

مقایسه تاثیر نیروی زلزله و نیروی امواج بر آبشکن‌ها (مطالعه موردی: آبشکن‌های دهنه‌سر سفیدرود)

محمدعلی لطف‌اللهی یقین^{1*}، محمدحسین امین‌فر²، میراحمد لشته‌نشایی³ و مرتضی بیگ لریان⁴

تاریخ دریافت: 88/9/16 تاریخ پذیرش: 89/8/12

1- دانشیار و استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

3- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه گیلان

4- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

*مسئول مکاتبه Email: lotfollahi@tabrizu.ac.ir

چکیده

آبشکن‌ها سازه‌هایی هستند که از بنادر و سواحل در مقابل امواج و جریان‌های ساحلی محافظت می‌کنند. در آیین‌نامه‌های طراحی، نیروی غالب اینگونه سازه‌ها عمدتاً نیروی امواج دریا می‌باشد و به مسئله نیروی جانبی مربوط به زلزله توجه خاصی نشده است. با توجه به اینکه سواحل طولانی در شمال و جنوب کشور در معرض خطر نسبی زلزله قرار دارند، لذا یکی از نیروهای عمده در طراحی سازه‌های ساحلی، نیروی زلزله می‌باشد. در این مقاله سعی بر این بوده است که علاوه بر نیروی امواج، عملکرد این نوع سازه‌ها در مقابل نیروی ناشی از زلزله نیز بررسی شود. یکی از عوامل مهم در طراحی اینگونه سازه‌ها، کنترل پایداری آنها می‌باشد و نشان داده شده است که نیروی زلزله می‌تواند تاثیر عمده‌ای روی این پایداری داشته باشد. در مقاله حاضر تاثیر شتاب زلزله بر عملکرد آبشکن‌ها بررسی شده و ملاحظه گردیده که در بعضی موارد نیروی زلزله نسبت به نیروی موج، غالب بوده است. جهت بررسی تنش‌ها و تغییر مکان‌های ناشی از نیروهای جانبی، از نرم افزار اجزاء محدود آباکوس 6/8 با تاکید بر داده‌های آبشکن‌های واقع در مصب رودخانه سفیدرود استفاده شده است. نقاط بحرانی حاصل از بارگذاری که منجر به تخریب می‌شود تعیین گردید و علاوه بر آن منحنی‌های مختلفی به منظور طراحی بهینه این سازه‌ها ارائه شد.

واژه‌های کلیدی: آبشکن، امواج دریا، رودخانه سفیدرود، ساحل، نیروی زلزله

Comparing the Behavior of Groins Constructed in the Estuary of Sefidrood River under the Wave and Earthquake Forces

MA Lotfollahi-Yaghin^{1*}, MH Aminfar², MA Lashteh-Neshaei³ and M Biklaryan⁴

Received: 07 December 2009 Accepted: 03 November 2010

^{1,2}Assoc. and Assist. Prof., Dept. of Civil Engin., University of Tabriz, Tabriz, Iran

³Assist. Prof., Dept. of Civil Engin., Univ. of Guilan, Rasht, Iran

⁴MSc Student, Dept. of Civil Engin. Univ. of Tabriz, Tabriz, Iran

*Corresponding author: E-mail: lotfollahi@tabrizu.ac.ir

Abstract

Although there is considerable volume of information regarding the design loads on coastal protective structures (such as groin and breakwater), in literature, however, the main load is taken to be the wave force and there has not been enough concern on lateral force due to earthquake. Since northern and southern coastlines of the country are located in the potentially seismic zones, investigating the behavior of coastal structures against such force is of the great importance. In this paper, the groins constructed in the estuary of Sefidrood River are modeled and analyzed under the earthquake and under wave induced loads. The main objective of this study is to obtain the suitable dimensions for groins to resist the earthquake induced lateral loads. The analyses are performed on a number of the groin's cross sections using a multi-purpose F.E. package called ABAQUS6.8. The results obtained from the present study indicate that in some cases and at the different locations along the groin, the earthquake forces can be as important as wave forces and it can affect the results of the analyses. The results are plotted and illustrated in such a way that to be used by designers.

Keyword: Coastline, Earthquake force, Groin, Sea waves, Sefidrood River

مقدمه

در پایین دست مانند یک بندر یا مدخل حوضچه‌ها طراحی می‌گردند. آبشکن‌های توده سنگی هم از لحاظ سازه‌ای و هم از لحاظ انواع نیروهای وارده به آن، مشابه با موجشکن‌های توده سنگی می‌باشند و فقط عملکرد و هدف از ساخت این دو سازه نسبت به هم، متفاوت می‌باشند. از اینرو تحلیل و طراحی این دو سازه مشابه هم است. ایزبه و همکاران (2007) و محمدی و پیرونو (2003) مطالعاتی جهت تعیین شکل بهینه‌ی سازه‌های حفاظتی همچون موجشکن‌ها و آبشکن‌ها و

با افزایش روز افزون ساخت و ساز در سواحل کشور و پیشروی آب دریا بویژه در سواحل شمالی، استفاده از سازه‌های حفاظتی برای حفظ و نیز احیای ساحل دریا مورد توجه می‌باشد. از جمله سازه‌های حفاظت ساحلی آبشکن‌ها هستند که برای به دام انداختن رسوبات موازی ساحل بمنظور ایجاد ساحلی محافظت شده، یا کند کردن آهنگ فرسایش آن و یا جلوگیری از رسیدن رسوبات موازی ساحل به نقطه ای

مواد و روش‌ها

نیروی موج

برای تعیین امواج ناشکنا و شکنا می‌توان از معیار نسبت ارتفاع موج به عمق آب استفاده کرد. شرط شکست موج برای بستر افقی به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\frac{H}{d} \approx (0.8 - 0.9) \quad [1]$$

که در آن H ارتفاع موج طرح و d عمق آب می‌باشند (گدا، 2000).

برای محاسبه نیروهای موج ناشکنا از روش میچه - راندگرن استفاده می‌شود. در این روش توزیع فشار و قتیکه تاج موج در پای دیوار است به اینصورت است که فشار از صفر در سطح آزاد آب تا $gd + p_1$ در بستر افزایش می‌یابد، طوریکه p_1 بطور تقریبی برابر است با:

$$p_1 = \left(\frac{1+c_r}{2}\right) \frac{gHi}{\cosh(2pd/L)} \quad [2]$$

که در آن γ وزن مخصوص آب، d عمق آب، L طول موج، c_r ضریب انعکاس موج و H_i ارتفاع موج تابشی می‌باشد که برای دیوار سنگی با سطح ناصاف برابر با $0/9$ در نظر گرفته می‌شود. البته نمودارهایی توسط میچه - راندگرن تهیه شده که امکان تعیین دقیقتر نیروها و لنگرهای حاصل از موج ناشکنا در پای دیوار را فراهم می‌آورد (راندگرن 1958).

برای محاسبه نیروهای موج شکنا از روش مینیکین استفاده می‌شود. که نامبرده بر اساس مشاهدات انجام شده بر روی موج شکن‌های با مقیاس کامل و نتایج مطالعه دیگران یک روش طراحی ارائه کرد. با استفاده از این روش می‌توان نیروهای موج خیلی بزرگ آن هم به اندازه 15 تا 18 برابر امواج ناشکنا را تعیین کرد. در این روش فشار حداکثر عمل کننده در سطح آب عبارت است از:

$$p_m = 10g \frac{H_b d_s}{L_D D} (D + d_s) \quad [3]$$

جتی‌ها با توجه به میزان کنترل رسوب و فرضیات هیدرودینامیکی و حداقل سازی مقدار ضربه وارده، انجام داده‌اند. زیسرمن و همکاران (2005) و لی و میزوتانی (2008) و میرهانگ و اونگ (2009) تحقیقات مفصلی در زمینه پدیده آبشستگی در اطراف آبشکن‌ها انجام دادند و نشان دادند که آبشستگی حاصل از امواج تصادفی عموماً کمتر از آبشستگی حاصل از امواج منظم می‌باشد. لوسادا و همکاران (2008) و ون‌درمیر و همکاران (2009) مطالعاتی در زمینه میزان روگذری امواج از این سازه‌ها را با توجه به معادلات رینولدز و ناویراستوکس انجام دادند. از باهسی و ارگین (2008) تحقیقاتی در زمینه طراحی ضخامت و وزن سنگ‌های لایه آرمور با در نظر گرفتن مقادیر ارتفاع مشخصه انجام دادند و نشان دادند که این مقادیر در تعیین وزن سنگ‌های لایه آرمور بسیار موثر می‌باشند. وایدال و همکاران (2006) نیز برای تعیین میزان خسارت وارده بر موجشکن‌های سنگریزه‌ای از متوسط ارتفاع 50 موج ماکزیمم (H_{50}) استفاده نمودند و نشان دادند که این پارامتر بهترین بیانگر میزان خسارت ایجاد شده در این سازه‌ها می‌باشد. با وجود مطالعات انجام شده در چند دهه اخیر در موجشکن‌ها و آبشکن‌ها، در طراحی اینگونه سازه‌ها عمدتاً نیروی غالب را نیروی امواج در نظر گرفته‌اند و به مسئله نیروی جانبی مربوط به زلزله توجه خاصی نشده است. بنابراین در مقاله حاضر، سعی بر اینست که تاثیر نیروی زلزله و نیروی امواج بر آبشکن‌ها مقایسه گردند. نتایج حاصل از مطالعات تحلیل نیروهای موج وارد بر سازه بین عمل امواج ناشکنا، شکنا و شکسته باید فرق گذاشته شود. نیروهای ناشی از امواج ناشکنا به صورت هیدرواستاتیک در نظر گرفته می‌شوند. امواج شکسته و شکنا یک نیروی اضافه ناشی از اثرات دینامیکی آب متلاطم و فشار توده هوای به دام افتاده به سازه وارد می‌کنند. که ممکن است نیروهای دینامیک بیش از نیروهای هیدرواستاتیک باشند. لذا نیروهای بیشتری در طراحی سازه‌های در معرض امواج شکنا نسبت به سازه‌های فقط در معرض امواج ناشکنا لحاظ می‌شود.

$$w_n = \frac{(2n-1)pc}{2h} \quad [10]$$

در روابط فوق a نسبت شتاب ماکزیمم افقی زمین به شتاب ثقل، c سرعت امواج فشاری در آب، w_n فرکانس طبیعی مد n ام مخزن، \bar{w} فرکانس زمین لرزه و h عمق آب می‌باشند.

پس از آن، وسترگاد به جای سری نشان داده شده در معادله [6] رابطه زیر را برای توزیع فشار ماکزیمم (با در نظر گرفتن $T=1\text{sec}$) پیشنهاد کرد:

$$P_{\max} = \frac{7}{8} rag \sqrt{hy} \quad [11]$$

فشار ماکزیمم در زمان‌های $t=T, 2T, \dots$ می‌باشد. مطالعات نشان می‌دهد که برای اعماق کمتر از 50 متر اعتبار این فرمول زیاد است اما برای آب عمیق این رابطه معتبر نیست (وسترگاد 1933، بیانک 2000)

روند بررسی عملکرد آبشکن‌ها در مقابل نیروی زلزله و امواج

در این تحقیق مدل طولی آبشکن ساخته شده برای حفاظت از ساحل امیرآباد دریای خزر با مقاطع مختلف در امتداد طولی، به ازای پارامترهای مختلف مبنای بررسی قرار گرفته است. پروفیل طولی در شکل 1 و مقطع عرضی در اشکال 2 الی 7 نشان داده شده‌اند. در تهیه مدل برای بررسی پاسخ سازه (تنش‌ها و تغییر مکان‌های ماکزیمم) از نرم افزار اجزا محدود آباکوس 6/8 استفاده شده است. در مدلسازی این سازه بعلت وجود گوشه‌های تیز، از المان 3 گره‌ای $CPE3^1$ استفاده شده است. در این مدلسازی مشبندی بصورت یکنواخت در نظر گرفته شده است، که البته برای دقت بیشتر بایستی در گوشه‌های تیز از المانهای بیشتری استفاده شود. اتصال سازه و بستر ساحل بصورت گیردار می‌باشد. چون طول آبشکن نسبت به ابعاد مقطع عرضی آن بزرگتر می‌باشد می‌توان مساله را بصورت کرنش صفحه ای و دو بعدی در نظر گرفت. همچنین با توجه به چسبندگی بین مواد آبشکن و مد نظر بودن رفتار ماکروسکوپی آن، می‌توان آنرا همگن فرض نمود

که در آن فشار دینامیک حداکثر، H_b ارتفاع موج شکن، d_s عمق آب در پنجه دیوار، D عمق به فاصله یک طول موج از جلوی دیوار و L_D طول موج در عمق آب D هستند. فشار بطور سهموی از p_m در سطح آب تا صفر در فاصله $H_b/2$ در بالا و پایین سطح آب کاهش می‌یابد (مینیکین 1963).

معمولاً سازه‌های ساحلی در جایی واقع می‌شوند که امواج حتی در شرایط طوفان شدید و مد قبل از برخورد با سازه می‌شکنند. با استفاده از رابطه تقریبی $c = \sqrt{g \times d_b}$ برای سرعت انتشار موج که در آن c سرعت انتشار موج، g شتاب ثقل و d_b عمق آب در محل شکست موج می‌باشد، می‌توان فشارهای موج وارد بر دیوار را به طور تقریبی به صورت زیر تعیین کرد. بخش دینامیک فشار عبارت است از :

$$P_m = \frac{gc^2}{2g} = \frac{gd_b}{2} \quad [4]$$

که در آن g وزن مخصوص آب است (چگینی 1377).

نیروی زلزله

برای محاسبه نیروی هیدرو دینامیکی زلزله وارد بر سازه از روش وسترگاد استفاده شده که در این روش فرض بر اینست که شتاب پایه اعمال شده در امتداد مخزن به صورت زیر می‌باشد:

$$\ddot{x} = a.g.\cos(\bar{\omega}t) \quad [5]$$

در نتیجه با حل معادله دیفرانسیل هلمهولتز و شرایط مرزی حاکم بر امواج فشاری هیدرو دینامیک در محیط مخزن پاسخ زیر را بدست آورد:

$$P(x, y, t) = \frac{4rag}{p} \times$$

$$\sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{(2n-1)q_n} \cdot \exp(-q_n x) \cdot \cos(k_n y) \cdot \cos(\bar{\omega}t) \quad [6]$$

که در رابطه بالا:

$$q_n = k_n c_n \quad [7]$$

$$c_n = \sqrt{1 - \left(\frac{\bar{w}}{w_n}\right)^2} \quad [8]$$

$$k_n = \frac{w_n}{c} \quad [9]$$

¹ Continued plain-strain element

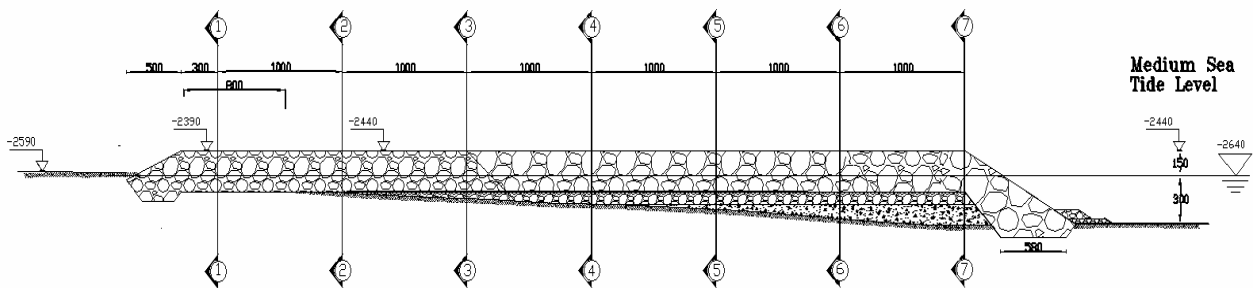
و اثر آب را در داخل بدنه آبشکن بصورت وزن مخصوص اشباع در نظر گرفت. در این مساله از تنش فون مایسز برای مقایسه تنشها استفاده شده است. طبق تعریف تنش فون مایسز در هر نقطه گوس در حالت سه بعدی بفرم زیر تعریف می شود:

$$\frac{1}{2}[(s_1 - s_2)^2 + (s_2 - s_3)^2 + (s_3 - s_1)^2] \quad [12]$$

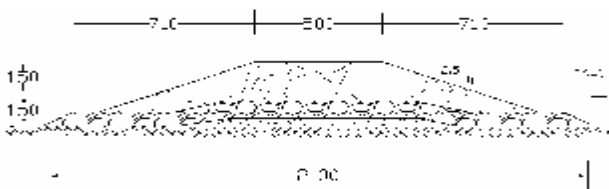
در حالت کرنش صفحه ای که $\sigma_3 = 0$ است معیار فون مایسز بفرم زیر در می آید:

$$s_1^2 - s_1 s_2 + s_2^2 \quad [13]$$

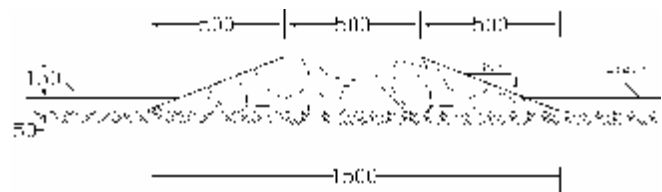
این تنشها در گره ها میانگین گیری شده و با یک ضریب 75 درصد نمایش داده می شوند (منوال آباکوس 2008). تغییر مکان ماکزیمم و تنش فون مایسز برای 5 نوع بارگذاری مختلف برای تمام مقاطع محاسبه و ارائه می شود.



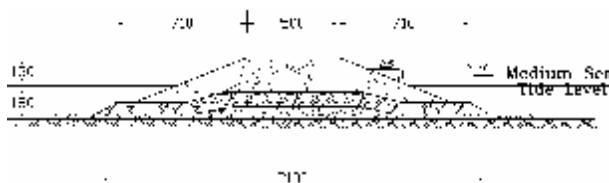
شکل 1- مقطع طولی آبشکن ساحل امیرآباد دریای خزر



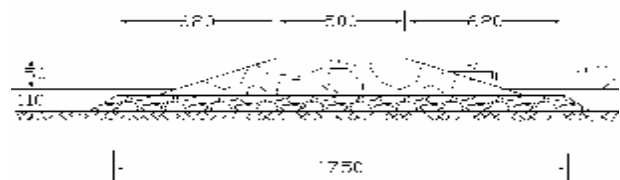
شکل 4- مقطع عرضی 4-3



شکل 2- مقطع عرضی 2-1



شکل 5- مقطع عرضی 5-4



شکل 3- مقطع عرضی 3-2

فشار هیدرواستاتیک (در خلاف جهت) + نیروی زلزله (در خلاف جهت).

2- بار وزن + زیرفشار + موج با ارتفاع 2 متری (در یک جهت) + نیروی هیدرودینامیک (در خلاف جهت) + فشار هیدرواستاتیک (در یک جهت) + نیروی زلزله (در یک جهت).

3- بار وزن + زیرفشار + نیروی هیدرودینامیک (در یک جهت) + فشار هیدرواستاتیک (در خلاف جهت) + نیروی زلزله (در خلاف جهت).

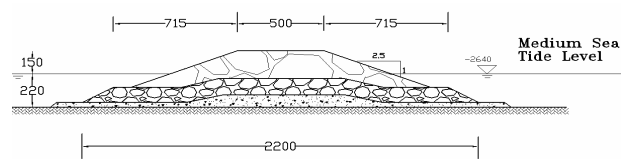
4- بار وزن + زیرفشار + نیروی هیدرودینامیک (در خلاف جهت) + فشار هیدرواستاتیک (در یک جهت) + نیروی زلزله (در یک جهت).

5- بار وزن + زیرفشار + فشار هیدرواستاتیک (دوطرف) + موج با ارتفاع 5 متری (در یک جهت).

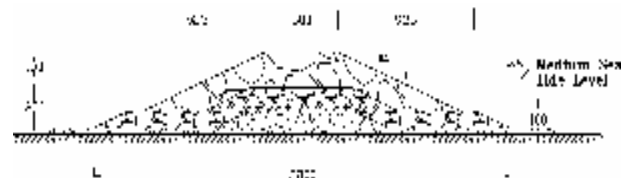
نتایج و بحث

بررسی تنش‌های فون مایسز

آنالیزها تحت اثر بارگذاری‌های مختلف انجام شد و برای مثال در شکلهای 8 و 9 فقط به کانتورهای تنش در مقاطع 1-2 و 6-7 حاصل از بارگذاری نوع 1 اشاره شده است. با توجه به این اشکال، ماکزیمم تنش‌ها، در کف، پنجه و لایه آرمور قرار دارند و بصورت تدریجی از کف سازه تا تاج از بزرگی تنش‌ها کاسته می‌شود. شکل 10 منحنی‌های تنش فون مایسز 5 نوع بارگذاری را به ازای فواصل مختلف آبشکن از ساحل را نشان می‌دهد. همانطور که در این شکل دیده می‌شود تنشهای ایجاد شده در طول سازه در مقاطع مختلف به ازای بارگذاری‌های نوع 1 و 2 تقریباً بر هم منطبق می‌باشند و این نشان دهنده آنست که بار موج با ارتفاع 2 متری در مقابل بار زلزله ناچیز می‌باشد. تنشها در همه بارگذاری‌ها در طول سازه روند صعودی دارند و این به دلیل آنست که با امتداد آبشکن به طرف دریا مقاطع بزرگتر بوده و هرچه امواج به طرف ساحل نزدیکتر می‌شوند در طی مسیرشان به کرات شکسته شده و از انرژی آنها کاسته می‌شود.



شکل 6- مقطع عرضی 5-6

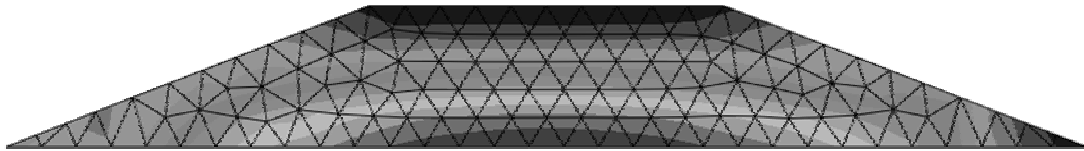
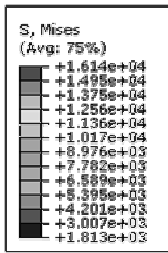


شکل 7- مقطع عرضی 6-7

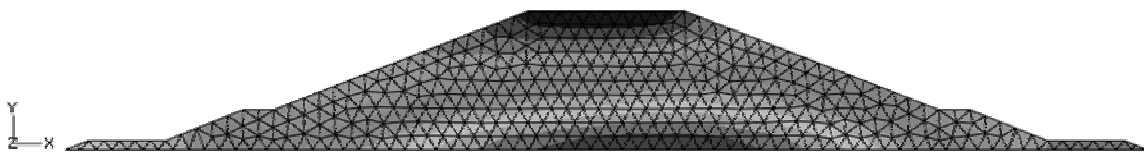
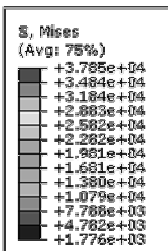
همانطور که در اشکال بالا مشاهده می‌شود، طول آبشکن 60 متر است و دارای شیب عرضی 1:2/5 می‌باشد. 6 مقطع در طول آبشکن به فواصل 10 متری مورد مطالعه و بررسی قرار گرفته است. با امتداد آبشکن به طرف دریا سطح مقطع و عمق آب افزایش می‌یابد و عمق آب در نوک آبشکن به 3 متر می‌رسد. بر اساس مطالعات انجام شده قبلی، ارتفاع موج مشخصه در دریای خزر 2 الی 3 متر با پریود مشخصه حدود 10 ثانیه و ارتفاع حداکثر موج در آب عمیق حدود 5 متر و پریود حداکثر حدود 14 ثانیه می‌باشد و امواج وارد بر سازه، در بحرانی‌ترین حالت یعنی عمود بر سازه در نظر گرفته شده است (بی‌نام 1384). شتاب ماکزیمم برای نوار ساحلی دریای خزر طبق آیین نامه 2800 برابر با $0/3g$ می‌باشد. و به این علت که ارتفاع این آبشکن حداکثر به $4/5$ متر می‌رسد و در این ارتفاع اثرات دینامیکی زیاد نیست و در استانداردها نیز به آن اشاره شده است در نتیجه در این مطالعه از تحلیل شبه استاتیکی استفاده شده است. بارهای وارد بر سازه شامل فشار هیدرواستاتیک آب، زیرفشار¹، نیروی هیدرودینامیک، نیروی زلزله، وزن سازه و فشار امواج می‌باشد که ترکیبات این بارگذاریها به صورت زیر در نظر گرفته شده است:

1- بار وزن + زیرفشار + موج با ارتفاع 2 متری (در یک جهت) + نیروی هیدرودینامیک (در یک جهت) +

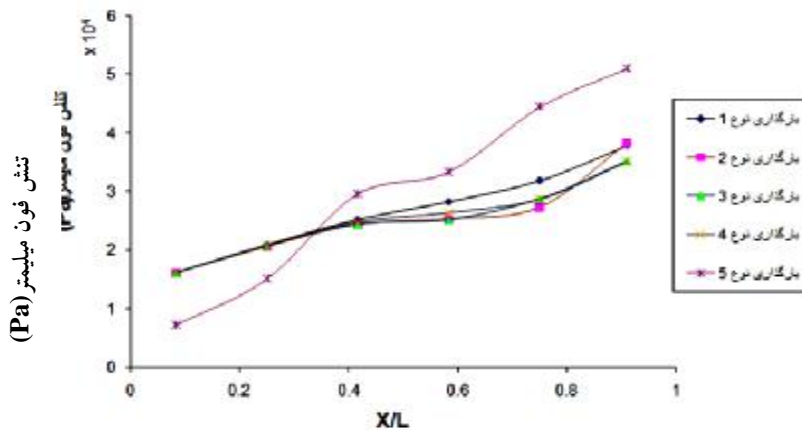
¹ Uplift



شکل 8- تنش فون مایسز در مقطع 2-1 حاصل از بارگذاری 1



شکل 9- تنش فون مایسز در مقطع 7-6 حاصل از بارگذاری 1



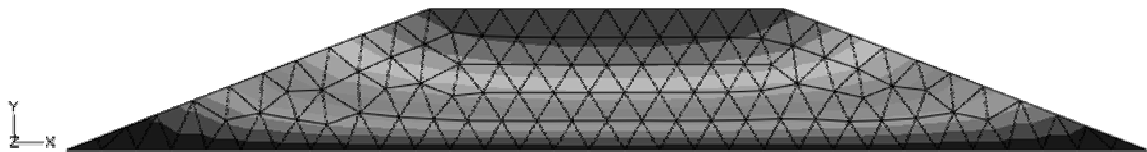
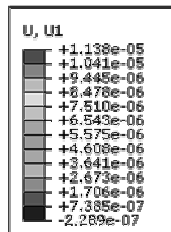
شکل 10- تنشهای ماکزیمم فون مایسز در مقاطع مختلف

طول سازه به طرف دریا بر مقدار آنها افزوده شده و همگی باعث افزایش تنشها در طول آبشکن می گردند. بنابراین تاثیر این بارها به دلیل مشترک بودن در هر

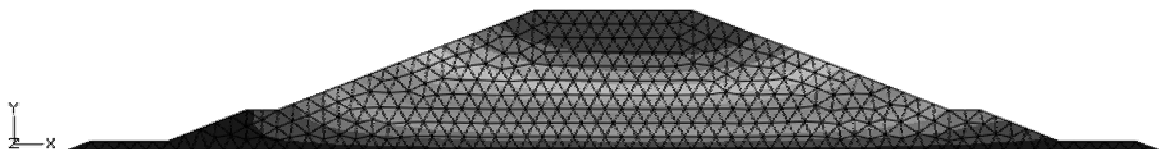
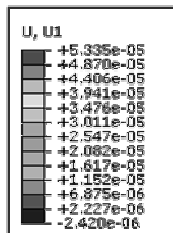
همانگونه که قبلاً هم ذکر شد در هر 5 نوع بارگذاری، بارهای وزن، فشار uplift و فشار هیدرواستاتیک مشترک می باشند و بدیهیست که هر کدام از اینها در

بررسی تغییر مکان‌های افقی و قائم در شکل‌های 11 الی 14 کانتورهای تغییر مکان‌های افقی و قائم در مقاطع 1-2 و 6-7 حاصل از بارگذاری نوع 1 نشان داده شده است. همانطور که در این اشکال ملاحظه می‌شود تغییر مکان افقی ماکزیمم در تاج آبخش می‌باشد و بصورت تدریجی از تاج تا کف سازه از بزرگی تغییر مکانها کاسته می‌شود. تغییر مکان‌های قائم نیز در لایه‌های آرمور بیشتر و از لایه آرمور به طرف هسته از مقادیر آنها کاسته می‌شود.

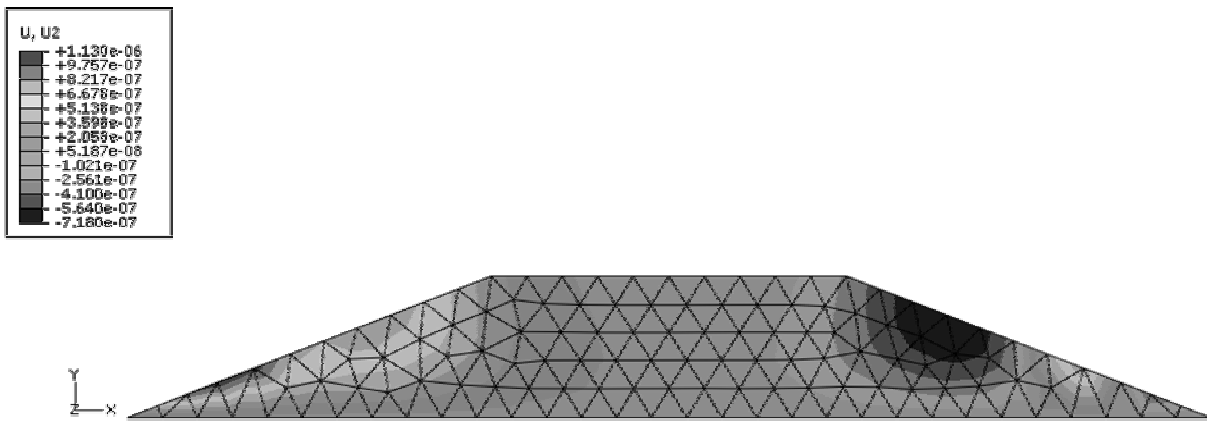
نوع 5 بارگذاری، یکسان می‌باشند. همانطور که در شکل 10 ملاحظه می‌شود، در فاصله $0 < \frac{X}{L} < \frac{1}{3}$ تنش‌های حاصل از بارگذاری‌های نوع 1 الی 4 در مقایسه با تنش‌های حاصل از بارگذاری نوع 5 از مقدار بیشتری برخوردار می‌باشد. در فاصله $\frac{1}{3} < \frac{X}{L} < 1$ تنش‌های حاصل از بارگذاری نوع 5 از بارگذاری‌های نوع 1 الی 4 بیشتر می‌باشد.



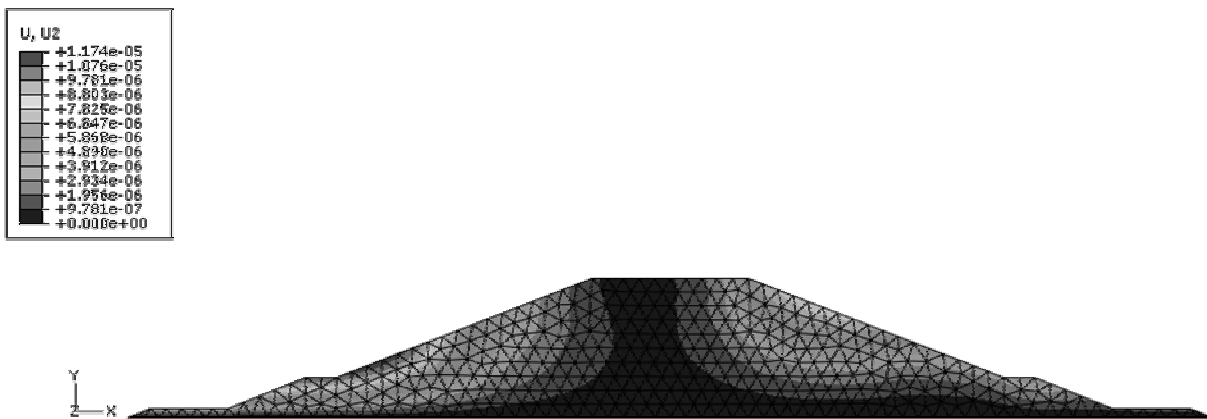
شکل 11- تغییر مکان افقی در مقطع 1-2 حاصل از بارگذاری نوع 1



شکل 12- تغییر مکان افقی در مقطع 6-7 حاصل از بارگذاری نوع 1



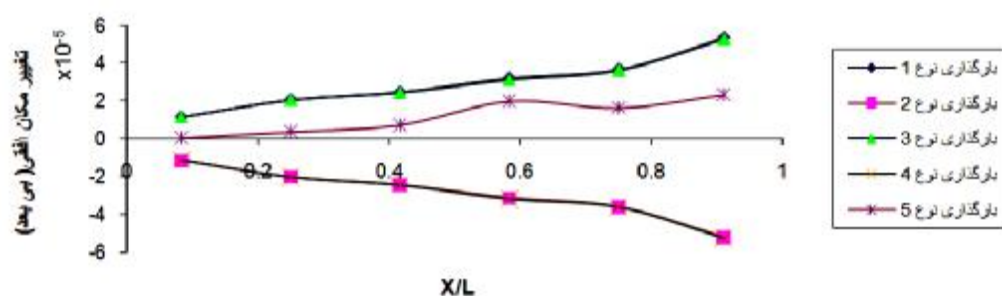
شکل 13- تغییر مکان قائم در مقطع 1-2 حاصل از بارگذاری نوع 1



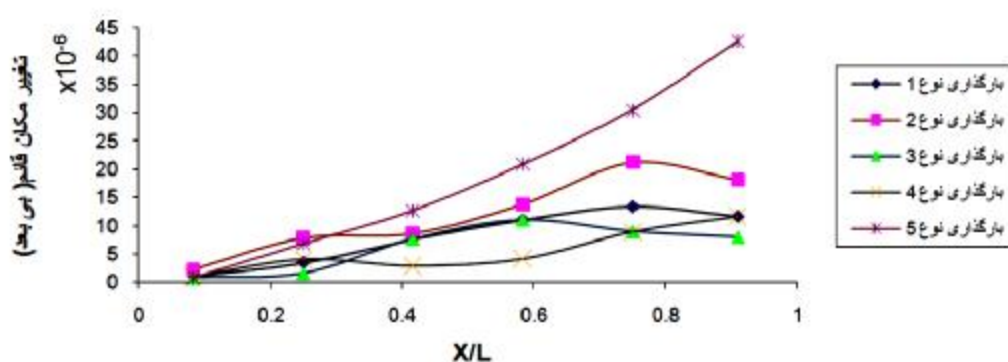
شکل 14- تغییر مکان قائم در مقطع 6-7 حاصل از بارگذاری نوع 1

بارگذاری نوع 5 بیشتر می‌باشند و این نشان می‌دهد که تاثیر بار زلزله بر تغییر مکان‌های افقی بیش از بار موج حداکثر، می‌باشد. تغییر مکان‌های قائم حاصل از بارگذاری‌های نوع 1، 2، 3 و 4 تقریباً نزدیک به هم هستند و از تغییر مکان‌های قائم حاصل از بارگذاری نوع 5 کمتر می‌باشند و این نشان می‌دهد که تاثیر بار موج حداکثر بر تغییر مکان‌های قائم بیش از بار زلزله می‌باشد.

در شکل 15 و 16 بترتیب منحنی‌های مربوط به تغییر مکان افقی و منحنی‌های مربوط به تغییر مکان قائم در مقاطع مختلف تحت اثر بارگذاری‌های مختلف ترسیم شده است. البته تغییر مکان‌های هر مقطع با تقسیم به ارتفاع آن مقطع بی بعد شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود مقدار تغییر مکان‌ها با افزایش عمق آب و با افزایش ارتفاع آبشکن، افزایش می‌یابد. تغییر مکان‌های افقی حاصل از بارگذاری‌های نوع 1، 2، 3 و 4 تقریباً برابر هستند و از تغییر مکان‌های افقی حاصل از

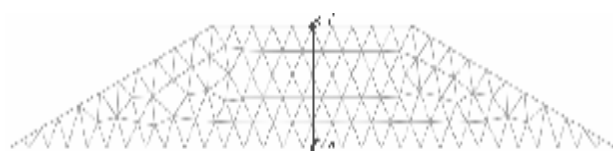


شکل 15- تغییر مکان‌های ماکزیمم افقی در مقاطع مختلف



شکل 16- تغییر مکان‌های ماکزیمم قائم در مقاطع مختلف

موج حداکثر در آنجا وارد می‌شود. مقدار تنش به ازای بارگذاری نوع 5 از مقطع 1-2 به سمت مقطع 6-7 روند افزایشی دارد.



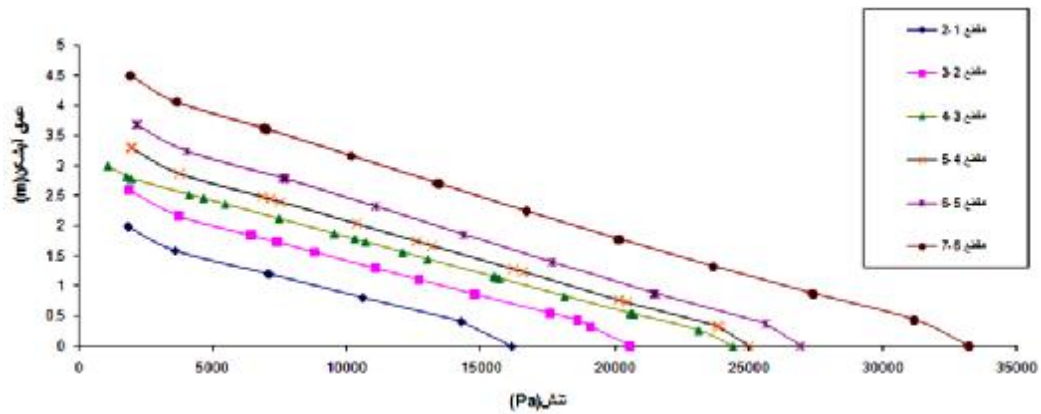
شکل 17- مقطع عبوری از هسته



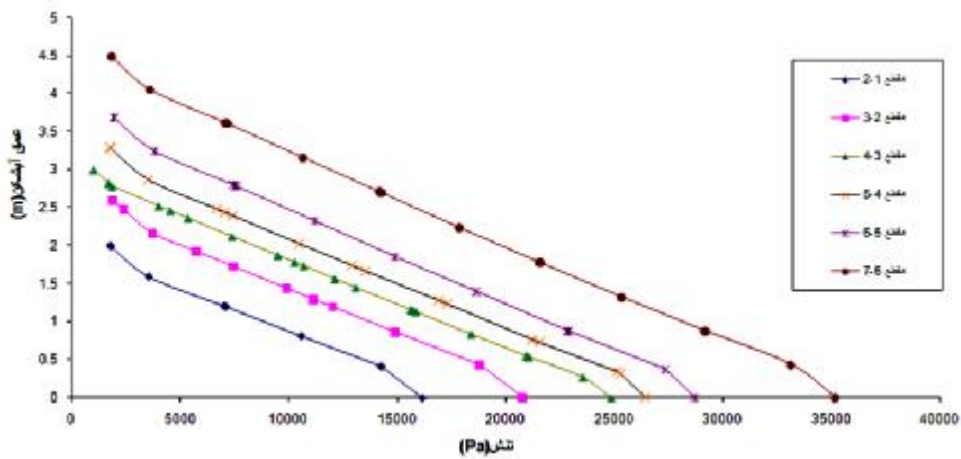
شکل 18- مقطع عبوری از آرمور

بررسی تنش‌ها در هسته و لایه آرمور

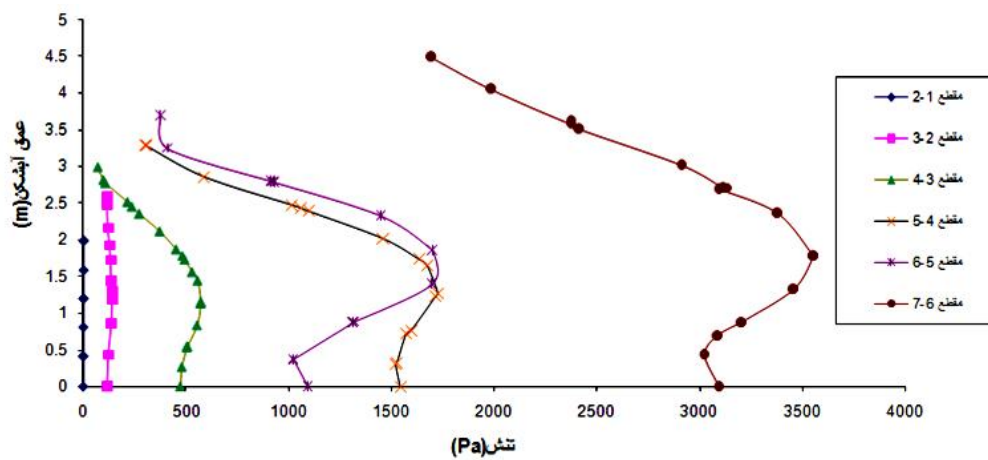
شکل‌های 17 و 18 مقاطع عبوری از هسته و لایه آرمور را نشان می‌دهد که در این بخش به بررسی تنش‌های ایجاد شده در این مقاطع پرداخته می‌شود. اشکال 19، 20 و 21 بترتیب تنش در هسته‌های مقاطع 1-2 الی 6-7 را در اثر بارگذاریهای نوع 2، 4 و 5 نشان می‌دهند. البته در این شکل‌ها مبنای عمق از کف آبشکن در نظر گرفته شده است. همانگونه که در شکل‌های 19 و 20 ملاحظه می‌شود تنش در هسته حاصل از بارگذاری نوع 2 در کف آبشکن، حداکثر و در تاج آن حداقل می‌باشد و با پیشروی بسمت مقطع 6-7، تنش‌های ایجاد شده افزایش می‌یابند. در شکل 21 دیده می‌شود که مقدار تنش از کف آبشکن به سمت تاج آبشکن، بصورت تدریجی افزایش و سپس کاهش می‌یابد که این حداکثر تنش درست در ارتفاعی از آبشکن قرار دارد که



شکل 19- تنش فون مایسز در هسته‌های مقاطع 2-1 الی 7-6 حاصل از بارگذاری نوع 2



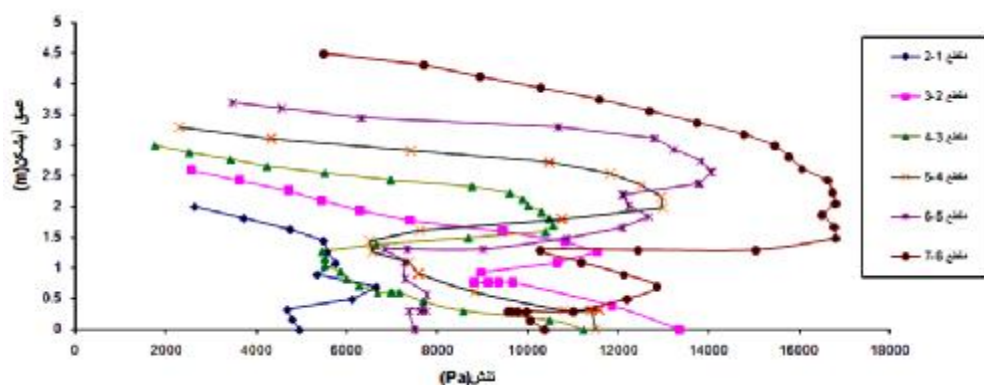
شکل 20- تنش فون مایسز در هسته‌های مقاطع 2-1 الی 7-6 حاصل از بارگذاری نوع 4



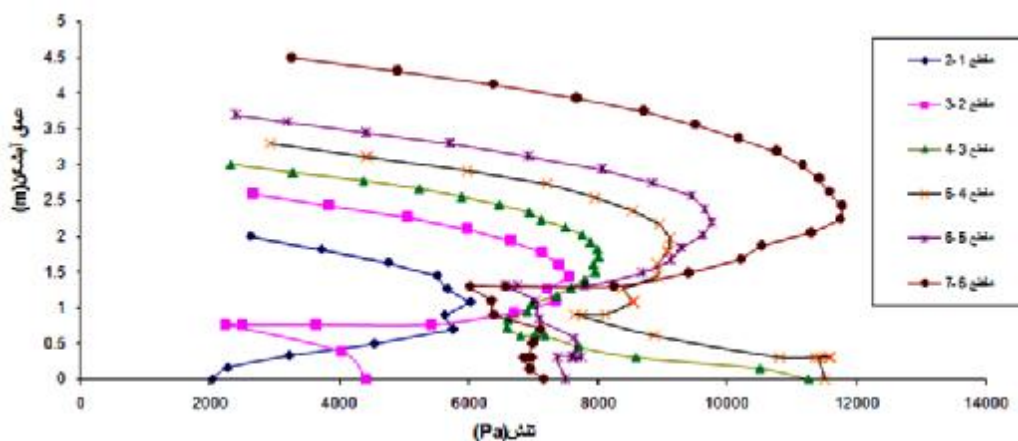
شکل 21- تنش فون مایسز در هسته‌های مقاطع 2-1 الی 7-6 حاصل از بارگذاری نوع 5

ناگهانی سطح مقطع در آن وجود دارد، مقادیر تنش بطور ناگهانی تغییر می‌یابند و باعث بوجود آمدن تمرکز تنش در این نواحی می‌گردند که لازم است در طراحی به این نکته توجه ویژه گردد.

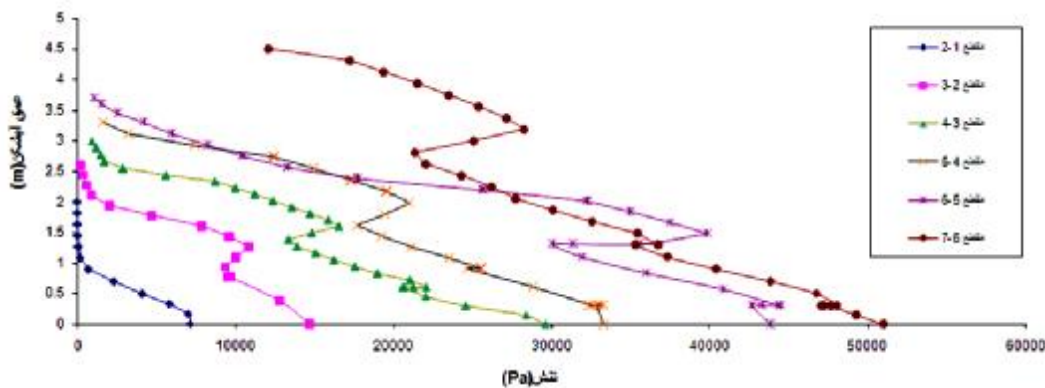
اشکال 22 الی 24 بترتیب تنش در لایه‌های آرمور مقاطع 2-1 الی 7-6 را در اثر بارگذاریهای نوع 2، 4 و 5 نشان می‌دهند. همانگونه که در این اشکال دیده می‌شود با پیشروی بسمت مقطع 7-6 تنشهای ایجاد شده افزایش می‌یابند و در قسمت‌هایی از ارتفاع سازه که تغییر



شکل 22- تنش فون مایسز در لایه‌های آرمور مقاطع 2-1 الی 7-6 حاصل از بارگذاری نوع 2



شکل 23- تنش فون مایسز در لایه‌های آرمور مقاطع 2-1 الی 7-6 حاصل از بارگذاری نوع 4



شکل 24- تنش فون مایسز در لایه‌های آرمور مقاطع 2-1 الی 7-6 حاصل از بارگذاری نوع 5

نتیجه‌گیری

است و از لایه آرمور به طرف هسته از مقدار آنها کاسته می‌شود.

5- تغییر مکانهای افقی حاصل از بارهای موج مشخصه و زلزله تقریباً برابر هستند و از تغییر مکانهای افقی حاصل از بار موج حداکثر، بیشتر می‌باشند. تغییر مکانهای قائم حاصل از بارهای موج مشخصه و زلزله تقریباً برابر هستند و از تغییر مکانهای افقی حاصل از بار موج حداکثر کمتر هستند.

6- مقدار تنش در هسته ناشی از بار موج مشخصه و زلزله، در کف آبشکن، حداکثر و در تاج آن حداقل می‌باشد که حداکثر تنش درست در قسمتی از آبشکن قرار دارد که موج حداکثر در آنجا وارد می‌شود. مقدار تنش در جایی از ارتفاع سازه که تغییر ناگهانی سطح مقطع در آن وجود دارد، بطور ناگهانی تغییر می‌یابد و باعث بوجود آمدن تمرکز تنش در این نواحی می‌گردد که لازم است در طراحی به این نکته توجه ویژه گردد.

1- در همه بارگذاریهای تحقیق حاضر ماکزیم تنش‌ها، در کف، پنجه و لایه آرمور واقع شده‌اند و بصورت تدریجی از کف سازه تا تاج از بزرگی‌شان کاسته می‌شود و تنش‌ها در همه بارگذاری‌ها در طول سازه بسمت دریا بر مقدارشان افزوده می‌شود.

2- تنش ناشی از بار موج مشخصه در مقایسه با بار زلزله، روی آبشکن‌ها ناچیز می‌باشد.

3- فاصله $0 < \frac{X}{L} < \frac{1}{3}$ تنش‌های حاصل از بارگذاریهای موج مشخصه و زلزله نسبت به دیگر بارگذاری‌ها از مقادیر بیشتری برخوردار می‌باشند. در فاصله $\frac{1}{3} < \frac{X}{L} < 1$ تنش‌های حاصل از بار موج حداکثر از مقادیر بیشتری برخوردار هستند.

4- تحت بارگذاریهای مختلف، بیشترین تغییر مکان‌های افقی در تاج آبشکن بوده و بصورت تدریجی از تاج تا کف سازه از بزرگی‌شان کاسته می‌شود. و تغییر مکانهای قائم در لایه‌های آرمور بیشتر از نقاط دیگر

منابع مورد استفاده

چگینی و. 1377. راهنمای طراحی موج شکن‌ها. جلد دوم مجموعه کتابهای مهندسی دریا 2. شرکت جهاد تحقیقات آب و آبخیز داری.

بی‌نام، 1384. فاز مطالعاتی طرح محافظت از ساحل دهنه سر کياشهر دهنه سر سفیدرود. مشاور طراحان محیط خزر، کارفرما شرکت سهامی آب منطقه ای استان گیلان.

Abaqus User's Manual, 2008. Version 6.8.

Goda Y, 2000. Random Seas and Design of Maritime Structures. World Scientific Publishing Co.

Isebe D, Azerad P, Mohammadi B and Bouchette F, 2008. Optimal shape design of defense structures for minimizing short wave impact. Coast Eng 55: 35–46.

Lee KH, Mizutani N, 2008. Experimental study on scour occurring at a vertical impermeable submerged breakwater. Appl Ocean Res 30 (2): 92–99.

Losada IJ, Lara IJ and Guanche R, 2008. Numerical analysis of wave overtopping of rubble mound breakwaters. Coast Eng 55: 47–62.

- Mohammadi B and Pironneau O, 2001. Applied Shape Optimization for Fluids. Oxford University Press. London
- Myrhaug D and Ong MC, 2009. Random wave-induced scour at the trunk section of a breakwater Coast Eng 56: 688–692.
- Minikin RR, 1963. Winds, waves and maritime structures. Studies in Harbor Making and in the Protection of Coasts, 2nd Rev. Ed., Griffin, London.
- Ozbahceci BO and Ergin A, 2008. Design weight of armour stone considering the effect of extreme waves. Ocean Eng 35: 393–399.
- Pienc, 2000. Seismic Design Guideline for Port Structures. Working Group No.34 of Maritime Navigation Commission, International Navigation Association.
- Rundgren L, 1958. Water wave forces. Bulletin No.54, Royal Inst. of Tech., Division of Hydraulics, Stockholm, Sweden.
- Vidal C, Medina R and Lomonaco P, 2006. Wave height parameter for damage description of rubble-mound breakwaters. Coast Eng 53: 711–722.
- Van der Meer JW, Verhaeghe H and Steendam GJ, 2009. The new wave overtopping database for coastal structures. Coast Eng 56: 108–120.
- Westergaard HM, 1933. Water pressures on dams during earthquakes. Transactions, ASCE 98: 418-433
- Zyserman, JA, Johnson HK, Zanuttigh B and Martinelli L, 2005. Analysis of far-field erosion induced by low-crested rubble-mound structures. Coast Eng 52: 977–994.