



جمهوری اسلامی ایران

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس‌جمهور

دستورالعمل طراحی

سازه‌های ساحلی

بخش دوم: شرایط طراحی

نشریه شماره ۶۳۱

معاونت نظارت راهبردی

امور نظام فنی

nezamfanni.ir

وزارت راه و شهرسازی

سازمان بنادر و دریانوردی

معاونت توسعه و تجهیز بنادر


اداره کل مهندسی سواحل و بنادر

<http://coastseng.pmo.ir>



بسمه تعالی

معاون برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور

شماره:	۹۲/۲۷۲۹۲
تاریخ:	۱۳۹۲/۰۴/۰۲
بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران	
موضوع: دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی بخش دوم - شرایط طراحی	
<p>به استناد ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و مواد (۶) و (۷) آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی - مصوب سال ۱۳۵۲ و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور (موضوع تصویب‌نامه شماره ۴۲۳۳۹/ت/۳۳۴۹۷-هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیأت محترم وزیران)، به پیوست نشریه شماره ۶۳۱ امور نظام فنی، با عنوان «دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی، بخش دوم - شرایط طراحی» از نوع گروه دوم ابلاغ می‌شود تا از تاریخ ۱۳۹۲/۷/۱ به اجرا درآید.</p> <p>یادآور می‌شود نشریات ابلاغی از نوع گروه دوم مطابق بند (۲) ماده (۷) آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی، مواردی هستند که بر حسب مورد و تشخیص عوامل مربوط در نظام فنی اجرایی مفاد آنها با توجه به کار مورد نظر و <u>در حدود قابل قبولی که در آن نشریه‌ها تعیین شده</u> ضمن تطبیق با شرایط کار، مورد استفاده قرار می‌گیرند.</p> <p>امور نظام فنی این معاونت در مورد مفاد نشریه پیوست، دریافت کننده نظرات و پیشنهادات اصلاحی مربوط بوده و عهده‌دار اعلام اصلاحات لازم به طور ادواری خواهد بود.</p>	
<p>بهر روز مرادی</p> 	

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی

امور نظام فنی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور و سازمان بنادر و دریانوردی، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این نشریه کرده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده‌اند. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلط‌های مفهومی، فنی، ابهام، ابهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این‌رو، از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال فنی مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید:

۱- شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.

۲- ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید.

۳- در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.

۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.

کارشناسان مربوطه نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت. پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه:

۱- امور نظام فنی:

تهران، میدان بهارستان، خیابان صفی‌علی‌شاه، مرکز تلفن ۳۳۲۷۱، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، امور نظام فنی.

Email: info@nezamfanni.ir

web: Nezamfanni.ir

۲- سازمان بنادر و دریانوردی-معاونت توسعه و تجهیز بنادر- اداره کل مهندسی سواحل و بنادر:

تهران، میدان ونک، بزرگراه شهید حقانی، بعد از چهارراه جهان کودک، خیابان دکتر جعفر شهیدی، ساختمان سازمان بنادر و دریانوردی، طبقه ششم، اداره کل مهندسی سواحل و بنادر.

Email: cped@pmo.ir

web: coastseng.pmo.ir

پیشگفتار

استفاده از ضوابط و معیارهای فنی در مراحل امکان‌سنجی، مطالعات پایه، مطالعات تفصیلی، طراحی و اجرای طرح‌های تملک سرمایه‌ای به لحاظ توجیه فنی اقتصادی طرح‌ها، ارتقای کیفیت، تامین پایایی و عمر مفید از اهمیت ویژه برخوردار است. نظام فنی و اجرایی طرح‌های تملک دارایی سرمایه‌ای کشور، موضوع تصویب نامه شماره ۳۳۴۹۷/ت/۴۲۳۳۹ هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیأت محترم وزیران و آیین‌نامه استانداردهای اجرایی موضوع ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه ناظر بر به‌کارگیری معیارها، استانداردها و ضوابط فنی در مراحل مختلف طرح‌ها می‌باشند.

بنابر مفاد ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه، معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی موظف به تهیه و ابلاغ ضوابط، مشخصات فنی، آیین‌نامه‌های فنی و معیارهای مورد نیاز طرح‌های عمرانی کشور است، لیکن با توجه به تنوع و گستردگی طرح‌های عمرانی و افزایش ظرفیت تخصصی دستگاه‌های اجرایی طی سالیان اخیر در تهیه و تدوین این‌گونه مدارک فنی از توانمندی دستگاه‌های اجرایی نیز استفاده شده است. بر این اساس و با اعلام لزوم بازنگری نشریه شماره ۳۰۰ با عنوان «آیین‌نامه طراحی بنادر و سازه‌های دریایی ایران» و آمادگی سازمان بنادر و دریانوردی به‌عنوان دستگاه اجرایی مربوط، کار تدوین مجدد دستورالعملی برای طراحی سازه‌های ساحلی با مدیریت و راهبری سازمان بنادر و دریانوردی به انجام رسید.

سازمان بنادر و دریانوردی در راستای وظایف قانونی و حاکمیتی خود در سواحل، بنادر و آبراه‌های تحت حاکمیت کشور مبنی بر ساخت و توسعه و تجهیز بنادر کشور و نیز صدور هرگونه مجوز ساخت‌وساز دریایی و به پشتوانه مطالعات و تحقیقات صورت پذیرفته در بخش مهندسی سواحل و بنادر از جمله مطالعات پایش و شبیه‌سازی سواحل کشور، شبکه اندازه‌گیری مشخصه‌های دریایی و طرح مدیریت یکپارچه مناطق ساحلی کشور (ICZM) و به منظور ایجاد زمینه‌های لازم برای طراحی و احداث سازه‌ها و تاسیسات دریایی مطمئن و با دوام در سطح کشور لازم دید تا نشریه ویژه طراحی سازه‌های ساحلی تدوین شود و در این کار مدیریت تهیه و تدوین را به‌عهده گرفت.

آن سازمان کار تدوین دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی را با همکاری پردیس دانشکده‌های فنی دانشگاه تهران به انجام رساند و با تشکیل کمیته‌هایی از دیگر کارشناسان و مهندسان مشاور، مراحل نظرخواهی ادواری و اصلاحات آن صورت پذیرفت. امور نظام فنی- معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی نیز به لحاظ ساختاری در تنظیم و تدوین متن نهایی اقدام نمود.

دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی به منظور ایجاد هماهنگی و یکنواختی در معیارهای طراحی، ساخت، نظارت و اجرای سازه‌های ساحلی و پروژه‌های موضوع آن دستورالعمل، و همچنین رعایت اصول، روش‌ها و فناوری‌های متناسب با تجهیزات کاربردی و سازگار با شرایط و مقتضیات کشور تهیه و تدوین گردیده و سعی شده است علاوه بر استفاده از بازخوردهای دریافتی نشریات شماره ۳۰۰، دستورالعمل‌ها و متون فنی ارائه شده با ویرایش‌های جدید استانداردها و سایر آیین‌نامه‌های ملی نیز هماهنگ شود و در مواردی که ضوابط و معیارهای ملی نظیر موجود نبوده از استانداردهای معتبر

بین‌المللی استفاده گردد. همچنین سعی شده نشریه به‌گونه‌ای تدوین شود که باتوجه به محدودیت دسترسی به متون استانداردها و آیین‌نامه‌ها و به منظور بسط و توسعه فرهنگ دانش فنی و انتقال آن به عوامل طراحی و اجرایی پروژه‌ها، محتوای دستورالعمل‌ها و ضوابط فنی لازم‌الاجرا تا حد امکان در اختیار استفاده‌کنندگان قرار گیرد.

امروزه حدود ۹۰ درصد مبادلات تجارت جهانی از طریق دریاها و کشتیرانی انجام می‌گردد و نقش و اهمیت بنادر به عنوان حمل‌ونقل دریایی در پاسخ‌گویی به این حجم عظیم اعم از کالا و مسافر بیش از پیش نمایان می‌شود. در کشورهای همجوار با دریا، سواحل به‌عنوان کانون فعالیت‌های اقتصادی اعم از تجارت، صنعت و حمل‌ونقل کالا و مسافر، تفریحی، گردشگری و شیلات و پرورش آبزیان محسوب گردیده و در همه حال فرصت‌های ایده‌آلی را برای توسعه اقتصادی و سرمایه‌گذاری‌های کلان فراهم می‌سازد. وجود قریب به ۵۸۰۰ کیلومتر طول سواحل کشور سبب شده است تا طی دهه‌های اخیر سرمایه‌گذاری‌های قابل توجهی در جهت ساخت و توسعه سازه‌ها و تاسیسات ساحلی و دریایی صورت پذیرد و فاصله پیشرفت‌های قابل توجه در علمی و فنی و اجرائی در زمینه طراحی و ساخت بنادر، احداث سازه‌های ساحلی نظیر موج‌شکن، اسکله، ابنیه حفاظتی و تجهیزات دریایی و بندری و سایر تاسیسات ساحلی و فراساحلی، به نحوی که متضمن تردد ایمن شناورها باشد، حاصل گردد. رفع مشکلات فنی و اجرایی احداث انواع سازه‌های ساحلی و فراساحلی در محیط دریا و صرف هزینه‌های هنگفت اینگونه سازه‌ها و تاسیسات مهندسی اهتمام ویژه به طراحی مهندسی صحیح و مناسب بر طبق ضوابط، استانداردها و معیارهای طراحی بیش از پیش ضروری می‌سازد.

دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی مشتمل بر ۱۱ بخش به شرح زیر است که هر یک موضوع نشریه‌ای مستقل می‌باشد و نشریه حاضر با شماره ۶۳۱ بخش دوم از آیین‌نامه سازه‌های ساحلی را شامل می‌شود. همچنین مستندات مربوط به تدوین دستورالعمل موضوع نشریه شماره ۶۴۱ می‌باشد.

بخش اول: ملاحظات کلی، موضوع نشریه شماره ۶۳۰

بخش دوم: شرایط طراحی، موضوع نشریه شماره ۶۳۱

بخش سوم: مصالح، موضوع نشریه شماره ۶۳۲

بخش چهارم: قطعات بتنی پیش ساخته، موضوع نشریه شماره ۶۳۳

بخش پنجم: پی‌ها، موضوع نشریه شماره ۶۳۴

بخش ششم: کانال‌های ناوبری و حوضچه‌ها، موضوع نشریه شماره ۶۳۵

بخش هفتم: تجهیزات محافظت بنادر، موضوع نشریه شماره ۶۳۶

بخش هشتم: تاسیسات پهلوگیری (مهار)، موضوع نشریه شماره ۶۳۷

بخش نهم: سایر تجهیزات بندر، موضوع نشریه شماره ۶۳۸

بخش دهم: اسکله‌های ویژه، موضوع نشریه شماره ۶۳۹

بخش یازدهم: اسکله‌های تفریحی، موضوع نشریه شماره ۶۴۰

مستندات تدوین دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی، نشریه شماره ۶۴۱

این دستورالعمل مرهون تلاش و زحمات عده کثیری از متخصصین، کارشناسان، صاحب‌نظران و نمایندگان دستگاه‌های اجرایی بوده و نقطه عطفی در تهیه مراجع طراحی سازه‌های ساحلی به شمار می‌رود. اما باید اذعان داشت که برای رسیدن به آیین‌نامه مطلوب‌تر با توجه به شرایط محیطی و منطقه‌ای و با توجه به حجم عظیم سرمایه‌گذاری‌ها و انجام پروژه‌های متنوع، انجام مطالعات و تحقیقات گسترده‌تری در این حوزه و ایجاد سازوکار مناسبی برای بازنگری، به‌روز رسانی و توسعه این دستورالعمل ضروری است.

تمامی عوامل اجرایی که در تدوین آیین‌نامه حاضر مشارکت داشتند شایسته تقدیر و تشکر می‌باشند. آقای دکتر خسرو برگی- مجری طرح از دانشگاه تهران، آقای مهندس سید عطااله صدر- معاون وزیر و مدیر عامل، آقای مهندس رمضان عرب سالاری- سرپرست وقت معاونت فنی و مهندسی، آقای مهندس علیرضا کبریایی- معاون توسعه و تجهیز بنادر، آقای مهندس محمدرضا الهیار- مدیرکل مهندسی سواحل و بنادر همگی از سازمان بنادر و دریانوردی، آقای مهندس غلامحسین حمزه مصطفوی- رییس امور نظام فنی، اساتید دانشگاه‌ها، متخصصین و کارشناسان شرکت‌های مهندسی مشاور و پیمانکاران که بنحوی در تهیه، تکمیل و ارائه نظرات تخصصی و کارشناسی نقش موثر داشته‌اند. به این وسیله مراتب تشکر خود را از همگی این عزیزان ابراز می‌نمایم.

امید است تلاش صورت گرفته در ایجاد این اثر با ارزش به‌عنوان گامی موثر در راستای توسعه پایدار و اعتلای علمی و فناوری کشور مورد استفاده کلیه متخصصین، مهندسیین مشاور، پیمانکاران و سازندگان قرار بگیرد.

معاون نظارت راهبردی

تابستان ۱۳۹۲

تهیه و کنترل دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی، بخش دوم - شرایط طراحی [نشریه شماره ۶۳۱]

مجری و مسئول تهیه متن:

خسرو برگی دکترای مهندسی عمران دانشگاه تهران

گروه تهیه کننده:

سید عطاءاله صدر	کارشناس مهندسی عمران	سازمان بنادر و دریانوردی
خسرو برگی	دکترای مهندسی عمران	دانشگاه تهران
علی اکبر رمضانیاپور	دکترای مهندسی عمران	دانشگاه صنعتی امیرکبیر
علیرضا کبریایی	کارشناس ارشد مهندسی عمران	سازمان بنادر و دریانوردی
بهروز گتمیری	دکترای مهندسی عمران	دانشگاه تهران
مجید جندقی علایی	دکترای مهندسی عمران	مهندسان مشاور
محمد رضا اله یار	کارشناس ارشد مهندسی عمران	سازمان بنادر و دریانوردی
سید رسول میرقادری	دکترای مهندسی عمران	دانشگاه تهران
محسن سلطانپور	دکترای مهندسی عمران	دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی
رضا کمالیان	دکترای مهندسی عمران	موسسه تحقیقات آب - وزارت نیرو

بررسی و اظهار نظر کنندگان:

علی طاهری مطلق	دکترای مهندسی عمران	شرکت تاسیسات دریایی ایران
بابک بنی جمالی	دکترای مهندسی عمران	مهندسان مشاور
بهروز عسگریان	دکترای مهندسی عمران	مهندسان مشاور
میراحمد لشته نشایی	دکترای مهندسی عمران	دانشگاه گیلان
عرفان علوی	دکترای مهندسی عمران	مهندسان مشاور
مرتضی بیک لریان	دکترای مهندسی عمران	
شاهین مقصودی زند	کارشناس ارشد مهندسی عمران	مهندسان مشاور

تنظیم و آماده سازی:

رضا سهرابی قمی	کارشناس ارشد فیزیک دریا	سازمان بنادر و دریانوردی
به‌رنگ نیرومند	کارشناس ارشد مهندسی عمران	سازمان بنادر و دریانوردی
سمیه شوقیان	کارشناس مترجمی زبان	سازمان بنادر و دریانوردی
مانی مقدم	کارشناس ارشد مهندسی عمران	سازمان بنادر و دریانوردی

هماهنگی ابلاغ:

علیرضا توتونچی معاون امور نظام فنی
حمیدرضا خاشعی کارشناس مسئول پروژه در امور نظام فنی

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
	فصل اول - کلیات
۵	۱-۱- کلیات.....
	فصل دوم - شناورها
۱۱	۱-۲- ابعاد شناور طرح.....
۲۴	۲-۲- نیروهای خارجی ایجادشده توسط شناورها.....
۲۴	۱-۲-۲- کلیات.....
۲۵	۲-۲-۲- پهلوگیری.....
۲۵	۱-۲-۲-۲- انرژی پهلوگیری.....
۲۷	۲-۲-۲-۲- سرعت پهلوگیری.....
۳۱	۲-۲-۲-۲- ضریب خروج از مرکز.....
۳۳	۲-۲-۲-۲- ضریب جرم مجازی.....
۳۴	۳-۲-۲- شناورهای مهار شده.....
۳۴	۱-۳-۲-۲- حرکات شناور مهار شده.....
۳۵	۲-۳-۲-۲- امواج برخوردی به شناور.....
۳۶	۳-۳-۲-۲- بار باد وارد بر شناور.....
۳۸	۴-۳-۲-۲- نیروهای جریان وارد بر شناور.....
۴۰	۵-۳-۲-۲- مشخصات بار- تغییر شکل سیستم‌های مهار.....
۴۰	۴-۲-۲- نیروی کششی مهاری وارد بر ستون‌های مهاری و مهاربندها.....
	فصل سوم - باد و فشار باد
۴۵	۱-۳- کلیات.....
۴۶	۲-۳- باد.....
۵۰	۳-۳- فشار باد.....
	فصل چهارم - امواج
۵۵	۱-۴- کلیات.....
۵۵	۱-۱-۴- روش تعیین امواج مورد استفاده در طراحی.....
۵۵	۲-۱-۴- امواجی مورد استفاده در طراحی.....
۵۸	۳-۱-۴- ویژگی‌های امواج.....
۵۸	۱-۳-۱-۴- ویژگی‌های اساسی امواج.....
۶۳	۲-۳-۱-۴- ویژگی‌های آماری امواج.....
۶۵	۳-۳-۱-۴- طیف موج.....

۶۹	۲-۴- روش تعیین شرایط موج مورد استفاده در طراحی
۶۹	۲-۴-۱- اصول تعیین امواج آب عمیق به کار رفته در طراحی
۷۰	۲-۴-۲- روش به دست آوردن پارامترهای امواج طراحی
۷۱	۳-۴- پیش یابی موج
۷۱	۳-۴-۱- کلیات
۷۱	۳-۴-۲- پیش یابی موج در ناحیه تولید موج
۷۷	۳-۴-۳- پیش یابی امواج دورآ
۷۹	۴-۴- فرآیند آماری داده های مشاهداتی و پیش یابی شده موج
۸۲	۴-۵- انتقال امواج
۸۲	۴-۵-۱- کلیات
۸۲	۴-۵-۲- انکسار موج
۸۸	۴-۵-۳- تفرق موج
۸۸	۴-۵-۳-۱- تفرق
۱۰۶	۴-۵-۳-۲- ترکیب تفرق و انکسار
۱۰۷	۴-۵-۴- انعکاس موج
۱۰۷	۴-۵-۴-۱- کلیات
۱۱۱	۴-۵-۴-۲- ضریب انعکاس
۱۱۱	۴-۵-۴-۳- تغییرات امواج در گوشه های مقعر، نزدیک دماغه های موج شکن ها
۱۱۵	۴-۵-۵- خزش موج
۱۱۶	۴-۵-۶- شکست موج
۱۲۵	۴-۶- بالاروی، روگذری و انتقال موج
۱۲۵	۴-۶-۱- بالاروی موج
۱۳۱	۴-۶-۲- روگذری موج
۱۳۹	۴-۶-۳- عبور موج
۱۴۰	۴-۷- خیزآب موج و نوسان خیزاب
۱۴۰	۴-۷-۱- خیزآب موج
۱۴۳	۴-۷-۲- نوسان خیزاب
۱۴۳	۴-۸- امواج با دوره تناوب بلند و نوسان آزاد
۱۴۵	۴-۹- امواج درون لنگرگاه ها
۱۴۵	۴-۹-۱- آرامش و تلاطم
۱۴۵	۴-۹-۲- ارزیابی آرامش لنگرگاه
۱۴۶	۴-۱۰- امواج کشتی

فصل پنجم - نیروی موج

۱۵۵	۵-۱- کلیات
-----	------------

۱۵۶	۲-۵- نیروی موج وارد بر دیواره دائم.....
۱۵۶	۱-۲-۵- ملاحظات کلی.....
۱۵۶	۲-۲-۵- نیروهای امواج ایستا و امواج در حال شکست.....
۱۵۶	۱-۲-۲-۵- نیروی موج زیر تاج موج.....
۱۶۳	۲-۲-۲-۵- نیروی موج زیر قعر موج.....
۱۶۵	۳-۲-۵- فشار ضربه ناشی از شکست امواج.....
۱۶۹	۴-۲-۵- نیروی موج وارد بر دیواره دائم پوشیده شده از بلوک‌های بتنی مستهلک‌کننده موج.....
۱۷۱	۵-۲-۵- تاثیر راستای موج‌شکن بر نیروی موج.....
۱۷۲	۶-۲-۵- تاثیر تغییر ناگهانی در عمق آب بر نیروی موج.....
۱۷۲	۷-۲-۵- نیروی موج وارد بر دیواره دائم نزدیک خط ساحلی یا روی ساحل.....
۱۷۲	۱-۷-۲-۵- نیروی موج خط ساحلی در سمت دریا.....
۱۷۳	۲-۷-۲-۵- نیروی موج در خط ساحلی به سمت خشکی.....
۱۷۳	۸-۲-۵- نیروی موج وارد بر صندوقه دائم جاذب موج.....
۱۷۴	۳-۵- جرم سنگ‌های آرمور و بلوک‌های بتنی.....
۱۷۴	۱-۳-۵- قطعات آرمور روی سطح شیبدار.....
۱۸۳	۲-۳-۵- قطعات آرمور روی پشته پی موج‌شکن مرکب.....
۱۸۷	۴-۵- نیروهای موج وارد بر اعضای استوانه‌ای و سازه‌های منفرد حجیم.....
۱۸۷	۱-۴-۵- نیروی موج وارد بر اعضای استوانه‌ای.....
۱۸۹	۲-۴-۵- نیروی موج وارد بر سازه منفرد حجیم.....
۱۹۱	۵-۵- نیروی موج وارد بر سازه نزدیک تراز آب ساکن.....
۱۹۱	۱-۵-۵- نیروی بالابرنده وارد بر صفحه افقی نزدیک تراز آب ساکن.....

فصل ششم - کشندها و ترازهای غیرعادی آب

۱۹۷	۱-۶- تراز آب طراحی.....
۱۹۸	۲-۶- کشند نجومی.....
۲۰۰	۳-۶- برکشند طوفان.....
۲۰۳	۴-۶- سونامی.....
۲۰۷	۵-۶- نوسان آزاد.....
۲۱۱	۶-۶- تراز آب زیرزمینی و تراوش.....

فصل هفتم - جریان‌ها و نیروی جریان

۲۱۷	۱-۷- کلیات.....
۲۱۸	۲-۷- نیروهای وارد بر سازه‌ها و اعضای مستغرق.....
۲۲۰	۳-۷- وزن سنگ‌های آرمور و بلوک‌های بتنی مورد نیاز در برابر جریان.....

فصل هشتم - نیروهای خارجی وارد بر جسم شناور و حرکات آن

۲۲۵ کلیات ۱-۸
۲۲۷ ۲-۸ نیروهای خارجی وارد بر جسم شناور
۲۳۱ ۳-۸ حرکات جسم شناور و نیروی مهاربندی

فصل نهم - هیدرولیک خور

۲۳۷ کلیات ۱-۹
-----	-----------------

فصل دهم - رانه ساحلی

۲۴۷ کلیات ۱-۱۰
۲۵۸ ۲-۱۰ آب‌شستگی اطراف سازه‌ها
۲۶۲ ۳-۱۰ پیش‌بینی تغییر شکل ساحل

فصل یازدهم - خاک بستر

۲۶۹ ۱-۱۱ روش تعیین شرایط ژئوتکنیکی
۲۶۹ ۱-۱-۱۱ اصول
۲۷۰ ۲-۱-۱۱ انتخاب روش‌های شناسایی خاک
۲۷۱ ۳-۱-۱۱ آزمایش نفوذ استاندارد
۲۷۱ ۲-۱۱ مشخصات فیزیکی خاک‌ها
۲۷۱ ۱-۲-۱۱ وزن حجمی خاک
۲۷۱ ۲-۲-۱۱ طبقه‌بندی خاک‌ها
۲۷۲ ۳-۲-۱۱ ضریب نفوذپذیری خاک
۲۷۳ ۳-۱۱ مشخصات مکانیکی خاک‌ها
۲۷۳ ۱-۳-۱۱ ثابت‌های ارتجاعی
۲۷۴ ۲-۳-۱۱ مشخصات تحکیم
۲۷۸ ۳-۳-۱۱ خواص برشی
۲۸۳ ۴-۱۱ زاویه اصطکاک داخلی توسط عدد N
۲۸۴ ۵-۱۱ کاربرد روش‌های عمق‌شناسی به‌جز SPT
۲۸۶ ۶-۱۱ مشخصات دینامیکی خاک‌ها
۲۸۶ ۱-۶-۱۱ ضریب تغییرشکل دینامیکی
۲۸۹ ۲-۶-۱۱ مشخصات مقاومت دینامیکی

فصل دوازدهم - زلزله و نیروهای لرزه‌ای

۲۹۳ کلیات ۱-۱۲
۲۹۴ ۲-۱۲ مقاومت لرزه‌ای تاسیسات بندر و لنگرگاه در طراحی
۲۹۶ ۳-۱۲ روش ضریب زلزله

۲۹۷	۴-۱۲- ضریب زلزله طراحی.....
۳۰۳	۵-۱۲- تحلیل پاسخ لرزه‌ای.....
۳۰۷	۶-۱۲- روش تغییرشکل لرزه‌ای.....

فصل سیزدهم - روانگرایی

۳۱۱	۱-۱۳- کلیات.....
۳۱۱	۲-۱۳- پیش‌بینی روانگرایی.....
۳۱۷	۳-۱۳- مقابله با روانگرایی.....

فصل چهاردهم - فشار خاک و فشار آب

۳۲۱	۱-۱۴- فشار خاک.....
۳۲۱	۲-۱۴- فشار خاک تحت شرایط عادی.....
۳۲۱	۱-۲-۱۴- فشار خاک ماسه‌ای تحت شرایط عادی.....
۳۲۳	۲-۲-۱۴- فشار خاک ناشی از خاک چسبنده تحت شرایط عادی.....
۳۲۴	۳-۱۴- فشار خاک در هنگام زلزله.....
۳۲۴	۱-۳-۱۴- فشار خاک لایه ماسه‌ای در هنگام زلزله.....
۳۲۷	۲-۳-۱۴- فشار خاک ناشی از خاک چسبنده در هنگام زلزله.....
۳۲۸	۳-۳-۱۴- ضریب زلزله ظاهری.....
۳۲۹	۴-۱۴- فشار آب.....
۳۲۹	۱-۴-۱۴- فشار آب باقیمانده.....
۳۳۰	۲-۴-۴- فشار دینامیک آب در هنگام زلزله.....

فصل پانزدهم - بارها

۳۳۵	۱-۱۵- کلیات.....
۳۳۵	۲-۱۵- وزن مرده و سربار.....
۳۳۶	۳-۱۵- بار ایستا.....
۳۳۶	۱-۳-۱۵- بار ایستا در شرایط عادی.....
۳۳۶	۲-۳-۱۵- بار ایستا هنگام زلزله.....
۳۳۷	۳-۳-۱۵- بار با توزیع نامتقارن.....
۳۳۷	۴-۳-۱۵- بار برف.....
۳۳۸	۴-۱۵- بار زنده.....
۳۳۸	۱-۴-۱۵- بار قطار.....
۳۳۸	۲-۴-۱۵- بار خودرو.....
۳۳۸	۳-۴-۱۵- بار تجهیزات جابجایی کالا.....
۳۳۸	۴-۴-۱۵- بار زنده پیاده‌رو.....

فصل شانزدهم - ضریب اصطکاک

۱۶-۱- کلیات..... ۳۴۳

پیوست الف - طوفان‌های خلیج فارس و دریای عمان

الف-۱- مقدمه..... ۳۴۷

الف-۲- بادهای خلیج فارس..... ۳۴۷

الف-۳- بادهای دریای عمان..... ۳۴۹

پیوست ب - امواج دریای خزر و دریای عمان

ب-۱- مقدمه..... ۳۵۵

ب-۲- گل‌موج‌های سواحل دریای خزر و دریای عمان..... ۳۵۵

ب-۳- امواج طراحی سواحل دریای عمان..... ۳۵۵

مراجع..... ۳۶۱

خلاصه انگلیسی

فهرست جدول‌ها

عنوان	صفحه
جدول ۱-۲- ابعاد اصلی کشتی برای حالتی که شناور طرح مشخص نمی‌باشد.....	۱۳
جدول ۲-۲- ابعاد اصلی کشتی‌های کوچک باری.....	۱۵
جدول ۳-۲- توزیع فراوانی ابعاد اصلی کشتی‌های کالاهای عمومی.....	۱۶
جدول ۴-۲- توزیع فراوانی ابعاد اصلی در کشتی‌های فله‌بر.....	۱۷
جدول ۵-۲- توزیع فراوانی ابعاد اصلی در کشتی‌های کانتینری.....	۲۰
جدول ۶-۲- (ت) TEU – DWT.....	۲۲
جدول ۷-۲- توزیع فراوانی ابعاد اصلی در تانکرهای نفت.....	۲۲
جدول ۸-۲- ظرفیت وزن مرده و سرعت متوسط پهلوگیری.....	۲۹
جدول ۹-۲- نیروهای کششی مهار شناورها.....	۴۱
جدول ۱۰-۲- رابطه بین سرعت باد در سطح دریا و سرعت باد گرادیان.....	۴۸
جدول ۱۱-۲- ضریب ۳ برای محاسبه حداکثر سرعت افقی ذره آب.....	۶۲
جدول ۱۲-۲- رابطه بین ارتفاع موج بیشینه H_{MAX} و ارتفاع موج مشخصه $H_{1/3}$	۶۴
جدول ۱۳-۲- پارامترهای به‌کار رفته در محاسبه احتمال عدم تجاوز از ارتفاع موج مشخص.....	۸۰
جدول ۱۴-۲- زاویه محور موج تفرق یافته '.....	۱۰۵
جدول ۱۵-۲- محدوده تقریبی نسبت نرخ واقعی روگذری به مقدار تخمین زده شده.....	۱۳۲
جدول ۱۶-۲- مرز خسارت نرخ روگذری.....	۱۳۷
جدول ۱۶-۲- نرخ مجاز روگذری ($M^3/M.S$) به‌شکل تابعی از درجه اهمیت زمین پشت ساحل.....	۱۳۷
جدول ۱۸-۲- شرایطی که امواج کشتی را می‌توان امواج آب عمیق در نظر گرفت.....	۱۴۹
جدول ۱۹-۲- سطح تغییر شکل S برای هر رده خرابی برای آر مور دو لایه.....	۱۷۸
جدول ۲۰-۲- ضریب اینرسی.....	۱۹۰
جدول ۲۱-۲- ضریب اصلاحی دهانه خلیج کوچک.....	۲۰۸
جدول ۲۲-۲- مقدار ضریب پسا برای شکل‌های مختلف.....	۲۱۹
جدول ۲۳-۲- ضریب فشار باد.....	۲۲۸
جدول ۲۴-۲- ضریب A برای رابطه نرخ انتقال رسوب موازی ساحل.....	۲۵۵
جدول ۲۵-۲- راهنمایی برای فواصل نقاط گمانه و عمق‌شناسی.....	۲۶۹
جدول ۲۵-۲- ادامه - (ب) وقتی وضعیت لایه بندی پیچیده باشد (واحدها بر حسب متر).....	۲۷۰
جدول ۲۶-۲- روش‌های شناسایی خاک و پارامترهای خاک.....	۲۷۰
جدول ۲۶-۲- ادامه - روش‌های شناسایی خاک و پارامترهای خاک.....	۲۷۱
جدول ۲۷-۲- مقادیر تقریبی ضریب نفوذپذیری.....	۲۷۳
جدول ۲۸-۲- مشخصات و خاک‌های قابل آزمایش توسط روش‌های عمق شناسی.....	۲۸۵
جدول ۲۹-۲- حرکت زمین‌لرزه و مقاومت لرزه‌ای برای سازه‌ها و تاسیسات بندری که باید در طراحی لحاظ گردد.....	۲۹۵
جدول ۳۰-۲- میزان تغییر شکل اسکله‌های دیواری از نقطه نظر بهره‌برداری موقت پس از وقوع زلزله.....	۲۹۶

- جدول ۲-۳۱- میزان تغییر شکل اسکله‌های دیواری از نقطه نظر عملکردی..... ۲۹۶
- جدول ۲-۳۲- پهنه‌بندی خطر زلزله و ضرایب زلزله مربوط ۲۹۷
- جدول ۲-۳۳- ضریب شرایط خاک بستر..... ۲۹۷
- جدول ۲-۳۴- طبقه‌بندی نوع خاک..... ۲۹۸
- جدول ۲-۳۵- ضریب اهمیت سازه..... ۲۹۸
- جدول ۲-۳۶- ضریب زلزله منطقه و حداکثر شتاب سنگ بستر با دوره بازگشت ۷۵..... ۳۰۰
- جدول ۲-۳۷- روش‌های عددی تحلیل پاسخ لرزه‌ای..... ۳۰۵
- جدول ۲-۳۸- پیش‌بینی و قضاوت در خصوص روانگرایی برای لایه‌خاک طبق محدوده I-IV..... ۳۱۴
- جدول ۲-۳۹- وزن مخصوص مصالح..... ۳۳۵
- جدول ۲-۴۰- وزن مخصوص توده‌ای مصالح..... ۳۳۶
- جدول ۲-۴۱- شرایط برف معمولی و وزن مخصوص برف..... ۳۳۷
- جدول ۲-۴۲- ابعاد استاندارد کانتینر..... ۳۳۹
- جدول ۲-۴۳- ضریب اصطکاک ایستایی..... ۳۴۳
- جدول ۲-۴۴- تغییرات بیشینه ارتفاع موج شاخص موثر بر سواحل ایرانی دریای عمان ۳۵۵

فهرست شکل‌ها

عنوان	صفحه
شکل ۱-۲- تعاریف مربوط به ابعاد اصلی شناور.....	۱۳
شکل ۲-۲- رابطه بین شرایط جابجایی شناور و سرعت پهلوگیری با اندازه شناور.....	۲۷
شکل ۲-۳- سرعت پهلوگیری و وزن آب جابجاشده برای کشتی‌های کالاهای عمومی.....	۲۸
شکل ۲-۴- سرعت پهلوگیری و وزن آب جابجاشده برای تانکرهای نفت بزرگ.....	۲۸
شکل ۲-۵- سرعت پهلوگیری و وزن آب جابجاشده برای قایق‌هایی که پهلوگیری طولی دارند.....	۲۹
شکل ۲-۶- رابطه بین ظرفیت وزن مرده و سرعت پهلوگیری.....	۳۰
شکل ۲-۷- توزیع فراوانی سرعت پهلوگیری.....	۳۰
شکل ۲-۸- رابطه بین شعاع ژیراسیون حول محور دائم و ضریب ظرافت شناور (Myers, ۱۹۶۹).....	۳۲
شکل ۲-۹- وضعیت شماتیک پهلوگیری شناور.....	۳۲
شکل ۲-۱۰- ضریب فشار جریان C.....	۴۰
شکل ۲-۱۱- جهت باد یک گردباد (کم‌فشار) و یک گردباد متضاد (پرفشار).....	۴۷
شکل ۲-۱۲- نسبت سرعت باد در ارتفاع مطلوب به سرعت باد در ارتفاع ۱۰ متر بر مبنای تابعی از ارتفاع.....	۵۰
شکل ۲-۱۳- روش تعیین امواج مورد استفاده در طراحی.....	۵۶
شکل ۲-۱۴- رابطه بین حداکثر تراز تاج $(V_c)_{max}/H_{max}$ و ارتفاع موج نسبی $H_{1/3}/h$	۶۱
شکل ۲-۱۵- نمودار نشان‌دهنده مقدار تقریبی S_{max} در برابر تیزی موج.....	۶۶
شکل ۲-۱۶- نمودار نشان‌دهنده تغییر S_{max} در اثر انکسار.....	۶۷
شکل ۲-۱۷- توزیع فرکانسی نسبت دوره تناوب میانگین T_z حاصل از محاسبات طیفی به دوره تناوب میانگین.....	۶۸
شکل ۲-۱۸- نمودار پیش‌بینی موج با استفاده از روش S-M-B.....	۷۴
شکل ۲-۱۹- نمودار $H_{1/3-t-F-T_{1/3}}$ (از روابط Wilson (۱۹۶۵)).....	۷۶
شکل ۲-۲۰- نمودار $H_{1/3-F-C_G}$ برای امواج آب کم‌عمق (روش Sakamoto-Ijima).....	۷۷
شکل ۲-۲۱- نمودار پیش‌بایی امواج دوراً.....	۷۸
شکل ۲-۲۲- نمودار طرح کلی انکسار موج.....	۸۳
شکل ۲-۲۳- ضریب انکسار امواج منظم در ساحلی با منحنی‌های هم‌عمق مستقیم و موازی.....	۸۵
شکل ۲-۲۴- نمودار تغییر جهت موج منظم در ساحلی با منحنی‌های هم‌عمق مستقیم و موازی.....	۸۵
شکل ۲-۲۵- ضریب انکسار امواج نامنظم در ساحلی با منحنی‌های هم‌عمق مستقیم و موازی.....	۸۷
شکل ۲-۲۶- تغییر ناشی از انکسار در جهت اصلی p امواج نامنظم در ساحلی با منحنی‌های هم‌عمق.....	۸۷
شکل ۲-۲۷- مقایسه نمودارهای تفرق امواج تک‌فام و جهتی در موج‌شکن‌های دارای بازشو ($B/L = 5$).....	۸۸
شکل ۲-۲۸- الف- نمودار تفرق موج‌شکن‌های نیمه‌بینهایت ($=90^\circ$) و $S_{max}=10$	۹۰
شکل ۲-۲۹- الف- نمودار تفرق موج‌شکن‌های دارای یک بازشو ($B/L = 1$) و $S_{max}=10$	۹۳
شکل ۲-۳۰- دهانه مجازی B' و زاویه محور موج تفرق یافته '.....	۱۰۵
شکل ۲-۳۱- نمونه‌ای از ناآرامی حوضچه بندر بر اثر امواج انعکاس‌یافته از سازه‌های سخت (Osaki, 1965).....	۱۰۸
شکل ۲-۳۲- نمایی از اثر امواج منعکس شده.....	۱۱۰

- شکل ۲- ۳۳- توزیع حداکثر مقدار ارتفاع موج در نزدیکی گوشه مقعر..... ۱۱۳
- شکل ۲- ۳۴- توزیع نیروی موج در طول یک موج شکن نیمه بینهایت..... ۱۱۴
- شکل ۲- ۳۵- توزیع نیروی موج در طول یک موج شکن جدا از ساحل..... ۱۱۵
- شکل ۲- ۳۶- نمودار محاسبه ضریب خزش..... ۱۱۶
- شکل ۲- ۳۷- الف- نمودار ارتفاع موج مشخصه در ناحیه شکست برای شیب بستر ۱:۱۰..... ۱۱۷
- شکل ۲- ۳۸- الف- نمودار ارتفاع مرتفع ترین موج در ناحیه شکست برای شیب بستر ۱:۱۰..... ۱۲۰
- شکل ۲- ۳۹- نمودار مقدار حداکثر مشخصه..... ۱۲۳
- شکل ۲- ۴۰- نمودار عمق آب در محلی که مقدار حداکثر ارتفاع موج مشخصه اتفاق می افتد..... ۱۲۳
- شکل ۲- ۴۱- معیار ارتفاع موج شکست امواج منظم..... ۱۲۴
- شکل ۲- ۴۲- نمودار تخمین h_R در یک دیواره دائم..... ۱۲۸
- شکل ۲- ۴۳- مقطع عرضی پیچیده و شیب مجازی..... ۱۲۸
- شکل ۲- ۴۴- ارتفاع بالاروی بر روی شیب..... ۱۲۹
- شکل ۲- ۴۵- ارتفاع بالاروی بر روی یک دیواره ساحلی که از نقطه شکست موج به ساحل نزدیکتر قرار گرفته است..... ۱۲۹
- شکل ۲- ۴۶- رابطه بین زاویه موج برخوردی و ارتفاع بالاروی (خطوط کامل: مقادیر آزمایشگاهی)..... ۱۳۰
- شکل ۲- ۴۷- کاهش ارتفاع بالاروی در اثر استفاده از جاذب موج..... ۱۳۱
- شکل ۲- ۴۸- نمودارهای تخمین نرخ روگذری یک دیواره ساحلی دائم (شیب بستر ۱:۳۰)..... ۱۳۳
- شکل ۲- ۴۹- نمودارهای تخمین نرخ روگذری یک دیواره ساحلی دائم (شیب بستر ۱:۱۰)..... ۱۳۴
- شکل ۲- ۵۰- نمودارهای تخمین نرخ روگذری یک دیواره ساحلی جاذب موج (شیب بستر ۱:۳۰)..... ۱۳۵
- شکل ۲- ۵۱- نمودارهای تخمین نرخ روگذری یک دیواره ساحلی جاذب موج (شیب بستر ۱:۱۰)..... ۱۳۶
- شکل ۲- ۵۲- اثر باد بر گرادیان مکانی مقدار روگذری موج..... ۱۳۸
- شکل ۲- ۵۳- نمودار محاسبه ضریب عبوری ارتفاع موج..... ۱۳۹
- شکل ۲- ۵۴- تغییر تراز متوسط آب (شیب بستر ۱:۱۰)..... ۱۴۱
- شکل ۲- ۵۵- تغییر تراز متوسط آب (شیب بستر ۱:۱۰۰)..... ۱۴۱
- شکل ۲- ۵۶- تغییر تراز متوسط آب در خط ساحل..... ۱۴۲
- شکل ۲- ۵۷- نسبت دامنه نوسان خیزاب به دامنه موج آب عمیق..... ۱۴۲
- شکل ۲- ۵۹- مقایسه طیف استاندارد با مولفه های دوره تناوب بلند و طیف مشاهداتی..... ۱۴۴
- شکل ۲- ۶۰- نمای پلان امواج کشتی..... ۱۴۷
- شکل ۲- ۶۱- جهت موج و دوره تناوب در محل هایی که آب به اندازه کافی عمیق است..... ۱۴۹
- شکل ۲- ۶۲- توزیع فشار موج مورد استفاده در محاسبات طراحی..... ۱۵۹
- شکل ۲- ۶۳- روش به دست آوردن زاویه موج تابشی β ۱۵۹
- شکل ۲- ۶۴- فشار بالابرنده در هنگام وجود پایه..... ۱۶۳
- شکل ۲- ۶۵- توزیع فشار منفی موج..... ۱۶۴
- شکل ۲- ۶۶- متوسط شدت فشار موج برای شدیدترین شکست موج (دیواره دائم روی شیب زیاد)..... ۱۶۷
- شکل ۲- ۶۷- ضریب فشار ضربه شکست امواج II..... ۱۶۸

- شکل ۲- ۶۸- نسبت $H_{1/20}$ به $H_{1/3}$ (مقدار $H_{1/20}$ در فاصله $5H_{1/3}$ از موج شکن به دست می آید)..... ۱۷۹
- شکل ۲- ۶۹- ضریب نفوذپذیری P..... ۱۸۰
- شکل ۲- ۷۰- سطح فرسایشی A..... ۱۸۰
- شکل ۲- ۷۱- سطح مقطع متعارف موج شکن مرکب و توضیحات..... ۱۸۵
- شکل ۲- ۷۲- شکل راستای موج شکن و اثرات جهت موج..... ۱۸۵
- شکل ۲- ۷۳- ضربه بین جبهه موج و صفحه افقی..... ۱۹۱
- شکل ۲- ۷۴- پیش بینی بالا آمدن تراز میانگین دریا مربوط به کمیته IPCC..... ۱۹۸
- شکل ۲- ۷۵- نمونه ای از نمای تراز آب برای یک ایستگاه اندازه گیری کشند..... ۲۰۰
- شکل ۲- ۷۶- توصیف پارامترهای مربوط به سونامی..... ۲۰۴
- شکل ۲- ۷۷- توزیع فشار موج ناشی از سونامی..... ۲۰۷
- شکل ۲- ۷۸- ریخت های مختلف خلیج کوچک..... ۲۰۸
- شکل ۲- ۷۹- طیف تشدید مربوط به لنگرگاهی به شکل مستطیلی باریک و کشیده..... ۲۱۰
- شکل ۲- ۸۰- طیف تشدید مربوط به لنگرگاهی به شکل مستطیلی عریض..... ۲۱۰
- شکل ۲- ۸۱- نمودار طرح کلی آب زیرزمینی در ساحل..... ۲۱۲
- شکل ۲- ۸۲- رابطه بین ضریب مقاومت و عدد رینولدز..... ۲۱۳
- شکل ۲- ۸۳- نمونه هایی از روش های مهاربندی یک جسم شناور..... ۲۲۶
- شکل ۲- ۸۴- مولفه های حرکت شناور..... ۲۳۱
- شکل ۲- ۸۵- دیاگرام نشان دهنده منحنی های تراز آب..... ۲۳۷
- شکل ۲- ۸۶- انکسار امواج در اثر جریان رودخانه..... ۲۳۹
- شکل ۲- ۸۷- نام گذاری مقطع عرضی ساحل..... ۲۴۸
- شکل ۲- ۸۸- ساحل نوع پله ای و نوع پشته ای..... ۲۴۹
- شکل ۲- ۸۹- تغییرات نحوه جابجایی رسوب در جهت عمود به ساحل..... ۲۵۰
- شکل ۲- ۹۰- پخش ماسه های شیشه ای رادیواکتیو در حرکت لایه سطحی و حرکت کلی..... ۲۵۲
- شکل ۲- ۹۱- الف- نمودار محاسباتی عمق آستانه حرکت لایه سطحی رسوب..... ۲۵۳
- شکل ۲- ۹۲- نمونه توپوگرافی ساحل نشان دهنده جهت غالب انتقال رسوب..... ۲۵۴
- شکل ۲- ۹۳- نمونه ای از مشاهدات میدانی چگالی رسوبات معلق..... ۲۵۶
- شکل ۲- ۹۴- پیشروی و پسروی خط ساحل میدانی..... ۲۵۷
- شکل ۲- ۹۵- مقایسه محل خط ساحلی محاسبه شده و اندازه گیری شده واقعی..... ۲۵۷
- شکل ۲- ۹۶- رابطه بین تغییرات توپوگرافی ساحل جلویی و تراز آب زیرزمینی..... ۲۵۸
- شکل ۲- ۹۷- شرایط حدی بین آب شستگی و انباشت رسوب جلوی سنگ چین ساحلی..... ۲۵۹
- شکل ۲- ۹۸- رابطه بین عمق آب شستگی در محل پوزه موج شکن و حداکثر ارتفاع موج مشخصه..... ۲۶۰
- شکل ۲- ۹۹- رابطه بین عمق آب شستگی اطراف پوزه موج شکن و عمق آب..... ۲۶۰
- شکل ۲- ۱۰۰- رابطه بین عمق آب شستگی و عمق آب..... ۲۶۱
- شکل ۲- ۱۰۱- نمای آب شستگی توسط امواج ایستا..... ۲۶۲

- شکل ۲- ۱۰۲- دسته‌بندی الگوهای تغییرات توپوگرافی بعد از ساخت سازه‌ها ۲۶۳
- شکل ۲- ۱۰۳- رابطه بین تغییر حجم خط ساحلی و حرکت ماسه ۲۶۵
- شکل ۲- ۱۰۴- طبقه‌بندی اندازه ذرات و اصطلاحات آنها ۲۷۲
- شکل ۲- ۱۰۵- رابطه $e\text{-log } p$ خاک ۲۷۵
- شکل ۲- ۱۰۶- خطوط هم‌زمان تحکیم ۲۷۷
- شکل ۲- ۱۰۷- رابطه نظری بین درجه تحکیم متوسط و فاکتور زمان ۲۷۷
- شکل ۲- ۱۰۸- تحکیم اولیه و تحکیم ثانویه ۲۷۸
- شکل ۲- ۱۰۹- رابطه بین نشانه خمیری و cu/p ۲۸۲
- شکل ۲- ۱۱۰- تاثیر فشار سربار موثر و چگالی نسبی بر عدد N (Meyerhof) ۲۸۳
- شکل ۲- ۱۱۱- منحنی تنش- کرنش ۲۸۶
- شکل ۲- ۱۱۲- مدول برشی و ثابت میرایی ۲۸۷
- شکل ۲- ۱۱۳- مدول برشی، ثابت میرایی و بزرگی کرنش برشی ۲۸۸
- شکل ۲- ۱۱۴- رابطه بین ضریب زلزله و حداکثر شتاب زمین ۳۰۱
- شکل ۲- ۱۱۵- رابطه بین حداکثر شتاب سنگ بستر اندازه‌گیری شده بوسیله لرزه‌نگار نوع SMAC ۳۰۲
- شکل ۲- ۱۱۶- طبقه‌بندی زلزله‌ها به وسیله گسل فعال ۳۰۳
- شکل ۲- ۱۱۷- الف- محدوده احتمال وقوع روانگرایی ($U_c \leq 3.5$) ۳۱۲
- شکل ۲- ۱۱۸- طبقه‌بندی لایه خاک با استفاده از مقدار N معادل و شتاب معادل ۳۱۴
- شکل ۲- ۱۱۹- ضریب اصلاح مقدار N معادل بر اساس درصد مصالح ریزدانه خاک ۳۱۵
- شکل ۲- ۱۲۰- روش مقدار N اصلاح شده بر اساس درصد مقدار ریزدانه و نشانه خمیری خاک ۳۱۶
- شکل ۲- ۱۲۱- طرح کلی فشار خاک وارده بر دیوار نگهبان ۳۲۲
- شکل ۲- ۱۲۲- ضریب فشار خاک و زاویه شکست (گوه‌گسیختگی) ۳۲۶
- شکل ۲- ۱۲۳- سطح مقطع لایه‌های خاک و نمایه‌ها ۳۲۹
- شکل ۲- ۱۲۴- طرح شماتیکی از فشار آب باقیمانده ۳۳۰
- شکل ۲- ۱۲۵- موقعیت ۳۲ ایستگاه سینوپتیک پیرامون خلیج فارس و تنگه هرمز ۳۴۷
- شکل ۲- ۱۲۶- گل‌بادهای ایستگاه‌های سینوپتیک پیرامون خلیج فارس و تنگه هرمز ۳۴۸
- شکل ۲- ۱۲۷- منحنی‌های درصد احتمال فزونی ۳۴۸
- شکل ۲- ۱۲۸- بیشترین سرعت‌های سالانه باد اندازه‌گیری (یا محاسبه) شده ۳۴۹
- شکل ۲- ۱۲۹- گل‌بادهای ایستگاه‌های سینوپتیک ساحلی خلیج چابهار ۳۵۰
- شکل ۲- ۱۳۰- مسیر طوفان‌های استوایی در محدوده ۱۰۰۰ کیلومتری انتهای شرقی دریای عمان ۳۵۰
- شکل ۲- ۱۳۱- طوفان‌های تاریخی موثر بر سواحل ایرانی دریای عمان ۳۵۱
- شکل ۲- ۱۳۲- مسیر طوفان گونو ۳۵۲
- شکل ۲- ۱۳۳- گل‌موج‌های پیش‌یابی شده دریای خزر (۲۰۰۲-۱۹۹۲) ۳۵۶
- شکل ۲- ۱۳۴- گل‌موج‌های پیش‌یابی شده دریای عمان (۱۹۹۷-۲۰۰۷) ۳۵۷
- شکل ۲- ۱۳۵- تغییرات مکانی ارتفاع امواج طرح با دوره بازگشت صدساله ناشی از طوفان‌های استوایی ۳۵۸

بخش ۲

شرایط طراحی

فصل ۱

کلیات

۱-۱- کلیات

در طراحی تاسیسات بندری و بندرگاهی، شرایط طراحی باید از بین موارد فهرست شده ذیل و با در نظر گرفتن عوامل طبیعی، شرایط ساخت و بهره‌برداری، مشخصات مصالح، اثرات زیست‌محیطی و ملزومات اجتماعی برای تاسیسات انتخاب شود.

- ۱) ابعاد کشتی
- ۲) نیروهای خارجی ایجاد شده به وسیله کشتی‌ها
- ۳) بادهای و فشار باد
- ۴) موج‌ها و نیروی موج
- ۵) جزرومد و ترازهای فوق‌العاده دریا
- ۶) جریان‌ها و نیروی جریان
- ۷) نیروهای خارجی موثر بر سازه‌های شناور و حرکت آن‌ها
- ۸) هیدرولیک مصب رودخانه و رانه ساحلی
- ۹) خاک بستر
- ۱۰) زلزله و نیروهای لرزه‌ای
- ۱۱) روانگرایی
- ۱۲) فشار خاک و فشار آب
- ۱۳) بار مرده و سربار
- ۱۴) ضریب اصطکاک
- ۱۵) سایر شرایط ضروری برای طراحی

تفسیر

شرایط طراحی به دلیل تاثیر زیادی که بر ایمنی، عملکرد و هزینه ساخت تاسیسات دارد، باید به دقت تعیین شود. شرایط طراحی فوق‌الذکر فقط شرایطی هستند که تاثیر زیادی بر تاسیسات بندری و بندرگاهی دارند و عموماً بر اساس نتایج حاصل از بررسی‌های میدانی و آزمایش‌ها تعیین می‌شوند. بنابراین شرایط طراحی، باید به‌طور دقیق و مبتنی بر درکی کامل از روش‌ها و نتایج اینگونه بررسی‌ها و آزمایش‌ها، تعیین شوند. در مورد سازه‌های موقت، شرایط طراحی را می‌توان با توجه به عمر بهره‌برداری سازه نیز تعیین نمود.

نکات فنی

۱) در طراحی تاسیسات بندری و بندرگاهی موارد زیر باید در نظر گرفته شوند:

الف) کاربری تاسیسات

از آنجایی که اغلب تاسیسات، کاربری‌های چندگانه دارند، لذا باید دقت لازم مبذول گردد تا تمامی کاربری‌های آن‌ها به‌طور کامل مدنظر قرار گیرد.

(ب) اهمیت تاسیسات

درجه اهمیت تاسیسات برای طراحی آن‌ها باید متناسب با ایمنی و میزان اقتصادی بودن آن‌ها، در نظر گرفته شود. معیارهای طراحی که متأثر از اهمیت تاسیسات می‌باشند، عبارتند از شرایط محیطی، ضریب زلزله طراحی، عمر مفید، بارها، ضریب اطمینان و غیره می‌باشند. در تعیین درجه اهمیت تاسیسات معیارهای ذیل باید در نظر گرفته شوند:

(۱) تاثیر خرابی تاسیسات بر جان و مال اشخاص

(۲) تاثیر خرابی بر جامعه و اقتصاد آن

(۳) تاثیر خرابی بر سایر تاسیسات

(۴) قابلیت جایگزین کردن تاسیسات

(پ) عمر مفید

نوع سازه و مصالح مصرفی و نیز ضرورت و دامنه توسعه تاسیسات موجود، باید با توجه به عمر مفید انتخاب شوند. عمر مفید تاسیسات باید با بررسی موارد ذیل تعیین شود:

(۱) عملکرد موثر تاسیسات

یعنی تعداد سال‌هایی که پس از آن تاسیسات در اثر بروز اشکال عملکردی قابلیت استفاده را نخواهند داشت، به‌طور مثال عمق لنگرگاه برای شناورهای با ابعاد بزرگتر کافی نخواهد بود.

(۲) دیدگاه اقتصادی تاسیسات

منظور تعداد سال‌هایی که تاسیسات فعلی از آن پس از لحاظ اقتصادی قابل رقابت با تاسیسات جدید نباشند (مگر اینکه برخی اصلاحات انجام پذیرد).

(۳) کاربری اجتماعی تاسیسات

به سال‌هایی که پس از آن اهمیت عملکرد تاسیسات کاهش می‌یابد و یا اینکه کاربری‌های مختلف دیگری با توجه به طرح جامع جدید بندر در نظر گرفته می‌شود، اطلاق می‌گردد.

(۴) خصوصیت فیزیکی تاسیسات

تعداد سال‌هایی که بیش از آن نگهداری مقاومت مصالح مورد استفاده در سازه‌ها، در اثر فرآیندهایی نظیر خوردگی و هوازدگی مصالح، در سطح مشخص شده امکان پذیر نباشد.

(ت) احتمال وقوع رخداد غیرمترقبه

احتمال وقوع رخداد غیرمترقبه ارتباط معناداری با عمر مفید سازه‌ها دارد. احتمال وقوع رخداد غیرمترقبه E_1 با استفاده از رابطه (۱-۱) به دست می‌آید.

$$E_1 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_1}\right)^{L_1} \quad (1-1)$$

که در آن:

L_1 : عمر مفید

\bar{T}_1 : دوره بازگشت

ث) شرایط محیطی

نه تنها شرایط موج، زلزله، توپوگرافی و خاک، تاثیر مستقیم بر طراحی تاسیسات دارند، بلکه کیفیت آب، مصالح بستر، زندگی جانوری و گیاهی، شرایط جوی و افزایش تراز آب دریا در اثر گرمایش زمین نیز باید در نظر گرفته شود.

ج) مصالح

لازم است که در انتخاب مصالح، نیروهای فیزیکی خارجی، خوردگی، عمر مفید، نوع سازه، عملیات ساخت، هزینه و تاثیر بر محیط زیست و نما در نظر گرفته شوند. کسب اطمینان از کیفیت مورد نیاز دارای اهمیت زیادی می باشد. در سال های اخیر علاوه بر مصالح سنتی، از مصالح جدید مانند فولادهای زنگ نزن، نیتانیم و لاستیک های جدید و مصالح بازیافت شده مانند سرباره کوره آهنگدازی، خاکستر زغال سنگ و مصالح حاصل از لایروبی نیز استفاده می شود.

چ) روش ساخت

برای اطمینان از یک طراحی منطقی و قابل قبول، باید به روش ساخت توجه کافی مبذول گردد.

ح) دقت کار

لازم است که طراحی با توجه به دقت واقعی عملیات ساخت انجام شود.

خ) دوره ساخت

در حالتی که طول دوره ساخت مقرر باشد، ضروری است که به هر دو مقوله طراحی و روش ساخت توجه شود تا اتمام کار در طول دوره تصریح شده ممکن گردد. دوره ساخت به طور کلی با توجه به عواملی نظیر امکان تامین مصالح و تجهیزات مورد نیاز جهت ساخت، سختی اجرا، تاریخ بهره برداری و شرایط محیطی تعیین می شود.

د) هزینه های ساخت و غیره

هزینه های ساخت شامل هزینه های سرمایه گذاری اولیه و هزینه های نگهداری می باشد. تمامی این هزینه ها باید در طراحی و ساخت در نظر گرفته شوند. در این حالت، لازم است که بهره برداری زودتر از تاسیسات در حال ساخت مورد توجه قرار گیرد و از بازگشت سریع سرمایه اطمینان حاصل گردد. همچنین رویکردی نیز برای طراحی وجود دارد که در آن ضمن اطمینان از ایمنی بهره برداری و ساخت، تاسیسات گام به گام با پیشرفت فرایند اجرا به بهره برداری می رسند.

باید توجه شود که هزینه های سرمایه گذاری شامل تعهدات جبران خسارت نیز می شوند. هنگام طراحی، موضوعاتی مانند نوع سازه و روش ساخت، باید مورد توجه قرار گیرد، زیرا هزینه های اجرا به این موارد بستگی خواهد داشت.

در مرحله طراحی باید مواردی از قبیل نوع سازه، روش ساخت و هزینه های مربوط به زمان ساخت که قبلا انتخاب شده اند، مورد توجه و ملاحظه قرار گیرد.

فصل ۲

شناورها

۲-۱- ابعاد شناور طرح

ابعاد اصلی شناور طرح باید با استفاده از موارد زیر تعیین شود:

- ۱) در حالتی که مشخصات شناور طرح معلوم باشد، ابعاد اصلی آن بکار می‌رود.
- ۲) در حالتی که مشخصات شناور طرح مشخص نباشد، با استفاده از روش‌های آماری، ابعاد اصلی مناسب تعیین می‌گردد.

نکات فنی

- ۱) شناور طرح، شناوری است که بیشترین ظرفیت ناخالص را در بین شناورهای استفاده‌کننده از بندر و تاسیسات آن دارا باشد. بنابراین، چنانچه مشخصات شناور طرح انتخاب شده باشد، از ابعاد اصلی آن باید استفاده شود.
- ۲) در حالتی که مشخصات شناور طرح مشخص نباشد، مثلاً در حالتی که بندر و تاسیسات آن برای استفاده عموم شناورها است، ابعاد شناور طرح با مراجعه به جدول (۲-۱) و شکل (۲-۱) تعیین می‌شود. در این جدول، ظرفیت (ناخالص و مرده) به عنوان شاخص‌های اصلی مورد استفاده قرار می‌گیرند.
- ۳) جدول (۲-۱)، ابعاد اصلی شناورها را برای حالتی که ابعاد اصلی شناور طرح را نمی‌توان تعیین کرد، ارائه می‌نماید. این مقادیر با استفاده از روش‌هایی مثل تحلیل‌های آماری تعیین شده و بیانگر ۷۵ درصد مقادیر نسبت پوششی برای هر ظرفیتی از شناورها می‌باشد. بنابراین برای هر ظرفیتی، شناورهایی وجود دارد که ابعاد اصلی آنها از مقادیر موجود در جدول تجاوز نماید. همچنین شناورهایی وجود دارد که ظرفیت آنها بیشتر از شناورهای طرح موجود در جدول بوده لیکن دارای ابعاد اصلی کوچکتر از شناور طرح می‌باشند.
- ۴) جدول (۲-۱) با استفاده از اطلاعات موجود در مراجع معتبر بین‌المللی ذی‌ربط از جمله «اطلاعات دریایی Lloyd» (۱۹۹۵) بدست آمده است. شرح ابعاد اصلی در جدول (۲-۱) نشان داده شده است.
- ۵) از آنجایی که ابعاد اصلی شناورهای دور برد که مسافت‌هایی بیشتر از ۳۰۰ km را در دریا می‌پیمایند دارای مشخصات متفاوتی نسبت به شناورهای برد کوتاه و متوسط هستند، بنابراین ابعاد اصلی برای شناورهای دور برد و شناورهای برد کوتاه و متوسط، به‌طور جداگانه ارائه شده است.
- ۶) ارتفاع دکل به‌طور قابل توجهی حتی برای یک نوع کشتی و یک ظرفیت خاص، متغیر است، بنابراین وقتی تجهیزاتی مانند پل‌ها در مسیرهای کشتی‌رانی طراحی می‌شوند، لازم است بررسی دقیقی بر روی ارتفاع دکل شناورهای طرح انجام شود.
- ۷) در حالتی که شناور طرح به‌صورت یک کشتی باری کوچک باشد، اما تعیین دقیق ابعاد آن، از قبل امکان‌پذیر نباشد، می‌توان با رجوع به جدول (۲-۲) ابعاد اصلی کشتی‌های باری کوچک را به‌دست آورد. مقادیر جدول (۲-۲) از روشی همانند جدول (۲-۱) به‌دست آمده است اما با توجه به اینکه در مورد کشتی‌های کوچک، تغییرات زیادی برای ابعاد اصلی وجود دارد، لازم است دقت خاصی در استفاده از جدول (۲-۲) مبذول گردد.

۸) ظرفیت

تعریف انواع مختلف ظرفیت، به شرح زیر می‌باشد:

الف) ظرفیت ناخالص GT

مقدار ظرفیت بخش‌های محصور یک شناور است. ظرفیت ناخالص شاخصی است که اندازه شناور را مشخص می‌کند.

ب) ظرفیت وزن مرده DWT

حداکثر وزن (برحسب تن) باری است که یک شناور می‌تواند بارگیری نماید.

پ) وزن آب جابه‌جا شده DT

مقدار آبی (برحسب تن) است که توسط یک شناور در حالت سکون جابه‌جا می‌شود.

۹) رابطه (۱-۲) رابطه بین ظرفیت وزن مرده (DWT) و ظرفیت ناخالص (GT) را برای انواع مختلف شناور که از ظرفیت وزن

مرده به عنوان شاخص استفاده می‌کنند، نشان می‌دهد. رابطه زیر را برای هر نوع شناوری که ظرفیت آن در محدوده نشان

داده شده در جدول (۱-۲) باشد، می‌توان استفاده کرد.

$GT = 0.541DWT$	} کشتی‌های باری	(۱-۲)	
$GT = 0.880DWT$			کشتی‌های کانتینری
$GT = 0.553DWT$			تانکرهای نفت
$GT = 0.808DWT$			شناورهای رو رو

که در آن:

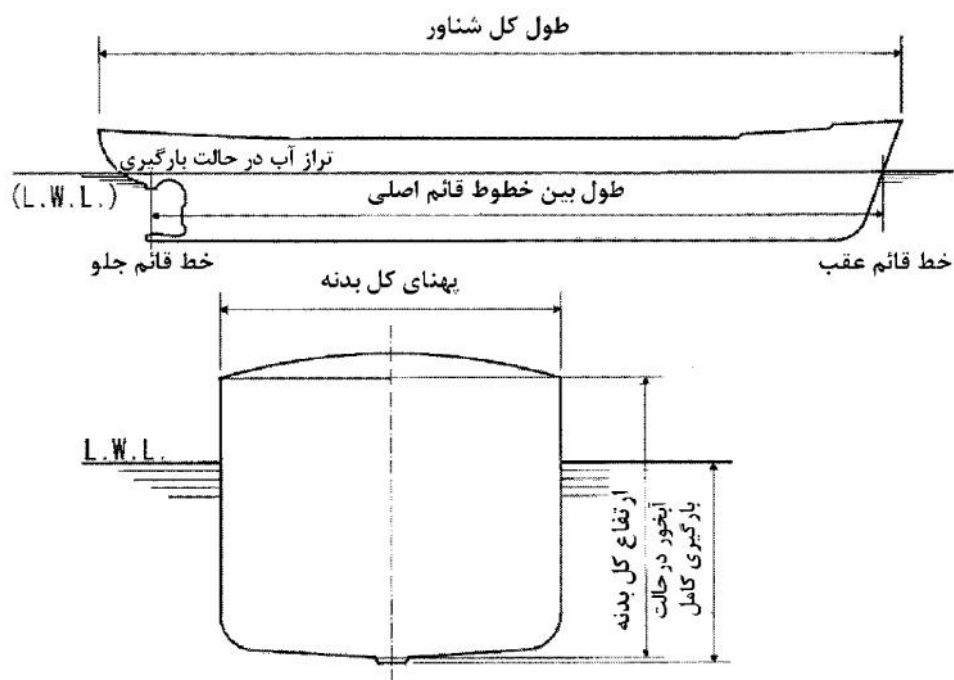
GT : ظرفیت ناخالص

DWT : ظرفیت وزن مرده

۱۰) جدول (۳-۲) تا (۷-۲) مقادیر متداول برای ابعاد اصلی کشتی‌های کالاهای عمومی، کشتی‌های قله‌بر، کشتی‌های کانتینری و

تانکرهای نفتی را که توسط موسسه تحقیقات بندری ژاپن ($PHRI$) و با اطلاعات بدست‌آمده از «خدمات اطلاعات دریایی

$Lloyd$ » (۱۹۹۸) مورد تحلیل قرار داده را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۱- تعاریف مربوط به ابعاد اصلی شناور

جدول ۲-۱- ابعاد اصلی کشتی برای حالتی که شناور طرح مشخص نمی‌باشد

(۱) کشتی‌های باری

ظرفیت بار مرده (DWT)	طول کل شناور (L)	عرض بدنه (B)	آبخور در حالت بارگیری کامل (d)
۱۰۰۰ تن	۶۷ متر	۱۰/۹ متر	۳/۹ متر
۲۰۰۰	۸۳	۱۳/۱	۴/۹
۳۰۰۰	۹۴	۱۴/۶	۵/۶
۵۰۰۰	۱۰۹	۱۶/۸	۶/۵
۱۰۰۰۰	۱۳۷	۱۹/۹	۸/۲
۱۲۰۰۰	۱۴۴	۲۱/۰	۸/۶
۱۸۰۰۰	۱۶۱	۲۳/۶	۹/۶
۳۰۰۰۰	۱۸۵	۲۷/۵	۱۱/۰
۴۰۰۰۰	۲۰۰	۲۹/۹	۱۱/۸
۵۵۰۰۰	۲۱۸	۳۲/۳	۱۲/۹
۷۰۰۰۰	۲۳۳	۳۲/۳	۱۳/۷
۹۰۰۰۰	۲۴۹	۳۸/۱	۱۴/۷
۱۰۰۰۰۰	۲۵۶	۳۹/۳	۱۵/۱
۱۵۰۰۰۰	۲۸۶	۴۴/۳	۱۶/۹

۲) کشتی‌های کانتینری

ظرفیت بار مرده (DWT)	طول کل شناور (L)	عرض بدنه (B)	آبخور در حالت بارگیری کامل (d)
۳۰۰۰۰ تن	۲۱۸ متر	۳۰/۲ متر	۱۱/۱ متر
۴۰۰۰۰	۲۴۴	۳۲/۳	۱۲/۲
۵۰۰۰۰	۲۶۶	۳۲/۳	۱۳/۰
۶۰۰۰۰	۲۸۶	۳۶/۵	۱۳/۸

۳) قایق‌های مسافری

۳- الف) قایق‌های با برد کوتاه تا متوسط (مسافت دریانوردی کمتر از ۳۰۰ km)

ظرفیت بار مرده (DWT)	طول کل شناور (L)	عرض بدنه (B)	آبخور در حالت بارگیری کامل (d)
۴۰۰ تن	۵۰ متر	۱۱/۸ متر	۳/۰ متر
۷۰۰	۶۳	۱۳/۵	۳/۴
۱۰۰۰	۷۲	۱۴/۷	۳/۷
۲۵۰۰	۱۰۴	۱۸/۳	۴/۶
۵۰۰۰	۱۳۶	۲۱/۶	۵/۳
۱۰۰۰۰	۱۴۸	۲۳/۰	۵/۷

۳- ب) قایق‌های دور برد (مسافت دریانوردی ۳۰۰ km یا بیشتر)

ظرفیت بار مرده (DWT)	طول کل شناور (L)	عرض بدنه (B)	آبخور در حالت بارگیری کامل (d)
۶۰۰۰ تن	۱۴۲ متر	۲۲/۳ متر	۶/۰ متر
۱۰۰۰۰	۱۶۷	۲۵/۲	۶/۴
۱۳۰۰۰	۱۸۵	۲۷/۳	۶/۸
۱۶۰۰۰	۱۹۲	۲۸/۲	۶/۸
۲۰۰۰۰	۱۹۲	۲۸/۲	۶/۸
۲۳۰۰۰	۲۰۰	۲۸/۲	۷/۲

۴) کشتی‌های رو رو

ظرفیت بار مرده (DWT)	طول کل شناور (L)	عرض بدنه (B)	آبخور در حالت بارگیری کامل (d)
۴۰۰ تن	۷۵ متر	۱۳/۶ متر	۱۱/۱ متر
۱۵۰۰	۹۷	۱۶/۴	۴/۷
۲۵۰۰	۱۱۵	۱۸/۵	۵/۵
۴۰۰۰	۱۳۴	۲۰/۷	۶/۳
۶۰۰۰	۱۵۴	۲۲/۹	۷/۰
۱۰۰۰۰	۱۸۲	۲۵/۹	۷/۴

۵) کشتی‌های مسافربری

ظرفیت بار مرده (DWT)	طول کل شناور (L)	عرض بدنه (B)	آبخور درحالت بارگیری کامل (d)
۲۰۰۰۰ تن	۱۸۰ متر	۲۵/۷ متر	۸/۰ متر
۳۰۰۰۰	۲۰۷	۲۸/۴	۸/۰
۵۰۰۰۰	۲۴۸	۳۲/۳	۸/۰
۷۰۰۰۰	۲۷۸	۳۵/۲	۸/۰

۶) کشتی‌های حمل‌کننده خودرو

ظرفیت بار مرده (DWT)	طول کل شناور (L)	عرض بدنه (B)	آبخور درحالت بارگیری کامل (d)
۵۰۰ تن	۷۰ متر	۱۱/۸ متر	۳/۸ متر
۱۵۰۰	۹۴	۱۵/۷	۵/۰
۳۰۰۰	۱۱۴	۱۸/۸	۵/۸
۵۰۰۰	۱۳۰	۲۱/۵	۶/۶
۱۲۰۰۰	۱۶۵	۲۷/۰	۸/۰
۱۸۰۰۰	۱۸۴	۳۰/۰	۸/۸
۲۵۰۰۰	۲۰۰	۳۲/۳	۹/۵

۷) تانکرهای نفت

ظرفیت بار مرده (DWT)	طول کل شناور (L)	عرض بدنه (B)	آبخور درحالت بارگیری کامل (d)
۱۰۰۰ تن	۶۱ متر	۱۰/۲ متر	۴/۰ متر
۲۰۰۰	۷۶	۱۲/۶	۴/۹
۳۰۰۰	۸۷	۱۴/۳	۵/۵
۵۰۰۰	۱۰۲	۱۶/۸	۶/۴
۱۰۰۰۰	۱۲۷	۲۰/۸	۷/۹
۱۵۰۰۰	۱۴۴	۲۳/۶	۸/۹
۲۰۰۰۰	۱۵۸	۲۵/۸	۹/۶
۳۰۰۰۰	۱۸۰	۲۹/۲	۱۰/۹
۵۰۰۰۰	۲۱۱	۳۲/۳	۱۲/۶
۷۰۰۰۰	۲۳۵	۳۸/۰	۱۳/۹
۹۰۰۰۰	۲۵۴	۴۱/۱	۱۵/۰

جدول ۲-۲- ابعاد اصلی کشتی‌های کوچک باری

ظرفیت بار مرده (DWT)	طول کل شناور (L)	عرض بدنه (B)	آبخور درحالت بارگیری کامل (d)
۵۰۰ تن	۵۱ متر	۹/۰ متر	۳/۳ متر
۷۰۰	۵۷	۹/۵	۳/۴

جدول ۲-۳- ادامه - توزیع فراوانی ابعاد اصلی کشتی‌های کالاهای عمومی - ب) DWT - عرض

جمع	DWT												نامشخص	B (m)
	۵۰۰۰۰	۴۰۰۰۰	۳۰۰۰۰	۲۰۰۰۰	۱۵۰۰۰	۱۰۰۰۰	۷۰۰۰	۵۰۰۰	۳۰۰۰	۲۰۰۰	۱۰۰۰	۹۹۹		
	۴۹۹۹۹	۳۹۹۹۹	۲۹۹۹۹	۱۹۹۹۹	۱۴۹۹۹	۹۹۹۹	۶۹۹۹	۴۹۹۹	۲۹۹۹	۱۹۹۹	۹۹۹			
۴۸	۱		۳۱	۱۶										۲۵/۹-۲۴
۶۹			۱۲	۵۴	۳									۲۷/۹-۲۶
۳۳		۱۷	۱۵	۱										۲۹/۹-۲۸
۲۶		۲۲	۴											۳۱/۹-۳۰
۲۰	۸	۱۲												۳۲ و بیشتر
۵۳۹۷	۹	۵۷	۳۱	۱۱۹	۱۴۹	۱۱۸	۳۹۷	۴۹۰	۹۸۰	۵۳۱	۱۰۹۹	۱۲۴۵	۱۷۲	جمع

جدول ۲-۳- ادامه - توزیع فراوانی ابعاد اصلی کشتی‌های کالاهای عمومی - ب) DWT - عرض

جمع	DWT												نامشخص	d (m)
	۵۰۰۰۰	۴۰۰۰۰	۳۰۰۰۰	۲۰۰۰۰	۱۵۰۰۰	۱۰۰۰۰	۷۰۰۰	۵۰۰۰	۳۰۰۰	۲۰۰۰	۱۰۰۰	۹۹۹		
	۴۹۹۹۹	۳۹۹۹۹	۲۹۹۹۹	۱۹۹۹۹	۱۴۹۹۹	۹۹۹۹	۶۹۹۹	۴۹۹۹	۲۹۹۹	۱۹۹۹	۹۹۹			
۴۲۷			۳		۴	۱۱	۶	۳۰	۲۵	۱۱۴	۱۰۲	۱۳۱	نامشخص	
۱۰۲											۱	۹۷	۴	تا ۱/۹
۴۴۴								۲	۲۴	۹۱	۳۰۶	۲۱	۲/۹-۲	
۱۲۹۸							۱۲	۷۶	۱۰۵	۳۷۶	۷۱۶	۱۳	۳/۹-۳	
۱۰۶۸							۳۴	۲۱۲	۲۹۲	۵۰۷	۲۳		۴/۹-۴	
۶۵۵						۱	۴۸	۵۱۴	۸۲	۸	۱	۱	۵/۹-۵	
۴۸۰							۴۹	۲۸۱	۱۳۸	۲	۲	۱	۶/۹-۶	
۳۴۳				۱	۱۰	۲۲۴	۱۰۰	۶	۱			۱	۷/۹-۷	
۱۹۹				۲	۱۲	۷۰	۱۱۱	۲	۲				۸/۹-۸	
۱۵۲			۲	۴۸	۶۸	۳۳	۱						۹/۹-۹	
۱۴۵			۱۴	۶۵	۶۵	۱							۱۰/۹-۱۰	
۳۹		۲۳	۱۳	۱	۲								۱۱/۹-۱۱	
۴۳	۷	۳۴	۲										۱۲/۹-۱۲	
۱	۱												۱۳ و بیشتر	
۵۳۹۷	۹	۵۷	۳۱	۱۱۹	۱۴۹	۱۱۸	۳۹۷	۴۹۰	۹۸۰	۵۳۱	۱۰۹۹	۱۲۴۵	۱۷۲	جمع

جدول ۲-۴- توزیع فراوانی ابعاد اصلی در کشتی‌های فله‌بر

الف) DWT - طول کل

جمع	DWT												نامشخص	L (m)	
	۲۵۰۰۰۰	۲۰۰۰۰۰	۱۵۰۰۰۰	۱۰۰۰۰۰	۷۰۰۰۰	۵۰۰۰۰	۳۰۰۰۰	۲۰۰۰۰	۱۵۰۰۰	۱۰۰۰۰	۷۰۰۰	۵۰۰۰			
	۲۴۹۹۹۹	۱۹۹۹۹۹	۱۴۹۹۹۹	۹۹۹۹۹۹	۶۹۹۹۹۹	۴۹۹۹۹۹	۲۹۹۹۹۹	۱۹۹۹۹۹	۱۴۹۹۹۹	۹۹۹۹۹۹	۶۹۹۹۹۹	۴۹۹۹۹۹			
۱۷۶			۱۲	۳	۱۶	۹	۳۷	۲۰	۴	۸	۳	۵	۴۷	۱۰	نامشخص
۱۷۲													۱۶۹	۳	تا ۵۹/۹

جدول ۲-۴- ادامه - توزیع فراوانی ابعاد اصلی در کشتی‌های فله‌بر - (ب) DWT - عرض

جمع	DWT												نامشخص	B (m)	
	۲۵۰۰۰۰	۲۰۰۰۰۰	۱۵۰۰۰۰	۱۰۰۰۰۰	۷۰۰۰۰	۵۰۰۰۰	۳۰۰۰۰	۲۰۰۰۰	۱۵۰۰۰	۱۰۰۰۰	۷۰۰۰	۵۰۰۰			
	۲۴۹۹۹۹	۱۹۹۹۹۹	۱۴۹۹۹۹	۹۹۹۹۹	۶۹۹۹۹	۴۹۹۹۹	۲۹۹۹۹	۱۹۹۹۹	۱۴۹۹۹	۹۹۹۹	۶۹۹۹	۴۹۹۹			
۱۲				۱۲											۴۱/۹-۴۰
۱۳۳			۴۸	۷۳	۱۲										۴۳/۹-۴۲
۱۰۵			۹۷	۸											۴۵/۹-۴۴
۵۹			۵۴	۵											۴۷/۹-۴۶
۷			۷												۴۹/۹-۴۸
۲۲		۲۱	۱												۵۱/۹-۵۰
۳	۱	۲													۵۳/۹-۵۲
۲	۱	۱													۵۴ و بیشتر
۳۰۰۲	۲	۲۴	۲۰۷	۱۰۱	۲۷۹	۳۰۶	۹۱۵	۵۳۳	۷۶	۵۹	۴۶	۳۷	۳۹۴	۲۱	جمع

ب) DWT - آب‌خور در حالت بارگیری کامل

جمع	DWT												نامشخص	d (m)	
	۲۵۰۰۰۰	۲۰۰۰۰۰	۱۵۰۰۰۰	۱۰۰۰۰۰	۷۰۰۰۰	۵۰۰۰۰	۳۰۰۰۰	۲۰۰۰۰	۱۵۰۰۰	۱۰۰۰۰	۷۰۰۰	۵۰۰۰			
	۲۴۹۹۹۹	۱۹۹۹۹۹	۱۴۹۹۹۹	۹۹۹۹۹	۶۹۹۹۹	۴۹۹۹۹	۲۹۹۹۹	۱۹۹۹۹	۱۴۹۹۹	۹۹۹۹	۶۹۹۹	۴۹۹۹			
۸۷			۲	۱	۵	۲	۱۰	۱۳	۱	۲		۳۳	۱۸	نامشخص	
۱۷۴						۱						۱۶۹	۲	تا ۳/۹	
۱۶۲												۱۶۲		۴/۹-۴	
۲۸												۴	۲۳	۵/۹-۵	
۴۳										۱	۵	۳۰	۷	۶/۹-۶	
۷۲								۲	۴	۲۵	۳۹	۲		۷/۹-۷	
۶۴								۶	۲۶	۳۰	۲			۸/۹-۸	
۴۵۷							۲۸	۳۸۴	۴۴	۱				۹/۹-۹	
۴۵۱						۴	۳۲۰	۱۲۷						۱۰/۹-۱۰	
۵۵۳					۲	۸	۵۴۰	۱	۲					۱۱/۹-۱۱	
۱۳۰					۲۴	۸۹	۱۷							۱۲/۹-۱۲	
۴۱۲				۱	۲۰۹	۲۰۲								۱۳/۹-۱۳	
۳۶					۳۶									۱۴/۹-۱۴	
۱۹				۱۷	۲									۱۵/۹-۱۵	
۳۶			۲۳	۱۳										۱۶/۹-۱۶	
۲۱۰		۲	۱۳۹	۶۹										۱۷/۹-۱۷	
۶۲		۱۸	۴۳		۱									۱۸/۹-۱۸	
۶	۲	۴												۱۹ و بیشتر	
۳۰۰۲	۲	۲۴	۲۰۷	۱۰۱	۲۷۹	۳۰۶	۹۱۵	۵۳۳	۷۶	۵۹	۴۶	۳۷	۳۹۴	۲۱	جمع

جدول ۲-۵- توزیع فراوانی ابعاد اصلی در کشتی‌های کانتینری

الف) DWT - طول کل

جمع	DWT											نامشخص	L (m)
	۷۰۰۰۰	۶۰۰۰۰	۵۰۰۰۰	۴۰۰۰۰	۳۰۰۰۰	۲۵۰۰۰	۲۰۰۰۰	۱۵۰۰۰	۱۰۰۰۰	۷۰۰۰	۶۹۹۹		
۵۹			۲	۳	۶		۶	۱۳	۵	۱۱	۱۳		نامشخص
۱											۱		تا ۵۹/۹
۸											۵	۳	۶۰-۷۹/۹
۴۳											۴۳		۸۰-۹۹/۹
۱۱۴										۲۶	۸۸		۱۰۰-۱۱۹/۹
۱۵۱									۴۵	۹۹	۵		۱۲۰-۱۳۹/۹
۲۰۸								۶۳	۱۳۵	۱۰			۱۴۰-۱۵۹/۹
۲۴۲					۲	۳۲	۱۳۶	۵۶	۱۶				۱۶۰-۱۷۹/۹
۱۸۴				۵	۷۵	۱۸	۸۶						۱۸۰-۱۹۹/۹
۱۰۷				۱۷	۷۱	۱۱	۵	۳					۲۰۰-۲۱۹/۹
۶۰				۵۴	۶								۲۲۰-۲۳۹/۹
۱۳۲			۵	۱۱۰	۱۷								۲۴۰-۲۵۹/۹
۱۱۷		۳۹	۳۲	۴۶									۲۶۰-۲۷۹/۹
۱۴۵	۷	۸۱	۵۶	۱									۲۸۰-۲۹۹/۹
۶	۶												۳۰۰-۳۱۹/۹
۰													۳۲۰-۳۳۹/۹
۴	۴												۳۴۰ و بیشتر
۱۵۸۱	۱۷	۱۲۰	۹۵	۲۳۶	۱۷۷	۶۱	۲۳۳	۱۳۵	۲۰۲	۱۴۶	۱۵۶	۳	جمع

ب) DWT - عرض

جمع	DWT											نامشخص	B (m)
	۷۰۰۰۰	۶۰۰۰۰	۵۰۰۰۰	۴۰۰۰۰	۳۰۰۰۰	۲۵۰۰۰	۲۰۰۰۰	۱۵۰۰۰	۱۰۰۰۰	۷۰۰۰	۶۹۹۹		
۲۱				۴	۲	۱	۳	۱	۳	۴	۲	۱	نامشخص
۱											۱		تا ۹/۹
۱											۱		۱۰-۱۱/۹
۴											۲	۲	۱۲-۱۳/۹
۳۶											۳۶		۱۴-۱۵/۹
۶۰										۲	۵۸		۱۶-۱۷/۹
۱۱۱									۱	۶۲	۴۸		۱۸-۱۹/۹
۱۰۴								۲	۳۳	۶۱	۸		۲۰-۲۱/۹
۱۸۱							۳	۱۸	۱۴۷	۱۳			۲۲-۲۳/۹
۱۵۶							۶۵	۷۳	۱۴	۴			۲۴-۲۵/۹

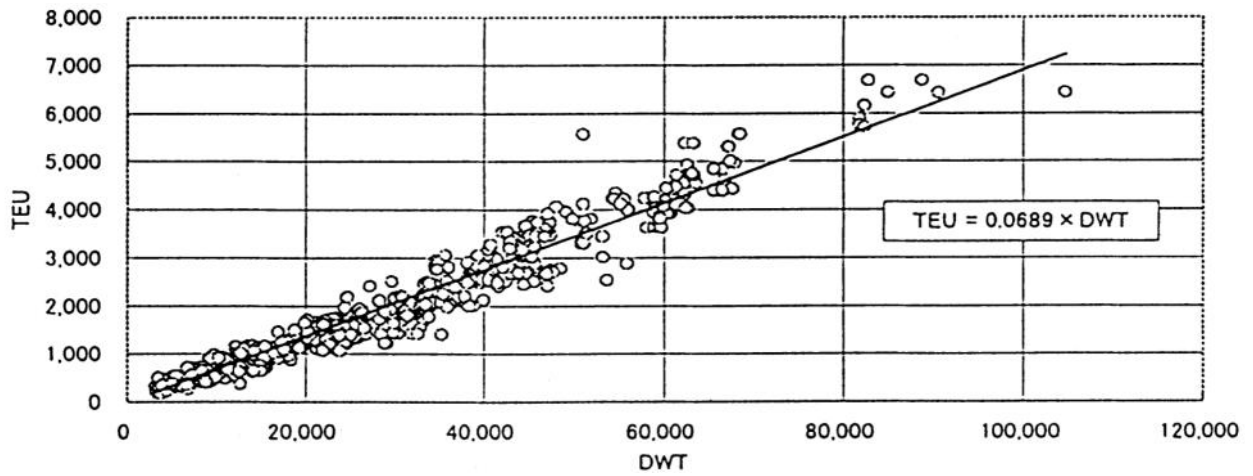
جدول ۲-۵- ادامه - توزیع فراوانی ابعاد اصلی در کشتی‌های کانتینری - (ب) DWT - عرض

جمع	DWT											نامشخص	B (m)
	۷۰۰۰۰	۶۰۰۰۰	۵۰۰۰۰	۴۰۰۰۰	۳۰۰۰۰	۲۵۰۰۰	۲۰۰۰۰	۱۵۰۰۰	۱۰۰۰۰	۷۰۰۰	۶۹۹۹		
۱۸۹						۲۵	۱۲۰	۴۰	۴				۲۷/۹-۲۶
۱۰۴			۲		۵۲	۱۸	۳۱	۱					۲۹/۹-۲۸
۶۰				۶	۳۶	۱۰	۸						۳۱/۹-۳۰
۴۶۹		۶۱	۸۵	۲۲۶	۸۷	۷	۳						۳۳/۹-۳۲
۰													۳۵/۹-۳۴
۱۹		۱۷	۲										۳۷/۹-۳۶
۱۱		۶	۵										۳۹/۹-۳۸
۴۲	۵	۳۵	۱										۴۱/۹-۴۰
۱۲	۱۲												۴۲ و بیشتر
۱۵۸۱	۱۷	۱۲۰	۹۵	۲۳۶	۱۷۷	۶۱	۲۳۳	۱۳۵	۲۰۲	۱۴۶	۱۵۶	۳	جمع

جدول ۲-۵- ادامه - توزیع فراوانی ابعاد اصلی در کشتی‌های کانتینری - (ب) DWT - آبخور در حالت بارگیری کامل

جمع	DWT											نامشخص	d (m)
	۷۰۰۰۰	۶۰۰۰۰	۵۰۰۰۰	۴۰۰۰۰	۳۰۰۰۰	۲۵۰۰۰	۲۰۰۰۰	۱۵۰۰۰	۱۰۰۰۰	۷۰۰۰	۶۹۹۹		
۳۹		۲		۱	۳	۱	۸	۲	۳	۳	۱۳	۳	نامشخص
۲											۲		تا ۲/۹
۹											۹		۳/۹-۳
۱۰											۱۰		۴/۹-۴
۳۳											۳۳		۵/۹-۵
۱۳۹								۹	۴	۴۶	۸۰		۶/۹-۶
۱۱۷									۳۵	۷۴	۸		۷/۹-۷
۲۴۶							۶	۷۳	۱۴۳	۲۳	۱		۸/۹-۸
۱۸۰					۳	۳	۱۳۴	۲۳	۱۷				۹/۹-۹
۱۸۳				۵	۲۶	۳۹	۸۵	۲۸					۱۰/۹-۱۰
۲۷۰			۱۸	۱۱۸	۱۱۷	۱۷							۱۱/۹-۱۱
۱۹۰		۱۳	۳۸	۱۱۱	۲۷	۱							۱۲/۹-۱۲
۱۱۷	۲	۷۴	۳۹	۱	۱								۱۳/۹-۱۳
۴۶	۱۵	۳۱											۱۴ و بیشتر
۱۵۸۱	۱۷	۱۲۰	۹۵	۲۳۶	۱۷۷	۶۱	۲۳۳	۱۳۵	۲۰۲	۱۴۶	۱۵۶	۳	جمع

جدول ۲-۶- ت) TEU - DWT



جدول ۲-۷- توزیع فراوانی ابعاد اصلی در تانکرهای نفت

الف) DWT - طول کل

جمع	DWT														L (m)
	۳۰۰۰۰۰	۲۰۰۰۰۰	۱۵۰۰۰۰	۱۰۰۰۰۰	۷۰۰۰۰	۵۰۰۰۰	۳۰۰۰۰	۱۰۰۰۰	۷۰۰۰	۵۰۰۰	۳۰۰۰	۱۰۰۰	نامشخص		
	۳۹۹۹۹۹	۱۹۹۹۹۹	۱۴۹۹۹۹	۹۹۹۹۹۹	۶۹۹۹۹۹	۴۹۹۹۹۹	۲۹۹۹۹۹	۹۹۹۹۹	۶۹۹۹۹	۴۹۹۹۹	۲۹۹۹۹	۹۹۹			
۲۳۴	۱	۱	۱	۴	۲	۱	۱۱	۱	۱	۱۰	۲۸	۹۶	۴۹	۲۸	نامشخص
۹۴												۲	۸۶	۶	تا ۳۹/۹
۱۹۱											۱	۲۹	۱۴۹	۱۲	۴۰-۵۹/۹
۳۱۰											۸	۲۹۲	۶	۴	۶۰-۷۹/۹
۲۰۹							۱	۹	۱۷	۱۱۸	۶۳	۱			۸۰-۹۹/۹
۱۷۶							۷	۱۸	۱۰۳	۴۶	۲				۱۰۰-۱۱۹/۹
۶۷							۱۶	۶	۲۴	۲۰				۱	۱۲۰-۱۳۹/۹
۵۳							۴۵	۸							۱۴۰-۱۵۹/۹
۱۲۷							۵۰	۷۷							۱۶۰-۱۷۹/۹
۱۴۳						۴	۱۳۶	۳							۱۸۰-۱۹۹/۹
۱۴					۳	۷	۴								۲۰۰-۲۱۹/۹
۱۲۸				۴	۶۲	۶۲									۲۲۰-۲۳۹/۹
۲۲۱				۶۰	۱۴۷	۱۳									۲۴۰-۲۵۹/۹
۱۱۴			۲۹	۸۴	۱										۲۶۰-۲۷۹/۹
۰															۲۸۰-۲۹۹/۹
۲۱		۱۸	۳												۳۰۰-۳۱۹/۹
۱۹۲	۳۵	۱۵۷													۳۲۰-۳۳۹/۹
۱۳	۷	۶													۳۴۰ و بیشتر
۲۳۰۷	۴۳	۱۸۲	۳۴	۱۵۲	۲۱۵	۸۷	۲۰۱	۱۵۰	۴۲	۱۵۴	۲۲۱	۴۸۴	۲۹۱	۵۱	جمع

ب) DWT - عرض

جمع	DWT													نامشخص	B (m)				
	۳۰۰۰۰۰	۲۰۰۰۰۰	۱۵۰۰۰۰	۱۰۰۰۰۰	۷۰۰۰۰	۵۰۰۰۰	۳۰۰۰۰	۱۰۰۰۰	۷۰۰۰	۵۰۰۰	۳۰۰۰	۱۰۰۰	۹۹۹			۲۹۹۹	۴۹۹۹	۶۹۹۹	۸۹۹۹
۱۰۳		۱	۱	۵	۶		۴	۵	۶	۱۳	۱۸	۲۰	۱۰	۱۴				نامشخص	
۱۳۴													۱	۱۲۳				۷/۹ تا	
۱۸۴														۲۱	۱۴۸			۹/۹-۸	
۳۰۱														۲۸۵	۹			۱۱/۹-۱۰	
۱۸۵															۵۱	۱۳۲	۱	۱	۱۳/۹-۱۲
۲۱۵								۱							۵۹	۱۲۸	۲۴	۳	۱۵/۹-۱۴
۹۱										۱۰					۶۰	۱۹	۱	۱	۱۷/۹-۱۶
۶۲									۱۴	۲۱					۲۲	۵			۱۹/۹-۱۸
۱۶									۱۱	۵									۲۱/۹-۲۰
۳۲									۳۲										۲۳/۹-۲۲
۴۳									۴۳										۲۵/۹-۲۴
۶۵									۲۳	۴۲									۲۷/۹-۲۶
۲۵									۲۴	۱									۲۹/۹-۲۸
۷۲									۷۱	۱									۳۱/۹-۳۰
۱۶۶						۷	۸۰	۷۹											۳۳/۹-۳۲
۳									۳										۳۵/۹-۳۴
۷									۴	۳									۳۷/۹-۳۶
۹																			۳۹/۹-۳۸
۶۵																			۴۱/۹-۴۰
۱۹۳																			۴۳/۹-۴۲
۴۸																			۴۵/۹-۴۴
۴۱																			۴۷/۹-۴۶
۱۲																			۴۹/۹-۴۸
۱۵																			۵۱/۹-۵۰
۰																			۵۳/۹-۵۲
۹																			۵۵/۹-۵۴
۹۱																			۵۷/۹-۵۶
۱۰۴																			۵۹/۹-۵۸
۱۵																			۶۰ بیشتر
۲۳۰۷	۴۳	۱۸۲	۳۴	۱۵۲	۲۱۵	۸۷	۲۰۱	۱۵۰	۴۲	۱۵۴	۲۲۱	۴۸۴	۲۹۱	۵۱					جمع

پ) DWT - آبخور در حالت بارگیری کامل

جمع	DWT												نامشخص (m)		
	۳۰۰۰۰۰۰	۲۰۰۰۰۰۰	۱۵۰۰۰۰۰	۱۰۰۰۰۰۰	۷۰۰۰۰۰	۵۰۰۰۰۰	۳۰۰۰۰۰	۱۰۰۰۰۰	۷۰۰۰	۵۰۰۰	۳۰۰۰	۱۰۰۰		نامشخص	
	۲۹۹۹۹۹۹	۱۹۹۹۹۹۹	۱۴۹۹۹۹۹	۹۹۹۹۹۹	۶۹۹۹۹۹	۴۹۹۹۹۹	۲۹۹۹۹۹	۹۹۹۹۹	۶۹۹۹۹	۴۹۹۹۹	۲۹۹۹۹	۹۹۹			
۱۴۲	۲		۳	۴	۳		۱		۶	۴	۴۳	۳۹	۳۷	نامشخص	
۹											۱	۶	۲	تا ۱/۹	
۱۳۶											۱	۱۳	۵	۲-۹	
۲۰۴											۲۸	۴۴	۶	۳-۹	
۳۴۸											۲۶	۱۳	۱	۴-۹	
۱۹۵							۱	۹	۹	۹۷	۷۹			۵-۹	
۱۹۰							۷	۹	۹۷	۷۷				۶-۹	
۴۸							۱۵	۲۰	۱۳					۷-۹	
۳۳							۱	۲۶	۳	۳				۸-۹	
۴۰							۷	۳۲	۱					۹-۹	
۸۳					۱		۴۷	۳۵						۱۰-۹	
۱۰۲					۵	۴	۶۰	۳۳						۱۱-۹	
۱۷۸				۱	۵۵	۳۸	۸۴							۱۲-۹	
۱۴۸				۲	۱۰۰	۴۴	۲							۱۳-۹	
۸۳				۴۲	۴۱									۱۴-۹	
۵۲			۲	۴۱	۹									۱۵-۹	
۵۸			۱۱	۴۶	۱									۱۶-۹	
۳۴			۱۸	۱۶										۱۷-۹	
۲۴		۲۴												۱۸-۹	
۷۱		۷۰				۱								۱۹-۹	
۴۰	۱	۳۹												۲۰-۹	
۳۴	۳	۳۱												۲۱-۹	
۵۵	۳۷	۱۸												۲۲ و بیشتر	
۲۳۰۷	۴۳	۱۸۲	۳۴	۱۵۲	۲۱۵	۸۷	۲۰۱	۱۵۰	۴۲	۱۵۴	۲۲۱	۴۸۴	۲۹۱	۵۱	جمع

۲-۲- نبروهای خارجی ایجادشده توسط شناورها

۲-۲-۱- کلیات

نیروهای خارجی که به تاسیسات پهلوگیری در هنگام مهار و پهلوگیری توسط شناور اعمال می‌شود، باید با استفاده از روش‌های مناسب و با در نظر گرفتن ابعاد شناور طرح، روش و سرعت پهلوگیری، سازه تاسیسات پهلوگیری، روش و مشخصات سیستم مهار و اثرات باد، موج و جریانات جزرومدی تعیین شوند.

تفسیر

(۱) بارهای زیر در هنگام مهار و پهلوگیری شناور به تاسیسات پهلوگیری وارد میشوند:

الف) بارهای ناشی از پهلوگیری شناور

ب) بارهای ناشی از حرکات شناور مهارشده

در هنگام طراحی تاسیسات پهلوگیری، ابتدا باید نیروی ناشی از پهلوگیری و سپس نیروهای ضربه‌ای و کششی ناشی از کشتی مهارشده که در اثر باد، موج و جریان ایجاد می‌شود، در نظر گرفته شوند. در شرایطی که تاسیسات پهلوگیری در بنادر و لنگرگاه در دریای آزاد و در معرض امواج با پیوند بلند قرار دارند، یا تاسیسات پهلوگیری نظیر پایانه‌های فراساحلی در دریای باز یا ورود به کانال دسترسی به بندر، استقرار دارند و یا تاسیسات پهلوگیری در بندری که شناورها در زمان طوفان مجبور به جدا شدن از لنگرگاه هستند، تاثیر نیروی موج اعمال‌شونده بر روی یک شناور، زیاد بوده و بنابراین باید اثر نیروی موج در نظر گرفته شود.

(۲) به‌عنوان یک قانون کلی، نیروی ناشی از پهلوگیری اعمال‌شونده به تاسیسات پهلوگیری باید بر اساس انرژی ناشی از پهلوگیری شناور و با استفاده از مشخصات بار - تغییرشکل ضربه‌گیرها (فندرها) محاسبه شود.

(۳) به‌عنوان یک قانون کلی، نیروهای کششی و ضربه‌ای ناشی از حرکات شناور مهارشده، باید به کمک مدل‌سازی‌های عددی حرکات شناور و با در نظر گرفتن نیروی موج وارد بر شناور، نیروی باد و نیروی جریان و مشخصات بار - تغییرشکل سیستم پهلوگیری محاسبه شوند.

۲-۲-۲- پهلوگیری

۲-۲-۲-۱- انرژی پهلوگیری

نیروی خارجی که در اثر پهلوگیری شناور ایجاد می‌شود باید با رابطه (۲-۲) محاسبه گردد:

$$E_f = \left(\frac{M_s V^2}{2} \right) C_e C_m C_s C_c \quad (2-2)$$

که در آن:

E_f : انرژی پهلوگیری شناور (kJ=kN.m)

M_s : جرم شناور (t)

V : سرعت پهلوگیری شناور (m/s)

C_e : ضریب خروج از مرکزیت

C_m : ضریب جرم مجازی

C_s : ضریب نرمی (با مقدار استاندارد ۱)

C_c : ضریب وضعیت پهلوگیری (با مقدار استاندارد ۱)

تفسیر

علاوه بر روش انرژی جنبشی که در بالا توضیح داده شد، روش‌های دیگری برای تخمین انرژی پهلوگیری شناور نظیر روش‌های آماری، روش‌های مبتنی بر مدل‌های آزمایشگاهی هیدرولیکی و روش‌های مبتنی بر مدل‌های دینامیک سیالات وجود دارد. با این وجود، در این روش‌ها، اطلاعات لازم برای طراحی کافی نبوده و ممکن است مقادیر ثابت‌های مختلف که در محاسبات به کار می‌روند، تا حد لازم مشخص نباشند. لذا معمولاً روش انرژی جنبشی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

نکات فنی

(۱) اگر فرض شود که یک شناور در حال پهلوگیری، فقط در جهت جانبی حرکت می‌کند، در این حالت انرژی جنبشی E_s برابر با $M_s V^2/2$ می‌باشد. البته وقتی یک شناور در کنار یک ستون مهاربندی (دلفین)، اسکله یا یک تیر پهلوگیری مجهز به ضربه‌گیر پهلوگیری می‌کند، انرژی جذب شده توسط ضربه‌گیر (انرژی پهلوگیری E_f شناور) برابر با $E_s \times f$ خواهد بود که در آن $f = C_e C_m C_s C_c$ می‌باشد.

(۲) جرم شناور M_s برابر با وزن آب جابه‌جا شده (DT) ناشی از شناور طرح در نظر گرفته می‌شود. درحالتی که شناور طرح را نتوان تعیین کرد، می‌توان از رابطه (۲-۳) برای به دست آوردن رابطه بین ظرفیت وزن مرده (DWT) و ظرفیت ناخالص (GT) و وزن آب جابه‌جا شده (DT) استفاده نمود.

$$\log(DT) = 0.550 + 0.899 \log(DWT) \quad \text{کشتی‌های باری (کمتر از 10000 DWT):}$$

$$\log(DT) = 0.511 + 0.913 \log(DWT) \quad \text{کشتی‌های باری (10000 DWT یا بیشتر):}$$

$$\log(DT) = 0.365 + 0.953 \log(DWT) \quad \text{کشتی‌های کانتینری:}$$

$$\log(DT) = 1.388 + 0.683 \log(GT) \quad \text{قایق‌های دور برد:}$$

$$\log(DT) = 0.506 + 0.904 \log(GT) \quad \text{قایق‌های با برد کوتاه تا متوسط:} \quad (۳-۲)$$

$$\log(DT) = 0.657 + 0.909 \log(DWT) \quad \text{کشتی‌های رو رو:}$$

$$\log(DT) = 0.341 + 0.891 \log(GT) \quad \text{کشتی‌های مسافربری:}$$

$$\log(DT) = 1.915 + 0.588 \log(GT) \quad \text{کشتی‌های حمل‌کننده خودرو:}$$

$$\log(DT) = 0.332 + 0.956 \log(DWT) \quad \text{تانکرهای نفت:}$$

که در آن:

DT : وزن آب جابه‌جا شده (مقدار آب بر حسب تن که به وسیله کشتی کاملاً بارگیری شده جابه‌جا می‌شود)

GT : ظرفیت ناخالص

DWT : ظرفیت وزن مرده

(۳) ضریب نرمی C_s بیانگر نسبت انرژی باقیمانده بعد از جذب انرژی در اثر تغییر شکل جسم شناور هنگام پهلوگیری به مقدار انرژی پهلوگیری اولیه می‌باشد. به طور کلی فرض می‌شود که هیچ انرژی جذب نمی‌شود و بنابراین C_s همواره ۱ است.

(۴) وقتی شناوری پهلو می‌گیرد، جرم آب بین شناور و تجهیزات پهلوگیری، مانع از حرکت کشتی می‌شود و همانند مانعی در فضای بین کشتی و تجهیزات پهلوگیری عمل می‌کند. بنابراین مقدار انرژی که باید به وسیله ضربه‌گیرها جذب شود،

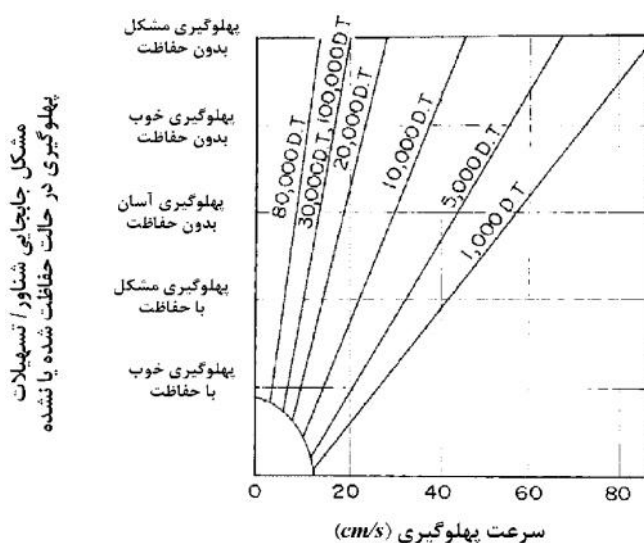
کاهش می‌یابد. این تاثیر باید در محاسبه ضریب وضعیت پهلوگیری C_e در نظر گرفته شود. تصور می‌شود که این اثر به مقادیر زاویه پهلوگیری، شکل جسم شناور، عمق آب مجاز زیر ته شناور و سرعت پهلوگیری شناور ارتباط دارد، اما تحقیقات کمی در این زمینه برای تعیین آن انجام شده است.

۲-۲-۲-۲- سرعت پهلوگیری

سرعت پهلوگیری یک شناور باید بر اساس اندازه‌گیری‌های میدانی و اطلاعات قبلی در موارد مشابه و با در نظر گرفتن نوع شناور طرح، حدی که شناور بارگیری شده است، موقعیت و سازه تاسیسات پهلوگیری، شرایط جوی و مشخصه‌های دریایی و در دسترس بودن یا نبودن یدک‌کش‌ها و اندازه آنها، محاسبه شود.

نکات فنی

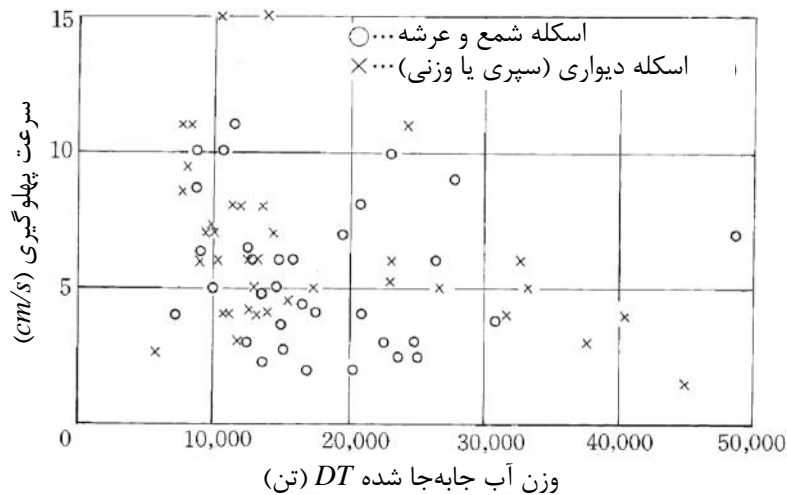
- (۱) با مشاهده نحوه پهلوگیری کشتی‌های باری و تانکرهای نفتی بزرگ، ملاحظه می‌شود که این کشتی‌ها به یک حالت توقف موقتی به موازات اسکله و با یک فاصله مشخص رسیده، سپس با قایق‌های یدک‌کش، به سمت اسکله هل داده می‌شوند. اگر وزش باد شدیدی به سمت اسکله وجود داشته باشد، این شناورها با کمک نیروی معکوس یدک‌کش‌ها به سمت دور از اسکله، پهلو می‌گیرند. وقتی چنین روش پهلوگیری مورد استفاده قرار می‌گیرد، با توجه به نمونه‌های طراحی گذشته، معمولاً سرعت پهلوگیری ۱۰ تا ۱۵ سانتیمتر بر ثانیه در نظر گرفته می‌شود.
- (۲) شناورهای خاص مانند قایق‌های مسافری، کشتی‌های رو رو و کشتی‌های باری کوچک بوسیله نیروی خود و بدون استفاده از یدک‌کش‌ها پهلو می‌گیرند. اگر سرسره در عقب یا جلوی این شناورها وجود داشته باشد، شناور باید عمود بر اسکله قرار گیرد که در این حالت باید روشی غیر از مورد (۱) به کار رود. بنابراین لازم است تا با اندازه‌گیری دقیق، مقادیر سرعت پهلوگیری با توجه به روش پهلوگیری تعیین شود.
- (۳) در شکل (۲-۲) ارتباط بین شرایط جابه‌جایی شناور و سرعت پهلوگیری با اندازه شناور، بر اساس اطلاعات به دست آمده از تجربیات قبلی، نشان داده شده است.



شکل ۲-۲- رابطه بین شرایط جابه‌جایی شناور و سرعت پهلوگیری با اندازه شناور

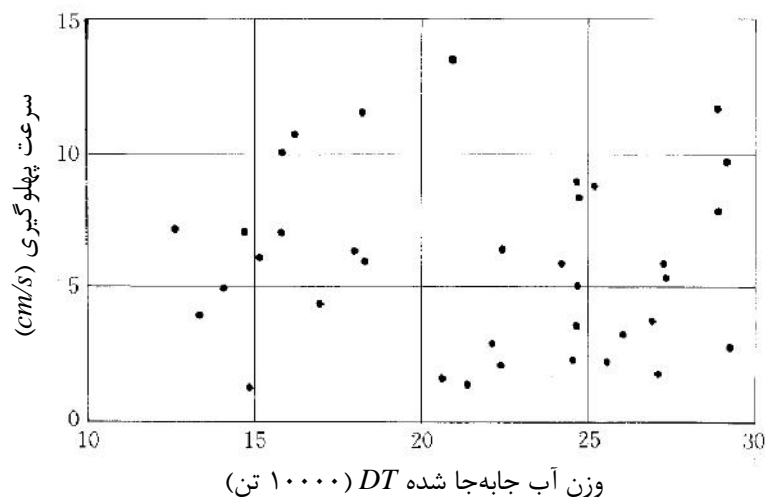
شکل (۲-۲) نشان می‌دهد که هرچه شناور بزرگ‌تر باشد، سرعت پهلوگیری آن باید کمتر باشد. در ضمن چنانچه تاسیسات پهلوگیری در شرایط حفاظت شده توسط موج‌شکن یا غیره نباشد، باید سرعت پهلوگیری بیشتری در نظر گرفته شود.

(۴) با توجه به نتایج بررسی سرعت پهلوگیری، معمولاً سرعت پهلوگیری کشتی‌های کالاهای عمومی کمتر از 10 cm/s است، ولی در موارد اندکی ممکن است این سرعت از 10 cm/s فراتر رود (شکل ۲-۳).



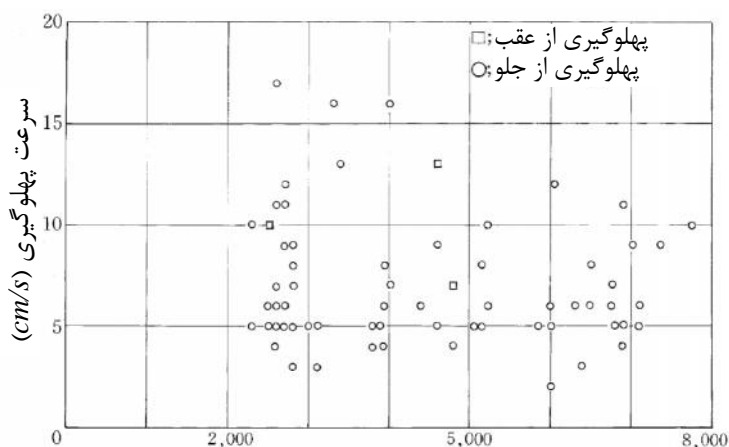
شکل ۲-۳- سرعت پهلوگیری و وزن آب جابه‌جا شده برای کشتی‌های کالاهای عمومی

سرعت پهلوگیری فقط در حالت‌های استثنایی برای تانکرهای نفت بزرگی که از پایانه‌های فراساحل استفاده می‌کنند از 10 cm/s فراتر می‌رود (شکل ۲-۴). حتی برای شناورهایی که از نیروی خود برای پهلوگیری استفاده می‌کنند این سرعت کمتر از 10 cm/s است، اگرچه در موارد کمی نیز سرعت پهلوگیری بیشتر از 15 cm/s بوده و لازم است در طراحی اسکله برای این شناورها، به این مساله توجه شود (شکل ۲-۵).



شکل ۲-۴- سرعت پهلوگیری و وزن آب جابه‌جا شده برای تانکرهای نفت بزرگ

همچنین بر اساس نتایج بررسی‌های فوق‌الذکر باید توجه شود که مقدار بار شناور در سرعت پهلوگیری آن تاثیر بسزایی دارد. به بیان دیگر، شناوری که به‌طور کامل بارگیری شده است، عمق آب زیر ته شناور کم بوده و در نتیجه سرعت پهلوگیری کمتر می‌شود و در عوض چنانچه بار شناور کاهش یابد، فاصله آزاد تیر اصلی زیر آن تا کف دریا بیشتر شده و در نتیجه سرعت پهلوگیری افزایش می‌یابد.



شکل ۲-۵- سرعت پهلوگیری و وزن آب جابه‌جا شده DT (تن)
 نشان داده شده است. این بررسی‌ها همچنین نشان می‌دهد که شناور بزرگ‌تر تمایل به سرعت پهلوگیری کمتری دارد. بیشترین سرعت‌ها به مقدار حدود 15 cm/s برای شناورهای زیر 10000 DWT و 10 cm/s برای شناورهای 10000 DWT و بیشتر مشاهده شده است.

در جدول (۲-۸) سرعت‌های متوسط پهلوگیری برای کشتی‌های باری، کشتی‌های کانتینری و حمل‌کننده‌های اتومبیل ذکر شده است. رابطه بین ظرفیت وزن مرده و سرعت پهلوگیری نیز در شکل (۲-۶) نشان داده شده است. این بررسی‌ها همچنین نشان می‌دهد که شناور بزرگ‌تر تمایل به سرعت پهلوگیری کمتری دارد. بیشترین سرعت‌ها به مقدار حدود 15 cm/s برای شناورهای زیر 10000 DWT و 10 cm/s برای شناورهای 10000 DWT و بیشتر مشاهده شده است.

جدول ۲-۸- ظرفیت وزن مرده و سرعت متوسط پهلوگیری

سرعت پهلوگیری (cm/s)				ظرفیت وزن مرده (DWT)
همه شناورها	کشتی‌های حمل‌کننده خودرو	کشتی‌های کانتینری	کشتی‌های باری	
۸/۱	-	-	۸/۱	رده ۱۰۰۰
۷/۲	-	۷/۸	۶/۷	رده ۵۰۰۰
۵/۳	۴/۶	۷/۲	۵/۰	رده ۱۰۰۰۰
۴/۶	۴/۷	۴/۹	۴/۵	رده ۱۵۰۰۰
۴/۱	۴/۴	۴/۱	۳/۹	رده ۳۰۰۰۰
۳/۴	-	۳/۴	۳/۵	رده ۵۰۰۰۰
۵/۰	۴/۶	۵/۰	۵/۲	همه شناورها

در شکل (۲-۷) توزیع فراوانی سرعت پهلوگیری حاصل از مقادیر موجود اندازه گرفته شده در پایانه‌های فراساحل مخصوص تانکرهای نفت 200000 DWT نشان داده شده که در آن بیشترین سرعت اندازه‌گیری شده 13 cm/s بوده است. بر اساس تابع توزیع Weibull، احتمال اینکه سرعت پهلوگیری کمتر از 13 cm/s باشد، $99/6\%$ درصد است. میانگین μ برابر

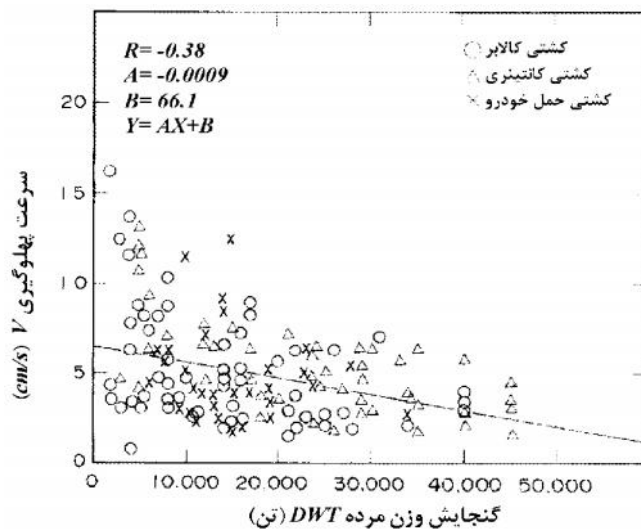
۴/۴۱ cm/s و انحراف معیار s برابر با ۲/۰۸ cm/s می‌باشد. تابع توزیع Weibull، تابع چگالی احتمال $f(V)$ را به صورت رابطه (۴-۲) نشان می‌دهد:

$$f(V) = \frac{V}{0.8} \exp(-V^{1.25}) \quad (۴-۲)$$

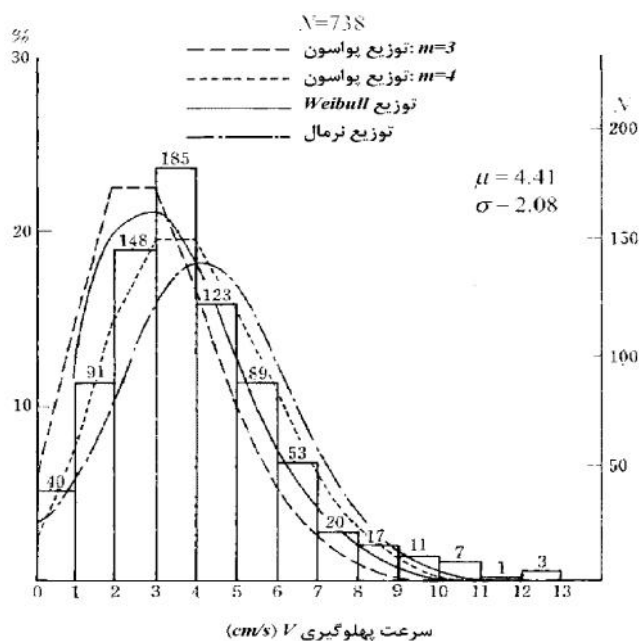
که در آن:

V: سرعت پهلوگیری (cm/s)

بر اساس رابطه (۴-۲)، احتمال اینکه سرعت پهلوگیری از ۱۴/۵ cm/s فراتر رود، یک هزارم می‌باشد. اندازه‌گیری‌های سرعت پهلوگیری در پایانه‌های فراساحل بیانگر آن است که سرعت پهلوگیری طراحی ۱۵ cm/s یا ۲۰ cm/s می‌باشد.



شکل ۲-۶- رابطه بین ظرفیت وزن مرده و سرعت پهلوگیری



شکل ۲-۷- توزیع فراوانی سرعت پهلوگیری

۶) شناورهای کوچک مانند کشتی‌های باری و قایق‌های ماهیگیری، با نیروی خود و بدون کمک یدک‌کش‌ها پهلو می‌گیرند که در نتیجه سرعت پهلوگیری از سرعت کشتی‌های بزرگ، بیشتر است و در بعضی حالات حتی می‌تواند از 30 cm/s هم فراتر رود. در رابطه با شناورهای کوچک خاص، لازم است که مقدار سرعت پهلوگیری با توجه به مقادیر اندازه‌گیری شده فعلی به‌طور دقیق تعیین شود.

۷) در مواردی که روش‌های محتاطانه پهلوگیری توضیح داده شده در قسمت (۱) به‌کار نمی‌رود و یا درحالاتی که شناورهای کوچک و متوسط تحت اثر جریان‌ها پهلو می‌گیرند، لازم است که سرعت پهلوگیری بر اساس اطلاعات اندازه‌گیری شده فعلی و با توجه به انحراف شناور در اثر جریان تعیین گردد.

۸) برای تاسیسات پهلوگیری مورد استفاده توسط قایق‌های ماهیگیری، پیشنهاد می‌شود که طراحی بر اساس استانداردهای طراحی تاسیسات بنادر ماهیگیری و وضعیت کاربری واقعی، انجام گیرد.

۲-۲-۲-۳- ضریب خروج از مرکز

ضریب خروج از مرکز باید با استفاده از رابطه (۲-۵) محاسبه شود:

$$C_e = \frac{l}{1 + \left(\frac{l}{r}\right)^2} \quad (2-5)$$

که در آن:

l : فاصله از نقطه محل برخورد شناور با تاسیسات پهلوگیری تا مرکز ثقل شناور، که به موازات امتداد تاسیسات پهلوگیری اندازه‌گیری می‌شود (m)

r : شعاع ژیراسیون حول محور قائم که از مرکز ثقل شناور می‌گذرد (m)

نکات فنی

۱) شناوری که در حال انجام عملیات پهلوگیری باشد، نمی‌تواند به‌طور کامل موازی با امتداد تاسیسات پهلوگیری قرار گیرد. لذا شناور پس از برخورد به ضربه‌گیرها، شروع به پیچش و غلتش کرده و در نتیجه بخشی از انرژی جنبشی شناور مصرف می‌شود. مقدار انرژی که در اثر غلتش صرف می‌شود در مقایسه با انرژی صرف شده در اثر پیچش، کمتر است و می‌توان از آن صرف‌نظر کرد. رابطه (۲-۵) مقدار انرژی صرف شده در اثر پیچش را ارائه می‌دهد.

۲) شعاع ژیراسیون r نسبت به L_{pp} تابعی از ضریب ظرافت شناور C_b است که از شکل (۲-۸) به‌دست می‌آید. درعین حال می‌توان از تقریب خطی نشان داده شده در رابطه (۲-۶) نیز استفاده نمود.

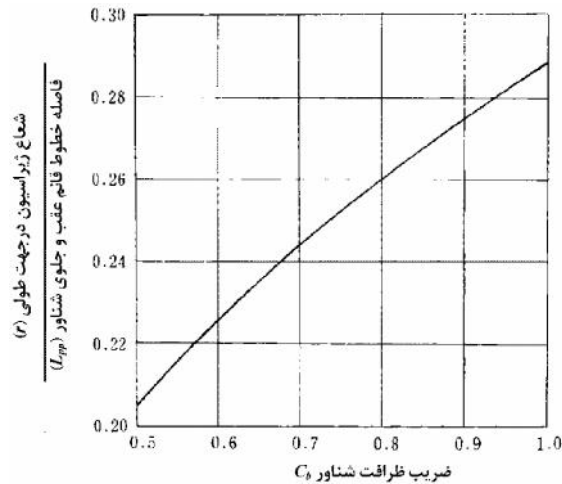
$$r = (0.19C_b + 0.11)L_{pp} \quad (2-6)$$

که در آن:

r : شعاع ژیراسیون، که مطابق رابطه $I_z = M_s r^2$ به ممان اینرسی I_z حول محور قائم شناور وابسته است

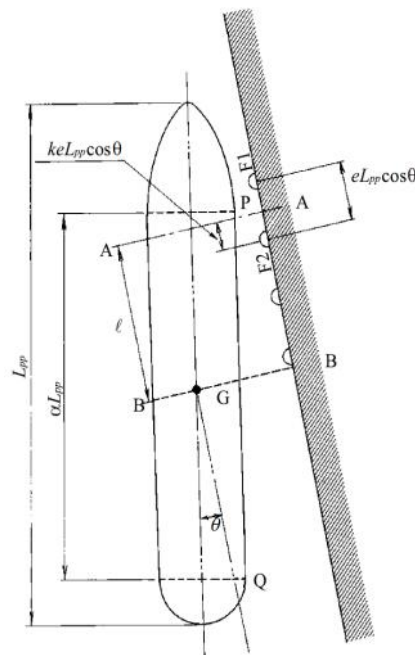
L_{pp} طول شناور (m)

C_b : ضریب ظرافت شناور، $C_b = \frac{V}{L_{pp} B d}$ (حجم آب جابه‌جا شده توسط شناور (m^3) ، B : عرض شناور (m) و d : آبخور شناور (m))



شکل ۲-۸- رابطه بین شعاع زیراسیون حول محور قائم و ضریب ظرافت شناور (Myers, ۱۹۶۹)

۳) مطابق شکل (۲-۹)، وقتی یک شناور به ضربه‌گیرهای F_1 و F_2 برخورد می‌کند و نزدیک‌ترین نقطه شناور به اسکله دیواری P است، فاصله l از نقطه برخورد تا مرکز ثقل شناور که به موازات تاسیسات پهلوگیری اندازه‌گیری می‌شود از روابط (۲-۷) یا (۲-۸) به دست می‌آید. وقتی $k < 0.5$ است l برابر L_1 و وقتی $k > 0.5$ می‌باشد l برابر L_2 در نظر گرفته می‌شود. وقتی $k = 0.5$ ، برابر یکی از مقادیر L_1 و L_2 که مقدار C_e بیشتری را از رابطه (۲-۵) نتیجه می‌دهد، در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۲-۹- وضعیت شمانیک پهلوگیری شناور

$$L_2 = 0.5r + e(1-k)L_{pp} \cos \theta \quad (۲-۷)$$

$$L_1 = (0.5r - ek)L_{pp} \cos \alpha \quad (۸-۲)$$

که در آن:

L_1 : فاصله از نقطه برخورد تا مرکز ثقل شناور که به موازات تاسیسات پهلوگیری در هنگام برخورد شناور با ضربه گیر F_1 اندازه گیری می شود.

L_2 : فاصله از نقطه برخورد تا مرکز ثقل شناور که به موازات تاسیسات پهلوگیری در هنگام برخورد شناور با ضربه گیر F_2 اندازه گیری می شود.

: زاویه پهلوگیری (مقدار) با توجه به شرایط طراحی در نظر گرفته می شود و معمولاً در حدود صفر تا ۱۰ درجه می باشد)

x : نسبت فاصله بین ضربه گیرها که در جهت طولی شناور اندازه گیری می شود به طول شناور

: نسبت طول وجه موازی شناور در ارتفاع نقطه برخورد با ضربه گیرها به طول شناور. این مقدار با توجه به نوع

شناورها و ضریب ظرافت شناور و غیره تغییر می کند، اما به طور کلی بین $\frac{1}{3}$ تا $\frac{1}{2}$ می باشد.

k : پارامتر نشان دهنده محل نسبی نقطه ای که نزدیک ترین فاصله را تا تاسیسات پهلوگیری بین ضربه گیرهای F_1 و F_2 دارد. k بین صفر و ۱ تغییر می کند اما معمولاً ۰/۵ در نظر گرفته می شود.

۲-۲-۲-۴- ضریب جرم مجازی

برای محاسبه ضریب جرم مجازی باید از رابطه (۲-۹) استفاده کرد:

$$\begin{cases} C_m = 1 + \frac{f}{2C_b} \times \frac{d}{B} \\ C_b = \frac{\nabla}{L_{pp} B d} \end{cases} \quad (۹-۲)$$

که در آن:

C_b : ضریب ظرافت شناور

∇ : حجم آب جابه جا شده توسط شناور (m^3)

L_{pp} : طول شناور (m)

B: عرض شناور (m)

d: آبخور در حالت بارگیری کامل (m)

نکات فنی

۱) هنگام پهلوگیری شناور، شناور (که جرم M_s دارد) و جرم آبی که دور آن را گرفته است (که جرم M_w دارد) هر دو کاهش سرعت دارند که بر این اساس، نیروی اینرسی ناشی از جرم آب به مقدار نیروی اینرسی شناور افزوده می شود. بنابراین ضریب مجازی به صورت رابطه (۲-۱۰) به دست می آید:

$$C_m = \frac{M_s + M_w}{M_s} \quad (10-2)$$

که در آن:

C_m : ضریب جرم مجازی

M_s : جرم کشتی (t)

M_w : جرم آب فراگرفته دور کشتی (جرم افزوده) (t)

رابطه (۹-۲) بر اساس مدل‌های آزمایشگاهی و مشاهدات محلی، پیشنهاد شده است. عبارت دوم در رابطه (۹-۲) با مقدار M_w/M_s در رابطه (۱۰-۲) مرتبط است.

(۲) به‌عنوان یک قانون کلی، مقادیر واقعی شناور طرح برای طول شناور (L_{pp})، عرض شناور (B) و آب‌خور شناور در حالت بارگیری کامل (d) استفاده می‌شود. اما وقتی یکی از اندازه‌های استاندارد شناور، استفاده می‌شود، می‌توان از ابعاد واقعی که در بند (۱-۲) ابعاد شناور طرح، ارائه شد، استفاده نمود. روابط رگرسیون برای رابطه بین ظرفیت وزن مرده، عرض و آب‌خور شناور در حالت بارگیری کامل، پیشنهاد شده است. همچنین می‌توان از رابطه (۱۱-۲) که رابطه‌ای بین ظرفیت بار مرده (DWT) یا ظرفیت ناخالص (GT) و طول شناور را برای انواع شناور ارائه می‌دهد، استفاده کرد.

$$\left. \begin{aligned} \log(L_{pp}) &= 0.867 + 0.310 \log(DWT) && \text{کشتی‌های باری (کمتر از } DWT \text{ } 10000\text{):} \\ \log(L_{pp}) &= 0.964 + 0.285 \log(DWT) && \text{کشتی‌های باری (} DWT \text{ } 10000 \text{ یا بیشتر):} \\ \log(L_{pp}) &= 0.516 + 0.401 \log(DWT) && \text{کشتی‌های کانتینری:} \\ \log(L_{pp}) &= \log(94.6 + 0.00596GT) && \text{قایق‌های مسافری دور برد، } GT \text{ } 13000 \text{ یا کمتر:} \\ \log(L_{pp}) &= 0.613 + 0.401 \log(GT) && \text{قایق‌های مسافری با برد کوتاه تا متوسط، } 600t \text{ یا کمتر:} \\ \log(L_{pp}) &= 0.840 + 0.349 \log(DWT) && \text{کشتی‌های رو رو:} \\ \log(L_{pp}) &= 0.787 + 0.330 \log(GT) && \text{کشتی‌های مسافری:} \\ \log(L_{pp}) &= 1.046 + 0.280 \log(GT) && \text{کشتی‌های حمل‌کننده خودرو:} \\ \log(L_{pp}) &= 0.793 + 0.322 \log(DWT) && \text{تانکرهای نفت:} \end{aligned} \right\} (11-2)$$

(۳) حجم آب جابه‌جا شده توسط شناور ∇ از تقسیم وزن آب جابه‌جا شده DT بر چگالی آب دریا ($1/0.3 t/m^3$) حاصل می‌شود.

۲-۲-۳- شناورهای مهارشده

۲-۲-۳-۱- حرکات شناور مهارشده

به‌عنوان یک قانون کلی، نیروهای خارجی که در اثر حرکات یک شناور مهارشده ایجاد می‌شود، باید از طریق شبیه‌سازی عددی ضمن تنظیم متناسب نیروی موج اعمال شده بر شناور، نیروی باد و نیروی جریان و غیره محاسبه شوند.

تفسیر

(۱) شناورهای مهارشده در محل دریای باز یا نزدیک کانال‌های دسترسی ورودی بنادر یا کنار تاسیسات پهلوگیری که در معرض امواج با پریود بلند هستند و همچنین شناورهایی که در شرایط جوی طوفانی لنگر می‌اندازند، در معرض حرکاتی تحت اثر نیروهای موج، باد و جریان می‌باشند که در برخی موارد، انرژی جنبشی در اثر چنین حرکت‌هایی، ممکن است از انرژی پهلوگیری فراتر رود. لذا در این موارد پیشنهاد می‌شود که در طراحی مهاربندها و ضربه‌گیرها به نیروهای کششی و ضربه‌ای ناشی از حرکات شناور، توجه شود.

(۲) به‌عنوان یک قانون کلی، نیروهای خارجی که در اثر حرکات شناورها ایجاد می‌شوند، باید به کمک شبیه‌سازی‌های عددی، حرکات شناور و بر اساس عواملی نظیر نیروی موج اعمال شده به شناور، جریان و مشخصات بار- تغییرشکل سیستم‌های مهاربندی، محاسبه شود.

نکات فنی

(۱) به‌عنوان یک قانون کلی، حرکات یک شناور مهارشده، باید با شبیه‌سازی‌های عددی و با در نظر گرفتن تغییرات تصادفی بارها و غیرخطی بودن مشخصات بار- تغییرشکل سیستم مهاربندی، تحلیل شود. با این وجود اگر امکان شبیه‌سازی عددی چنین حرکاتی وجود نداشته باشد، یا وقتی که شناور در یک سیستم کم و بیش متقارن مهارشده باشد، می‌توان تغییر مکان و نیروهای وارده بر سیستم مهاربندی را با تحلیل پاسخ فرکانس برای امواج منظم به‌دست آورد و یا می‌توان به نتایج تحلیل حرکت در مورد یک جسم شناور مهارشده در سیستمی با مشخصات رفتار دو خطی بار- تغییرشکل مراجعه نمود.

(۲) مجموع نیروی موج که به جسم یک شناور اعمال می‌شود، با تقسیم نیرو به نیروی محرک امواج برخوردی و نیروی انعکاسی ناشی از حرکت شناور، تحلیل می‌شود. نیروی محرک امواج برخوردی، نیروی موجی است که درحالی‌که از حرکات شناور، جلوگیری شده، محاسبه می‌گردد. نیروی انعکاسی، نیروی موج وارده به جسم شناوری است که تحت حرکتی با دامنه واحد برای هر یک از حالات حرکتی می‌باشد. نیروی انعکاسی به‌صورت مجموعی از یک مولفه متناسب با شتاب و یک مولفه متناسب با سرعت در نظر گرفته می‌شود. مولفه متناسب با شتاب به‌صورت جرم افزوده تقسیم بر شتاب در نظر گرفته می‌شود درحالی‌که مولفه متناسب با سرعت به‌صورت ضریب استهلاک تقسیم بر سرعت توصیف می‌گردد. علاوه بر آن، یک نیروی دینامیکی غیرخطی سیال که متناسب با مجذور ارتفاع موج است، بر شناور اعمال می‌شود (به بند ۲-۸) نیروهای خارجی وارد بر جسم شناور، مراجعه شود).

(۳) برای شناورهایی نظیر تانکرهای بزرگ نفت که ضریب ظرافت 0.7 تا 0.8 دارند، می‌توان جسم کشتی را به‌صورت یک استوانه بیضوی در نظر گرفت تا ارزیابی تقریبی از نیروی موج امکان‌پذیر شود.

(۴) برای شناورهای جعبه‌ای شکل مانند شناورهای کارگاهی، نیروی موج را می‌توان با در نظر گرفتن شناور به‌صورت جسم شناور با سطح مقطع مستطیلی یا به‌صورت جسم شناوری به‌شکل منشور مستطیلی، به‌دست آورد.

۲-۲-۳-۲-۲- امواج برخوردی به شناور

نیروی موج اعمالی بر یک شناور مهارشده باید با روش مناسب و با در نظر گرفتن نوع شناور و پارامترهای موج انجام شود.

پتفسیر

نیروی موج اعمالی بر یک شناور لنگر انداخته را باید با استفاده از روشی مناسب مانند روش نوار، تکنیک توزیع منبع، روش المان مرزی یا روش اجزاء محدود، محاسبه کرد. روش متداول مورد استفاده برای شناورها، روش نوار است.

نکات فنی

(۱) نیروی موج به وسیله روش نوار

الف) نیروی موج ناشی از امواج منظم وارد بر جسم شناور

نیروی موج وارد بر جسم شناور، مجموع نیروی Froude-Kriloff و نیروی ناشی از امواج منعکس شده توسط جسم شناور (نیروی تفرق) می‌باشد.

ب) نیروی Froude-Kriloff

نیروی Froude-Kriloff نیرویی است که از انتگرال‌گیری فشار امواج پیش‌رونده حول محیط جسم شناور به دست می‌آید. درحالتی که شناور مهارشده مقابل اسکله باشد، این نیرو مجموع نیروی امواج برخوردی و نیروی ناشی از امواج منعکس شده از اسکله، در نظر گرفته می‌شود.

پ) نیروی تفرق

نیروی تفرق واردشونده به یک شناور، نیرویی است که در اثر تغییر در میدان فشار در هنگام پخش امواج برخوردی توسط جسم شناور، ایجاد می‌شود. به‌طور تخمینی، این تغییر در میدان فشار، می‌تواند با نیروی انعکاسی ناشی از حرکت شناور، برای حالتی که جسم شناور نسبت به سیال حرکت می‌کند، جایگزین شود (موج در برابر حرکت شناور با یک سرعت مشخص در یک سیال آرام، مقاومت می‌کند). فرض می‌شود که سرعت شناور در این حالت، برابر با سرعت سطح مقطع جسم نسبت به ذرات آب در موج برخوردی است. این سرعت به عنوان سرعت نسبی معادل توصیف می‌شود.

ت) نیروی کل وارد بر جسم شناور

نیروی کل وارد بر جسم شناور، برابر است با جمع نیروهای Froude-Kriloff و نیروی تفرق که به سطح مقطع بدنه در جهت طولی از $x = -L_{pp}/2$ تا $x = L_{pp}/2$ وارد می‌شود.

(۲) نیروهای امواج با تئوری تفرق

درحالتی که شناور مورد نظر بسیار پهن باشد (ضریب ظرافت شناور C_b آن ۰/۷ تا ۰/۸ است)، سازه منعکس‌کننده‌ای مانند اسکله، پشت شناور وجود نداشته باشد و حرکات شناور به‌طور قابل توجهی کم باشد، می‌توان شناور را به شکل یک استوانه بیضوی در نظر گرفت و نیروی موج را با استفاده از روابط مبتنی بر تئوری تفرق محاسبه نمود.

۲-۲-۳-۳-۳-۳ بار باد وارد بر شناور

بار باد وارد بر شناور لنگر مهارشده، باید با استفاده از رابطه مناسبی تعیین شود.

تفسیر

بهتر است که بار باد وارد بر شناور مهارشده، بادر نظر گرفتن تغییرات زمانی سرعت باد و مشخصات ضریب پسای وابسته به سطح مقطع شناور مورد نظر، تعیین شود.

نکات فنی

(۱) بار باد وارد بر یک شناور با روابط (۲-۱۲) تا (۲-۱۴) و با استفاده از ضرایب پسای C_X و C_Y در جهات X و Y و ضریب لنگر فشار C_M حول محور میانی کشتی محاسبه می‌شود.

$$R_X = \frac{1}{2} \rho_a U^2 A_T C_X \quad (2-12)$$

$$R_Y = \frac{1}{2} \rho_a U^2 A_L C_Y \quad (2-13)$$

$$R_M = \frac{1}{2} \rho_a U^2 A_L L_{pp} C_M \quad (2-14)$$

که در آن:

C_X : ضریب پسا در جهت X (از جلوی کشتی)

C_Y : ضریب پسا در جهت Y (از کنار کشتی)

C_M : ضریب لنگر فشار حول محور میانی کشتی

R_X مولفه بار باد در جهت X (kN)

R_Y مولفه بار باد در جهت Y (kN)

R_M لنگر بار باد حول محور میانی کشتی ($kN.m$)

ρ_a : چگالی هوا، (t/m^3) 1.23×10^3

U : سرعت باد (m/s)

A_T مساحت تصویر شده جلوی کشتی بالای سطح آب (m^2)

A_L مساحت تصویر شده پهلو کشتی بالای سطح آب (m^2)

L_{pp} طول شناور (m)

(۲) بهتر است ضرایب بار باد C_X ، C_Y و C_M با استفاده از آزمایش‌های تونل باد یا آزمایش‌های مخزن آب در مورد شناور طرح، تعیین شوند. از آنجایی که این آزمایش‌ها زمان‌بر و پرهزینه هستند، تعیین ضرایب نیروی باد بر اساس آزمایش‌های قبلی تونل باد و مخزن آب گریزناپذیر خواهد بود.

(۳) حداکثر سرعت باد (سرعت متوسط باد ۱۰ دقیقه‌ای) باید به عنوان سرعت باد U در نظر گرفته شود.

(۴) برای مساحت تصویر شده جلوی کشتی بالای سطح آب و مساحت جانبی کشتی بالای سطح آب، مطلوب است که از مقادیر مربوط به شناور طرح استفاده شود. برای شناورهای با اندازه استاندارد، می‌توان به روابط رگرسیون مراجعه کرد.

(۵) از آنجاکه سرعت باد تغییرات زمانی و مکانی دارد، لذا لازم است سرعت باد در تحلیل حرکات یک شناور مهارشده، متغیر در نظر گرفته شود. Davenport و Hino طیف فرکانس را برای نوسان زمانی سرعت باد پیشنهاد داده‌اند که به ترتیب با روابط (۱۵-۲) و (۱۶-۲) به دست می‌آید.

$$\begin{cases} fS_u(f) = 4K_r U_{10}^2 \frac{X^2}{(1+X^2)^{4/3}} \\ X = 1200 f / U_{10} \end{cases} \quad (15-2)$$

$$\begin{cases} S_u(f) = 2.856 \frac{K_r U_{10}^2}{s} \left\{ 1 + \left(\frac{f}{s} \right)^2 \right\}^{-5/6} \\ s = 1.169 \times 10^{-3} \left(\frac{U_{10} r}{\sqrt{K_r}} \right) \left(\frac{z}{10} \right)^{2mr-1} \end{cases} \quad (16-2)$$

که در آن:

$S_u(f)$: طیف فرکانس برای ساعت باد ($m^2.s$)

U_{10} : سرعت متوسط باد در ارتفاع استاندارد ۱۰ متر (m/s)

K_r : ضریب اصطکاک برای سطحی که سرعت باد در ارتفاع استاندارد به آن وارد می‌شود. در مناطق دریایی، $K_r=0.003$

در نظر گرفته می‌شود

U : نما در منحنی سرعت باد تعریف شده به صورت قانون توانی $(z/10)$

z : ارتفاع از سطح زمین یا سطح آب دریا (m)

m : ضریب اصلاح مرتبط با پایداری اتمسفر، m برای طوفان ۲ در نظر گرفته می‌شود.

۲-۲-۳-۴- نیروهای جریان وارد بر شناور

نیروی فشار جریان ناشی از جریان‌های جزرومدی باید با استفاده از روشی مناسب محاسبه شود.

نکات فنی

(۱) نیروی فشار جریان ناشی از جریان‌های وارد شده به سینه شناور

نیروی فشار جریان اعمال شده به شناور در اثر جریان‌های وارد شده به سینه کشتی به کمک رابطه (۱۷-۲) محاسبه می‌شود.

$$R_f = 0.0014 S V^2 \quad (17-2)$$

که در آن:

R_f : نیروی فشار جریان (kN)

S : مساحت سطح مرطوب (m^2)

V : سرعت جریان (m/s)

(۲) نیروی فشار جریان ناشی از جریان‌های وارد شده به پهلوی شناور

نیروی فشار جریان اعمال شده به شناور در اثر جریان‌های وارد شده به کناره کشتی به کمک رابطه (۲-۱۸) محاسبه می‌شود.

$$R = 0.05 \dots_0 CV^2 B \quad (2-18)$$

که در آن:

R : نیروی فشار (kN)

\dots_0 : چگالی آب دریا (t/m^3) که مقدار استاندارد آن $1.03 t/m^3 = \dots_0$ است.

C : ضریب فشار جریان

V : سرعت جریان (m/s)

B : مساحت بدنه کناره کشتی در زیر آب (m^2)

(۳) اصولاً نیروی فشار جریان ناشی از جریان‌های جزرومدی را می‌توان به مقاومت اصطکاکی و مقاومت فشاری تقسیم کرد.

فرض می‌شود که مقاومت در برابر جریان‌های وارده به سینه شناور، عمدتاً مقاومت اصطکاکی و مقاومت در برابر جریان‌های

وارده به کناره شناور، مقاومت فشاری می‌باشد. با این حال در عمل، تفکیک دقیق این دو مقاومت و بررسی جداگانه آنها،

دشووار است. رابطه (۲-۱۷) حالت ساده‌سازی شده رابطه فرود با $\dots_w = 1.03$ ، $t = 15^\circ C$ و $0.14 = \dots_w$ می‌باشد.

$$R_f = \dots_w g \{1 + 0.0043(15 - t)\} SV^{1.825} \quad (2-19)$$

که در آن:

R_f : نیروی فشار جریان (N)

\dots_w : وزن مخصوص آب دریا (مقدار استاندارد آن $1/0.3$ است)

g : شتاب ثقل (m/s^2)

t : دما ($^\circ C$)

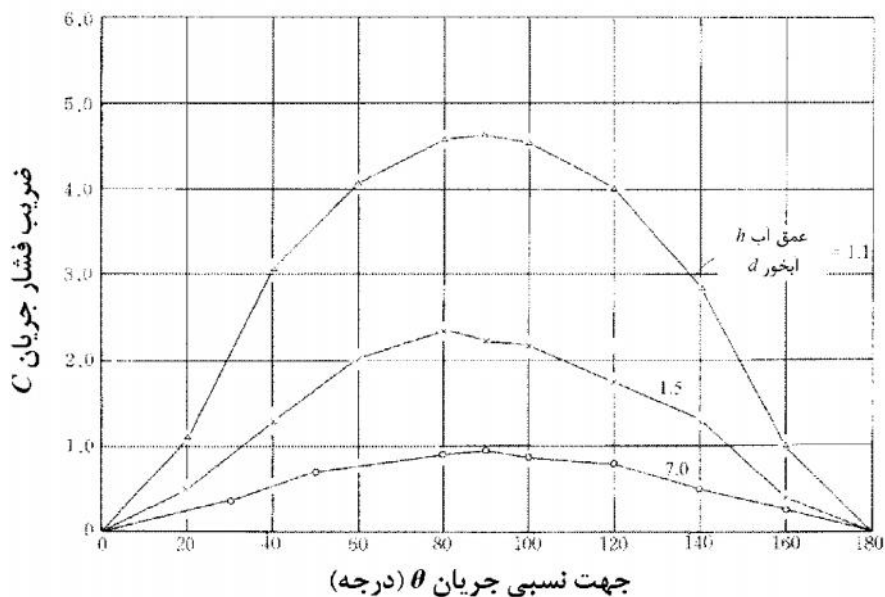
S : مساحت سطح مرطوب (m^2)

V : سرعت جریان (m/s)

ضریب ($0.14741 = \dots_w$ برای یک کشتی شناور به طول ۳۰ متر و $0.13783 = \dots_w$ برای یک شناور به طول ۲۵۰ متر)

(۴) ضریب فشار جریان C در رابطه (۲-۱۸) با توجه به جهت نسبی جریان « تغییر می‌کند و مقادیر آن از شکل (۲-۱۰)

برای اهداف موردنظر، به دست می‌آید.



شکل ۲-۱۰- ضریب فشار جریان C

۵) مقدار مساحت سطح مرطوب S و سطح تصویرشده کناری زیر خط آب B با استفاده از روابط رگرسیون که از تحلیل‌های آماری به دست می‌آید، محاسبه می‌شود.

۲-۲-۳-۵- مشخصات بار- تغییرشکل سیستم‌های مهار

هنگام تحلیل حرکت یک شناور مهارشده، مشخصات بار- تغییرشکل سیستم مهار (طناب‌ها، ضربه‌گیرها و غیره) باید به‌طور مناسب مدل شود.

نکات فنی

معمولا مشخصات بار- تغییرشکل یک سیستم مهار (طناب‌ها، ضربه‌گیرها و غیره) غیرخطی است. در ضمن با توجه به مشخصات بار- تغییرشکل ضربه‌گیرها، که دارای تغییرشکل به‌صورت پسماند هستند، مطلوب خواهد بود این مشخصات به‌طور دقیق قبل از تحلیل حرکت شناور مهارشده، مدل شوند.

۲-۲-۴- نیروی کششی مهاری وارد بر ستون‌های مهاری و مهاربندها

(۱) برای تعیین نیروهای کششی مهاری وارد بر ستون‌های مهاری و مهاربندها استفاده از مقادیر فهرست‌شده در جدول (۲-۹) ضروری است.

(۲) درحالت یک ستون مهاری، فرض می‌شود که نیروی کششی مهاری توضیح داده شده در بند (۱) به‌صورت افقی و یک نیروی کششی مهاری به‌اندازه نصف آن به‌طور هم‌زمان به‌سمت بالا وارد می‌گردد.

جدول ۲-۹- نیروهای کششی مهار شناورها

نیروی کششی وارد بر یک ستون مهاری (kN)	نیروی کششی وارد بر یک ستون مهاری (kN)	ظرفیت ناخالص شناور GT (تن)
۱۵۰	۱۵۰	$200 < GT$ ۵۰۰
۲۵۰	۲۵۰	$500 < GT$ ۱۰۰۰
۲۵۰	۳۵۰	$1000 < GT$ ۲۰۰۰
۳۵۰	۳۵۰	$2000 < GT$ ۳۰۰۰
۳۵۰	۵۰۰	$3000 < GT$ ۵۰۰۰
۵۰۰	۷۰۰	$5000 < GT$ ۱۰۰۰۰
۷۰۰	۱۰۰۰	$10000 < GT$ ۲۰۰۰۰
۱۰۰۰	۱۵۰۰	$20000 < GT$ ۵۰۰۰۰
۱۰۰۰	۲۰۰۰	$50000 < GT$ ۱۰۰۰۰۰

۳) در حالت یک مهاربند، فرض می‌شود که نیروی کششی مهاری توضیح داده شده در بند (۱) در تمامی جهات وارد می‌شود.

تفسیر

(۱) ستون‌های مهاری دور از خط ساحل، هم روی تاسیسات پهلوگیری و هم نزدیک آنها و البته نزدیک دو انتهای پهلوگیر نصب می‌شوند به طوری که می‌توان از آنها برای مهار یک شناور در زمان طوفان استفاده نمود. مهاربندها (شاخک‌های مهار)، نزدیک به خط ساحل و تاسیسات پهلوگیری نصب می‌شوند به گونه‌ای که از آنها برای پهلوگیری، مهار یا جداشدن یک شناور در شرایط عادی استفاده می‌شود.

(۲) برای تعیین جانمایی و اسامی طناب‌های مهاری برای مهار یک شناور، به بخش ۸ و بند (۱-۲) طول و عمق پهلوگیر، مراجعه شود.

(۳) برای تعیین جانمایی و ساختار یک ستون مهاری به بخش ۸، بند (۱۹-۳) ستون مهاری، مهاربند و حلقه مهار، مراجعه شود.

نکات فنی

(۱) بهتر است نیروی کششی مهار وارد بر یک ستون مهاری و یک مهاربند، بر اساس مقاومت گسیختگی طناب مهاری شناور، شرایط جوی و شرایط دریا در محل نصب تجهیزات مهار، ابعاد شناور و همچنین در صورت لزوم نیروی پهلوگیری شناور، فشار باد روی شناور لنگر انداخته و نیروی ناشی از حرکات شناور محاسبه شود. همچنین می‌توان نیروی کششی وارد بر ستون مهاری و مهاربندها را با استفاده از ردیف‌های ۲ تا ۶ که در زیر می‌آیند، محاسبه نمود.

(۲) در شرایطی که ظرفیت ناخالص کشتی از ۵۰۰۰ تن فراتر رود و خطر اتصال بیش از یک طناب مهاری به یک مهاربند برای ثابت نگه‌داشتن شناور از طریق مهار میانی وجود ندارد، نیروی کششی وارد بر یک مهاربند در حالت کشند، نصف مقدار ارائه شده در جدول (۲-۹) در نظر گرفته می‌شود.

۳) نیروی کششی شناوری که ظرفیت ناخالص آن بیشتر از ۲۰۰ تن نمی‌باشد و یا از ۱۰۰ هزار تن بیشتر است (جدول ۲-۹) این موارد را پوشش نمی‌دهد) باید با در نظر گرفتن شرایط جوی و شرایط دریا، ساختار تجهیزات مهار، اطلاعات به دست آمده از گذشته در این مورد و غیره محاسبه شود. نیروی کششی وارد بر تجهیزات مهارکننده شناورها در شرایط آب و هوایی سخت و یا تجهیزات مهارکننده نصب شده در آب‌های با شرایط هواشناختی-اقیانوس‌شناختی شدید، باید با توجه به این شرایط انجام شود.

۴) نیروهای کششی وارد بر ستون‌های مهاری بر اساس فشار باد اعمال شده به شناوری که با بارگیری نسبتاً کم حتی وقتی سرعت باد ۲۵ تا ۳۰ متر بر ثانیه است قابلیت پهلوگیری ایمن داشته باشد و با فرض اینکه ستون‌های مهاری در محلی به فاصله عرض شناور از خط آب اسکله ساخته می‌شوند و اینکه مهار شناور با محور طولی آن زاویه ۴۵ درجه دارد، تعیین می‌شوند. نیروی کششی مهاری با توجه به مقاومت گسیختگی یک تا دو طناب مهاری به دست می‌آید. برای یک شناور کوچک با ظرفیت ناخالص کمتر ۱۰۰۰ تن، ستون‌های مهاری می‌تواند نیروهای کششی تحت سرعت باد تا ۳۵ متر بر ثانیه را تحمل کند.

نیروهای کششی وارد بر مهاربند بر اساس فشار باد اعمال‌شونده به شناوری که با بارگیری نسبتاً سبک امکان مهار آن فقط با استفاده از مهاربندها در بادی با سرعت تا ۱۵ متر بر ثانیه وجود داشته باشد و با فرض اینکه طناب‌های مهاری در عقب و جلوی شناور با محور طولی شناور زاویه ۲۵ درجه داشته باشد، تعیین می‌گردد. نیروی کششی با توجه به مقاومت گسیختگی یک طناب مهاری برای شناوری با ظرفیت ناخالص کمتر از ۵۰۰۰ تن و دو طناب مهاری برای شناوری با ظرفیت ناخالص بیش از ۵۰۰۰ تن تعیین می‌شود.

نیروی کششی مهاری در حالت کشند برای یک مهاربند جهت ثابت نگه‌داشتن شناور از طریق مهار میانی، با توجه به مقاومت گسیختگی یک طناب مهاری تعیین خواهد شد. در شرایطی می‌توان از طناب‌های فیبر مصنوعی ساخته شده از طناب‌های نایلونی و طناب‌های نوع B وینیلون (هر دو از انواع طناب فیبر مصنوعی هستند) استفاده کرد. وجود اطلاعات خیلی کم در خصوص استفاده قبلی از این نوع طناب‌ها و مقاومت کم آنها در برابر سائیدگی باعث می‌شود ضریب اطمینان بزرگ‌تر گردد و در نتیجه قطر مورد نیاز و مقاومت گسیختگی آنها بیشتر از حد، بزرگ در نظر گرفته شود. در نتیجه، در موارد پهلوگیری شناورها با استفاده از طناب‌های نایلونی یا طناب‌های نوع B وینیلون، امکان اعمال شرایط مذکور در بند (۲) فوق وجود نخواهد داشت.

در محاسبات نیروی کششی مهاری عنوان شده در فوق، علاوه بر فشار باد، فرض می‌شود که جریان‌های جزرومدی برابر 2 kt در جهت طولی و 0.6 kt در جهت عرضی وجود دارد.

۵) هنگام تعیین نیروی کششی مهاری یک شناور کوچک با ظرفیت ناخالص کمتر از ۲۰۰ تن، بهتر است که نوع شناور، وضعیت پهلوگیری، سازه تاسیسات پهلوگیری و غیره در نظر گرفته شوند. در هنگام طراحی ستون‌های مهاری و مهاربندها برای شناورهایی با ظرفیت ناخالص کمتر از ۲۰۰ تن، فرض می‌شود که نیروی کششی ۱۵۰ کیلو نیوتن به ستون‌های مهاری و نیروی ۵۰ کیلو نیوتن به مهاربندها وارد می‌شود.

۶) در هنگام محاسبه نیروی کششی مهاری برای شناورهایی نظیر قایق‌های مسافری، کشتی‌های کانتینری یا کشتی‌های مسافری، به دلیل زیادبودن سطوح در معرض فشار باد در این شناورها باید استفاده از جدول (۲-۸) با احتیاط انجام شود.

فصل ۳

باد و فشار باد

۳-۱- کلیات

به هنگام طراحی بندر و تجهیزات لنگرگاه، عوامل هواشناسی نظیر بادهای، فشار هوا، مه، میزان بارش، عمق برف و دمای هوا باید مدنظر قرار گیرند.

تفسیر

اثراتی که عوامل هواشناسی بر روی طراحی بندر و تجهیزات لنگرگاه اعمال می‌کنند به شرح زیر می‌باشد:

- (۱) فشار هوا و توزیع آن عواملی هستند که در ایجاد باد و خیزاب (برکشند) طوفان حاکم می‌باشند.
- (۲) باد عامل حاکم بر تولید امواج و خیزاب طوفان است، که نیروهای خارجی را بر بندر و تجهیزات لنگرگاه و شناورهای مهارشده به شکل فشار باد اعمال می‌کند، و می‌تواند فعالیت‌های بندری و لنگرگاهی مانند تخلیه و بارگیری کالا را دچار اختلال کند.
- (۳) بارش عامل دیگری است که ظرفیت مورد نیاز تاسیسات زهکشی بنادر و لنگرگاه‌ها را تعیین می‌کند، باران همچنین می‌تواند فعالیت‌های بندری و لنگرگاهی مانند تخلیه و بارگیری کالا را دچار اختلال کند.
- (۴) مه عاملی است که مانعی برای ناوبری شناورها در حین ورود یا خروج از لنگرگاه بوده، و همچنین بهره‌وری بندر و تجهیزات لنگرگاه را کاهش می‌دهد.
- (۵) در برخی حالات، بار برف به عنوان یک بار ایستا اعمال شده بر روی بندر و تجهیزات لنگرگاه مدنظر قرار می‌گیرد.
- (۶) دمای هوا توزیع تنش درون سازه‌های بندر و تجهیزات لنگرگاه را تحت تاثیر قرار می‌دهد و ممکن است به بروز تنش‌های حرارتی در این سازه‌ها منجر شود.

نکات فنی

- (۱) در محاسبات مربوط به ایجاد خیزاب طوفان یا امواج ناشی از طوفان، معمولاً فرض می‌شود که توزیع فشار هوا از یکی از روابط Fujita (۱-۳) یا Myers (۲-۳) تبعیت می‌کند؛ ثابت‌ها در رابطه انتخاب شده بر اساس اندازه‌گیری‌های فشار هوای واقعی در ناحیه طوفان‌ها تعیین می‌شوند.

$$p = p_{\infty} - \frac{U_p}{\sqrt{1 + (r/r_0)^2}} \quad (\text{رابطه Fujita}) \quad (1-3)$$

$$p = p_c + U_p \exp\left(-\frac{r_0}{r}\right) \quad (\text{رابطه Myers}) \quad (2-3)$$

که در آن:

p فشار هوا در فاصله r از مرکز طوفان (hPa)

r فاصله از مرکز طوفان (km)

p_c فشار هوا در مرکز طوفان (hPa)

r_0 فاصله تقریبی مرکز طوفان تا نقطه‌ای که سرعت باد حداکثر است (km)

Up: افت فشار هوا در مرکز طوفان (hPa)؛ $Up = p_{\infty} - p_c$

p_{∞} : فشار هوا در $r = \infty$ (hPa)؛ $p_{\infty} = p_c + Up$

اندازه طوفان با زمان تغییر می‌کند، و از این رو r_0 و Up باید به شکل توابعی از زمان تعریف شوند.

(۲) در ارتباط با باد به بند (۲-۳) باد، مراجعه کنید.

(۳) باران به‌طور کلی به باران طوفان همراه با رعد و برق که میزان بارش سنگینی را در مدت زمان کوتاهی در پی دارد و بارانی که برای بازه زمانی طولانی ادامه دارد (باران یک طوفان مثالی از مورد دوم است) تقسیم می‌شود. به هنگام طراحی تجهیزات زهکشی، لازم است تا شدت ریزش باران در هر دو حالت، حالتی که میزان رواناب به سرعت افزایش می‌یابد و حالتی که رواناب برای مدت طولانی ادامه می‌یابد تعیین شود. در طراحی سیستم جمع‌آوری پساب که شدت باران در طوفان همراه با رعد و برق مورد نظر است، رابطه Sherman (۳-۳) یا رابطه Talbot (۴-۳) بکار می‌رود.

$$R = \frac{a}{t^n} \quad (\text{رابطه Sherman}) \quad (۳-۳)$$

$$R = \frac{a}{t+b} \quad (\text{رابطه Talbot}) \quad (۴-۳)$$

که در آن:

R : شدت بارش (mm/h)

t : دوره زمانی بارش (min)

a و b و n ضرایب ثابت

(۴) در مورد بار برف وارد بر بندر و تجهیزات لنگرگاه به بند (۱۵-۳-۴- بار برف) مراجعه کنید.

۲-۳- باد

روش استاندارد چنانچه در ادامه تصریح شده است به این صورت است که خصوصیات باد جهت تخمین موج و همچنین مشخصات باد به‌عنوان علت یک نیروی خارجی وارد بر بندر و تجهیزات لنگرگاه مدنظر قرار گیرد.

(۱) به‌هنگام تعیین سرعت و جهت باد مورد استفاده در تخمین امواج و خیزاب‌های ناشی از طوفان، مقادیر واقعی اندازه‌گیری شده یا مقادیر محاسباتی گرادیان بادها با اعمال تمام تصحیحات لازم برای ارتفاع اندازه‌گیری‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند.

(۲) سرعت باد عمل‌کننده بر بندر یا تجهیزات لنگرگاه باید بر اساس داده‌های آماری در یک بازه مناسب هم راستا با خصوصیات تجهیزات و سازه‌ها تعیین شود.

نکات فنی

(۱) بادهای گرادیان

الف) سرعت باد گرادیان می‌تواند با تابعی از گرادیان فشار، شعاع انحنای منحنی‌های هم‌فشار، عرض جغرافیایی و چگالی هوا به‌صورت رابطه (۳-۵) بیان شود.

$$V_g = r\bar{S} \sin w \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{\partial p / \partial r}{\dots_a r \bar{S}^2 \sin^2 w}} \right) \quad (۵-۳)$$

که در آن:

V_g : سرعت باد گرادیان (cm/s)، رابطه (۵-۳) برای گردباد متضاد مقدار منفی ارائه می‌کند و لذا مقدار قدر مطلق باید به کار رود.

$\partial p / \partial r$: گرادیان فشار (برای گردباد مثبت و برای گردباد متضاد منفی در نظر گرفته می‌شود) ($g/cm^2/s^2$)

r : شعاع انحنای منحنی‌های هم‌فشار (cm)

\bar{S} : سرعت زاویه‌ای چرخش زمین (s^{-1})؛ $\bar{S} = 7.29 \times 10^{-5} / s$

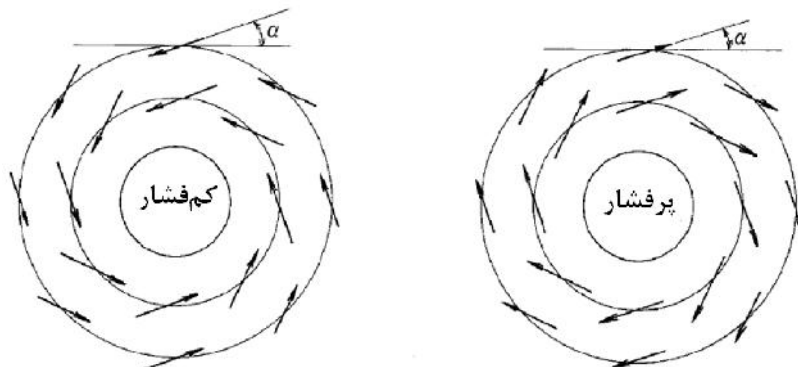
w : عرض جغرافیایی (درجه)

\dots_a : چگالی هوا (g/cm^3)

پیش از انجام محاسبات، واحد اندازه‌گیری‌ها ابتدا باید به سیستم واحدهای سانتیمتر-گرم-ثانیه که در بالا نوشته شده است تبدیل شود. باید توجه داشت که یک درجه عرض جغرافیایی با مسافتی در حدود $1.11 \times 10^7 cm$ برابری می‌کند و فشار هوای $1.0 hPa$ برابر $10^3 g/cm^2/s^2$ می‌باشد.

(ب) یک باد گرادیان که منحنی‌های هم‌فشار آن خطوط مستقیم می‌باشد (شعاع انحنای آن‌ها در رابطه (۵-۳) بی‌نهایت است) باد ژئوستروفیک نامیده می‌شود. در این حالت سرعت باد $V = (\partial p / \partial r) / (2 \dots_a r \bar{S} \sin w)$ است.

(۲) سرعت واقعی باد در سطح دریا عموماً کمتر از مقدار بدست آمده از رابطه باد گرادیان است. علاوه بر این گرچه در ثوری، جهت باد گرادیان موازی منحنی‌های هم‌فشار است، چنانچه در شکل (۲-۱۱) نشان داده شده است باد سطح دریا با زاویه خاص α نسبت به منحنی‌های هم‌فشار می‌وزد. در نیمکره شمالی، باد پیرامون گردباد، پادساعت‌گرد و به سمت درون می‌وزد؛ در حالی که باد در حوالی گردباد متضاد، ساعت‌گرد و به سمت بیرون می‌وزد. مشخص شده است که رابطه بین سرعت بادهای گرادیان و سرعت واقعی باد در سطح دریا با عرض جغرافیایی تغییر می‌کند. جدول (۲-۱۰) این رابطه را در شرایط میانگین به صورت خلاصه ارائه می‌کند. با این همه، این جدول بیش از یک توصیه نیست. به هنگام تخمین بادهای سطح دریا لازم است تصحیحات مناسب با مقایسه تخمین‌ها با اندازه‌گیری‌های واقعی انجام شده در امتداد ساحل که توسط شناورها بر روی دریا گزارش شده (مورد اخیر بر روی نمودارهای هواشناسی نوشته می‌شود) صورت پذیرد.



شکل ۲-۱۱ - جهت باد یک گردباد (کم فشار) و یک گردباد متضاد (پر فشار)

جدول ۲-۱۰- رابطه بین سرعت باد در سطح دریا و سرعت باد گرادیان

۵۰	۴۰	۳۰	۲۰	۱۰	عرض جغرافیایی (درجه)
۱۵	۱۷	۱۸	۲۰	۲۴	زاویه ۳ (درجه)
۰/۷۰	۰/۶۷	۰/۶۴	۰/۶۰	۰/۵۱	نسبت سرعت V_g/V_g

۳) هنگام انتخاب سرعت باد طراحی برای بادی که مستقیماً بر بندر و تجهیزات لنگرگاه و شناورهای مهارشده اثر می‌کند، توزیع حدی سرعت باد باید بر اساس داده‌های اندازه‌گیری واقعی انجام شده در یک بازه طولانی (دست کم ۳۰ سال به عنوان یک قانون کلی) تخمین زده شود و آنگاه سرعت باد متناظر با دوره بازگشت مورد نیاز استفاده شود. متداول است که جهت و سرعت به عنوان پارامترهای باد در نظر گرفته شوند. در ایستگاه‌های باد سازمان هواشناسی ایران جهت باد با استفاده از سیستم جهتی شانزده نقطه‌ای و سرعت باد با سرعت اندازه‌گیری شده در فواصل ۳ ساعته ارائه می‌شوند.

برای نواحی با شرایط توپوگرافی متفاوت نسبت به نزدیک‌ترین ایستگاه‌های هواشناسی فوق‌الذکر، باید مشاهداتی حداقل یک ساله صورت گرفته و آنگاه بررسی مقایسه‌ای اثرات توپوگرافی به منظور امکان استفاده از نتایج تقریبی پیش‌گفته انجام گیرد.

۴) در خصوص سرعت باد مورد استفاده در تخمین خیزاب‌های ناشی از طوفان و امواج، مرسوم است از مقدار متناظر با ارتفاع ۱۰ متری از سطح دریا استفاده شود. سرعت‌های به‌دست آمده از ادارات هواشناسی دولتی مقادیر متناظر با ارتفاع تقریبی ۱۰ متری بالای سطح زمین هستند. از این‌رو، به هنگام استفاده از چنین داده‌هایی برای تخمین بادهای سطح دریا، در مواردی که ارتفاع اجزای سازه‌ای به‌میزان قابل توجهی متفاوت از ۱۰ متر باشد لازم است تا سرعت باد با توجه به ارتفاع تصحیح شود. پروفیل قائم سرعت باد معمولاً با رابطه‌ای توانی ارائه می‌شود، و لذا در محاسبات فعلی طراحی همه انواع سازه‌ها به سادگی تابعی توانی به‌کار می‌رود:

$$U_h = U_0 \left(\frac{h}{h_0} \right)^n \quad (۶-۳)$$

که در آن:

U_h : سرعت باد در ارتفاع h (m/s)

U_0 : سرعت باد در ارتفاع h_0 (m/s)

مقدار توان بسته به موقعیت با توجه به زبری نزدیک سطح زمین و پایداری اتمسفر تغییر می‌کند. در محاسبات سازه‌ای بر روی زمین، مقدار $n=1/10 \sim 1/4$ مورد استفاده قرار می‌گیرد، و معمول است مقدار $n \geq 1/7$ بر روی دریا مورد استفاده قرار گیرد.

شکل (۲-۱۲) روش جامع‌تر تصحیح ارتفاع را با در نظر گرفتن تاثیرات توام ارتفاع و پایداری لایه مرزی باد نشان می‌دهد. در این شکل نسبت سرعت باد در هر ارتفاعی به سرعت باد در ارتفاع ۱۰ متر بر مبنای تابعی از ارتفاع اندازه‌گیری برای مقادیر منتخب اختلاف دمای هوا و دریا (T) و سرعت باد ارائه می‌شود. اختلاف دمای هوا و دریا با رابطه (۳-۷) نشان داده می‌شود:

$$UT = T_a - T_s \quad (7-3)$$

که در آن:

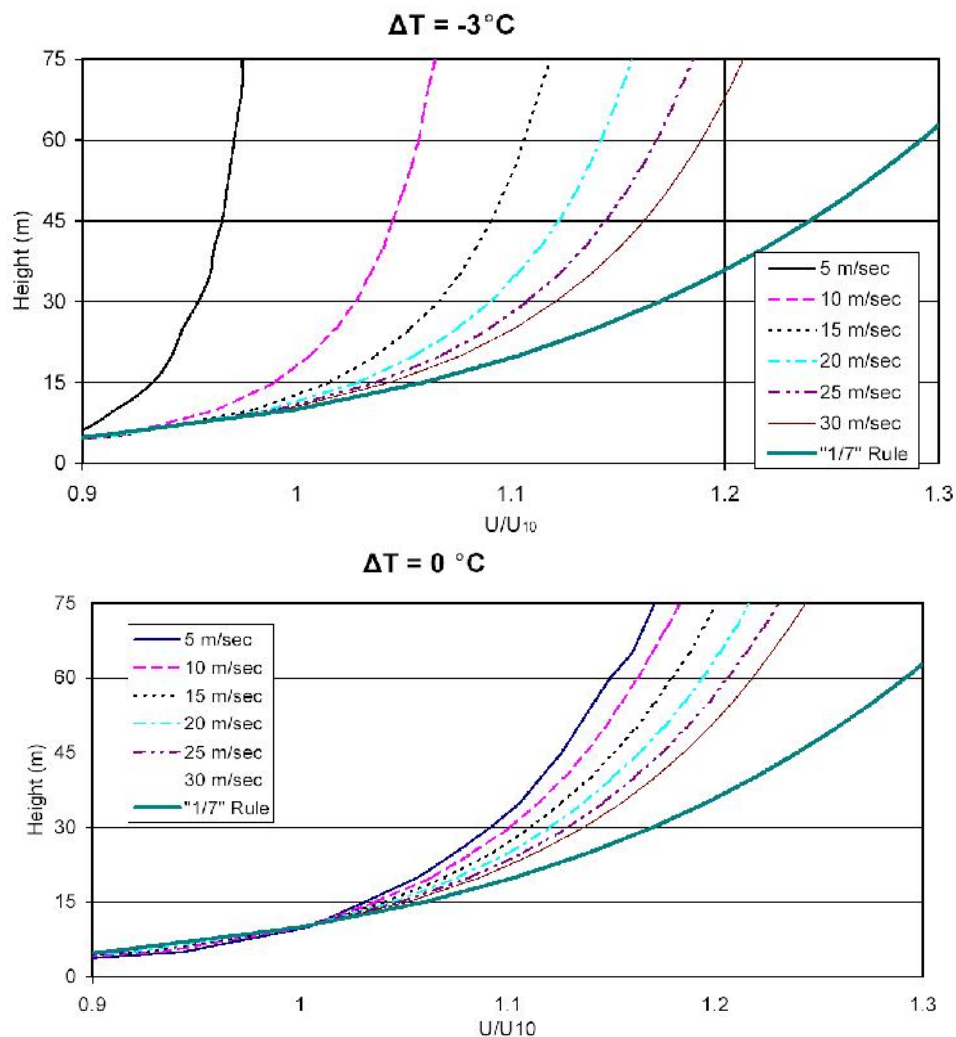
T : اختلاف دمای هوا و دریا (درجه سانتی‌گراد)

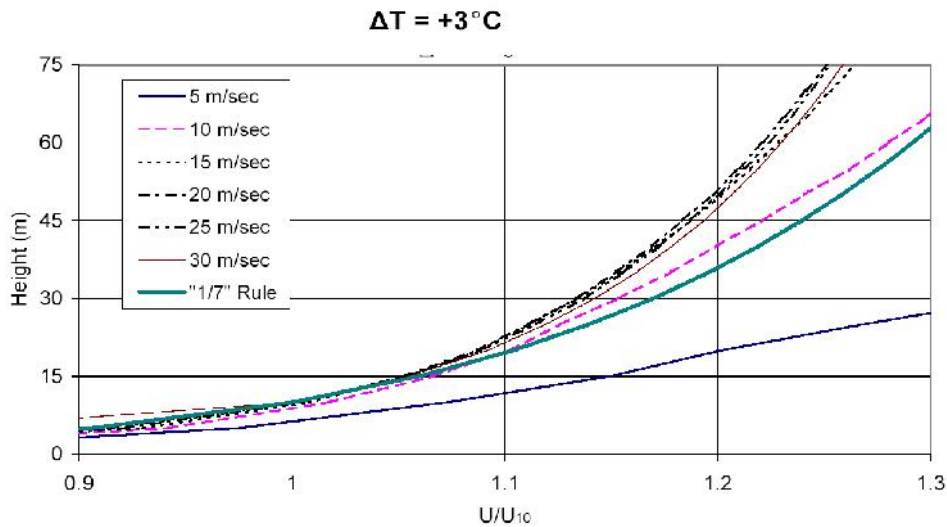
T_a : دمای هوا (درجه سانتی‌گراد)

T_s : دمای آب (درجه سانتی‌گراد)

اگر اختلاف درجه حرارت هوا و آب منفی باشد، لایه مرزی ناپایدار بوده و سرعت باد تاثیر بیشتری در نمو موج دارد. اگر T مثبت باشد، لایه مرزی پایدار بوده و سرعت باد تاثیر کمتری دارد. اگر T صفر باشد، لایه مرزی پایداری خنثی داشته و تصحیح سرعت باد لازم نیست. همانگونه که مشاهده می‌شود ضریب $n=1/7$ نباید به شکل عمومی برای انتقال سرعت‌های باد در ترازهای مختلف به کار رود.

داده‌های آماری سرعت باد ایستگاه‌های هواشناسی معمولاً در هر سه ساعت ارائه می‌شوند. با این وجود، برای بعضی از سازه‌ها ممکن است سرعت باد در یک بازه زمانی کوتاه‌تر یا بیشینه لحظه‌ای سرعت باد به کار رود، در این مورد لازم است تا درکی از رابطه بین سرعت میانگین باد در یک بازه زمانی مشخص و بیشینه سرعت باد و همچنین مشخصات ضریب تندباد حاصل شود.





شکل ۲-۱۲- نسبت سرعت باد در ارتفاع مطلوب به سرعت باد در ارتفاع ۱۰ متر بر مبنای تابعی از ارتفاع اندازه‌گیری برای مقادیر منتخب

سرعت باد و اختلاف دمای هوا و دریا: $T = +3^\circ C$ ، $T = 0$ ، و $T = -3^\circ C$

۳-۳- فشار باد

فشار باد باید به‌نحو مناسبی با در نظر گرفتن وضعیت و توجه به نوع سازه‌ای تجهیزات و موقعیت آنها تعیین شود.

نکات فنی

- (۱) به‌هنگام محاسبه فشار باد وارده بر یک شناور مهارشده باید به بند (۲-۳-۳) بار باد وارد بر شناور، رجوع شود.
- (۲) در مواردی که هیچ قانون مدونی در ارتباط با فشار باد اعمالی به سازه وجود نداشته باشد، فشار باد را می‌توان با استفاده از رابطه (۳-۱) محاسبه نمود.

$$p = cq$$

(۳-۱)

که در آن:

p فشار باد (N/m^2)

q فشار سرعت (N/m^2)

c ضریب فشار باد

رابطه (۳-۱) فشار باد را بیان می‌کند، یعنی نیروی ناشی از باد به‌ازای واحد سطحی که در معرض نیروی باد قرار دارد. بنابراین نیروی کل ناشی از باد وارده بر یک عضو یا سازه عبارت است از فشار باد ارائه شده در رابطه (۳-۱) ضرب در سطحی از آن عضو یا سازه که تحت تاثیر باد بوده در صفحه‌ای عمود بر راستایی که باد در آن راستا عمل می‌کند. فشار سرعت q به‌صورت رابطه (۳-۲) تعریف می‌شود.

$$q = \frac{1}{2} \rho U^2 \quad (۳-۲)$$

که در آن:

q فشار سرعت (N/m^2)

... $\rho_a = 1.23 \text{ kg/m}^3$ ، چگالی هوا (kg/m^3)،

U : سرعت باد طرح (m/s)

سرعت باد طرح باید حدود $1/2$ تا $1/5$ برابر سرعت باد استاندارد (سرعت میانگین ده دقیقه‌ای باد در ارتفاع 10 متری) در نظر گرفته شود. این بدین جهت است که بیشینه سرعت لحظه‌ای باد در حدود $1/2$ تا $1/5$ برابر سرعت میانگین ده دقیقه‌ای باد می‌باشد.

ضریب فشار باد بسته به شرایطی چون شکل اجزا یا سازه، جهت باد، و عدد رینولدز متغیر است. در خصوص جهت باد، در حالت کلی لازم است جهت بادی مد نظر قرار گیرد که بدترین شرایط را برای سازه ایجاد می‌کند، به جز در مواردی که وجود یک جهت باد عمده غالب تایید شده باشد.

نمونه‌هایی از سرعت سالانه باد خلیج فارس و دریای عمان در پیوست الف ارائه شده است.

فصل ٤

امواج

۴-۱- کلیات

۴-۱-۱- روش تعیین امواج مورد استفاده در طراحی

امواجی که مشخصات آنها در تعیین پایداری تاسیسات حفاظتی لنگرگاه و دیگر تاسیسات لنگرگاه و بندر، و همچنین بررسی درجه آرامش کانال‌های ناوبری و حوضچه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند، از اندازه‌گیری امواج واقعی یا پیش‌یابی امواج تعیین می‌شوند. خصوصیات امواج با انجام پردازش‌های آماری لازم و تحلیل انتقال امواج بر اثر توپوگرافی بستر و سایر عوامل به دست می‌آیند. مرسوم است که پیش‌یابی با شیوه‌ای مبتنی بر رابطه‌ای مناسب که نشان‌دهنده رابطه سرعت باد و طیف موج یا پارامترهای موج مشخصه باشد انجام پذیرد.

تفسیر

اندازه و شکل سازه‌ای تاسیسات به کمک عواملی نظیر ارتفاع و دوره تناوب امواج موثر بر آنها تعیین می‌شوند. از این رو تعیین شرایط موجی که برای طراحی استفاده می‌شود باید با دقت انجام گیرد. تعیین شرایط امواج باید برای «امواج عادی» (یعنی امواجی که در شرایط عادی رخ می‌دهند؛ این امواج در تخمین آرامش لنگرگاه یا نرخ خالص فعالیت‌های تخلیه و بارگیری کالاها مورد نیاز هستند) و «امواج طوفانی» (یعنی امواجی که در شرایط طوفانی روی می‌دهند؛ این امواج به‌هنگام تخمین نیروی امواج موثر بر سازه‌ها به کار می‌آیند) به صورت جداگانه انجام شود.

امواج حاصل از پردازش آماری داده‌ها بر مبنای اندازه‌گیری‌های واقعی یا پیش‌یابی معمولاً امواج آب عمیق هستند که از توپوگرافی بستر دریا تاثیر نمی‌پذیرند. امواج آب عمیق به سمت ساحل منتشر می‌شوند، و وقتی به عمق آبی تقریباً برابر نصف طول موج می‌رسند، اثرات توپوگرافی را حس کرده و با تغییر ارتفاع موج انتقال پیدا می‌کنند. «انتقال موج» شامل انکسار، تفرق، انعکاس، خزش و شکست می‌باشد. برای تعیین شرایط امواج در مکانی که اطلاعات موج مورد نیاز است (برای نمونه جایی که سازه مورد نظر واقع شده است)، لازم است ملاحظات چنین انتقال موجی به کمک محاسبات عددی و آزمایش‌های مدل در نظر گرفته شود. در روند فوق‌الذکر به‌منظور تعیین شرایط موجی که در طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد، لازم است نامنظمی امواج به اندازه کافی مدنظر قرار گیرد و تا حد امکان طبیعت اتفاقی آنها لحاظ گردد.

نکات فنی

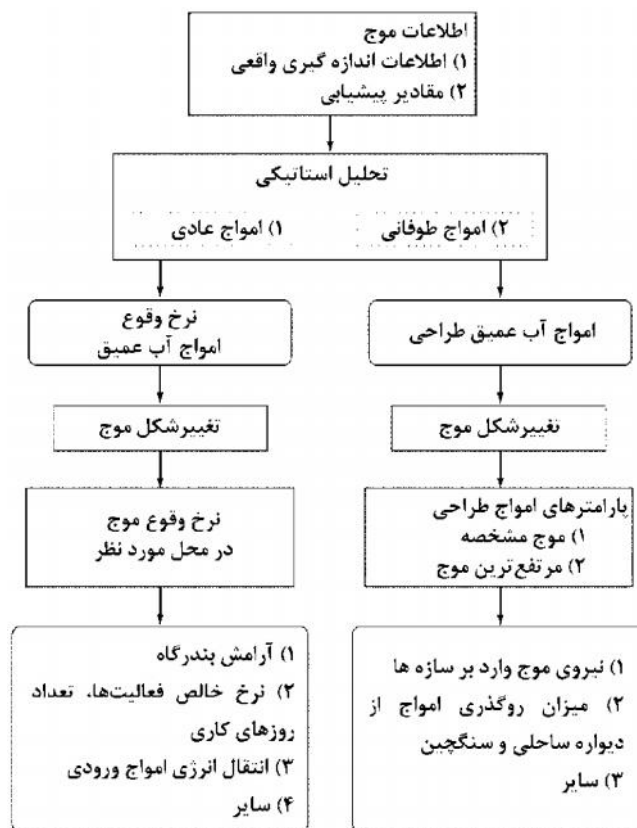
یک نمونه از روش تعیین شرایط موج جهت استفاده در طراحی در شکل (۲-۱۳) آمده است.

۴-۱-۲- امواجی مورد استفاده در طراحی

امواج مشخصه، مرتفع‌ترین امواج، امواج آب عمیق، امواج آب عمیق معادل و غیره در طراحی بندر و تاسیسات لنگرگاه به کار می‌روند.

تفسیر

امواجی که در طراحی سازه‌ها استفاده می‌شوند معمولاً «امواج مشخصه» هستند. موج مشخصه موجی فرضی است که شاخصی آماری از یک مجموعه امواج نامنظم می‌باشد. امواج مشخصه ابعادی تقریباً برابر با مقادیر حاصل از مشاهدات بصری دارند و از این رو از آنها در پیش‌بینی امواج استفاده می‌شود. همچنین مشخص است که دوره تناوب موج مشخصه تقریباً برابر با دوره تناوب بیشینه طیف موج می‌باشد. به دلیل این مزیت‌ها، امواج مشخصه معمولاً به‌عنوان نماینده گروه موج استفاده شده‌اند. با این همه، بسته به شرایط ممکن است لازم باشد تا امواج مشخصه به یکی دیگر از انواع موج مانند مرتفع‌ترین امواج یا متوسط دهک اول مرتفع‌ترین امواج تبدیل شوند.



شکل ۲-۱۳- روش تعیین امواج مورد استفاده در طراحی

نکات فنی

(۱) تعریف پارامترهای موج

الف) موج مشخصه (ارتفاع موج مشخصه $H_{1/3}$ و دوره تناوب موج مشخصه $T_{1/3}$)

امواج در یک گروه موج به ترتیب ارتفاع مرتب شده و $\frac{1}{3}$ مرتفع‌ترین آن‌ها انتخاب می‌گردند. آنگاه موج مشخصه

موجی فرضی است که ارتفاع و دوره تناوب آن ارتفاع و دوره تناوب میانگین امواج برگزیده می‌باشد.

ب) مرتفع‌ترین موج (ارتفاع مرتفع‌ترین موج H_{max} و دوره تناوب مرتفع‌ترین موج T_{max})

مرتفع‌ترین موج در یک گروه می‌باشد.

پ) موج دهک اول مرتفع‌ترین امواج ($H_{1/10}$ و $T_{1/10}$)

موجی که ارتفاع و دوره تناوب آن برابر با میانگین ارتفاع و دوره تناوب $\frac{1}{10}$ مرتفع‌ترین امواج در یک گروه موج می‌باشد.

ت) موج میانگین (ارتفاع موج میانگین \bar{H} ، دوره تناوب موج میانگین \bar{T})

موجی که ارتفاع و دوره تناوب آن برابر با میانگین ارتفاع و دوره تناوب همه امواج در یک گروه موج است.

ث) امواج آب عمیق (ارتفاع موج آب عمیق H_0 و دوره تناوب موج آب عمیق T_0)

امواج در محلی که عمق آب حداقل برابر نصف طول موج باشد؛ پارامترهای موج به صورت پارامترهای موج مشخصه در آن محل نشان داده می‌شوند.

ج) ارتفاع موج آب عمیق معادل (H'_0)

ارتفاع موجی فرضی است که برای اثرات تغییرات سطحی توپوگرافی بستر، نظیر انکسار و تفرق موج، تصحیح شده باشد؛ این پارامتر با ارتفاع موج مشخصه نشان داده می‌شود.

۲) موج بیشینه

بزرگترین موج مشخصه در یک مجموعه از داده‌های موج مشخصه که در یک بازه زمانی خاص مشاهده شده است (مثلاً یک روز، یک ماه یا یک سال) را «موج بیشینه» می‌نامند. برای مشخص کردن دقیق طول دوره مشاهداتی توصیه می‌شود که به موج بیشینه عبارتی نظیر «موج مشخصه بیشینه در طول بازه زمانی یک‌روزه (یا یک‌ماهه، یک‌ساله و غیره)» اطلاق شود. به علاوه، هنگامی که در نظر باشد به وضوح مشخص شود که به موج مشخصه متناظر با بزرگترین رویداد موج که در حین آب و هوایی طوفانی روی داده ارجاع داده می‌شود، واژه «موج بیشینه» به کار می‌رود (به بند ۴-۴) فرایند آماری داده‌های مشاهداتی و پیش‌یابی شده موج، مراجعه شود). «ارتفاع موج بیشینه» بیشترین مقدار ارتفاع موج مشخصه در طول یک بازه معین می‌باشد؛ این مفهوم با ارتفاع مرتفع‌ترین امواج متفاوت است.

۳) اهمیت امواج آب عمیق معادل

ارتفاع موج در یک موقعیت مشخص یا در نتیجه انتقال در اثر خزش و شکست تعیین می‌شود که به عمق آب در آن نقطه بستگی دارد، و یا ناشی از تفرق و انکسار است که به شرایط سطحی توپوگرافی بستر در آن نقطه وابسته است. با این وجود، در آزمایش‌های مدل هیدرولیکی برای انتقال یا روگذری امواج در یک کانال دوبعدی یا در تحلیل دوبعدی با تئوری انتقال موج، تغییرات سطحی توپوگرافی بستر مدنظر قرار نمی‌گیرد. از این رو به هنگام بکارگیری نتایج یک آزمایش مدل دوبعدی یا محاسباتی تئوری در محل، ضروری است از قبل شرایط مکانی ناحیه مورد نظر، که عبارت است از اثرات تغییرات سطحی توپوگرافی بستر (به ویژه اثرات تفرق و انکسار) را در امواج آب عمیق برای ناحیه مورد نظر لحاظ کرده، بدین ترتیب امواج آب عمیق را به شکلی تصحیح نمود که متناظر با ارتفاع موج برخوردی مورد استفاده در آزمایش یا محاسبه تئوری باشند. ارتفاع موج آب عمیق حاصل از تصحیح اثرات تفرق و انکسار با ضرایب مربوط به آن‌ها «ارتفاع موج آب عمیق معادل» نامیده می‌شود.

ارتفاع موج آب عمیق معادل در محلی که طراحی انجام می‌شود به صورت زیر (رابطه ۴-۱) حاصل می‌شود:

$$H'_0 = K_d K_r H_0 \quad (1-4)$$

که در آن:

K_r : ضریب انکسار برای ناحیه موردنظر (به بند (۴-۵-۲) انکسار موج، مراجعه شود)

K_d : ضریب تفرق برای ناحیه موردنظر (به بند (۴-۵-۳) تفرق موج، مراجعه شود)

۴-۱-۳- ویژگی‌های امواج

۴-۱-۳-۱- ویژگی‌های اساسی امواج

ویژگی‌های اساسی امواج مانند طول موج و سرعت را می‌توان با تئوری موج دامنه کوچک برآورد کرد. با این وجود، ارتفاع امواج شکنا و ارتفاع بالاروی با لحاظ کردن اثرات دامنه محدود محاسبه می‌شوند.

نکات فنی

(۱) تئوری موج دامنه کوچک

ویژگی‌های اساسی امواج به شکل تابعی از ارتفاع موج، دوره تناوب و عمق آب بیان می‌شوند. ویژگی‌های گوناگون امواج آب کم‌عمق، که در تقریب اول از تئوری امواج دامنه کوچک به دست می‌آیند در ادامه فهرست می‌شود. شایان ذکر است که با توجه به مختصات، جهت مثبت x در راستای حرکت موج و جهت مثبت z به صورت قائم به سمت بالا تعریف می‌شود که $z=0$ متناظر با تراز سطح آب ساکن است. عمق آب h ثابت فرض شده و مشخصات موج در جهت عرضی (جهت y) یکنواخت در نظر گرفته می‌شوند.

(الف) تراز سطح (تغییر مکان نسبت به سطح آب ساکن) (m)

$$y(x,t) = \frac{H}{2} \sin\left(\frac{2f}{L}x - \frac{2f}{T}t\right) \quad (۲-۴)$$

که در آن:

y : تراز سطح (m)

H : ارتفاع موج (m)

L : طول موج (m)

T : پریود (s)

(ب) طول موج (m)

$$L = \frac{gT^2}{2f} \tanh \frac{2fh}{L} \quad (۳-۴)$$

که در آن:

h : عمق آب (m)

g : شتاب گرانش (m/s^2)

پ) سرعت موج (m/s)

$$C = \frac{gT}{2f} \tanh \frac{2fh}{L} = \sqrt{\frac{gL}{2f} \tanh \frac{2fh}{L}} \quad (۴-۴)$$

ت) سرعت ذره آب (m/s)

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{fH}{T} \frac{\cosh \frac{2f(z+h)}{L}}{\sinh \frac{2fh}{L}} \sin \left(\frac{2f}{L}x - \frac{2f}{T}t \right) \\ w &= \frac{fH}{T} \frac{\cosh \frac{2f(z+h)}{L}}{\sinh \frac{2fh}{L}} \cos \left(\frac{2f}{L}x - \frac{2f}{T}t \right) \end{aligned} \right\} \quad (۵-۴)$$

که در آن:

u : مولفه سرعت ذره آب در راستای x (m/s)

w : مولفه سرعت ذره آب در راستای z (m/s)

ث) شتاب ذره آب (m/s)

$$\left. \begin{aligned} \frac{du}{dt} &= -\frac{2f^2 H}{T^2} \frac{\cosh \frac{2f(z+h)}{L}}{\sinh \frac{2fh}{L}} \cos \left(\frac{2f}{L}x - \frac{2f}{T}t \right) \\ \frac{dw}{dt} &= -\frac{2f^2 H}{T^2} \frac{\cosh \frac{2f(z+h)}{L}}{\sinh \frac{2fh}{L}} \sin \left(\frac{2f}{L}x - \frac{2f}{T}t \right) \end{aligned} \right\} \quad (۶-۴)$$

که در آن:

$\frac{du}{dt}$: مولفه شتاب ذره آب در راستای x (m/s^2)

$\frac{dw}{dt}$: مولفه شتاب ذره آب در راستای z (m/s^2)

ج) فشار در آب هنگامی که موج عمل می‌کند (N/m^2)

$$p = \frac{1}{2} \dots_0 gH \frac{\cosh \frac{2f(z+h)}{L}}{\cosh \frac{2fh}{L}} \sin \left(\frac{2f}{L}x - \frac{2f}{T}t \right) - \dots_0 gz \quad (۷-۴)$$

که در آن:

\dots_0 : جرم مخصوص آب ($1/0.1$ تا $1/0.5 \text{ kg/m}^3$ برای آب دریا) است

ج) متوسط انرژی موج در واحد سطح تراز آب (J)

$$E = E_k + E_p = \frac{1}{8} \dots_0 gH^2 \quad (۸-۴)$$

که در آن E_k و E_p به ترتیب چگالی انرژی جنبشی و پتانسیل، $E_k = E_p = E$ هستند.

(ح) نرخ متوسط انرژی انتقال یافته در راستای حرکت موج در واحد زمان در واحد عرض موج ($N.m/m/s$)

$$W = C_G E = n C E \quad (9-4)$$

$$V = C_G E = n C E \quad (10-4)$$

$$C_G = n C$$

که در آن:

C_G : سرعت گروهی امواج (m/s)

$$n = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{\frac{4fh}{L}}{\sinh \frac{4fh}{L}} \right) \quad (11-4)$$

(۲) مشخصات امواج آب عمیق و طول موج

الف) امواج آب عمیق

امواج در آب با عمق بیش از نصف طول موج ($h/L > 1/2$) امواج آب عمیق نامیده می‌شوند. خصوصیات گوناگون امواج آب عمیق را می‌توان از روابط تئوری موج دامنه کوچک با فرض $h/l \rightarrow \infty$ استخراج نمود. طول موج L_0 سرعت موج C_0 و سرعت گروهی موج C_G برای امواج آب عمیق به صورت زیر می‌باشند. شایان ذکر است که واحد دوره تناوب T ، ثانیه می‌باشد.

$$L_0 = 1.56 T^2 (m), \quad C_0 = 1.56 T (m/s), \quad C_G = 0.78 T (m/s) = 1.52 T (kt) = 2.81 T (km/h) \quad (12-4)$$

چنانچه در رابطه (۱۲-۴) بیان شده است، طول موج، سرعت موج و سرعت گروهی در امواج آب عمیق تنها به دوره تناوب بستگی داشته و مستقل از عمق آب هستند.

ب) طول موج امواج بلند

امواجی که طول موج آنها در مقایسه با عمق آب بسیار بلند است ($h/L < 1/25$) امواج بلند نامیده می‌شوند. خصوصیات گوناگون امواج بلند می‌تواند از روابط تئوری امواج دامنه کوچک با فرض مقادیر بسیار کوچک h/L به دست آید. به این ترتیب طول موج، سرعت موج و سرعت گروهی امواج بلند به صورت زیر (رابطه (۱۳-۴)) ارائه می‌شوند:

$$L = T \sqrt{gh} (m), \quad C = C_G = \sqrt{gh} (m/s) \quad (13-4)$$

(۳) ملاحظات اثرات دامنه محدود

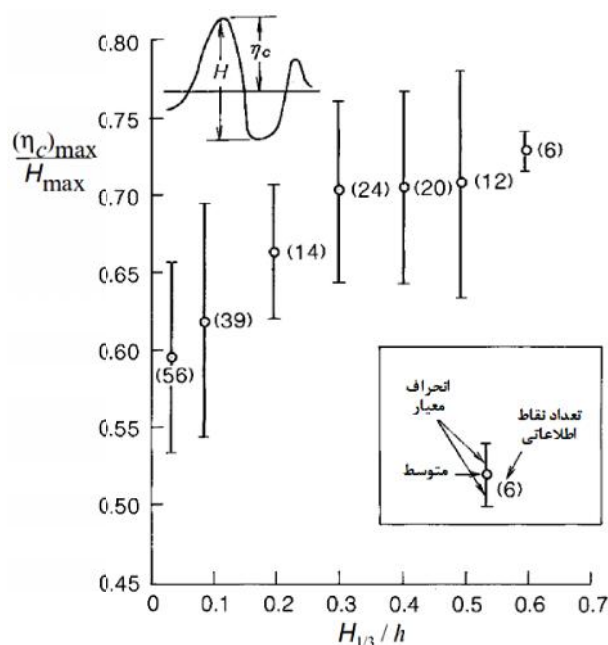
روابط ارائه شده در بند (۱) همیشه برای امواج آب کم عمق معمولی با ارتفاع زیاد دقیق نیستند، و از این رو گاهی لازم است روابط امواج دامنه محدود به کار گرفته شود. میزان خطای محاسبات ناشی از بکارگیری تئوری موج دامنه کوچک بسته به تیزی موج H/L و نسبت عمق آب به طول موج h/L تغییر می‌کند. با این همه، خطای پارامترهای موج، به استثنای سرعت افقی ذره آب u معمولاً بیش از ۲۰ تا ۳۰ درصد نخواهد بود.

یکی از اثرات دامنه محدود امواج بر روی تراز تاج Δ_c نسبت به ارتفاع موج آشکار می‌شود که این نسبت، با افزایش ارتفاع موج افزایش می‌یابد. تعریف تراز تاج Δ_c در بالای شکل (۲-۱۴)، که بر اساس داده‌های محلی رسم شده، نشان داده شده

است. این شکل نسبت مرتفع‌ترین تراز تاج حاصل از هر داده مشاهداتی به مرتفع‌ترین ارتفاع موج H_{max} در آن داده را به صورت تابعی از ارتفاع موج نسبی $H_{1/3}/h$ نشان می‌دهد.

(۴) انواع تئوری موج دامنه محدود

تئوری‌های موج دامنه محدود تئوری موج استوکس، تئوری موج کنویدال و بعضی دیگر را در بر می‌گیرد. در مورد اول، تیزی موج نسبتاً پایین در نظر گرفته شده، و پروفیل موج به صورت سری‌هایی از توابع مثلثاتی ارائه می‌شود. تعدادی از محققین راه‌حل‌های سری‌های تقریبی متعددی را ارائه کرده‌اند. با این وجود، در این تئوری هم‌گرایی سری‌ها با کاهش نسبت عمق آب به طول موج به شدت کم می‌شود. این بدین معناست که این تئوری را در حالتی که نسبت عمق آب به طول موج بسیار کوچک است نمی‌توان به کار برد. از سوی دیگر، تئوری موج کنویدال به کمک روش بسط آشفتگی با فرض نسبت عمق آب به طول موج بسیار کوچک به دست می‌آید، بدین معنی که این تئوری هنگامی که نسبت عمق آب به طول موج کوچک باشد معتبر است و خطا با افزایش نسبت عمق آب به طول موج بزرگ می‌شود. علاوه بر این دو تئوری، تئوری موج هذلولوی، که در آن یک موج کنویدال به صورت بسطی از توابع هذلولوی تخمین زده می‌شود، و نیز تئوری موج منفرد، که در واقع درحالتی که طول موج به بینهایت نزدیک می‌شود حالت مجانب تئوری موج کنویدال است، نیز وجود دارند. به استثنای تئوری موج کنویدال، روابط تمامی این تئوری‌های موج دامنه محدود پیچیده بوده و دارای محاسباتی آسان نیستند. به طور خاص، در تئوری موج کنویدال، معادلات دارای انتگرال‌های بیضوی هستند که به کارگیری آنها را بسیار پر دردسر می‌سازد. اگر روش تابع جریان Dean به کار رود، پروفیل موج و سرعت ذره آب با دقت خوبی تا نقطه شکست موج به دست می‌آید.



شکل ۲-۱۴- رابطه بین حداکثر تراز تاج $(\eta_c)_{max}/H_{max}$ و ارتفاع موج نسبی $H_{1/3}/h$

(۵) به‌کارگیری تئوری‌های امواج دامنه محدود در طراحی‌های سازه‌ای

تئوری‌های غیرخطی، که شامل تئوری‌های موج دامنه محدود می‌شوند، اگرچه در محدوده وسیعی از زمینه‌های مهندسی سواحل به‌کار می‌روند اما به‌دلیل کثرت مجهولات موجود، در طراحی‌های حال حاضر، فقط در زمینه‌های محدودی مانند موارد زیر به‌کار می‌روند.

الف) بیشینه سرعت افقی ذره آب u_{max} در ترازهای پایین‌تر از تاج موج

این اطلاعات در تخمین نیروی موج وارد بر اجزای سازه‌ای قائم بسیار حیاتی است. روابط حاصل از تئوری موج استوکس هنگامی که نسبت عمق آب به طول موج بزرگ باشد به‌کار گرفته می‌شود، و روابط حاصل از تئوری موج منفرد زمانی که نسبت عمق آب به طول موج کوچک است استفاده می‌شوند. محاسبه‌ای تقریبی را می‌توان با استفاده از رابطه تجربی (۴-۱۴) انجام داد.

$$u_{\max}(z) = \frac{fH}{T} \sqrt{1 + r \left(\frac{H}{h}\right)^{1/2} \left(\frac{z+h}{h}\right)^3 \frac{\cosh[2f(z+h)/L]}{\sinh[(2fh)/L]}} \quad (4-14)$$

که ضریب r در جدول (۲-۱۱) ارائه شده است.

جدول ۲-۱۱- ضریب r برای محاسبه حداکثر سرعت افقی ذره آب

r	h/L	r	h/L
۰/۶۸	۰/۲	۱/۵۰	۰/۰۳
۰/۴۹	۰/۳	۱/۵۰	۰/۰۵
۰/۲۵	۰/۵	۱/۴۳	۰/۰۷
۰/۲۷	۰/۷	۱/۲۵	۰/۱۰
		۰/۹۷	۰/۱۴

ب) خزش موج

خزش، که با کاهش عمق آب روی می‌دهد، را می‌توان با استفاده از یک تئوری موج بلند که جملات غیرخطی را نیز دربر بگیرد محاسبه نمود، یعنی تئوری موج کنویدال یا تئوری موج هندلولوی ممکن است در این پدیده به‌کار روند (به‌بند (۴-۵-۵) خزش موج، مراجعه شود).

پ) افزایش و کاهش تراز متوسط آب

تراز متوسط آب، همانگونه که از تئوری تداخل غیرخطی امواج و جریانات قابل محاسبه می‌باشد، با نزدیک شدن موج به نقطه شکست به‌تدریج کاهش و آنگاه در ناحیه شکست به طرف خط ساحلی افزایش می‌یابد. این تغییر تراز متوسط آب برای محاسبه تغییر ارتفاع موج ناشی از شکست موج تصادفی مدنظر قرار می‌گیرد (به بند (۴-۵-۶) شکست موج، مراجعه شود).

ت) فاصله آزاد سازه‌های فراساحل

هنگام تعیین میزان فاصله آزاد سازه‌های فراساحل بالای تراز آب ساکن، توصیه می‌شود افزایش نسبی تراز تاج موج ناشی از اثر دامنه محدود مانند آنچه در شکل (۲-۱۴) نشان داده شده است لحاظ شود.

۴-۱-۳-۲- ویژگی‌های آماری امواج

در طراحی تاسیسات بندر و لنگرگاه، معمول است مشخصات آماری امواج در رابطه با ارتفاع امواج و دوره تناوبها در نظر گرفته شوند و توزیع رایلی برای ارتفاع امواج یک گروه موج آب عمیق نامنظم استفاده شود.

تفسیر

فرضیات نهفته در پس نظریه توزیع رایلی این پیش فرض است که انرژی موج در یک بازه بسیار باریک در حول یک فرکانس مشخص متمرکز می‌باشد. از این رو در زمینه به کارگیری این توزیع برای امواج اقیانوسی که محدوده فرکانسی عریض دارند مشکلاتی وجود خواهد داشت. با این همه، وقتی امواج به کمک روش قطع تراز صفر به بالا تعریف می‌شوند، توزیع رایلی را می‌توان با تقریب مناسبی در امواج اقیانوسی به کار برد.

نکات فنی

(۱) رابطه توزیع رایلی

توزیع رایلی با رابطه (۴-۱۵) تعریف می‌شود:

$$p(H/\bar{H}) = \frac{f}{2} \frac{H}{\bar{H}} \exp\left\{-\frac{f}{4} \left(\frac{H}{\bar{H}}\right)^2\right\} \quad (۴-۱۵)$$

که در آن:

$p(H/\bar{H})$: تابع چگالی احتمال ارتفاع امواج

\bar{H} : ارتفاع موج میانگین (m)

طبق توزیع رایلی، ارتفاع موج دهک اول مرتفع‌ترین امواج $H_{1/10}$ ، ارتفاع موج مشخصه $H_{1/3}$ و ارتفاع موج میانگین \bar{H} با روابط (۴-۱۶) به یکدیگر مرتبط می‌شوند:

$$\left. \begin{aligned} H_{1/10} &= 1.27 H_{1/3} \\ H_{1/3} &= 1.60 \bar{H} \end{aligned} \right\} \quad (۴-۱۶)$$

این روابط به طور متوسط با نتایج مشاهدات موج در محل به خوبی مطابقت دارند.

تعیین دقیق ارتفاع موج بیشینه H_{max} دشوار است که در ادامه در بند (۲) بدان پرداخته خواهد شد، اما در کل می‌توان آن را در محدوده رابطه (۴-۱۷) قرار داد:

$$H_{max} = (1.2 \sim 2.0) H_{1/3} \quad (۴-۱۷)$$

دوره‌های تناوب نیز به رابطه (۴-۱۸) مربوط می‌شوند:

$$T_{max} \approx T_{1/3} = (1.1 \sim 1.3) T \quad (۴-۱۸)$$

شایان ذکر است که به هر حال با نزدیک شدن امواج به ساحل، امواج دارای ارتفاع بیش از حد شکست شروع به شکستن می‌کنند و ارتفاع آنها کاهش می‌یابد. از این رو استفاده از توزیع رایلی برای ارتفاع امواج ناحیه شکست ممکن نیست.

۲) احتمال وقوع ارتفاع مرتفع‌ترین موج

ارتفاع مرتفع‌ترین موج H_{max} کمیته آماری است که نمی‌توان آن را به‌دقت تعیین نمود، بلکه تنها می‌توان احتمال وقوع آن را ارائه کرد. اگر فرض شود که ارتفاع موج از توزیع رایلی تبعیت می‌کند، مقدار مورد انتظار \bar{H}_{max} از H_{max} هنگامی که تعداد زیادی از نمونه‌ها که هر کدام از N موج تشکیل شده‌اند به شکل گروهی در نظر گرفته می‌شوند، به صورت رابطه (۴-۱۹) ارائه می‌شود:

$$\bar{H}_{max} = 0.706 \left(\sqrt{\ln N} + \frac{0.5772}{2\sqrt{\ln N}} \right) H_{1/3} \quad (۱۹-۴)$$

با این وجود، باید توجه داشت هنگامی که H_{max} برای تعداد نمونه‌های زیادی که هر یک N موج را شامل می‌شود تعیین می‌گردد، در موارد قابل توجهی H_{max} از \bar{H}_{max} تجاوز می‌کند و لذا صرفاً استفاده از \bar{H}_{max} به‌عنوان موج طراحی ممکن است سازه را در معرض خطر قرار دهد. بنابراین می‌توان روشی را در نظر گرفت که در آن یک ارتفاع موج $(H_{max})_{\mu}$ با مقدار \sim برابر 0.5 یا 0.1 به‌کار می‌رود و $(H_{max})_{\mu}$ به‌نحوی تعیین می‌شود که احتمال تجاوز H_{max} از $(H_{max})_{\mu}$ برابر \sim (یعنی μ سطح اهمیت است) باشد. مقدار $(H_{max})_{\mu}$ برای یک سطح اهمیت \sim با رابطه (۴-۲۰) ارائه می‌شود:

$$(H_{max})_{\mu} = 0.706 H_{1/3} \sqrt{\ln \left(\frac{N}{\ln [1/(1-\mu)]} \right)} \quad (۲۰-۴)$$

جدول (۲-۱۲) مقادیر حاصل از رابطه فوق را ارائه می‌کند. از آنجا که H_{max} مقداری مشخص نبوده و بیشتر متغیری احتمالاتی است، مقدار $H_{max}/H_{1/3}$ به‌شدت با N و μ تغییر می‌کند. با این وجود، با توجه به این‌که ارتفاع موج تنها به‌صورت تقریبی از توزیع رایلی پیروی می‌کند و رابطه فشار موج از داده‌های تجربی با پراکندگی مشخصی استخراج شده است، استفاده از $H_{max} = (1.6 \sim 2.0) H_{1/3}$ با صرف‌نظر از مقادیر بسیار کم یا بسیار بزرگ جدول مناسب می‌باشد.

جدول ۲-۱۲- رابطه بین ارتفاع موج بیشینه H_{max} و ارتفاع موج مشخصه $H_{1/3}$

تراز مشخصه ۰.۵٪ (Hmax)0.05	تراز مشخصه ۰.۱٪ (Hmax)0.1	متوسط (\bar{H}_{max})	تراز مشخصه ۰.۵٪ (Hmax)0.5	موج غالب (Hmax)mode	تعداد امواج N
$1/186 H_{1/3}$	$1/176 H_{1/3}$	$1/150 H_{1/3}$	$1/146 H_{1/3}$	$1/140 H_{1/3}$	۵۰
$1/95 H_{1/3}$	$1/85 H_{1/3}$	$1/68 H_{1/3}$	$1/58 H_{1/3}$	$1/52 H_{1/3}$	۱۰۰
$2/103 H_{1/3}$	$1/94 H_{1/3}$	$1/72 H_{1/3}$	$1/68 H_{1/3}$	$1/63 H_{1/3}$	۲۰۰
$2/114 H_{1/3}$	$2/106 H_{1/3}$	$1/84 H_{1/3}$	$1/81 H_{1/3}$	$1/76 H_{1/3}$	۵۰۰
$2/122 H_{1/3}$	$2/114 H_{1/3}$	$1/94 H_{1/3}$	$1/91 H_{1/3}$	$1/86 H_{1/3}$	۱۰۰۰
$2/130 H_{1/3}$	$2/122 H_{1/3}$	$2/102 H_{1/3}$	$2/100 H_{1/3}$	$1/95 H_{1/3}$	۲۰۰۰
$2/139 H_{1/3}$	$2/131 H_{1/3}$	$2/112 H_{1/3}$	$2/110 H_{1/3}$	$2/105 H_{1/3}$	۵۰۰۰
$2/147 H_{1/3}$	$2/139 H_{1/3}$	$2/119 H_{1/3}$	$2/119 H_{1/3}$	$2/112 H_{1/3}$	۱۰۰۰۰

۴-۱-۳-۳- طیف موج

در طراحی تاسیسات بندر و لنگرگاه، توجه کامل به شکل اصلی طیف موج معطوف شده و شکل مناسبی از آن استفاده می‌شود.

نکات فنی

(۱) فرم کلی طیف موج

فرم عمومی طیف موج اغلب با رابطه (۴-۲۱) ارائه می‌شود:

$$S(f, n) = S(f)G(f, n) \quad (۴-۲۱)$$

که در آن:

f : فرکانس

: آزیموت از جهت اصلی موج

$S(f, n)$: طیف جهتی

در بالا، $S(f)$ تابعی است که توزیع انرژی موج را با توجه به فرکانس نشان می‌دهد و «طیف فرکانسی» نامیده می‌شود.

$G(f, n)$ نیز تابعی است که توزیع انرژی موج را با توجه به جهت ارائه نموده و «تابع توزیع جهتی» نامیده می‌شود.

توابع ارائه شده در روابط زیر را می‌توان برای $S(f)$ و $G(f, n)$ به کار برد. طیف فرکانسی رابطه (۴-۲۲) طیف

Bretschneider-Mitsuyasu نامیده می‌شود و رابطه (۴-۲۳) تابع پراکندگی نوع Mitsuyasu نام دارد.

$$S(f) = 0.257 H_{1/3}^2 T_{1/3}^{-4} f^{-5} \exp[-1.03(T_{1/3} f)^4] \quad (۴-۲۲)$$

$$G(f, n) = G_0 \cos^{2S} \frac{n}{2} \quad (۴-۲۳)$$

که در آن G_0 ضریبی از تناسب است که شرط نرمال سازی زیر را تامین می‌کند: (رابطه ۴-۲۴)

$$\int_{n_{\min}}^{n_{\max}} G(f, n) d_n = 1 \quad (۴-۲۴)$$

که در آن n_{\max} و n_{\min} به ترتیب حداکثر و حداقل زوایای انحراف از جهت اصلی می‌باشند.

عبارت S در رابطه (۴-۲۳) ضریبی است که درجه پراکندگی جهتی انرژی موج را نشان می‌دهد. این کمیت با روابط

(۴-۲۵) تعریف می‌شود:

$$\left. \begin{aligned} S &= S_{\max} \left(\frac{f}{f_m} \right)^{-2.5} & : f > f_m \\ S &= S_{\max} \left(\frac{f}{f_m} \right)^5 & : f \leq f_m \end{aligned} \right\} \quad (۴-۲۵)$$

که f_m فرکانسی است که در آن حداکثر طیف ظاهر می‌شود. این مقدار را می‌توان بر مبنای دوره تناوب موج مشخصه $T_{1/3}$

به صورت رابطه (۴-۲۶) بیان نمود:

$$f_m = 1/(1.05T_{1/3}) \quad (۴-۲۶)$$

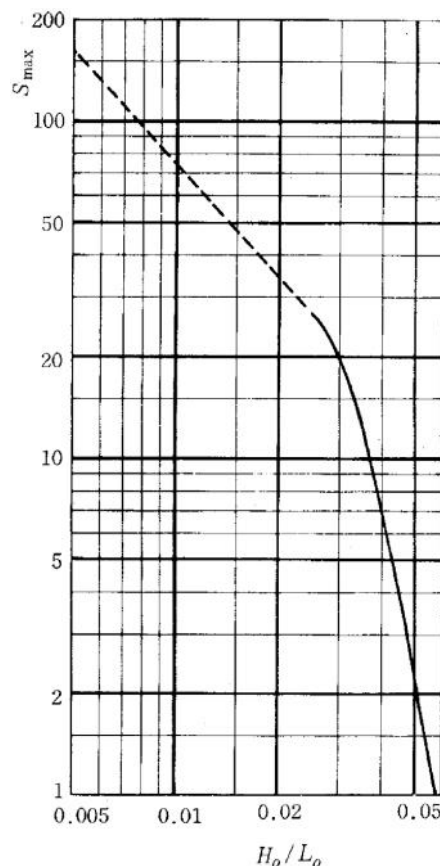
اگر واحدهای $H_{1/3}$ و $T_{1/3}$ به ترتیب متر و ثانیه باشند، آنگاه واحد $S(f, n)$ m^2s می‌باشد.

(۲) مقدار پارامتر پراکندگی جهتی

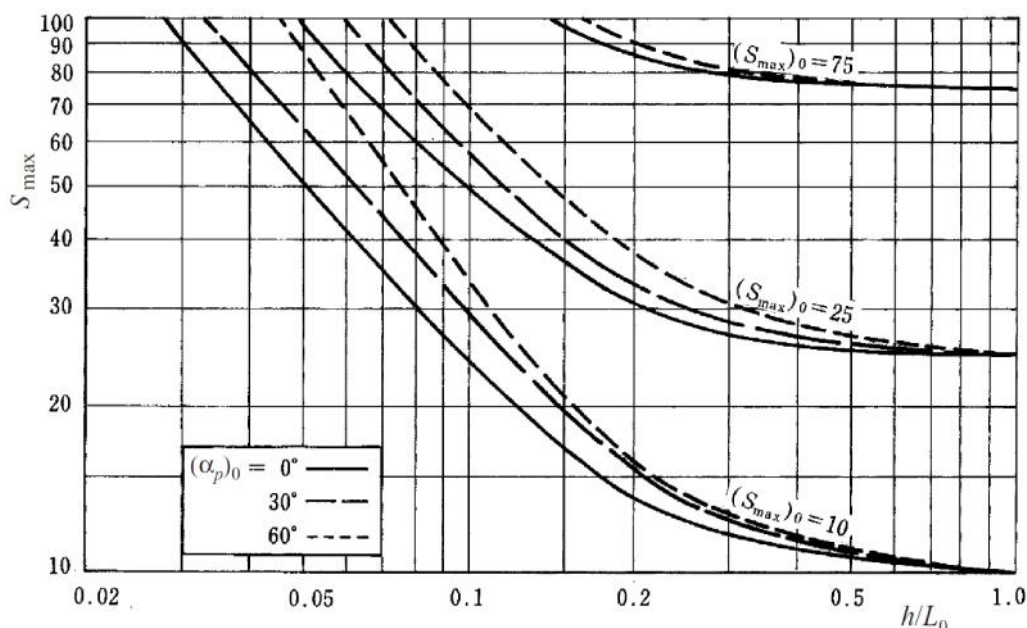
معمولاً مقدار بیشینه مقدار S_{max} پارامتر پراکندگی جهتی در امواج ناشی از باد در آب عمیق برابر ۱۰ در نظر گرفته شود. در امواج دوراً با توجه به فرآیند افت موج و غیره، مناسب است مقدار ۲۰ یا بیشتر به کار رود. شکل (۲-۱۵) نمودار مقادیر تقریبی S_{max} را در برابر تیزی موج نشان می‌دهد. بررسی مقدار تیزی موج نشان‌دهنده این است که در امواج ناشی از باد $S_{max} < 20$ می‌باشد. این نمودار را می‌توان برای تعیین مقدار تقریبی S_{max} به کار برد. Goda و Suzuki استفاده از مقادیر استاندارد $S_{max}=10$ را در امواج ناشی از باد، $S_{max}=25$ را برای امواج دوراً در حین افت اولیه، و $S_{max}=15$ را در امواج دورایی که در مسافتی طولانی افت داشته‌اند پیشنهاد می‌کنند.

(۳) تغییرات S_{max} در اثر انکسار

شکل تابع پراکندگی جهتی در فرآیند انکسار امواج تغییر می‌کند. هنگام محاسبه تفرق بر روی امواج نامنظم با استفاده از امواجی که تحت تاثیر انکسار بوده‌اند، مدنظر قراردادن این تغییرات در تابع پراکندگی جهتی اهمیتی به‌سزا دارد. شکل (۲-۱۶) مقادیر S_{max} را بعد از آنکه امواج در ساحلی با خطوط تراز مستقیم و موازی دچار انکسار شده‌اند نشان می‌دهد. در شکل، $(\tau_p)_0$ زاویه برخورد جهت اصلی موج در مرز آب عمیق می‌باشد؛ یعنی زاویه بین جهت اصلی موج و خط عمود بر خطوط هم‌عمق.



شکل ۲-۱۵- نمودار نشان‌دهنده مقدار تقریبی S_{max} در برابر تیزی موج



شکل ۲-۱۶- نمودار نشان دهنده تغییر S_{max} در اثر انکسار

(۴) مدل بهبود یافته طیف فرکانس

اگر امواج در آزمایشگاه بر اساس طیف Brestschneider-Mitsuyasu که با رابطه (۴-۲۲) بیان می‌شود تولید شوند، دوره تناوب موج مشخصه امواج تولید شده، اغلب از دوره تناوب موج مشخصه هدف انحراف دارد و علت آن این موضوع است که رابطه اصلی (۴-۲۲) برحسب فرکانس بیشینه f_m ارائه شده، درحالی‌که این مقدار در رابطه (۴-۲۶) با دوره تناوب موج مشخصه $T_{1/3}$ جایگزین شده است. لذا Goda شکل طیف استاندارد زیر را که در آن دوره تناوب موج مشخصه امواج تولید شده از دوره تناوب موج مشخصه هدف انحراف ندارد پیشنهاد کرده است.

$$S(f) = 0.205 H_{1/3}^2 T_{1/3}^{-4} f^{-5} \exp[-0.75(T_{1/3} f)^4] \quad (۴-۲۷)$$

فرکانس بیشینه رابطه (۴-۲۷) در حدود ۱٪ کمتر از مقدار حاصل از رابطه (۴-۲۲) و چگالی طیفی در نقطه بیشینه در حدود ۱۸٪ بیشتر است و در کل طیف به سمت فرکانس پائین تغییر مکان می‌دهد. دست‌کم توصیه می‌شود که شکل طیفی ارائه شده در رابطه (۴-۲۷) جهت طیف هدف آزمایش‌های مدل هیدرولیکی استفاده شود.

(۵) رابطه بین طیف موج و مقادیر معمول خصوصیات موج

الف) طیف موج و مقدار معمول ارتفاع موج

اگر فرض شود که تابع چگالی احتمال وقوع ارتفاع موج H از توزیع رایلی تبعیت می‌کند، آنگاه رابطه بین ارتفاع موج میانگین \bar{H} و ممان مرتبه صفر طیف موج m_0 با رابطه (۴-۲۹) ارائه می‌شود که در آن ممان مرتبه n طیف موج از رابطه (۴-۲۸) تعیین می‌گردد.

$$m_n = \int_0^{\infty} f^n S(f) df \quad (۴-۲۸)$$

$$\bar{H} = \sqrt{2fm_0} \approx 2.5\sqrt{m_0} \quad (۴-۲۹)$$

با استفاده از رابطه $H_{1/3} = 1.60\bar{H}$ می‌توان به رابطه (۴-۳۰) مابین ارتفاع موج مشخصه و طیف دست یافت.

$$H_{1/3} \approx 4.0\sqrt{m_0} \quad (۴-۳۰)$$

با توجه به نتایج مشاهدات واقعی، در اغلب موارد بهترین رابطه $H_{1/3} = 3.8\sqrt{m_0}$ می‌باشد. در حالتی که داده موج مربوط به آبهای کم عمق که ارتفاع موج بلند است باشد، امواج به شدت غیرخطی بوده و بنابراین رابطه $H_{1/3} = 4.0\sqrt{m_0}$ ارضا می‌شود. در هریک از دو حالت، ارتباطی بسیار قوی بین $H_{1/3}$ و m_0 وجود دارد. بر این اساس، استفاده از رابطه (۴-۳۰) و محاسبه ارتفاع موج مشخصه از طیف قابل قبول می‌باشد.

(ب) طیف موج و مقدار معمول دوره تناوب

هنگامی که امواج با استفاده از روش قطع تراز صفر تعیین می‌شوند، دوره تناوب میانگین T_z بر مبنای تئوری Rice از رابطه (۴-۳۱) به دست می‌آید

$$T_z = \sqrt{m_0/m_2} \quad (۴-۳۱)$$

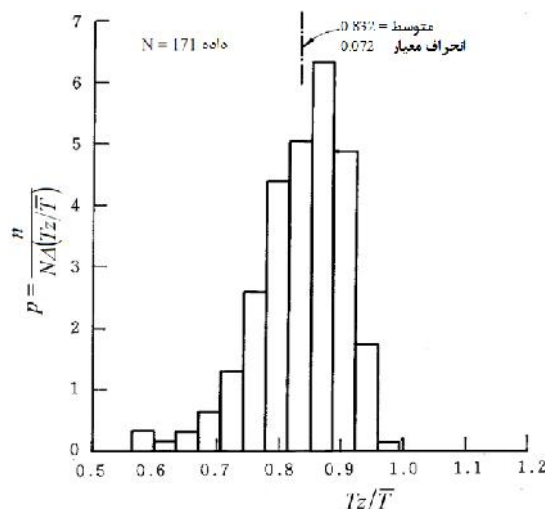
محاسبه دوره تناوب میانگین با استفاده از طیف نوع Brestschneider-Mitsuyasu رابطه (۴-۳۲) را به دست می‌دهد:

$$T_z = 0.74T_{1/3} \quad (۴-۳۲)$$

شکل (۲-۱۷) مقایسه بین دوره تناوب میانگین \bar{T} حاصل از پروفیل‌های موج مشاهده شده واقعی و دوره تناوب‌های میانگین T_z تخمین زده شده از محاسبات طیفی را نشان می‌دهد. مقادیر T_z/\bar{T} در بازه ۰/۶ تا ۱/۰، با مقدار میانگین ۰/۸۳ توزیع می‌شوند. به عبارت دیگر، مقادیر میانگین حاصل از پروفیل‌های موج به اعدادی در حدود ۲۰٪ بزرگتر از مقادیر محاسباتی به دست آمده از همان‌های طیفی متمایل هستند. تصور می‌شود انحراف از تئوری Rice در اثر وجود مولفه‌های غیرخطی مرتبه دوم در بازه فرکانس‌های بالای طیف‌های موج ایجاد شده باشد.

(۶) طیف امواج دارای دوره تناوب بلند

توضیحات فوق به طیف امواج ناشی از باد و مولفه‌های موج دوراً که دوره تناوب نسبتاً کوتاهی دارند مرتبط می‌باشد. برای مولفه‌های امواج دارای دوره تناوب بلند که دوره‌های تناوب برابر ده‌ها ثانیه یا بیشتر دارند، به بند (۴-۸) امواج با دوره تناوب بلند و نوسان آزاد، مراجعه شود. در حال حاضر با توجه به امکانات موجود طیف سواحل ایران از طرف مراجع ذی‌ربط ارائه نشده است. بدیهی است در آینده و متناسب با شرایط می‌توان از طیف سواحل ایران نیز بهره جست.



شکل ۲-۱۷- توزیع فرکانسی نسبت دوره تناوب میانگین T_z حاصل از محاسبات طیفی به دوره تناوب میانگین اندازه‌گیری شده واقعی \bar{T}

۴-۲- روش تعیین شرایط موج مورد استفاده در طراحی

۴-۲-۱- اصول تعیین امواج آب عمیق به کار رفته در طراحی

مدت زمان داده‌های آماری موج به کار رفته برای تنظیم شرایط امواج آب عمیق جهت دستیابی به پایداری سازه‌های تاسیسات بندر و لنگرگاه و دیگر موارد باید به‌طور مناسبی با توجه به کاربری تاسیسات بندری و مشخصات سازه‌ای تعیین گردد.

تفسیر

(۱) برای داده‌های اندازه‌گیری شده واقعی، یک دوره نسبتاً طولانی (۱۰ ساله یا بیشتر) مطلوب می‌باشد. با این وجود در صورت فقدان چنین داده‌های اندازه‌گیری واقعی، بهتر است از مقادیر پیش‌یابی شده به‌دست آمده از داده‌های حداقل حدود ۳۰ ساله هواشناسی که با داده‌های اندازه‌گیری شده واقعی موجود اصلاح شده‌اند، استفاده شود.

(۲) وقتی که مقادیر پیش‌یابی شده حاصل از داده‌های هواشناسی با استفاده از داده‌های اندازه‌گیری واقعی اصلاح می‌شوند، ضروری است که داده‌های اندازه‌گیری شده حداقل یک دوره ۳ ساله را تحت پوشش قرار داده و شامل تعداد قابل ملاحظه‌ای از طوفان‌های شدید باشد. با این وجود اگر امواج در شرایط فوق‌العاده آب و هوایی که فقط یک بار در هر چند ده سال روی می‌دهد ثبت شده باشند و مقادیر این امواج از تمام مقادیر پیش‌یابی شده بیشتر باشد، مقادیر مشاهده شده را می‌توان برای به‌دست آوردن امواج طراحی آب عمیق به کار برد.

(۳) در صورتی که داده‌های اندازه‌گیری شده حقیقی واقعا در محل موردنظر وجود نداشته و یا اینکه تنها داده‌های اندازه‌گیری شده موجود در شرایط فوق‌العاده محدودی باشد، می‌توان داده‌های اندازه‌گیری شده مجاور محل موردنظر با شرایط طبیعی مشابه را استفاده نمود.

(۴) اگر مشخص شود که قبل از دوره‌ای که امواج با استفاده از داده‌های هواشناسی پیش‌یابی شده اند (به‌عنوان مثال در دهه قبل) طوفانی فوق‌العاده در محل اتفاق افتاده است، اطلاعات چنین پدیده‌ای باید مدنظر قرار گیرد.

(۵) هنگامی که مقادیر پیش‌یابی شده برای یک طوفان دریایی فرضی به کار می‌روند، توصیه می‌شود که بررسی کافی از بزرگی طوفان‌های دریایی گذشته و مسیر عبور آنها انجام گیرد و حتی این بررسی در برگیرنده احتمال وقوع چنین طوفانی نیز باشد.

(۶) برای تخمین امواج آب عمیق با استفاده از داده‌های اندازه‌گیری شده واقعی ضروری است به این موضوع توجه شود که ارتفاع موج اندازه‌گیری شده تحت اثر انکسار و خزش بوده است. بنابراین باید امواج آب عمیق با تقسیم ارتفاع اندازه‌گیری شده بر ضریب انکسار و ضریب خزش اصلاح شود. در این حالت ضروری است که تغییرات جهت موج نیز مورد توجه قرار گیرد.

(۷) اگر ارتفاع موج مشخصه به‌دست آمده از داده‌های اندازه‌گیری شده واقعی بیشتر از نصف عمق آب در محل اندازه‌گیری باشد، فرض می‌شود که این موج ثبت شده تحت تاثیر شکست موج می‌باشد. در چنین داده‌های موجی پارامترهای امواج آب عمیق باید از پیش‌یابی امواج تخمین زده شوند. به هر حال قابل ذکر است که با توجه به امواج پیش‌یابی آب عمیق،

امواج مشخصه برای محل مورد اندازه‌گیری باید همانطور که در بند (۴-۵) انتقال امواج، شرح داده شده است تخمین زده شده و مقایسه‌ای با داده‌های اندازه‌گیری شده واقعی انجام گیرد.

۸) توصیه می‌شود که برای تعیین امواج آب عمیقی که در طراحی استفاده می‌شود به احتمال وقوع بر پایه دوره بازگشت و طول عمر سازه موردنظر توجه شود. با این وجود روش تفسیر احتمال وقوع به کاربری‌ها، اهمیت و برگشت سرمایه سازه و دیگر عوامل بستگی دارد و بنابراین نمی‌توان آن را برای یک حالت کلی تعیین کرد و برای هر حالت باید جداگانه با قضاوت مهندس مسئول تعیین شود. در اینجا احتمال وقوع به معنای احتمال روی دادن امواجی با ارتفاع بلندتر از ارتفاع موج بازگشتی با دوره بازگشت داده شده، حداقل برای یک بار در طول عمر سازه موردنظر می‌باشد.

۹) در تعیین امواج آب عمیق مورد استفاده در طراحی ضروری است که بررسی نیروهای خارجی و خسارت‌های گذشته بر روی سازه‌های موجود نزدیک سازه مورد طراحی انجام گیرد.

۱۰) متداول است که پارامترهای موج آب عمیق به‌طور جداگانه برای هر جهت از ۱۶ قطاع موج مشخص شود، اگرچه جهاتی که ارتفاع امواج در آنها کوتاه بوده و اثرات آن‌ها بر روی سازه ناچیز به نظر می‌آید را می‌توان حذف کرد. جهت موج در اینجا جهت مولفه موج غیرمنظم دارای بیشترین چگالی انرژی و یا به عبارت دیگر جهت غالب می‌باشد. از آنجا که نیروی موج اعمال شده به سازه موردنظر با تغییرات جهت موج در حد چند درجه تفاوت زیادی نمی‌کند، استفاده از سیستم قطاع ۱۶گانه برای نشان دادن جهت موج در طراحی مقبول می‌باشد.

۴-۲-۲- روش به‌دست آوردن پارامترهای امواج طراحی

نخست امواج آب عمیق باید بر مبنای بند (۴-۲-۱) اصول تعیین امواج آب عمیق به‌کار رفته در طراحی، تعیین شود. سپس باید انتقال موج در نتیجه انکسار، تفرق، خزش و شکست محاسبه گردد. در نهایت باید امواجی که بیشترین اثرات مخرب را بر روی سازه موردنظر و یا تاسیسات پس‌کرانه دارند به‌عنوان امواج طراحی به‌کار روند.

نکات فنی

پارامترهای امواج طراحی با توجه به شیوه‌های زیر تعیین می‌گردد:

۱) اثرات انتقال موج از قبیل انکسار، تفرق، خزش و شکست بر امواج آب عمیق با توجه به بند (۴-۲-۱) اصول تعیین امواج آب عمیق به‌کار رفته در طراحی، به‌منظور تعیین پارامترهای امواج طراحی در محل طراحی اعمال می‌شوند.

۲) اگر محل موردنظر تحت شرایط خاص (برای مثال تلاطم‌های ناشی از امواج منعکس شده خارجی و یا افزایش ارتفاع موج در نتیجه گوشه‌های مقعر) باشد، این شرایط نیز باید مورد توجه قرار گیرند.

۳) نیروی موج و دیگر اثرات ناشی از موج بر روی سازه موردنظر از قبیل روگذری برای امواج به‌دست آمده در بالا تعیین می‌گردد.

۴) باتوجه به شرایط متغیر مربوط به اثرات موج، ممکن است در حالتی نیروی موج هنگامی که سطح آب پایین است حداکثر شود و بنابراین بررسی‌ها باید برای تمام حالات ممکن سطح آب انجام گیرد.

۵) محاسبات بالا برای تمام جهاتی که ممکن است امواج آب عمیق از آن سمت بیایند انجام می‌گیرد. امواج آب عمیق برای حالتی که اثر موج حداکثر است و یا حالتی که اثرات آن بر روی سازه موردنظر و یا تاسیسات پس‌کرانه بیشترین اثر مخرب را دارد برای امواج طراحی انتخاب می‌شوند.

۴-۳- پیش‌یابی موج

۴-۳-۱- کلیات

پیش‌یابی موج باید با استفاده از یک روش مناسب پیش‌یابی انجام گیرد.

تفسیر

۱) پیش‌یابی باید در دو مرحله زیر انجام گیرد:

الف) مشخص کردن میدان باد

ب) محاسبه رشد و افت موج

۲) میدانی که در آن موج تولید و گسترش پیدامی‌کند را طول بادگیر (موج‌گاه) می‌نامند و با چهار پارامتر توصیف می‌شود: سرعت باد، جهت باد، طول بادگیر، زمان تداوم وزش باد. بعد از مشخص کردن میدان باد، رشد و افت موج باید با استفاده از مناسب‌ترین روش پیش‌یابی برای شرایط میدان باد محاسبه شود.

نکات فنی

میدان باد با توجه به روند زیر مشخص می‌شود:

الف) جمع‌آوری نمودارهای آب و هوای سطحی و داده‌های هواشناسی.

ب) تعیین مدت‌زمان پیش‌یابی برای هر حالت.

پ) محاسبه گرادیان بادها از نمودارهای آب و هوای سطحی.

ت) تخمین بادهای سطحی دریایی با استفاده از روابط تجربی و داده‌های اندازه‌گیری شده.

ث) آماده‌سازی نمودار میدان باد.

۴-۳-۲- پیش‌یابی موج در ناحیه تولید موج

برای پیش‌یابی امواج در ناحیه تولید موج، روش‌های طیفی و روش‌های موج مشخصه به‌عنوان روش‌های مرسوم پیشنهاد می‌شوند.

تفسیر

قابلیت اطمینان نتایج پیش‌یابی موج باید از طریق مقایسه با داده‌های موج اندازه‌گیری شده کنترل شود.

جهت غالب موج شکل گرفته از باد لزوماً با جهت باد یکسان نیست. عدم تطابق این دو جهت بخصوص زمانی پیش‌می‌آید که

طول بادگیر در جهاتی که اندکی با جهت وزش باد زاویه دارد به‌شدت افزایش می‌یابد. از این تفاوت برای تعدادی از جهات وزش باد

در بعضی از نواحی دریای خزر و خلیج فارس نمی‌توان صرف‌نظر کرد. بسیاری از روابط تحلیلی بر اساس پیش‌فرض یکسان بودن جهت‌های یاد شده عمل می‌کنند، اگرچه روابط تحلیلی نیز وجود دارند که تفاوت مزبور را در نظر می‌گیرند. البته لازم به ذکر است که فرآیند یاد شده بطور طبیعی در نتایج مدل‌های عددی طیفی شکل‌گیری موج از باد لحاظ می‌شود.

قسمت‌های شمالی دریای خزر کم‌عمق بوده و به‌علاوه سطح آن در زمستان بطور وسیع یخ می‌زند. کم‌عمقی این ناحیه در مدل‌های عددی طیفی بطور طبیعی لحاظ می‌شود. اما در روش‌های تحلیلی در صورت طولانی بودن مدت وزش باد باید در هنگام محاسبه طول بادگیر مورد توجه قرار گیرد. توجه به یخ‌زدگی این ناحیه در ایام زمستان در مدل‌های عددی و روش‌های تحلیلی نیز مهم است. موثر بودن این پدیده بر مشخصات امواج شکل گرفته در مقابل سواحل جنوبی خزر مشروط به بیشتر بودن سرعت و مدت تداوم وزش باد نسبت به حدودی معین و عدم تغییر جهت قابل توجه باد بر پهنه خزر می‌باشد. اگرچه چنین شرایطی معمولاً حادث نمی‌شوند، اما کنترل این وضعیت‌ها ضروری است.

نکات فنی

(۱) روش‌های طیفی

الف) کلیات

روش‌های طیفی را می‌توان به دو روش طبقه‌بندی کرد، روش‌های مولفه طیفی با فرض اینکه مولفه‌های طیف برای هر فرکانس و جهت تا رسیدن به حالت تعادل مستقلاً توسعه می‌یابند، و روش‌های پارامتریک که مبتنی بر این ایده هستند که توسعه و زوال طیف موج را می‌توان با تعداد مشخص و اندک از پارامترها بیان کرد. در اولی گسترش امواج به صورت شار ورودی انرژی از باد به مولفه‌های موج ایجاد کننده طیف و اندرکنش غیرخطی ضعیف مولفه‌های موج شرح داده می‌شود. در دومی گسترش امواج به شکل نتیجه کلی اثرات غیرخطی قوی در نظر گرفته شده و یک نوع مکانیسم تشابه با معرفی چند پارامتر فرض می‌شود. محاسبات با رابطه‌سازی و حل روابط حاکم بر فرآیندهای گسترش و انتقال امواج با استفاده از پارامترها انجام می‌گیرد.

اگرچه دقت پیش‌یابی موج با استفاده از روش‌های طیفی هنوز به‌طورکافی بررسی نشده است، اما از آنجا که دقت پیش‌یابی موج بستگی زیادی به دقت تخمین بادهای اقیانوسی دارد، در حال حاضر منطقی است که دقت روش‌های طیفی قابل قیاس با روش‌های موج مشخصه فرض شود. با این وجود باید توجه داشت که حتی برای مدل پیش‌یابی موج یکسان، امکان تغییر نتایج تا حد ۱۰ تا ۲۰ درصد در اثر تفاوت در مواردی نظیر شبکه محاسباتی، شرایط مرزی یا ثابت‌های تجربی وجود دارد. در نتیجه ضروری است که اعتبار و دقت نتایج پیش‌یابی شده با مقایسه آنها با مقادیر مشاهداتی بررسی شود. به‌طور خاص، یک شکل تعادلی طیفی به‌عنوان مرز گسترش موج در روش‌های طیفی موجود در نظر گرفته می‌شود. گمان می‌رود که دقت طیف تعادلی فرض شده تاثیر زیادی در نتایج دارد و بنابراین بررسی دقت ضمن توجه به شکل‌های کاربردی طیف فرکانس و طیف جهت‌دار ایده خوبی می‌باشد، زیرا ارتفاع موج مشخصه متناسب با جذر انتگرال طیف جهتی می‌باشد، یعنی محاسبات به‌گونه‌ای است که ارتفاع موج مشخصه حتی اگر خود شکل طیف تا حدودی تغییر کند تغییر زیادی نمی‌کند و بنابراین بررسی شکل طیفی سخت‌ترین راه ارزیابی در نظر گرفته می‌شود.

روش‌های طیفی مزایای زیر را نسبت به روش‌های موج مشخصه دارند.

(۱) اثرات تغییرات سرعت باد و جهت آن در گسترش امواج به خوبی به صورت فیزیکی بیان می‌شوند.

(۲) نتایج تخمین زده شده مناسبی از دوره تناوب و ارتفاع به دست می‌آید حتی هنگامی که میدان باد با انتشار امواج حرکت می‌کند.

(۳) می‌توان امواج ناشی از باد و شرایط امواج محلی مخلوط با امواج دوراً از دریا را در یک محاسبه تولید نمود.

بنابراین اگر نتایج پیش‌یابی با استفاده از یکی از روشهای موج مشخصه مورد تردید واقع شود، پیش‌یابی مجدد با استفاده از یک روش طیفی ایده خوبی می‌باشد. در ضمن تحقیق و گسترش روش‌های طیفی به طور عمده در آب‌های عمیق صورت گرفته و تنها مطالعات اندکی در ارتباط با امواج آب کم عمق وجود دارد.

(ب) جزئیات

روش‌های پیش‌بینی موج با استفاده از طیف موج از سال ۱۹۶۰ توسط محققان بسیاری توسعه یافته است که مبنای این مدل‌ها معادله تعادل انرژی زیر (رابطه ۴-۳۳) می‌باشد:

$$\frac{\partial}{\partial t} E(f, n, t, x) = -C_G(f) \nabla E(f, n, t, x) + r(f, U) + s(f, U) E(f, n, t, x) + F_3 + F_4 + F_5 \quad (33-4)$$

که در آن:

$E(f, n, t, x)$: چگالی انرژی یک طیف موج دوبعدی

(f, U) : ضریب تقویت خطی در تئوری تشدید Phillips

(f, U) : فاکتور تقویت نمایی در تئوری Miles

F_3 : اتلاف انرژی در نتیجه شکست موج

F_4 : افت انرژی در نتیجه اصطکاک داخلی در حین انتشار موج و غیره

F_5 : تبادل انرژی در نتیجه اندرکنش غیرخطی بین مولفه‌های موج

f : مولفه فرکانس موج و جهت

t : زمان

x : بردار موقعیت

$CG(f)$: بردار سرعت گروهی

U : سرعت باد

∇ : عملگر دیفرانسیل

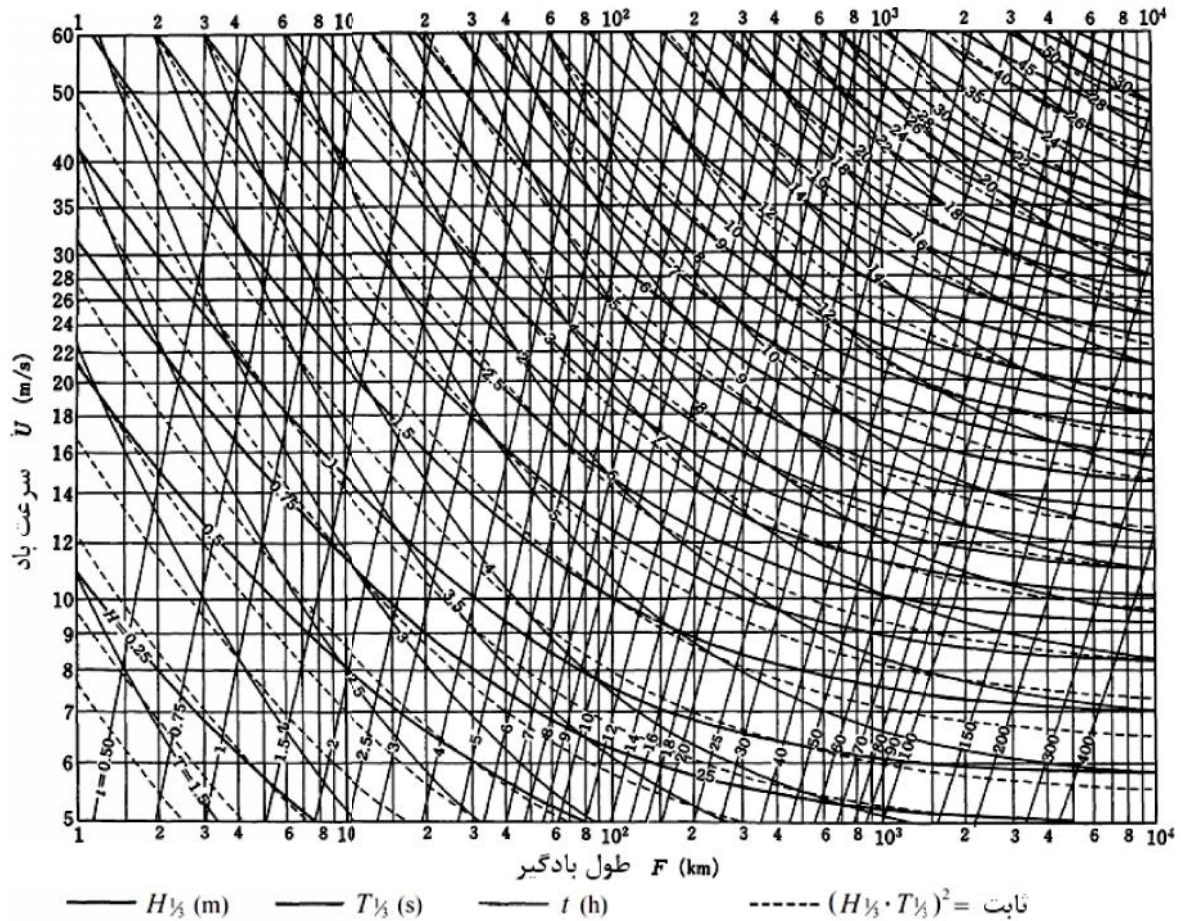
(۲) روش‌های موج مشخصه

الف) روش S-M-B

(۱) کلیات

روش S-M-B هنگامی استفاده می‌شود که میدان باد ساکن باشد. ارتفاع و دوره تناوب امواج مشخصه آب عمیق از مقادیر سرعت باد و مدت زمان تداوم باد در حوزه بادگیر و طول حوزه بادگیر با استفاده از شکل (۲-۱۸) تخمین زده می‌شوند. کمترین ارتفاع مابین ارتفاع موج به دست آمده از سرعت باد و ارتفاع به دست آمده از مدت زمان تداوم باد به عنوان مقدار پیش‌یابی در نظر گرفته می‌شود و برای دوره تناوب نیز همین روش به طریق مشابه به کار می‌رود.

شکل (۲-۱۸) بر پایه روابط (۴-۳۴)، (۴-۳۵) و (۴-۳۶) رسم شده که در سال ۱۹۶۵ توسط Wilson بازنویسی شده‌اند.



شکل ۲-۱۸- نمودار پیش‌بینی موج با استفاده از روش S-M-B

$$\frac{gH_{1/3}}{U^2} = 0.30 \left[1 - \frac{1}{\left\{ 1 + 0.004 \left(\frac{gF}{U^2} \right)^{1/2} \right\}^2} \right] \quad (۴-۳۴)$$

$$\frac{gT_{1/3}}{2fU} = 1.37 \left[1 - \frac{1}{\left\{ 1 + 0.008 \left(\frac{gF}{U^2} \right)^{1/3} \right\}^5} \right] \quad (۴-۳۵)$$

$$t = \int_0^F \frac{dF}{C_G} = \int_0^F \frac{dF}{gT_{1/3}/4f} \quad (۴-۳۶)$$

که در آنها:

$H_{1/3}$ ارتفاع موج مشخصه (m)

$T_{1/3}$: دوره تناوب موج مشخصه (s)

U : سرعت باد در تراز ۱۰ متر بالاتر از سطح دریا (m/s)

F : طول حوزه بادگیر (m)

g : شتاب جاذبه زمین (m/s^2) ($= 9.81 m/s^2$)

t : حداقل مدت زمان تداوم (hr)

(۲) به کار بردن طول حوزه بادگیر موثر

زمانی که عرض حوزه بادگیر نسبت به طول آن کوچک باشد (برای مثال در یک خلیج طویل) طول حوزه بادگیر از فاصله تا ساحل مقابل تعیین می‌شود. اگر فاصله تا ساحل مقابل با تغییر جزئی جهت تغییر شدیدی داشته باشد، توصیه می‌شود که از طول موثر حاصل از رابطه (۴-۳۷) برای پیش‌یابی استفاده شود.

$$F_{eff} = \frac{\sum F_i \cos^2 \theta_i}{\sum \cos \theta_i} \quad (4-37)$$

که در آن:

F_{eff} : طول موثر حوزه (km)

F_i : فاصله تا ساحل مقابل در جهت i ام (km)

θ_i : زاویه بین جهت F_i و جهت غالب باد (درجه)

ب) روش Wilson

روش Wilson توسعه روش S-M-B می‌باشد. این روش دربرگیرنده اصلاحاتی است که حتی می‌توان آن را در یک حوزه بادگیر متحرک، برای مثال در حالت یک طوفان، به کار برد. با استفاده از نمودار $H_{1/3-t}$ - F - $T_{1/3}$ که در شکل (۲-۱۹) نشان داده شده است، انتشار امواج در صفحه F - T و گسترش ارتفاع و دوره تناوب امواج مشخصه به ترتیب در صفحه $H_{1/3-t}$ و صفحه $T_{1/3-t}$ پیگیری می‌شود. این نمودار بر اساس محاسبات مبتنی بر روابط (۴-۳۴)، (۴-۳۵) و (۴-۳۶) به دست آمده است.

پ) پیش‌یابی برای امواج آب کم عمق

روش‌هایی که تاثیر عمق آب بر روی گسترش امواج را بررسی می‌کنند (مثلا افت انرژی در نتیجه اصطکاک با بستر دریا) روش Sakamoto-Ijima را شامل می‌شود. تجربه نشان داده است که ارتفاع و دوره تناوب موج مشخصه در رابطه (۴-۳۸) صدق می‌کنند (توجه شود که این رابطه فقط برای امواج ناشی از باد در ناحیه حوزه بادگیر کاربرد دارد).

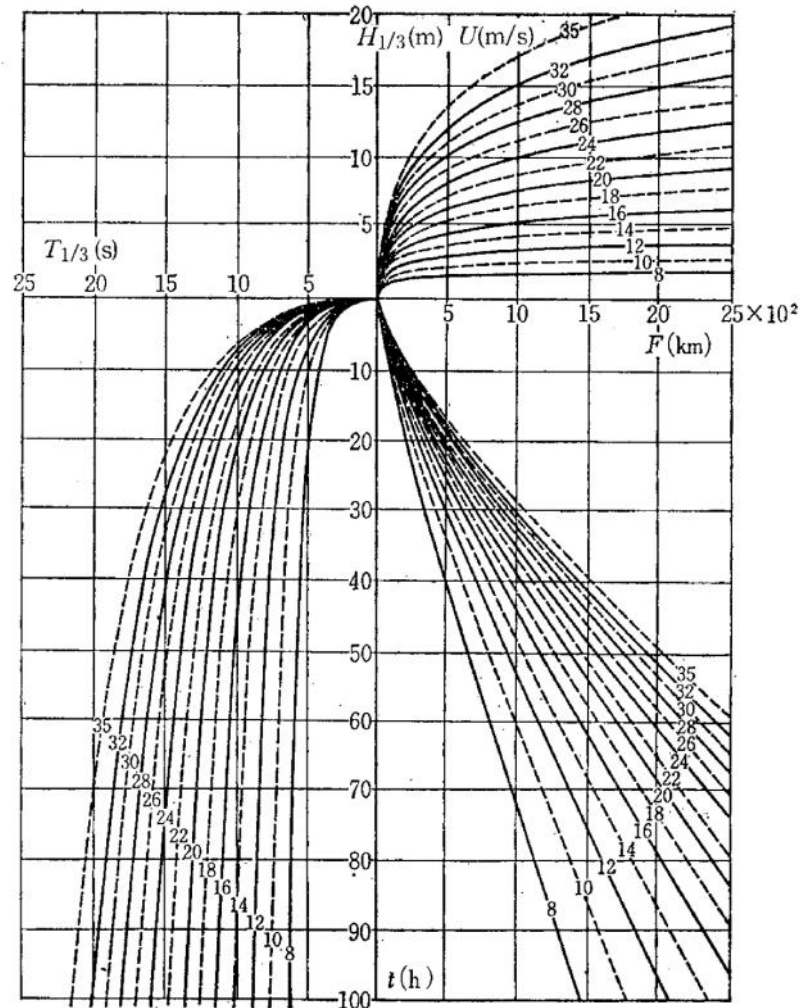
$$T_{1/3} = 3.86 \sqrt{H_{1/3}} \quad (4-38)$$

که در آن:

$H_{1/3}$: ارتفاع موج مشخصه (m)

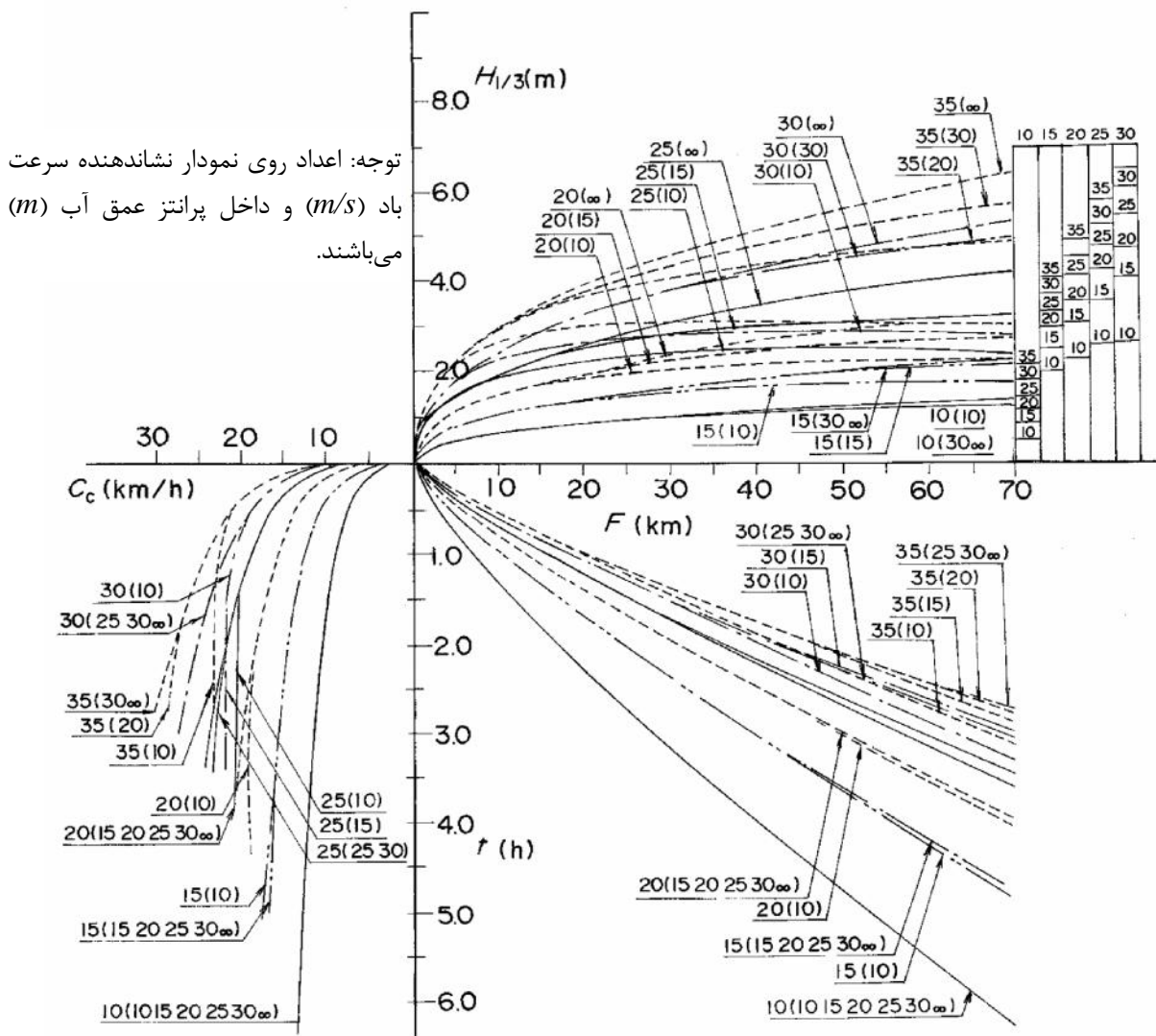
$T_{1/3}$: دوره تناوب موج مشخصه (s)

در روش Sakamoto-Ijima، ایده‌های روش Wilson در آب عمیق با وضعیت آب‌های کم‌عمق ترکیب شده به نمودار $H_{1/3}-t-F-C_G$ منتج می‌شود، نظیر آنچه در شکل (۲-۲۰) نشان داده شده است. با استفاده از چنین نموداری می‌توان پیش‌یابی امواج آب کم‌عمق را در یک حوزه بادگیر متغیر انجام داد.



شکل ۲-۱۹- نمودار $H_{1/3}-t-F-T_{1/3}$ (از روابط Wilson (۱۹۶۵))

در انتخاب عمق محاسباتی باید به این نکته توجه کرد که کم‌عمق بودن نسبی قسمت کوتاهی از انتهای طول بادگیر (انتهای دور از نقطه مورد محاسبه) تاثیر قابل توجهی در مشخصات موج ایجاد شونده نمی‌گذارد، زیرا موج شکل گرفته در آن ناحیه به هر حال کم ارتفاع است.



شکل ۲-۲۰- نمودار $H_{1/3}-F-C_G$ برای امواج آب کم عمق (روش Sakamoto-Ijima)

۴-۳-۳- پیش یابی امواج دورآ

استفاده از روش Bretschneider هنگامی که پیش یابی امواج دورآ ضروری می باشد متداول است.

تفسیر

روش های پیش یابی امواج دورآ شامل روش Bretschneider، روش P-N-J و روش های طیفی می باشد. در روش Bretschneider ارتفاع و دوره تناوب موج دورآ از پارامترهای موج مشخصه پیش یابی می شود. در روش P-N-J پارامترهای امواج دورآ با تخمین اثرات پخش سرعت و توزیع جهتی مولفه های طیفی به دست می آید. در روش های طیفی که در بالا اشاره شد محاسبات عددی استفاده می شود، عموماً با انجام همزمان محاسبات برای مولفه های امواج در تمام فرکانس های مختلف تفاوتی بین امواج محلی و امواج دورآ در ناحیه تولید موج در نظر گرفته نمی شود و نتیجه محاسبات، پارامترهای موج مشخصه برای ترکیب امواج ناشی از باد و امواج دورآ می باشد. اگر از یک موج مشخصه برای پیش یابی امواج در ناحیه تولید موج استفاده شود، ضروری است که امواج دورآ پیش یابی شود، در چنین حالتی معمول است که از روش Bretschneider استفاده شود که نسبتاً ساده بوده و استفاده از آن

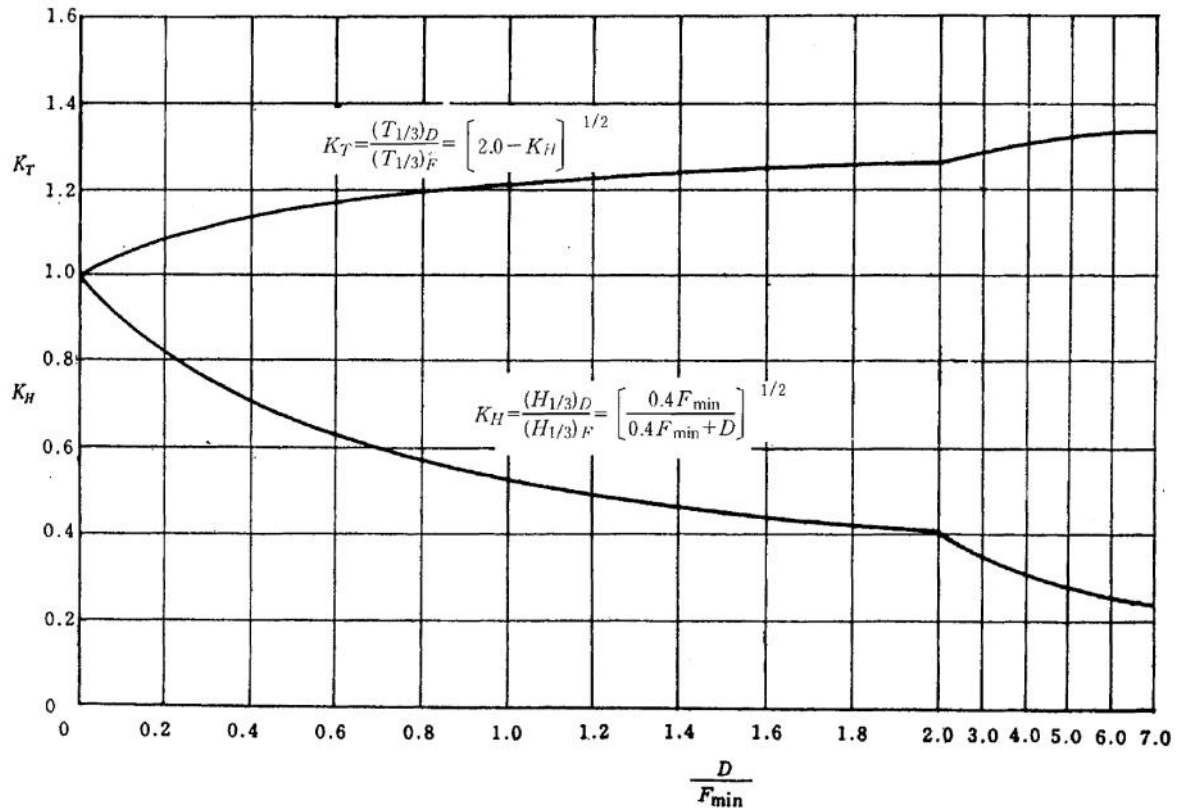
آسان می‌باشد. با این وجود توجه شود که تعداد داده‌های معتبر مشاهداتی که برای امواج دوراً به دست آمده‌اند ناکافی هستند و بنابراین دقت پیش‌یابی کمتر از حالتی است که امواج در ناحیه تولید موج به دست می‌آیند. به این ترتیب ضروری است که مقادیر پیش‌یابی امواج دوراً فقط نشان‌دهنده مقادیر تقریبی در نظر گرفته شده و توصیه می‌شود که پس از مقایسه با داده‌های اندازه‌گیری شده واقعی به کار برده شوند.

سواحل ایرانی دریای عمان در بعضی از ماه‌های سال (دوره مونسون تابستانه) به طور پیوسته تحت تاثیر امواج دوراً قرار دارند. این امواج در اقیانوس هند شکل می‌گیرند و پس از طی دریای عرب و دریای عمان به سواحل مکران می‌رسند.

نکات فنی

در روش Bretschneider پیش‌یابی امواج دوراً با استفاده از شکل (۲-۲۱) انجام می‌شود.

عبارت F_{min} در نمودار حداقل طول حوزه بادگیر، D فاصله زوال امواج دوراً، H_F و T_F به ترتیب ارتفاع و دوره تناوب موج مشخصه در انتهای حوزه بادگیر و H_D و T_D به ترتیب ارتفاع و دوره تناوب موج مشخصه در نقطه پیش‌یابی امواج دوراً می‌باشد. اگر ارتفاع و دوره تناوب موج مشخصه از طریق سرعت باد و طول حوزه بادگیر در روش S-M-B تعیین گردد، حداقل طول حوزه بادگیر F_{min} برابر با طول واقعی حوزه بادگیر می‌باشد. اگر مدت زمان تداوم باد در توسعه امواج حاکم باشد، F_{min} طول حوزه بادگیر متناسب با مدت زمان تداوم و سرعت باد است.



شکل ۲-۲۱- نمودار پیش‌یابی امواج دوراً

زمان لازم t برای انتشار امواج در طول زوال موج D از رابطه (۴-۳۹) محاسبه می‌شود:

$$t = \frac{D}{C_{GD}} = \frac{4fD}{gT_D} \quad (۴-۳۹)$$

که در آن:

C_{GD} : سرعت گروهی متناظر با T_D (m/s)

۴-۴- فرآیند آماری داده‌های مشاهداتی و پیش‌یابی شده موج

(۱) مشخصات موج باید در جهت موج به صورت توزیع توام ارتفاع و دوره تناوب موج با استفاده از داده‌های موج ماهانه، فصلی و سالانه بیان شود.

(۲) داده‌های موج طوفان باید با روش حداکثر بالاتر از آستانه طبقه‌بندی شود تا به مجموعه داده ارتفاعات امواج فوق‌العاده در تحلیل مقادیر بیشینه منجر شده و ارتفاع موج حداکثر با دوره بازگشت بیان شود.

تفسیر

(۱) مشخصات توزیع موج در شرایط معمولی برای هر جهت موج به صورت جداگانه به شکل توزیع مشترک ارتفاع و دوره تناوب موج بیان می‌شود. داده‌های مشاهداتی اغلب برای ارتفاع و دوره تناوب موج موجود هستند و بنابراین استفاده از این داده‌ها معمول است. اگر داده‌های مشاهداتی در دسترس نباشند، داده‌های پیش‌یابی شده به کار می‌روند. از آنجا که امواج در شرایط معمولی اغلب تحت تاثیر باد محلی قرار دارند، باید درک کافی از مشخصات باد محلی به دست آید. عموماً داده‌های مشاهداتی زیادی برای جهت موج موجود نمی‌باشد و بنابراین استفاده از پیش‌یابی متداول است. همچنین ضروری است که تاثیرات امواج دوراً مورد توجه کامل قرار گیرد.

(۲) در طراحی تاسیسات حفاظتی روش استاندارد بیان ارتفاع موج به شکل «ارتفاع موج بازگشتی» برای دوره بازگشت «امواج بیشینه» با استفاده از داده‌هایی با مدت‌زمانی طولانی (حداقل ۳۰ سال به عنوان قاعده‌ای عمومی) می‌باشد. از آنجایی که داده‌های مشاهداتی در چنین دوره زمان طولانی تنها در مناطق محدودی موجود است، معمولاً داده‌های پیش‌یابی باید استفاده شود.

(۳) امواج حداکثر، به عنوان داده اصلی در تخمین ارتفاع موج بازگشتی، امواجی (معمولاً موج مشخصه) هستند که در شرایط آب‌وهوایی مشخص ارتفاع امواج در طی مراحل توسعه و افت موج به مرتفع‌ترین ارتفاع خود می‌رسد. عقیده بر این است که امواج بیشینه انتخاب شده متقابلاً از نظر آماری مستقل هستند. در هنگام تخمین ارتفاع موج بازگشتی، می‌توان از سری زمانی داده‌هایی که در آن‌ها امواج بیشینه دوره زمانی مورد نظر از یک مقدار آستانه مشخص تجاوز می‌کنند، استفاده کرد. با روشی جایگزین می‌توان مقادیر بیشینه امواج حداکثر در هر سال را به دست آورده و سپس داده‌ها را به عنوان بیشینه موج سالیانه به کار برد. در هر دو حالت تابع توزیع تئوری ارتفاع موج بازگشتی شناخته شده نیست و بنابراین باید انطباق چندین تابع مختلف توزیع از قبیل توزیع Gumbel و توزیع Weibull کنترل شده تا بهترین تابع توزیع منطبق بر داده‌ها به دست آید و سپس با برون‌یابی آن تخمین ارتفاع موج بازگشت برای تعدادی دوره بازگشت مختلف (۵۰ ساله، ۱۰۰ ساله و غیره) انجام گیرد. دقت نتایج مقادیر تخمین زده شده به شدت به قابلیت اعتماد داده‌های به کار رفته و نه روش تحلیل آماری

بستگی دارد. وقتی مجموعه داده‌های موج بیشینه با استفاده از پیش‌یابی موج مرتب می‌شوند، ضروری است که در انتخاب روش پیش‌یابی دقت کافی شده و بازرسی دقیقی از نتایج پیش‌یابی انجام گیرد.

(۴) در خصوص دوره تناوب متناظر با ارتفاع موج بازگشتی رابطه بین ارتفاع موج و دوره تناوب موج برای داده‌های موج بیشینه (که در تخمین ارتفاع موج بازگشتی به کار رفته است) رسم می‌شود و سپس دوره تناوب موج به شکل مناسب بر مبنای رابطه بین آن دو تعیین می‌گردد.

نکات فنی

(۱) تخمین ارتفاع موج بازگشتی

در حین تحلیل آماری ارتفاع امواج به صورت نزولی مرتب شده و احتمال عدم تجاوز هر ارتفاع موج محاسبه می‌شود. اگر N داده وجود داشته و m -امین بزرگترین ارتفاع موج با $x_{m,N}$ نشان داده شود، احتمال P که ارتفاع موج از $x_{m,N}$ تجاوز نکند با استفاده از رابطه (۴-۴۰) محاسبه می‌شود:

$$P[H \leq x_{m,N}] = 1 - \frac{m-2}{N+5} \quad (4-40)$$

مقادیر مورد استفاده و در این رابطه به تابع توزیع بستگی دارد. به طور خاص مقادیری نظیر آنچه در جدول (۲-۱۳) آمده است به کار می‌رود. مقادیر به کار رفته در توزیع Gumbel توسط Gringorten به گونه‌ای که اثرات پراکندگی آماری در داده‌ها را حداقل کند، تعیین شده است. مقادیر مورد استفاده در توزیع Weibull با همین اصل توسط Petruaskas و Aagaard تعیین شده‌اند.

نمودار Thomas که اغلب در هیدرولوژی استفاده می‌شود متناظر با حالت $=0$ و $=1$ و نمودار Hazen متناظر با حالت $=0.5$ و $=0$ تفسیر شده‌اند.

جدول ۲-۱۳- پارامترهای به کار رفته در محاسبه احتمال عدم تجاوز از ارتفاع موج مشخص

		تابع توزیع
۰/۱۲	۰/۴۴	توزیع Gumbel
۰/۶۴	۰/۵۴	توزیع Weibull ($k=0.75$)
۰/۵۹	۰/۵۱	توزیع Weibull ($k=0.75$)
۰/۵۳	۰/۴۸	توزیع Weibull ($k=0.75$)
۰/۵۰	۰/۴۶	توزیع Weibull ($k=0.75$)
۰/۴۷	۰/۴۴	توزیع Weibull ($k=0.75$)
۰/۴۲	۰/۴۲	توزیع Weibull ($k=0.75$)
۰/۳۷	۰/۳۹	توزیع Weibull ($k=0.75$)

توابع توزیع به کار رفته در هیدرولوژی توزیع Gumbel (توزیع نمایی دوگانه)، توزیع مقدار نهایی لگاریتمی و توزیع نرمال (در مورد آخری داده‌ها اول باید به طور مناسبی تغییر پیدا کنند) را شامل می‌شود. از آنجا که داده‌های ارتفاع موج بیشینه در یک دوره زمانی طولانی جمع‌آوری نشده‌اند، کاملاً مشخص نیست که کدام تابع توزیع مناسب‌تر می‌باشد.

با پیروی از Petruaskas و Aagaard روشی معرفی می‌شود که در آن انطباق هشت تابع توزیع که عبارت از تابع توزیع Gumbel (رابطه ۴-۴۱) و تابع توزیع Weibull (رابطه ۴-۴۲) با k برابر ۰/۷۵، ۰/۸۵، ۱/۰، ۱/۱، ۱/۲۵، ۱/۵ و ۲/۰ هستند کنترل شده و تابع توزیعی که بهترین سازگاری را با هر مجموعه داده‌های خاص دارد به‌عنوان توزیع حدی برای آن مجموعه داده‌ها انتخاب می‌شود.

$$P[H \leq x] = \exp\left[-\exp\left\{-\frac{x-B}{A}\right\}\right] \quad (\text{توزیع Gumbel}) \quad (41-4)$$

$$P[H \leq x] = 1 - \exp\left\{-\left(\frac{x-B}{A}\right)^k\right\} \quad (\text{توزیع Weibull}) \quad (42-4)$$

به‌منظور انطباق داده‌ها به تابع توزیع، «احتمال عدم تجاوز» (احتمال عدم عبور از یک ارتفاع موج مشخص) P با استفاده از رابطه (۴۳-۴) یا (۴۴-۴) به متغیر $r_v = (x-B)/A$ تغییر پیدا می‌کند.

$$r_v = -\ln\{-\ln P[H \leq x]\} \quad (\text{توزیع Gumbel}) \quad (43-4)$$

$$r_v = [-\ln\{1 - P[H \leq x]\}]^{1/k} \quad (\text{توزیع Weibull}) \quad (44-4)$$

اگر داده‌ها کاملاً با روابط (۴۱-۴) یا (۴۲-۴) انطباق داشته باشند، آنگاه رابطه‌ای خطی بین x و r_v وجود خواهد داشت. لذا فرض می‌شود داده‌ها از رابطه خطی نشان داده شده در رابطه (۴۵-۴) تبعیت می‌کنند. پارامتر A و B با استفاده از روش کمترین مربعات به دست می‌آیند و به این ترتیب رابطه‌ای برای تخمین ارتفاع موج بازگشتی ارائه می‌شود.

$$x = \hat{A}r_v + \hat{B} \quad (45-4)$$

که در آن \hat{A} و \hat{B} مقادیر پارامترهای تخمین زده شده A و B در رابطه (۴۱-۴) یا (۴۲-۴) می‌باشند.

دوره بازگشت R_p ارتفاع موج H به احتمال عدم تجاوز x $P(H \leq x)$ به شکل زیر (رابطه ۴۶-۴) مربوط می‌شود:

$$R_p = \frac{K}{N} \frac{1}{1 - P(H \leq x)} \quad \text{یا} \quad P(H \leq x) = 1 - \frac{K}{NR_p} \quad (46-4)$$

که در آن:

K : تعداد سال‌ها در دوره زمانی که تحلیل انجام می‌شود

N : تعداد داده‌های موج پیشینه

(۲) توابع توزیع مطرح شده و معیارهای عدم پذیرش

روش زیر را که تغییر یافته روش معرفی شده در بالا می‌باشد، Goda پیشنهاد نموده است.

الف) اضافه کردن توزیع Fisher-Tippett نوع II به توزیع‌های مطرح شده

توزیع Fisher-Tippett نوع II در رابطه (۴۷-۴) آمده است.

$$P[H \leq x] = \exp\left[-\left\{1 + \frac{(x-B)}{(kA)}\right\}^{-k}\right] \quad (47-4)$$

نه تابع به‌عنوان توابع مطرح شده برای بررسی انطباق به کار گرفته می‌شوند: تابع توزیع Gumbel (رابطه ۴-۴۱) و تابع

توزیع Weibull (رابطه ۴-۴۲) با k برابر ۰/۷۵، ۱/۰، ۱/۴ و ۲/۰ و تابع توزیع Fisher-Tippett نوع II با k برابر ۲/۵،

۳/۳۳، ۵/۰ و ۱۰/۰ (چهار داده پیش فرض).

به جای مقادیر فهرست شده در جدول (۱۳-۲) روابط زیر برای x و در رابطه (۴۰-۴) استفاده می‌شود:

برای توزیع *Gumbel*

$$r = 0.44, s = 0.12 \quad (4-48)$$

برای توزیع *Weibull*

$$r = 0.20 + 0.27\sqrt{k}, s = 0.20 + 0.23\sqrt{k} \quad (4-49)$$

برای توزیع *Fisher-Tippett* نوع II

$$r = 0.44 + 0.52/k, s = 0.12 - 0.11/k \quad (4-50)$$

ب) انتخاب بهترین تابع با معرفی معیار عدم‌پذیرش

توابع نامناسب به وسیله دو مجموعه معیار رد می‌شوند. اولی معیار *REC* می‌باشد. برای باقیمانده ضریب همبستگی در هر تابع توزیع، سطح احتمال عدم تجاوز ۹۵٪ از قبل تعیین می‌گردد. اگر هنگام انطباق مقادیر داده‌های نهایی به یک تابع توزیع، باقیمانده ضریب همبستگی از مقدار آستانه این تابع توزیع تجاوز کند، تابع موردنظر به‌عنوان تابع نامناسب رد می‌شود. در معیار دوم که معیار *DOL* می‌باشد، مقادیر حداکثر داده‌ها با استفاده از مقدار متوسط و انحراف معیار کل داده‌ها بی‌بعد می‌شود. اگر این مقدار زیر ۵٪ یا بالای ۹۵٪ تراز توزیع تجمعی انحراف‌های بدون بعد تابع توزیعی که انطباق داده می‌شود باشد، تابع موردنظر به‌عنوان تابع نامناسب رد می‌شود. سپس بهترین تابع نه صرفاً با توجه به مقدار ضریب همبستگی بلکه با توجه به معیار *MIR* انتخاب می‌شود. معیار *MIR* این واقعیت را در نظر می‌گیرد که با توجه به تابع توزیع مقدار متوسط باقیمانده ضریب همبستگی نسبت به ۱/۰ تغییر می‌کند. تابعی که در آن نسبت باقیمانده ضریب همبستگی نمونه به باقیمانده متوسط توزیع انطباق داده شده کمترین مقدار باشد به‌عنوان بهترین تابع توزیع منطبق انتخاب می‌شود.

امواج طراحی موثر بر سواحل ایرانی دریای عمان به‌عنوان نمونه در پیوست شماره ۲ ارائه شده است.

۴-۵- انتقال امواج

۴-۵-۱- کلیات

به‌عنوان یک قاعده کلی امواجی که برای اعمال در تاسیسات بندر و لنگرگاه در نظر گرفته می‌شوند باید نامناسب‌ترین امواج برای پایداری سازه و یا کاربری تاسیسات بندر و لنگرگاه باشند. بدین‌منظور باید توجه مناسب در خصوص انتقال امواج در حین انتشار امواج از آب عمیق به سمت ساحل که شامل انکسار، تفرق، خزش، شکست و غیره می‌باشد مبذول شود.

۴-۵-۲- انکسار موج

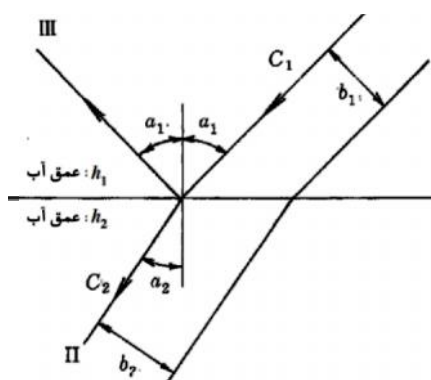
پدیده انکسار موج در آب‌های با عمق متوسط تا کم رخ می‌دهد. این پدیده در نتیجه تغییر سرعت محلی موج ناشی از تغییر عمق آب می‌باشد و لازم است که تغییرات ارتفاع و جهت موج در انکسار مورد توجه قرار گیرد.

نکات فنی

(۱) محاسبه انکسار در امواج منظم

(الف) پدیده انکسار و ضریب انکسار (شکل (۲-۲۲))

اگر امواج به طور مایل به مرز مستقیمی که در آن عمق آب از h_1 به h_2 تغییر می‌کند، عبور کنند، امواج در مرز بر اثر تغییر سرعت موج ناشی از تغییر عمق دچار انکسار می‌شوند. فرض شود که در اثر این پدیده فاصله بین شعاعهای موج از b_1 به b_2 تغییر کند. اگر تغییر در عرض شعاع موج خیلی زیاد نباشد، می‌توان فرض کرد که هیچ شار انرژی از عرض شعاع موج عبور نکرده و به بیرون جریان پیدا نمی‌کند. اگر از دیگر منابع کاهش انرژی از قبیل اصطکاک در طول بستر دریا صرف‌نظر شود، آنگاه پیوستگی شار انرژی انتقالی به تغییر ارتفاع موج از H_1 در عمق آب h_1 به ارتفاع موج H_2 در عمق آب h_2 منجر می‌شود که در رابطه (۴-۵۱) نشان داده شده است.



شکل ۲-۲۲- نمودار طرح کلی انکسار موج

$$\frac{H_2}{H_1} = \sqrt{\frac{C_{G1}}{C_{G2}}} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}} \quad (۴-۵۱)$$

که در آن:

C_{G1} و C_{G2} : سرعت‌های گروهی به ترتیب در اعماق آب h_1 و h_2 (m/s)

b_1 و b_2 : فاصله بین شعاعهای امواج به ترتیب در اعماق آب h_1 و h_2 (m)

در رابطه، $\sqrt{b_1/b_2}$ بیانگر تغییرات ارتفاع موج در نتیجه انکسار می‌باشد در حالی که $\sqrt{C_{G1}/C_{G2}}$ تغییر در ارتفاع موج در اثر تغییر عمق آب را نشان می‌دهد. استفاده از ضریب خزش (بند (۴-۵-۵) خزش موج) $\sqrt{C_{G1}/C_{G2}}$ را می‌توان با رابطه $\sqrt{C_{G1}/C_{G2}} = K_{s2}/K_{s1}$ نشان داد که در آن K_{s1} و K_{s2} به ترتیب ضرایب خزش در اعماق آب h_1 و h_2 می‌باشند.

اگر فرض شود که عرض شعاع موج، که در آب عمیق برابر b_0 می‌باشد، در نتیجه پدیده انکسار به b تغییر کند. نسبت ارتفاع موج بعد از تغییر به ارتفاع اولیه موج در این حالت «ضریب انکسار» نامیده می‌شود. ضریب انکسار K_r در رابطه (۴-۵۲) آمده است:

$$K_r = \sqrt{b_0/b} \quad (۴-۵۲)$$

(ب) روشهای محاسبه انکسار

روش‌های محاسبه انکسار امواج منظم شامل روش‌های شعاع موج که در آنها محاسبه با کامپیوتر امکان پذیر است و نیز روش‌های تحلیل عددی انتشار موج که در آنها روابط امواج سطحی با استفاده از الگوی اجزا محدود در کامپیوتر حل می‌شود، می‌باشند. روش مناسب محاسبه به تناسب وضعیت انتخاب می‌شود.

لازم به ذکر است که با این وجود برای خط ساحلی که منحنی‌های هم‌عمق آن مستقیم و موازی یکدیگر هستند، تغییر در جهت موج و ضریب انکسار را می‌توان با استفاده از روابط (۴-۵۳) و (۴-۵۴) محاسبه نمود:

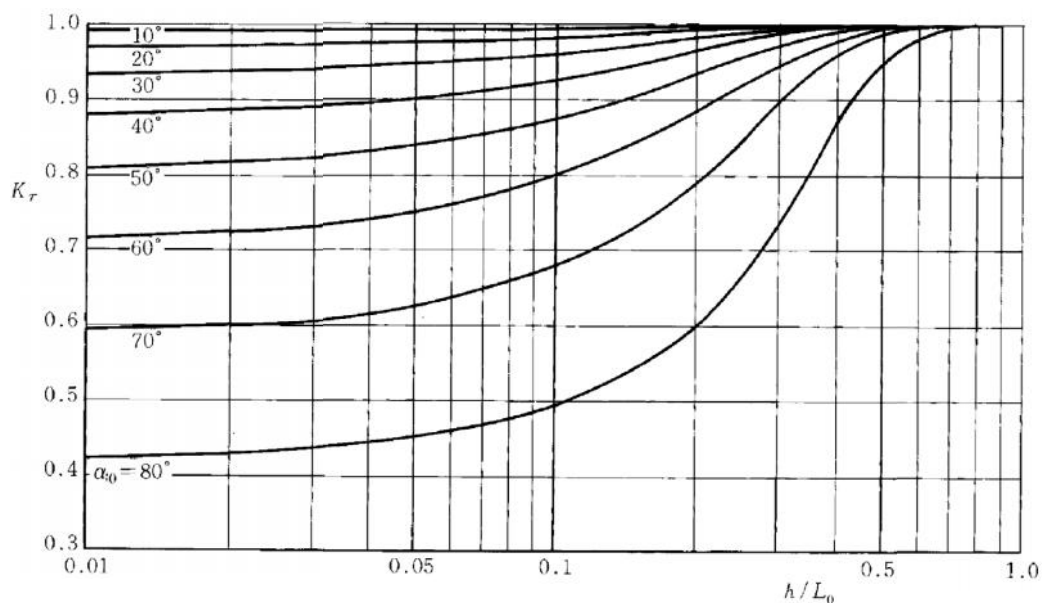
$$\sin \Gamma = \sin \Gamma_0 \tanh \frac{2fh}{L} \quad (۴-۵۳)$$

$$K_r = \sqrt{\frac{\cos \Gamma_0}{\cos \Gamma}} \quad (۴-۵۴)$$

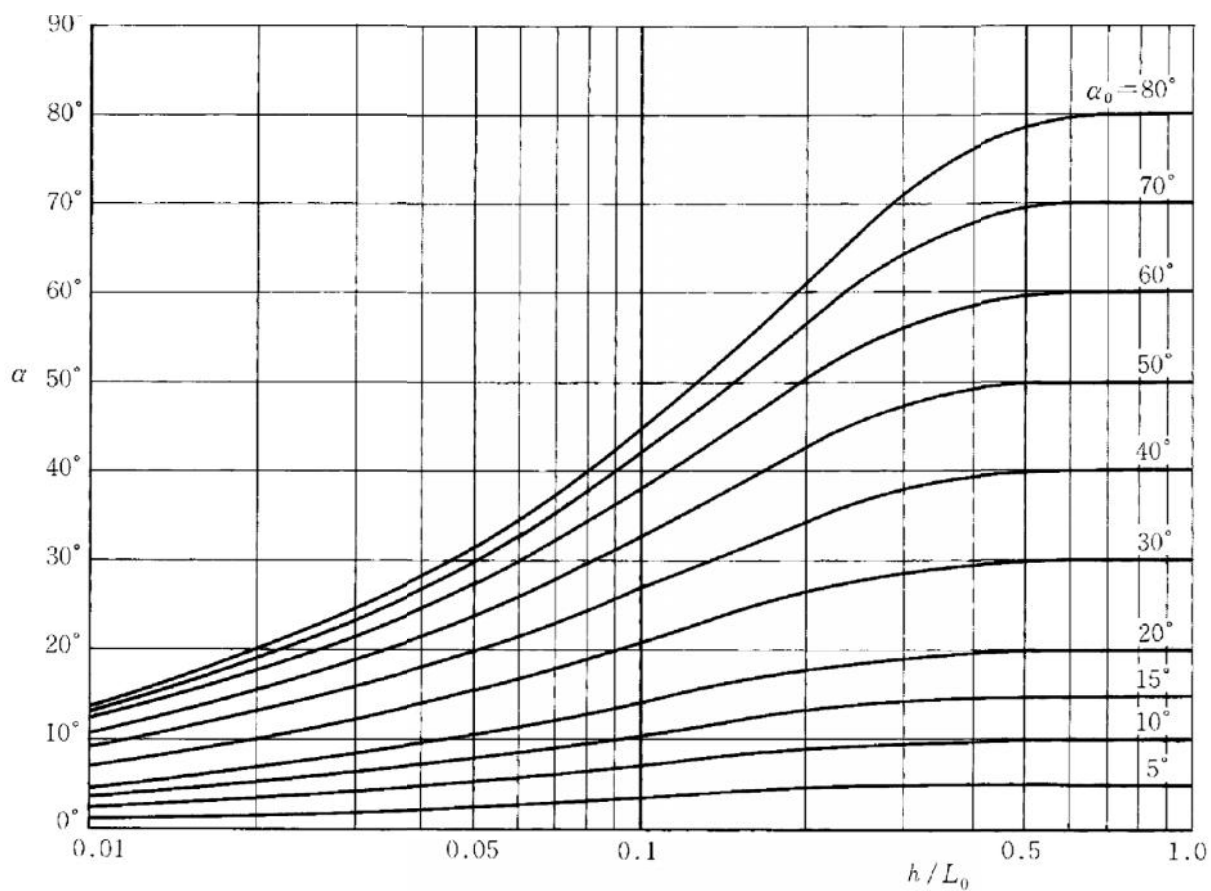
که در اینجا L و 0 به ترتیب طول موج در عمق آب h ، زاویه برخورد موج در عمق آب h و زاویه برخورد موج در آب عمیق می‌باشند. در شکل‌های (۲-۲۳) و (۲-۲۴) به ترتیب ضریب انکسار و جهت موج محاسبه شده با استفاده از روابط (۴-۵۳) و (۴-۵۴) نشان داده شده است.

(۲) محدوده کاربرد محاسبات انکسار با استفاده از امواج منظم

بر پایه اصول منتج به محاسبات امواج منظم، این محاسبات برای امواجی که گستردگی جهتی آنها کم و نوار فرکانسی آن باریک می‌باشد، برای مثال امواج دورآ و سونامی، کاربرد دارد. برای امواج ناشی از باد که گستردگی جهتی آن زیاد بوده و نوار فرکانسی آن وسیع می‌باشد، ضروری است محاسبات انکسار برای امواج نامنظم انجام گیرد. با این وجود در مقایسه نمودارهای نشان‌دهنده تغییرات ضریب انکسار و جهت موج امواج منظم و نامنظم در ساحلی با منحنی‌های تراز مستقیم و موازی، تفاوت اندکی بین امواج منظم و نامنظم مشاهده می‌شود که این بدین معنا است که در صورت یکنواخت بودن توپوگرافی خط ساحلی تا محدوده‌ای که منحنی‌های عمق مستقیم و نسبت به خط ساحلی موازی هستند، تفاوت بین نتایج محاسبات انکسار امواج منظم و نامنظم جزئی بوده و بنابراین نتایج محاسبات انکسار با استفاده از امواج منظم را می‌توان با تقریب خوبی به کار برد.



شکل ۲-۲۳- ضریب انکسار امواج منظم در ساحلی با منحنی‌های هم‌عمق مستقیم و موازی



شکل ۲-۲۴- نمودار تغییر جهت موج منظم در ساحلی با منحنی‌های هم‌عمق مستقیم و موازی

۳) محاسبه انکسار برای امواج نامنظم

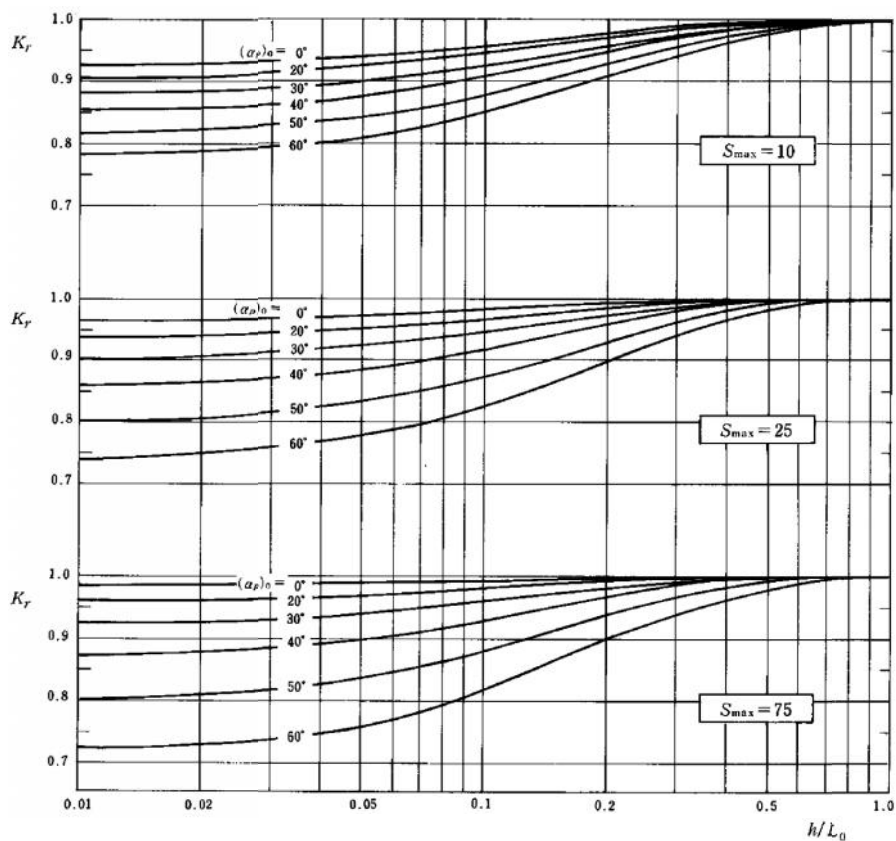
الف) روش‌های محاسبه

روش‌های محاسبه انکسار برای امواج نامنظم شامل: (۱) روش مولفه موج، که به وسیله آن طیف جهت‌دار موج به تعدادی از مولفه‌های موج تقسیم و محاسبه انکسار برای هر مولفه موج انجام شده و سپس ضریب انکسار برای موج نامنظم با میانگین‌گیری وزنی مولفه‌های انرژی موج محاسبه می‌گردد. (۲) روش‌هایی که در آن رابطه تعادل انرژی موج یا رابطه موج شیب ملایم مستقیماً با استفاده از روش مشتقات جزئی در کامپیوتر حل می‌شود. در روش مولفه موج، رابطه تعادل انرژی با فرض اینکه انرژی موج در عرض شعاع‌های موج حرکت نکرده و به خارج جریان ندارد به دست می‌آید و بدان معنا است که این تکنیک اساساً در هر دو روش مشابه است. با این وجود با روش رابطه تعادل انرژی، انکسار در یک ناحیه کوچک اما محدود محاسبه می‌شود و ضریب انکسار حتی در نقطه‌ای که دو شعاع موج ممکن است همگرا شوند نامحدود نمی‌شود. از طرف دیگر روش رابطه موج شیب ملایم صراحتاً روشی تحلیلی بوده اما کاربرد آن در یک ناحیه وسیع دشوار است. هنگامی که ضریب انکسار برای امواج نامنظم تعیین می‌شود، استفاده از روش مولفه موج که شامل برهم‌گذاری ضرایب انکسار امواج منظم بوده و بنابراین روشی ساده و آسان است قابل قبول می‌باشد. با این وجود اگر درحین محاسبه انکسار یک مولفه موج تداخل شعاع‌های امواج ایجاد شود، روش رابطه تعادل انرژی در وضعیت‌های کاربردی به استثنای حالتی که درجه تداخل زیاد می‌باشد به کار گرفته می‌شود.

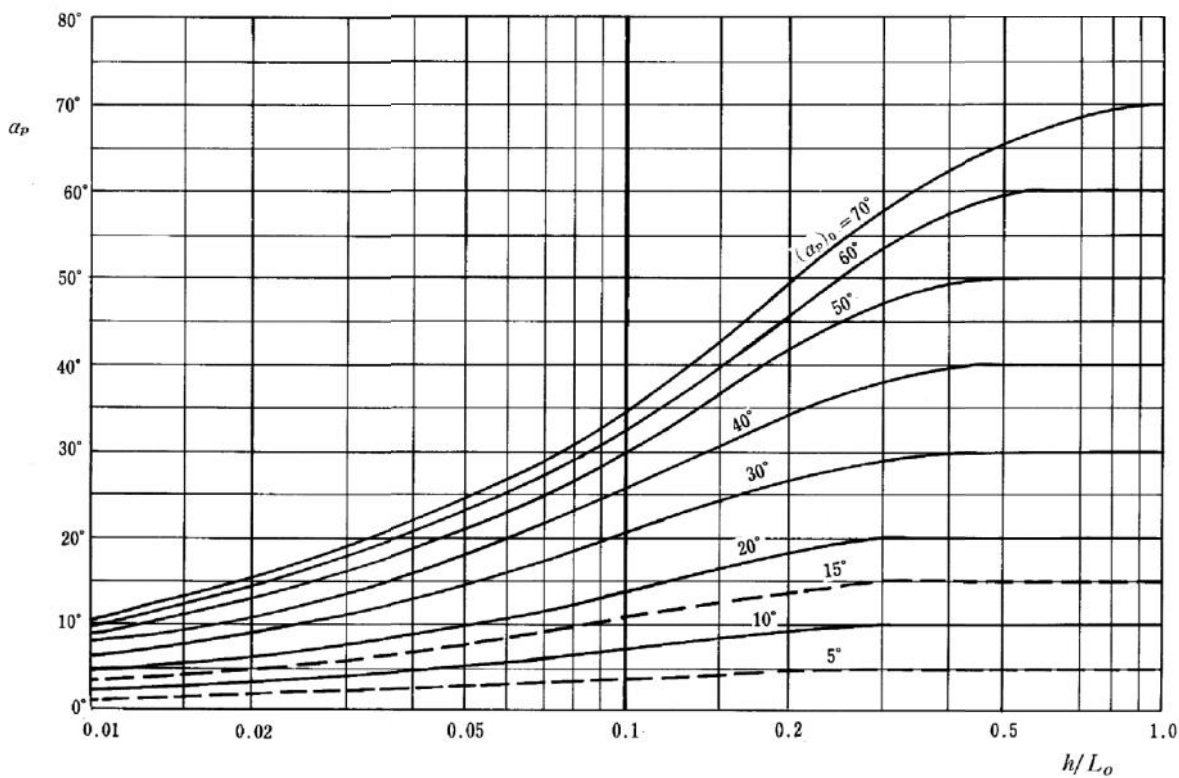
ب) اثرات تفرق

وقتی که امواج آب عمیق توسط یک جزیره یا دماغه متفرق می‌شوند، طیف موج معمولاً با شکل طیف استاندارد فرض شده اولیه متفاوت می‌گردد و لذا ضروری است که در هنگام محاسبه انکسار شکل طیف بعد از تفرق در نظر گرفته شود. (ج) نمودارهای ضریب انکسار و زاویه امواج نامنظم در ساحلی با منحنی‌های هم‌عمق مستقیم و موازی شکل‌های (۲۵-۲) و (۲۶-۲) به ترتیب ضریب انکسار K_r و جهت اصلی موج p امواج نامنظم را در ساحلی با منحنی‌های عمق مستقیم و موازی بر مبنای پارامتر جهت اصلی امواج آب عمیق (p) نشان می‌دهند. جهت (p) با زاویه مابین جهت موج و خط عمود بر مرز آب عمیق بیان می‌شود. S_{max} حداکثر مقدار پارامتری است که درجه گستردگی جهتی انرژی موج را بیان می‌کند (به بند (۴-۱-۳-۳) طیف موج، مراجعه شود).

۴) در محل‌هایی که عمق آب کمتر از حدود نصف ارتفاع موج آب عمیق باشد، امواج بیشتر مشخصات یک جریان را نسبت به حرکات نوسانی نشان می‌دهند. این بدان معنا است که محاسبات جهات موج و ضرایب انکسار فقط برای عمقی حداقل نصف ارتفاع موج آب عمیق می‌تواند به کار رود.



شکل ۲-۲۵- ضریب انکسار امواج نامنظم در ساحلی با منحنی‌های هم‌عمق مستقیم و موازی



شکل ۲-۲۶- تغییر ناشی از انکسار در جهت اصلی p امواج نامنظم در ساحلی با منحنی‌های هم‌عمق مستقیم و موازی

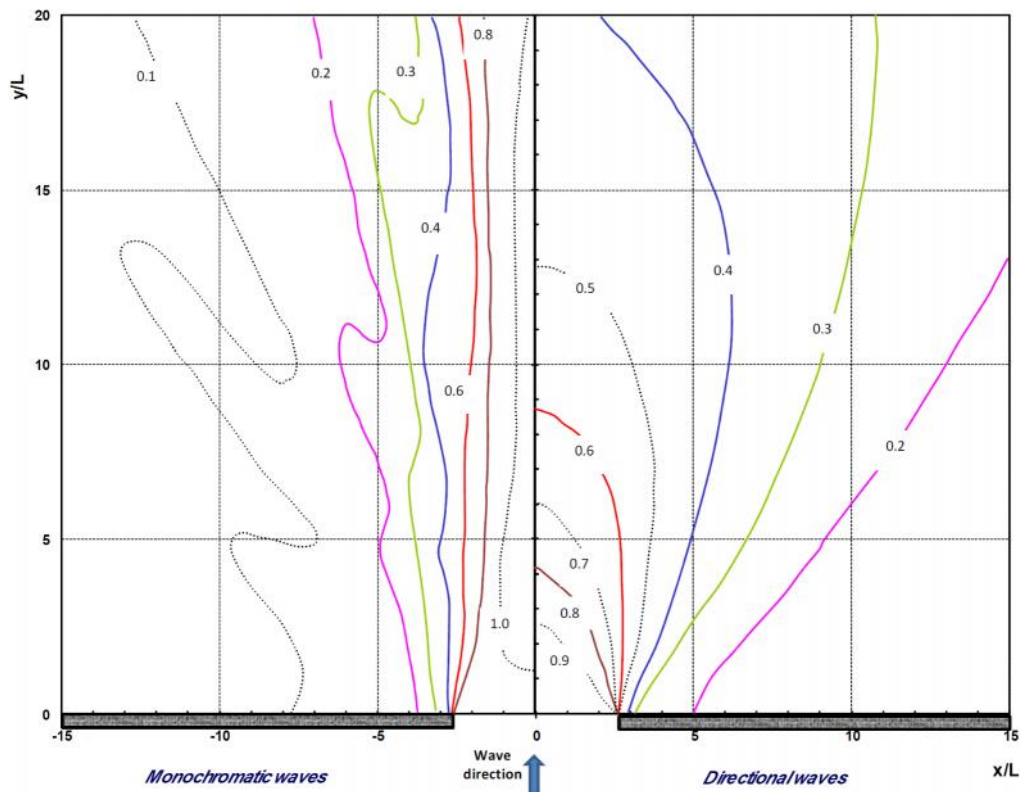
۴-۵-۳- تفرق موج

۴-۵-۳-۱- تفرق

ارتفاع موج در مناطقی که انتظار می‌رود امواج به شدت تحت اثر پدیده تفرق ناشی از موانعی نظیر موج‌شکن‌ها یا جزیره‌ها قرار گیرند، باید به روش مناسبی محاسبه گردد.

تفسیر

تفرق پدیده‌ای است که در آن موج به داخل ناحیه‌ای که توسط سازه‌ای مثل موج‌شکن جدا شده است می‌چرخد. در محاسبات تفرق که مهمترین پدیده در حین تعیین ارتفاع موج در داخل بندرگاه می‌باشد، نامنظمی امواج باید در نظر گرفته شود. شکل (۲-۲۷) مقایسه تفرق ناشی از امواج تک‌فام و امواج جهتی را از داخل بازشویی با $B/L=5$ را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود به‌طور خاص نامنظمی جهتی موج نقش غیرقابل اغمازی بر نتایج نفوذ موج به بندر دارد و باید در محاسبات مربوط به تفرق موج‌شکن‌ها در نظر گرفته شود.



شکل ۲-۲۷- مقایسه نمودارهای تفرق امواج تک‌فام و جهتی در موج‌شکن‌های دارای بازشو ($B/L = 5$)

برای لنگرگاه‌هایی که در آن عمق آب یکنواخت فرض می‌شود نمودارهای تفرق امواج نامنظم با توجه به یک موج‌شکن نیمه‌بینهایت یا موج‌شکنی مستقیم که فقط یک بازشو دارد تهیه شده است. نسبت ارتفاع موج بعد از تفرق به ارتفاع موج برخوردی ضریب تفرق K_d نامیده می‌شود. به عبارت دیگر ضریب تفرق K_d توسط رابطه (۴-۵۵) بیان می‌شود:

$$K_d = H_d / H_i \quad (۵۵-۴)$$

که در آن:

H_i : ارتفاع موج برخوردی در بیرون از لنگرگاه

H_d : ارتفاع موج در لنگرگاه بعد از تفرق

نمودارها و روش‌های محاسبه تفرق، عمق آب در لنگرگاه را یکنواخت در نظر می‌گیرند. اگر تغییر زیادی در عمق آب در درون بندرگاه وجود داشته باشد، خطا بزرگتر شده و در این حالت توصیه می‌شود که بررسی ارتفاع موج با استفاده از آزمایش‌های مدل‌های هیدرولیکی مقیاس شده یا دیگر روش‌های عددی که انکسار را نیز در نظر می‌گیرند انجام گیرد.

نکات فنی

(۱) نمودارهای تفرق برای امواج نامنظم

اشکال (۲-۲۸-الف) تا (۲-۲۸-پ) نمودارهای تفرق ناشی از یک موج‌شکن نیمه‌بینهایت را برای امواج نامنظم با پارامتر گستردگی جهتی S_{max} برابر ۱۰، ۲۵ و ۷۵ نشان می‌دهد. محورهای افقی و قائم در این اشکال نسبت به طول موج (L) بی‌بعد شده‌اند.

شکل‌های (۲-۲۹-الف) تا (۲-۲۹-ر) نمودارهای تفرق از داخل یک بازشو با B/L برابر ۱، ۲، ۴ و ۸ را برای امواج نامنظم با S_{max} برابر ۱۰، ۲۵ و ۷۵ نشان می‌دهد. باتوجه به این‌که محورهای افقی و قائم نسبت به عرض ورودی بندر (B) بی‌بعد شده‌اند، برای استفاده از این اشکال کافی است با تغییر مقیاس پلان بندر به‌گونه‌ای بر روی آنها قرارداد شود که بازشو اشکال و دهانه ورودی بندر بر هم منطبق گردند.

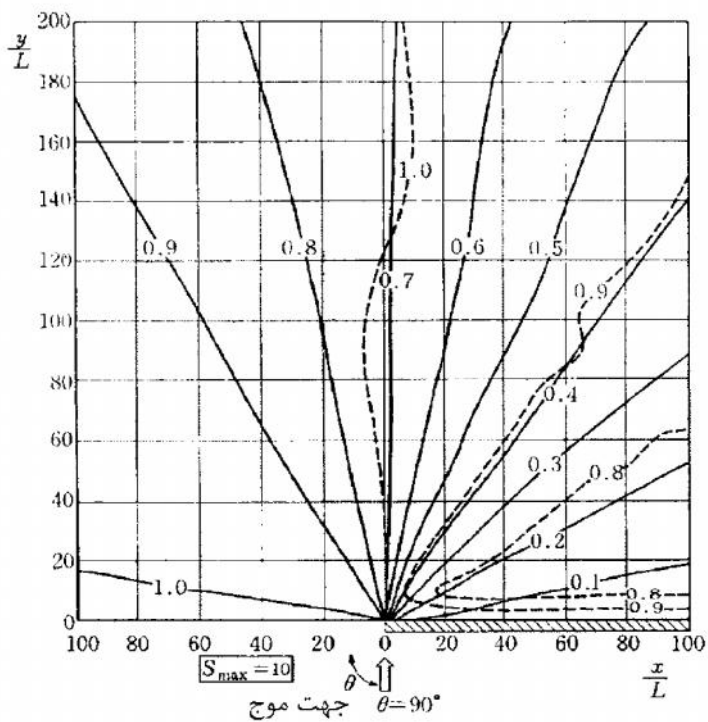
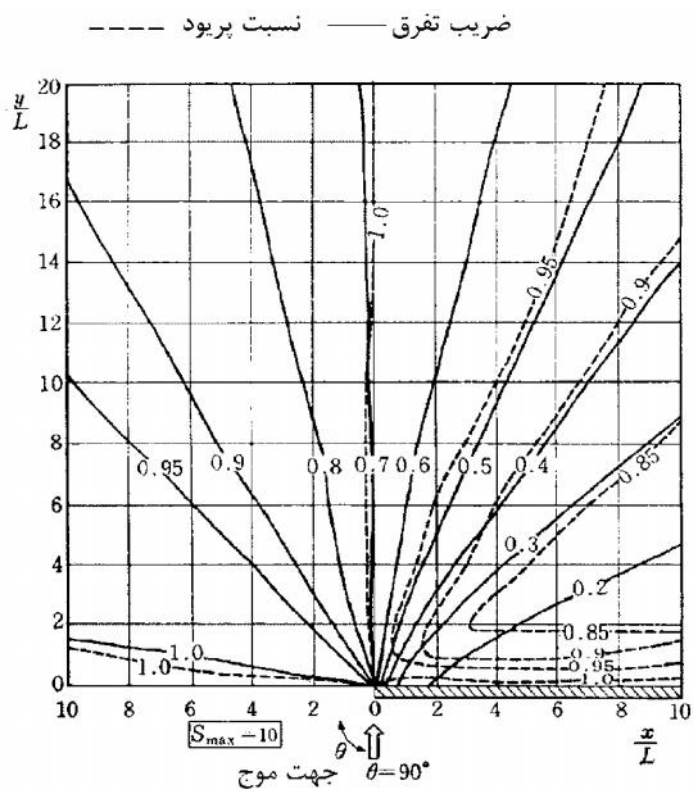
(۲) طرز عمل برای امواج برخوردی مایل

هنگامی‌که امواج به‌صورت مایل به موج‌شکنی که دارای بازشو است برخورد می‌کنند، توصیه می‌شود که نمودار تفرق از طریق محاسبات عددی به‌دست آید و در صورتی‌که امکان‌پذیر نباشد و یا زمانی‌که نمودار تفرق تنها به‌عنوان یک راهنمای اولیه مورد نیاز است می‌توان روش تقریبی زیر را استفاده نمود.

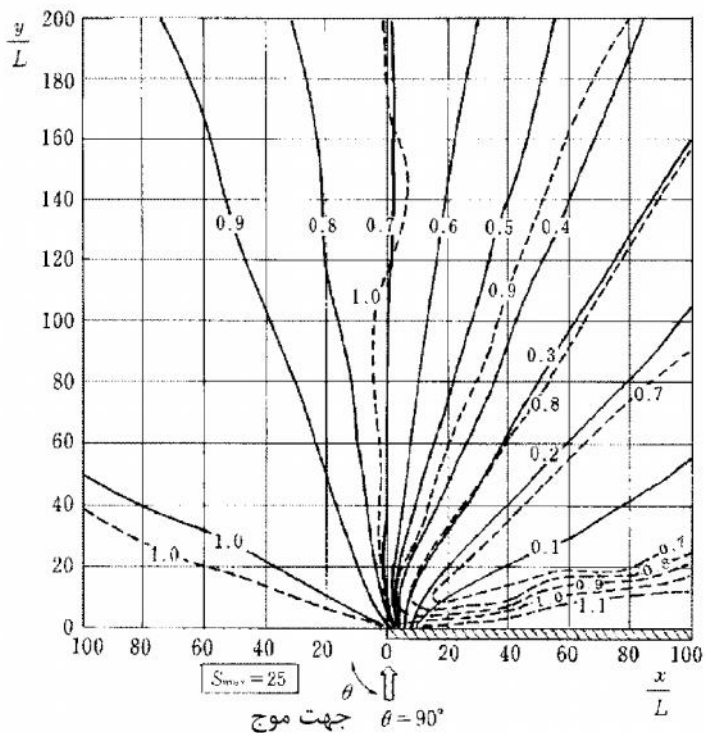
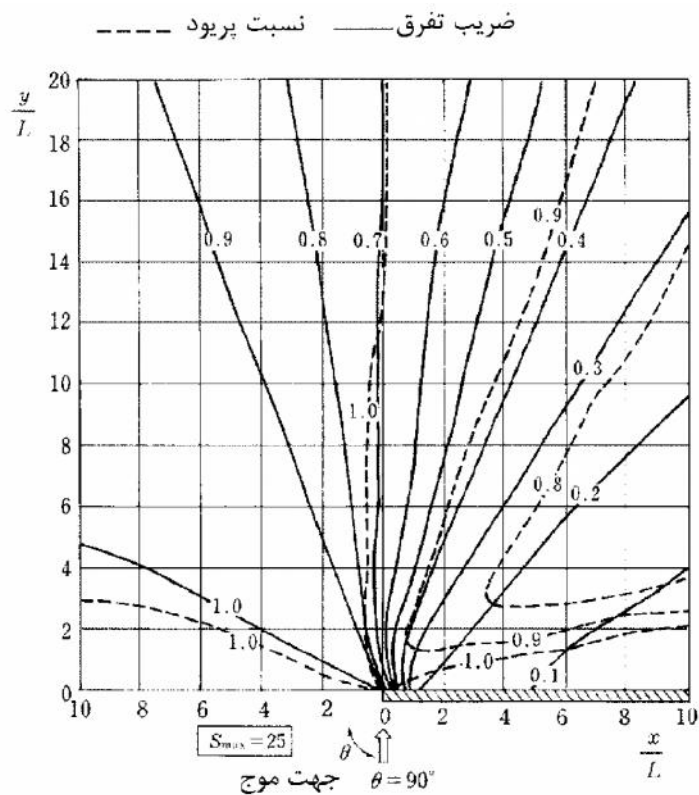
الف) تعیین محور موج تفرق یافته

وقتی‌که امواج به‌طور مایل به موج‌شکنی که دارای یک بازشو است برخورد می‌کنند، جهت ' جهت ' محور امواج تفرق یافته (شکل (۲-۳۰)) تغییر اندکی نسبت به جهت برخوردی پیدا می‌کند. جداول (۲-۱۳-الف تا پ) جهت محور امواج تفرق یافته را به‌شکل تابعی از نسبت دهانه B/L و زاویه برخورد نشان می‌دهد. این جداول برای به‌دست آوردن جهت ' محور تفرق امواج تفرق یافته استفاده شده و سپس نسبت مجازی دهانه B'/L متناظر با ' از رابطه (۴-۵۶) به‌دست می‌آید:

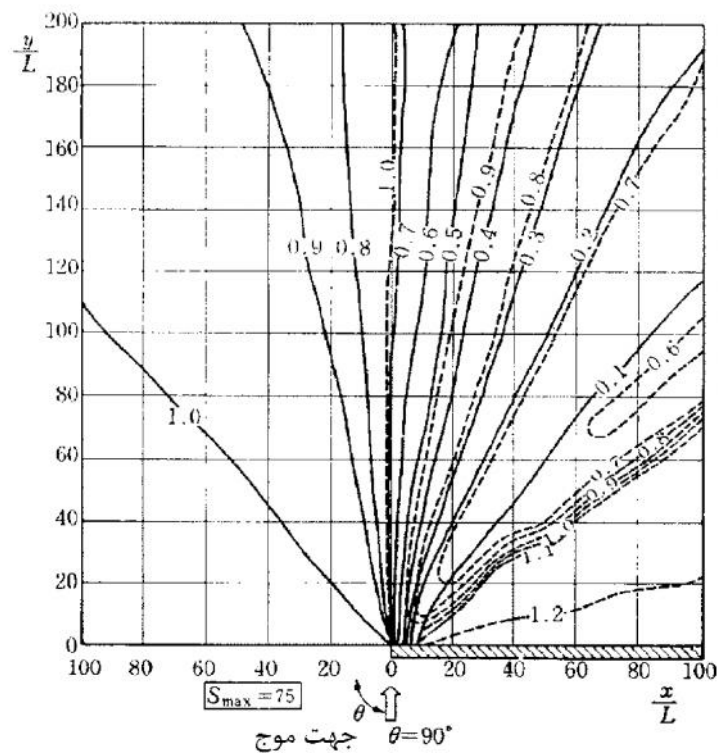
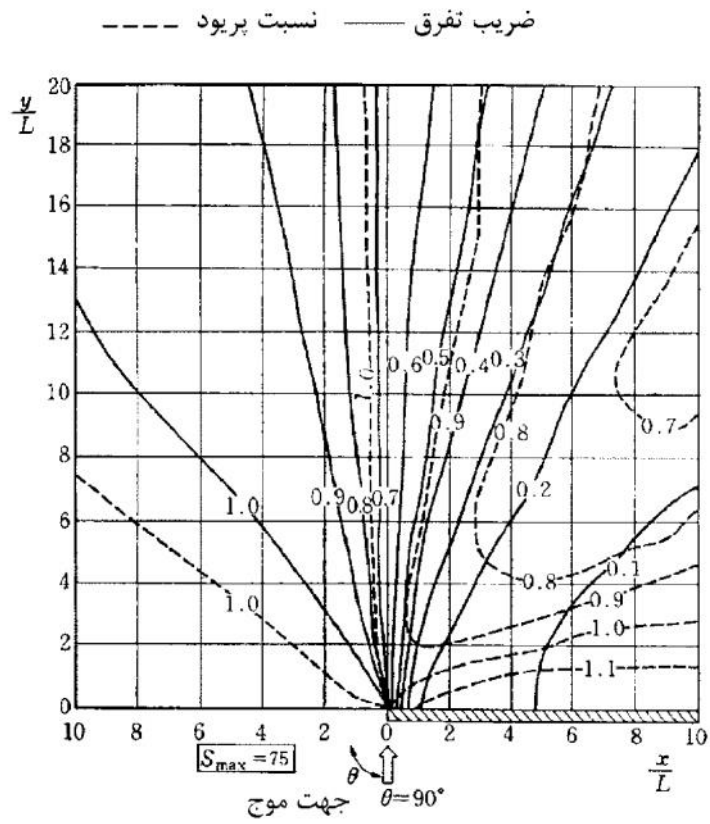
$$B'/L = (B/L) \sin \theta \quad (۵۶-۴)$$



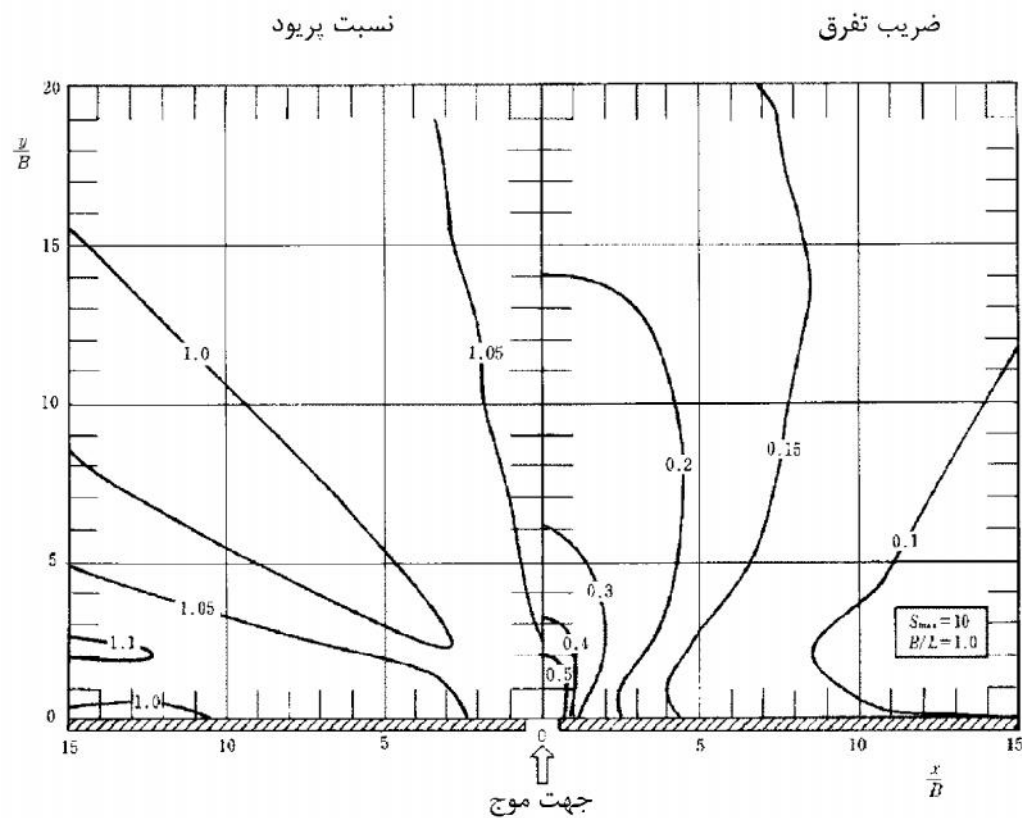
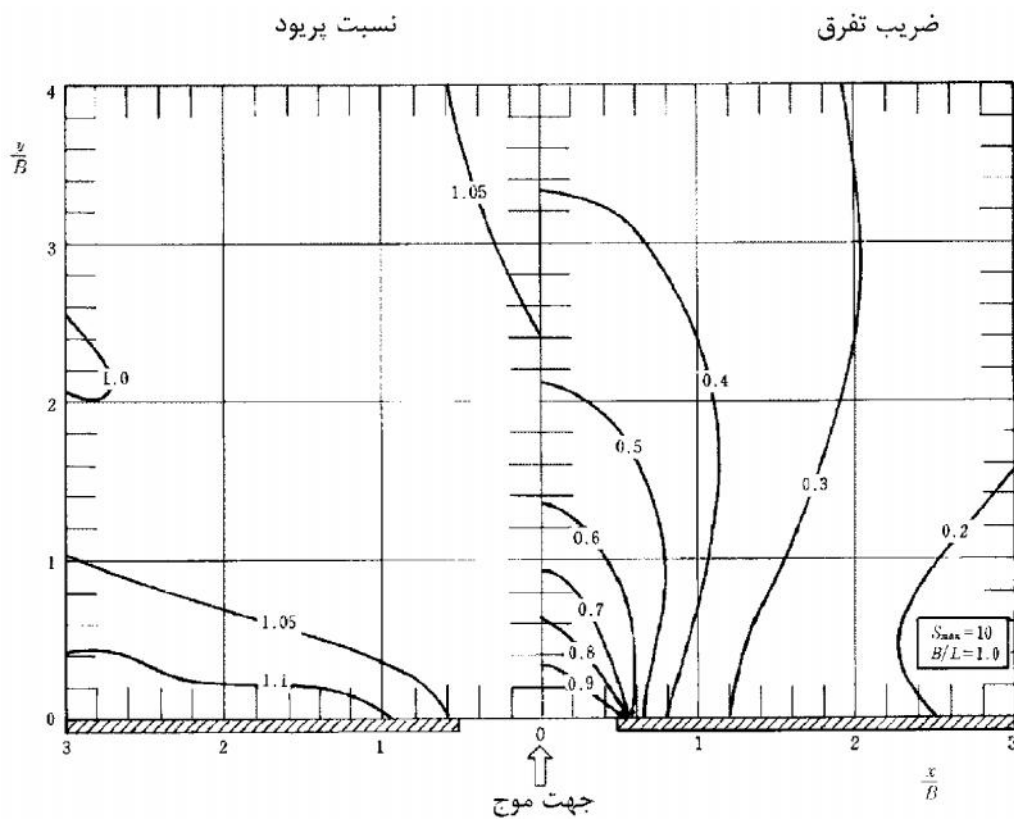
شکل ۲-۲۸ الف- نمودار تفرق موج شکن‌های نیمه‌بینهایت ($\theta = 90^\circ$) و $S_{max} = 10$



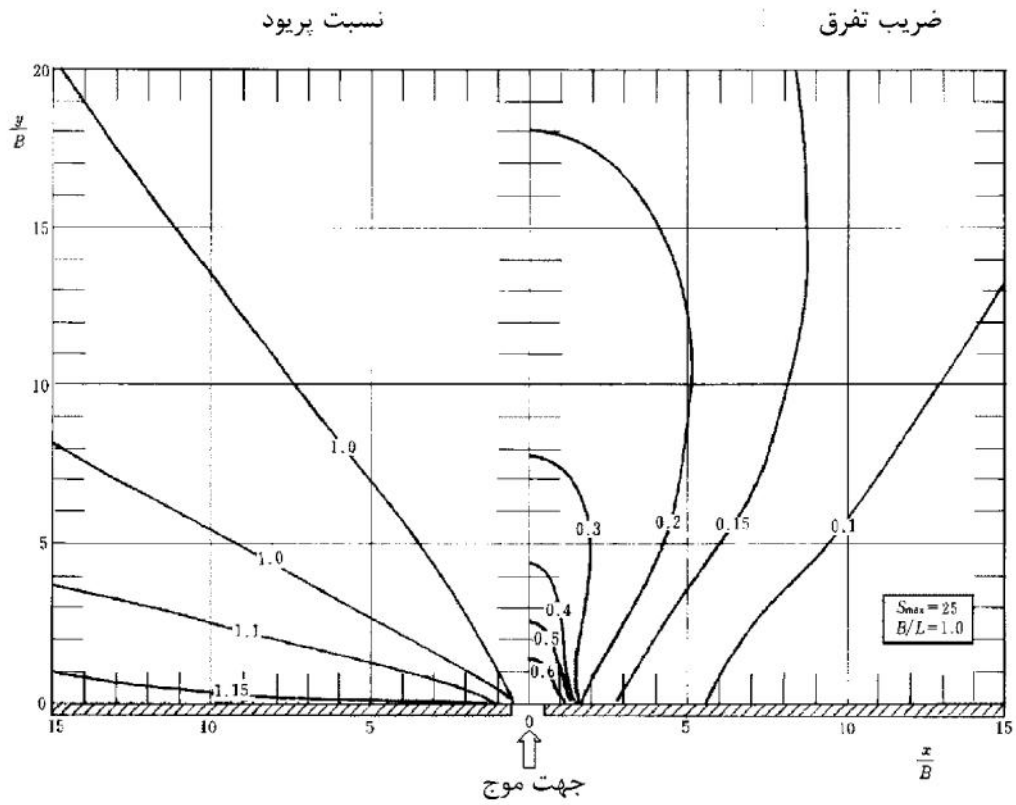
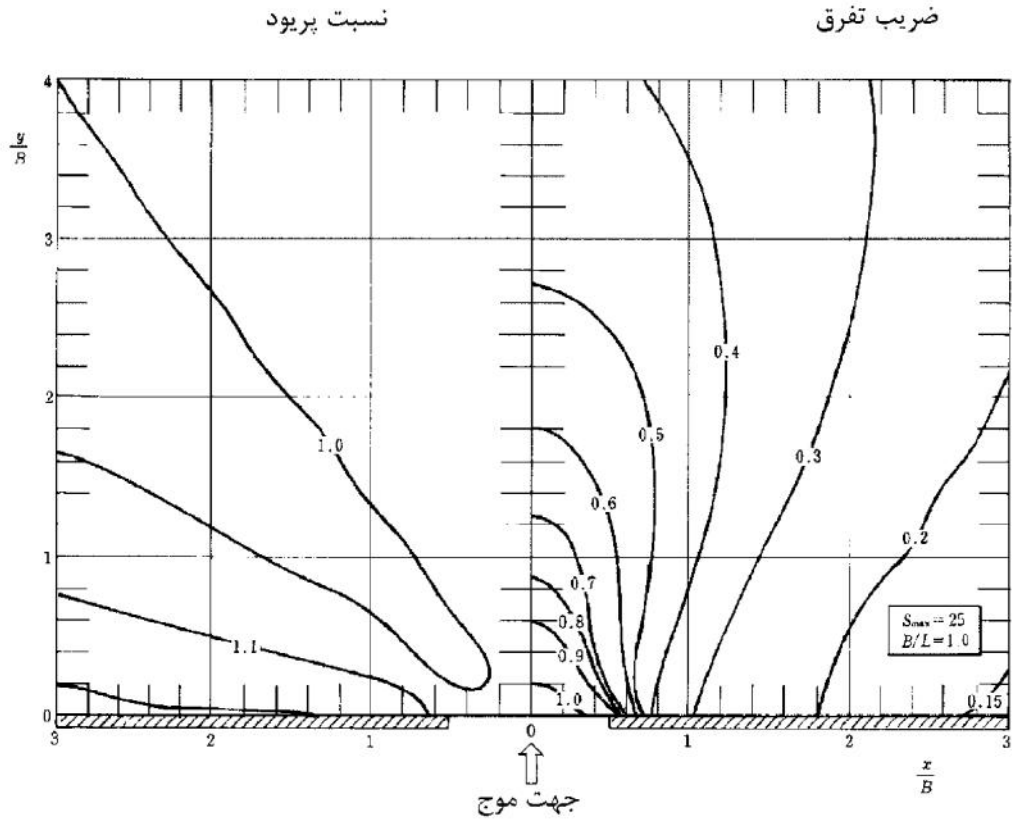
شکل ۲-۲۸-ب- نمودار تفرق موج شکن‌های نیمه بینهایت ($\theta = 90^\circ$) و $S_{max} = 25$



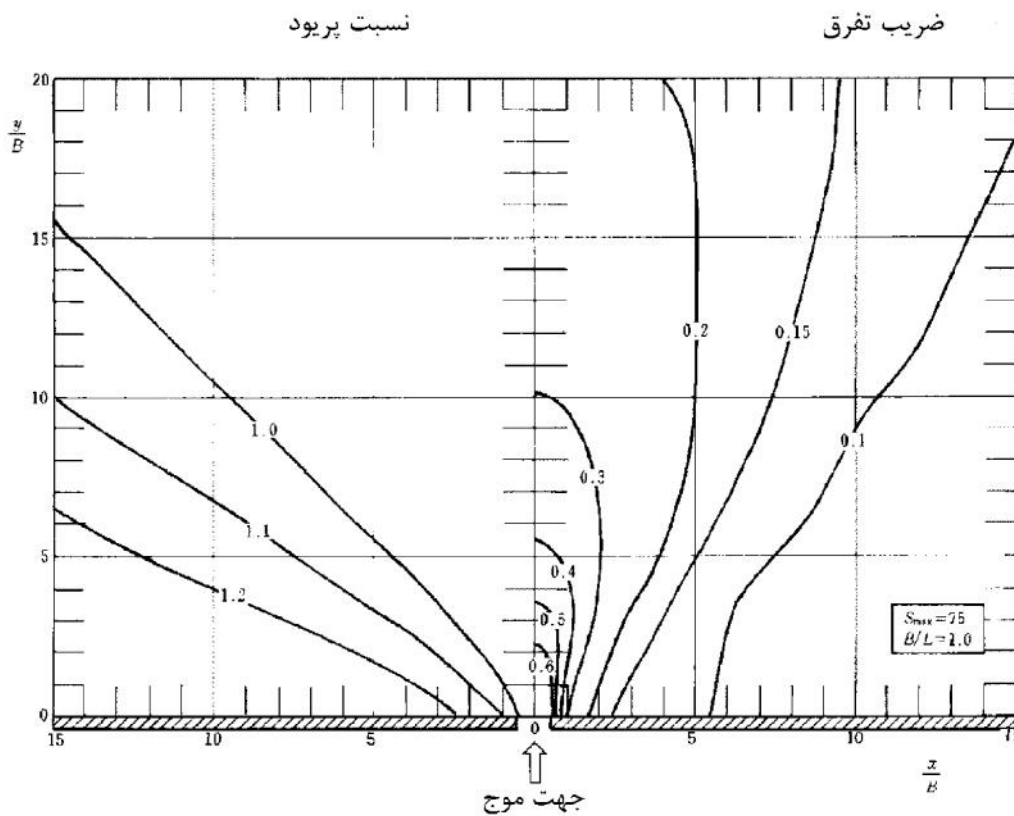
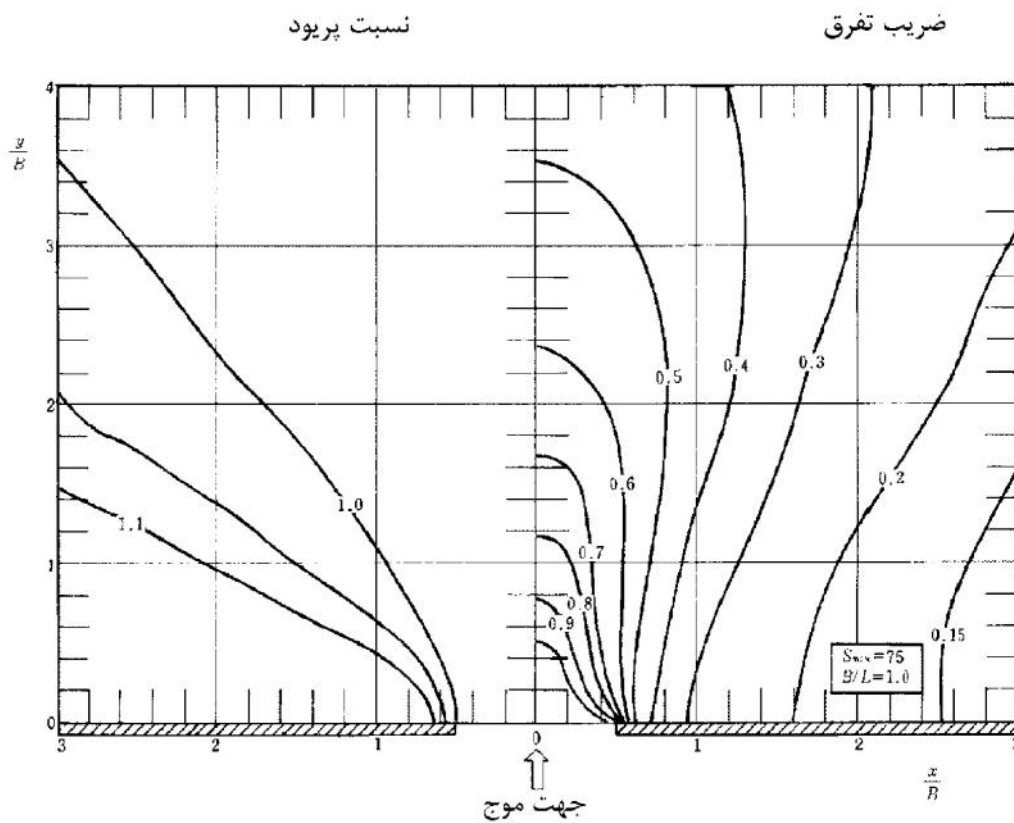
شکل ۲-۲۸ پ- نمودار تفرق موج شکن‌های نیمه‌بینهایت ($\theta = 90^\circ$) و $S_{max} = 75$



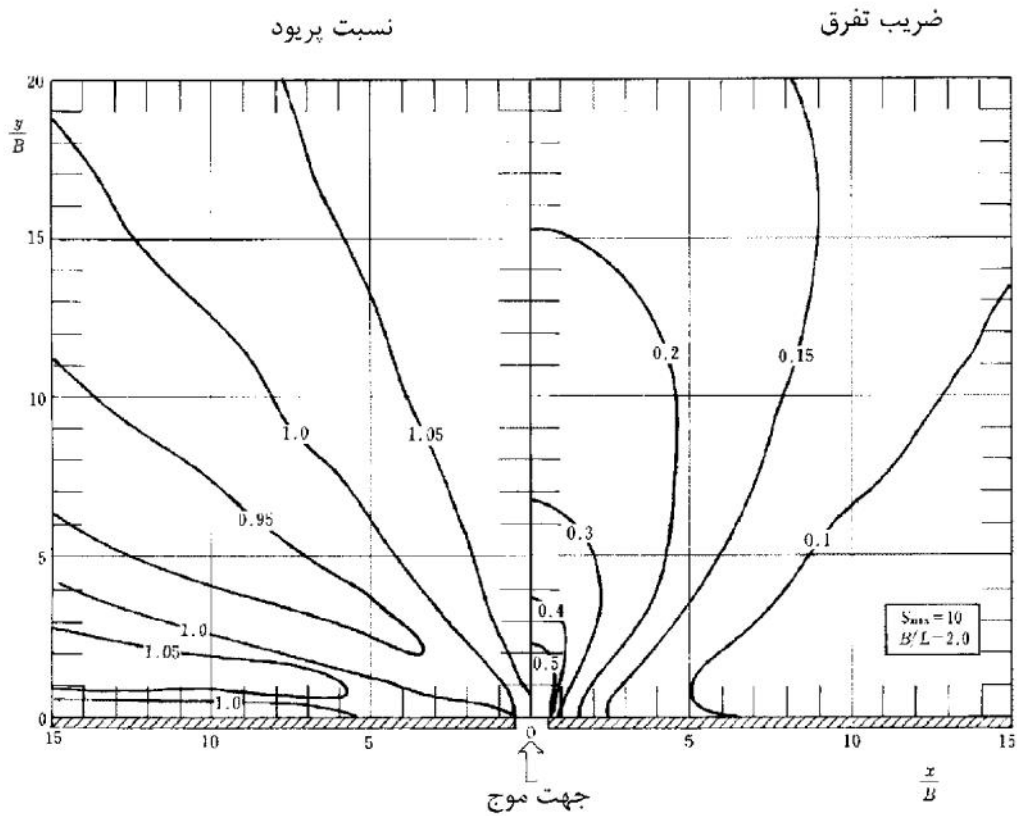
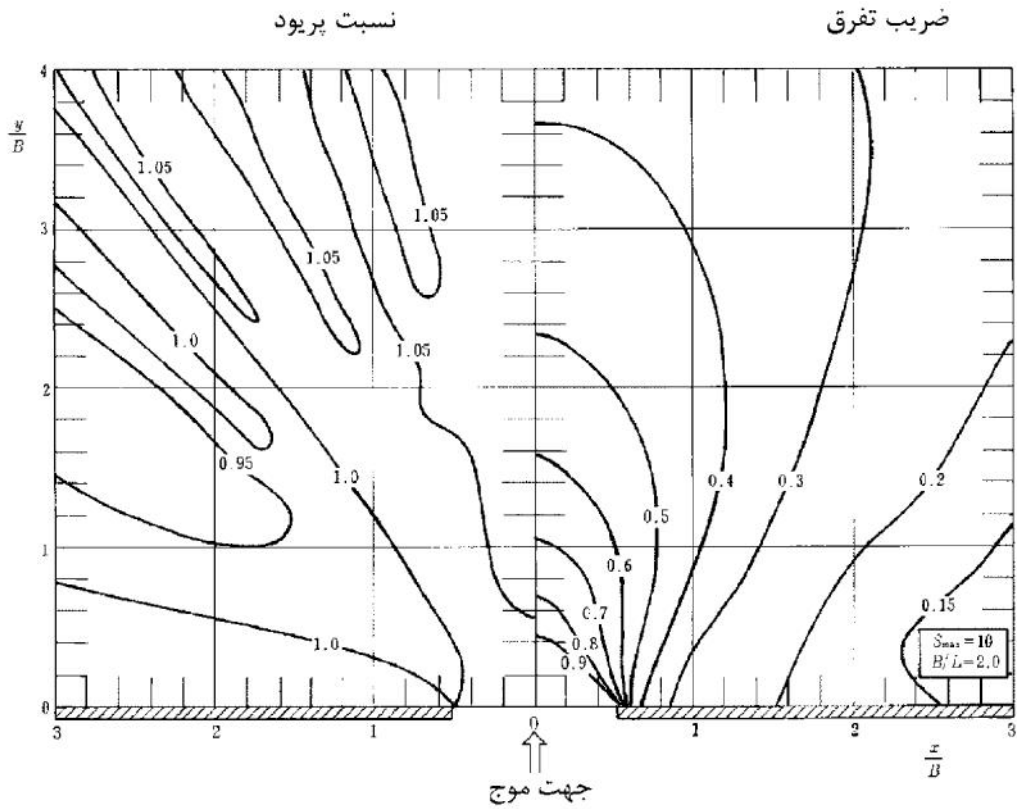
شکل ۲- ۲۹- الف - نمودار تفرق موج شکن‌های دارای یک باز شو ($B/L = 1$) و $S_{max}=10$



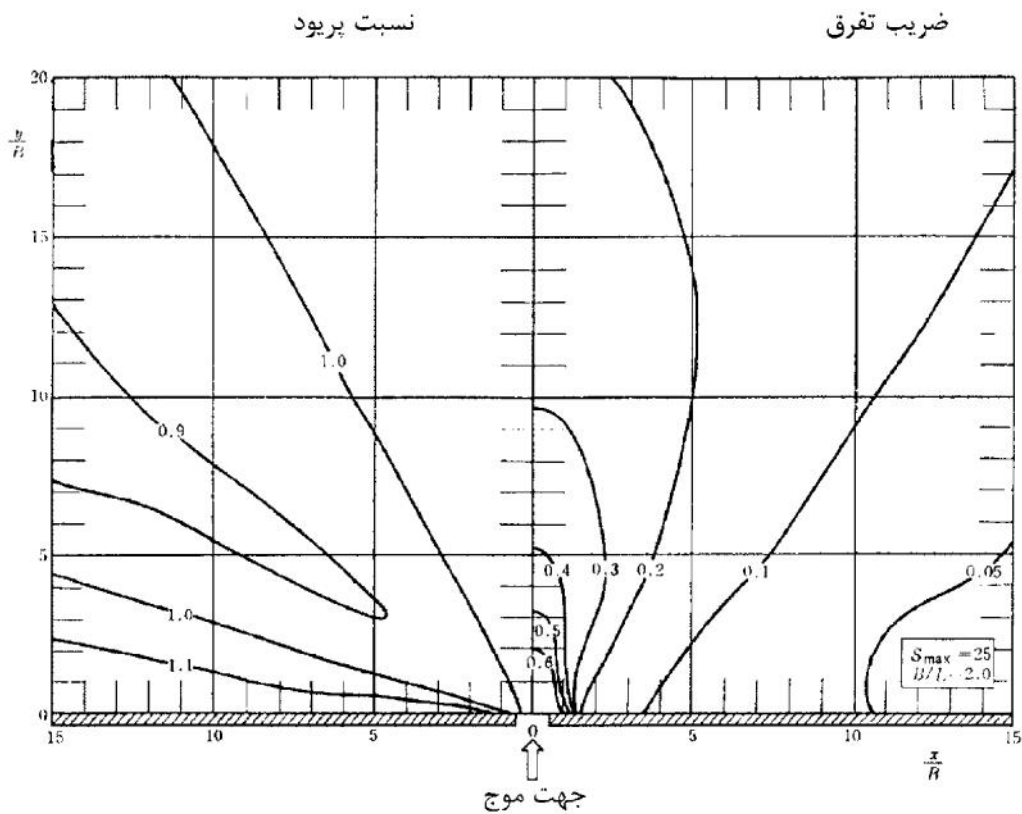
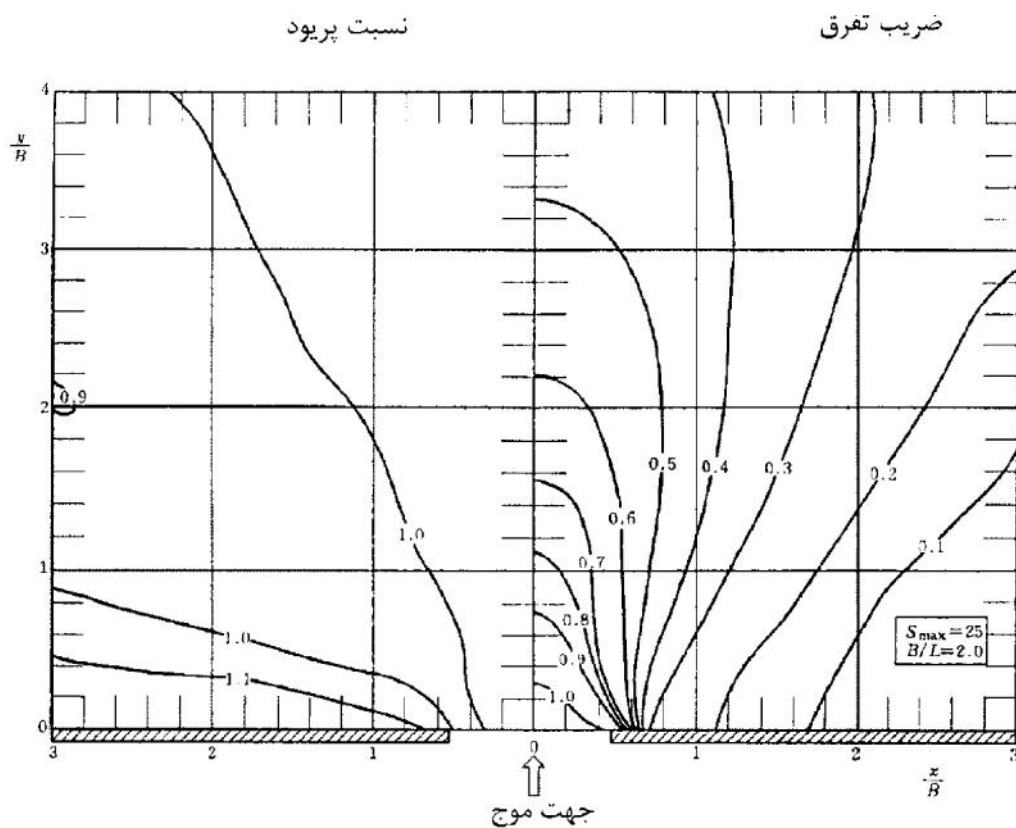
شکل ۲-۲۹-ب- نمودار تفرق موج شکن‌های دارای یک باز شو ($B/L = 1$) و $S_{max}=25$



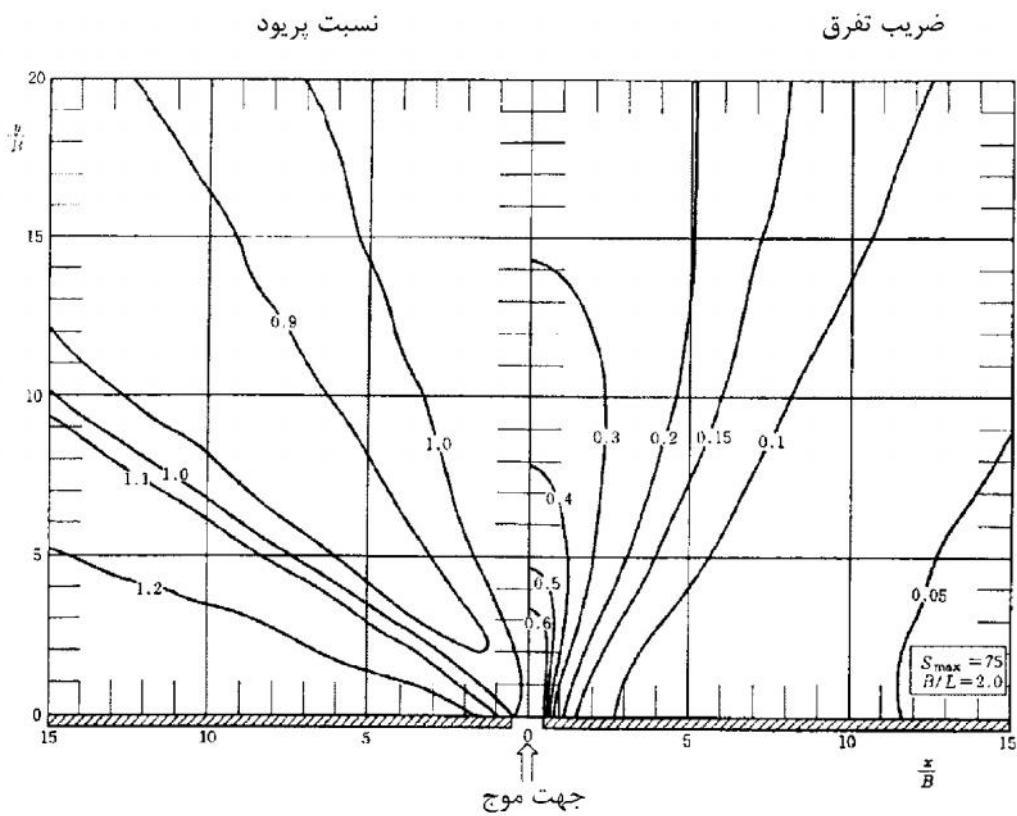
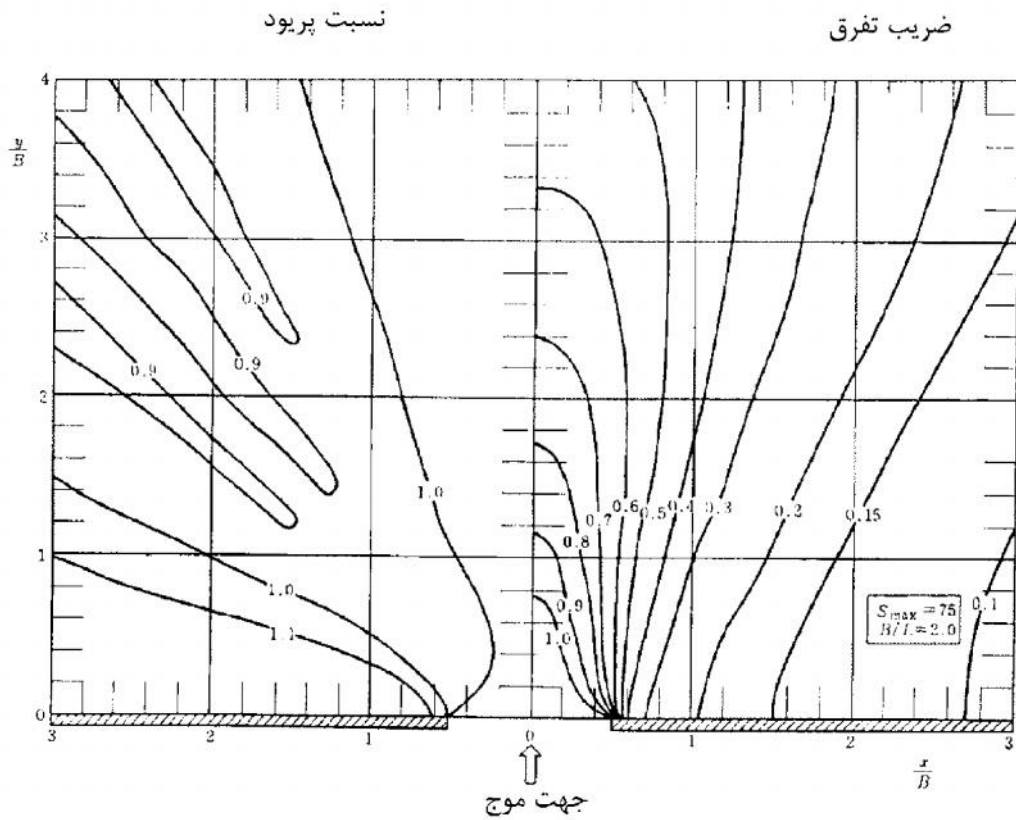
شکل ۲-۲۹- پ- نمودار تفرق موج شکن‌های دارای یک باز شو ($B/L = 1$) و $S_{max}=75$



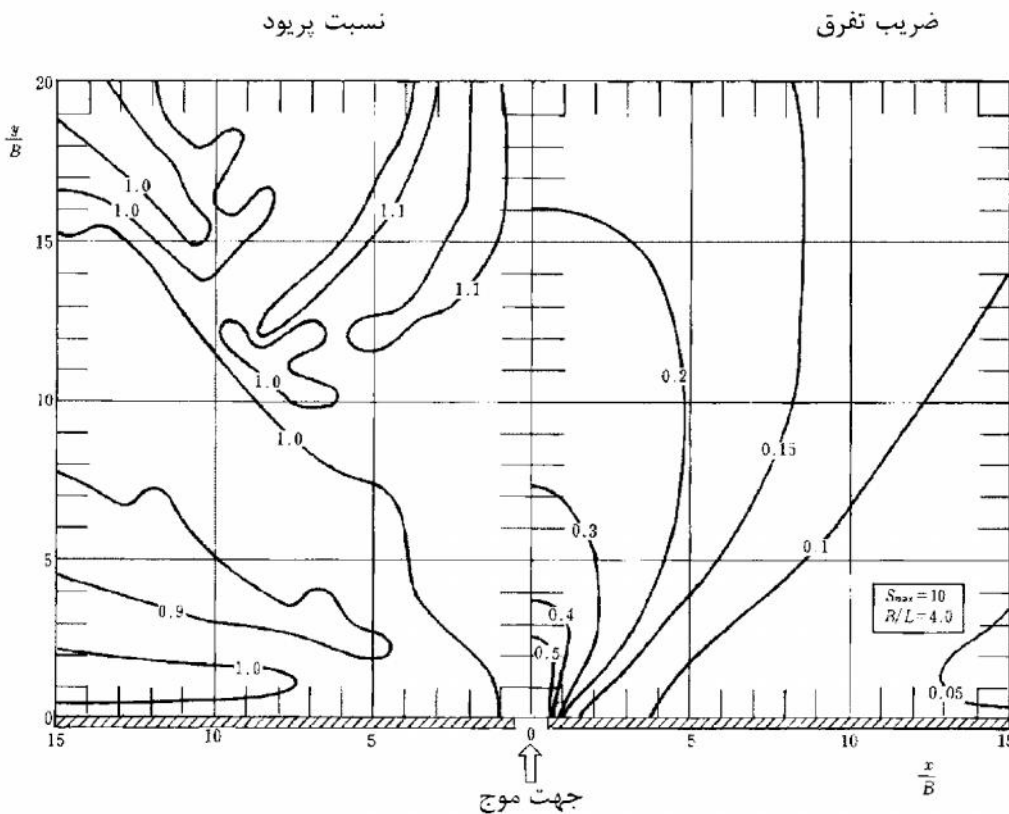
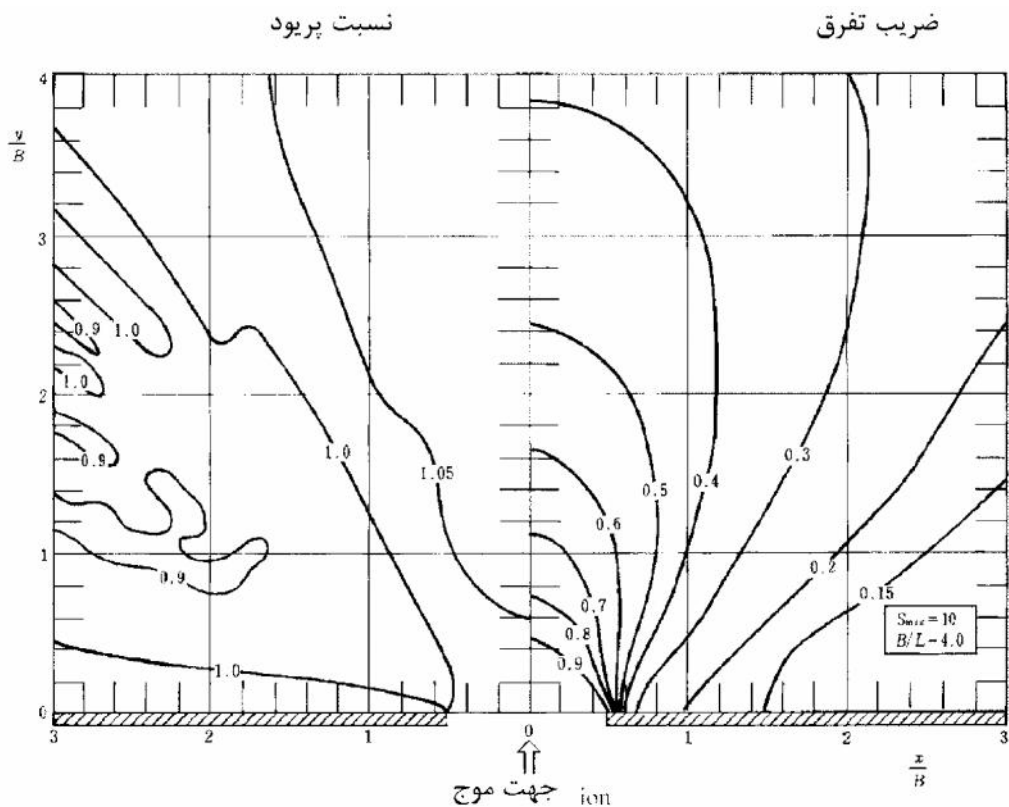
شکل ۲-۲۹-ت- نمودار تفرق موج شکن‌های دارای یک باز شو ($B/L = 2$) و $S_{max} = 10$



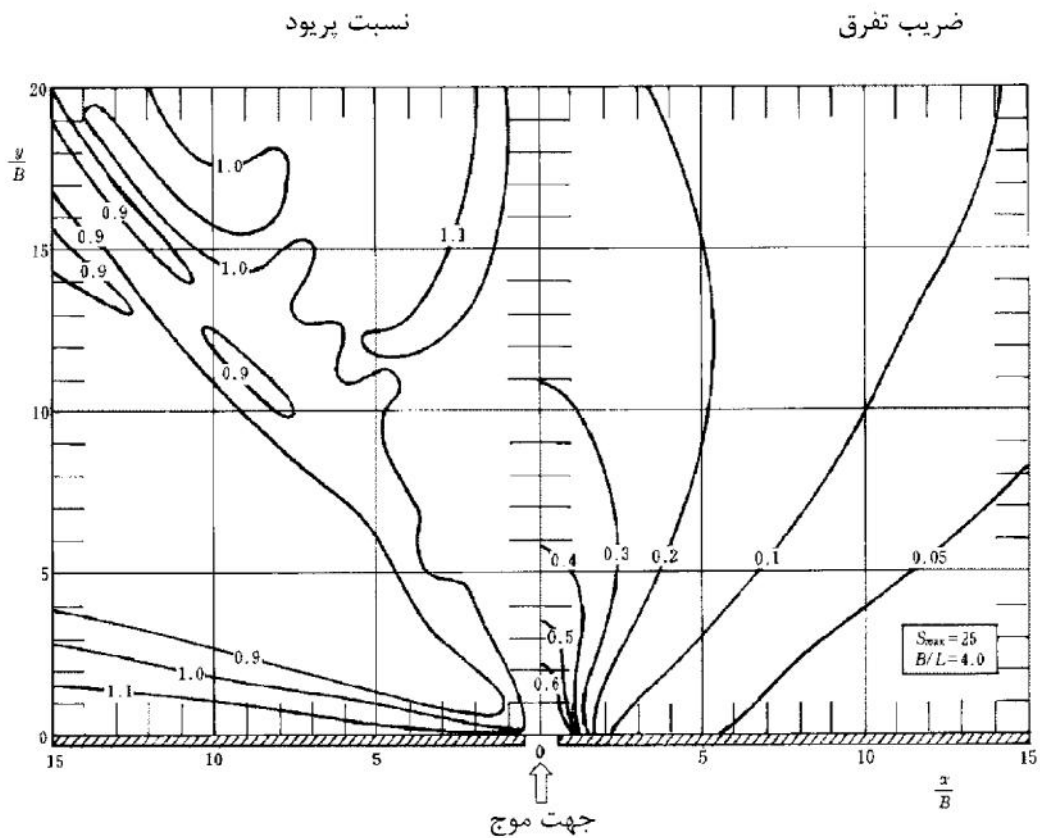
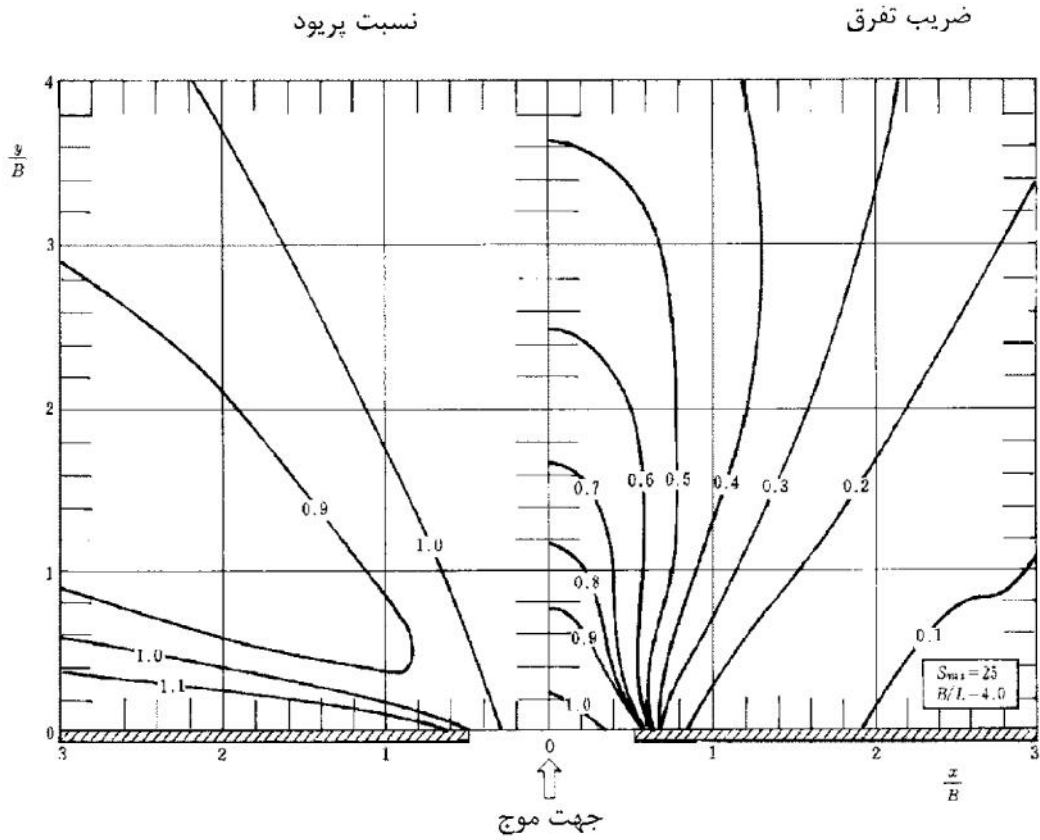
شکل ۲-۲۹-ث- نمودار تفرق موج شکن‌های دارای یک باز شو (B/L = 2) و Smax=25



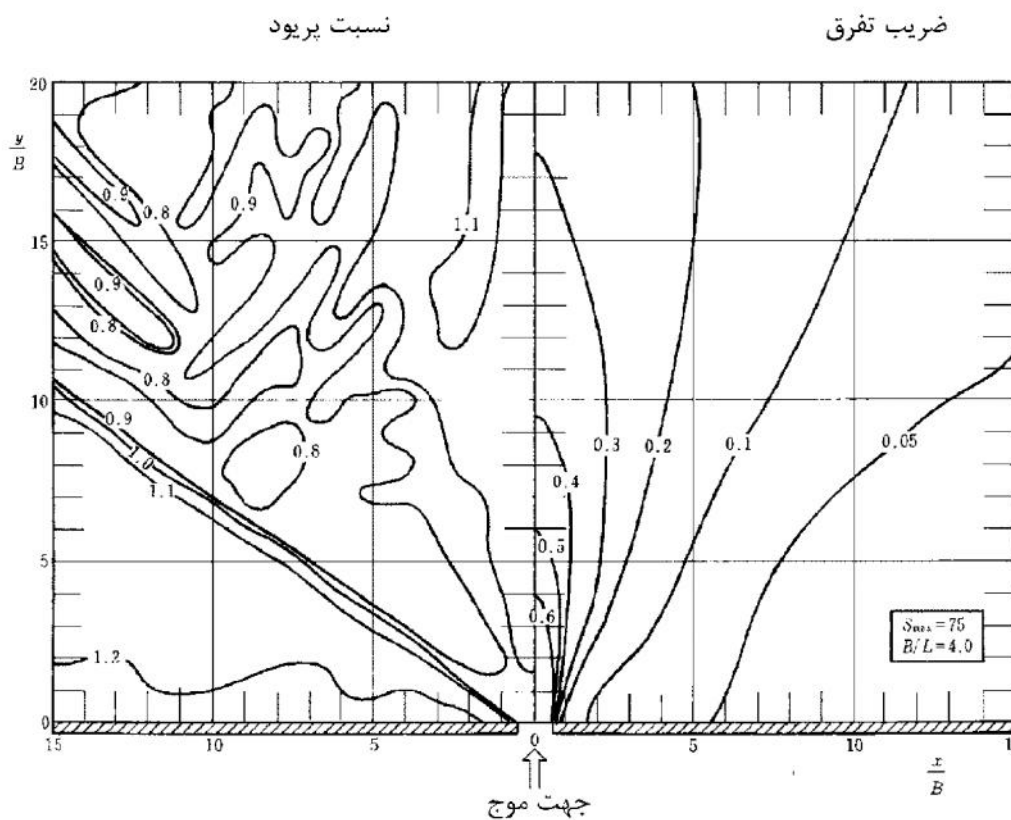
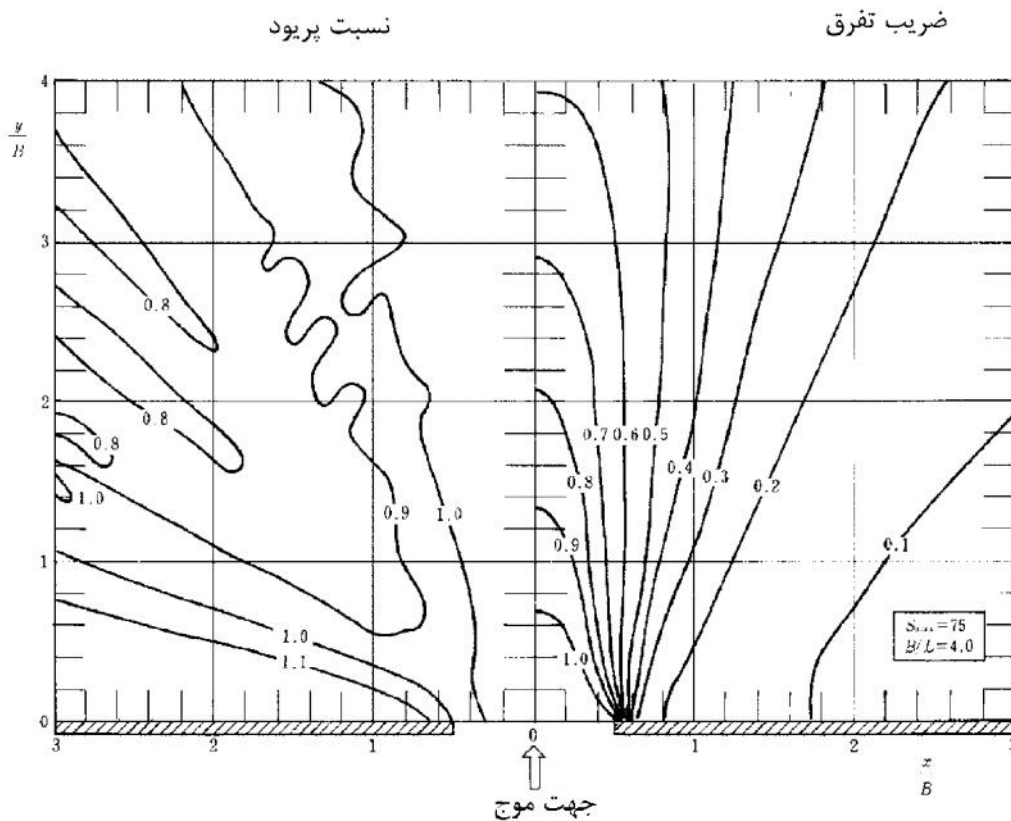
شکل ۲-۲۹-ج- نمودار تفرق موج شکن‌های دارای یک باز شو (B/L = 2) و S_{max}=75



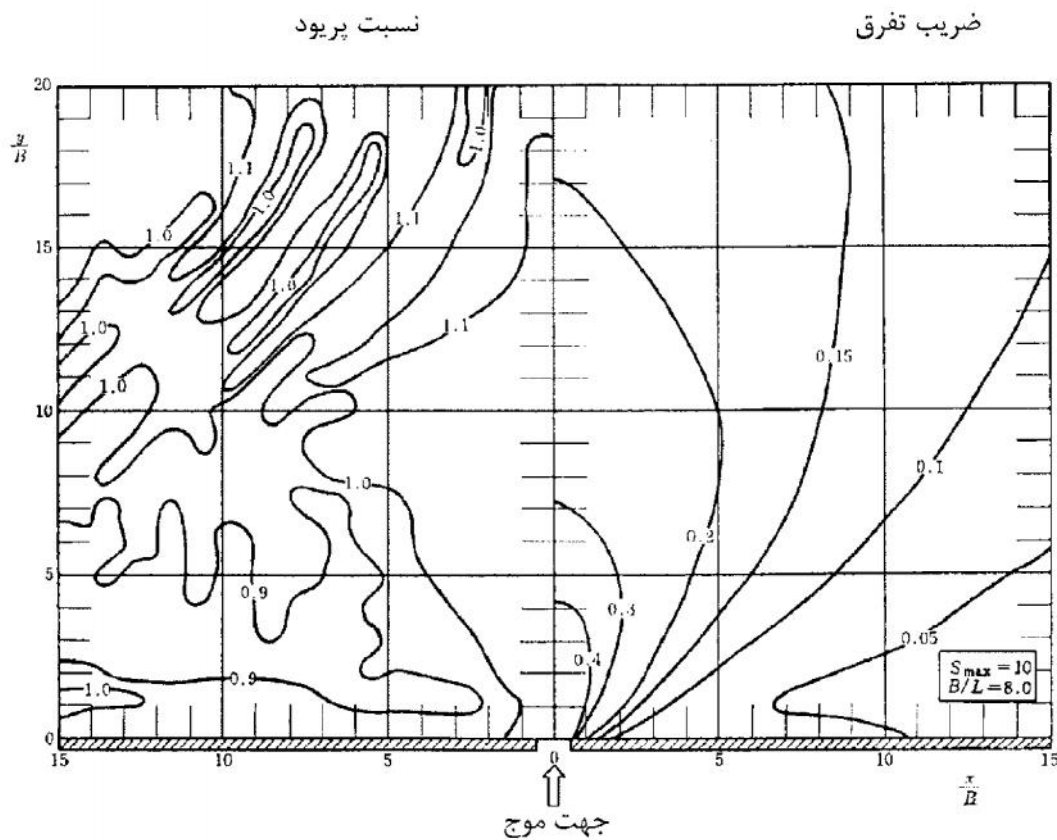
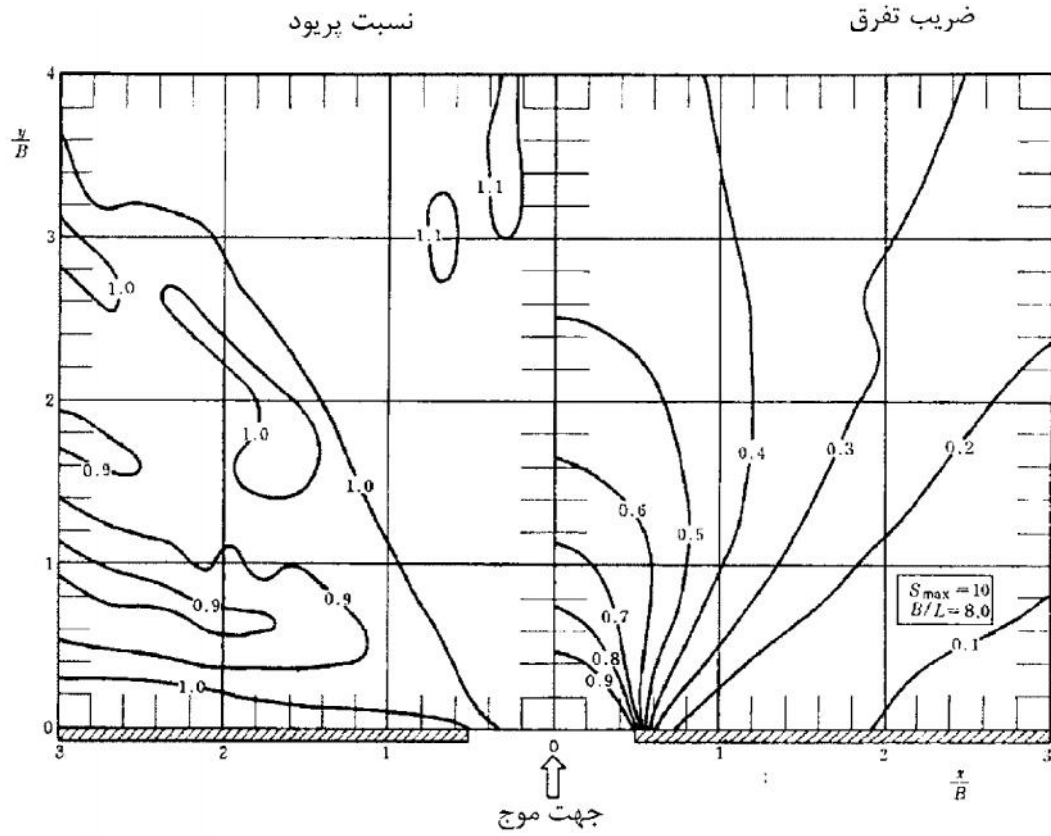
شکل ۲-۲۹-چ- نمودار تفرق موج شکن‌های دارای یک باز شو ($B/L = 4$) و $S_{max}=10$



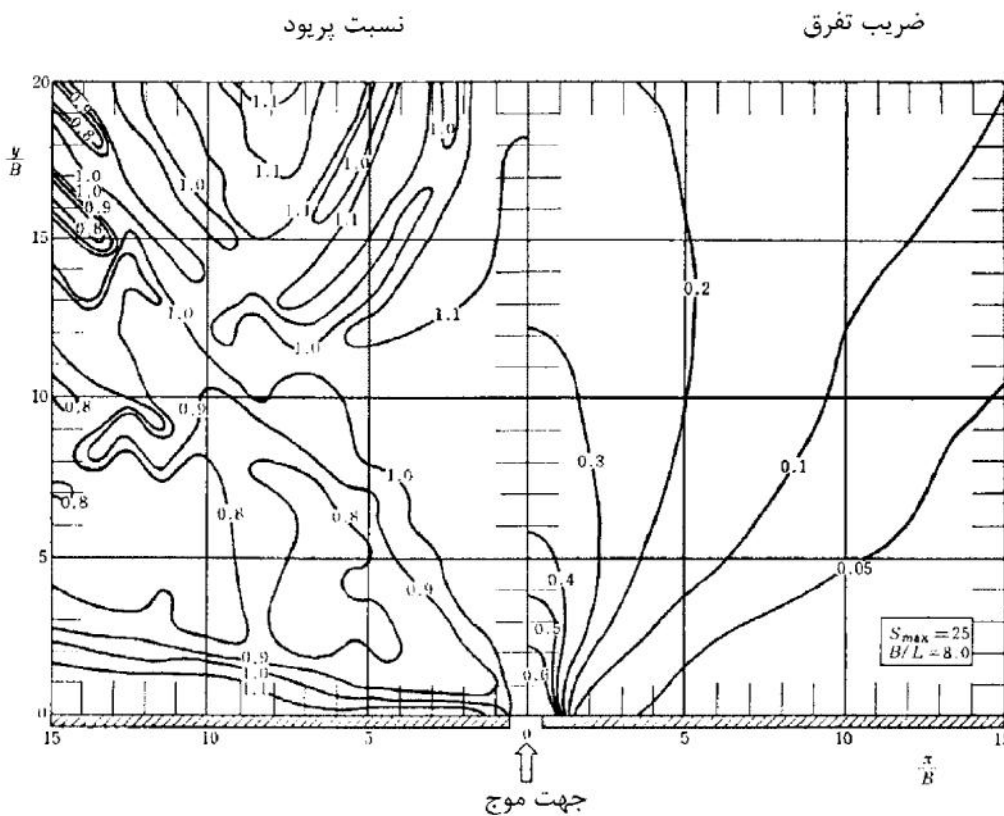
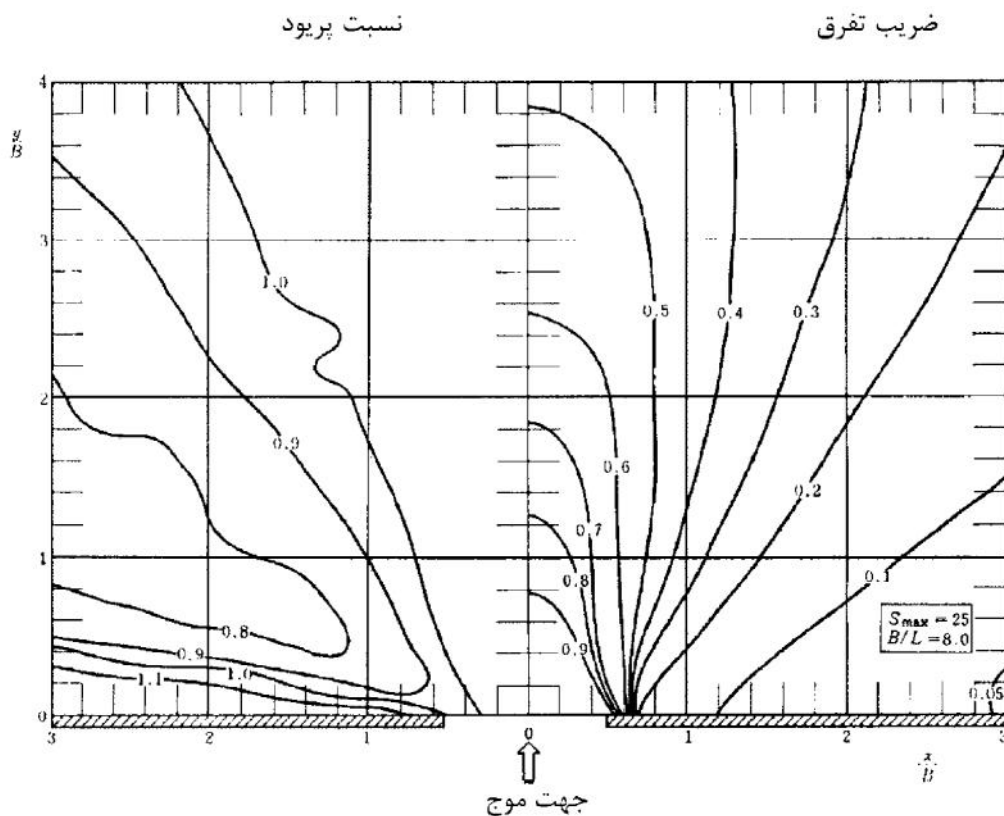
شکل ۲-۲۹-ح- نمودار تفرق موج شکن‌های دارای یک باز شو (B/L = 4) و Smax=25



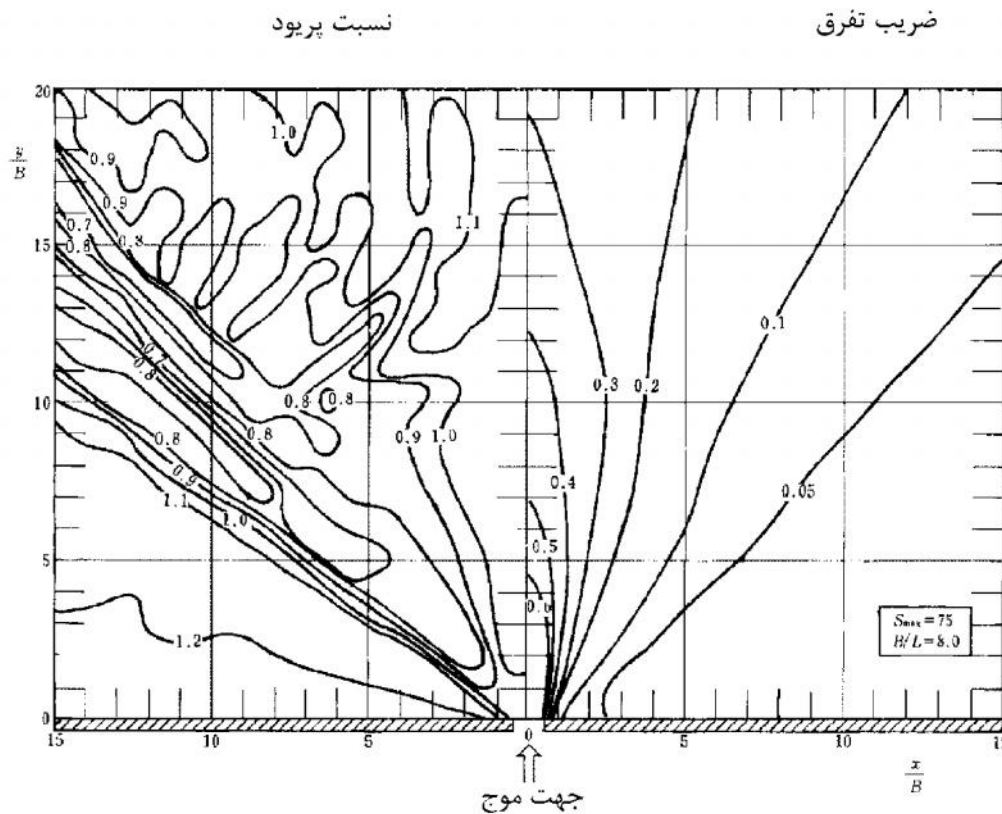
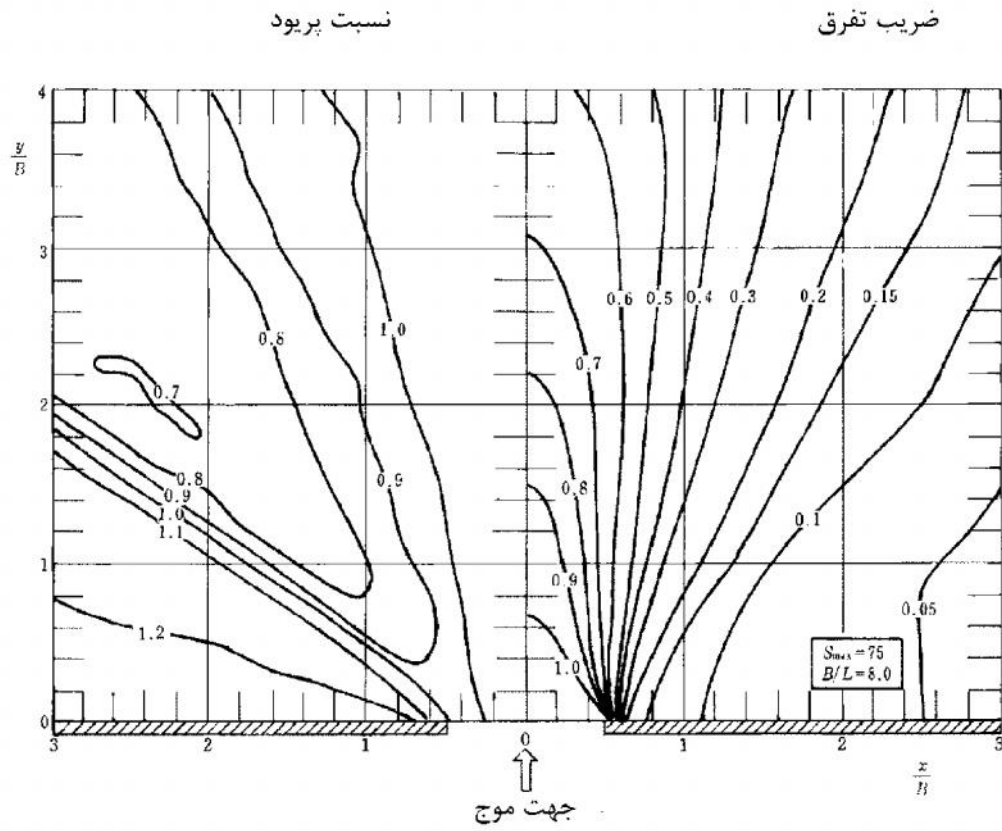
شکل ۲-۲۹-خ- نمودار تفرق موج‌شکن‌های دارای یک بازشو ($B/L = 4$) و $S_{max}=75$



شکل ۲-۲۹-د- نمودار تفرق موج‌شکن‌های دارای یک باز شو ($B/L = 8$) و $S_{max}=10$



شکل ۲-۲۹-ذ- نمودار تفرق موج شکن‌های دارای یک باز شو (B/L = 8) و Smax=25



شکل ۲-۲۹-ر- نمودار تفرق موج شکن‌های دارای یک باز شو ($B/L = 8$) و $S_{max}=75$

جدول ۲-۱۴- زاویه محور موج تفرق یافته "

$S_{max}=10$ (الف)

زاویه بین موج شکن و جهت تابش موج "				B/L
۶۰°	۴۵°	۳۰°	۱۵°	
(۱۱°) ۷۱°	(۲۰°) ۶۵°	(۲۸°) ۵۸°	(۳۸°) ۵۳°	۱/۰
(۱۰°) ۷۰°	(۱۷°) ۶۲°	(۲۳°) ۵۳°	(۳۱°) ۴۶°	۲/۰
(۱۰°) ۷۰°	(۱۵°) ۶۰°	(۱۹°) ۴۹°	(۲۶°) ۴۱°	۴/۰

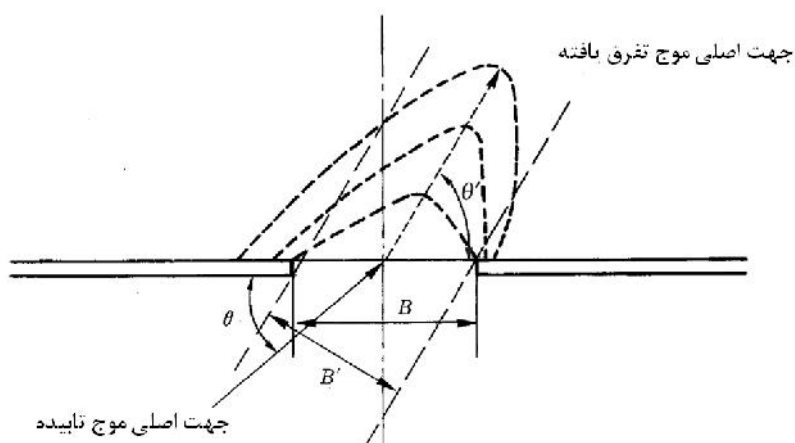
$S_{max}=25$ (ب)

زاویه بین موج شکن و جهت تابش موج "				B/L
۶۰°	۴۵°	۳۰°	۱۵°	
(۱۰°) ۷۰°	(۱۶°) ۶۱°	(۲۲°) ۵۲°	(۳۴°) ۴۹°	۱/۰
(۷°) ۶۷°	(۱۲°) ۵۷°	(۱۷°) ۴۷°	(۲۶°) ۴۱°	۲/۰
(۵°) ۶۵°	(۹°) ۵۴°	(۱۲°) ۴۲°	(۲۱°) ۳۶°	۴/۰

$S_{max}=75$ (پ)

زاویه بین موج شکن و جهت تابش موج "				B/L
۶۰°	۴۵°	۳۰°	۱۵°	
(۶°) ۶۶°	(۱۰°) ۵۵°	(۱۵°) ۴۵°	(۲۶°) ۴۱°	۱/۰
(۴°) ۶۴°	(۷°) ۵۲°	(۱۱°) ۴۱°	(۲۱°) ۳۶°	۲/۰
(۲°) ۶۲°	(۴°) ۴۹°	(۶°) ۳۶°	(۱۵°) ۳۰°	۴/۰

توجه: زاویه داخل پراکنش زاویه انحراف نسبت به زاویه برخوردی می باشد.



شکل ۲-۳۰- دهانه مجازی B' و زاویه محور موج تفرق یافته "

(ب) انطباق یک نمودار تفرق

از بین نمودارهای تفرق برخورد قائم در اشکال (۲-۲۹-الف) تا (۲-۲۹-ر)، نموداری که نسبت دهانه تقریباً برابر با نسبت مجازی دهانه دارد انتخاب و سپس دوران داده می شود تا جهت برخورد با جهت محور امواج تفرق یافته که از جدول

(۲-۱۴) تعیین می‌شود متناظر گردد. آنگاه نمودار تفرق کپی شده و به‌عنوان نمودار تفرق امواج برخوردی مایل به کار می‌رود. در این روش تقریبی خطا در دور تا دور باز شو موج‌شکن حداکثر است و از نظر ضریب تفرق مقدار مطلق بیشترین خطا ممکن است در حدود ۰/۱ باشد.

(۳) روش تعیین ضریب تفرق در یک بندرگاه

ضریب تفرق در داخل شکل پیچیده‌ای از لنگرگاه عموماً از طریق محاسبات عددی با کامپیوتر تخمین زده می‌شود. روش‌های محاسبه تفرق شامل روش Takayama که به ترکیب خطی جواب‌های تحلیلی موج‌شکن‌های جدا مربوط می‌شود و روش‌های محاسباتی با استفاده از توابع Green می‌شوند.

(۴) روش گسترده‌گی جهت‌دار

وقتی که طول جزیره یا عرض ورودی یک خلیج حداقل ۱۰ برابر طول موج برخوردی باشد، تفاوت زیادی بین ارتفاع موج تخمینی با محاسبه مستقیم تفرق و تخمین با استفاده از مقدار انرژی موج جهت‌دار که مستقیماً به نقطه موردنظر در پشت جزیره یا داخل خلیج می‌رسد وجود ندارد و روش دوم روش گسترده‌گی جهت‌دار نامیده می‌شود. با این وجود اگر نقطه موردنظر درست در پشت یک جزیره یا دماغه قرار داشته باشد، اثرات امواج تفرق یافته بزرگ خواهد بود و بنابراین روش گسترده‌گی جهت‌دار را نمی‌توان به کار برد.

(۵) مطالعات با استفاده از آزمایش‌های مدل هیدرولیکی

به‌دلیل توسعه وسایل مولدهای امواج تصادفی چندجهته، امروزه ایجاد امواجی دارای گسترده‌گی جهت‌دار در آزمایشگاه میسر شده و آزمایش‌های تفرق را می‌توان در آزمایشگاه انجام داد. درحین اجرای یک مدل آزمایشگاهی، بازشویی در مدل لنگرگاه در ناحیه موثر تولید موج قرارداده شده و ارتفاع موج در نقاط مختلفی در داخل لنگرگاه همزمان اندازه‌گیری می‌شود. ضریب تفرق از تقسیم ارتفاع موج مشخصه در لنگرگاه به ارتفاع موج مشخصه در ورودی لنگرگاه با میانگین‌گیری در حداقل دو نقطه مشاهداتی به دست می‌آید.

۴-۵-۳-۲- ترکیب تفرق و انکسار

زمانی که محاسبات تفرق امواج در آبهایی که عمق آب تغییر زیادی دارد انجام می‌شود، انکسار موج نیز باید مدنظر قرار گیرد.

تفسیر

(۱) هنگامی که عمق آب در داخل یک لنگرگاه به‌دلیل لایروبی تقریباً یکنواخت باشد (این وضعیت اغلب در لنگرگاه‌های بزرگ وجود دارد)، انکسار موج بعد از تفرق قابل صرف‌نظر می‌باشد. در این حالت برای تعیین ارتفاع موج داخل لنگرگاه مقبول است که ابتدا محاسبات فقط با در نظر گرفتن انکسار و شکست از نقطه پیش‌یابی موج آب عمیق به ورودی لنگرگاه انجام شود. سپس با استفاده از ارتفاع موج برخوردی برابر با ارتفاع موج محاسبه شده در ورودی لنگرگاه، محاسبه تفرق برای نواحی داخل بندرگاه انجام گیرد. در این حالت ارتفاع موج در نقطه موردنظر در داخل لنگرگاه با رابطه (۴-۵۷) بیان می‌شود:

$$H = K_d K_r K_s H_0 \quad (۴-۵۷)$$

که در آن:

K_d : ضریب تفرق در نقطه موردنظر در داخل لنگرگاه

K_r : ضریب انکسار در ورودی لنگرگاه

K_s : ضریب خزش در ورودی لنگرگاه (۴-۵-۵- خزش موج)

H_0 : ارتفاع موج آب عمیق

روش رابطه تعادل انرژی یا روش رابطه تعادل انرژی توسعه یافته که در آن جمله‌ای برای نشان دادن اتلاف ناشی از شکست موج اضافه شده است برای محاسبه انکسار در دریای آزاد مناسب است. روش محاسبه آرامش لنگرگاه Takayama، که در آن راه‌حل‌های تفرق برای موج‌شکن‌های مجزا به‌منظور تعیین تغییر ارتفاع موج امواج نامنظم در داخل لنگرگاه در اثر تفرق و انعکاس ترکیب می‌شوند را به‌شرط اینکه تغییرات پیچیده توپوگرافی در داخل لنگرگاه وجود نداشته باشد می‌توان برای محاسبه تفرق برای نواحی داخل لنگرگاه به‌کار برد.

(۲) هنگامی که تغییرات زیادی در عمق آب حتی در محلی که توسط موج‌شکن جدا شده وجود داشته باشد (این حالت غالباً در لنگرگاه‌ها و نواحی ساحلی نسبتاً کوچک دیده می‌شود و یا وضعیتی که قسمتی از حوضچه بندر، که مربوط به توسعه‌های آتی است، لایروبی نشده باشد)، ضروری است که تفرق و انکسار بطور همزمان در داخل لنگرگاه در نظر گرفته شوند. با چشم‌پوشی از انعکاس موج در بررسی تغییر تقریبی ارتفاع موج، می‌توان محاسبات انکسار و تفرق را جداگانه انجام داده و سپس تغییر در ارتفاع موج را با ضرب ضرایب به‌دست آمده از انکسار و تفرق تخمین زد. روش‌های محاسباتی که اجازه در نظر گرفتن همزمان انکسار و تفرق را در امواج نامنظم می‌دهد شامل روشی است که از روابط موج نامنظم شیب ملایم وابسته به زمان استفاده می‌کند که در آن رابطه بوسینسک با استفاده از روش اجزاء محدود و روش کوپل چندمولفه ای Nadaoka و همکاران حل می‌شود. مطالعاتی نیز وجود دارد که دیگر روش‌های محاسباتی در آنها توضیح داده شده‌اند.

۴-۵-۴- انعکاس موج

۴-۵-۴-۱- کلیات

در طراحی تاسیسات بندر و لنگرگاه، باید بررسی‌هایی در زمینه اثرات امواج منعکس شده از سازه‌های مجاور به تاسیسات موردنظر و همچنین اثرات امواج منعکس شده از تاسیسات موردنظر به نواحی مجاور انجام گیرد.

تفسیر

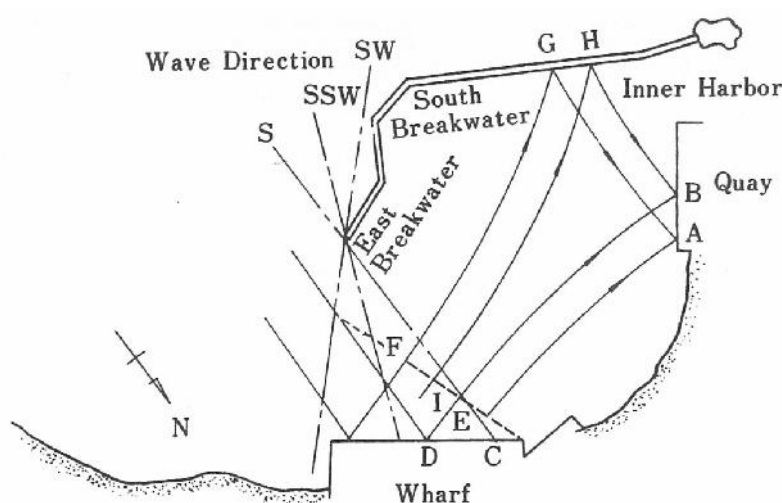
توجه به این نکته ضروری است که امواج منعکس شده از تاسیسات بندر و لنگرگاه می‌تواند تاثیر زیادی بر ناوبری کشتی‌ها و تخلیه و بارگیری کالا داشته باشند. برای مثال امواج منعکس شده از موج‌شکن‌های قائم می‌تواند سبب تلاطم در کانال‌های ناوبری شود و انعکاس مضاعف امواج از دیواره‌های ساحلی می‌تواند به ناآرامی در داخل لنگرگاه‌ها منجر شود. در همین رابطه باید از طرح جانمایی اجزای بندر به‌گونه‌ای که دیواره‌ها گوشه‌هایی با زاویه تند ایجاد کنند و یا دیواره‌های قائم دارای ضریب انعکاس نزدیک به یک در روبروی هم قرار گیرند پرهیز کرد. شکل (۲-۳۱) پلان بندری را نشان می‌دهد که به‌دلیل الگوی جانمایی سازه‌های سخت

(اسکله‌ها و موج‌شکن قائم)، بخشی از امواج ورودی که از جهات معینی به بندر می‌رسند در داخل حوضچه بندر چند بار انعکاس یافته و ناآرامی حوضچه را موجب می‌شوند.

نکات فنی

(۱) ترکیب امواج منعکس شده و امواج برخوردی

وقتی که امواج برخوردی و امواج انعکاس یافته از تعدادی مرزهای انعکاسی همزمان وجود داشته باشد (یک قطار موج از امواج برخوردی و امواج انعکاسی از مرزهای انعکاسی را «گروه‌های موج» می‌نامند) ارتفاع موج مشخصه H_s از رابطه (۴-۵۸) قابل محاسبه است.



شکل ۲-۳۱- نمونه‌ای از ناآرامی حوضچه بندر بر اثر امواج انعکاس یافته از سازه‌های سخت (Osaki, 1965)

$$H_s = \sqrt{H_1^2 + H_2^2 + \dots + H_n^2} \quad (۴-۵۸)$$

که در آن:

H_s ارتفاع موج مشخصه وقتی که همه گروه‌های موج با هم در نظر گرفته می‌شوند

H_1, H_2, \dots, H_n ارتفاع موج مشخصه گروه‌های موج

با این وجود توجه شود که اگر اثر موج با جهت موج تغییر می‌کند، باید اختلافات جهات موج گروه‌های مختلف موج در نظر گرفته شود. ارتفاع موج محاسبه شده برای محل‌هایی که حداقل حدود ۰/۷ طول موج دورتر از مرز انعکاسی هستند معتبر می‌باشد.

در خصوص تفرق و یا انکسار امواجی که جهت موج در آنها عامل مهمی به‌شمار می‌رود، هنگامی که جهت‌های موج گروه‌های مختلف موج متفاوت است ارتفاع موج مشخصه برای هر گروه موج جداگانه با انجام هر نوع محاسبه ضروری برای آن گروه موج تعیین و سپس ارتفاع موج ترکیبی با قرار دادن ارتفاع‌های موج مشخصه به‌دست آمده در رابطه (۴-۵۸) محاسبه می‌شود. یک گزینه قابل قبول دیگر این است که طیف هر گروه موج را تعیین و به‌منظور محاسبه شکل طیفی متعلق به زمان وجود همزمان گروه‌های موج با هم جمع کرده و سپس محاسبات مستقیم تفرق و یا انکسار را با استفاده از این طیف انجام داد.

۲) ترکیب دوره تناوبها

وقتی که دو گروه موج با دوره تناوبهای متفاوت با هم ترکیب می‌شوند، ارتفاع موج مشخصی که برای محاسبه نیروی موج به کار می‌رود را ممکن است بتوان با روش ترکیب انرژی تعیین کرد (رابطه ۴-۵۸). دوره تناوب موج مشخصه $T_{1/3}$ را می‌توان با استفاده از رابطه (۴-۵۹) تعیین نمود:

$$T_{1/3} = k \sqrt{\frac{(H_{1/3})_I^2 + (H_{1/3})_{II}^2}{(H_{1/3})_I^2 / (T_{1/3})_I^2 + (H_{1/3})_{II}^2 / (T_{1/3})_{II}^2}} \quad (۴-۵۹)$$

که در آن:

$$k = 1.0 + r (R_H / \sim)^{-0.121 A \ln(R_H / \sim)} \quad (۴-۶۰)$$

$$r = 0.08 + (\ln R_T)^2 - 0.15 \ln R_T \quad (۴-۶۱)$$

$$\sim = \begin{cases} 0.632 + 0.144 \ln R_T & : 0.1 \leq R_T < 0.8 \\ 0.6 & : 0.8 \leq R_T < 1 \end{cases} \quad (۴-۶۲)$$

$$A = \begin{cases} 13.97 + 4.33 \ln R_T & : 0.1 \leq R_T < 0.4 \\ 10.0 & : 0.4 \leq R_T < 1 \end{cases} \quad (۴-۶۳)$$

$$R_H = (H_{1/3})_I / (H_{1/3})_{II} \quad (۴-۶۴)$$

$$R_T = (T_{1/3})_I / (T_{1/3})_{II} \quad (۴-۶۵)$$

$(H_{1/3})_I$ و $(H_{1/3})_{II}$ به ترتیب ارتفاعهای موج مشخصه گروه موجهای I و II قبل از ترکیب (m)

$(T_{1/3})_I$ و $(T_{1/3})_{II}$ به ترتیب دوره تناوبهای موج مشخصه گروه موجهای I و II قبل از ترکیب (s)

توجه شود که در رابطه‌های بالا اندیس I به گروه موج با دوره تناوب کمتر و اندیس II به گروه موج با دوره تناوب بیشتر اختصاص داده می‌شود.

۳) روش‌های محاسبه اثرات موج منعکس شده

روش‌های محاسباتی برای بررسی محدوده اثرات امواج منعکس شده از یک سازه روش انعکاس جزیره چندضلعی و یک روش ساده با استفاده از نمودارهای تفرق را شامل می‌گردد.

الف) روش انعکاس جزیره چندضلعی

در این روش محاسباتی حل تئوری که انتقال موج در یک گوشه محدب را نشان می‌دهد به ترتیب به سه نوع امواج برخوردی، منعکس شده و پخش شده تقسیم می‌شود. امواج پخش شده به صورت پیش‌رونده تا رسیدن به یک رابطه تقریبی توسعه می‌یابد و بنابراین این روش می‌تواند در حالتی که تعدادی گوشه‌های محدب وجود دارد استفاده شود که در این حالت به عنوان پیش‌شرط فرض می‌شود که طول کناره‌های بین گوشه‌های محدب حداقل ۵ برابر طول موج امواج برخوردی است و بنابراین گوشه‌های محدب با یکدیگر تداخل ندارند. ضروری است به این واقعیت توجه شود که اگر کناره‌ها کوتاه‌تر از این باشد خطا ممکن است افزایش یابد. از آنجا که عمق آب نیز یکنواخت فرض شده است، نمی‌توان انکسار امواج منعکس شده را محاسبه نکرد. در کل برای مصارف کاربردهای عملی کافی است طول کناره‌های بین گوشه‌های محدب حداقل ۳ برابر طول موج امواج برخوردی باشد. این روش محاسبه برای انعکاس امواج نامنظم نیز

با ترکیب کردن مولفه‌های موج کاربرد دارد. اگرچه مسائل تفرق موج را نیز می‌توان با این روش تحلیل کرد، در صورت استفاده از آن در تفرق امواج توسط سازه‌های باریک نظیر موج‌شکن‌ها خطای زیادی رخ خواهد داد.

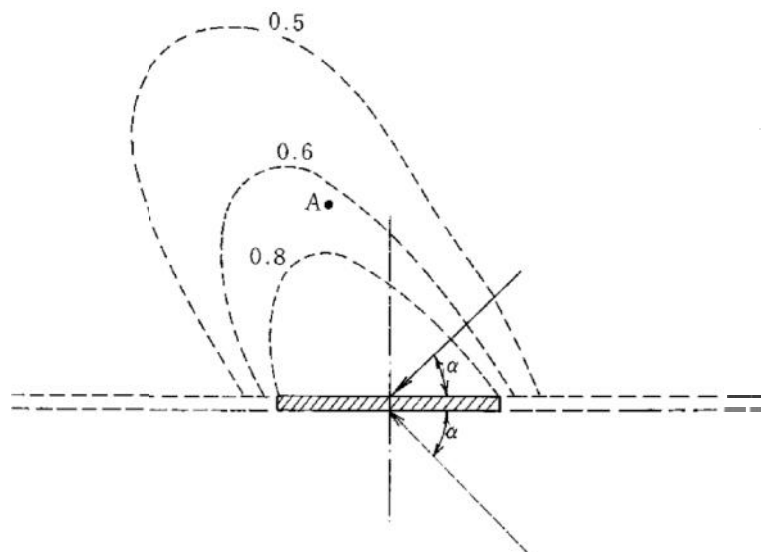
(ب) روش ساده با استفاده از نمودارهای تفرق

توضیحات این قسمت برای مثال نشان داده شده در شکل (۲-۴۴) ارائه می‌شود. ارتفاع موج در نقطه A در دیواره جلویی یک موج‌شکن جدا از ساحل قائم هنگامی که امواج با زاویه به موج‌شکن جدا از ساحل برخورد می‌کنند، تخمین زده می‌شود. همانطور که در شکل (۲-۴۴) با خط‌چین نشان داده شده است، فرض می‌شود به جای یک موج‌شکن جدا از ساحل دو موج‌شکن مجازی نیمه‌بینهایت با یک بازشو وجود دارد. سپس موقعیتی در نظر گرفته می‌شود که امواج به بازشو مجازی از دو جهت امواج برخوردی و جهت متقارن آن نسبت به موج‌شکن جدا از ساحل برخورد می‌کنند (جهتی که در شکل (۲-۳۲) با خط‌چین نشان داده شده است) و نمودار تفرق بازشو رسم می‌شود (خطوط خط‌چین در شکل (۲-۳۲)). محدوده اثر امواج منعکس شده به وسیله نمودار تفرق موج‌شکن‌های مجازی دارای بازشو ارائه می‌شود. لذا با فرض اینکه ضریب تفرق در نقطه A 0.68 خوانده شود آنگاه نسبت ارتفاع موج با توجه به امواج برخوردی در نقطه A با ترکیب مقدار 0.68 با مقدار 1.0 که بیانگر امواج برخوردی است به دست می‌آید و چون انرژی‌ها جمع می‌شوند، نسبت ارتفاع موج برابر $1.21 = \sqrt{1+0.68^2}$ می‌گردد. با این همه باید توجه شود که این مقدار $1/21$ بیانگر مقدار متوسط نسبت ارتفاع موج در محدوده نقطه A می‌باشد. استفاده از این روش برای نقاط واقع در حد فاصل 0.7 طول موج از موج‌شکن جدا از ساحل به دلیل افزایش خطا در نتیجه اثر اتصال فازی توصیه نمی‌شود.

همچنین در حالت انعکاس موج توسط یک موج‌شکن نیمه بینهایت، موج‌شکن مجازی موج‌شکنی نیمه‌بینهایت در جهت مخالف می‌شود و بنابراین نمودار تفرق یک موج‌شکن نیمه بینهایت به کار می‌رود. وقتی که ضریب انعکاس در دیواره جلویی موج‌شکن مثلاً در نتیجه جذب موج کمتر از $1/10$ است، ضریب تفرق قبل از استفاده باید در ضریب انعکاس ضرب شود. برای مثال اگر ضریب انعکاس موج‌شکن جدا از ساحل در مثال قبل 0.4 باشد، نسبت ارتفاع در نقطه A برابر

$$\sqrt{1+(0.4 \times 0.68)^2} = 1.04$$

می‌شود.



شکل ۲-۳۲- نمایشی از اثر امواج منعکس شده

۴-۵-۴- ضریب انعکاس

ضرایب انعکاس باید به شکل مناسبی بر پایه نتایج مشاهدات میدانی، آزمایش‌های مدل‌های هیدرولیکی و داده‌های گذشته تعیین شود.

نکات فنی

(۱) مقادیر تقریبی ضریب انعکاس

بهتر است مقدار ضریب انعکاس به وسیله مشاهدات میدانی تعیین گردد. با این وجود وقتی که انجام مشاهدات میدانی مشکل بوده و یا هنگامی که سازه مورد نظر هنوز ساخته نشده باشد، متداول است که ضریب انعکاس با رجوع به نتایج آزمایش‌های مدل هیدرولیکی تخمین زده شود که در این حالت استفاده از امواج نامنظم به عنوان امواج آزمایشگاهی مطلوب می‌باشد. روش Goda و همکاران را می‌توان برای تحلیل داده‌های آزمایش موج به کار برد.

در زیر فهرستی از مقادیر تقریبی ضرایب انعکاس چندین نوع سازه ارائه شده است.

دیواره قائم:	۰/۷ تا ۱/۰ (۰/۷) برای حالت تاج کوتاه با بیشترین روگذری موج است)
موج شکن قائم مستغرق:	۰/۵ تا ۰/۷
موج شکن سنگریزه‌ای:	۰/۳ تا ۰/۶
بلوک‌های بتنی پیش ساخته جاذب	۰/۳ تا ۰/۵
موج:	
سازه قائم جاذب موج:	۰/۳ تا ۰/۶
ساحل طبیعی:	۰/۰۵ تا ۰/۲

به استثنا دیواره قائم، کمترین حد در محدوده ضریب انعکاس متناظر با حالت امواج تیز و بالاترین حد متناظر با امواج دارای تیزی کم می‌باشند. با این وجود باید توجه شود که در سازه جاذب قائم ضریب انعکاس با طول موج، شکل و ابعاد سازه تغییر می‌کند.

۴-۵-۴- تغییرات امواج در گوشه‌های مقعر، نزدیک دماغه‌های موج شکن‌ها و اطراف موج شکن‌های جدا از ساحل

در گوشه‌های مقعر سازه‌ها، نزدیک دماغه‌های موج شکن‌ها و اطراف موج شکن‌های جدا از ساحل ارتفاع موج به دلیل اثرات تفرق و انعکاس بیشتر از مقدار معمول امواج ایستا می‌شود که باید بطور کامل مورد بررسی قرار گیرد. علاوه بر این نامنظمی امواج نیز باید در تحلیل در نظر گرفته شود.

نکات فنی

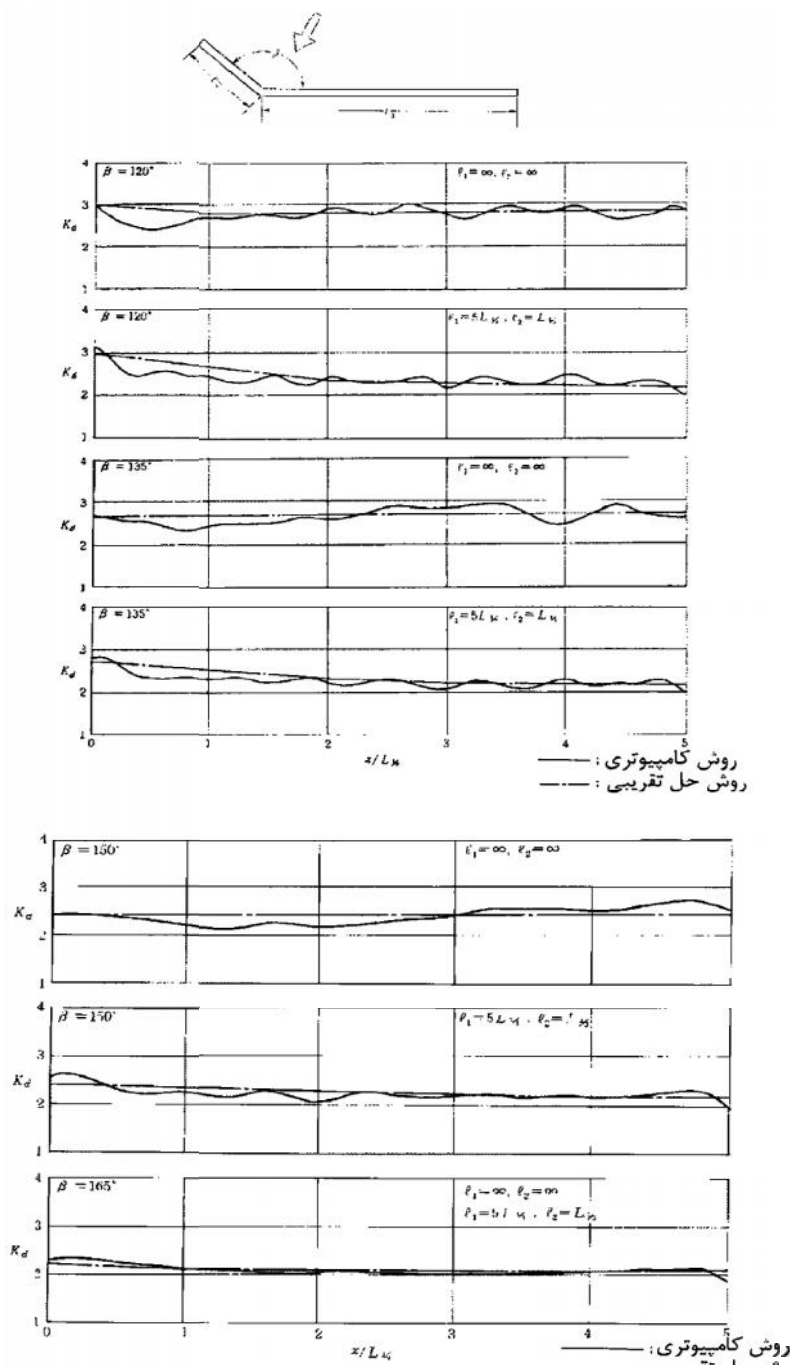
(۱) تاثیر نامنظمی امواج

هنگام محاسبه توزیع ارتفاع موج در نزدیکی یک گوشه مقعر یا دماغه موج شکن برای امواج منظم، فرم توزیعی با نوسانات بزرگ به دست می‌آید. با این وجود اگر موج نامنظم در محاسبه وارد شود، به استثنای نواحی در فاصله یک طول موج از

گوشه مقعر، فرم نوسانی توزیع ملایم‌تر شده و مقدار حداکثر ارتفاع موج کمتر می‌شود. بنابراین در محاسبه با استفاده از امواج منظم افزایش ارتفاع موج در اطراف گوشه‌های مقعر و دماغه‌های موج‌شکن‌ها بیش از حد برآورد می‌شود.

(۲) نمودارهایی برای محاسبه توزیع ارتفاع موج در اطراف یک گوشه مقعر

توزیع ارتفاع موج امواج نامنظم در نزدیکی یک گوشه مقعر در شکل (۲-۳۳) نشان داده شده است. این شکل فرم توزیع مقدار حداکثر ارتفاع موج حاصل از محاسبات عددی برای هر جهت اصلی را نشان می‌دهد. فرض شده است که امواج کاملاً توسط موج‌شکن منعکس می‌شوند و K_d نسبت ارتفاع موج در دیواره جلویی موج‌شکن اصلی به ارتفاع امواج برخوردی می‌باشد. امواج نامنظم به کار رفته در محاسبات شکل طیفی با $S_{max}=75$ دارند که به گسترش جهت‌دار باریکی دلالت دارد. خط‌چین بلند در هر نمودار توزیع مقادیر حداکثر ارتفاع موج را در هر نقطه که با استفاده از محاسبه تقریبی به دست آمده است نشان می‌دهد. طول a_1 طول موج‌شکن اصلی، a_2 طول موج‌شکن باله‌ای و زاویه بین موج‌شکن اصلی و موج‌شکن باله‌ای می‌باشد. از این شکل می‌توان برای محاسبه توزیع ارتفاع در اطراف یک گوشه مقعر استفاده کرد و وقتی استفاده از برنامه محاسباتی ساده نباشد، روش محاسبات تقریبی را می‌توان به کار برد.



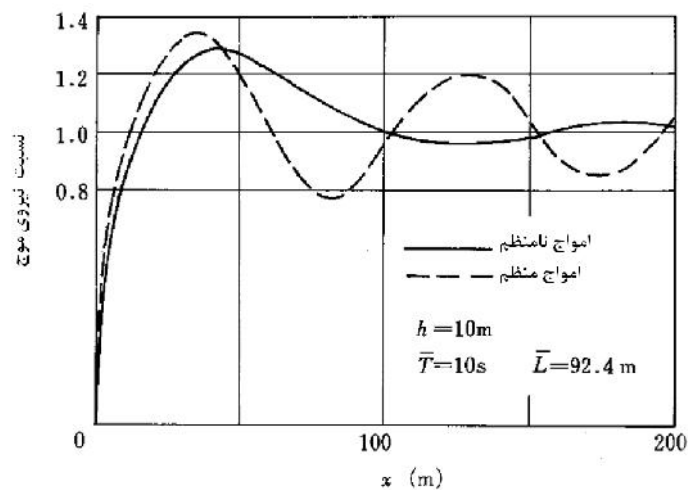
۳) اثرات کاهش ارتفاع موج توسط جاذب موج

وقتی جاذب موجی برای کم کردن افزایش ارتفاع موج اطراف یک گوشه مقعر نصب می‌شود، در صورتی که عملکرد جاذب موج به گونه‌ای باشد که ضریب انعکاس موج‌شکن از $0/4$ فراتر نرود صرف‌نظر نمودن از افزایش ارتفاع موج با وجود گوشه مقعر کاملاً قابل قبول است. این فقط در حالتی است که جاذب موج در تمام طول موج‌شکن ادامه داشته باشد و اگر موج‌شکن طولانی باشد نمی‌توان انتظار داشت عملکرد جاذب موج خیلی موثر باشد مگر آنکه در تمام طول موج‌شکن نصب

شده باشد، زیرا اثر امواج منعکس شده از موج شکن باله‌ای حتی تا فاصله بسیار دورتر از گوشه مقعر گسترش پیدا می‌کند. همین مطلب برای اثر موج شکن اصلی بر روی موج شکن باله‌ای قابل بیان است.

(۴) افزایش ارتفاع موج در دماغه موج شکن

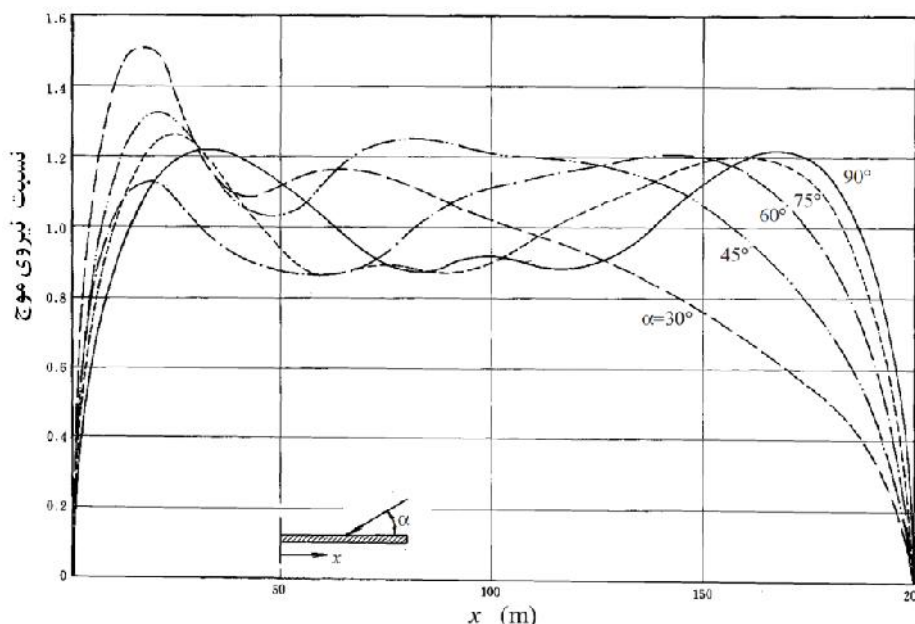
(۵) در نزدیکی دماغه یک موج شکن نیمه بینهایت یا موج شکن‌ها در ورودی بندر (مخصوصاً در فاصله یک طول موج از دماغه)، امواج تفرق یافته به وسیله موج شکن‌ها در افزایش ارتفاع موج محلی بیش از ارتفاع امواج ایستا موثرند. از آنجا که توزیع ارتفاع موج حتی در دیواره پشت موج شکن فرم نوسانی دارد، ضروری است به این واقعیت توجه شود که تفاوت تراز آب مابین داخل و خارج موج شکن به نیروی موج بزرگی منجر می‌شود. شکل (۲-۳۴) مثالی از نتایج محاسبه نسبت نیروی موج (نسبت نیروی موج به نیروی موج ایستا) در نزدیکی دماغه موج شکن را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۳۴- توزیع نیروی موج در طول یک موج شکن نیمه بینهایت

(۶) افزایش ارتفاع موج در اطراف موج شکن جدا از ساحل

در طول یک موج شکن جدا از ساحل امواجی با ارتفاع بلندتر از امواج ایستای معمولی تولید می‌شوند و توزیع ارتفاع موج حتی در پشت دیواره موج شکن فرم نوسانی پیدا می‌کند که این موضوع به دلیل اثر تفرق موج در دو انتهای موج شکن است. نیروی موج همچنین در اثر اختلاف بین تراز آب در دو بخش دور از ساحل و نزدیک ساحل بزرگتر می‌شود. لذا ضروری است به این واقعیت توجه شود که در یک موج شکن جدا از ساحل ممکن است محل تولید بیشترین نیروی موج تا حد زیادی با جهت موج و نسبت طول موج شکن به طول موج جابه‌جا شود. شکل (۲-۳۵) مثالی از نتایج محاسبه توزیع نیروی موج در طول یک موج شکن جدا از ساحل برای امواج نامنظم یک جهته را نشان می‌دهد. در این محاسبه جهت موجی که در آن بیشترین نیروی موج رخ می‌دهد، $\theta = 30^\circ$ است (به این معنا که بیشتر زمان برخورد مایل با زاویه نسبی کم و نه زمانی که امواج به‌طور عمود به موج شکن برخورد می‌کنند).



شکل ۲-۳۵- توزیع نیروی موج در طول یک موج شکن جدا از ساحل

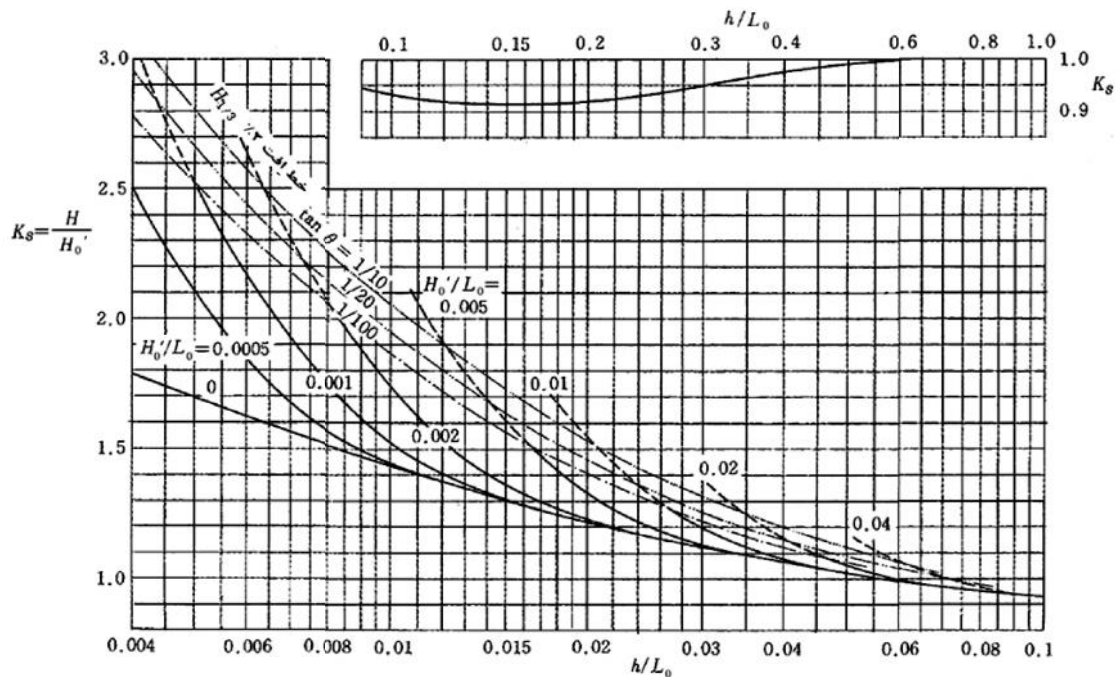
۴-۵-۵- خزش موج

در حین انتشار امواج به سمت آبهای کم عمق، علاوه بر انکسار و تفرق، خزش نیز باید در نظر گرفته شود. ضمناً متداول است که در محاسبه ضریب خزش غیرخطی بودن امواج در نظر گرفته شود.

تفسیر

خزش یکی از عوامل مهم است که به تغییر ارتفاع موج در آبهای ساحلی منجر می‌شود. این امر نشان می‌دهد که ارتفاع موج در آبهای کم عمق تحت اثر عمق آب و دوره تناوب موج نیز قرار می‌گیرد. شکل (۲-۳۶) بر پایه تئوری موج بلند غیرخطی *Shuto* رسم شده است. این شکل حل خطی با تئوری موج دامنه کوتاه را شامل شده و تخمین ضریب خزش از آبهای عمیق به کم عمق را ممکن می‌سازد. در نمودار K_s ضریب خزش، H'_0 ارتفاع موج معادل آب عمیق، H ارتفاع موج در عمق h و L_0 طول موج در آب عمیق می‌باشد.

محاسبه اثر خزش موج بر اساس روابط خطی یا غیرخطی منجر به نتایج مختلفی از نظر محل شکست موج و ارتفاع آن در محل شکست و اندکی قبل از آن می‌شود. در رابطه با این انتخاب باید به کاربرد موج محاسبه شونده و فرضیات به کار رفته در روابط مربوط به هر کاربرد خاص توجه کرد. مثلاً در هنگام محاسبه اثر ضریب موج بر مقطع موج شکن، اگر ارتفاع موج برخوردکننده نقش اصلی را برعهده داشته باشد، آنگاه اثر غیرخطی بودن امواج باید لحاظ شود. اما اگر انرژی موج در محل شکست مورد استفاده باشد و روابط مربوطه مبتنی بر تخمین انرژی موج از ارتفاع آن بر اساس فرض سینوسی بودن شکل موج باشند، آنگاه ممکن است به کارگیری روابط غیرخطی برای محاسبه اثر خزش بر ارتفاع موج منجر به نتایج غیرواقعی شود. به عنوان نمونه تخمین نرخ رانه ساحلی رسوب در روابط CERC (USACE, 1984) و Kamphuis (1991) با فرض موج خطی انجام می‌شود.



شکل ۲-۳۶- نمودار محاسبه ضریب خزش

۴-۵-۶- شکست موج

در محل‌هایی که عمق آب کمتر از حدود سه برابر ارتفاع معادل موج آب عمیق باشد، تغییر ارتفاع موج در نتیجه شکست موج در نظر گرفته می‌شود. متداول است که نامنظمی امواج در هنگام محاسبه تغییر ارتفاع موج در اثر شکست موج لحاظ شود.

تفسیر

امواج پس از افزایش ارتفاع به علت خزش، در عمق آب مشخصی می‌شکنند و ارتفاع آن‌ها سریعاً کاهش می‌یابد. این پدیده که شکست موج نام دارد عامل مهمی برای تعیین شرایط موج اعمال شده به سازه‌های دریایی به‌شمار می‌رود. در امواج منظم، محل شکست امواج که همیشه یکسان بوده، «نقطه شکست موج» نامیده می‌شود. در امواج نامنظم محل شکست موج بستگی به ارتفاع و دوره تناوب امواج منفرد داشته و بنابراین شکست موج در مسافت مشخصی که «ناحیه شکست» نامیده می‌شود اتفاق می‌افتد.

نکات فنی

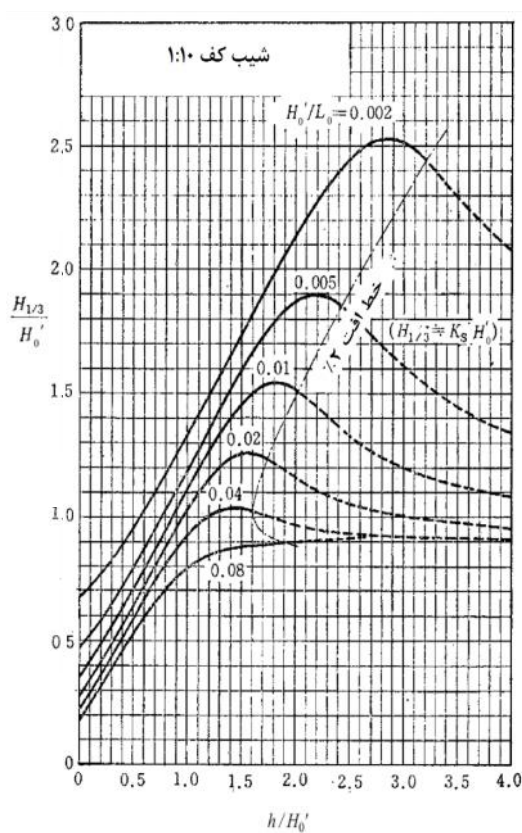
(۱) تغییر ارتفاع موج در نتیجه شکست موج

تغییر در ارتفاع موج در نتیجه شکست موج را می‌توان با استفاده از شکل‌های (۲-۳۷-الف) تا (۲-۳۷-ث) یا شکل‌های (۲-۳۸-الف) تا (۲-۳۸-ث) تعیین نمود. در این شکل‌ها تغییر ارتفاع موج امواج نامنظم با محاسبه Goda و استفاده از مدل تئوری شکست موج نشان داده شده است. برای محدوده سمت راست خط و نقطه چین در هر نمودار، تغییر ارتفاع موج با استفاده از ضریب خزش محاسبه می‌شود (بند (۴-۵-۵) خزش موج). برای ناحیه سمت چپ این خط نقطه‌چین، تغییر ارتفاع ناشی از شکست موج حاکم بوده و بنابراین ارتفاع موج باید با استفاده از این نمودار تعیین شود. در خصوص شیب

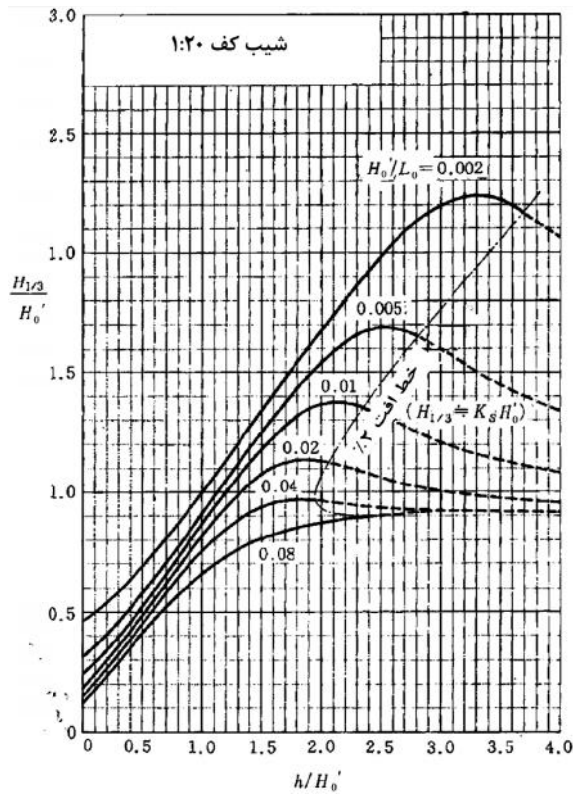
بستر بهتر است که شیب متوسط بستر در محلی که نسبت عمق آب به ارتفاع معادل موج آب عمیق h/H'_0 در محدوده بین ۱/۵ تا ۲/۵ است انتخاب گردد.

(۲) دامنه کاربرد نمودارهای تغییر ارتفاع موج

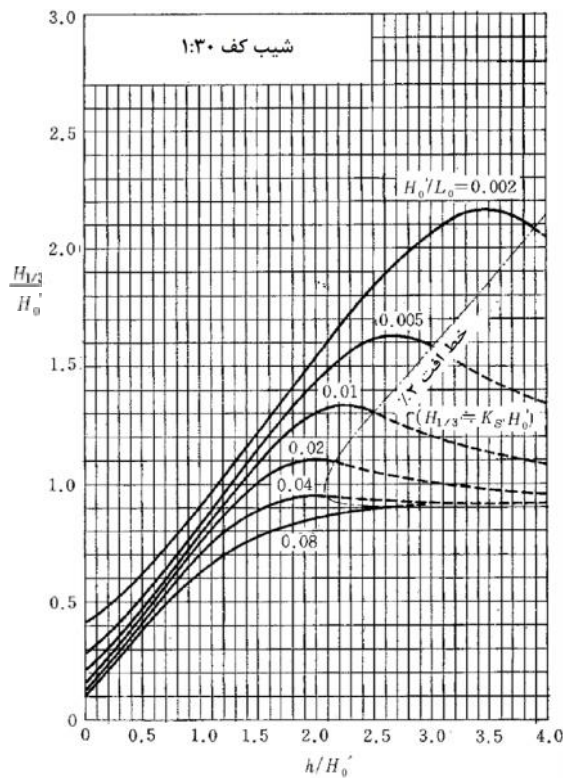
در محل‌هایی که عمق آب کمتر از حدود نصف ارتفاع معادل آب عمیق است، بخش عمده‌ای از انرژی موج بیش از آنکه تبدیل به انرژی نوسانات تراز آب شود به انرژی جریانات نوسانی تبدیل می‌شود. بنابراین در هنگام محاسبه نیروی موج مؤثره یک سازه در آب خیلی کم عمق، در صورت بالابودن اهمیت سازه مورد نظر بهتر است ارتفاع موج در محلی به کار رود که عمق آب نصف ارتفاع معادل موج آب عمیق است.



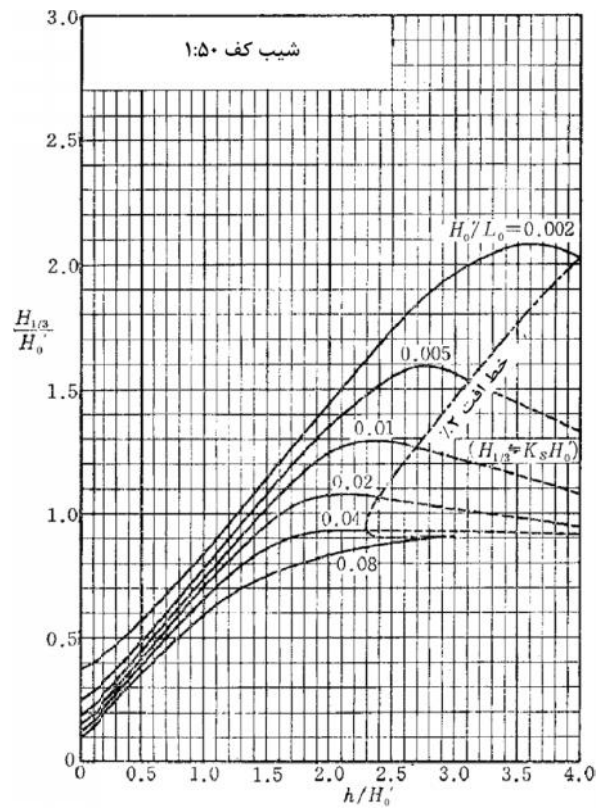
شکل ۲- ۳۷- الف- نمودار ارتفاع موج مشخصه در ناحیه شکست برای شیب بستر ۱:۱۰



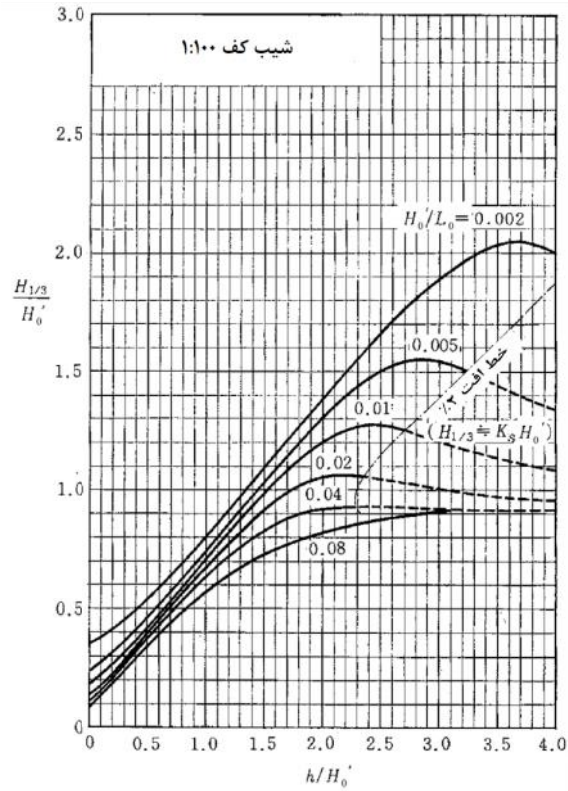
شکل ۲-۳۷-ب- نمودار ارتفاع موج مشخصه در ناحیه شکست برای شیب بستر ۱:۲۰



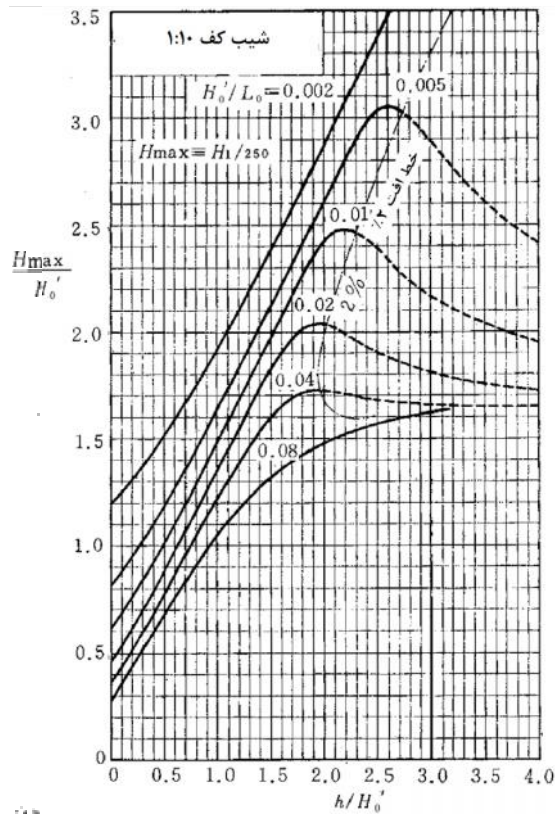
شکل ۲-۳۷-پ- نمودار ارتفاع موج مشخصه در ناحیه شکست برای شیب بستر ۱:۳۰



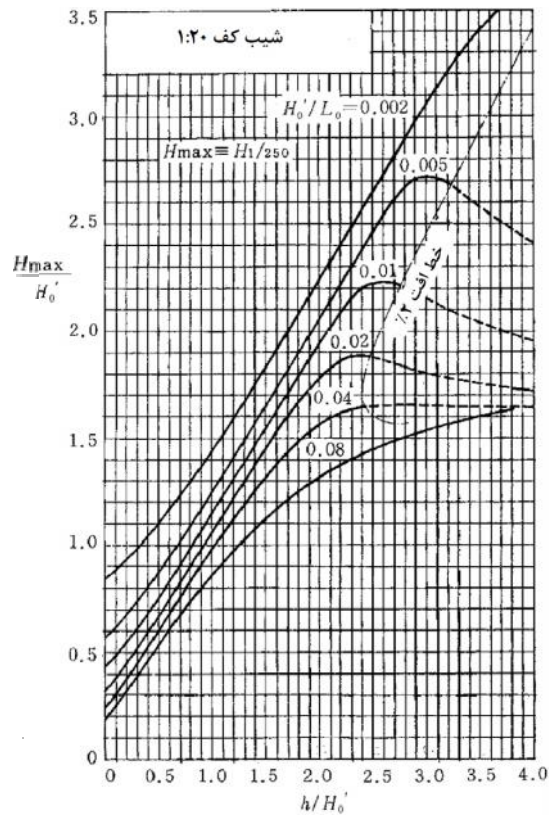
شکل ۲-۳۷-ت- نمودار ارتفاع موج مشخصه در ناحیه شکست برای شیب بستر ۱:۵۰



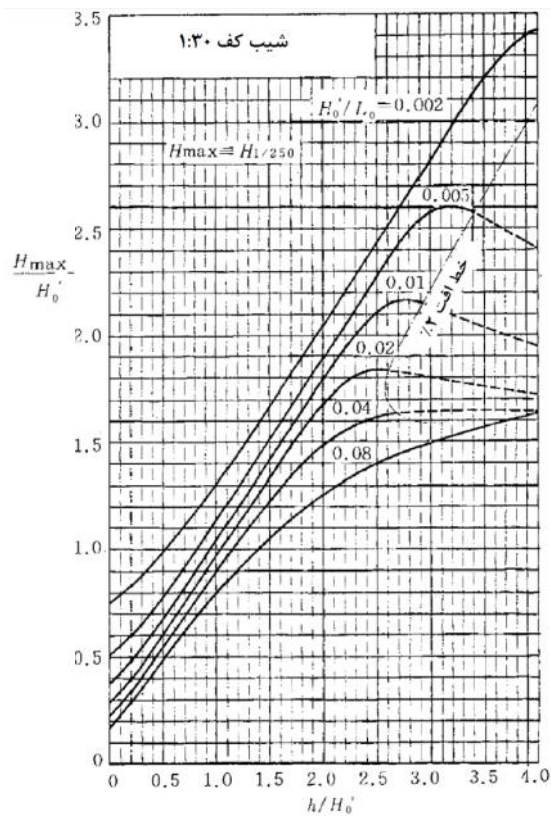
شکل ۲-۳۷-ث- نمودار ارتفاع موج مشخصه در ناحیه شکست برای شیب بستر ۱:۱۰۰



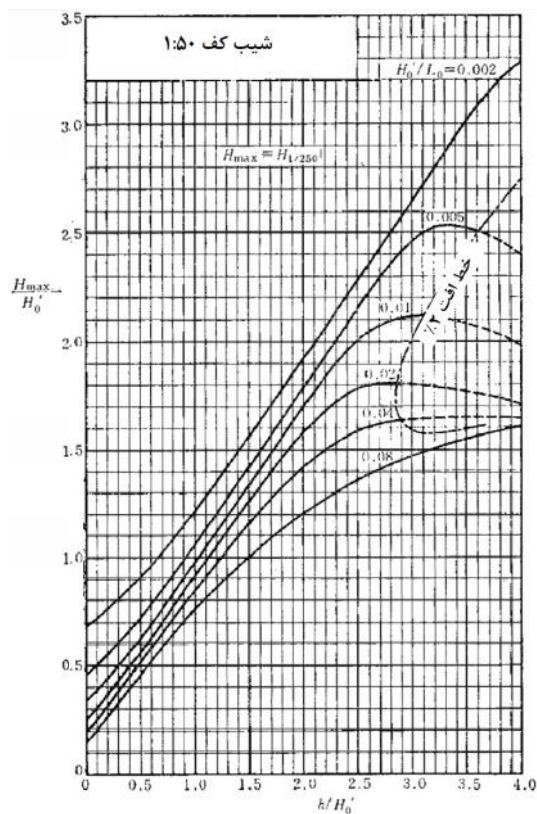
شکل ۲-۳۸- الف- نمودار ارتفاع مرتفع ترین موج در ناحیه شکست برای شیب بستر ۱:۱۰



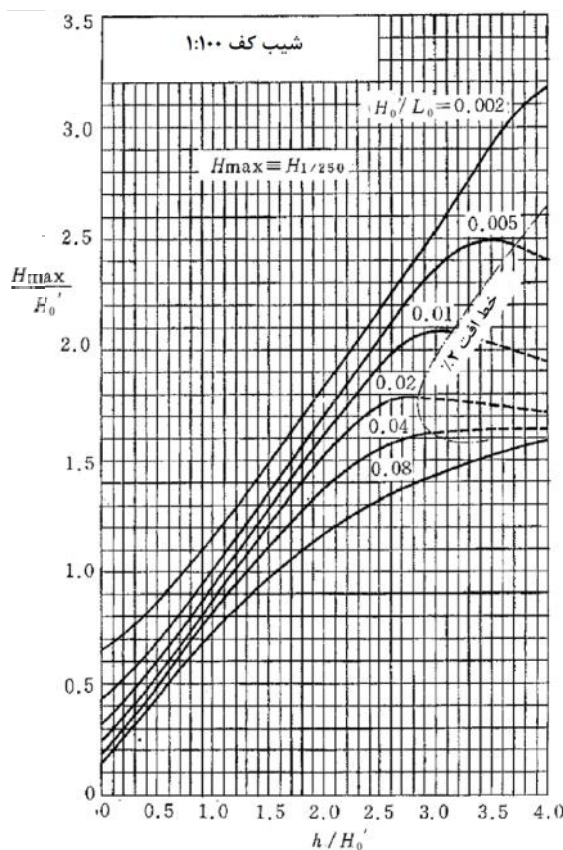
شکل ۲-۳۸- ب- نمودار ارتفاع مرتفع ترین موج در ناحیه شکست برای شیب بستر ۱:۲۰



شکل ۲-۳۸ پ- نمودار ارتفاع مرتفع ترین موج در ناحیه شکست برای شیب بستر ۱:۳۰



شکل ۲-۳۸ ت- نمودار ارتفاع مرتفع ترین موج در ناحیه شکست برای شیب بستر ۱:۵۰



شکل ۲-۳۸-ث- نمودار ارتفاع مرتفع‌ترین موج در ناحیه شکست برای شیب بستر ۱:۱۰۰

(۳) روابط محاسباتی تقریبی برای ارتفاع موج شکست

محاسبه تغییرات ارتفاع موج بر پایه مدل تئوری شکست موج معمولاً به کامپیوتر نیاز دارد. با این وجود با توجه به تغییرپذیری پدیده و دقت کلی، استفاده از رابطه ساده (۴-۶۶) برای محاسبه تغییرات ارتفاع موج قابل قبول می‌باشد:

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H_0' & : h/L_0 \geq 0.2 \\ \min\{S_0 H_0' + S_1 h, S_{\max} H_0', K_s H_0'\} & : h/L_0 < 0.2 \end{cases} \quad (۴-۶۶)$$

که در آن:

$$\begin{aligned} S_0 &= 0.028(H_0'/L_0)^{-0.38} \exp(20(\tan \alpha)^{1.5}) \\ S_1 &= 0.52 \exp[4.2 \tan \alpha] \end{aligned} \quad (۴-۶۷)$$

$S_{\max} = \max\{0.92, 0.32(H_0'/L_0)^{-0.29} \exp[2.4 \tan \alpha]\}$
ضریب خزش K_s با استفاده از شکل (۲-۳۶) تعیین می‌گردد و عملگر $\min\{\}$ و $\max\{\}$ به ترتیب مقادیر حداقل و حداکثر کمیت‌های داخل پرانتزها و \tan شیب بستر می‌باشد.

به همین طریق یک رابطه محاسباتی تقریبی برای ارتفاع مرتفع‌ترین موج H_{\max} در زیر ارائه شده است: (رابطه ۴-۶۸)

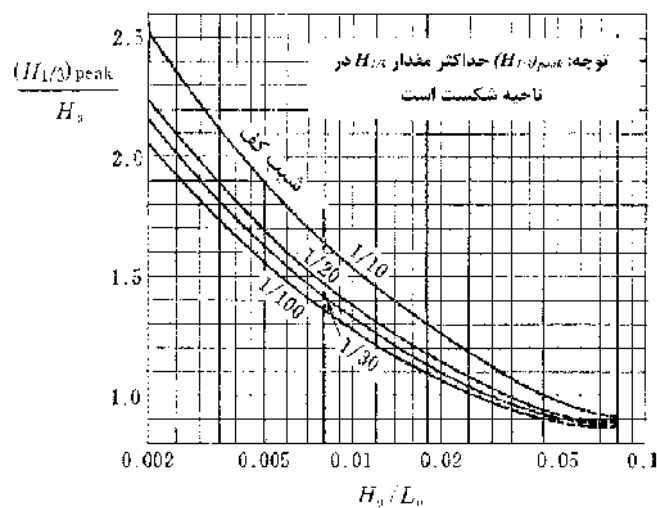
$$H_{\max} = \begin{cases} 1.8 K_s H_0' & : h/L_0 \geq 0.2 \\ \min\{S_0^* H_0' + S_1^* h, S_{\max}^* H_0', 1.8 K_s H_0'\} & : h/L_0 < 0.2 \end{cases} \quad (۴-۶۸)$$

که در آن:

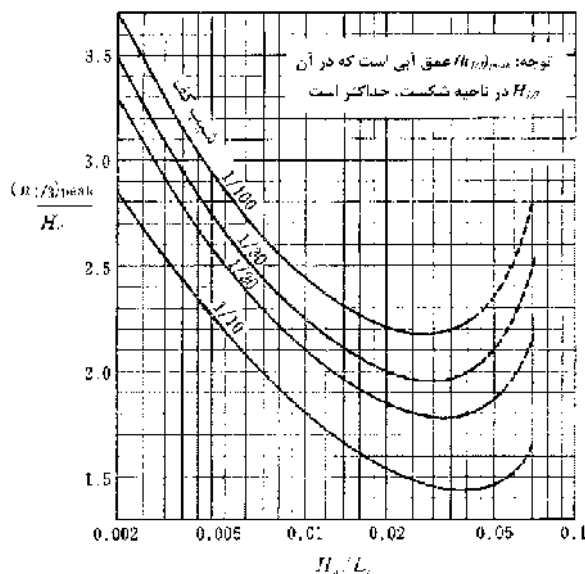
$$\begin{aligned}
 S_0^* &= 0.052(H'_0/L_0)^{-0.38} \exp(20(\tan \alpha)^{1.5}) \\
 S_1^* &= 0.63 \exp[3.8 \tan \alpha] \\
 S_{\max}^* &= \max\{1.65, 0.53(H'_0/L_0)^{-0.29} \exp[2.4 \tan \alpha]\}
 \end{aligned}
 \tag{۴-۶۹}$$

(۴) نمودار محاسبه ارتفاع موج شکست

اگر حداکثر مقدار ارتفاع موج مشخصه $(H_{1/3})_{\text{peak}}$ در ناحیه شکست به عنوان نماینده ارتفاع موج شکست در نظر گرفته شود، منحنی مشخصه شکست نظیر شکل (۲-۳۹) خواهد بود. اگر عمق آب $(h_{1/3})_{\text{peak}}$ در محلی که ارتفاع موج مشخصه حداکثر است به عنوان نماینده عمق شکست در نظر گرفته شود، آنگاه نمودار محاسبه عمق شکست نظیر شکل (۲-۴۰) می شود.



شکل ۲-۳۹- نمودار مقدار حداکثر مشخصه



شکل ۲-۴۰- نمودار عمق آب در محلی که مقدار حداکثر ارتفاع موج مشخصه اتفاق می افتد

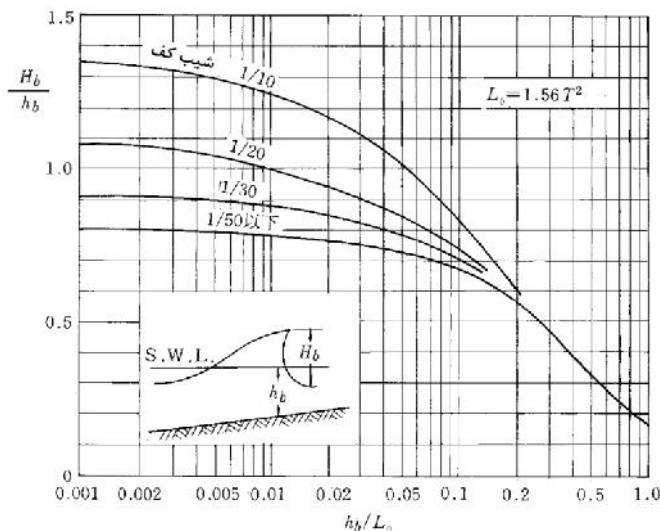
(۵) معیار ارتفاع موج شکست در امواج منظم

شکل (۲-۴۱) معیار ارتفاع موج شکست را در امواج منظم نشان می‌دهد. این نمودار را می‌توان برای محاسبه معیار ارتفاع موج شکست در آزمایش‌های مدل هیدرولیکی امواج منظم به کار برد. منحنی‌های نمودار را می‌توان با رابطه (۴-۷۰) تقریب زد:

$$\frac{H_b}{L_0} = 0.17 \left[1 - \exp \left\{ -1.5 \frac{fh}{L_0} \left(1 + 15 \tan^{4/3} \theta \right) \right\} \right] \quad (۴-۷۰)$$

که \tan شیب بستر را نشان می‌دهد.

شکل (۲-۴۲) ارتفاع موج حدی را در نقطه اولین شکست موج نشان می‌دهد. در محل‌هایی که آب کم‌عمق است، عمق آب به دلیل خیزاب موج ناشی از شکست موج افزایش می‌یابد. بنابراین ضروری است در تخمین ارتفاع موج حدی در ناحیه شکست افزایش تراز آب در نظر گرفته شود.



شکل ۲-۴۱ - معیار ارتفاع موج شکست امواج منظم

(۶) تغییر ارتفاع موج در سواحل آب‌سنگی

در سواحل آب‌سنگی که آب کم‌عمق و بستر مسطح در مسافتی طولانی امتداد دارد، تغییر ارتفاع موج را نمی‌توان مستقیماً از شکل‌های (۲-۳۷) و (۲-۳۸) محاسبه نمود. در عوض می‌توان از رابطه تجربی (۴-۷۱) استفاده کرد:

$$\frac{H_x}{H'_0} = B \exp \left\{ -A \frac{x}{H'_0} \right\} + \gamma \frac{h + \bar{y}_\infty}{H'_0} \quad (۴-۷۱)$$

که در آن:

H'_0 : ارتفاع معادل موج در آب عمیق

H_x : ارتفاع موج مشخصه در فاصله x از لبه آب‌سنگ

h : عمق آب روی آب‌سنگ

\bar{y}_∞ : افزایش تراز متوسط آب در فاصله به حد کافی دور از لبه آب‌سنگ

ضرایب A و B با توجه به نتایج آزمایش‌های مدل هیدرولیکی به ترتیب ۰/۰۵ و ۰/۳۳ می‌باشد. با این وجود توصیه می‌شود مقادیر زیر که از داده‌های مشاهدات میدانی به دست آمده، به کار رود. (رابطه (۷۲-۴))

$$A = 0.089 \frac{H'_0}{h + \bar{Y}_\infty} + 0.015 \quad (72-4)$$

$$r = \begin{cases} 0.20 : 4m > H'_0 \geq 2m \\ 0.33 : H'_0 \geq 4m \end{cases}$$

ضریب B متناظر با شیب بستر در جلوی آب‌سنگ می‌باشد. با استفاده از شکل (۲-۳۷) این ضریب با استفاده از ارتفاع موج مشخصه $H_{x=0}$ در عمق آب h به شرح ذیل بدست می‌آید. (رابطه (۷۳-۴))

$$B = \frac{H_{x=0}}{H'_0} - r \frac{h + \bar{Y}_\infty}{H'_0} \quad (73-4)$$

عبارت $h + \bar{Y}_\infty$ برابر است با رابطه (۷۴-۴)

$$\frac{h + \bar{Y}_\infty}{H'_0} = \sqrt{C_0 / \left(1 + \frac{3}{8} sr^2\right)} \quad (74-4)$$

که در آن $= 0.56$ است. با استفاده از پیوستگی تراز آب متوسط در لبه آب‌سنگ ($x=0$)، C_0 برابر است با رابطه (۷۵-۴)

$$C_0 = \left(\frac{h + \bar{Y}_{x=0}}{H'_0}\right)^2 + \frac{3}{8} S \left(\frac{H_{x=0}}{H'_0}\right)^2 \quad (75-4)$$

عبارت $\bar{Y}_{x=0}$ بیانگر افزایش تراز میانگین آب در عمق آب h می‌باشد، که با شیب بستر در جلوی آب‌سنگ و تیزی موج کنترل می‌شود (به بند (۴-۷) خیزاب موج، مراجعه شود).

روش محاسباتی فوق با فرض این که عمق آب h روی آب‌سنگ کم بوده و امواج بر روی آب‌سنگ می‌شکنند به دست آمده است. بنابراین این روش را هنگامی که آب عمیق بوده و شکست موج رخ نمی‌دهد نمی‌توان به کار برد.

با در نظر گرفتن معیار ارتفاع موج شکست یک موج منفرد، ارتفاع مرتفع‌ترین موج $H_{max,x}$ در فاصله x از لبه آب‌سنگ را می‌توان از رابطه (۷۶-۴) به دست آورد.

$$H_{max,x} = \min\{0.78(h + \bar{Y}_x), 1.8H_x\} \quad (76-4)$$

که در آن $\min\{a, b\}$ مقدار کمتر a یا b بوده و \bar{Y}_x افزایش تراز متوسط آب در فاصله x بوده که در رابطه زیر ارائه شده است:

$$\frac{h + \bar{Y}_x}{H'_0} = \sqrt{C_0 - \frac{3}{8} S \left(\frac{H_x}{H'_0}\right)^2} \quad (77-4)$$

۴-۶- بالاروی، روگذری و انتقال موج

۴-۶-۱- بالاروی موج

بالاروی موج باید به شکل مناسب با توجه به وضعیت و محل دیواره ساحلی و توپوگرافی بستر دریا محاسبه شود.

تفسیر

پدیده بالاروی موج به مجموعه عوامل متنوعی از قبیل مشخصات موج، وضعیت و محل دیواره ساحلی و توپوگرافی بستر دریا بستگی داشته و بنابراین ارتفاع بالاروی به شکل پیچیده‌ای تغییر می‌کند. نمودارهایی محاسباتی و روابطی بر پایه نتایج تحقیقات گذشته وجود دارند که می‌توان به کار برد، اگرچه فقط تحت شرایط محدود مشخصی قابلیت کاربرد دارند. وقتی که دیواره ساحلی و بستر دریا شکل پیچیده‌ای داشته باشند توصیه می‌شود ارتفاعات بالاروی موج با انجام آزمایش‌های مدل هیدرولیکی تعیین شود. در هنگام طراحی دیواره‌های ساحلی دارای شیب ملایم و مانند آن توصیه می‌شود که تراز تاج دیواره ساحلی بالاتر از ارتفاع بالاروی امواج منظم قرار داده شود. با این وجود در امواج نامنظم بسته به ارتفاع موج، ممکن است سرریزی اتفاق بیافتد و لذا در نهایت تراز تاج و شکل دیواره ساحلی به گونه‌ای تعیین می‌شود که مقدار روگذری (رجوع به بند (۴-۶-۲) روگذری موج) بیشتر از یک مقدار مجاز مشخص نباشد.

نکات فنی

توصیفی از روش‌های محاسبه بالاروی موج بر روی شیب‌های غیر قابل نفوذ صاف در زیر آمده است:

(۱) مقطع عرضی ساده

«یک مقطع عرضی ساده» به وضعیتی گفته می‌شود که یک دیواره ساحلی (شامل یک دیواره قائم) با شیب جلویی یکنواخت در یک موقعیت مشخص (با عمق آب h) در بستر دریا با شیب تقریباً یکنواخت قرار داشته باشد.

الف) ناحیه امواج ایستا

برای تعیین ارتفاع بالاروی، Takada رابطه زیر را وقتی عمق آب h در پای خاکریز در محدوده‌ای که امواج ایستا وجود دارند (جایی عمیق‌تر از عمق خط شکست) قرار دارد، پیشنهاد کرده است. او دو حالت را جداگانه در نظر گرفت، حالتی که در شیب جلویی شکست موج اتفاق نمی‌افتد و حالت دیگری که شکست موج روی می‌دهد. در مرحله اول، با توجه به رابطه Miche، حداقل زاویه تمایل شیب c که شکست موج بر روی شیب روی نمی‌دهد با پیروی از شرط زیر مشخص می‌گردد: (رابطه ۴-۷۸)

$$\sqrt{\frac{2r_c}{f}} \frac{\sin^2 r_c}{f} = \frac{H'_0}{L_0} \quad (۷۸-۴)$$

بنابراین وقتی که زاویه شیب از c بزرگتر است شکست موج بر روی شیب اتفاق نمی‌افتد، در این حالت ارتفاع بالاروی موج با رابطه (۴-۷۹) ارائه می‌شود:

$$\frac{R}{H'_0} = \left(\sqrt{\frac{f}{2r}} + \left[\frac{y_s}{H_1} - 1 \right] \right) K_s \quad : r > r_c \quad (۷۹-۴)$$

که H'_0 ارتفاع موج آب عمیق معادل، K_s ضریب خزش، H_1 ارتفاع موج در عمق آب پای شیب، y_s تراز تاج و R ارتفاع بالاروی است.

با فرض اینکه تطابق خوبی بین مقدار حاصل از تئوری امواج ایستای Miche و داده آزمایشگاهی وجود دارد، Takada از رابطه (۴-۸۰) برای y_s/H_1 استفاده کرد.

$$y_s/H_1 = 1 + f \frac{H_1}{L} \coth kh \left(1 + \frac{3}{4 \sinh^2 kh} - \frac{1}{4 \cosh^2 kh} \right) \quad (۱۰-۴)$$

وقتی که زاویه تمایل شیب از c کوچکتر باشد، شکست موج در جلوی شیب اتفاق می‌افتد. در این حالت ارتفاع بالاروی متناسب با $\tan^{2/3}$ فرض می‌گردد که به رابطه (۱۱-۴) منتهی می‌شود:

$$\frac{R}{H'_0} = \left(\sqrt{\frac{f}{2r_c}} + \left[\frac{y_s}{H_1} - 1 \right] \right) K_s \left(\frac{\cot r_c}{\cot r} \right)^{2/3} \quad : r < r_c \quad (۱۱-۴)$$

وقتی عمق آب به اندازه‌ای باشد که امواج ایستا ایجاد شود، ارتفاع بالاروی را می‌توان به صورت فوق محاسبه کرد. حداکثر ارتفاع بالاروی زمانی اتفاق می‌افتد که $r = r_c$ باشد و ارتفاع بالاروی در هر دو حالتی که شیب تندتر و یا ملایم‌تر از این باشد کاهش می‌یابد.

(ب) ناحیه‌ای که در آن عمق آب کم‌تر از عمق شکست باشد

Takada ارتفاع بالاروی را در ناحیه‌هایی که عمق آب برای وقوع شکست موج به اندازه کافی کم باشد به شکل زیر ارائه کرده است: (رابطه ۱۲-۴)

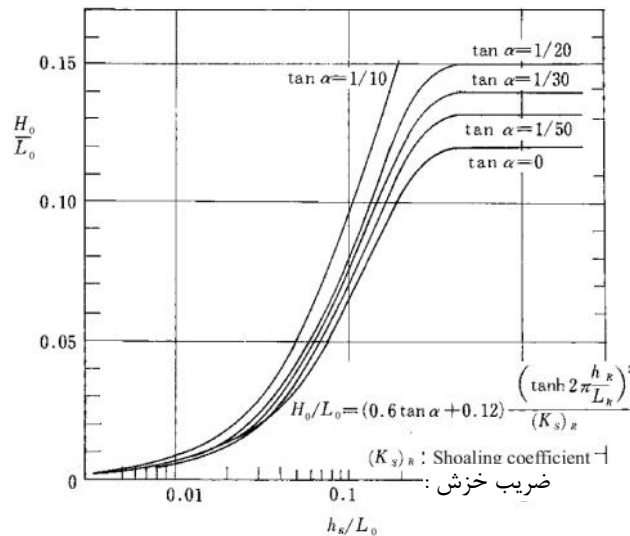
$$\frac{R}{H'_0} = \left(\frac{R_{\max}}{H'_0} - \frac{R_0}{H'_0} \right) \frac{h}{h_R} + \frac{R_0}{H'_0} \quad (۱۲-۴)$$

که در آن R_0 ارتفاع بالاروی بر روی بدنه خاکریز در خط ساحل ($h=0$) می‌باشد.

R_0/H'_0 بر پایه نتایج آزمایشگاهی به شکل زیر ارائه می‌شود: (رابطه ۱۳-۴)

$$\frac{R}{H'_0} = \begin{cases} 0.18(H'_0/L_0)^{-0.5} & : \text{شیب بستر } ۱:۱۰ \\ 0.075(H'_0/L_0)^{-0.5} & : \text{شیب بستر } ۱:۲۰ \\ 0.046(H'_0/L_0)^{-0.5} & : \text{شیب بستر } ۱:۳۰ \end{cases} \quad (۱۳-۴)$$

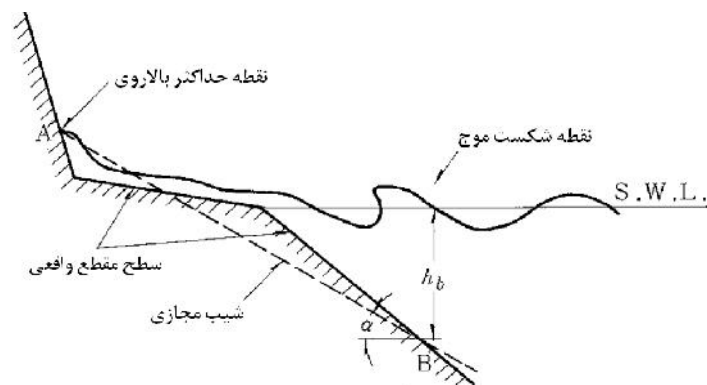
عبارت h_R در رابطه (۱۲-۴) عمق آب در پای خاکریز درحالتی است که بیشترین ارتفاع بالاروی ایجاد می‌شود و با استفاده از شکل (۲-۴۲)، که ارتفاع بالاروی را برای یک دیوار قائم نشان می‌دهد، تخمین زده می‌شود. جمله L_R در شکل طول موج در عمق آب h_R می‌باشد درحالی که R_{\max} حداکثر ارتفاع بالاروی در ناحیه‌ای است که عمق آب به اندازه‌ای باشد که در آن امواج ایستا ایجاد شوند (یعنی ارتفاع بالاروی وقتی که $h=h_R$).



شکل ۲-۴۲- نمودار تخمین h_R در یک دیواره قائم

۲) مقطع عرضی پیچیده

مقطع عرضی پیچیده به‌حالتی گفته می‌شود که توپوگرافی بستر دریا و شکل و موقعیت دیواره ساحلی (در حالت کلی) نظیر آنچه در شکل (۲-۴۳) نشان داده شده است باشد.



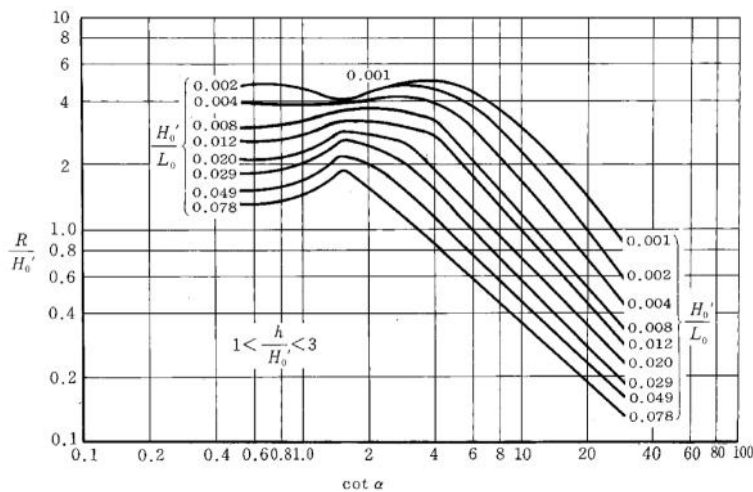
شکل ۲-۴۳- مقطع عرضی پیچیده و شیب مجازی

الف) وقتی که مقطع عرضی را بتوان پیچیده در نظر گرفت، ارتفاع بالاروی در دیواره ساحلی به شرح ذیل به دست می‌آید (به شکل (۲-۴۳) مراجعه شود).

(۱) نقطه شکست موج B از مشخصات آب عمیق به دست می‌آید.

(۲) سپس ارتفاع بالاروی R فرض شده و نقطه A به عنوان حداکثر نقطه بالاروی در نظر گرفته می‌شود. آنگاه نقاط A و B با یک خط مستقیم به هم وصل شده و شیب این خط به شیب مجازی \cot منجر می‌شود.

(۳) ارتفاع بالاروی برای شیب مجازی با استفاده از شکل (۲-۴۴) محاسبه می‌شود و ارتفاع محاسبه شده با مقدار ارتفاع بالاروی اولیه فرض شده مقایسه می‌شود. در صورت عدم تطابق باید مقدار بالاروی جدیدی فرض و این تقریب تکرار شود (یعنی ارتفاع بالاروی جدید برای تعیین شیب مجازی جدید استفاده و این روند تکرار شود). این فرآیند تکراری تا رسیدن به همگرایی ادامه می‌یابد.

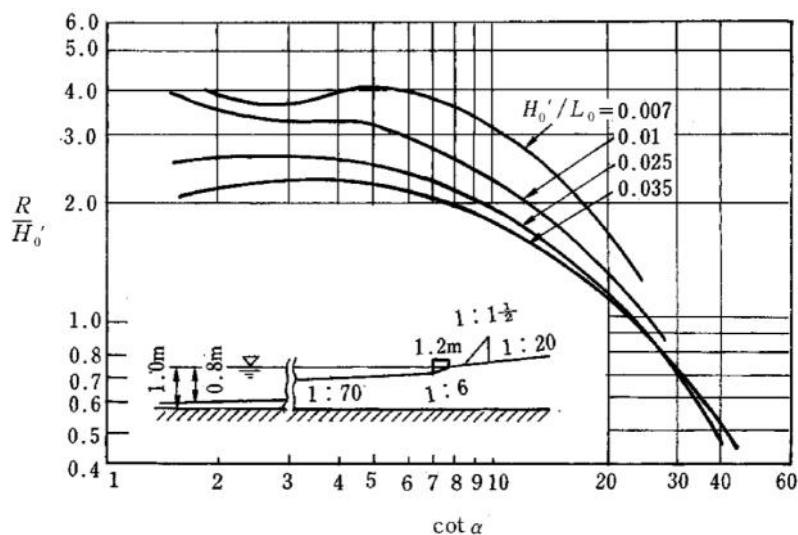


شکل ۲-۴۴- ارتفاع بالاروی بر روی شیب

(۴) مقدار به دست آمده به عنوان ارتفاع بالاروی برای مقطع عرضی پیچیده مساله در نظر گرفته می شود.

(ب) وقتی نتایج به دست آمده از این روش با نتایج واقعی آزمایشگاهی برای یک مقطع عرضی پیچیده مقایسه می شود، عموماً تطابق خوبی بین این دو وجود دارد و خطاً معمولاً کمتر از ۱۰٪ است. با این وجود اگر شیب بستر خیلی ملایم باشد تطابق بین این دو کم شده و بنابراین این روش باید فقط برای شیب بستر بیشتر از ۱:۳۰ استفاده شود.

(پ) شکل (۲-۴۵) نتایج آزمایشگاهی به دست آمده در شیب بستری برابر ۱:۷۰ را نشان می دهد. این شکل مرجع مفیدی را در تخمین ارتفاع بالاروی یک مقطع عرضی پیچیده با شیب بستر ملایم فراهم نموده است.



شکل ۲-۴۵- ارتفاع بالاروی بر روی یک دیواره ساحلی که از نقطه شکست موج به ساحل نزدیکتر قرار گرفته است

(۳) برخورد موج مایل

شکل (۲-۴۶) رابطه ضریب زاویه برخورد K و زاویه را نشان می دهد. در اینجا زاویه بین خط تاج امواج برخوردی و خط مرکزی دیواره ساحلی بوده و ضریب زاویه برخورد K نیز نسبت ارتفاع بالاروی متناظر زاویه به ارتفاع بالاروی

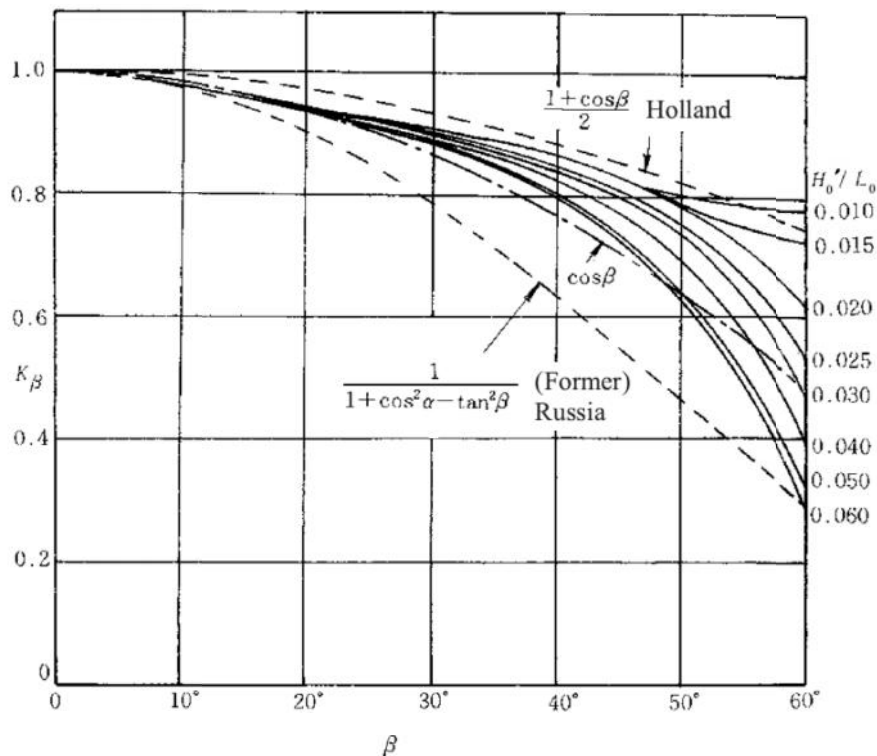
هنگامی که امواج به صورت عمودی برخورد می‌کنند ($\alpha = 0$) می‌باشد. شکل (۲-۴۶) را می‌توان برای تخمین اثر زاویه برخورد موج در ارتفاع بالاروی استفاده نمود.

(۴) اثرات جاذب موج

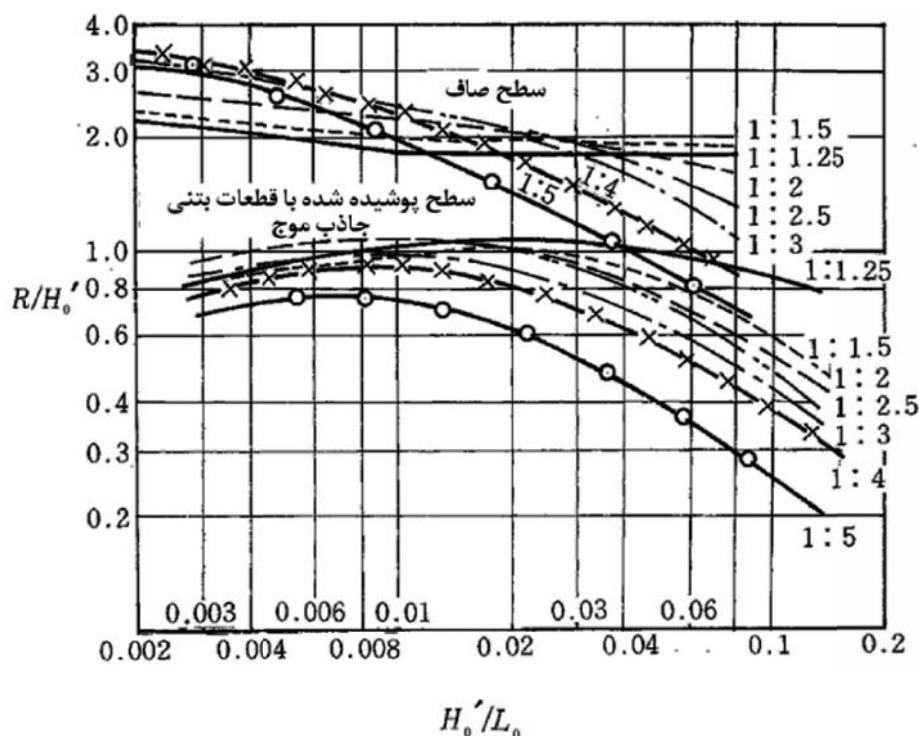
هنگامی که وجه مقابل دیوار ساحلی کاملاً از بلوک‌های بتنی جاذب موج پوشیده باشد ارتفاع بالاروی ممکن است به‌طور قابل توجهی کاهش یابد که شکل (۲-۴۷) نمونه‌ای از آن را نشان می‌دهد. با این وجود اثر بلوک‌های بتنی تا حد زیادی بر اساس نحوه قرارگیری آنها تغییر می‌کند و بنابراین در حالت کلی توصیه می‌گردد که ارتفاع بالاروی به کمک آزمایش‌های مدل هیدرولیکی تعیین شود.

(۵) برآورد خطا

شایان توجه است که منحنی‌های تعیین ارتفاع بالاروی با میانگین‌گیری از داده‌هایی آزمایشگاهی و دارای پراکندگی زیاد به دست آمده‌اند. همچنین باید توجه کرد که اگر ارتفاع تاج دیواره ساحلی در برابر امواج مشخصه طراحی شده باشد، بالاروی واقعی موج غالباً به دلیل نامنظمی امواج از ارتفاع تاج طراحی شده تجاوز می‌کند، حتی اگر پراکندگی داده‌های آزمایشگاهی در نظر گرفته نشود. در واقع در شرایط فوق‌العاده ممکن است تا نیمی از امواج از این ارتفاع عبور کنند. بنابراین تصمیم‌گیری در رابطه با ارتفاع تاج یک دیواره ساحلی نباید صرفاً بر اساس ارتفاع بالاروی امواج منظم بوده بلکه ضروری است که میزان روگذری نیز مدنظر قرار گیرد (به بند (۴-۶-۲) روگذری موج، رجوع شود).



شکل ۲-۴۶ - رابطه بین زاویه موج برخوردی و ارتفاع بالاروی (خطوط کامل: مقادیر آزمایشگاهی)



شکل ۲-۴۷- کاهش ارتفاع بالاروی در اثر استفاده از جاذب موج

۴-۶-۲- روگذری موج

برای سازه‌هایی که مقدار روگذری در آنها عامل طراحی مهمی تلقی می‌شود، مقدار روگذری با انجام آزمایش‌های مدل هیدرولیکی و یا با استفاده از داده‌های آزمایش‌های مدل هیدرولیکی که در گذشته انجام شده محاسبه می‌شود که در این حالت نامنظمی امواج در نظر گرفته می‌شود.

تفسیر

«مقدار روگذری» حجم کل آب روگذری می‌باشد. از طرف دیگر «نرخ روگذری» میانگین حجم آب روگذری در واحد زمان می‌باشد که با تقسیم مقدار روگذری بر مدت زمان اندازه‌گیری به دست می‌آید. مقدار روگذری و نرخ روگذری معمولاً در واحد عرض بیان می‌شوند.

اگر مقدار روگذری زیاد باشد نه تنها به بدنه دیواره ساحلی خسارت وارد می‌شود بلکه بر اثر آب‌گرفتگی به جاده‌ها، خانه‌ها و تاسیسات بندر و لنگرگاه پشت خاکریز یا دیواره ساحلی نیز آسیب می‌رسد اگرچه خاکریز یا دیواره ساحلی به هدف محافظت از آنها ساخته شده است. به علاوه برای استفاده‌کنندگان از تاسیسات رفاهی مجاور آب احتمال غرق شدن و یا آسیب دیدن نیز وجود خواهد داشت. در حین طراحی، ضروری است که مقدار روگذری بیشتر از مقدار مجاز مشخصی که با توجه به مشخصات سازه‌ها و موقعیت استفاده آنها تعیین می‌گردد، نباشد. به علاوه، هنگامی که مقدار روگذری از طریق آزمایش تخمین زده می‌شود مناسب است تغییرات تراز جزرومدی آب در نظر گرفته شود که به معنای انجام آزمایش‌هایی برای ترازهای مختلف آب می‌باشد.

نکات فنی

(۱) نمودارهایی برای محاسبه نرخ روگذری

برای یک دیواره ساحلی قائم یا جاذب موج با شکلی ساده (یعنی بدون هرگونه سنگریزه حفاظتی پاشنه یا حفاظ تاج یا موارد مشابه) نرخ روگذری را می‌توان با استفاده از نمودارهای شکل‌های (۲-۴۸) تا (۲-۵۱) که بر اساس آزمایش‌های با امواج نامنظم رسم شده‌اند، تخمین زد. از مقایسه نتایج آزمایش‌ها و مشاهدات میدانی، این تصور وجود دارد که دقت منحنی‌های نرخ روگذری در محدوده ارائه شده در جدول (۲-۱۵) خواهد بود. نرخ روگذری برای دیواره ساحلی جاذب موج برای حالتی که لایه آرمور پایینی در تاج شامل دو ردیف بلوک بتنی جاذب موج باشد، به‌دست آمده است.

جدول ۲-۱۵- محدوده تقریبی نسبت نرخ واقعی روگذری به مقدار تخمین زده شده

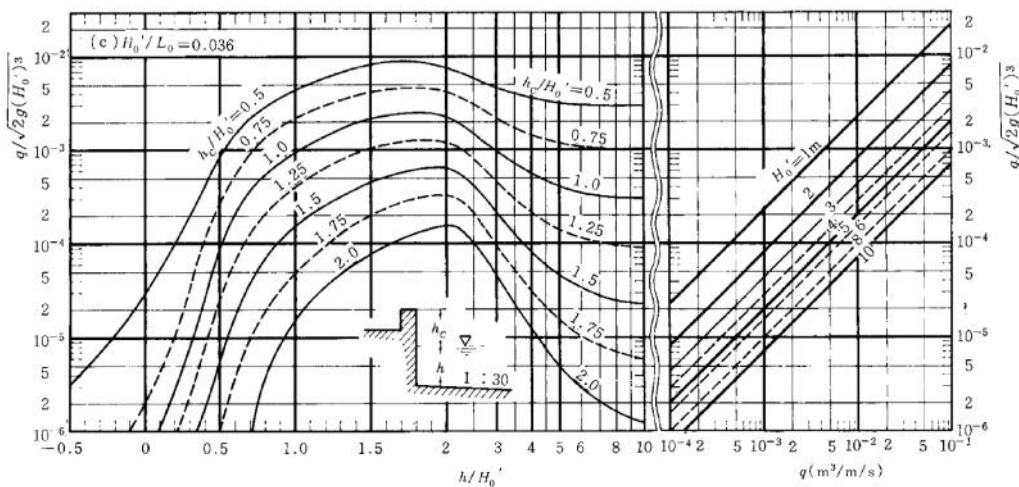
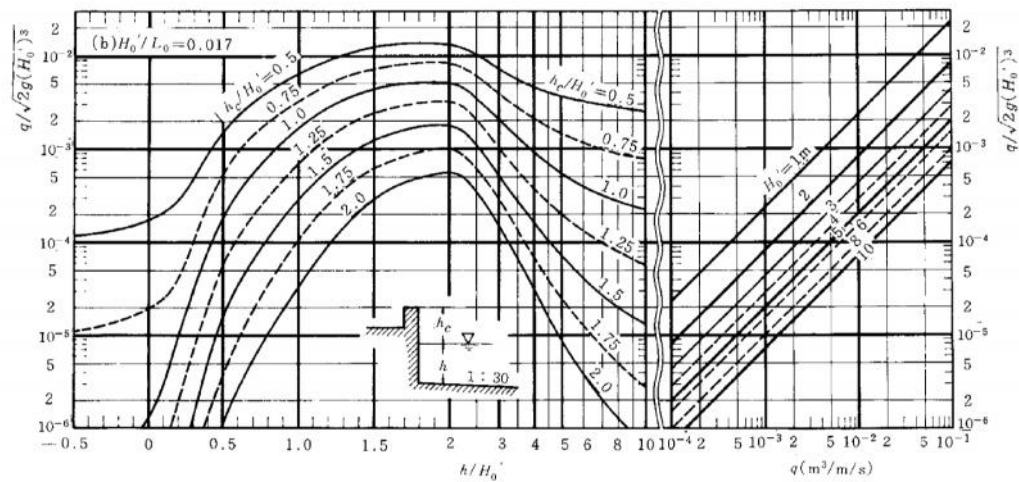
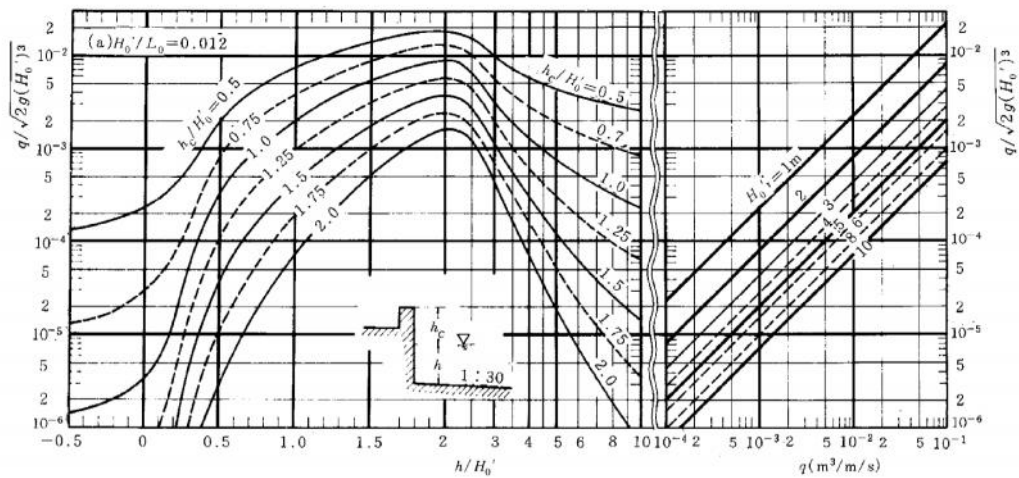
دیواره ساحلی جاذب موج	دیواره ساحلی قائم	$q/\sqrt{2gH_0^3}$
۰/۵ تا ۲ برابر	۰/۷ تا ۱/۵ برابر	10^{-2}
۰/۲ تا ۳	۰/۴ تا ۲	10^{-3}
۰/۱ تا ۵	۰/۲ تا ۳	10^{-4}
۰/۰۵ تا ۱۰	۰/۱ تا ۵	10^{-5}

در هنگام تخمین کلی مقادیر نرخ روگذری در امواج نامنظم با استفاده از اشکال (۲-۶۹) و (۲-۷۲) موارد زیر را باید مدنظر قرارداد:

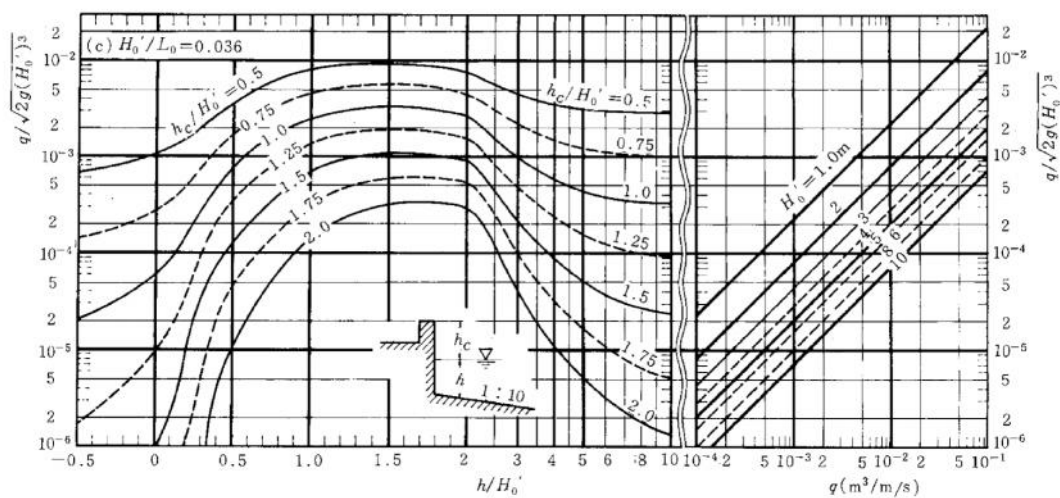
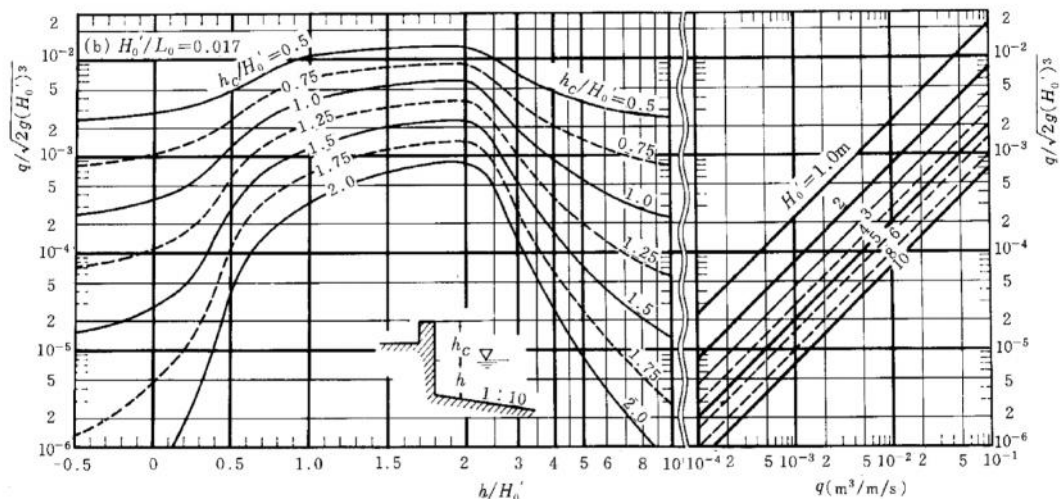
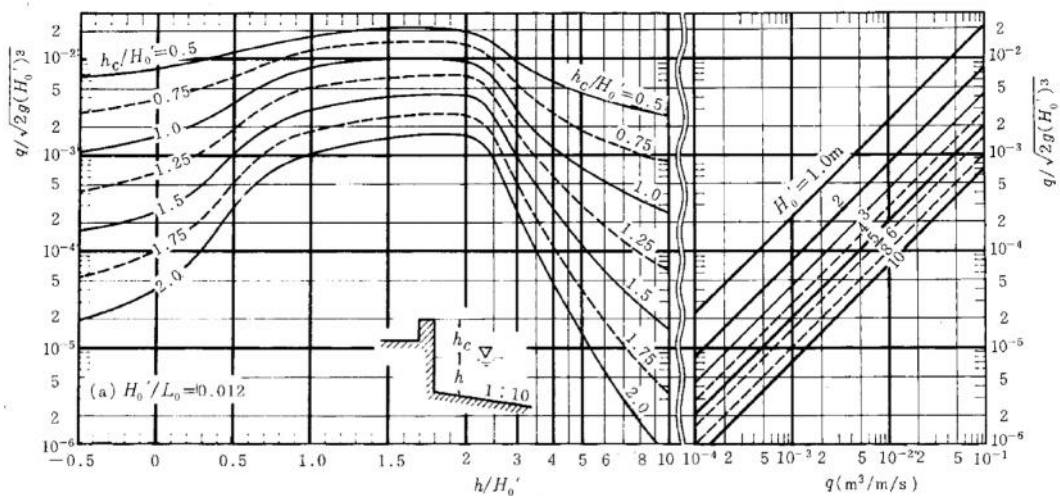
الف) اگر مقادیر واقعی شیب بستر و تیزی موج آب عمیق با هیچیک از مقادیر موجود در نمودارها تطابق ندارد، نموداری باید به‌کار رود که بیشترین تطابق بین مقادیر را نشان دهد، یا اینکه به‌عنوان روشی دیگر باید درون‌یابی انجام گیرد.
ب) در نمودارها بلوک‌های جاذب موج از دو لایه تتراپاد تشکیل شده‌اند. اگر نوع دیگری از بلوک جاذب موج استفاده شود یا اگر از همین نوع بلوک استفاده شود ولی تفاوت‌هایی در عرض تاج، نحوه قرارگیری تتراپادها و یا شکل پاشنه وجود داشته باشد این خطر وجود دارد که نرخ روگذری واقعی با مقدار به‌دست آمده از نمودارها تفاوت قابل ملاحظه‌ای داشته باشد.

پ) با افزایش تعداد ردیف‌های بلوک‌های بتنی در تاج تمایل به کاهش مقدار روگذری وجود دارد.

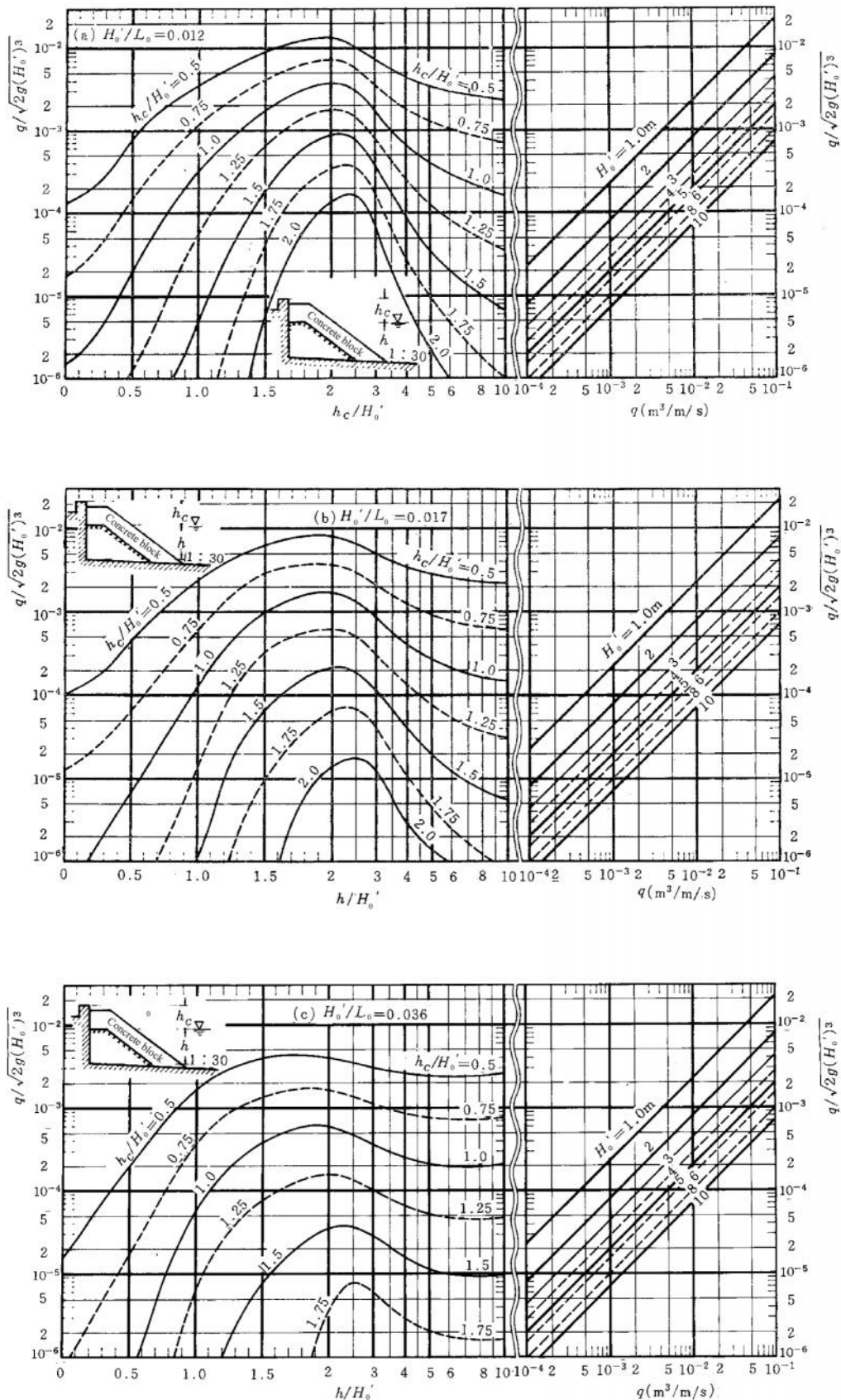
ت) اگر در کاربرد نمودارها برای تخمین نرخ روگذری مشکلاتی وجود داشته باشد، رابطه تخمینی Takayama و همکاران را می‌توان به‌کار برد.



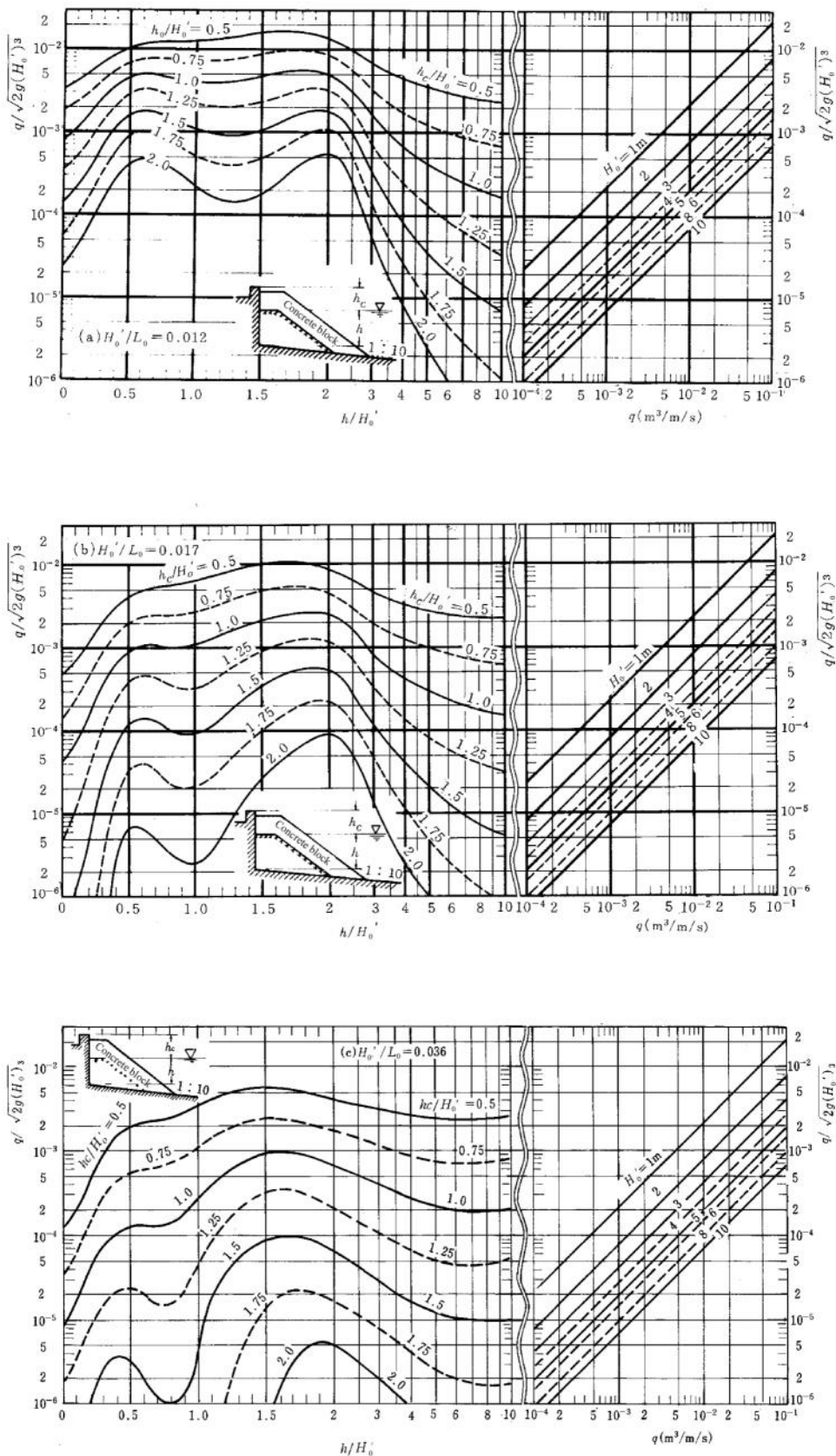
شکل ۲- ۴۸- نمودارهای تخمین نرخ روگذری یک دیواره ساحلی قائم (شیب بستر ۱:۳۰)



شکل ۲-۴۹- نمودارهای تخمین نرخ روگذری یک دیواره ساحلی قائم (شیب بستر ۱:۱۰)



شکل ۲-۵۰- نمودارهای تخمین نرخ روگذری یک دیواره ساحلی جاذب موج (شیب بستر ۱:۳۰)



شکل ۲-۵۱- نمودارهای تخمین نرخ روگذری یک دیواره ساحلی جاذب موج (شیب بستر ۱:۱۰)

۲) نرخ مجاز روگذری

نرخ مجاز روگذری به عواملی همچون نوع سازه دیواره ساحلی، موقعیت با توجه به کاربری زمین پشت دیواره و ظرفیت تاسیسات زهکشی بستگی دارد که این باید متناسب با وضعیت اتخاذ شود. اگرچه بدین جهت ارائه مقداری استاندارد برای نرخ روگذری مجاز غیرممکن است، Goda مقادیری را برای حد آسیب نرخ روگذری برپایه حوادث موارد قبلی مطابق جدول (۲-۱۶) ارائه کرده است. علاوه بر این Nagai و همکاران درجه اهمیت تاسیسات پشت دیواره ساحلی را مدنظر قرار داده و مقادیر نرخ مجاز روگذری را مطابق جدول (۲-۱۷) با استفاده از نتایج آزمایش‌های امواج منظم نتیجه گرفتند.

جدول ۲-۱۶- مرز خسارت نرخ روگذری

نرخ روگذری ($m^3/m.s$)	پوشش	نوع
۰/۲	با کف سنگ‌فرش شده	سنگچین
۰/۰۵	با کف سنگ‌فرش نشده	
۰/۰۵	بتن در شیب جلو، تاج و شیب عقب	خاکریز
۰/۰۲	بتن در شیب جلو و تاج اما بدون بتن در شیب عقب	
۰/۰۰۵ یا کمتر	بتن فقط در شیب جلو	

جدول ۲-۱۶- نرخ مجاز روگذری ($m^3/m.s$) به شکل تابعی از درجه اهمیت زمین پشت ساحل

حدود ۰/۰۱	مناطق که تجمع زیادی از خانه‌ها، تاسیسات عمومی و غیره در پشت دیواره ساحلی وجود دارد، و بنابراین می‌توان پیش‌بینی کرد که آب‌گرفتگی ناشی از روگذری یا پاشیدن به شکل خاص خسارتی قابل ملاحظه را موجب می‌شود
حدود ۰/۰۲	دیگر نواحی مهم
۰/۰۲ تا ۰/۰۶	دیگر نواحی

۳) ضریب ارتفاع تاج معادل

ضریب ارتفاع تاج معادل را می‌توان به عنوان یک راهنما هنگام تعیین مقدار روگذری برای یک دیواره ساحلی که روی آن بلوک‌های بتنی جاذب موج قرار گرفته و یا برای دیواره ساحلی از نوع جاذب موج با درزهای قائم به کار برد. ضریب ارتفاع معادل تاج برابر با نسبت ارتفاع دیواره ساحلی موردنظر به ارتفاع یک دیواره قائم فرضی که به همان مقدار روگذری منتج می‌شود، می‌باشد و در آن شرایط مربوط به امواج و توپوگرافی بستر دریا برای هر دو حالت باید یکسان در نظر گرفته شده باشد. اگر ضریب ارتفاع تاج معادل کمتر از ۱/۰ باشد به این معنا است که تاج دیواره ساحلی مورد مطالعه را می‌توان همچنان با ارائه همان مقدار روگذری پایین‌تر از تاج یک دیواره ساحلی قائم قرار داد؛ به عبارت دیگر دیواره ساحلی مورد بررسی دارای شکلی موثر بر کاهش مقدار روگذری می‌باشد. در زیر مقادیر مرجع ضریب ارتفاع تاج معادل در انواع معمول دیواره ساحلی ارائه شده است.

دیواره ساحلی جاذب موج با رویه بلوک بتنی: $0.7 \sim 0.9 =$

دیواره ساحلی دارای درزهای قائم: $0.6 =$

دیواره ساحلی با دیواره عقب: $0.5 \sim 1.0 =$

دیواره ساحلی پله‌ای:

$$= 1.7 \sim 1.0$$

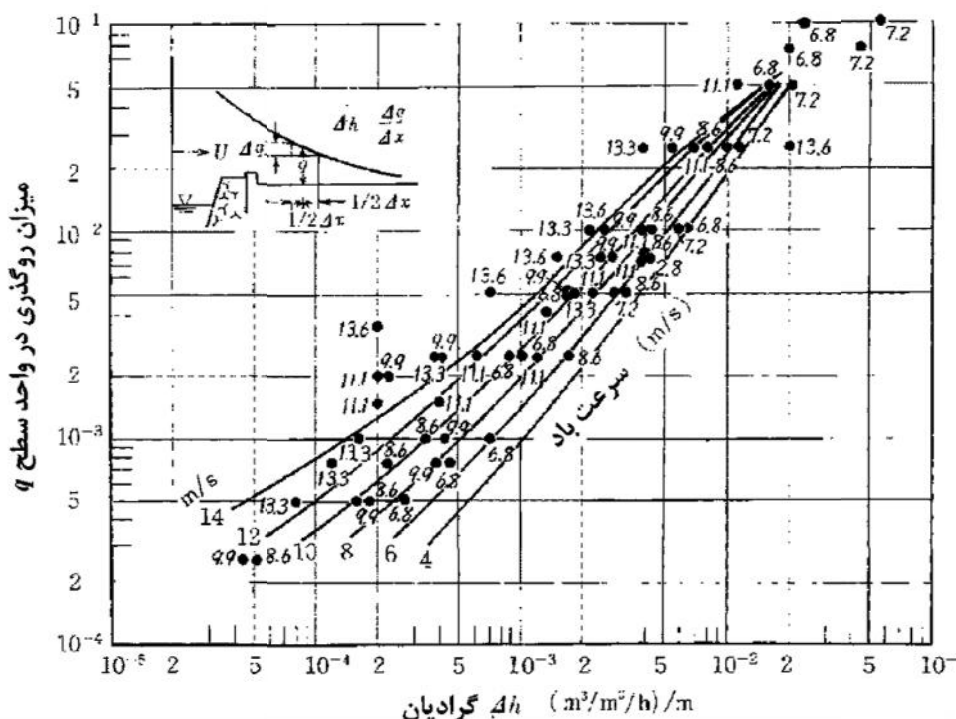
$$S = \begin{cases} 1 - \sin^2 \alpha & : |\alpha| \leq 30^\circ \\ 1 - \sin^2 30^\circ & : |\alpha| > 30^\circ \end{cases}$$

وقتی که امواج به صورت زاویه دار برخورد می‌کنند:

(: زاویه برخورد امواج، زمانی که امواج به صورت عمودی برخورد کنند برابر صفر می‌باشد)

(۴) اثر باد بر مقدار روگذری

در کل اگر روگذری کم باشد، باد تاثیر نسبتاً زیادی در مقدار روگذری دارد، اگرچه تغییرات زیادی در این رابطه وجود دارد. با این وجود تاثیر نسبی باد با افزایش مقدار روگذری کاهش می‌یابد. در شکل (۲-۵۲) نتایج یک تحقیق بر روی اثر باد بر مقدار روگذری بر مبنای مشاهدات میدانی نشان داده شده است. محور افقی گرادیان مکانی مقدار روگذری و محور قائم مقدار روگذری در واحد سطح را نشان می‌دهد. همانطور که در شکل دیده می‌شود هنگامی که مقدار روگذری کم است هرچه سرعت باد بیشتر باشد گرادیان مکانی مقدار روگذری کمتر می‌شود و زمانی که مقدار روگذری زیاد است، گرادیان مکانی مقدار روگذری افزایش می‌یابد. این موضوع نشان می‌دهد وقتی مقدار روگذری کم باشد مسافتی که جرم آب پخش می‌شود به شدت از سرعت باد تاثیر می‌گیرد و این فاصله با افزایش سرعت باد بیشتر می‌گردد. با این وجود زمانی که مقدار روگذری زیاد باشد تفاوت در مسافت پخش کم خواهد شد.



شکل ۲-۵۲- اثر باد بر گرادیان مکانی مقدار روگذری موج

(۵) روگذری امواج تصادفی چند جهته

در آبی که چند جهتی بودن امواج به خوبی مشخص است، نرخ روگذری را می‌توان هم‌راستا با S_{max} تصحیح نمود.

۴-۶-۳ عبور موج

متداول است که ارتفاع موج عبور کننده در پشت یک موج شکن در اثر روگذری و یا نفوذ از میان هسته یا توده پی موج شکن را با مراجعه به نتایج آزمایش‌های مدل هیدرولیکی یا داده‌های گذشته محاسبه نمود.

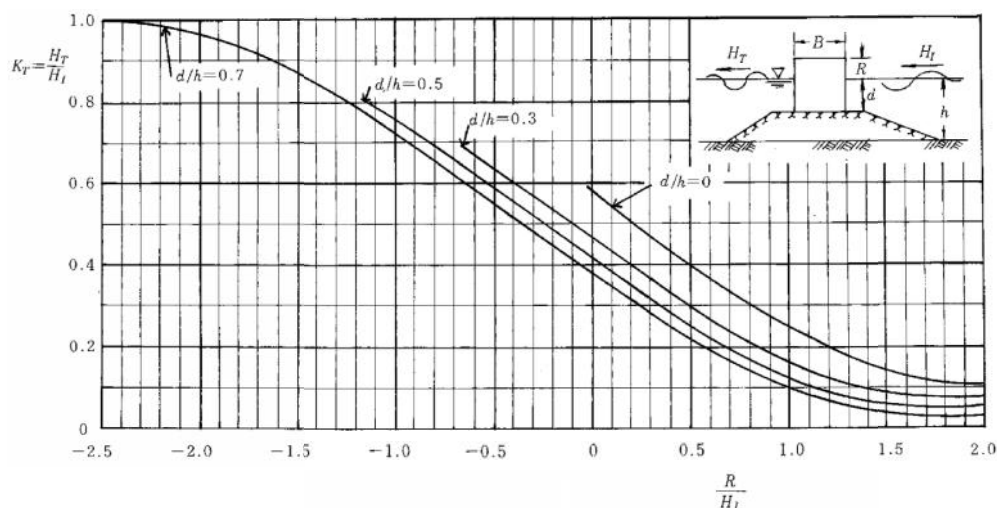
تفسیر

ضروری است که ارتفاع موج عبوری پس از روگذری و یا عبور از میان موج شکن محاسبه گردد، زیرا موج عبوری بر توزیع ارتفاع موج پشت موج شکن تاثیر دارد. امواج عبوری شامل امواج روگذر شده و یا سرریز شده و نیز امواج نفوذ کرده از میان موج شکن سنگریزه‌ای یا توده پی موج شکن مرکب می‌باشند. اخیراً چندین موج شکن با صندوقه‌هایی (که در اصل نفوذناپذیر هستند) دارای سوراخ‌های میانی جهت افزایش تبادل آب دریا در داخل بندرگاه ساخته شده‌اند. در این حالت ضروری است مقدار ضریب عبور موج کنترل شود زیرا این ضریب به عنوان شاخصی از کارایی تبادل آب دریا عمل می‌کند.

نکات فنی

(۱) ضریب عبوری یک موج شکن مرکب

می‌توان از شکل (۲-۵۳) برای محاسبه ارتفاع امواج عبوری به داخل یک لنگرگاه پس از گذشتن از روی موج شکن مرکب یا نفوذ از میان توده پی نفوذ استفاده کرد. ضریب عبور حتی وقتی که امواج نامنظم هستند به خوبی با آنچه در شکل (۲-۵۳) نشان داده شده تطابق دارد. شکل (۲-۵۳) نه تنها برای ارتفاع موج مشخصه بلکه برای ارتفاع موج معادل متوسط دهک اول مرتفع‌ترین امواج و ارتفاع موج میانگین نیز معتبر می‌باشد.



شکل ۲-۵۳- نمودار محاسبه ضریب عبوری ارتفاع موج

(۲) دوره تناوب موج عبوری برای یک موج شکن مرکب

دوره تناوب موج عبوری حدود ۵۰ تا ۸۰ درصد دوره تناوب موج برخوردی متناظر خواهد بود (این امر برای هر دو دوره تناوب موج مشخصه و دوره تناوب میانگین صدق می‌کند).

(۳) داده‌های آزمایشگاهی برای دیگر انواع موج شکن

آزمایش‌هایی بر روی ارتفاع موج عبوری در موج‌شکن‌های مرکب پوشیده از بلوک‌های بتنی جاذب موج، موج‌شکن‌های سنگریزه‌ای با بلوک‌های بتنی جاذب موج و دیگر موج‌شکن‌های مشابه انجام شده است.

(۴) ضریب انتقال برای سازه‌هایی غیر از موج‌شکن‌های ترکیبی

الف) برای یک سازه متخلخل نفوذپذیر مانند موج‌شکن سنگریزه‌ای یا موج‌شکن بلوک بتنی جاذب موج می‌توان به تحلیل تئوری Kondo مراجعه کرد. می‌توان رابطه تجربی (۴-۸۴) را برای به‌دست آوردن ضریب عبوری از یک سازه تیب به‌کار برد.

$$K_T = 1 / \left(1 + k_t \sqrt{H/L} \right) \quad \text{موج‌شکن سنگی:} \quad (۴-۸۴)$$

که در آن $kt=1.26 (B/d)0.67$ عرض تاج سازه، d عمق از سطح آب تا سطح کف سازه، H ارتفاع امواج برخوردی و L طول موج امواج عبوری می‌باشد.

ب) در یک موج‌شکن دیواره پرده‌ای می‌توان راه‌حل‌های تجربی Morihira و همکاران را استفاده نمود (به بخش ۷، بند (۳-۳-۱) موج‌شکن دیواره غشایی، مراجعه شود).

پ) برای ضریب عبور یک موج‌شکن قائم نفوذپذیر که دارای درزهایی در هردو دیواره‌های جلو و عقب است، نتایج آزمایشگاهی موجود می‌باشد.

ت) انواع موج‌شکن‌هایی که با هدف افزایش تبادل آب دریا به‌کار می‌روند از جمله موج‌شکن‌های نفوذپذیر چندباله، موج‌شکن‌های چنداستوانه‌ای قائم، موج‌شکن‌های نفوذپذیر صفحه افقی و موج‌شکن‌های نوع لوله‌ای می‌باشند. ضرایب عبور این نوع موج‌شکن‌ها توسط آزمایش‌های مدل هیدرولیکی به‌دست آمده است.

(۵) ضریب عبور یک موج‌شکن مستغرق

یک موج‌شکن مستغرق معمولاً با انباشتن سنگ‌های طبیعی یا قطعه‌سنگ‌های شکسته شده به‌شکل یک توده و سپس پوشاندن سطح آنها با بلوک‌های بتنی برای محافظت از لایه‌های زیرین ساخته می‌شوند. در یک موج‌شکن مستغرق ساخته شده از قطعه سنگ‌های شکسته، نموداری نشان‌دهنده رابطه بین ارتفاع تاج موج‌شکن و ضریب عبوری موجود می‌باشد.

۴-۷- خیزاب موج و نوسان خیزاب

۴-۷-۱- خیزاب موج

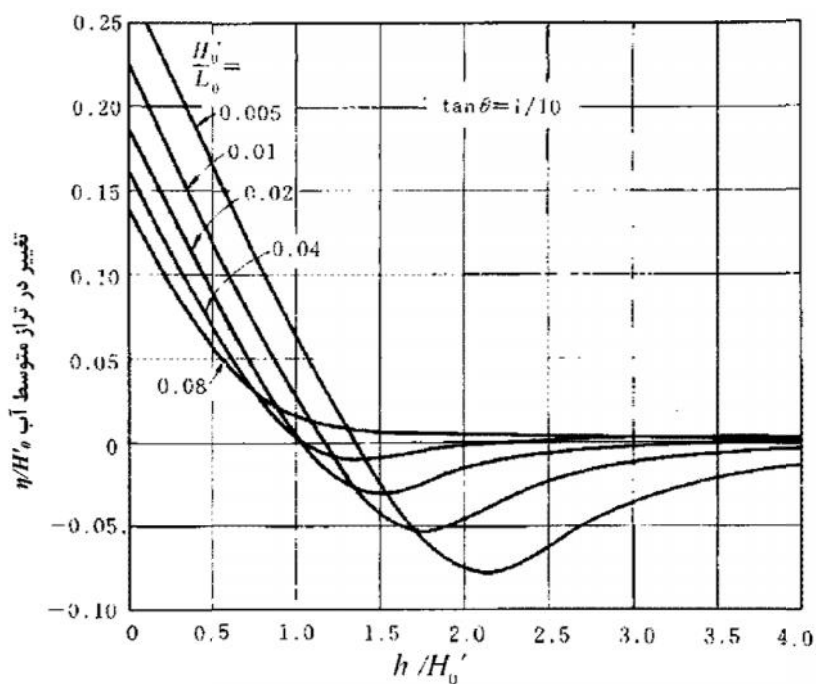
هنگام طراحی سازه‌هایی که در منطقه شکست قرار می‌گیرند، مناسب است پدیده خیزاب موج که در منطقه شکست در نتیجه شکست امواجی که به‌سمت ساحل نزدیک می‌شوند روی می‌دهد، به میزان لازم مورد توجه قرار گیرد.

نکات فنی

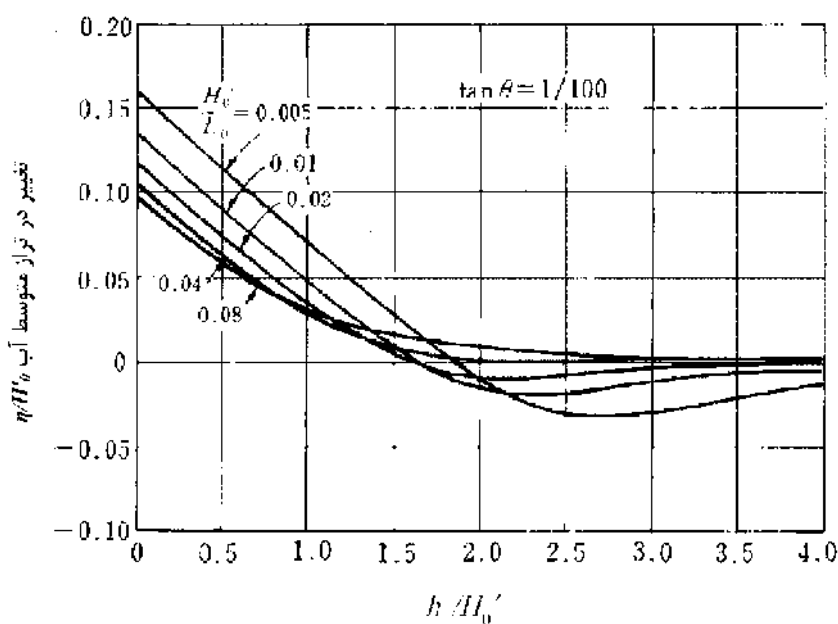
(۱) نمودارهای تخمین مقدار خیزاب موج

تغییرات تراز متوسط آب در اثر شکست امواج تصادفی در شیب بستر ۱:۱۰ و ۱:۱۰ که توسط Goda محاسبه شده در شکل‌های (۲-۵۴) و (۲-۵۵) نشان داده شده است. هرچه تیزی موج کمتر باشد H'_0/L_0 که H'_0 ارتفاع موج آب عمیق معادل و L_0 طول موج در آب عمیق می‌باشد، بالاروی تراز متوسط آب بیشتر می‌شود. علاوه بر این، هرچه شیب بستر تندتر

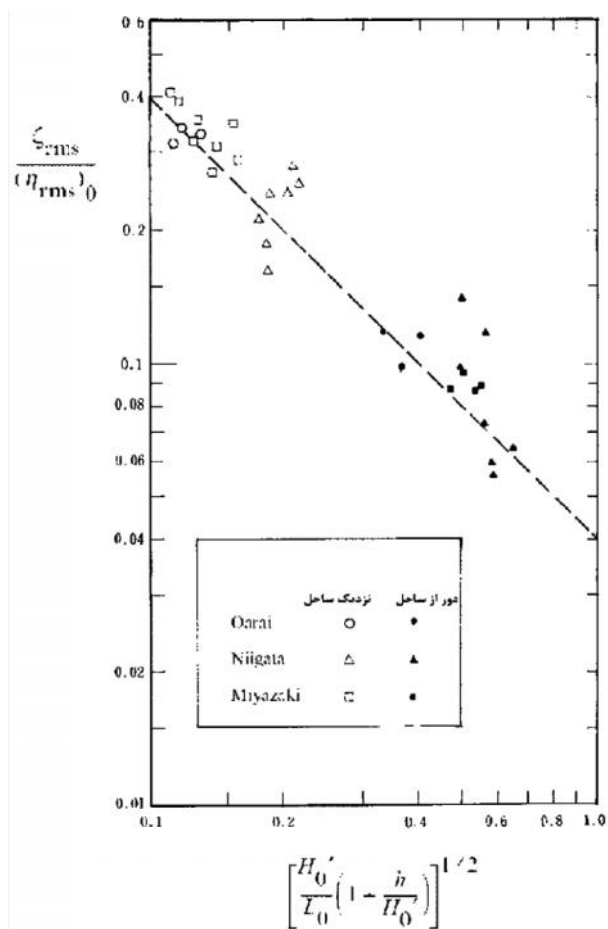
باشد نیز بالاروی تراز متوسط آب افزایش می‌یابد. شکل (۵۶-۲) بالاروی تراز متوسط آب در خط ساحلی را نشان می‌دهد که در آن اثرات تیزی موج و شیب بستر در بالاروی تراز متوسط آب به‌وضوح مشاهده می‌شود. هنگامی که H'_0/L_0 در محدوده ۰/۰۱ تا ۰/۰۵ باشد، به استثناء شیب بستر خیلی تند، بالاروی تراز آب متوسط در نزدیکی خط ساحلی در حدود $(0.1 \sim 0.15)H'_0$ خواهد بود. (شکل ۵۷-۲)



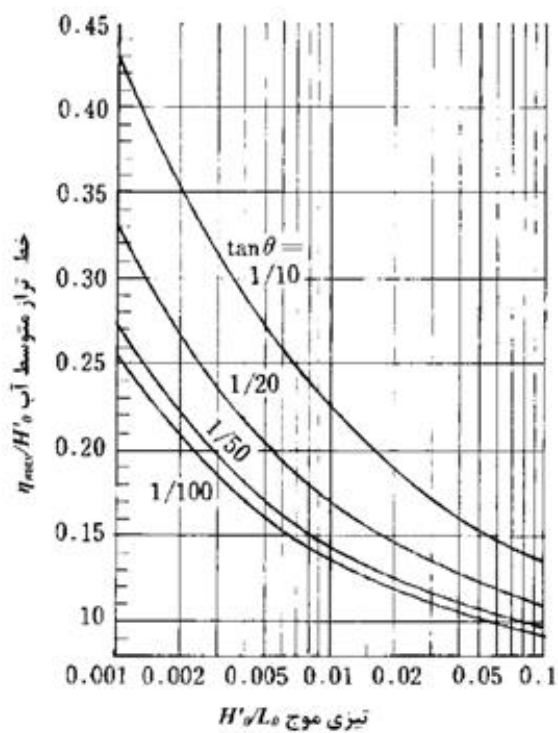
شکل ۲-۵۴- تغییر تراز متوسط آب (شیب بستر ۱:۱۰)



شکل ۲-۵۵- تغییر تراز متوسط آب (شیب بستر ۱:۱۰۰)



شکل ۲-۵۶- تغییر تراز متوسط آب در خط ساحل



شکل ۲-۵۷- نسبت دامنه نوسان خیزاب به دامنه موج آب عمیق

۲) در نظر گرفتن بالاروی تراز متوسط آب در طراحی

بالاروی تراز متوسط آب باعث می‌شود نقطه شکست به سمت ساحل تغییر مکان داده و ارتفاع موج شکست افزایش یابد. بنابراین، برای محاسبه دقیق ارتفاع موج طرح در آب کم عمق، بالاروی تراز متوسط آب از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

۴-۷-۲- نوسان خیزاب

در آب کم عمق در صورت لزوم نوسان خیزاب با دوره تناوب یک تا چندین دقیقه بررسی می‌شود.

نکات فنی

رابطه Goda برای تخمین دامنه نوسان خیزاب

بر پایه نتایج مشاهدات میدانی نوسان خیزاب، Goda رابطه (۴-۸۵) را پیشنهاد کرده است:

$$y'_{rms} = \frac{0.04(y_{rms})_0}{\sqrt{\frac{H'_0}{L_0} \left(1 + \frac{h}{H'_0}\right)}} = \frac{0.01H'_0}{\sqrt{\frac{H'_0}{L_0} \left(1 + \frac{h}{H'_0}\right)}} \quad (۴-۸۵)$$

که در آن y'_{rms} دامنه جذر میانگین مربعات پروفیل موج نوسان خیزاب، $(y_{rms})_0$ دامنه جذر میانگین مربعات پروفیل موج آب عمیق، H'_0 ارتفاع موج آب عمیق معادل، L_0 طول موج در آب عمیق و h عمق آب می‌باشد. این رابطه نشان می‌دهد که دامنه نوسان خیزاب با ارتفاع موج آب عمیق متناسب است، با افزایش عمق آب کاهش و با کم شدن تیزی موج H'_0/L_0 در آب عمیق افزایش می‌یابد.

۴-۸- امواج با دوره تناوب بلند و نوسان آزاد

با توجه به امواج با دوره تناوب بلند و امواج نوسان آزاد در لنگرگاه‌ها، مشاهدات میدانی باید تا حد ممکن انجام گرفته و راهکارهای مقتضی برای کنترل آنها بر پایه نتایج این مشاهدات اعمال شود.

تفسیر

نوسانات تراز آب با دوره تناوب بین یک تا چندین دقیقه در بعضی مواقع در نقاط مشاهداتی در لنگرگاه و مقابل ساحل ظاهر می‌شود که به این نوسانات امواج با دوره تناوب بلند گفته می‌شود. اگر دوره تناوب این امواج با دوره تناوب بلند به دوره تناوب طبیعی نوسان سیستم نوسانی یک شناور و طناب‌های مهار آن نزدیک باشد، پدیده تشدید ممکن است به افزایش بالآمدگی بزرگی حتی اگر ارتفاع موج کم باشد منجر شود که تاثیرات زیادی بر کارایی تخلیه و بارگیری کالا در بندر دارد. اگر بر پایه مشاهدات مشخص شود امواج با دوره تناوب بلند با ارتفاع موج مشخصه ۱۰ تا ۱۵ سانتیمتر یا بیشتر در لنگرگاه به وجود می‌آیند، توصیه می‌شود که روش‌های مقابله سخت یا نرم مورد بررسی قرار گیرد.

هنگامی که نوسانات آشکار تراز آب با دوره تناوب چندین دقیقه‌ای یا بیشتر در نقطه‌ای مشاهداتی در لنگرگاه ظاهر شود، می‌توان فرض کرد که پدیده «نوسان آزاد» اتفاق افتاده است. این پدیده وقتی اتفاق می‌افتد که تلاطمی اندک در تراز آب در اثر تغییرات فشار هوای بیرون در دریا با نوسانات تشدید شده لنگرگاه یا خلیج تقویت شود. افزایش قابل ملاحظه دامنه این نوسان آزاد

ممکن است منجر به آب‌گرفتگی در دماغه خلیج و یا جریان خروجی برعکس از کانال‌های زهکشی شهری شود. همچنین جریان موضعی با سرعت بالا ممکن است در لنگرگاه اتفاق افتاده، به پاره‌شدن طناب‌های مهار شناورهای کوچک منجر شود. بنابراین مناسب است هنگام رسم پلان لنگرگاه تا حد امکان به ترکیب شکل لنگرگاه برای کاهش حرکت نوسان آزاد توجه شود.

نکات فنی

(۱) ارتفاع آستانه امواج با دوره تناوب بلند برای عملیات تخلیه و بارگیری کالا

ضروری است به این واقعیت توجه شود که امواج با دوره تناوب بلند در جلوی یک اسکله می‌تواند در اثر تشدید باعث حرکت کشتی با دامنه‌ای برابر چندین متر شود. ارتفاع آستانه امواج با دوره تناوب بلند برای عملیات روان تخلیه و بارگیری کالا به عواملی همچون دوره تناوب امواج با دوره تناوب بلند، ابعاد کشتی موردنظر، وضعیت مهار و شرایط بارگیری بستگی دارد. با این وجود، برپایه مشاهدات میدانی، این مقدار متناظر با ارتفاع موج مشخصه در حدود ۱۰ تا ۱۵ سانتی‌متر است.

(۲) محاسبه انتشار امواج با دوره تناوب بلند

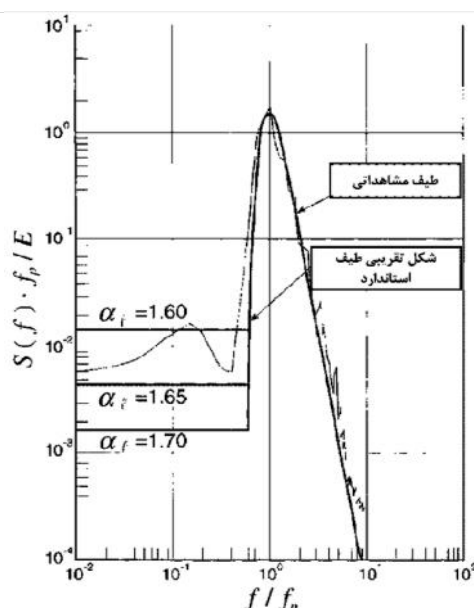
مطلوب است انتشار امواج با دوره تناوب بلند در داخل یک لنگرگاه با قراردادن مرز موج برخوردی در بیرون لنگرگاه در دریا و سپس استفاده از رابطه Boussinesq یا روشی محاسباتی با استفاده از روابط موج بلند خطی محاسبه شود.

(۳) طیف استاندارد امواج با دوره تناوب بلند

وقتی داده‌های مشاهدات میدانی امواج با دوره تناوب بلند در آب‌های بیرون لنگرگاه ناکافی بوده و شرایط امواج با دوره تناوب بلند که نیروهای خارجی طراحی را تعیین می‌کنند مشخص نشده باشد، طیف استاندارد نشان داده شده در مراجع یا روابط تقریبی آن را می‌توان به کار برد. در شکل (۲-۵۸) مقایسه بین یک طیف مشاهداتی و شکلی تقریبی از طیف استاندارد نشان داده شده است. عبارت α_1 در شکل پارامتر نشان‌دهنده تراز انرژی در امواج با دوره تناوب بلند می‌باشد.

(۴) روش محاسبه نوسان آزاد

به منظور محاسبه نوسان آزاد به بند (۶-۵) نوسان آزاد، مراجعه شود.



شکل ۲-۵۸- مقایسه طیف استاندارد با مولفه‌های دوره تناوب بلند و طیف مشاهداتی

۴-۹- امواج درون لنگرگاهها

۴-۹-۱- آرامش و تلاطم

در هنگام ارزیابی آرامش لنگرگاه، باید عوامل افزایش دهنده تلاطم در لنگرگاه را به طور مناسبی تنظیم نمود.

تفسیر

آرامش لنگرگاه مساله‌ای فوق‌العاده پیچیده می‌باشد که نه فقط عوامل فیزیکی از قبیل امواج، بادهای، حرکات کشتی و مقاومت ماشین‌آلات فعال در برابر باد و موج بلکه عواملی که به قضاوت فردی نیاز دارد از جمله سهولت ورود و خروج کشتی‌ها، پناه‌کشتی‌ها در آب‌وهوای طوفانی و شرایط آستانه کارکردن در دریا را نیز شامل می‌شود. علاوه بر این آرامش لنگرگاه به عوامل اقتصادی از قبیل کارایی عملیات تخلیه و بارگیری کالا، نرخ فعالیت کشتی‌ها و هزینه ساخت تاسیسات مختلفی که برای بهبود آرامش لنگرگاه مورد نیاز است، مربوط می‌شود. عواملی که به تلاطم امواج در لنگرگاه‌ها منتهی شده و اساس تعیین معیاری برای آرامش لنگرگاه می‌باشد به شرح ذیل است:

(الف) امواج نفوذی از ورودی لنگرگاه

(ب) عبور امواج به درون لنگرگاه از روی موج‌شکن‌ها

(پ) امواج منعکس شده

(ت) امواج با دوره تناوب بلند

(ث) نوسان آزاد

در لنگرگاه‌های بزرگ ممکن است توجه به امواج تولیدشده توسط باد در لنگرگاه نیز مورد نیاز باشد و امواج تولیدشده توسط شناورهای بزرگ ممکن است سبب مشکلاتی برای شناورهای کوچکتر شود.

۴-۹-۲- ارزیابی آرامش لنگرگاه

آرامش لنگرگاه با توجه به تخمین جداگانه مولفه‌های مستقل موج برای عوامل مرتبطی که سبب ایجاد تلاطم در لنگرگاه می‌شود ارزیابی می‌گردد.

نکات فنی

روش زیر را می‌توان برای ارزیابی آرامش لنگرگاه به کار برد:

(۱) برای تخمین امواج در لنگرگاه، ابتدا باید توزیع مشترک ارتفاع و جهت امواج آب عمیق ایجادشود.

(۲) سپس انتقال موج ناشی از انکسار و شکست که بین نقطه مشاهده موج و یا پیش‌یابی موج و ورودی لنگرگاه اتفاق می‌افتد با استفاده از، مثلا، روش رابطه تعادل انرژی محاسبه شده، و بدین ترتیب شرایط موج در ورودی لنگرگاه به دست می‌آید.

(۳) ارتفاع موج در لنگرگاه با تمرکز اصلی بر روی تفرق و انعکاس به دست آورده شود. در صورت لزوم مطالعه‌ای بر روی عبور موج در این زمان انجام پذیرد.

۴) ارتفاع موج در لنگرگاه را می‌توان با جمع مجدد ارتفاع موج تفرق یافته، ارتفاع موج منعکس شده و ارتفاع موج عبوری و تعیین جذر حاصل جمع تخمین زد. در لنگرگاه‌هایی که اثرات امواج عبوری نسبتاً ناچیز باشند، دوره تناوب موج در لنگرگاه را می‌توان مشابه دوره تناوب امواج تفرق یافته در نظر گرفت. توجه شود که ارتفاع موج در لنگرگاه باید در هر جهت موج برای گروه‌های مختلف ارتفاع موج با احتمال وقوع مربوطه در خارج از لنگرگاه بررسی گردد.

۵) مرسوم است نرخ وقوع امواج در یک لنگرگاه را بر اساس درصد اوقات و یا تعداد شبانه‌روزی که ارتفاع امواج یا میزان تلاطم از یک حدمعین بیشتر می‌شود بیان کنند. مقدار حداکثر ارتفاع مجاز موج، که مقادیر بیش‌از آن ناآرامی محسوب می‌شود، و همچنین حداکثر درصد اوقاتی که ناآرامی حوضچه قابل تحمل (و قابل مدیریت) تشخیص داده می‌شود بستگی به عوامل مختلفی دارد و نمی‌توان در این رابطه مقدار آستانه‌ای که در دنیا معتبر باشد تعیین کرد. مقادیر مناسب برای هر بندر بستگی به نوع کاربری بندر، هدف استفاده از تاسیسات اسکله، نوع و وزن و ابعاد کشتی‌ها، روش تخلیه و بارگیری (مثلاً کانتینری یا فله)، دوره تناوب و جهت امواج، زمان لازم برای جدا شدن کشتی از اسکله و عوامل دیگر دارد. علاوه بر این فرهنگ و میزان مدیریت‌پذیری استفاده‌کنندگان از بندر و میزان امکانات مدیریت بندر هم در تعیین درصد اوقاتی که ناآرامی حوضچه قابل تحمل تشخیص داده می‌شود نقش دارند. حتی ممکن است مقادیر مناسب برای قسمت‌های مختلف حوضچه یک بندر نیز یکسان نباشند (مثلاً اسکله تخلیه و بارگیری یا پارکینگ). به‌عنوان نمونه تعدادی از بنادر صیادی ایران بر اساس حد مجاز ارتفاع موج شاخص برابر با $0/3$ متر در مقابل اسکله و $0/5$ متر در محل پارک لنگرها طراحی شده‌اند و درصد اوقات عدم آرامش را بین $2/5$ تا 5 درصد منظور کرده‌اند. از طرف دیگر در بنادر نفتی که پذیرای شناورهای بسیار بزرگ نفت‌کش هستند، ارتفاع مجاز تا حدود 1 متر نیز در طراحی استفاده شده است، بطوری که بعضی از اسکله‌های نفتی اصولاً فاقد موج‌شکن بوده و شرایط طبیعی دریا را مزاحم تلقی نمی‌کنند (مثلاً اسکله جزیره خارک). همچنین می‌توان به تفاوت درصد اوقات ناآرامی قابل تحمل برای شناورهای نفت‌کش و شناورهای حمل میعانات گازی اشاره کرد که ناشی از توانایی نفتکش‌ها برای جدا شدن سریع و به‌هنگام از اسکله در هنگام دریافت هشدار و عدم امکان جدا شدن سریع برای شناورهای حمل میعانات گازی می‌باشد. با این همه مقدار ارتفاع موج مشخصه ناآرامی بین $0/3$ متر تا 1 متر را معمولاً می‌توان به‌عنوان مقدار مرجع مورد استفاده قرار داد. باید توجه شود که ارتفاع موج بحرانی در تخلیه و بارگیری کالا برای امواج با دوره تناوب بلند مانند امواج دوراً کمتر است، بنابراین لازم است در ارزیابی نرخ کار خالص بندر و لنگرگاه‌هایی که به سمت دریای آزاد هستند دقت کرد.

۴-۱۰- امواج کشتی

در آب‌راه‌ها و کانال‌های ناوبری، مناسب است تاثیر امواج تولیدشده از حرکت کشتی‌ها مورد بررسی قرار گیرد.

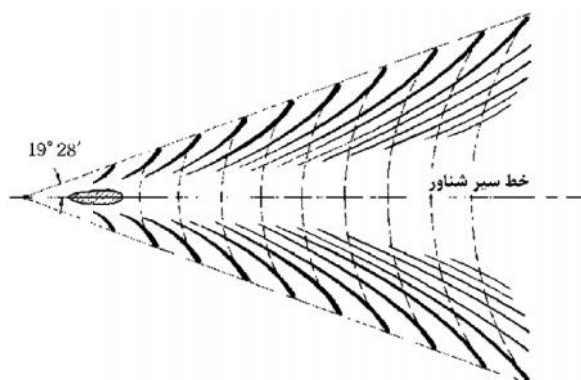
تفسیر

اگر امواج ناشی از حرکت شناورها در یک بندر یا آب‌راه مشکل‌ساز باشند، مدیریت حداکثر سرعت حرکت شناورها در آن محدوده را می‌توان به‌عنوان یکی از راه‌های کاهش مشکل مورد بررسی قرارداد. وجود دیواره‌های متعدد انعکاس‌دهنده موج یا اشتباه در طراحی جانمایی آنها می‌تواند مشکلات ناشی از امواج شناورها را تشدید کند.

نکات فنی

(۱) الگوی امواج کشتی که از بالا دیده می‌شوند

اگر امواج کشتی از بالا دیده شوند، مطابق شکل (۲-۵۹) به نظر می‌رسند. به‌طور خاص این امواج از دو گروه موج تشکیل می‌شوند. یک گروه امواج به شکل $\backslash /$ (عدد ۸) از نقطه‌ای کمی جلوتر از دماغه کشتی پخش می‌شوند و گروه دیگر امواج در پشت کشتی هستند به‌گونه‌ای که تاج موج بر خط سیر کشتی عمود می‌باشد. امواج اول «امواج واگرا» و دسته دوم «امواج عرضی» نامیده می‌شوند. امواج واگرا منحنی‌های مقعری می‌سازند و فواصل بین امواج با نزدیک‌تر شدن به خط سیر کمتر می‌شود. از طرف دیگر امواج عرضی تقریباً شکل کمان با فاصله ثابت مابین امواج هستند (یعنی مستقل از فاصله تا خط سیر). در آب عمیق ناحیه‌ای که امواج کشتی بر روی آن گسترش می‌یابند به ناحیه‌ای محدود می‌شود که در مرز آن دو خط هلالی با زاویه $19^{\circ}28'$ از خط سیر قراردارند و شروع آن از مبدا (یعنی نقطه‌ای که خطوط هلالی شکل واگرا می‌شوند) است که حدوداً در جلوی دماغه کشتی قرار دارد. امواج واگرا دقیقاً داخل خطوط هلالی شکل امواج عرضی را قطع می‌کنند، جایی که مرتفع‌ترین ارتفاع موج وجود دارد. تیزی موج در امواج عرضی کمتر از امواج واگرا می‌باشد و غالباً نمی‌توان امواج عرضی را با استفاده از یک عکس هوایی تشخیص داد.



شکل ۲-۵۹ - نمای پلان امواج کشتی

(۲) طول موج و دوره تناوب امواج کشتی

طول موج و دوره تناوب امواج کشتی در امواج واگرا و امواج عرضی متفاوت است و امواج عرضی طول موج بیشتر و دوره تناوب بلندتری دارند. در امواج واگرا طول موج و دوره تناوب هر دو در اولین موج بلندترین بوده و سپس به‌طور پیش‌رونده کاهش می‌یابند.

الف) طول موج امواج عرضی با حل عددی رابطه (۴-۱۶) به دست می‌آید. این رابطه از این شرط ناشی شده است که سرعت امواج عرضی و سرعت سیر رو به جلو کشتی باید یکسان باشد.

$$\frac{gL_t}{2f} \tanh \frac{2fh}{L_t} = V^2 \quad : V < \sqrt{gh} \quad (۴-۱۶)$$

که در آن:

L_t : طول موج امواج عرضی (m)

h : عمق آب (m)

V : سرعت سیر کشتی (m/s)

توجه شود که وقتی آب به اندازه کافی عمیق است، طول موج امواج عرضی در رابطه (۴-۸۷) ارائه شده است:

$$L_0 = \frac{2f}{g} V^2 = 0.169 V_k^2 \quad (۴-۸۷)$$

که در آن:

L_0 : طول موج امواج عرضی در محلی که آب به اندازه کافی عمیق است (m)

V_k : سرعت سیر کشتی (kt): $V_k = 1.946V$ (m/s)

ب) دوره تناوب امواج عرضی برابر با دوره تناوب امواج پیش‌رونده با طول موج L_t (یا L_0) در آب با عمق h می‌باشد. دوره تناوب در رابطه (۴-۸۸) یا (۴-۸۹) ارائه شده است.

$$T_t = \sqrt{\frac{2f}{g} L_t \coth\left(\frac{2fh}{L_t}\right)} = T_0 \coth\left(\frac{2fh}{L_t}\right) \quad (۴-۸۸)$$

$$T_0 = \frac{2f}{g} V = 0.330 V_k \quad (۴-۸۹)$$

که در آنها:

T_t : دوره تناوب امواج عرضی در آب با عمق h (s)

T_0 : دوره تناوب امواج عرضی در محلی که آب به اندازه کافی عمیق است (s)

پ) طول موج و دوره تناوب امواج واگرا با رابطه‌های (۴-۹۰) و (۴-۹۱) ارائه شده است، که با شرط لزوم تساوی مولفه سرعت کشتی در جهت حرکت امواج واگرا با سرعت امواج واگرا تعیین شده‌اند.

$$L_d = L_t \cos^2 \theta \quad (۴-۹۰)$$

$$T_d = T_t \cos \theta \quad (۴-۹۱)$$

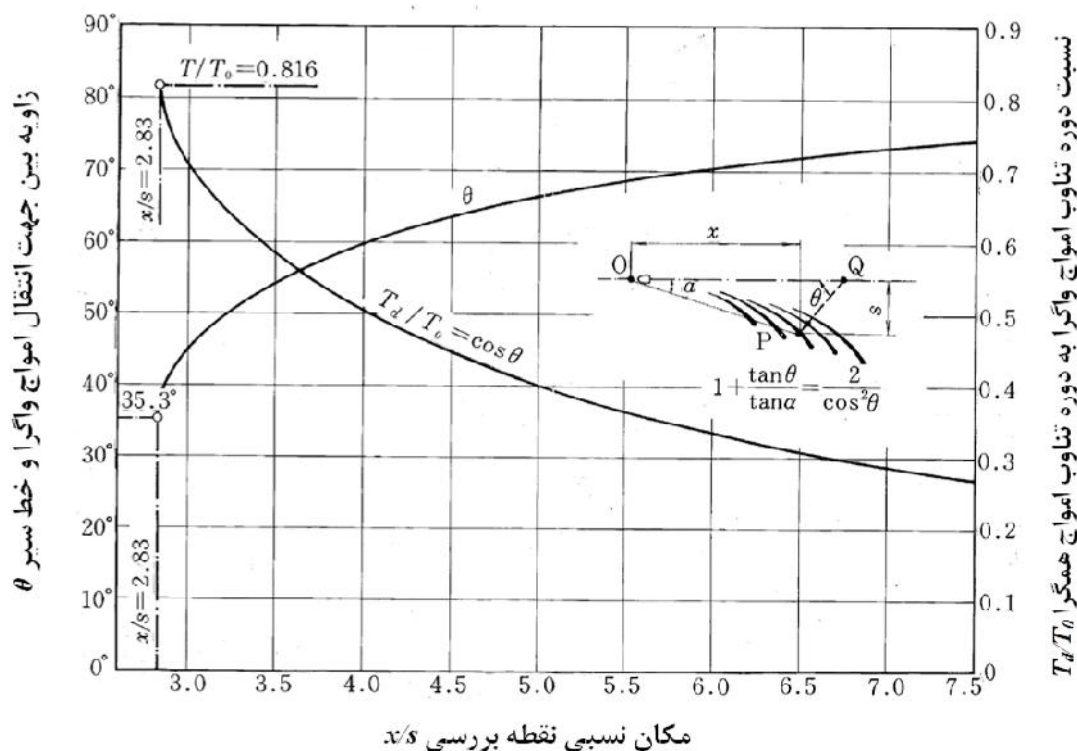
که در آن‌ها:

L_d : طول موج امواج واگرا که در جهت حرکت اندازه‌گیری شده‌اند (m)

T_d : دوره تناوب امواج واگرا (s)

: زاویه بین جهت حرکت امواج واگرا و خط سیر (درجه)

با توجه به تئوری Kelvin در مورد تولید موج در جایی که آب به اندازه کافی عمیق است، زاویه حرکت امواج واگرا را می‌توان به عنوان تابعی از موقعیت محل مورد مطالعه نسبت به کشتی از شکل (۲-۶۰) به دست آورد. با این وجود توجه شود که در کشتی‌های واقعی مقدار حداقل عموماً حدود ۴۰ درجه بوده و معمولاً برای نقطه واقع بر موج واگرایی خاصی که در آن ارتفاع موج مقداری حداکثر است، حدود ۵۰ تا ۵۵ درجه می‌باشد. همچنین توجه شود، همانطور که در تصویر شکل نشان داده شده است، زاویه به طرف موقعیت نقطه مرجع Q که از آن امواج واگرا تولید شده‌اند می‌باشد و زاویه بین خط هلالی و خط سیر می‌باشد.



شکل ۲-۶۰- جهت موج و دوره تناوب در محل‌هایی که آب به اندازه کافی عمیق است

۳) اثرات خزش بر روی امواج کشتی

همانطوری که در حالت کلی برای امواج آب معمول است، امواج کشتی تحت تاثیر عمق آب قرار می‌گیرند و مشخصات آنها با کاهش عمق آب نسبت به طول موج امواج کشتی تغییر می‌کند. از این اثر خزش بر روی امواج کشتی در صورتی که شرط زیر (رابطه ۴-۹۲) برقرار باشد می‌توان صرف‌نظر کرد:

$$V \leq 0.7\sqrt{gh} \quad (۹۲-۴)$$

عمق آب بحرانی که بیشتر از آن می‌توان امواج کشتی را با توجه به امواج آب عمیق محاسبه کرد از رابطه (۴-۹۲) ارائه شده در جدول (۲-۱۸) محاسبه می‌شود. همانطور که در این جدول دیده می‌شود، امواج تولید شده توسط کشتی در شرایط معمولی را می‌توان به عنوان امواج آب عمیق در نظر گرفت. وضعیت‌هایی که در آنها امواج تولید شده توسط کشتی باید امواج آب کم‌عمق در نظر گرفته شوند شامل حالات زیر می‌شود: یک کشتی سریع که در آبهای نسبتاً کم‌عمق حرکت می‌کند، یک قایق موتوری که در آب کم‌عمق حرکت می‌کند و امواج کشتی که در آب کم‌عمق منتشر می‌شوند. توجه شود که امواج کشتی در آب کم‌عمق، نسبت به امواجی که از حرکت کشتی با همان سرعت در آب عمیق تولید می‌شوند، طول موج و دوره تناوب بیشتری دارند.

جدول ۲-۱۸- شرایطی که امواج کشتی را می‌توان امواج آب عمیق در نظر گرفت

۳۰/۰	۲۵/۰	۲۰/۰	۱۷/۵	۱۵/۰	۱۲/۵	۱۰/۰	۷/۵	۵/۰	سرعت کشتی $V_k (kt)$
۴۹/۶	۳۴/۴	۲۲/۰	۱۶/۹	۱۲/۴	۸/۶	۵/۵	۳/۱	۱/۴	عمق آب $h (m)$
۹/۹	۸/۳	۶/۶	۵/۸	۵/۰	۴/۱	۳/۳	۲/۵	۱/۷	دوره تناوب امواج واگرا $T_0 (s)$

۴) ارتفاع امواج کشتی

رابطه (۴-۹۳) برای تخمینی کلی از ارتفاع امواج کشتی ارائه شده است:

$$H_0 = \left(\frac{L_s}{100} \right)^{1/3} \sqrt{\frac{E_{HPW}}{1620L_s V_k}} \quad (۴-۹۳)$$

که در آن:

H_0 ارتفاع موج مشخصه امواج کشتی (m)، یا حداکثر ارتفاع موج مشاهده شده در فاصله ۱۰۰ متری از خط سیر هنگامی که کشتی با سرعت عملیاتی با تمام بار خود حرکت می‌کند.

L_s : طول کشتی (m)

V_k : سرعت عملیاتی با تمام بار

E_{HPW} : توان تولید موج (W)

توان مولد موج E_{HPW} به شرح ذیل محاسبه می‌شود.

$$E_{HPW} = E_{HP} - E_{HPF} \quad (۴-۹۴)$$

$$E_{HP} = 0.6 S_{HPm} \quad (۴-۹۵)$$

$$E_{HPF} = 0.5 \dots SV_0^3 C_F \quad (۴-۹۶)$$

$$S \approx 2.5 \sqrt{\nabla L_s} \quad (۴-۹۷)$$

$$C_F = 0.075 \left/ \left(\log \frac{V_0 L_s}{v} - 2 \right) \right.^2 \quad (۴-۹۸)$$

که در آنها:

S_{HPm} : توان محور حداکثر پیوسته (W)

ρ : چگالی آب دریا (kg/m^3)؛ $\rho = 1030(\text{kg/m}^3)$

V_0 : سرعت عملیاتی با تمام بار (m/s)؛ $V_0 = 0.514 V_k$

C_F : ضریب مقاومت اصطکاکی

ν : ضریب لزجت سینماتیکی آب (m^2/s)؛ $\nu = 1.2 \times 10^{-6} (\text{m}^2/\text{s})$

∇ : آب جابه‌جا شده توسط کشتی تحت بار کامل (m^3)

رابطه (۴-۹۳) با این فرض به دست آمده که انرژی مصرف شده برای مقاومت در برابر تولید موج با انتشار انرژی امواج کشتی برابر است، در حالی که مقادیر ضرایب با میانگین‌گیری از داده‌های آزمایش‌های مخزن یک‌کشی کشتی تعیین شده‌اند. ارتفاع موج مشخصه H_0 در هر کشتی متفاوت است، اگرچه برای کشتی‌های با اندازه متوسط و بزرگ حدود ۱/۰ تا ۲/۰ متر می‌باشد. یک‌کشی‌هایی که با سرعت کامل عملیاتی حرکت می‌کنند امواج نسبتاً بلندی تولید می‌کنند.

افت ارتفاع موج به شکل $s^{-1/3}$ در نظر گرفته می‌شود که s فاصله نقطه مشاهداتی از خط سیر می‌باشد. همچنین ارتفاع موج متناسب با توان ۳ سرعت عملیاتی کشتی در نظر گرفته می‌شود. بنابراین:

$$H_{\max} = H_0 \left(\frac{100}{s} \right)^{1/3} \left(\frac{V_k}{V_K} \right)^3 \quad (۹۹-۴)$$

که در آن:

H_{\max} حداکثر ارتفاع امواج کشتی در هر نقطه مشاهداتی انتخابی (m)

s فاصله نقطه مشاهداتی تا خط سیر (m)

V_k : سرعت عملیاتی واقعی کشتی (kt)

درحالتی که s خیلی کم باشد نمی‌توان رابطه (۹۹-۴) را به کار برد. به‌طور خاص، مقدار تقریبی حداقل s که بتوان رابطه (۹۹-۴) را به کار برد به اندازه مقدار کوچکتر طول کشتی L_s یا ۱۰۰ متر می‌باشد.

حد بالای ارتفاع موج کشتی زمانی که معیار شکست برقرار است روی می‌دهد که این معیار با تساوی تیزی H_{\max}/L_t مرتفع‌ترین موج واگرا با $0/14$ بیان می‌شود. اگر زاویه بین جهت موج و خط سیر در نقطه‌ای بر روی امواج واگرا که ارتفاع موج مرتفع‌ترین مقدار است $50^\circ =$ فرض شود، حد بالای ارتفاع موج در هر نقطه از رابطه (۴-۱۰۰) به دست می‌آید. همچنین فرض می‌شود که شرایط موج آب عمیق برقرار است.

$$H_{\text{limit}} = 0.010 V_k^2 \quad (۱۰۰-۴)$$

که در آن:

H_{limit} حد بالای ارتفاع امواج کشتی که با شرایط شکست موج تعیین می‌گردد (m)

۵) انتشار امواج کشتی

الف) در بین دو گروه امواج کشتی، امواج عرضی در جهت خط سیر کشتی منتشر شده و حتی اگر کشتی مسیر خود را تغییر دهد و یا متوقف شود انتشار ادامه می‌یابد. در این حالت امواج دارای طبیعت معمولی امواج منظم (با دوره تناوبی که در رابطه (۴-۸۸) ارائه شده) می‌باشند و با سرعت گروهی همراه با تغییراتی نظیر انکسار و دیگر تغییرات منتقل می‌شوند. با این وجود باید توجه داشت که همان‌گونه که امواج منتشر می‌شوند، طول تاج امواج گسترش می‌یابد (تاج موج طولی‌تر می‌شود)، و حتی زمانی که آب عمق یکنواختی دارد، ارتفاع موج به نسبت عکس جذر مسافت طی شده کاهش می‌یابد.

ب) جهت انتشار امواج واگرا در تاج موج از نقطه‌ای به نقطه دیگر تغییر می‌کند. با توجه به تئوری تولید موج Kelvin، زاویه بین جهت انتشار و خط سیر در لبه بیرونی امواج واگرا $35.3^\circ =$ می‌باشد و با حرکت به سمت داخل در طول تاج موج مقدار به 90° درجه نزدیک می‌شود.

پ) اولین موج که به هر نقطه مشخص می‌رسد زاویه $35.3^\circ =$ دارد، درحالی‌که برای امواج بعدی به تدریج بزرگتر می‌شود. این تغییر مکان جهت انتشار امواج واگرا را می‌توان با استفاده از شکل (۲-۶۰) برآورد کرد.

ت) سرعت انتشار یک موج واگرا در هر نقطه از تاج موج سرعت گروهی متناظر با دوره تناوب T_d در آن نقطه است (به رابطه (۴-۹۱) رجوع شود). همان‌طور که در شکل (۲-۶۰) مشاهده می‌شود، زمان مورد نیاز برای اینکه یک مولفه موج با سرعت گروهی از نقطه Q در مبدا موج به نقطه P منتشر شود معادل با زمانی است که طول می‌کشد تا کشتی با سرعت V از نقطه Q به O برسد. از آنجا که هر پروفیل موج با سرعت موج (سرعت فازی) منتشر می‌شود، به نظر می‌رسد امواج

از خط هلالی عبور کرده و یکی پس از دیگری در لبه بیرونی امواج واگرا ناپدید می‌شوند.

۶) تولید امواج منفرد

اگر هنگام حرکت یک شناور در آب‌های کم‌عمق سرعت عملیاتی V_k (m/s) به \sqrt{gh} نزدیک شود، امواج منفرد در جلوی شناور تولید می‌شوند. در نزدیکی دهانه رودخانه‌ها، احتمال اینکه شناورهای کوچک تحت تاثیر این امواج منفرد تولیدشده توسط شناورهای بزرگتر قرار گیرند وجود دارد.

فصل ۵

نیروی موج

۵-۱- کلیات

نیروی موج وارد بر یک سازه باید با استفاده از آزمایش‌های مدل هیدرولیکی و یا روش‌های طراحی تشریح شده در بند (۵-۲) نیروی موج وارد بر دیواره قائم، و با استفاده از امواج طراحی معین که از فرآیندهای تشریح شده در فصل ۴، امواج، به دست می‌آید، تعیین گردد.

تفسیر

(۱) نوع سازه و نیروهای موج

نیروهای موج را بطور کلی می‌توان بر اساس نوع سازه به انواع زیر تقسیم‌بندی نمود:

الف) نیروی موج وارد بر سازه از نوع دیواره‌ای

ب) نیروی موج وارد بر سنگ‌های آرمور یا بلوک‌های بتنی

پ) نیروی موج وارد بر قسمت‌های مستغرق

ت) نیروی موج وارد بر سازه‌های نزدیک سطح آب

نیروی موج برای هر کدام از انواع سازه‌ها متفاوت بوده و لازم است بر اساس نوع سازه، از روش محاسباتی مناسب استفاده نمود. برای بعضی از انواع سازه‌هایی که تجربه ساخت آن‌ها کم است، نیروهای موج کاملاً واضح نبوده، در نتیجه لازم است برای چنین سازه‌هایی مطالعاتی شامل آزمایش‌های مدل هیدرولیکی انجام گیرد.

(۲) نامنظمی موج و نیروی موج

امواج دریا نامنظم بوده و ارتفاع و پرید امواج مختلف، متفاوت می‌باشند و همچنین بسته به عمق آب و توپوگرافی بستر دریا، ممکن است امواج نشکسته، امواج در حال شکست و یا امواج شکسته مشاهده شود. هنگام محاسبه نیروی موج، باید توجه نمود که حتماً امواج دارای شدیدترین اثرات در نظر گرفته شود و لازم است که توجه کافی به نامنظمی امواج و مشخصات نیروی موج بر اساس نوع سازه انجام پذیرد.

به طور کلی، ممکن است اینگونه به نظر آید که هرچه ارتفاع موج بیشتر باشد، نیروی موج نیز بیشتر می‌گردد. بنابراین توجه به نیروی موج مرتفع‌ترین موج در میان انبوه امواج نامنظم برخوردکننده به سازه روشی قابل قبول می‌باشد، گرچه با توجه به پایداری سازه‌های شناور و سازه‌های استوانه‌ای با صلبیت کم و بلوک‌های بتنی و سنگ‌های آرمور روی سطح شیبدار، لازم است که نتیجه اثرات متوالی امواج نامنظم نیز در نظر گرفته شود.

(۳) محاسبه نیروی موج با استفاده از آزمایش‌های مدل هیدرولیکی

هنگام مطالعه نیروی موج با استفاده از آزمایش‌های مدل هیدرولیکی، لازم است که توجه کافی به فرایند تخریب سازه صورت گرفته و از روش اندازه‌گیری مناسبی استفاده شود. همچنین لازم است که به نامنظمی امواج توجه کافی شود. اصولاً، وقتی ارزیابی با امواج منظم انجام می‌گیرد، یکی از بررسی‌ها، باید در برابر مرتفع‌ترین موج باشد.

۵-۲- نیروی موج وارد بر دیواره قائم

۵-۲-۱- ملاحظات کلی

نیروی موج وارد بر دیواره قائم متناسب با شرایط موج، تراز جزرومد، عمق آب، توپوگرافی بستر دریا، سطح مقطع سازه و وضعیت قرارگیری سازه بستگی دارد و نیروی موج باید با توجه به این موارد محاسبه گردد. دیواره قائم بر روی بستر با شیب زیاد و یا برآمدگی بلند اغلب در معرض ضربات سنگین نیروی شکست موج می‌باشد، در نتیجه هنگام محاسبه نیروی موج باید به شرایط بستری که موج روی آن تولید می‌شود توجه کافی شود.

تفسیر

۱) عوامل موثر بر نیروی موج وارد بر دیواره قائم

اصلی‌ترین عوامل موثر بر نیروی موج وارد بر دیواره قائم عبارتند از: ارتفاع موج، جهت موج، تراز آب، عمق آب، شیب بستر، عمق آب و عرض سکوی افقی پشته، ارتفاع تاج دیواره قائم و عمق آب در محل پایه دیواره قائم می‌باشد. همچنین لازم است اثرات قوس دیوار هم در نظر گرفته شود. نیروی موج وارد بر دیواره قائم با قوس مقعر ممکن است از نیروی موج وارد بر دیواره قائم بدون قوس با طول نامحدود بیشتر باشد. علاوه بر آن، اگر وجه جلویی دیواره قائم با توده بلوک‌های بتنی مستهلک‌کننده موج پوشیده شده باشد، مشخصات این بلوک‌ها، ارتفاع تاج و عرض پشته بر نیروی موج اثرگذار می‌باشند.

۲) انواع نیروی موج

نیروی موج وارد بر دیواره قائم را بر اساس انواع موج می‌توان به نیروی موج ایستا، نیروی موج در حال شکست یا نیروی موج ناشی از موج شکسته تقسیم‌بندی نمود. معمولاً فرض می‌شود که نیروی موج با تغییرات ارتفاع موج آب عمیق مرتباً تغییر شکل می‌دهد. نیروی موج ایستا توسط امواجی که نسبت به عمق آب ارتفاع کمی دارند تولید می‌شود و تغییرات فشار موج در زمان به صورت تدریجی می‌باشد. هرچه ارتفاع موج افزایش یابد، نیروی موج نیز زیاد می‌شود. اصولاً بزرگترین نیروی موج توسط امواجی که کمی قبل از دیواره قائم می‌شکنند، ایجاد می‌گردد و بر همین اساس، بجز شرایط آب بسیار کم عمق، نیروی ناشی از امواج در حال شکست کمی قبل از جلوی دیواره قائم، بیشتر از نیروی موج امواج بلندتر که کاملاً شکسته‌اند، می‌باشد. لازم به ذکر است که ورود امواج در حال شکست به دیواره قائم روی بستر با شیب زیاد یا دیواره قائم روی پشته مرتفع (حتی روی بستر آرام دریا) ممکن است منجر به ایجاد نیروی بسیار شدید ضربه‌ای موج در حال شکست گردد.

۵-۲-۲- نیروهای امواج ایستا و امواج در حال شکست

۵-۲-۲-۱- نیروی موج زیر تاج موج

۱) فشار موج بر روی وجه جلویی دیواره قائم

با فرض توزیع خطی فشار موج با حداکثر مقدار p_1 در تراز آب ساکن، فشار صفر در ارتفاع * بالای تراز آب ساکن و مقدار

فشار p_2 در بستر دریا، فشار موج از زیر تا تاج دیواره قائم از روابط (۱-۵) تا (۴-۵) به دست می آید.

$$y^* = 0.75(1 + \cos s) \}_1 H_D \quad (1-5)$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos s) \{r_1 \}_1 + r_2 \}_2 \cos^2 s \dots_0 g H_D \quad (2-5)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2fh/L)} \quad (3-5)$$

$$p_3 = r_3 p_1 \quad (4-5)$$

که در آن‌ها:

* : ارتفاع بالای تراز آب ساکن که در آن ارتفاع شدت فشار موج صفر است (m)

p_1 شدت فشار موج در تراز آب ساکن (kN/m^2)

p_2 شدت فشار موج در بستر دریا (kN/m^2)

p_3 شدت فشار موج در پنجه (جلوی) دیواره قائم (kN/m^2)

\dots_0 چگالی آب (t/m^3)

g شتاب گرانش (m/s^2)

s زاویه بین خط عمود بر دیواره قائم و جهت حرکت موج. این زاویه باید ۱۵ درجه کاهش یابد ولی نباید کمتر از صفر درجه

شود. این اصلاح برای ایجاد حاشیه امنیت در مقابل عدم قطعیت در جهت موج می باشد.

۱ و ۲ : ضرایب اصلاح فشار موج (معمولا ۱/۰ می باشد)

h عمق آب جلوی دیواره قائم (m)

L طول موج در عمق آب h مورد استفاده در محاسبات تشریح شده در بند (۳) در ادامه (m)

H_D ارتفاع موج مورد استفاده در محاسبات تشریح شده در بند (۳) در ادامه (m)

$$r_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left(\frac{4fh/L}{\sinh(4fh/L)} \right)^2 \quad (5-5)$$

$$x_2 = \min \left\{ \left(\frac{h_b - d}{3h_b} \right) \left(\frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right\} \quad (6-5)$$

$$r_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh(2fh/L)} \right\} \quad (7-5)$$

که در آن‌ها:

h_b عمق آب در فاصله ۵ برابر ارتفاع موج مشخصه از دیواره قائم به سمت دریا (m)

xl عمق آب در محل تاج سازه حفاظ پایه یا تاج پشته‌های حفاظ، هرکدام که بیشتر باشد (m)

h' عمق آب در پنجه جلویی دیواره قائم (m)

$\min\{a,b\}$ مقدار کوچکتر از a یا b

(۲) نیروی بالابرنده زیر دیواره قائم

نیروی بالابرنده وارد بر کف دیواره قائم با یک توزیع مثلثی بیان می شود که شدت فشار در پنجه جلویی p_u از رابطه (۸-۵)

به دست می‌آید و شدت فشار در پاشنه عقبی برابر صفر می‌باشد.

$$p_u = 0.5(1 + \cos S) \rho_{1/3} \rho_{3/3} \dots \rho_{0/3} g H_D \quad (۸-۵)$$

که در آن:

p_u فشار بالابرنده وارد بر پنجه جلویی دیواره قائم (kN/m^2)

۳: ضریب اصلاح فشار بالابرنده (معمولا ۱/۰ می‌باشد)

۳) ارتفاع موج و طول موج مورد استفاده در محاسبه فشار موج

ارتفاع موج H_D و طول موج L ، ارتفاع و طول موج مربوط به مرتفع‌ترین موج می‌باشند. طول موج مرتفع‌ترین موج، طول موج متناظر با پیوند موج مشخصه می‌باشد ولی ارتفاع مرتفع‌ترین موج به شکل زیر است: (رابطه ۹-۵)

الف) وقتی دیواره قائم بیرون منطقه شکست قرار دارد:

$$\left. \begin{aligned} H_D &= H_{\max} \\ H_{\max} &= 1.8 H_{1/3} \end{aligned} \right\} \quad (۹-۵)$$

که در آن:

H_{\max} ارتفاع مرتفع‌ترین موج امواج تابشی در عمق آب پای دیواره قائم (m)

$H_{1/3}$ ارتفاع موج مشخصه امواج تابشی در عمق آب پای دیواره قائم (m)

ب) وقتی دیواره قائم داخل منطقه شکست قرار دارد:

H_D حداکثر ارتفاع موج در نظر گرفته شده در حالت شکست امواج نامنظم می‌باشد.

تفسیر

برای محاسبه حداکثر نیروی موج افقی وارد بر دیواره قائم و فشار بالابرنده همزمان، استفاده از رابطه تعمیم یافته Goda متداول است.

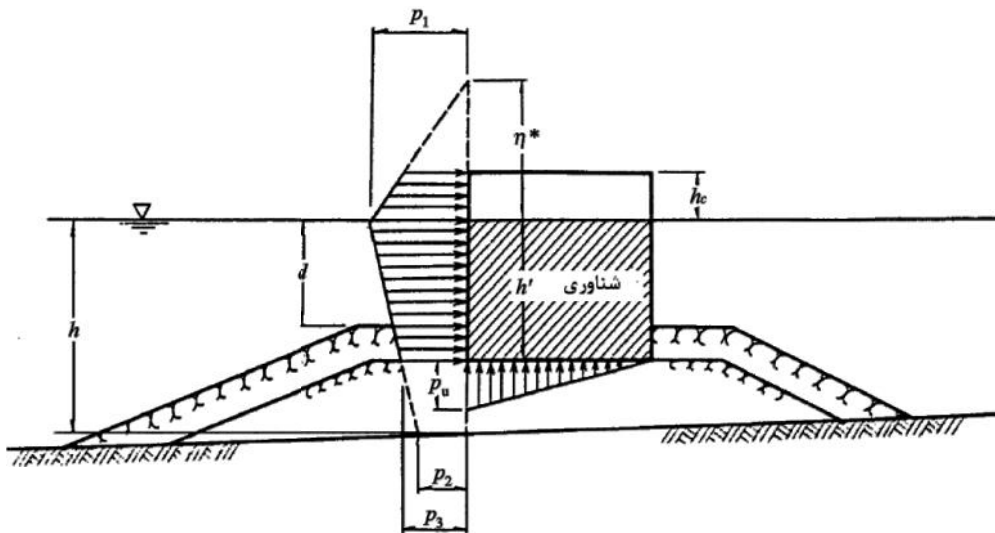
رابطه تعمیم یافته فشار Goda توسط وی پیشنهاد و برای در نظر گرفتن اثرات جهت موج و سایر موارد اصلاح گردید. رابطه تک جمله‌ای آن برای محاسبه نیروی موج از شرایط موج ایستا تا موج در حال شکست بدون تغییر ناگهانی می‌باشد. اگر دیواره قائم روی بستر با شیب زیاد یا روی پشته مرتفع ساخته شده باشد و در معرض فشار ضربات قوی موج در اثر شکست امواج قرار داشته باشد، رابطه مذکور ممکن است نیروی کمتری را ارائه کند. بنابراین باید از این رابطه با توجه به امکان وقوع فشار ضربات موج ناشی از شکست امواج، با دقت استفاده نمود (به بند (۵-۲-۳) فشار ضربه ناشی از شکست امواج، مراجعه شود).

در رابطه Goda فشار موج به عنوان فشار هیدرواستاتیک در شرایط آب ساکن به عنوان مقدار مبنا در نظر گرفته می‌شود. هرگونه اختلاف فشار بین وجوه دیوار طرف ساحل و دریا باید جداگانه در نظر گرفته شود. علاوه بر آن، رابطه مذکور برای ارزیابی پایداری کل بدنه دیواره قائم طرح شده است. وقتی موج در حال شکست بر دیوار اثر می‌کند، رابطه مذکور لزوماً حداکثر فشار موج موضعی در محل مربوطه را بیان نمی‌کند، بنابراین در ارزیابی تنش اعضای سازه‌ای به این مورد باید توجه نمود.

نکات فنی

۱) فشار موج بر روی وجه جلویی طبق رابطه تعمیم یافته Goda

شکل (۲-۶۱) نشان‌دهنده توزیع فشار موج وارد بر مقطع قائم یک موج‌شکن می‌باشد. نمونه‌ای از اصلاح زاویه موج تابشی S در شکل (۲-۶۲) نشان داده شده است.



شکل ۲-۶۱- توزیع فشار موج مورد استفاده در محاسبات طراحی



شکل ۲-۶۲- روش به‌دست آوردن زاویه موج تابشی S

(۲) مرتفع‌ترین موج

معمولا در طراحی موج‌شکن، لازم است بزرگترین نیروی موج حاصل، از قراردادن مرتفع‌ترین موج در رابطه Goda، تعیین شود. وقوع مرتفع‌ترین موج در گروه موج نامنظم پدیده‌ای احتمالی است و بنابراین تعیین قطعی مرتفع‌ترین موج غیرممکن می‌باشد. گذشته از آن، بعد از ارزیابی نتایج کاربرد میدانی این روش بر موج‌شکن‌ها، استفاده از ارتفاع ۱/۸ برابر ارتفاع موج مشخصه به‌عنوان ارتفاع مرتفع‌ترین موج هنگامی که دیواره قائم خارج منطقه شکست قرار دارد، متداول شده است. همچنین استفاده از طول موج مرتبط با پریود موج مشخصه به‌عنوان طول موج مرتفع‌ترین موج رایج می‌باشد.

برای مشخص نمودن این موضوع که آیا مرتفع‌ترین موج در معرض شکست قرار دارد یا خیر، باید از نمودارهایی برای تعیین ارتفاع مرتفع‌ترین موج با مراجعه به محل ارتفاع موج بیشینه در منطقه در طرف ساحل خط زوال ۲٪ استفاده نمود (شکل ۴-۳۶) در بند (۴-۵-۵) خزش موج). وقتی عمق آب محل، بیش‌تر از عمق آب در محل ارتفاع موج بیشینه می‌باشد

می‌توان فرض نمود که مرتفع‌ترین موج نخواهد شکست، اما در غیر این صورت موج مذکور در معرض شکست خواهد بود. اگر ارتفاع مرتفع‌ترین موج با استفاده از رابطه (۴-۷۳) در بند (۴-۵-۶) شکست موج، به دست می‌آید، در سمت راست رابطه در اولین عبارت داخل آکولاد باید h_1 به h_1 تبدیل گردد.

اگر از ضریبی به جز ۱/۸ در سمت راست رابطه (۵-۹) استفاده می‌شود، لازم است مطالعات کافی برای وقوع مرتفع‌ترین موج انجام گیرد و سپس مقدار ضریب مناسب انتخاب گردد (به بند (۴-۱-۳-۲) ویژگی‌های آماری امواج، مراجعه گردد).

۳) ضرایب تصحیح ۱ و ۲ و ۳

روابط (۵-۱) تا (۵-۸) رابطه تعمیم یافته Goda می‌باشد. این رابطه دارای سه ضریب اصلاح بوده، بنابراین می‌توان آن را برای دیوارهایی با شرایط و اشکال مختلف به کار برد. برای دیواره قائم، مقدار ضریب اصلاح ۱/۰ می‌باشد. فشار موج وارد بر سایر انواع دیوار مانند صندوقه پوشیده شده با پشته ساخته شده از بلوک‌های بتنی مستهلک‌کننده موج یا صندوقه با بدنه سوراخ‌سوراخ را می‌توان با ضرایب اصلاح مناسب و با استفاده از رابطه تعمیم یافته Goda بیان نمود (به بند (۵-۲-۴) نیروی موج وارد بر دیواره قائم پوشیده شده با بلوک‌های بتنی مستهلک‌کننده موج، مراجعه گردد).

۴) استفاده از سایر روابط تئوری و محاسباتی

وقتی نسبت ارتفاع موج به عمق آب کم باشد و نیروی موج ایستا بر دیواره قائم وارد شود، می‌توان از تئوری موج ایستا با دقت بالایی استفاده نمود. در این حالت لازم است به نامنظمی امواج موجود و محاسبه نیروی ناشی از مرتفع‌ترین موج توجه کافی نمود. همچنین وقتی قابلیت استفاده از نتایج قبلی برای موج‌شکن فعلی فراهم باشد، می‌توان از رابطه Sainflou و رابطه Hiroi برای محاسبه نیروی موج طراحی استفاده نمود.

۵) خصوصیات و محدودیت‌های رابطه Goda

اولین ویژگی رابطه Goda این است که می‌توان نیروی موج از امواج ایستا تا امواج در حال شکست را به طور پیوسته و با اثر پیروی محاسبه نمود. ضریب ۱ در رابطه (۵-۵) بیان‌کننده اثر پیروی (یعنی h/L) بوده و برای امواج در آب کم عمق برابر ۱/۱ و برای امواج در آب عمیق برابر ۰/۶ در نظر گرفته می‌شود. همچنین در ارزیابی حداکثر ارتفاع موج برای محاسبات دیگر، اثر پیروی ملاحظه می‌گردد. برای ارتفاع موج ثابت در آب عمیق، هرچه پیروی بیشتر باشد، حداکثر ارتفاع موج در ناحیه شکست بیشتر می‌گردد. از آنجا که رابطه Goda اثر پیروی بر فشار موج و اثر آن بر حداکثر ارتفاع موج را با هم در نظر می‌گیرد، لازم است هنگام تعیین پیروی در شرایط طراحی توجه کافی صورت گیرد.

ویژگی دیگر رابطه Goda، در نظر گرفتن اثرات ارتفاع پشته و شیب بستر در تغییرات نیروی موج به وسیله ضریب ۲ می‌باشد. همانطور که در رابطه (۵-۶) دیده می‌شود، با افزایش تدریجی ارتفاع پشته از صفر (مثلاً $d=h$)، ۲ نیز به طور تدریجی از صفر تا حداکثر مقدار خود تغییر می‌کند. بعد از رسیدن ۲ به حداکثر مقدار خود، مجدداً کاهش می‌یابد تا وقتی که در $d=0$ به صفر برسد و حداکثر مقدار ۲ برابر ۱/۱ می‌باشد. با ترکیب این مقدار با حداکثر مقدار ۱ که آن هم برابر ۱/۱ می‌باشد، شدت فشار موج p_1 در تراز آب ساکن برابر $2.2 \dots 0gH_D$ می‌شود.

با توجه به اثر شیب بستر، h_1 در رابطه مربوط به ۲ به عنوان عمق آب در فاصله ۵ برابر ارتفاع موج مشخصه طراحی از دیواره قائم در نظر گرفته می‌شود و به دلیل این راه‌کار، بستر با شیب زیاد اثری شبیه پشته مرتفع خواهد داشت. اثر شیب بستر هم‌زمانی پدیدار می‌شود که حداکثر ارتفاع موج برای استفاده در محاسبات تعیین گردد. در ناحیه شکست موج هرچه

شیب بستر بیشتر باشد، ارتفاع موج بیشتر خواهد شد، زیرا ارتفاع موج مورد استفاده در محاسبات، حداکثر ارتفاع موج در فاصله $5H_{1/3}$ از دیواره قائم در جهت دریا می‌باشد. بنابراین شیب بستر تاثیر بسزایی بر نیروی موج دارد و در نتیجه در موقع تعیین شیب بستر در شرایط طراحی باید توجه کافی صورت گیرد.

همانطور که ذکر شد، رابطه Goda اثرات ارتفاع پشته و شیب بستر بر فشار موج را در نظر می‌گیرد. باین حال، برای دیواره قائم روی پشته مرتفع یا بستر دارای شیب زیاد، ممکن است نیروی بزرگ ضربه موج در حال شکست ایجاد گردد که در چنین شرایطی ممکن است رابطه Goda نیروی موج کمتری ارائه کند. بنابراین وقتی از رابطه Goda، به‌ویژه در پشته بلند، استفاده می‌شود، لازم است در رابطه (۵-۶) نه تنها از ضریب ۲ بلکه از ضریب نیروی ضربه موج در حال شکست ۱ ارائه شده توسط Takahashi و همکاران استفاده نمود (به بند (۵-۲-۳) فشار ضربه ناشی از شکست امواج، مراجعه شود) و ضمناً وقتی ۱ از ۲ بزرگتر باشد، از ۱ به جای ۲ استفاده می‌شود.

از دیگر مشکلات رابطه Goda، کاربرد آن در آب‌های بسیار کم عمق، مثلاً نزدیک خط ساحلی، می‌باشد. از رابطه Goda نمی‌توان با دقت مناسب برای امواج شکسته استفاده نمود. البته تعیین دقیق محدوده کاربرد این رابطه کار دشواری است. در حالتی که نیروی موج بر دیواره قائم نزدیک خط ساحلی وارد می‌شود، توصیه می‌گردد از روابط محاسباتی دیگر همراه رابطه Goda استفاده گردد (به بند (۵-۲-۷) نیروی موج وارد بر دیواره قائم نزدیک خط ساحلی یا روی ساحل، مراجعه شود).

۶) اصلاح رابطه اصلی Goda برای جهت موج

با وجود اینکه نتایج چند آزمایش برای بررسی اثر جهت موج بر نیروی موج موجود می‌باشد، هنوز نکات مبهم زیادی در این رابطه وجود دارد. به‌طور متعارف برای امواج ایستا، اصلاح نیروی موج ناشی از اثر جهت موج انجام نمی‌شود. اثر جهت موج فقط برای امواج در حال شکست و با ضرب نیروی موج در $\cos^2 \alpha$ که α زاویه بین جهت نزدیک شدن موج و خط عمود بر راستای دیواره قائم می‌باشد، در نظر گرفته می‌شود. البته این امر باعث ایجاد وضعیتی می‌شود که در آن نیروی موج در حال شکست با افزایش زاویه موج α کاهش یابد و در مقدار حدی $\alpha = 90^\circ$ به صفر برسد و گذشته از آن فرض می‌گردد امواج ایستا شرایط کامل موج ایستا را دارا هستند. این موضوع را می‌توان به این صورت توضیح داد که چون موج‌شکن‌های واقعی در امتداد خود محدود هستند، وقتی زاویه تابش بزرگ باشد (تابش موج مایل) فاصله زیادی از پوزه موج‌شکن باید طی شود تا ارتفاع موج دو برابر ارتفاع تابش موج گردد. هرچه مقدار α به مقدار حدی خود یعنی $\alpha = 90^\circ$ نزدیک‌تر می‌شود، فاصله تا محل دوبرابر شدن ارتفاع موج به سمت بی‌نهایت میل می‌کند. به عبارت دیگر، در این حالت، بهتر است فرض شود که فشار موج امواج پیش‌رونده بر دیواره قائم وارد می‌گردد. با در نظر گرفتن این نکات و کاربرد این موارد در خصوص موج‌شکن‌های واقعی، تصمیم گرفته شد که رابطه (۵-۲) برای جهت موج با ضرب کردن ۲ (نشان‌دهنده اثر پشته) در $\cos^2 \alpha$ و سپس ضرب کردن کل عبارت در $0.5(1 + \cos \alpha)$ اصلاح گردد.

۷) نیروی موج و پریود موج مشخصه برای امواج ترکیبی دو گروه موج با پریودهای متفاوت

برهم‌نهی گروه امواجی که از دریا وارد یک خلیج می‌شوند و گروه امواجی که به‌طور محلی توسط باد داخل خلیج ایجاد می‌گردند، نمونه‌ای از دو گروه موج با پریودهای متفاوت می‌باشد که باهم ترکیب شده‌اند. حالتی دیگر، برهم‌نهی امواج تفرق یافته ورودی بندر و امواج ناشی از روگذری می‌باشد. در این موارد، شکل طیف دوقله‌ای می‌شود، و وقوع چنین شرایطی در

واقعیت قابل ملاحظه است. Tanimoto و همکاران روشی را برای محاسبه پریود موج مشخصه، برای برآورد نیروی موج، ارائه کرده‌اند (به بند ۴-۵-۴) انعکاس موج، مراجعه شود). اگر هرکدام از طیف‌های فرکانسی دو گروه موج قبل از ترکیب شدن را بتوان از نوع Bretschneider-Mitsuyasu در نظر گرفت، پریود موج مشخصه بعد از ترکیب را می‌توان از روش Tanimoto و همکاران به دست آورده و این پریود موج مشخصه را برای محاسبه نیروی موج به کار برد.

۸) نیروی موج وارد بر دیواره قائم کوتاه

بر اساس نتایج آزمایش‌های مدل، هرچه ارتفاع تاج دیوار کمتر شود، پایداری دیواره قائم بیشتر می‌گردد. روشی برای محاسبه نیروی موج وارد بر موج‌شکن با ارتفاع تاج کم توسط Nakata و Terauchi پیشنهاد شده است. در این روش، فشار افقی موج و فشار بالابرنده به دست آمده از رابطه Goda در ضریب اصلاح η ضرب می‌شود تا نیروی موج کاهش یابد.

۹) نیروی موج وارد بر دیواره قائم بلند

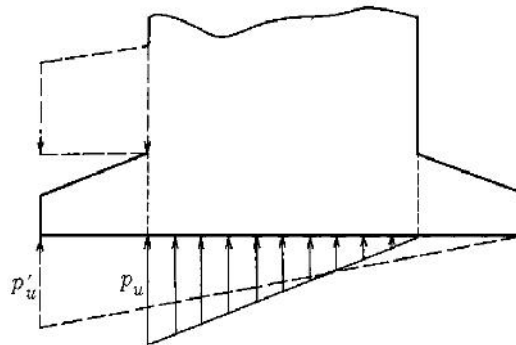
وقتی ارتفاع تاج دیواره قائم بطور قابل توجهی بیشتر از ارتفاع تاج موج‌شکن معمولی باشد، هیچ‌گونه روگذری موج وجود ندارد، در نتیجه ممکن است نیروی موج بیشتر از مقدار به دست آمده از رابطه Goda باشد.

۱۰) نیروی موج وارد بر دیوارهای شیبدار

وقتی دیوار دارای شیب ملایم باشد، نیروی افقی موج، کم و بیش برابر نیروی وارد بر دیواره قائم می‌باشد. البته در نظر گرفتن مولفه قائم نیروی موج وارد بر سطح شیبدار به علت کاهش فشار بالابرنده و سایر موارد، ضروری است. Tanimoto و Kimura آزمایش‌هایی بر روی نیروی موج وارد بر دیواره‌های صندوقه دوزنقه‌ای انجام داده و روشی برای محاسبه نیروی موج پیشنهاد کرده‌اند. برای صندوقه‌ای که بخش بالایی قسمت قائم آن شیبدار است (صندوقه با قسمت فوقانی شیبدار)، نیروی افقی موج نه تنها در بخش شیبدار بلکه در بخش قائم نیز دچار کاهش می‌شود. همچنین در نظر گرفتن مولفه قائم نیروی موج برای بخش شیبدار به منظور تحلیل پایداری موج‌شکن‌ها ضروری می‌باشد. Morihira و همکاران اولین کسانی بودند که روشی برای محاسبه نیروی موج این حالت (وجود بخش شیبدار) پیشنهاد داده‌اند. Hosoyamada و همکاران روشی بر اساس روش Morihira و همکاران ارائه کرده‌اند اما روش Hosoyamada عمومی‌تر است و می‌توان از آن برای طیف وسیع‌تری از صندوقه‌های با قسمت فوقانی شیبدار استفاده نمود (به بخش ۷، بند ۳-۲-۴) موج‌شکن صندوقه‌ای با تاج شیبدار، مراجعه شود).

۱۱) نیروی بالابرنده وارد بر صندوقه دارای پایه

وقتی یک صندوقه دارای پایه باشد، نیروی موج بر روی سطح فوقانی پایه در سمت دریا در جهت پایین و فشار بالابرنده p_{II} بر پنجه جلویی وارد شود و فشار بالابرنده در پاشنه عقبی برابر صفر می‌باشد. با این وجود، به طور کلی نیروی برآیند تفاوت چندانی با حالت صندوقه بدون پایه ندارد. بنابراین نادیده گرفتن پایه و فرض توزیع مثلی فشار بالابرنده همانند شکل (۲-۶۳) با فشار بالابرنده p_{II} در پنجه جلویی که از رابطه (۵-۸) به دست آمده و فشار بالابرنده در پاشنه عقبی برابر صفر، قابل قبول می‌باشد. اگر پایه بسیار دراز باشد، محاسبه فشار بالابرنده با توجه به تغییرات فشار بالابرنده p_{II} در پنجه جلویی پایه، لازم می‌باشد.



شکل ۲-۶۳- فشار بالابرنده در هنگام وجود پایه

۱۲) سکوی افقی عریض جلوی دیواره قائم

نیروی موج وارد بر دیواره قائم موج شکن مرکب نه تنها با ارتفاع پشته بلکه با عرض سکوی افقی و شیب جلویی پشته، تغییر می کند (به بند (۵-۲-۳) فشار ضربه ناشی از شکست امواج، مراجعه شود). همانطور که بیان شد، رابطه Goda از این سه عامل فقط ارتفاع پشته را در نظر می گیرد و در نتیجه اگر عرض و یا شیب پشته به میزان قابل توجهی با مقادیر متعارف متفاوت باشد، توصیه می شود مطالعات آزمایشگاهی مدل هیدرولیکی انجام گیرد. توجه شود که اگر عرض سکوی افقی بسیار زیاد باشد، می توان آن را قسمتی از پستی و بلندی های بستر دریا در نظر گرفت. حتی در روابط معمول، اگر عرض بیشتر از نصف طول موج باشد، معمولاً از عمق آب روی سکوی افقی برای به دست آوردن ارتفاع و طول موج برای محاسبه نیروی موج استفاده می شود.

۱۳) نیروی موج وارد بر دیواره قائم متشکل از یک ردیف استوانه (شمع) قائم

مطالعاتی بر روی نیروی موج وارد بر دیواره قائم متشکل از یک ردیف استوانه (موج شکن شمع) توسط Nagai و همکاران و Hayashi و همکاران انجام شده است. آنها در خلال این تحقیقات به این نتیجه رسیدند که نیروی موج در این حالت تفاوت زیادی با نیروی موج وارد بر دیواره قائم با وجه جلویی صاف ندارد. بنابراین معادل سازی دیواره قائم متشکل از یک ردیف شمع با یک دیواره قائم صاف و محاسبه نیروی موج با استفاده از رابطه Goda، قابل قبول می باشد.

۵-۲-۲-۲-۵- نیروی موج زیر قعر موج

نیروی منفی موج وقتی قعر موج روی دیوار عمل می کند، باید با استفاده از آزمایش های مدل هیدرولیکی یا رابطه محاسباتی مناسب، برآورد گردد.

تفسیر

وقتی که قعر موج روی دیوار عمل می کند، نیروی منفی موج، ناشی از عمق سطح آب قعر موج، نسبت به تراز آب ساکن اعمال می گردد. نیروی منفی موج، نیرویی است که به سمت دریا می باشد. لازم به ذکر است که ممکن است نیروی منفی موج در آب عمیق و با طول موج کوتاه، قابل مقایسه با نیروی مثبت موج باشد.

نکات فنی

(۱) توزیع فشار منفی موج

فشار منفی موج وارد بر دیواره قائم در حالت قعر موج را می‌توان به‌طور تقریبی همانند شکل (۲-۶۴) برآورد نمود. می‌توان فرض کرد که فشار موج به‌سمت دریا و با بزرگی صفر در تراز آب ساکن و مقدار ثابت p_n از عمق $0.5H_D$ زیر تراز آب ساکن تا پنجه دیوار می‌باشد. مقدار p_n از رابطه (۵-۱۰) به‌دست می‌آید:

$$p_n = 0.5 \dots 0.8 H_D \quad (۵-۱۰)$$

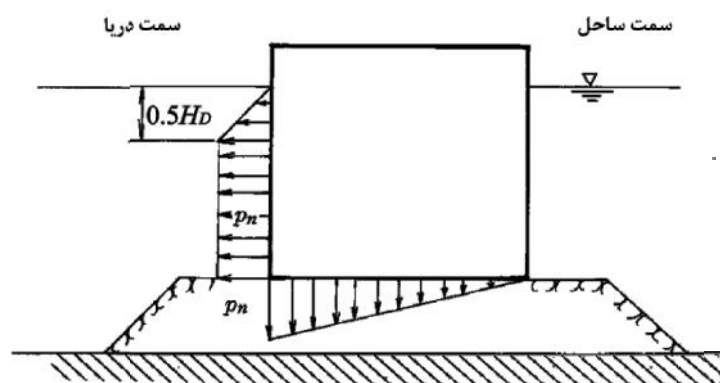
که در آن:

p_n شدت فشار موج در ناحیه فشار ثابت (kN/m^2)

$\dots 0$: چگالی آب دریا (معمولا برابر $1/0.3 t/m^3$)

g : شتاب گرانش ($9.81 m/s^2$)

H_D : ارتفاع موج مورد استفاده در محاسبات طراحی (m)



شکل ۲-۶۴- توزیع فشار منفی موج

همچنین، فشار منفی بالابرنده وارد بر کف دیواره قائم را می‌توان همانند شکل (۲-۶۴) فرض نمود. مشخصاً می‌توان فرض کرد که فشار بالابرنده به‌سمت پایین و با شدت p_n (طبق رابطه (۵-۱۰)) در پنجه جلویی و مقدار صفر در پاشنه عقبی و با توزیع مثلی می‌باشد. درضمن، لازم است از ارتفاع مرتفع‌ترین موج برای ارتفاع موج H_D در محاسبات طراحی استفاده نمود.

(۲) محاسبه نیروی منفی موج با استفاده از نظریه دامنه محدود موج

محاسبات نیروی موج بر اساس حل نظریه دامنه محدود موج ایستا با تقریب مرتبه چهار توسط Goda و Kakizaki انجام شده و نمودارهای محاسباتی برای فشار منفی موج ارائه و همچنین تطابق نتایج محاسبات آن‌ها و نتایج آزمایش‌ها تایید شده است. وقتی آب عمیق باشد و امواج ایستا به‌وضوح شکل باشند، استفاده از نتایج نظریه دامنه محدود موج ایستا با تقریب‌های مرتبه بالاتر قابل قبول می‌باشد. قابل ذکر است که برای موج‌شکن‌های آب عمیق، فشار منفی موج درحالت قعر موج ممکن است بزرگتر از نیروی مثبت موج درحالت تاج موج گشته و حتی ممکن است دیواره قائم لغزش به‌سمت دریا داشته باشد.

۵-۲-۳- فشار ضربه ناشی از شکست امواج

(۱) وقتی خطر وجود فشار ضربه ناشی از شکست امواج وجود داشته باشد، به عنوان یک قانون کلی، باید مطالعاتی شامل آزمایش‌های مدل هیدرولیکی انجام گیرد.

(۲) توصیه می‌شود از سطح مقطع و نوع سازه‌ای که باعث ایجاد فشار ضربه بزرگ ناشی از شکست موج می‌شود، اجتناب گردد. اگر پرهیز از فشار ضربه بزرگ ناشی از شکست موج ممکن نباشد، بهتر است سازه مجدداً به نحوی طراحی گردد که نیروی موج کاهش یابد، مثلاً با استفاده از تجهیزات مناسب جذب موج می‌توان این کار را انجام داد.

تفسیر

فشار ضربه زمانی ایجاد می‌شود که جبهه موج در حال شکست به سطح دیوار برخورد کند. در آزمایش‌های مدل دیده شده که تحت شرایط خاص، ممکن است حداکثر فشار موج ده‌ها برابر فشار هیدرواستاتیک مربوط به ارتفاع موج گردد ($1.0 \dots 0gH_D$). البته چنین فشار موجی تنها به صورت موضعی و به مدت بسیار کوتاهی اعمال می‌گردد ولی حتی تغییرات اندکی در شرایط بارگذاری ممکن است به کاهش قابل توجهی در فشار موج منجر شود. به علت ماهیت ضربه‌ای نیروی موج، اثرات آن بر پایداری و تنش در اجزای سازه‌ای با تغییر مشخصات دینامیکی سازه، تغییر می‌کند. بر همین اساس، وقتی خطر فشار ضربه بزرگ ناشی از شکست امواج وجود دارد، لازم است از طریق شناخت شرایط ایجاد فشار ضربه و مشخصات نیروی موج به وسیله آزمایش‌های مدل هیدرولیکی، اقدامات پیشگیرانه لازم انجام گردد.

نکات فنی

(۱) شرایط فشار ضربه ناشی از شکست امواج

عوامل مختلفی در تشکیل فشار ضربه ناشی از شکست امواج دخالت دارند، بنابراین تشریح شرایط به صورت کلی دشوار می‌باشد. با این وجود، بر اساس نتایج آزمایش‌های مختلف، می‌توان گفت که احتمال به وجود آمدن فشار ضربه در شرایط زیر و هنگامی که زاویه S کمتر از 20° درجه است، وجود دارد.

الف) بستر با شیب زیاد

وقتی سه شرط (شیب بستر بیشتر از حدود $1:30$ ، وجود امواجی که کمی قبل از دیواره قائم می‌شکنند و تیزی معادل موج آب عمیق کمتر از $3/0$) همزمان برقرار باشد، احتمال ایجاد فشار ضربه وجود دارد.

ب) پشته مرتفع

حتی اگر شیب بستر ملایم باشد، ممکن است شکل پشته سنگی باعث ایجاد فشار ضربه شود. در این حالت، علاوه بر شرایط موج، ارتفاع تاج، عرض سکوی افقی و تغییرات شیب پشته همگی در ایجاد فشار ضربه نقش دارند و لذا تعیین شرایط ایجاد کننده فشار ضربه دشوار می‌باشد. اصولاً، فشار ضربه زمانی به وجود می‌آید که پشته نسبتاً مرتفع، عرض سکوی افقی زیاد یا تغییرات شیب ملایم باشد و امواج در حال شکست، یک دیواره قائم آبی روی شیب یا بالای پشته تشکیل دهند. وقتی شیب بستر ملایم‌تر از حدود $1:50$ بوده و نسبت عمق آب بالای قله پشته (شامل هرگونه

آرمورگذاری) به عمق آب بالای بستر دریا بیشتر از ۰/۶ باشد، می‌توان فرض نمود که فشار ضربه بزرگی ایجاد نخواهد شد.

(۲) تمهیدات لازم

اگر فشار ضربه بزرگ ناشی از شکست امواج بر دیواره قائم وارد می‌گردد، می‌توان نیروی موج را با پوشش کامل وجه جلویی توسط توده بلوک بتنی مستهلک‌کننده موج به مقدار زیادی کاهش داد. به‌ویژه اینکه استفاده از پشته بلند و پوشش کافی توسط بلوک‌های بتنی مستهلک‌کننده موج می‌تواند به خودی خود وقوع فشار ضربه را از بین ببرد. در برخی حالات، عمل فشار ضربه را می‌توان با استفاده از صندوقه‌های خاص نظیر صندوقه با بدنه سوراخ‌سوراخ یا صندوقه با قسمت فوقانی شیب‌دار از بین برد. همچنین جهت موج، تاثیر زیادی بر وقوع فشار ضربه دارد، بنابراین یکی از اقدامات لازم اطمینان از عمود نبودن جهت موج با راستای موج‌شکن می‌باشد.

(۳) ارزیابی نیروی موج با آزمایش‌های مدل

وقتی ارزیابی نیروی موج در حالت وجود فشار ضربه ناشی از شکست موج توسط آزمایش‌های مدل هیدرولیکی انجام می‌گیرد، لازم است به مشخصات پاسخ سازه به نیروی ضربه‌ای توجه کافی شود. بهتر است مطالعاتی در رابطه با پایداری کل دیواره قائم با آزمایش لغزش و مقاومت اعضای سازه‌ای نظیر جان‌پناه با اندازه‌گیری تنش و کرنش انجام شود.

(۴) فشار ضربه ناشی از شکست امواج وارد بر دیواره قائم روی بستر با شیب زیاد

الف) محققان زیادی مطالعاتی بر روی فشار ضربه ناشی از شکست امواج وارد بر دیواره قائم روی بستر دریا با شیب زیاد انجام داده‌اند. به‌ویژه Mitsuyasu آزمایش‌های گسترده‌ای با استفاده از امواج منظم انجام داده که به‌موجب آن مطالعاتی بر روی نیروی شکست امواج وارد بر دیواره قائم روی شیب‌های یکنواخت ۱:۵۰، ۱:۲۵ و ۱:۱۵ با اعماق آب مختلف صورت گرفته است. وی تغییرات در نیروی موج کل با تغییرات عمق آب در محل دیواره قائم را ارزیابی کرده و رابطه‌ای برای محاسبه عمق آب h_M که در آن حداکثر نیروی ضربه موج در محل دیواره قائم ایجاد می‌شود، ارائه داده است. بازنویسی رابطه Mitsuyasu با جملات طول موج آب عمیق به شکل زیر می‌باشد: (رابطه (۵-۱۱))

$$\frac{h_M}{H_0} = C_M \left(\frac{H_0}{L_0} \right)^{-\frac{1}{4}} \quad (11-5)$$

که در آن:

$$C_M = 0.59 - 3.2 \tan \alpha \quad (12-5)$$

H_0 : ارتفاع موج در آب عمیق (m)

L_0 : طول موج در آب عمیق (m)

α : تغییرات شیب یکنواخت

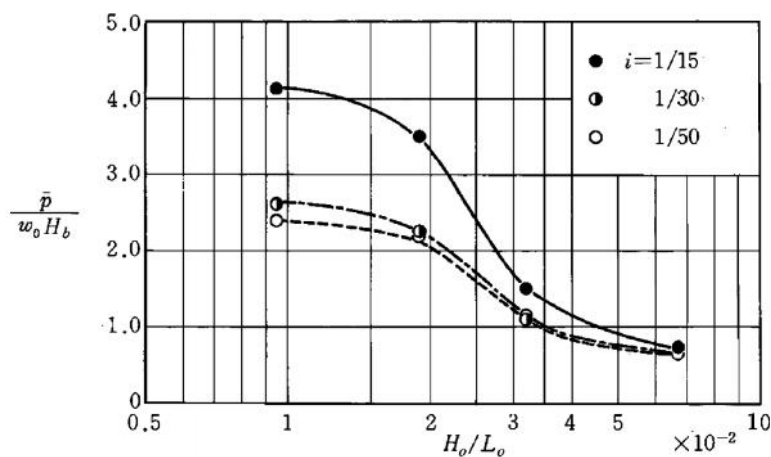
مقادیر متفاوت‌تری برای C_M توسط Horikawa Hom-ma و Hase بر اساس نتایج آزمایش‌هایی با شیب ۱:۱۵ و نیز دیگر داده‌ها، پیشنهاد شده است. در هر حالت، فشار ضربه موج زمانی حداکثر می‌باشد که سازه نسبت به محل شکست امواج پیش‌رونده کمی به ساحل نزدیک‌تر باشد.

شکل (۲-۶۵) نیروی موج کل را هنگامی که نیروی ضربه موج حداکثر است، برای چند شیب متفاوت بر اساس نتایج آزمایش‌های Mitsuyasu نشان می‌دهد. در این شکل، شدت متوسط فشار موج p به دست آمده، برای بی‌بعدسازی، بر gH_D تقسیم شده و سپس نمودار آن در برابر تیزی موج در آب عمیق رسم شده است. در این شکل می‌توان روند کلی را ملاحظه و به‌ویژه مشاهده نمود که هرچه تیزی موج کمتر شود، فشار ضربه بیشتری ایجاد می‌گردد. همچنین هرچه شیب کمتر شود، شدت حداکثر فشار ضربه کاهش می‌یابد.

(ب) شرایط ایجاد فشار ضربه موج در حال شکست

شرایط وقوع فشار ضربه روی بستر با شیب زیاد، همانطور که در بند (۱) (الف) شرح داده شد، به‌عنوان یک راهنمایی کلی، با استفاده از شکل (۲-۶۵) به دست می‌آید. برای امواج نامنظم دریا، تیزی موج را می‌توان نسبت ارتفاع موج معادل در آب عمیق مربوط به ارتفاع مرتفع‌ترین موج H_{max} به طول موج در آب عمیق مربوط به پریود موج مشخصه در نظر گرفت. ارتفاع موج H_{max} در فاصله $5H_{1/3}$ از دیواره قائم به دست می‌آید. می‌توان با مراجعه به شکل (۲-۶۵) برای تخمین تقریبی متوسط شدت فشار موج در حالت تیزی موج معادل در آب عمیق اقدام نمود که در این حالت، H_b را باید H_{max} فوق‌الذکر در نظر گرفت.

می‌توان موج‌شکن را در محلی نصب نمود که خطر ایجاد فشار ضربه امواج طراحی چندان زیاد نباشد. البته وقتی دیواره قائم نسبت به محل اثر امواج در حال شکست، به ساحل نزدیک‌تر نصب شود، ارزیابی امواج با ارتفاع کمتر از ارتفاع امواج اهمیت می‌یابد.



شکل ۲-۶۵- متوسط شدت فشار موج برای شدیدترین شکست موج (دیواره قائم روی شیب زیاد)

(پ) نیروی ضربه موج وارد بر دیواره قائم روی بستر افقی مجاور بستر با شیب زیاد

مطالعاتی بر روی فشار ضربه موج وارد بر دیواره قائم روی بستر افقی که مجاور بستر با شیب زیاد می‌باشد توسط Takahashi و همکاران انجام شده است. در این مطالعات از یک سکوی افقی متصل به شیب ۱:۰ یا ۳:۱۰۰ در کانال موج استفاده شده و سپس فشار موج وارد بر دیواره قائم در موقعیت‌های مختلف و امواج منظم اندازه‌گیری شده است. رابطه‌ای (معتبر برای شرایط موج خاص) برای محاسبه محل دیواره قائم که باعث ایجاد حداکثر نیروی موج در آن شرایط می‌گردد، ارائه شده است.

(۵) فشار ضربه موج وارد بر موج‌شکن مرکب

(الف) تاثیر شکل پشته (ضریب فشار ضربه شکست موج)

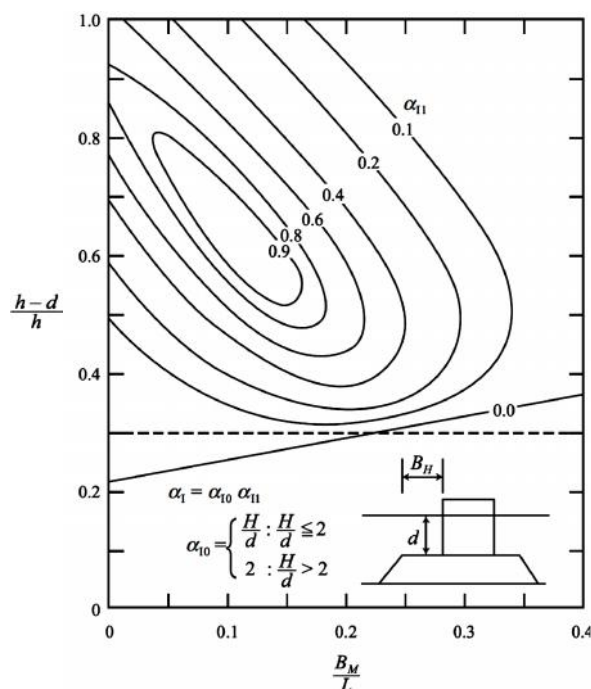
ضریب فشار ضربه شکست موج ۱ توسط Takahashi و همکاران بر اساس نتایج آزمایش‌های لغزش، پیشنهاد شده است که نمایانگر مقدار فشار ضربه ناشی شکست امواج برای پشته‌های مرتفع می‌باشد. این ضریب به صورت تابعی از نسبت ارتفاع موج به عمق آب روی پشته جلوی صندوقه H/d ، نسبت عمق آب روی پشته به عمق آب اولیه در محل دیواره قائم d/h و نسبت عرض سکوی افقی پشته به طول موج در این محل B_M/L تعریف می‌شود. توجه شود که ارتفاع موج H ارتفاع موج طراحی (ارتفاع مرتفع‌ترین موج) می‌باشد.

ضریب فشار ضربه شکست موج ۱ به صورت ضرب ۱۰ در ۱۱ بیان می‌شود: (روابط (۵-۱۳) و (۵-۱۴))

$$\Gamma_I = \Gamma_{10} \Gamma_{11} \quad (5-13)$$

$$\Gamma_{10} = \begin{cases} H/d & : H/d \leq 2 \\ 2 & : H/d > 2 \end{cases} \quad (5-14)$$

شکل (۲-۶۶) نشان‌دهنده توزیع ۱۱ می‌باشد. ۱۱ وقتی d/h برابر ۰/۴ و B_M/L برابر ۰/۱۲ باشد، به حداکثر مقدار خود یعنی ۱ می‌رسد. ضریب فشار ضربه شکست موج ۱ دارای مقادیری بین ۰ تا ۲ می‌باشد و هرچه مقدار ۱ بیشتر شود، نیروی ضربه شکست موج هم افزایش می‌یابد. وقتی از رابطه Goda برای محاسبه نیروی موج استفاده می‌شود، اگر ۱ بزرگتر از ۲ باشد، باید از ۱ به جای ۲ در رابطه (۲-۸۷) استفاده نمود. توجه شود که بر اساس نتایج آزمایش‌های لغزش، رابطه (۵-۱۳) برای ۱، برای H/h برابر ۰/۶۰ یا بیشتر کاربرد دارد. این ضریب ۱ را می‌توان برای ارزیابی لغزش دیواره قائم در برابر امواج نسبتاً مرتفع به کار برد.



شکل ۲-۶۶- ضریب فشار ضربه شکست امواج ۱۱

ب) تاثیر ارتفاع تاج دیواره قائم

به دلیل اینکه جبهه شیبدار موج در حال شکست اغلب به صورت جبهه قائم آب بالای سطح آب ساکن می باشد، هرچه ارتفاع تاج بیشتر باشد، خطر ایجاد نیروی ضربه شکست موج بیشتر می شود و اگر در این محل دیواره قائم موجود باشد، ضربه جبهه آب منجر به ایجاد نیروی ضربه ای می گردد. برای مثال، Mizuno و همکاران بیان کرده اند که حتی وقتی پشته نسبتاً کوتاه باشد، وقتی تاج مرتفع می باشد، تمایل به ایجاد نیروی ضربه شکست موج وجود دارد.

پ) تاثیر جهت موج

بر اساس نتایج آزمایش های لغزش Tanimoto و همکاران، حتی اگر شرایط به گونه ای باشد که فشار ضربه ای بزرگی در هنگام صفر بودن زاویه S ایجاد شود، کاهش شدیدی در اندازه نیروی موج هنگامی که S به ۳۰ درجه یا ۴۵ درجه افزایش یابد، ایجاد می گردد. با توجه به نوسانات جهت موج، فرض شرایط S کمتر از ۲۰ درجه برای ایجاد نیروی ضربه موج منطقی به نظر می رسد.

ت) پاسخ دینامیکی مقطع قائم به نیروی ضربه ای و لغزش مقطع قائم

وقتی فشار ضربه ناشی از شکست موج بر مقطع قائم وارد می شود، اگرچه طول مدت فشار ضربه ای بسیار کوتاه است اما فشار موضعی لحظه ای ممکن است تا ده ها برابر فشار هیدرواستاتیک مربوط به ارتفاع موج برسد. فشارهای حداکثر ضربه ای دارای نوسان شدیدی هستند اما نوسانات ضربه خیلی زیاد نمی باشد. تعیین ارتباط نیروی ضربه شکست موج با لغزش در مدت پاسخ دینامیکی با توجه به تغییر شکل پشته و خاک زیر آن لازم می باشد. محاسبات نیروی برشی زیر مقطع قائم توسط Takahashi, Goda و Shimosako با استفاده از مدل های دینامیکی انجام شده است و بر اساس قضاوت در مورد نتایج این محاسبات و نتایج آزمایش های مختلف لغزش، در نظر گرفتن متوسط شدت فشار موج معادل نیروی برشی لغزش برابر $0.25 \sim 0.30 gH$ منطقی به نظر می رسد. ضریب فشار ضربه شکست موج ۱ بر اساس نتایج آزمایش های لغزش و نیز با توجه به این چنین اثرات پاسخ دینامیکی ارائه شده است.

۵-۲-۴- نیروی موج وارد بر دیواره قائم پوشیده شده از بلوک های بتنی مستهلک کننده موج

نیروی موج وارد بر دیواره قائم پوشیده شده با توده بلوک های بتنی مستهلک کننده موج باید بر اساس آزمایش های مدل هیدرولیکی یا رابطه محاسباتی مناسب و با توجه به ارتفاع تاج و عرض مستهلک کننده موج و مشخصات بلوک های بتنی مستهلک کننده موج تعیین گردد.

تفسیر

اگر جبهه جلویی دیواره قائم با توده بلوک های بتنی پیش ساخته مستهلک کننده موج پوشیده شده باشد، مشخصات نیروی موج وارد بر دیوار تغییر می کند که مقدار این تغییرات به مشخصات امواج تابشی، ارتفاع تاج و عرض مستهلک کننده موج، نوع بلوک های بتنی مستهلک کننده موج مورد استفاده و نحوه ترکیب تمهیدات مستهلک کننده موج بستگی دارد. معمولاً وقتی امواج نشکسته بر دیواره قائم عمل می کنند، تغییر در نیروی موج وارد بر دیواره قائم پوشیده شده با بلوک های مستهلک کننده موج زیاد نمی باشد. البته، در صورت وجود نیروی ضربه بزرگ شکست موج، نیروی موج را می توان با پوشاندن دیواره قائم با توده بلوک های مستهلک کننده موج، به مقدار قابل توجهی کاهش داد. با این وجود، چنین کاهش در نیروی موج تنها زمانی که تمهیدات

مستهلك کننده موج دارای عرض و ارتفاع تاج کافی باشد حاصل می‌گردد. شایان ذکر است که اگر بالای تمهیدات مستهلك کننده موج زیر تراز آب طراحی باشد، تمهیدات مستهلك کننده موج اغلب باعث افزایش نیروی موج می‌گردند.

نکات فنی

(۱) رابطه محاسبه نیروی موج برای دیواره قائم پوشیده شده با بلوک‌های بتنی مستهلك کننده موج نیروی موج وارد بر دیواره قائم پوشیده شده با بلوک‌های بتنی مستهلك کننده موج به نحوه ترکیب تمهیدات مستهلك کننده موج بستگی دارد و بنابراین نحوه ترکیب باید با استفاده از نتایج آزمایش‌های مدل مرتبط با شرایط طراحی تعیین گردد. البته، اگر تراز تاج تمهیدات مستهلك کننده موج هم تراز بالای دیواره قائم باشد و بلوک‌های بتنی مستهلك کننده موج به میزان کافی در برابر اعمال موج پایدار باشد، می‌توان نیروی موج وارد بر دیواره قائم را با استفاده از رابطه تعمیم یافته Goda محاسبه نمود. در این روش با رابطه ارائه شده در بند (۲-۵) و (۲-۵) نیروهای امواج ایستا و امواج در حال شکست، مقادیر p_{11} و p_{12} به ترتیب از روابط (۱-۵)، (۲-۵) و (۳-۵) حاصل می‌شوند، اما لازم است مقادیر مناسبی برای ضرایب اصلاحی فشار موج ۱، ۲ و ۳ بر اساس شرایط طراحی تعیین گردد.

(۲) ضرایب اصلاحی رابطه تعمیم یافته Goda روش مورد استفاده در رابطه تعمیم یافته Goda را می‌توان با تعیین مقادیر مناسب برای ضرایب اصلاحی ۱، ۲ و ۳ به کار گرفت. مطالعاتی توسط Tanimoto و همکاران، Takahashi و همکاران، Sekino و Kakuno، و Tanaka و Abe انجام شده و نتایج زیر به دست آمده است.

(الف) بلوک‌های بتنی مستهلك کننده موج باعث کاهش قابل توجه در فشار شکست موج می‌گردند و بنابراین معمولاً قرارداد ضریب اصلاح فشار شکست موج ۲ برابر صفر قابل قبول می‌باشد.

(ب) هرچه ارتفاع موج بیشتر باشد، ضریب اصلاح ۱ برای فشار موج ایستا و ضریب اصلاح ۳ برای فشار بالابرنده کمتر می‌گردند.

(پ) هرچه نسبت عرض توده بلوک به طول موج بیشتر گردد، ضرایب اصلاح ۱ و ۳ کمتر می‌گردند.
(ت) اگر حتی بخش کوچکی از قسمت بالایی مقطع قائم پوشیده نباشد، خطر اینکه نیروی موج این بخش به نیروی ضربه شکست تبدیل شود، وجود دارد.

بر اساس نتایج این آزمایش‌ها، Takahashi و همکاران به طور کلی بیان کرده‌اند که وقتی دیواره قائم با بلوک‌های بتنی مستهلك کننده موج پوشیده شده باشد، ضریب کاهش فشار موج ۲ را می‌توان برابر صفر قرار داد، در حالی که مقادیر ۱ و ۳ عمدتاً به ارتفاع موج H (ارتفاع مرتفع‌ترین موج) بستگی دارند. روابط (۱۵-۵)، (۱۶-۵) و (۱۷-۵) بر این اساس ارائه شده است:

$$\left. \begin{aligned} & 1.0 & : H/h < 0.3 \\ \}_1 = & 1.2 - (2/3)(H/h) & : 0.3 < H/h \leq 0.6 \\ & 0.8 & : H/h > 0.6 \end{aligned} \right\} \quad (15-5)$$

$$\}_3 = \}_1 \quad (16-5)$$

$$\}_2 = 0 \quad (17-5)$$

در ناحیه شکست، که معمولاً موج‌شکن‌های پوشیده شده با بلوک‌های بتنی مستهلک‌کننده موج استفاده می‌شوند، رابطه بالا، مقدار ۱ و ۳ را برابر ۰/۸ نتیجه می‌دهد.

۵-۲-۵- تاثیر راستای موج‌شکن بر نیروی موج

درحالتی که توزیع ارتفاع امواج در طول خط جلویی موج‌شکن یکنواخت نباشد، نیروی موج را باید با توجه کافی به این جنبه توزیع ارتفاع موج محاسبه نمود.

تفسیر

وقتی امتداد موج‌شکن طویل نباشد، توزیع ارتفاع موج در طول خط جلویی موج‌شکن به علت اثرات انعکاس و تفرق موج، یکنواخت نخواهد بود. Ito و Tanimoto اشاره نموده‌اند که در اکثر موج‌شکن‌های آسیب‌دیده در معرض امواج طوفانی معادل امواج طراحی، الگویی از توزیع منحنی شکل طول لغزش وجود دارد (آن را خرابی منحنی شکل نامیده‌اند)، و یکی از علت‌های این نوع خرابی، اختلاف در نیروهای موج موضعی ناشی از توزیع غیریکنواخت ارتفاع موج می‌باشد. تغییرات ارتفاع امواج در طول موج‌شکن، در زمانی که راستای موج‌شکن دارای گوشه مقعر در جهت تابش موج باشد، به وضوح قابل تشخیص خواهد بود (به بند (۴-۵-۳) تغییرات امواج در گوشه‌های مقعر، نزدیک دماغه‌های موج‌شکن‌ها و اطراف موج‌شکن‌های جدا از ساحل، مراجعه شود). ممکن است تغییرات در ارتفاع امواج در طول راستای موج‌شکن در مجاورت پوزه موج‌شکن اتفاق افتند. به‌ویژه در موج‌شکن جدا از ساحل که طول کوتاهی دارد، ممکن است امواج تفرق یافته از دو انتها، باعث تغییرات زیاد در ارتفاع امواج گردند.

نکات فنی

روش‌های محاسبه نیروی موج که اثرات شکل راستای موج‌شکن را در نظر می‌گیرند، هنوز به سطح اطمینان قابل قبول نرسیده‌اند. بنابراین توصیه می‌شود بررسی توسط آزمایش‌های مدل هیدرولیکی انجام گیرد. با این حال، ارتباط مناسبی بین افزایش ارتفاع موج ناشی از شکل راستای موج‌شکن و افزایش نیروی موج وجود دارد و لذا قابل قبول خواهد بود که ارتفاع موج در محاسبات طراحی با توجه به دامنه تاثیر شکل راستای موج‌شکن طبق رابطه (۵-۱۸) افزایش یافته و سپس نیروی موج بر اساس روابط محاسباتی معمول محاسبه گردد.

$$H'_D = \min \{K_c H_D, K_{cb} H_b\} \quad (۵-۱۸)$$

که در آن:

H_D : ارتفاع موج مورد استفاده در محاسبه نیروی موج با توجه به تاثیر شکل راستای موج‌شکن (m)

K_c : ضریب برای افزایش ارتفاع موج ناشی از تاثیر شکل راستای موج‌شکن؛ $K_c = 1.0$

K_{cb} : مقدار حدی ضریب افزایش ارتفاع برای حد شکست امواج؛ $K_{cb} = 1.4$

H_D : ارتفاع موج مورد استفاده در محاسبه نیروی موج بدون توجه به تاثیر شکل راستای موج‌شکن (m)

H_b : ارتفاع موج در حال شکست در محلی با فاصله ۵ برابر ارتفاع مشخصه امواج پیش‌رونده از دیواره قائم به سمت دریا (m)

ضریب افزایش ارتفاع K_c در رابطه (۵-۱۸) به‌طور کلی در رابطه (۵-۱۹) بیان شده است. این ضریب باید بر اساس توزیع ارتفاع موج ایستا (به بند ۴-۵-۳) تغییرات امواج در گوشه‌های مقعر، نزدیک دماغه‌های موج‌شکن‌ها و اطراف موج‌شکن‌های جدا از ساحل، مراجعه شود) در طول خط جلویی موج‌شکن و تحت شرایطی که موج نمی‌شکند، تعیین گردد.

$$K_c = H_S / \{H_I (I + K_R)\} \quad (۵-۱۹)$$

که در آن:

H_S : ارتفاع موج ایستا در طول دیواره جلویی موج‌شکن (m)

H_I : ارتفاع موج تابشی (m)

K_R : ضریب انعکاس موج‌شکن موردنظر

اگر امواج منظم و متوالی باشند، ضریب افزایش ارتفاع موج در طول موج‌شکن به‌طور قابل توجهی تغییر می‌کند. به‌علاوه، ضریب افزایش ارتفاع به‌پرید امواج تابشی و جهت تابش بسیار حساس می‌باشد. بنابراین در نظر گرفتن نامنظمی پرید و جهت موج تابیده، منطقی به‌نظر می‌رسد. قابل ذکر است که مقدار K_c به‌دست آمده از این روش در طول موج‌شکن تغییر می‌کند و ممکن است مناطقی وجود داشته باشد که مقدار K_c کمتر از ۱/۰ باشد. البته ارتفاع موج مورد استفاده در طراحی نباید کمتر از ارتفاع موج تابشی اصلی باشد.

جزئیات مقدار حدی ضریب افزایش ارتفاع برای امواج در حال شکست K_{cb} مشخص نشده است. با این وجود، می‌توان بر اساس نتایج آزمایشگاهی موجود، آن را حدود ۱/۴ در نظر گرفت.

۵-۲-۶- تاثیر تغییر ناگهانی در عمق آب بر نیروی موج

برای دیواره قائم واقع در محلی که عمق آب به‌طور ناگهانی به‌علت وجود تپه دریایی و سایر موارد، تغییر می‌کند، توصیه می‌شود نیروی موج وارد بر دیواره قائم بر اساس آزمایش‌های مدل هیدرولیکی و با توجه به انتقال سریع امواج، محاسبه شود.

۵-۲-۷- نیروی موج وارد بر دیواره قائم نزدیک خط ساحلی یا روی ساحل

۵-۲-۷-۱- نیروی موج خط ساحلی در سمت دریا

توصیه می‌شود نیروی موج وارد بر دیواره قائم در آب کم عمق نزدیک ساحل بر اساس آزمایش‌های مدل هیدرولیکی و با توجه به اثرات تغییرات تراز آب ناشی از نوسان خیزاب و غیره و فرآیندهای پیچیده و تصادفی شکست موج، محاسبه گردد.

نکات فنی

روابط مختلفی برای نیروی موج دیوارهای قائم نزدیک خط ساحلی و در ساحل پیشنهاد شده و لازم است محاسبه نیروی موج مطابق شرایط طراحی انجام شود. رابطه متداول در بند (۵-۲-۲) نیروهای امواج ایستا و امواج در حال شکست، در مناطقی که شیب

بستر دریا ملایم و آب نسبتاً عمیق باشد با تقریب زیاد، کاربرد دارد. رابطه *Tominaga* و *Kutsumi* در مناطق نزدیک خط ساحلی و رابطه *Horikawa Hom-ma* و *Hase* در مناطقی که شیب بستر دریا زیاد و آب نیمه عمیق باشد، کاربرد دارند. وقتی از رابطه متداول فشار موج برای مناطقی که عمق آب کمتر از نصف ارتفاع معادل موج در آب عمیق باشد، استفاده شود، شاید بهتر باشد در محاسبات از طول موج و ارتفاع موج در عمق آب برابر نصف ارتفاع معادل موج در آب عمیق استفاده گردد.

۵-۲-۷-۲- نیروی موج در خط ساحلی به سمت خشکی

توصیه می‌شود نیروی موج وارد بر دیواره قائم واقع در سمت خشکی خط ساحلی بر اساس آزمایش‌های مدل هیدرولیکی و با توجه به افزایش تراز آب ناشی از نوسان خیزاب، خیزاب موج و بالاروی آب روی شیب ناشی از باد یا موج محاسبه گردد.

نکات فنی

برای دیواره قائم واقع بر سمت خشکی خط ساحلی، روابط مرکز تحقیقات مهندسی سواحل ارتش آمریکا (CERC) موجود می‌باشد. علاوه بر آن، می‌توان به تحقیقات *Tominaga* و *Kutsumi* در رابطه با نیروی موج وارد بر دیواره قائم واقع بر سمت خشکی خط ساحلی مراجعه نمود.

۵-۲-۸- نیروی موج وارد بر صندوقه قائم جاذب موج

نیروی موج وارد بر صندوقه قائم جاذب موج باید بر اساس آزمایش‌های مدل هیدرولیکی یا روابط محاسباتی مناسب و با توجه به تغییرات نیروی موج ناشی از سازه بخش جاذب موج محاسبه گردد.

تفسیر

نیروی موج وارد بر صندوقه قائم جاذب موج (صندوقه با دیواره سوراخ سوراخ و غیره) به‌طور پیچیده‌ای متغیر می‌باشد و به‌ویژه در مقایسه با صندوقه قائم متعارف، این نیرو متناسب با مشخصات موج، تراز آب، عمق آب، توپوگرافی بستر دریا و شکل پشته زیر خود و همچنین متناسب با سازه قسمت جاذب انرژی (داخل صندوقه) تغییر می‌کند. بنابراین تعیین یک روش محاسبه کلی قابل استفاده در همه حالات دشوار می‌باشد. اگر روش محاسباتی قابل اعتماد برای سازه مدنظر پیشنهاد نشده باشد، لازم است مطالعاتی با استفاده از آزمایش‌های مدل هیدرولیکی مرتبط با شرایط مدنظر، انجام شود. در ضمن علاوه بر لزوم ارزیابی مناسب نیروی موج مورد استفاده در ارزیابی‌های پایداری، ارزیابی نیروی موج وارد بر اعضای سازه‌ای نیز مورد نیاز می‌باشد. شایان ذکر است که نیروی موج بر اساس اینکه آیا فضای خالی صندوقه با دال سقف پوشیده شده یا خیر، تغییرات شدیدی دارد.

نکات فنی

(۱) نیروی موج در حالت صندوقه بدون دال سقف

نیروی موج وارد بر صندوقه قائم جاذب موج با تغییرات شرایط سازه‌ای قسمت جاذب موج (داخل صندوقه) تغییر می‌کند و بنابراین محاسبه نیروی موج برای کلیه حالات ممکن نمی‌باشد. با این وجود، برای حالات معمولی که صندوقه بدون دال سقف می‌باشد، می‌توان از رابطه تعمیم‌یافته *Goda* و اعمال اصلاحات لازم، برای محاسبه نیروی موج استفاده نمود.

آزمایش‌هایی بر روی صندوقه با دیواره قائم شکاف‌دار توسط Takahashi و همکاران انجام شده و روشی برای محاسبه فشار موج وارد بر شکاف و دیواره‌های پشتی برای چهار حالت مشخص ارائه شده است، که به موجب آن فشار موج حاصل از رابطه تعمیم‌یافته Goda برای صندوقه با دیواره قائم شکاف‌دار، در ضریب اصلاح ضرب می‌شود. مقادیر مشخصی به عنوان ضریب اصلاح برای شکاف و دیواره‌های پشتی برای هر حالت ارائه شده است. این روش را می‌توان نه تنها برای به دست آوردن شدیدترین نیروی موج برای کنترل لغزش یا واژگونی صندوقه استفاده کرد، بلکه می‌توان برای به دست آوردن شدیدترین نیروی موج برای طراحی اعضای هر دیواره نیز استفاده نمود.

۲) نیروی موج در حالت صندوقه دارای دال سقف

وقتی بالای صندوقه توسط دال سقف پوشیده شده باشد، فشار ضربه‌ای در لحظه‌ای که لایه هوای قسمت فوقانی صندوقه با بالا آمدن سطح آب محبوس شود، ایجاد می‌گردد. بنابراین توجه به این فشار ضربه‌ای به ویژه با توجه به فشار موج مورد استفاده در طراحی اعضای سازه‌ای لازم می‌باشد. باید توجه کرد که اگرچه می‌توان این فشار ضربه‌ای را با تعبیه سوراخ‌های مناسب برای خروج هوا کاهش داد، اگر این سوراخ‌های هوا بیش از حد بزرگ باشند، سطح آب بالا آمده مستقیماً با دال سقف و بدون بالشتک هوا برخورد کرده و در نتیجه عملاً ممکن است نیروی موج افزایش یابد.

۵-۳- جرم سنگ‌های آرمور و بلوک‌های بتنی

۵-۳-۱- قطعات آرمور روی سطح شیبدار

محاسبه جرم قطعات سنگ‌ها یا بلوک‌های بتنی لازم برای پوشش سطح شیبدار جلویی سازه شیبدار در معرض نیروهای موج، باید به وسیله آزمایش‌های مدل هیدرولیکی یا رابطه (۵-۲۰) انجام شود:

$$M = \frac{\dots_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (5-20)$$

که در آن:

M: حداقل جرم قطعه سنگ‌ها یا بلوک‌های بتنی (t)

ρ_r : چگالی قطعه سنگ‌ها یا بلوک‌های بتنی (t/m^3)

H: ارتفاع موج مورد استفاده در محاسبه پایداری (m)

N_s : عدد پایداری

S_r : وزن مخصوص قطعه سنگ‌ها یا بلوک‌های بتنی نسبت به آب دریا

تفسیر

لایه آرمور سطح شیبدار در موج‌شکن توده‌سنگی، محافظ توده‌سنگ‌های داخلی می‌باشد و باید برای اطمینان از اینکه قطعه آرمور در برابر اثرات موج پایدار بوده و خود جابه‌جا نمی‌شود، دارای جرم کافی باشد. جرم لازم برای تامین چنین پایداری را می‌توان با استفاده از رابطه محاسباتی مناسب به دست آورد. برای مثال، برای قطعات آرمور روی سطح شیبدار موج‌شکن توده‌سنگی،

جرم لازم توسط رابطه قبلی Hudson و با ضریب مناسب (مقدار K_D) محاسبه شده است، اما اخیراً استفاده از رابطه Hudson به همراه عدد پایداری معمول شده است. استفاده از عدد پایداری را می‌توان به‌طور عمومی‌تر برای حالات دیگر نظیر قطعات آرمور روی سطح شیبدار پشته موج‌شکن مرکب نیز استفاده نمود.

نکات فنی

(۱) رابطه Hudson

جرم لازم قطعات آرمور روی سطح شیبدار را می‌توان با رابطه Hudson و با عدد پایداری (مربوط به رابطه تعمیم‌یافته Hudson) بیان نمود (به رابطه (۵-۲۰) مراجعه شود).

(۲) عدد پایداری و قطر اسمی

عدد پایداری مستقیماً با اندازه لازم (قطر اسمی) سنگ‌های آرمور یا بلوک‌های بتنی برای ارتفاع موج مدنظر ارتباط دارد. به عبارت دیگر، با معرفی قطر اسمی به صورت $D_n = (M/\dots_r)^{1/3}$ و عبارت $U = S_r - 1$ و جایگزینی آن‌ها در رابطه (۵-۲۰)، رابطه نسبتاً ساده زیر به دست می‌آید:

$$H/(UD_n) = N_s \quad (۵-۲۰)$$

ملاحظه می‌شود که قطر اسمی متناسب با ارتفاع موج با ثابت تناسب $I/(UN_s)$ می‌باشد.

(۳) ارتفاع موج طراحی

رابطه Hudson بر اساس نتایج آزمایش‌هایی با موج منظم ارائه شده است. بنابراین وقتی از آن برای موج‌های واقعی (غیر منظم) استفاده می‌شود، مشکل انتخاب ارتفاع موج وجود دارد. البته در سازه‌هایی که از قطعات سنگ یا بلوک‌های بتنی ساخته شده‌اند، تمایل به خرابی هنگامی که موج تک با حداکثر ارتفاع H از بین گروه موج نامنظم، به لایه آرمور برخورد می‌کند، ایجاد نمی‌شود، بلکه گسترش تدریجی خرابی در اثر اثرات مداوم موج‌هایی با ارتفاع‌های مختلف روی می‌دهد. با عنایت به این نکته و همچنین تجربیات گذشته، تصمیم بر این شد که از ارتفاع موج مشخصه امواج تابشی در محلی که شیب واقع است به عنوان ارتفاع موج H در رابطه (۵-۲۰) استفاده شود، زیرا ارتفاع موج مشخصه بیانگر مقیاس کلی گروه موج نامنظم می‌باشد. به همین ترتیب، استفاده از ارتفاع موج مشخصه در رابطه تعمیم‌یافته Hudson معمول می‌باشد. البته لازم به ذکر است که در مناطقی که عمق آب کمتر از نصف ارتفاع موج معادل در آب عمیق می‌باشد، باید از ارتفاع موج مشخصه در عمق آب برابر نصف ارتفاع موج معادل در آب عمیق استفاده نمود.

(۴) عوامل موثر بر عدد پایداری

همانطور که در رابطه (۵-۲۰) نشان داده شد، جرم لازم سنگ‌های آرمور یا بلوک‌های بتنی با تغییر ارتفاع موج و چگالی قطعات آرمور و همچنین عدد پایداری N_s تغییر می‌کند. عدد N_s ضریبی است که بیانگر اثرات مشخصات سازه، مشخصات قطعات آرمور، مشخصات موج و سایر عوامل موثر بوده و مهمترین عوامل موثر بر آن در ادامه بیان می‌شوند.

الف) مشخصات سازه

(۱) نوع سازه (موج‌شکن قلوه‌سنگی، موج‌شکن پوشیده شده با بلوک‌های بتنی مستهلک‌کننده موج، موج‌شکن مرکب و

غیره)

(۲) شیب لایه پوشیده شده با آرمور

(۳) محل قطعات آرمور (پوزه موج‌شکن، بدنه موج‌شکن، محل نسبت به تراز آب ساکن، وجه جلویی و بالای سطح

شیبدار، وجه پشتی، سکوی افقی و غیره)

(۴) ارتفاع و عرض تاج و شکل عرشه

(۵) لایه داخلی (ضریب نفوذپذیری، ضخامت و درجه زبری سطح)

(ب) مشخصات قطعات آرمور

(۱) شکل قطعات آرمور (شکل سنگ‌های آرمور یا بلوک‌های بتنی؛ توزیع قطر سنگ‌های آرمور)

(۲) نحوه چیدمان قطعات آرمور (تعداد لایه‌ها، چیدمان منظم یا قراردعی تصادفی و غیره)

(۳) مقاومت مصالح آرمور

(پ) مشخصات موج

(۱) تعداد موج‌هایی که بر لایه‌های آرمور اثر می‌کند.

(۲) تیزی موج

(۳) شکل بستر دریا (شیب بستر، وجود تپه دریایی و غیره)

(۴) نسبت ارتفاع موج به عمق آب (شاخص‌های شکست یا عدم شکست موج، نوع شکست و غیره)

(۵) جهت موج، طیف موج و مشخصات گروه موج

(ت) دامنه آسیب (سرعت آسیب، سطح آسیب، آسیب نسبی)

عدد N_s که در طراحی مورد استفاده است، باید به‌طور مناسبی بر اساس آزمایش‌های مدل هیدرولیکی هم‌راستا با شرایط طراحی مربوطه تعیین گردد. مقایسه نتایج آزمایش‌های موج منظم با آزمایش‌های موج نامنظم نشان می‌دهد که نسبت ارتفاع امواج منظم به ارتفاع مشخصه امواج نامنظم که نسبت آسیب یکسانی ایجاد می‌کنند (با خطای ۱۰٪) در محدوده ۱/۰ تا ۲/۰ (بسته به شرایط) تغییر می‌کند که به این معناست که تمایل ایجاد خرابی در امواج نامنظم نسبت به اثر امواج منظم بیشتر می‌باشد. بنابراین بهتر است در آزمایش‌ها از امواج نامنظم استفاده شود.

(۵) عدد پایداری N_s و عدد K_D

در سال ۱۹۵۹، رابطه Hudson منتشر و جایگزین رابطه Iribarren-Hudson گردید. رابطه (۵-۲۱) توسط خود Hudson

با استفاده از K_{Dcot} به جای N_s بسط داده شد

$$N_s^3 = K_D \cot^2 \quad (۵-۲۱)$$

که در آن:

: زاویه سطح شیبدار نسبت به خط افق (درجه)

K_D : ثابتی که عمدتاً به وسیله شکل قطعات آرمور و نسبت آسیب تعیین می‌گردد

رابطه Hudson بر اساس نتایج دامنه وسیعی از آزمایش‌های روی مدل بوده و کارایی آن در طراحی موج‌شکن‌های واقعی به

اثبات رسیده است. در گذشته، از این رابطه (رابطه‌ای که از عدد K_D استفاده می‌کند) برای محاسبه جرم لازم قطعات آرمور

روی شیب استفاده می‌شده است.

البته مدتی است که رابطه تعمیم یافته Hudson که از عدد پایداری استفاده می‌کند (رابطه ۵-۲۰) برای محاسبه جرم لازم قطعات آرمور روی پشته موج شکن مرکب به کار رفته (قبلا بررسی شد) و کماکان برای قطعات آرمور سازه‌های دیگر نظیر موج شکن‌های مستغرق استفاده می‌شود. در حال حاضر استفاده از این رابطه نسبت به رابطه قدیمی دارای عدد K_D معمول‌تر است. پس رابطه تعمیم یافته Hudson دارای عدد پایداری را می‌توان به عنوان رابطه متداول برای محاسبه جرم لازم برای قطعات آرمور روی شیب استفاده نمود.

عدد پایداری N_s را می‌توان از عدد K_D و زاویه سطح شیبدار با خط افقی و رابطه (۵-۲۱) به دست آورد. اگر عدد K_D مورد تایید بوده و زاویه شیب در محدوده طراحی رایج باشد، مشکلی در این روند محاسبه وجود نخواهد داشت. البته، اکثر اعداد K_D به دست آمده تا امروز ارتباط مناسبی با عوامل مختلف نظیر مشخصات سازه و امواج نداشته‌اند. در نتیجه روش تعیین عدد پایداری N_s از طریق عدد K_D همیشه تامین کننده طراحی اقتصادی نمی‌باشد. به منظور محاسبه مقادیر منطقی‌تر برای جرم لازم، بهتر است از نتایج آزمایش‌های منطبق بر شرایط مورد نظر استفاده شود یا از روابط محاسباتی (منحنی‌های محاسباتی) شامل عوامل مرتبط مختلف بیان شده در ادامه بهره گرفت.

۶) رابطه Van der Meer برای سنگ‌های آرمور

در سال ۱۹۸۷، Van der Meer آزمایش‌های قاعده‌مندی در رابطه با سنگ‌های آرمور روی سطح شیبدار موج شکن قله‌سنگی با تاج مرتفع انجام داد. وی روابط محاسباتی (۵-۲۲)، (۵-۲۳) و (۵-۲۴) را برای عدد پایداری با توجه به مقدار شیب و نیز تیزی موج، تعداد امواج و سطح آسیب ارائه کرد. توجه شود که به هر حال روابط زیر نسبت به رابطه اصلی van der Meer به منظور سهولت محاسبات، اندکی تفاوت دارد. برای مثال ارتفاع موج $H_{2\%}$ که احتمال بیشتر بودن ارتفاع موج از آن ۲٪ می‌باشد با $H_{1/20}$ تعویض شد.

$$N_S = \max \{N_{spl}, N_{ssr}\} \quad (22-5)$$

$$N_{spl} = 6.2 C_H P^{0.18} (S^{0.2} / N^{0.1}) I_r^{-0.5} \quad (23-5)$$

$$N_{ssr} = C_H P^{-0.13} (S^{0.2} / N^{0.1}) (\cot r)^{0.5} I_r^P \quad (24-5)$$

که در آن:

N_{spl} : عدد پایداری برای شکست فروریز موج

N_{ssr} : عدد پایداری برای شکست خیزشی موج

I_r : عدد Iribarren ($\tan r / S_{om}^{0.5}$) (پارامتر نوع شکست)

S_{om} : تیزی موج ($H_{1/3} / L_0$)

L_0 : طول موج در آب عمیق ($L_0 = g T_{1/3}^2 / 2f$, $g = 9.81 m/s^2$)

$T_{1/3}$: پریود موج مشخصه

C_H : ضریب اصلاح ناشی از شکست موج = $1.4 / (H_{1/20} / H_{1/3})$ (جایی که شکست موج اتفاق نمی‌افتد برابر ۱/۰ است)

$H_{1/3}$: ارتفاع موج مشخصه

$H_{1/20}$: ارتفاع موج یک بیستم مرتفع‌ترین امواج (شکل (۲-۶۷))

: زاویه سطح شیبدار با خط افق (درجه)

$$D_{n50}: \text{قطر اسمی سنگ آرمور} = \left(M_{50} / \dots r \right)^{1/3}$$

M_{50} : مقدار ۵۰٪ منحنی توزیع جرم سنگ آرمور (جرم لازم یک سنگ آرمور)

P : ضریب نفوذپذیری لایه داخلی (شکل (۲-۶۸))

S : سطح تغییرشکل ($S = A / D_{n50}^2$) (جدول (۲-۱۹))

A : مساحت فرسایش سطح مقطع (شکل (۲-۶۹))

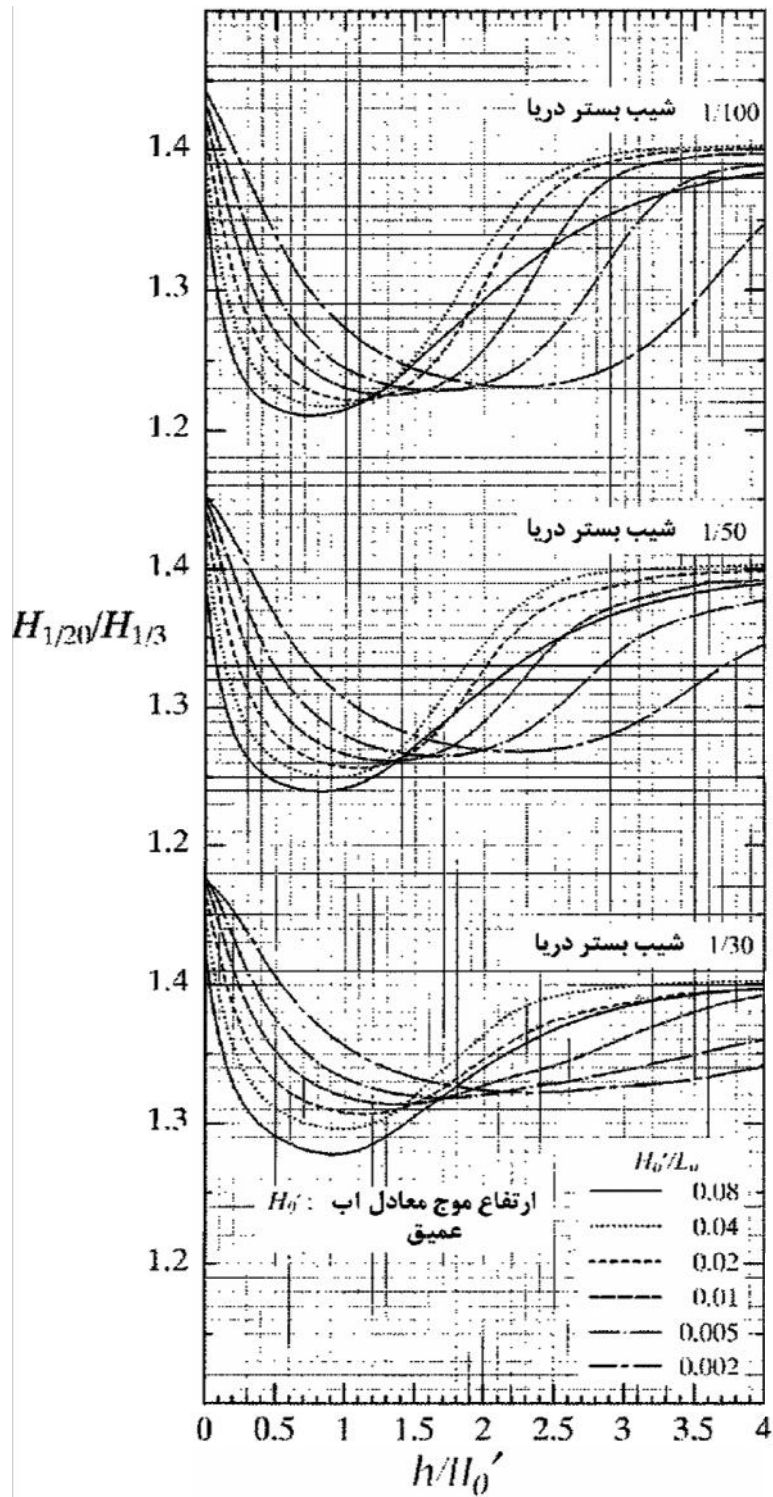
N : تعداد امواج (حین طوفان)

ارتفاع موج $H_{1/20}$ در شکل (۲-۶۷) برای نقطه‌ای در فاصله $5H_{1/3}$ از موج‌شکن و H_0 ارتفاع موج معادل در آب عمیق می‌باشد.

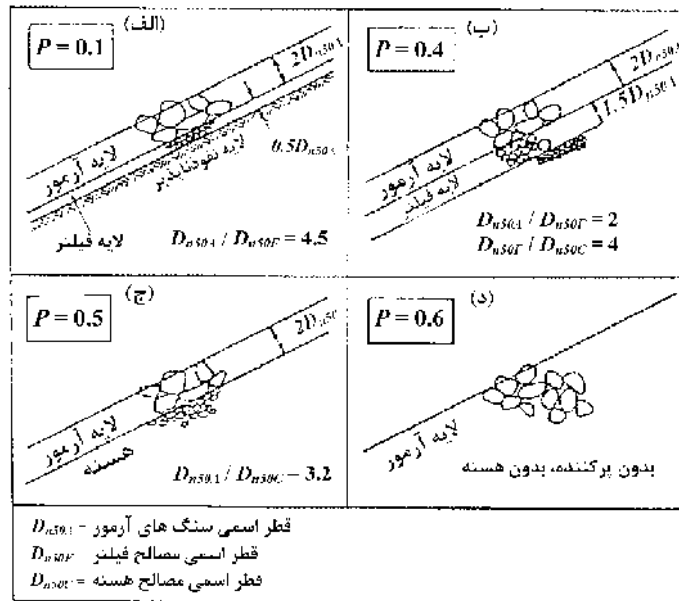
سطح تغییرشکل S شاخصی است که بیانگر مقدار تغییرشکل سنگ‌های آرمور بوده و نوعی نسبت آسیب می‌باشد. سطح تغییرشکل از تقسیم سطح فرسایشی A توسط امواج (شکل (۲-۶۹)) بر مجذور قطر اسمی D_{n50} سنگ‌های آرمور حاصل می‌گردد. مطابق جدول (۲-۱۹)، سه مرحله با توجه به سطح تغییرشکل سنگ‌های آرمور تعیین شده است: آسیب اولیه، آسیب متوسط و خرابی. در طراحی رایج، استفاده از سطح تغییرشکل آسیب اولیه برای تعداد امواج $N=1000$ متداول می‌باشد، گرچه در طراحی اگر ایجاد تغییرشکل تا اندازه مشخصی مجاز باشد، می‌توان از مقدار آسیب متوسط هم استفاده نمود.

جدول ۲-۱۹- سطح تغییرشکل S برای هر رده خرابی برای آرمور دو لایه

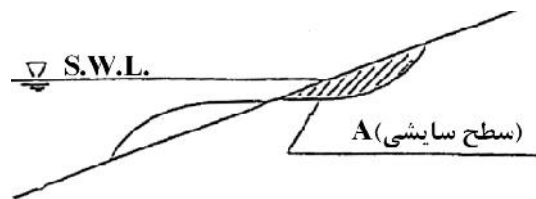
خرابی	آسیب متوسط	آسیب اولیه	شیب
۸	۳-۵	۲	۱:۱/۵
۸	۴-۶	۲	۱:۲
۱۲	۶-۹	۲	۱:۳
۱۷	۸-۱۲	۳	۱:۴
۱۷	۸-۱۲	۳	۱:۶



شکل ۲-۶۷- نسبت $H_{1/20}$ به $H_{1/3}$ (مقدار $H_{1/20}$ در فاصله $5H_{1/3}$ از موج شکن به دست می آید)



شکل ۶۸-۲- ضریب نفوذ پذیری P



شکل ۶۹-۲- سطح فرسایشی A

۷) عدد پایداری برای قطعات بتنی آرمور موج شکن قلوه سنگی

آزمایش‌های مدل بر روی انواع بلوک‌های بتنی پیش‌ساخته توسط Van der Meer انجام شده و روابطی برای محاسبه عدد پایداری N_s پیشنهاد شده است. به علاوه، افراد دیگری نیز تحقیقاتی برای ارائه روابط محاسباتی برای بلوک‌های بتنی پیش‌ساخته انجام داده‌اند که در این میان می‌توان به روابط Burcharth و Liu اشاره نمود. البته، قابل ذکر است که این روابط بر اساس نتایج آزمایش‌ها بر روی موج شکن قلوه سنگی با تاج مرتفع انجام شده است.

۸) عدد پایداری برای قطعات بتنی پشته مستهلک کننده موج جلوی دیواره قائم (موج شکن افقی- مرکب)

توده بلوک بتنی مستهلک کننده موج در موج شکن افقی- مرکب می‌تواند سطح مقطع‌های مختلفی داشته باشد. وقتی تمام وجه جلویی دیواره قائم با بلوک‌های بتنی مستهلک کننده موج پوشیده شده باشد، به دلیل نفوذ پذیری زیاد پایداری بیشتر از حالت عادی که قطعات آرمور بتنی، موج شکن قلوه سنگی را می‌پوشانند خواهد بود. رابطه (۵-۲۵) برای بلوک‌های بتنی مستهلک کننده موج که بطور تصادفی در پوشش کلی دیواره قائم پشته قرار داده شده، ارائه شده است.

$$N_s = C_H \left\{ a \left(N_0 / N^{0.5} \right)^{0.2} + b \right\} \quad (۵-۲۵)$$

که در آن:

N_0 : آسیب نسبی (نوعی نسبت آسیب که بیانگر دامنه خرابی است: تعداد بلوک‌های بتنی که در راستای موج شکن و در

عرضی برابر D_n جابه‌جا شده‌اند، D_n قطر اسمی بلوک‌های بتنی است: $D_n = (M / \dots)^{1/3}$ ، که M جرم بلوک بتنی است)

C_H : ضریب اصلاح ناشی از شکست موج؛ $C_H = 1.4 / (H_{1/20} / H_{1/3})$ (درمحل‌هایی که شکست موج وجود ندارد):

$$(C_H = 1.0 \text{ و بنابراین } H_{1/20} / H_{1/3} = 1.4)$$

a و b ضرایب وابسته به شکل بلوک‌های بتنی و زاویه شیب (برای بلوک‌های بتنی که $K_D=8.3$ ، اگر $\cot = 4/3$ باشد،

$$a=2.32 \text{ و } b=1.33 \text{ و اگر } \cot = 1.5 \text{ باشد، } a=2.32 \text{ و } b=1.42$$

روش دیگری برای محاسبه خرابی نسبی تجمعی (خرابی نسبی مورد انتظار) در انتهای طول عمر موج‌شکن، توسط Takahashi و همکاران ارائه شده است. درآینده، روش‌های طراحی مبتنی بر قابلیت اعتماد که آسیب نسبی محتمل را در نظر می‌گیرند در روش طراحی پیشرفته اهمیت خواهند داشت.

در مناطقی که شکست موج وجود ندارد، اگر تعداد امواج ۱۰۰۰ و آسیب نسبی N_0 برابر 0.3 باشد، جرم طراحی محاسبه شده با روش Takahashi و همکاران، کم‌وبیش مشابه روش قبلی با استفاده از عدد K_D خواهد بود. مقدار $N_0=0.3$ مربوط به نسبت آسیب متداول ۱٪ می‌باشد.

۹) پوزه موج‌شکن

وقتی امواج از جهات مختلف به پوزه موج‌شکن برخورد می‌کنند، خطر سقوط قطعات آرمور بالای شیب به طرف پشت، بیشتر از طرف جلو می‌باشد. بنابراین سنگ‌ها یا بلوک‌های بتنی مورد استفاده در پوزه موج‌شکن باید جرم بیشتری نسبت به مقدار به دست آمده از رابطه (۵-۳-۱) داشته باشند. پیشنهاد Hudson افزایش ۱۰٪ در جرم سنگ‌ها و ۳۰٪ در جرم بلوک‌های بتنی می‌باشد. البته به نظر می‌رسد این مقادیر کافی نباشد و بهتر است برای جرم قطعات آرمور حداقل $1/5$ برابر مقدار به دست آمده از رابطه (۵-۲۰) برای سنگ و بلوک بتنی استفاده گردد.

۱۰) قطعات آرمور مستغرق

از آنجاکه اثر امواج بر موج‌شکن قلوه‌سنگی در تراز میانه آب ضعیف‌تر از تراز سطح آب می‌باشد، لذا سنگ‌ها یا بلوک‌های بتنی با جرم کمتر ممکن است در اعماقی بیش از $1.5H_{1/3}$ زیر تراز آب ساکن به کار رود.

۱۱) تاثیر جهت موج

اگرچه گستره تاثیرات زاویه تابش موج بر پایداری سنگ‌های آرمور به طور کامل ارزیابی نشده است، طبق نتایج آزمایش‌های انجام شده توسط Van de Kreeke با زوایای صفر درجه (زاویه تابش موج عمودیه راستای موج‌شکن)، ۳۰ درجه، ۴۵ درجه، ۶۰ درجه و ۹۰ درجه، نسبت آسیب برای موج ۴۵ درجه یا کمتر تقریباً شبیه زاویه موج صفر درجه می‌باشد و وقتی جهت موج، زاویه بیشتر از ۶۰ درجه دارد، نسبت آسیب کاهش می‌یابد. بر اساس این نتایج، به نظر می‌رسد وقتی زاویه موج (به شکل (۲-۶۲) در بند (۵-۲-۲-۱) نیروی موج زیر تاج موج، مراجعه گردد) برابر ۴۵ درجه یا کمتر باشد، حداقل جرم برای جهت موج نباید اصلاح شود. علاوه بر آن، Christensen و همکاران نشان داده‌اند که وقتی پخش امواج تصادفی در جهات مختلف زیاد باشد، پایداری افزایش می‌یابد.

۱۲) سلامت بلوک‌های بتنی

برای بلوک بتنی پیش‌ساخته نه تنها لازم است جرم کافی برای پایداری در برابر امواج طراحی تامین گردد، بلکه بلوک باید دارای مقاومت سازه‌ای کافی هم باشد.

۱۳) قطعات آرمور در تپه‌های دریایی

معمولا تپه دریایی روی سطح شیبدار با شیب زیاد در دریای تقریبا عمیق ایجاد شده و بستر کم عمق و نسبتا تختی را تشکیل می‌دهد. در نتیجه وقتی موج بزرگی به چنین تپه دریایی برسد، اطراف نوک تپه می‌شکند و سپس امواج ایجاد شده بالای تپه به شکل خیزشی پخش می‌گردند. مشخصات امواج بالای تپه دریایی شدیداً به شرایط موج تابشی، عمق آب بالای تپه دریایی و فاصله تا نوک تپه دریایی وابسته می‌باشد. پایداری بلوک‌های بتنی مستهلک کننده موج واقع بر تپه دریایی نیز شدیداً به عوامل ذکر شده وابسته می‌باشد که پیچیدگی آن را نسبت به موارد معمولی بسیار بیشتر می‌کند. بنابراین پایداری بلوک‌های بتنی مستهلک کننده موج واقع بر تپه دریایی باید بر اساس آزمایش‌های مدل طبق شرایط موجود یا تجربیات میدانی با شرایط مشابه موجود به دست آید.

۱۴) قطعات آرمور موج شکن با تاج کوتاه

در مورد موج شکن سنگی با تاج کوتاه، باید توجه نمود که بلوک‌های بتنی اطراف تاج موج شکن (به ویژه در سمت ساحل) به راحتی آسیب می‌بینند. برای مثال، برای موج شکن جدا از ساحل تشکیل شده از بلوک‌های بتنی مستهلک کننده موج، برخلاف موج شکن صندوقه‌ای پوشیده شده با بلوک‌های بتنی مستهلک کننده موج، هیچگونه دیوار محافظ در پشت دیوار موجود نیست و تاج موج شکن مرتفع نمی‌باشد. این بدین معنا می‌باشد که بلوک‌های بتنی نزدیک به تاج موج شکن (مخصوصاً قسمت پشتی) به راحتی آسیب می‌بینند و چنین آسیب‌های بلوک نیز مکرر گزارش شده است.

۱۵) تاثیر بستر با شیب زیاد

وقتی بستر دارای شیب زیاد بوده و امواج به شکل فروریز می‌شکنند، ممکن است نیروی موج بزرگی به بلوک‌های بتنی با توجه به شکل بلوک‌ها وارد شود. بنابراین لازم است بررسی‌های لازم با در نظر گرفتن امکان نیروی موج بزرگ انجام گیرد.

۱۶) بلوک‌های با چگالی زیاد

حداقل جرم بلوک‌هایی که با سنگدانه‌های سنگین ساخته می‌شوند را می‌توان با استفاده از رابطه Hudson و عدد پایداری (رابطه ۵-۲۰) تعیین نمود. همانطور که در رابطه نیز دیده می‌شود، بلوک‌های با چگالی زیاد دارای پایداری زیاد بوده و در نتیجه با استفاده از این بلوک‌های کوچک با چگالی زیاد می‌توان یک لایه آرمور پایدار به وجود آورد.

۱۷) تاثیر نحوه چیدمان

پایداری بلوک‌های بتنی مستهلک کننده موج با نحوه چیدمان بلوک‌ها (قراردهی تصادفی یا منظم و غیره) نیز تغییر می‌کند. بر اساس نتایج آزمایش‌های انجام شده برای مقایسه بین نحوه چیدمان تصادفی بلوک‌ها روی کل سطح مقطع و نحوه چیدمان منظم دو لایه روی هسته سنگی، پایداری چیدمان منظم با قفل و بست مناسب بین بلوک‌ها برای اکثر موارد آزمایشی تایید شده است. علاوه بر آن پایداری به ارتفاع تاج و عرض توده بلوک‌های بتنی مستهلک کننده موج وابسته می‌باشد. بر اساس نتایج تعدادی از آزمایش‌ها، وقتی تاج موج شکن مرتفع و عریض باشد، پایداری بیشتر خواهد شد.

۱۸) روش متداول آزمایش‌های مدل هیدرولیکی

پایداری بلوک‌های بتنی متاثر از عوامل زیادی می‌باشد، بنابراین هنوز این مساله به طور کامل روشن نشده و مطالعاتی با استفاده از آزمایش‌های مدل برای طراحی موج شکن‌های در مقیاس واقعی لازم و نیاز به جمع آوری نتایج این آزمایش‌ها می‌باشد. توجه به نکات زیر حین انجام مطالعات آزمایش‌های مدل ضروری است.

الف) معمولاً آزمایش‌ها با استفاده از امواج نامنظم انجام می‌شود.

ب) برای هر دسته از شرایط خاص، هر آزمایش باید حداقل سه بار (با سه دسته موج متفاوت) تکرار شود. البته وقتی آزمایش‌ها با تغییرات اصولی جرم و عوامل دیگر و داده‌های زیاد انجام گیرد، انجام یک آزمایش برای هر دسته شرایط کافی خواهد بود.

پ) مطالعه تاثیر ۱۰۰۰ موج در مجموع سه دسته موج برای هر تراز ارتفاع موج معمول می‌باشد. حتی برای آزمایش‌های متداول قاعده‌مند، استفاده از ۵۰۰ موج یا بیشتر توصیه می‌گردد.

ت) برای توصیف دامنه آسیب دیدگی، علاوه بر نسبت آسیب که معمولاً به کار می‌رود، می‌توان از رده تغییرشکل یا درجه آسیب دیدگی نیز استفاده نمود. رده تغییرشکل زمانی مناسب است که شمردن تعداد سنگ‌های آرمور یا بلوک‌های بتنی جابه‌جا شده مشکل باشد، درحالی‌که، درجه آسیب دیدگی زمانی مناسب است که آسیب دیدگی بلوک‌های بتنی مستهلک‌کننده موج مدنظر باشد. نسبت آسیب عبارت از نسبت تعداد قطعات آرمور آسیب‌دیده در ناحیه بازدید به تعداد کل قطعات آرمور در همان ناحیه است. ناحیه بازدید از تراز بالاروی موج تا عمق $1.5H$ زیر تراز آب ساکن یا تا تراز زیر لایه آرمور (آب کم‌عمق) در نظر گرفته می‌شود، جایی‌که ارتفاع موج H به‌طور معکوس از رابطه Hudson با قراردادن جرم قطعات آرمور به دست می‌آید. البته برای رده تغییرشکل و درجه آسیب دیدگی، احتیاجی به تعیین ناحیه بازدید نمی‌باشد. برای برآورد نسبت آسیب، قطعه آرموری آسیب‌دیده تلقی می‌شود که جابه‌جایی بیشتر از $0.5/0$ تا $1/0$ برابر ارتفاع خود آرمور داشته باشد.

۵-۳-۲- قطعات آرمور روی پشته پی موج‌شکن مرکب

محاسبه جرم سنگ‌های آرمور یا بلوک‌های بتنی برای پشته پی موج‌شکن مرکب به وسیله آزمایش‌های مدل هیدرولیکی مناسب و یا رابطه (۲۶-۵) انجام می‌شود:

$$M = \frac{\dots_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (26-5)$$

که در آن:

M : حداقل جرم قطعات سنگ یا بلوک‌های بتنی (t)

\dots_r : چگالی قطعات سنگ یا بلوک‌های بتنی (t/m^3)

H : ارتفاع موج مورد استفاده در محاسبه پایداری (m)

N_s : عدد پایداری

S_r : وزن مخصوص قطعات سنگ یا بلوک‌های بتنی نسبت به آب دریا

تفسیر

جرم مورد نیاز برای قطعه آرمور پوشش پشته پی موج‌شکن مرکب با تغییرات مشخصات موج، عمق آب، شکل پشته (ضخامت، عرض سکوی افقی، زاویه شیب و غیره)، نوع قطعه آرمور، روش چیدمان آرمور و محل آرمور (پوزه موج‌شکن، بدنه موج‌شکن و غیره) تغییر می‌کند. به‌ویژه به اثرات مشخصات موج و شکل پشته در بند (۱-۳-۵) قطعات آرمور روی سطح شیبدار، بیشتر از

همین موضوع در مورد قطعات آرمور پوشش سطح موج‌شکن شیب‌دار توجه می‌شود. بنابراین تعیین مناسب جرم با در نظر گرفتن نتایج مطالعات گذشته، تحقیقات و تجربیات واقعی میدانی و انجام آزمایش‌های مدل در صورت نیاز، ضروری می‌باشد. علاوه بر آن لازم است به اثرات نامنظمی موج توجه کافی شود.

به هر حال توجه شود که پایداری قطعات آرمور پوشش پشته پی موج‌شکن مرکب لزوماً فقط از طریق اندازه این قطعات تعیین نمی‌گردد. با توجه به سازه و جانمایی قطعات آرمور، ممکن است بتوان حتی با قطعات نسبتاً کوچک آرمور پایداری را تامین نمود.

نکات فنی

(۱) رابطه تعمیم‌یافته Hudson برای محاسبه جرم مورد نیاز

همانند جرم پایداری قطعات آرمور روی سطح شیب‌دار، می‌توان جرم لازم قطعات آرمور پوشش پشته پی موج‌شکن مرکب را از رابطه تعمیم‌یافته Hudson (رابطه همراه عدد پایداری) یعنی رابطه (۵-۲۰) محاسبه نمود. بعد از اینکه Brebner و Donnelly از این رابطه به عنوان رابطه پایه برای محاسبه جرم لازم سنگ‌های آرمور توده‌سنگی برای دیواره قائم استفاده کردند، این رابطه به طور گسترده‌ای مورد استفاده واقع شد. به خاطر اینکه این رابطه دارای درجه خاصی از اعتبار حتی از لحاظ تئوری می‌باشد، می‌توان از این رابطه برای محاسبه حداقل جرم قطعات آرمور موج‌شکن توده‌ای استفاده نمود. به هر حال توجه شود که عدد پایداری N_s نه تنها به عمق آب، مشخصات موج، شکل پشته و مشخصات قطعات آرمور بلکه به محل قرارگیری این قطعات (بدنه موج‌شکن، پوزه موج‌شکن و غیره) نیز وابسته است. بنابراین تعیین مناسب عدد پایداری N_s بوسیله آزمایش‌های مدل مرتبط با شرایط طراحی لازم می‌باشد. علاوه بر آن، ارتفاع موج مورد استفاده در محاسبات طراحی اصولاً ارتفاع موج مشخصه بوده و امواج مورد استفاده در آزمایش‌های مدل باید نامنظم باشند.

(۲) عدد پایداری سنگ‌های آرمور

عدد پایداری N_s را می‌توان با استفاده از روش Inagaki و Katayama که بر اساس کارهای Brebner و Donnelly و تجربیات آسیب‌دیدگی قبلی می‌باشد، محاسبه نمود. البته روابط (۵-۲۷)، (۵-۲۸)، (۵-۲۹) و (۵-۳۰) که توسط Tanimoto و همکاران ارائه شده است بر اساس سرعت جریان نزدیک پشته می‌باشد و امکان در نظر گرفتن شرایط مختلف را دارا بوده و توسط Kimura, Takahashi و Tanimoto برای اثرات جهت موج تعمیم یافته است. با این اصلاح روابط تعمیم‌یافته Tanimoto به روابطی رایج تبدیل شده است.

الف) روابط تعمیم‌یافته Tanimoto

$$N_s = \max \left\{ 1.8, 1.3 \frac{1-|}{|^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} + 1.8 \exp \left[-1.5 \frac{(1-|)^2}{|^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right] \right\}; \quad B_M/L' < 0.25 \quad (27-5)$$

$$| = |_1 (|_2)_B \quad (28-5)$$

$$|_1 = \frac{4fh'/L'}{\sinh(4fh'/L')} \quad (29-5)$$

$$(|_2)_B = \max \left\{ r_s \sin^2 s \cos^2(2fl \cos s/L'), \cos^2 s \sin^2(2fl \cos s/L') \right\} \quad (30-5)$$

که در آن:

h' عمق آب بالای پی توده سنگی (به جز لایه آرمور) (m) (شکل ۲-۷۰)

B_M در حالت تابش موج عمودی، عرض سکوی افقی (m)

در حالت تابش موج مایل، B_M یا B_M' هر کدام مقدار $(|_2)_B$ بزرگتری نتیجه دهد (شکل ۲-۷۰)

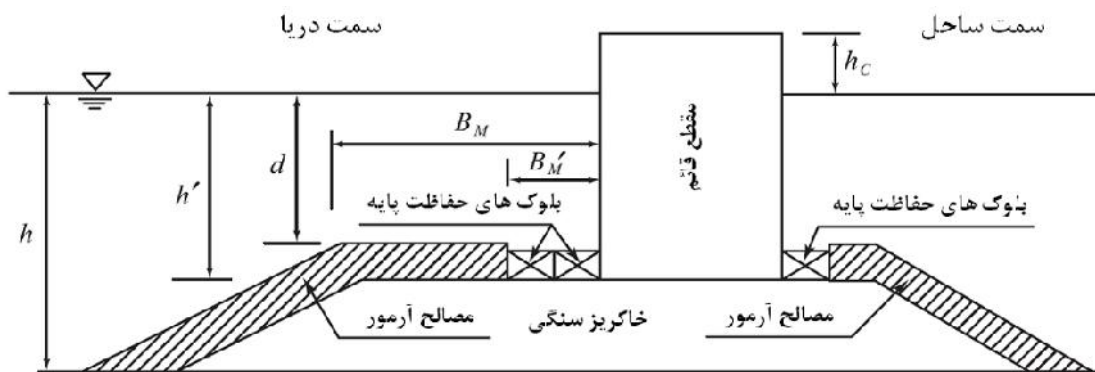
L طول موج مربوط به پریود موج مشخصه طراحی در محل عمق آب h' (m)

s : ضریب اصلاح برای وقتی که لایه آرمور افقی باشد ($=0.45$)

S زاویه تابش موج (شکل ۲-۷۱)

$H_{1/3}$ ارتفاع موج مشخصه طراحی (m)

اعتبار روابط بالا برای بدنه موج شکن و برای امواج با تابش مایل با زاویه تابش تا 60° درجه بررسی شده است.



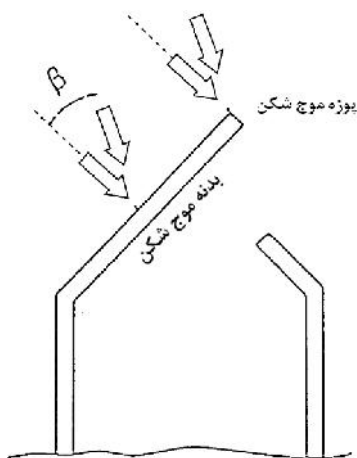
شکل ۲-۷۰- سطح مقطع متعارف موج شکن مرکب و توضیحات

(ب) عدد پایداری درحالتی که مقدار آسیب معینی، مجاز باشد

آزمایش های پایداری برای موارد خاص مانند وجود پشته کوتاه و موج نشکسته توسط Sudo و همکاران انجام شده

است. آنها ارتباط بین تعداد امواج N و نسبت آسیب را بررسی نموده و رابطه (۵-۳۱) را برای عدد پایداری N_s^*

برای هر تعداد موج N و هر نسبت آسیب D_N (%) پیشنهاد نموده اند.



شکل ۲-۷۱- شکل راستای موج شکن و اثرات جهت موج

$$N_S^* = N_S [D_N / \exp\{0.3(1 - 500/N)\}]^{0.25} \quad (31-5)$$

که در آن N_S عدد پایداری در رابطه *Tanimoto* وقتی $N=500$ و نسبت آسیب برابر ۱٪ است، می‌باشد. در طراحی لازم است مقدار N با توجه به پیشرفت آسیب برابر ۱۰۰۰ در نظر گرفته شود، حال آنکه برای آرمور دولایه می‌توان نسبت آسیب برابر ۳٪ تا ۵٪ را مجاز دانست. اگر $N=1000$ و $D_N=5\%$ باشد در نتیجه $N_S^*=1.44N_S$ خواهد شد و این بدان معنا می‌باشد که جرم مورد نیاز به یک سوم جرم مورد نیاز حالت $N=500$ و $D_N=1\%$ کاهش می‌یابد.

۳) عدد پایداری برای قطعات بتنی

عدد پایداری N_S برای بلوک‌های بتنی بر اساس شکل بلوک و روش چیدمان آن تغییر می‌کند و بنابراین ارزیابی عدد پایداری به وسیله آزمایش‌های مدل هیدرولیکی توصیه می‌شود. وقتی چنین آزمایش‌هایی انجام می‌گیرد، بهتر است از امواج نامنظم استفاده گردد.

۴) شرایط کاربرد عدد پایداری برای سنگ‌های آرمور روی پشته پی

وقتی آب بالای قطعات آرمور پوشش پشته کم عمق باشد، شکست موج اغلب باعث ناپایداری سنگ‌های آرمور می‌شود. بنابراین بهتر است زمانی از عدد پایداری برای سنگ‌های آرمور روی پشته استفاده نمود که $h'/H_{1/3} \geq 1$ برقرار باشد. وقتی $h'/H_{1/3} < 1$ باشد، بهتر است از عدد پایداری برای سنگ‌های آرمور روی سطح شیبدار موج‌شکن سنگی استفاده نمود. اعتبار عدد پایداری برای سنگ‌های آرمور در روابط *Tanimoto* برای حالتی که $h'/H_{1/3}$ کوچک باشد، به طور آزمایشگاهی بررسی نشده است و وقتی مقدار $h'/H_{1/3}$ حدود ۱ یا کمتر باشد، توصیه می‌شود اعتبار عدد پایداری با استفاده از آزمایش‌های مدل هیدرولیکی بررسی گردد.

۵) ضخامت لایه آرمور

معمولاً از دولایه سنگ‌های آرمور استفاده می‌گردد. البته در صورتی که به تجربیات قبلی موج‌شکن‌ها توجه گردد، استفاده از یک لایه هم قابل قبول است و در این مورد می‌توان استفاده از یک لایه را به وسیله قرار دادن نسبت آسیب در رابطه (31-5) برابر مقدار کم $D_N=1\%$ برای $N=1000$ موج موثر، جبران نمود. برای بلوک‌های آرمور بتنی، استفاده از یک لایه نسبتاً معمول می‌باشد، در حالی که اگر شکل بلوک‌ها برای چیدمان دولایه‌ای مناسب و شرایط موج طراحی شدید باشد، می‌توان از دولایه استفاده نمود.

۶) قطعات آرمور برای پوزه موج‌شکن

جریان‌های شدیدی در پوزه موج‌شکن به‌طور موضعی نزدیک لبه مقطع قائم به وجود آمده و باعث افزایش احتمال حرکت قطعات آرمور می‌گردد. بنابراین بررسی مقدار افزایش جرم مورد نیاز قطعات آرمور پوزه موج‌شکن به وسیله انجام آزمایش‌های مدل هیدرولیکی لازم می‌باشد. اگر آزمایش‌های مدل هیدرولیکی انجام نگیرد، افزایش جرم به میزان حداقل ۱/۵ برابر جرم قطعه در بدنه موج‌شکن معمول می‌باشد.

جرم سنگ‌های آرمور پوزه موج‌شکن را می‌توان با استفاده از رابطه تعمیم یافته *Tanimoto* محاسبه نمود. به‌طور خاص برای پوزه موج‌شکن، پارامتر سرعت جریان در رابطه (28-5) به صورت زیر بازنویسی می‌شود:

$$| = |_1 (|_2)_T \quad (32-5)$$

$$(I_2)_T = 0.22 \quad (33-5)$$

توجه شود که اگر جرم محاسبه شده کمتر از ۱/۵ برابر جرم قطعات بدنه موج شکن شود، توصیه می‌گردد به ۱/۵ برابر جرم قطعات بدنه موج شکن افزایش یابد.

۵-۴- نیروهای موج وارد بر اعضای استوانه‌ای و سازه‌های منفرد حجیم

۵-۴-۱- نیروی موج وارد بر اعضای استوانه ای

نیروی موج وارد بر عضو استوانه‌ای را می‌توان از مجموع نیروی پسا که متناسب با مجذور سرعت ذرات آب زیر امواج است و نیروی اینرسی متناسب با شتاب ذرات آب، محاسبه نمود.

تفسیر

اعضای سازه‌ای مانند شمع‌ها که دارای قطر کم نسبت به طول موج هستند، نمی‌توانند بر انتشار موج اثرگذار باشند. نیروی موج وارد بر چنین اعضایی را می‌توان از رابطه Morison که نیروی موج طبق آن مجموع نیروی پسا متناسب با مجذور سرعت ذرات آب و نیروی اینرسی متناسب با شتاب ذرات آب می‌باشد، محاسبه کرد. توجه شود که در رابطه Morison باید مقادیر دقیق سرعت و شتاب ذرات آب و همچنین تراز سطح موج وارد شود. همچنین ارزیابی ضریب پسا و ضریب اینرسی به وسیله آزمایش‌های مدل یا نتایج اندازه‌گیری‌های میدانی ضروری می‌باشد. درضمن، اگر عضو استوانه‌ای نزدیک تراز آب ساکن قرار داشته باشد یا اگر امواج در حال شکست به عضو برخورد کنند، ضربه جبهه موج ممکن است منجر به ایجاد نیروی ضربه‌ای موج گردد و با توجه به شکل و محل عضو، نیروی برآ نیز بر آن اثر کند.

نکات فنی

(۱) رابطه Morison

نیروی موج وارد بر عضو سازه‌ای طبق رابطه (۵-۳۴) محاسبه می‌گردد:

$$\vec{f}_n = \frac{1}{2} C_{D \dots 0} |\vec{u}_n| \vec{u}_n D U S + C_{M \dots 0} \vec{\Gamma}_n A U S \quad (34-5)$$

که در آن:

\vec{f}_n : نیرویی که روی طول کوتاه $(m) U S$ در راستای محور عضو وارد می‌شود و جهت این نیرو در صفحه محور عضو و جهت حرکت ذرات آب قرار دارد و عمود بر محور عضو می‌باشد (kN)

$\vec{u}_n, \vec{\Gamma}_n$: مولفه‌های سرعت (m/s) و شتاب (m/s^2) ذرات آب در جهت عمود بر محور عضو داخل صفحه‌ای شامل محور عضو و جهت حرکت ذرات آب (هم جهت \vec{f}_n) (این مولفه‌ها برای امواج تابشی هستند که عضو بر آنها اثرگذار نیست)

$$|\vec{u}_n|: \text{قدر مطلق } \vec{u}_n \text{ (m/s)}$$

C_D : ضریب پسا

C_M : ضریب اینرسی (ضریب جرم)

D : عرض عضو در جهت عمود بر محور عضو همانطور که از جهت \vec{f}_n دیده می‌شود (m)
 A : مساحت سطح مقطع عضو در جهت صفحه عمود بر محور عضو (m^2)
 ρ : چگالی آب دریا (معمولا $1/0.3 t/m^3$)

رابطه (۵-۳۴) شکل تعمیم یافته رابطه ارائه شده توسط Morison و همکاران بوده و بیان‌کننده نیروی موج وارد بر مقطع طول بسیار کوچک US یک عضو در هر جهت داده شده، می‌باشد. پیکان‌های بالای حروف نشان می‌دهد که نیرو، سرعت و شتاب، مولفه‌هایی در جهت عمود بر محور عضو هستند. اولین جمله در سمت راست رابطه، نشان‌دهنده نیروی پسا و جمله دوم نشان‌دهنده نیروی اینرسی می‌باشد. مولفه‌های سرعت و شتاب ذرات آب در رابطه فوق، هر دو در طول زمان و در هر نقطه متغیر می‌باشند. بنابراین باید به این تغییرات توجه کافی نمود و توزیع نیروی موجی که برای عضو یا سازه شدیدتر است را بررسی نمود.

۲) مولفه‌های سرعت و شتاب ذرات آب

مولفه‌های سرعت و شتاب ذرات آب \vec{u}_n و $\vec{\Gamma}_n$ در رابطه (۵-۳۴) نشان‌دهنده سرعت و شتاب حرکت ذرات آب در مرکز عضو هستند. این مولفه‌ها در جهت عمود بر محور عضو می‌باشند و با فرض اینکه امواج تحت تاثیر وجود سازه موردنظر نیستند، محاسبه می‌شوند. برای محاسبه نیروی موج لازم است این مولفه‌ها را چه از طریق اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی و چه پیش‌بینی‌های مبتنی بر تئوری، حتی‌الامکان دقیق تعیین نمود، به‌ویژه این‌که مجذور مولفه سرعت ذرات آب با نیروی موج رابطه دارد و وقتی ارتفاع موج زیاد باشد محاسبه با استفاده از تئوری امواج کوتاه جواب دقیقی را به‌همراه نخواهد داشت. علاوه بر آن وقتی عضو تا بالای تراز متوسط آب ادامه می‌یابد، توجه کافی به تراز تاج موج یعنی محدوده‌ای از عضو که موج بر آن اثر می‌کند لازم می‌باشد. هنگام محاسبه این عبارات با استفاده از مقادیر تئوریک توصیه می‌گردد از تئوری دامنه محدود موج که با مشخصات امواج طراحی بر اساس بند (۴-۱-۳) ویژگی‌های امواج، تطابق دارد، استفاده شود. همچنین توجه شود که محاسبه کامل نامنظمی موج با توجه به ارتفاع و پریود موج مورد استفاده در محاسبه نیروی موج و همچنین مطالعه مشخصات شدیدترین موج در مقابل ایمنی عضو یا سازه موردنظر لازم می‌باشد. اصولاً ارتفاع مرتفع‌ترین موج و پریود موج مشخصه باید در تحلیل سازه‌های صلب استفاده شود.

۳) ضریب پسا

اصولاً ضریب پسای جریان پایدار را می‌توان به‌عنوان ضریب پسای C_D نیروی موج استفاده نمود. توجه شود که ضریب پسا با شکل عضو، زبری سطح، عدد رینولدز (Re) و فاصله بین اعضای مجاور و همچنین به‌دلیل طبیعت نوسانی جریان، با عدد Keulegan-Carpenter (عدد KC) نیز تغییر می‌کند و هنگام تعیین مقدار ضریب پسا توجه به این شرایط لازم می‌باشد. برای عضو استوانه‌ای مدور اگر ویژگی‌های دامنه محدود امواج کاملاً تخمین زده شده باشد، مقدار $1/0$ برای C_D متداول است. برای سازه‌ای که نیروی انسانی ندارد، می‌توان از مقدار کمتری برای این ضریب استفاده نمود، مشروط بر اینکه این مقدار بر نتایج آزمایش‌های مدل مطابق شرایط مبتنی بوده و حتی در این مورد مقدار C_D نباید کمتر از 0.7 در نظر گرفته شود. همچنین توجه شود که وقتی سرعت ذرات آب به وسیله روابط تقریبی تخمین زده می‌شود، استفاده از ضریب پسایی که خطای آن در تخمین سرعت ذرات آب اصلاح شده است، لازم می‌باشد.

۴) ضریب اینرسی

مقدار محاسبه شده توسط تئوری دامنه کوچک موج را می‌توان برای ضریب اینرسی C_M استفاده نمود. البته توجه شود که ضریب اینرسی به شکل عضو، و سایر عوامل نظیر عدد $Reynolds$ ، عدد KC ، زبری سطح و فاصله بین اعضای مجاور بستگی دارد. بنابراین تعیین مقدار مناسب برای ضریب اینرسی مطابق با شرایط موجود لازم می‌باشد. برای عضو استوانه‌ای مدور در صورتی که قطر عضو بیشتر از یک‌دهم طول موج نباشد، می‌توان از مقدار متداول $C_M=2.0$ استفاده نمود.

۵) نیروی برآ

علاوه بر نیروهای پسا و اینرسی در رابطه (۵-۳۴)، نیروی برآ بر عضو زیر آب در جهت عمود بر صفحه شامل محور عضو و جهت حرکت ذرات آب اثر می‌کند. اساساً نادیده گرفتن نیروی برآ قابل قبول است اما باید توجه کرد که ممکن است نیروی برآ برای اعضای افقی نزدیک بستر دریا ایجاد مشکل کند. به علاوه برای اعضای بلند و لاغر، توجه کافی به امکان ایجاد ارتعاش توسط نیروی برآ ضروری است.

۶) مقدار مناسب ضریب پسا

وقتی بتوان سرعت ذرات آب را دقیقاً محاسبه نمود، می‌توان برای مقدار ضریب پسای جریان پایدار از مقادیر جدول (۲-۳۰) در بند (۷-۲) نیروهای جریان وارد بر سازه‌ها و اعضای مستغرق، استفاده کرد.

۷) مقدار مناسب ضریب اینرسی

وقتی قطر عضو مورد نظر بیشتر از یک‌دهم طول موج نباشد، استفاده از مقادیر جدول (۲-۲۰) برای ضریب اینرسی C_M مناسب می‌باشد. البته وقتی برآورد شتاب ذرات آب به وسیله رابطه تقریبی انجام گیرد، لازم است خطای تخمین شتاب ذرات آب در مقدار C_M اصلاح گردد. مقدار ضریب اینرسی در این جدول بیشتر حاصل مطالعه *Stelson* و *Mavis* می‌باشد. طبق آزمایش‌های *Hamada* و همکاران، ضریب اینرسی برای یک مکعب زیر امواج در محدوده $1/4$ تا $2/3$ است.

۸) مقادیر آزمایشگاهی برای ضرایب پسا و اینرسی استوانه مدور

مقادیر آزمایشگاهی زیادی برای ضریب پسا و ضریب اینرسی برای استوانه مدور قائم وجود دارد که برای نمونه می‌توان به نتایج آزمایش‌های *Keulegan* و *Carpenter*، *Sarpkaya*، *Goda*، *Yamaguchi*، *Nakamura*، *Chakrabarti* و *Koderayama* اشاره نمود. اختلافات زیادی بین نتایج این محققان وجود داشته و البته اطلاعات کافی در محدوده اعداد رینولدز بالا که در طراحی واقعی دیده می‌شود، وجود ندارد. خلاصه‌ای از این تحقیقات که می‌توان به آن مراجعه کرد توسط *Oda* تهیه شده است.

۵-۴-۲- نیروی موج وارد بر سازه منفرد حجیم

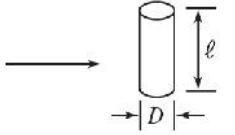
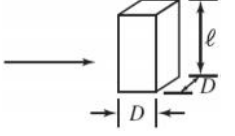
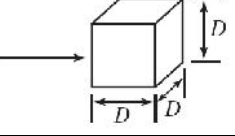
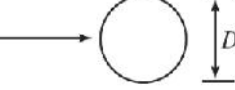
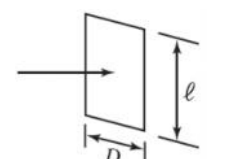
نیروی موج وارد بر سازه منفرد حجیم در دریا باید با استفاده از محاسبه عددی مناسب یا آزمایش‌های مدل هیدرولیکی و با توجه به اندازه سازه و شکل سطح مقطع محاسبه گردد.

تفسیر

نیروی موج وارد بر سازه منفرد حجیم که ابعاد آن قابل مقایسه با طول موج می‌باشد را می‌توان با استفاده از پتانسیل سرعت محاسبه نمود زیرا عموماً می‌توان نیروی پسا را نادیده گرفت. به‌ویژه برای سازه‌ای با شکل ساده، راه‌حل‌های تحلیلی به وسیله

تئوری تفرق موجود می‌باشد. البته اگر احتمال اعمال نیروی موج در حال شکست بر سازه وجود داشته باشد این نیرو باید به وسیله آزمایش‌های مدل هیدرولیکی محاسبه شود.

جدول ۲-۲۰- ضریب اینرسی

ضریب اینرسی	حجم مرجع	شکل
$(l > D) \ 2/10$	$\frac{f}{4} D^2 l$	 <p>استوانه مدور</p>
$(l > D) \ 2/19$	$D^2 l$	 <p>منشور با قاعده مربع</p>
۱/۶۷	D^3	 <p>مکعب</p>
۱/۵	$\frac{f}{6} D^3$	 <p>کره</p>
$D/l = 1 \quad 0/61!$ $D/l = 2 \quad 0/85!$ $D/l = \dots \quad 1/!$	$\frac{f}{4} D^2 l$	 <p>صفحه تخت</p>

نکات فنی

(۱) تئوری تفرق

پتانسیل سرعت امواج اطراف استوانه مدور قائم با قطر زیاد با استفاده از تئوری تفرق توسط *MacCamy* و *Fuchs* تعیین شده و نیروی موج حاصل از توزیع فشار آب در سطح استوانه محاسبه شده است. تئوری تفرق توسط *Yoshimura* و *Goda* بر استوانه بیضوی اعمال شده و نتایج آن به صورت ضریب اینرسی C_M ارائه شده است. بررسی اثر غیرخطی بودن موج بر نیروی موج وارد بر استوانه مدور قائم با قطر زیاد توسط *Yamaguchi* و با استفاده از تئوری تفرق غیرخطی بررسی و بر توجه به این اثرات در آب کم عمق، تاکید شده است.

(۲) سازه منفرد با شکل اختیاری

برای سازه‌های با شکل پیچیده، به دست آوردن نیروی موج به صورت تحلیلی دشوار و بنابراین انجام محاسبات عددی لازم می‌باشد. روش‌های مختلفی نظیر روش‌های روابط انتگرالی موجود می‌باشد.

۵-۵- نیروی موج وارد بر سازه نزدیک تراز آب ساکن

۵-۵-۱- نیروی بالابرنده وارد بر صفحه افقی نزدیک تراز آب ساکن

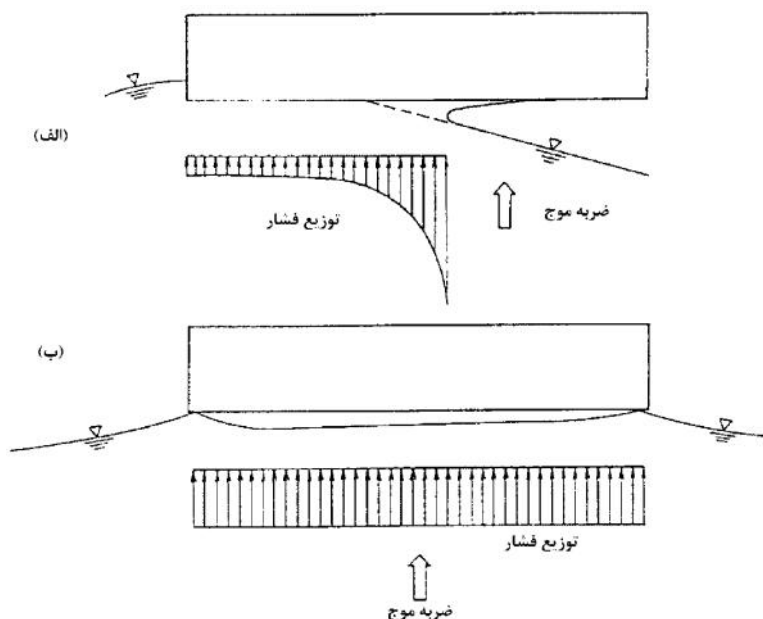
برای یک صفحه افقی واقع در نزدیک تراز آب ساکن، ممکن است بر اساس شرایط موج و شکل سازه‌ای صفحه، نیروی ضربه موج بر وجه زیرین صفحه وارد شود (این نیروی موج از این به بعد نیروی بالابرنده نامیده می‌شود). وقتی چنین خطری وجود دارد، نیروی ضربه بالابرنده باید به وسیله روش مناسب شامل آزمایش‌های مدل هیدرولیکی و غیره تعیین گردد.

نکات فنی

(۱) مشخصات نیروی ضربه بالابرنده

نیروی ضربه بالابرنده وارد بر صفحه افقی نزدیک تراز آب ساکن با وجه زیرین تخت، با تغییرات سرعت ضربه (رو به بالا) سطح موج و زاویه بین سطح موج و صفحه تغییر می‌کند. همانطور که در شکل (۲-۷۲-الف) مشاهده می‌شود، وقتی زاویه‌ای بین سطح موج و صفحه وجود داشته باشد، سطح موج در طول وجه زیرین صفحه حرکت می‌کند و توزیع فشار موج مطابق شکل خواهد شد. ویژگی مشخص فشار موج در این مورد، سرعت زیاد افزایش آن در طول زمان می‌باشد. از طرف دیگر، وقتی زاویه بین جبهه موج و صفحه همانند شکل (۲-۷۲-ب) نزدیک به صفر باشد، لایه‌ای از هوا بین سطح موج و صفحه به دام می‌افتد و تراکم این لایه منجر به ایجاد توزیع فشار موج تقریباً یکنواخت می‌گردد. ویژگی مشخص فشار موج در این مورد، نوسانی بودن آن در طول زمان و همچنین پیرو و میرایی کم آن می‌باشد.

در مورد یک اسکله با صفحه عرشه روی تیرهای افقی، سطح موج تحت تاثیر تیرها قرار می‌گیرد و نیروی بالابرنده ماهیت پیچیده‌ای پیدا می‌کند. غالباً لایه هوای به دام افتاده‌ای در محل تیرها ایجاد شده و توسط سطح بالارونده موج متراکم می‌گردد. بنابراین توجه به تغییرات نیروی بالابرنده بر اثر شکل وجه زیرین صفحه افقی لازم می‌باشد.



شکل ۲-۷۲- ضربه بین جبهه موج و صفحه افقی

شکل سطح موج ضربه‌زننده، طبق شرایط ایستا و یا پیش‌رونده بودن طبیعت موج تغییرات زیادی خواهد داشت. وقتی امواج ایستا باشند، شکل جبهه موج ضربه‌زننده با تغییر فاصله بین محل بازتاب موج و صفحه افقی تغییر می‌کند و بنابراین لازم است به چنین تفاوت‌هایی توجه شود.

(۲) نیروی بالابرنده وارد بر صفحه افقی با وجه زیرین تخت (با امواج ایستا)

تفکر این‌که نیروی بالابرنده وارد بر صفحه افقی به‌عنوان نیرویی ناشی از تغییرات ناگهانی در مومنوم روبه‌بالای سطح موج در برخورد با صفحه می‌باشد توسط Goda مطرح‌شد. با استفاده از نظریه Von Karman، وی روابط (۳۵-۵) و (۳۶-۵) را برای محاسبه نیروی بالابرنده ناشی از امواج ایستا وارد بر صفحه افقی به‌دست آورد.

$$P = \frac{\rho g}{4} HLB \tanh \frac{2fh}{L} \left(\frac{H}{s'} - \frac{s'}{H} \right) \quad (35-5)$$

$$s' = s - f \frac{H^2}{L} \coth \frac{2fh}{L} \quad (36-5)$$

که در آن:

P : نیروی بالابرنده کل (kN)

' : ضریب اصلاح

ρ : چگالی آب دریا ($1/0.3 t/m^3$)

g : شتاب گرانش ($9/81 m/s^2$)

H : ارتفاع موج امواج پیش‌رونده (m) (عموما ارتفاع مرتفع‌ترین موج H_{max})

L : طول موج امواج پیش‌رونده (m)

B : عرض اضافی صفحه عمود بر موج تابشی (m)

h : عمق آب (m)

s : ارتفاع صفحه بالای تراز آب ساکن (m)

s' : ارتفاع صفحه بالای تراز متوسط بین تاج و قعر موج (m)

باید توجه شود که نیروی بالابرنده در روابط بالا به طول صفحه افقی بستگی ندارد.

اندازه نیروی ضربه از روابط بالا به‌دست آمده و حالت یک پالس را به‌مدت \dagger (رابطه (۳۷-۵)) از لحظه ضربه خواهد داشت:

$$\dagger = \frac{fTl^2}{L^2} \frac{s'}{\sqrt{H^2 - s'^2}} \quad (37-5)$$

که در آن T پریود موج و l طول صفحه افقی می‌باشد. اگر طول صفحه افقی به‌میزان کافی نسبت به طول موج L کوچک و وجه زیرین صفحه افقی تخت باشد، رابطه (۳۵-۵) به‌خوبی نشان‌دهنده ویژگی‌های نیروی بالابرنده خواهد بود (اگرچه رابطه ساده می‌باشد). مقایسه مقادیر محاسبه شده با $1.0 = ' و مقادیر آزمایشگاهی، اگر $H/s' > 2$ نباشد، نشان‌دهنده نزدیکی این مقادیر است.$

روش دیگری توسط Tanimoto و همکاران برای محاسبه نیروی بالابرنده وارد بر صفحه افقی بر اساس نظریه Wagner پیشنهاد شده است. در این روش محاسباتی، زاویه برخورد S بین سطح موج و صفحه افقی و همچنین سرعت ضربه V_n از

نظریه مرتبه سه موج Stokes حاصل می‌شود و به دست آوردن توزیع فضایی فشار ضربه و تغییرات آن در طول زمان را ممکن می‌سازد. البته توجه شود که استفاده از نظریه مرتبه سه موج Stokes محاسبات را نسبتاً پیچیده می‌کند. این روش محاسباتی برای زمانی می‌باشد که وجه زیرین صفحه افقی، تخت باشد و نمی‌توان آن را مستقیماً برای سازه‌هایی با شکل پیچیده مانند اسکله‌های متعارف دارای دال کف همراه تیر استفاده نمود. ضربه بین سطح موج و دال کف توسط تیرها توزیع می‌گردد و عموماً وجود تیر باعث به دام افتادن هوا و اعوجاج سطح موج می‌گردد که در نتیجه نیروی ضربه کمتر از حالت صفحه افقی با سطح تخت می‌باشد. مقدار حاصل از این روش محاسباتی را می‌توان حد بالایی نیروی بالابرنده اسکله معمولی به حساب آورد.

(۳) نیروی بالابرنده وارد بر اسکله شمع و عرشه موازی ساحل (با امواج ایستا)

آزمایش‌های مدل مقیاس شده اسکله شمع و عرشه توسط Ito و Takeda برای به دست آوردن نیروی بالابرنده وارد بر پل دسترسی و تعیین حداکثر وزن آن برای جلوگیری از حرکت و افتادن، انجام شده است. در شرایط آزمایشگاهی ارتفاع موج تا ۴۰ سانتیمتر، پریود ۱/۰ و ۲/۴ ثانیه و عمق آب ۵۶ و ۶۰ سانتیمتر بوده است. طبق اندازه‌گیری‌های ثبت شده فشار موج روی پل دسترسی، حداکثر مقدار نیروی بالابرنده برای امواج مختلف حتی در شرایط یکسان به طور قابل توجهی متغیر می‌باشد. با این وجود، متوسط این مقادیر حداکثر به طور تقریبی از رابطه (۵-۳۸) به دست می‌آید:

$$p = \dots_0 g(8H - 4.5s) \quad (5-38)$$

که در آن:

p متوسط مقادیر حداکثر شدت نیروی بالابرنده (kN/m^2)

\dots_0 : چگالی آب دریا ($1/0 \text{ t/m}^3$)

g : شتاب گرانش ($9/81 \text{ m/s}^2$)

H : ارتفاع موج تابشی (m) (H_{max})

s : فاصله تراز آب تا سطح زیرین پل دسترسی (m)

به هر حال توجه شود که مقدار حداکثر شدت نیروی بالابرنده رابطه (۵-۳۸) فقط برای مدت کمی اعمال می‌شود، و فاز این نیروی بالابرنده در محل‌های مختلف، متفاوت می‌باشد. این بدین معنا است که حتی اگر شدت نیروی بالابرنده p بیشتر از وزن مرده q (به ویژه وزن واحد سطح (kN/m^2)) پل دسترسی باشد، لزوماً پل حرکت نمی‌کند و یا فرو نمی‌ریزد. بر این اساس، Ito و Takeda مقدار وزن حدی را به دست آورده‌اند که در آن پل دسترسی شروع به حرکت می‌کند و دال عرشه فرومی‌ریزد. برای امواجی با پریود ۲/۴ ثانیه، رابطه بین وزن حدی واحد سطح منجر به حرکت، q و ارتفاع موج H به شکل زیر است: (رابطه (۵-۳۹))

$$q = \dots_0 g(1.6H - 0.9s) \quad (5-39)$$

وزن حدی منجر به حرکت در رابطه (۵-۳۹) برابر یک پنجم شدت نیروی بالابرنده رابطه (۵-۳۸) می‌باشد. وزن حدی منجر به ریزش نیز حدود نصف تا یک سوم وزن حدی منجر به حرکت می‌باشد.

در این آزمایش‌های پل دسترسی، Ito و Takeda همچنین آزمایش‌هایی بر روی پل دسترسی دارای سوراخ یا شکاف با اندازه‌های متفاوت انجام داده و نحوه تغییرات وزن حدی در هنگام تغییر نسبت تخلخل را بررسی نموده‌اند. اصولاً تغییر در

وزن حدی منجر به حرکت با نسبت تخلخل، کم می‌باشد. از طرف دیگر وقتی نسبت تخلخل ۲۰٪ افزایش یابد، وزن حدی منجر به ریزش به شدت کاهش می‌یابد. توجه شود که وزن پل در اینجا برابر وزن واحد سطح بخش اصلی (وزن واحد سطح بجز حفرات) می‌باشد.

علاوه بر آن، Ito و Takeda کرنش‌سنجی را به دال عرشه مدل اسکله شمع و عرشه وصل کرده و تنش را اندازه گرفتند که بر اساس نتایج، رابطه زیر برای بار استاتیکی معادل (kN/m^2) با فرض توزیع یکنواخت بر دال عرشه پیشنهاد شده است.

$$p = 4 \dots_0 gH \quad (۴۰-۵)$$

به هر حال توجه گردد که مقدار حاصل از این رابطه حد بالایی مقادیر آزمایشگاهی می‌باشد و بنابراین باید مربوط به حالتی در نظر گرفته شود که فاصله s از تراز آب تا سطح زیرین پل تقریباً صفر می‌باشد. بار استاتیکی معادل حاصل از رابطه (۴۰-۵) اصولاً کمتر از نیروی بالابرنده وارد بر صفحه افقی با وجه زیرین تخت می‌باشد که دلیل آن را تا حدودی می‌توان مزاحمت تیرها برای جبهه موج ضربه‌زننده و به دام انداختن هوا فرض نمود. همچنین چون نیروی بالابرنده بسیار موضعی و در زمان بسیار کوتاهی اعمال می‌گردد، بار استاتیکی معادل بسیار کوچکتر از مقدار حداکثر نیروی بالابرنده می‌شود. تحقیقات آزمایشگاهی نیروی بالابرنده وارد بر اسکله توسط Murota و Furudoi، Nagai و Kubo، Horikawa و Nakao و Sawaragi و Nochino نیز انجام شده است.

(۴) نیروی بالابرنده وارد بر صفحه افقی با وجه زیرین تخت (با امواج پیش‌رونده) نیروی ضربه بالابرنده زمانی که امواج پیش‌رونده بر صفحه افقی نصب شده نزدیک تراز آب ساکن، اعمال می‌شوند نیز اثر می‌کند. روشی برای محاسبه نیروی ضربه بالابرنده توسط Tanimoto و همکاران بر اساس نظریه مشابه Wagner که برای نیروی ضربه بالابرنده امواج ایستا می‌باشد، پیشنهاد شده است.

(۵) نیروی بالابرنده وارد بر عرشه اسکله جدا از ساحل (با امواج پیش‌رونده) مطالعاتی نیز بر روی نیروی بالابرنده امواج پیش‌رونده وارد بر اسکله جدا از ساحل توسط Ito و Takeda انجام شده است که به طور خاص تنش ایجاد شده در دال‌های عرشه مدل اسکله جدا از ساحل را اندازه‌گیری نموده‌اند. بر اساس حدود بالایی نتایج آزمایشگاهی آنها، رابطه (۴۱-۵) برای بار استاتیکی معادل با توزیع یکنواخت ارائه شده است.

$$p = 2 \dots_0 gH \quad (۴۱-۵)$$

فصل ۶

کشندها^۱ و ترازهای

غیرعادی آب

^۱ کشنده (Tide) به تغییرات تراز آب ناشی از عوامل مختلف گفته می‌شود. هر گاه عامل تغییرات از نوع نجومی باشد (به ویژه خورشید و ماه) به آن «کشنده نجومی» (Astronomical tide) یا به اصطلاح «جزرومد» گفته می‌شود. ولی هر گاه عامل تغییرات تراز آب عوامل هواشناسی باشد (همچون باد) به آن «کشنده هواشناختی» (Meteorological tide) گفته می‌شود. به همین دلیل به کارگیری واژه «جزرومد» به جای واژه «کشنده»، در حالت کلی درست نمی‌باشد.

۶-۱- تراز آب طراحی

تراز آب مورد استفاده در طراحی سازه‌ای و تحلیل پایداری تاسیسات بندر و لنگرگاه باید بر اساس مقادیر اندازه‌گیری شده یا مقادیر پیش‌یابی شده کشندهای نجومی، کشندهای هواشناختی و همچنین ترازهای آب غیرعادی ناشی از سونامی و دیگر عوامل تعیین شود. با این حال، در مورد تاسیسات بندر و لنگرگاه که در دریاچه‌ها یا رودخانه‌ها قرار دارند و در معرض اثرات کشندی قابل ملاحظه‌ای نمی‌باشد، تراز آب طراحی را باید بر اساس ترازهای آب ثبت شده یا موارد مشابه تعیین کرد.

تفسیر

(۱) تراز آب طراحی

به‌عنوان یک قانون کلی، تراز آبی که بیشترین خطر را برای ایمنی سازه موردنظر ایجاد می‌کند، به‌عنوان تراز آب طراحی در نظر گرفته می‌شود.

(۲) وقوع همزمان برکشند (خیزاب) طوفان، سونامی‌ها، و نوسان آزاد

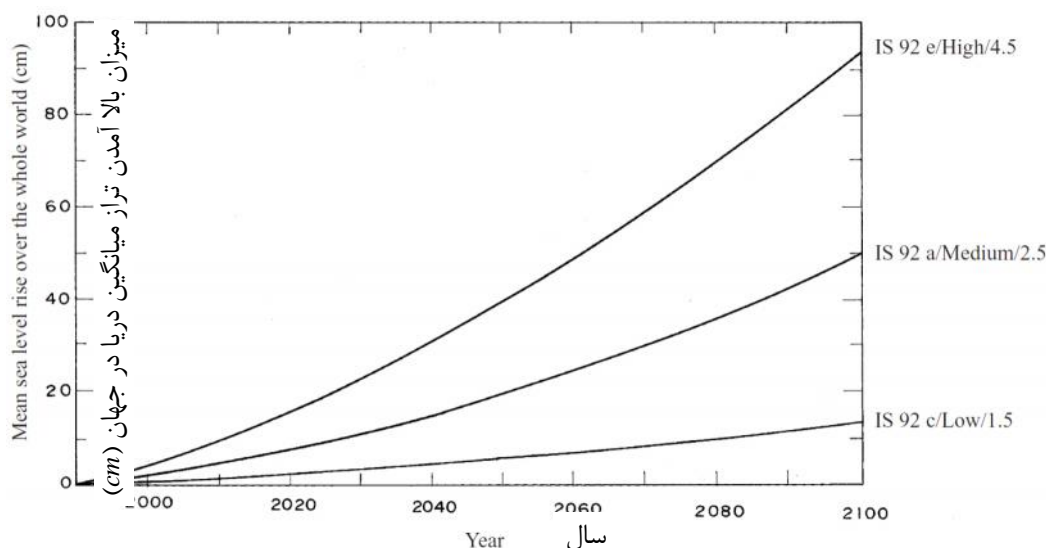
برکشند طوفان و سونامی به‌ندرت رخ می‌دهد، و به همین دلیل می‌توان اینگونه فرض کرد که به‌طور همزمان رخ نمی‌دهند. با این حال، نوسان آزاد به‌طور مستقل از برکشند طوفان یا سونامی رخ می‌دهد و به‌طور جداگانه مورد بررسی قرار می‌گیرد.

نکات فنی

(۱) بالا آمدن تراز میانگین دریا

علاوه بر کشندهای نجومی (جزرومد) و برکشند طوفان که در تعیین تراز آب طراحی نقشی اساسی دارند، مطالعاتی نیز درباره بالا آمدن تراز آب دریا در بلندمدت صورت گرفته است. طبق گزارش ارزیابی ثانویه IPCC، برآورد شده است که تراز آب میانگین دریاها بین سال‌های ۱۹۹۰ تا ۲۱۰۰، در حدود ۱۵ cm تا ۱۰۰ cm افزایش می‌یابد. شکل (۲-۷۳) نتایج مربوط به پیش‌بینی بالا آمدگی تراز میانگین دریا که توسط کمیته IPCC به‌دست آمده را به‌تصویر کشیده است. اگرچه مشخص شده است که تراز میانگین دریا در آینده بالاتر خواهد رفت، اما تعیین مقدار آن مشکل می‌باشد. به همین دلیل کمیته IPCC برای آن سه تخمین را ارائه کرده است.

از آنجایی که گستره کمی بالا آمدن تراز میانگین دریا به‌طور دقیق و قطعی معلوم نیست، در عمل به‌حساب آوردن آن در مرحله طراحی دشوار بوده و بنابراین، به‌کارگیری اقدامات پیشگیرانه مناسبی همچون بالا آوردن تراز تاج سازه‌ها، در پاسخ به بالا آمدن تراز میانگین دریا اجتناب‌ناپذیر می‌باشد. با این حال، هنگام طراحی سازه‌های مهمی که تعمیرات آتی آنها بسیار مشکل می‌باشد (برای نمونه، طراحی فاصله آزاد یک پل که باید برای مدت طولانی از آن بهره‌برداری شود یا طراحی خروجی‌های زهکشی یک زمین استحصال شده)، باید به‌میزان بالا آمدن تراز میانگین دریا در آینده، توجه ویژه‌ای شود.



شکل ۲-۷۳- پیش‌بینی بالا آمدن تراز میانگین دریا مربوط به کمیته IPCC

۲-۶- کشند نجومی

پارامترهای کشند نجومی زیر باید مورد توجه قرار گیرند: تراز مبنای کشند، تراز متوسط آب، تراز میانگین مد ماهیانه، و تراز میانگین جزر ماهیانه. به‌عنوان یک قانون کلی، این پارامترها باید با توجه به داده‌های مشاهداتی مربوط به یک بازه زمانی یک‌ساله یا بیشتر، تعیین شوند.

تفسیر

(۱) تعاریف

تعاریف انواع گوناگون تراز آب به‌صورت زیر می‌باشد:

الف) تراز میانگین دریا (MSL)

متوسط ارتفاع تراز دریا در یک بازه زمانی ویژه، به‌عنوان متوسط تراز دریا در آن بازه زمانی در نظر گرفته می‌شود. برای مقاصد عملی، تراز آب در یک بازه یک‌ساله به‌عنوان تراز متوسط دریا در نظر گرفته می‌شود.

ب) تراز مبنای نقشه (CDL)

در این مورد به بخش ۱، فصل ۲، تراز مبنا برای کارهای اجرایی، مراجعه شود.

ب) تراز میانگین مد ماهیانه (HWL)

متوسط تراز مد ماهیانه، به‌گونه‌ای که بیشترین تراز آب رخ‌دهنده در بازه ۲ روز پیش از روز «جفت متقارن قمری» (روز ماه کامل یا ماه نو) تا ۴ روز پس از روز جفت متقارن قمری به‌عنوان تراز مد ماهیانه برای یک ماه خاص در نظر گرفته می‌شود.

ت) تراز میانگین جزر ماهیانه (LWL)

متوسط جزر ماهیانه، به گونه‌ای که کمترین تراز آب رخ‌دهنده در بازه ۲ روز پیش از روز «جفت متقارن قمری» (روز ماه کامل یا ماه نو) تا ۴ روز پس از روز جفت متقارن قمری به عنوان تراز جزر ماهیانه برای یک ماه ویژه در نظر گرفته می‌شود.

ث) تراز میانگین مد ($MHWL$)

مقدار متوسط تمام ترازهای مد، شامل مهکشند و کهکشند.

ج) تراز میانگین جزر ($MLWL$)

مقدار متوسط تمام ترازهای جزر، شامل مهکشند و کهکشند.

چ) بیشترین تراز آب بالای تقریبی ($NHHWL$)

تراز آبی است که از برهم‌نهی مجموع دامنه‌های چهار مولفه اصلی کشندی (M_2 ، S_2 ، K_1 و O_1) بر تراز میانگین دریا به دست آمده باشد (مولفه‌های اصلی کشندی از تحلیل هارمونیک داده‌های مشاهداتی کشندی بدست می‌آیند که M_2 کشند نیم‌روزانه قمری اصلی، S_2 کشند نیم‌روزانه خورشیدی اصلی، K_1 کشند روزانه قمری- خورشیدی و O_1 کشند روزانه قمری اصلی می‌باشد).

نکات فنی

۱) افزون بر تعاریف بالا برای تراز آب، می‌توان به دو اصطلاح تراز بالای مهکشندهای معمولی ($HWOST$) و تراز پایین مهکشندهای معمولی ($LWOST$) اشاره کرد. این اصطلاحات بیانگر ترازهای آبی می‌باشد که به ترتیب در ارتفاع h بالاتر و پایین‌تر از تراز متوسط دریا قرار دارند، به گونه‌ای که h مجموع دامنه‌های مولفه‌های کشندی M_2 و S_2 می‌باشد. به ارتفاع $HWOST$ که نسبت به تراز مبنا (CD) اندازه‌گیری شده باشد، مهکشند بالا گفته می‌شود. نمونه‌ای از رابطه بین این ترازهای آب برای یک ایستگاه اندازه‌گیری کشند، به همراه تراز مبنای کشندی (CDL)، تراز میانگین دریا و دیگر ترازهای آب معروف، در شکل (۲-۷۴) نشان داده شده است.



شکل ۲-۷۴- نمونه‌ای از نمای تراز آب برای یک ایستگاه اندازه‌گیری کسند

۳-۶- برکشند طوفان

پارامترهای برکشند طوفان باید با مراجعه به کشندهای ثبت‌شده در طول یک بازه زمانی تا حد ممکن طولانی، داده‌های ثبت شده سیلاب‌های گذشته، و مقادیر پیش‌بینی شده شرایط هواشناختی غیرعادی، تعیین شوند.

تفسیر

(۱) تعریف برکشند طوفان

نوسانات تراز آب دریا در نتیجه ترکیبی از کشند نجومی، کشند هواشناختی و نوسان آزاد، به همراه تاثیر عواملی همچون جریان‌های اقیانوسی، دمای آب دریا، نوسانات فصلی فشار جوی، تراز آب رودخانه‌ها، و امواج ساحلی، رخ می‌دهد. از میان این عوامل، نوسان تراز دریا ناشی از عوامل هواشناختی، همچون نوسانات فشار هوای ناشی از گذر باد و نواحی پرفشار و کم‌فشار، با عنوان نوسانات یا کشندهای هواشناختی شناخته می‌شوند. عبارت «برکشند طوفان» به نوعی کشند هواشناختی اشاره می‌کند که نمونه‌ای از آن بالآمدن غیرعادی تراز آب دریا هنگام گذر یک گردباد اقیانوسی می‌باشد. دلایل برکشند طوفان عبارتند از کاهش فشار جوی و پیامد آن بالآمدن تراز آب دریا، انتشار سطح آب بالآمده همچون امواج بلند، تشدید

آب در نواحی درون خلیج‌های کوچک، و خیزاب ناشی از باد. به میزان انحراف تراز آب دریا از تراز کشند نجومی حین یک برکشند طوفان، «کشند طوفان» گفته می‌شود.

(۲) بازه زمانی مشاهداتی (دوره آماری اندازه‌گیری)

بهتر است گستره زمانی مطالعه داده‌های ثبت‌شده برکشند طوفان تا حد ممکن بزرگ باشد؛ حداقل بازه زمانی مشاهداتی ضروری ۳۰ سال در نظر گرفته می‌شود. با این حال، تعداد ایستگاه‌های مشاهداتی که داده‌های ثبت شده برکشند طوفان آنها چندین دهه را پوشش دهد، نسبتاً کم می‌باشد. بنابراین برای مطالعه برکشند طوفان با گستره زمانی تا حد ممکن بزرگ لازم است تا شرایط هواشناسی پیش‌یابی شود، اطلاعات اسناد قدیمی، روزنامه‌ها و گزارش‌های مربوط به صدمات ناشی از برکشند طوفان مورد بررسی قرار گیرد، و داده‌های مربوط به رویدادهای گذشته جمع‌آوری شود.

نکات فنی

(۱) کشند هواشناسی

الف) کلیات

پارامترهای کشند هواشناسی که باید به آنها توجه شود عبارتند از کشند طوفان و زمان تداوم آن.

ب) خیزاب ناشی از باد

هنگامی که بادی قوی برای مدت طولانی در خلیجی کوچک و کم عمق بوزد، آب دریا توسط نیروی برشی باد کشیده می‌شود. در صورتی که جهت حرکت باد روبه ساحل باشد، آب دریا در نواحی ساحلی انباشته شده و سبب بالآمدن تراز آب دریا می‌شوند. در صورتی که زاویه بین جهت باد و خط عمود بر خط ساحلی باشد، میزان بالآمدگی تراز آب دریا y_0 (cm) در موقعیت خط ساحلی توسط رابطه (۶-۱) بیان می‌شود:

$$y_0 = k \frac{F}{h} (U \cos \gamma)^2 \quad (۶-۱)$$

که در آن:

F : طول سطح بادگیر (موج‌گاه) (km)

U : سرعت باد ثابت (m/s)

h : عمق آب متوسط (m)

پارامتر k ضریبی است که بسته به مشخصات خلیج تغییر می‌کند و با استفاده از داده‌های مشاهداتی به دست می‌آید.

پ) بالآمدن استاتیک تراز آب دریا به علت کاهش فشار جوی

در صورتی که فشار جو دچار افتی به اندازه UP (hPa) شود، تراز آب دریا در ناحیه‌ای که فشار جو دچار افت شده، نسبت به نواحی پیرامونی که در آنها فشار جو کاهش نیافته، بالا می‌آید که علت آن اختلاف فشار ایجاد شده می‌باشد. میزان بالا آمدگی تراز آب y' (cm) با رابطه (۶-۲) محاسبه می‌شود:

$$y' = 0.99UP \quad (۶-۲)$$

که در آن:

UP : اختلاف فشار (hPa)

۱: میزان بالا آمدگی تراز آب (cm)

پ) رابطه برآورد کشند طوفان

برای مکان‌هایی که برکشند موج به‌طور عددی محاسبه نشده است، می‌توان مقدار حداکثر کشند طوفان را توسط رابطه (۳-۶) تخمین زد. در این رابطه عوامل مکش ناشی از افت فشار جو و خیزاب ناشی از باد ترکیب شده‌اند:

$$y_0 = a(1010 - P) + bU^2 \cos \alpha + c \quad (3-6)$$

که در آن:

y_0 : حداکثر کشند طوفان (cm)

P : فشار جوی حداقل (hPa)

U : حداکثر سرعت باد (m/s)

«: زاویه بین جهت باد غالب که سبب ایجاد بزرگترین کشند طوفان می‌شود و زاویه باد در زمان حداکثر سرعت باد U (درجه)

ضرایب a ، b و c توسط رابطه‌ای که بین کشند طوفان، فشار جو، و داده‌های باد مشاهداتی مربوط به منطقه مورد مطالعه برقرار می‌شود، تعیین می‌شوند.

۲) محاسبه عددی برکشند طوفان

به‌منظور تحلیل دقیق و جزئی پدیده برکشند طوفان از محاسبات عددی استفاده می‌شود. در این روش، بالا آمدگی سطح دریا ناشی از افت فشار جوی (به (۱) (ج) مراجعه شود)، به‌همراه تنش مماسی ناشی از باد وارد بر سطح دریا و تنش مماسی ناشی از لزجت وارد بر بستر دریا، به‌عنوان نیروهای خارجی بیان می‌شوند. سپس میزان تغییر در تراز آب و سرعت جریان در هر نقطه به‌طور پیش‌رونده برای تعدادی گام زمانی مشخص، با حل روابط حرکت و پیوستگی محاسبه می‌شود. توپوگرافی خلیج توسط شبکه‌ای از نقاط تقریب‌زده می‌شود که در آن نقاط دارای فواصل ویژه‌ای (برای نمونه چندین کیلومتر) از یکدیگر بوده و عمق متوسط آب در هر نقطه از شبکه موردنظر از پیش مشخص شده است. فشار جو و سرعت باد در یک طوفان اقیانوسی اغلب توسط رابطه Myer یا یک مدل نظری مشابه، محاسبه می‌شود.

۳) تراز آب طراحی تاسیسات محافظ در برابر برکشند طوفان

چهار روش زیر برای تعیین تراز آب طراحی تاسیسات محافظ در برابر برکشند طوفان وجود دارد.

الف) کاربرد بیشترین تراز آب مشاهده شده در گذشته یا مقدار مشابه دیگر به‌علاوه مقداری رواداری مازاد.

ب) کاربرد تراز بالاتر از تراز میانگین مد ماهیانه به‌اندازه بیشترین کشند طوفان مشاهداتی یا کشند طوفان پیش‌بینی شده توسط یک مدل طوفان اقیانوسی.

پ) به‌دست آوردن منحنی احتمال وقوع برای ترازهای برکشند طوفان گذشته، و سپس برآورد تراز آبی که انتظار می‌رود تراز آب فقط یکبار در یک دوره بازگشت مشخص (برای نمونه ۵۰ یا ۱۰۰ سال) از آن فراتر رود. این تراز آب با استفاده از برون‌یابی منحنی احتمال به‌دست می‌آید.

ت) تعیین تراز آب طراحی بر اساس عوامل اقتصادی، با در نظر گرفتن احتمال وقوع ترازهای برکشند طوفان مختلف و تعیین میزان صدمات وارد بر پسرکانه برای هر تراز آب، به‌همراه هزینه اجرای تاسیسات محافظ در برابر برکشند طوفان.

(۴) بالاآمدگی تراز متوسط دریا ناشی از امواج (خیزاب موج)

بالاآمدگی تراز متوسط دریا ناشی از امواج را می‌توان با استفاده از شکل (۲-۵۵) در بند (۴-۷-۱) خیزاب موج، برآورد نمود. در نزدیکی خط ساحلی، میزان این بالا آمدگی ۱۰٪ ارتفاع موج مشخصه آب عمیق یا بیشتر بوده و بنابراین هنگامی که ارتفاع امواج زیاد باشد نمی‌توان آن را نادیده گرفت.

۶-۴- سونامی

پارامترهای سونامی که باید در نظر گرفته شوند عبارت است از: بیشترین تراز آب، کمترین تراز آب، تغییرات تراز آب (بالاآمدگی تراز آب بالاتر از کشند نجومی توسط سونامی)، ارتفاع موج سونامی و پرپود سونامی. این پارامترها را باید با استفاده از یک روش مناسب با مراجعه به داده‌های اندازه‌گیری شده (با دوره آماری تا حد ممکن طولانی) و ارتفاع بالاروی سونامی‌های مختلف حین رویدادهای گذشته، تعیین کرد.

تفسیر

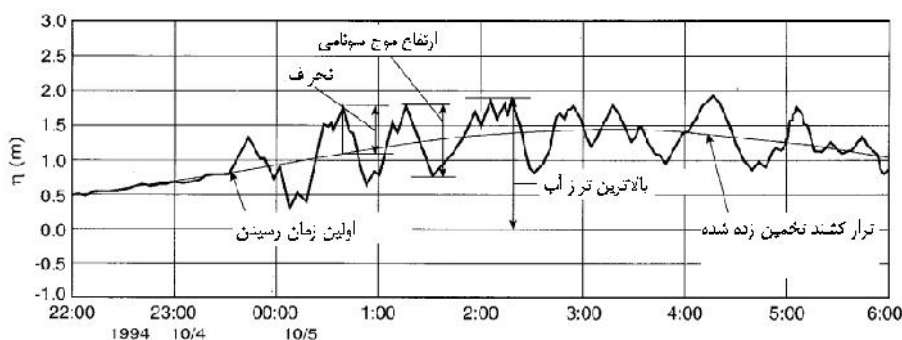
(۱) سونامی امواجی با پرپود بسیار بزرگ می‌باشد که عمدتاً به دلیل پایین افتادن و یا بالا آمدن بستر دریا به دلیل وقوع زلزله ایجاد می‌شود. ارتفاع موج سونامی با نزدیک شدن آن به سمت ساحل، به دلیل پدیده خزش و اثر تمرکز توپوگرافی بستر دریا به سرعت افزایش می‌یابد که به معنای وارد آوردن صدمات چشمگیر به نواحی ساحلی می‌باشد. ضرورت دارد احتمال صدمات سیلابی شدن ناشی از سرریز جریان از روی بند ساحلی محافظ در برابر سونامی و همچنین احتمالات از دست دادن شناورهای کوچکی که درون لنگرگاه بوده و توسط جریان‌های قوی سونامی جابه‌جا شده‌اند، آب‌شستگی بستر دریا در محل دهانه موج‌شکن‌ها، و لغزش یا واژگونی موج‌شکن‌ها مورد بررسی قرار گیرند.

(۲) ارتفاع موج یک سونامی در نواحی دور از ساحل عموماً بسیار کوچک می‌باشد، با این وجود با ثبت پیوسته تراز سطح آب توسط اندازه‌گیر موج در نواحی فرا ساحلی می‌توان وقوع سونامی را شناسایی کرد. ارتفاع موج سونامی هنگام ورود به یک خلیج کوچک، به‌طور چشمگیری افزایش می‌یابد. از آنجا که افزایش ارتفاع موج به توپوگرافی و پرپودهای طبیعی خلیج کوچک بستگی دارد، پارامترهای سونامی به‌کار رفته در طراحی با استفاده از اطلاعات ثبت شده سونامی در مکان مورد نظر یا مقادیر به‌دست آمده از محاسبات عددی برای منطقه مورد مطالعه تعیین می‌شود.

نکات فنی

(۱) تعاریف اصطلاحات مرتبط با سونامی

تعاریف اصطلاحات گوناگون مرتبط با سونامی‌ها در شکل (۲-۷۵) نشان داده شده است.



شکل ۲-۷۵- توصیف پارامترهای مربوط به سونامی

الف) تراز کشتند برآورد شده

به تراز کشتندی گفته می‌شود که از برازش تراز کشتند بر داده‌های کشتند مشاهداتی، پس از حذف مولفه‌هایی که تصور می‌شده مربوط به سونامی بوده‌اند و هرگونه مولفه نوسانی با پرپود کوچکتر مربوط به «نوسان آزاد»، به دست می‌آید. تراز کشتند برآورد شده نسبت به تراز مبنا (CDL) بیان می‌شود و بنابراین ممکن است تراز کشتند برآورد شده قدری با تراز پیش‌بینی شده با استفاده از ضرایب هارمونیک کشتندی تفاوت داشته باشد.

ب) ارتفاع بالاروی و ارتفاع تحت تاثیر سونامی

تراز مرتفع‌ترین نقطه‌ای که سونامی در ساحل یا روی یک سازه بالا رفته است، ارتفاع بالاروی نسبت به تراز مبنا (CDL) نامیده می‌شود. توجه شود که ارتفاع پیشروی اغلب توسط بررسی ناحیه تحت تاثیر سونامی در ساحل منطقه مورد مطالعه، تعیین می‌شود. تراز از زمین یا سازه ساحلی که تحت تاثیر سونامی قرار گرفته است، ارتفاع تحت تاثیر سونامی نامیده می‌شود.

پ) انحراف

اختلاف بین تراز کشتند واقعی و تراز کشتند برآورد شده در قسمت (الف) می‌باشد. حداکثر مقدار انحراف هنگامی که تراز کشتند واقعی بزرگتر از تراز کشتند برآورد شده باشد، معمولاً با انحراف حداکثر یا ارتفاع سونامی شناخته می‌شود.

ت) بیشترین تراز آب

بیشترین مقدار تراز کشتند واقعی نسبت به تراز مبنا (CDL) است.

ث) ارتفاع موج سونامی

همانند امواج ناشی از باد، ارتفاع موج سونامی را می‌توان با استفاده از روش قطع تراز صفر روبه بالا بدست آورد. در این حالت، قسمت قرار گرفته در حدفاصل نقطه‌ای که پروفیل موج سونامی، تراز کشتند برآورد شده را روبه بالا از جهت منفی به مثبت قطع می‌کند و نقطه مشابه بعدی، به عنوان یک موج در نظر گرفته شده و اختلاف بین حداقل و حداکثر ترازهای آب بین این قسمت به عنوان ارتفاع موج سونامی برای آن موج در نظر گرفته می‌شود. حداکثر ارتفاع موج سونامی در یک داده آماری ثبت پیوسته موج سونامی به عنوان بیشترین ارتفاع موج سونامی در نظر گرفته می‌شود.

ج) حرکت اولیه

این اصطلاح به لحظه‌ای گفته می‌شود که یک سونامی به نقطه اندازه‌گیری می‌رسد و تراز آب برای اولین بار شروع به انحراف از تراز کشتند برآورد شده می‌کند. اگر اولین انحراف مشاهده شده در تراز آب ناشی از سونامی نسبت به تراز

کشند برآورد شده از نوع بالآمدگی باشد، آن را حرکت اولیه رانشی و اگر از نوع پایین رفتگی باشد، آن را حرکت اولیه کششی می نامند.

(۲) پریود سونامی

پریود سونامی های مشاهده شده در خلیج های کوچک بسته به مقیاس زلزله، فاصله از مرکز زلزله، مشخصه های تشدید مربوط به خلیج کوچک و دیگر عوامل تغییر می کند. ارتفاع موج سونامی درون یک لنگرگاه به صورت چشمگیری تحت تاثیر پریود سونامی می باشد. بنابراین، بهتر است حین فرآیند طراحی، نه تنها سونامی با پریودهای اندازه گیری شده در گذشته، بلکه سونامی با پریود برابر با پریود طبیعی خلیج کوچک یا لنگرگاه مورد نظر نیز مورد بررسی قرار گیرند.

(۳) تغییر شکل سونامی درون یک خلیج کوچک

مهمترین انواع تغییر شکل یک سونامی درون یک خلیج کوچک شامل افزایش ارتفاع موج و سرعت جریان به واسطه کاهش سطح مقطع به سمت انتهای خلیج، و افزایش ارتفاع موج به واسطه نوسان آزاد درون خلیج می باشد. با فرض امواج دامنه کوتاه، می توان تاثیر تغییر در سطح مقطع را با استفاده از رابطه Green به طور تقریبی محاسبه کرد:

(رابطه (۴-۶))

$$\frac{H}{H_0} = \left(\frac{B_0}{B} \right)^{1/2} \left(\frac{h_0}{h} \right)^{1/4} \quad (۴-۶)$$

که در آن:

H : ارتفاع امواج بلند برای مقطعی با عرض B و عمق آب h (m)

H_0 : ارتفاع امواج بلند برای مقطعی با عرض B_0 و عمق آب h_0 (m)

با این حال، توجه شود که رابطه (۴-۶) در شرایطی کارایی دارند که تغییرات عرض و عمق آب بسیار ملایم بوده و امواج بازتابی روبه فراساحل تولید نشود. علاوه بر این، رابطه بالا افت انرژی ناشی از زبری را در نظر نمی گیرد. بنابراین، نمی توان این رابطه را برای شرایط آب کم عمق و نیز در مواردی که در انتهای خلیج امواج بازگشتی به وجود می آید، به کار برد.

(۴) ثبت اطلاعات سونامی

ایستگاه های اندازه گیری کشنده، منبع بسیار مفیدی برای داده های سونامی می باشد. با این حال، هنگام کار با چنین داده هایی ضرورت دارد به این واقعیت توجه شود که اگر ایستگاه اندازه گیری کشنده درون یک لنگرگاه قرار داشته باشد، احتمال متفاوت بودن داده های ثبت شده سونامی داخل لنگرگاه با بیرون از آن بسیار زیاد خواهد بود که علت آن تداخل و تاثیرگذاری سازه هایی همچون موج شکن ها و غیره بر نواحی درونی می باشد.

(۵) سونامی با شیب تند

ویژگی های قابل توجه سونامی که پس از زلزله Nihonkai-Chubu (۱۹۸۳) در ساحل Akita Prefecture رخ داد، تغییر شکل چشمگیر پروفیل موج هنگام انتشار سونامی بود، به گونه ای که سبب تشکیل چندین جبهه موج شده و تراز سطح آب دچار نوسانات سریعی با پریود تقریبی ۵ تا ۱۰ ثانیه شد. ساحل یاد شده دارای بستری با عمق کم و شیب حدود ۱/۲۰۰ است که تا ۳۰ کیلومتری ادامه می یابد. با این حال، هنگامی که این سونامی به سواحل با شیب بستر نسبتاً تند (حدود ۱/۵۰) رسید، به جای ایجاد چندین جبهه موج همچون ساحل غربی شبه جزیره Oga، بیشتر به شکل امواج ایستا

درآمد. علی‌رغم یکسان بودن ارتفاع سونامی اولیه در هر دو حالت، تمایل «سونامی با شیب زیاد» در بالاروی، بیشتر از «سونامی نوع موج ایستا» بود. بر اساس نتایج آزمایشگاهی، روشی برای محاسبه نیروی موج سونامی هنگامی که یک سونامی با شیب تند به یک دیواره عمودی اثر می‌کند، ارائه شده است.

(۶) شبیه‌سازی سونامی

شبیه‌سازی عددی سونامی متناظر با حالتی می‌باشد که پارامتر آشفتگی هواشناختی (که بیانگر یک نیروی خارجی می‌باشد) از روش محاسبه عددی برکشند طوفان حذف شود. پروفیل موج اولیه از پیش معرفی شده و یا آنکه فرض می‌شود تغییرات اولیه تراز سطح آب با تغییرات بستر دریا در مدل گسل زلزله برابر می‌باشد. شبیه‌سازی این امکان را فراهم می‌کند که کارایی موج‌شکن‌های طراحی شده در حفاظت از لنگرگاه‌ها و نواحی ساحلی در برابر سونامی مورد بررسی قرار گرفته و تاثیر تغییرات توپوگرافی (استحصال زمین و غیره) بر روی سونامی ارزیابی شود.

در شبیه‌سازی‌های سونامی که از آزمایش‌های مدل هیدرولیکی استفاده می‌کنند، یک پروفیل موج سونامی که پیشتر توسط یک شبیه‌سازی عددی باز تولید شده است، در مرز مدل تولید می‌شود تا کارایی موج‌شکن‌ها و تاثیر توپوگرافی زمین بازیابی شده مورد بررسی قرار گیرد.

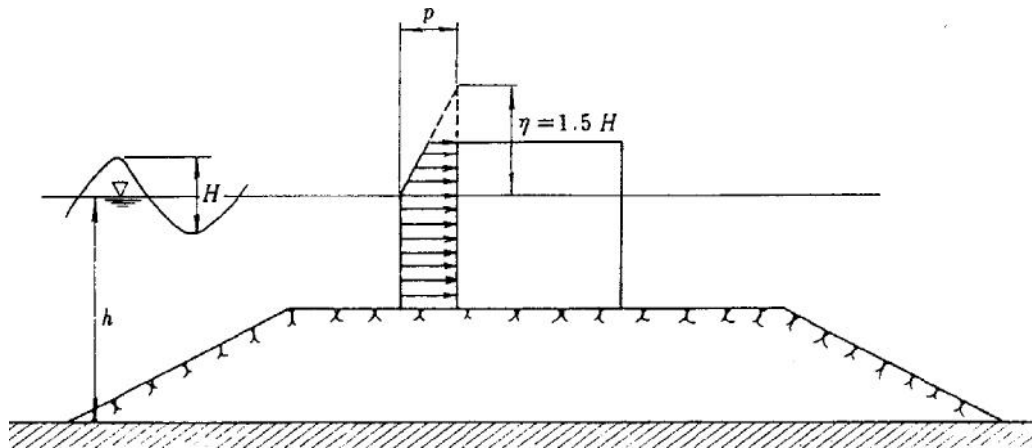
می‌توان برای تعیین ارتفاع بالاروی یک سونامی از روش عددی Iwasaki و Mano استفاده کرد. هنگامی که در ناحیه محاسباتی، تراز آب از تراز تاج یک موج‌شکن یا بند ساحلی فراتر رفت، می‌توان میزان روگذری در واحد عرض را با استفاده از رابطه Hom-ma به دست آورد.

هنگام ارزیابی کارایی تاسیسات مستهلک‌سازی سونامی، افت مومنتوم سونامی عامل مهمی می‌باشد. در ارتباط با افت مومنتوم که با سرعت متوسط جریان متناسب می‌باشد، به زبری بستر دریا پرداخته می‌شود که می‌توان توسط رابطه زبری مانینگ و یا در مواردی که با یک مانع سازه‌ای یا عریض‌شدگی مقطع در محل دهانه موج‌شکن‌ها روبرو هستیم از رابطه افت روزنه (Aperture loss)، آن را محاسبه نمود.

(۷) نیروی موج سونامی

نیروی موج سونامی برحسب نیروی یک موج بلند بیان می‌شود و آن را می‌توان مطابق با شکل (۲-۷۶) در نظر گرفت. هنگامی که $h/L < 0.04$ و شکست موج وجود ندارد، نیروی موج در ارتفاع $\gamma = 1.5H$ بالاتر از تراز آب ساکن برابر با صفر و در تراز آب ساکن برابر با $p = 1.1 \dots 0gH$ در نظر گرفته شده که دارای توزیع خطی در حد فاصل این دو می‌باشد. همچنین فرض بر آن است که این نیرو دارای شدت ثابت p زیر سطح آب باشد.

جهت موج تصحیح‌نشده و ارتفاع موج H مربوط به سونامی پیش‌رونده می‌باشد. باین‌حال، توجه شود که طبق نتایج شبیه‌سازی‌های عددی، در صورت وجود یک موج‌شکن، ارتفاع موج سونامی در جلوی موج‌شکن به واسطه بازتاب امواج به دو برابر حالت بدون موج‌شکن می‌رسد که در این حالت، می‌توان فاصله بین تراز آب حداکثر در جلوی موج‌شکن و تراز آب متوسط را به عنوان ارتفاع موج اولیه در نظر گرفت. همچنین می‌توان نصف ارتفاع موج ایستا را به عنوان ارتفاع موج اولیه در نظر گرفت.



شکل ۲-۷۶- توزیع فشار موج ناشی از سونامی

۶-۵- نوسان آزاد

در مورد لنگرگاه‌هایی که حرکت نوسان آزاد وجود دارد، ضرورت دارد هنگام تعیین تراز آب طراحی یا بررسی آرامش حوضچه‌های مهاربندی، مساله نوسان آزاد مورد توجه قرار گیرد.

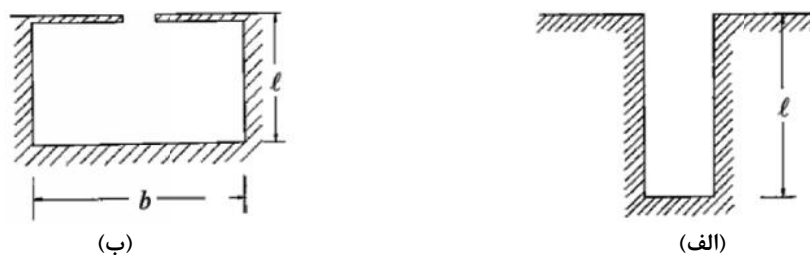
تفسیر

نوسان آزاد پدیده‌ای است که طی آن تراز آب با پریود در حدود چندین دقیقه تا چند ده دقیقه، دچار نوسانات غیرعادی می‌شود. این پدیده هنگامی رخ می‌دهد که به واسطه تغییرات کوچک مقیاس فشار جوی یک جبهه هوا، تغییرات کوچکی در تراز سطح آب ایجاد شود و مولفه‌های این نوسانات که پریود آنها با پریود طبیعی لنگرگاه یکی است طی فرآیند تشدید بزرگتر شوند که بسته به توپوگرافی، دامنه این نوسانات ممکن است از چند ده سانتیمتر تا حدود ۲ متر تغییر کند. هنگامی که در یک لنگرگاه نوسان آزاد رخ می‌دهد، حتی اگر ارتفاع موج چند ده سانتیمتر باشد، طول موج بزرگ آنها سبب جابه‌جایی مقدار آب زیادی در راستای افقی می‌شود که ممکن است مشکلات زیادی را برای شناورهای مهاربندی شده و عملیات بارگیری کالاها ایجاد کند. احتمال رخ دادن نوسان آزاد به‌ویژه در لنگرگاه‌هایی که به‌طور مصنوعی حفر شده، دارای طول زیاد و عمق کم بوده و توسط اسکله‌های دیواری محصور شده‌اند، زیاد می‌باشد. به همین دلیل بهتر است هنگام طراحی پلان یک لنگرگاه، اثرات نوسان آزاد مورد بررسی قرار گیرد. برای نمونه این کار را می‌توان با استفاده از محاسبات عددی انجام داد، به‌گونه‌ای که امواج اولیه‌ای با پریود چند دقیقه تا حدود یک ساعت به‌عنوان ورودی مدل عددی به‌کار رفته و سپس ضریب بزرگنمایی این امواج درون لنگرگاه محاسبه می‌شود. امواج بلند کوچک در ناحیه فراساحل ممکن است دارای دامنه‌ای در حدود چند سانتی‌متر باشند و بهتر است شکل لنگرگاه به‌گونه‌ای انتخاب نشود که دامنه امواج بلند در درون لنگرگاه تا حد ۱۰ برابر یا بیشتر افزایش یابد.

نکات فنی

(۱) پریودهای طبیعی

پریودهای طبیعی یک خلیج کوچک که همانند شکل (۲-۷۷) دارای شکل مستطیلی کشیده و باریک می‌باشد را می‌توان به‌طور تقریبی توسط رابطه (۶-۵) به‌دست آورد.



شکل ۲-۷۷. ریخت‌های مختلف خلیج کوچک

$$T = \frac{4l}{(2m+1)\sqrt{gh}} \quad (۵-۶)$$

که در آن:

 T : پریود طبیعی (s) l : طول خلیج کوچک (m) m : تعداد گره‌های درون خلیج کوچک (۰، ۱، ۲، ...) h : عمق متوسط آب درون خلیج کوچک (m) g : شتاب جاذبه (m/s^2) ($9/81 m/s^2$)

عملا در یک خلیج کوچک، نه فقط آب موجود در خلیج با یک پریود ویژه نوسان می‌کند، بلکه آب دریای باز پیرامون دهانه ورودی خلیج نیز تا حدی به نوسان درمی‌آید و به همین دلیل، ضرورت دارد یک ضریب تصحیحی به صورت زیر برای رابطه پریود طبیعی در نظر گرفته شود: (رابطه ۶-۶)

$$T = r \frac{4l}{\sqrt{gh}} \quad (۶-۶)$$

که در آن:

 h : عمق متوسط آب در خلیج کوچک r : ضریب اصلاحی دهانه خلیج کوچک، که توسط رابطه (۶-۷) به دست می‌آید:

$$r = \left\{ 1 + \frac{2b}{fl} \left(0.9228 - \ln \frac{fb}{4l} \right) \right\}^{1/2} \quad (۷-۶)$$

که در آن:

 l : طول خلیج کوچک (m) b : عرض خلیج کوچک (m)فهرستی از مقادیر ضریب اصلاحی دهانه خلیج کوچک r به ازای مقادیر مختلف b/l در جدول (۲-۲۱) ارائه شده است.

جدول ۲-۲۱. ضریب اصلاحی دهانه خلیج کوچک

$\frac{1}{25}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$	۱	b/l
۱/۰۶۴	۱/۱۰۶	۱/۱۶۳	۱/۱۸۷	۱/۲۱۷	۱/۲۶۱	۱/۳۲۰	۳

پریودهای طبیعی یک لنگرگاه مستطیلی که همانند شکل (۲-۷۷-ب) دارای دهانه ورودی باریکی می‌باشد را می‌توان با استفاده از رابطه (۸-۶) به‌طور تقریبی محاسبه کرد:

$$T = \frac{2}{\sqrt{gh \left\{ \left(\frac{m}{l} \right)^2 + \left(\frac{n}{b} \right)^2 \right\}}} \quad (۸-۶)$$

که در آن:

b عرض لنگرگاه (m)

m تعداد گره‌های درون بندر در راستای طولی (۰، ۱، ۲، ...)

n تعداد گره‌های درون بندر در راستای عرضی (۰، ۱، ۲، ...)

باین حال، توجه شود که به دلیل اثر دهانه ورودی لنگرگاه، پریودهای طبیعی یک لنگرگاه در عمل قدری کمتر از مقادیر محاسبه شده توسط رابطه بالا می‌باشند.

(۲) دامنه

مقدار ضریب افزایش مربوط به نوسانات تشدیدشده توسط نوسان آزاد در یک لنگرگاه توسط عوامل زیر محدود می‌شود: انرژی منتقل شده توسط امواج متلاطمی که پس از برخورد به دهانه لنگرگاه بازتابش شده‌اند، افت انرژی ناشی از تشکیل گردابه‌ها در دهانه ورودی لنگرگاه و زبری بستر درون لنگرگاه. بنابراین، حتی اگر پریود امواج با پریود بزرگ رسیده به لنگرگاه با یکی از پریودهای طبیعی لنگرگاه یکسان باشد، به معنای آن نیست که دامنه نوسانات درون لنگرگاه تا بی‌نهایت افزایش خواهد یافت. باین حال، ضرورت دارد این نکته تناقض‌آمیز در نظر گرفته شود که باریک کردن دهانه لنگرگاه سبب کوچک شدن افت انرژی ناشی از گردابه‌ها و زبری شده و در نتیجه به افزایش بیشتر نوسانات درون حوضچه می‌انجامد.

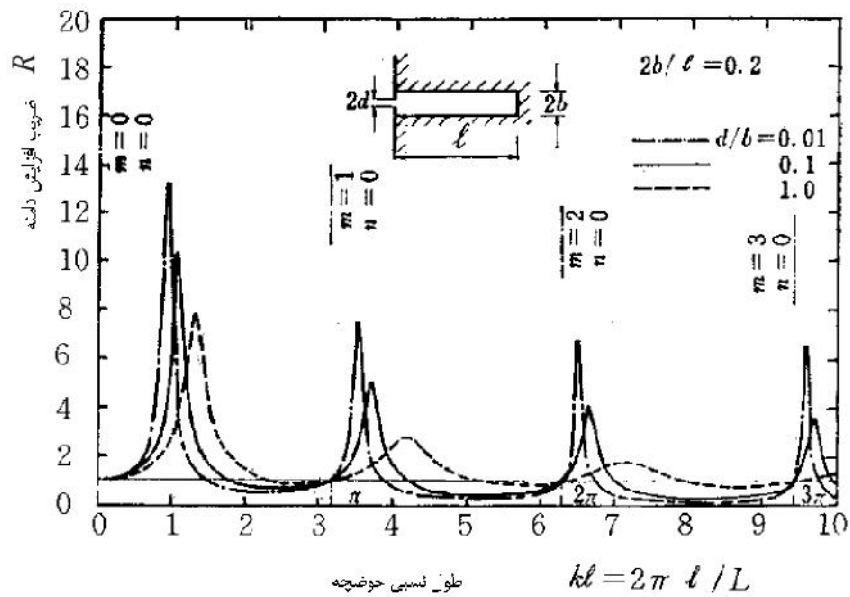
ضریب افزایش دامنه R مربوط به گوشه‌های کاو (مقعر) قرارگرفته در انتهای یک لنگرگاه مستطیلی شکل را می‌توان با فرض نادیده گرفتن افت دهانه ورودی مطابق شکل (۲-۷۸) و شکل (۲-۷۹) به عنوان تابعی از نسبت طول لنگرگاه به طول موج به دست آورد. مطابق شکل (۲-۷۸) در لنگرگاهی به شکل مستطیلی باریک و کشیده، زمانی تشدید رخ می‌دهد که پریود کمی بزرگتر از پریود متناظر با طول موج ارضاکنده شرط تشدید شود (به عبارتی طول لنگرگاهی به اندازه مضرب‌های فردی از یک چهارم طول موج (۱:۴، ۳:۴، ۵:۴، ...)). مطابق با شکل (۲-۷۹)، نقاط تشدید مربوط به لنگرگاهی به شکل مستطیل عریض، تقریباً مشابه نقاط تشدید یک دریاچه کاملاً محصور بوده و می‌توان آنها را توسط رابطه (۶-۹) تقریب زد:

$$\frac{l}{L} = \sqrt{m^2 + \frac{n^2}{\left(\frac{2b}{l} \right)^2}} : m, n = 0, 1, 2, \dots \quad (۹-۶)$$

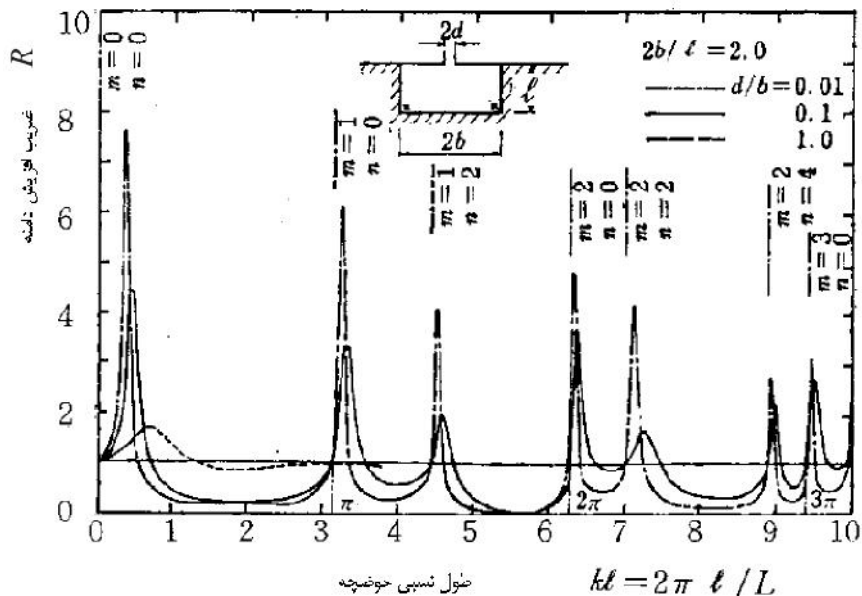
(۳) اقدامات پیشگیرانه در برابر نوسان آزاد

نوسان آزاد فرآیندی است که طی آن امواج با طول موج بزرگ به درون یک لنگرگاه نفوذ کرده، به‌طور مکرر بازتاب کامل نموده و دامنه آنها افزایش می‌یابد. بنابراین ضرورت دارد که برای پایین نگه داشتن دامنه نوسان آزاد، از بازتاب کامل پیرامون کناره‌های درونی لنگرگاه جلوگیری و یا افت انرژی درون لنگرگاه افزایش داده شود. به همین دلیل، ساخت اسکله‌های صلب در سرتاسر کناره‌های درونی لنگرگاه توصیه نمی‌شود. اگر از یک موج‌شکن سنگریزه‌ای با شیب ملایم استفاده شود، می‌توان

بازتاب موج را تا حدی کاهش داد، و همچنین می‌توان انتظار داشت قدری افت انرژی نیز درون هسته موج‌شکن رخ دهد. علاوه بر این، با قراردادن یک موج‌شکن داخلی در نزدیکی موقعیت گره نوسان آزاد درون لنگرگاه، می‌توان دامنه نوسان آزاد را تا حدی کاهش داد. در مورد شکل لنگرگاه، تصور می‌شود که شکل‌های پیچیده و نامنظم بهتر از شکل‌های هندسی منظم باشند.



شکل ۲-۷۸- طیف تشدید مربوط به لنگرگاهی به شکل مستطیلی باریک و کشیده



شکل ۲-۷۹- طیف تشدید مربوط به لنگرگاهی به شکل مستطیلی عریض

۶-۶- تراز آب زیرزمینی و تراوش

هنگامی که انتظاری رود مشکلی از دیدگاه تغییرات تراز آب زیرزمینی به وجود آید، باید تراز آب زیرزمینی در آبخوان‌های سواحل ماسه‌ای مورد بررسی قرار گیرد. در صورت نیاز و وجود احتمال ایجاد مشکل، باید سرعت جریان و نرخ تراوش از میان سازه‌ها یا زمین‌های تراوا مورد بررسی قرار گیرد.

نکات فنی

(۱) تراز آب زیرزمینی در آبخوان ساحلی

تراز آب زیرزمینی شور جاری در یک آبخوان ساحلی را می‌توان توسط رابطه (۶-۱۰) برآورد نمود (به شکل (۲-۱۰) مراجعه شود):

$$h^2 = h_0^2 + (h_1^2 - h_0^2) \frac{x}{L} \quad (۶-۱۰)$$

که در آن:

$$h_1 = \frac{\dots 1}{\dots 2 - \dots 1} \quad \text{و} \quad h_0 = \frac{\dots 1}{\dots 2 - \dots 1} \quad 0$$

h عمق زیر سطح دریا مربوط به سطح مشترک آب شیرین و آب شور در فاصله x (m)

h_0 عمق زیر سطح دریا مربوط به سطح مشترک آب شیرین و آب شور در فاصله $x = 0$ (m)

h_1 عمق زیر سطح دریا مربوط به سطح مشترک آب شیرین و آب شور در فاصله $x = L$ (m)

۱...: چگالی آب شیرین (g/cm^3)

۲...: چگالی آب شور (g/cm^3)

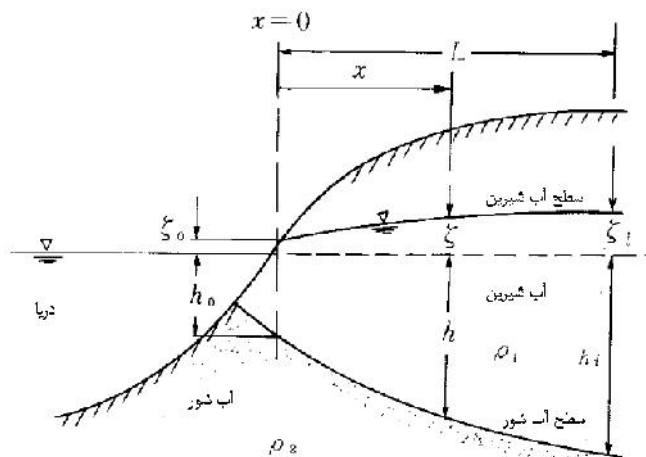
۰: تراز آب شیرین نسبت به سطح دریا در ساحل ($x = 0$) (m)

۱: تراز آب شیرین نسبت به سطح دریا در ($x = L$) (m)

L فاصله از ساحل ($x = 0$) تا نقطه مرجع (m)

x فاصله خشکی از خط ساحل (m)

در صورتی که لایه نائراوایی نزدیک سطح زمین در آبخوان وجود داشته باشد، نمی‌توان از رابطه (۶-۱۰) استفاده کرد. برای کسب اطلاعات در زمینه رابطه بین بالآمدگی تراز آب زیرزمینی به واسطه بالاروی موج و تغییرات توپوگرافی ساحلی به بند نکات فنی در بند (۱۰-۱) کلیات، مراجعه شود.



شکل ۲-۸۰- نمودار طرح کلی آب زیرزمینی در ساحل

۲) تراوش به درون پی و سازه‌ها

الف) تراوش از میان یک دیواره سپری

نرخ جریان تراوش از میان یک دیواره سپری فقط توسط تراوایی دیواره تعیین نمی‌شود؛ بلکه تراوایی خاک پشت دیواره نقش اساسی را دارا می‌باشد. Shoji و همکاران این مساله را مورد بررسی قرار داده و آزمایش‌های جامعی را در زمینه تراوش به‌انجام رساندند که طی آن نه‌تنها کشش درزها تغییر داده شد بلکه مواردی نیز با و بدون حضور ماسه پرکننده در مقطع درز در نظر گرفته و نهایتاً رابطه آزمایشگاهی (۶-۱۱) ارائه گردید:

$$q = Kh^n \quad (۶-۱۱)$$

که در آن:

q نرخ جریان تراوش از میان درز دیواره سپری در واحد طول در راستای عمودی ($\text{cm}^3/\text{s}/\text{cm}$)

K : ضریب تراوش درزها ($\text{cm}^2\text{-}n/\text{s}$)

h : اختلاف هد فشار بین جلو و عقب یک درز (cm)

n : ضریبی که به‌وضعیت درزها بستگی دارد (برای حالتی که درزها توسط ماسه پر نشده باشد $n \approx 0.5$ ، و برای حالتی که درزها توسط ماسه پر شده باشد $n \approx 0.1$).

در آزمایش‌هایی که توسط Shoji و همکاران انجام شد، هنگامی که در هر دو طرف دیواره سپری ماسه وجود داشته و درزها تحت کشش بود، مقدار $7/0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ برای K به‌دست‌آمد. باین‌حال، آنها همچنین اشاره نمودند که اگر جریان تراوش با این مقدار تخمین زده شود، نرخ جریان ۳۰ برابر مقادیر مشاهده شده میدانی خواهد شد. به همین دلیل، ضرورت دارد در طراحی عملی به‌هرگونه تفاوت بین وضعیت دیواره سپری به‌کار رفته در آزمایش‌ها و دیواره سپری به‌کار رفته در پروژه واقعی دقت کافی شود.

ب) تراوش از میان سنگریز

نرخ جریان تراوش از میان پی سنگریزه‌ای مربوط به یک سازه وزنی را می‌توان توسط رابطه (۶-۱۲) تخمین زد:

$$\begin{cases} q = UH \\ U = \sqrt{\frac{2gd}{US} \cdot \frac{UH}{US}} \end{cases} \quad (۱۲-۶)$$

که در آن:

q : نرخ جریان تراوش در واحد عرض ($m^3/s/m$)

U : سرعت تراوش متوسط برای کل مقطع سنگریز (m/s)

H : ارتفاع لایه تراوا (m)

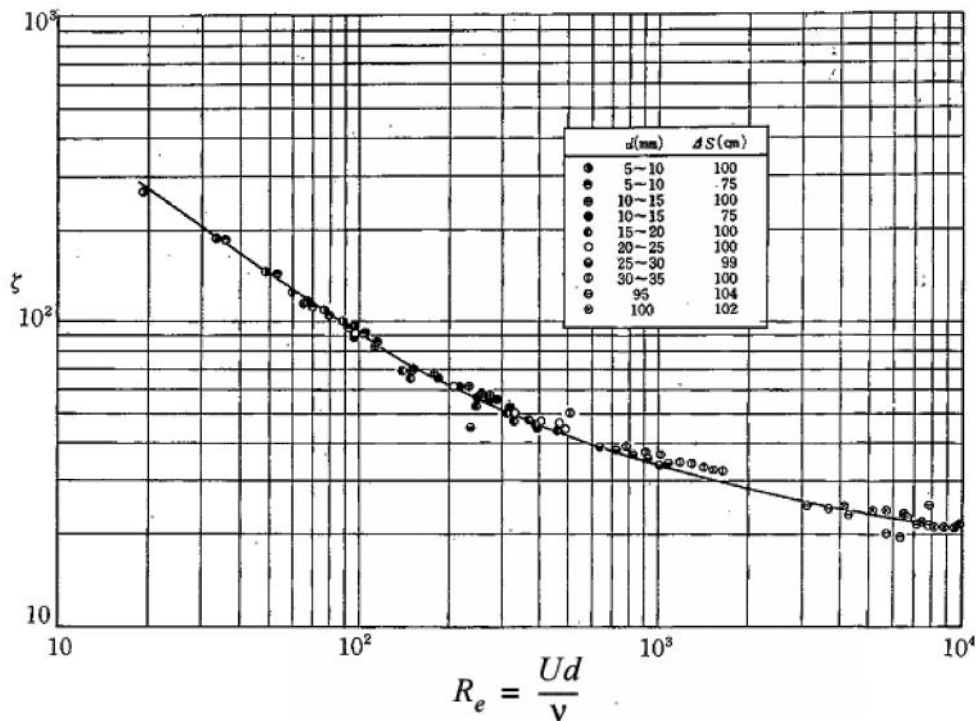
d : اندازه قطعات سنگ (m)

g : شتاب جاذبه ($9.81 m/s^2$)

UH/US : گرادیان هیدرولیکی

' : ضریب مقاومت

رابطه (۱۲-۶) بر اساس نتایج آزمایشگاهی ارائه شده است که در آن‌ها از ۸ نوع مختلف سنگ با اندازه یکنواخت در محدوده ۵ تا ۱۰۰ میلی‌متر استفاده شده است. طول جریان مجازی US را می‌توان ۷۰٪ تا ۸۰٪ ارتفاع لایه تراوا و عرض کف صندوقه در نظر گرفت. ضریب مقاومت در شکل (۲-۸۱) نشان داده شده است. وقتی $Re (= Ud/\nu) > 10^4$ به کارگیری ≈ 20 مورد پذیرش می‌باشد.



شکل ۲-۸۱- رابطه بین ضریب مقاومت و عدد رینولدز

فصل ۷

جریان‌ها و نیروی جریان

۷-۱- کلیات

- (۱) پارامترهای مربوط به جریان که باید در طراحی تاسیسات بنادر و لنگرگاه‌ها مورد استفاده قرار گیرند عبارتند از سرعت و جهت. در این زمینه باید بدترین شرایط بر اساس اندازه‌گیری‌های میدانی در موقعیت اجرای تاسیسات مورد نظر یا شبیه‌سازی عددی تعیین شوند.
- (۲) در مورد نیروی جریان، باید بسته به نوع تاسیسات مورد نظر و شکل سازه‌ای، نیروهای پسا و برآ مورد بررسی قرار گیرد.

تفسیر

در مورد سازه‌هایی که تحت اثر جریان‌های قوی همچون جریان‌های کشندی (جزرومدی) یا جریان رودخانه‌ای قرار دارند، ضرورت دارد بررسی‌هایی در ارتباط با نیروهای ناشی از جریان‌هایی با بیشترین سرعت از بحرانی‌ترین جهت انجام شود و شاید لازم باشد بسته به نوع سازه‌ها یا اعضای آن‌ها، توزیع عمودی سرعت جریان نیز در نظر گرفته شود. هنگامی که امواج نیز همزمان با جریان وجود داشته باشد، ضرورت دارد سرعت جریان و جهت آن با توجه به وجود همزمان آنها به دست آید. انواع جریان‌های دریایی شامل جریان‌های اقیانوسی، جریان‌های کشندی (جزرومدی)، و جریان‌های ناشی از باد می‌باشد که در نکات فنی زیر آورده شده است. همچنین باید از جریان چگالی که به واسطه اختلاف چگالی ناشی از شوری یا دمای آب به وجود می‌آید، نام برد. علاوه بر این، در ناحیه ساحلی جریان‌های موازی ساحل (کرانه‌ای) و جریان‌های بازگشتی ناشی از امواج وجود دارد.

نکات فنی

(۱) جریان‌های اقیانوسی

جریان‌های اقیانوسی به پدیده چرخش کلی آب دریا پیرامون اقیانوس گفته می‌شود. این جریان‌ها نتیجه ترکیبی از جریان‌های زیر می‌باشد: الف) جریان چگالی که بر اساس اختلاف موضعی در چگالی آب دریا به وجود می‌آید، ب) جریان ناشی از باد که توسط باد ایجاد می‌شوند، پ) جریان گرادیانی که به دلیل نابرابری مکانی فشار جو به وجود می‌آید، ت) جریان تنظیم‌کننده (جریان‌های بالارونده و یا فرورونده) که مکمل جریان‌های ذکر شده می‌باشد. جریان‌های اقیانوسی اغلب برای مدت زمان طولانی، جهت و قدرت ثابت خود را حفظ می‌کنند.

(۲) جریان‌های کشندی (جزرومدی)

الف) ماهیت و قدرت جریان‌های کشندی بسته به شرایط جغرافیایی دریای مورد نظر و حرکات نجومی تغییر می‌کند. به منظور تحلیل مولفه‌های هارمونیک جریان کشندی، ضرورت دارد برای مدت دست کم ۲۵ ساعت یا توصیه می‌شود برای ۱۵ روز کامل، به طور پیوسته اندازه‌گیری صورت گیرد. به ویژه، اگر قرار باشد توپوگرافی یک محل دچار تغییرات چشمگیری شود، بهتر است تغییرات حاصله در جریان‌های کشندی در مرحله برنامه‌ریزی مورد بررسی قرار گیرد، برای نمونه هنگام استحصال زمین در آب‌های کم عمق ساحلی در مقیاس بزرگ.

ب) جریان کشندی به جریان افقی آب دریا گفته می‌شود که همراه با تغییرات کشندی تراز آب دریا به وجود می‌آید. این تغییرات شامل مولفه‌های کشندی (کشند روزانه، کشند نیم‌روزانه و غیره) تراز آب بوده و در نتیجه ماهیت پررودیک (متناوب) دارند.

۳) جریان‌های ناشی از باد

هنگامی که باد بر روی سطح دریا می‌وزد، زبری موجود در لایه مرزی بین هوا و سطح دریا سبب تولید یک تنش برشی می‌شود که به ایجاد جریان بر روی سطح دریا می‌انجامد. هنگامی که این جریان ایجاد می‌شود، ویسکوزیته گردابی آشفته آب دریا سبب کشیده شدن و حرکت دادن لایه‌های پایین‌تر بر روی لایه‌های بالاتر می‌شود. اگر جهت و سرعت باد برای مدت‌زمان نسبتاً طولانی ثابت بماند، جریان به نوعی حالت ماندگار می‌رسد. به‌چنین جریانی، جریان ناشی از باد گفته می‌شود.

۴) جریان‌های نزدیک ساحل

در ناحیه شکست امواج، جریان ویژه‌ای به نام جریان نزدیک ساحل ناشی از امواج وجود دارند. از آنجا که جریان‌های نزدیک ساحل درون ناحیه شکست امواج ایجاد می‌گردد، رسوبات معلق را با خود حمل کرده و سبب تغییر توپوگرافی سواحل می‌شود. بنابراین درک الگوی جریان نزدیک ساحل به تفسیر دقیق‌تر تغییر توپوگرافی ساحل می‌انجامد.

۷-۲- نیروهای وارد بر سازه‌ها و اعضای مستغرق

رویه استاندارد در محاسبه نیروهای پسا و برآ ناشی از جریان‌های وارد بر یک عضو یا یک سازه مستغرق یا در نزدیکی سطح آب، استفاده از روابط (۷-۱) و (۷-۲) می‌باشد:

(۱) نیروی پسا

$$F_D = \frac{1}{2} C_{D...0} A U^2 \quad (7-1)$$

که در آن:

F_D : نیروی پسا وارد بر یک جسم در جهت جریان (kN)

C_D : ضریب پسا

$0..._0$: چگالی آب (t/m^3)

A : مساحت تصویر شده جسم در جهت جریان (m^2)

U : سرعت جریان (m/s)

(۲) نیروی برآ

$$F_L = \frac{1}{2} C_{L...0} A_L U^2 \quad (7-2)$$

که در آن:

F_L : نیروی برآ وارد بر یک جسم در جهت عمود بر جریان (kN)

C_L : ضریب برآ

A_L : مساحت تصویر شده جسم در جهت عمود بر جریان (m^2)

تفسیر

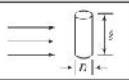
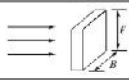
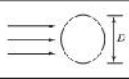
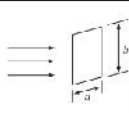
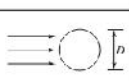
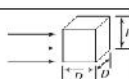
نیروی سیال ناشی از جریان وارد بر اعضای یک سازه حمایت شده توسط شمع همچون اسکله، خط لوله، یا قطعات آرمور یک سنگریز، با مربع سرعت جریان متناسب می‌باشد. این نیرو را می‌توان به دو بخش نیروی پسا که در جهت جریان وارد می‌شود و نیروی برآ که در جهت عمود بر جریان وارد می‌شود، تقسیم کرد. همچنین توجه شود که یک جسم لوله‌ای شکل جداره نازک مستغرق ممکن است تحت اثر لرزش‌هایی به واسطه گردابه‌های ناشی از جریان قرار گیرد.

نکات فنی

(۱) ضریب پسا

نیروی پسایی که از طرف جریان بر یک جسم مستغرق وارد می‌شود از دو مولفه «مقاومت سطحی» ناشی از زبری و «پسای شکل» ناشی از اختلاف فشار پیرامون جسم، تشکیل شده است. ضریب پسا بسته به شکل جسم، زبری، جهت جریان، و عدد رینولدز تغییر می‌کند. بنابراین مقدار مناسب ضریب پسا را باید با توجه به شرایط مورد نظر تعیین کرد. هنگامی که عدد رینولدز بزرگتر از 10^3 باشد، می‌توان مقادیر ارائه شده در جدول (۲-۲۲) را به عنوان مقادیر استاندارد برای ضریب پسا به کار گرفت. توجه شود که در مورد یک استوانه دایروی یا کره با سطح هموار، پدیده‌ای وجود دارد که سبب می‌شود ضریب پسا در اعداد رینولدز پیرامون 10^5 دچار افت ناگهانی شود. باین حال، در مورد یک استوانه دایروی با سطح ناهموار، این افت چندان بزرگ نبوده و ضریب پسا به میزان ثابتی کاهش می‌یابد که به زبری نسبی بستگی دارد. در مورد مقادیر ضریب پسا برای حالتی که یک منشور یا یک عضو L شکل به صورت مورب نسبت به جهت جریان مطرح باشد، به منابع و مراجع موجود در این زمینه مراجعه شود. داده‌های مربوط به مکعب از نتایج آزمایش‌های انجام شده توسط *Hase* و *Mitsuyasu Hamada* به دست آمده است.

جدول ۲-۲۲- مقدار ضریب پسا برای شکل‌های مختلف

شکل	مساحت تصویر شده	ضریب پسا
استوانه دایروی (سطح هموار)	 $D l$	$1.0 (\ell > D)$
منشور مستطیلی	 $B l$	$2.0 (\ell > B)$
منحنه دایره ای	 $\frac{\pi}{4} D^2$	1.2
منحنه تخت	 $a b$	$a/b = 1 \rightarrow 1.12$ $a/b = 2 \rightarrow 1.15$ $a/b = 4 \rightarrow 1.19$ $a/b = 10 \rightarrow 1.29$ $a/b = 18 \rightarrow 1.40$ $a/b = \infty \rightarrow 2.01$
کره	 $\frac{\pi}{4} D^2$	$0.5 \sim 0.2$
مکعب	 D^2	$1.3 \sim 1.6$

(۲) ضریب برآ

همانند ضریب پسا، ضریب برآ بسته به شکل جسم، جهت جریان و عدد رینولدز تغییر می‌کند. *باین حال*، ضریب برآ هنوز به درستی بررسی نشده است (به بند (۵-۴-۱) نیروی موج وارد بر اعضای استوانه‌ای، مراجعه شود).

(۳) نیروی جریان وارد بر موج‌شکن مستغرق

همانند نیروی وارد بر پیشانی قسمت مستغرق در محل دهانه موج‌شکن‌های محافظ در برابر سونامی، *Iwasaki* و همکاران فشاری را که از طرف جریان بر پیشانی وارد می‌شود، محاسبه کرده و مقدار ۰/۹۴ را برای ضریب پسا و ۰/۴۸ را برای ضریب برآ به دست آورده‌اند. *Tanimoto* و همکاران اندازه‌گیری‌های مشابهی را انجام داده و مقادیر ۱/۰ تا ۱/۵ را برای ضریب پسا و ۰/۵ تا ۰/۸ را برای ضریب برآ به دست آورده‌اند. *با این حال*، آنها همچنین اشاره نموده‌اند که وقتی سرعت جریان در دهانه موج‌شکن زیاد باشد، فشار گرادیان سطحی آب سبب افزایش مقادیر ضرایب پسا و برآ می‌شود.

۷-۳- وزن سنگ‌های آرمور و بلوک‌های بتنی مورد نیاز در برابر جریان

رویکرد استاندارد در محاسبه وزن قطعات آرمور مورد نیاز (قطعات سنگی و غیره) برای یک سنگریز که قرار است در برابر جریان پایدار بماند، به کارگیری آزمایش‌های مدل هیدرولیکی مناسب یا استفاده از رابطه (۷-۳) می‌باشد:

$$M = \frac{f_{...r} U^6}{48 g^3 y^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3} \quad (7-3)$$

که در آن:

M : حداقل وزن بلوک‌ها و قطعات سنگی آرمور (t)

$f_{...r}$: چگالی بلوک‌ها و قطعات سنگی آرمور (t/m^3)

U : سرعت جریان بالای بلوک‌ها و قطعات سنگی آرمور (m/s)

g : شتاب جاذبه ($9/81 \text{ m/s}^2$)

y : ثابت *Isbash* (۱/۲۰) برای سنگ‌های مدفون؛ ۰/۸۶ برای سنگ‌های نمایان (در معرض جریان)

S_r : گرانش ویژه قطعات سنگی آرمور و بلوک‌ها نسبت به آب

θ : زاویه شیب در جهت محوری بستر کانال (درجه)

نکات فنی(۱) رابطه *Isbash*

در رابطه با وزن قطعات سنگی که در برابر جریان پایدار بمانند، مرکز پژوهش مهندسی سواحل ارتش آمریکا (CERC)^۲ رابطه (۷-۳) را برای میزان وزن مورد نیاز یک قطعه سنگ برای آنکه از آب‌شستگی ناشی از جریان‌های کشندی (جزرومدی) پیشگیری کند، ارائه کرده است.

² US Army Coastal Engineering Research Center

۲) ثابت *Isbash*

رابطه (۳-۷) با فرض برقراری تعادل بین پسای ناشی از جریان وارد بر یک جسم کروی واقع بر یک سطح شیبدار و مقاومت زبری جسم، به دست آمده است. ضریب γ ثابت *Isbash* نامیده می‌شود. به نظر می‌رسد که *Isbash* مقادیر $1/20$ و $0/86$ را به ترتیب برای قطعات سنگی مدفون و قطعات سنگی نمایان، تعیین کرده اما جزئیات آن آورده نشده است. از آنجا که رابطه (۳-۷) با در نظر گرفتن تعادل نیروها برای جریان ماندگار به دست آمده است، در موقعیت‌هایی که انتظار شکل‌گیری گردابه‌های قوی وجود دارد، ضرورت دارد تا از قطعات سنگی با وزن بیشتر استفاده شود.

۳) قطعات آرمور مورد استفاده برای سنگریز در موقعیت دهانه موج‌شکن‌های محافظ در برابر سونامی

Iwasaki و همکاران آزمایش‌های جریان ماندگار دوبعدی را انجام دادند که در آنها از بلوک‌های بتنی پیش‌ساخته به‌عنوان قطعات آرمور سنگریز در دهانه موج‌شکن‌های طراحی شده به‌منظور محافظت لنگرگاه‌ها و نواحی ساحلی در برابر سونامی، استفاده شده بود. آنها میزان $1/08$ را برای ثابت *Isbash* مربوط به رابطه (۳-۷) به دست آوردند. *Tanimoto* و همکاران آزمایش‌های سه‌بعدی را برای دهانه یک موج‌شکن محافظ در برابر سونامی انجام داده به توضیح ساختار مدل جریان سه‌بعدی در پیرامون دهانه پرداختند و رابطه بین «ضریب آسیب» و ثابت *Isbash* را برای حالتی که از بلوک‌های بتنی پیش‌ساخته به‌عنوان مصالح پوششی استفاده می‌شد، ارائه کردند.

فصل ۸

نیروهای خارجی وارد بر

جسم شناور و حرکات آن

۸-۱- کلیات

هنگام طراحی یک جسم شناور و تاسیسات مرتبط با آن باید به حرکات ناشی از نیروهای خارجی که به واسطه بادهای، جریان‌ها، امواج و همچنین نیروی مهاربندی در جسم شناور ایجاد می‌شوند، توجه نمود.

تفسیر

(۱) جسم شناور

در حالت کلی، جسم شناور به سازه‌ای گفته می‌شود که در سطح آب، به صورت شناور بوده و حرکات آن در حین کاربری در محدوده ویژه‌ای مجاز می‌باشد. هنگام طراحی یک جسم شناور، ضرورت دارد که کارکردهای مورد انتظار از آن و همچنین ایمنی آن مورد بررسی قرار گیرد. این در حالی است که عموماً شرایط طراحی هنگام برآورد کارکردهای آن، با شرایط طراحی هنگام ارزیابی ایمنی آن، متفاوت می‌باشد.

(۲) تجهیزات مهاربندی

تجهیزات مهاربندی دارای انواع گوناگونی بوده و عموماً شامل ترکیبی از طناب‌های مهاربندی، لنگرهای مهاربندی، لنگر وزنی، وزنه‌های میانی، بویه‌های میانی، میله‌های مهاربندی، بست‌های اتصالی، و ضربه‌گیرها (فندرها) می‌باشند. تجهیزات مهاربندی تأثیر بسیار زیادی بر حرکات یک جسم شناور دارند و بنابراین طراحی ایمن و مناسب این تجهیزات از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می‌باشد.

نکات فنی

(۱) طبقه بندی اجسام شناور

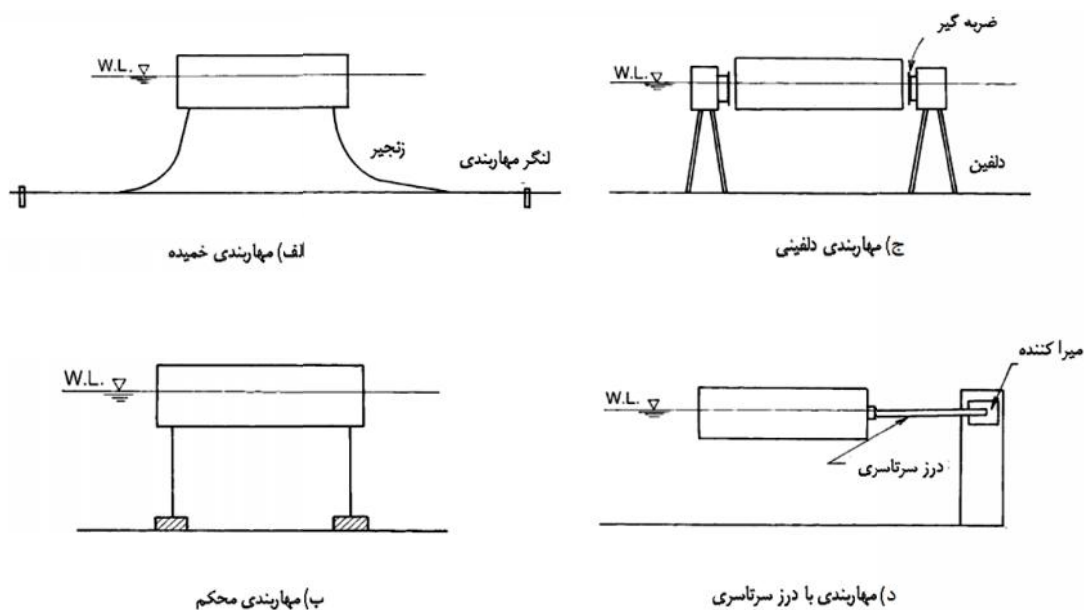
اجسام شناوری که به عنوان تاسیسات بندر و لنگرگاه به کار می‌روند را می‌توان به مواردی همچون پایانه‌های شناور، سکوهای فراساحلی شناور نفت، موج‌شکن‌های شناور، بویه‌های مهاربندی و پل‌های شناور تقسیم‌بندی کرد. علاوه بر این، هم‌اکنون پژوهش‌هایی در زمینه ساخت سازه‌های شناور فوق‌العاده بزرگ در حال انجام می‌باشد.

(۲) طبقه بندی روش‌های مهاربندی و جنبه‌های ویژه هر روش

اجسام شناور را می‌توان از نظر نوع روش مهاربندی نیز طبقه‌بندی کرد. همانگونه که در زیر توصیف شده است، روش‌های مهاربندی شامل مهاربندی خمیده (مهاربندی سست)، مهاربندی محکم و مهاربندی دلفینی می‌باشد.

الف) مهاربندی خمیده (شکل (۲-۸۲-الف))

مهاربندی خمیده رایج‌ترین روش مهاربندی می‌باشد. در این روش طول زنجیر یا هر چیز دیگری که برای مهاربندی استفاده شده است را آنقدر طولانی می‌کنند که دچار شکم‌دادگی شده و سست شود. این بدان معناست که نیروی مهارکننده حرکات جسم شناور، کوچک می‌باشد، با این حال کارکرد سیستم مهاربندی، حفظ جسم شناور در موقعیتی تقریباً ثابت می‌باشد. مهاربندی خمیده دارای انواع گوناگونی می‌باشد که به عواملی همچون جنس طناب‌های مهاربندی، تعداد طناب‌های مهاربندی، و وجود یا عدم وجود لنگرهای وزنی و بویه‌های میانی، بستگی دارد.



شکل ۲-۸۲- نمونه‌هایی از روش‌های مهاربندی یک جسم شناور

ب) مهاربندی محکم (شکل ۲-۸۲-ب))

در این روش مهاربندی، حرکات جسم شناور تا حد زیادی کاهش داده می‌شود. سکوی شناور پایه کششی (TLP) نمونه‌ای از این نوع مهاربندی می‌باشد. در این روش طناب‌های مهاربندی تحت کشش اولیه بزرگی قرار می‌گیرند به گونه‌ای که حتی وقتی جسم شناور حرکت می‌کند، شکم نداده یا سست نمی‌شوند. از مزیت‌های این روش آن است که جسم شناور حرکت چندانی نمی‌کند و فضای کوچکی برای نصب طناب‌های مهاربندی نیاز است. با این حال باید به این واقعیت نیز توجه شود که به دلیل نیروی کششی زیادی که در طناب‌های مهاربندی ایجاد شده است طراحی خطوط به عاملی بحرانی در ایمنی جسم شناور تبدیل می‌شود.

پ) مهاربندی دلفینی (شکل ۲-۸۲-ج))

در این روش، مهاربندی توسط یک دلفین شمعی یا یک دلفین وزنی فراهم می‌شود. عموماً این روش برای مهار کردن حرکات یک جسم شناور در جهت افقی، مناسب بوده ولی در عین حال نیروی مهاری بزرگی به دلفین وارد می‌شود. این روش برای مهاربندی قطعات شناور سکوه‌های فراساحلی نفت به کار رفته است.

ت) روش مهاربندی با استفاده از یک اتصال سرتاسری (شکل ۲-۸۲-د))

سیستم مهاربندی نشان داده شده در شکل (۲-۸۲-د) نمونه‌ای از یک روش مهاربندی می‌باشد که می‌تواند برای مهار کردن یک جسم شناور بزرگ فراساحلی به کار برد. نمونه‌هایی از سیستم‌های مهاربندی که در آن‌ها از یک اتصال سرتاسری در بستر دریا استفاده می‌شود عبارت است از بویه مهاربندی از نوع «مهاربندی تک لنگری» (SALM) و برج «تاسیسات دریایی اجرای استوانه‌ای» (MAFCO).

۸-۲- نیروهای خارجی وارد بر جسم شناور

وقتی تاسیسات بندر و لنگرگاه از سازه شناور ساخته شود، رویه استاندارد آن است که نیروهای زیر در محاسبات طراحی تعیین شوند: نیروی پسای باد، نیروی پسای جریان، نیروی برانگیزنده موج، نیروی رانش موج، نیروی مقاوم تولید موج، نیروی بازیابی و نیروی مهاربندی. این نیروها را باید با توجه به روش مهاربندی جسم شناور و اندازه تاسیسات موردنظر، با استفاده از یک روش تحلیلی مناسب یا آزمایش‌های مدل هیدرولیکی، تعیین نمود.

نکات فنی

(۱) نیروی پسای باد

باد به سازه شناوری که بخشی از آن بر روی آب قرار دارد، نیرو وارد می‌کند که این نیرو را نیروی پسای باد (یا فشار باد) می‌نامند و متشکل از پسای فشاری و پسای زبری می‌باشد. اگر اندازه جسم شناور نسبتاً کوچک باشد، پسای فشاری بخش غالب نیروی پسای باد را تشکیل می‌دهد. پسای فشاری با مجذور سرعت باد، متناسب بوده و توسط رابطه (۸-۱) بیان می‌شود:

$$F_w = \frac{1}{2} \rho_a C_{DW} A_W U_W^2 \quad (8-1)$$

که در آن:

F_w : نیروی پسای باد (N)

ρ_a : چگالی هوا ($1/23 \text{ kg/m}^3$)

A_W : مساحت تصویر شده بخشی از جسم شناور که بالای سطح آب دریا قرار دارد نسبت به جهتی که باد می‌وزد (m^2)

U_W : سرعت باد (m/s)

C_{DW} : ضریب پسای باد



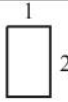

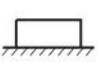

ضریب پسای باد یک ثابت تناسب است و با اصطلاح ضریب فشاری باد نیز شناخته می‌شود و آن را می‌توان با استفاده از آزمایش‌های تونل باد یا روش‌های مشابه تعیین کرد و نیز می‌توان از مقداری استفاده نمود که در آزمایش‌های پیشین برای سازه‌ای با شکل مشابه سازه مورد مطالعه کنونی، به دست آمده است.

در مورد اجسامی که در جریان یکنواخت قرار دارند، مقادیر پیشنهادی ضریب پسای باد در جدول (۲-۲۳) ارائه شده است. همانگونه که در این جدول مشاهده می‌شود ضریب پسای باد بسته به شکل جسم شناور تغییر می‌کند، اما به جهت وزش باد و عدد رینولدز نیز بستگی دارد. توجه شود که اینگونه فرض شده است که فشار باد در جهت جریان باد عمل می‌کند و نقطه‌ای که این ضریب برای آن تعیین شده است مرکز ثقل تصویر قسمتی از جسم می‌باشد که بالای سطح آب قرار دارد. با این حال، توجه به این واقعیت نیز ضرورت دارد که اگر جسم شناور بزرگ باشد فرض یاد شده لزوماً درست نمی‌باشد. علاوه بر این، در عمل سرعت باد در جهت عمودی، یکنواخت نیست و همچنین مقدار سرعت باد U_W به کار رفته در محاسبه فشار باد، مربوط به تراز ۱۰ متر بالاتر از سطح دریا می‌باشد.

(۲) نیروی پسای جریان

وقتی جریانی همچون جریان‌های کشندی وجود داشته باشد، به‌نوبه خود نیرویی را به‌بخش غوطه‌ور جسم شناور وارد می‌کند که این نیرو را فشار جریان یا نیروی پسای جریان می‌نامند. مشابه نیروی پسای باد، این نیرو نیز با مجذور سرعت جریان متناسب است. با این حال توجه شود، از آنجا که سرعت جریان معمولاً کوچک است، درعمل نیروی پسای جریان با مجذور سرعت جریان نسبت به سرعت حرکت جسم شناور، متناسب در نظر گرفته شده و توسط رابطه (۲-۸) بیان می‌گردد.

جدول ۲-۲۳- ضریب فشار باد

→ 	سطح مقطع مربعی	2.0
→ 	"	1.6
→ 	سطح مقطع مستطیلی نسبت طول به عرض = 2:1	2.3
→ 	"	1.5
→ 	" وقتی که یک وجه روی زمین قرار دارد	1.2
→ 	سطح مقطع دایروی (سطح هموار)	1.2

$$F_C = \frac{1}{2} \int \dots_0 C_{DC} A_C |U_C - U| (U_C - U) \quad (2-8)$$

که در آن:

F_C : نیروی پسای جریان (N)

\dots_0 : چگالی سیال (مربوط به آب دریا، 1030 kg/m^3)

A_C : مساحت تصویر شده قسمت غوطه‌ور جسم شناور در جهت حرکت جریان (m^2)

U_C : سرعت جریان (m/s)

U : سرعت جریان جسم شناور (m/s)

C_{DC} : ضریب پسای مربوط به جریان

ضریب پسای C_{DC} ، تابعی از عدد رینولدز است و درعین حال هنگامی که عدد رینولدز بزرگ باشد، می‌توان از مقادیر ارائه شده برای جریان یکنواخت در جدول (۲-۲۰) در بند (۲-۷) نیروهای جریان وارد بر سازه‌ها و اعضای مستغرق، استفاده کرد. ضریب پسای جریان، بسته به شکل جسم شناور و جهت جریان تغییر می‌کند. مشابه حالتی که برای فشار باد گفته شد، جهت نیروی وارد از طرف جریان و جهت خود جریان، لزوماً یکسان نیست. درحالت کلی، هرچه قسمت غوطه‌ور جسم شناور

در مقایسه با عمق آب، عمیق‌تر باشد، ضریب پسای جریان‌ها بزرگتر خواهد شد که به این پدیده اثر خزش گفته می‌شود و ضریب پسا به این دلیل افزایش می‌یابد که هرچه فاصله بین بستر دریا و کف جسم شناور، کوچکتر باشد، عبور جریان آب از این فاصله خالی سخت‌تر می‌شود.

(۳) نیروی برانگیزنده موج

با فرض آنکه موقعیت جسم شناور در آب ثابت فرض شود، نیروی برانگیزنده موج نیرویی خواهد بود که توسط امواج برخوردکننده به جسم شناور وارد می‌شود. این نیرو از دو مولفه تشکیل شده است یکی نیرویی خطی می‌باشد که با دامنه امواج برخوردکننده متناسب است و دیگری نیروی غیرخطی می‌باشد که با مجذور دامنه امواج برخوردکننده متناسب است. نیروی خطی، نیرویی می‌باشد که از طرف امواج برخوردکننده و در واکنش به تغییرشکل صورت گرفته در آنها به واسطه حضور جسم شناور، به جسم وارد می‌شود. پتانسیل سرعت مربوط به حرکت موج تغییرشکل یافته را می‌توان با استفاده از نظریه تفرق موج به دست آورد. از طرف دیگر، نیروی غیرخطی، به نوبه خود از دو مولفه تشکیل شده است که یکی نیرویی می‌باشد که از ماهیت دامنه محدود امواج، سرچشمه می‌گیرد و دیگری نیرویی است که با مجذور سرعت جریان متناسب است. نیروی اول که ناشی از اثر دامنه محدود امواج می‌باشد را می‌توان به طور نظری مورد تحلیل قرار داد، اما در عمل اغلب از آن چشم پوشی می‌شود. باین حال، مقدار نیروی دوم که با مجذور سرعت جریان متناسب است، بزرگ خواهد شد، به ویژه هنگامی که قطر جسم شناور در مقایسه با طول موج، نسبتاً کوچک باشد. این نیرو را باید به طور آزمایشگاهی تعیین نمود.

(۴) نیروی رانش موج

هنگامی که امواج به یک جسم شناور برخورد کنند، مرکز حرکات جسم شناور به تدریج در جهت انتشار موج، تغییر جهت خواهد داد. نیرویی که سبب این تغییر جهت می‌شود، نیروی رانش موج نامیده می‌شود. اگر فرض شود که جسم شناور، دوبعدی بوده و انرژی موج هنوز پراکنده نشده است، می‌توان نیروی رانش موج را توسط روابط (۳-۸) و (۴-۸) تعیین کرد:

$$F_d = \frac{1}{8} \int \dots_0 g H_i^2 R \quad (3-8)$$

$$R = K_R^2 \left\{ 1 + \frac{4fh/L}{\sinh(4fh/L)} \right\} \quad (4-8)$$

که در آن:

ρ : چگالی آب دریا (kg/m^3)

F_d : نیروی رانش موج در واحد عرض (N/m)

H_i : ارتفاع موج برخوردکننده (m)

K_R : ضریب بازتاب

R : ضریب نیروی رانش

اگر ابعاد جسم شناور در مقایسه با طول موج، بسیار کوچک باشد، می‌توان از نیروی رانش موج، چشم‌پوشی کرد زیرا در این حالت مقدار آن بسیار کوچکتر از نیروی برانگیزنده موج خواهد شد. باین حال، با بزرگتر شدن جسم شناور، نیروی رانش موج، غالب خواهد شد. وقتی امواج نامنظم به جسم شناوری وارد شوند که توسط نیروی مهاری کوچکی، مهاربندی شده

باشد، برای نمونه یک بویه مهاربندی تک نقطه‌ای که برای استفاده تانکرهای بزرگ طراحی شده است، آنگاه نیروی رانشی به عامل غالب تبدیل می‌شود زیرا سبب ایجاد حرکات رانشی آهسته در جسم شناور خواهد شد.

(۵) نیروی مقاوم تولید موج

وقتی یک جسم شناور در آب ساکن حرکت کند، به آب پیرامونی نیرو وارد کرده و همزمان نیروی واکنشی از طرف آب به جسم شناور وارد می‌شود که این نیروی واکنشی را نیروی مقاوم تولید موج می‌نامند. این نیرو را می‌توان با حرکت دادن جسم شناور در آب شناور و اندازه‌گیری نیروی واردبر آن، تعیین کرد. با این حال در حالت کلی برای تعیین این نیرو از یک روش تحلیلی استفاده می‌شود که در آن حرکات مختلف جسم شناور جداگانه بررسی شده و سپس پتانسیل سرعت که بیانگر حرکت سیال پیرامون شناور می‌باشد، به دست می‌آید. تنها نیرویی را می‌توان به‌طور تحلیلی تعیین کرد که با حرکت جسم شناور، متناسب باشد. بنابراین، نیروهای غیرخطی که با مجذور حرکت جسم متناسب می‌باشند را نمی‌توان به‌طور تحلیلی به دست آورد. جدای از نیروهای خطی (یعنی نیروهایی که با حرکت جسم شناور، متناسب هستند)، عبارتی که با شتاب جسم شناور متناسب است را عبارت جرم‌افزوده می‌نامند، حال آنکه عبارت متناسب با سرعت را عبارت میرایی موج می‌نامند.

(۶) نیروی بازایی

وقتی جسم شناور در آب ساکن حرکت می‌کند، به نیرویی که سبب بازگرداندن جسم شناور به موقعیت اولیه خود می‌گردد، نیروی بازایی استاتیکی گفته می‌شود. این نیرو توسط شناوری و گرانش، هنگام بالا و پایین رفتن، غلتش عرضی یا غلتش طولی جسم شناور، ایجاد می‌شود. عموماً این نیرو را متناسب با دامنه حرکت جسم شناور در نظر می‌گیرند، با این وجود اگر دامنه حرکت بسیار بزرگ شود، این تناسب از بین می‌رود.

(۷) نیروی مهاربندی

نیروی مهاربندی (نیروی نگهدارنده) به نیرویی گفته می‌شود که برای مهارکردن حرکت جسم شناور، ایجاد شده است. اندازه این نیرو تا حد زیادی به ویژگی‌های جابه‌جایی-بازایی سیستم مهاربندی بستگی دارد.

(۸) روش تعیین نیروی برانگیزنده موج و نیروی مقاوم ایجاد موج با استفاده از پتانسیل سرعت

روش به‌کار رفته برای تعیین نیروی برانگیزنده موج و نیروی مقاوم ایجاد موج، شامل مشتق‌گیری از پتانسیل سرعت که بیانگر حرکت سیال است، و سپس تعیین دو نیروی یاد شده از پتانسیل می‌باشد. روش تحلیل با استفاده از پتانسیل سرعت، برای تعیین نیروی برانگیزنده موج و نیروی مقاوم ایجاد موج مشابه بوده، با این تفاوت که شرایط مرزی آنها یکسان نمی‌باشد. پتانسیل سرعت را می‌توان با استفاده از روش‌های گوناگونی همچون روش تقسیم‌بندی ناحیه‌ای، روش رابطه انتگرالی، روش نواری یا روش اجزای محدود به دست آورد.

(۹) نیروی موج وارد بر جسم شناور ثابت با مقطع مستطیلی

وقتی موقعیت یک جسم شناور ثابت باشد، از پتانسیل سرعتی که شرایط مرزی بستر دریا و پیرامون جسم شناور را ارضا کند، می‌توان نیروی موج را به دست آورد. نیروی وارد بر یک جسم شناور که دارای مقطع مستطیلی طولی باشد، برای نمونه یک موج‌شکن شناور را می‌توان با استفاده از نظریه تقریبی Ito و Chiba به دست آورد.

۱۰) جنس تجهیزات مهاربندی

برای کسب اطلاعات در زمینه جنس تجهیزات مهاربندی و ویژگی‌های هرکدام، باید به منابع و مراجع مناسب مراجعه شود.

۱۱) نیروهای وارد بر سازه شناور بسیار بزرگ

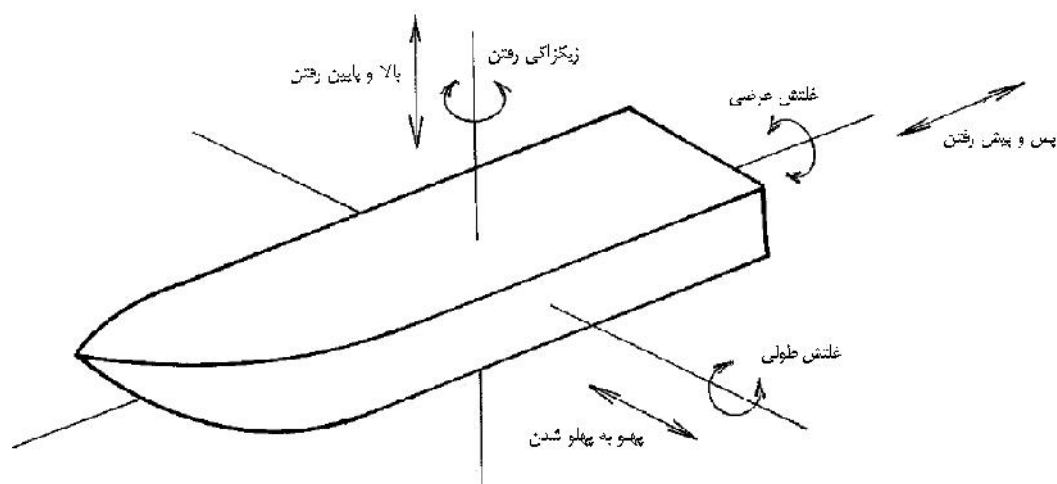
در مورد یک سازه شناور بسیار بزرگ (کلان شناور)، نیروهای خارجی توصیف شده در بندهای ۱ تا ۱۰ فوق، با آنچه برای یک جسم شناور کوچک به دست می‌آید، تفاوت دارد که دلیل آن اندازه بزرگ سازه و ویژگی‌های پاسخ ارتجاعی مربوط به سازه شناور می‌باشد. بنابراین، ضرورت دارد که بررسی‌های کافی در رابطه با حرکات و ویژگی‌های پاسخ الاستیک مربوط به سازه شناور، انجام شود.

۸-۳- حرکات جسم شناور و نیروی مهاربندی

حرکات یک جسم شناور و نیروی مهاربندی را باید با استفاده از یک روش تحلیلی مناسب یا آزمایش‌های مدل هیدرولیکی مطابق با شکل جسم شناور و ویژگی‌های نیروهای خارجی و سیستم مهاربندی، به دست آورد.

تفسیر

در صورتی که نیروهای خارجی شامل نیروهای ناشی از باد و امواج، نیروی بازبایی جسم شناور، نیروهای واکنشی طناب‌های مهاربندی و ضربه‌گیرها در نظر گرفته شوند، می‌توان حرکات یک جسم شناور را از حل رابطه دینامیکی تعیین کرد. اگر بتوان جسم شناور را یک جسم صلب فرض کرد، حرکات آن متشکل از شش مولفه خواهد بود که در شکل (۲-۸۳) نشان داده شده است و عبارتند از پس‌وپیش رفتن (surging)، پهلو به پهلو شدن (swaying)، بالا و پایین رفتن (heaving)، غلتش عرضی (rolling)، غلتش طولی (pitching)، زیگزآگی رفتن (yawing).



شکل ۲-۸۳- مولفه‌های حرکت شناور

از این بین، حالت‌هایی که بیانگر حرکات در صفحه افقی می‌باشند یعنی پس‌وپیش رفتن، پهلو به پهلو شدن و زیگزآگی رفتن، ممکن است دارای نوسانات بلندمدت در حدود چند دقیقه یا بیشتر باشند. چنین نوسانات بلندمدتی، تاثیر زیادی بر طراحی سیستم مهاربندی و نیز مساحت اشغال شده توسط یک شناور، در موقعیت یک بویه مهاربندی می‌گذارد. به همین دلیل می‌توان نوسانات

بلندمدت را به‌طور جداگانه در نظر گرفت و هنگام انجام تحلیل، فقط نیروی رانش موج و مولفه‌های بلندمدت نوسانات ناشی از باد و موج را به‌عنوان نیروهای خارجی به حساب آورد.

اگر جسم شناور خیلی طویل باشد ممکن است حرکات جسم شناور با تغییر شکل الاستیک جسم همراه شود که باید در صورت ضرورت بررسی شود.

نکات فنی

(۱) روش‌های حل روابط حرکت

الف) روش حل روابط حالت پایدار برای روابط غیرخطی حرکت

روابط حرکت مربوط به یک جسم شناور از نوع غیرخطی بوده و حل آن‌ها ساده نیست. با این وجود، اگر فرض شود که دامنه حرکات کوچک است، می‌توان با به‌کارگیری تقریب خطی به‌جای مولفه‌های غیرخطی، روابط حرکت را خطی کرده و آنگاه با روش‌های نسبتاً ساده آن‌ها را حل کرد. برای نمونه، در مورد یک جسم شناور سه‌بعدی، ساده‌سازی روابط غیرخطی در نهایت به یک دستگاه روابطی منجر می‌شود که دارای شش رابطه خطی برحسب دامنه‌ها و فازهای شش نوع حرکت ممکن برای یک جسم شناور (غلتش عرضی، غلتش طولی و غیره) می‌باشد. توجه شود که در صورتی که جسم شناور صلب و حرکات آن خطی فرض شود، حرکات آن با نیروهای خارجی متناسب خواهد بود، به‌ویژه اگر باد یا جریان وجود نداشته باشد آنگاه حرکات با ارتفاع موج متناسب می‌باشد.

ب) شبیه‌سازی عددی حرکات غیرخطی

عموماً نیروی پسای باد و نیروی پسای جریان غیرخطی و نیروهای مهاری مربوط به تجهیزات مهاربندی نیز اغلب غیرخطی می‌باشد. در این صورت یک راه‌حل موثر شامل بکارگیری شبیه‌سازی عددی خواهد بود که در آن روابط حرکت برای تعدادی گام زمانی به‌طور پیش‌رونده حل می‌شوند. امروزه استفاده از چنین شبیه‌سازی عددی، فراگیر می‌باشد. در ابتدا، داده‌های سری زمانی (که به‌عنوان نیروهای خارجی به‌کار خواهند رفت) مربوط به نیروی برانگیزنده موج و سرعت جریان ناشی از امواج به‌دست آمده از ورودی طیف موج و پیشروی‌کننده (برخوردکننده) به‌دست می‌آیند. سپس سرعت نوسانی باد از طیف باد، استخراج می‌شود. نیروهای خارجی به‌دست آمده از این داده‌های سری زمانی، به‌عنوان ورودی روابط حرکت مربوط به جسم شناور به‌کار رفته، و داده‌های سری زمانی مربوط به حرکات جسم شناور و نیروی مهاربندی محاسبه می‌شوند.

برای تحلیل حرکات همه انواع اجسام شناور از شبیه‌سازی‌های عددی استفاده می‌شود. توجه شود که معمولاً موارد گفته‌شده در زیر به‌عنوان پیش‌شرط‌های یک شبیه‌سازی عددی در نظر گرفته می‌شوند: (۱) سیال ایده‌آل می‌باشد، (۲) دامنه حرکات جسم شناور، کوچک می‌باشند و (۳) امواج پیشروی‌کننده (برخوردکننده) خطی بوده و امکان برهم‌نهی آنها فراهم می‌باشد. اگر نتوان این فرضیات را به‌کار گرفت، ضرورت دارد از آزمایش‌های مدل هیدرولیکی استفاده شود.

(۲) آزمایش مدل هیدرولیکی

آزمایش مدل هیدرولیکی به‌عنوان راه‌کاری مطمئن برای تعیین حرکات یک جسم شناور و نیروی مهاربندی، مطرح است و تاکنون، برای بسیاری از انواع اجسام شناور از آزمایش‌های مدل هیدرولیکی استفاده شده است.

۳) قانون شباهت برای سیستم‌های مهاربندی

بسته به روش مهاربندی به کار رفته، ویژگی‌های حرکتی یک جسم شناور، تا حد زیادی تغییر می‌کند. بنابراین هنگام انجام آزمایش مدل هیدرولیکی برای یک جسم شناور، در نظر گرفتن قوانین شباهت برای مشخصات نیروی واکنشی و جابه‌جایی تجهیزات مهاربندی اهمیت به‌سزایی دارد. برای نمونه، در مورد طناب مهاربندی، اگر جنس ماده به کار رفته در آزمایش‌های مدل هیدرولیکی مشابه جنس ماده به کار رفته در پروژه اصلی باشد و فقط اندازه‌ها با مقیاس مشخصی کوچک و شکل‌ها یکسان نگه داشته شده باشند، آنگاه قانون شباهت قابل اعمال نخواهد بود و برای برقراری این قانون ضرورت دارد که مدول ارتجاعی ماده به کار رفته در مدل‌ها نیز نسبت به نمونه اصلی، با مقیاس مشخصی کاهش داده شود. با این حال، در عمل گاهی نمی‌توان چنین ماده‌ای را یافت و در این‌گونه موارد باید تمهیدات دیگری اندیشیده شود.

فصل ۹

هیدرولیک خور

۹-۱- کلیات

هنگام برنامه‌ریزی و طراحی تاسیسات بندر و لنگرگاه در یک خور، یعنی جایی که رودخانه به دریا جریان می‌یابد، باید برآورد مناسبی از پدیده‌های هیدرولیک خور از قبیل وضعیت جریان در زمان‌های آب بالا و آب پایین در رودخانه، بار بستر، تغییرات کشندی و جریان‌های چگال، و وجود همزمان امواج و جریان رودخانه، انجام شود.

تفسیر

خور علاوه بر اثر جریان خروجی آب شیرین حین سیلابی شدن و خشک شدن، و انتقال رسوب رودخانه‌ای، تحت تاثیر تغییرات تراز کشندی، امواج، جریان‌های کشندی، جریان‌های کرانه‌ای و انتقال رسوبات کرانه‌ای قرار دارند. در نتیجه پدیده‌های هیدرولیکی گوناگونی همچون تغییرات دوره‌ای تراز آب و سرعت جریان، شکل‌گیری جریان‌های چگال و نشست و انباشت رسوبات، رخ می‌دهد. این پدیده‌ها تاثیر چشمگیری بر رژیم جریان خور و انتقال رسوب و دیگر موارد دارد. بنابراین ضروری است هنگام مطالعه هیدرولیک خور، به شرایط رودخانه‌ها و دریا توجه شود.

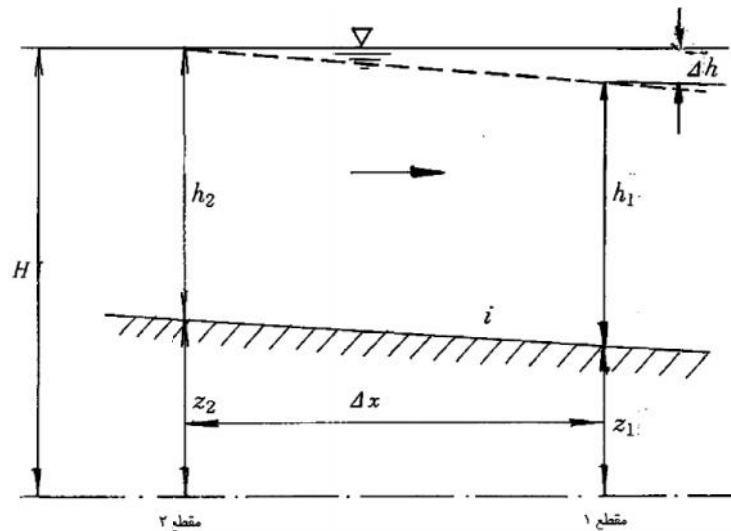
نکات فنی

(۱) کشندهای رودخانه

تراز سطح آب در یک کانال رودخانه‌ای را می‌توان با استفاده از رابطه (۹-۱) یا رابطه (۹-۲) محاسبه کرد.

(الف) وقتی میزان کشندها ناچیز باشد (به شکل (۲-۸۴) نگاه شود)

$$Uh = h_1 - h_2 = z_2 - z_1 - \frac{rQ^2}{2gs} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) - \frac{Q^2}{2} \left(\frac{1}{K_1^2} - \frac{1}{K_2^2} \right) Ux \quad (1-9)$$



شکل ۲-۸۴- دیاگرام نشان دهنده منحنی‌های تراز آب

ب) وقتی کشندها در نظر گرفته شوند

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{2QB}{gA^2} \frac{\partial H}{\partial t} - \frac{Q^2 B}{gA^3} \left(i + \frac{\partial H}{\partial x} \right) - \frac{Q^2}{gA^3} (H - z) \frac{\partial B}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{|Q|Q}{K^2} = 0 \\ \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (۲-۹)$$

که در آن:

h : اختلاف عمق آب در دو مقطع از کانال (m)

h_1 : عمق آب در مقطع ۱ (m)

h_2 : عمق آب در مقطع ۲ (m)

z_1 : ارتفاع بستر رودخانه نسبت به یک تراز مبنای دلخواه در مقطع ۱ (m)

z_2 : ارتفاع بستر رودخانه نسبت به یک تراز مبنای دلخواه در مقطع ۲ (m)

z : ارتفاع بستر رودخانه نسبت به یک تراز مبنای دلخواه (m)

Γ : ضریب سرعت ($\Gamma \approx 1/0$)

Q : نرخ (دبی) جریان (m^3/s)

A : سطح مقطع (m^2)

K : ظرفیت عبور جریان مقطع (m^3/s)، $K = A^2 R^{1/3} / n^2$

R : شعاع هیدرولیکی (m)

n : ضریب زبری مانینگ ($s/m^{1/3}$)

x : فاصله بین دو مقطع (m)

t : زمان (s)

B : عرض رودخانه (m)

H : تراز سطح آب از یک تراز مبنای دلخواه (m)، $H = h + z$

i : شیب بستر کانال

g : شتاب گرانش ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$)

رابطه (۱-۹) شکل اصلاح شده رابطه اساسی جریان غیریکنواخت در یک کانال با مقطع دلخواه می‌باشد. به همین دلیل، نمی‌توان این رابطه را برای یک خور که در آن اثرات کشندی قوی و یک جریان معکوس رو به بالادست حین مد رخ می‌دهد، به کار گرفت. با این حال، در صورتی که محدوده کشندی کوچک باشد (کمتر از ۲۰ سانتی‌متر) و ناحیه کشندی طولانی نباشد (تقریباً ۳ تا ۴ کیلومتر رو به بالادست) می‌توان آن را برای خور نیز مورد استفاده قرار داد. در چنین شرایطی، باید به این موضوع توجه شود که این رابطه را تنها می‌توان برای تخمین کمیت‌های هیدرولیکی حین برنامه‌ریزی به کار برد. زیرا محاسبات آن تقریبی بوده و تاثیر کشندها نادیده گرفته شده است.

روابط (۲-۹) بیانگر روابط حرکت و پیوستگی می‌باشند که با توجه به روابط اساسی جریان غیریکنواخت در یک رودخانه اصلاح شده است و در آن نرخ جریان و تراز آب، متغیر می‌باشد. به منظور تخمین تراز سطح آب و نرخ جریان ناشی از اثرات

کشند و گسترش سونامی به درون یک خور، می‌توان با استفاده از روابط (۲-۹) و با به‌کارگیری شرایط مرزی مناسب، این دو را همزمان حل نمود. باین‌حال، برای کانالی با مقطع متغیر، حل عددی روابط (۲-۹) آسان نمی‌باشد.

(۲) امواج واردشونده به یک خور

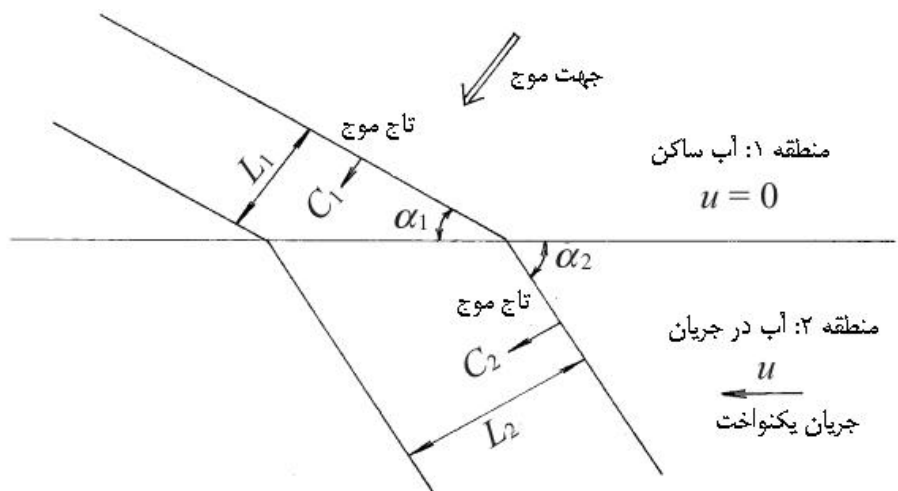
امواج هنگام ورود به درون دهانه یک رودخانه، توسط جریان‌ها دچار تغییر شکل می‌شوند. افزون‌بر انکسار ناشی از عمق آب، انکسار ناشی از اختلاف بین جهت‌های امواج و جریان‌ها نیز سبب استهلاک و کاهش ارتفاع موج می‌شود. باین‌حال، وقتی جهت امواج دقیقاً مخالف جریان رودخانه باشد، ممکن است ارتفاع موج به‌واسطه تبادل انرژی ناشی از اثر مسدودکنندگی جریان رودخانه یا تنش‌های تشعشعی، افزایش یابد. وقتی امواج مرتفع‌تر شده در کانال رو به بالادست پیشروی می‌کند، ارتفاع آن به تدریج به‌واسطه اثرات زبری‌های داخلی و خارجی، و نیز جریان‌های آشفته، کاهش می‌یابد. این اثرات مخالف، با ویژگی‌های امواج و جریان رودخانه مرتبط بوده و مکانیزم تغییر ارتفاع موج بسیار پیچیده می‌باشد.

الف) تغییر شکل امواج به‌واسطه جریان‌ها (امواج آب عمیق)

همانگونه که در شکل (۲-۸۵) مشاهده می‌شود، وقتی امواج با زاویه α نسبت به یک مرز مستقیم منتشر می‌شوند که بین دو ناحیه I (که آب در آن ساکن است) و ناحیه II (که آب در آن با سرعت یکنواخت در جریان می‌باشد) قرار گرفته است، در محل مرز بین دو ناحیه انکسار رخ می‌دهد و سبب تغییر سرعت موج و طول موج می‌شود. اگر بتوان امواج را از نوع آب عمیق در نظر گرفت (به عبارت دیگر عمق آب در مقایسه با طول موج در هر دو ناحیه I و II به‌قدر کافی عمیق باشد)، رابطه سرعت موج $C = \sqrt{L/2}$ ، به روابط (۳-۹) و (۴-۹) منجر می‌شود.

$$\left. \begin{aligned} \sin r_2 &= \sin r_1 / [I - (u/C_1) \sin r_1]^2 \\ L_2/L_1 &= [I - (u/C_1) \sin r_1]^{-2} \\ C_2/C_1 &= [I - (u/C_1) \sin r_1]^{-1} \end{aligned} \right\} \quad (3-9)$$

$$H_2/H_1 = \sqrt{\sin 2r_2 / \sin 2r_1} \quad (4-9)$$



شکل ۲-۸۵ - انکسار امواج در اثر جریان رودخانه

تغییر شکل امواج آب عمیق، هنگامی که دقیقاً در جهت مخالف جریان‌ها منتشر شوند، توسط رابطه (۵-۹) ارائه می‌شود:

$$\left. \begin{aligned} C_2/C_1 &= (1+m)/2 \\ L_2/L_1 &= (1+m)^2/4 \\ H_2/H_1 &= 1/\sqrt{1+4u/C_1} \\ m &= \sqrt{1+4u/C_1} \end{aligned} \right\} \quad (5-9)$$

که در آن:

۳: زاویه بین خط مرزی و قله موج (درجه)

u : سرعت جریان یکنواخت در ناحیه II (m/s) (مثبت هنگامی که جریان در جهت انتشار امواج باشد و منفی هنگامی که برخلاف آن باشد)

L : طول موج (m)

C : سرعت موج (m/s)

H : ارتفاع موج (m)

توجه شود که اندیس ۱ بیانگر ناحیه I (آب ساکن) و اندیس ۲ بیانگر ناحیه II (آب دارای جریان) می‌باشد. روابط (۳-۹) توسط Johnson و رابطه (۴-۹) توسط Longuest-Higgins و Stewart ارائه شده است. روابط (۵-۹) نیز توسط Yu به دست آمده است. طبق رابطه (۵-۹)، ارتفاع موج باید دقیقاً در جهت خلاف جریان، افزایش یابد و به طور نظری شکست موج هنگامی رخ می‌دهد که $u = -C/4$ باشد. باین حال، با توجه به آزمایش‌های Yu، موج در حوالی $u = -C/7$ به طور جزئی می‌شکند و ارتفاع آن کاهش می‌یابد. همچنین، باید به این نکته اشاره شود که رابطه (۵-۹) را نمی‌توان برای امواج پس از شکست، به کار گرفت.

(ب) تغییر شکل امواج توسط جریان‌ها (عمق آب محدود)

پیرامون دهانه یک رودخانه، یعنی جایی که عمق آب در مقایسه با طول موج مربوط به امواج پیشروی کننده، کم است، تغییر شکل امواج به ویژگی‌های امواج و جریان رودخانه و همچنین اندرکنش غیرخطی بین آنها بستگی دارد و لذا تخمین ارتفاع موج، کار چندان ساده‌ای نمی‌باشد.

Arthur محاسباتی را انجام داده و از آن طریق عمق سنجی بستر دریا و توزیع سرعت جریان را مشخص ساخته است. وی امواج را بلند خطی فرض نمود، به گونه‌ای که سرعت فاز امواج نسبت به جریان رودخانه توسط رابطه \sqrt{gh} بیان شود و تحت تاثیر جریان رودخانه قرار نداشته باشد. باین حال سرعت امواج عموماً تحت تاثیر جریان‌ها قرار داشته و با حالتی که جریان رودخانه‌ای وجود نداشته باشد، تفاوت دارد.

در مورد تغییر شکل موج پیرامون دهانه یک رودخانه، Iwagaki و همکاران روشی را برای محاسبه انکسار موج در یک میدان جریان واقع بر بستر ناهموار، ارائه کردند. باین حال، از آنجا که نمی‌توان سرعت فاز و سرعت گروهی امواج نسبت به جریان‌ها را از پیش مشخص ساخت، هیچ‌گونه بحث کمی صورت نگرفته است.

Sakai و همکاران یک روش عددی را برای تعیین طیف جهتی امواج نامنظم پیرامون یک ساحل، در شرایطی که عمق آب تغییر می‌کند و با حضور جریان، پیشنهاد کرده و محاسباتی را برای چندین حالت انجام دادند. برای نمونه این تصور وجود دارد که تغییر در جهت‌های اصلی موج بیشتر تحت تاثیر عمق آب قرار دارد و همچنین مولفه‌هایی از موج که

دارای فراوانی بیشتر از فراوانی بیشینه می‌باشند، تحت تاثیر جریان‌ها قرار دارند. با این حال، همچنان مطالعات بسیاری باید انجام شوند که در آنها تاثیر شکست موج نیز در نظر گرفته شده باشد.

در مورد ماهیت امواج، بلافاصله پس از ورود به یک خور و قرارگیری در مقابل جریان رودخانه، Hamada تغییراتی که امواج آب کم عمق ماندگار هنگام پیشروی در خور به آن دچار می‌شوند را برای دو حالت توزیع جریان عمودی، شامل یکنواخت و سهموی، تعیین کرد. بر اساس محاسبات Hamada هنگامی که $h = 15 \text{ cm}$ و $T = 1/2 \text{ s}$ و $u = 20 \text{ cm/s}$ برای هر دو توزیع یاد شده ارتفاع موج در مقایسه با حالتی که هیچ جریان رودخانه‌ای وجود نداشته باشد، ۵٪ افزایش می‌یابد. با این حال، نرخ افزایش ارتفاع جریان و کاهش طول موج ناشی از جریان رودخانه، در مورد توزیع سرعت سهموی، بیشتر از توزیع یکنواخت بود.

۳) نگهداری کانال و رسوب گذاری

الف) رسوب گذاری

هنگام ساخت یک لنگرگاه، اغلب ضرورت دارد که لایروبی انجام شود، به عبارت دیگر لازم است تا بستر رودخانه توسط حفاری عمیق‌تر شود تا امکان ایجاد کانال‌های ناوبری، حوضچه‌های مهاربندی و حوضچه‌های شناورهای کوچک، فراهم شود. حتی در مورد یک لنگرگاه موجود، اگر قرار باشد شناورهای بزرگتری وارد لنگرگاه شوند، ضرورت دارد تا به منظور افزایش عمق آب کانال‌های ناوبری و حوضچه‌های مهاربندی، لایروبی انجام پذیرد. رسوبات بستر دریا معمولاً تحت تاثیر نیروهای خارجی همچون جریان و موج قرار دارد. این بدان معناست که به دلیل رخداد رسوب گذاری، حتی پس از اتمام ساخت یک لنگرگاه، لازم است که عملیات لایروبی به طور دوره‌ای برای حفظ کارکرد لنگرگاه ادامه یابد.

رسوبات در قسمت خور یک خلیج کوچک، اغلب از ذرات ریزی همچون رس و لای (که از این پس لجن نامیده می‌شوند) تشکیل می‌شود. به پدیده‌ای که طی آن رسوبات ریزدانه از بستر جدا شده، انتقال و سپس در بستر دریا تجمع می‌یابند را «رسوب گذاری» می‌نامند. لنگرگاه‌های بسیاری با مشکل رسوب گذاری روبرو می‌باشند. پدیده رسوب گذاری را می‌توان به سه مرحله تقسیم کرد: جدا شدن و انتقال لجن بستر توسط جریان؛ اندرکنش دوجانبه بین موج و لایه لجن بستر؛ ته‌نشینی، تجمع و تحکیم. در خور، موج و جریان به طور همزمان وجود دارند، و در ناحیه‌ای که آب شور و شیرین ترکیب می‌شود، فرآیند لخته شدن افزایش می‌یابد.

اختلاف اصلی بین فرآیند رسوب گذاری و رانه ساحلی (بیشتر از نوع ماسه) در اندازه مختلف دانه‌های رسوبی، نهفته است. به واسطه ترکیب آب رودخانه با آب دریا در یک خور، لجنی که منجر به رسوب گذاری می‌شود، گرایش به لخته‌ای شدن دارد. پدیده لخته‌ای شدن سبب تغییرات چشمگیری در مشخصه‌های ته‌نشینی رسوبات ریزدانه می‌شود. ذرات ریز لجنی ته‌نشین شده بر بستر دریا طی یک فرآیند آب زدایی به رسوبات بستر تبدیل شده و سپس طی زمانی طولانی و به واسطه تحکیم، مقاومت آن به تدریج افزایش یافته و لذا مشخصه‌های مقاومتی لجن در مقابل فرسایش ناشی از نیروهای خارجی همچون موج و جریان، بسته به ویژگی‌های لجن (گذر زمان پس از ته‌نشینی یعنی درجه تحکیم، بافت، میزان آب، میزان مواد آلی و غیره) تغییر می‌کند. آنچه ذکر شد تفاوت عمده بین رسوب گذاری و رانه ساحلی است که در آن عموماً با ماسه به عنوان یک دانه منفرد رفتار می‌شود.

در نزدیکی بستر دریا، چگالی لجن عموماً برحسب عمق تغییر می‌کند. در لنگرگاه‌هایی که دچار رسوب‌گذاری شدید هستند، تلاش بسیاری برای اندازه‌گیری، نگهداری و کنترل عمق آب، در حوضچه لنگرگاه و نیز کانال‌های ناوبری آن صورت گرفته است. در مکان‌هایی که مشکل رسوب‌گذاری آن‌ها علنی شده است، عمق آب کانال‌های ناوبری تاحدی متغیر می‌باشد و بنابراین ضرورت دارد که تراز بستر به طور پیوسته پایش شود و اگر عمق آب موردنظر برای تردد ایمن شناورها کافی نباشد، باید رسوبات بستر به سرعت برداشته شوند.

در بیشتر لنگرگاه‌های جهان که دچار رسوب‌گذاری هستند، بستر دریا در کانال‌های دسترسی توسط لجن سیالی با چگالی $1/3$ تا $1/0.5$ پوشانده شده است. در چنین حالتی، تعریف عمق آب تضمین‌کننده ناوبری ایمن به دلیل اثرگذاری مستقیم بر زمان بندی و میزان لایروبی اهمیت به‌سزایی دارد. عمق‌سنجی توسط عمق‌یاب‌های صوتی برای مدت زمان طولانی و به‌منظور مدیریت و نگهداری کانال‌های ناوبری، انجام شده است. در عمق‌یابی صوتی، لایه‌ای از لجن سیال را می‌توان توسط بسامدهای مختلف، شناسایی نمود. دو بسامد رایج که معمولاً مورد استفاده قرار می‌گیرند عبارتند از 210 KHz (امواج صوتی این بسامد از سطح لجن سیال، بازتاب می‌شوند) و 33 KHz (امواج صوتی این بسامد از میان لجن سیال عبور می‌کند، اما از ماسه یا لجن چگال‌تر، بازتاب می‌شود). گفته می‌شود که اختلاف بین سطح شناسایی شده توسط امواج صوتی 210 KHz و امواج صوتی 33 KHz، به چندین متر بالغ می‌شود. با این حال، توجه شود که تنظیم عمق آب مناسب برای ناوبری، تنها با استفاده از چنین تجهیزات ساده‌ای کافی نمی‌باشد. در مناطقی که بسیاری از کانال‌های ناوبری با مشکل رسوب‌گذاری شدید روبرو هستند، عمقی به‌عنوان عمق دریانوردی ایمن در نظر گرفته می‌شود که در آن چگالی مواد رسوبی بستر بیشتر از $1/2$ g/cm³ نباشد.

افزون بر این شرط چگالی، دو معیار زیر نیز باید ارضا شوند:

(۱) حتی اگر آب‌خور شناور به عمق دریانوردی نزدیک شود، نباید به‌جسم شناور صدمه‌ای وارد شود.

(۲) پسای لجز ایجاد شده توسط بدنه زیرین یک شناور در حال حرکت (به‌عبارتی مشخصه‌های رئولوژی) و امواج

درونی تولیدشده در مرز لجن و آب، سبب تغییر در عمق آب نشوند.

با توجه به معیارهای بالا می‌توان دریافت که عمق آب از دیدگاهی فیزیکی، تعیین شده است. اگرچه مطلوب‌ترین حالت، اندازه‌گیری مستقیم عمق آب توسط یک لزجت‌سنج می‌باشد، می‌توان اینگونه در نظر گرفت که با فن‌آوری کنونی، عمق آب با استفاده از معیار چگالی تعیین شده است که در فناوری اندازه‌گیری دارای بیشترین قابلیت اطمینان می‌باشد. تجهیزات اندازه‌گیری نوین چگالی رسوبات کانال‌های ناوبری با استفاده از اشعه‌های گاما ساخته شده است.

ب) تشکیل لجن سیال

لایه لجن سیال اغلب در خور یا روی فلات قاره نزدیک ساحل، یافت می‌شود. این لایه دارای غلظت بسیار بالایی از لجن سیال بوده که به‌آسانی قابل حرکت است. غلظت لجن در لایه لجن سیال دارای مرتبه $10000 \sim 30000$ mg/l می‌باشد. در واقع، Kronel یک لایه لجن سیال را اینگونه تعریف می‌کند که دارای لجنی با غلظت حداقل 10000 mg/l باشد. توزیع عمودی چگالی در یک لایه لجن سیال را Kirby و Parkerl توسط یک ابزار اندازه‌گیری چگالی که از ویژگی‌های پراکنشی اشعه گاما استفاده می‌کند، به‌دست آورده و از مقایسه با نتایج اندازه‌گیری‌های عمق‌یابی صوتی، اینگونه نتیجه‌گیری کرده‌اند که چگالی لجن سیال در محدوده $1/3$ g/cm³ \sim $1/0.5$ قرار دارد.

پ) شبیه‌سازی عددی

به‌منظور پیش‌بینی رسوب‌گذاری، ضرورت دارد که نیروهای خارجی همچون جریان و موج پیش‌بینی شده، و مدل‌هایی محاسباتی تولید شود که در آن‌ها پدیده‌هایی همچون لخته‌شدن، ته‌نشینی و مکانیزم‌های فرسایش لحاظ شود. همچنین لازم است مدل لجن سیالی ایجاد شود که به‌توصیف چگونگی شکل‌گیری لجن سیال و مکانیزم جریان یافتن آن بپردازد. یک مدل پیش‌بینی رسوب‌گذاری چندلایه‌ای توسط *Tsuruya* که توانایی بررسی مکانیزم‌های لایه لجن سیال را دارا است، ارائه شده است.

فصل ۱۰

رانه ساحلی

۱۰-۱- کلیات

وقتی تاسیسات بندر و لنگرگاه تحت تاثیر پدیده رانه ساحلی باشند، مقادیر مشخصات رانه ساحلی باید به نحو مناسبی در مورد اندازه ذرات رسوب، محدوده عمق حرکت رسوبات، نرخ انتقال رسوب موازی ساحل و امتداد غالب حرکت موازی ساحل مشخص گردد.

تفسیر

(۱) منظور از رانه ساحلی، یا پدیده‌ای است که به موجب آن رسوبات تشکیل‌دهنده ساحل دریا و یا دریاچه در اثر نیرویی مانند موج یا جریان انتقال می‌یابد و یا منظور مصالحی می‌باشد که توسط فرآیند مذکور منتقل می‌شود.

(۲) رانه ساحلی دارای ماسه‌های بادآورده یعنی ماسه‌ای که در سواحل توسط باد جابه‌جا شده است می‌باشد.

(۳) رسوبات تشکیل‌دهنده ساحل از رودخانه‌های مجاور، صخره‌های ساحلی و خط ساحلی مجاور تامین می‌شود. رسوبات، طی مراحل رسیدن به ساحل یا بعد از تجمع در ساحل، در معرض اثرات موج یا جریان قرار می‌گیرد و به همین دلیل رسوبات از خود مشخصاتی نشان می‌دهند که بازتاب مشخصات نیروهای خارجی نظیر موج و جریان می‌باشد. این اثرات، عمل دسته‌بندی رسوبات توسط نیروهای خارجی نامیده می‌شوند.

(۴) از آنجا که ساحل طبیعی هنگام حملات امواج طوفانی مرتباً در معرض فرسایش و در دوره‌های امواج آرام در معرض تجمع رسوبات می‌باشد، شکل ساحل، در طولانی‌مدت نسبتاً متوازن می‌باشد. این توازن ممکن است در اثر عواملی نظیر کاهش منابع ماسه ناشی از بهسازی رودخانه، تغییرات در شرایط منابع ماسه ناشی از ساخت سازه‌های ساحلی و همچنین تغییرات نیروهای خارجی مانند موج و جریان، از بین رفته و متعاقباً شکل ساحل به دلیل حرکت به سمت شرایط تعادلی جدید تغییر می‌یابد. وقتی سازه‌ای نظیر موج‌شکن، آب‌شکن، موج‌شکن جدا از ساحل و اسکله‌های پشت‌سرهم ساخته می‌شود، باید به تغییرات ناشی از عملیات ساخت که ممکن است توازن ساحل را تحت تاثیر قرار دهد، توجه کافی شده و تغییرات احتمالی در توپوگرافی در اثر ساخت و ساز نیز باید قبلاً به طور دقیق مورد بررسی قرار گیرد. به علاوه، توجه کافی به شرایط تغییر شکل ساحل در هنگام ساخت و تکمیل هر سازه ضروری بوده و همچنین در صورت وجود احتمال ایجاد حادثه‌ای ناشی از فرسایش ساحل، باید اقدامات مناسب حفاظت از ساحل پیش‌بینی گردد.

(۵) وقتی امواج از آب عمیق به سمت ساحل حرکت می‌کنند، حرکات ذرات آب نزدیک بستر دریا در محلی که عمق آب به اندازه کافی زیاد باشد، قدرت جابه‌جایی رسوبات را نداشته و در عمق خاصی رسوبات شروع به حرکت می‌کنند که این عمق، عمق آستانه حرکت رسوب نامیده می‌شود. حرکت رسوب توسط Sato با قراردادی ماسه شیشه‌ای رادیواکتیو روی بستر دریا مطالعه شده و توزیع حرکات آنها مورد بررسی قرار گرفته و متعاقباً دو حالت مختلف به نام‌های حرکت لایه سطحی و حرکت کلی تعریف شده است. شرایط حرکت لایه سطحی زمانی اتفاق می‌افتد که ماسه لایه سطحی روی بستر دریا در جهت حرکت موج حرکت کند. شرایط حرکت کلی به موقعیتی اطلاق می‌شود که ماسه دارای حرکات قابل توجه با تغییرات زیاد در عمق آب باشد (به بند (۴) از نکات فنی مراجعه شود).

۶) نرخ انتقال رسوب موازی ساحل عبارت از نرخ رانه ساحلی در جهت موازی ساحل است که ناشی از امواج مایل برخوردکننده به ساحل می‌باشد.

۷) رسوب ساحلی با توجه به جهت امواج تابشی ممکن است به سمت راست یا چپ ساحل انجام گیرد. جهتی که در طول سال حجم جابه‌جایی بیشتری ایجاد کند، جهت غالب نام دارد.

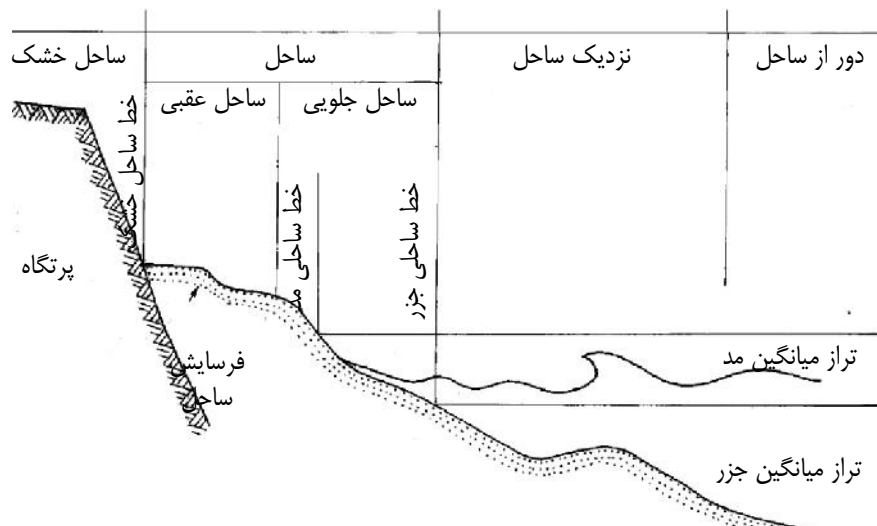
۸) رانه ساحلی در جهت موازی خط ساحلی به انتقال رسوب موازی ساحل معروف بوده و در تورفتگی و پیشروی ساحل نقش موثر دارد. از آنجا که این روال معمولاً برگشت‌ناپذیر می‌باشد، در طولانی‌مدت اغلب با فرسایش یا پیشروی ساحل همراه می‌باشد.

نکات فنی

(۱) توپوگرافی ساحل

الف) نامگذاری بخش‌های مختلف مقطع عرضی ساحل

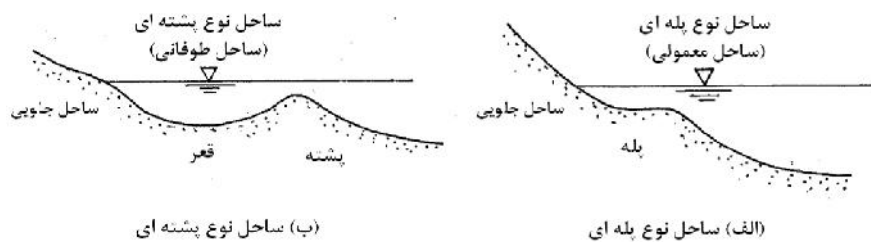
بخش‌های مختلف ساحل ماسه‌ای در شکل (۲-۸۶) نام‌گذاری شده است. ناحیه دور از ساحل منطقه‌ای از دریا می‌باشد که معمولاً موج در آن منطقه نمی‌شکند و در بسیاری موارد شیب بستر آن نسبتاً ملایم می‌باشد. ناحیه نزدیک ساحل منطقه‌ای بین ناحیه دور از ساحل و خط ساحلی در حالت جزر می‌باشد که موج در آن می‌شکند و پشته یا پله‌های موازی ساحل در آن تشکیل می‌شود. منطقه ساحل جلویی، ناحیه بین خط ساحلی در حالت جزر و محلی که موج در حالت عادی تا آنجا می‌رسد، است. منطقه ساحل عقبی، ناحیه بین مرز خشکی منطقه ساحل جلویی تا خط ساحل خشک جایی که امواج طوفانی با بالا آمدن تراز آب به آنجا می‌رسد، می‌باشد.



شکل ۲-۸۶- نامگذاری مقطع عرضی ساحل

(ب) ساحل نوع پله‌ای (ساحل معمولی) و ساحل نوع پشته‌ای (ساحل طوفانی)

وقتی یک نمونه ساحل با ماسه طبیعی در کانال موج ساخته شده و برای مدت زیادی در معرض امواج قرار گیرد، مقطع عرضی ساحل با توجه به اثرات موج بر آن به شرایط تعادل می‌رسد که این شرایط تعادل ساحل به دودسته کلی طبق شکل (۲-۸۷-الف و ب) به نام‌های ساحل نوع پله‌ای و نوع پشته‌ای تقسیم می‌شود.



شکل ۲-۸۷- ساحل نوع پله‌ای و نوع پشته‌ای

(۲) مشخصات رسوب

مشخصات اندازه ذرات رسوب معمولاً با شاخص‌های زیر تعریف می‌شود.

(۱) قطر متوسط (d_{50}): قطر مربوط به درصد تجمعی $p=50\%$ روی منحنی توزیع اندازه ذرات

(۲) قطر میانگین ذرات (d_m):

$$d_m = \frac{\sum_{p=0}^{100} dUp}{\sum_{p=0}^{100} Up} \quad (1-10)$$

(۳) ضریب طبقه‌بندی (S_0):

$$S_0 = d_{75} / d_{25} \quad (2-10)$$

(۴) پارامتر چولگی (S_k):

$$S_k = d_{75} \times d_{25} / (d_{50})^2 \quad (3-10)$$

که در آن:

p : درصد تجمعی (%)

Up : افزایش درصد تجمعی

d_{25} : اندازه ذرات مربوط به درصد تجمعی ۲۵٪

d_{75} : اندازه ذرات مربوط به درصد تجمعی ۷۵٪

(۳) نحوه حرکت رانه ساحلی

رانه ساحلی بر اساس نحوه حرکت رسوبات به دو دسته بار بستر و رسوبات معلق تقسیم می‌شود. بار بستر شامل جریان بستر می‌باشد.

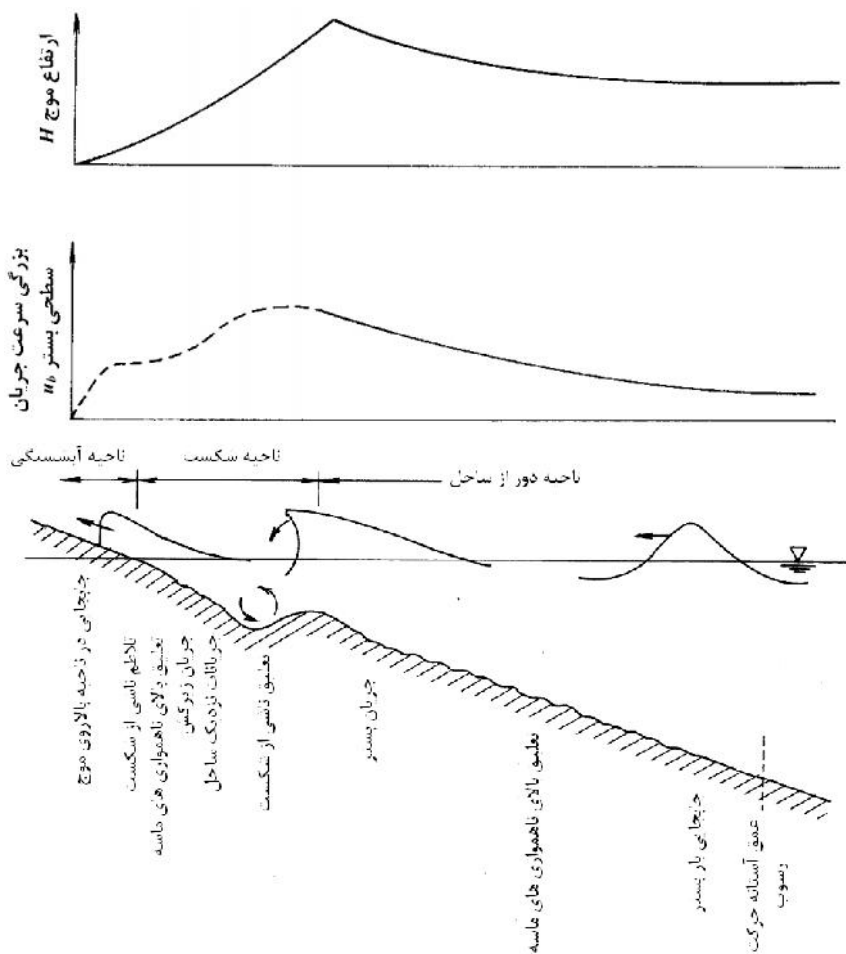
الف) بار بستر: رانه ساحلی که توسط غلتیدن، سرخوردن یا جهیدن در طول سطح بستر دریا در مسیر اثرات موج و جریان جابه‌جا می‌شوند.

ب) رسوبات معلق: رانه ساحلی که در آب دریا و در اثر تلاطم شکست امواج و سایر موارد معلق شده و توسط جریان منتقل می‌شود.

پ) جریان بستر: رانه ساحلی که به صورت لایه‌ای با چگالی زیاد نزدیک سطح بستر جابه‌جایی می‌شود. نواحی کم‌عمق را می‌توان بر اساس مشخصات فیزیکی امواج تولیدکننده نیروهای خارجی پدیده رانه ساحلی به سه منطقه طبق شکل (۲-۸۸) تقسیم نمود. نحوه حرکت غالب رانه ساحلی هر منطقه به صورت زیر می‌باشد.

(۱) ناحیه دور از ساحل

برای حرکت ماسه توسط جریان سیال (حرکت نوسانی)، سرعت جریان سیال باید از مقدار مشخصی فراتر رود که این شرایط به طور کلی آستانه حرکت نام دارد. برای رانه ساحلی، آستانه حرکت با عمق آب (عمق آستانه حرکت رسوب) تعریف می‌گردد و وقتی عمق آب کمتر از عمق آستانه حرکت رسوب باشد، برجستگی‌های موج‌دار در سطح بستر دریا به نام موجک ماسه‌ای شکل می‌گیرد. سپس گردابه‌هایی توسط جریان سیال اطراف موجک‌های ماسه‌ای ایجاد شده و رسوبات معلق، در داخل این گردابه‌ها شروع به حرکت می‌کند. موجک‌های ماسه‌ای با کمتر شدن عمق آب مشخص‌تر شده و جریان بستر ایجاد می‌شود که باعث حرکت رسوبات در لایه‌های مختلف شده که تا چندین لایه زیر سطح بستر دریا ادامه می‌یابد.



شکل ۲- ۸۸- تغییرات نحوه جابه‌جایی رسوب در جهت عمود به ساحل

(۲) ناحیه شکست

در داخل ناحیه شکست، در تلاطم شدید و اثر گردابه‌های بزرگ مقیاس ایجاد شده توسط موج‌های شکننده، رسوبات با غلظت زیاد با آب دریا مخلوط می‌شود و حجم ماسه نزدیک بستر دریا که به صورت بار بستر حرکت می‌کند نیز افزایش می‌یابد. حرکت ماسه داخل ناحیه شکست را می‌توان به دو مولفه موازی خط ساحل (انتقال رسوب موازی ساحل) و مولفه عمود بر خط ساحل (انتقال رسوب عمود بر ساحل) تقسیم نمود. همانند پریود طوفان، چهارچوب زمانی تغییر شکل ساحل در اثر انتقال رسوب موازی ساحل طولانی مدت است، در حالی که برای حالت انتقال رسوب موازی ساحل این زمان کوتاه می‌باشد (از چند روز تا تقریباً یک هفته).

(۳) ناحیه آب‌شستگی

حرکت ماسه در ناحیه آب‌شستگی برای حالات بالا روی و پایین رفتن موج متفاوت است به طوری که در طی بالا روی موج، ماسه به دلیل تلاطم ایجاد شده، در جلوی موج با آب بالارونده مخلوط شده و جابه‌جا می‌شود در حالی که هنگام پایین رفتن موج، ماسه در حالت بار بستر حمل می‌شود.

(۴) معنای فیزیکی عمق آستانه حرکت رسوب و روابط برآورد آن

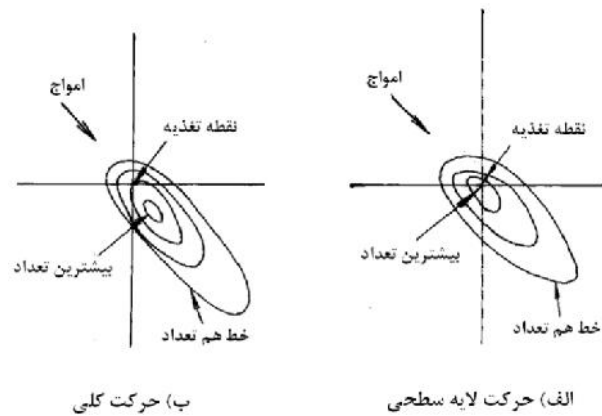
برای تعیین طول پیشروی موج شکن (عمق آب در پوزه موج شکن) و عمق آستانه مورد نیاز حرکت رسوب به منظور به دست آوردن مرز دور از ساحل مرتبط با تغییر شکل ساحل، آزمایش‌های میدانی متعددی با استفاده از شیشه رادیواکتیو به منظور ردیابی انجام گرفته که بر اساس نتایج به دست آمده، شرایط حرکت رانه ساحلی به شکل زیر تعریف شده است.

الف) حرکت لایه سطحی:

همانطور که در شکل (۲-۸۹-الف) مشاهده می‌شود، امتداد خطوط هم‌تعداد که نشان‌دهنده توزیع ماسه‌های شیشه‌ای رادیواکتیو بعد از اثر موج بر آن در بستر دریا می‌باشد، نمایانگر این مطلب است که همه ماسه‌ها در جهت امواج حرکت کرده‌اند. اما محل بیشترین تعداد در همان محل تغذیه ماسه شیشه‌ای می‌باشد که نشان‌دهنده عدم حرکت آنها است و به حالتی مربوط می‌شود که کل ماسه لایه سطحی به موازات جهت موج کشیده می‌شود.

ب) جابه‌جایی کلی:

مطابق شکل (۲-۸۹-ب)، این شرایط به وضعیتی دلالت دارد که در آن هم خطوط هم‌تعداد و هم بخش دارای بیشترین تعداد، در جهت موج حرکت می‌کند و به حالتی مربوط می‌شود که جابه‌جایی زیاد ماسه و متعاقباً تغییر زیاد در عمق آب رخ می‌دهد. عمق آستانه جابه‌جایی کلی رسوب اغلب وقتی حساب می‌شود که عمق آستانه حرکت رسوب برای مقاصد مهندسی بررسی شده باشد.



شکل ۲- ۸۹- پخش ماسه‌های شبیه‌ای رادیواکتیو در حرکت لایه سطحی و حرکت کلی

بر اساس داده‌های میدانی، دو رابطه برای تخمین عمق آستانه حرکت رسوبات لایه سطحی و عمق آستانه حرکت کلی رسوب پیشنهاد شده است. (روابط (۴-۱۰) و (۵-۱۰))

(پ) عمق آستانه حرکت رسوبات لایه سطحی

$$\frac{H_0}{L_0} = 1.35 \left(\frac{d}{L_0} \right)^{1/3} \sinh \frac{2fh_i}{L} \cdot \frac{H_0}{H} \quad (4-10)$$

(د) عمق آستانه حرکت کلی رسوبات

$$\frac{H_0}{L_0} = 2.40 \left(\frac{d}{L_0} \right)^{1/3} \sinh \frac{2fh_i}{L} \cdot \frac{H_0}{H} \quad (5-10)$$

که در آن:

L_0 طول موج در آب عمیق (m)

H_0 ارتفاع معادل موج در آب عمیق (m)

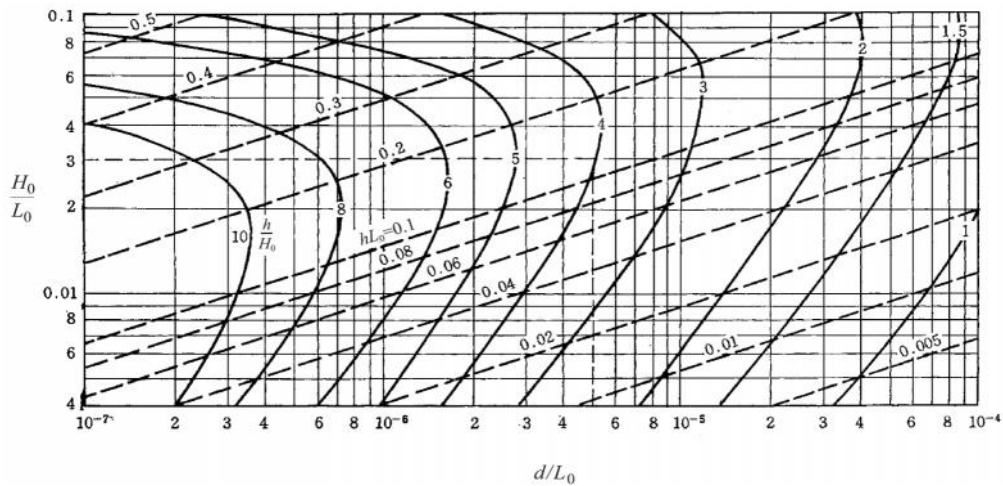
L طول موج در عمق آب h_i (m)

H ارتفاع موج در عمق آب h_i (m)

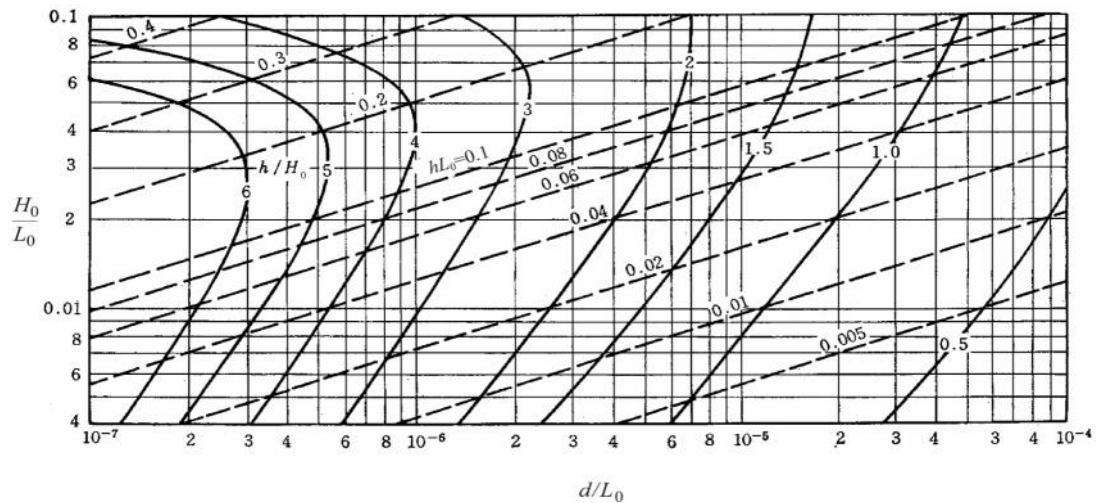
d اندازه ذرات رسوب (میانگین اندازه ذرات یا قطر متوسط) (m)

h_i عمق آستانه حرکت رسوب (m)

برای تخمین عمق آب آستانه به محاسبات تکراری با استفاده از روابط (۴-۱۰) و (۵-۱۰) نیاز است و نمودارهای محاسباتی مانند شکل (۲-۹۰- الف و ب) نیز برای تخمین ساده‌تر موجود می‌باشد. با تعیین d/L_0 و H_0/L_0 می‌توان h_i/L_0 را به دست آورد.



شکل ۲-۹۰ الف- نمودار محاسباتی عمق آستانه حرکت لایه سطحی رسوب



شکل ۲-۹۰ ب- نمودار محاسباتی عمق آستانه حرکت کلی رسوب

۵) انتقال رسوب موازی ساحل

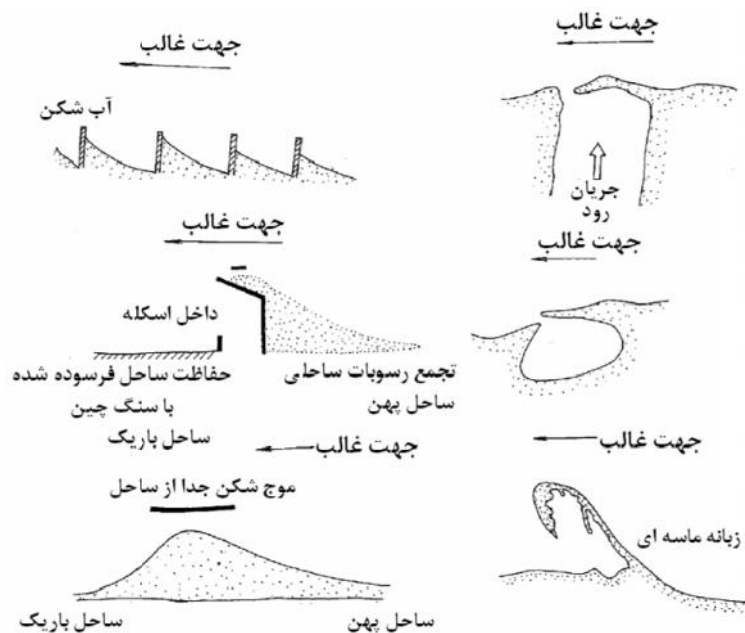
جهت غالب انتقال رسوب موازی ساحل با استفاده از اطلاعات زیر تعیین می‌گردد:

الف) توپوگرافی ساحل طبیعی و مجاورت سازه‌های ساحلی (شکل ۲-۹۱)

ب) توزیع مشخصات رسوب در طول ساحل (قطر میانگین، ترکیبات معدنی و غیره)

پ) جهت حرکت ردیاب‌های ماسه فلورسنت

ت) جهت شار انرژی موج تابشی



شکل ۲-۹۱- نمونه توپوگرافی ساحل نشان دهنده جهت غالب انتقال رسوب

برای تخمین نرخ انتقال رسوب موازی ساحل، باید اطلاعات متنوع زیر به دست آمده و به طور مناسبی بررسی شود:

الف) اطلاعات مشاهداتی مستمر از تغییرات حجم رسوب اطراف سازه ساحلی

ب) اطلاعات از مولفه موازی ساحل شار انرژی موج

پ) اطلاعات مربوط به نرخ رانه ساحلی سواحل اطراف

ت) اطلاعات مقادیر لایروبی پیشین

ث) اطلاعات مشاهداتی مستمر مربوط به حجم انباشته شده در محل لایروبی آزمایشی

ج) اطلاعات حجم ردیاب ماسه فلورسنت جابه جاشده در ناحیه شکست

برای تخمین مقدار تقریبی نرخ انتقال رسوب موازی ساحل می‌توان از روابط مختلفی استفاده نمود. روابط تخمین رسوب

موازی ساحل معمولاً شبیه رابطه (۱۰-۶) می‌باشد که ضریب a برای روابط مختلف از جدول (۲-۲۴) به دست می‌آید.

$$\left. \begin{aligned} Q_x &= aE_x \\ E_x &= K_r^2 \left(\frac{n_A W_0 H_A^2 L_A}{8T} \right) \sin \Gamma_b \cos \Gamma_b \end{aligned} \right\} \quad (۶-۱۰)$$

که در آن:

Q_x : نرخ انتقال رسوب موازی ساحل (m^3/s)

E_x : مولفه موازی ساحل شار انرژی موج ($kN.m/m/s$)

K_r : ضریب انکسار بین نقطه بررسی موج و نقطه شکست

n_A : نسبت سرعت گروه به سرعت موج در نقطه بررسی موج

W_0 برابر $g \dots$

ρ : چگالی آب دریا (t/m^3) (1.030 kg/m^3)

- g : شتاب گرانش (m/s^2) (9.81)
- H_A : ارتفاع موج در نقطه بررسی موج (m)
- L_A : طول موج در نقطه بررسی موج (m)
- T : پریود موج (s)
- β : زاویه تابش موج در نقطه شکست (درجه)

جدول ۲-۲۴- ضریب a برای رابطه نرخ انتقال رسوب موازی ساحل

رابطه <i>Savage</i>	رابطه <i>Tanaka</i> و <i>Sato</i>	رابطه مهندسی ارتش آمریکا
۰/۰۲۲	۰/۰۳	۰/۰۴

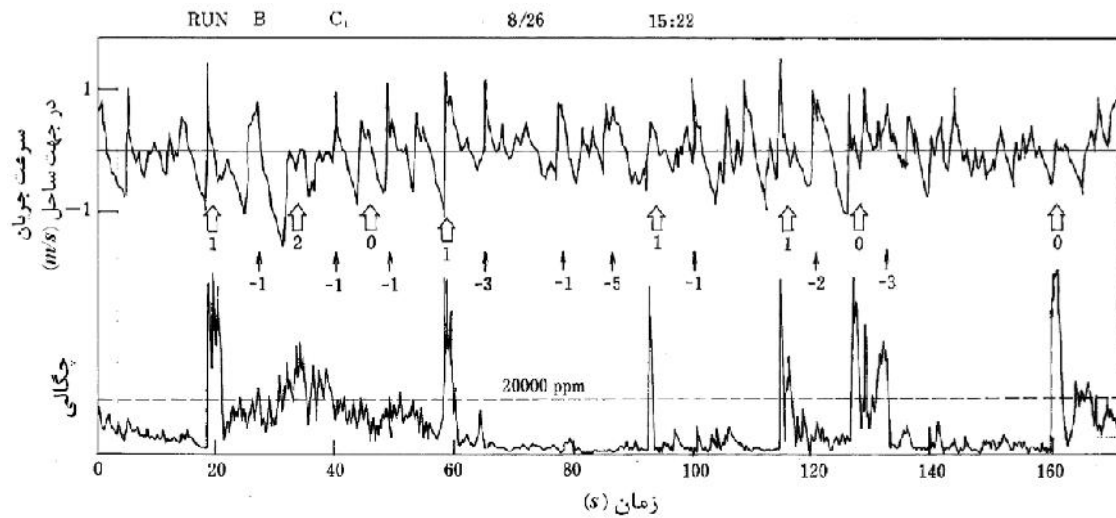
۶) پدیده رانه ساحلی در ناحیه شکست

در داخل ناحیه شکست، به علت افزایش سرعت ذرات آب نزدیک بستر، تلاطم ناشی از شکست موج و وجود جریانات نزدیک ساحل، مقادیر زیادی از ماسه به حرکت درمی آید. وقتی رسوب معلق غالب باشد، حرکت رسوب را می توان با تقسیم به دو نوع، بررسی نمود:

الف) مرحله تعلیق رسوب در اثر گردابه های منظم تشکیل شده در اثر شکست موج

ب) فرآیند ته نشینی که در حین آن در اثر تجزیه گردابه های تشکیل شده به گرداب های کوچکتر، نیروهای خارجی به رسوبات ناشی ضربات تصادفی وارد می نماید.

نتایج مشاهدات مستمر تجمع رسوبات معلق و سرعت جریان افقی که توسط *Katoh* و همکاران در داخل ناحیه شکست در میدان مورد بررسی انجام شده است، در شکل (۲-۹۲) ملاحظه می گردد. پیکان های سفید داخل شکل نشان دهنده امواجی است که در سمت دور از ساحل نقطه بررسی، شکسته اند و پیکان های سیاه امواجی را نشان می دهند که از نقطه بررسی عبور کرده و در سمت ساحل شکسته اند. واضح است که شکست امواج در سمت دور از ساحل منجر به افزایش سریع تجمع رسوبات معلق شده و نشان می دهد که تعلیق رسوب به گردابه های تشکیل شده (به ویژه گردابه هایی که به صورت مورب پایین می روند) که بعد از شکست موج ایجاد می شوند، وابسته می باشد.



شکل ۲-۹۲- نمونه‌ای از مشاهدات میدانی چگالی رسوبات معلق

(۷) تغییر شکل توپوگرافی (خط ساحلی) در ناحیه آب‌شستگی

پیشروی و پسروی خط ساحلی در اثر حرکت ماسه در ناحیه آب‌شستگی توسط Horikawa و همکاران بررسی و رابطه (۷-۱۰) بر اساس آزمایش‌های آزمایشگاهی برای شرایط میدانی پیشنهاد شده است.

$$\frac{H_0}{L_0} = C_s (\tan S)^{-0.27} \left(\frac{d}{L_0} \right)^{0.67} \quad (7-10)$$

که در آن:

H_0 ارتفاع موج در آب عمیق (m)

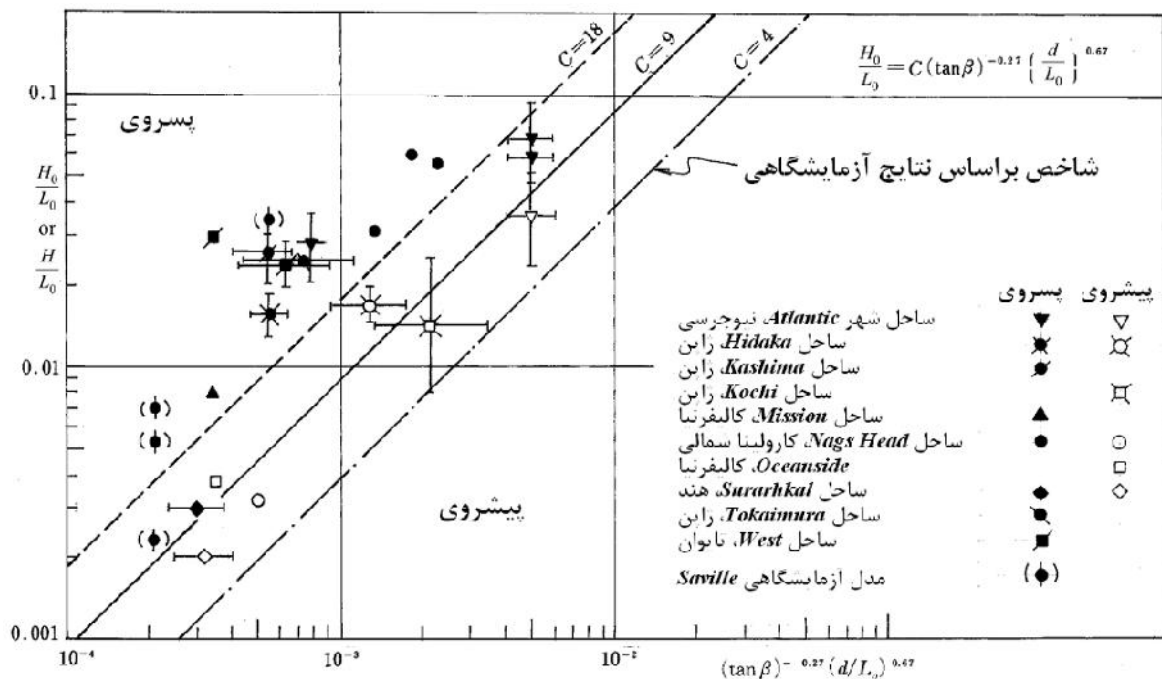
L_0 طول موج در آب عمیق (m)

$\tan S$: میانگین شیب بستر از خط ساحلی تا عمق آب ۲۰ متر

d اندازه ذرات رسوب (m)

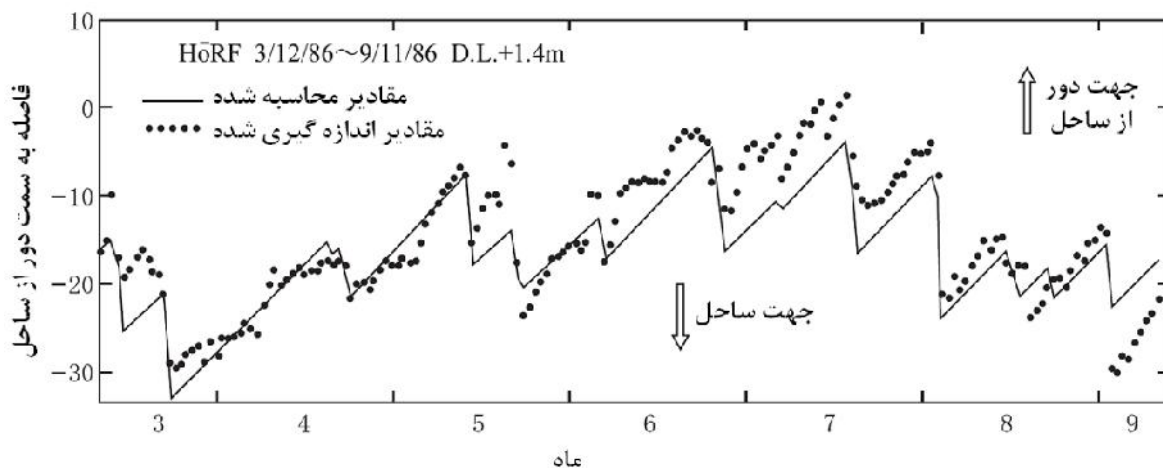
C_s ضریب

بر اساس رابطه (۷-۱۰)، وقتی $C_s \geq 18$ باشد، خط ساحلی پسروی می‌کند (شکل ۲-۹۳).



شکل ۲-۹۳- پیشروی و پسروی خط ساحل میدانی

رابطه (۷-۱۰) توسط Katoh و همکاران با استفاده از شار انرژی موج در آب عمیق اصلاح و مدلی برای محاسبه تغییرات روزانه محل خط ساحلی ارائه شده است. شکل (۲-۹۴) مقایسه نتایج محل خط ساحلی محاسبه شده و نتایج اندازه‌گیری شده واقعی را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۹۴- مقایسه محل خط ساحلی محاسبه شده و اندازه‌گیری شده واقعی

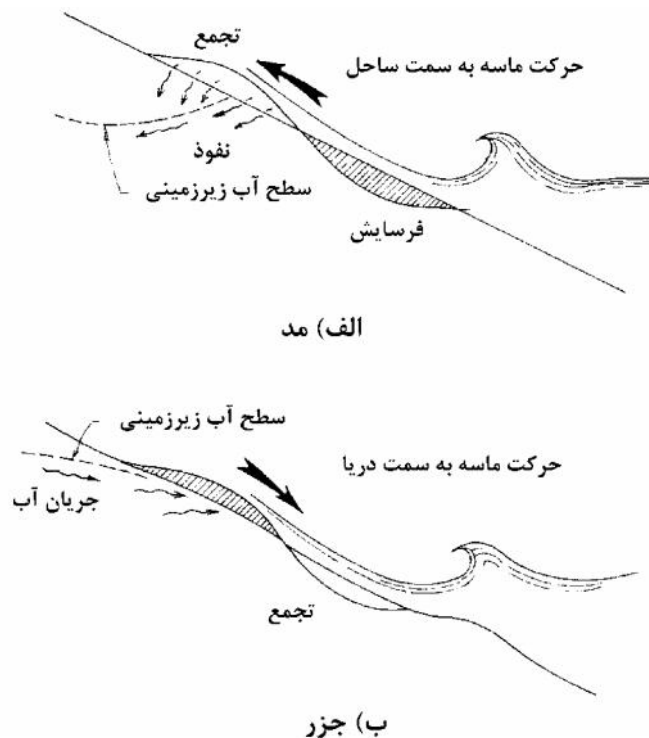
۸) رابطه بین تغییرات در توپوگرافی ساحل جلویی و تراز آب زیرزمینی

تغییرات توپوگرافی در اثر تغییر در تراز جزرومد ساحل جلویی را می‌توان به صورت زیر و با استفاده از شکل (۲-۹۵) بیان نمود. تغییر تراز جزرومد منجر به تغییر تراز آب زیرزمینی ساحل نیز خواهد شد، اما به علت تاخیر در زمان پاسخ، تراز آب زیرزمینی با تراز جزرومد ساحل جلویی هنگام جزر و یا مد متفاوت می‌باشد. هنگام مد تراز آب زیرزمینی پایین است و آب

دریا به راحتی بر روی ساحل بالا آمده و به داخل زمین نفوذ می‌کند. بنابراین رسوبات حمل شده توسط آب دریا هنگام بالآمدن از ساحل در آنجا جمع می‌شود. از طرف دیگر، هنگام جزر، تراز آب زیرزمینی بالا بوده و بالاروی آب دریا بر روی ساحل و نفوذ در زمین مشکل می‌باشد، گرچه در شرایط خاص، هنگام جزر ممکن است آب زیرزمینی از سطح ساحل به بیرون جریان یابد. همانطور که در شکل (۲-۹۵-ب) دیده می‌شود، نتیجه این حالت آن است که رسوبات جمع شده هنگام مد، در هنگام جزر فرسایش یافته و به محل اصلی خود بازگردانده می‌شود.

وقتی در شرایط طوفانی، موج تا تراز بالایی بر روی ساحل بالامی‌آید، شرایط تراز آب زیرزمینی بالا در طول مدت طوفان به دلیل نفوذ آب دریای بالآمده روی ساحل در زمین ادامه می‌یابد و شرایطی مانند شکل (۲-۹۵-ب) ایجاد می‌شود. فرسایش سریع ساحل جلویی هنگام چنین شرایطی توسط اطلاعات میدانی تایید شده است.

در بعضی از روش‌های حفاظت ساحل از قبیل کاهش تراز آب زیرزمینی به روش تحمیلی یا ثقلی، از رابطه بین تراز آب زیرزمینی ساحل جلویی و حرکت ماسه، استفاده شده و فرسایش به تعویق می‌افتد. در روش‌های ثقلی، یک لایه با نفوذپذیری بالا در ماسه ساحل جلویی نصب و باعث هدایت جریان آب زیرزمینی به سمت دریا و کاهش تراز آب زیرزمینی می‌شود. با این روش می‌توان شرایط ساحل را نزدیک به حالت طبیعی آن نگاه داشت، زیرا هیچ‌گونه سازه‌ای بالای کف ساحل دیده نمی‌شود.



شکل ۲-۹۵- رابطه بین تغییرات توپوگرافی ساحل جلویی و تراز آب زیرزمینی

۲-۱۰- آب‌شستگی اطراف سازه‌ها

آب‌شستگی اطراف سازه‌ها زمانی مورد توجه قرار می‌گیرد که آب‌شستگی اطراف سازه‌هایی همانند موج‌شکن، آب‌شکن و گروه آب‌شکن‌ها بر ایمنی و سلامت سازه‌ها موثر باشد.

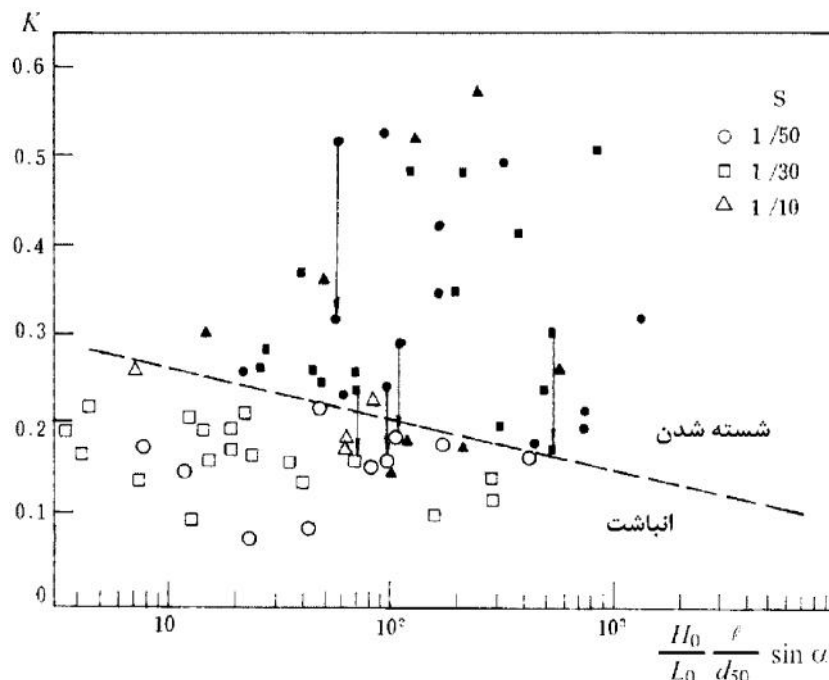
تفسیر

مشخصات موجی که بر سواحل طبیعی وارد می‌شود را می‌توان در دوره‌های طولانی مدت، ثابت فرض نمود. همچنین توپوگرافی ناشی از این مشخصات نیز تقریباً پایدار می‌باشد. آب‌شستگی زمانی انجام می‌شود که سازه، نصب شده و تعادل بین نیروهای خارجی و توپوگرافی به صورت موضعی یا در وسعت زیاد، به هم خورده است. از آنجا که شیوه و مقدار آب‌شستگی نیز با تغییرات شرایط موج مؤثر بر ساحل که خود متأثر از اجرای سازه می‌باشد، تغییر می‌کند، توجه به این موضوع باید جهت انتخاب تمهیدات لازم برای کاهش آب‌شستگی، مدنظر قرار گیرد.

نکات فنی

(۱) آب‌شستگی ساحل جلوی یک سنگ چین ساحلی

رابطه نزدیک بین آب‌شستگی ساحل جلوی یک سنگ چین ساحلی با بازتاب موج، کاملاً مشخص می‌باشد. برای مثال شکل (۲-۹۶) تعیین میزان آب‌شستگی یا انباشت به وسیله ضریب انعکاس K و پارامتر $(H_0/L_0)(l/d_{50})\sin\alpha$ را نشان می‌دهد که با (H_0/L_0) تیزی موج، d_{50} قطر میانگین رسوب، زاویه شیب سنگ چین ساحلی (برای موج شکن قائم $90^\circ = \alpha$ است) و l فاصله نقطه بالاروی موج روی یک ساحل با مقطع عرضی متعادل تا محل سنگ چین ساحلی تعریف می‌شود. همچنین نمودار نشان می‌دهد که در شرایط یکسان، مایل بودن وجه جلویی سنگ چین برای جلوگیری از آب‌شستگی جلوی سنگ چین، سودمند می‌باشد.



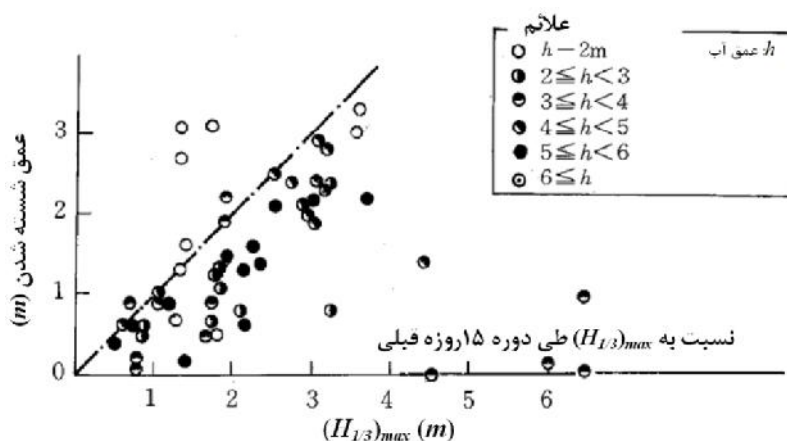
شکل ۲-۹۶- شرایط حدی بین آب‌شستگی و انباشت رسوب جلوی سنگ چین ساحلی

(۲) آب‌شستگی موضعی اطراف موج شکن‌ها

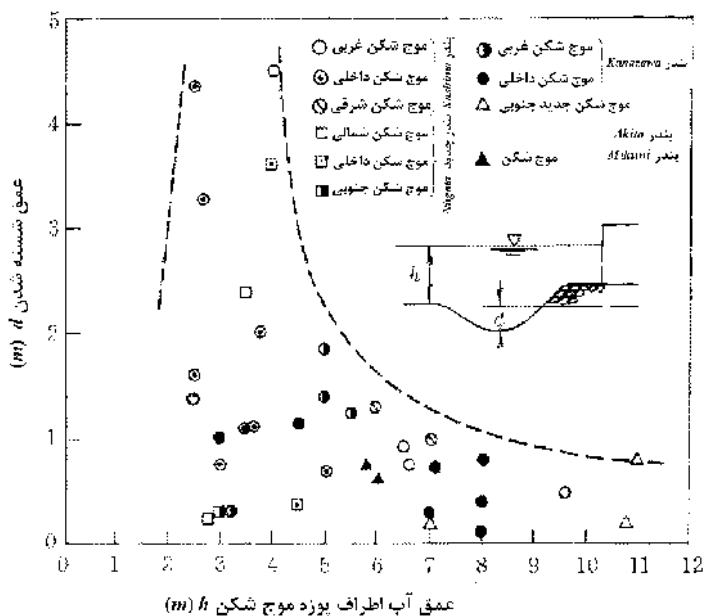
الف) آب‌شستگی در منطقه شکست

(۱) آب‌شستگی موضعی در پوزه موج‌شکن

شکل (۲-۹۷) نشان‌دهنده شرایط آب‌شستگی موضعی اطراف پوزه موج‌شکن طبق تحلیل‌های Tanaka می‌باشد. حداکثر عمق آب‌شستگی تقریباً برابر حداکثر ارتفاع موج مشخصه $(H_{1/3})_{\max}$ طی دوره ۱۵ روزه قبل از اندازه‌گیری عمق می‌باشد. به‌علاوه شکل (۲-۹۸) رابطه بین عمق آب اطراف پوزه موج‌شکن و عمق آب‌شستگی را نشان می‌دهد. وقتی عمق آب در محل پوزه موج‌شکن حدود ۳ تا ۵ متر باشد (ناحیه شکست)، عمق آب‌شستگی به حداکثر می‌رسد.



شکل ۲-۹۷- رابطه بین عمق آب‌شستگی در محل پوزه موج‌شکن و حداکثر ارتفاع موج مشخصه در دوره ۱۵ روز قبل

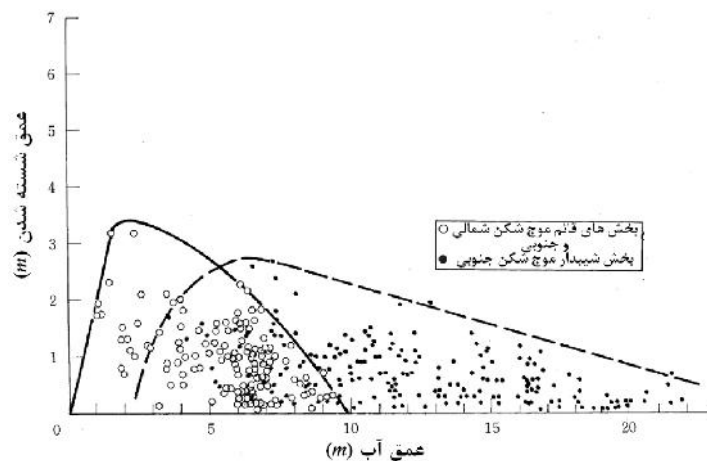


شکل ۲-۹۸- رابطه بین عمق آب‌شستگی اطراف پوزه موج‌شکن و عمق آب

(۲) آب‌شستگی در امتداد خط‌جلوبی موج‌شکن‌ها

شکل (۲-۹۹) رابطه بین عمق آب‌شستگی در امتداد خط‌جلوبی موج‌شکن و عمق آب را نشان می‌دهد که حاصل از اطلاعات میدانی یک بندر بزرگ می‌باشد. دایره‌های توپر در شکل نشان‌دهنده عمق آب‌شستگی در بخش موج‌شکن

جنوبی که نسبت به خط ساحلی مایل است، می‌باشد. راستای موج‌شکن جنوبی از راستای عمودبه ساحل، در عمق آب حدود ۷ متر به راستای مایل، تغییر کرده است و دیده می‌شود که عمق آب‌شستگی در این نقطه تغییر راستا، حداکثر می‌شود و سپس به سمت دریا به تدریج کاهش می‌یابد. عمق آب‌شستگی در امتداد قسمت‌هایی از موج‌شکن که به خط ساحلی عمودند با دایره‌های توخالی نشان داده شده است. حداکثر عمق آب‌شستگی در نقطه‌ای با عمق آب حدود ۲ متر قرار می‌گیرد و هرچه عمق آب بیشتر یا کمتر می‌گردد، عمق آب‌شستگی کاهش می‌یابد. محلی که حداکثر عمق آب‌شستگی اتفاق می‌افتد به محل پشته‌های موازی ساحل وابسته می‌باشد.



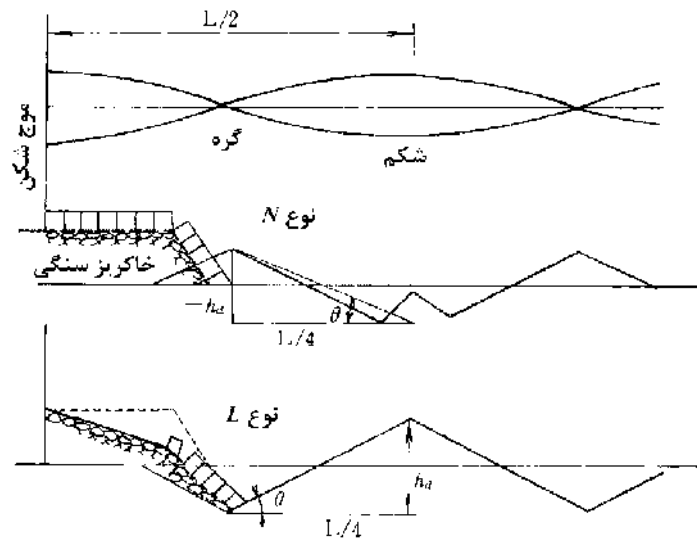
شکل ۲-۹۹- رابطه بین عمق آب‌شستگی و عمق آب

ب) آب‌شستگی در حالت موج ایستا

عمق آب‌شستگی جلوی دیوار قائم با افزایش عمق آب اولیه جلوی دیوار و نزدیک‌تر بودن شرایط موج به حالت موج ایستا، کمتر می‌گردد. در حالت موج‌شکن‌های مرکب، که پنجه جلویی خاکریز سنگی تاحدودی دور از سطح بازتاب موج مقطع قائم می‌باشد، آب‌شستگی پنجه جلویی خاکریز سنگی توسط امواج ایستا گاهی مشکل‌ساز می‌گردد که در این رابطه آزمایش‌هایی توسط Irie و همکاران انجام شده و موارد زیر مورد توجه قرار گرفته است:

(۱) پارامتر اصلی نسبت حداکثر سرعت افقی ذرات آب در بستر ناشی از موج برخوردکننده (تابشی) U_b به سرعت ته‌نشینی رسوب \tilde{S} باشد. وقتی $U_b/\tilde{S} > 10$ می‌باشد، رسوب از محل گره امواج ایستا به محل شکم موج حرکت کرده و بنابراین آب‌شستگی در گره، و انباشت در شکم اتفاق می‌افتد (شسته شدن نوع L) که اگر $U_b/\tilde{S} < 10$ باشد، پدیده عکس آن رخ می‌دهد (آب‌شستگی نوع N) (شکل ۲-۱۰۰). آب‌شستگی نوع L پدیده‌ای می‌باشد که در محل شکم موج انباشت و در محل گره آب‌شستگی اتفاق می‌افتد، در حالی که آب‌شستگی نوع N پدیده مقابل آن می‌باشد یعنی آب‌شستگی در شکم و انباشت در گره ایجاد می‌شود.

(۲) در عمل، نمونه‌های زیادی برای حالت $U_b/\tilde{S} > 10$ وجود دارد و عموماً آب‌شستگی در گره امواج ایستا، غالب می‌باشد. معمولاً به علت اینکه پنجه جلویی خاکریز سنگی در فاصله حدود یک چهارم طول موج از مقطع قائم قرار می‌گیرد، آب‌شستگی و نشست خاکریز سنگی موج‌شکن در پنجه جلویی آن اتفاق می‌افتد زیرا رسوبات این محل به سمت شکم موج ایستا یعنی به فاصله نصف طول موج از مقطع قائم حرکت می‌کنند.



شکل ۲-۱۰۰- نمای آب‌شستگی توسط امواج ایستا

۱۰-۳- پیش‌بینی تغییرشکل ساحل

برای پیش‌بینی تغییرشکل ساحل باید تمامی عوامل مرتبط با توجه به مواردی مانند نتایج پیش‌بینی شده با روش پیش‌یابی مناسب و اطلاعات تغییرشکل گذشته محل موردنظر، کاملاً بررسی شوند.

تفسیر

روش‌های مختلفی برای مراحل پیش‌بینی تغییرشکل ساحل از قبیل روش‌های پیش‌بینی تجربی، تخمین بر اساس آزمایش‌های مدل هیدرولیکی (به‌ویژه آزمایش‌های مدل بستر متحرک) و شبیه‌سازی‌های عددی وجود دارد. از آنجا که تغییرشکل ساحل شدیداً تحت تاثیر مشخصات منطقه موردنظر می‌باشد، اعتماد به یک روش خاص مناسب نبوده باید تلاش شود تا پیش‌بینی تغییرشکل ساحل با ترکیب دو یا چند روش و با بررسی جامع اطلاعات محلی انجام گیرد.

نکات فنی

(۱) روش‌های پیش‌بینی تجربی

روش تجربی عبارت است از این‌که بر اساس جمع‌آوری و تحلیل موارد قبلی تغییرشکل ساحل، جانمایی و مشخصات سازه‌ای سازه‌های موردنظر با موارد مشابه دارای طبیعت یکسان مورد مقایسه قرار گیرد و بر اساس تشابهات، پتانسیل تغییرشکل ساحل ناشی از ساخت سازه‌ها بررسی گردد. Tanaka تحقیقاتی را بر روی مدلسازی تغییرات پیچیده توپوگرافی که بعد از ساخت سازه‌ها اتفاق می‌افتد، انجام داده و مشخصات تغییرات معمول توپوگرافی را در نمونه‌های مختلف تغییرشکل ساحل دسته‌بندی نموده است. حالت استثنا در این الگوها بندرت یافت می‌شود. با انتخاب صحیح الگوی مناسب از شکل (۲-۱۰۱) برای ساحل موردبررسی، امکان پیش‌بینی تغییرشکل کیفی ساحل فراهم می‌گردد.

<p>۱ انباشت بالاست و فرسایش پایین دست باعث مانع انتقال</p> <p>الف اثر طول آب شکن کوتاه</p>	<p>آب شکن بلند</p>
<p>۲ انباشت طرف گروه آب شکن دهانه رود لبه ساحل</p> <p>الف</p>	<p>آب شکن بلند</p>
<p>۳ انباشت دو طرف گروه آب شکن مرکز ساحل طولانی مقعر</p> <p>الف</p>	<p>آب شکن بلند</p>
<p>۴ تشکیل زبانه ماسه در پوزه موج شکن اصلی و ورودی بندر</p> <p>الف</p>	<p>آب شکن بلند</p>
<p>۵ انباشت در ناحیه آرام</p> <p>الف</p>	<p>آب شکن بلند</p>
<p>۶ تشکیل تومبولو و تغییرات خط ساحلی مربوطه</p> <p>الف</p>	<p>آب شکن بلند</p>
<p>۷ شکل بیرون زدگی یک طرفه</p> <p>الف</p>	<p>آب شکن بلند</p>
<p>۸ تغییر خط ساحلی باعث تغییر جهت و شکل ورودی بندر</p> <p>الف</p>	<p>آب شکن بلند</p>
<p>۹ جلوگیری از فرسایش و انباشت ناشی از امواج دنباله ماسه</p> <p>الف</p>	<p>آب شکن بلند</p>
<p>۱۰ انباشت بین پوزه و موج شکن یا بین دست دهانه</p> <p>الف</p>	<p>آب شکن بلند</p>
<p>۱۱ شسته شدن محلی اطراف موج شکن پوزه موج شکن</p> <p>الف</p>	<p>آب شکن بلند</p>

شکل ۲-۱-۱- دسته‌بندی الگوهای تغییرات توپوگرافی بعد از ساخت سازه‌ها

۲) آزمایش مدل هیدرولیکی (مخصوصاً آزمایش‌های مدل بستر متحرک)

توانایی پیش‌بینی تغییر شکل ساحل بر مبنای آزمایش‌های مدل هیدرولیکی، به‌ویژه آزمایش‌های مدل بستر متحرک، به‌علت حل‌نشده باقی‌ماندن مشکل تشابه، محدود می‌باشد. اما مزیت آزمایش‌های مدل این است که می‌توان در حوضچه آزمایشگاهی تغییرات توپوگرافی خاصی را ایجاد کرده و پدیده‌های مورد بررسی را مشاهده نمود. به‌علت حل‌نشدن مشکلات تشابه، آزمایش روی مدل با مقیاسی از سازه اصلی با توجه به قابلیت تجدید محیط اصلی و بر اساس مقایسه روابط مختلف تشابه تغییر شکل ساحل و همچنین ساخت مدل توپوگرافی با اطمینان بالا در حوضچه انجام می‌شود. قبل از پیش‌بینی تغییر شکل، بررسی قابلیت بازتولید تغییرات توپوگرافی گذشته در محیط مورد مطالعه و تایید تشابه سینماتیکی مدل لازم می‌باشد. درجه تشابه سینماتیکی با دقت بودن بازتولید مورد قضاوت قرار می‌گیرد. بنابراین دقت بازتولید آزمایش نمی‌تواند از دقت اطلاعات به‌دست آمده از تغییرات شکل ساحل در گذشته بیشتر شود.

۳) پیش‌بینی بر اساس شبیه‌سازی‌های عددی

در زمان حاضر، شبیه‌سازی‌های عددی به‌دو نوع تقسیم می‌شود: نوعی که تغییرات محل خط ساحلی را پیش‌بینی می‌کند و نوعی که تغییرات سه‌بعدی در عمق آب مانند تغییرات توپوگرافی ساحل را پیش‌بینی می‌کند. نوع اول تئوری تک‌خطی نامیده شده است و کلیات آن در ادامه بیان می‌گردد.

رسوبات ساحل توسط امواج و جریان، هم به سمت ساحل و هم به سمت دریا و همچنین در راستای موازی ساحل جابه‌جا می‌شوند. از آنجا که رانه ساحلی عمدتاً ناشی از اثر مستقیم امواج می‌باشد، رانه ساحلی زمان طوفان غالباً به سمت دریا خواهد بود و ساحل فرسایش پیدا کرده و خط ساحلی عقب‌نشینی می‌کند. وقتی دریا آرام می‌شود، رسوبات به سمت ساحل آمده و خط ساحلی پیشروی خواهد کرد. هم‌زمان با این حرکات، پروفیل ساحل نیز دچار تغییر می‌گردد. این تغییر توپوگرافی محل خط ساحلی و پروفیل ساحل در اثر انتقال بین نواحی نزدیک و دور از ساحل، معمولاً فصلی می‌باشد. در هر حال، در یک‌نگاه بلندمدت به پروفیل میانگین ساحل، می‌توان تغییرات انتقال رسوب بین ناحیه‌های نزدیک و دور از ساحل را در مقایسه با انتقال رسوب موازی ساحل نادیده گرفت. بنابراین وقتی به فرسایش یا انباشت ساحل در یک دوره طولانی توجه گردد، تغییری در شکل پروفیل ساحل دیده نمی‌شود و فرسایش و انباشت ساحلی با عقب‌نشینی و پیشروی خط ساحلی مرتبط می‌باشد. پس می‌توان پیش‌بینی تغییرات محل خط ساحلی را بر اساس انباشت و فرسایش توده رسوب عمدتاً ناشی از انتقال رسوب موازی ساحل انجام داد.

شکل (۲-۱۰۲) اصول محاسبه مدل پیش‌بینی تغییر خط ساحلی را نشان می‌دهد. همان‌گونه که در شکل دیده می‌شود، خط ساحلی باید در راستای ساحل به قسمت‌هایی با عرض U تقسیم شود و جریان ورودی و خروجی توده رسوب بین

این عرض‌ها، مدنظر قرار گیرد. وقتی جریان ورودی توده رسوب QUt و جریان خروجی توده رسوب $\left(Q + \frac{\partial Q}{\partial y} U\right) Ut$

در دوره زمانی U مقایسه گردند، اگر جریان ورودی بیشتر باشد انباشت و اگر جریان خروجی بیشتر باشد فرسایش اتفاق می‌افتد. با فرض اینکه مقطع عرضی ساحل در طول این زمان تغییر نکند و هرگونه عدم تعادل در جریان ورودی و خروجی رسوب پروفیل ساحل را به سمت ساحل یا دریا انتقال دهد، بیان پیشروی و پسروی خط ساحلی ناشی از عدم تعادل، امکان‌پذیر می‌شود. وقتی این فرضیات در قالب پیوستگی شار رسوب بیان گردد، نتیجه آن رابطه $(1-10)$ خواهد بود.

$$\frac{\partial x_s}{\partial t} + \frac{1}{D_s} \left(\frac{\partial Q}{\partial y} - q \right) = 0 \quad (1-10)$$

که در آن:

x_s : محل خط ساحلی (m)

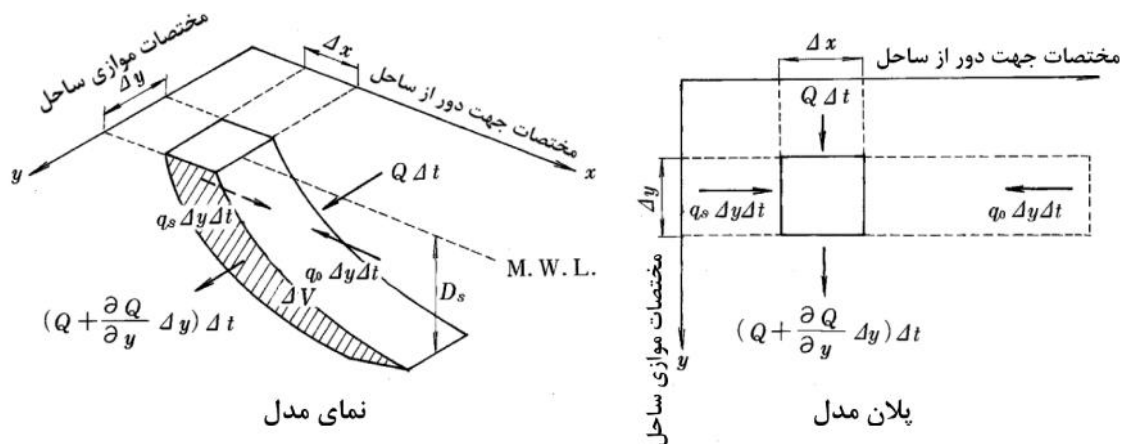
t : زمان (s)

y : مختصات در امتداد ساحل (m)

D_s : عرض ناحیه انتقال رسوب ساحلی (m)

Q : نرخ انتقال رسوب ساحلی (m^3/s)

q : جریان ورودی ($q > 0$) یا خروجی ($q < 0$) عمود بر ساحل مربوط به نرخ انتقال رسوب ساحلی روی مرز دور از ساحل در واحد عرض در راستای ساحل ($m^3/m/s$)



شکل ۲-۱۰-۲- رابطه بین تغییر حجم خط ساحلی و حرکت ماسه

برای به دست آوردن نرخ انتقال رسوب موازی ساحل Q ، باید از رابطه نرخ انتقال رسوب ساحلی مربوط به مولفه شار انرژی موج برخوردارکننده در نقطه شکست جریان موازی ساحل استفاده نمود. با استفاده از این رابطه می توان نرخ انتقال رسوب موازی ساحل را تنها با استفاده از ارتفاع و جهت موج در نقطه شکست تعیین نمود. معمولاً وقتی تغییر شکل ساحل پیش‌بینی می‌شود، ساحل دارای سازه‌هایی می‌باشد که محیط‌های حفاظت شده‌ای در مقابل موج برخوردارکننده ایجاد می‌کنند. به همین علت، ارتفاع موج در طول ساحل تغییر کرده و جریان‌های موازی ساحل ایجاد می‌گردد. معمولاً از رابطه Ozasa و Brampton که این اثرات را در نظر می‌گیرد، استفاده می‌شود.

$$Q = \frac{H_B^2 C_{gB}}{16s(1-\beta)} \left(K_1 \sin 2\theta_B - \frac{2K_2}{\tan \theta} \cos \theta_B \frac{\partial H_B}{\partial y} \right) \quad (9-10)$$

که در آن:

H_B : ارتفاع موج در حال شکست (m)

C_{gB} : سرعت گروه امواج در نقطه شکست (m/s)

θ_B : زاویه جبهه موج هنگام شکست با خط ساحلی (درجه)

$\tan S$: شیب ساحل تعادلی

s از رابطه $s = (\dots_s - \dots_0) / \dots_0$ به دست می‌آید

\dots_s : چگالی رسوب (g/cm^3)

\dots_0 : چگالی آب دریا (g/cm^3)

{: نسبت تخلخل رسوب

K_1 و K_2 : ضریب

عرض ناحیه حرکت رسوب D_s فاصله‌ای عمود بر خط ساحلی از نقطه بالاروی موج روی ساحل تا مرز دور از ساحل، که انتقال رسوب موازی ساحل غالب نیست، می‌باشد. فاصله D_s اصولاً با بررسی تغییرات حجم پروفیل ساحل، حاصل از اطلاعات عمق‌سنجی ساحل مورد بررسی، تعیین می‌گردد. وقتی اطلاعات موجود کافی نباشد، به‌عنوان یک روش می‌توان موج نماینده انرژی متوسط را تخمین زده و ابعاد آن در روابط ارتفاع بالاروی موج روی ساحل و عمق آستانه حرکت رسوب قرار داد تا فاصله D_s براحتی به دست آید.

از آنجا که رابطه (۹-۱۰) را به‌جز در موارد بسیار ساده، نمی‌توان به‌صورت تحلیلی حل نمود، برای محاسبات عددی این رابطه احتیاج به رایانه می‌باشد. در محاسبات عددی، Q را باید روی هر خط اندازه‌گیری تعیین نمود. برای این منظور ارتفاع موج در حال شکست، زاویه تابش نسبت به خط ساحلی و عمق آب در نقطه شکست در هر خط اندازه‌گیری را باید با استفاده از محاسبات تغییر شکل موج جداگانه محاسبه نمود.

مدل‌های متنوعی (تغییر پروفیل، تغییر خط ساحلی، تغییر سه‌بعدی) برای پیش‌بینی تغییرات توپوگرافی مختلف پیشنهاد شده و نمونه مدل‌های زیادی برای مقایسه دوطرفه آزمایش شده‌اند. نتایج آزمایش‌های مقایسه‌ای نشان می‌دهد که وقتی از مدل‌های مختلف برای یک منطقه استفاده می‌شود، این مدل‌ها باید به‌طور مناسبی با نحوه تغییر شکل ساحل، مقیاس زمانی و محیطی متناسب باشند.

فصل ۱۱

خاک بستر

۱۱-۱- روش تعیین شرایط ژئوتکنیکی

۱۱-۱-۱- اصول

پارامترهای ژئوتکنیکی باید بطور مناسبی از طریق مطالعات میدانی و آزمایش‌های خاک، تعیین گردد.

تفسیر

شرایط ژئوتکنیکی برای ساخت، شامل عمق لایه‌باربر، ضخامت لایه‌های نرم، وضعیت چگالی، خواص برشی، مشخصات تغییرشکل، مشخصات تحکیم، نفوذپذیری، تراز آب زیرزمینی (تراز آب باقیمانده) و غیره می‌باشد. مشخصات ژئوتکنیکی خاک بستر بشدت با تحکیم خاک در زمان یا تغییر فشار بارگذاری، تغییر می‌کند و بنابراین وقتی از اطلاعات قدیمی محل موردنظر استفاده می‌شود، تایید عدم‌تغییر شرایط زمین ناشی از تغییرات فشار بارگذاری یا درجه تحکیم، اهمیت دارد.

نکات فنی

موقعیت، فواصل و عمق شناسایی خاک باید با توجه به اندازه سازه، توزیع تنش در خاک بستر در اثر وزن سازه و یکنواختی شرایط خاک بستر تعیین گردد. تعیین تعداد نقاط شناسایی یا عمق آن‌ها به‌دلیل اینکه به هزینه ساخت و اهمیت سازه بستگی دارند، از قبل مشکل است و یکنواختی خاک بستر مهمترین عامل برای تعیین تعداد نقاط شناسایی می‌باشد. وجود اطلاعات از قبل مانند نتایج بررسی‌های گذشته، توپوگرافی زمین و آزمایش‌های امواج صوتی برای بررسی یکنواختی خاک بستر بسیار مناسب است و باید از تعیین فوری فواصل نقاط شناسایی بدون توجه به شرایط میدانی پرهیز نمود. در جدول (۲-۲۵) راهنمایی برای فواصل نقاط گمانه یا عمق‌شناسی به‌عنوان مرجع عنوان شده است.

جدول ۲-۲۵- راهنمایی برای فواصل نقاط گمانه و عمق‌شناسی

(الف) وقتی لایه‌بندی در جهات افقی و قائم نسبتاً یکنواخت باشد (واحدها برحسب متر)

عمود بر خط جلویی سازه		موازی خط جلویی سازه					
حداکثر فاصله از خط جلویی سازه		فواصل		فواصل			
عمق شناسی	گمانه	عمق شناسی	گمانه	عمق شناسی	گمانه		
۵۰ تا ۱۰۰	۲۵	۵۰	۳۰۰ تا ۱۰۰	۵۰۰ تا ۳۰۰	منطقه بزرگ‌مقیاس	شناسایی	
				۱۰۰ تا ۵۰	منطقه کوچک‌مقیاس	مقدماتی	
	۱۵ تا ۱۰	۳۰ تا ۲۰	۵۰ تا ۲۰	۱۰۰ تا ۵۰	شناسایی تفصیلی		

جدول ۲-۲۵- ادامه - (ب) وقتی وضعیت لایه بندی پیچیده باشد (واحدها بر حسب متر)

عمودبر خط جلویی سازه		موازی خط جلویی سازه				
حداکثر فاصله از خط جلویی سازه		فواصل		فواصل		
عمق شناسی	گمانه	عمق شناسی	گمانه	عمق شناسی	گمانه	
۵۰ تا ۱۰۰		۱۰ تا ۱۵	۲۰ تا ۳۰	۱۵ تا ۲۰	حدود ۵۰	شناسایی مقدماتی
		۵ تا ۱۰	۱۰ تا ۲۰	۵ تا ۱۰	۱۰ تا ۳۰	شناسایی تفصیلی

توجه: در برخی از عمق‌شناسی‌ها به چاه گمانه نیاز است. مقادیر نشان داده شده برای عمق‌شناسی در این جدول مربوط به مواردی می‌باشد که به گمانه نیاز ندارند. اگر برای شناسایی به گمانه احتیاج باشد از ستون مربوط به گمانه استفاده می‌شود.

عمق شناسایی باید آنقدر زیاد باشد تا وجود لایه‌ای که ظرفیت باربری کافی دارد، تایید گردد. در مورد سازه نسبتاً کوچک یا سازه‌ای به‌غیر از پی شمعی، عمق مورد شناسایی زمانی کافی تشخیص داده می‌شود که چندین متر از لایه دارای N مساوی ۳۰ یا بزرگتر تایید شود. در مورد سازه‌های عظیم که نیاز به پی شمعی دارند، عدد N مربوط باید مساوی ۵۰ یا بیشتر باشد. عدد N عبارت از تعداد ضربات آزمایش نفوذ استاندارد است.

۱۱-۱-۲- انتخاب روش‌های شناسایی خاک

روش‌های شناسایی خاک باید به‌گونه‌ای تعیین شود که بتوان پارامترهای مورد نیاز خاک برای طراحی و ساخت سازه را با توجه به نوع، اندازه و اهمیت سازه و همچنین مشخصات خاک مناطق اطراف تامین نمود.

تفسیر

روش‌های شناسایی خاک باید متناسب با هدف روش و با لحاظ هزینه و وسعت شناسایی و اهمیت سازه انتخاب گردد.

نکات فنی

روش‌های شناسایی خاک بر اساس هدف شناسایی و پارامترهای خاک مورد نظر در جدول (۲-۲۶) دسته‌بندی می‌شود.

جدول ۲-۲۶- روش‌های شناسایی خاک و پارامترهای خاک

پارامترهای خاک	روش شناسایی	هدف
عمق لایه‌باربر ضخامت لایه نرم لایه‌بندی	گمانه عمق‌شناسی شناسایی ژئوفیزیکی	بررسی وضعیت لایه‌بندی
مقاومت فشاری تک محوری (q_u) مقاومت برشی (f) زاویه پایداری برشی (W) چگالی نسبی (D_r)	نمونه دست‌نخورده عمق‌شناسی آزمایش میدانی	ظرفیت باربری پایداری شیب فشار خاک
ضریب تحکیم (C_v) ضریب تغییر حجم (m_v)	نمونه دست‌نخورده	مشخصات تحکیم

جدول ۲-۲۶- ادامه - روش‌های شناسایی خاک و پارامترهای خاک

پارامترهای خاک	روش شناسایی	هدف
ضریب نفوذپذیری (k)	نمونه دست‌نخورده آزمایش میدانی	نفوذپذیری
چگالی خشک حداکثر ($X_{d \max}$) رطوبت بهینه (W_{opt}) CBR	نمونه دست‌خورده هم قابل قبول است آزمایش میدانی	مشخصات تراکم
جرم حجمی (X_t) رطوبت (W) چگالی ذرات خاک (\dots_s) دانه‌بندی مشخصات خمیری (W_p و W_L)	نمونه دست‌نخورده (نمونه دست‌خورده هم به‌جز برای t مجاز است)	طبقه‌بندی

۱۱-۱-۳- آزمایش نفوذ استاندارد

عدد N در آزمایش نفوذ استاندارد خاک باید بر اساس روش آزمایش ISIRI 8446 یا ASTM D1586 تعیین گردد.

تفسیر

عدد N به‌دست آمده از آزمایش نفوذ استاندارد، به‌طورگسترده استفاده‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد. آزمایش نفوذ استاندارد را می‌توان برای خاک‌های مختلف به‌جز مواردی مانند سنگ بستر، قلوه‌سنگ‌ها و سنگدانه درشت به‌کار برد و برای لایه رس نرم یا لایه دارای سنگدانه با اندازه دانه‌های 10 میلی‌متر یا بیشتر دقت کمی دارد. از آنجا که روش‌های شناسایی مناسبی برای رس‌های آبرفتی همانند آزمایش‌های آزمایشگاهی با نمونه دست‌نخورده یا آزمایش برش پره درمحل وجود دارد، باید از ارزیابی پارامترهای خاک مربوط به رس آبرفتی توسط عدد N خودداری نمود.

۱۱-۲- مشخصات فیزیکی خاک‌ها

۱۱-۲-۱- وزن حجمی خاک

وزن حجمی خاک باید با استفاده از نمونه‌های دست‌نخورده خاک یا مستقیماً درمحل اندازه‌گیری و تعیین گردد.

۱۱-۲-۲- طبقه‌بندی خاک‌ها

طبقه‌بندی خاک باید با دانه‌بندی برای خاک درشت‌دانه و با مشخصات خمیری برای خاک‌های ریزدانه انجام گیرد.

تفسیر

مشخصات مکانیکی خاک نظیر مقاومت یا تغییرشکل‌پذیری، رابطه نزدیکی با دانه‌بندی خاک برای خاک‌های درشت‌دانه، و با مشخصات خمیری برای خاک‌های ریزدانه، دارد.

نکات فنی

روش طبقه‌بندی مهندسی برای مصالح خاک بستر (سیستم متحد طبقه‌بندی خاک):

روش طبقه‌بندی خاک و سنگ و اصطلاحات آن‌ها باید بر اساس روش طبقه‌بندی مهندسی برای مصالح خاک ISIRI 7827 یا ASTM D2487 باشد. طبقه‌بندی اندازه دانه‌ها و نام آن‌ها در شکل (۲-۱۰۳) دیده می‌شود. منظور از خاک درشت‌دانه، خاکی است که عمدتاً از ذرات درشت‌دانه با اندازه ذرات ۷۵ میکرومتر تا ۷۵ میلی‌متر تشکیل شده است. خاک با ذرات کوچکتر از ۷۵ میکرومتر، خاک ریزدانه نام دارد.

۳۰۰mm		۷۵mm		۱۹mm		۴/۷۵mm		۲mm		۴۲۵μm		۷۵μm		اندازه دانه
لاشه‌سنگ	قلوه‌سنگ	شن درشت	شن ریز	ماسه درشت	ماسه متوسط	ماسه ریز	رس یا لای							
سنگ		شن		ماسه										
مصالح سنگی		خاک درشت‌دانه								خاک ریزدانه				

شکل ۲-۱۰۳- طبقه‌بندی اندازه ذرات و اصطلاحات آن‌ها

برای تقسیم‌بندی و نام‌گذاری دقیق‌تر خاک‌ها طبق روش متحد طبقه‌بندی خاک می‌توان به ISIRI 7827 یا ASTM D2487 باشد.

۱۱-۲-۳- ضریب نفوذپذیری خاک

وقتی جریان آب در زمین کاملاً اشباع یکنواخت و آرام می‌باشد، ضریب نفوذپذیری را می‌توان با استفاده از رابطه Darcy تخمین زد.

تفسیر

ضریب نفوذپذیری k از رابطه (۱-۱۱) محاسبه می‌شود.

$$k = \frac{q}{iA} \quad (1-11)$$

که در آن:

k ضریب نفوذپذیری (cm/s)

q دبی جریان آب در خاک (cm³/s)

i شیب هیدرولیکی، $i=h/L$

h افت هد (cm)

L طول مسیر جریان (cm)

A مساحت سطح مقطع (cm²)

اندازه‌گیری k را می‌توان بر روی نمونه خاک در آزمایشگاه یا توسط آزمایش میدانی نفوذپذیری انجام داد.

نکات فنی

مقدار تقریبی ضریب نفوذپذیری را می‌توان به طریق زیر به دست آورد. Hazen نشان داده است که اندازه ذرات موثر D_{10} و نفوذپذیری ماسه k با هم در ارتباط هستند و رابطه (۲-۱۱) را برای محاسبه ضریب نفوذپذیری k ماسه نسبتاً یکنواخت با ضریب یکنواختی U_c کمتر از ۵ و اندازه ذرات موثر D_{10} از ۰/۱ تا ۰/۳ میلی‌متر ارائه نموده است.

$$k = CD_{10}^2 \quad (2-11)$$

که در آن:

$$U_c = D_{60}/D_{10} \text{ ضریب یکنواختی خاک}$$

D_{60} اندازه ذرات مربوط به ۶۰ درصد عبوری روی منحنی دانه‌بندی (cm)

D_{10} اندازه ذرات مربوط به ۱۰ درصد عبوری روی منحنی دانه‌بندی (اندازه ذرات موثر) (cm)

k ضریب نفوذپذیری (cm/s)

C : عدد ثابت ($C=100$ (1/cm/s))

همچنین Terzaghi برای استفاده از رابطه (۲-۱۱) برای خاک‌های چسبنده مقدار $C=2$ را پیشنهاد نموده است. مقادیر تقریبی ضریب نفوذپذیری در جدول (۲۷-۲) ارائه شده است.

جدول ۲-۲۷- مقادیر تقریبی ضریب نفوذپذیری

رس	لای	ماسه	خاک
10^{-9} cm/s	10^{-5} cm/s	10^{-2} cm/s	ضریب نفوذپذیری

۱۱-۳- مشخصات مکانیکی خاک‌ها

۱۱-۳-۱- ثابت‌های ارتجاعی

وقتی زمین به‌عنوان بستر ارتجاعی تحلیل می‌شود، ثابت‌های ارتجاعی باید با توجه به غیرخطی بودن رابطه تنش- کرنش خاک تعیین شود.

تفسیر

هنگام تحلیل زمین به‌عنوان بستری ارتجاعی، معمولاً از ضریب تغییرشکل و نسبت پواسون به‌عنوان ثابت‌های ارتجاعی استفاده می‌شود. به‌علت غیرخطی بودن رابطه تنش- کرنش خاک، ثابت‌های ارتجاعی در طراحی باید با توجه به میزان کرنش زمین مورد تحلیل، تعیین شوند.

نکات فنی

(۱) وابستگی ضریب تغییرشکل به کرنش

رابطه تنش- کرنش خاک معمولاً غیرخطی می‌باشد. وقتی میزان کرنش حدود 10^{-4} یا کمتر است، ضریب تغییرشکل حداکثر و تقریباً ثابت می‌شود که این مقدار حداکثر E_{max} ضریب ارتجاعی دینامیکی نامیده می‌شود زیرا این ضریب با

روش‌های آزمایش دینامیکی همانند شناسایی امواج ارتجاعی تعیین می‌گردد. هرچه مقدار کرنش افزایش یابد، ضریب ارتجاعی کاهش می‌یابد. ضریب ارتجاعی وتری (سکانت) E_{50} ، که از آزمایش فشاری تک‌محوری مرسوم یا آزمایش فشاری سه‌محوری به دست می‌آید، ضریب تغییرشکلی است که کرنش آن از مرتبه 10^{-3} می‌باشد. وقتی تحلیل ارتجاعی زمین انجام می‌شود، لازم است که ثابت ارتجاعی با توجه به میزان کرنش زمین تعیین گردد.

(۲) رابطه بین مقاومت برشی زهکشی‌نشده و ضریب تغییرشکل

برای خاک‌های چسبنده، مقادیر تقریبی ضریب ارتجاعی مماسی اولیه E_i که می‌توان آن را به‌عنوان ضریب تغییرشکل مربوط به کرنش $0/2$ تا $0/5$ ٪ در نظر گرفت و همین‌طور ضریب ارتجاعی وتری E_{50} را می‌توان توسط روابط (۳-۱۱) و (۴-۱۱) تعیین نمود.

$$E_i = 210 c_u \quad (3-11)$$

$$E_{50} = 180 c_u \quad (4-11)$$

که در آن:

E_i : ضریب ارتجاعی مماسی اولیه (kN/m^2)

E_{50} : ضریب ارتجاعی وتری (kN/m^2)

c_u : مقاومت برشی زهکشی‌نشده (kN/m^2)

رابطه (۳-۱۱) فقط برای رس دریایی با ساخت‌یافتگی بالا و خمیری زیاد کاربرد دارد.

(۳) نسبت پواسون

در حال حاضر اگرچه روش‌های متعددی برای تعیین نسبت پواسون خاک پیشنهاد شده است، روش مورد تاییدی

وجود ندارد و عملاً برای شرایط خاک اشباع زهکشی‌نشده از $\hat{\nu} = \frac{1}{2}$ و برای حالات دیگر از $\hat{\nu} = \frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}$ استفاده می‌شود.

۱۱-۳-۲- مشخصات تحکیم

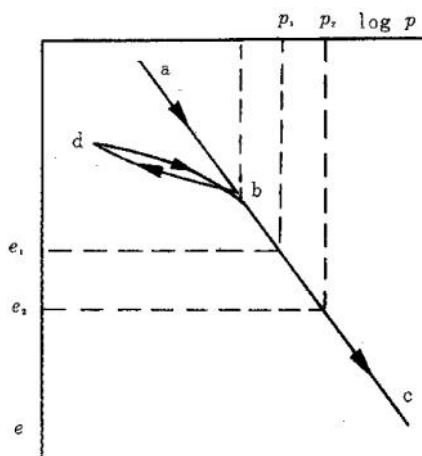
ضریب تغییر حجم و سایر پارامترهایی که برای پیش‌بینی نشست تحکیمی زمین نرم بر اساس نظریه تحکیم استفاده می‌شوند باید از طریق آزمایش‌های تحکیم یک‌بعدی آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های دست‌نخورده طبق ISIRI 6932 یا ASTM D2435 بدست آورده شود.

نکات فنی

نشست تحکیمی شامل تحکیم اولیه و تحکیم ثانویه (تاخیری) می‌باشد. تحکیم اولیه، نشستی است که به‌علت از بین رفتن فشار آب اضافی حفرات ناشی از افزایش فشار سربار به‌وجود می‌آید. تحکیم ثانویه، نشستی می‌باشد که در پی از بین رفتن فشار آب اضافی حفرات ایجاد می‌گردد. وقتی سازه‌های بندر و لنگرگاه بر روی رسوبات دریایی عادی تحکیم‌یافته ساخته شود، بیشترین نشست ناشی از تحکیم اولیه بوده و اثر تحکیم ثانویه ناچیز خواهد بود، گرچه در بعضی موارد، پیش‌بینی نشست ثانویه نیز لازم می‌باشد. نشست تحکیمی اولیه با محاسبه نشست نهایی و نرخ نشست تعیین می‌گردد.

(۱) محاسبه نشست نهایی تحکیم

با ترسیم خط فشار تحکیم p و نسبت تخلخل e بعد از تکمیل تحکیم بر روی مختصات نیمه لگاریتمی، منحنی $e-\log p$ مطابق شکل (۲-۱۰۴) به دست می‌آید.



شکل ۲-۱۰۴- رابطه $e-\log p$ خاک

رابطه بین نسبت تخلخل e بخش abc در شکل (۲-۱۰۴) و فشار p توسط رابطه (۵-۱۱) بیان می‌شود.

$$e_2 = e_1 - C_c \log_{10} \frac{p_2}{p_1} \quad (5-11)$$

که در آن C_c زاویه شیب بخش abc بوده و شاخص تراکم نام دارد. مطابق رابطه (۵-۱۱)، وقتی فشار تحکیم از p_1 به p_2 افزایش می‌یابد کاهش در نسبت تخلخل Ue از رابطه (۶-۱۱) محاسبه می‌گردد.

$$Ue = e_1 - e_2 = C_c \log_{10} \frac{p_2}{p_1} \quad (6-11)$$

وقتی فشار تحکیم به زمین نرم وارد می‌شود، نشست نهایی تحکیم را می‌توان با استفاده از سه روش منحنی $e-\log p$ روش m_v (ضریب تغییر حجم) و روش C_c محاسبه نمود. در روش منحنی $e-\log p$ از رابطه (۶-۱۱) محاسبه می‌شود و نشست S از رابطه (۷-۱۱) به دست می‌آید:

$$S = h \frac{Ue}{1 + e_0} \quad (7-11)$$

در روش m_v از رابطه (۸-۱۱) محاسبه می‌گردد:

$$S = m_v U p . h \quad (8-11)$$

که در آن:

S : نشست تحکیم نهایی (m)

m_v : ضریب تغییر حجم وقتی فشار تحکیم برابر $p_0 + 0.5Up$ باشد (m^2/kN)

e_0 : نسبت تخلخل خاک در محل

p_0 : فشار سربار در محل (kN/m^2)

Up : افزایش در فشار تحکیم (kN/m^2)

h ضخامت لایه (m)

وقتی خاک عادی تحکیم یافته باشد، مقدار m_v با افزایش فشار تحکیم، کاهش یافته و بر روی مختصات لگاریتمی خطی تقریباً مستقیم ایجاد می‌کند. روش m_v در عمل متداول است زیرا تعیین m_v وقتی خاک بستر رس عادی تحکیم یافته باشد، ساده است. البته در مورد لایه رس دوره چهارم زمین‌شناسی (Pleistocene)، تعیین مقدار m_v باید با دقت انجام گیرد زیرا خاک بستر معمولاً در مرز بین مرحله پیش تحکیمی و عادی تحکیم یافته قرار دارد.

در روش C_c ، S با استفاده از رابطه (۹-۱۱) محاسبه می‌گردد:

$$S = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log_{10} \frac{p_0 + Up}{p_0} \quad (9-11)$$

که در آن:

C_c : شاخص تراکم

(۲) سرعت نشست

تحکیم یک پدیده نشست وابسته به زمان می‌باشد. سرعت تحکیم برای کل یک لایه رس با پارامتر U به عنوان درجه تحکیم متوسط بیان می‌گردد. رابطه بین U و فاکتور بی بعد زمان T_v از نظریه تحکیم به دست می‌آید. رابطه بین فاکتور بی بعد زمان T_v و زمان واقعی t به صورت رابطه (۱۰-۱۱) می‌باشد:

$$T_v = \frac{c_v t}{H^*{}^2} \quad (10-11)$$

که در آن:

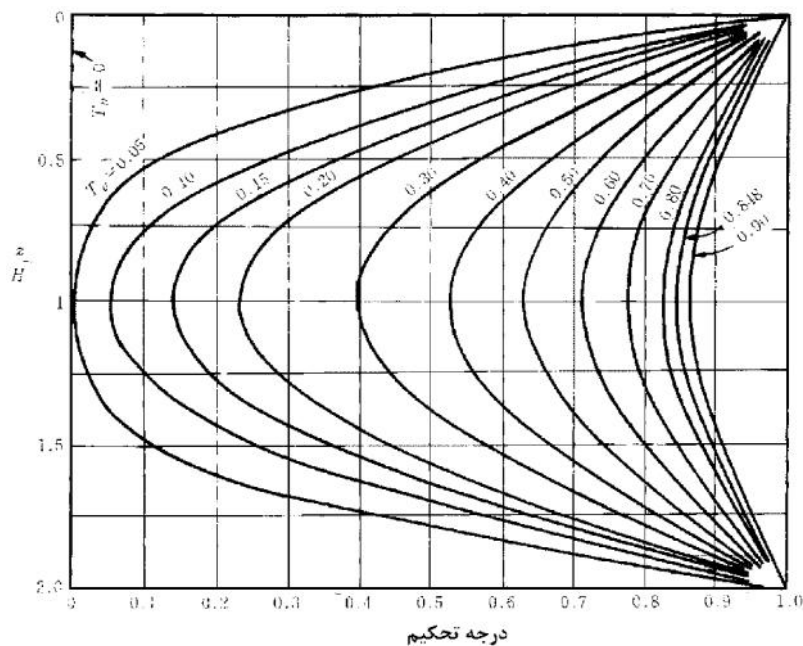
T_v : فاکتور زمان

c_v : ضریب تحکیم (cm^2/d)

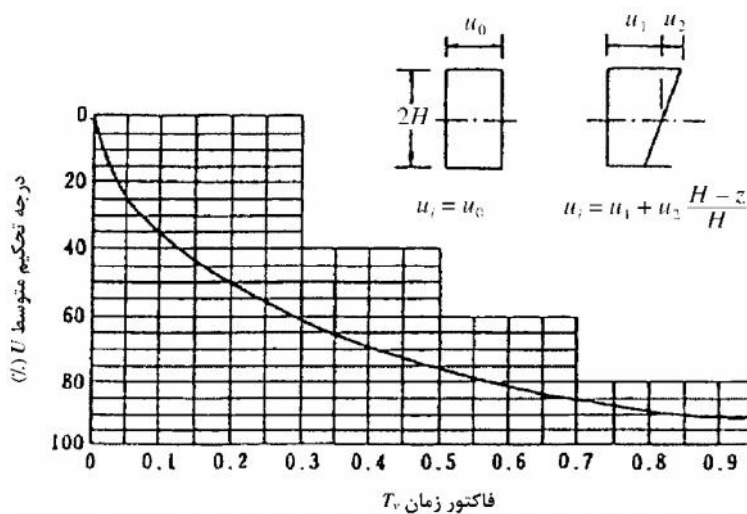
t : زمان پس از شروع تحکیم (d یا روز)

H^* : حداکثر فاصله زهکشی (cm)

وقتی دوطرف لایه رسی، لایه نفوذپذیر قرار دارد، حداکثر فاصله زهکشی H^* برابر H (نصف ضخامت لایه) می‌باشد. وقتی لایه نفوذپذیر فقط در یک طرف موجود باشد، H^* برابر $2H$ (ضخامت لایه) می‌گردد. درجه تحکیم در هر عمقی در شکل (۲-۱۰۵) توسط خطوط هم‌زمان تحکیم نشان داده شده است. علاوه بر آن، شکل (۲-۱۰۶) نشان دهنده رابطه نظری بین درجه تحکیم متوسط و فاکتور زمان می‌باشد.



شکل ۲- ۱۰۵- خطوط هم زمان تحکیم



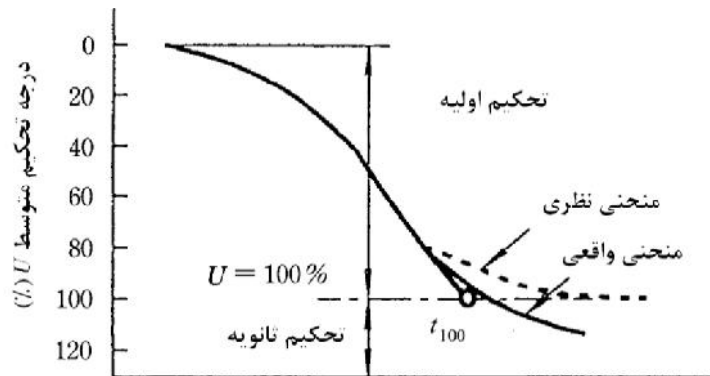
شکل ۲- ۱۰۶- رابطه نظری بین درجه تحکیم متوسط و فاکتور زمان

۳) تحکیم ثانویه

پیشرفت تحکیم با گذشت زمان در شکل (۲-۱۰۷) نشان داده شده است. در موارد زیر، تحکیم ثانویه باید در طراحی مدنظر قرار گیرد.

الف) بعد از اتمام تحکیم اولیه، نشست زمین ممکن است تاثیر شدیدی در طولانی مدت بر سازه بگذارد.

ب) فشار تحکیم از تنش تسلیم تحکیم لایه خاک کمی بیشتر شده (مثلا نشست رس دوره چهارم زمین شناسی در لایه های عمیق) و سهم تحکیم ثانویه قابل اغماض نباشد.



شکل ۲-۱۰۷- تحکیم اولیه و تحکیم ثانویه

(۴) نشست تحکیمی در رس بسیار نرم

وقتی خاکریز متشکل از مصالح لایروبی یا لجن انباشته شده باشد، پیش‌بینی نشست تحکیمی این توده بسیار نرم ضروری می‌باشد. نظریه تحکیم Mikasa را می‌توان برای حل این مشکل استفاده نمود زیرا این نظریه اثر وزن مرده لایه رس و تغییرات ضخامت لایه را که در نظریه تحکیم مرسوم نادیده گرفته شده، در نظر می‌گیرد. برای استفاده از نظریه تحکیم Mikasa، رابطه نشست-زمان باید با روش تفاضل محدود محاسبه گردد. برای به‌دست آوردن صحیح پارامترهای تحکیم توده‌های بسیار نرم، می‌توان از آزمایش تحکیم با سرعت کرنش ثابت استفاده نمود.

۱۱-۳-۳- خواص برشی

برای تعیین پارامترهای مقاومت برشی خاک، خاک به‌صورت خاک ماسه‌ای و خاک چسبنده طبقه‌بندی می‌شود. مقاومت برشی خاک ماسه‌ای در شرایط زهکشی‌شده و مقاومت برشی خاک چسبنده در شرایط زهکشی‌نشده تعیین می‌گردد.

تفسیر

اصولا ضریب نفوذپذیری خاک ماسه‌ای 10^{-3} تا 10^{-5} برابر خاک چسبنده می‌باشد. برای لایه خاک ماسه‌ای، فرض می‌شود آب اضافی حفرات حین ساخت، کاملا زهکشی می‌شود. از طرف دیگر، برای لایه خاک چسبنده حین ساخت، تقریبا هیچ زهکشی انتظار نمی‌رود زیرا نفوذپذیری آن بسیار کم می‌باشد. بنابراین در بسیاری از موارد برای لایه خاک ماسه‌ای، مقاومت برشی با استفاده از زاویه اصطکاک در شرایط زهکشی‌شده W_d و چسبندگی در شرایط زهکشی‌شده c_d محاسبه می‌گردد. از آنجا که مقدار c_d معمولا بسیار کوچک است، در عمل از آن چشم‌پوشی کرده و فقط از W_d به‌عنوان پارامتر مقاومتی استفاده می‌شود.

در حالت لایه خاک چسبنده اشباع، مقاومت برشی لایه، قبل و بعد از ساخت تقریبا دچار تغییر نمی‌شود زیرا حین ساخت زهکشی صورت نمی‌گیرد. بنابراین از مقاومت برشی زهکشی‌نشده قبل از ساخت می‌توان به‌عنوان پارامتر مقاومتی استفاده نمود. برای خاک واسطه که نفوذپذیری آن بین نفوذپذیری خاک ماسه‌ای و چسبنده قرار دارد، خاک را باید با توجه به ضریب نفوذپذیری و شرایط ساخت به‌عنوان یکی از خاک‌های ماسه‌ای یا چسبنده دانست و مقاومت برشی آن را نیز با روش آزمایش مناسب تعیین نمود.

نکات فنی

(۱) مقاومت برشی

مقاومت برشی خاک، بستگی زیادی به اینکه آیا تغییر حجم خاک (در حالت خاک اشباع، مکش یا زهکشی آب حفره‌ای) هنگام برش رخ می‌دهد یا نه دارد. شرایط زهکشی به سه دسته زیر تقسیم می‌شود و پارامترهای مقاومتی مختلفی برای هر حالت به کار می‌رود:

(۱) حالت تحکیم‌نیافته زهکشی نشده (UU)

(۲) حالت تحکیم‌یافته زهکشی نشده (CU)

(۳) حالت تحکیم‌یافته زهکشی شده (CD)

مقاومت برشی مورد استفاده برای طراحی زمین باید برای حالت خطرناک‌ترین شرایط زهکشی مورد انتظار تحت بار داده شده باشد. شرایط زهکشی و مقاومت برشی به شکل زیر می‌باشد:

الف) وقتی بارگذاری سریع بر زمین با خاک چسبنده اعمال می‌شود:

از آنجاکه تحکیم و مقاومت برشی با گذشت زمان به ترتیب پیشرفت کرده و افزایش می‌یابد، خطرناک‌ترین زمان بلافاصله بعد از بارگذاری و زمانی که هنوز زهکشی انجام نشده است، می‌باشد (این شرایط مساله پایداری کوتاه‌مدت نامیده می‌شود). مقاومت برشی f در این لحظه، مقاومت برشی c_u است که از آزمایش‌های تحکیم‌نیافته زهکشی نشده نمونه قبل از بارگذاری به دست آمده است. نام دیگر پارامتر c_u چسبندگی ظاهری می‌باشد و تحلیل با استفاده از c_u روش $W = 0$ نیز نامیده می‌شود. ساخت دیوار دریایی یا موج‌شکن (بدون حفاری)، خاکریز و سد خاکی بر روی زمین با خاک رسی نرم از این دسته می‌باشد.

ب) وقتی نفوذپذیری زمین زیاد باشد یا وقتی زهکشی لایه تحکیمی حین ساخت به علت بارگذاری با سرعت کم، کامل شده باشد:

به علت اینکه زهکشی لایه، همزمان با بارگذاری اتفاق می‌افتد و همراه بارگذاری انتظار افزایش مقاومت لایه می‌رود، طراحی سازه باید با استفاده از c_d و w_d که در شرایط تحکیم‌یافته زهکشی شده (CD) به دست آمده، انجام گیرد. ساخت دیواره دریایی یا موج‌شکن (بدون حفاری)، خاکریز و دیواره خاکی بر روی خاک ماسه‌ای از این دسته می‌باشند.

پ) وقتی نفوذپذیری زمین کم باشد و برای کاهش تنش T عمود بر صفحه برش، بار حذف گردد:

در این حالت، خطرناک‌ترین وضعیت، بعد از گذشت زمان طولانی می‌باشد. زمانی که خاک آب جذب می‌کند، متورم می‌شود و مقاومت برشی خود را از دست می‌دهد (این شرایط مساله پایداری طولانی مدت نام دارد). در بین سه دسته، مقاومت برشی تحکیم‌یافته زهکشی نشده بعد از جذب آب و تورم خاک و وقتی که نسبت بیش تحکیمی کم باشد (T) کمی کمتر از p_c باشد، کمترین می‌شود. بنابراین در این وضعیت مقدار c_u باید با توجه به تورم خاک استفاده شود. نگه داشتن خاک و حفاری در زمین رسی یا برداشتن پیش‌بارگذاری روی زمین با خاک چسبنده از این دسته است. از طرف دیگر، در حالت زمین بسیار بیش تحکیم شده که T نسبت به p_c بسیار کوچک می‌باشد، پارامترهای c_d و w_d برای طراحی به کار می‌روند زیرا مقاومت برشی در شرایط تحکیم‌یافته زهکشی شده، حداقل می‌باشد.

تقریباً در تمامی حالات شرایط ساخت معمولی سازه‌های بندر و لنگرگاه، برای خاک‌های چسبنده از مقاومت زهکشی‌نشده در شرایط UU بند (الف) و برای خاک‌های ماسه‌ای از پارامتر مقاومتی در شرایط CD بند (ب) استفاده می‌شود. روابط (۱۱-۱۱) و (۱۲-۱۱) به ترتیب روش‌های محاسبه مقاومت را نشان می‌دهند:

برای خاک چسبنده (مقدار ماسه کمتر از ۵۰٪)

$$\dagger = c_u \quad (11-11)$$

که در آن:

\dagger : مقاومت برشی (kN/m^2)

c_u : مقاومت برشی زهکشی‌نشده (kN/m^2)

برای خاک ماسه‌ای (مقدار ماسه بیش از ۸۰٪)

$$\dagger = (\dagger - u) \tan w_d \quad (12-11)$$

که در آن:

\dagger : مقاومت برشی (kN/m^2)

\dagger : تنش عمود بر صفحه برش (kN/m^2)

u : فشار آب پایدار در محل (kN/m^2)

w_d : زاویه مقاومت برشی برای شرایط زهکشی‌شده (درجه)

علاوه بر آن، به علت اینکه خاک با درصد ماسه حدود ۵۰ تا ۸۰٪ دارای مشخصات متوسطی بین خاک ماسه‌ای و چسبنده می‌باشد، به آن خاک واسطه می‌گویند. تعیین مقاومت برشی خاک واسطه در مقایسه با خاک ماسه‌ای یا چسبنده، مشکل است و به همین علت مقاومت برشی چنین خاکی باید با دقت زیاد و با مراجعه به نتایج جدیدترین تحقیقات تعیین گردد.

۲) مقاومت برشی ماسه

از آنجا که خاک ماسه‌ای نفوذپذیری بالا و شرایط کاملاً زهکشی‌شده دارد، مقاومت برشی ماسه از رابطه (۱۲-۱۱) محاسبه می‌گردد.

زاویه مقاومت برشی w_d برای شرایط زهکشی‌شده را می‌توان با استفاده از آزمایش سه‌محوری CD (تحکیم‌یافته زهکشی‌شده) تعیین نمود. از آنجا که مقدار w_d با کاهش نسبت تخلخل و افزایش چگالی بیشتر می‌شود، نسبت تخلخل در محل e_0 باید با دقت تعیین گردد. بنابراین بهتر است نمونه مورد آزمایش دست‌نخورده باشد. اگرچه مقادیر w_d ماسه با چگالی یکسان با تغییر شرایط برش کمی تغییر می‌کند، مقدار w_d به دست آمده از آزمایش سه‌محوری CD، که با فشار جانبی مرتبط با شرایط طراحی و با نمونه دست‌نخورده انجام می‌شود، را می‌توان به عنوان پارامتر طراحی برای تحلیل پایداری مورد استفاده قرار داد. البته در حالت ایجاد مشکل در ظرفیت باربری پی که بیشتر ناشی از شکست پیش‌رونده می‌باشد، اگر مقدار w_d حاصل از آزمایش سه‌محوری CD مستقیماً به عنوان پارامتر طراحی استفاده شود، ظرفیت باربری در بعضی حالات بیش از واقعیت به دست می‌آید.

در مقایسه با حالت خاک چسبنده، نمونه‌گیری ماسه دست‌نخورده از نظر فنی سخت و همچنین بسیار هزینه‌بر می‌باشد. به همین علت در تعیین مقاومت برشی خاک ماسه‌ای معمولاً استفاده از عدد N آزمایش نفوذ استاندارد بر آزمایش خاک آزمایشگاهی ترجیح دارد. برای تعیین w_d از عدد N به رابطه بند (۱۱-۴) زاویه اصطکاک داخلی توسط عدد N مراجعه شود.

۳) مقاومت برشی خاک چسبنده

خاکی که درصد رس و لای آن بیش از ۵۰٪ باشد، خاک چسبنده در نظر گرفته می‌شود. روش‌های مختلفی برای تعیین مقاومت برشی زهکشی‌نشده c_u خاک چسبنده وجود دارد که در ادامه می‌آید. روش مناسب باید با توجه به عواملی نظیر تجربیات قبلی، مشخصات خاک بستر، اهمیت سازه و غیره انتخاب گردد.

الف) روش q_u

در این روش از مقدار میانگین مقاومت فشاری تک محوری q_u که از نمونه‌های دست‌نخورده به دست می‌آید، استفاده می‌شود. مقاومت برشی زهکشی‌نشده که در طراحی از آن استفاده می‌گردد از رابطه (۱۱-۱۳) به دست می‌آید:

$$c_u = \bar{q}_u / 2 \quad (11-13)$$

که در آن \bar{q}_u مقدار میانگین مقاومت فشاری تک‌محوری (kN/m^2) می‌باشد.

ب) روش‌های ترکیبی آزمایش‌های مقاومت فشاری تک‌محوری و مقاومت فشاری سه‌محوری

یکی از مشکلات روش q_u این است که اعتبار آزمایش به مهارت آزمایشگر بستگی دارد زیرا آزمایش در معرض اثرات منفی اختلال هنگام نمونه‌گیری می‌باشد. برای حل این مشکل، می‌توان روشی ترکیبی را برای تعیین مقاومت با مقایسه q_u نمونه‌های دست‌نخورده و مقاومت حاصل از آزمایش سه‌محوری CU و تعیین کیفیت نمونه مورد استفاده قرار داد. این روش برای زمین با خاک طبیعی استفاده می‌شود و نمی‌توان آن را برای زمین احیاشده تحکیم‌نشده به کار برد.

پ) روش مقاومت حاصل از آزمایش برش جعبه

این روش از مقاومت \dagger_{DS} (kN/m^2) حاصل از آزمایش برش جعبه استفاده می‌کند. نمونه مورد استفاده دست‌نخورده بوده و تحت فشار سربار موثر در محل به صورت تک‌محوری تحکیم‌یافته است. این آزمایش طبق روش $ASTM D3080$ انجام می‌شود. مقاومت برشی زهکشی‌نشده c_u مورد نیاز در طراحی از رابطه (۱۱-۱۴) محاسبه می‌گردد:

$$c_u = 0.85 \dagger_{DS} \quad (11-14)$$

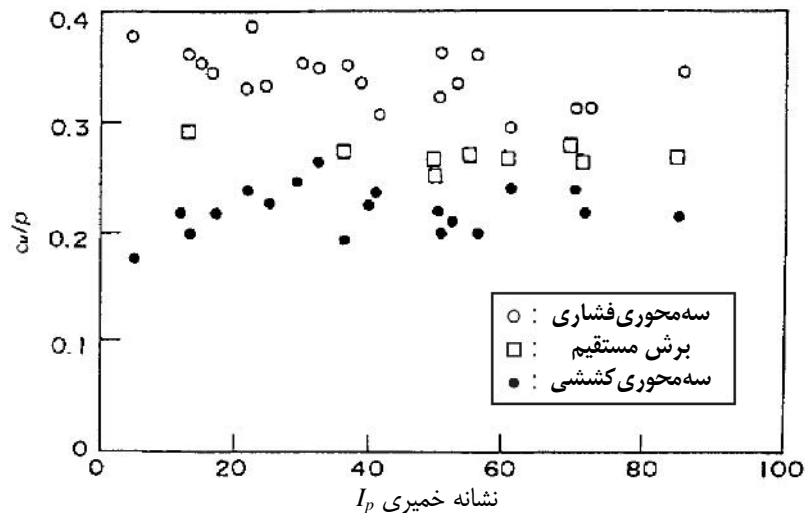
در این رابطه، عدد ۰/۸۵ ضریب اصلاح مربوط به اثر سرعت برش می‌باشد.

ت) روش تعیین مقاومت برشی زهکشی‌نشده توسط آزمایش میدانی برش پره

آزمایش برش پره در بند (۱۱-۵) کاربرد روش‌های عمق‌سناسی به جز SPT ، بیان شده است. مقدار میانگین مقاومت برشی $c_{u(v)}$ به دست آمده را می‌توان در طراحی به عنوان مقاومت برشی زهکشی‌نشده c_u استفاده نمود. آزمایش میدانی برش پره را می‌توان به علت جابه‌جایی نسبتاً آسان آن، در کارگاه انجام داد. با این آزمایش می‌توان مقاومت برشی رس بسیار نرم را که آزمایش فشار تک‌محوری روی آن به علت مشکل در ساخت نمونه بدون حفاظ جانبی، امکان‌پذیر نیست، تعیین کند. بنابراین این آزمایش را می‌توان مثلاً برای مدیریت محلی که در آن خاک با زهکش‌های قائم اصلاح شده است، به کار برد.

(۴) افزایش مقاومت خاک چسبنده ناشی از تحکیم

مقاومت زهکشی نشده خاک چسبنده با پیشرفت تحکیم، افزایش می‌یابد. برای روش‌های اصلاح خاک نظیر روش زهکش قائم یا روش شمع تراکم ماسه، نرخ افزایش مقاومت c_u/p ناشی از تحکیم پارامتر مهمی است زیرا مقاومت با زهکشی آب حفره‌ای ناشی از تحکیم افزایش می‌یابد (شکل ۲-۱۰۸). هرچه مقدار c_u/p بیشتر باشد، نرخ افزایش مقاومت بیشتر می‌شود و اصلاح خاک موثر بیشتری انتظار می‌رود.



شکل ۲-۱۰۸- رابطه بین نشانه خمیری و c_u/p

(۵) مقاومت خاک واسطه

خاک دارای ۵۰ تا ۸۰٪ ماسه، خاک واسطه نام دارد که بین خاک ماسه‌ای و خاک چسبنده قرار دارد. برای این نوع خاک، ماسه‌ای یا چسبنده بودن با توجه به ضریب نفوذپذیری و شرایط طراحی مشخص و سپس مطابق آن، مقاومت برشی تعیین می‌گردد.

برای خاک واسطه با درصد ماسه زیاد یا سنگدانه مرجانی، ضریب نفوذپذیری حاصل از آزمایش تحکیم استاندارد به علت محدودیت‌های شرایط آزمایش معمولاً مقدار دست پایین می‌باشد. بهتر است علاوه بر اصلاح مراحل آزمایش، از آزمایش نفوذپذیری میدانی یا آزمایش مخروط الکتریکی برای تعیین ضریب نفوذپذیری استفاده نمود.

وقتی ضریب نفوذپذیری حاصل از این آزمایش‌ها بیشتر از 10^{-4} cm/s باشد، زمین نفوذپذیر می‌باشد. بنابراین مقدار w_d حاصل از مقاومت نفوذ مخروط الکتریکی یا آزمایش سه محوری CD را می‌توان با فرض $c_d=0$ به عنوان پارامتر طراحی در نظر گرفت.

وقتی ضریب نفوذپذیری کمتر از 10^{-4} cm/s باشد، خاک واسطه شبیه خاک چسبنده در نظر گرفته می‌شود. به علت تاثیر بیشتر آزاد شدن تنش هنگام نمونه‌گیری بر خاک واسطه نسبت به خاک چسبنده، مقاومت برشی حاصل از روش « q_u » دست پایین می‌باشد. یک روش اصلاح مقاومت چنین خاک واسطه‌ای با درصد ماسه زیاد با استفاده از درصد رس و نشانه خمیری می‌باشد. البته استفاده از روش ترکیبی آزمایش فشاری تک محوری و آزمایش فشاری سه محوری یا آزمایش برش جعبه برای تعیین مقاومت خاک واسطه مناسب‌تر می‌باشد.

۱۱-۴- زاویه اصطکاک داخلی توسط عدد .

زاویه اصطکاک داخلی برای خاک ماسه‌ای با استفاده از رابطه (۱۱-۱۵) از عدد حاصل از آزمایش نفوذ استاندارد به دست می‌آید.

$$w = 25 + 3.2 \sqrt{\frac{100N}{70 + p'_{v0}}} \quad (11-15)$$

که در آن:

w : زاویه اصطکاک داخلی ماسه (درجه)

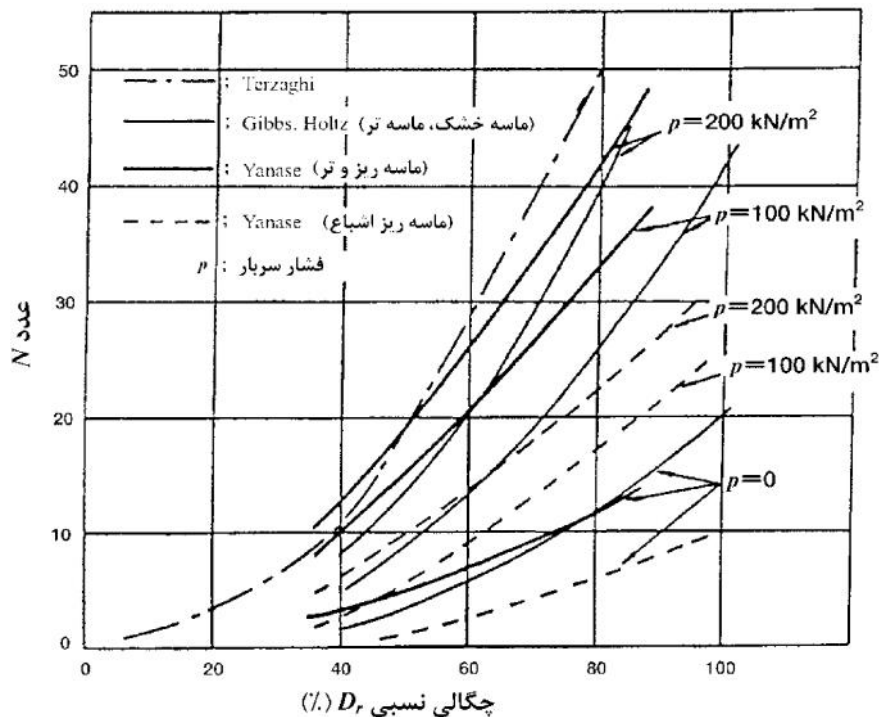
N : عدد حاصل از آزمایش نفوذ استاندارد

p'_{v0} : فشار سربار موثر وقتی عدد آزمایش نفوذ استاندارد به دست می‌آید (kN/m^2)

تفسیر

روابط بین عدد N و بسیاری از پارامترهای خاک توسط اطلاعات کارگاه‌های مختلف ارائه شده است. وقتی از این روابط استفاده می‌شود، لازم است که پیش‌زمینه این نتیجه‌گیری‌ها و شرایط زمینی که اطلاعات از آن استخراج شده است در نظر گرفته شود تا محدوده کاربرد آن رابطه مشخص گردد.

مقدار \emptyset مستقیماً از عدد N و بدون توجه به فشار سربار موثر p'_{v0} ، همانند رابطه Dunham به دست می‌آید. همانند شکل (۲-۱۰۹)، چگالی نسبی D_r به p'_{v0} وابسته است، پس در تعیین \emptyset به وسیله عدد N باید p'_{v0} مدنظر قرار گیرد.



شکل ۲-۱۰۹- تاثیر فشار سربار موثر و چگالی نسبی بر عدد N (Meyerhof)

۱۱-۵- کاربرد روش‌های عمق‌شناسی به جز SPT

وقتی عمق‌شناسی از روش‌هایی به غیر از آزمایش نفوذ استاندارد انجام می‌شود، باید روشی مناسب با توجه به مشخصات خاک بستر و میزان دقت انتخاب شود.

نکات فنی

(۱) انواع عمق‌شناسی

همانطور که در جدول (۲-۲۸) آورده شده است، انواع مختلفی عمق‌شناسی وجود دارد. هنگام تهیه نقشه بررسی زمین، ترکیبی از آزمایش‌های آزمایشگاهی و عمق‌شناسی باید با توجه به مشخصات خاک بستر زمین، پارامترهای خاک مورد نیاز و میزان دقت لازم برای طراحی یا ساخت، مورد مطالعه قرار گیرند.

(۲) آزمایش برش پره

در این آزمایش، پره‌ای به شکل علامت ضرب داخل زمین وارد می‌شود و به وسیله گشتاور پیچشی پره، مقاومت برشی زهکشی‌نشده خاک بستر تعیین می‌گردد. این آزمایش برای تعیین مقاومت خاک بستر درحالتی که نمی‌توان نمونه‌ای بدون حفاظ تهیه نمود، مانند خاک چسبنده نرم، مناسب می‌باشد.

(۳) آزمایش نفوذ مخروط استاتیک الکتریکی

ویژگی قابل توجه این آزمایش، کاربرد آن برای اندازه‌گیری پارامترهای خاک در راستای قائم و به صورت پیوسته می‌باشد، بنابراین با استفاده از آن شرایط خاک بستر را می‌توان به‌طور دقیق‌تری تخمین زد. این روش بررسی زمین بیشتر برای حالتی که لایه‌های ماسه‌ای و لایه‌های خاک رسی به‌طور پیچیده‌ای با هم مخلوط شده‌اند، کاربرد دارد. رابطه (۱۱-۱۶) برای تعیین مقاومت برشی زهکشی‌نشده c_{u0} رس از آزمایش نفوذ مخروط استفاده می‌شود.

$$c_{u0} = (q_t - \dagger_{v0}) / N_{kt} \quad (11-16)$$

که در آن:

$$c_{u0} \text{ مقاومت برشی زهکشی‌نشده (} kN/m^2 \text{)}$$

$$q_t \text{ مقاومت نفوذ مخروط (} kN/m^2 \text{)}$$

$$\dagger_{v0} \text{ فشار سربار به شکل تنش کل (} kN/m^2 \text{)}$$

$$N_{kt} \text{ ضریب مخروط}$$

از نتایج آزمایش‌های قبلی به‌خوبی فهمیده می‌شود که مقدار N_{kt} بسته به عوامل زیادی تغییر می‌کند. پس از تعیین c_{u0} از آزمایش مخروط، برای تعیین مقدار N_{kt} باید حداقل در یک نقطه، آزمایش آزمایشگاهی و یک آزمایش نفوذ مخروط استاتیکی الکتریکی انجام شود.

جدول ۲- ۲۸- مشخصات و خاکهای قابل آزمایش توسط روش های عمق شناسی

روش	نام آزمایش	پیوستگی	پارامترهای حاصل	اعداد تجربی	خاک قابل آزمایش	عمق آزمایش (m)	مشخصات
استاتیکی	نمود وزنی (عمق شناسی سوهایی)	پیوسته	نسبت توسط هر پار (۴۳)	مقاومت فشاری تک محوری و یک محوری در	همه نوع خاک به جز قوّه سنگ و شن	تراز ۱۵ متر	نحوه انجام آزمایش ساده در مقایسه با نمود استاندارد
			تعداد نصف تغییرات در هر اتمر نمود (۱۸)				
استاتیکی	نمود مخروط دستی	پیوسته	مقاومت نمود	مقاومت فشاری تک محوری و چسبندگی رسی	خاک های رسی با گچا خاک	تراز هفت	آزمایش ساده و بسیار سریع
			مقاومت نوک و فشار	مقاومت برشی، طبقه بندی و مشخصات محکم خاک	خاک های چسبنده یا ماسه ای	به ظرفیت یا تغییرات دستگاه بستگی دارد	اعمال بالای دانه ها
			آب حفره ای و	مقاومت برشی زهکنی شده خاک چسبنده	خاک های نرم رسی	تراز ۱۵ متر	مخصوص خاک نرم چسبنده، اندازه گیری مستقیم و
دینامیکی	نمود مخروط دینامیکی ساده	پیوسته	حداکثر گشتاور مقاوم پیچشی	ضربت تغییرات کل، فشار اولیه، تنش تسلیم و مقاومت برشی زهکنی شده	همه خاکها و سنگ بسترها که سطح دیوار گمانه صاف و پایدار باشد	اصولاً بدون محدودیت	مفهوم مکانیکی عدد تجربی بسیار روشنی است
			فشار جانبی نمود گمانه خروشی	چگالی ماسه، مقاومت، زاویه اصطکاک، مدول برشی، ظرفیت باربری، چسبندگی رسی، مقاومت فشاری تک محوری	همه خاک ها به جز قوّه سنگ یا لایه سنگ	اصولاً بدون محدودیت	گازبرد گسترده و مورد استفاده در بررسی های زیرسطحی
	نمود مخروط دینامیکی ساده	پیوسته	۷۰ (اصولاً خیره)	۷۳(۲-۲۷) (اصولاً عدد ۷)	مانند بالا	تراز ۱۵ متر (هر چه عمق بیشتر می شود اصطکاک افزایش می یابد)	نحوه انجام آزمایش ساده در مقایسه با نمود استاندارد

۱۱-۶- مشخصات دینامیکی خاک‌ها

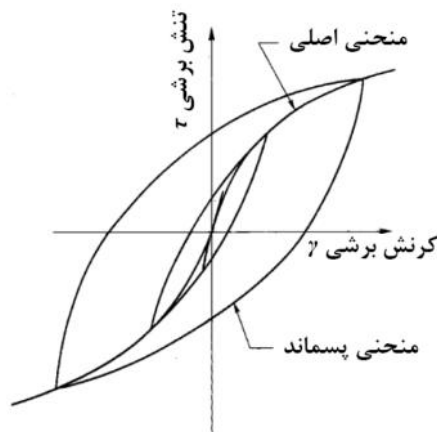
۱۱-۶-۱- ضریب تغییرشکل دینامیکی

برای تحلیل پاسخ لرزه‌ای، باید ضریب تغییرشکل دینامیکی مناسبی برای تعیین رابطه تنش برشی و کرنش برشی خاک تعریف شود.

تفسیر

روش‌های طراحی لرزه‌ای را می‌توان به روش‌های طراحی استاتیکی و دینامیکی دسته‌بندی نمود. یک نمونه از روش‌های طراحی استاتیکی روش ضریب زلزله می‌باشد. در این روش فرض می‌شود نیروی لرزه‌ای بر زمین یا سازه به شکل نیروی اینرسی استاتیکی وارد گردد و پایداری از تعادل نیروها به دست می‌آید. اما در روش‌های طراحی دینامیکی، ضرایب بزرگ‌نمایی دینامیکی یا افزایش مقادیر شتاب، سرعت و جابه‌جایی خاک بستر یا سازه نسبت به سنگ بستر محاسبه می‌شود و پایداری زمین یا سازه بررسی می‌گردد. در روش تحلیل پاسخ لرزه‌ای هر دو تحلیل زمانی و فرکانسی به کار می‌رود. برای هر کدام از روش‌ها، رابطه بین تنش برشی و کرنش برشی خاک مورد نیاز می‌باشد.

معمولاً رابطه تنش و کرنش برشی در زمین در معرض بارگذاری دینامیکی به وسیله منحنی اصلی و منحنی پسماند توصیف می‌شود (شکل (۲-۱۱۰)). منحنی اصلی، با افزایش اندازه کرنش برشی حالت غیرخطی قابل توجهی را نشان می‌دهد. از آنجا که ضریب تغییرشکل دینامیکی رابطه بین تنش و کرنش برشی را نشان می‌دهد، باید این ضریب را هنگام تحلیل پاسخ لرزه‌ای به‌طور مناسبی تعیین نمود.



شکل ۲-۱۱۰- منحنی تنش-کرنش

نکات فنی

(۱) رابطه بین تنش برشی دینامیکی و کرنش برشی خاک

مدل‌های مختلفی برای نمودارهای تنش و کرنش برشی در تحلیل‌ها وجود دارد که می‌توان به مدل خطی معادل، مدل دوخطی، مدل هندلولی (مدل Hardin-Dornevich) و مدل Ramberg-Osgood اشاره نمود. از بین این مدل‌ها، مدل محاسباتی خطی معادل در تحلیل‌های پاسخ لرزه‌ای به‌علت زمان محاسبات و پایداری جواب، بیشتر استفاده می‌شود.

محدوده کاربرد مدل خطی معادل در محدوده کرنش حداکثر 10^{-3} می باشد و وقتی کرنش از این حد بگذرد، نتایج باید به دقت بررسی شوند.

(۲) مدل سازی مشخصات تغییر شکل در مدل خطی معادل

برای تخمین رفتار زمین هنگام زلزله، برای محدوده گسترده ای از اندازه کرنش برشی، باید غیرخطی بودن رابطه بین تنش و کرنش دینامیکی خاک ارزیابی و مدل گردد. رابطه تنش و کرنش دینامیکی خاک با دو پارامتر، مدول برشی و ثابت میرایی در مدل خطی معادل بیان می شود. مدول برشی G و ثابت میرایی h با اندازه کرنش برشی و توسط روابط (۱۷-۱۱) و (۱۸-۱۱) تعریف می گردند (شکل ۲-۱۱۱).

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (17-11)$$

$$h = \frac{UW}{2fW} \quad (18-11)$$

که در آن:

G : مدول برشی (kN/m^2)

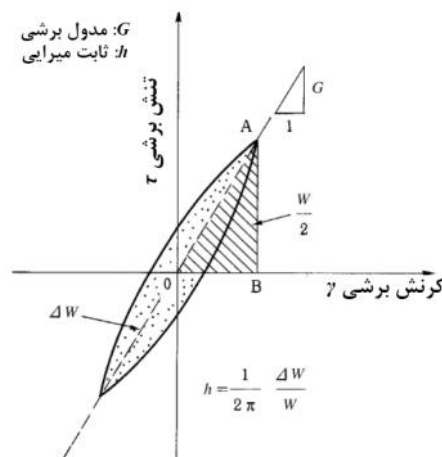
τ : اندازه تنش برشی (kN/m^2)

γ : اندازه کرنش برشی

h : ثابت میرایی

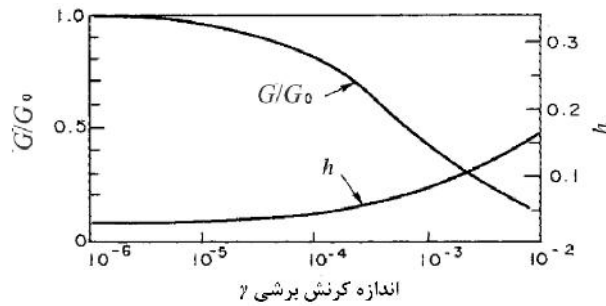
W : انرژی کرنش (kN/m^2)

UW : انرژی میرایی (kN/m^2)



شکل ۲-۱۱۱- مدول برشی و ثابت میرایی

از آنجا که مقادیر مدول برشی G و ثابت میرایی h به صورت غیرخطی و وابسته به مقدار X تغییر می کند، منحنی G/G_0-X و منحنی $h-X$ به صورت شکل (۲-۱۱۲) رسم می شود که G_0 مدول برشی در $X = 10^{-6}$ می باشد.



شکل ۲-۱۱۲- مدول برشی، ثابت میرایی و بزرگی کرنش برشی

۳) اندازه‌گیری مدول برشی و ثابت میرایی

مدول برشی و ثابت میرایی را باید توسط آزمایش‌های آزمایشگاهی همانند آزمایش تشدید یا آزمایش سه‌محوری چرخه‌ای (سیکلینگ)، یا آزمایش‌های میدانی با استفاده از امواج ارتجاعی همانند روش ثبت‌کننده PS یا روش سوراخ متقاطع تعیین نمود. آزمایش‌های آزمایشگاهی را می‌توان برای اندازه‌گیری مدول برشی و ثابت میرایی برای دامنه وسیعی از اندازه کرنش برشی از 10^{-6} تا 10^{-2} استفاده نمود اما نمونه مورد آزمایش باید دست‌نخورده باشد. همچنین این آزمایش‌ها را می‌توان برای بررسی تغییر ضریب تغییرشکل دینامیکی ناشی از ساخت سازه به‌کار برد. در آزمایش سه‌محوری چرخه‌ای، مدول برشی از رابطه (۱۱-۱۹) و با نسبت پواسون ϵ تعیین می‌گردد.

$$G = \frac{\dagger_a}{2\nu_a(I+\epsilon)} \quad (19-11)$$

که در آن:

\dagger_a : اندازه تنش محوری (kN/m^2)

ν_a : اندازه کرنش محوری

برای ϵ معمولاً از مقدار ۰/۳۳ برای شرایط زهکشی‌شده و از مقدار ۰/۴۵ برای شرایط زهکشی‌نشده استفاده می‌گردد. ثابت میرایی از رابطه (۱۱-۱۸) توسط W و UW به‌دست آمده از منحنی تنش-کرنش نظیر شکل (۲-۱۱۱) محاسبه می‌گردد.

آزمایش‌های میدانی به اندازه‌گیری مدول برشی متناظر با کرنش برشی از مرتبه 10^{-6} محدود می‌شوند. چنین آزمایش‌هایی در عمل برای اندازه‌گیری مدول برشی و ثابت میرایی متناظر با کرنش برشی با اندازه بزرگ به‌کار برده نمی‌شود. البته مزیت این آزمایش‌ها اندازه‌گیری مستقیم مقادیر درمحل می‌باشد. همچنین از آنها برای واسنجی (کالیبره کردن) مدول برشی حاصل از آزمایش‌های آزمایشگاهی استفاده می‌گردد. ثابت ارتجاعی خاک بستر از روابط (۱۱-۲۰) تا (۱۱-۲۲) و از داده‌های اندازه‌گیری‌های سرعت موج ارتجاعی توسط شناسایی لرزه‌ای با استفاده از گمانه‌زنی به‌دست می‌آید.

$$G_0 = \dots V_s^2 = \frac{\chi_{\perp} V_s^2}{g} \quad (20-11)$$

$$E_0 = 2(I+\epsilon)G_0 \quad (21-11)$$

$$\epsilon = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 \left\{ \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1 \right\}} \quad (۲۲-۱۱)$$

که در آن:

V_p : سرعت موج طولی (m/s)

V_s : سرعت موج عرضی (m/s)

G_0 : مدول برشی (kN/m^2)

E_0 : ضریب ارتجاعی (kN/m^2)

ϵ : نسبت پیواسون

...: چگالی (t/m^3)

X_t : جرم حجمی مرطوب (kN/m^2)

g : شتاب ثقل (m/s^2)

۱۱-۶-۲- مشخصات مقاومت دینامیکی

مقاومت خاک در برابر نیروهای خارجی دینامیکی باید از طریق آزمایش‌های آزمایشگاهی تعیین شود. در چنین آزمایش‌هایی مشخصات نیروهای خارجی و شرایط خاک بستر باید به‌طور مناسبی وارد گردد.

تفسیر

نیروهای خارجی دینامیکی معمول که در بنادر و لنگرگاه‌ها مشاهده می‌شود، نیروی لرزه‌ای و نیروی موج می‌باشد. نیروهای لرزه‌ای دارای پریود کوتاه و تکرار چرخه‌ای کم و نیروهای موج دارای پریود طولانی و تکرار چرخه‌ای زیاد می‌باشد. تحت چنین شرایطی این نیروهای خارجی دینامیکی معمولاً به بارهای استاتیکی همانند روش ضریب زلزله، تبدیل می‌شوند. حالاتی نظیر تحلیل روانگرایی یا تحلیل کاهش مقاومت خاک چسبنده زیر سازه در معرض امواج وجود دارد که باید مستقیماً از بار دینامیکی استفاده نمود. آزمایش سه‌محوری چرخه‌ای طبق روش ASTM D5311 انجام می‌شود.

فصل ۱۲

زلزله و نیروهای لرزه‌ای

۱۲-۱- کلیات

در طراحی تاسیسات بندر و لنگرگاه باید به‌دقت اثر زلزله را لحاظ نمود، به‌گونه‌ای که مقاومت لرزه‌ای تاسیسات در سطح مناسبی حفظ شود.

تفسیر

(۱) موضوعات زیر در هنگام برآورد مقاومت لرزه‌ای سازه‌ها باید لحاظ گردد:

الف) سطح لرزه‌خیزی منطقه، زلزله‌هایی که باید در تحلیل در نظر گرفته شود، حرکت زمین در زلزله و غیره

ب) شرایط زمین در محل احداث تاسیسات

پ) اهمیت تاسیسات (بر پایه ارزیابی‌های جامع اهمیت اقتصادی و اجتماعی)

ت) میزان مقاومت تاسیسات در برابر زلزله

(۲) بررسی‌های مربوط به تحلیل مقاومت لرزه‌ای به شرح ذیل می‌باشد:

الف) پایداری کل سازه

ب) پایداری در برابر لغزش خاک بستر

پ) تاثیر روانگرایی بر پایداری خاک بستر و سازه

ت) تنش‌های ایجادشده در اجزای سازه‌ای

ث) از دیدگاه قابلیت بهره‌برداری، جابه‌جایی نسبی ایجاد شده در قسمت‌های مختلف یک سازه و یا جابه‌جایی‌های نسبی

ایجاد شده بین خاک بستر یا سازه‌های مجاور

(۳) بهتر است هنگام انتخاب نوع سازه‌ها و تجهیزات بندر، سازه‌ها و تجهیزات بندری گوناگونی پیش‌بینی شود تا در هنگام وقوع

زلزله مشخصات پاسخ لرزه‌ای متفاوتی در سازه‌ها و تجهیزات بندری رخ داده و از خرابی‌های گسترده جلوگیری شود.

نکات فنی

مقاومت لرزه‌ای تاسیسات بندر و لنگرگاه باید بر اساس مشخصات دینامیکی سازه‌ها با استفاده از روش‌های ارائه شده در

بندهای (۱۲-۳- روش ضریب زلزله)، (۱۲-۵- تحلیل پاسخ لرزه‌ای) و (۱۲-۶- روش تغییرشکل لرزه‌ای) یا ترکیبی از آن‌ها برآورد

گردد.

برای برآورد مقاومت لرزه‌ای سازه‌هایی نظیر اسکله‌های وزنی، به علت صلبیت نسبی بالا و دامنه ارتعاش کوچک در مقایسه با

حرکت زمین هنگام وقوع زلزله، باید از روش ارائه شده در بند (۱۲-۳- روش ضریب زلزله) استفاده نمود. ضمناً جهت تعیین ضریب

زلزله باید به بند (۱۲-۴) ضریب زلزله طراحی، مراجعه شود.

برآورد مقاومت لرزه‌ای سازه‌هایی که دارای مشخصات میرایی کوچک بوده و پیروید طبیعی آنها به پیروید غالب زلزله نزدیک

می‌باشد یا اینکه دارای پیروید طبیعی نسبتاً بزرگی می‌باشند باید با لحاظ کردن مشخصات پاسخ دینامیکی اینگونه سازه‌ها، بر اساس

روش ضریب زلزله اصلاح شده که در بند (۱۲-۳) روش ضریب زلزله، ارائه شده صورت گیرد. برای برآورد مقاومت لرزه‌ای اسکله‌های

موازی ساحل از نوع شمع و عرشه مستقر بر روی شمع‌های قائم باید روش ضریب زلزله اصلاح شده در بخش ۸، بند (۹-۶) بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله، به کار رود.

مقاومت لرزه‌ای سازه‌هایی که پایداری آنها در معرض تغییر شکل زمین احاطه‌کننده آن قرار دارد مانند تونل‌های مغروق، خطوط لوله و سایر سازه‌های از نوع لوله‌ای مدفون در خاک باید بر اساس روش ارائه شده در بند (۱۲-۶) روش تغییر شکل لرزه‌ای، انجام شود.

برای سازه‌های بسیار مهم و یا سازه‌هایی که شناخت کافی پیشینه‌ای از نحوه خرابی لرزه‌ای آن وجود ندارد، علاوه بر بهره‌گیری از روش ضریب زلزله، روش ضریب زلزله اصلاح شده یا روش تغییر شکل لرزه‌ای باید شرایط سازه‌ای، ژئوتکنیکی و لرزه‌ای آنها به نحوه شایسته‌ای مدل شود.

۱۲-۲- مقاومت لرزه‌ای تاسیسات بندر و لنگرگاه در طراحی

(۱) مقاومت تاسیسات بندر و لنگرگاه در برابر زلزله

الف) تحت‌اثر زلزله سطح ۱، کلیه تاسیسات بندر و لنگرگاه باید قادر باشند پایداری سازه‌ای خود را بدون از دست رفتن عملکرد بندر بعد از وقوع زلزله حفظ نمایند. زلزله‌ای با احتمال وقوع بالا در مدت عمر تاسیسات بندری را زلزله سطح ۱ می‌نامند.

ب) سازه‌های با مقاومت لرزه‌ای بالا (به‌ویژه سازه‌های با اهمیت بالا که مقاومت لرزه‌ای آنها باید تقویت شود) هنگامی که تحت‌اثر زلزله سطح ۲ قرار می‌گیرند باید دچار آسیب‌دیدگی سازه‌ای کمی شوند، به‌گونه‌ای که عملکرد آنها را بتوان به‌سرعت بازیابی نمود و بتوان عملکرد مورد انتظار آنها را تا پایان عمر تعریف شده حفظ نمود. زلزله سطح ۲ زلزله‌ای است خیلی بزرگ که در عمر مفید تاسیسات بندری دارای احتمال وقوع اندک می‌باشد.

(۲) برآورد مقاومت سازه با مقاومت لرزه‌ای بالا در برابر زلزله

الف) در برآورد پایداری سازه‌هایی با مقاومت لرزه‌ای بالا، برای دستیابی به مقاومت لازم سازه در برابر زلزله باید قیود و شرایط بند (۱۲-۴) ضریب زلزله طراحی، لحاظ گردد. شایان ذکر است سطح خطر زلزله در این راستا باید زلزله سطح ۲ باشد که در بند (۱) (ب) توضیح داده شد.

ب) به‌منظور برآورد مقاومت سازه‌ها در برابر زلزله، باید خاک بستر و سازه متناسب با حرکات زلزله که در بند (۲) الف) در بالا ارائه شد، به‌طور مناسبی مدل شوند. این مقاومت باید با بکارگیری یک روش مناسب و دربرگیرنده مشخصات سازه‌ای ارزیابی شود.

پ) مشخصات حرکات زلزله مورد استفاده برای بررسی مقاومت سازه باید بر اساس تحلیل دینامیکی زمین تعیین گردد.

تفسیر

برای طراحی لرزه‌ای تاسیسات بندر و لنگرگاه، زلزله‌ای با دوره بازگشت ۷۵ سال به‌عنوان زلزله سطح ۱ تعیین می‌گردد. حرکت زلزله ناشی از زلزله‌های بین‌صفحه‌ای یا زلزله‌های صفحه‌ای نزدیک سواحل، به‌عنوان زلزله سطح ۲ باید مورد استفاده قرار گیرد که دوره بازگشت این زلزله چندصدسال و یا بیشتر است.

سازه‌های با مقاومت لرزه‌ای بالا همانند اسکله دیواری با مقاومت لرزه‌ای بالا، به سازه‌ها و تاسیساتی اطلاق می‌گردد که حفظ عملکرد آنها پس از وقوع زلزله به‌منظور بارگیری و تخلیه کالاهای ضروری و فوری به‌جهت ابقا فعالیت‌های اجتماعی و اقتصادی منطقه از جایگاه حیاتی برخوردار است. ضمناً این‌گونه سازه‌ها به پناهگاه‌های مناطقی از ساحل که در پناه‌دادن به‌مردم بی‌خانمان و نجات مصدومان ناشی از وقوع زلزله نیز نقش عمده‌ای ایفا می‌کنند، اطلاق می‌گردد. منظور از اصطلاح «بدون از دست دادن عملکرد» این است که کوچکترین خللی در پایداری اولیه سازه رخ ندهد. ضمناً منظور از «بازگشتن به عملکرد مورد انتظار» این است که از یک سو در صورت بروز هرگونه آسیب به سازه‌ها و تاسیسات بندری، مقدار آن اندک باشد و از سوی دیگر با سرعت و در کوتاهترین زمان ممکن آسیب مربوطه بازیابی گردد. موارد فوق به‌صورت خلاصه در جدول (۲-۲۹) ارائه شده است.

جدول ۲-۲۹- حرکت زمین‌لرزه و مقاومت لرزه‌ای برای سازه‌ها و تاسیسات بندری که باید در طراحی لحاظ گردد

سطح خطر زلزله	مشخصات زلزله برای طراحی لرزه‌ای	تاسیسات مشمول نوع سطح خطر	مقاومت لرزه‌ای
سطح ۱	زمین‌لرزه‌ای با دوره بازگشت ۷۵ سال	کلیه تاسیسات (به‌جز سازه‌هایی که استاندارد خاص دیگری داشته باشد).	بدون از دست‌رفتن عملکرد
سطح ۲	حرکت زلزله ناشی از زلزله بین‌صفحه‌ای یا زلزله‌صفحه‌ای. دوره بازگشت این زلزله چندصدسال و یا بیشتر است.	سازه‌های با مقاومت لرزه‌ای بالا (اسکله‌های دیواری مقاوم، پناهگاه برای پناه به‌مردم بی‌خانمان و مصدومان و غیره). سایر تاسیسات شامل پل‌ها و تونل‌های مستغرق که باید برای زلزله سطح ۲ طراحی شوند.	بازگشتن به‌عملکرد موردانتظار

نکات فنی

- حصول اطمینان از قابلیت لرزه‌ای سازه‌های با مقاومت لرزه‌ای بالا در حفظ سطح عملکردی مورد انتظار آنها در برابر زلزله سطح ۲ با برآورد تغییرشکل‌های سازه‌ای و سایر پارامترهای پاسخ‌لرزه‌ای سازه از طریق یک تحلیل لرزه‌ای مناسب به‌دست می‌آید. علت این موضوع این است که در موارد بسیاری استفاده از روش ضریب زلزله به‌تنهایی جهت استفاده در ارزیابی پایداری سازه یا خاک بستر آن تحت اثر زلزله سطح ۲ دارای نیروهای زیاد مناسب نمی‌باشد.
- قضاوت مهندسی در زمینه بازگشت به‌عملکرد مورد انتظار سازه‌های با مقاومت لرزه‌ای بالا باید بر اساس درک جامع پایداری سازه‌ای و عملکردی و نیز سختی و آسانی بازیابی سریع آسیب‌های وارده صورت پذیرد. بدین منظور باید مقدار مجاز تغییرشکل‌های سازه‌ای اسکله دیواری و یا موارد مشابه آن به‌صورت مناسبی تعیین گردد، البته تعیین میزان بسیار دقیق آنها با سطح معلومات فعلی بسیار مشکل است. جداول (۲-۳۰) و (۲-۳۱) مقادیر مجاز تغییرشکل‌های اسکله‌های دیواری را به‌منظور استفاده موقت بلافاصله پس از وقوع زلزله نشان می‌دهد. به‌جهت اینکه مقادیر جداول بدون در نظر گرفتن معیار پایداری سازه‌ای و عملکردی جرتفیل‌های روی اسکله ارائه شده‌اند، برای چنین شرایط خاصی باید مطالعات مرتبط با آن صورت پذیرد.

جدول ۲-۳۰- میزان تغییرشکل اسکله‌های دیواری از نظر بهره‌برداری موقت پس از وقوع زلزله

تغییرشکل مجاز: حداکثر جابه‌جایی و یا حداکثر نشست محوطه بارگیری				
اسکله‌های دیواری نوع سپری		اسکله‌های دیواری وزنی		نوع سازه
۷/۵- متر و بیشتر	کمتر از ۷/۵-	۷/۵- متر و بیشتر	کمتر از ۷/۵- متر	عمق اسکله دیواری
۰ تا ۳۰ سانتی‌متر	۰ تا ۲۰ سانتی‌متر	۰ تا ۳۰ سانتی‌متر	۰ تا ۲۰ سانتی‌متر	استفاده معمولی
۳۰ تا ۵۰ سانتی‌متر	۲۰ تا ۳۰ سانتی‌متر	۳۰ تا ۱۰۰ سانتی‌متر	۲۰ تا ۵۰ سانتی‌متر	استفاده محدود

جدول ۲-۳۱- میزان تغییرشکل اسکله‌های دیواری از نظر عملکردی

نشست کل بارانداز: ۲۰ تا ۳۰ سانتی‌متر شیب: ۳ تا ۵ درجه میزان تورم: ۲۰ تا ۳۰ سانتی‌متر	جسم خود سازه
اختلاف نشست سطح بارانداز: ۳ تا ۱۰ سانتی‌متر اختلاف نشست بارانداز و محوطه پشت آن: ۳۰ تا ۷۰ سانتی‌متر انحراف شیب در جهت شیب: ۳ تا ۵ درصد انحراف شیب در جهت معکوس: ۰ درصد	محوطه بارگیری

۱۲-۳- روش ضریب زلزله

۱) برای تعیین نیروی زلزله در سازه‌های با پی‌ریز طبیعی نسبتاً کوچک و ضریب میرایی نسبتاً بزرگ از روش ضریب زلزله استفاده می‌شود. در این روش نیروی زلزله بر اساس ضریب زلزله بند (۱۲-۴) ضریب زلزله طراحی، و از طریق یکی از روابط الف و یا ب، هر کدام که برای تاسیسات بندر و لنگرگاه مخرب‌تر باشد، به مرکز ثقل سازه وارد می‌شود.

الف) نیروی زلزله = ضریب زلزله × وزن مرده

ب) نیروی زلزله = ضریب زلزله × (وزن مرده + سربار)

۲) روش ضریب زلزله برای سازه‌هایی نظیر تونل‌های مستغرق قابل استفاده نمی‌باشد. در خصوص طراحی لرزه‌ای اینگونه سازه‌ها باید نیروی زلزله با توجه به ماهیت و مشخصات این گونه سازه‌ها تعیین گردد.

تفسیر

در نظر گرفتن مولفه قائم نیروی زلزله با توجه به تلفیق شدن با مولفه افقی و نوع سازه، عملاً تحلیل لرزه‌ای سازه را پیچیده‌تر می‌کند. به هر حال، در عمل برای طراحی لرزه‌ای و در راستای کاهش پیچیدگی محاسبات، از در نظر گرفتن مولفه قائم نیروی زلزله صرف نظر می‌شود زیرا با توجه به مشاهدات صورت گرفته در زلزله‌ها، به جز در مواردی که سازه و تاسیسات بندری در نزدیکی مرکز وقوع زلزله قرار گرفته است، مولفه قائم زلزله در مقایسه با مولفه افقی آن قابل توجه نمی‌باشد. بر اساس مطالعات و تجربیات قبلی،

با بکارگیری ضریب زلزله افقی در بند (۴-۱۲) ضریب زلزله طراحی، اثرات حرکات قائم زلزله نیز لحاظ می‌گردد. بنابراین کافی است نیروی زلزله در طراحی تاسیسات متعارف بندر و لنگرگاه بر اساس ضریب زلزله افقی تعیین گردد.

۴-۱۲- ضریب زلزله طراحی

۱) ضریب زلزله عبارت از ضریب مولفه افقی زلزله است که بر اساس رابطه زیر تعیین می‌شود. ضریب زلزله باید تا دو رقم اعشار گرد شود. اگر رقم سوم بعد از اعشار ۵ یا بیشتر باشد، یک عدد به رقم دوم پس از اعشار اضافه می‌گردد و اگر رقم سوم کوچکتر از ۵ باشد، رقم دوم پس از اعشار ثابت می‌ماند.

ضریب زلزله = ضریب زلزله منطقه × ضریب شرایط خاک × ضریب اهمیت

ضریب زلزله منطقه بر اساس پهنه‌بندی خطر زلزله مطابق جدول (۲-۳۲) تعیین می‌گردد. ضریب شرایط خاک با توجه به طبقه‌بندی خاک‌ها در جدول (۲-۳۴) برابر مقادیر جدول (۲-۳۳) تعیین می‌گردد. ضریب اهمیت نیز بر اساس جدول (۲-۳۵) با توجه به مشخصات سازه تعیین می‌شود.

جدول ۲-۳۲- پهنه بندی خطر زلزله و ضرایب زلزله مربوط

خطر نسبی زلزله	مناطق	ضریب زلزله
زیاد	سواحل دریای خزر (بندر ترکمن، گز، خلیج گرگان، امیرآباد، بابلسر، فریدون‌کنار، محمودآباد، نور، نوشهر، چالوس، تنکابن، رامسر، رودسر، کیانشهر، بندر انزلی، آستارا و غیره) نیمه بالایی دریاچه ارومیه (بندر شرفخانه) سواحل دریای عمان (گواتر، بندر بریس، چابهار، کنارک، بندر جاسک، بندر سیریک و غیره) سواحل و جزایر تنگه هرمز و خلیج فارس تا بندر دیر (هرمز، بندرعباس، قشم، بندر خمیر، تنب بزرگ، تنب کوچک، ابوموسی، بندر کنگ، بندر لنگه، سیری، چارک، کیش، لاوان، عسلویه، کنگان، دیر و غیره)	۰/۱۳
متوسط	نیمه پایینی دریاچه ارومیه سواحل و جزایر خلیج فارس از بندر دیر تا ضلع شمال غربی خلیج فارس (بندر بوشهر، خارک، بندر ریگ، بندر گناوه، بندر دیلم و غیره)	۰/۱۱
کم	ضلع شمالی خلیج فارس (بندر امام خمینی، بندر ماهشهر، خرمشهر، آبادان و غیره)	۰/۰۸

جدول ۲-۳۳- ضریب شرایط خاک بستر

نوع خاک بستر	نوع ۱	نوع ۲	نوع ۳
ضریب شرایط خاک	۰/۸	۱/۰	۱/۲

جدول ۲-۳۴- طبقه‌بندی نوع خاک

نوع خاک	ضخامت لایه خاک دوران چهارم زمین‌شناسی	لایه شنی	خاک ماسه‌ای عادی و خاک چسبنده	
			خاک بستر نرم	
کمتر از ۵ متر	نوع ۱	نوع ۱	نوع ۱	نوع ۲
بین ۵ تا ۲۵ متر	نوع ۱	نوع ۱	نوع ۲	نوع ۳
بیش از ۲۵ متر	نوع ۲	نوع ۲	نوع ۳	نوع ۳

توجه: در جدول (۲-۳۴) «خاک نرم» خاکی است ماسه‌ای که مقدار عدد N در آزمایش SPT کمتر از ۴ یا خاک چسبنده که مقاومت فشاری تک‌محوری آن کمتر از ۲۰ کیلو نیوتن بر مترمربع باشد. در صورتی که ساختار خاک از چند لایه با ضخامت تقریباً مساوی تشکیل شده باشد، خاکی که ضریب بیشتری را ارائه کند حاکم خواهد بود و در صورت نامساوی بودن ضخامت لایه‌ها، خاکی که دارای ضخامت بیشتری است حاکم خواهد بود.

جدول ۲-۳۵- ضریب اهمیت سازه

نوع سازه	مشخصات سازه	ضریب اهمیت
الف	۱- سازه‌هایی که در صورت تخریب حین وقوع زلزله منجر به خسارات جانی و مالی زیادی می‌گردد. ۲- سازه‌هایی که در صورت آسیب دیدن هنگام وقوع زلزله تبعات اقتصادی و اجتماعی زیادی را در پی داشته باشد. ۳- سازه‌هایی که به جهت بازسازی پیامدهای ناشی از وقوع زلزله نقش مهمی را ایفا می‌کنند. ۴- سازه‌هایی که در اثر صدمات ناشی از زلزله، تهدیدی برای جان و مال انسانها می‌باشند (مانند سازه‌هایی که مواد سمی و خطرناک در آنها نگهداری می‌شود). ۵- سازه‌هایی که در صورت آسیب دیدن در هنگام وقوع زلزله مشکلات زیادی جهت بازسازی آنها پیش‌رو باشد.	۱/۲
ب	سازه‌هایی که در نوع الف و نوع پ نمی‌گنجد.	۱/۰
ج	سازه‌هایی که در صورت آسیب دیدن در هنگام وقوع زلزله تبعات اقتصادی و اجتماعی اندکی را در پی داشته باشد یا سازه‌هایی که متفاوت با سازه‌هایی که در نوع الف قرار می‌گیرند، بازسازی آنها به راحتی و به سرعت صورت می‌گیرد.	۰/۸

(۲) در صورتی که در روش ضریب زلزله به مولفه قائم نیروی زلزله طی تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها و تاسیسات بندری نیاز باشد، ضریب مولفه قائم زلزله بر اساس مشخصات سازه‌ای، ژئوتکنیکی و غیره باید تعیین گردد.

(۳) جهت استفاده از روش ضریب زلزله برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های با مقاومت لرزه‌ای بالا باید ضریب زلزله طراحی را با توجه به قضاوت مهندسی جامع از بین مقادیر استخراج شده از رابطه ارائه شده در بند ۱ همین بخش و یا رابطه (۱-۱۲) انتخاب نمود. در محاسبات اخیر که بر اساس رابطه ارائه شده در بند ۱ همین بخش انجام می‌گیرد، باید دقت نمود که مقدار ضریب اهمیت برابر ۱/۲ در نظر گرفته شود. در رابطه زیر نیز حداکثر شتاب سطح زمین باید با توجه به تحلیل دینامیکی زلزله سطح ۲ تعیین شود.

الف) اگر برابر یا کمتر از ۲۰۰ گال ($1 \text{ Gal} = 1 \text{ cm/s}^2$) باشد:

$$\left. \begin{aligned} k_h &= /g \\ k_h &= 1/3 (/g)^{1/3} \end{aligned} \right\}$$

ب) اگر بیشتر از ۲۰۰ گال باشد:

که در آن:

K_h : ضریب مولفه افقی زلزله

: حداکثر شتاب سطح زمین (گال)

g: شتاب ثقل زمین (گال)

تفسیر

(۱) کلیاتی در خصوص تاسیسات بندر و لنگرگاه

الف) عوامل موثر در تعیین ضریب زلزله طراحی سازه‌ها عبارت از مشخصات لرزه‌خیزی منطقه، شرایط خاک بستر، مشخصات دینامیکی سازه و اهمیت سازه می‌باشد. به علت اینکه اکثر تاسیسات بندر و لنگرگاه دارای پریرود طبیعی نسبتاً کوچک و ضریب میرایی بزرگی هستند، لذا مشخصات دینامیکی سازه در تعیین ضریب زلزله اینگونه سازه‌ها لحاظ نمی‌گردد. به‌طور کلی از واکنش دینامیکی سازه‌ها صرف‌نظر شده و طراحی لرزه‌ای اینگونه سازه‌ها بر اساس روش ارائه شده در بند (۳-۱۲) روش ضریب زلزله، و با توجه به مقدار ضریب زلزله که در فوق به آن اشاره شد، صورت می‌گیرد.

ب) در مواردی که به دلیل انجام مطالعات و بررسی‌های بیشتر، ضرایبی نظیر لرزه‌خیزی منطقه، مشخصات حرکت زمین و تشدید حرکت زمین به واسطه پاسخ خاک بستر، با دقت بهتری تعیین گردد، می‌توان از آن مقادیر در تعیین ضریب زلزله طراحی استفاده نمود. به‌عنوان مثال، هنگامی که آنالیز پاسخ دینامیکی زمین به وسیله حرکات زلزله ورودی بر اساس داده‌های زلزله یا حرکات قوی ثبت شده در محل احداث سازه انجام شود، یا هنگامی که آنالیز پاسخ لرزه‌ای سازه به‌منظور درک پاسخ دینامیکی آن طی حرکات زلزله انجام می‌شود، تعیین ضریب زلزله طراحی بر پایه نتایج این تحلیل‌ها امکان‌پذیر است.

پ) عوامل موثر بر ضریب اهمیت سازه فقط عواملی نظیر کاربری، نوع و یا اندازه سازه نمی‌باشد بلکه باید به خصوصیات اجتماعی و اقتصادی سازه و همچنین موارد زیر نیز در تعیین این ضریب توجه داشت:

(۱) مقاومت لازم در برابر زلزله با توجه به عملکرد تاسیسات

(۲) میزان آسیب‌های وارده به تاسیسات در اثر وقوع زلزله، دشواری‌های موجود در راستای بازیابی آسیب‌های وارده و میزان مقاومت سازه‌ای باقیمانده تاسیسات پس از وقوع زلزله و آسیب‌های احتمالی.

(۳) تعیین میزان ظرفیت بارگیری و تخلیه بار تاسیسات پس از آسیب‌دیدگی

ت) در تعیین نیروی زلزله به‌روشن بند (۳-۱۲) روش ضریب زلزله، ضریب زلزله طراحی باید در وزن مرده خالص (بدون در نظر گرفتن حالت شناوری) ضرب شود. البته در محاسبه فشار خاک باید از ضریب زلزله ظاهری استفاده شود زیرا در این حالت وزن مخصوص اشباع، حالت شناوری را لحاظ می‌نماید.

(۲) سازه‌های با مقاومت لرزه‌ای بالا

الف) مشخصات زلزله مورد نظر باید بر اساس زمین‌لرزه بالقوه در محل احداث پروژه تعیین گردد. زمین‌لرزه بالقوه نیز بر اساس توصیه‌های صورت گرفته در پهنه‌بندی محل پروژه باید مشخص شود.

ب) حداکثر شتاب زمین برای محاسبه ضریب زلزله طراحی باید بر اساس مدل و روش ارائه شده در بند (۲) نکات فنی در بند (۱۲-۵) تحلیل پاسخ لرزه‌ای، محاسبه گردد.

پ) هنگامی که سازه‌های با مقاومت لرزه‌ای بالا در نزدیکی گسل‌های فعال احداث می‌شوند، باید ضریب زلزله را حداقل ۰/۲۵ لحاظ نمود (هنگامی که سازه در ناحیه مرکزی وقوع زلزله مستقر باشد).

ت) هردو روش ضریب زلزله و تحلیل پاسخ لرزه‌ای باید به‌نحو مناسبی برای ارزیابی تاسیسات بندر و لنگرگاه با اهمیت بالا تحت اثر زلزله سطح ۲ و بر اساس ارزیابی جامع و کامل از نوع سازه، حرکت زمین و مشخصات خاک محل پروژه به‌کار گرفته شود. در هردو روش فوق‌الذکر، تاسیسات باید تحت‌اثر زلزله سطح ۱ دارای درجه ایمنی باشد که بدون کوچکترین آسیبی پایدار بماند.

نکات فنی

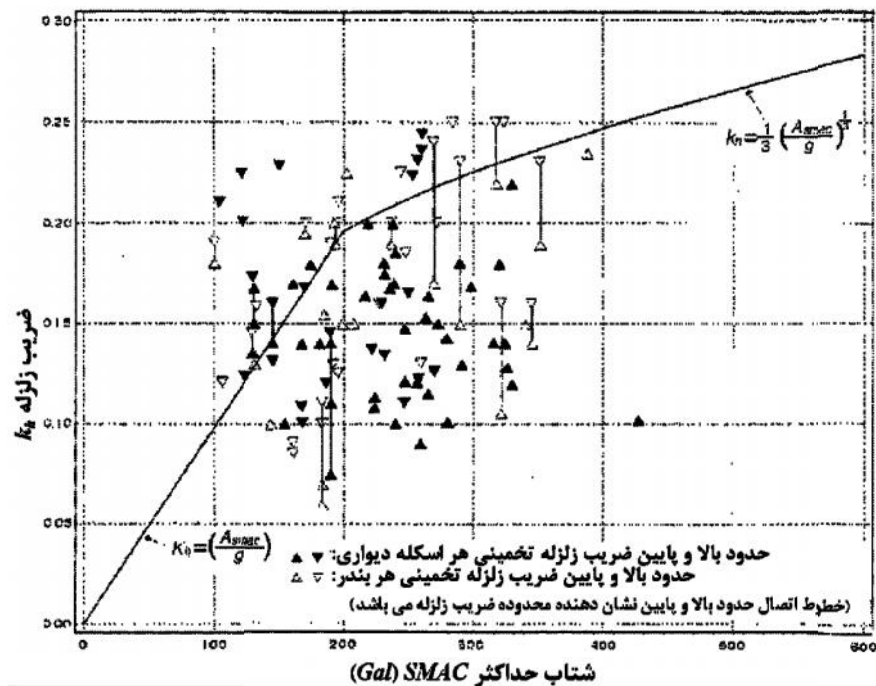
(۱) زلزله سطح ۱ برای کلیه تاسیسات بندر و لنگرگاه

الف) ضرایب زلزله ارائه شده در جدول (۲-۳۳) بر اساس حداکثر شتاب مورد انتظار زلزله‌های با دوره بازگشت ۷۵ سال در سواحل تنظیم شده است. منظور از زلزله با دوره بازگشت ۷۵ سال بر پایه تئوری احتمالات بدان معنا نیست که اگر زلزله‌ای با دوره بازگشت ۷۵ سال رخ بدهد، دیگر زلزله شبیه به این زلزله تا ۷۵ سال آینده رخ نخواهد داد. به‌عنوان مثال اگر سازه‌ای دارای عمر مفید ۵۰ سال باشد، احتمال وقوع زلزله‌ای با دوره بازگشت ۷۵ سال در طول مدت عمر مفید سازه نزدیک به ۰/۵ می‌باشد. درحالتی که عمر مفید سازه از ۵۰ سال کاهش یابد احتمال وقوع زلزله‌ای با دوره بازگشت کمتر از ۷۵ سال برابر ۰/۵ خواهد بود. اطلاعات مربوط به رابطه بین عمر مفید سازه و احتمال وقوع پدیده در فصل ۱، کلیات، ارائه شده است.

ب) حداکثر شتاب مورد انتظار در سنگ بستر با دوره بازگشت ۷۵ سال در جدول (۲-۳۶) و با توجه به طبقه‌بندی ناحیه‌ای ارائه شده است. ضرایب زلزله ناحیه‌ای در جدول (۲-۳۷) بر اساس حداکثر شتاب مورد انتظار حاصل از مقادیر میانگین شکل (۲-۱۱۳) بدست آمده‌اند. منظور از سنگ بستر در اینجا خاک نوع ۱ می‌باشد.

جدول ۲-۳۶- ضریب زلزله منطقه و حداکثر شتاب سنگ بستر با دوره بازگشت ۷۵ سال برای پهنه‌بندی خطر زلزله

نوع طبقه‌بندی منطقه	ضریب زلزله منطقه	حداکثر شتاب در سنگ بستر (Gal)
خطر نسبی زلزله زیاد	۰/۱۳	۲۵۰
خطر نسبی زلزله متوسط	۰/۱۱	۱۵۰
خطر نسبی زلزله کم	۰/۰۸	۱۰۰



شکل ۲-۱۱۳- رابطه بین ضریب زلزله و حداکثر شتاب زمین

۲) زلزله سطح ۲ برای تاسیسات با مقاومت لرزه‌ای بالا

الف) وقتی یک زلزله بالقوه در پهنه‌بندی موجود تصریح نشده باشد یا وقتی لازم باشد یک زلزله خاص در طراحی به کار گرفته شود، در این حالت زلزله‌ای با بیشترین احتمال خطر در محل پروژه از میان زلزله‌های بالقوه محل به عنوان زلزله طرح انتخاب می‌شود. زلزله‌هایی که در این حالت باید مدنظر باشند عبارت از بزرگترین زلزله رخ داده در قبل، زلزله مربوط به یک گسل فعال با بیشترین احتمال در سطح ۱ یا زلزله‌ای مربوط به یک گسل فعال تحت توجه ویژه می‌باشد. در راستای دسترسی به اطلاعات موردنظر اخیر می‌باید به منابع و مآخذ علمی و اطلاعاتی در دسترس و معتبر رجوع نمود. بزرگی یک زلزله M ناشی از یک گسل فعال را می‌توان از رابطه (۲-۱۲) تخمین زد:

$$\text{Log}_{10} L = 0.6M - 2.9 \quad (2-12)$$

که در آن:

L طول گسل زلزله (km)

M بزرگی زلزله

ب) در تاسیساتی با مقاومت لرزه‌ای بالا به منظور تعیین ضریب زلزله طراحی از طریق تحلیل پاسخ لرزه‌ای زمین، مقدار شتاب سنگ بستر را می‌توان از رابطه (۳-۱۲) تعیین نمود:

$$\text{Log}_{10} A_{SMAC} = 0.53M - \text{Log}_{10}(X + 0.0062 \times 10^{0.53M}) - 0.00169X + 0.524 \quad (3-12)$$

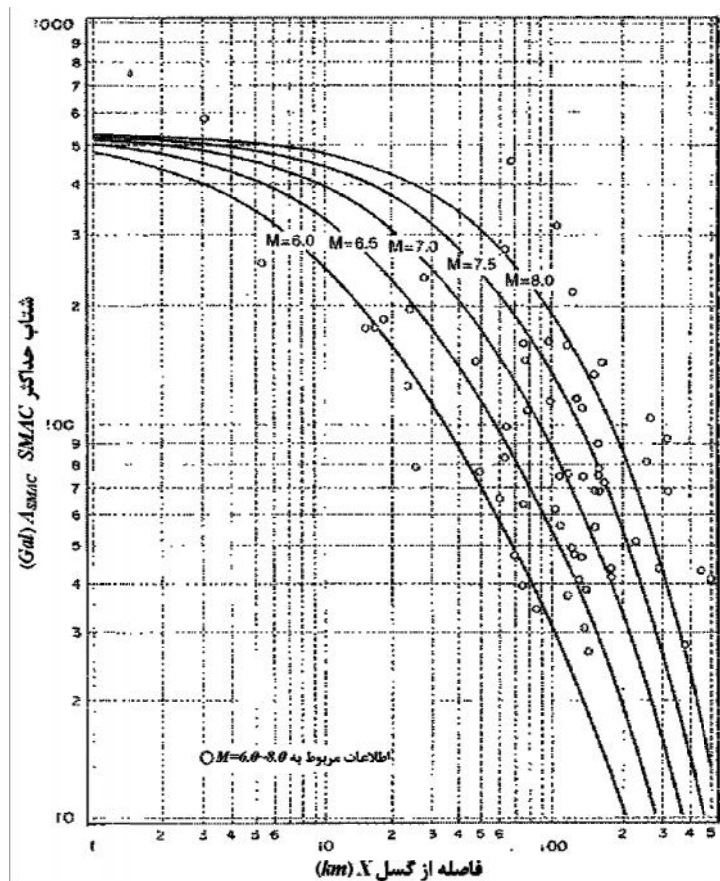
که در آن:

A_{SMAC} حداکثر شتاب سنگ بستر که به وسیله لرزه‌نگار نوع SMAC اندازه‌گیری شده است (Gal)

M بزرگی زلزله

X فاصله از گسل (km)

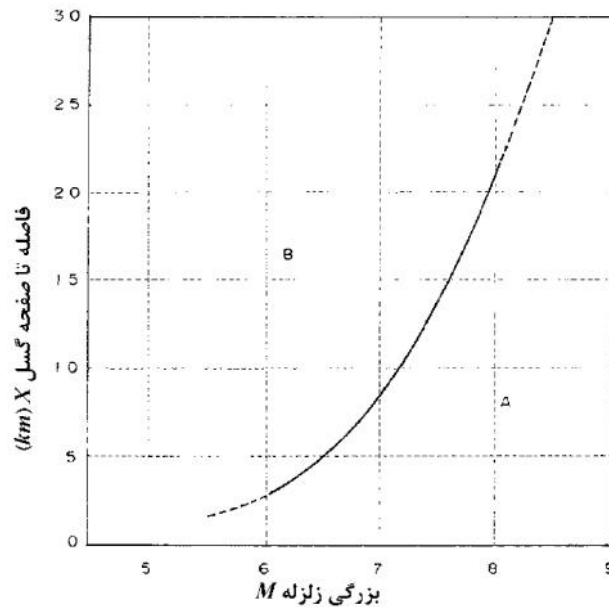
منظور از فاصله از گسل، کمترین فاصله بین صفحه گسل و محل پروژه است. نتایج حاصل از رابطه (۱۲-۳) در شکل (۲-۱۱۴) نشان داده شده است. در صورتی که صفحه گسل ناشناخته باشد، فاصله از گسل برابر با حداقل فاصله بین سطح گسل و محل پروژه می‌باشد.



شکل ۲-۱۱۴- رابطه بین حداکثر شتاب سنگ بستر اندازه‌گیری شده بوسیله لرزه‌نگار نوع SMAC و فاصله از گسل به تفکیک بزرگی زلزله

منظور از سنگ بستر عبارت از توده سنگ، لایه ماسه‌ای با مقدار N آزمایش SPT برابر با ۵۰ یا بیشتر، لایه رسی با مقاومت فشاری تک‌محوری q_{11} برابر با ۶۵۰ کیلونیوتن بر مترمربع یا بیشتر یا خاک بستری با سرعت برشی بیش از ۳۰۰ متر بر ثانیه یا بیشتر می‌باشد.

پ) به منظور قضاوت در خصوص اینکه سازه‌ای در نزدیک گسل زلزله قرار گرفته یا خیر، می‌توان از شکل (۲-۱۱۵) بهره برد. چنانچه محل پروژه در ناحیه لرزه‌ای A نمودار قرار گرفته باشد، در این صورت سازه نزدیک به صفحه گسل (واقع در ناحیه مرکزی زلزله) لحاظ می‌شود.



شکل ۲-۱۱۵- طبقه‌بندی زلزله‌ها به وسیله گسل فعال

توجه: ناحیه A به‌عنوان مناطق داخل نواحی مرکزی زلزله قلمداد می‌شود.

۱۲-۵- تحلیل پاسخ لرزه‌ای

مقاومت لرزه‌ای تاسیسات بندر و لنگرگاه به‌خصوص سازه‌های با اهمیت بالا و یا سازه‌هایی که مشاهدات لرزه‌ای چندانی از رفتار آنها طی زلزله‌های اخیر وجود ندارد، علاوه بر استفاده از روش‌های ارائه شده در بخش (۱۲-۳) روش ضریب زلزله، و (۱۲-۶) روش تغییرشکل لرزه‌ای، باید بر اساس روش تحلیل پاسخ لرزه‌ای برآورد گردد.

تفسیر

(۱) کلیات

طی سال‌های اخیر تعداد زیادی تاسیسات بندر و لنگرگاه متنوع و متفاوت چه از نظر نوع و چه از نظر اندازه در مقایسه با تاسیسات گذشته ساخته و اجرا شده است. ضعف ناشی از عدم در دسترس بودن اطلاعات کافی از نحوه رفتار لرزه‌ای این‌گونه سازه‌ها تحت اثر زلزله‌هایی که در گذشته رخ داده است، یکی از مهمترین دلایلی است که باید از روش تحلیل پاسخ لرزه‌ای جهت ارزیابی مقاومت لرزه‌ای این‌گونه سازه‌ها بهره‌گرفت. علاوه بر آن بررسی و شناخت تاثیرات حوزه نزدیک مرکز زلزله بر روی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها حتی مواقعی که در معرض حرکات زمین نزدیک صفحه گسل باشند، لازم است. هنگامی که سازه غیرمتعارف استفاده می‌شود و یا هنگامی که سازه مدنظر دارای اهمیت بالایی می‌باشد، باید تحلیل پاسخ سازه برای بررسی تغییرشکل سازه تحت اثر زلزله سطح ۲ قرار گیرد زیرا می‌توان رفتار سازه حین زلزله را بطور کامل مطالعه نمود.

(۲) تحلیل پاسخ لرزه‌ای

برای انجام تحلیل پاسخ لرزه‌ای باید ابتدا یک روش مناسب تحلیل انتخاب گردد و بر اساس روش انتخاب شده باید سازه مدل شده و مشخصات مورد نیاز مصالح ورودی برای مدل تعیین گردد. سپس حرکات زلزله ورودی (منحنی امواج زلزله، حداکثر دامنه) انتخاب و محاسبات لازم جهت دریافت پاسخ لرزه‌ای سازه انجام می‌گیرد. صحت‌سنجی نتایج باید به‌کمک

روش‌های مناسبی بر اساس محدودیت‌های موجود در روش‌های تحلیل، جزئیات مدل تهیه شده و قابلیت اطمینان پارامترهای ورودی مصالح صورت گیرد.

نکات فنی

(۱) حرکات زمین‌لرزه ورودی

الف) حرکت زمین‌لرزه ورودی برای تحلیل پاسخ لرزه‌ای باید بر پایه نتایج مشاهدات پیشین یا محاسبه پاسخ لرزه‌ای زمین مشخص گردد.

ب) در انتخاب حرکت زمین ورودی عواملی نظیر بزرگی زلزله، مکانیزم گسل، فاصله از صفحه گسل و مشخصات پاسخ لرزه‌ای زمین باید لحاظ گردد.

پ) اگر شرایط زمین در محلی که حرکت زمین ثبت گردیده است با محل احداث سازه متفاوت باشد، ابتدا باید حرکت زمین ثبت‌شده در سطح را به حرکت زمین ناشی از سنگ بستر تبدیل نمود. سپس با توجه به مشخصات زمین در محل احداث پروژه، حرکت زمین ناشی از سنگ بستر به حرکت زمین در سطح تبدیل می‌گردد. روش تحلیل پاسخ لرزه‌ای زمین استوار بر تئوری انعکاس مضاعف می‌تواند در محاسبه حرکت زمین در سطح از امواج زلزله روی سنگ بستر و بالعکس مورد استفاده قرار گیرد. هرچند در خیلی از موارد، تئوری انعکاس مضاعف بر پایه روش خطی معادل است و استفاده از این روش محدود به کرنش برابر ۱٪ یا کمتر می‌باشد. در صورتی که از این روش برای تحلیل پاسخ لرزه‌ای در حالت حرکت زمین قوی همانند زلزله سطح ۲ استفاده شود، باید محدودیت‌های این روش در این حالت به دقت ارزیابی شود.

ت) مواردی که در بند (ب) به آنها اشاره شد باید در تعیین حداکثر دامنه حرکت زمین‌لرزه طراحی مدنظر قرار گیرد. به‌طور کلی حداکثر دامنه حرکت زمین‌لرزه تابع بزرگی زلزله و فاصله از گسل بوده و بر پایه روابط (۴-۱۲) تا (۷-۱۲) تعیین می‌گردد:

$$\log_{10} A_{COR} = 0.55M - \log_{10} (X + 0.0050 \times 10^{0.55M}) - 0.00122X + 0.502 \quad (۴-۱۲)$$

$$\log_{10} A_{SMAC} = 0.53M - \log_{10} (X + 0.0062 \times 10^{0.53M}) - 0.00169X + 0.524 \quad (۵-۱۲)$$

$$\log_{10} V = 0.48M - \log_{10} (X + 0.014 \times 10^{0.43M}) - 0.00060X - 0.324 \quad (۶-۱۲)$$

$$\log_{10} D = 0.62M - \log_{10} (X + 0.018 \times 10^{0.43M}) - 0.00067X - 1.886 \quad (۷-۱۲)$$

که در روابط بالا:

A_{COR} حداکثر شتاب سنگ بستر (Gal)

A_{SMAC} حداکثر شتاب سنگ بستر که به وسیله لرزه‌نگار نوع SMAC/اندازه‌گیری شده است (Gal)

V : حداکثر سرعت امواج زلزله (cm/s)

D : حداکثر تغییر مکان امواج زلزله (cm)

M : بزرگی زلزله

X : فاصله از صفحه گسل (km)

(۲) روش‌های تحلیل پاسخ لرزه‌ای

به‌طور کلی روش‌های تحلیل پاسخ لرزه‌ای به دو حالت تقسیم می‌گردد. روش محاسبات عددی که به کمک کامپیوتر انجام می‌شود و روش آزمایش‌های لرزه‌ای که به کمک تجهیزات مرتبط با این موضوع همانند میز لرزه انجام می‌شود.

(الف) تحلیل پاسخ لرزه‌ای بر پایه محاسبات عددی

تحلیل پاسخ لرزه‌ای بر پایه محاسبات عددی به‌مواردی که در جدول (۲-۳۷) آورده شده است می‌تواند طبقه‌بندی گردد. در ادامه به تشریح مختصر آنها پرداخته می‌شود.

جدول ۲-۳۷- روش‌های عددی تحلیل پاسخ لرزه‌ای

روش تحلیل (برای زمین‌های اشباع)	تحلیل تنش موثر (فاز جامد و مایع)، تحلیل تنش کل (فاز جامد)
ابعاد	یک‌بعدی، دوبعدی، سه‌بعدی
مدل‌های تحلیل	مدل انعکاس مضاعف، مدل جرم و فنر، مدل اجزا محدود
مشخصات مصالح	خطی، خطی معادل، غیرخطی
حوزه محاسبات	تحلیل در حوزه زمان، تحلیل در حوزه فرکانس

(۱) روش تحلیل تنش موثر و تنش کل

تحلیل پاسخ لرزه‌ای می‌تواند به دو روش تحلیل تنش موثر و تحلیل تنش کل تقسیم شود. هنگامی که خاک روانگرا می‌شود، تنش آب حفره‌ای در آن افزایش می‌یابد و میزان تنش موثر کاهش پیدا می‌کند. در نتیجه در این حالت، میزان باربری خاک و مشخصات میرایی خاک و به‌طور کلی مشخصات پاسخ زمین تغییر خواهد کرد. با استفاده از روش تحلیل تنش موثر، این حالت‌ها تحلیل می‌شود و افزایش میزان فشار آب حفره‌ای حاصل، مستقیماً بر اساس محاسبات صورت گرفته می‌تواند مشخص شود. به عبارت دیگر، روش تنش کل قادر به تعیین میزان افزایش تنش آب حفره‌ای در روند محاسبات نخواهد بود. بنابراین تغییر در پاسخ لرزه‌ای ناشی از تغییر در تنش موثر نمی‌تواند در محاسبات لحاظ شود. در حالتی که میزان افزایش تنش آب حفره‌ای از میزان معینی (در مواردی که افزایش تنش آب حفره‌ای معمولاً برابر یا بیش از ۰/۵ باشد) تجاوز نماید، مشابه حالتی است که از روش تحلیل تنش کل استفاده شده و نتایج حاصل از تحلیل با نتایج حاصل از رفتار لرزه‌ای واقعی زمین بسیار مغایر خواهد بود. با این وجود روش تحلیل تنش کل ساده‌تر می‌باشد و غالباً برای طراحی پیشنهاد می‌گردد. به‌طور کلی مشخص گردیده است که میزان برخی پاسخ‌های لرزه‌ای از قبیل تنش برشی یا شتاب که به کمک تحلیل تنش موثر برآورد می‌گردد، کمتر از مقادیری است که به کمک روش تحلیل تنش کل به دست می‌آید. لذا روش تحلیل تنش کل محافظه‌کارانه بوده و از حاشیه ایمنی بالایی در طراحی برخوردار است.

(۲) مدل‌ها برای تحلیل

(الف) مدل انعکاس مضاعف

در محاسبات این مدل، زمین به صورت لایه‌های افقی خاک در نظر گرفته می‌شود. هنگامی که امواج برشی به صورت عمود بر سنگ بستر منتشر می‌شوند، مکرراً در مرز بین لایه‌های خاک منتقل و منعکس می‌شوند. در

این روش رابطه بین تنش خاک و کرنش آن به صورت خطی فرض می‌شود. باتوجه به اینکه مدل انعکاس مضاعف معادل خطی، امکان مدل‌سازی شبه‌غیرخطی خاک را دارا می‌باشد، در سال‌های اخیر استفاده از این مدل روبه افزایش است. برنامه کامپیوتری SHAKE بر اساس این مدل تهیه شده است.

(ب) مدل جرم و فنر

در این مدل زمین به صورت ترکیبات متعددی از جرم‌ها، فنرها و میراگرها جایگزین می‌شود. در این روش روند محاسبات بسیار ساده بوده و امکان استفاده از روابط غیرخطی بین جابه‌جایی و نیروی باربری خاک وجود دارد.

(پ) مدل‌های اجزا محدود

این مدل‌ها محدود به تحلیل حرکت زمین‌لرزه نمی‌گردد و زمینه استفاده بسیار وسیعی دارند. در این روش‌ها زمین به تعدادی اجزای محدود تقسیم می‌گردد. مدل‌های اجزا محدود به واسطه برخورداری از توانایی بالا در تحلیل، امکان استفاده از تغییرات دوبعدی ضخامت خاک و شرایط زمین را مهیا می‌نماید. BEAD, FLUSH و FLIP از جمله برنامه‌های کامپیوتری هستند که از این روش استفاده کرده‌اند. به علاوه، برنامه FLAC که بر اساس روش تفاوت‌های محدود ایجاد شده است از روش حل ضمنی برای محاسبات بهره می‌برد.

(ت) مدل پیوسته

در این روش سازه (و یا زمین) به صورت یک تیر طره با مشخصات یکنواخت یا متغیر به صورت همگن فرض می‌گردد. معمولاً تیر برشی برای مدل‌سازی انتخاب می‌گردد. مقادیر مورد نیاز برای محاسبات عبارت از ابعاد سازه، وزن مخصوص هر قسمت، مدول برشی و نحوه تغییرات آن در طول تیر و ثابت میرایی می‌باشد.

(ث) آزمایش‌ها لرزه‌ای با استفاده از میز لرزه

این روش برای شبیه‌سازی رفتار دینامیکی سازه و اعمال لرزه به سازه استفاده می‌شود. این روش، وسیله مناسبی برای شناخت رفتار کلی سازه و زمین می‌باشد. در این روش به جهت شبیه‌سازی صحیح نتایج روی مدل با مشخصات دینامیکی سازه واقعی، به تکنیک‌های تجربی پیشرفته‌ای نیاز می‌باشد. روش‌های آزمایش‌ها لرزه‌ای به دو صورت انجام می‌گیرند که در ادامه به آنها اشاره می‌شود.

(۱) آزمایش‌های لرزه‌ای به کمک میز لرزه

در این آزمایش یک مدل جهت شبیه‌سازی مناسب، هم از نظر هندسی و هم از نظر مشخصات دینامیکی سازه موردنظر و زمین آماده می‌شود. سپس زلزله فرضی به کمک میز لرزه به سازه اعمال می‌گردد.

(۲) آزمایش‌های لرزه‌ای به کمک سانتریفیوژ

در این روش از سانتریفیوژ جهت تولید شرایط تنش مدل، مشابه تنش‌های ایجاد شده در سازه در حالت واقعی بهره گرفته می‌شود. سپس زمین لرزه فرضی به کمک وسایل آزمایش لرزه‌ای به مدل اعمال می‌گردد تا شرایط دینامیکی واقعی بر روی مدل شبیه‌سازی گردد.

۱۲-۶- روش تغییرشکل لرزه‌ای

تغییرشکل‌ها و تنش‌های ایجادشده ناشی از زلزله در سازه‌های لوله‌ای که در زمین مدفون شده‌اند باید با استفاده از روش تغییرشکل لرزه‌ای ارزیابی شوند زیرا تغییرمکان‌های این نوع سازه‌ها تابع تغییرشکل زمین اطراف آنها هستند.

تفسیر

برای ارزیابی مقاومت لرزه‌ای سازه‌های لوله‌ای مدفون در زمین مانند تونل‌های مغروق یا خطوط لوله نفت که طول آنها در مقایسه با سطح مقطع آنها بسیار بزرگ می‌باشد، بسیار حائز اهمیت است که تغییرشکل‌های نسبی خاک محصورکننده سازه که به وسیله تغییرشکل زمین ناشی از زلزله کنترل می‌گردد، برآورد شوند. تغییرشکل‌های نسبی ایجادشده در خاک محصورکننده سازه ناشی از زلزله متناسب با طبیعت زلزله و همین‌طور سایر متغیرها نظیر شرایط زمین تغییر می‌کند.

فصل ۱۳

روانگرایی

۱۳-۱- کلیات

در حین وقوع زلزله لایه‌های ماسه‌ای غیرمتراکم اشباع تمایل به روانگرایی دارند که این عامل خود باعث ایجاد خسارت به سازه‌ها می‌شود. در هنگام طراحی سازه‌ها، تاثیر روانگرایی در محدوده و وسعت مورد نیاز باید لحاظ شود.

۱۳-۲- پیش‌بینی روانگرایی

اصولا در پیش‌بینی روانگرایی در لایه‌های خاک زیرین باید به موارد زیر توجه شود:

- (۱) هنگامی که خاک بستر متشکل از خاک‌هایی از قبیل ماسه غیرمتراکم اشباع باشد، پیش‌بینی و قضاوت در خصوص وقوع روانگرایی در خاک بستر باید صورت گیرد.
- (۲) پیش‌بینی و قضاوت در خصوص احتمال وقوع روانگرایی در خاک بستر باید با استفاده از انتخاب یک روش مناسب که از دانه‌بندی و نتایج آزمایش‌های SPT یا نتایج آزمایش سه‌محوری چرخه‌ای (سیکلک) استفاده می‌کند، انجام شود.

تفسیر

(۱) روش‌های پیش‌بینی و قضاوت در خصوص روانگرایی

دو روش جهت پیش‌بینی و قضاوت در خصوص روانگرایی وجود دارد. یک روش مبتنی بر دانه‌بندی و مقادیر عدد N حاصل از نتایج آزمایش‌های SPT است و روش دیگر از نتایج آزمایش سه‌محوری چرخه‌ای استفاده می‌کند. روشی که بر اساس دانه‌بندی و مقادیر N حاصل از نتایج آزمایش‌های SPT شکل گرفته است، بسیار ساده بوده و استفاده از آن معمول می‌باشد. روش دوم که از نتایج آزمایش سه‌محوری چرخه‌ای استفاده می‌کند، جزئیات بیشتری داشته و مفصل‌تر است و در محل‌هایی که به کارگیری روش اول دشوار باشد، استفاده می‌شود.

(۲) عمق مورد بررسی

خاک بستر که تا عمق ۲۰ متری زیر تراز سطح زمین (یا زیر تراز کف دریا برای سازه‌هایی که در دریا واقع هستند) قرار دارند، باید جهت پیش‌بینی روانگرایی بررسی شوند. با این حال، چنانچه آسیب جدی سازه در اثر روانگرایی در اعماق بیش از ۲۰ متر پیش‌بینی می‌شود یا هنگامی که لایه خاک مستعد روانگرایی، تا عمق بیش از ۲۰ متر ادامه داشته باشد، فرآیند پیش‌بینی روانگرایی باید در این لایه‌ها نیز مورد بررسی قرار گیرد.

نکات فنی

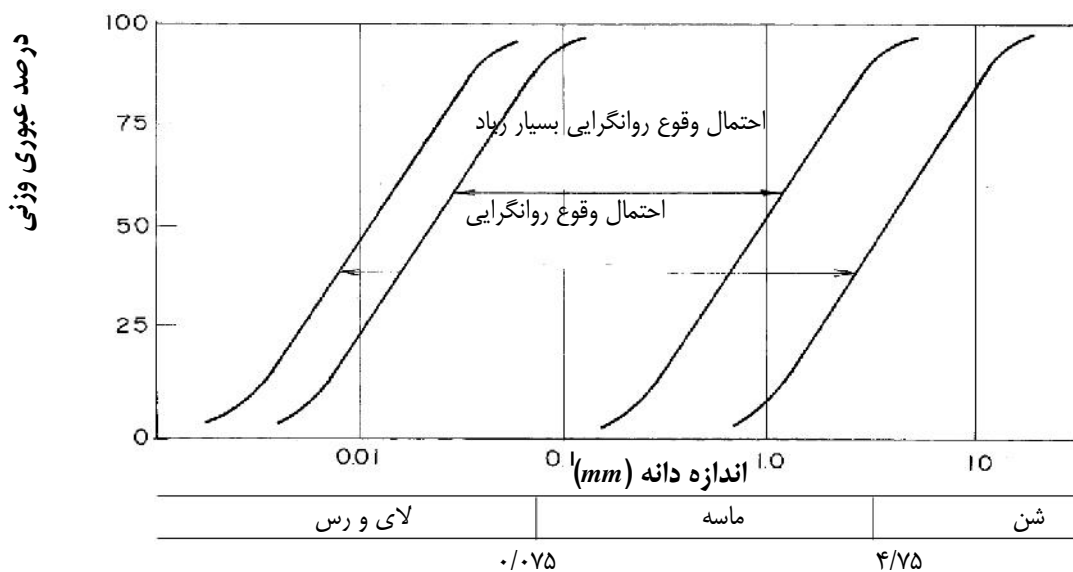
(۱) پیش‌بینی روانگرایی با استفاده از دانه‌بندی و مقدار N حاصل از نتایج آزمایش‌های SPT

الف) قضاوت بر اساس دانه‌بندی

خاک بستر باید بر اساس دانه‌بندی و با توجه به شکل‌های (۲-۱۱۶-الف) و (۲-۱۱۶-ب) و مقدار ضریب یکنواختی طبقه‌بندی شوند. ضریب یکنواختی از رابطه $(U_c = D_{60}/D_{10})$ به دست می‌آید.

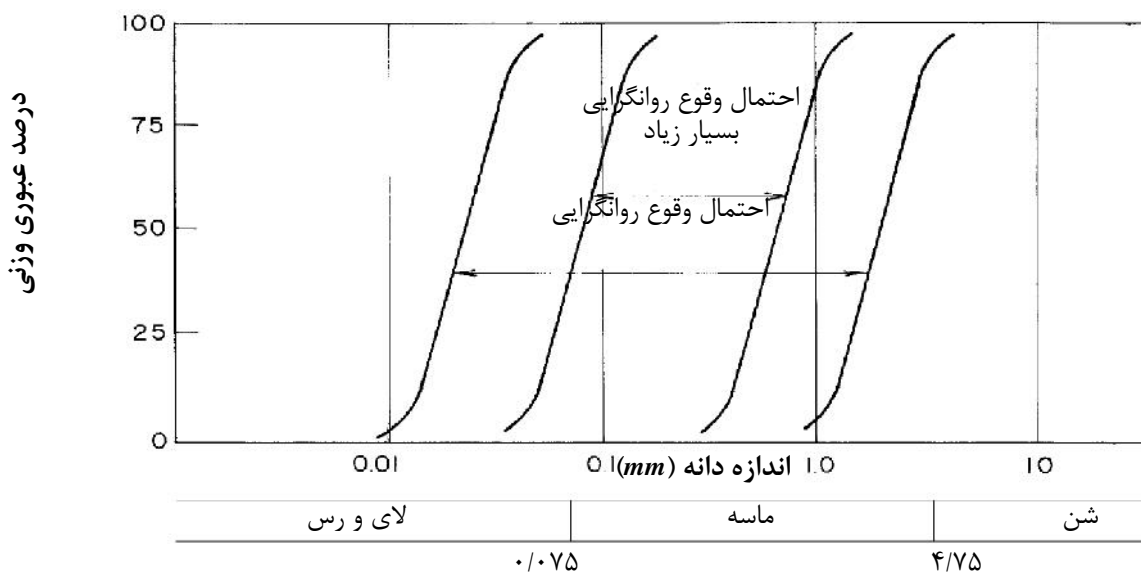
در رابطه فوق U_c ضریب یکنواختی خاک، D_{60} معرف قطر دانه خاکی است که ۶۰ درصد و D_{10} معرف قطر دانه خاکی است که ۱۰ درصد دانه‌های خاک از آن کوچکتر بوده و از الک عبور می‌کند. مقدار ضریب یکنواختی درآستانه وقوع روانگرایی برابر $3/5$ می‌باشد. هنگامیکه منحنی توزیع اندازه دانه‌های خاک (منحنی دانه‌بندی) در محدوده «احتمال وقوع روانگرایی» قرار نگیرد، می‌توان قضاوت نمود که خاک روانگرا نیست.

برای خاک با ضریب یکنواختی بزرگ $U_c > 3.5$



شکل ۲-۱۱۶- الف- محدوده احتمال وقوع روانگرایی ($U_c > 3.5$)

برای خاک با ضریب یکنواختی کوچک $U_c < 3.5$



شکل ۲-۱۱۶- ب- محدوده احتمال وقوع روانگرایی ($U_c < 3.5$)

هنگامی که منحنی توزیع اندازه دانه‌های خاک در محدوده «احتمال وقوع روانگرایی» قرار گیرد، روش مناسبی جهت ارزیابی امکان روانگرایی مورد نیاز خواهد بود. برای خاک‌هایی که منحنی دانه‌بندی آنها شامل بخش بزرگی از ریزدانه است، آزمایش سه‌محوری چرخه‌ای باید انجام شود. برای خاک‌هایی که بخش بزرگی از دانه‌بندی آن را درشت‌دانه تشکیل داده و ضریب نفوذپذیری آن بیش از ۳ سانتی‌متر بر ثانیه باشد، روانگرایی اتفاق نخواهد افتاد. اما در این حالت اگر خاک بستر با نفوذپذیری پایین همانند رس یا لای بر روی خاک هدف قرار گیرد، این خاک همانند خاکی که در محدوده «احتمال وقوع روانگرایی» واقع است، در نظر گرفته می‌شود.

ب) پیش‌بینی روانگرایی با استفاده از مقدار N معادل و شتاب معادل برای خاک بستر که بر اساس دانه‌بندی در محدوده «احتمال وقوع روانگرایی» نشان داده شده در شکل (۲-۱۱۶) واقع شود، ملاحظات و بررسی‌های بیشتری باید بر اساس توضیحات زیر انجام گیرد.

(۱) مقدار N معادل

مقدار N معادل باید بر اساس رابطه (۱-۱۳) محاسبه شود.

$$(N)_{65} = \frac{N - 0.019(t' - 65)}{0.0014(t' - 65) + 1.0} \quad (1-13)$$

در رابطه فوق:

$(N)_{65}$: مقدار N معادل

N : مقدار N خاک بستر

t' : تنش موثر خاک بستر (kN/m^2) (تنش موثر خاک که در رابطه اخیر استفاده شده است، باید با توجه به تراز زمین در زمان اجرای آزمایش SPT محاسبه گردد)

مقدار N معادل به مقدار N اصلاح شده برای فشار موثر 65 kN/m^2 اطلاق می‌گردد. اصلاحی که بر روی مقدار N صورت می‌گیرد به این دلیل است که در گذشته پیش‌بینی روانگرایی بر اساس مقدار N لایه‌خاکی که نزدیک به تراز سطح آب زیرزمینی بود، انجام می‌گرفت.

البته در حالتی که رابطه (۱-۱۳) در بند (ج) در ذیل، مورد استفاده واقع می‌شود، مقدار N معادل همان مقدار N لایه خاک بدون اصلاح می‌باشد.

(۲) شتاب معادل

شتاب معادل باید بر اساس رابطه (۲-۱۳) محاسبه گردد. برای تعیین شتاب معادل در هر لایه خاک، حداکثر تنش برشی مشخص شده از تحلیل پاسخ لرزه‌ای استفاده می‌شود.

$$r_{eq} = 0.7 \frac{t'_{\max}}{t'} g \quad (2-13)$$

در رابطه فوق:

r_{eq} : شتاب معادل (بر حسب $1 \text{ cm/s}^2 = \text{Gal}$)

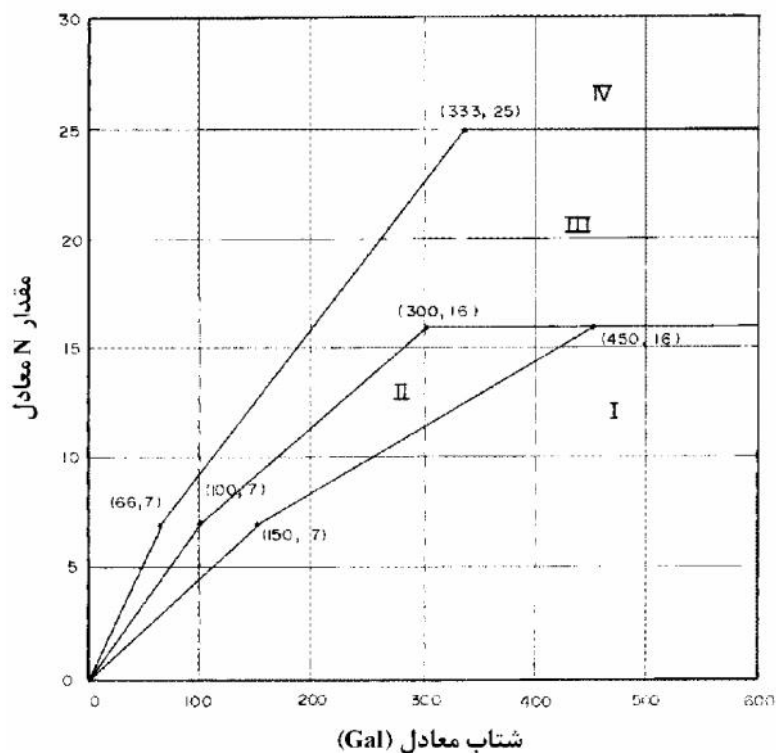
t'_{\max} : حداکثر تنش برشی (kN/m^2)

t' : تنش موثر لایه خاک (kN/m^2) (تنش موثر خاک باید بر اساس تراز زمین در هنگام وقوع زلزله محاسبه گردد)

g: شتاب ثقل زمین (980 Gal)

(۳) پیش‌بینی روانگرایی با استفاده از مقدار N معادل و شتاب معادل

لایه خاک باید با توجه به چهار محدوده که با عناوین I تا IV در شکل (۲-۱۱۷) نشان داده شده است و با استفاده از مقدار N معادل و شتاب معادل طبقه‌بندی گردد. چهار محدوده I تا IV در جدول (۲-۳۸) توضیح داده شده‌اند.



شکل ۲-۱۱۷- طبقه‌بندی لایه خاک با استفاده از مقدار N معادل و شتاب معادل

جدول ۲-۳۸- پیش‌بینی و قضاوت در خصوص روانگرایی برای لایه خاک طبق محدوده I-IV

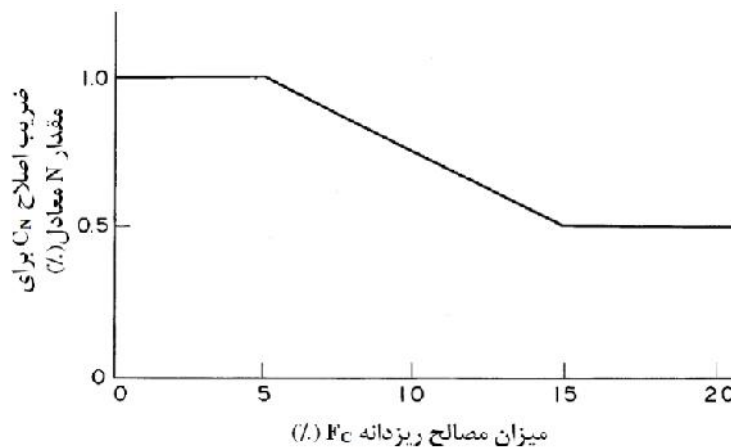
محدوده نشان داده شده در شکل (۲-۱۱۷)	احتمال وقوع روانگرایی	قضاوت در خصوص روانگرایی
I	بسیار زیاد	روانگرایی اتفاق خواهد افتاد.
II	زیاد	یا باید قضاوت کرد که روانگرایی اتفاق خواهد افتاد و یا ارزیابی‌های بیشتری بر اساس آزمایش‌های سهمحوری چرخه‌ای (سیکلیک) انجام شود.
III	کم	یا قضاوت کرد روانگرایی اتفاق نخواهد افتاد و یا اینکه ارزیابی‌های بیشتری بر اساس آزمایش‌های سهمحوری چرخه‌ای انجام شود.
IV	ناچیز	برای سازه‌های خیلی مهم، یا باید قضاوت کرد روانگرایی اتفاق خواهد افتاد و یا اینکه ارزیابی‌های بیشتری بر اساس آزمایش‌های سهمحوری چرخه‌ای انجام شود.
		روانگرایی اتفاق نمی‌افتد.

پ) اصلاح مقدار N و پیش‌بینی روانگرایی هنگامی که مقدار ریزدانه نسبتاً زیاد باشد.

هنگامی که مقدار ریزدانه خاک (ذرات مساوی و یا کوچکتر از ۷۵ میکرون) برابر یا بیش از ۵ درصد باشد، مقدار N معادل باید قبل از استفاده از شکل (۲-۱۱۷) اصلاح شود. اصلاح مقدار N معادل به سه صورت انجام می‌شود که در ادامه ارائه شده است.

(۱) روش اول: هنگامی که نشانه خمیری خاک کمتر از ۱۰ باشد یا نتوان آن را مشخص کرد و یا وقتی که مقدار ریزدانه خاک کمتر از ۱۵ درصد باشد.

مقدار N معادل (بعد از اصلاح) باید برابر مقدار $(N)_{65}/C_N$ باشد. ضریب اصلاح C_N در شکل (۲-۱۱۸) ارائه شده است. با استفاده از شکل (۲-۱۱۸) مقدار N معادل (بعد از اصلاح) و شتاب معادل محدوده مربوط به روانگرایی مشخص می‌شود.



شکل ۲-۱۱۸- ضریب اصلاح مقدار N معادل بر اساس درصد مصالح ریزدانه خاک

(۲) روش دوم: هنگامیکه نشانه خمیری خاک I_p بیشتر از ۱۰ و کمتر از ۲۰ باشد و مقدار ریزدانه خاک برابر یا بیشتر از ۱۵ درصد باشد.

مقدار N معادل (بعد از اصلاح) باید برابر هر دو مقدار $(N)_{65}/0.5$ و $N + N$ باشد و مشخص کردن محدوده احتمال روانگرایی از طریق شکل (۲-۱۱۷) و بر اساس حالات زیر انجام گیرد. مقدار N بر اساس رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$UN = 8 + 0.4(I_p - 10) \quad (3-13)$$

(۱) هنگامی که مقدار $N + N$ در محدوده I قرار می‌گیرد، از محدوده I استفاده گردد

(۲) هنگامی که مقدار $N + N$ در محدوده II قرار می‌گیرد، از محدوده II استفاده گردد

(۳) هنگامی که مقدار $N + N$ در محدوده III یا IV و مقدار $(N)_{65}/0.5$ در محدوده I یا II قرار می‌گیرد، از محدوده III استفاده گردد

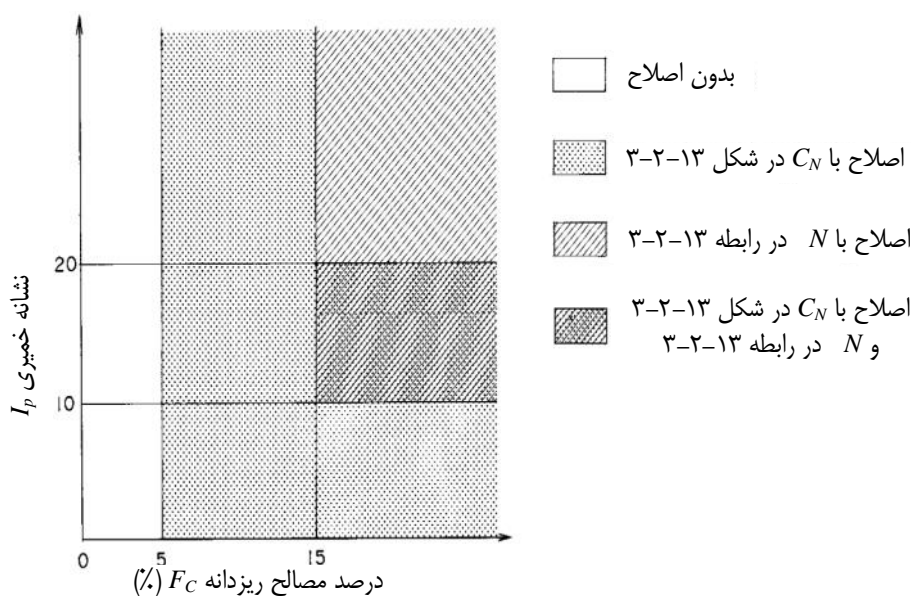
(۴) هنگامی که مقدار $N + N$ در محدوده III یا IV و مقدار $(N)_{65}/0.5$ در محدوده IV قرار می‌گیرد، از محدوده IV استفاده گردد.

در اینجا برای بند (۳)، محدوده III استفاده می‌شود، حتی زمانی که مقدار N معادل (بعد از اصلاح) با مقدار $(N)_{65/0.5}$ در محدوده I یا II قرار گرفته باشد. علت این امر این است که اصلاح درصد مقدار ریزدانه بیش از حد محافظه کارانه خواهد بود.

علت اینکه برای بند (۳) حتی زمانی که با مقدار اصلاح شده $N + N$ در محدوده IV باشد، محدوده IV استفاده نمی‌شود، این است که قابلیت اعتماد به نشانه خمیری در رابطه فوق وقتی که در محدوده ۱۰ تا ۲۰ قرار می‌گیرد، اندک است. بنابراین قضاوت در خصوص خاک بستر که در محدوده IV «احتمال وقوع روانگرایی ناچیز» قرار می‌گیرد با ریسک همراه می‌باشد.

(۳) روش سوم: هنگامی که نشانه خمیری خاک برابر یا بیشتر از ۲۰ باشد و مقدار ریزدانه خاک برابر یا بیشتر از ۱۵ درصد باشد.

مقدار N معادل (بعد از اصلاح) باید برابر مقدار $N + N$ باشد. محدوده احتمال روانگرایی با توجه به مقدار N معادل (بعد از اصلاح) و شتاب معادل مشخص می‌شود.
شکل (۲-۱۱۹) محدوده کاربرد روش اول تا سوم را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۱۱۹- روش مقدار N اصلاح شده بر اساس درصد مقدار ریزدانه و نشانه خمیری خاک

(ت) پیش‌بینی روانگرایی

از آنجاکه پیش‌بینی روانگرایی باید با توجه به عوامل دیگری به جز پدیده‌های فیزیکی، از قبیل اینکه چه درجه‌ای از ایمنی باید برای سازه‌ها حفظ شود نیز صورت‌گیرد، لذا ایجاد بی‌قید و شرط هر معیاری برای قضاوت بر اساس نتایج متنوع پیش‌بینی شده امکان‌پذیر نمی‌باشد. قاعده قضاوت در خصوص وقوع روانگرایی برای نتایج استاندارد پیش‌بینی در جدول (۲-۳۹) ارائه شده است.

در این جدول، عبارت «احتمال وقوع روانگرایی» به احتمال زیاد یا اندک وقوع روانگرایی به عنوان یک پدیده فیزیکی اشاره دارد. در مقابل، عبارت «قضاوت در خصوص روانگرایی» به لحاظ احتمال زیاد یا اندک بودن وقوع روانگرایی و قضاوت در این خصوص که آیا زمین روانگرا خواهد شد یا خیر، باز می‌گردد.

(۲) پیش‌بینی و قضاوت بر اساس نتایج آزمایش سه‌محوری چرخه‌ای (سیکلک)

در برخی موارد، پیش‌بینی و قضاوت در خصوص احتمال وقوع پدیده روانگرایی در خاک بستر با استفاده از نتایج دانه‌بندی و مقدار N دشوار می‌باشد. در این موارد پیش‌بینی و قضاوت در خصوص وقوع پدیده روانگرایی در خاک بستر باید با استفاده از نتایج تحلیل پاسخ لرزه‌ای و آزمایش‌های سه‌محوری چرخه‌ای بر روی نمونه دست‌نخورده انجام شود.

(۳) قضاوت در خصوص روانگرایی کلی خاک

برای قضاوت پیرامون وقوع روانگرایی کلی خاک بستر در محلی که متشکل از چندین لایه باشد، تصمیمات باید بر اساس قضاوت بر روی هریک از لایه‌های خاک بستر اتخاذ شود.

۱۳-۳- مقابله با روانگرایی

هنگام اعمال روش‌های مقابله با روانگرایی، باید اقدامات مقابله‌ای مناسبی انتخاب شود تا عملکرد سازه بعد از زلزله حفظ شود.

تفسیر

(۱) هنگام طراحی روش‌های مقابله با روانگرایی، تصمیمات مناسبی باید با توجه به نکات زیر اخذ گردد.

الف) روش‌های اجرای اقدامات مقابله با روانگرایی

ب) ابعاد و اندازه‌های اقدامات مقابله‌ای (مساحت و عمق)

پ) طراحی ویژه و خاص اقدامات مقابله با روانگرایی

(۲) موارد الف) تا ج) که در زیر آورده شده از اقدامات مقابله با روانگرایی محسوب می‌شود:

الف) جلوگیری از بروز فشار آب حفره‌ای بیش از حد

(۱) تراکم

(۲) استحکام

(۳) جایگزین کردن (جایگزینی با ماسه‌ای که به سادگی متراکم می‌شود)

ب) کاهش فشار آب حفره‌ای بیش از حد

(۱) قراردادن زهکش

(۲) جایگزین کردن (جایگزینی با ماسه درشت، شن و مانند آنها)

پ) ترکیب موارد الف) و ب)

(۱) ترکیب‌های ساده از روش‌های ارائه شده در موارد الف) و ب)

(۲) ترکیب‌هایی از روش‌های ارائه شده در موارد الف) و ب) پس از توجه به ارتباط آنها با سازه‌های مجاور

۳) گستره ابعاد و بهسازی خاک که اقدامی برای مقابله با روانگرایی محسوب می‌شود، باید با توجه به حفظ عملکرد سازه‌ها تعیین شود.

۴) هنگامی که از تراکم به‌عنوان روش مقابله با روانگرایی استفاده می‌شود، خاک بستر باید تا اندازه‌ای متراکم شود که مقدار N بعد از تراکم به حدی برسد که بتوان قضاوت کرد که روانگرایی اتفاق نمی‌افتد (به بند ۱۳-۲) پیش‌بینی روانگرایی، مراجعه شود. هنگامی که خاک بستری که مستعد روانگرایی است در مجاورت خاک بستر بهسازی شده است قرار گیرد، باید آن بخش از مساحت خاک بهسازی شده که تحت تاثیر روانگرایی است بدون کاربری حفظ شود. مقدار N معادل برای مساحت حفظ شده باید برابر ۱۶ یا بیشتر باشد.

۵) اقدامات مقابله‌ای در برابر روانگرایی باید با توجه به اهداف طراحی مربوط به بهسازی خاک بستر و تاثیر آن بر روی سازه‌های موجود و نواحی مجاور انجام گیرد.

فصل ۱۴

فشار خاک و فشار آب

۱۴-۱- فشار خاک

فشار خاکی که برسازه وارد می‌شود باید متناسب با شرایط مختلف از قبیل خواص خاک‌های ماسه‌ای و خاک‌های چسبنده، حالت فعال (محرک) و غیرفعال (مقاوم) فشار خاک ناشی از مود تغییر شکل سازه، موقعیت در شرایط عادی یا شرایط زلزله، محاسبه گردد.

تفسیر

فشار خاک نیرویی است که از توده خاک ناشی شده و به سازه‌هایی مانند دیوار ساحلی وارد می‌گردد. مقدار فشار خاک به‌طور قابل ملاحظه‌ای با تغییر شکل سازه و مشخصات طبیعی خاک از قبیل دانه‌بندی، تخلخل، مقدار آب و الگوی تنش تغییر می‌کند. فشار خاک مورد بحث در این فصل، فشاری است که بر سازه به وسیله خاک معمولی اعمال می‌گردد. فشار خاک در اثر خاک روانگرا، خاک اصلاح شده و یا خاک مسلح در این فصل مطرح نشده است.

پدیده واقعی فشار خاک در طول مدت زلزله به علت اندرکنش دینامیک بین خاک پشت‌ریز، سازه و آب ایجاد می‌شود و با فشار خاک مورد بحث قرار گرفته در این فصل متفاوت است. در عین حال تحلیل‌های متعدد آسیب‌های گذشته ناشی از فشار خاک در طی وقوع زلزله این امکان را فراهم ساخته است تا روش محاسباتی فشار خاک طی وقوع یک زلزله، به شکل رابطه محاسباتی برای استفاده در طراحی درآید. فشار هیدرواستاتیک و فشار دینامیکی آب که بر سازه وارد می‌شود باید جداگانه ارزیابی شوند.

۱۴-۲- فشار خاک تحت شرایط عادی

۱۴-۲-۱- فشار خاک ماسه‌ای تحت شرایط عادی

فشار خاک ماسه‌ای وارد بر وجه پشتی دیواره سازه (شکل ۲-۱۲۰) و همین‌طور زاویه سطح لغزش خاک، باید بر اساس روابط (۱-۱۴)، (۲-۱۴)، (۳-۱۴) و (۴-۱۴) محاسبه شوند:

(۱) فشار خاک محرک و زاویه سطح شکست (گوه‌گسیختگی)

$$p_{ai} = K_{ai} \left[\sum x_i h_i + \frac{w \cos \epsilon}{\cos(\epsilon - s)} \right] \cos \epsilon \quad (1-14)$$

$$\cot(\epsilon - s) = -\tan(w_i + u + \epsilon - s) + \sec(w_i + u + \epsilon - s) \sqrt{\frac{\cos(\epsilon + u) \sin(w_i + u)}{\cos(\epsilon - s) \sin(w_i - s)}} \quad (2-14)$$

که در آن:

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(w_i - \epsilon)}{\cos^2 \epsilon \cos(u + \epsilon) \left[1 + \sqrt{\frac{\cos(\epsilon + u) \sin(w_i + u)}{\cos(\epsilon - s) \sin(w_i - s)}} \right]^2}$$

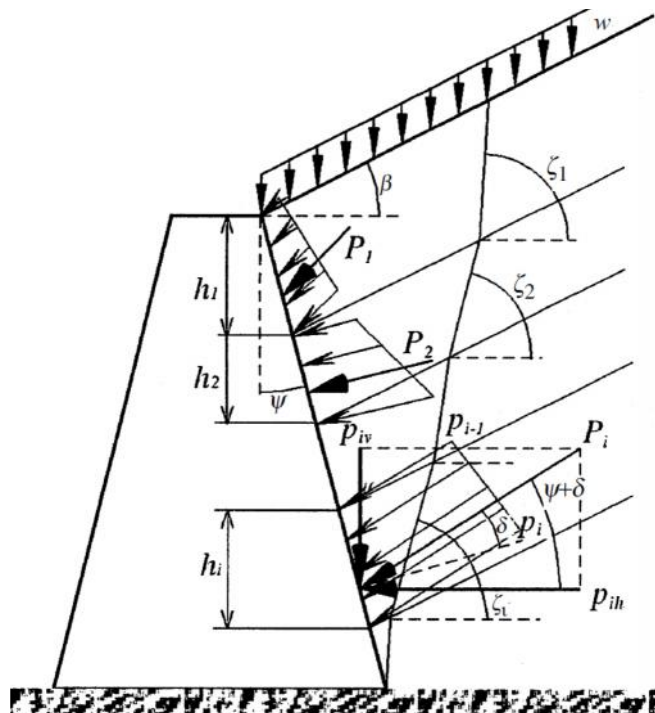
(۲) فشار خاک مقاوم و زاویه سطح شکست (گوه‌گسیختگی)

$$P_{pi} = K_{pi} \left[\sum X_i h_i + \frac{w \cos \xi}{\cos(\xi - \delta)} \right] \cos \xi \quad (3-14)$$

$$\cot(\xi - \delta) = -\tan(\omega_i - u - \xi + \delta) + \sec(\omega_i - u - \xi + \delta) \sqrt{\frac{\cos(\xi + u) \sin(\omega_i - u)}{\cos(\xi - \delta) \sin(\omega_i + \delta)}} \quad (4-14)$$

که در آن:

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\omega_i + \xi)}{\cos^2 \xi \cos(u + \xi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\omega_i - u) \sin(\omega_i + \delta)}{\cos(u + \xi) \cos(\xi - \delta)}} \right]^2}$$



شکل ۲-۱۲۰- طرح کلی فشار خاک وارده بر دیوار نگهدارنده

در روابط فوق:

P_{pi} و P_{ai} : به ترتیب فشار خاک محرک و مقاوم که در تراز پایینی خاک لایه i -ام وارد می‌شود (kN/m^2)

ω_i : زاویه اصطکاک داخلی خاک لایه i -ام (درجه)

X_i : وزن مخصوص خاک لایه i -ام (kN/m^2)

h_i : ضخامت خاک لایه i -ام (m)

K_{pi} و K_{ai} : به ترتیب ضریب فشار خاک محرک و مقاوم در خاک لایه i -ام

ξ : زاویه پشت دیوار با خط قائم (درجه)

: زاویه سطح خاکریز با خط افقی (درجه)

: زاویه اصطکاک بین مصالح پشتریز و پشت دیوار (درجه)

i : زاویه سطح شکست (گوه گسیختگی) خاک لایه i-ام (درجه)

w: سربار با توزیع یکنواخت (kN/m^2)

تفسیر

(۱) زاویه اصطکاک داخلی خاک

زاویه اصطکاک داخلی خاکریز معمولاً برابر ۳۰ درجه است. در موارد خاصی که مصالح خوب خاکریزی شده باشد مقدار

زاویه اصطکاک داخلی به ۴۰ درجه می‌رسد.

(۲) زاویه اصطکاک بین مصالح خاکریز و پشت دیوار

زاویه اصطکاک بین مصالح خاکریز و پشت دیوار معمولاً برابر ۲۰ ~ ۱۵± درجه است. این مقدار را می‌توان نصف زاویه

اصطکاک داخلی مصالح خاکریز برآورد نمود.

(۳) وزن مخصوص خاک

معمولاً برای خاک غیراشباع مانند خاکی که در بالای تراز آب باقیمانده قرار دارد، وزن مخصوص خاک برابر ۱۸ کیلونیوتن

بر مترمکعب و برای خاک اشباعی که در زیر تراز مذکور واقع باشد، برابر ۱۰ کیلونیوتن بر مترمکعب است.

۱۴-۲-۲- فشار خاک ناشی از خاک چسبنده تحت شرایط عادی

فشار خاک ناشی از خاک چسبنده واردشونده بروجه پشتی دیواره سازه و زاویه سطح شکست خاک (گوه گسیختگی)

باید بر اساس روابط (۵-۱۴) و (۶-۱۴) محاسبه شوند:

(۱) فشار خاک محرک

$$p_a = \sum x_i h_i + w - 2c \quad (۵-۱۴)$$

(۲) فشار خاک مقاوم

$$p_p = \sum x_i h_i + w + 2c \quad (۶-۱۴)$$

در روابط فوق:

p_a : فشار خاک محرک که در تراز پایینی خاک لایه i-ام وارد می‌شود (kN/m^2)

p_p : فشار خاک مقاوم که در تراز پایینی خاک لایه i-ام وارد می‌شود (kN/m^2)

x_i : وزن مخصوص خاک لایه i-ام (kN/m^2)

h_i : ضخامت خاک لایه i-ام (m)

w: سربار با توزیع یکنواخت (kN/m^2)

c: چسبندگی خاک در لایه i-ام (kN/m^2)

تفسیر

(۱) فشار خاک محرک با استفاده از رابطه (۱۴-۵) محاسبه می‌شود. اگر فشار خاک در محاسبات، منفی به دست آید، برابر صفر در نظر گرفته شود.

(۲) چسبندگی خاک باید با استفاده از روش‌های مناسبی تعیین شود (به بند (۱۱-۳-۳) خواص برشی، مراجعه شود).

(۳) در خصوص خاک‌های چسبنده، باید از چسبندگی بین مصالح خاکریز و پشت دیوار چشم‌پوشی شود.

(۴) وزن مخصوص خاک چسبنده باید به وسیله آزمایش خاک تعیین شود. وزن مخصوص مرطوب X_i باید برای خاک واقع در بالای تراز آب باقیمانده در نظر گرفته شود و وزن مخصوص غوطه‌ور X' برای خاک پایین تراز آب باقیمانده استفاده شود.

۱۴-۳- فشار خاک در هنگام زلزله

۱۴-۳-۱- فشار خاک لایه ماسه‌ای در هنگام زلزله

فشار خاک لایه ماسه‌ای واردشونده بوجه پشتی دیواره سازه در هنگام زلزله و زاویه سطح شکست (گوه‌گسیختگی) خاک باید بر اساس روابط (۱۴-۶) تا (۱۴-۹) محاسبه شوند:

(۱) فشار خاک محرک و زاویه سطح شکست (گوه‌گسیختگی)

$$p_{ai} = K_{ai} \left[\sum X_i h_i + \frac{w \cos \xi}{\cos(\xi - s)} \right] \cos \xi \quad (۱۴-۶)$$

$$\cot(\xi - s) = -\tan(\omega_i + u + \xi - s) + \sec(\omega_i + u + \xi - s) \sqrt{\frac{\cos(\xi + u + \alpha) \sin(\omega_i + u)}{\cos(\xi - s) \sin(\omega_i - s - \alpha)}} \quad (۱۴-۷)$$

که در آن:

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\omega_i - \xi - \alpha)}{\cos \alpha \cos^2 \xi \cos(u + \xi + \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\omega_i + u) \sin(\omega_i - s - \alpha)}{\cos(u + \xi + \alpha) \cos(\xi - s)}} \right]^2}$$

(۲) فشار خاک مقاوم و زاویه سطح شکست (گوه‌گسیختگی)

$$p_{pi} = K_{pi} \left[\sum X_i h_i + \frac{w \cos \xi}{\cos(\xi - s)} \right] \cos \xi \quad (۱۴-۸)$$

$$\cot(\xi - s) = -\tan(\omega_i - u - \xi + s) + \sec(\omega_i - u - \xi + s) \sqrt{\frac{\cos(\xi + u - \alpha) \sin(\omega_i - u)}{\cos(\xi - s) \sin(\omega_i + s - \alpha)}} \quad (۱۴-۹)$$

که در آن:

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\omega_i + \xi - \alpha)}{\cos \alpha \cos^2 \xi \cos(u + \xi - \alpha) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\omega_i - u) \sin(\omega_i + s - \alpha)}{\cos(u + \xi - \alpha) \cos(\xi - s)}} \right]^2}$$

در روابط فوق:

: زاویه لرزه‌ای مرکب (درجه)، بالای تراز سطح آب: $\alpha = \tan^{-1} k$ و پایین تراز سطح آب: $\alpha' = \tan^{-1} k'$

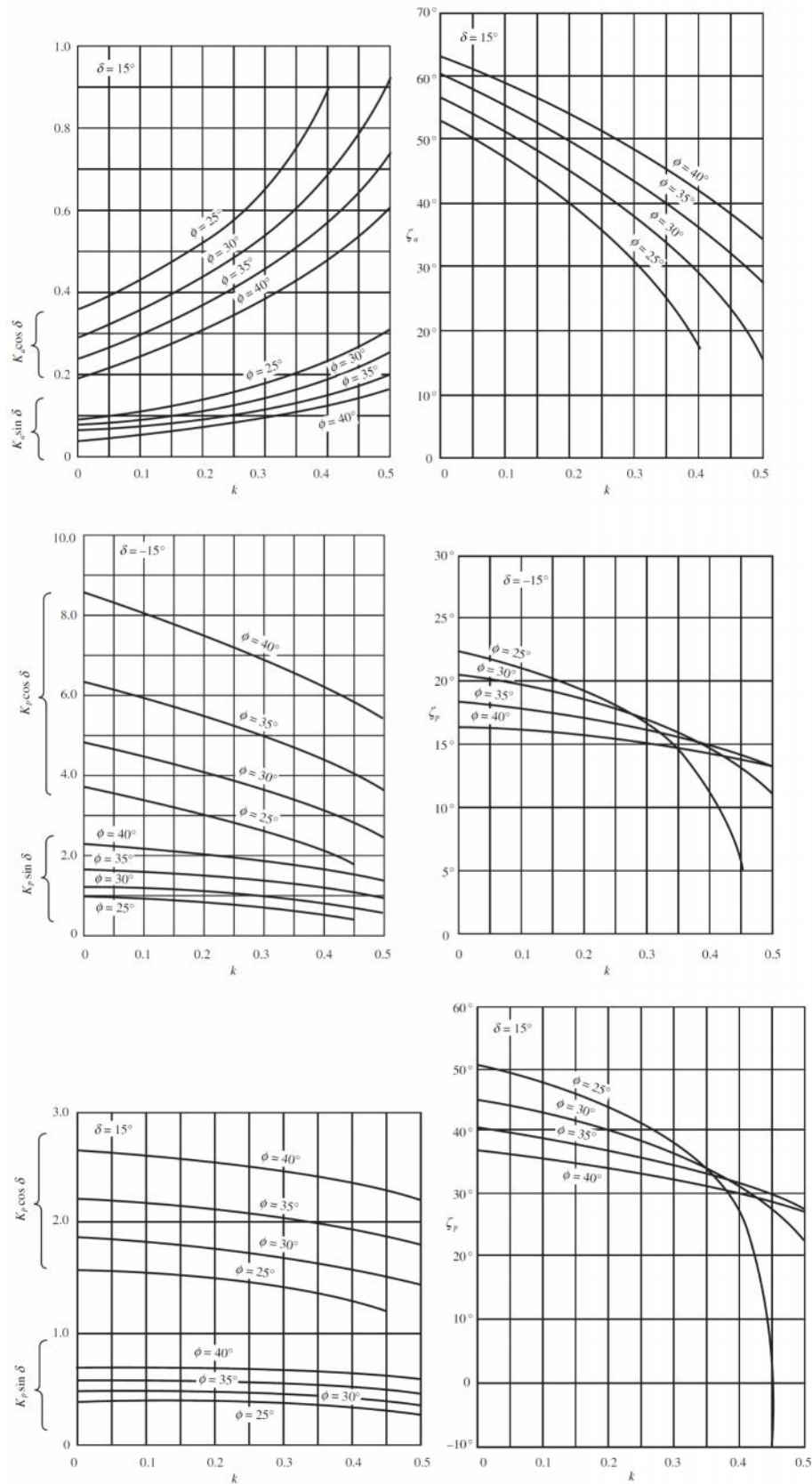
k: ضریب زلزله

k': ضریب زلزله ظاهری

نمایه‌های غیر از k و k' همانند آنهایی است که در بند (۱۴-۲-۱) فشار خاک ماسه‌ای تحت شرایط عادی، معرفی شده است. ضریب زلزله ظاهری k' در بند (۱۴-۳-۳) ضریب زلزله ظاهری، توضیح داده شده است.

تفسیر

- (۱) فشار خاک هنگام زلزله بر اساس تئوری‌های پیشنهاد شده توسط *Mononobe* (۱۹۱۷) و *Okabe* (۱۹۲۴) می‌باشد.
- (۲) معمولاً زاویه اصطکاک بین مصالح خاکریز و پشت دیوار برابر $20 \sim 15 \pm$ درجه می‌باشد. این مقدار را می‌توان نصف زاویه اصطکاک داخلی مصالح خاکریز تخمین زد.
- (۳) زاویه لرزه‌ای مرکب k برای خاک‌های بالای تراز آب باقیمانده و k' برای خاک‌های زیر این تراز استفاده می‌شود.
- (۴) ضریب فشار خاک و زاویه سطح شکست (گوه‌گسیختگی) به صورت مصور در نمودارهای شکل (۲-۱۲۱) ارائه شده است.
- (۵) در تئوری فشار خاک فرض می‌شود که خاک و آب حفره‌ای به صورت مظروف در یک واحد رفتار می‌کنند. بنابراین روابط فوق‌الذکر را نمی‌توان برای خاک‌های روانگرا استفاده نمود. در خصوص خاک‌های روانگرا ضروری است که موارد را با کمک تحلیل تنش موثر دینامیکی یا از طریق آزمایش‌های مدل، مورد بحث و بررسی قرار داد.



شکل ۲- ۱۲۱- ضریب فشار خاک و زاویه شکست (گوه‌گسیختگی)

۱۴-۳-۲- فشار خاک ناشی از خاک چسبنده در هنگام زلزله

فشار خاک ناشی از خاک چسبنده که بوجه پشتی دیواره سازه در هنگام زلزله وارد می‌شود باید بر اساس موارد زیر محاسبه شود:

(۱) فشار خاک محرک

فشار خاک محرک باید با استفاده از روابط فشار خاک مناسبی که در آنها ضریب زلزله برای حفظ پایداری سازه‌ای در هنگام وقوع زلزله لحاظ شده، محاسبه گردد.

(۲) فشار خاک مقاوم

فشار خاک مقاوم باید با استفاده از روابط فشار خاک مناسب به‌طوریکه پایداری سازه‌ای در هنگام وقوع زلزله حفظ شود، انجام گیرد.

تفسیر

(۱) فشار خاک محرک واردشونده بوجه پشتی دیواره سازه در هنگام زلزله و زاویه لغزش (زاویه گوه‌گسیختگی) باید بر اساس روابط (۱۴-۱۰) و (۱۴-۱۱) محاسبه شود:

$$p_a = \frac{(\sum x_i h_i + w) \sin(\alpha' + \alpha)}{\cos \alpha \sin \alpha'} - \frac{c}{\cos \alpha' \sin \alpha'} \quad (14-10)$$

$$\alpha' = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left(\frac{\sum x_i h_i + 2w}{2c} \right) \tan \alpha} \quad (14-11)$$

که در آن:

p_a فشار خاک محرک که در تراز پایینی خاک لایه i -ام وارد می‌شود (kN/m^2)

x_i : وزن مخصوص خاک لایه i -ام (kN/m^2)

h_i : ضخامت خاک لایه i -ام (m)

α' : زاویه سطح شکست (گوه‌گسیختگی) خاک لایه i -ام (درجه)

w : سربار با توزیع یکنواخت (kN/m^2)

c : چسبندگی خاک در لایه i -ام (kN/m^2)

α : زاویه لرزه‌ای مرکب ($\alpha = \tan^{-1} k$ یا $\alpha = \tan^{-1} k'$)

k : ضریب زلزله

k' : ضریب زلزله ظاهری

(۲) موارد ناشناخته زیادی در ارتباط با روش تعیین فشار خاک مقاوم خاک چسبنده در هنگام زلزله وجود دارد. از دیدگاه کاربردی، فشار خاک مقاوم تحت شرایط معمولی که در بند (۱۴-۲-۲) فشار خاک ناشی از خاک چسبنده تحت شرایط عادی، تشریح شد را می‌توان به‌عنوان فشار خاک مقاوم در هنگام زلزله استفاده نمود.

۳) ضریب زلزله ظاهری باید برای محاسبه فشار خاک ناشی از خاک چسبنده‌ای که پایین‌تر از بستر دریا قرار گرفته است، در هنگام زلزله استفاده شود. هنگام محاسبه فشار خاک در عمق ۱۰ متر پایین‌تر از بستر دریا و یا بیشتر، ضریب زلزله ظاهری باید صفر لحاظ گردد. فشار خاک در بین این دو عمق، با این فرض محاسبه می‌گردد که فشار خاک به صورت خطی بین آنها توزیع شده است. اگر فشار خاک در عمق ۱۰ متر پایین‌تر از بستر دریا کمتر از فشار خاک در بستر دریا شود، مقدار مذکور باید تا عمق ۱۰ متری مورد استفاده قرار گیرد.

۱۴-۳-۳- ضریب زلزله ظاهری

محاسبه فشار خاک وارده زیر تراز آب باقیمانده هنگام زلزله، باید طبق فرآیند ارائه شده در بند (۱۴-۳-۱) فشار خاک لایه ماسه‌ای در هنگام زلزله، و بند (۱۴-۳-۲) فشار خاک ناشی از خاک چسبنده در هنگام زلزله، و با بهره‌گیری از ضریب زلزله ظاهری که به کمک رابطه (۱۴-۱۲) تعیین می‌شود، محاسبه گردد.

$$k' = \frac{2(\sum x_i h_i + \sum x h_j + w) + xh}{2(\sum x_i h_i + \sum (x - 10)h_j + w) + (x - 10)h} \quad (14-12)$$

که در آن:

k' : ضریب زلزله ظاهری

x_1 : وزن مخصوص خاک در بالای تراز آب باقیمانده (kN/m^2)

x : وزن مخصوص (در هوا) خاک اشباع شده در زیر تراز آب باقیمانده (kN/m^2)

w : بار خارجی یکنواخت بر روی سطح زمین (kN/m^2)

h_i : ضخامت خاک لایه i ام بالای تراز آب باقیمانده (m)

h_j : ضخامت خاک لایه j ام پایین تراز آب باقیمانده (m)

h : ضخامت لایه خاک پایین تراز آب باقیمانده که فشار خاک برای آن محاسبه می‌شود (m)

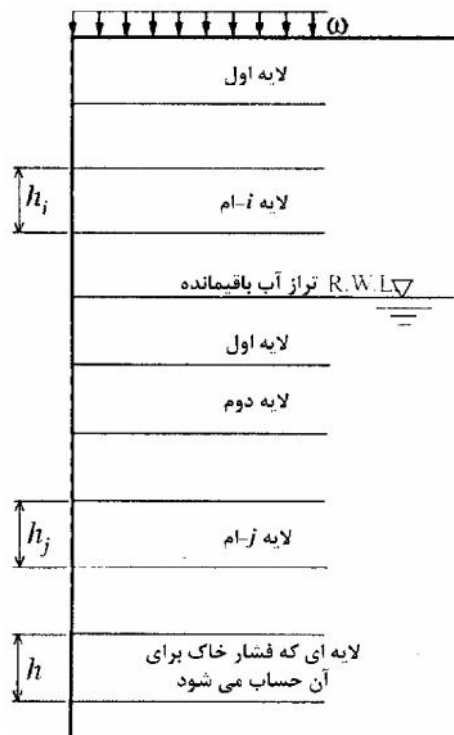
k : ضریب زلزله

تفسیر

۱) در خصوص تحلیل پایداری اسکله‌های دیواری با استفاده از رابطه (۱۴-۱۲)، فشار دینامیکی آب در هنگام زلزله باید بر روی دیوار و در جهت روبه‌دریا اعمال گردد.

۲) مفهوم ضریب زلزله ظاهری k' با استفاده از رابطه $x_1 \times k = (x - 10) \times k'$ بیان شده است.

۳) حاصل ضرب وزن مخصوص لایه خاک (در هوا) و ضریب زلزله برابر حاصل ضرب وزن مخصوص غوطه‌ور لایه خاک و ضریب زلزله ظاهری برای خاک واقع در زیر تراز سطح آب می‌باشد. (شکل ۲-۱۲۲)



شکل ۲-۱۲۲- سطح مقطع لایه‌های خاک و نمایه‌ها

۴-۱۴- فشار آب

۱-۴-۱۴- فشار آب باقیمانده

فشار آب باقیمانده به علت تاخیر در تغییر تراز بین سطح دریا و سطح آب باقیمانده هنگام جزرومد بوده و باید با استفاده از رابطه (۱۳-۱۴) یا (۱۴-۱۴) محاسبه شود:

(۱) وقتی y از h_w کوچکتر باشد:

$$p_w = x_w y \quad (۱۳-۱۴)$$

(۲) وقتی y برابر یا بزرگتر از h_w باشد:

$$p_w = x_w h_w \quad (۱۴-۱۴)$$

که در آن:

p_w : فشار آب باقیمانده (kN/m^2)

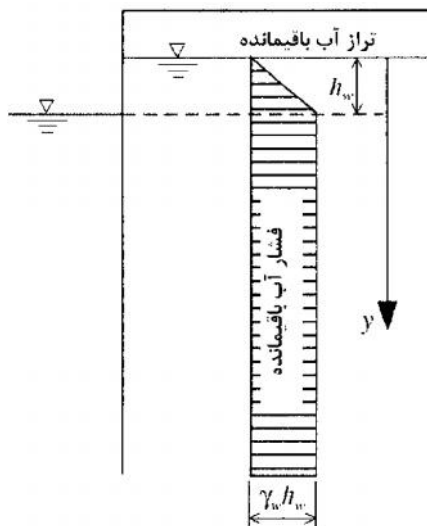
x_w : وزن مخصوص آب (kN/m^3)

y : عمق از تراز آب باقیمانده (m)

h_w : اختلاف تراز آب (m)

تفسیر

در طراحی کاربردی، فشار آب باقیمانده به وسیله رابطه (۱۴-۱۳) یا (۱۴-۱۴) محاسبه شده و باید به‌عنوان فشار آب بر پشت دیوار اعمال گردد (شکل (۲-۱۲۳)). تراز آب باقیمانده متاثر از عوامل متعددی نظیر نفوذپذیری مصالح خاکریز و محدوده جزرومدی می‌باشد.



شکل ۲-۱۲۳- طرح شماتیکی از فشار آب باقیمانده

۴-۴-۲- فشار دینامیک آب در هنگام زلزله

(۱) فشار دینامیکی آب در هنگام زلزله باید با استفاده از رابطه (۱۴-۱۵) محاسبه شود:

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} k \alpha_w \sqrt{Hy} \quad (14-15)$$

که در آن:

p_{dw} : فشار دینامیکی آب (kN/m^2)

k : ضریب زلزله

α_w : وزن مخصوص آب (kN/m^3)

H : ارتفاعی از سازه که در زیر تراز سطح ایستای آب قرار دارد (m)

y : عمق از تراز سطح ایستای آب (m)

(۲) برآیند نیروی ناشی از فشار دینامیکی آب و عمق نقطه اثر آن باید با کمک روابط (۱۴-۱۶) محاسبه شود:

$$\begin{cases} p_{dw} = \pm \frac{7}{12} k \alpha_w H^2 \left(= \int_0^H \frac{7}{8} k \alpha_w \sqrt{Hy} dy \right) \\ h_{dw} = \frac{3}{5} H \end{cases} \quad (14-16)$$

که در آن:

p_{dw} : برآیند نیروی ناشی از فشار دینامیکی آب (kN/m)
 h_{dw} : عمق نقطه اثر برآیند نیرو از تراز سطح ایستا آب (m)

تفسیر

رابطه (۱۴-۱۵) برای فشار آب دینامیکی ناشی از نوسان ایستا آب استخراج گردیده است. در مواردی که سازه‌ای مانند یک موج‌شکن دارای سطح آزاد آب در دو طرف می‌باشد، مقدار فشار آب دینامیکی باید دوبرابر آنچه که از روابط فوق محاسبه می‌شود، لحاظ گردد.

فصل ۱۵

بارها

۱۵-۱- کلیات

هنگام طراحی تاسیسات بندر و لنگرگاه، طبق نیاز باید بار لازم را مدنظر قرار داد.

نکات فنی

برای طراحی تاسیسات بندر و لنگرگاه، بارها به دو دسته وزن مرده و سربار تقسیم می‌گردند.

(۱) وزن مرده: وزن خود سازه

(۲) سربار: وزن وارد بر روی سازه که به‌دو دسته بار ایستا و بار زنده تقسیم می‌شود.

الف) بار ایستا

بارهایی نظیر توده کالا روی بارانداز، اتاقک و انبار عبور کالا و غیره، بار ایستا به حساب می‌آیند. در مناطق دارای بارش

برف سنگین، بار برف نیز بار ایستا می‌باشد.

ب) بار زنده

هنگام طراحی تاسیسات بندر و لنگرگاه، موارد زیر به‌عنوان بار زنده در نظر گرفته می‌شود.

(۱) بار قطار

(۲) بار خودرو

(۳) بار تجهیزات حمل و نقل کالا

(۴) بار زنده پیاده‌رو

۱۵-۲- وزن مرده و سربار

(۱) وزن مخصوص مصالح در طراحی تاسیسات بندر و لنگرگاه به‌جز مواردی که وزن مخصوص آن‌را می‌توان از طریق

اندازه‌گیری و غیره به‌دست آورد، در جدول (۲-۳۹) ارائه شده است.

جدول ۲-۳۹- وزن مخصوص مصالح

وزن مخصوص (kN/m^3)	مصالح	وزن مخصوص (kN/m^3)	مصالح
۲۲/۶	بتن قیری	۷۷/۰	فولاد و فولاد ریخته‌گری شده
۲۶/۰	سنگ (گرانیت)	۷۱/۰	چدن
۲۵/۰	سنگ (ماسه‌سنگ)	۲۷/۵	آلومینیوم
۱۶/۰	ماسه، شن و قلوه‌سنگ (خشک)	۲۴/۰	بتن مسلح
۱۸/۰	ماسه، شن و قلوه‌سنگ (تر)	۲۲/۶	بتن ساده
۲۰/۰	ماسه، شن و قلوه‌سنگ (اشباع)	۷/۸	چوب

۲) سربار وارد بر تاسیسات بندر و لنگرگاه باید با توجه به شرایط بهره‌برداری از این تاسیسات از جمله نوع و حجم کالای حمل شده و شرایط حمل و نقل، تعیین گردد. انواع سربار شامل بار ایستا، بار برف، بار قطار، بار خودرو، بار تجهیزات حمل و نقل کالا، بار زنده پیاده‌رو و هربار دیگری که بر طراحی تاسیسات بندر و لنگرگاه موثر است، می‌باشد.

۱۵-۳- بار ایستا

۱۵-۳-۱- بار ایستا در شرایط عادی

بار ایستا در شرایط عادی باید با توجه کافی به عواملی نظیر نوع، شکل و حجم بار حمل شده، روش حمل و دوره بارگذاری تعیین گردد.

نکات فنی

- ۱) بار ایستای بارانداز در بسیاری از موارد برابر ۱۰ تا ۳۰ کیلونیوتن بر مترمربع است. در باراندازهایی که کالاهای سنگین نظیر مصالح فولادی حمل می‌گردد، مقدار بار ایستا باید بعد از بررسی شرایط حمل کالا تعیین گردد.
- ۲) وزن مخصوص توده‌ای کالا بر اساس تحقیقات قبلی در شرایط واقعی در جدول (۲-۴۰) ارائه شده است.

جدول ۲-۴۰- وزن مخصوص توده‌ای مصالح

ماده	وزن مخصوص (kN/m^3)
کک	۴/۹
زغال سنگ (کلوخه)	۸/۸ تا ۹/۸
زغال سنگ (پودر)	۹/۸ تا ۱۱/۰
سنگ آهن	۲۰/۰ تا ۲۹/۰
سیمان	۱۵/۰
ماسه، شن و قلوه‌سنگ	۱۹/۰

۱۵-۳-۲- بار ایستا هنگام زلزله

بار ایستا هنگام زلزله باید با توجه به شرایط بار ایستا هنگام اعمال زلزله در طراحی، تعیین گردد.

نکات فنی

- شرایط بار ایستا هنگام زلزله باید به‌طور جداگانه برای انواع تجهیزات مربوط نظیر اتاقک عبور کالا، انبار، محوطه نگهداری روباز و بارانداز بررسی شود. بار ایستای مورد استفاده در طراحی هنگام زلزله باید طبق شرایط استفاده آن تعیین گردد.

از طرف دیگر، برای تاسیساتی نظیر بارانداز که به عنوان تاسیسات جابه‌جایی کالا با قرارگیری موقت کالا کاربرد دارد، بار ایستا چه‌هنگام عملیات جابه‌جایی و چه غیراز آن، بسیار متغیر می‌باشد. به همین علت در طراحی اسکله دیواری، بار ایستای وارد بر بارانداز هنگام زلزله معمولاً نصف بار ایستا در شرایط بهره‌برداری فرض می‌گردد.

۱۵-۳-۳- بار با توزیع نامتقارن

هنگام محاسبه پایداری کلی سازه، بار با توزیع نامتقارن را می‌توان به بار یکنواخت در ناحیه‌ای از بارانداز، اتاق عبور یا انبار تبدیل نمود. البته اگر امکان اثر بار متمرکز بزرگی بر سازه وجود داشته باشد، این بار متمرکز را باید بدون تبدیل به بار یکنواخت در نظر گرفت.

۱۵-۳-۴- بار برف

برای نواحی دارای بارش برف زیاد، بار برف با توجه به شرایط منطقه تعیین می‌گردد. اصولاً این بار برای سواحل جنوب کشور مطرح نمی‌باشد.

نکات فنی

۱) برای اسکله دیواری که بر روی آن عملیات برف‌روبی انجام می‌شود، تعیین بار برف غالباً با وزن تجمعی برف یک‌شب کافی می‌باشد. در این حالت بار برف باید با توجه به روند بارش برف، کیفیت برف و عملیات برف‌روبی و بر اساس تمامی بارش‌های قبلی برف تعیین گردد.

۲) در بیشتر موارد بار برف برابر ۱ کیلونیوتن بر مترمربع منظور می‌گردد که تقریباً برابر ضخامت ۷۰ تا ۱۰۰ سانتی‌متر برف پودری تازه و خشک می‌باشد.

۳) رابطه بین شرایط برف معمولی و وزن مخصوص برف در جدول (۲-۴۱) مشاهده می‌گردد.

جدول ۲-۴۱- شرایط برف معمولی و وزن مخصوص برف

شرایط برف معمولی	وزن مخصوص (kN/m^3)
برف خشک پودری	۱/۲
برف خشک پودری جمع شده با باد	۱/۷
برف با مقدار آب متوسط	۴/۴
برف با مقدار آب زیاد	۸/۳

۱۵-۴- بار زنده**۱۵-۴-۱- بار قطار**

بار قطار باید به‌گونه‌ای اعمال شود که حداکثر اثر بر سازه و اعضای آن با توجه به وزن خالص واگن، وزن بار آن و نحوه قرارگیری چرخ‌ها، ایجاد گردد. اصولاً بار قطار باید به‌طور کامل و بدون تقسیم به دو یا چند بخش اعمال گردد.

۱۵-۴-۲- بار خودرو

بار خودرو باید طبق آیین‌نامه بارگذاری پل‌ها (نشریه شماره ۱۳۹ معاون برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی) تعیین گردد.

نکات فنی

مقررات مربوط به ابعاد و حداکثر جرم کل کانتینرهای حمل و نقل دریایی مطابق ISO در جدول (۲-۴۲) ارائه شده است.

۱۵-۴-۳- بار تجهیزات جابه‌جایی کالا

بار تجهیزات جابه‌جایی کالا باید به‌صورت زیر باشد:

- ۱) بار تجهیزات متحرک جابه‌جایی کالا برابر وزن مرده کل، حداکثر بار چرخ، حداکثر بار عملیات دکل یا حداکثر بار تماسی مورد انتظار تجهیزات متحرک جابه‌جایی کالا می‌باشد.
- ۲) بار حرکت تجهیزات جابه‌جایی کالا روی ریل برابر وزن مرده یا حداکثر بار چرخ با در نظر گرفتن فاصله چرخ و تعداد چرخ‌ها می‌باشد.
- ۳) بار تجهیزات ثابت جابه‌جایی کالا برابر حداکثر بار بالا کشیدن می‌باشد.

۱۵-۴-۴- بار زنده پیاده‌رو

بار زنده پیاده‌رو برابر ۵ کیلونیوتن بر مترمربع منظور می‌شود. برای تجهیزات خاص می‌توان این مقادیر را با توجه به شرایط بهره‌برداری تجهیزات کاهش داد.

جدول ۲-۴۲- ابعاد استاندارد کانتینر

حداکثر جرم کل <i>kg</i>	ارتفاع (<i>H</i>)		عرض (<i>W</i>)		طول (<i>L</i>)		اسم		
	رواداری (<i>mm</i>)	<i>mm</i>	رواداری (<i>mm</i>)	<i>mm</i>	رواداری (<i>mm</i>)	<i>mm</i>			
۳۰۴۸۰	۰	۲۸۹۶	۰	۲۴۳۸	۰	۱۲۱۹۲	1 AAA		
	-۵	۲۵۹۱					-۵	-۱۰	1 AA
	۰	۲۴۳۸					۰	۰	1 A
	-۵	<۲۴۳۸					-۵	-۱۰	1 AX
۲۵۴۰۰	۰	۲۸۹۶	۰	۲۴۳۸	۰	۹۱۲۵	1 BBB		
	-۵	۲۵۹۱					-۵	-۱۰	1 BB
	۰	۲۴۳۸					۰	۰	1 B
	-۵	<۲۴۳۸					-۵	-۱۰	1 BX
۲۴۰۰۰	۰	۲۵۹۱	۰	۲۴۳۸	۰	۶۰۵۸	1 CC		
	-۵	۲۴۳۸					-۵	-۶	1 C
	۰	<۲۴۳۸					۰	۰	1 CX
۱۰۱۶۰	۰	۲۴۳۸	۰	۲۴۳۸	۰	۲۹۹۱	1 D		
	-۵	<۲۴۳۸					-۵	-۵	1 DX

توجه: برخی کشورها مقرراتی برای ارتفاع کل خودرو و کانتینر دارند.

فصل ۱۶

ضریب اصطکاک

۱۶-۱- کلیات

ضریب اصطکاک مصالح مورد استفاده در محاسبات نیروی مقاوم اصطکاکی باید ضریب اصطکاک ایستایی بوده و با در نظر گرفتن مشخصات سازه و مصالح به طور مناسبی تعیین گردد.

نکات فنی

برای استفاده از ضریب اصطکاک ایستایی در محاسبات پایداری می توان از مقادیر جدول (۲-۴۳) استفاده نمود.

جدول ۲-۴۳- ضریب اصطکاک ایستایی

۰/۵	بتن روی بتن
۰/۵	بتن روی سنگ بستر
۰/۷ تا ۰/۸ ^۱	بتن زیر آب روی سنگ بستر
۰/۶	بتن روی قلوه سنگ
۰/۸	قلوه سنگ روی قلوه سنگ
۰/۲ (تر) تا ۰/۵ (خشک)	چوب روی چوب
۰/۷ تا ۰/۸	پوشش افزایش اصطکاک روی قلوه سنگ

توجه:

- (۱) این مقدار برای اصطکاک بین بتن زیر آب و سنگ بستر در شرایط معمولی ۰/۸ می باشد. البته اگر سنگ بستر شکننده بوده و یا دارای ترک باشد و یا اگر حرکت شدید ماسه بالای سنگ بستر وجود داشته باشد، مقدار این ضریب بسته به شرایط تا ۰/۷ کاهش می یابد.
- (۲) برای محاسبه پایداری بلوک بتنی سلولی به بخش ۸، بند (۴-۴) محاسبات پایداری بلوک های بتنی سلولی، مراجعه شود.

پیوست الف

طوفان‌های خلیج فارس و دریای عمان

الف-۱- مقدمه

این پیوست برای آشنایی طراحان با وضعیت عمومی طوفان‌های خلیج فارس و دریای عمان تنظیم شده است.

الف-۲- بادهای خلیج فارس

شکل (۲-۱۲۴) موقعیت ۳۲ ایستگاه سینوپتیک پیرامون خلیج فارس و تنگه هرمز را نشان می‌دهد (مطالعات فاز ۲ پایش و مطالعات شبیه سازی سواحل ایران- ۱۳۸۸). شماره ۶ مربوط به مدل جهانی NCEP بوده و صرفاً جهت مقایسه ارائه شده است. اگرچه اغلب ایستگاه‌ها در اواسط دهه ۱۹۸۰ میلادی احداث شده‌اند، داده‌های ایستگاه‌های بوشهر، بندرعباس و ظهران از قبل از دهه ۱۹۶۰ میلادی شروع می‌شود.

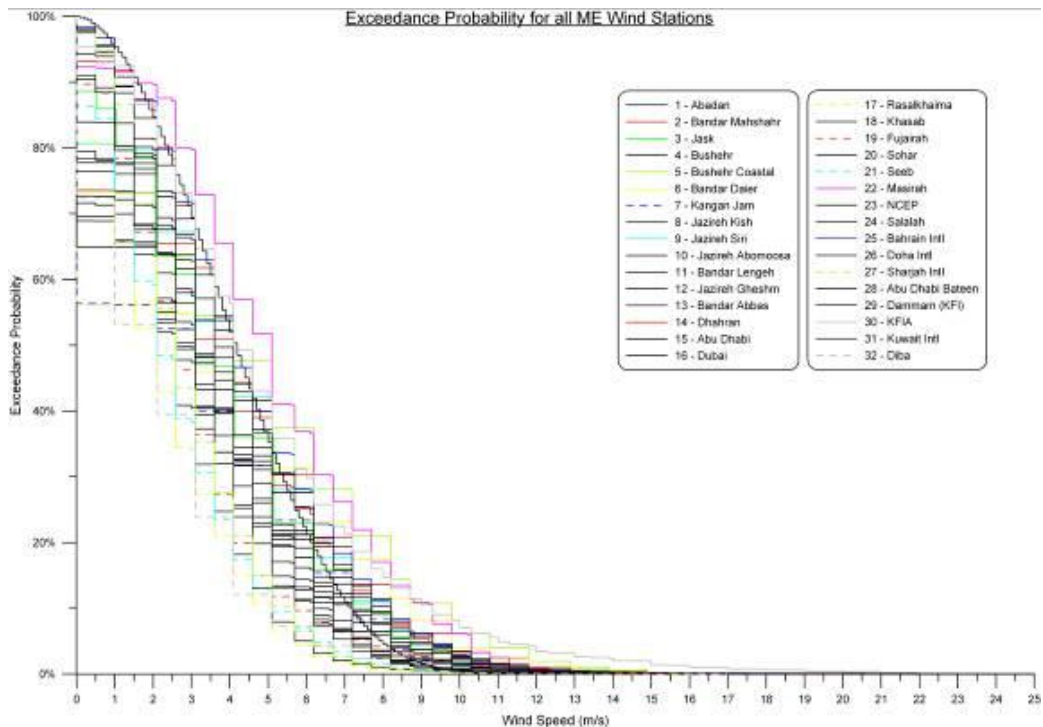


شکل ۲-۱۲۴- موقعیت ۳۲ ایستگاه سینوپتیک پیرامون خلیج فارس و تنگه هرمز

شکل (۲-۱۲۵) گل‌باد متناظر ایستگاه‌ها را نشان می‌دهد. همانگونه که مشاهده می‌شود گل‌بادهای بخش غربی خلیج فارس مشابه یکدیگر بوده و به استثنای ایستگاه ظهران باد شمال غرب در آنها غالب می‌باشد درحالی‌که الگوی گل‌بادهای ایستگاه‌های بخش شرقی پیچیده‌تر است. شکل (۲-۱۲۶) منحنی‌های درصد احتمال فزونی ایستگاه‌ها را نشان می‌دهد.

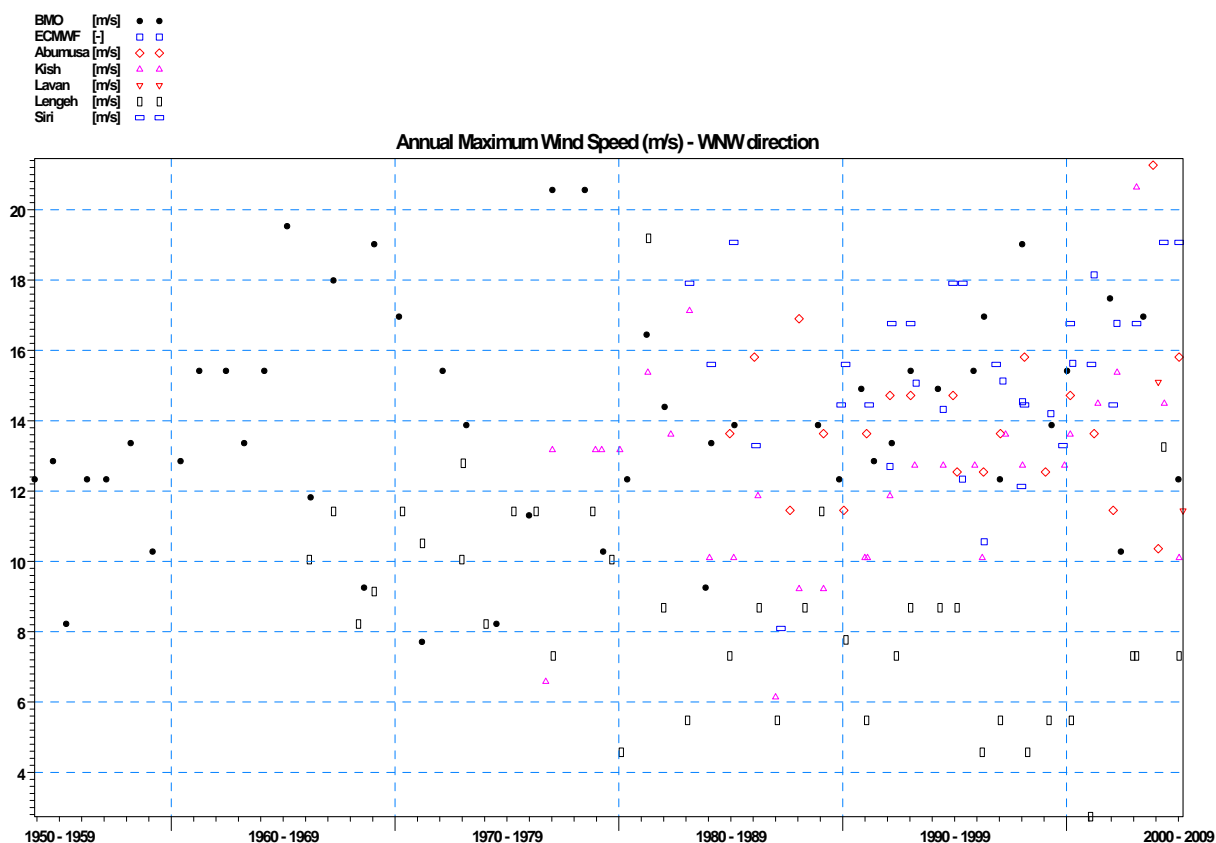


شکل ۲- ۱۲۵- گل‌بادهای ایستگاههای سینوپتیک پیرامون خلیج فارس و تنگه هرمز



شکل ۲- ۱۲۶- منحنی‌های درصد احتمال فزونی

شکل (۲-۱۲۷) بیشترین سرعت‌های سالانه باد اندازه‌گیری (یا محاسبه) شده در قطاع غرب-شمال غربی را در قسمتی از خلیج فارس بر اساس آمار تعدادی از منابع موجود نشان می‌دهد (مطالعات طرح مدیریت نوارساحلی جزیره هندورابی- ۱۳۸۷).



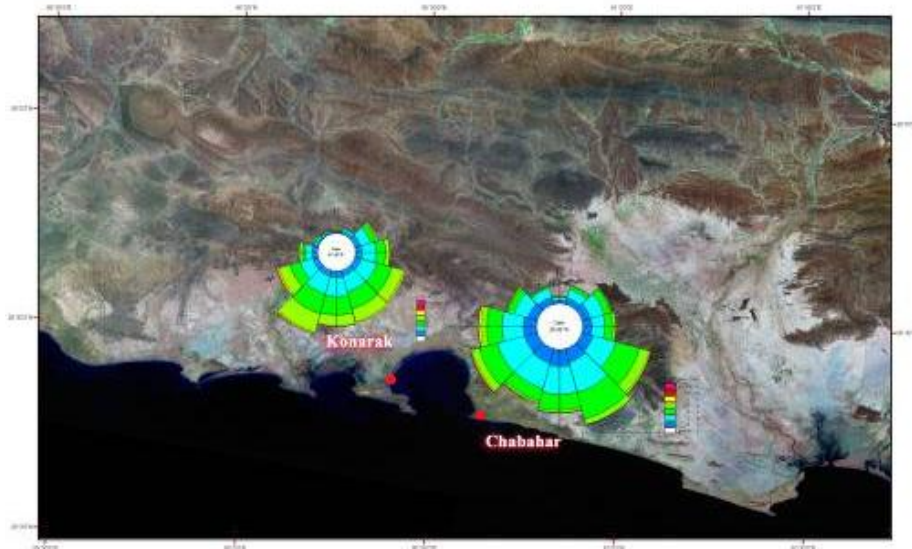
شکل ۲-۱۲۷- بیشترین سرعت‌های سالانه باد اندازه‌گیری (یا محاسبه) شده در قطاع غرب شمال‌غربی خلیج فارس

الف-۳- بادهای دریای عمان

ایستگاه‌های سینوپتیک کشور در دریای عمان به سه ایستگاه جاسک، چابهار و کنارک منحصر می‌شوند. داده‌های ایستگاه چابهار از سال ۱۹۶۳ میلادی و ایستگاه کنارک از ۱۹۸۴ میلادی در دسترس است. شکل (۲-۱۲۸) گلبادهای ایستگاه‌های سینوپتیک این دو ایستگاه را نشان می‌دهد.

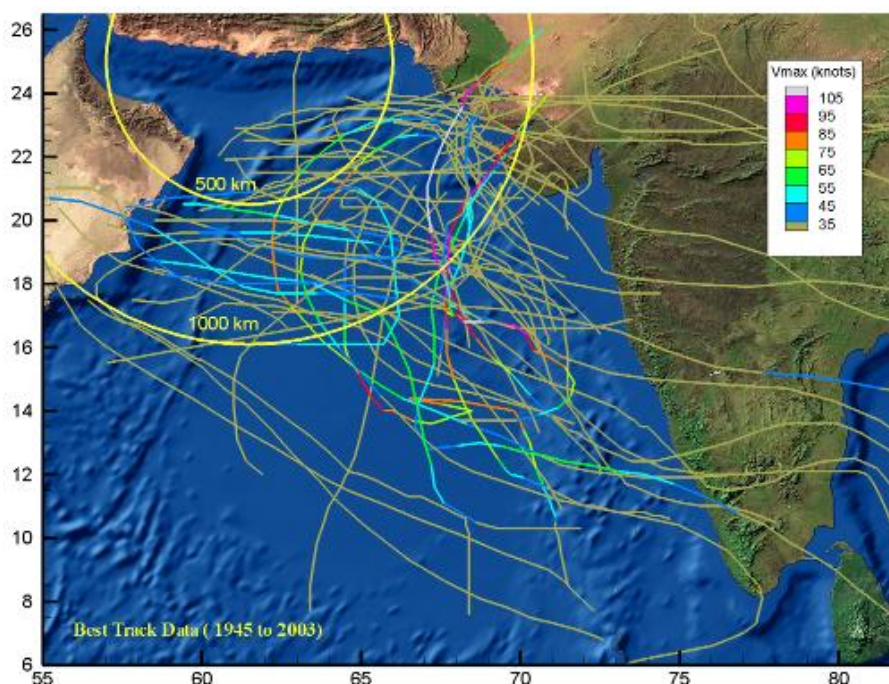
سواحل جنوبی ایران در کرانه دریای عمان به صورت اتفاقی و غیرمعمول تحت تاثیر طوفان‌های استوایی نیز قرار دارند. با مدنظر قرار دادن یک فاصله تاثیر شعاعی ۱۰۰۰ کیلومتری از انتهای شرقی خطوط ساحلی ایران در دریای عمان (خلیج گواتر)، شکل (۲-۱۲۹) مجموعه داده‌های Best Track از طوفان‌های استوایی که از نزدیکی خطوط ساحلی ایران گذشته‌اند را در فاصله زمانی ۲۰۰۳-۱۹۴۵ نشان می‌دهد (JTWC "Best Track" digital dataset). در شکل طوفان‌هایی که از اطلاعات حداکثر سرعت برخوردار بوده‌اند به صورت رنگی به نمایش در آمده است و شدت رنگ بسته به سرعت باد متغیر است (مطالعات فاز ۱ مونی‌تورینگ و مدلی‌نگ سواحل ایران-۱۳۸۷). مشاهده می‌شود حرکت طوفان‌ها عموماً در شمال اقیانوس هند و دریای عرب متمایل به غرب به سمت عمان بوده و یا آنها با چرخش به شمال به سمت پاکستان و هند تغییر مسیر می‌دهند. نزدیکترین واقعه طوفان به ایران در مجموعه داده‌های Best Track (در فاصله

زمانی ۱۹۴۵-۲۰۰۳) در سال ۱۹۴۸ رخ داده و در نزدیکترین نقطه از مسیر خود، ۲۵۰ کیلومتر تا چابهار فاصله داشته است.

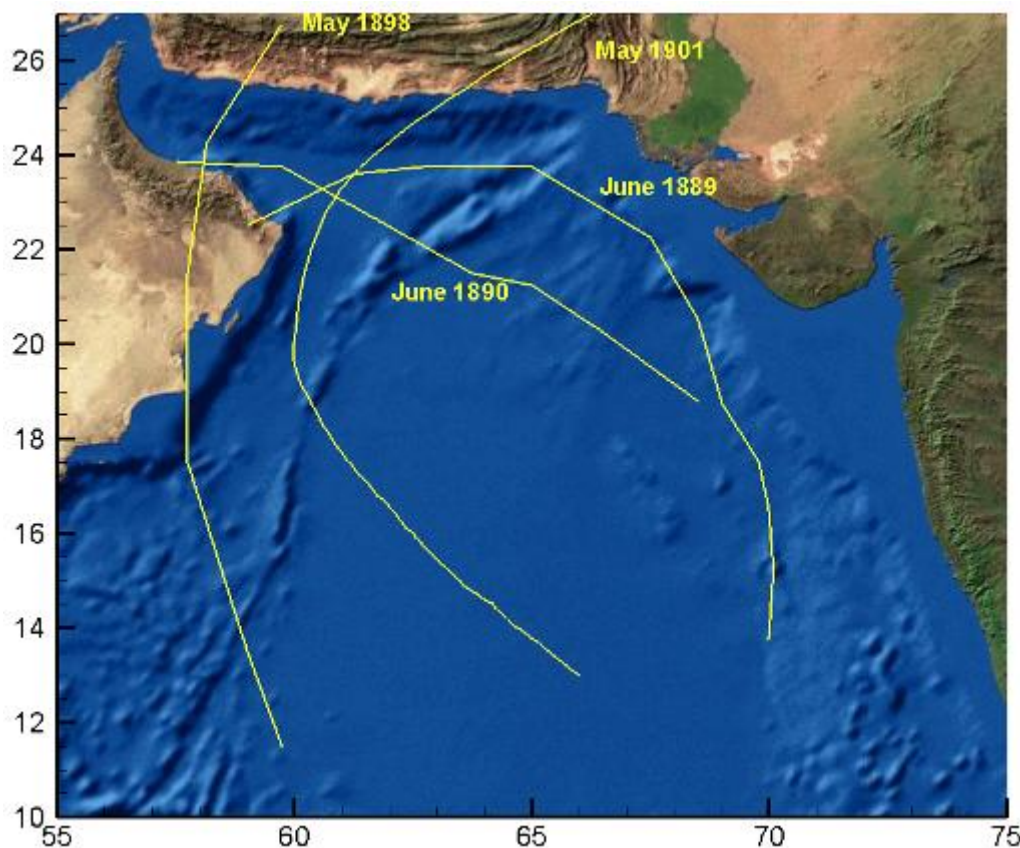


شکل ۲- ۱۲۸- گلبادهای ایستگاه‌های سینوپتیک ساحلی خلیج چابهار

در بررسی طوفان‌های قبل از سال ۱۹۴۵، سازمان هواشناسی هند (۱۹۷۹) طوفان‌های تاریخی متعددی را در سال‌های پایانی سده ۱۸۰۰ و سال ابتدایی سده ۱۹۰۰ نشان می‌دهد که اثرات مستقیمی بر دریای عمان و خطوط ساحلی ایران اعمال کرده‌اند (شکل ۲-۱۳۰). سازمان هواشناسی هند (۱۹۷۹) سرعت بیشینه باد خاصی را برای این رویدادها مشخص نکرده و تنها به این نکته اشاره شده است که سرعت باد از ۵۰ گره دریایی بیشتر بوده است.

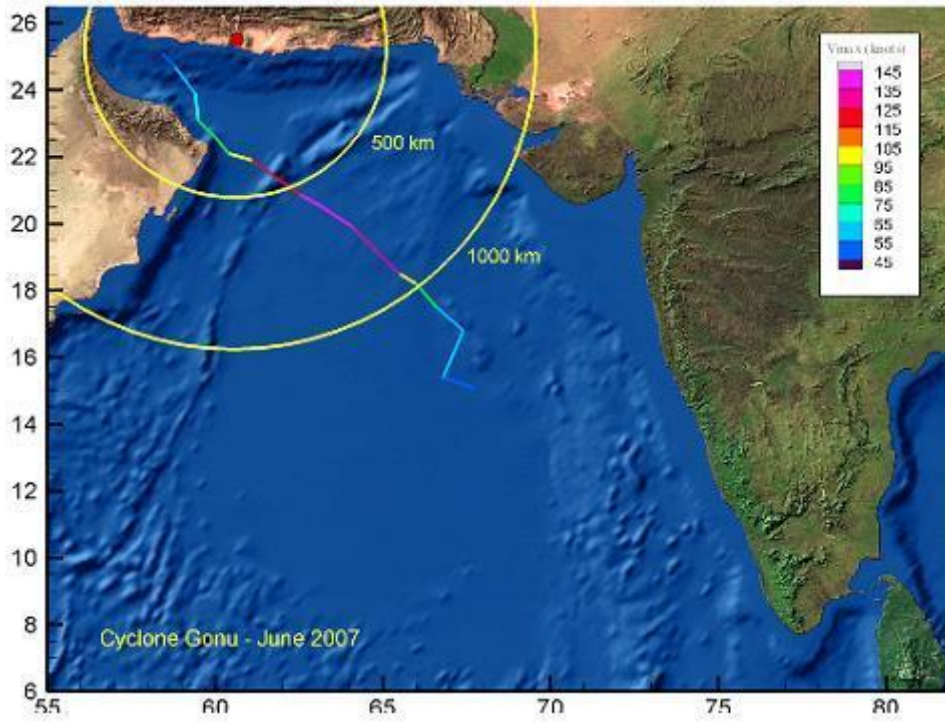


شکل ۲- ۱۲۹- مسیر طوفان‌های استوایی در محدوده ۱۰۰۰ کیلومتری انتهای شرقی سواحل ایرانی دریای عمان



شکل ۲-۱۳۰- طوفان‌های تاریخی موثر بر سواحل ایرانی دریای عمان

اگرچه اطمینان کافی به دقت این داده‌ها وجود ندارد اما وقوع طوفان گونو که در فاصله ۱ ام تا ۷ ام ژوئن سال ۲۰۰۷ میلادی روی داد نشان می‌دهد که احتمال نزدیک شدن طوفان‌های استوایی به سواحل دریای عمان کاملاً منتفی نمی‌باشد. طوفان گونو شدیدترین رویداد ثبت شده طوفان استوایی در محدوده دریای عرب بوده است که هنوز در مجموعه داده‌های Best Track وارد نشده است. شکل (۲-۱۳۱) مسیر حرکت طوفان گونو و تغییرات سرعت باد را در طول مسیر نشان می‌دهد (Dibajnia et al., 2009). این طوفان در شرق دریای عرب توسعه یافته و با سرعت باد ۲۵۰ کیلومتر در ساعت (۱۴۰ گره دریایی) در روز چهارم ژوئن شدت گرفت. طوفان مذکور در جهت شمال غرب شروع به حرکت کرده و در شرقی‌ترین گوشه جزیره عرب، در دریای عمان، به خشکی رسید و آنگاه وارد دریای عمان شد. با حرکت به سمت شمال و دور شدن از عمان، شدت طوفان رو به کاستی نهاد. سرعت باد ثبت شده در چابهار در ساعت ۲۰ روز ۶ ژوئن به مقدار حداکثر ۵۵/۶۹ کیلومتر در ساعت رسید.



شکل ۲-۱۳۱- مسیر طوفان گونو

پیوست ب

امواج دریای خزر و دریای عمان

ب-۱- مقدمه

این پیوست برای آشنایی طراحان با وضعیت عمومی امواج دریای خزر و دریای عمان تنظیم شده است.

ب-۲- گل موج‌های سواحل دریای خزر و دریای عمان

شکل (۲-۱۳۲) و شکل (۲-۱۳۳) به ترتیب گل موج‌های سالانه پیش‌یابی شده نقاط منتخب سواحل ایرانی دریای خزر در فاصله زمانی ۲۰۰۲-۱۹۹۲ (Golshani et al., 2007)؛ مطالعات فاز ۲ مدیریت نوار ساحلی کشور، (۱۳۸۷) و سواحل ایرانی دریای عمان در فاصله زمانی ۱۹۹۷-۲۰۰۷ (مطالعات فاز ۱ مونیتورینگ و مدلینگ سواحل ایران- ۱۳۸۷) را نشان می‌دهند.

ب-۳- امواج طراحی سواحل دریای عمان

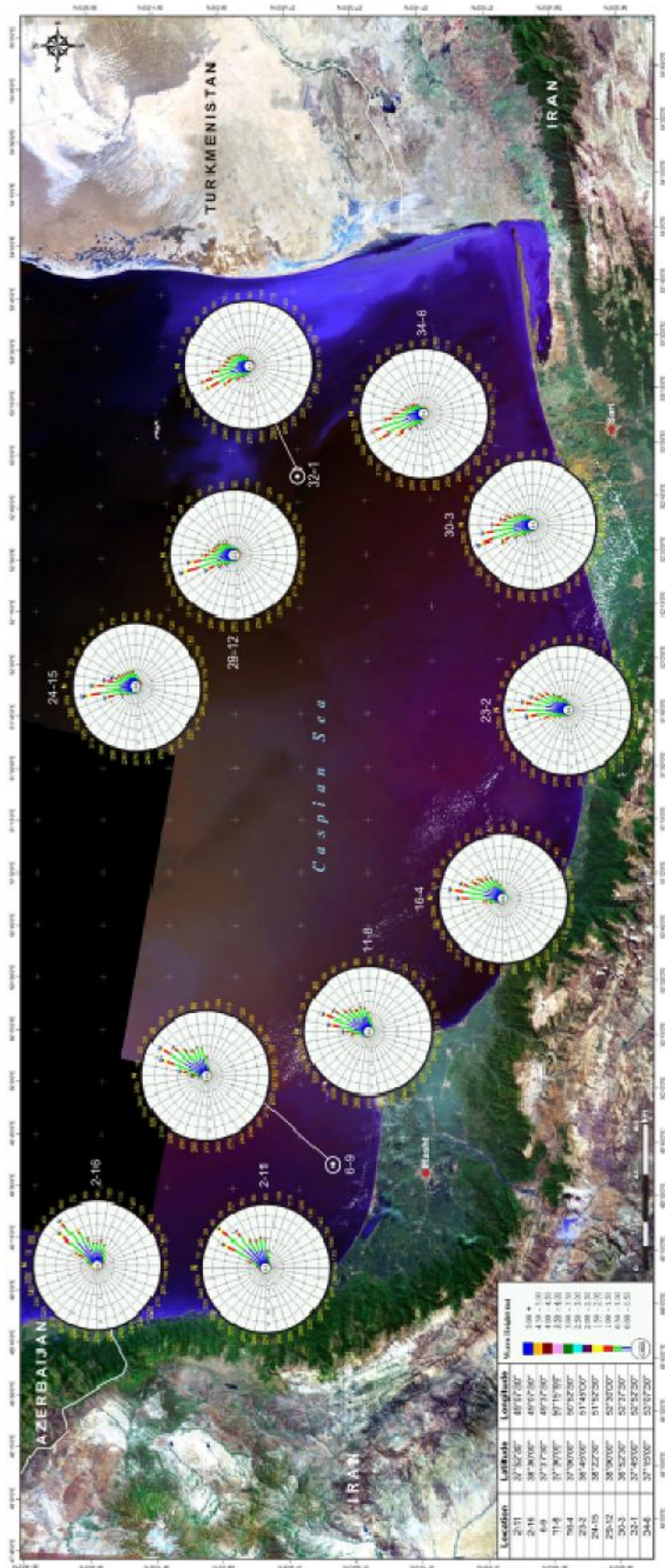
جدول (۲-۴۴) تغییرات ارتفاع موج شاخص موثر بر سواحل ایرانی دریای عمان را برای دوره بازگشت‌های گوناگون بر اساس حاشیه اطمینان بالای ۹۰٪ ارائه می‌کند (مطالعات فاز ۱ مونیتورینگ و مدلینگ سواحل ایران- ۱۳۸۷). شبیه‌سازی انجام شده بر مبنای طوفانهای روی داده پس از سال ۱۹۷۷ میلادی که داده‌های سرعت باد آنها در دسترس می‌باشد انجام شده است. لازم به ذکر است که بدلیل محدود بودن تعداد طوفان‌های استوایی و به منظور لحاظ کردن اثرات طوفان گونو (در سال ۲۰۰۷ میلادی) با توجه به مسیر متفاوت و نزدیکی این طوفان به سواحل ایران، در این مطالعه از شبیه‌سازی عددی Monte Carlo برای تولید ۲۰۰ طوفان استوایی مصنوعی، که داده‌هایی در محدوده زمانی حدوداً ۱۶۰ ساله را پوشش می‌دهند، استفاده شده است. بهترین توزیع مناسب در هر نقطه با توجه به ضریب همبستگی انتخاب شده است. (شکل ۲-۱۳۴)

جدول ۲-۴۴- تغییرات بیشینه ارتفاع موج شاخص موثر بر سواحل ایرانی دریای عمان برای دوره بازگشت‌های مختلف با لحاظ کردن شرایط امواج دورا و حاشیه اطمینان بالای ۹۰٪

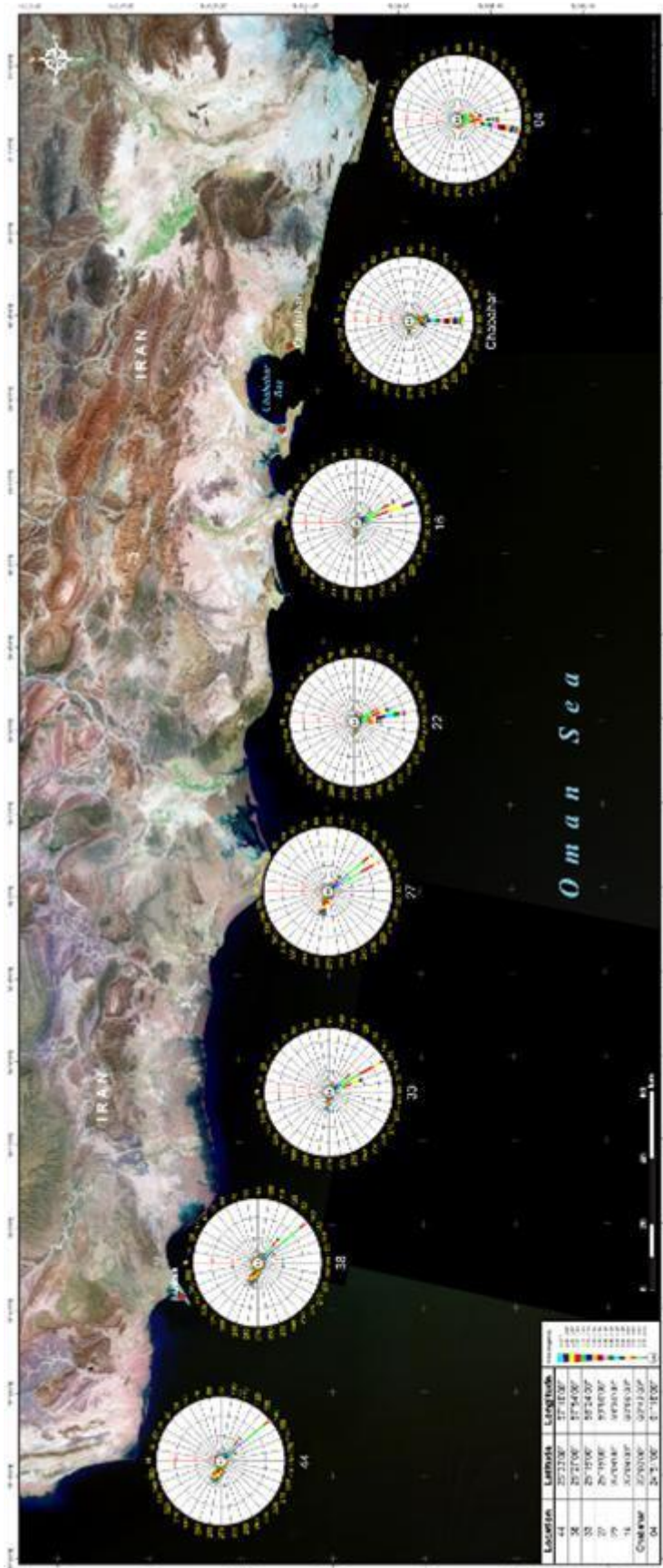
Upper 90% Confidence Limit + Swell Waves

Longitude	Latitude	Best Fit Distribution	Correlation	Return Period (years)			
				10	25	50	100
57.0	26.4	Weibull (k=1.20)	0.984	1.3	1.5	1.9	2.4
57.5	25.6	Weibull (k=1.40)	0.989	3.1	4.3	5.4	6.7
58.5	25.5	Weibull (k=1.40)	0.985	3.5	5.2	6.9	8.2
59.5	25.3	Weibull (k=1.40)	0.992	4.0	5.5	6.9	8.4
60.5	25.2	Weibull (k=1.10)	0.978	4.2	5.8	7.2	8.8
61.5	25.0	F-T I	0.988	4.3	5.7	7.0	8.3

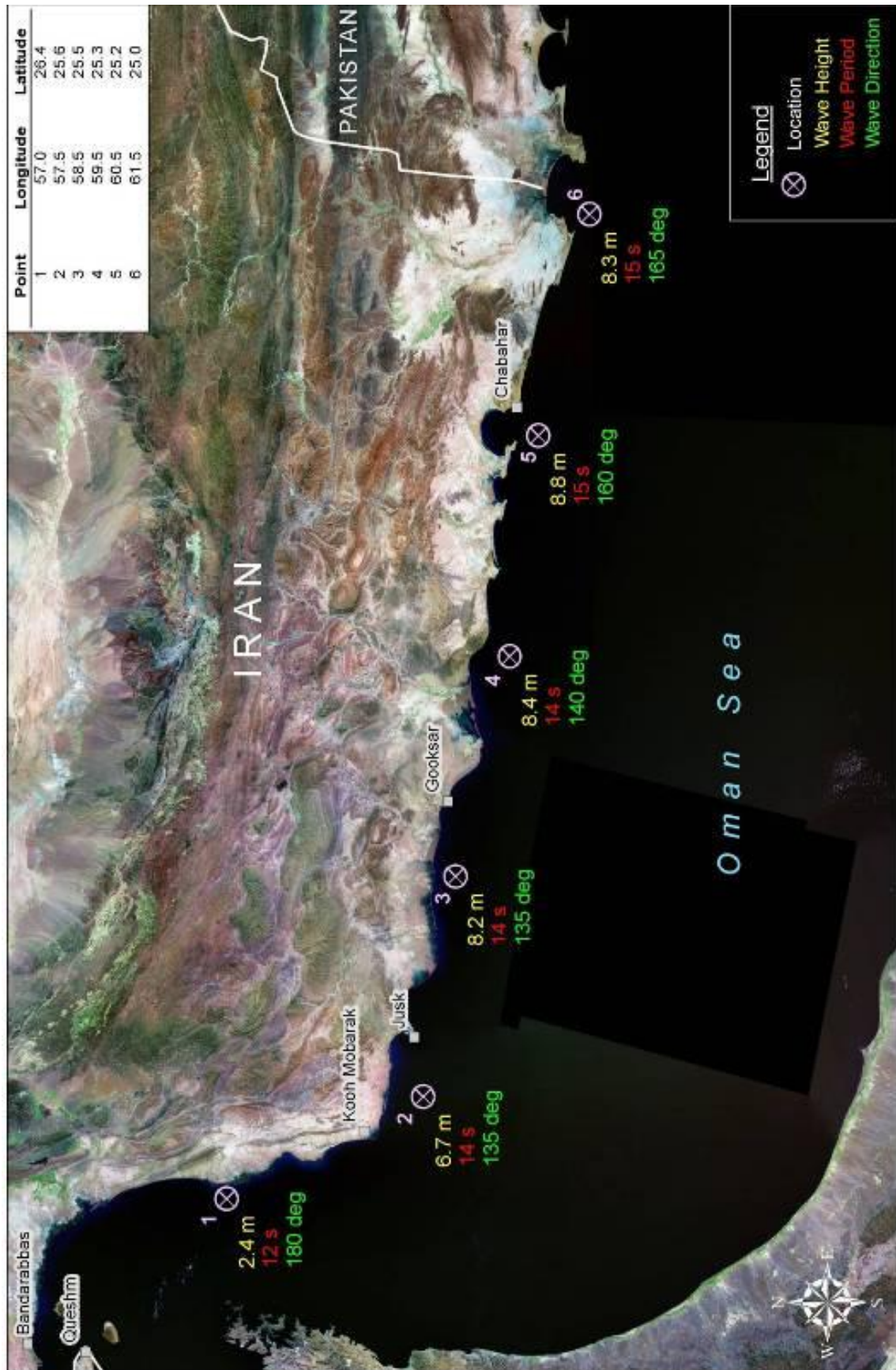
Note: k is the Weibull shape parameter



شکل ۲- ۱۳۲- گل موج‌های پیش‌یابی شده دریای خزر (۲۰۰۲-۱۹۹۲)



شکل ۲- ۱۳۳- گل موج‌های پیش‌یابی شده دریای عمان (۱۹۹۷-۲۰۰۷)



شکل ۲-۱۳۴- تغییرات مکانی ارتفاع امواج طرح با دوره بازگشت صدساله ناشی از طوفان‌های استوایی (با احتساب امواج دور)

مراجع

- 1- Borgman, L. E.: "Risk criteria", Proc. ASCE, Vol. 89, No. WW3, 1963, pp.1-35.
- 2- Yasuhiro AKAKURA, Hironao TAKAHASHI, Takashi NAKAMOTO: "Statistical analysis of ship dimensions for the size of design ship", Tech. Note of PHRI, No. 910, 1998 (In Japanese).
- 3- Yasuhiro AKAKURA and Hironao TAKAHASHI: "Ship dimensions of design ship under given confidence limits", Technical Note of P.H.R.I., September 1998.
- 4- PIANC: "Report of the International Commission for Improving the Design of Fender Systems", Supplement to Bulletin No. 45, 1984.
- 5- Baker, A. L. L.: "The impact of ships when berthing", Proc. Int'l Navig. Congr. (PIANC), Rome, Sect II, Quest. 2, 1953, pp. 111-142.
- 6- Masahito MIZOGUCHI, Tanekiyo NAKAYAMA: "Studies on the berthing velocity, energy of the ships", Tech. Note of PHRI, No. 170, 1973 (In Japanese).
- 7- Hirokane OTANI, Shigeru UEDA, Tatsuru ICHIKAWA, Kensei SUGIHARA: "A study on the berthing impact of the big tanker", Tech. Note of PHRI, No. 176, 1974 (In Japanese).
- 8- Shigeru UEDA: "Study on berthing impact force of very large crude oil carriers", Rept. of PHRI, Vol. 20, No. 2, 1981, pp. 169-209 (In Japanese).
- 9- Myers, J.: "Handbook of Ocean and Underwater Engineering", McGraw-Hill, New York, 1969.
- 10- Shigeru UEDA, Eijiro OOI: "On the design of fending systems for mooring facilities in a port", Tech. Note of PHRI, No. 596, 1987 (In Japanese).
- 11- Shigeru UEDA, Satoru SHIRAISHI: "On the design of fenders based on the ship oscillations moored to quay walls", Tech. Note of PHRI, No. 729, 1992 (In Japanese).
- 12- Shigeru UEDA: "Analytical method of motions moored to quay walls and the applications", Tech. Note of PHRI, No. 504, 1984 (In Japanese).
- 13- Shigeru UEDA, Satoru SHIRAISHI: "Method and its evaluation for computation of moored ship's motions", Rept. of PHRI, Vol. 22, No. 4, 1983 pp. 181-218 (In Japanese).
- 14- Yoshimi GODA, Tomotsuka TAKAYAMA, Tadashi SASADA: "Theoretical and experimental investigation of wave forces on a fixed vessel approximated with an elliptic cylinder", Report of PHRI, Vol. 12, No. 4, 1994, pp. 23-74 (In Japanese).
- 15- R. M. Isherwood: "Wind resistance of merchant ships", Bulletin of the Royal Inst. Naval Architects, 1972, pp. 327-338.
- 16- Shigeru UEDA, Satoru SHIRAISHI, Kouhei ASANO, Hiroyuki OSHIMA: "Proposal of equation of wind force coefficient and evaluation of the effect to motions of moored ships", Tech. Note of PHRI, No. 760, 1993 (In Japanese).
- 17- Davenport, A. G.: "Gust loading factors", Proc. of ASCE, ST3, 1967, pp. 11-34.
- 18- Hirofumi INAGAKI, Koichi YAMAGUCHI, Takeo KATAYAMA: "Standardization of mooring posts and bollards for wharf", Tech. Note of PHRI, No. 102, 1970 (In Japanese).
- 19- Iaso FUKUDA, Tadahiko YAGYU: "Tractive force on mooring posts and bollards", Tech. Note of PHRI, No. 427, 1982 (In Japanese).
- 20- Dean, G. R.: "Stream function wave theory and application", Handbook of Coastal and Ocean Engineering, Volume 1, Gulf Pub., 1991, pp. 63-94.
- 21- Dean G. R. and R. A. Dalrymple: "Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists", World Scientific, 1991, pp. 305-309
- 22- Goda, Y.: "Wave forces on a vertical circular cylinder: Experiments and proposed method of wave force computation", Rept. of PHRI, No. 8, 1964, 74 p.

- 23- Yoshimi GODA, Yasumasa SUZUKI: "Computation of refraction and diffraction of sea waves with Mitsuyasu's directional spectrum", Tech. Note of PHRI, No. 230, 1975 (In Japanese).
- 24- Pierson, W. J. Jr., G. Neumann and R. W. James: "Practical methods for observing and forecasting ocean waves by means of wave spectra and statistics", U. S. Navy Hydrographic Office, Pub. No. 603, 1955.
- 25- Inoue, T.: "On the growth of the spectra of a wind generated sea according to a modified Miles-Phillips mechanism and its application to wave forecasting", Geophysical Science Lab., TR-67-5, New York Univ., 1967, pp. 1-74.
- 26- Isozaki, I. and T. Uji: "Numerical prediction of ocean wind waves", Papers of Meteorology and Geophysics, Vol. 24 No. 2, 1973, pp. 207-231.
- 27- Joseph, P. S., S. Kawai and Y. Toba: "Ocean wave prediction by a hybrid model combination of single-parameterized wind waves with spectrally treated swells", Sci. Rept. Tohoku Univ., Ser. 5, (Tohoku Geophys. Jour.), Vol. 28, No. 1, 1981.
- 28- Uji, T.: "A coupled discrete wave model MRI-II", Jour. Oceanography, Society of Japan, Vol. 40, 1985, pp. 303-313.
- 29- Günther, H. et al: "A hybrid parametrical wave prediction model", Jour. Geophysics. Res., Vol. 84, 1979, pp. 5727-5738.
- 30- Takeshi SOEJIMA, Tomoharu TAKAHASHI: "A comparison on wave hind casting methods", Tech. Note of PHRI, No. 210, 1975, pp. 1-24 (In Japanese).
- 31- Collins, J. I.: "Prediction of shallow water waves", Jour. Geophysics. Res., Vol. 77, No. 15, 1972, pp. 2693-2702.
- 32- Cavaleri, L. and P. H. Rizzoli: "Wind wave prediction in shallow water: theory and applications", Jour. Geophysics. Res., Vol. 86 No. C11, 1981, pp. 10961-10973.
- 33- Golding, B.: "A wave prediction system for real time sea state forecasting", Quat. Jour. Royal Meteorol. Soc., Vol. 109, 1983, pp. 393-416.
- 34- Phillips, O. M.: "On the generation of waves by turbulent wind", J. F. M., Vol. 2, 1957, pp. 417-445.
- 35- Miles, J. W.: "On the generation of surface waves by shear flows", J. F. M., Vol. 6, 1959, pp. 568-582.
- 36- Hasselmann, K.: "Weak-interaction of ocean waves", Basic Developments in Fluid Dynamics, Vol. 2, Academic Press Inc., New York., 1968.
- 37- Hasselmann, S and K. Hasselmann: "Computations and parameterizations of the nonlinear energy transfer in a gravity wave spectrum, Part I: A new method for efficient computations of the exact nonlinear transfer integral", J. Phys. Oceanography., Vol. 15, 1985, pp. 1369-1377.
- 38- Sverdrup, H. U. and W. H. Munk: "Wind Sea and Swell, Theory of Relations for Forecasting", U. S. Hydrographic Office, Pub. No. 601, 1947.
- 39- Bretschneider, C. L.: "The generation and decay of waves in deep water", Trans. A. G. U., Vol. 37, No. 3, 1952.
- 40- Wilson, B. W.: "Numerical prediction of ocean waves in the North Atlantic for December 1959", Deut. Hydro. Zeit, Jahrg. 18, Ht. 3. 1965.
- 41- Saville, T.: "The effect of fetch width on wave generation", Tech. Memo., B. E. B., No. 70.
- 42- Wilson, B. W.: "Graphical approach to the forecasting of waves in moving fetches", Tech, Memo., B. E. B., No. 73, 1955.
- 43- Bretschneider, C. L.: "Decay of ocean waves: Fundamentals of ocean engineering - Part 8b", Ocean Industry, 1968, pp. 45-50.

- 44- Gringorten, I. I.: "A plotting rule for extreme probability paper", J. Geophysical Res., Vol. 68 No. 3, 1963, pp. 813-814.
- 45- Petruaskas, C. and P. M. Aagaard: "Extrapolation of historical storm data for estimating design wave heights", Preprints 2nd OTC, No. 1190, 1970, pp. I-409-428.
- 46- Yoshiyuki ITO, Katsutoshi TANIMOTO, Shoichi YAMAMOTO: "Wave height distribution in the region of ray crossing - application of the numerical analysis method of wave propagation -", Report of PHRI, Vol. 11, No. 3, 1972, pp. 87-110 (In Japanese).
- 47- Tomotsuka TAKAYAMA, Naota IKEDA, Tetsuya HIRAISHI: "Practical computation method of directional random wave transformation", Rept. of PHRI, Vol. 30, No. 1, 1991, pp. 21-67 (In Japanese).
- 48- Tetsuya HIRAISHI, Isao UEHARA, Yasumasa SUZUKI: "Applicability of wave transformation model in boussinesq equation", Tech. Note of PHRI, No. 814, 1995, 22 p. (In Japanese).
- 49- Katsutoshi TANIMOTO, Katsutoshi KIMURA, Antonio Paulo dos Santos Pinto: "Random wave forces and design wave periods of composite breakwaters under the action of double peaked spectral waves", Rept. of PHRI, Vol. 25, No. 2, 1986, pp. 3-25 (In Japanese).
- 50- Yoshimi GODA, Yasumasa SUZUKI, Yasuharu KISHIRA, Osamu KIKUCHI: "Estimation of incident and reflected waves in random wave experiment", Tech. Note of PHRI, No. 248, 1976, 24 p. (In Japanese).
- 51- Koji KOBUNE, Mutsuo OSATO: "A study of wave height distribution along a breakwater with a corner", Rept. of PHRI, Vol. 15, No. 2, 1976 (In Japanese).
- 52- Yoshiyuki ITO, Katsutoshi TANIMOTO: "Meandering damages of composite type breakwaters", Tech. Note of PHRI, No. 112, 1971 (In Japanese).
- 53- Yoshimi GODA, Tomotsuka YOSHIMURA: "Wave force computation for structures of large diameter, isolated in the offshore", Rept. of PHRI, Vol. 10, No. 4, 1971 (In Japanese).
- 54- Yoshimi GODA: "Deformation of irregular waves due to depth-controlled wave breaking" Rept. of PHRI, Vol. 14, No. 3, 1975 (In Japanese).
- 55- Tomotsuka TAKAYAMA, Yutaka KAMIYAMA, Osamu KIKUCHI: "Wave transformation on a reef", Tech. Note of PHRI, No. 278, 1977, 32 p. (In Japanese).
- 56- Saville, T. Jr.: "Wave run-up on composite slopes", Proc. 6th Conf. on Coastal Eng., 1958, pp. 691-699.
- 57- Yoshimi GODA, Yasuharu KISHIRA, Yutaka KAMIYAMA: "Laboratory investigation on the overtopping rate of seawalls by irregular waves", Rept. of PHRI, Vol. 14, No. 4, 1975, pp. 3-44 (In Japanese).
- 58- Yoshimi GODA, Yasuharu KISHIRA: "Experiments on irregular wave overtopping characteristics of low crest types", Tech. Note of PHRI, No. 242, 1976, 28 p. (In Japanese).
- 59- Tomotsuka TAKAYAMA, Toshihiko NAGAI, Kazuhiko NISHIDA: "Decrease of wave overtopping amount due to seawalls of low crest types", Rept. of PHRI, Vol. 21, No. 2, 1982, pp. 151-205 (In Japanese).
- 60- Yoshimi GODA: "Estimation of the rate of irregular wave overtopping of seawalls", Rept. of PHRI, Vol. 9, No. 4, 1970, pp. 3-41 (In Japanese).
- 61- Tetsuya HIRAISHI, Norio MOCHIZUKI, Kazuo SATO, Haruhiro MARUYAMA, Tsuyoshi KANAZAWA, Tatsuya MASUMOTO: "Effect of wave directionality on overtopping at seawall", Rept. of PHRI, Vol. 35, No. 1, 1996, pp. 39-64 (In Japanese).

- 62- Michio MORIHIRA, Shusaku KAKIZAKI, Yoshimi GODA: "Experimental investigation of a curtain-wall breakwater", Rept. of PHRI, Vol. 3, No. 1, 1964, pp. 1-27 (In Japanese).
- 63- Yoshimi Goda: "Irregular wave deformation in the surf zone", Constal Engineering in Japan, JSCE, Vol. 18, 1975, pp. 13-26.
- 64- Kazumasa KATOH, Satoshi NAKAMURA, Naota IKEDA: "Estimation of infra gravity waves in consideration of wave groups - An examination on basis of field observation at HORF -", Rep. of PHRI, Vol. 30, No. 1, 1991, pp. 137-163 (In Japanese).
- 65- Tetsuya HIRAISHI, Atsuhiko TADOKORO, Hideyoshi FUJISAKU: "Characteristics of long period waves observed in port", Rept. of PHRI Vol. 35, No. 3, 1996, pp. 3-36 (In Japanese).
- 66- Tomotsuka TAKAYAMA, Tetsuya HIRAISHI: "Amplification mechanism of harbor oscillation derived from field observation and numerical simulation", Tech. Note of PHRI, No. 636, 1988, 70 p. (In Japanese).
- 67- Tetsuya HIRAISHI, Tokuhiko TADOKORO, Shigenori TAMAKI, Junzo HASEGAWA: "Standard frequency spectrum of long-period waves for design of port and harbor facilities," porc. 44th Japanese Coastal Eng. Corof., 1997, pp. 246-250 (In Japanese).
- 68- Shigeru UEDA, Satoru SHIRAISHI, Hiroyuki OSHIMA, Kohei ASANO: "Allowable wave height and wharf operation efficiency based on the oscillations of ships moored to quay walls", Tech. Note of PHRI, No. 779, 1994, 44 p. (In Japanese).
- 69- Ertekin, R. C., W. C. Webster and J. V. Wehausen: "Ship generated solitions", Proc. 15th Symp. Nav. Hydrodynamic., 1985, pp. 347-364.
- 70- Yoshimi GODA: "On the methodology of selecting design wave height", Proc. 21st Int. Conf. Coastal Eng., ASCE, 1988, pp. 899-913.
- 71- Yoshimi GODA and Koji KOBUNE: "Distribution function fitting to storm waves", Proc. 22nd Int. Conf. Coastal Eng., ASCE, 1990, pp. 18-31.
- 72- Yoshimi GODA: "Random Waves and Design of Maritime Structures (2nd Edition)", World Scientific, Singapore, 2000, Chapter. 11 (Statistical Analysis of Extreme Waves).
- 73- Yoshimi GODA: "Statistical variability of sea state parameters as a function of wave spectrum," Coastal Engineering in Japan, JSCE, Vol. 31, No. 1, 1988, pp. 39-52.
- 74- Yoshiyuki ITO, Mutsumi Fujishima, Takao KITATANI: "On the stability of breakwaters", Report of PHRI, Vol. 5, No. 14, 1966, 134p. (In Japanese).
- 75- Yoshimi GODA: "A new method of wave pressure calculation for the design of composite breakwaters", Report of PHRI, Vol.12, No. 3, 1973, pp. 31-69 (In Japanese), also "New wave pressure formulae for composite breakwater" Proc. 14th Conf. Coastal Eng., ASCE, 1974, pp.1702-1720.
- 76- Sainflou, G.: "Essai sur les diques Maritimes verticals", Annales des Ponts et Chaussées, Vol. 98, No. 1, 1928, pp. 5-48.
- 77- Katsutoshi TANIMOTO, Katsutoshi KIMURA, Antonio Paulo dos Santos Pinto: "Random wave forces and design wave periods of composite breakwaters under the action of double peaked spectral waves", Report of PHRI, Vol. 25, No. 2, 1986, pp. 3-25 (In Japanese).
- 78- Katsutoshi TANIMOTO, Katsutoshi KIMURA: "A hydraulic experimental study on trapezoidal caisson breakwaters", Tech. Note of PHRI, No. 528, 1985 (In Japanese).
- 79- Yoshimi GODA, Shusaku KAKIZAKI: "Study on finite amplitude standing waves and their pressures upon a vertical wall", Report of PHRI, Vol. 5, No. 10, 1966, pp. 1-57 (In Japanese).

- 80- Katsutoshi TANIMOTO, Shigeo TAKAHASHI, Takao KITATANI: "Experimental study of impact breaking wave forces on a vertical-wall caisson of composite breakwater", Report of PHRI, Vol. 20, No. 2, 1981, pp. 3-39 (In Japanese).
- 81- Mitsuyasu, H.: "Experimental study on wave force against a wall", Report of Trans. Tech. Res. Inst, No. 47, 1962, pp. 1-39.
- 82- Michio MORIHIRA, Shusaku KAKIZAKI, Toru KIKUYA: "Experimental study on wave force damping effects due to deformed artificial blocks", Report of PHRI, Vol. 6, No. 4, 1967, pp. 3-31 (In Japanese).
- 83- Yoshimi GODA, Suketo HARANAKA: "An experiment on the shock pressure of breaking waves", Tech. Note of PHRI, No. 32, 1967, pp. 1-18 (In Japanese).
- 84- Shigeo TAKAHASHI, Katsutoshi TANIMOTO, Satoshi SUZUMURA: "Generation mechanism of impulsive pressure by breaking wave on a vertical wall", Report of PHRI, Vol. 22, No. 4, 1983, pp. 3-31 (In Japanese).
- 85- Yoshimi GODA: "Motion of composite breakwater on elastic foundation under the action of impulsive breaking wave pressure", Report of PHRI, Vol. 12, No. 3, 1973, pp. 3-29 (In Japanese).
- 86- Katsutoshi TANIMOTO, Shigeo TAKAHASHI, Kazuyuki MYOSE: "Experimental study of random wave forces on upright sections of breakwaters", Report of PHRI, Vol. 23, No. 3, 1984, pp. 47-100 (In Japanese).
- 87- Shigeo TAKAHASHI, Katsutoshi TANIMOTO, Ken-ichirou SHIMOSAKO: "Wave and block forces on a caisson covered with wave dissipating blocks", Report of PHRI, Vol. 29, No. 1, 1990, pp. 54-75 (In Japanese).
- 88- Katsutoshi TANIMOTO, Roshi OJIMA: "Experimental study of wave forces acting on a superstructure of sloping breakwaters and on block type composite breakwaters", Tech. Note of PHRI, No. 450, 1983 (In Japanese).
- 89- Yoshiyuki ITO, Katsutoshi TANIMOTO: "Meandering damages of composite type breakwaters", Tech. Note of PHRI, No.112, 1971 (In Japanese).
- 90- Yoshimi GODA, Tomotsuka YOSHIMURA, Masahiko ITO: "Reflection and diffraction of water waves by an insular breakwater", Tech. Note of PHRI, 10, No. 2, 1971, pp. 3-52 (In Japanese).
- 91- Yoshiyuki ITO, Katsutoshi TANIMOTO, Koji KOBUNE, Takao KITATANI, Masahiko TODOROKI: "An experimental investigation of upright breakwaters at reefs", Tech. Note of PHRI, No. 189, 1974 (In Japanese).
- 92- Coastal Engineering Research Center: "Shore Protection Manual" Vol. II, US Army Corps of Engineers, 1984.
- 93- Shigeo TAKAHASHI, Ken-ichirou SHIMOSAKO, Hitoshi SASAKI: "Experimental study on wave forces acting on perforated wall caisson breakwaters", Report of PHRI, Vol. 30, No. 4, 1991, pp. 3-34 (In Japanese).
- 94- Katsutoshi TANIMOTO, Suketo HARANAKA, Eiji TOMIDA, Yoshikazu IZUMIDA, Satoshi SUZUMURA: "A hydraulic experimental study on curved slit caisson breakwaters", Report of PHRI, Vol. 19, No. 4, 1980, pp. 3-53 (In Japanese).
- 95- Katsutoshi TANIMOTO, Shigeo TAKAHASHI, Tsutomu MURANAGA "Uplift forces on a ceiling slab of wave dissipating caisson with a permeable front wall - analytical model for compression of an enclosed air layer -", Report of PHRI, Vol. 19, No. 1, 1980, pp. 3-31 (In Japanese).

- 96- Sigeo TAKAHASHI, Katsutoshi TANIMOTO: "Uplift forces on a ceiling slab of wave dissipating caisson with a permeable front wall (2nd Report) - field data analysis -", Report of PHRI, Vol.23, No.2, 1984, pp. 3-25 (In Japanese).
- 97- Hudson, R. Y.: "Laboratory investigation of rubble-mound breakwater", Proc. ASCE. Vol. 85, No. WW3., 1959, pp. 93-121.
- 98- Van der Meer, J. W.: "Rock slopes and gravel beaches under wave attack", Doctoral thesis, Delft Univ. of Tech., 1988, 152p. or Van der Meer, J. W.: "Stability of breakwater armor layer Design equations", Coastal Engineering, 11, 1987, pp. 219-239.
- 99- Van der Meer, J. W.: "Stability of cubes, Tetra pods and Accropode", Proc. of Breakwater '88, Eastbourne, UK., 1988, pp. 7180.
- 100- Burcharth, H. F. and Z. Liu: "Design of Dolos armor units", Proc. 23rd Int. Conf. Coastal Eng., Venice, 1992, pp. 1053-1066.
- 101- Katsutoshi TANIMOTO, Suketo HARANAKA, Kazuo YAMAZAKI: "Experimental study on the stability of wave dissipating concrete blocks against irregular waves", Report of PHRI, Vol. 24, No. 2, 1985, pp. 86-121 (In Japanese).
- 102- Shigeo TAKAHASHI, Minoru HANZAWA, Hirokazu SATO, Michio GOMYO, Ken-ichiro SHIMOSAKO, Kiyoshi TERAUCHI, Tomotsuka TAKAYAMA, Katsutoshi TANIMOTO: "Lifetime damage estimation with a new stability equation for concrete blocks - study on wave-dissipating concrete blocks covering horizontally composite breakwaters, the first rept. -", Report of PHRI, Vol. 38, No. 1, 1998, pp. 3-28 (In Japanese).
- 103- Van de Kreeke, J.: "Damage function of rubble mound breakwaters", Jour. Waterway and Harbors Div., Vol. 95, No.WW3, ASCE., 1969, pp. 345-354.
- 104- Christensen, F. T., P. C. Broberg, S. E. Sand, and P. Tryde: "Behavior of rubble-mound breakwater in directional and unidirectional waves", Coastal Eng., Vol. 8, 1984, pp. 265-278.
- 105- Brebner, A. and D. Donnelly: "Laboratory study of rubble foundations for vertical breakwaters", Proc. 8th Conf. Coastal Eng., New Mexico City, 1962, pp. 408-429.
- 106- Katsutoshi TANIMOTO, Tadahiko YAGYU, Tsutomu MURANAGA, Kozo SHIBATA, Yoshimi GODA: "Stability of armor units for foundation mounds of composite breakwater by irregular wave tests", Report of PHRI, Vol. 21, No. 3, 1982, pp. 3-42 (In Japanese).
- 107- Hirofumi INAGAKI, Takeo KATAYAMA: "Analysis of damage to armor stones of mounds in composite breakwaters", Tech. Note of PHRI, No. 127, 1971, pp. 1-22 (In Japanese).
- 108- Sigeo TAKAHASHI, Katsutoshi KIMURA, Katsutoshi TANIMOTO: "stability of armour units of composite breakwater mound against oblique waves", Report of PHRI, Vol. 29, No. 2, 1990, pp. 3-36 (In Japanese).
- 109- Morison, J. R., M. P. O'Brien, J. W. Johnson, and S. A. Schaaf: "The force exerted by surface waves on piles", Petroleum Trans., 189, TP2846, 1950, pp. 149-154.
- 110- Yoshimi GODA, Suketo HARANAKA, Masaki KITAHARA: "Study of impulsive breaking wave forces on piles", Report of PHRI, Vol. 5, No. 6, 1966, pp. 1-30 (In Japanese).
- 111- Katsutoshi TANIMOTO, Shigeo TAKAHASHI, Tadao KANEKO, Keisuke SHIOTA, Koichiro OGURA: "Experimental study on impulsive forces by breaking waves on circular cylinder", Report of PHRI, Vol. 25, No. 2, 1986, pp. 33-87 (In Japanese).
- 112- Yoshiyuki ITO, Katsutoshi TANIMOTO, Koji KOBUNE: "Dynamic response of an offshore platform to random waves", Report of PHRI, Vol. 11, No. 3, 1972, pp. 59-86 (In Japanese).

- 114- Stelson, T. E. and F. T. Mavis: "Virtual mass and acceleration in fluids", Proc. ASCE., Vol. 81, Separate No. 670, 1955, pp. 670-1 ~ ~ ~ 670-9.
- 115- Keulegan, G. H. and L. H. Carpenter: "Forces on cylinders and plates in an oscillating fluid", Jour. National Bureau of Standards, Vol. 60 No. 5, 1958, pp. 423-440.
- 116- Sarpkaya, T.: "Forces on cylinders and spheres in a sinusoidally oscillating fluid", Jour. Applied Mechanics, Trans. ASME, Vol. 42, No. 1, 1975, pp. 32-37.
- 117- Sarpkaya, T.: "In-line and transverse forces on cylinders in oscillatory flow at high Reynolds number", Prepr. 8th Offshore Tech. Conf., Vol. II, 1976, pp. 95-108.
- 118- Sarpkaya, T., N. J. Collins, and S. R. Evans: "Wave forces on rough-walled cylinders at high Reynolds numbers", Prepr. 9th Offshore Tech. Conf., Vol. III, No.2901, 1977, pp. 167-184.
- 119- Goda, Y.: "Wave forces on a vertical circular cylinder: Experiments and proposed method of wave force computation", Report of P. H. T. R. I., No. 8, 1964, 74p.
- 120- Chakrabarti, S. K., A. L. Wollbert, and A. T. William: "Wave forces on vertical circular cylinder", Jour. Waterways, Harbors and Coastal Eng. Div., Vol. 102, No. WW2, ASCE, 1976, pp. 203-221.
- 121- Chakrabarti, S. K.: "Inline forces on fixed vertical cylinder in waves", Jour. Waterway, Port, Coastal and Ocean Div., Vol. 106, WW2, ASCE, 1980, pp. 145-155.
- 122- Kim, Y. Y. and H. C. Hibbard: "Analysis of simultaneous wave force and water particle velocity measurements", Prepr. 7th OTC, Vol. 1, No. 2192, 1975, pp. 461-469.
- 123- Borgman, L. E.: "Spectral analysis of ocean wave forces on pilling", Proc. ASCE, Vol. 93 No. WW2, 1967, pp. 129-156.
- 124- Borgman, L. E.: "Ocean wave simulation for engineering design", Proc. ASCE, Vol. 95 No. WW4, 1969, pp. 557-583.
- 125- Hudspeth, R. T.: "Wave force prediction from non-linear random sea simulation", Prepr. 7th OTC, No.2193, 1975, pp. 471- 486.
- 126- Sharma, J. and R. G. Dean: "Second-order directional seas and associated wave forces", Prepr. 11th OTC, No.3645, 1979, pp. 2505-2514.
- 127- Tickell, R. G. and M. H. S. Elwany: "A probabilistic description of forces on a member in a short-crested random sea", 'Mechanics of Wave-Induced Forces on Cylinders', Pitman Pub. Ltd., London, 1979, pp. 561-576.
- 128- Yoshimi GODA, Tatsuhiko IKEDA, Tadashi SASADA, Yasuharu KISHIRA: "Study on design wave forces on circular cylinders erected upon reefs", Report of PHRI, Vol. 11, No. 4, 1972, pp. 45-81 (In Japanese).
- 129- Sarpkaya, T. and M. Isaacson: "Mechanics of Wave Forces on Offshore Structure", Van Nostrand Reinhold Co., 1981, 651p.
- 130- Yamamoto, T., and J. H. Nath: "Forces on many cylinders near a plane boundary", ASCE, National Water Resources and Ocean Engineering Convention, Preprint No. 2633, 1976.
- 131- Sarpkaya, T.: "In-line and transverse forces on cylinders near a wall in oscillatory flow at high Reynolds numbers", Prepr. 9th OTC Paper No. 2898, 1977, pp. 161-166.
- 132- Sarpkaya, T. and F. Rajabi.: "Hydrodynamic drag on bottom-mounted smooth and rough cylinders in periodic flow", Prepr.12th OTC Paper No. 3761, 1980, pp. 219-226.
- 133- MacCamy, R. C. and R. A. Fuchs: "Wave forces on piles, a diffraction theory", U. S. Army Corps of Engineers, Beach Erosion Board, Tech. Memo. No. 69, 1954, 17p.
- 134- Yoshimi GODA, Tomotsuka YOSHIMURA: "Wave force computation for structures of large diameter, isolated in the offshore", Report of PHRI, Vol. 10, No. 4, 1971, pp. 3-52 (In Japanese).

- 135- Katsutoshi TANIMOTO, Shigeo TAKAHASHI, Yoshikazu IZUMIDA: "A calculation method of uplift force on a horizontal platform", Report of PHRI, Vol. 17, No. 2, 1978, pp. 3-47 (In Japanese).
- 136- Yoshiyuki ITO, Hideaki TAKEDA: "Uplift on pier deck due to wave motion", Report of PHRI, Vol. 6, No. 4, 1967, pp. 37-68 (In Japanese).
- 137- Katsutoshi TANIMOTO, Shigeo TAKAHASHI, Masahiko TODOROKI, Yoshikazu IZUMIDA: "Horizontal wave forces on a rigid platform", Report of PHRI, Vol. 16, No. 3, 1977, pp. 39-68 (In Japanese).
- 138- IPCC: "Climate Change 1995", IPCC Second Assessment Report, The Science of Climate Change, 1995, 572p.
- 139- Toshihiko NAGAI, Kazuteru SUGAHARA, Hiroshi WATANABE, Koji KAWAGUCHI: "Long term observation of the mean tide level and long waves at the Kurihama-Bay", Report of PHRI, Vol. 35, No. 4, 1996. (In Japanese).
- 140- Katsutoshi TANIMOTO, Tomotsuka TAKAYAMA, Kazuo MURAKAMI, Shigeru MURATA, Hiroiti TSURUYA, Shigeo TAKAHASHI, Masayuki MORIKAWA, Yasutoshi YOSHIMOTO, Susumu NAKANO, Tetsuya HIRAISHI: "Field and laboratory investigations of the tsunami caused by 1983 Nihonkai Chubu Earthquake", Tech. Note of PHRI, No. 470, 1983, 299p. (In Japanese).
- 141- Chiaki GOTO, Kazuo SATO: "Development of tsunami numerical simulation system for Sanriku Coast in Japan", Report of PHRI, Vol. 32, No. 2, 1995. (In Japanese).
- 142- Tomotsuka TAKAYAMA, Tetsuya HIRAISHI: "Hydraulic model tests on tsunamis at Suzaki Port", Tech. Note of PHRI, No. 549, 1986, 131p. (In Japanese).
- 143- Tomotsuka TAKAYAMA, Norihiro NAGAI, Tetsuya HIRAISHI: "The numerical calculation of tsunami in Tokyo Bay", Tech. Note of PHRI, No. 454, 1986, 131p. (In Japanese).
- 144- Toshihiko NAGAI, Noriaki HASHIMOTO, Tetsuya HIRAISHI, Katsuyoshi SHIMIZU: "Characteristics of the Hokkaido East-off-Earthquake Tsunami", Tech. Note of PHRI, No. 802, 1995, 97p. (In Japanese).
- 145- Koji KOBUNE, Toshihiko NAGAI, Noriaki HASHIMOTO, Tetsuya HIRAISHI, Katsuyoshi SHIMIZU: "Characteristics of the Irianjaya Earthquake Tsunami in 1996", Tech. Note of PHRI, No. 842, 1996, 96p. (In Japanese).
- 146- Tomotsuka TAKAYAMA, Tetsuya HIRAISHI: "Amplification mechanism of harbor oscillation derived from field observation and numerical simulation", Tech. Note of PHRI, No. 636, 1988, 70p. (In Japanese).
- 147- Honda, K., T. Terada, and D. Ishitani: "Secondary undulation of oceanic tides", Philosophical Magazine, Vol. 15, 1908, pp. 881-26.
- 148- Ippen, A.T. and Y. Goda: "Wave-induced oscillations in harbors: the solution for a rectangular harbor connected to the open sea," M.I.T. Hydrodynamics Lab. Report No. 59, 1963, 90p.
- 149- Todd, D. K.: "Groundwater Hydrology", John Wiley & Sons, Inc., 1963.
- 150- Yoshihiro SHOJI, Masaharu KUMEDA, Yukiharu TOMITA: "Experiments on seepage through interlocking joints of sheet pile", Report of PHRI, Vol. 21, No. 4, 1982, pp. 41-82 (In Japanese).
- 151- Kazuo MURAKAMI, Masayuki MORIKAWA, Tatsuya SAKAGUCHI: "Wind effect and water discharge effect on constant flow - discussion using observation data at off-Sennan (1978-1981) -", Report of PHRI, Vol. 21, No. 4, 1982, pp. 3-39 (In Japanese).
- 152- Masch, F. D.: "Mixing and dispersion of wastes by wind and wave action", 'Advances in Water Pollution Research,' Proc. Int. Conf., Vol. 3, 1962, pp. 145-168.

- 153- Longuet-Higgins, M.S. and R.W. Stewart: "Radiation stress and mass transport in gravity waves, with application to 'surf beat'", J. Fluid Mech., Vol. 13, 1962, pp. 481-504.
- 154- Bowen, A. J., D. L. Inman, and V. P. Simons: "Wave 'set-down' and 'set-up'", J. Geophys. Res. Vol. 73, 1968, pp. 2569-2577.
- 155- Kazumasa KATOH, Shin-ichi YANAGISHIMA, Tomoyoshi ISOGAMI, Hiroyuki MURAKAMI: "Wave set-up near the shoreline - field observation at HORF -", Report of PHRI, Vol. 28, No. 1, 1989, pp. 3-41 (In Japanese).
- 156- Yoshimi GODA: "Deformation of irregular waves due to depth-controlled wave breaking", Report of PHRI, Vol. 14, No. 3, 1975, pp. 59-106 (In Japanese), also "Irregular wave deformation in the surf zone", Coastal Engineering in Japan, JSCE, Vol.18, 1975, pp.13-26.
- 157- Katsutoshi TANIMOTO, Katsutoshi KIMURA, Keiji MIYAZAKI: "Study on stability of submerged disk at the opening section of tsunami protection breakwaters", Report of PHRI, Vol. 27, No. 4, 1988, pp. 93-121 (In Japanese).
- 158- Coastal Engineering Research Center: "Shore Protection Manual", Vol. II, U.S. Army Corps of Engineering, 1977
- 159- Tomotsuka TAKAYAMA, Tetsuya HIRAISHI, Masami FURUKAWA, Kunihisa SAO, Shin-ichiro TACHINO: "Field observation of motions of a SALM buoy and tensions of mooring hawsers", Tech. Note of PHRI, No. 542, 1985, 38 p. (in Japanese).
- 160- Japanese).
- 161- Yoshiyuki ITO, Shigeru CHIBA: "An approximate theory of floating breakwaters", Report of PHRI, Vol. 11, No. 2, 1972, pp. 15-28 (In Japanese).
- 162- Shigeru UEDA, Satoru SHIRAISHI: "Method and its evaluation for computation of moored ship's motions", Report of PHRI, Vol. 22, No. 4, 1983, pp. 181-218 (In Japanese).
- 163- Yasumasa SUZUKI, Kazuyuki MOROISHI: "On the motions of ships moored to single-point mooring systems", Report of PHRI, Vol. 21, No. 2, 1982, pp. 107-150 (In Japanese).
- 164- Yasumasa SUZUKI: "Study on the design of single point buoy mooring", Tech. Note of PHRI, No. 829, 1996, 48 p. (In Japanese).
- 165- Sigeru UEDA: "Analytical method of ship motions moored to quay walls and the applications", Tech. Note of PHRI, No. 504, 1984, 372 p. (In Japanese).
- 166- J. W. Johnson: "The refraction of surface waves by current", Trans. A. G. V., Vol. 28, No. 6, 1947.
- 167- Longuet-Higgins, M. S., and R. W. Stewart: "The change in amplitude of short gravity waves on steady non-uniform currents", J. Fluid Mech., Vol. 10, 1952, pp. 529-549.
- 168- Yu, Yi-Yuan: "Breaking of waves by an opposing current", Trans. A. G. U., Vol. 33, No. 1, 1950.
- 169- Arthur, R. S.: "Refraction of shallow water wave - The combined effect of current and underwater topography -", Trans. A. G. U., Vol. 31, 1950, pp. 549-552.
- 170- Sakai, T., F. Hirose, and Y. Inagaki: "Wave directional spectra change due to underwater topography and current", Proc. Fifth International Offshore Mechanics and Arctic Engineering (OMAE) Symposium, Vol. 1, 1986, pp. 59-65.
- 171- De Vlieger, H. and J. De Cloedt: "Navy tracker: a giant step forward in tactics and economics of maintenance dredging", Terra et Aqua 35, December 1987, pp. 2-18.
- 172- PIANC: "Navigation in muddy areas", Excerpt from Bulletin No. 43(1982 - 1983), Report of Working Group 3-a, 1983, PIANC, Brussels.
- 173- Koji ISHIZUKA, Takashi NEMOTO: "Development of mud layer density meter using radio isotope", Report of PHRI, Vol. 30, No. 4, 1991, pp. 85-109 (In Japanese).

- 174- Van Leussen, W. and J. Dronkers: "Physical process in estuaries: An introduction", in J. Dronkers and W. van Leussen (ed), "Physical Processes in Estuaries", Springer-Verlag, 1988, 560 p.
- 175- Krone, R. B.: "Flume studies of the transport of sediment in estuarial shoaling processes", University of California, Hydraulic Engineering Lab. and Sanitary Research Lab., Berkeley, 1962, 110 p.
- 176- Kirby, R. and W. R. Parker: "Seabed density measurements related to echo sounder records", The Dock and Harbour Authority, Vol. LIV, No. 641, 1974, pp. 423-424.
- 177- Tsuruya, H.: "Cohesive sediment transport model and its application to approach channels and anchorages in estuarine ports", Seminar Text on Maritime Infrastructure Development, Langkawi, Malaysia, November 1995, pp. 39-53.
- 178- Shoji SATO: "A study of littoral drift related to harbor construction", Tech. Note of PHRI, No. 5, 1962, 156p. (In Japanese).
- 179- Sato, S. and N. Tanaka: "Field investigation on sand drift at Port Kashima facing the Pacific Ocean", Proc. 10th Int. Conf. Coastal Eng., ASCE, 1966.
- 180- Savage, R. P.: "Laboratory determination of littoral-transport rate", Proc. of ASCE., Vol. 88, No. WW2, 1962.
- 181- U. S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center: "Shore Protection Manual", Vol. 1, 1977.
- 182- Katoh, K., N. Tanaka and I. Irie: "Field observation on suspended-load in the surf zone", Proc. 19th Int. Conf. Coastal Eng., 1984, pp. 1846-1862.
- 183- Komar, P. D.: "Beach Process and Sedimentation", Prentice-Hall, Inc., 1976.
- 184- Isao IRIE, Kazuo NADAOKA, Takamichi KONDO, Kenji TERASAKI: "Two dimensional seabed scour in front of breakwaters by standing waves - a study from the standpoint of bed load movement -", Rept. PHRI, Vol. 23, No. 1, 1984, pp. 3-52 (In Japanese).
- 185- Hiroaki OZASA, Alan H. BRAMPTON: "Models for predicting the shoreline evolution of beaches backed by seawalls", Rept. PHRI, Vol. 18, No. 4, 1979, pp. 77-103 (In Japanese).
- 186- Japanese Geotechnical Society: "Revised Standard of Japanese Geotechnical Society and Commentary, Engineering Classification Method for Subsoil Material (Japanese Unified Soil Classification System)", Nov., 1996 (In Japanese).
- 187- K. Terzaghi, and P. B. Peck: "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley and Sons Inc., New York, 1948, p. 44.
- 188- Akio NAKASE, Masaki KOBAYASHI, Akio KANECHIKA: "Undrained shear strength and deformation modulus of clays", Rept. of PHRI, Vol. 11, No. 2, 1972, pp. 243-259 (In Japanese).
- 189- Masato MIKASA: "Consolidation of Soft Clay", Kajima Publisher, 1996 (In Japanese).
- 190- Yasufumi UMEHARA: "Study on the consolidation characteristics of soils and consolidation test methods", Tech. Note of PHRI, No. 469, 1983 (In Japanese).
- 191- Takashi TSUCHIDA, Jun-ichi MIZUKAMI, Ken OIKAWA, Yoshio MORI: "New method for determining undrained strength of clayey ground by means of unconfined compression test and triaxial test", Rept. of PHRI, Vol. 23, No. 3, 1989, pp. 81-145 (In Japanese).
- 192- Takashi TSUCHIDA: "Study on determination of underained strength of clayey ground by mean of triaxial tests", Tech. Note of PHRI, No. 688, 1991 (In Japanese).
- 193- Japanese Geotechnical Society: "Method for Consolidated Undrained Box Shear Test of Soil" in "Newly Established Standard of Japanese Geotechnical Society and Commentary (1997 version)", pp.15-58 (In Japanese).

- 194- Hiroyuki TANAKA, Masanori TANAKA: "Determination of undrained shear strength of clayey ground measured by vane shear tests", Rept. of PHRI, Vol. 33, No. 4, 1994, pp. 1-17 (In Japanese).
- 195- Susumu KURATA and Toshio FUJISHITA: Studies on the engineering properties of sand-clay mixture, Rept. Of Transportation Technical Research Institute, Vol. 11, No. 9, 1961, 36 p. (In Japanese).
- 196- Hiroyuki TANAKA, Motoo SAKAKIBARA, Kenji GOTO, Kouji SUZUKI, Takeshi FUKAZAWA: "Properties of Japanese normally consolidated marine clays obtained from static piezocone penetration test", Rept. of PHRI, Vol. 31, No. 4, 1992, pp. 61-92 (In Japanese).
- 197- Masaki KOBAYASHI, Takashi TSUCHIDA and Takeshi KAMEI: "Intermediate soil-sand or clay?-", Geotech. Note 2, Japanese Geotechnical Society, 1992 (In Japanese).
- 198- Takashi TSUCHIDA, Masaki KOBAYASHI, Shusuke IFUKU and Isao FUKUDA: "Engineering properties of coral soils In Japanese South Western Islands", Int. Conf. on Calcarious Soils, 1988.
- 199- Takashi TSUCHIDA: "Consolidation, compression and permeability characteristics of intermediate soil and mixture", Soils and Foundations, Vol. 41, No. 7, 1993 (In Japanese).
- 200- Akio NAKASE, Masaru KATSUNO, Masaki KOBAYASHI: "Unconfined compression strength of soils of intermediate grading between sand and clay", Rept. of PHRI, Vol. 11, No. 4, 1972 (In Japanese).
- 201- Hiroyuki TANAKA, Masanori TANAKA and Takashi TSUCHIDA: "Strength characteristics of naturally deposited intermediate soil", Jour. JSCE, No. 589/ -42, 1998 (In Japanese).
- 202- G. G. Meyerhof: "Discussion on soil properties and their measurement", Discussion2, Proc. of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, 1957, p. 110.
- 203- Japanese Geotechnical Society: "Method of Ground Investigation", 1995, 191 p. (In Japanese).
- 204- Hiroyuki TANAKA, Masanori TANAKA: "A site investigation method using cone penetration and dilatometer tests", Tech. Note of PHRI, No. 837, 1996 (In Japanese).
- 205- Kenji ISHIHARA: "Fundamentals of Geodynamics", Kajima Publishers, pp. 7-34, 1976 (In Japanese).
- 206- Japanese Geotechnical Society: "Method of Soil Testing and Commentary", 1990, pp. 421-450. (In Japanese).
- 207- Coastal Development Institute of Technology: "Handbook on Liquefaction Remediation of Reclaimed Land (Revised Edition)", 1997, pp. 114-136. (In Japanese).
- 208- Hironao TAKAHASHI, Takashi NAKAMOTO, Hisanori YOSHIMURA: "Analysis of maritime transportation in KOBE Port after the 1995 HYOGOKEN-NANBU Earthquake", Tech. Note of PHRI, No. 861, 1997 (In Japanese).
- 209- Tatsuo UWABE, Setsuo NODA, Eiichi KURATA: "Characteristics of vertical components of strong-motion accelerograms and effects of vertical ground motion on stability of gravity type quay walls", Rept. of PHRI, Vol. 15, No. 2, 1976 (In Japanese).
- 210- Atsushi NOZU, Tatsuo UWABE, Yukihiko SATO, Takumi SHINOZAWA: "Relation between seismic coefficient and peak ground acceleration estimated from attenuation relations", Tech. Note of PHRI, No. 893, 1997 (In Japanese).
- 211- Setuo NODA, Tatsuo UWABE, Tadaki CHIBA: "Relation between seismic coefficient and ground acceleration for gravity quay wall", Rept. of PHRI, Vol. 14, No. 4, 1975 (In Japanese).
- 212- Masafumi MIYATA, Yukihiko SATO, Koji ICHII, Toshikazu MORITA, Susumu IAI: "Annual report on strong-motion earthquake records In Japanese ports (1994)", Tech. Note of PHRI, No. 840, 1996 (In Japanese).

- 213- Hajime TSUCHIDA, Eiichi KURATA, Tokuzo ISHIZAKA, Satoshi HAYASHI: “Average response spectra for various site conditions”, Rept. of PHRI, Vol. 12, No. 4, 1973 (In Japanese).
- 214- Shoichi KITAJIMA, Tatsuo UWABE: “Analysis on seismic damage in anchored sheet-piling bulkheads”, Report of PHRI, Vol. 18, No. 1, 1979 (In Japanese).
- 215- Sosuke KITAZAWA, Tatsuo UWABE, Norihiro HIGAKI: “Expected values of maximum base rock accelerations along coasts of Japan”, Tech. Note of PHRI, No. 486, 1984 (In Japanese).
- 216- Eiichi KURATA, Tokuzo ISHIZAKA, Hajime TSUCHIDA: “Site characteristics of strong-motion earthquake stations in ports and harbours in Japan (Part)”, Tech. Note of PHRI, No. 156, 1973 (In Japanese).
- 217- Hajime TSUCHIDA, Susumu IAI, Eiichi KURATA: “Analysis of earthquake ground motions observed with two dimensional seismometer array (First Report) - North Tokyu Bay Earthquake of June 4, 1977 -”, Rept. of PHRI, Vol. 22, No. 2, 1983 (In Japanese).
- 218- Susumu IAI, Eiichi KURATA, Hajime TSUCHIDA: “Digitization and corrections of strong-motion accelerograms”, Tech. Note of PHRI, No. 286, 1978 (In Japanese).
- 219- Tatsuo UWABE: “Base rock motion around the pacific coasts in Tohoku district - Design earthquake ground motion of Kamaishi breakwater”, Tech. Note of PHRI, No. 412, 1982 (In Japanese).
- 220- Schnabel, P. B., Lysmer, J., and Seed, H. B.: “SHAKE - A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered site”, Report No. EERC72-12, College of Engineering, University of California, Berkeley, 1972.
- 221- Lysmer, J., Udaka, T, Tsai, C. F., and Seed, H. B.: “FLUSH - A computer program of approximate 3-D analysis of soil - structure interaction problems”, Report No. EERC 75-30, University of California at Berkeley, 1975.
- 222- Tatsuo UWABE, Setsuo NODA, Tadaki CHIBA, Norihiro HAGAKI: “Coupled hydrodynamic response characteristics and water pressures of large composite breakwaters”, Report of PHRI, Vol. 20, No. 4, 1981 (In Japanese).
- 223- Susumu IAI, Yasuo MATSUNAGA, Tomohiro KAMEOKA: “Parameter identification for a cyclic mobility model”, Report of PHRI, Vol. 29, No. 4, 1990 (In Japanese).
- 224- Susumu IAI, Yasuo MATSUNAGA, Tomohiro KAMEOKA: “Strain space plasticity model for cyclic mobility”, Report of PHRI, Vol. 29, No. 4, 1990 (In Japanese).
- 225- Takamasa INATOMI, Ikuki YOKOHAMA, Motoki KANAZAWA: “One-dimensional nonlinear dynamic ground response analyses”, Tech. Note of PHRI, No. 561, 1986 (In Japanese).
- 226- ISHIHARA, K., YOSHIDA, N. and TSUJINO, S.: “Modeling of stress - strain relations of soils in cyclic loading”, Proc. Of 5th Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, Vol. 1, 1985, pp. 373-380.
- 227- Finn, W. D. L., Martin, G. R., and Lee, M. K. W.: “Comparison of dynamic analyses for saturated sands”, Proc. ASCE, Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 1, 1978, pp. 472-491.
- 228- HOUSNER, G. W.: “Behavior of structures during an earthquake”, Proc. of ASCE, Vol. 85, No. EM4, 1959.
- 229- Susumu IAI, Tomohiro KAMEOKA: “Analysis of deformation in sheet pile quay wall due to liquefaction”, Report of PHRI, Vol. 30, No. 2, 1991 (In Japanese).
- 230- Susumu IAI, Koji ICHII, Toshikazu MORITA: “ Effective stress analysis on a caisson type quay wall - mechanism of damage to port facilities during 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake (Part)”, Tech. Note of PHRI, No. 813, pp. 253-280 (In Japanese)

- 231- Noda, S., Tsuchid, H. and Kurata, E.: "Dynamic tests of soil embankments", 5th WCEE, 1973.
- 232- Osamu KIYOMIYA, Shigeo NAKAYAMA, Hajime TSUCHIDA: "Observations of dynamic response of Kinuura submerged tunnel during an earthquakes and dynamic response analysis", Tech. Note of PHRI, No. 221, 1975 (In Japanese).
- 233- Takamasa INATOMI, Satoshi HAYASHI, Ikuhiko YAMASHITA: "Vibration characteristics of the open type steel piled wharf with container crane", Rept. of PHRI, Vol. 12, No. 2, 1973 (In Japanese).
- 234- Susumi IAI, Hajime TSUCHIDA: "Earthquake response analysis of floating type structures", Tech. Note of PHRI, No. 337, 1980 (In Japanese).
- 235- Tatsuo UWABE, Hajime TSUCHIDA, Eiichi KURATA: "Coupled hydrodynamic response analysis based on strong motion earthquake records of fill type breakwater in deep sea", Rept. of PHRI, Vol. 22, No. 2, 1983 (In Japanese).
- 236- Motoki KAZAMA, Takamasa INATOMI, Toshihiro IMAMURA: "Observation and analysis of seismic response grid type improved ground by deep mixing method", Report of PHRI, Vol. 22, No. 4, 1983 (In Japanese).
- 237- Hiromasa FUKUUCHI, Nobuo MIYAJIMA, Ikuo YAMASHITA: "Studies on the vibration characteristics of fill-type embankments", Report of PHRI, Vol. 5, No. 3, 1966 (In Japanese).
- 238- Hideo ARAI, Yasuhumi UMEHARA: "Vibration of dry sand layers", Rept. of PHRI, Vol. 6, No. 5, 1969 (In Japanese).
- 239- Hideo ARAI, Yasuhumi UMEHARA: "Vibration of saturated sand layers", Rept. of PHRI, Vol. 8, No. 1, 1969 (In Japanese).
- 240- Hideo ARAI, Toshiyuki YOKOI: "On the earthquake resistance of anchored sheet-pile walls (1st Report) - Model vibration tests of anchored sheet-pile walls in dry sand", Report of PHRI, Vol. 4, No. 9, 1965 (In Japanese)
- 241- Tatsuo UWABE, Sosuke KITAZAWA, Norihiro HIGAKI: "Shaking table tests and circular arc analysis for large models of embankment on saturated sand layers", Report of PHRI, Vol. 24, No. 2, 1985 (In Japanese)
- 242- Takuji NAKANO, Kenji MORI: "Earthquake-resistant calculation and dynamic model test on trench type tunnel", Tech. Note of PHRI, No. 172, 1973 (In Japanese)
- 243- Takamasa INATOMI, Motoki KAZAMA, Toshihiro IMAMURA: "An experimental study on the earthquake resistance of wall type improved ground by deep mixing method", Rept. of PHRI, Vol. 22, No. 3, 1983 (In Japanese).
- 244- Setsuo NODA, Sosuke KITAZAWA, Takeshi IIDA, Nobuo MORI, Hiroshi TABUCHI: "An experimental study on the earthquake of steel plate cellular-bulkheads with embedment", Report of PHRI, Vol. 21, No. 3, 1982 (In Japanese).
- 245- Takashi SUGANO, Masaaki MITOH, Ken OIKAWA: "Mechanism of damage to port facilities during 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake (Part) - experimental study on the behavior of caisson type quay wall during an earthquake using underwater shaking table", Tech. Note of PHRI, No. 813, 1995 (In Japanese).
- 246- Osamu KIYOMIYA, Hideo NISHIZAWA, Hiroshi YOKOTA: "Field observation and response analysis at Kawasaki Port submerged tunnel", Report of PHRI, Vol. 22, No. 3, 1983 (In Japanese).
- 247- Setsuo NODA, Tatsuo UWABE: "Micro tremor measurement on sea banks", Tech. Note of PHRI, No. 205, 1975 (In Japanese).

- 248- Takamasa INATOMI, Motoki KAZAMA, Toshihiro IMAMURA: “An experimental study on the earthquake resistance of wall type improved ground by deep mixing method”, Rept. of PHRI, Vol. 22, No. 3, 1983 (In Japanese).
- 249- Newmark, N. M.: “Effects of earthquakes on dams and embankments”, Geo technique, Vol. 15, No. 2, 1965.
- 250- Hajime TSUCHIDA, Ken-ichiro MINAMI, Osamu KIYOMIYA, Eiichi KURATA, Hideo NISHIZAWA: “Stress of buried pipe during an earthquake based on two dimensional seismometer array observation”, Rept. of PHRI, Vol. 20, No. 4, 1981 (In Japanese).
- 251- Tatsuo UWABE, Norihiro HIGAKI: “An experimental study on sliding block in water during an earthquake”, Rept. of PHRI, Vol. 23, No. 3, 1984 (In Japanese).
- 252- Hiroyuki YAMAZAKI, Kouki ZEN, Fumikatsu KOIKE: “Study of the liquefaction prediction based on the grain distribution and the SPT N-value”, Tech. Note of PHRI, No. 914, 1998 (In Japanese).
- 253- H. M. Westergaard: “Water pressures on dams during earthquakes”, Transactions of ASCE, No. 1835, 1933, pp. 418-472
- 254- “Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan”, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Tokyo, Japan, 1999.

۲۵۵-پایش و مطالعات شبیه سازی سواحل ایران، ۱۳۸۸

۲۵۶-مطالعات طرح مدیریت نوار ساحلی کشور، ۱۳۸۷

Abstract

This part introduces design conditions, loads and determination method of each one. Among them, following ones may be mentioned; Definition and force calculation of vessels, wind, waves, tides and abnormal water levels, currents, Mooring, littoral drift, soil and water pressure, earthquake, liquefaction and dead and live loads. Also, appendix of chapter three presents wind properties for Persian Gulf and Oman Sea, and appendix of chapter four presents general status of waves for Caspian Sea and Oman Sea.



Islamic Republic of Iran

Vice presidency for Strategic Planning and Supervision

Coastal Structures Design Manual

Part 2: Design Conditions

No. 631

Vice presidency for Strategic Planning and
Supervision
Office of Deputy for Strategic Supervision
Department of Technical Affairs
Nezamfanni.ir

Ministry of Road and Urban Development
Port and Maritime Organization
Deputy of Development and Equipping of Ports
Department of Coasts and Ports Engineering
<http://coastseng.pmo.ir>

این نشریه

با عنوان دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی
بخش دوم- شرایط طراحی شامل شانزده فصل
است.

کلیات، شناورها، باد و فشار باد، امواج، نیروی موج،
کشندها و ترازهای غیرعادی آب، جریان‌ها و نیروی
جریان، نیروهای خارجی وارد بر جسم شناور و
حرکات آن، هیدرولیک خور، رانه ساحلی، خاک
بستر، زلزله و نیروهای لرزه‌ای، روانگرایی، فشار
خاک و فشار آب، بارها، و ضریب اصطکاک
فصل‌های مختلف نشریه را تشکیل می‌دهند.

دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور، پیمانکاران و
عوامل دیگر می‌توانند از این نشریه به عنوان راهنما
استفاده کنند.