (۲۰۱۴) و لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱۴) وجود داشته و تأثیر ناچیزی دارد.

۳-۳- تأثیر ارتفاع موج مؤثر، عمق آب و پارامتر h_b در احتمال خرابی مدل‌های مختلف عرض تخریب

با توجه به آنالیز حساسیت در بخش قبل مشاهده می‌شود که پارامتر ارتفاع موج، مهم‌ترین متغیر در محاسبه احتمال خرابی است و برخلاف دیگر متغیرها، مقدار آن می‌تواند با توجه به دوره‌های بازگشت مختلف، متفاوت باشد. در این بخش برای دوره‌های بازگشت مختلف (از ۲۵ تا ۲۰۰ سال) میزان تأثیر ارتفاع میانگین موج در محاسبه احتمال خرابی، برای تمامی مدل‌های عرض تخریب به دست آمده و نتایج آن در شکل ۱۲ نشان داده شده است. لازم به ذکر است که به دلیل همبستگی ارتفاع و پریود موج، پریود نیز به نسبت ارتفاع موج تغییر می‌کند. به دلیل تقریب مناسب روش FORM و هزینه محاسباتی کمتر آن، از این روش در ادامه این تحقیق در محاسبه احتمال خرابی استفاده شده است.

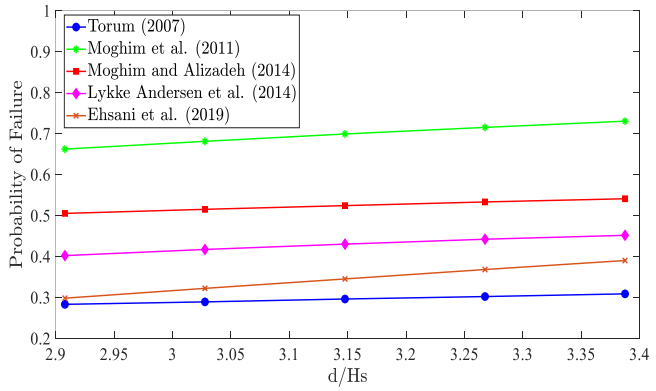


شکل ۱۲- تأثیر تغییرات پارامتر بدون بعد ارتفاع موج بر احتمال خرابی سکوی موج‌شکن رای مدل‌های تورم (۲۰۰۷)، مقیم و همکاران (۲۰۱۱)، لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱۴)، مقیم و علیزاده (۲۰۱۴)، ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶) و احسانی و همکاران (۲۰۲۰)

مشاهده می‌شود که با افزایش ارتفاع موج، احتمال خرابی به شدت افزایش می‌یابد. در مقایسه مدل‌های مختلف، مدل مقیم و همکاران (۲۰۱۱) محافظه‌کارانه‌ترین مدل بوده و احتمال خرابی بیشتری را برای دوره بازگشت ۲۰۰ ساله و در حدود ۰/۸۶ ارائه می‌کند. در حالی که مدل تورم (۲۰۰۷) کمترین احتمال خرابی را ارائه کرده و از دوره بازگشت ۲۵ تا ۲۰۰ سال، احتمال خرابی آن از حدود ۰/۱ تا حداکثر ۰/۵۶ تغییر می‌کند. بعد از آن مدل احسانی و همکاران (۲۰۲۰) قرار داد. احتمال خرابی مدل‌های ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶) و لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱۴) و مقیم و علیزاده (۲۰۱۴) نیز نسبتاً به هم نزدیک بوده و از حدود ۰/۲ تا ۰/۸ برای دوره های بازگشت مختلف موج تغییر می‌کند. نرخ افزایش احتمال خرابی با افزایش ارتفاع موج در تمامی مدل ها تقریباً مشابه هم است.

در بین پارامترهای مؤثر بر خرابی سکوی موج‌شکن دو پارامتر عمق آب در پای موج‌شکن d و فاصله سکو تا تراز آب h_b در آنالیز حساسیت موج‌شکن دیده نشده است. در ادامه تأثیر این دو پارامتر بر احتمال خرابی موج‌شکن بررسی می‌شود.

عمق آب در طول کل بدنه موج‌شکن با فرض اینکه پارامتر h_b=3.85 ثابت باشد، برای مقاطع مختلف بدنه موج شکن از حدود ۱۴/۵۵ تا ۱۶/۹۵ تغییر می‌کند. در تحلیل اولیه بر اساس عمق حداکثر، مقدار ۱۶/۹۵ در نظر گرفته شده است. تغییرات احتمال خرابی برحسب عمق آب (مقاطع مختلف) در حالت ارتفاع موج ۱۰۰ ساله برای انواع مدل‌ها به جزء مدل ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶) که فاقد این پارامتر است، در شکل ۱۳ نشان داده شده است.

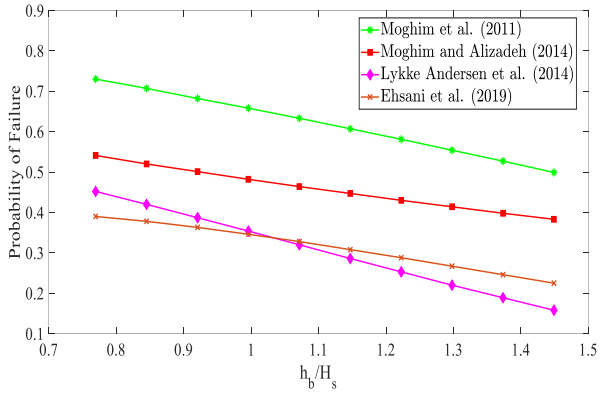


شکل ۱۳- تأثیر پارامتر بدون بعد عمق آب در مقاطع مختلف بر احتمال خرابی سکوی موج‌شکن برای مدل‌های تورم (۲۰۰۷)، مقیم و همکاران (۲۰۱۱)، لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱۴)، مقیم و علیزاده (۲۰۱۴) و احسانی و همکاران (۲۰۲۰)

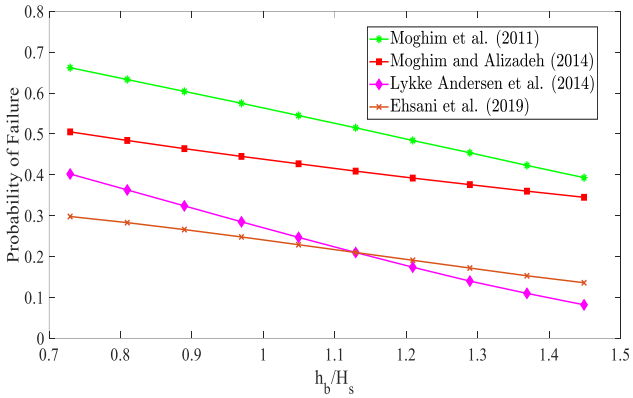
[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-01-29]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1402.19.39.4.0]
[DOI: 10.61186/marineeng.19.39.50]

مشـــاهده می‌شـــود به دلیل تفاوت کمِ عمق آب در مقاطع مختلف موج‌شکن (۲/۱ متر)، تأثیر پارامتر عمق آب در مقاطع مختلف بدنه موج شکن ناچیز ا ست. هرچند این تأثیر با توجه به شیب خط در شـــکل ۱۳ در مدل‌های احســـانی و همکاران (۲۰۲۰) و مقیم و همکاران (۲۰۱۱) بیشتر از سه مدل دیگر ا ست و با افزایش عمق آب، احت مال خرابی افزایش می یا بد. همچنین به طور کلی با افزایش عمق آب، احتمال خرابی افزایش یافته و شـــاخص قابلیت اطمینان کاهش می یا بد. در مدل تورم (۲۰۰۷)، مقیم و علیزاده (۲۰۱۴) و لیک اندر سن و همکاران (۲۰۱۴) نیز افزایش عمق آب، احتمال خرابی را افزایش می‌دهد؛ اما برای موج‌شـــکن بندر شـــهید بهشـــتی که تغییر عمق در مقاطع مختلف ناچیز اســـت، تغییر احتمال خرابی نیز ناچیز می‌باشد.

پارامتر h_b دیگر پارامتر مهمی ا ست که در تحلیل قابلیت اطمینان اولیه بر اساس بلندترین مدها در نظر گرفته شده است؛ اما به دلیل ماهیت جذر و مد، این پارامتر ثابت نبوده و تغییر می‌کند. اثر تغییر پارامتر h_b بر احتمال خرابی برای دو مقطع مختلف در شـــکل‌های ۱۴ و ۱۵ نشان داده شده است. در این حالت متناظر با پارامتر h_b، عمق آب نیز تغییر کرده اســـت و با افزایش این پارامتر، عمق آب متناظر با آن کاهش پیدا کرده است.



شکل ۱۴- تأثیر پارامتر بدون بعد h_b بر احتمال خرابی سکوی موج‌شکن در مدل‌های مقیم و همکاران (۲۰۱۱)، مقیم و علیزاده (۲۰۱۴)، لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱۴) و احسانی و همکاران (۲۰۲۰) در مقطعی با تراز کف -۱۳/۸



شکل ۱۵- تأثیر پارامتر بدون h_b بر احتمال خرابی سکوی موج‌شکن در مدل‌های مقیم و همکاران (۲۰۱۱)، مقیم و علیزاده (۲۰۱۴)، لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱۴) و احسانی و همکاران (۲۰۲۰) در مقطعی با تراز کف -۱۱/۴

این نتایج ن شان می‌دهد که با افزایش فا صله سطح آب از سکوی موج‌شـــکن، احتمال خرابی در تمامی مدل‌ها کاهش می‌یابد. مدل مقیم و همکاران (۲۰۱۱) همچنان محافظه‌کارانه‌ترین مدل بوده و احتمال خرابی را بی شتر ارائه می‌کند. در مقای سه تغییرات احتمال خرابی با افزایش h_b مشـــاهده می‌شـــود که مدل مقیم و همکاران (۲۰۱۱) و مدل لیک اندرســـن و همکاران (۲۰۱۴) دارای شـــیب تغییرات بیشـــتری نســـبت به مدل مقیم و علیزاده (۲۰۱۴) و مدل احـ سانی و همکاران (۲۰۲۰) ه ستند. به دلیل شیب بی شتر مدل لیک اندرســـن و همکاران (۲۰۱۴) با افزایش پارامتر h_b، احتمال خرابی در این مدل نســـبت به مدل مقیم و علیزاده (۲۰۱۴) و مدل احـ سانی و همکاران (۲۰۲۰) کاهش بی شتری یافته و از مدل مقیم و علیزاده (۲۰۱۴) فاصـــله گرفته و از مدل احســـانی و همکاران (۲۰۲۰) کمتر می شود. در مقایسه دو مقطع مختلف، می‌توان بیان کرد که مقطع با عمق آب بیشتر (مقطع با تراز کف ۱۳/۸-) به طور کلی احتمال خرابی بیشتری را نسبت به مقطع با عمق کمتر نشان می‌دهد؛ اما روند تغییرات احتمال خرابی در هر دو مقطع در تمامی مدل‌ها تقریباً مشابه با هم هستند.

۴ - نتیجه‌گیری

در این تحقیق تحلیل احتمالاتی برای حالت خرابی عرض تخریب ســـکوی موج‌شـــکن بر اســـاس شـــش مدل تورم (۲۰۰۷)، مقیم و همکاران (۲۰۱۱)، لیک اندرســـن و همکاران (۲۰۱۴)، مقیم و علیزاده (۲۰۱۴)، ون در میر و سیگاردر سن (۲۰۱۶) و احـ سانی و همکاران (۲۰۲۰) انجام شد. برای محا سبه احتمال خرابی از چهار روش قابلیت اطمینان FORM، SORM، شبیه‌سازی مونته کارلو و نمونه‌گیری با اهمیت اســـتفاده شـــد. در مقایســـه انواع روش‌های قابلیت اطمینان، مشـــاهده می‌شـــود که روش‌های FORM و SORM نتایج نزدیکی از احتمال خرابی را نسبت به روش MCS

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-01-29]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1402.19.39.4.0]
[DOI: 10.61186/marineeng.19.39.50]

ارائه می‌دهند. هرچند که در برخی مواقع اعمال انحنای اضافی در تابع حالت حدی مدل‌های عرض تخریب موج‌شکن که عموماً با تقریب FORM به صورت منا سبی مدل می شوند، می‌تواند باعث افزایش خطای روش SORM نسبت به روش MCS شود. همچنین روش IS نیز از د قت بسیار بالایی برخوردار بوده و احتمال خرابی و شاخص قابلیت اطمینان را بسیار نزدیک به روش مونته کارلو ارائه می‌نماید. در مواقعی که احتمال خرابی کمتر از ۵۰ درصد باشد، استفاده از این روش، سرعت حل را تا دقت موردنظر افزایش می‌دهد و به تعداد نمونه‌های کمتری نیاز است. در مقایسه انواع مدل‌های عرض تخریب، مدل مقیم و همکاران (۲۰۱۱) که برای موج‌شکن‌های شکل‌پذیر توسعه پیدا کرده است، محافظه‌کارانه‌ترین مدل بوده و بیشترین احتمال خرابی را دارد. مدل تورم (۲۰۰۷) و مدل احسانی و همکاران (۲۰۲۰) که برای موج‌شکن‌های ایسلندی توسعه پیدا کرده‌اند، کمترین احتمال خرابی را ارائه می‌کنند. در بین سه مدل دیگر مدل ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶) و مقیم و علیزاده (۲۰۱۴) نتایجی نزدیک به مدل مقیم و همکاران (۲۰۱۱) و دارای احتمال خرابی بیشتری هستند. همچنین مدل لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱۴) نیز احتمال خرابی نزدیک به مدل احسانی و همکاران (۲۰۲۰) را برآورد می‌کند که می‌توان گفت از این لحاظ رفتاری شبیه مدل‌های موج‌شکن‌های ایسلندی دارد. بر اساس تحلیل حساسیت انجام گرفته، پارامتر ارتفاع موج مهم‌ترین متغیر موجود در تحلیل بوده و بیشترین تأثیر را در افزایش احتمال خرابی به عنوان یک پارامتر بار دارد. بعد از آن پریود موج اثر مهمترین پارامتر بار است. پریود موج در تمامی مدل‌ها (به جز مدل ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶)) قابل توجه بوده و در مدل‌هایی که برای موج‌شکن‌های ایسلندی توسعه یافته‌اند (احسانی و همکاران (۲۰۲۰) و تورم (۲۰۰۷)) ، بیشتر از سایر مدل‌ها است. این امر نشان‌دهنده این است که عدم در نظرگیری این پارامتر در مدل ون در میر و سیگاردرسن (۲۰۱۶) (با فرض موج‌شکن‌های استاتیکی) باعث کاهش دقت این روش شده است. جرم لایه حفاظ و چگالی سنگ نیز در تمامی مدل‌ها، مهم‌ترین پارامترهای مقاومت هستند. تأثیر دوره‌های بازگشت مختلف ارتفاع موج در مدل‌های مختلف بر احتمال خرابی موج‌شکن به دست آمده و نشان داده شده است. در ادامه تأثیر پارامتر عمق آب بر احتمال خرابی در مقاطع مختلف مورد ارزیابی قرار گرفت و مشخص شد تأثیر این پارامتر با توجه به تغییرات کم عمق آب در مقاطع مختلف، تقریباً ناچیز است؛ هرچند که در مدل‌های احسانی و همکاران (۲۰۲۰) و مقیم و همکاران (۲۰۱۱) بیشتر از سایر مدل‌ها است. همچنین بررسی تأثیر پارامتر h_b در مدل‌های مقیم و همکاران (۲۰۱۱)، مقیم و علیزاده (۲۰۱۴)، لیک اندرسن و همکاران (۲۰۱۴) و احسانی و همکاران (۲۰۲۰) بر احتمال خرابی نشان داد که این پارامتر می‌تواند تأثیر قابل توجهی در احتمال خرابی سکوی موج‌شکن داشته باشد؛ به طوری که با افزایش آن (افزایش فاصله سطح آب از سکوی موج شکن)، احتمال خرابی تقریباً به صورت خطی کاهش می‌یابد.

همچنین با توجه به نتایج بد ست آمده، تفاوت و عدم قطعیت قابل ملاحظه‌ای در مدل‌های تجربی مختلفِ محاسبه عرض تخریب مشاهده می شود. بررسی این عدم قطعیت‌ها در حالت‌های خرابی دیگر از جمله بحث روگذری امواج و نیز در انواع دیگر موج‌شکن‌های می‌تواند در پژوهش‌های بعدی مورد مطالعه قرار گیرد.

۱۰- کلید واژگان

1- Armor Layer
2- Recession
3- Mode
4- Run-up
5- Freeboard
6- Bayesian probability model
7- Hardly reshaping - Icelandic-type
8- Partly reshaping - Icelandic-type
9- Partly reshaping mass-armored
10- Fully reshaping mass-armored
11- Uncertainty
12- Reliability Method
13- Reliability Index
14- First Order Reliability Method
15- Most probable point or Design point
16- Second Order Reliability Method
17- Monte Carlo Sampling
18- Importance Sampling

۱۱- پیوست

تابع توزیع چگالی احتمال لوگ‌نرمال سه پارامتری به صورت زیر می‌باشد:

$$f(x) = \frac{\exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x-\gamma)-\mu}{\sigma}\right)^2\right)}{(x-\gamma)\sigma\sqrt{2\pi}}$$

در این توزیع علاوه بر دو پارامتر میانگین (μ) و انحراف معیار (σ)، پارامتر γ که پارامتر مکان بوده و بدون تغییر شکل توزیع، طول تابع توزیع را افزایش می‌دهد نیز استفاده شده است. اگر این پارامتر مساوی صفر با شد، همان توزیع لوگ‌نرمال دو پارامتری را خواهیم داشت.

۱۲- مراجع

1-MELCHERS, R. E. and BECK, A. T.,(2018), *Structural reliability analysis and prediction*, John wiley & sons.

2-MOGHIM, M. N., SHAFIEEFAR, M., AGHTOUMAN, P. and CHEGINI, V.,(2008), *THE EFFECT OF THE PRIMARY*

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-01-29]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1402.19.39.4.0]
[DOI: 10.61186/marineeng.19.39.50]

WIDTH OF FORMABLE PLATFORM BREAKWATERS ON DEFORMED PROFILE AND ERODEDWIDTH OF PLATFORM.

3-TøRUM, A., MOGHIM, M. N., WESTENG, K., HIDAYATI, N. and ARNTSEN, Ø.,(2012), *On berm breakwaters: Recession, crown wall wave forces, reliability*, Coastal Engineering **60**, p. 299-318.

4-LEE, C.-E., KIM, S.-W., PARK, D.-H. and SUH, K.-D.,(2013), *Risk assessment of wave run-up height and armor stability of inclined coastal structures subject to long-term sea level rise*, Ocean engineering **71**, p. 130-136.

5-GALIATSATOU, P., MAKRIS, C. and PRINOS, P.,(2018), *Optimized Reliability Based Upgrading of Rubble Mound Breakwaters in a Changing Climate*, Journal of Marine Science and Engineering **6**(3), p. 92.

6-PONTIKI, M., (2019), in *Ports 2019: Port Planning and Development*, Ed^Eds, American Society of Civil Engineers Reston, VA, p. 12-21.

7-TABARESTANI, M. K., FEIZI, A. and BALI, M.,(2020), *Reliability-based design and sensitivity analysis of rock armors for rubble-mound breakwater*, Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering **42**(3), p. 1-13.

8-DOAN, N. S., HUH, J., MAC, V. H., KIM, D. and KWAK, K.,(2020), *Probabilistic Risk Evaluation for Overall Stability of Composite Caisson Breakwaters in Korea*, Journal of Marine Science and Engineering **8**(3), p. 148.

9-CHO, Y. J.,(2021), *Level III Reliability Design of an Armor Block of Rubble Mound Breakwater Using Probabilistic Model of Wave Height Optimized for the Korean Sea Wave Conditions and Non-Gaussian Wave Slope Distribution*, Journal of Marine Science and Engineering **9**(2), p. 223.

10-VAN DER MEER, J. and SIGURDARSON, S.,(2016), *Design and construction of berm breakwaters*, World scientific, vol. 40.

11-TøRUM, A., KUHNEN, F. and MENZE, A.,(2003), *On berm breakwaters. Stability, scour, overtopping*, Coastal Engineering **49**(3), p. 209-238.

12-TøRUM, A., (2007), in *Preliminary Internal Note, Department of Civil and Transportation Engineering*, Ed^Eds, Norwegian University of Science and Technology Trondheim, Norway.

13-BURCHARTH, H. F., *et al.*,(2003), *State-of-the-art of Designing and Constructing Berm Breakwaters*, PIANC General Secretariat.

14-MOGHIM, M., (2009), Experimental study of hydraulic stability of reshaping berm breakwaters, Doctoral dissertation, PhD thesis, Tarbiat Modares University).(In Persian). p.

15-MOGHIM, M., SHAFIEEFAR ,M., TøRUM, A. and CHEGINI, V.,(2011), *A new formula for the sea state and structural parameters influencing the stability of homogeneous reshaping berm breakwaters*, Coastal Engineering **58**(8), p. 706-721.

16-ANDERSEN, T. L., MOGHIM, M. N. and BURCHARTH ,H. F.,(2014), *Revised recession of reshaping berm breakwaters*, Coastal Engineering, p. 2.

17-ANDERSEN, T. L. and BURCHARTH, H. F.,(2010), *A new formula for front slope recession of berm breakwaters*, Coastal Engineering **57**(4), p. 359-374.

18-MOGHIM, M .N. and ALIZADEH, F.,(2014), *Hydraulic stability of reshaping berm breakwaters using the wave momentum flux parameter*, Coastal Engineering **83**, p. 56-64.

19-HUGHES, S. A.,(2004), *Wave momentum flux parameter: a descriptor for nearshore waves*, Coastal Engineering **51**(11-12), p. 1067-1084.

20-PULLEN, T., *et al.*,(2007), *EurOtop wave overtopping of sea defences and related structures: assessment manual*.

21-EHSANI, M., MOGHIM, M. N. and SHAFIEEFAR, M.,(2020), *An experimental study on the hydraulic stability of Icelandic-type berm breakwaters*, Coastal Engineering **156**, p. 103599.

22-ENGINEERS, U. A. C. O.,(2011), in *ENGINEER MANUAL*.

23-NOWAK, A. S. and COLLINS, K. R.,(2012), *Reliability of structures*, CRC press.

24-DITLEVSEN, O. and MADSEN, H. O ,(١٩٩٦),. *Structural reliability methods*, Wiley New York, vol. 178.

25-HALDAR, A. and MAHADEVAN, S.,(2000), *Probability, reliability, and statistical methods in engineering design*, J. Wiley & Sons, Incorporated.

26-ENGINEERS, S. C.,(2011), *Shahid Beheshti port development phase-I : Precising the Design of the Head Based on the Physical Modeling Results*.

27-ENGINEERS, S. C., (2011), *Shahid Beheshti port development phase-I : Execution Report of the Physical Modeling Tests for Head of Breakwater*.

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-01-29]

[DOR: 20.1001.1.17357608.1402.19.39.4.0]

[DOI: 10.61186/marineeng.19.39.50]