

رسالة محمد



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

گروه سازه

بررسی رفتار اسکله های شمع و عرشه احداث شده بر روی بستر شیب دار

دانشجو : امیر خیری ۸۹۱۸۱۷۴

اساتید راهنما :

دکتر فرشید جندقی علایی

دکتر مهدی عجمی

استاد مشاور :

دکتر سید مهدی حسینی

پایان نامه جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

ماه و سال انتشار : شهریور ۱۳۹۲



مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۶)

بسمه تعالی

شماره :

تاریخ :

ویرایش :

### فرم صورتجلسه دفاع از پایان نامه تحصیلی دوره کارشناسی ارشد

با تأییدات خداوند متعال و با استعانت از حضرت ولی عصر (عج) ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای امیر خیری رشته عمران گرایش سازه تحت عنوان: بررسی رفتار اسکله های شمع و عرشه احداث شده بروی بستر شیبدار که در تاریخ ۹۲/۶/۲۵ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

<input type="checkbox"/> قبول (با درجه : ۱۹.۳۵ - امتیاز ۱۸.۵۵)	<input type="checkbox"/> دفاع مجدد	<input type="checkbox"/> مردود
--	------------------------------------	--------------------------------

۱- عالی (۲۰-۱۹)      ۲- بسیار خوب (۱۸-۱۸/۹۹)

۳- خوب (۱۷/۹۹-۱۶)      ۴- قابل قبول (۱۵/۹۹-۱۴)      ۵- نمره کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنما اول	دکتر فرشید علایی	استاد یار	
۲- استاد راهنما دوم	دکتر مهدی عجمی	استاد یار	
۳- استاد مشاور	دکتر سید مهدی حسینی	استاد یار	
۴- نماینده شورای تحصیلات تکمیلی	دکتر مهدی طلیحی	استاد یار	
۵- استاد ممتحن	دکتر امیر عباس عابدینی	استاد یار	
۶- استاد ممتحن	دکتر سید مهدی توکلی	استاد یار	

رئیس دانشکده : احمد احمدی

تقدیم بہ پدر و مادر عزیزم

## تشکر و قدردانی

اکنون که دگربار در آستانه فراغت از تحصیل قرار گرفته ام خداوند را به خطر تمامی نعمت ها و موقعیت هایی که به من موهبت کرده و خود را شایسته آن ها نمی بینم، شاکر هستم و امید دارم بتوانم در مقام عمل نیز با حرکت در مسیر رضای او در ورای الفاظ و لسان هم شکرگزار او باشم.

در این فرصت لازم می دانم از عزیزانی که در خلال انجام این پایان نامه از کمک ها و راهنمایی هایشان بهره مند شدم، تشکر کنم.

از استاد عزیز و گرانقدر جناب آقای دکتر علایی به خاطر زحماتی که در طول انجام این تحقیق متحمل شدند و در تمام مراحل با وقت گذاری ها، تلاش ها و همکاریشان پیشرفت کار را فراهم کردند، تشکر می کنم. در طول مدتی که افتخار شاگردی ایشان را داشتم در کنار مطالب علمی، نکات ارزشمند و تجربیات مفید بسیاری از منش و رفتار ایشان آموختم.

همچنین از استاد و دوست عزیز جناب آقای دکتر عجمی به خاطر مساعدت ها و راهنمایی هایشان و نیز فتح بابی که در زمینه سازه های دریایی در دانشکده عمران دانشگاه شاهرود انجام دادند، تشکر می نمایم.

از جناب آقای دکتر حسینی که زحمت مشاوره پایان نامه را به عهده داشتند و در آشنایی با مسائل ژئوتکنیکی راهنمایی های ارزنده ای نمودند کمال تشکر را دارم.

در مدت انجام تحقیق، برای آشنایی با جوانب موضوع و پیدا کردن دید نسبت به روند طراحی سازه های دریایی و مسایل مربوطه به آن، ضروری بود تا با مهندسین با تجربه مشورت هایی داشته باشم. از مهندس جواد رضوان دوست عزیز، مهندس آرش آشور، مهندس عدل، دکتر شفیع فر، دکتر آقا کوچک،

دکتر فاخر، مهندس رامین تقی نژاد، مهندس میرزایی و ... به خاطر زحماتی که کشیدند و همچنین منابع ارزشمندی که در اختیار اینجانب قرار دادند کمال تشکر را دارم.

از شرکت مشاور پویا طرح پارس نیز به دلیل منابع مفیدی که در زمینه پروژه های اسکله های پرکننده بندر بوشهر و بندر شیخ در اختیارم قرار دادند سپاسگذارم.

از پرسنل کتابخانه دانشکده فنی دانشگاه تهران به دلیل مساعدت برای دسترسی به پایان نامه های مرتبط با موضوع، تشکر می کنم.

به دلیل محدودیت هایی که در دسترسی به منابع و مقالات به روز وجود داشت عزیزانی از خارج از کشور زحمت تهیه برخی از منابع را متقبل شدند. از مهندس رحیمی از دانشگاه اوهایو، مهندس معماری از دانشگاه کلرادو و دکتر مک کالوف از دانشگاه اورگون کمال تشکر را دارم.

همچنین از دوست عزیزم مهندس علی نقی زاده که در آموزش نرم افزار Abaqus و مدل سازی اندرکنش خاک و سازه کمک های شایانی به اینجانب نمود، سپاس فراوان دارم.

در نهایت از خانواده عزیز و پدر و مادر مهربانم که در تمام مراحل زندگی دلسوزانه، فداکارانه و صبورانه از هیچ تلاشی و همکاری برای تربیت و فراهم کردن زمینه ای پیشرفتم کوتاهی نکردند تشکر می نمایم. امیدوارم خداوند گوهر وجود و رضایت این عزیزان را از من سلب ننماید.

همچنین از تمامی معلمین دلسوز و استایید محترم و فداکارم که در رشد، تربیت و بالندگی من در تمام مراحل تحصیل نقش کلیدی و مؤثری داشتند و خود را وام دار آن ها می دانم، قدر دانم.

امیدوارم این تحقیق پاسخگوی زحمات همه این عزیزان باشد و با انجام آن کمک هر چند کوچکی به جامعه علمی و مهندسی کشور کرده باشم.

# تعهد نامه

اینجانب **امیر خیری** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته **سازه** دانشکده **مهندسی عمران** دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه "**بررسی اسکله های شمع و عرشه احداث شده بر روی بستر شیب دار**" تحت راهنمایی **دکتر علایی و دکتر عجمی** متعهد می شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است .
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است .
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است .
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید .
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده ( یا یافتهای آنها ) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است .
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است .

## تاریخ

### امضای دانشجو

#### مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است ) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود .
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

## چکیده

بنادر یکی از گلوگاه های مهم اقتصادی، نظامی و سیاسی محسوب می شوند. این موضوع سازه های بندری را جزء سازه های با اهمیت ویژه قرار می دهد که تأثیر بسزایی در ادامه حیات کشورها دارند.

در میان سازه های ساحلی، اسکله ها به جهت کاربردهای فراوان از جمله تأمین دسترسی خشکی به دریا، پهلوگیری و مهاربندی شناورها و نیز ایجاد دیوار نگهدارنده برای خاکریز ساحل اهمیت ویژه ای دارند.

اسکله های شمع و عرشه به دلایل متعدد به گزینه ای بسیار متداول و مطلوب در نقاط مختلف دنیا تبدیل شده اند. امروزه هزینه ناچیز حمل و نقل دریایی در مقایسه با سایر روش های حمل و نقل بر کسی پوشیده نیست. کشور ایران نیز از موهبت الهی دسترسی وسیع به دریا از شمال و جنوب به خوبی استفاده کرده است. به دلیل در دسترس بودن امکانات و تجهیزات اجرایی و شرایط محیطی مناسب و دانش فنی کافی، اسکله های شمع و عرشه فراوانی جهت تأمین نیازهای بازرگانی، نفتی، صنعتی، صیادی و تفریحی کشور احداث شده اند.

لرزه خیزی بالای کشورمان و همچنین اهمیت اسکله ها در ادامه حیات کشور، توجه به این سازه ها و تحقیق و پژوهش در مورد آن ها و بررسی رفتار آن ها با آخرین دستاوردهای مهندسی را ایجاب می کند.

در این پژوهش رفتار یک اسکله شمع و عرشه احداث شده بر روی بستر شیب دار با اسکله واقع بر بستر صاف مقایسه گردیده است. اکثر اسکله های شمع و عرشه خصوصاً اسکله های موازی ساحل، چه بر بستر دریا احداث شوند و چه بر روی موج شکن، بر روی بستر شیب دار قرار می گیرند. در حالی که در طراحی پروژه- های بندری، این شیب لحاظ نشده و به جهت سهولت کار، بستر افقی فرض می شود. شیب بستر هم در پاسخ سازه در مقابل بارهای جانبی (جهت اعمال بار از خشکی به دریا و بالعکس) و همچنین ایجاد دیوار نگهدارنده و کنترل جابه جایی ها اهمیت بسزایی دارد.

یکی دیگر از اهداف پایان نامه در نظر گرفتن طول متفاوت برای شمع های واقع بر بستر شیب دار و مقایسه با حالتی است که تمام شمع ها دارای طول برابر باشند. به دلیل آن که طول گیرداری و فرورفت شمع در خاک تابع ابعاد و جنس شمع و همچنین جنس خاک بستر می باشد، شمع های قرار گرفته در بالای شیب باید طول کوتاهتری نسبت به شمع های پایین شیب داشته باشند

در این پایان نامه ابتدا اسکله شمع و عرشه پیوست شماره ۴ راهنمای طراحی لرزه ای اسکله ها را در سه حالت واقع بر بستر صاف، دارای شیب ملایم و شیب تند با روش های تحلیلی و دقیق بررسی و مقایسه می نماییم. مدلسازی شمع ها به روش طول گیرداری انجام شده است.



در ادامه اسکله بندر شیف را در همان سه حالت ذکر شده برای شیب بستر و به روش طول گیرداری در نرم افزار SAP2000 مدل سازی و تحلیل کرده و سپس بر روی مدل ها آنالیز استاتیکی غیرخطی فزاینده (پوش آور) انجام شده و منحنی ظرفیت سازه ها، نقطه عملکرد و روند تشکیل مفاصل پلاستیک استخراج و با یکدیگر مقایسه گردیده است.

نتایج مدل سازی به روش طول گیرداری بیانگر کاهش دوره تناوب، افزایش برش پایه، افزایش سختی سازه، افزایش لنگر خمشی شمع های سمت ساحل، ایجاد پیچش در سازه، کاهش شکل پذیری اسکله واقع بر بستر شیب دار در مقایسه با بستر صاف می باشد.

به دلیل عدم تأمین برخی از انتظارات ما توسط نرم افزار SAP2000 و نیاز به در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، در ادامه اسکله ترمینال شماره ۷ بندر اوکلند را به همراه محیط پیوسته خاک اطراف آن در نرم افزار Abaqus مدل سازی کردیم. ابتدا بستر خاکی را صاف و سپس بستر را شیب دار در نظر گرفتیم و در نهایت طول شمع های واقع بر بستر شیب دار را متناسب با شیب، از خشکی به دریا افزایش دادیم. جنس خاک بستر را ابتدا رس سخت فرض کرده و سپس حساسیت نتایج را با نرم کردن خاک بررسی کردیم.

پس از اعمال بار جانبی به صورت استاتیکی فزاینده، نمودار جابه جایی اسکله ها بر حسب نیروی جانبی مدل ها استخراج و با یکدیگر مقایسه شده اند. همچنین بر روی مدل ها تحلیل تنش صورت گرفته است.

اعمال شیب بستر موجب کاهش جابه جایی ها و نیز ایجاد پیچش در اسکله شده و بیشترین مقدار لنگر خمشی به سرشمع های سمت ساحل وارد می شود. زمانی که بستر خاک صاف فرض می شود تمام شمع ها دارای توزیع تنش تقریباً یکسانی هستند و بیشترین مقدار لنگر در محل فرو رفتن شمع ها در خاک ایجاد می شود. میزان جابه جایی عرشه در حالتی که نیرو به سمت پایین شیب اعمال می شود می تواند تا ۲ برابر حالتی باشد که نیرو به سمت بالای شیب اعمال می گردد (به ازای نیروی یکسان). همچنین کاهش طول شمع ها از دریا به سمت خشکی موجب افزایش حدوداً ۲ برابری جابه جایی های اسکله نسبت به زمانی که طول شمع ها برابر است می گردد.

جنس خاک بستر پارامتری است که تأثیر بسزایی در نتایج دارد. با نرم کردن خاک بستر جابه جایی سازه به علت کاهش مقاومت خاک به شدت افزایش می یابد. این امر موجب افزایش لنگرها و تنش های اعضا می گردد. همچنین جابه جایی سازه در مقایسه با خاک سخت، حدوداً ۶ برابر می شود.

## مقالات استخراج شده از پایان نامه

۱. مقاله با عنوان "بررسی رفتار اسکله های شمع و عرشه احداث شده بر روی بستر شیب دار" در چهاردهمین همایش صنایع دریایی که در آذر ماه ۱۳۹۱ در محل سالن اجلاس سران برگزار شد.

در این مقاله یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل در سه حالت واقع بر روی بستر صاف، بستر شیب دار با طول شمع های برابر و بستر شیب دار با طول شمع های نابرابر و به روش فنرهای خطی وینکلر در نرم افزار SAP2000 مدلسازی شد. نوع تحلیل دینامیکی طیفی بوده و اثر خاک بستر از طریق فنرهای خطی لحاظ شده است.

۲. مقاله با عنوان "بررسی عملکرد اسکله های شمع و عرشه احداث شده بر روی بستر شیب دار" در کنفرانس ملی زیر ساخت های حمل و نقل که در بهمن ماه ۱۳۹۱ توسط پژوهشکده حمل و نقل وزارت راه و شهرسازی برگزار شد.

در این مقاله اسکله شمع و عرشه بندر شیخ را به روش طول گیرداری در نرم افزار SAP2000 مدلسازی کردیم. جهت لحاظ کردن شیب بستر، طول گیرداری شمع ها را متناسب با شیب از خشکی به دریا افزایش دادیم و نتایج را با اسکله دارای طول شمع های برابر مقایسه نمودیم. پس از انجام آنالیز پوش آور بر روی مدل ها، نقطه عملکرد و منحنی ظرفیت اسکله ها مطابق با FEMA356 و ATC40 استخراج و با یکدیگر مقایسه گردید.

## فهرست مطالب

### فصل اول: مقدمه

- ۱-۱: طرح موضوع و اهمیت بحث..... ۲
- ۲-۱: ساختار پایان نامه..... ۴

### فصل دوم: آشنایی با اسکله ها

- ۱-۲-۱: انواع سازه های دریایی..... ۸
- ۲-۲-۱: سازه های پهلوگیری ..... ۸
- ۱-۲-۲-۱: انواع اسکله ها از نظر نوع عملکرد..... ۹
- ۲-۲-۲-۱: انواع اسکله ها از نظر نوع کالا..... ۹
- ۳-۲-۲-۱: انواع اسکله ها از نظر نوع سازه..... ۱۰
- ۱-۳-۲-۲-۱: اسکله های بسته..... ۱۰
- ۱-۱-۳-۲-۲-۱: اسکله های وزنی..... ۱۰
- ۱-۱-۳-۲-۲-۲: اسکله های بلوک بتنی..... ۱۱
- ۲-۱-۳-۲-۲-۲: دیوار های بتنی پیش ساخته..... ۱۲
- ۳-۱-۳-۲-۲-۲: صندوقه های بتنی ..... ۱۳
- ۴-۱-۳-۲-۲-۲: دیوارهای سپری سلولی (محفظه ای) ..... ۱۴
- ۵-۱-۳-۲-۲-۲: دیوارهای سپری فولادی دو دیواره..... ۱۵
- ۲-۱-۳-۲-۲-۲: اسکله های سپری..... ۱۶
- ۱-۲-۱-۳-۲-۲-۲: انواع اسکله های سپری از نظر سیستم سازه ای..... ۱۶
- ۱-۱-۲-۱-۳-۲-۲-۲: اسکله های سپری تکی مهار شده..... ۱۶
- ۲-۱-۲-۱-۳-۲-۲-۲: اسکله های سپری طره ای..... ۱۷
- ۳-۱-۲-۱-۳-۲-۲-۲: اسکله های دیوار تکی با عرشه تقویت کننده..... ۱۸

- ۱۹-۲-۳-۱-۲-۲- انواع دیوار های سپری از نظر نوع اجرا و نوع ساخت دیوار..... ۱۹
- ۱۹-۲-۳-۱-۲-۲- دیوارهای سپری بتنی پیش ساخته..... ۱۹
- ۱۹-۲-۳-۱-۲-۲- دیوارهای سپری فولادی..... ۱۹
- ۲۰-۲-۳-۱-۲-۲- دیوارهای جداکننده..... ۲۰
- ۲۱-۲-۳-۲- اسکله های باز..... ۲۱
- ۲۳-۲-۳-۲- دلفین..... ۲۳
- ۲۴-۳-۳-۲- اسکله های شناور..... ۲۴
- ۲۴-۴-۲- عوامل و ملاحظات در انتخاب نوع اسکله..... ۲۴
- ۲۶-۳-۲- سیستم های سازه ای اسکله های شمع و عرشه..... ۲۶
- ۳۲-۴-۲- اثرات مطلوب و نامطلوب شمع های مایل..... ۳۲
- ۳۲-۱-۴-۲- تفاوت پاسخ و آسیب شمع مایل بتنی و فولادی..... ۳۲
- ۳۲-۲-۴-۲- دلایل محتمل بروز گسیختگی در اسکله ها..... ۳۲
- ۳۴-۵-۲- اجزای اسکله های شمع و عرشه..... ۳۴
- ۳۵-۱-۵-۲- فنדר..... ۳۵
- ۳۷-۲-۵-۲- بولارد..... ۳۷
- ۳۷-۳-۵-۲- جرثقیل..... ۳۷
- ۳۸-۶-۲- بارهای وارد بر اسکله ها..... ۳۸
- ۳۹-۷-۲- ترکیب بارها..... ۳۹
- ۴۰-۸-۲- روش های مدلسازی اسکله های شمع و عرشه..... ۴۰
- ۴۰-۱-۸-۲- روش عمق گیرداری..... ۴۰
- ۴۰-۱-۸-۲- خاک های دانه ای..... ۴۰
- ۴۱-۲-۱-۸-۲- خاک های چسبنده..... ۴۱
- ۴۲-۳-۱-۸-۲- روش وزارت راه ژاپن (برای شمع های فولادی)..... ۴۲

- ۴۳.....روش فنر خطی وینکلر.....۲-۸-۲
- ۴۴.....رابطه کلیک.....۱-۲-۸-۲
- ۴۴.....رابطه چن.....۲-۲-۸-۲
- ۴۴.....مدلسازی با روش های فنرهای غیر خطی (p-y).....۳-۸-۲
- ۴۵.....روش موسسات نفت آمریکا (API).....۱-۳-۸-۲
- ۴۵.....رس های نرم.....۱-۱-۳-۸-۲
- ۴۷.....ماسه ها.....۲-۱-۳-۸-۲
- ۵۰.....سایر روش ها.....۲-۳-۸-۲
- ۵۱.....روش محیط پیوسته.....۴-۸-۲
- ۵۲.....روش های عددی و اجزای محدود.....۱-۴-۸-۲
- ۵۳.....آیین نامه های معتبر در طراحی اسکله ها.....۹-۲
- ۵۵.....نرم افزارهای مدلسازی اسکله ها.....۱۰-۲

### فصل سوم: مروری بر تحقیقات گذشته

- ۵۷.....بررسی تحقیقات گذشته در مورد اندرکنش خاک و شمع.....۱-۳
- ۵۷.....آزمایش های تمام مقیاس.....۱-۱-۳
- ۶۱.....آزمایش های سانتریفیوژ.....۲-۱-۳
- ۶۲.....بررسی مدل های عددی.....۳-۱-۳
- ۶۹.....تحقیقات گذشته در مورد شمع ها در شیروانی های خاکی.....۲-۳
- ۷۰.....پایدار سازی شیروانی با استفاده از شمع.....۱-۲-۳
- ۷۱.....بررسی رفتار شمع های واقع در شیروانی خاکی.....۲-۲-۳
- ۷۲.....مروری بر تحقیقات گذشته پیرامون اسکله های شمع و عرشه.....۳-۳
- ۷۷.....بررسی تحقیقات گذشته در مورد اسکله های شمع و عرشه احداث شده بر روی شیب.....۴-۳

## فصل چهارم: مدلسازی اسکله به روش طول گیرداری

- ۸۱-۴-۱- تحلیل اسکله پیوست ۴ راهنمای طراحی لرزه ای اسکله ها.....
- ۸۶-۴-۱-۱- حالت الف: اسکله واقع بر روی بستر صاف.....
- ۸۹-۴-۱-۲- حالت ب: اسکله واقع بر روی بستر با شیب ملایم (H) : ۵ (V) : ۱.....
- ۹۲-۴-۱-۳- حالت ج: اسکله واقع بر روی بستر با شیب تند (H) : ۲ (V) : ۱.....
- ۹۶-۴-۲- مدلسازی اسکله بندر شیف در نرم افزار SAP2000.....
- ۹۷-۴-۱-۲- مشخصات اسکله.....
- ۹۹-۴-۲-۲- بارهای وارده به اسکله.....
- ۹۹-۴-۱-۲-۲- بار مرده (DL).....
- ۹۹-۴-۲-۲- بار زنده یکنواخت (LL).....
- ۱۰۰-۴-۳-۲- بار باد.....
- ۱۰۰-۴-۲-۲- بار محیطی ناشی از موج و جریان (ENV).....
- ۱۰۱-۴-۲-۲- بار گذاری حرارتی (TEMP).....
- ۱۰۲-۴-۲-۲- بار زلزله (EQ).....
- ۱۰۳-۴-۳- ترکیب بارها.....
- ۱۰۳-۴-۴- مدلسازی در نرم افزار.....
- ۱۰۴-۴-۱- تعیین طول گیرداری.....
- ۱۰۵-۴-۲- نام گذاری اسکله ها.....
- ۱۰۶-۴-۵- بررسی نتایج تحلیل طیفی.....
- ۱۰۸-۴-۶- انجام آنالیز پوش آور بر روی مدل ها.....

۱۰۸	.....SAP2000	۴-۶-۱-آنالیز پوش آور در نرم افزار
۱۰۸	.....	۴-۶-۱-۱-اصلاح مشخصات مصالح (مقاومت مورد انتظار مصالح)
۱۰۹	.....	۴-۶-۱-۲-معرفی مفاصل پلاستیک و اختصاص به اعضا
۱۰۹	.....	۴-۶-۱-۳-معرفی حالات بارگذاری نقلی
۱۰۹	.....	۴-۶-۱-۴-معرفی حالات بارگذاری جانبی
۱۱۰	.....FEMA440 و FEMA356 و ATC40	۴-۶-۱-۵-تنظیم پارامترهای مربوط به محاسبه نقطه عملکرد مطابق
۱۱۰	.....	۴-۶-۱-۶-انجام تحلیل پوش آور
۱۱۰	.....	۴-۶-۲-بررسی نتایج آنالیز پوش آور
۱۱۵	.....	۴-۶-۳-بررسی روند تشکیل مفاصل پلاستیک

### **فصل پنجم: مدلسازی اسکله و محیط پیوسته خاک بستر با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه**

۱۲۰	.....	۵-۱-۱-مدل های رفتاری خاک
۱۲۰	.....	۵-۱-۱-۱-مدل دراگر-پراگر اصلاح شده (Cap)
۱۲۴	.....	۵-۱-۲-قانون جریان
۱۲۵	.....	۵-۱-۳-پارامترهای مدل
۱۲۶	.....	۵-۲-آشنایی با نرم افزار Abaqus
۱۲۶	.....	۵-۲-۱-معرفی نرم افزار Abaqus
۱۲۸	.....	۵-۲-۲-کاربردهای نرم افزار Abaqus
۱۲۹	.....	۵-۲-۳-مراحل مدل سازی در نرم افزار Abaqus
۱۳۴	.....	۵-۳-صحت سنجی مدل سازی ها
۱۳۶	.....	۵-۴-مدلسازی اسکله بندر اوکلند
۱۴۳	.....	۵-۴-۱-خاک بستر از جنس رس سخت
۱۴۳	.....	۵-۴-۱-۱-حالت اول: مدلسازی اسکله در بستر صاف
۱۴۷	.....	۵-۴-۱-۲-حالت دوم: مدلسازی اسکله در بستر شیب دار با طول شمع های برابر

- ۱۵۳.....۳-۱-۴-۵- مدلسازی اسکله در بستر شیب دار با طول شمع های نابرابر.....
- ۱۵۶.....۳-۳-۴-۵- مقایسه نتایج.....
- ۱۵۸.....۲-۴-۵- خاک بستر از جنس رس نرم.....
- ۱۵۸.....۱-۲-۴-۵- حالت اول: مدلسازی اسکله در بستر صاف.....
- ۱۶۰.....۲-۲-۴-۵- حالت دوم: مدلسازی اسکله در بستر شیب دار.....
- ۱۶۵.....۳-۳-۴-۵- مقایسه نتایج.....

### فصل ششم: نتیجه گیری و پیشنهادات

- ۱۶۸.....۱-۶- نتیجه گیری.....
- ۱۶۸.....۱-۱-۶- نتیجه گیری از مدلسازی به روش طول گیرداری.....
- ۱۶۹.....۲-۱-۶- نتیجه گیری از مدلسازی به روش اندرکنش خاک و سازه.....
- ۱۷۳.....۲-۶- پیشنهاد جهت تحقیقات آینده.....

### پیوست ۱: روش های تحلیل سازه های ساحلی در برابر زلزله

- ۱۷۵.....۱-۱-۱- ضعف عملکرد اسکله ها در زلزله های گذشته و اهمیت موضوع.....
- ۱۷۵.....۱-۱-۱- زلزله آلاسکا (۱۹۶۴).....
- ۱۷۶.....۲-۱-۱- زلزله لوماپریتا (۱۹۸۹).....
- ۱۷۷.....۳-۱-۱- زلزله کاستاریکا (۱۹۹۱).....
- ۱۷۸.....۴-۱-۱- زلزله کوبه (۱۹۹۵).....
- ۱۷۹.....۵-۱-۱- زلزله کوجائلی ترکیه (۱۹۹۹).....
- ۱۸۰.....۲-۱- روش های طراحی سازه ها.....
- ۱۸۰.....۱-۲-۱- روش های طراحی مبتنی بر نیرو.....
- ۱۸۱.....۲-۲-۱- روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان.....



- پ ۱-۲-۳- روش طراحی مبتنی بر ظرفیت نهایی..... ۱۸۱
- پ ۱-۲-۴- روش طراحی بر اساس سطح عملکرد..... ۱۸۲
- پ ۱-۲-۴-۱- معیار خرابی..... ۱۸۵
- پ ۱-۲-۴-۲- تحلیل لرزه ای..... ۱۸۷
- پ ۱-۲-۴-۳- طراحی بر مبنای عملکرد به صورت گام به گام..... ۱۸۹
- پ ۱-۳- مودهای ناپایداری اسکله های شمع و عرشه..... ۱۹۱
- پ ۱-۴- روش های تحلیل اسکله ها در برابر زلزله..... ۱۹۳
- پ ۱-۴-۱- روش استاتیکی معادل..... ۱۹۳
- پ ۱-۴-۲- روش شبه دینامیکی (دینامیکی طیفی)..... ۱۹۶
- پ ۱-۴-۳- روش استاتیکی غیر خطی (پوش آور)..... ۱۹۷
- پ ۱-۴-۳-۱- برخی از مزیت های استفاده از تحلیل بار فزآینده..... ۲۰۲
- پ ۱-۴-۳-۲- روش های به دست آوردن نقطه عملکرد..... ۲۰۳
- پ ۱-۴-۳-۱- روش طیف ظرفیت (Capacity Spectrum Method)..... ۲۰۳
- پ ۱-۴-۳-۲- روش ضرایب..... ۲۰۴
- پ ۱-۴-۳-۳- روش  $N_2$ ..... ۲۰۷
- پ ۱-۴-۳-۳- الگوهای توزیع بار جانبی..... ۲۰۷
- پ ۱-۴-۳-۱- توزیع متناسب با مود اول (First Mode)..... ۲۰۸
- پ ۱-۴-۳-۲- توزیع مثلثی (Triangular)..... ۲۰۸
- پ ۱-۴-۳-۳- توزیع مستطیلی (Rectangular)..... ۲۰۸
- پ ۱-۴-۳-۴- بار جانبی معادل (ELF)..... ۲۰۸
- پ ۱-۴-۳-۵- شکل متناسب با نیروی حاصل از تحلیل طیفی خطی (SRSS):..... ۲۰۹
- پ ۱-۴-۳-۶- شکل مود اول متغیر تطابق یابنده (Adaptive First Mode)..... ۲۱۰

- پ ۱-۴-۳-۷- ترکیب چند مود (Multimode) ..... ۲۱۰
- پ ۱-۴-۴- روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی ..... ۲۱۱
- پ ۵- ترکیب نیروهای زلزله ..... ۲۱۳
- مراجع ..... ۲۱۴

## فهرست شکل ها

- شکل (۱-۱): نمونه هایی از موج شکن و احداث اسکله در مجاورت آن..... ۳
- شکل (۲-۱): مدل یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل به همراه جرثقیل آن و محیط های خاک بستر و دریا..... ۴
- شکل (۱-۲): سازه فراساحلی..... ۸
- شکل (۲-۲): سازه ساحلی..... ۸
- شکل (۳-۲): نمونه ای از دیوارهای بلوکی با بلوک های توخالی و مقداری بتن ریزی درجا برای زمین نسبتاً ضعیف.. ۱۱
- شکل (۴-۲): نمونه ای از دیوارهای بلوکی..... ۱۲
- شکل (۵-۲): نمونه ای از دیوارهای بتنی پیش ساخته با بتن مسلح..... ۱۳
- شکل (۶-۲): نمونه ای از دیوارهای صندوقه ای بتنی..... ۱۴
- شکل (۷-۲): نمونه ای از دیوارهای سپری محفظه ای..... ۱۵
- شکل (۸-۲): نمونه ای از دیوارهای سپری فولادی دو دیواره..... ۱۵
- شکل (۹-۲): نمونه ای از اسکله های سپری مهار شده..... ۱۷
- شکل (۱۰-۲): نمونه ای از اسکله های سپری طره ای..... ۱۸
- شکل (۱۱-۲): نمونه ای از اسکله های دیوار تکی با عرشه تقویت کننده..... ۱۹
- شکل (۱۲-۲): نمونه ای از سپرهای فولادی..... ۲۰
- شکل (۱۳-۲): نمونه ای از دیوارهای سپری بتنی پیش ساخته..... ۲۰
- شکل (۱۴-۲): نمونه ای از مقاطع دیوار های دیافراگم بتنی..... ۲۱
- شکل (۱۵-۲): نمایی از یک Pier..... ۲۲
- شکل (۱۶-۲): نمایی از یک Wharf..... ۲۲
- شکل (۱۷-۲): مقطع یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل..... ۲۲
- شکل (۱۸-۲): مقطع یک اسکله شمع و عرشه عمود بر ساحل..... ۲۲

- شکل (۱۹-۲): دلفین..... ۲۳
- شکل (۲۱-۲): دلفین با شمع مایل..... ۲۳
- شکل (۲۰-۲): دلفین تک شمع..... ۲۳
- شکل (۲۲-۲): اسکله شناور..... ۲۴
- شکل (۲۳-۲): انواع سیستم های سازه ای اسکله های شمع و عرشه عمود بر ساحل..... ۲۷
- شکل (۲۴-۲): مقطع انواع اسکله های شمع و عرشه موازی ساحل..... ۲۸
- شکل (۲۵-۲): نمونه هایی از خرابی شمع های مایل اسکله ها در اثر زلزله..... ۲۹
- شکل (۲۶-۲): عرشه و تیرهای آن..... ۳۵
- شکل (۲۷-۲): انواع شمع ها..... ۳۵
- شکل (۲۸-۲): انواع فنדר..... ۳۶
- شکل (۲۹-۲): انواع بولارد..... ۳۷
- شکل (۳۰-۲): نمونه هایی از جرثقیل..... ۳۷
- شکل (۳۱-۲): الف: مقطع یک اسکله شمع و عرشه، ب: مدلسازی خاک با استفاده از فنر، ج: مدلسازی به روش طول  
گیرداری. .... ۴۳
- شکل (۳۲-۲): منحنی های  $p-y$  برای رس های نرم (API 1993)..... ۴۷
- شکل (۳۴-۲): مدول اولیه عکس العمل بستر..... ۴۹
- شکل (۳۳-۲): ضرایب  $C_1, C_2, C_3$  برای ماسه ها (API 1993)..... ۴۹
- شکل (۱-۳) مقطع و پلان گروه شمع آزمایش شده توسط مک وی و همکاران..... ۶۷
- در شکل (۲-۳) گروه شمع مدل شده توسط یانگ و ژرمی در نرم افزار OPENSEES..... ۶۷
- شکل (۴-۳): مراحل تحقیق مک کالوف و همکاران..... ۷۷
- شکل (۵-۳): آسیب شمع های کوتاه سمت ساحل اسکله در زلزله سوماترا ۲۰۰۴..... ۷۸
- شکل (۱-۴): پلان و مقطع اسکله پیوست ۴ راهنمای طراحی لرزه ای اسکله ها..... ۸۲
- شکل (۲-۴): مقطع اسکله به صورت شماتیک در حالت (الف)..... ۸۷

- شکل (۳-۴): مقطع اسکله در حالت (ب) به صورت شماتیک..... ۹۰.....
- شکل (۴-۴): مقطع اسکله حالت (ج) به صورت شماتیک..... ۹۳.....
- شکل (۵-۴): موقعیت بندر شیف..... ۹۶.....
- شکل (۶-۴): آلودگی سواحل بندر شیف و عدم وجود اسکله..... ۹۷.....
- شکل (۷-۴): مقطع و پلان اسکله بندر شیف..... ۹۹.....
- شکل (۸-۴): زوایای مختلف بارگذاری محیطی..... ۱۰۱.....
- شکل (۹-۴): نمایی از اسکله مدل شده در نرم افزار..... ۱۰۴.....
- شکل (۱۰-۴): مقطع اسکله ها به صورت شماتیک..... ۱۰۶.....
- شکل (۱۰-۴): منحنی ظرفیت اسکله ها در جهت موازی ساحل (X)..... ۱۱۱.....
- شکل (۱۱-۴): منحنی ظرفیت اسکله ها در جهت عمود بر ساحل (Y)..... ۱۱۲.....
- شکل (۱۲-۴) روند تشکیل مفاصل پلاستیک در اسکله A..... ۱۱۶.....
- شکل (۱۳-۴) روند تشکیل مفاصل پلاستیک در اسکله B..... ۱۱۷.....
- شکل (۱۴-۴) روند تشکیل مفاصل پلاستیک در اسکله C..... ۱۱۷.....
- شکل (۱-۵) : سطوح جاری شدن مدل Cap اصلاح شده در صفحه p-t..... ۱۲۰.....
- شکل (۲-۵) : نمونه ای از رفتار سخت شدگی در مدل Cap..... ۱۲۴.....
- شکل (۳-۵) : جریان در مدل اصلاح شده Cap..... ۱۲۴.....
- شکل (۴-۵): پلان و مقطع گروه شمع در آزمایش سانتریفیوژی..... ۱۳۳.....
- شکل (۶-۵): مقایسه نمودار تغییرات جابه جایی سرشمع نسبت به بار جانبی در آزمایش با مدل سازی عددی..... ۱۳۵.....
- شکل (۷-۵): موقعیت بندر اوکلند..... ۱۳۶.....
- شکل (۸-۵): تصاویری از بندر بزرگ اوکلند..... ۱۳۶.....
- شکل (۹-۵): پلان و مقطع اسکله ترمینال شماره ۷ بندر اوکلند..... ۱۳۷.....
- شکل (۱۰-۵): منحنی سخت شوندگی رس سخت..... ۱۴۰.....
- شکل (۱۱-۵): نمایی از مدل اسکله با بستر صاف..... ۱۴۳.....

- شکل (۱۲-۵): مش بندی مدل ..... ۱۴۴
- شکل (۱۳-۵): تمرکز تنش در شمع ها و تغییر شکل اسکله ..... ۱۴۴
- شکل (۱۴-۵): تمرکز تنش در شمع ها-نیرو به سمت دریا ..... ۱۴۵
- شکل (۱۵-۵): تنش های زیاد در شمع ها ..... ۱۴۶
- شکل (۱۶-۵): نمودار نیرو-جابجایی اسکله با بستر صاف ..... ۱۴۷
- شکل (۱۷-۵): نمایی از مدل اسکله با بستر شیب دار ..... ۱۴۸
- شکل (۱۸-۵): مش بندی مدل ..... ۱۴۸
- شکل (۱۹-۵): تمرکز تنش در شمع ها در حالت بستر شیب دار ..... ۱۴۹
- شکل (۲۰-۵): تنش در اسکله در حالت بستر شیب دار ..... ۱۵۰
- شکل (۲۱-۵): نمودار نیرو-جابجایی اسکله با بستر شیب دار ..... ۱۵۲
- شکل (۲۲-۵): در نظر گرفتن طول نابرابر برای شمع های واقع بر شیب ..... ۱۵۴
- شکل (۲۳-۵): تنش ها در اسکله با طول شمع های نابرابر ..... ۱۵۵
- شکل (۲۴-۵): نمودار نیرو-جابجایی اسکله با طول شمع های نابرابر ..... ۱۵۶
- شکل (۲۵-۵): نمودار نیرو-جابجایی اسکله با بستر شیب دار با خاک سخت ..... ۱۵۷
- شکل (۲۶-۵): تمرکز تنش در شمع ها ..... ۱۵۸
- شکل (۲۷-۵): توزیع تنش در مدل با بستر صاف از رس نرم ..... ۱۵۹
- شکل (۲۸-۵): نمودار نیرو-جابجایی اسکله با بستر صاف ..... ۱۵۹
- شکل (۲۹-۵) تغییر شکل و پیچش زیاد در اسکله با خاک شیب دار نرم ..... ۱۶۰
- شکل (۳۰-۵): تنش در اسکله با خاک شیب دار از جنس نرم ..... ۱۶۱
- شکل (۳۱-۵) نمودار نیرو-جابجایی اسکله با بستر شیب دار در خاک نرم ..... ۱۶۲
- شکل (۳۲-۵) مقایسه نمودار نیرو-جابجایی اسکله با بستر شیب دار در خاک نرم و سخت ..... ۱۶۳
- شکل (۳۳-۵) مقایسه نمودار نیرو-جابجایی اسکله با بستر شیب دار در خاک نرم و سخت ..... ۱۶۴

- شکل (۵-۳۴) نمودار نیرو-جابجایی اسکله با بستر شیب دار در جهت پایین شیب برای خاک نرم.....۱۶۵
- شکل (۵-۳۵) مقایسه نمودار نیرو-جابجایی اسکله با صاف در خاک نرم و سخت.....۱۶۵
- شکل (۵-۳۶) مقایسه کلی نمودار نیرو-جابجایی اسکله با بستر شیب دار در خاک نرم و سخت.....۱۶۶
- شکل (پ ۱-۱): نمونه هایی از خرابی شمع های مایل در اثر زلزله لوماپریتا.....۱۷۷
- شکل (پ ۱-۲): نمونه هایی از خرابی شمع های اسکله ها در اثر زلزله کاستاریکا.....۱۷۸
- شکل (پ ۱-۳): نمونه هایی از خرابی اسکله ها در اثر زلزله کوبه.....۱۷۹
- شکل (پ ۱-۴): خرابی اسکله و جرثقیل آن در زلزله ترکیه.....۱۸۰
- شکل (پ ۱-۵) فلوجارت روش طراحی بر اساس سطح عملکرد برای سازه های بندری.....۱۹۱
- شکل (پ ۱-۶): مود های ناپایداری اسکله های شمع و عرشه.....۱۹۲
- شکل (پ ۱-۷): استخراج طیف طرح از طیف بازتاب.....۱۹۶
- شکل (پ ۱-۸): روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (شماتیک) .....۱۹۸
- شکل (پ ۱-۹): رفتار غیرخطی مورد استفاده در مفصل های پلاستیک.....۱۹۹
- شکل (پ ۱-۱۰): منحنی ظرفیت ( شماتیک) .....۲۰۰
- شکل (پ ۱-۱۱): مقایسه روش های کنترل نیرو و کنترل جابجایی.....۲۰۱
- شکل (پ ۱-۱۲): روش طیف ظرفیت و نمودارهای ظرفیت و تقاضا .....۲۰۴
- شکل (پ ۱-۱۳): منحنی طیف تقاضا برای شکل پذیری های ثابت در روش  $N_2$  .....۲۰۷
- شکل (پ ۱-۱۴): شکل های توزیع بار جانبی در تحلیل بار فرآینده.....۲۱۱

## فهرست جداول

- جدول (۱-۲): مزایا و معایب انواع اسکله ها..... ۲۵
- جدول (۲-۲): جمع بندی مودهای گسیختگی در اعضای مختلف اسکله..... ۳۰
- جدول (۳-۲): مودهای گسیختگی مربوط به شمع مایل و عوامل ایجاد آن ها..... ۳۱
- جدول (۴-۲): ترکیب بار طراحی فلزی..... ۳۹
- جدول (۵-۲): ترکیب بار طراحی بتنی..... ۳۹
- جدول (۶-۲): مقدار تخمینی ضریب عکس العمل بستر برای خاک های مختلف..... ۴۳
- جدول (۷-۲): برخی از روش های تنظیم محمی های  $P-Y$ ..... ۵۰
- جدول (۸-۲): آیین نامه های معتبر در طراحی اسکله ها..... ۵۴
- جدول (۱-۴): مقادیر ضریب عکس العمل بستر لایه های خاک..... ۸۳
- جدول (۲-۴): مشخصات سازه ای شمع ها..... ۸۳
- جدول (۳-۴): مقادیر سختی هر شمع و متغیرهای مربوطه..... ۸۷
- جدول (۴-۴): بارهای محوری و ممان های پلاستیک در حالت وجود بار محوری..... ۸۸
- جدول (۵-۴): مقادیر سختی هر شمع و متغیرهای مربوطه..... ۹۰
- جدول (۶-۴): بارهای محوری و ممان های پلاستیک در حالت وجود بار محوری..... ۹۱
- جدول (۷-۴): مقادیر سختی هر شمع و متغیرهای مربوطه..... ۹۳
- جدول (۸-۴): بارهای محوری و ممان های پلاستیک در حالت وجود بار محوری..... ۹۴
- جدول (۹-۴): خلاصه نتایج..... ۹۵
- جدول (۱۰-۴): ترکیب بارهای مورد استفاده..... ۱۰۳
- جدول (۱۱-۴): نام گذاری اسکله ها..... ۱۰۵
- جدول (۱۲-۴): نتایج تحلیل اسکله ها..... ۱۰۷
- جدول (۱۳-۴): ضریب اصلاح مشخصات مصالح..... ۱۰۸



- جدول (۴-۱۳): مختصات نقطه عملکرد اسکله ها در جهت (X) در سطح زلزله L1 مطابق با توزیع یکنواخت..... ۱۱۲
- جدول (۴-۱۴): مختصات نقطه عملکرد اسکله ها در جهت (X) در سطح زلزله L2 مطابق با توزیع یکنواخت..... ۱۱۳
- جدول (۴-۱۵): مختصات نقطه عملکرد اسکله ها در جهت (Y) در سطح زلزله L1 مطابق با توزیع یکنواخت..... ۱۱۳
- جدول (۴-۱۶): مختصات نقطه عملکرد اسکله ها در جهت (Y) در سطح زلزله L2 مطابق با توزیع یکنواخت..... ۱۱۴
- جدول (۵-۱): مشخصات مصالح گروه شمع و خاک اطراف آن..... ۱۳۴
- جدول (۵-۲): مشخصات مکانیکی بتن عرشه و شمع ها..... ۱۳۸
- جدول (۵-۳): مشخصات رس سخت..... ۱۳۸
- جدول (پ ۱-۱): سطوح خرابی مجاز در طراحی بر مبنای عملکرد..... ۱۸۴
- جدول (پ ۱-۲): سطوح مختلف عملکرد با توجه به سطح زلزله طراحی..... ۱۸۵
- جدول (پ ۱-۳): معیار خرابی اسکله ها در درجات مختلف..... ۱۸۶
- جدول (پ ۱-۴): روش های تحلیل مورد نیاز برای هر سطح عملکرد..... ۱۸۸
- جدول (پ ۱-۵): تعیین سطح عملکرد بر مبنای اهمیت سازه..... ۱۸۹
- جدول (پ ۱-۶): مقدار شتاب مبنای طرح بر اساس منطقه..... ۱۹۳
- جدول (پ ۱-۷): تعیین مقادیر  $T_0$ ،  $T_s$  و  $S$  با توجه به تیپ خاک..... ۱۹۴
- جدول (پ ۱-۸): مقادیر ضریب اهمیت اسکله..... ۱۹۴
- جدول (پ ۱-۸): مقادیر ضریب رفتار اسکله..... ۱۹۵
- جدول (پ ۱-۹): مقادیر  $T_s$  برای زلزله سطح I..... ۲۰۵

# فصل اول:

## مقدمه

## ۱-۱: طرح موضوع و اهمیت بحث

کشور عزیزمان ایران دارای بیش از ۳۰۰۰ کیلومتر مرز آبی می باشد. این موهبت استثنایی امکان تجارت دریایی که از ارزان ترین انواع تجارت به شمار می آید را به راحتی برای ما فراهم کرده است. از این رو سواحل و بنادر و تجهیزات آن ها به عنوان لازمه و اساس تجارت دریایی، اهمیت بسزایی دارند. همچنین برخورداری کشورمان از نعمت نفت و صادرات آن، اهمیت بنادر را دو چندان کرده است. از مهم ترین بخش های یک بندر، اسکله ها<sup>۱</sup> می باشند که جهت مصارف بازرگانی، نفتی، صیادی، تفریحی و... ارتباط دریا و خشکی را فراهم می کنند.

چون از ساحل به سمت دریا عمق آب افزایش پیدا می کند، لذا امکان نزدیک شدن کشتی ها و شناورها به ساحل وجود ندارد. بدین منظور سازه هایی تحت عنوان اسکله جهت دسترسی شناورها به ساحل و مهاربندی آنها احداث می گردد. همچنین ممکن است اسکله بر روی یک موج شکن<sup>۲</sup> که دارای بستری شیب دار است، احداث شود. موج شکن سازه ای است که از خاک و قطعات سنگ و یا به صورت شناور در مقابل امواج دریا ساخته می شود تا امواج را مهار کرده و مانع از برخورد نیروی امواج به سازه های ساحلی و تأسیسات بندر و کشتی های مهار شده در بندر گردد. در شکل (۱-۱) نمونه هایی از موج شکن ها را مشاهده می کنید.

به هر ترتیب چه اسکله بر روی شیب ساحل احداث گردد و یا بر روی یک موج شکن، دارای بستری شیب دار است. این شیب از نظر پایداری کلی سازه، پاسخ شمع ها و روانگرایی خاک اهمیت فراوانی دارد. یکی از مسائلی که در پروژه های طراحی اسکله ها کمتر مورد توجه قرار می گیرد، لحاظ کردن شیب بستر دریا یا موج شکن در مدل سازی و تحلیل اسکله و پاسخ سازه و پایداری آن خصوصاً

---

<sup>1</sup> Berth or Quay

<sup>2</sup> Break Water

تحت بارهای جانبی است. لرزه خیزی بالای کشورمان و توسعه روش های نوین در مهندسی زلزله، اهمیت توجه به این موضوع را دو چندان کرده است.



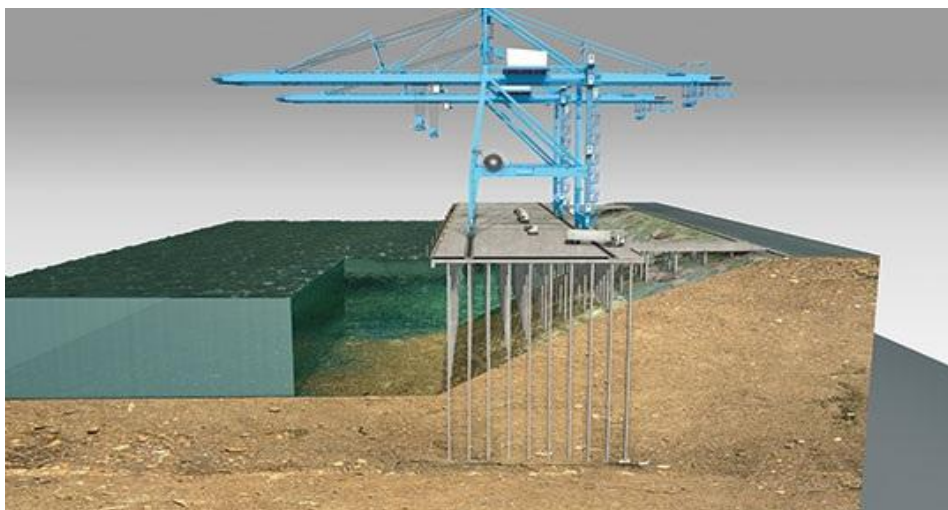
شکل (۱-۱): نمونه هایی از موج شکن و احداث اسکله در مجاورت آن

در این پایان نامه قصد داریم رفتار یک اسکله ی شمع و عرشه<sup>۳</sup> احداث شده بر روی بستر شیب دار را در حالت های مختلف بررسی نماییم و نتایج را با یک اسکله قرار گرفته بر روی بستر افقی که در پروژه های واقعی این گونه فرض می شود مقایسه کنیم. اسکله شمع و عرشه از رایج ترین انواع اسکله در سرتاسر جهان بشمار می رود که در ایران نیز به وفور از این نوع اسکله احداث شده است. جهت درک بهتر موضوع در شکل (۱-۲) مدل یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل به همراه جرثقیل آن که برای جابه جایی کالاها مورد استفاده قرار می گیرد و همچنین محیط های اطراف آن شامل خاک بستر و آب دریا نشان داده شده است.

در مدل سازی شیب های مختلف بستر را ملحوظ کرده و پاسخ سازه را بررسی می نماییم. همچنین به علت این که طول فرو رفت شمع ها در خاک تابع ابعاد و جنس شمع و جنس خاک می باشد، در اسکله های واقع بر روی شیب، طول شمع ها از خشکی به سمت دریا را متناسب با شیب افزایش می دهیم و با حالتی که تمام شمع ها دارای طول برابر هستند مقایسه می نماییم. (شمع های

<sup>3</sup> Deck and Pile Berth

بالای شیب طول کوتاه تری نسبت به شمع های پایین شیب دارند) این کار از نظر اقتصادی نیز به علت هزینه های بسیار بالای تولید و کوبش شمع ها مقرون به صرفه تر می باشد.



شکل (۱-۲): مدل یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل به همراه جرثقیل آن و محیط های خاک بستر و دریا

از دو روش طول گیرداری و اندرکنش خاک و سازه جهت مدل سازی شمع ها استفاده شده است. تحلیل ها به صورت بارافزون (پوش آور<sup>۴</sup>) انجام شده و نیروهای جانبی در دو جهت بالای شیب و پایین شیب اعمال می گردد. (پاسخ سازه زمانی که نیروی جانبی به سمت بالای شیب است با حالتی که نیروی جانبی به سمت پایین شیب اعمال می شود متفاوت است.)

## ۱-۲: ساختار پایان نامه

در نگارش پایان نامه سعی شده است از بیشتر منابع مرتبط با موضوع استفاده شود. جهت مرور ادبیات فنی و آشنایی با کارهای گذشته، از پایان نامه های دانشکده عمران دانشگاه تهران به علت کیفیت بالای پژوهش ها و دسترسی آسان به منابع کتابخانه ای استفاده حداکثری برده شده است. ترتیب فصول مطالب با توجه به پایان نامه های مشابه لاتین و دانشگاه تهران آورده شده است

<sup>4</sup> Push over

در فصل دوم پایان نامه به معرفی سازه های دریایی و اسکله ها، بخش های مختلف اسکله های شمع و عرشه، روش های مدل سازی اسکله های شمع و عرشه، بارهای وارده و ترکیب بارها، نرم- افزارهای مناسب جهت مدل سازی اسکله ها و ... می پردازیم.

به دلیل اهمیت نیروی زلزله و آشنایی با روش های مختلف تحلیل سازه های ساحلی در برابر زلزله و فلسفه طراحی بر اساس سطح عملکرد، پیوست یک به این موضوع اختصاص داده شده است.

در فصل سوم مروری بر تحقیقات گذشته پیرامون اندرکنش خاک- شمع- سازه در کارهای آزمایشگاهی و سانتریفیوژی و عددی و همچنین تحقیقات انجام شده در زمینه اسکله های شمع و عرشه آورده شده است.

در فصل چهارم مدل سازی اسکله به روش طول گیرداری انجام شده است. ابتدا اسکله موجود در پیوست ۴ راهنمای طراحی لرزه ای اسکله های ایران آورده شده و نتایج به وسیله روابط تحلیلی و دقیق و به ازای شیب های مختلف بستر استخراج و مقایسه شده است. در ادامه اسکله بندر شیب توسط نرم افزار SAP2000 مدل سازی شده و آنالیز پوش آور بر روی مدل ها صورت گرفته است. در مدل سازی شیب های مختلف بستر لحاظ و نتایج با یکدیگر مقایسه گردیده است. در روش طول گیرداری اثر شیب به صورت افزایش طول شمع ها از خشکی به سمت دریا لحاظ شده است.

در فصل پنجم ابتدا یک گروه شمع مطابق نمونه آزمایشگاهی سانتریفیوژی توسط نرم افزار Abaqus مدل شده و نتایج با کار آزمایشگاهی کالیبره شده است. سپس اسکله شمع و عرشه ترمینال شماره هفت بندر اوکلند آمریکا به همراه خاک اطراف آن و با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه توسط همین نرم افزار مدل سازی شده است. اسکله را دو حالت دارای بستر افقی و بستر شیب دار و شمع ها نیز در دو حالت دارای طول های برابر و طول های نابرابر (افزایش طول از خشکی به سمت دریا)

در نظر گرفته شده و نتایج با یکدیگر مقایسه گردیده است. به منظور بررسی حساسیت نتایج نسبت به تغییر جنس خاک بستر، از دو جنس خاک رس سخت و رس نرم در تمام مدلسازی ها استفاده شده است.

در فصل ششم نتایج کلی از پایان نامه و پیشنهادهایی جهت تحقیقات آینده ارائه شده است.

فصل دوم:

آشنایی با اسکله



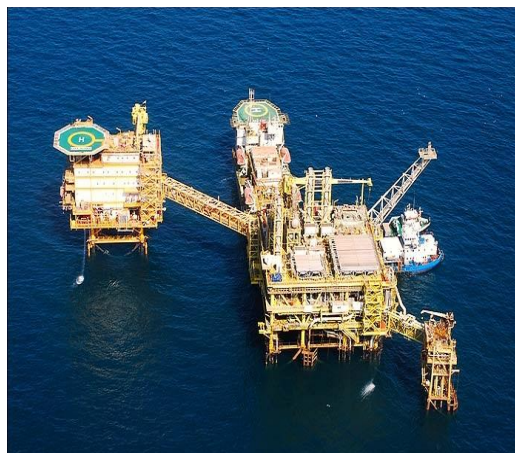
در این فصل ابتدا به معرفی انواع سازه های دریایی و اسکله ها می پردازیم. سپس با بخش های مختلف اسکله های شمع و عرشه، انواع سیستم های سازه ای، بارهای وارده و ترکیب بارها، روش های مدلسازی اسکله ها، آیین نامه های موجود و نرم افزار های مناسب جهت مدلسازی اسکله ها آشنا می شویم.

## ۲-۱- انواع سازه های دریایی

سازه های دریایی بر حسب فاصله ای که از ساحل دارند، به دو دسته سازه های ساحلی (Onshore) مانند اسکله ها<sup>۵</sup> و موج شکن سازه های فراساحلی (Offshore) مانند سکوها<sup>۶</sup> تقسیم بندی می شوند. در شکل های (۲-۱) و (۲-۲) نمایی از سازه های فراساحلی و ساحلی مشاهده می شود.



شکل (۲-۲): سازه ساحلی



شکل (۲-۱): سازه فراساحلی

## ۲-۲- سازه های پهلوگیری

بنادر یکی از گلوگاه های مهم اقتصادی، نظامی و سیاسی محسوب می شوند. یکی از مهم ترین قسمت های بندر، سازه های پهلوگیری و مهاربندی شناورها یا همان اسکله ها هستند که برای مصارف

---

<sup>۵</sup>Quay or Wharf  
<sup>۶</sup>Platform

مختلفی از جمله بازرگانی، صیادی، نفتی، تفریحی و ... احداث می شوند. اسکله ها دارای سه نقش اساسی زیر می باشند:

الف) تأمین امکان پلوگیری کشتی و مهار آن

ب) تأمین رابطه خشکی و کشتی

ج) ایجاد دیوار نگهدارنده برای خاکریزهای پشت دیوار

## ۲-۲-۱- انواع اسکله ها از نظر نوع عملکرد

بسته به اینکه اسکله ها کدام یک از وظایف سه گانه ذکر شده در قسمت ۲-۲ را انجام می دهند، به سه دسته کلی تقسیم می شوند :

❖ دیواره ساحلی

❖ اسکله جدا از ساحل

❖ دلفین<sup>۷</sup>

اگر اسکله هر سه نقش الف و ب و ج را بر عهده داشته باشد دیواره ساحلی، اگر نقش الف و ب را بر عهده داشته باشد اسکله جدا از ساحل و اگر تنها نقش الف را بر عهده داشته باشد دلفین نام دارد.

## ۲-۲-۲- انواع اسکله ها از نظر نوع کالا

اسکله ها بر اساس نوع کالا و نحوه بهره برداری به دو دسته اسکله های عمومی و اسکله های اختصاصی تقسیم می شوند. از اسکله های عمومی برای جابه جایی کلیه کالاهای عمومی و از اسکله های

---

<sup>۷</sup> Dolphin

اختصاصی برای تخلیه و بارگیری کالاهای خاص مانند نفت، ذغال سنگ، سنگ معدن، غلات و ... استفاده می شود.

## ۲-۲-۳- انواع اسکله ها از نظر نوع سازه

❖ اسکله های بسته<sup>۸</sup>

❖ اسکله های باز<sup>۹</sup>

❖ اسکله های شناور<sup>۱۰</sup>

## ۲-۲-۳-۱- اسکله های بسته

اسکله های بسته دارای جسم توپری هستند که انتقال بار به کف دریا را میسر می سازند و عمدتاً در زمین های خوب و با مقاومت مناسب ساخته می شوند. این نوع اسکله ها به دو دسته کلی تقسیم می شوند.

الف) اسکله های وزنی

ب) اسکله های سپری یا دیواره ای

## ۲-۲-۳-۱-۱- اسکله های وزنی

اسکله های وزنی با استفاده از وزن خود در برابر بارهای ثقلی و جانبی مقاومت می کنند. این نوع اسکله ها عمدتاً در محیط های آبی آرام و قسمت هایی که بستر دریا از استحکام کافی برخوردار باشد و

---

<sup>۸</sup>Closed Wharf

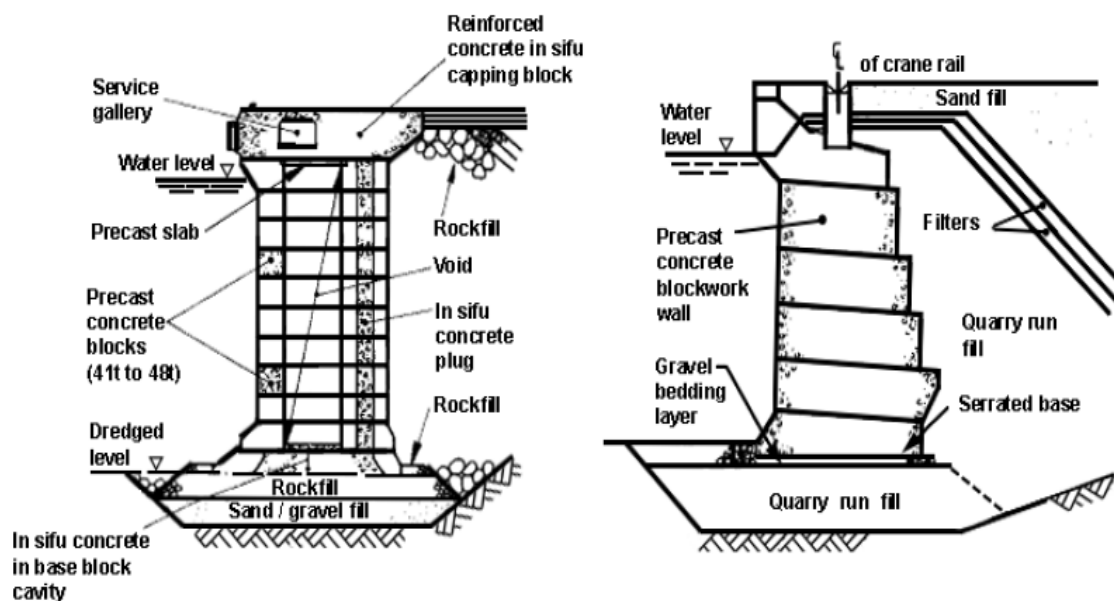
<sup>۹</sup>Open Wharf

<sup>۱۰</sup>Floating Wharf

در مقابل وزن اسکله و بارهای وارده نشست نکند، ساخته می شوند. به طور کلی دیوارهای وزنی را می توان به چند دسته کلی تقسیم نمود:

### ۲-۲-۳-۱-۱-۱- اسکله های بلوک بتنی (Concrete Block Work Walls)

در این نوع اسکله های وزنی، یک سری بلوک های بتنی پیش ساخته به محل ساخت اسکله منتقل و در محل مورد نظر بر روی بستر آماده شده دریا قرار گرفته و تا تراز طراحی روی هم قرار می گیرند. در مرحله بعد قسمت فوقانی دیوار ساحلی یعنی تیرهای سرپوش<sup>۱۱</sup> به صورت بتن درجا روی قطعات پیش ساخته اجرا می شود. اندازه و ابعاد این بلوک ها چنان انتخاب می شود که در ساختگاه از نظر دسترسی و قابلیت انجام عملیات اجرایی مشکل ساز نباشد. معمولا کمترین وزن این قطعات برابر ۱۵ تن است. قطعات سنگین تر و بزرگتر معمولا در طرح های بزرگ، اقتصادی تر هستند [۱]. در اشکال (۲-۲) و (۲-۴) نمونه ای از این نوع اسکله مشاهده می شود.



شکل (۲-۳): نمونه ای از دیوارهای بلوکی با بلوک های توخالی و مقداری بتن ریزی درجا برای زمین نسبتا ضعیف [۱]

<sup>۱۱</sup> Capping Beam



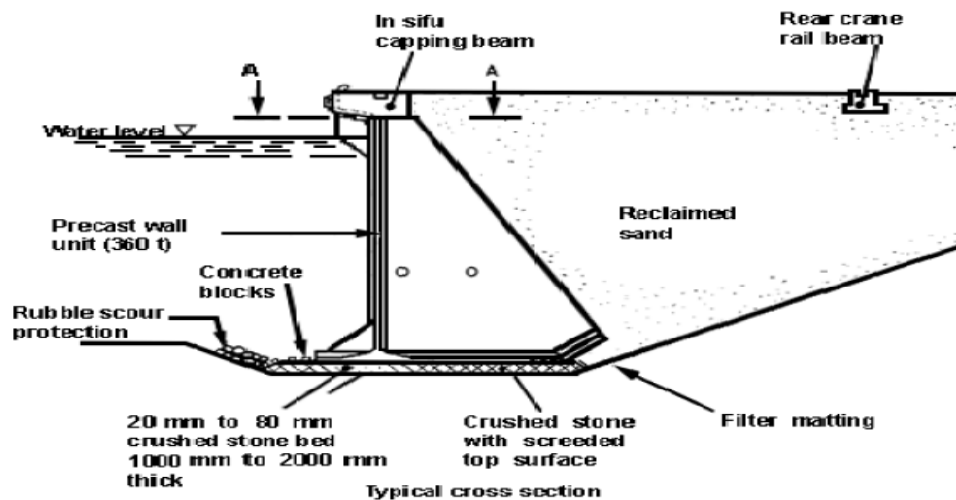
شکل (۲-۴): نمونه ای از دیوارهای بلوکی [۲]

استفاده از قطعات بلوکی که دارای حفرات می باشند می تواند در کاهش وزن این قطعات و سهولت جابجایی آن ها نقش مهمی ایفا کند. باشد.

#### ۲-۲-۳-۱-۱-۲- دیوار های بتنی پیش ساخته

دیوار های بتنی پیش ساخته ممکن است به صورت وزنی یا طره ای و پشت بند دار باشند. البته دیوار های طره ای و پشت بند دار از نوع مسلح هستند و وزنی محسوب نمی شوند ولی در همین جا به آنها پرداخته می شود.

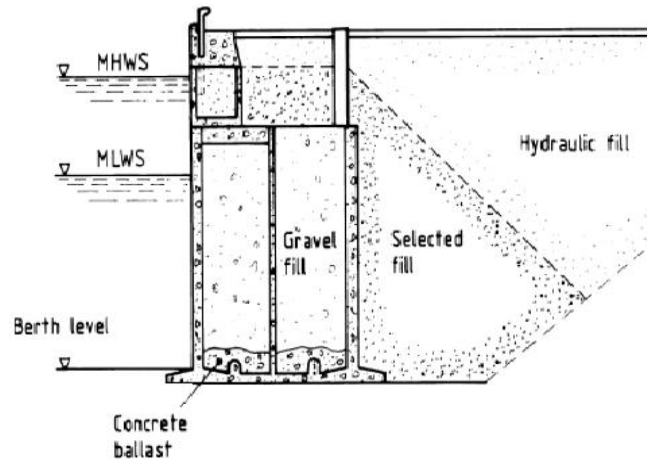
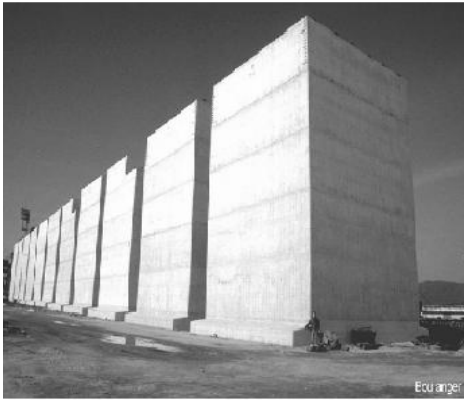
در مقایسه با دیگر سازه های وزنی این دیوارهای وزنی و پشت بند دار حجم بتن کمتری نیاز دارند ولی حجم آرماتوربندی و کارهای فولادی آنها بالا می باشد. به همین دلیل تدابیری برای خوردگی باید اتخاذ شود. مصالح پشت این دیوارها باید از نوع مصالح دانه ای و یا سنگ ریزه ای بوده و حداکثر اندازه سنگ مصالح پشت دیوار با توجه به بارهایی که به خاک پشت دیوار اعمال می شود تعیین می گردد. در تراز فوقانی دیواره، تیر سرپوش به صورت بتن درجا اجرا می شود و درز های اجرایی در دیوار وزنی در فواصل حداقل ۳۰ متر تامین می گردد (شکل (۲-۵)) [۱].



شکل (۲-۵): نمونه ای از دیوارهای بتنی پیش ساخته با بتن مسلح [۱]

## ۲-۲-۳-۱-۱-۳-۳ - صندوقه های بتنی (Caisson)

صندوقه های بتنی از محفظه هایی تشکیل شده اند که سر آنها باز بوده و در خشکی عملیات آرماتوربندی، قالب بندی و بتن ریزی آنها انجام می شود و پس از آن به دریا منتقل شده و در محل قرار گیری غرق می شوند. معمولاً درون سلول های توخالی با مصالحی نظیر شن پر می شود. روی این دیواره های وزنی معمولاً از نوع بتن درجا می باشد که نمونه ای از آن در شکل (۲-۶) نشان داده شده است. در صورتی که موج شکن ها از نوع دیوارهای صندوقه ای اجرا شوند می توانند به عنوان اسکله های پهلوگیری نیز کاربرد داشته باشند. معمولاً صندوقه های بزرگ باید به کمک دیواره های داخلی تقویت شوند [۱] و [۴].



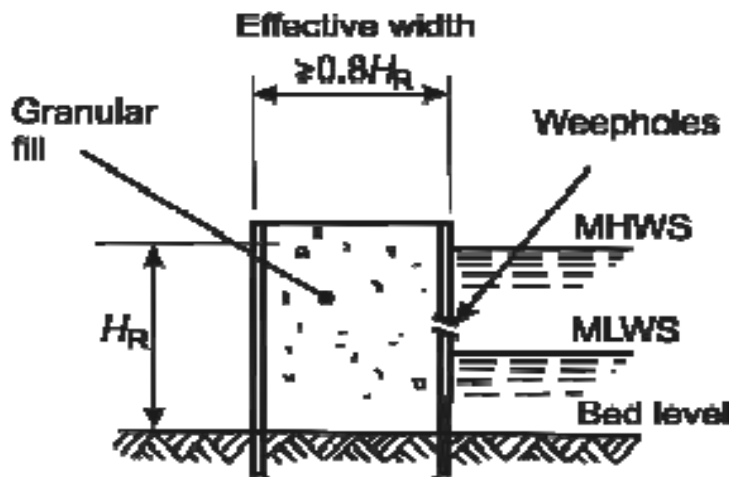
شکل (۲-۶): نمونه ای از دیوارهای صندوقه ای بتنی [۱]

## ۲-۳-۱-۱-۴- دیوارهای سپری سلولی (محفظه ای) (Cellular Sheet-piled Structures):

این نوع دیوارهای وزنی که در شکل (۲-۷) مشاهده می شوند، از محفظه هایی تشکیل شده اند که معمولاً با استفاده از سپرهای فولادی به وجود می آیند. سپرها در مسیر مورد نظر کوبیده می شوند تا محفظه های مورد نظر ایجاد گردند. معمولاً درون این محفظه ها با مصالح دانه ای پر شده و قسمت فوقانی این نوع اسکله ها به صورت بتن درجا اجرا می شود. البته می توان به جای این تیر سرپوش که به صورت درجا اجرا می شود از یک دیوار حائل بتنی که در پشت آن مصالح دانه ای تا بالای سطح قرار می گیرند استفاده کرد. معمولاً این نوع سازه های وزنی هم برای پهلوگیری شناورها و هم به عنوان اسکله دیوار ساحلی و هم به عنوان اسکله عمود بر ساحل مورد استفاده قرار می گیرند. معمولاً این دیوارهای وزنی به دو صورت مدور<sup>۱۲</sup> و یا دیافراگمی<sup>۱۳</sup> اجرا می شوند [۱].

<sup>۱۲</sup>Circular Type

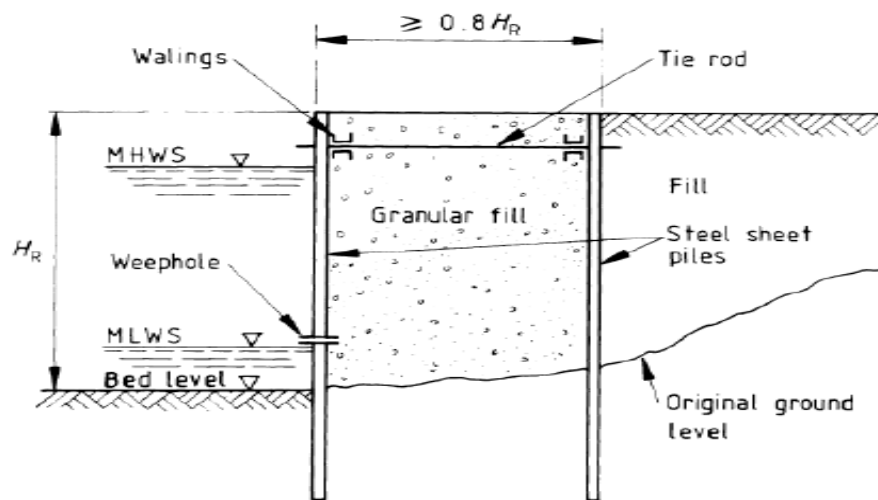
<sup>۱۳</sup>Diaphragm Type



شکل (۷-۲): نمونه ای از دیوارهای سپری محفظه ای [۱]

### ۲-۲-۳-۱-۱-۵- دیوارهای سپری فولادی دو دیواره (Double-Wall Sheet-piled Walls)

این نوع سازه های وزنی از دو ردیف سپر فولادی موازی هم تشکیل شده است که توسط میله های مهاری درون ترازهای بالایی دیوار به هم متصل می شوند و بین آنها با مصالح پرکننده پر می شود. معمولاً این نوع دیوارهای سپری دو دیواره علاوه بر اسکله پهلوگیری موازی ساحل به عنوان اسکله عمود بر ساحل هم مورد استفاده قرار می گیرند [۱]. در شکل (۸-۲) مقطعی از این دیوار مشاهده می شود.



شکل (۸-۲): نمونه ای از دیوارهای سپری فولادی دو دیواره [۱]



## ۲-۲-۳-۱-۲- اسکله های سپری:

اسکله های سپری را عموماً می توان به سه دسته تقسیم کرد:

۱- اسکله های سپری مهار شده (دارای یک دیواره) (*Anchored Single Walls*)

۲- اسکله های سپری طره ای (بدون مهار) (*Cantilevered Single Walls*)

۳- اسکله های دیوار تکی با عرشه تقویت کننده (*Single walls with Relieving Platform*)

معمولاً از عناصر مختلفی برای ساخت دیواره استفاده می شود که در زیر به آنها اشاره می شود:

الف) سپرهای فولادی

ب) شمع های بتنی در کنار یکدیگر (*In-situ Concrete Piled Walls*)

ج) دیوارهای بتنی جداکننده درجا (*In-situ Concrete Diaphragm Walls*)

د) دیوارهای ترکیب سپر و شمع (*Soldier Piles and Sheet Piles*)

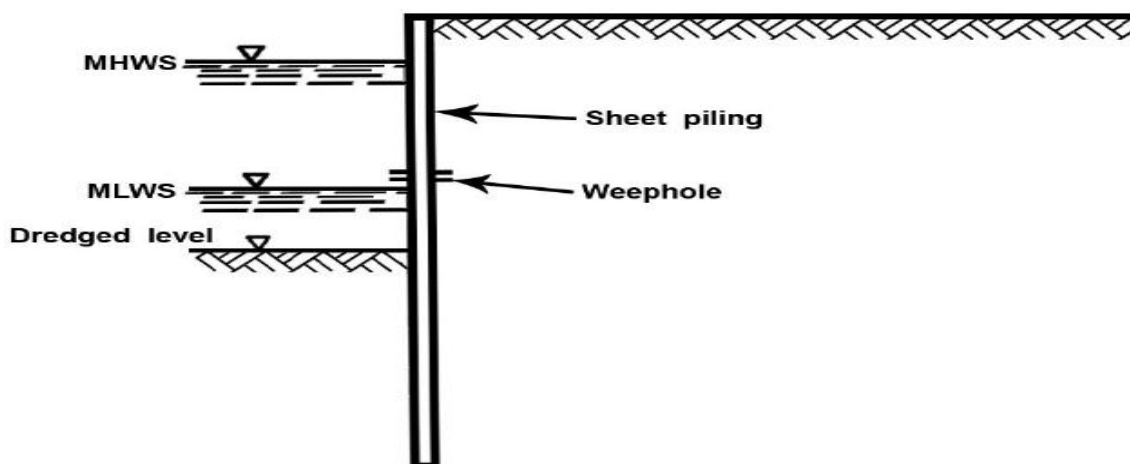
عملکرد دیواره ها و سپرها در انتقال بار پشت دیوار از طریق ممان اینرسی مقطع دیوار و تبدیل بارهای وارده به لنگر صورت می گیرد. به همین دلیل پایداری کلی سازه دیوار در برابر بارهای وارده چه از نظر سازه ای و چه از نظر پایداری کلی دیوار مد نظر است. استفاده از دیوارهای سپری می تواند هم به عنوان اسکله و هم به عنوان دیوار جداکننده باشد.

۲-۲-۳-۱-۲-۱- انواع اسکله های سپری از نظر سیستم سازه ای:

۲-۲-۳-۱-۲-۱-۱- اسکله های سپری تکی مهار شده (*Anchored Single Walls*)



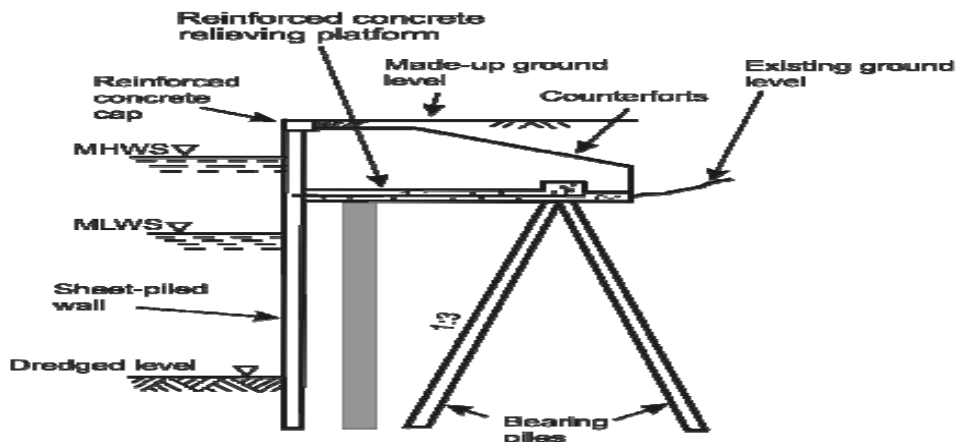
جلوی دیوار، این سازه ها خصوصاً در تراز های بالایی تغییر شکل های بزرگی را تجربه می کنند. در شکل نمونه ای از این سپرها نشان داده شده است [۱] و [۴].



شکل (۱۰-۲): نمونه ای از اسکله های سپری طره ای [۱]

### ۲-۲-۳-۱-۲-۱-۳- اسکله های دیوار تکی با عرشه تقویت کننده (Single walls with Relieving Platform)

در این نوع دیوارها عرشه تقویت کننده در پشت دیوار سپری بر روی خاک موجود در محل و شمع ساخته می شود. در حقیقت این نوع عرشه که معمولاً بر روی شمع استوار است برای انتقال سربار پشت اسکله به زمین از طریق شمع ها مورد استفاده قرار می گیرد و به همین دلیل برای آنکه اثر آن در کاهش سربار و در نهایت کاهش فشار محرک وارد بر روی دیوار سپری به حداکثر برسد باید طول این عرشه از طول گوه گسیختگی بیشتر باشد. در این نوع دیوارها، نیروی قائم توسط شمع ها و همین طور خود دیوار سپری تحمل می شوند در حالی که شمع های مایل در حقیقت نوعی مهار برای دیوار سپری اصلی فراهم می آورند. همچنین نیروی ناشی از برکنش (Uplift) نیز در اثر وزن سازه عرشه تا حد زیادی کاهش می یابد. برای کاهش بار قائم وارد بر سیستم سازه ای دیوار سپری و شمع ها می توان از عرشه های بتنی توخالی استفاده کرد [۱].



شکل (۲-۱۱): نمونه ای از اسکله های دیوار تکی با عرشه تقویت کننده [۴]

## ۲-۲-۳-۱-۲-۲- انواع دیوار های سپری از نظر نوع اجرا و نوع ساخت دیوار:

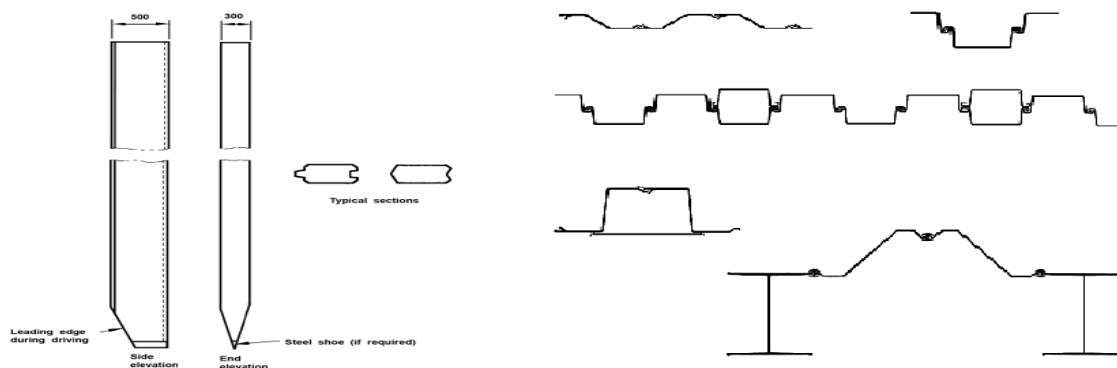
### ۲-۲-۳-۱-۲-۲-۱- دیوارهای سپری بتنی پیش ساخته:

از این نوع دیوارها برای ساختن دیوارهای با ارتفاع متوسط در خاک هایی که امکان فروردن این المان ها در خاک وجود دارد استفاده می شود. این فرورفت را می توان به کمک پیش حفاری و یا جت-آب آسان تر نمود. مهم ترین مزیت این دیوار های بتنی، دوام و کیفیت مناسب مصالح آنها به دلیل پیش-ساخته بودن می باشد. همچنین با توجه به اینکه این دیوار ها برای باربری نیروهای قائم مورد استفاده قرار می گیرند، کشش به وجود آمده ناشی از لنگر نیروهای ناپایدار کننده وارد بر آن نیز تا اندازه زیادی کاهش یافته و جبران می شود.

### ۲-۲-۳-۱-۲-۲-۲- دیوارهای سپری فولادی:

این دیوارها که در اشکال (۲-۱۲) و (۲-۱۳) مشاهده می شوند، از ورق های فولادی تشکیل شده-اند که به صورت گسترده ای در اسکله ها مورد استفاده قرار می گیرند. وزن این قطعات سبک بوده و به راحتی می توان آن ها را جابجا نمود. این نوع سپری های فولادی تا عمق زیادی می توانند کوبیده شوند.

به همین دلیل در محدوده وسیعی از انواع خاک ها و همین طور در بسترهای سنگی سست و هوازده در صورت رعایت نکات طراحی و اجرایی می توان از این مقاطع استفاده کرد. از مهم ترین مشکلات این مقاطع مشکل خوردگی آنها در محیط های خورنده دریایی است که باید در طراحی مقطع حتما لحاظ شود. متداول ترین مقاطع فولادی موجود مورد استفاده در این ارتباط سپرهای فولادی و مقاطع U و Z هستند که می توانند در حالات مختلف مطابق با شکل (۲-۱۲) با هم ترکیب شوند. همچنین برای بالا بردن ظرفیت خمشی این مقاطع می توان از ورق های تقویتی که به بال یا جان مقاطع موجود جوش می شوند استفاده کرد [۱].



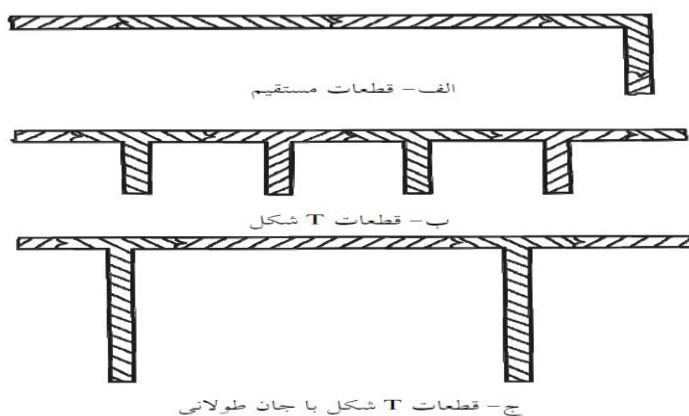
شکل (۲-۱۳): نمونه ای از دیوارهای سپری بتنی پیش ساخته

شکل (۲-۱۲): نمونه ای از سپرهای فولادی

### ۲-۲-۳-۲-۱-۳-۲-۲- دیوارهای جداکننده:

این نوع دیوارها در محدوده وسیعی از خاک ها می توانند اجرا شوند. هرچند بهتر است در مواردی که لایه های آرتزین در محل وجود داشته باشد از این گزینه استفاده نشود. این نوع دیوارهای بتنی درجا در مواردی که ارتفاع دیوار زیاد و همچنین سربار قائم نسبت به فشارهای محرک وارد بر دیوار زیاد است. در شکل (۲-۱۴) نمونه هایی از مقطع متداول این نوع دیوارهای دیافراگمی ارائه گردیده است. معمولاً دیوارهای دیافراگمی با مقاطع ساده و مستقیم با ضخامت ۰/۵ تا ۱/۵ متر اجرا می شوند. برای بالا

بردن ممان اینرسی مقطع و افزایش باربری از مقاطع T شکل برای پانل های میانی و مقاطع L شکل برای پانل هایی که در گوشه دیوار قرار می گیرند استفاده می شود. طول متداول هر یک از پانل ها بین ۴/۵ تا ۵ متر است گرچه محدوده حداقل و حداکثر طول این پانل ها ۲ تا ۱۰ متر می باشد.



شکل (۲-۱۴): نمونه ای از مقاطع دیوار های دیافراگم بتنی [۱]

## ۲-۲-۳-۲- اسکله های باز

اسکله های باز متکی بر شمع ها می باشند و آب در زیر آن ها جریان دارد. متداول ترین نوع اسکله های باز، اسکله های شمع و عرشه و دلفین ها هستند.

### ۲-۲-۳-۲-۱- اسکله های شمع و عرشه<sup>۱۴</sup>

در اسکله های شمع و عرشه بارهای قائم و جانبی از طریق شمع هایی که درون خاک تا عمق زیادی فرو رفته اند به خاک منتقل می شوند. میزان شکل پذیری این سازه ها به نوع مصالح، وضعیت لایه های خاک بستر و نوع اسکلت بندی و سیستم سازه ای شمع ها بستگی دارد.

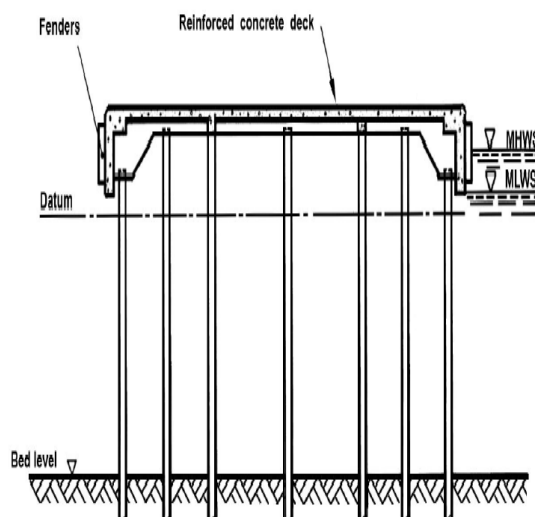
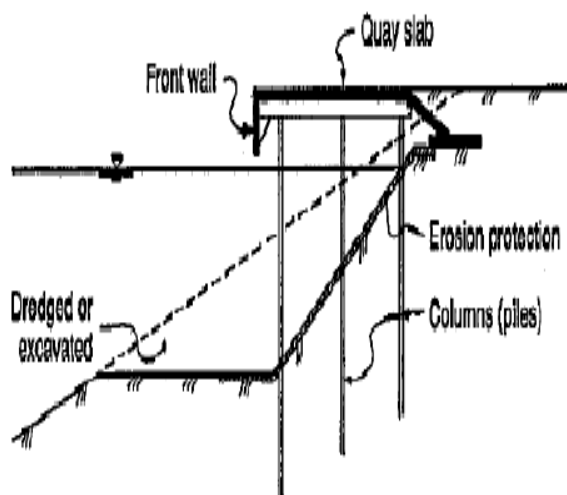
<sup>۱۴</sup> Deck And Pile Wharf

اگر اسکله شمع و عرشه موازی ساحل احداث شود به آن اسکله ساحلی (Wharf) می گویند که امکان پهلوگیری شناور از یک طرف را دارند. اگر اسکله عمود بر ساحل باشد به آن اسکله فراساحلی گفته می شود که از دو طرف امکان پهلوگیری دارند. اگر اسکله فراساحلی چسبیده به ساحل باشد به آن (Pier) و اگر دسترسی به اسکله از طریق پل میسر باشد به آن (Jetty) می گویند [۴]. در شکل (۱۵-۲) نمونه از Wharf و در شکل (۱۶-۲) نمونه ای از یک Pier مشاهده می شود.



شکل (۱۶-۲): نمایی از یک Wharf

شکل (۱۵-۲): نمایی از یک Pier



شکل (۱۷-۲): مقطع اسکله شمع و عرشه عمود بر ساحل شکل (۱۸-۲): مقطع اسکله موازی ساحل [۳]

## ۲-۲-۳-۲-۲- دلفین:

دلفین سازه ای است که تنها جهت پهلوگیری و مهاربندی شناور استفاده می شود. در شکل (۱۹-۲) نمونه هایی از دلفین ها دیده می شود.



شکل (۱۹-۲): دلفین [۲]

انواع دلفین عبارتند از:

الف: دلفین تک شمع (مونو پایل) که در شکل (۲۰-۲) مشاهده می شود.

ب: دلفین انعطاف پذیر (فقط دارای شمع قائم)

ج: دلفین با شمع مایل (صلب) که در شکل (۲۱-۲) مشاهده می شود.



شکل (۲۰-۲): دلفین تک شمع



شکل (۲۱-۲): دلفین با شمع مایل



## ۲-۲-۳- اسکله های شناور

اسکله شناور معمولاً شامل کیسون های شناور می باشد که توسط زنجیر مهار می شوند. این نوع اسکله معمولاً در مکان هایی که تحت اثر امواج با ارتفاع کم قرار دارند استفاده می شوند. کیسون ها می توانند فلزی یا بتنی باشند.



شکل (۲-۲۲): اسکله شناور [۲]

## ۲-۲-۴- عوامل و ملاحظات در انتخاب نوع اسکله

عوامل بسیار زیادی از جمله عوامل اقتصادی شامل هزینه تامین مصالح، هزینه های اجرایی، هزینه تامین ماشین آلات، هزینه های بهره برداری و نگهداری و همچنین شرایط محیطی و ژئوتکنیکی محل، زمان اجرا و ... در انتخاب نوع اسکله دخالت دارند.

با نگاهی اجمالی می توان مزایا و معایب اسکله ها را در قالب جدول (۲-۱) بررسی کرد.

جدول (۱-۲): مزایا و معایب انواع اسکله ها

شرح	مورد مقایسه
با توجه به افزایش حساسیت در مقابل ضربات شناور و نیروهای وارده متناسب با افزایش لاغری، اسکله سپر مهار شده و وزنی دارای عملکرد بهتری نسبت به اسکله شمع و عرشه می باشد.	عملکرد سازه ای
با توجه به لزوم تقویت سازه ای و لایروبی مقابل اسکله در همه گزینه ها حساسیت نسبت به این مورد تقریبا یکسان است.	حساسیت نسبت به تغییر کاربری
مشکلاتی نظیر لزوم اجرای شمع از دریا یا لایروبی زیر عرشه در صورت اجرای شمع ها از خشکی در اسکله شمع و عرشه موجود می باشد.	هزینه های ساخت و زمان اجرا
با توجه به اینکه در اسکله شمع و عرشه میزان سطح در معرض خوردگی بیشتر است، حفاظت بیشتری در برابر خوردگی در این اسکله لازم است. نگهداری و تعمیر عرشه بتنی نیز هزینه های اضافی در بر خواهد داشت.	تعمیر و نگهداری

اسکله های شمع و عرشه در مقایسه با اسکله های بسته، در صورت وجود شرایط زیر، مناسب تر می باشند [۳]:

الف : مقاومت بستر دریا برای تحمل سازه های وزنی سنگین، مناسب نباشد.

ب : ظرفیت باربری لایه های فوقانی بستر دریا کم بوده و مقاومت لایه های تحتانی، مناسب باشد.

ج : عمق آب زیاد باشد.

د : نیاز به حداقل تغییرات در شرایط و وضعیت هیدرولیکی باشد.

ه : دسترسی به مصالح مناسب جهت پر کردن فضای پشت اسکله های دیواری، مشکل باشد.

## ۲-۳- سیستم های سازه ای اسکله های شمع و عرشه

با توجه به نوع مصالح مصرفی در ساخت اسکله، شرایط ژئوتکنیکی لایه های زمین و نحوه طراحی اجزای سازه، پاسخ سازه به بارهای افقی متفاوت خواهد بود.

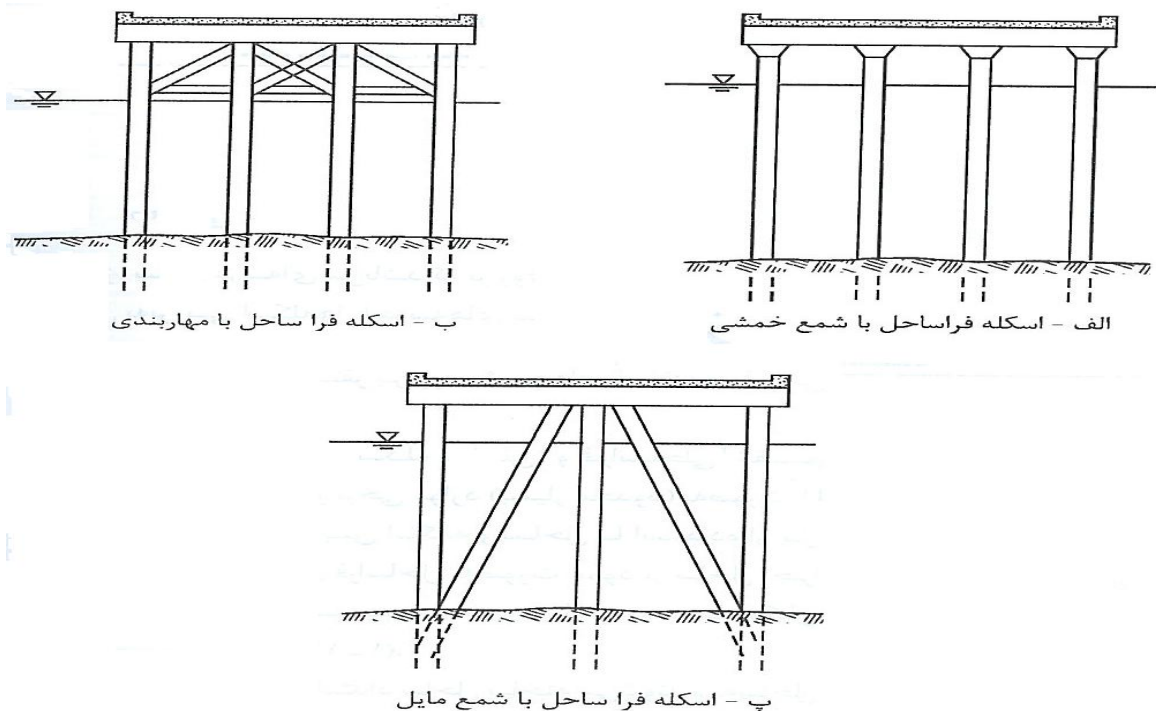
در اسکله های شمع و عرشه بارهای ثقلی توسط شمع های قائم تحمل می شود ولی باربری جانبی اسکله متفاوت می باشد. در اسکله های دور از ساحل، به طور معمول از ۳ نوع سیستم سازه ای برای تحمل بارهای جانبی استفاده می شود:

الف) قاب خمشی (انعطاف پذیر)

ب) قاب مهار بندی شده (نیمه صلب)

ج) شمع مایل (صلب)

در سیستم های قاب خمشی و قاب مهار بندی شده، انتقال نیروی جانبی توسط مقاومت خمشی جانبی شمع قائم فرورفته در خاک و مقاومت جانبی خاک انجام می شود ولی در شمع های مایل، انتقال نیروهای جانبی توسط مقاومت محوری شمع های مایل در خاک (به صورت فشار یا کشش) صورت می پذیرد. در شکل (۲-۲۳) انواع سیستم های سازه ای اسکله های شمع و عرشه عمود بر ساحل نشان داده شده است [۳].



شکل (۲-۲۳): انواع سیستم های سازه ای اسکله های شمع و عرشه عمود بر ساحل [۳]

در اسکله های نزدیک ساحل نیز ۳ روش کلی برای تحمل بارهای جانبی وجود دارد :

الف) اسکله ساحلی مجزا

ب) اسکله ساحلی همراه با سازه نگهدارنده

ج) اسکله ساحلی همراه با سازه مهارتی

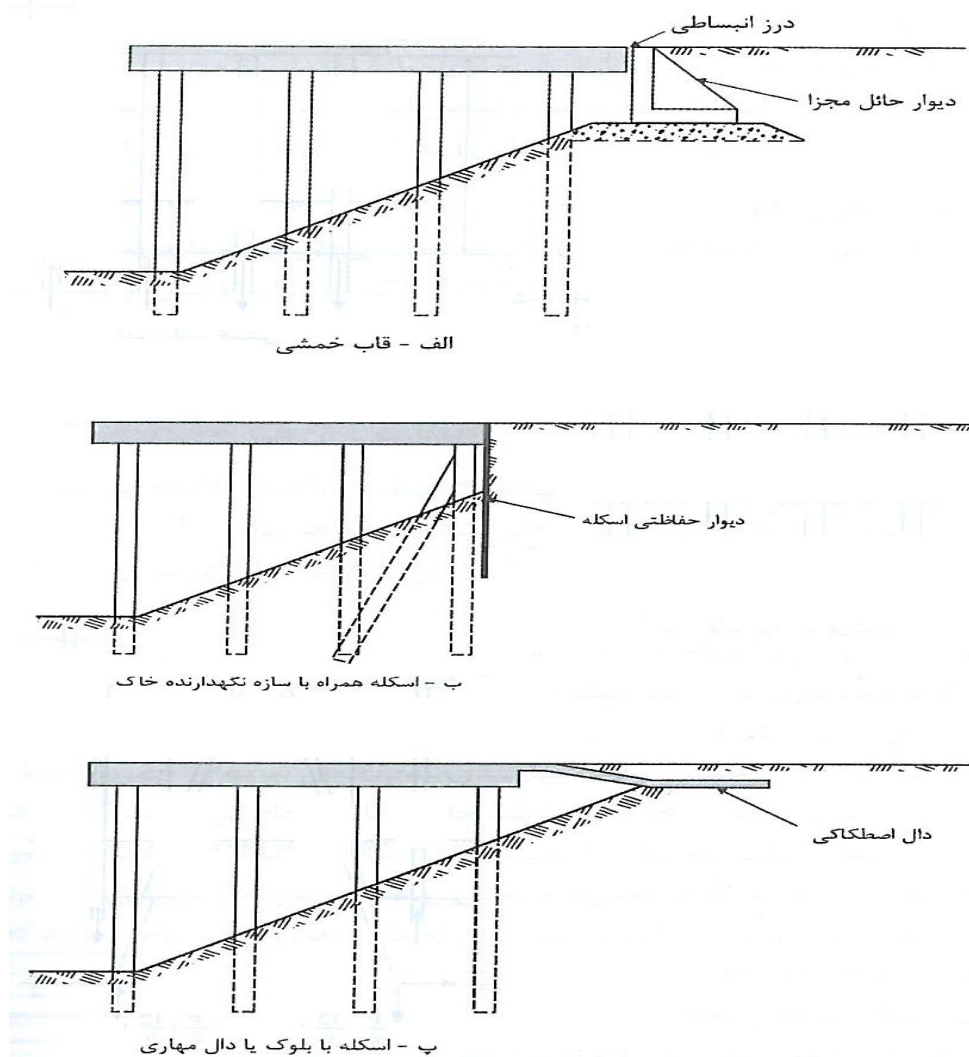
در اسکله ساحلی مجزا کلیه نیروهای جانبی توسط اجزای اسکله (عرشه و شمع ها) تحمل می شود

و می توان آن ها را در ۳ سیستم ارائه شده برای اسکله های فراساحلی طراحی و اجرا کرد.

در اسکله ساحلی با سازه نگهدارنده، اسکله به صورت یکپارچه با سازه نگهدارنده می باشد و

نیروهای جانبی با عملکرد ترکیبی دو بخش تحمل می شوند.

در اسکله ساحلی با سازه مهاری، عملکرد مجموعه در برابر بارهای جانبی مشابه حالت قبل است ولی نیروهای جانبی وارد به سازه مهاری به وسیله اصطکاک بین خاک و سازه مهاری منتقل می شود. از انواع سازه های نگهداری و مهاری می توان به دیوار حایل، دال مهاری و دیوار حفاظتی اسکله اشاره کرد. در طراحی اسکله های ساحلی، یکی از مهم ترین موضوعات تحلیل اثرات ناشی از فشار خاک بر اسکله و پایداری شیروانی منتهی به اسکله می باشد لذا اندر کنش خاک و سازه از اهمیت به سزایی برخوردار است. در شکل (۲-۲۴) مقطع انواع اسکله های موازی ساحل مشاهده می شود [۳].



شکل (۲-۲۴): مقطع انواع اسکله های شمع و عرشه موازی ساحل [۳]

## ۲-۴- اثرات مطلوب و نامطلوب شمع های مایل

زمانی که نیروی جانبی وارد بر اسکله خیلی زیاد باشد معمولاً از شمع های مایل استفاده می شود. استفاده از شمع های مایل گرچه تعداد کل شمع های قائم را کاهش می دهد اما به دلیل داشتن معایب فراوان استفاده از آن جای شک و تردید فراوانی در محافل علمی به وجود آورده است.

زلزله های اخیر در جهان همچون لوماپریتا، نورثریج، کاستاریکا، کوبه و ... ثابت کرد در تمامی اسکله هایی که در آن ها از ترکیب شمع مایل و قائم استفاده شده است (اسکله های صلب) این شمع های مایل بودند که بیشترین آسیب را دیدند و شمع های قائم خسارت کمتری متحمل شدند. سپس مدل سازی های عددی نیز این مطلب را به ثبوت رسانید. در شکل (۲-۲۵) نمونه هایی از خرابی شمع های مایل در زلزله ها را مشاهده می کنیم.



شکل (۲-۲۵): نمونه هایی از خرابی شمع های مایل اسکله ها در اثر زلزله

با مرور مراجع فنی در یک جمع بندی کلی می توان خرابی های اتفاق افتاده در اعضای مختلف

اسکله را به صورت جدول (۲-۲) خلاصه کرد [۶].

جدول (۲-۲): جمع بندی موده‌های گسیختگی در اعضای مختلف اسکله [۶]

گسیختگی فشاری مصالح	شمع	عضو سازه ای اسکله
کمانش کلی شمع تحت اثر نیروی فشاری		
کمانش موضعی آرماتور یا مقطع شمع		
ایجاد مفصل پلاستیک خمشی در بالا و یا پایین شمع		
گسیختگی کششی (pull out) شمع از داخل بستر		
گسیختگی کششی مقطع ناشی از نبود طول مهاری کافی		
عدم کفایت ظرفیت باربری محوری شمع در بستر		
گسیختگی برشی سر شمع	سر شمع	
کنده شدن بتن سر شمع		
جدایی کششی شمع از سر شمع		
سوراخ شدن عرشه در اثر برش سوراخ کننده (پانچ) ناشی از شمع مایل	عرشه	
جدا شدگی و انقطاع شمع از عرشه در اثر برش یا کشش		
جابجایی نسبی قطعات عرشه در اثر حرکت افقی، عمودی و پیچش		
ایجاد ترک های طولی در سطح عرشه		

موده‌های گسیختگی مربوط به شمع مایل و عامل ایجاد هر یک در جدول (۲-۳) عنوان شده است [۶].

جدول (۲-۳): مودهای گسیختگی مربوط به شمع مایل و عوامل ایجاد آن ها [۶]

موارد گسیختگی	عامل اصلی ایجاد گسیختگی
کمانش شمع مایل (کلی و موضعی)	نیروی محوری فشاری زیاد در شمع مایل
کنده شدن بتن سر شمع	نیروی محوری فشاری زیاد در شمع مایل
سوراخ شدن عرشه	برش سوراخ کننده در اثر نیروی محوری شمع مایل
جدا شدگی شمع از سر شمع	نیروی محوری کششی زیاد در شمع مایل
گسیختگی کششی شمع	نیروی محوری کششی زیاد در شمع مایل
گسیختگی کششی (pull out) شمع از داخل بستر	نیروی کششی زیاد و عدم کفایت ظرفیت کششی شمع در بستر
مفصل پلاستیک خمشی در بالا و یا پایین شمع	خمش یا اندرکنش خمش - نیروی محوری
گسیختگی برشی شمع مایل	نیروی برشی زیاد در شمع مایل

در مجموع با توجه به مشاهدات و گزارش های ثبت شده، می توان گفت اکثر مودهای خرابی شمع های مایل در ناحیه اتصال شمع و عرشه متمرکز است. همچنین چنان که از جدول بالا مشهود است، بسیاری از مودهای گسیختگی در اثر نیروی محوری زیاد در شمع مایل پدید می آید؛ لذا در صورتی که بتوان نیروی محوری ایجاد شده در شمع مایل را محدود ساخت و یا کاهش داد، احتمالاً می توان از بروز بسیاری از گسیختگی ها جلوگیری به عمل آورد.



## ۲-۴-۱- تفاوت پاسخ و آسیب شمع مایل بتنی و فولادی

شمع های مایل بتنی و فولادی بعضاً عملکرد متمایزی دارند و آسیب های متفاوتی را تجربه می-کنند. دلیل اصلی این امر تفاوت ذاتی مصالح فولاد و بتن است که در مقاومت آنها بروز پیدا می کند. مقاومت فشاری بتن تقریباً یک دهم مقاومت فشاری فولاد است. همچنین مقاومت کششی بتن با مقاومت فشاری آن تفاوت عمده ای دارد، حال آنکه نمودار نیرو- تغییر مکان فولاد در کشش و فشار بصورت همسان است. از طرفی مقاومت برشی که تابعی از مقاومت کششی است، برای بتن بسیار کمتر است.

با توجه به این امر، انتظار می رود گسیختگی کششی و ایجاد ترکهای کششی عمود بر راستای بار محوری در شمع های بتنی زودتر از گسیختگی فشاری اتفاق می افتد. همچنین بروز گسیختگی برشی در نواحی حداکثر برش (سر شمع) در شمع های بتنی بسیار متحمل است. اما در شمع های فولادی که مقاومت برشی مقاطع نسبتاً زیادتر است، گسیختگی برشی متحمل نخواهد بود و گسیختگی فشاری که معمولاً ناشی از رسیدن بار به بار بحرانی کمانشی یا کمانش موضعی است، زودتر از گسیختگی کششی اتفاق می افتد. این مطلب با مشاهده عملکرد شمع مایل در زلزله های گذشته مطابقت دارد [۶].

## ۲-۴-۲- دلایل محتمل بروز گسیختگی در اسکله ها

اساساً بر مبنای فلسفه های نوین طراحی ، بروز گسیختگی های شکل پذیر، قابل ترمیم و موضعی از اهدافی است که طراح در فرآیند طراحی دنبال می کند. اما در کنار این نوع گسیختگی ها، برخی گسیختگی ها بصورت پیش بینی نشده و نامطلوب بوده اند و بروز آن ها مورد نظر طراح نبوده است. بروز چنین مودهای گسیختگی می تواند حاصل یک یا ترکیبی از عوامل زیر باشد [۶]:

- ضعف ذاتی برخی روش های طراحی
- تخمین اشتباه و نامناسب نیروهای ایجاد شده و تغییر شکل های لرزه ای وارد بر سازه
- عدم استفاده از تحلیل های غیر خطی در ارزیابی رفتار سازه
- عدم استفاده از ظرفیت پلاستیک مقاطع که ناشی از فلسفه طراحی الاستیک بوده است
- عدم در نظر گرفتن ترتیب ایجاد گسیختگی و بازپخش نیرو در اجزای مختلف سازه
- صلبیت بالای سازه و جذب نیروی دینامیکی بیشتر در اثر فرضیات حاکم بر طراحی الاستیک
- جزئیات بندی نامناسب اتصال شمع به عرشه نظیر طول مهار ناکافی، طول قطع نامناسب و محصور شدگی اندک
- فرض نادرست مفصلی بودن اتصال شمع مایل به عرشه
- عدم تأمین شکل پذیری مناسب در نقاط با تقاضای تغییر شکل بالا نظیر سر شمع
- عدم محصور شدگی مناسب بتن که منجر به کماتش میلگردهای طولی، کاهش مقاومت فشاری و کاهش شکل پذیری عضو و کل سازه می شود.
- عدم دقت در ارزیابی صحیح رفتار خاک (روانگرایی، گسیختگی و جابجایی خاکریز، نشست)
- علاوه بر این در کشور ما با وجود مشکلات مسائل اجرایی و نگهداری، بروز گسیختگی های نامطلوب محتمل تر به نظر می رسد. به طور خلاصه برخی از این عوامل عبارتند از:
- اجرای نامناسب
- مصالح غیر استاندارد
- عمل آوری نامناسب بتن به ویژه در هوای گرم مناطق جنوب
- طرح اختلاط نامناسب (در محیط های دریایی)
- مسأله خوردگی و عدم نگهداری مناسب

- بهره برداری نامناسب از اسکله (پهلویی نا مناسب، بارگذاری بیش از حد و...)

برای کاهش خسارت ناشی از شمع های مایل راهکارهایی ارائه شده است مانند استفاده از فیوز سازه ای به عنوان عضوی شکل پذیر و قابل تعویض که در هنگام وقوع زلزله مانع از انتقال نیروی جانبی به شمع های مایل شده و نیروی محوری شمع های مایل را کاهش می دهد اما تا کنون این روش جنبه عملی نداشته است [۶].

## ۲-۵- اجزای اسکله های شمع و عرشه :

مهم ترین قسمت های اسکله شمع و عرشه، شمع ها و عرشه می باشد. عرشه به صورت های قالب یکپارچه، قالب بندی با تیر و یا به صورت پیش ساخته، احداث می شود. شمع ها می توانند به صورت چوبی، فولادی یا مقطع H شکل و لوله ای، بتنی در جاریز و بتنی پیش ساخته و یا بتنی پیش تنیده سانتریفیوژ باشد. البته در مورد سازه های دریایی، شمع های بتنی باید به همراه غلاف فولادی اجرا شود.

شمع های پیش تنیده سانتریفیوژ نسبت به سایر شمع ها دارای مزایای زیر هستند [۷] و [۸]:

✓ کاهش نسبت آب به سیمان ( $W/C=0.28$ ) و وجود میکروسیلیس و مقاومت فشاری بالا در

حدود  $MPa 80$

✓ تولید شمع یکپارچه تا طول ۴۵ متر

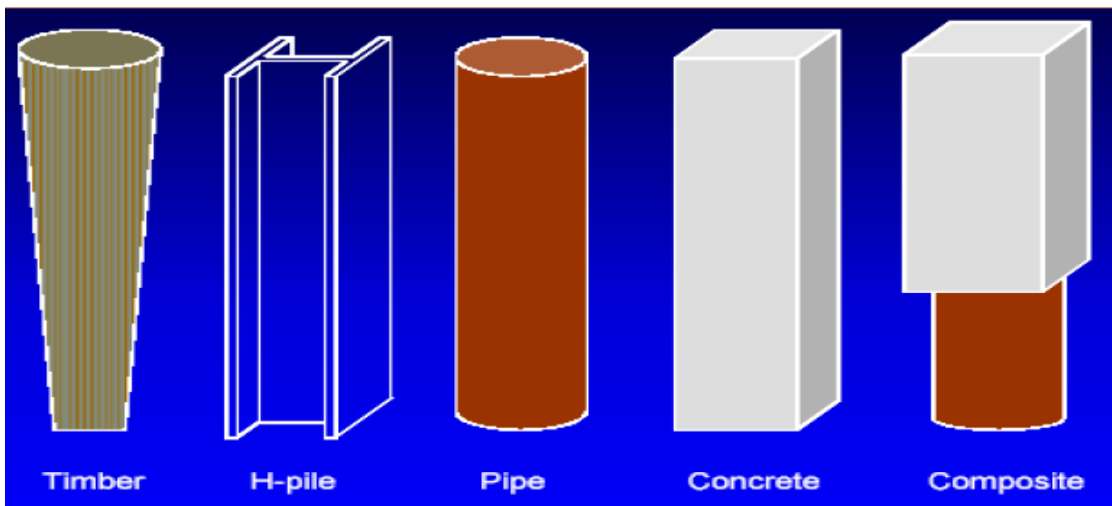
✓ مقاومت بالای فولادها در برابر کشش و همچنین مقاومت در برابر خوردگی

✓ هزینه ای تقریباً نصف شمع های فولادی

در شکل (۲-۲۶) عرشه و تیرهای آن و در شکل (۲-۲۷) انواع شمع ها نشان داده شده است.



شکل (۲-۲۶): عرشه و تیرهای آن [۲]



شکل (۲-۲۷): انواع شمع ها

## ۲-۵-۱- فندر<sup>۱۵</sup>

از دیگر بخش های مهم اسکله ها، فندرها می باشند که هنگام پهلوگیری شناور ها، لایه میانی مورد نیاز بین شناور و سازه اسکله را به وجود می آورند. وظیفه اصلی فندر، تبدیل ضربه و انرژی ناشی از پهلوگیری شناور، به عکس العمل های قابل تحمل توسط شناور و سازه می باشد.

<sup>۱۵</sup>Fender

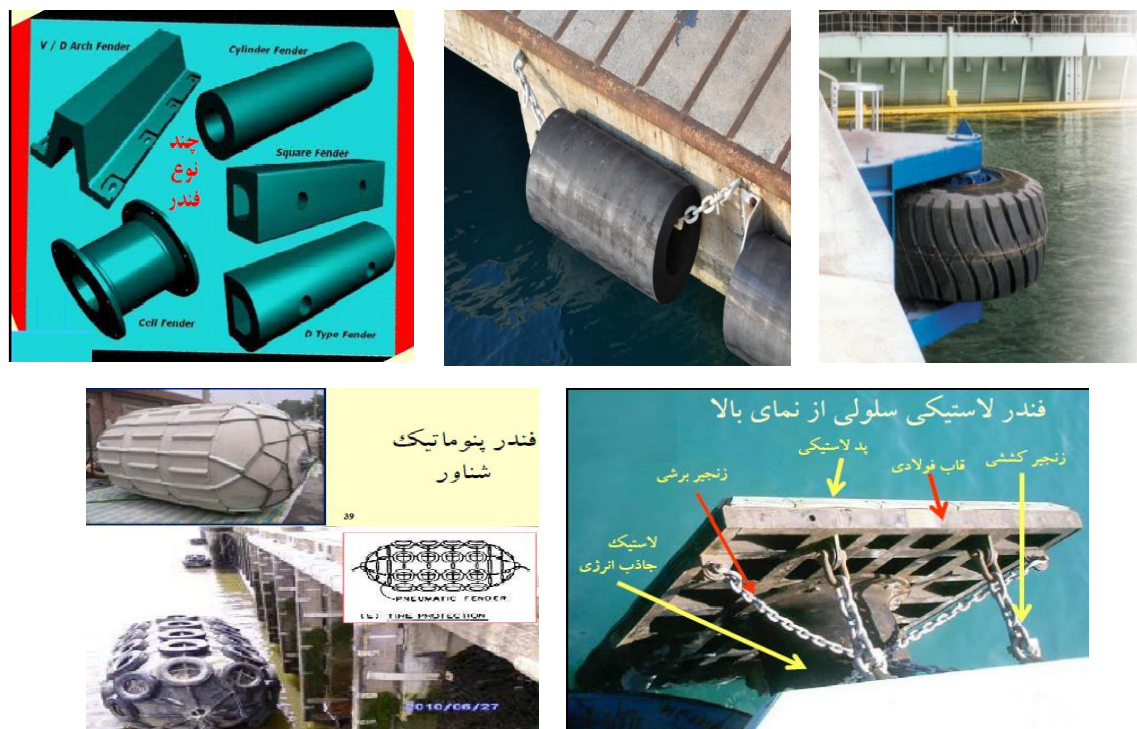
فندرها به دو دسته فندرهای محافظ سطحی و فندرهای جذب کننده انرژی تقسیم می شوند [۵]. فندرهای محافظ سطحی، در ازای انرژی جذب شده، نیروی عکس العمل بزرگی به اسکله وارد می کنند ولی در فندرهای جذب کننده انرژی، در ازای انرژی جذب شده، نیروی عکس العمل کوچکی به اسکله وارد می شود و باعث صرفه جویی در طراحی می گردد.

از دیدگاه دیگر، فندرها به دو دسته کلی تقسیم می شوند [۴]:

الف : فندرهایی که به طور ثابت بر روی اسکله جذب می شوند.

ب : فندرهایی که بین اسکله و کشتی، شناور هستند .

متداول ترین سیستم فندر در جهان، لاستیک های مستعمل خودرو می باشند. فندرهای لاستیکی استوانه ای نیز کاربرد فراوانی دارند. در شکل (۲-۲۸) انواع فندر نشان داده شده است.



شکل (۲-۲۸): انواع فندر [۲]

## ۲-۵-۲- بولارد<sup>۱۶</sup>

بولارد قطعه ای است که در زمان پهلوگیری یک شناور، طناب شناور به آن بسته می شود تا از حرکت شناور، جلوگیری شود. انواع بولارد در شکل (۲-۲۹) دیده می شود. نیروی کششی وارد شده بر بولارد به صورت مایل اعمال می گردد.



شکل (۲-۲۹): انواع بولارد

## ۲-۵-۳- جرثقیل

برای جابه جایی کالاهای از کشتی ها به بندر و بالعکس از جرثقیل استفاده می شود. در شکل (۲-۳۰) چند نمونه از جرثقیل ها را مشاهده می کنیم.



شکل (۲-۳۰): نمونه هایی از جرثقیل [۲]

<sup>۱۶</sup> Bollard

## ۲-۶- بارهای وارد بر اسکله ها

به دلیل تنوع زیاد بارهای وارد بر اسکله و شرح مفصل آن ها که در این مجال نمی گنجد، تنها به ذکر نام آن ها کفایت می کنیم [۳]، [۴] و [۵].

➤ بارهای ثقلی شامل

✓ بار مرده شامل وزن اعضای اسکله

✓ بار زنده شامل سربار اسکله که با توجه به کاربری اسکله تعیین

می شود و همچنین بار جرثقیل و کامیون های حمل بار

➤ بارهای محیطی شامل بار موج، باد، جریان آب و فشار یخ

➤ بار پهلوگیری و مهار شناور

➤ بارهای ناشی از تغییرات دما

➤ بارهای ناشی از جمع شدگی و خزش مصالح

➤ بار فشار خاک

➤ و بار زلزله که در بین بارهای جانبی غالباً حاکم می باشد. به دلیل اهمیت بار زلزله و روش های

مختلف تحلیل سازه در برابر این بار مخرب و همچنین توسعه روش های نوین، در پیوست

شماره ۱ به صورت مبسوط در مورد نیروی زلزله در اسکله ها توضیح داده شده است.

## ۷-۲- ترکیب بارها

ترکیب بارهای متنوعی از سوی آیین نامه های معتبر در این زمینه ارائه شده است که در اینجا به ذکر ترکیب بارهای آیین نامه طراحی بنادر و سازه های دریایی ایران (نشریه ۱۱-۳۰۰) برای اسکله های فولادی و بتنی در جداول (۲-۴) و (۲-۵) بسنده می کنیم.

جدول (۲-۴): ترکیب بار طراحی فلزی [۴]

Allowable strength design						
Load Case	S1	S2	S3	S4	S5	S6
Dead	1	1	1	1	1	1
Live	1	1	1	0.2	—	0.1
Wave & Current	—	1	1	—	—	—
Temperature	—	—	1	—	—	—
Earthquake	—	—	—	1	1	—
Berthing	—	—	—	—	—	1
% Allowable Stress Increase	100	125	125	133	133	100

جدول (۲-۵): ترکیب بار طراحی بتنی [۴]

Ultimate strength design						
Load Case	U1	U2	U3	U4	U5	U6
Dead	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
Live	1.7	1.3	.3	0.2	—	0.17
Wave & Current	—	1.3	1.3	—	—	—
Temperature	—	—	1.3	—	—	—
Earthquake	—	—	—	1.3	1.3	—
Berthing	—	—	—	—	—	1.7



## ۲-۸- روش های مدل سازی اسکله های شمع و عرشه:

برای انجام مدل سازی اسکله های شمع و عرشه از ۴ روش می توان استفاده کرد [۳].

الف- استفاده از روش عمق گیرداری

ب- استفاده از روش فنر خطی وینکلر برای مدل سازی خاک

ج- استفاده از فنر های غیر خطی (p-y) برای مدل سازی خاک

د- مدل سازی خاک به صورت یک محیط پیوسته و در نظر گرفتن اندرکنش کامل خاک و سازه

## ۲-۸-۱- روش عمق گیرداری

در این روش اندرکنش خاک و شمع به صورت طول گیرداری در نظر گرفته می شود. یعنی فرض می شود بعد از فرو رفتن شمع در خاک به اندازه طول محاسباتی گیرداری، شمع به صورت گیردار عمل می کند. طول کامل شمع مدل سازی شده در نرم افزار، برابر مجموع طول آزاد شمع (قسمت بیرون از خاک) و عمق گیرداری محاسبه شده می باشد. انتهای شمع نیز بصورت گیردار، در نظر گرفته می شود. این روش رایج ترین و ساده ترین روش مدل سازی اسکله ها در پروژه های واقعی می باشد.

در زیر به برخی از روش ها و فرمول های محاسبه طول گیرداری اشاره می کنیم [۳]:

## ۲-۸-۱-۱- خاک های دانه ای:

$$\text{طول گیرداری} = Z_f = 1.8 T \quad (1-2)$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (2-2)$$

$n_h$  از جدول (۶-۲) به دست می آید.

جدول (۶-۲): مقادیر نمونه برای  $n_h$  [۳]

$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	نوع خاک
۱۸۰۰-۲۲۰۰ ۵۵۰۰-۷۰۰۰ ۱۵۰۰۰-۱۸۰۰۰	ماسه خشک یا مرطوب
۱۰۰۰-۱۴۰۰ ۳۵۰۰-۴۵۰۰ ۹۰۰۰-۱۲۰۰۰	ماسه غوطه ور

#### ۲-۱-۸-۲- خاک های چسبنده

$$\text{طول گیرداری} = Z_f = 1.4R \quad (۳-۲)$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{k}} \quad (۴-۲)$$

در خاک های چسبنده فرض می شود که ضریب واکنش بستر ( $k$ ) تقریباً با عمق ثابت است. وسیله رابطه (۵-۲) را برای تخمین  $k$  پیشنهاد می کند هر چند روابط دیگری برای محاسبه  $k$  وجود دارد.

$$K = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s D^4}{E_p I_p}} \frac{E_s}{1 - \nu_s} \quad (۵-۲)$$

در رابطه فوق

$E_p$ : مدول الاستیته شمع

$I_p$ : ممان اینرسی شمع

$E_s$ : مدول الاستیسیته خاک و  $V_s$  ضریب پواسون خاک می باشد.

۲-۸-۱-۳- روش وزارت راه ژاپن (برای شمع های فولادی) [۱]

در این روش عمق گیرداری  $Z_f$  برابر  $\frac{1}{\beta}$  می باشد که

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_{h-sub} D_p}{4E_p I_p}} \quad (۶-۲)$$

$K_{h-sub}$ : ضریب واکنش افقی بستر می باشد که از طریق آزمایش های ژئوتکنیک به دست می آید. در صورت عدم انجام آزمایش از رابطه پیشنهادی چانگ بر محاسبه  $K_h$  استفاده می شود.

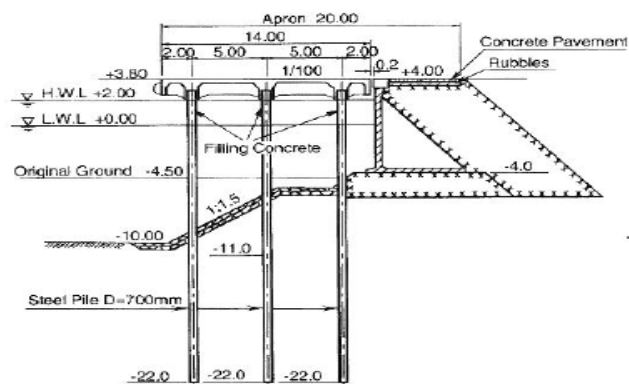
$$K_h = 1.5N \quad (۷-۲)$$

$N$ : متوسط عدد SPT بستر تا عمق گیرداری

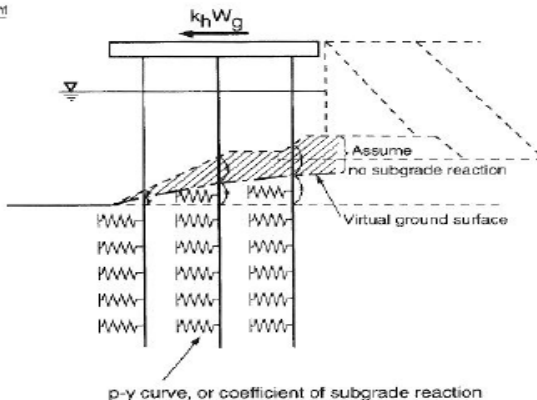
۲-۸-۲- روش فنر خطی وینکلر:

در این روش اجزای اسکله (شمع و عرشه) با استفاده از اجزای خمشی مدلسازی می شوند و عملکرد خاک بصورت مجموعه ای از فنر های جانبی و قائم خطی که سختی آن ها بر اساس شرایط خاک تعیین می شود، در فواصل مشخص در طول شمع (مثلاً یک متر به یک متر) مدلسازی می گردند.

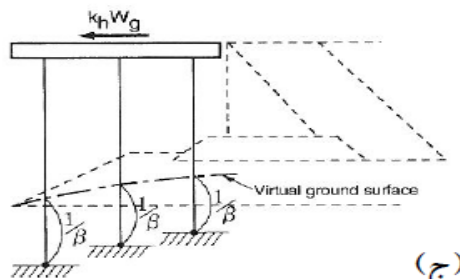
در این روش فرض می شود که ضریب واکنش بستر ( $K_s$ ) با عمق ثابت است. این فرض نادرستی است زیرا ضرایب واکنش بستر، با افزایش عمق، زیاد می گردد. در شکل (۲-۳۱) مدلسازی یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل را به روش های طول گیرداری و استفاده از فنر نشان داده شده است.



(الف)



(ب)



(ج)

شکل (۲-۳): الف: مقطع یک اسکله شمع و عرشه، ب: مدلسازی خاک با استفاده از فنر، ج: مدلسازی به روش طول

گیرداری [۱]

مقدار تخمینی ضریب عکس العمل بستر را می توان از آزمایش های ژئوتکنیکی یا جدول (۲-۶) به

دست آورد.

جدول (۲-۶): مقدار تخمینی ضریب عکس العمل بستر برای خاک های مختلف [۳]

نوع خاک	(MN/m <sup>3</sup> )	(ton/m <sup>3</sup> )
شن ماسه دار متراکم	۲۲۰ - ۴۰۰	۲۲۰۰۰۰ - ۴۰۰۰۰۰
ماسه با تراکم متوسط	۱۱۰ - ۳۰۰	۱۱۰۰۰۰ - ۳۰۰۰۰۰
ماسه ریز لای دار	۸۰ - ۲۰۰	۸۰۰۰۰ - ۲۰۰۰۰۰
رس سخت	۶۰ - ۲۲۰	۶۰۰۰۰ - ۲۲۰۰۰۰
رس سخت اشباع	۳۰ - ۱۱۰	۳۰۰۰۰ - ۱۱۰۰۰۰
رس با تراکم متوسط	۴۰ - ۱۴۰	۴۰۰۰۰ - ۱۴۰۰۰۰
رس نرم	۲ - ۴۰	۲۰۰ - ۴۰۰۰

همچنین محققان زیادی روابطی را جهت محاسبه  $K_S$  ارائه کرده اند که به ذکر چند نمونه می پردازیم:

### ۲-۸-۲-۱- رابطه کلیک [۹]

$$K_S = \frac{22.4 E_S (1-V)}{(1+V)(3-4)[2L_n(\frac{2L}{D} - 0.433)]} \quad (۸-۲)$$

L: عمق شمع و D: قطر شمع

### ۲-۸-۲-۲- رابطه چن [۹]

$$K_S = \frac{3E_S}{D} \quad (۹-۲) \quad \text{برای خاک های دانه ای}$$

$$K_S = \frac{1.6E_S}{D} \quad (۱۰-۲) \quad \text{برای خاک های چسبنده}$$

$E_S$ : مدول ارتجاعی خاک

D: قطر شمع

### ۲-۸-۳- مدلسازی با روش های فنرهای غیر خطی (p-y)

این روش نیز بر اساس مدول عکس العمل بستر می باشد ولی در این روش خاک به صورت فنر وینکلر و با رفتار الاستوپلاستیک و به طور مجزا و در فواصل مشخص مدل می شود.

برای بدست آوردن منحنی های p-y روابط بسیار زیادی ارائه شده است که به ذکر چند نمونه می پردازیم:

## ۸-۳-۱- روش موسسات نفت آمریکا (API) [۱۰]

این روش، مرسوم ترین روش به دست آوردن منحنی های  $p-y$  برای شمع های سازه های دریایی می باشد.

در این روش، برای خاک ها و شرایط مختلف، از مجموعه ای از منحنی های  $p-y$  که بیانگر ارتباط بین عکس العمل خاک بر واحد سطح جانبی شمع ( $p$ ) بر حسب  $(KN/m^2)$  در عمق مفروض  $\xi$  و میزان تغییر مکان جانبی شمع در همان عمق ( $y$  یا  $\Delta$ ) بر حسب متر می باشد استفاده می گردد. این روش برای حالات خاک رسی نرم و ماسه در زیر ارائه می شود.

## ۸-۳-۱-۱- رس های نرم

برای به دست آوردن منحنی های  $p-y$  در رس های نرم به ترتیب زیر عمل می گردد:

الف- ابتدا متغیر های وزن مخصوص غوطه ور خاک  $\gamma'$  (برای یک بستر کاملاً غوطه ور خاک)، مقاومت برشی زهکشی نشده  $C_u$  (که از آزمایش سه محوری یا برشی پره تعیین می گردد) و میزان کرنش در ۵۰ درصد مقاومت برشی حداکثر  $\epsilon_c$  از طریق آزمایش تعیین می گردند.

ب- متغیر های  $\Delta_c$  و  $\xi_r$  از آزمایش های استاندارد در آزمایشگاه و یا از روابط تجربی زیر به

دست می آیند:

$$\Delta_c = 2/5 \epsilon_c D_p \quad (11-2)$$

$$\xi_r = \frac{6D_p}{\frac{\gamma' D_p}{C_u} + J} \quad (12-2)$$

$D_p$  قطر شمع بر حسب متر

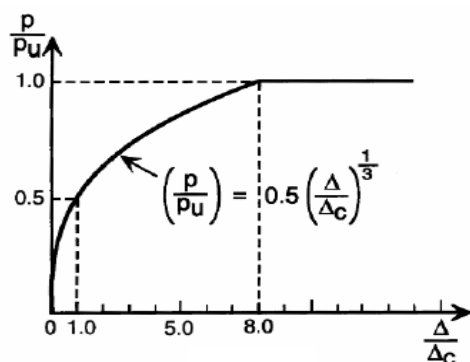
J ضریب ثابت تجربی است که برای رس نرم برابر ۰/۵ و برای رس متوسط برابر ۰/۲۵ می باشد و از آزمایش های صحرائی تعیین می گردد.

$\Delta_C$  میزان تغییر شکل شمع در  $P=0.5 P_u$

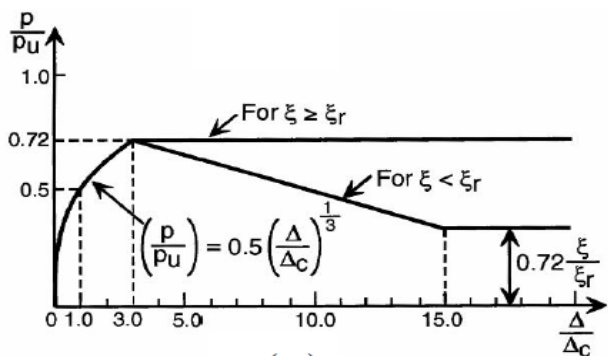
$\xi_r$  و عمق شروع ناحیه کاهش یافته مقاومت شکل (۲-۳۲) می باشد. حداقل میزان  $\xi_r$  برابر  $D_p/5$  می باشد.

ج- متغیر  $P_u$  از نمودار شکل (۲-۳۲) بر اساس عمق مورد نظر  $\delta$  (متر) به دست می آید. در شکل مذکور،  $\xi$  عمق مفروض خاک از سطح زمین بر حسب متر و C همان مقاومت برشی زهکشی نشده رس  $C_u$  می باشد.

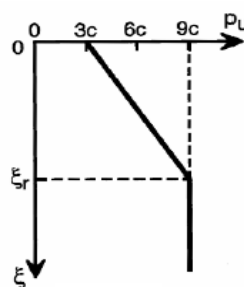
د- به کمک متغیر های  $\Delta_C$  و  $\xi_r$  و  $P_u$  رابطه بین P و  $\Delta$  به دست می آید. منحنی های p-y برای رس های نرم در حالات بارگذاری استاتیکی (یکنوا) و تناوبی کنترل شونده توسط تغییر مکان به ترتیب در اشکال ارائه شده است.



(الف)



(ب)



(ج)

شکل (۲-۳۲): منحنی های p-y برای رس های نرم (API 1993)

الف: بارگذاری استاتیکی، ب: بارگذاری تناوبی، ج: تغییرات  $P_u$  با عمق

## ۲-۸-۳-۱-۲- ماسه ها

برای به دست آوردن منحنی های p-y در خاک های ماسه ای به ترتیب زیر عمل می گردد:

الف- ابتدا متغیر های وزن مخصوص غوطه ور خاک ( $\gamma'$ ) و زاویه اصطکاک داخلی خاک ( $\phi$ )

تعیین می گردد.

ب- مقاومت نهایی بستر خاک ( $P_u$ ) به صورت زیر محاسبه می گردد:

با فرض وقوع مکانیسم گوه گسیختگی که تا سطح زمین ادامه یابد، مقاومت نهایی ماسه برابر است با:



$$P_{u1} = (C_1 \xi + C_2 D_p) \gamma' \xi \quad (13-2)$$

که در آن:

$$C_1 = \frac{K_0 \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan 2\beta \tan \alpha}{\tan(\beta - \phi)} + K_0 \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) \quad (14-2)$$

$$C_2 = \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} - K_a \quad (15-2)$$

که  $K_a$  فشار جانبی محرک خاک در حالت استاتیکی بوده و برابر است با:

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (16-2)$$

در حالت وقوع مکانیسم گسیختگی کرنش مسطح افقی (در محل خاک عمیق) برابر است با:

$$P_{u2} = C_3 D_p \gamma' \xi \quad (17-2)$$

که در آن:

$$C_3 = K_0 \tan \phi \tan 4\beta + K_a \quad (17-2)$$

در روابط  $P_{u2}$  و  $P_{u1}$ :

$$\beta = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad (18-2)$$

$$\alpha = \frac{\phi}{2} \quad (19-2)$$

$$k_0 = 0.4 \quad (20-2)$$

می باشند. مقادیر  $C_1, C_2, C_3$  را می توان از منحنی شکل (۲-۳۳) نیز تعیین نمود. تعاریف  $\xi$  و  $D_p$  مشابه بخش مربوط به خاک های رسی می باشد.

در نهایت  $P_u$  برابر کوچکترین مقدار بین مقادیر  $P_{u1}$  و  $P_{u2}$  خواهد بود.

ج - مدول اولیه عکس العمل بستر  $K_{sub}$ ، بر حسب زاویه اصطکاک داخلی خاک و موقعیت

خاک نسبت به تراز آب زیر زمینی از شکل (۲-۳۴) تعیین می گردد.

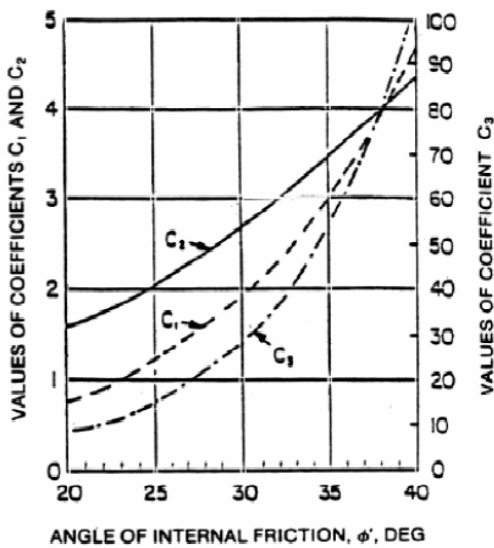
$$P = A P_u \cdot \tan h \left[ \frac{k_{sub} \cdot \xi}{A \cdot P_u} \Delta \right] \quad (2-21)$$

$$A = 0.9$$

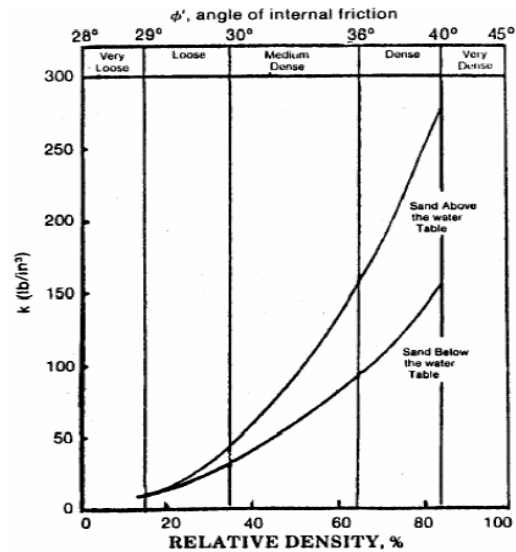
که برای بارگذاری تناوبی

$$A = \left( 0.3 - 0.8 \frac{\xi}{D_p} \right) \geq 0.9$$

و برای بارگذاری استاتیکی



شکل (۲-۳۳): ضرایب  $C_1, C_2, C_3$  برای ماسه ها (API 1993)



شکل (۲-۳۴): مدول اولیه عکس العمل بستر

## ۲-۸-۳-۲- سایر روش ها

برخی از روش های تنظیم محمی های p-y به طور خلاصه در جدول (۷-۲) آمده است.

جدول (۷-۲): برخی از روش های تنظیم محمی های p-y

توضیحات	مرجع	تابع منحنی P-Y
این منحنی از تحلیل بازگشتی داده های حاصل از آزمایش شمع تحت بار جانبی در خاک ماسه ای و در اندازه واقعی بدست آمده است.	Murchison and O'Neill(1984) [۱۱]	$P = \eta A P_u \sin h \left[ \left( \frac{k_h}{A \eta P_u} \right) y \right]$ که در آن $P_u$ حداقل دو مقدار $(c_1 Z + c_2 D) \gamma Z$ و $c_3 D \gamma Z$ ضرایب $c$ ضرایب ثابتند. $A$ ضریب تطبیق تجربی و $\eta$ ضریب شکل شمع است.
این تابع هیپربولیک از نتایج روابط تنش-کرنش خاک در آزمایش فشار سه محوری بدست آمده است.	Kondner (1963) [۱۲]	$P = \frac{y}{\frac{1}{k_{ini}} + \frac{y}{p_u}}$ که در آن $p_u$ حداقل دو مقدار $p_{us}$ و $p_{ud}$ است.
تابع دو خطی که از نتایج آزمایشات سانتیفریوژ به دست آمده است.	Scott (1980) [۱۳]	$p_k = \frac{\sigma'_0 D}{\frac{1}{\pi} \left[ \frac{1}{\sin^2 \phi} + \frac{1}{3-4D} \right]} 0.5$ که در آن $\sigma'_0 = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$
تابع مرکب هیپربولیک و خطی که از نتایج آزمایشات با اندازه واقعی به دست آمده است.	Det Norske Veritas (1980) [۱۴]	$P = \frac{y}{\frac{1}{k_h} + \frac{y}{A p_d}}$ $A = \frac{1}{1 - \frac{p_d}{k_h y_d}}$
مدل گوه کرنشی بر اساس تئوری گوه ساخت	Norris(1986) [۱۵]	$P = E_s \left[ y_{0(p)} \frac{h_p - y}{h_p} + y_{0(m)} \frac{h_m - y}{h_m} \right]$ که در آن $\sigma'_0 = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$

<p>تابع از آزمایشاتی با مقیاس واقعی بدست آورده شده است. تابع از دو قسمت خطی که توسط یک منحنی پارابولیک به هم متصل شده اند تشکیل شده است.</p>	<p>Reese et al.(1974) [۱۶]</p>	$p_a = k_h y_a \frac{z}{D}, p_b = p_u \frac{B}{A}$ <p>که در آن A, B ضرایب تجربی،</p> $P_u = \text{MIN}(P_{us}, P_{ud})$ $y_a = D \left( \frac{p_b}{z k_h} \right)^{n/m-1} \left( \frac{D}{y_0} \right)^{1/m-1}$ $y_b = \frac{D}{60}, y_u = \frac{3D}{80}$
<p>این تابع از نتایج آزمایشات بارگذاری جانبی شمع با اندازه واقعی در ماسه کربناته Bass Strait به دست آمده است.</p>	<p>Wesselink et al.(1980) [۱۷]</p>	$P = R d \left( \frac{z}{z_0} \right)^n \left( \frac{y}{d} \right)^m$ <p>که در آن R و Z<sub>0</sub> به ترتیب 850KPa و 1m می باشند ضرایب m و n تجربی هستند.</p>

## ۲-۸-۴- روش محیط پیوسته

تعیین تغییر شکل و لنگر در شمع تحت بارهای جانبی بر اساس تئوری پاسخ بستر به دلیل در نظر نگرفتن جرم خاک رضایت بخش نمی باشد. در این روش خاک به صورت محیط پیوسته مدل می شود. برخی مدل های تحلیلی برای حالت الاستیک رفتار خاک وجود دارد ولی غالباً از مدلسازی عددی مانند اجزا محدود و یا المان های مرزی برای حل استفاده می شود.

با استفاده از مدل های عددی مبتنی بر مکانیک محیط های پیوسته می توان شمع را تحت بار افقی مدل کرد. همانطور که گفته شد، در این مدل ها خاک به صورت محیط پیوسته مدل می شود و برای رفتار غیر خطی خاک از مدل های رفتاری مورکولمپ و دراگر-پراگر می توان استفاده نمود. شمع ها نیز اغلب با المان های خمشی شبیه سازی می گردد. با استفاده از برنامه های کامپیوتری تجاری در دسترس می توان این مدل سازی را انجام داد. این نوع مدل سازی باید در شرایط سه بعدی انجام شود.

[۱۸]

## ۲-۸-۴-۱- روش های عددی و اجزای محدود

با توجه به پیچیدگی بسیار مساله اندرکنش خاک و شمع و این نکته که هنوز هیچ مدل صریحی قادر به در نظرگیری تمامی شرایط حاکم بر مساله نمی باشد. روش های عددی از قدیم مورد استفاده بسیاری از محققین قرار گرفته اند و به خوبی قدرت خودشان را در ارائه راه حل ها در مساله اندر کنش خاک و شمع نشان داده اند.

مزیت استفاده از روش اجزای محدود، قابلیت تحلیلی شمع و خاک و اندرکنش آن ها با در نظر گرفتن همزمان پارامتر ها می باشد. همچنین با استفاده از این روش می توان هر نوع نیمرخ خاک را در حالت سه بعدی مورد مطالعه قرار داد. یکی از علل موفقیت این روش در تحلیل مسائل حاکی استفاده از مدل های رفتاری مختلف خاک می باشد که می توان با استفاده از آن رفتار خاک را با دامنه وسیعی از کرنش ها، اثرات سرعت بارگذاری، کاهش سختی و ... مورد مطالعه قرار داد.

روش اجزای محدود برای انجام تحلیل های کوپله کامل دو بعدی و سه بعدی برای اشکال مختلف سیستم های شمع-خاک-سازه قابلیت دارد. این روش شامل روش زیرسازه و روش مستقیم می باشد [۱۸].

در روش زیرسازه، سازه و شالوده شمعی همراه با بی نظمی های هندسی و ناهمگنی های خاک، تشکیل یک محیط اجزای محدود را می دهند. خاک نامحدود در این روش به شکل لایه ای منظم و همگن در یک دامنه نیمه نا محدود مدل می شود.

در روش مستقیم، ناحیه اجزای محدود شامل سازه، شالوده شمعی و پروفیل خاک برای ایجاد مرزهای ساختگی به کار گرفته می شوند. خاک بصورت نیم فضای نا محدود با مرزهای ساختگی، انتشار موج و پخش و استهلاک انرژی را طوری مدل می کند که هیچ بازتابی از انتشار موج به خارج ایجاد

نمی شود. روش زیرسازه معمولاً در دامنه فرکانس فرموله شده و بنابراین شامل پاسخ غیر خطی زلزله سیستم شمع-خاک-سازه نبوده و نمی توان از آن در تحلیل های غیر خطی استفاده کرد. ولی روش مستقیم اثرات غیر خطی دامنه خاک اطراف را در نظر گرفته و شامل تعداد زیادی درجه آزادی می باشد. دلیل زیاد بودن درجات آزادی در این مدل استفاده از نواحی بزرگ اجزای محدود نسبت به روش زیرسازه می باشد.

بنابراین این روش نیاز به نرم افزارهای کامپیوتری دقیق داشته و با تمام این تفاسیر در تحلیل دینامیکی سیستم های شمع-خاک-سازه نسبت به روش زیر سازه کاربرد بیشتری دارد.

## ۲-۹- آیین نامه های معتبر در طراحی اسکله ها

در طراحی اسکله ها آیین نامه های بسیار متنوعی وجود دارد که اسامی آن ها را به اختصار در جدول (۲-۷) آورده ایم [۱].

معروف ترین آیین نامه ها در این زمینه، PIANC ، MOTEMS و آیین نامه ژاپن (OCDI) می باشند. در ایران نیز آیین نامه طراحی بنادر و سازه های دریایی (نشریه ۳۰۰) و آیین نامه کارهای دریایی ایران و همچنین راهنمای طراحی لرزه ای اسکله های ایران تدوین شده است که غالباً ترجمه آیین نامه های کشورهای دیگر می باشد. همچنین به علت شباهت اسکله ها به پل پیشنهاد شده است بارگذاری زلزله اسکله ها در ایران مطابق آیین نامه پل (نشریه ۴۶۳) صورت گیرد [۵].

جدول (۲-۸): آیین نامه های معتبر در طراحی اسکله ها

شماره	عنوان دستورالعمل یا آیین نامه	سال	کشور
۱	Seismic Design Guidelines for Port Structures (PIANC)	2001	بین المللی
۲	Design Standards for Ports and Harbor Facilities in Japan (Ministry of Transportation)	1999	ژاپن
۳	Marine Oil Terminals Engineering and Maintenance Standards (MOTEMS)	2002	آمریکا
۴	Seismic Criteria for California Marine Oil Terminals (Ferritto et. al.)	1999	آمریکا
۵	Seismic Actions for Performance Based Design of Structures, Designing Geotechnical Works, ISO 23469	2005	بین المللی
۶	Seismic Design Criteria for Soil Liquefaction, J.M. Ferritto, Naval Facilities Engineering Service Center, California, 93043-4370	1997	آمریکا
۷	Design Specifications of Highway Bridges – Part V : Seismic Design Earthquake Disaster Prevention Research Center PWRC	1998	ژاپن
۸	Seismic Guides for Ports (ASCE, Werner)	1998	آمریکا
۹	U.S. Navy Seismic Design Guidelines (Ferritto)	1997	آمریکا
۱۰	Design of Coastal Revetments , Sea Walls and Bulkhead, U.S. Army Corps. EM1110-2-1614	1995	آمریکا
۱۱	Verlag für Architektur, German Design (EAU)	1996	آلمان
۱۲	Specification for Highway Bridges : Substructures, PWRI (JICA)	1992	ژاپن
۱۳	AIJ Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Ultimate Strength Concept	1994	ژاپن
۱۴	Basis of Structural Design for Buildings and Public Works, Ministry of Lands, Infrastructures and Transport	2002	ژاپن
۱۵	Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures Part 1.1 General Rules – Seismic Actions and General Requirements for Structures Part 1.2 General Rules for Buildings Part 1.3 General Rules – Specific Rules for Various Materials and Elements Part 1.4 General Rules-Strengthening and Repair of Buildings Eurocode 7: Geotechnical Design	1996-1998	اروپا
۱۶	British Standard: Maritime Structures Part 1: BS : 6349-1 Part 2: BS : 6349-2 Part 3: BS : 6349-3 Part 4: BS : 6340-5 Part 6: BS : 6349-6 Part 7: BS : 6349-7 British Standard : Earth Retaining Structures	1991-2003	انگلستان
۱۷	Structure Design Guidelines (LRFD)	2002	آمریکا
۱۸	Design of Pile Foundations, U.S. Army Corps. EM 1110-2-2906	1991	آمریکا

## ۲-۱۰- نرم افزارهای مدلسازی اسکله ها

نرم افزارهای مدلسازی اسکله ها به سه دسته تقسیم می شوند:

➤ نرم افزار های ژئوتکنیکی مانند FLAC و PLAXIS که تنها توانایی مدل کردن خاک و شمع را دارند.

➤ نرم افزارهای سازه ای مانند PERFORM، SAP2000 و SACS و ... که قابلیت مدلسازی سازه اسکله را دارا بوده و اثرات خاک را از طریق فنر در نظر می گیرند.

➤ نرم افزارهایی که قابلیت مدل کردن همزمان خاک و سازه را دارند مانند ANSYS و ABAQUS.



فصل سوم:

مروری بر تحقیقات گذشته

در این فصل به بررسی کارهای گذشته در مورد رفتار گروه شمع ها و اندرکنش خاک و شمع در کارهای آزمایشگاهی و عددی، رفتار شمع ها در شیب و تحقیقات انجام شده پیرامون اسکله های شمع و عرشه می پردازیم.

### ۳-۱- بررسی تحقیقات گذشته در مورد اندرکنش خاک و شمع

#### ۳-۱-۱- آزمایش های تمام مقیاس

فیگن (۱۹۳۷) جزء اولین کسانی است که یک سری آزمایش های تمام مقیاس بر روی شمع های تک و گروه شمع تحت بار افقی انجام داده است. این آزمایش ها در ایالت ایلینویز آمریکا و در خاک ماسه ای رودخانه می سی سی پی بر روی شمع های چوبی و بتنی صورت گرفت. شمع ها در گروه با سه آرایش ۲×۲، ۲×۶ و ۲×۱۰ با فاصله سه برابر قطر و مقید شده با کلاهک مورد آزمایش قرار گرفتند. فیگن نتیجه گرفت که برای تغییر شکل های افقی کمتر از ۶ میلیمتر اثر گروه قابل صرفنظر است و رفتار شمع در گروه مشابه شمع تک است. در تغییر شکل های بزرگ مقاومت متوسط شمع با افزایش تعداد شمع ها در گروه کاهش می یابد [۱۹].

میمان و همکاران (۱۹۸۶) با انجام یکسری آزمایشات بر روی گروه شمع ۳×۲ به نتایج فیگن که در تغییر شکل های بزرگ اثر گروه بیشتر می شود، رسیدند. آنها همچنین مشاهده کردند که شمع های ردیف اول به ازای یک تغییر مکان ثابت، نیرو و لنگر بزرگتری نسبت به ردیف های دیگر متحمل می شوند در حالی که شمع ها در یک ردیف نیرو و لنگر مساوی دارند [۲۰].

براون و همکاران (۱۹۸۷) به بررسی رفتار گروه شمع ۳×۳ فولادی در خاک رسی پرداختند. شمع های فولادی به قطر ۲۷۳ میلیمتر به فاصله ۳ برابر قطر از یکدیگر در هر دو جهت قرار گرفتند. براون و

همکارانش نتیجه گرفتند که مقاومت جانبی وابسته به محل شمع در گروه است به گونه ای که شمع های ردیف اول بیشترین نیرو و ردیف آخر کمترین نیرو را متحمل می شوند. عمقی که در آن لنگر ماکزیمم رخ می دهد از ردیف اول به سمت ردیف آخر افزایش می یابد [۲۱].

لنگر خمشی برای شمع ها در گروه بزرگتر از شمع تک است و در عمق بیشتر رخ می دهد. ماکزیمم مقاومت خاک برای شمع ها در گروه در مقایسه آن با شمع تک به طور ملاحظه ای کاهش می یابد. آنها همچنین به نتایج بارتون (۱۹۸۴) دست یافتند که مدل های الاستیک دقت کافی برای پیش بینی رفتار شمع در گروه را ندارند [۲۲].

براون و همکاران (۱۹۸۸) با ارائه ضرایب افزایشده بار طراحی گروه شمع را متحول کردند. این ضرایب از روی آزمایش بدست می آیند و با اعمال آن بر منحنی  $p-y$  شمع تک، اثر اندرکنش گروه در نظر گرفته می شود. هر ردیف در گروه ضریب منحصر به خود را دارد. براون و همکارانش این ضرایب را با انجام آزمایش بر روی گروه شمع در خاک ماسه ای پیشنهاد دادند. طبق نتایج آنها اثر گروه در خاک های ماسه ای بیشتر از رس است. همچنین بارگذاری سیکلیک در اندرکنش گروه تاثیر کمی دارد. نهایتاً آن ها ضرایب افزایشده بار را برای گروه شمع  $3 \times 3$  با فاصله شمع های سه برابر قطر از یکدیگر در خاک ماسه ای ارائه کردند [۲۳].

روستا و تاونسند (۱۹۹۷) آزمایش های تمام مقیاسی را بر روی دو گروه شمع یکی به صورت سر آزاد و دیگری به صورت سر مقید شده در خاک ماسه ای انجام دادند. شمع ها بصورت مربعی با ضلع ۸۷ میلیمتر و از بتن ساخته شده بودند. شمع ها با آرایش  $4 \times 4$  و به فاصله سه برابر ضلع از همدیگر قرار گرفتند. ضرایب افزایشده بار برای شمع ها در تمامی ردیف ها در گروه محاسبه شد و نتایج برای هر دو

گروه شمع یکسان بود. آنها همچنین به این نتیجه دست یافتند که شمع های کناری نیروی بیشتری را در گروه نسبت به شمع های میانی متحمل می شوند [۲۴].

رولینز و همکاران (۱۹۹۸) آزمایش هایی را بر روی گروه شمع ۳×۳ با فاصله ۲/۸ قطر از یکدیگر انجام دادند. شمع های فولادی ته بسته به صورت سر مفصلی مورد آزمایش قرار گرفتند. آن ها همچنین برای مقایسه، آزمایشی بر روی یک شمع تک نیز انجام دادند. ضرایب افزایشده بار برای هر ردیف محاسبه شد. آنها نتیجه گرفتند که شمع در گروه با فاصله نزدیک به سه برابر قطر به ازای یک بارگذاری در حدود ۲-۲/۵ برابر نسبت به شمع تک بیشتر تغییر شکل می دهند. شمع ها در ردیف اول بار بیشتری نسبت به سایر ردیف ها متحمل می شوند. رولینز و همکارانش همچنین به این نتیجه رسیدند که میزان لنگر خمشی برای شمع ها در گروه نزدیک به ۵۰-۱۰۰٪ بیشتر از مقدار آن برای شمع تک است [۲۵].

اثر نوع اجرای شمع ها بر روی رفتار گروه شمع تحت بارگذاری افقی توسط هانگ و همکارانش (۲۰۰۱) مورد مطالعه قرار گرفت. آنها نتیجه گرفتند که شمع های کوبیدنی باعث متراکم شدن خاک و شمع های درجا باعث نرم شدن خاک می شوند. بر اساس این آزمایشات آنها مقادیر کمتری برای ضرایب افزایشده بار برای شمع های کوبیدنی در مقایسه با شمع های درجا بدست آوردند [۲۶].

رولینز و همکاران (۲۰۰۳a و ۲۰۰۳b) آزمایش های تمام مقیاس بیشتری بر روی گروه شمع در خاک رسی انجام دادند. آنها نتیجه گرفتند که بر خلاف تئوری الاستیک، شمع های کناری نیروی بیشتری نسبت به شمع های میانی متحمل نمی شوند. در همان گزارش آنها مشاهده کردند که درفاصله های بیشتر از ۶/۵ برابر قطر بین شمع ها، اثر گروه ناچیز است. با انجام آزمایش هایی بر روی گروه شمع های ۳×۳ تا ۳×۵ در فاصله های متفاوت شمع ها از یکدیگر، به این نتیجه رسیدند که ردیف اول بیشترین نیرو و ردیف دوم بعد از ردیف اول بیشترین نیرو را متحمل می شوند.

در گروه ۳×۵ ردیف چهارم و پنجم نیروی مساوی و کمی بیشتر از ردیف سوم را تحمل می کنند. شمع هایی با قطر متفاوت مورد آزمایش قرار گرفتند تا اثر سختی جانبی شمع بر روی اندرکنش گروه بررسی شود. نتایج نشان دادند که قطر شمع تاثیر زیادی بر روی اثر گروه ندارند و مقادیر مساوی برای ضرایب افزایشده بار به ازای قطرهای مختلف به دست آمد. ضرایب افزایشده بار با استفاده از کد LPILE برای شمع تک و نرم افزار GROUP برای گروه شمع محاسبه شدند [۲۷] و [۲۸].

رولینز و همکاران (۲۰۰۵) با انجام یک سری آزمایش بر روی گروه شمع ۳×۳ فولادی در خاک ماسه ای مشاهده کردند که شمع های کناری در یک ردیف بار بیشتری نسبت به شمع های میانی متحمل می شوند. آنها اعلام کردند که این پدیده به علت بزرگ بودن گوه گسیختگی در خاک های ماسه ای در مقایسه با خاک های رسی و سیلتی است. با تحلیل نتایج حاصل و کارهای گذشته به این نتیجه رسیدند که روش اجرای شمع تاثیری در ضرایب افزایشده بار برای شمع های موجود در گروه ندارد [۲۹].

رولینز و همکاران (۲۰۰۶a و ۲۰۰۶b) با اعمال بارگذاری سیکلیک بر روی گروه شمع فولادی در خاک رسی به نتایج قبلی خود دست یافتند. آن ها به این نتیجه رسیدند که بارگذاری سیکلیک، حدود ۱۵٪ بعد از ۱۵ بارگذاری، مقاومت جانبی گروه را کاهش می دهد که در حدود نصف این کاهش بعد از سیکل اول رخ می دهد. همچنین بارگذاری سیکلیک باعث افزایش ۱۴-۳۰٪ لنگر خمشی در شمع ها می شود. آنها گزارش کردند که ضرایب پیشنهادی ریسه و وان ایمپ (۲۰۰۱) برای خاک رسی کمتر از مقدار واقعی هستند در حالی که ضرایب پیشنهادی آشتو (۲۰۰۰)، ارتش آمریکا (۱۹۹۳) و نیروی دریایی آمریکا (۱۹۸۲) بسیار محافظه کارانه هستند و در مواردی باعث افزایش هزینه در طراحی گروه شمع تحت بار افقی می شوند [۳۰] و [۳۱]. رولینز و همکاران روابط (۲-۱۵)، (۲-۱۶) و (۲-۱۷) را به ترتیب

برای محاسبه ضرایب افزایشده بار در خاک رسی برای ردیف های اول، دوم و سوم و بیشتر در گروه شمع ارائه کردند.

$$f_m = 0.26 \ln(S/D) + 0.5 \leq 1 \quad (1-3)$$

$$f_m = 0.52 \ln(S/D) \leq 1 \quad (2-3)$$

$$f_m = 0.6 \ln(S/D) - 0.25 \leq 1 \quad (3-3)$$

که در آن  $f_m$  ضریب افزایشده بار،  $S$  فاصله مرکز تا مرکز شمع ها از یکدیگر و  $D$  قطر و یا عرض شمع ها می باشند.

### ۳-۱-۲- آزمایش های سانتریفیوژ

علاوه بر آزمایش های تمام مقیاس انجام شده بر روی گروه شمع تحت بارگذاری جانبی، آزمایش های سانتریفیوژی متعددی نیز برای مطالعه رفتار گروه شمع تحت بارگذاری افقی انجام گرفته است. در ادامه به مرور چند نمونه از این تحقیقات می پردازیم.

کوتھاس و همکاران (۱۹۹۴ و ۱۹۹۲) مجموعه آزمایش های سانتریفیوژ را بر روی گروه شمع در ماسه انجام دادند. گروه شمع های آلومینیومی در سه ردیف و با فاصله مرکز تا مرکز 3D و 4D مورد آزمایش قرار گرفتند. آنها ضریب کارایی گروه را که نسبت نیروی میانگین متحمل شده در یک ردیف در گروه به نیروی ایجاد شده در شمع تک با همان روابط است را تعریف کردند. آن ها مشاهده کردند که ضریب کارایی برای ردیف اول برابر ۱ و برای ردیف های دوم و سوم در تغییر شکل های بزرگتر از ۱۰ درصد قطرشمع، در حدود ۰/۶۵ است [۳۲].

مک وی و همکاران (۱۹۹۴) آزمایش‌هایی بر روی گروه شمع انجام دادند تا اثر تراکم خاک را بر روی رفتار گروه تحت بارگذاری افقی مطالعه کنند. آنها نتیجه گرفتند که در خاک متراکم تر، گروه شمع نیروی بیشتری را متحمل می‌کند و مقاومت ردیف اول افزایش می‌یابد در حالی که مقاومت در ردیف‌های دوم و سوم کاهش می‌یابد. آن‌ها همچنین مشاهده کردند که افزایش فاصله شمع‌ها باعث افزایش مقاومت در ردیف‌ها و توزیع یکنواخت‌تر نیروها در میان ردیف‌ها می‌شود [۳۳].

در تحقیقات بعدی مک وی و همکاران (۱۹۹۵) نتیجه گرفتند که کارایی گروه بیش از آنکه به نوع و تراکم خاک وابسته باشد، به آرایش شمع‌ها در گروه بستگی دارد. در حالی که در همان سال آن‌ها مشاهده کردند که ضرایب افزایش بار با تغییر در تراکم خاک تا حدودی جابجا می‌شوند [۳۴].

مک وی و همکاران (۱۹۹۸) با انجام یکسری آزمایش بر روی گروه‌های  $3 \times 3$  تا  $3 \times 7$  در دو نوع خاک ماسه‌ای یکی با تراکم پایین و دیگری با تراکم متوسط به این نتیجه رسیدند که ضرایب افزایش بار در مواردی وابسته به تراکم خاک است [۳۵]. در فصل پنجم از نتایج آزمایش آن‌ها جهت صحت سنجی مدل‌های خود استفاده می‌کنیم.

### ۳-۱-۳- بررسی مدل‌های عددی

علاوه بر آزمایش‌های گوناگون انجام شده بر روی گروه شمع تحت بارگذاری جانبی، در طول سال‌های اخیر با پیشرفت برنامه‌ها و نرم‌افزارهای تجاری، مدل‌های عددی نیز برای مطالعه رفتار شمع‌ها در گروه مورد استفاده قرار گرفته‌اند. در ادامه به بررسی مهم‌ترین این مدل‌ها پرداخته شده است.

دسای و اپل (۱۹۷۶) مدل اجزای محدود سه بعدی را با در نظر گرفتن المان فصل مشترک برای مسائل شمع تحت بار جانبی بکار گرفتند [۳۶].

امری و نایر (۱۹۷۷) مدل اجزای محدود را در حالت تقارن محوری با شتاب میدان آزاد غیر متقارن ورودی به مدل که از تحلیل های انتشار امواج بدست می آید، مورد تحلیل قرار دادند [۳۶].

آنجلیدز و روزت (۱۹۸۱) مطالعات انجام شده توسط بلانی را با فرض خطی سازی معادل گسترش داده و با استفاده از آن پاسخ غیر خطی شمع-خاک را مدل کردند. راندولف نیز در سال ۱۹۸۱ عبارات ساده ای را برای محاسبه پاسخ شمع منفرد و گروه شمع با استفاده از مطالعات پارامتریک اجزای محدود بدست آوردند [۳۷].

دوبری و همکارانش (۱۹۸۲) با مطالعه پارامتریک پاسخ دینامیکی شمع منفرد تحت بار قائم در خاک همگن با استفاده از روش حل بلانی، ضرایب میرایی و سختی را بصورت تابعی از مدول الاستیسیته خاک و شمع اصلاح کردند [۳۷].

موکتدیر و دسای (۱۹۸۶) با استفاده از یک مدل سه بعدی به بررسی رفتار گروه شمع پرداختند. رفتار خاک ماسه ای به صورت الاستیک غیر خطی مدل شد [۳۸].

یک مدل دیگر با در نظر گرفتن رفتار الاستو-پلاستیک کامل برای خاک، توسط پرسلی و پولوس (۱۹۸۶) برای بررسی اثر گروه شمع ارائه گردید [۳۹].

تروچیانیس و همکارانش (۱۹۸۸) پاسخ غیر خطی یکنواخت و پاسخ سیکلی شمع-خاک را در دو حالت بار جانبی و محوری با مدل اجزای محدود سه بعدی برای شمع منفرد و گروه دوتایی با در نظر گرفتن لغزش و فاصله در محل تماس شمع و خاک مورد بررسی قرار داده و مدل ساده شده ای را برای حالت بارگذاری در سر شمع ارائه دادند [۴۰].



کوجیمان (۱۹۸۹) روش اجزای محدود شبه سه بعدی را بصورت لایه های مستقل با همان فرضیات وینکلر مورد استفاده قرار داد [۴۰].

باومیک و لانگ مدل های اجزای محدود دو بعدی و سه بعدی را با استفاده از مدل خاک پلاستیک با سطح پیوسته و در نظر گرفتن درز بین خاک و شمع پیشنهاد دادند [۳۷].

زاوو و والیاپان (۱۹۹۳) از المان های دینامیکی نا محدود برای شبیه سازی شرایط مرزی خاک استفاده کردند. نتیجه گیری آنها این گونه بود که مدل خاک پلاستیک باعث کاهش پاسخ شمع با توجه به حرکت هایی که در سنگ بستر ایجاد کرده بودند می شود [۱۸].

منحنی های لنگر خمشی غیر خطی بر اساس انحنا در شمع های بتنی، در آنالیزهای انجام شده توسط آداجی و همکاران (۱۹۹۴) در نظر گرفته شد. آن ها رفتار خاک را با استفاده از مدل رفتاری دراکر-پراگر مدل کردند [۴۱].

واکای و همکاران (۱۹۹۹) تعدادی آزمایش بر روی گروه شمع ها در مقیاس آزمایشگاهی در خاک ماسه ای انجام دادند. شمع ها در دو حالت سر آزاد و مقید شده با آرایش ۳×۳ مورد مطالعه قرار گرفتند. سپس آن ها با استفاده از روش اجزای محدود، یک مدل سه بعدی از گروه شمع آزمایش خود را که در آن رفتار خاک با استفاده از مدل رفتاری دراکر-پراگر مدل شده بود، تحت بارگذاری افقی مورد مطالعه قرار دادند [۴۲].

چای و همکاران (۲۰۰۰) از طریق روش زیر سازه حل سه بعدی و غیر خطی ای را ارائه کردند. برای مدل سازی خاک از مدل خاک HiSS استفاده شد. المان های ۸ گره ای برای مدل سازی شمع و خاک استفاده شدند. المان های تیر-ستون ۲ گرهی برای اینکه در هر گره ۶ درجه آزادی وجود داشت برای مدل سازی اجزا بتنی سازه فوقانی استفاده شدند. برای مدل سازی سطح تماس از المان هایی خاص

که به صورت یکپارچه ۸ گرهی بوده و بسیار نازک و دارای مدل مشخصه HiSS بوده و امکان نشان دادن جدا افتادگی، لغزش و چسبندگی را داشتند استفاده شد [۴۳].

کشیشیتا و همکارانش (۲۰۰۰) آنالیز های غیر خطی و خطی برای بررسی میکروپایل های اصطکاکی در حالت دو بعدی انجام دادند. خاک در دولایه مدل سازی شد. در آنالیز خطی، سه مدل برای سه حالت با سرعت موج برشی متفاوت در لایه بالایی و ثابت در لایه پایینی انجام شد. زلزله ال سنترو و کوبه به عنوان زلزله ای که به سنگ بستر وارد می شود استفاده شد. در ضمن مدل هایی برای انواع متفاوت شمع ها همچون شمع درجا ریختی، شمع آماده و شمع های با مقاومت بالا ارائه کردند. آنها اینگونه نتیجه گرفتند که پاسخ افقی شالوده ارتباطی با نوع شمع ندارد به علت اینکه بیشتر مرتبط با نوع خاک هست [۴۴].

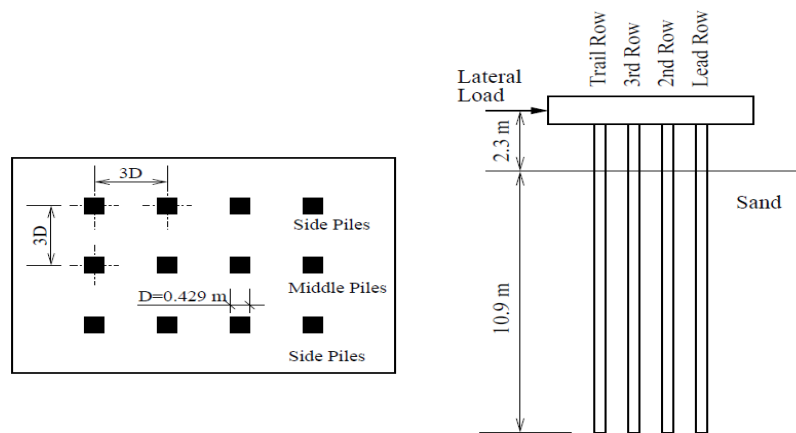
براون و همکاران (۱۹۹۰a و ۱۹۹۰b) به بررسی اثر اندرکنش سینماتیک در سطح پی پرداختند. در این تحقیق آنها جدا افتادگی بین خاک و شمع، لغزش، خاک پلاستیک و حرکت ۳ بعدی موج را در نظر گرفتند. آنالیز توسط برنامه Ansys انجام گرفت. برای کاهش زمان انجام محاسبات با در نظر گرفتن تقارن یک نیمه از مدل را مدل سازی کردند. از المانهای کلوین برای شبیه سازی رفتار خاک در محیط نیمه بی نهایت استفاده شد. خاک به صورت خطی و با مدل الاستوپلاستیک دراکر-پراگر مدل سازی گردید. از شمع های دایره ای با خصوصیات خطی استفاده شد. دو نوع سطح تماس برای مدل سازی انتخاب گردید. سطح تماس کاملاً چسبیده و سطح تماس اصطکاکی بین شمع و خاک. شمع ها نیز به شکل های انتهایی گیردار و شناور مدل شدند. این محققان اینگونه نتیجه گرفتند که اندرکنش الاستیک در شمع های منفرد به مقدار کمی باعث افزایش تابع انتقال میدان آزاد می شوند. به طور کل، پاسخ اندرکنش سینماتیک با پاسخ خاک با توجه به فرضیاتشان در یک حد بود [۴۵] و [۴۶].

شهرور و همکاران (۲۰۰۲) یک مدل ۳ بعدی برای آنالیز میکروپایل ها بکار بردند. نتایج مدل المان محدود و نتایج ساده سازی شده و بدست آمده از روش تیر بر روی پی وینکلر مقایسه شدند. در این تحقیق رفتار میکروپایل تک و گروه میکروپایل هایی که سازه فوقانی را نگاه می داشتند مورد بررسی قرار گرفتند. در این تحقیق از یک سازه با یک درجه آزادی که دارای جرمی متمرکز بود برای مدل سازی سازه فوقانی استفاده شد.

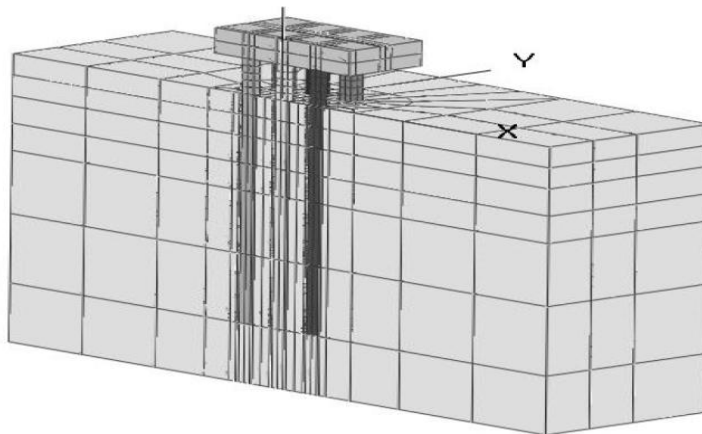
در این آنالیز، شمع ها مقطعی مربعی داشته و در خاکی همگون که در انتهای آن سنگ بستر واقع بود قرار داشتند. رفتار سیستم خاک-میکروپایل سازه به صورت الاستیک بوده و برای شرایط مرزی بدین گونه عمل کردند که کف مدل گیردار و بارگذاری هارمونیک به صورت شتاب در کف مدل اعمال شد. این تحقیق نشان داد که اثر اندرکنش اینرسی را می توان در قسمت های بالایی میکروپایل ها مشاهده کرد. اثر اندرکنش اینرسی به جرم و فرکانس طبیعی سازه فوقانی وابسته است [۱۸].

اوستا و شهرور (۲۰۰۱) برای بررسی رفتار لرزه ای میکروپایل ها برای مسلح کردن ماسه های اشباع، آنالیزی ۳ بعدی با روش المان محدود انجام دادند. مدل خاک به شکل الاستوپلاستیک و سخت شوندگی نیز در آن لحاظ شده بود. مدل شمع منفرد و همچنین گروه شمع (۳×۳ و ۲×۲) در این آنالیز مورد بررسی قرار گرفت. سطح تماس بین خاک و شمع به صورت یکپارچه و به هم پیوسته فرض شد که امکان جدا افتادگی در آن نباشد. پایین مدل به صورت گیرداری کامل فرض گردید. یک شتاب هارمونیک ( $a_g = 0.1 \text{ g}$  ,  $f=2\text{Hz}$ ) به عنوان حرکت ورودی به سیستم اختیار شد. نتایج آنالیز میکروپایل ها در خاک های شل تا متوسط بدین گونه بود که بارگذاری لرزه ای باعث افزایش فشار آب حفره ای می شود که این خود باعث کاهش دادن ممان خمشی به مقدار قابل توجهی می گردد [۱۸].

یانگ و ژرمی (۲۰۰۳) با استفاده از نرم افزار OPENSEES گروه های شمع  $3 \times 3$  و  $3 \times 4$  آلومینیومی را که مک وی و همکارانش در خاک ماسه ای مورد آزمایش قرار داده بودند به صورت سه بعدی مدل کرده و به مطالعه رفتار آنها تحت بارگذاری جانبی پرداختند. نمودار بار-تغییر مکان برای گروه و شمع ها در ردیف های مختلف رسم شد. رفتار خاک به صورت الاستو-پلاستیک مدل شد. آنها نتیجه گرفتند که میزان بار متحمل شده در گروه شمع، با در نظر گرفتن محل شمع ها متفاوت است [۴۷]. در شکل (۱-۳) مقطع و پلان گروه شمع و در شکل (۲-۳) گروه شمع مدل شده در نرم افزار مشاهده می شود.



شکل (۱-۳) مقطع و پلان گروه شمع آزمایش شده توسط مک وی و همکاران



در شکل (۲-۳) گروه شمع مدل شده توسط یانگ و ژرمی در نرم افزار OPENSEES

آن (۲۰۰۳) به بررسی رفتار گروه شمع ۱×۳ در خاک رسی پرداخت. رفتار خاک با استفاده از نرم افزار ABAQUS و با مدل رفتاری کم-کلی مدل شد. شمع های بتنی با کلاهک مورد مطالعه قرار گرفتند تا اثر ابعاد کلاهک شمع بر روی اندر کنش گروه مورد بررسی قرار گیرد. ضرایب افزایشدهنده بار برای شمع ها به ازای کلاهک های مختلف محاسبه شد و در مواردی این ضرایب برای شمع های ردیف اول بزرگتر از یک بدست آمد [۴۸].

صادق و شهروز (۲۰۰۳) اثر انحراف میکروپایل ها را در شرایط لرزه ای از طریق مدلسازی ۳ بعدی المان محدود بررسی کردند. سازه فوقانی در آنالیز آنها به شکل جرم متمرکز و ستونی با یک درجه آزادی مدل شد. خاک به صورت الاستیک و میرایی رایلی در نظر گرفته شد و شمع ها نیز به شکل المانهای ۳ بعدی تیر مدل شدند.

کلاهک شمع که دارای سطح تماسی با خاک نبود برای اتصال شمع های ۲×۲ با زاویه انحراف های  $20^{\circ}, 13^{\circ}, 7^{\circ}, 0^{\circ}$  نسبت به خط عمود در نظر گرفته شدند. بارگذاری های هارمونیک با شتاب  $a_g = 0.2 \text{ g}$ ,  $f = 0.43 \text{ Hz}$  در نظر گرفته شد که به انتهای مدل اعمال گردید. نتایج اینگونه نشان دادند که انحراف شمع ها از حالت عمودی باعث افزایش سختی جانبی آنها می شود [۱۸].

ماهشوار و همکاران (۲۰۰۵) یک مدل ۳ بعدی را از طریق روش المان محدود برای بررسی اثر سخت شوندهگی و پلاستیک خاک تهیه کردند و همچنین اثر جدا افتادگی در سطح تماس بین خاک و شمع را بر پاسخ شمع منفرد و گروه شمع بررسی کردند. شمع بصورت الاستیک خطی مدل و خاک نیز بصورت مدل HiSS در نظر گرفته شده بود. برای کاهش زمان آنالیز فقط یک چهارم از مدل به کمک تقارن و پادتقارن در نظر گرفته شده بود. آن ها از المان های کلونین (فنر و میراگر) برای مدل سازی مرزهای جاذب استفاده کردند. مدل با شتاب ثبت شده از زلزله ال سنترو در کف آن به حرکت واداشته

شد. نتایج تحقیق آن‌ها اینگونه نشان داد که اثر جداافتادگی بین شمع و خاک در حالتی که از خاک الاستیک استفاده شده است بسیار بیشتر از مقداری است که در حالت پلاستیک در نظر گرفته شده است. همچنین غیر خطی بودن باعث کاهش قسمت حقیقی و مجازی تابع امپدانس در سیستم شمع می‌شوند [۴۹].

گودرزی (۱۳۸۰) با استفاده از نرم افزار ANSYS به بررسی رفتار شمع تک و گروه شمع تحت بارگذاری افقی و قائم پرداخت. رفتار خاک با استفاده از مدل دراکر-پراگر مدل شد. منحنی های بار - تغییر مکان و لنگر در طول شمع برای گروه و تک شمع ها رسم شد [۵۰].

رمضانی (۱۳۸۵) رفتار شمع های تحت بار جانبی در خاک های رسی را به همراه مطالعه موردی گروه شمع های پل دریاچه ارومیه و با استفاده از روش های عددی مورد بررسی قرار داد [۵۱].

نصرالهی (۱۳۸۵) نیز با استفاده از برنامه FLAC3D و به روش تفاضل محدود اثر بارگذاری لرزه ای را در یک سیستم متشکل از خاک و شمع مدفون در آن مورد بررسی قرار داد [۳۷].

تقوی الحسینی (۱۳۸۷) نیز با استفاده از همین روش و برنامه شمع های منفرد که تحت بارگذاری سیکلی در سرشمع هستند را مورد بررسی قرار داد و اثر برخی از عوامل را در پاسخ شمع ها بدست آورد [۵۲].

### ۳-۲- تحقیقات گذشته در مورد شمع ها در شیروانی های خاکی

در مهندسی ژئوتکنیک، کاربرد شمع ها در شیب از دو منظر قابل بررسی است. یکی پایدار سازی شیب شیروانی با استفاده از شمع و دیگری قرار گرفتن شمع جهت احداث سازه بر روی شیب.

### ۳-۲-۱- پایدار سازی شیروانی با استفاده از شمع

بررسی پایدار سازی شیروانی های خاکی با استفاده از شمع، مدت زمان زیادی است که مورد بررسی پژوهشگران قرار گرفته است. این روش در دهه های اخیر یکی از مهمترین روش ها برای پایدار سازی شیب ها بوده است.

اوزیلیو و همکاران (۲۰۰۱) روش جنبشی آنالیز حدی را برای تحلیل پایداری شیروانی خاکی پایدار شده با شمع مورد استفاده قرار دارند. ابتدا شیب بدون شمع در نظر گرفته شد و ضریب اطمینان پایداری شیب محاسبه گردید. نتایج بدست آمده با نتایج حاصل از روش های تعادل حدی و آنالیز حدی مقایسه گردید. سپس پایداری شیب های پایدار شده با شمع مورد تحلیل قرار گرفت [۵۳].

چن و مارتین (۲۰۰۲) اندرکنش سازه-خاک در شیروانی های پایدار شده با شمع را با استفاده از روش تفاضل محدود و نرم افزار FLAC3D مورد بررسی قرار دادند. در تحقیقات آن ها مکانیک انتقال مقاومت از گروه شمع تحت جابجایی جانبی خاک از دیدگاه اثر کمائی (قوس زدن) بررسی شده است [۵۴].

لی و همکاران (۱۹۹۵) شیب خاکی متشکل از خاک چسبنده را مورد بررسی قرار دادند. آن ها دریافتند که برای پایدارسازی شیب های با خاک همگن، مناسب ترین مکان برای قرارگیری شمع ها، تاج و پنجه شیب می باشد و هنگامی که شمع ها در نزدیکی میانه شیب قرار گیرند، کمترین تأثیر را بر روی پایداری شیروانی دارند. همچنین برای شیروانی های خاکی متشکل از دو لایه خاکی (لایه نرم بالا و لایه سخت پایین) مناسب ترین محل شمع ها، بین تاج و وسط شیب است [۵۵].

ژینپو و همکاران به بررسی جابجایی شیب هایی که با شمع تقویت شده اند، پرداختند. آنها از روشی که بر مبنای تئوری الاستیسیته است برای محاسبه بار جانبی ناشی از شمع ها استفاده کردند [۵۶].

### ۲-۲-۳- بررسی رفتار شمع های واقع در شیروانی خاکی

تحقیقات بسیاری بر روی رفتار شمع ها و شالوده های واقع بر شیب یا نزدیک شیب صورت پذیرفته است: دیاز و همکارانش (۱۹۸۴) نتایج بارگذاری استاتیکی یک تک شمع بر روی دایک یکی از بنادر در لس آنجلس را ارائه نمودند. سپس نتایج با یک مدلسازی عددی به کمک نرم افزار COM624 مقایسه گردید و در نهایت منحنی های  $p-y$  برای شمع اجرا شده در لایه شیب دار خاک ارائه شد. نتایج این تحقیق نشان می دهد که رفتار شمع ها در لایه های خاک شیب دار بسته به جهت بارگذاری کاملاً متفاوت می باشد. به طوری که مقاومت جانبی خاک هنگامی که نیروی افقی به سمت پایین شیب اعمال می شود، به مراتب کمتر از مقاومت خاک در هنگام اعمال نیرو به سمت بالای شیب است [۵۷].

پولوس (۱۹۷۵) روش تحلیل تئوری را ارائه داد که در آن تأثیر شیب را بر رفتار و تغییر مکان شمع ها در خاک رس تا رسیدن به خرابی، مورد بررسی قرار گرفت. در این تحلیل ها خاک به صورت الاستیک در نظر گرفته شده بود. نتایج تحلیل ها به صورت ضرایب تصحیح برای روابط موجود در زمین های صاف ارائه گردید [۵۸].

لواچر و همکاران (۱۹۹۸) تست های سانتریفیوژ زیادی به منظور مطالعه اثر شیب بر روی منحنی های  $p-y$  در ماسه خشک انجام دادند. این منحنی های آزمایشگاهی توسط تحلیل معکوس مورد تأیید قرار گرفتند و به صورت ضرایب تصحیح برای روابط موجود در زمین های صاف ارائه شدند [۵۹].



زاده محمد و مرادی (۱۳۸۸) رفتار لرزه ای گروه شمع در شیروانی خاکی را از طریق آزمایش های سانتریفیوژی بررسی کردند. نتایج حاصل از آزمایش ها به قرار زیر اعلام شد [۵۶]:

- لنگر خمشی منفی در بالای شمع ها با افزایش فاصله شمع ها نسبت به قطر آن ها، افزایش می یابد و لنگر مثبت در پائین شمع ها کاهش می یابد.

- با افزایش شیب، لنگر مثبت در طول شمع افزایش و لنگر منفی در نیمه بالایی شمع کاهش می یابد.

مهراب جسمانی و کسری نیا (۱۳۸۹)، رفتار شمع هایی که در مجاورت شیروانی قرار دارند را با شمع هایی که در زمین مسطح قرار گرفته اند، در نرم افزار Abaqus مقایسه کردند. آن ها پارامتر های فاصله شمع از شیروانی و طول شمع را در نظر گرفتند. شیروانی اثر کاهش بر روی ظرفیت باربری شمع ها دارد [۶۰].

### ۳-۳- مروری بر تحقیقات گذشته پیرامون اسکله های شمع و عرشه

سینگ و همکارانش (۲۰۰۱) رفتار لرزه ای اسکله شمع و عرشه موازی ترمینال شماره ۷ بندر اوکلند را تحت زلزله ۱۹۸۹ لوماپریتا مورد ارزیابی قرار دادند و با تغییرات پارامتریک مشخصات خاک، میزان خرابی شمع ها و لنگرهای خمشی موجود در آن ها را ارائه نمودند [۶۱].

لوبدان و همکاران (۲۰۰۲) به بررسی عملکرد و تدوین برنامه مقاوم سازی اسکله های بندر اوکلند که در اثر زلزله لوماپریتا آسیب دیده بودند، پرداختند [۶۲].

راوس و داوسون (۲۰۰۳) یک اسکله شمع و عرشه را توسط سه نرم افزار SAP2000، PERFORM2D و FLAC مدل سازی کرده و با مقایسه نتایج، اعلام داشتند که نرم افزار FLAC رفتار لرزه ای اسکله های شمع و عرشه را به صورت مناسب تری بیان می کند [۶۳] و [۶۴].

تاکاهاشی و همکاران (۲۰۰۵) به بررسی روانگرایی و جابجایی های بزرگ در اسکله های شمع و عرشه پرداختند. آنها ضمن انجام آزمایش های سانتریفیوژی، مدل های عددی نیز از نمونه های خود ارائه نمودند [۶۵].

والش و آشفورد در تحقیق خود به بررسی رفتار لرزه ای یک اسکله شمع و عرشه واقعی، با انجام آزمایشات میدانی پرداختند. هدف آنها بررسی حدود تغییر مکان شمع های طراحی شده با آئین نامه های قدیمی بود. آنها همچنین قصد داشتند که منحنی های  $p-y$  خاک های سیلتی را از روی نتایج آزمایشات خود محاسبه کنند. آزمایش های آنها هم روی شمع تکی و هم روی شمع های گروهی انجام شد [۱۸].

پیزانو (۱۹۸۴) به بررسی رفتار اتصالات شمع های بتنی پیش تنیده در دانشگاه واشنگتن پرداخت [۶۶].

پارک و همکاران (۱۹۹۰) برای تحقیق روی شکل پذیری و مقاومت شمع های پیش تنیده بتنی و سر شمع های بتنی آزمایشاتی در نیوزیلند انجام دادند [۶۷].

کاتلی و همکاران (۲۰۰۹) در تحقیق خود روش ساده ای برای محاسبه پاسخ لرزه ای پی های شمعی ارائه کردند. آنها برای محاسبه پاسخ شمع ها روشی بر مبنای منحنی های  $p-y$  ارائه دادند. روش ارائه شده شامل دو مرحله تحلیل پاسخ بستر و تحلیل استاتیکی شمع می باشد [۶۸].

تاکاهاشی (۲۰۰۳) در تحقیق خود به ارزیابی عملکرد لرزه ای اسکله های شمع و عرشه با استفاده از روش اجزای محدود پرداخت. او برای صحت سنجی نتایج مدل عددی خود آنها را با نتایج آزمایشگاهی مقایسه کرد و اعلام کرد که نتایج مدل عددی با نتایج آزمایشگاهی انطباق خوبی دارند [۶۹].

لوییس بروسچک و همکاران (۲۰۱۰) از طریق تست های آزمایشگاهی به تعیین میزان میرایی اسکله های شمع و عرشه پرداختند. آن ها پس از انجام آزمایش بر روی مدل های خود، اعلام کردند برای اسکله ها میرایی در حدود ۳ الی ۴ درصد مناسب می باشد [۷۰].

سید علی رضوی و فاخر (۱۳۸۵) به مطالعه مشکلات استفاده از شمع های مایل در اسکله های شمع و عرشه پرداختند. آنها یک اسکله را در دو حالت با شمع های مایل و تنها دارای شمع های قائم، در نرم افزار SAP2000 مدل سازی کردند و پس از تنظیم منحنی های  $t-z$ ،  $p-y$  و  $Q-z$  بر روی مدل ها آنالیز پوش آور انجام دادند. نتایج حاکی از آن است که سختی زیاد شمع های مایل باعث افزایش سختی کل سازه و افزایش تقاضای لرزه ای می گردد و پیروید و شکل پذیری سازه کاهش می یابد [۶].

آن ها همچنین یک اسکله شمع و عرشه را یکبار به روش طول گیرداری و بار دیگر به روش فنرهای غیر خطی در نرم افزار SAP2000 مدل کردند و پس از تنظیم منحنی های  $t-z$ ،  $p-y$  و  $Q-z$  بر روی مدل ها آنالیز پوش آور انجام دادند. اسکله مدل شده به روش طول گیرداری، دارای پیروید ارتعاشی بیشتر و سختی و برش پایه کمتری می باشد. در این اسکله اولین مفصل پلاستیک در پائین شمع و در اسکله مدل شده با فنرهای خطی اولین مفصل پلاستیکی در بالای شمع تشکیل می شود [۷۱].

روح الله امیر آبادی و خسرو برگی (۱۳۸۵) یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل را در نرم افزار ANSYS به روش های طول گیرداری و در نظر گرفتن فنرهای غیرخطی مدل سازی کرده و رفتار هیستریزیس اسکله ها را مشاهده کردند. میزان کرنش ها، طول مفاصل پلاستیک و نیروی جانبی وارده بر کل سازه در مدل هایی که اندرکنش خاک و سازه با فنرهای  $p-y$  لحاظ شده است کمتر از اسکله هایی است که با روش طول گیرداری مدل شده اند [۷۲].

حامد سیفی و علی فاخر (۱۳۸۵) آزمایش های بارگذاری جانبی شمع های با قطر زیاد در بندر عسلویه را انجام دادند. سپس آزمایش های خود را در نرم افزار SAP2000 و با تنظیم منحنی های  $p-y$

مدل سازی کردند و با مقایسه نتایج مدل سازی با آزمایش ها، ضرایب اصلاحی منحنی های  $p-y$  را برای خاک عسلویه ارائه نمودند [۷۳].

غلامرضا سنایی و همکاران (۱۳۷۹) یک اسکله شمع و عرشه را یکبار به روش طول گیرداری و بار دیگر با روش فنرهای غیر خطی  $p-y$  در نرم افزار SAP مدل سازی کردند و با مقایسه نتایج اعلام کردند اگر به طول گیرداری محاسبه شده برای شمع،  $0/5$  متر اضافه کنیم و سپس اسکله را به روش طول گیرداری مدلسازی نمائیم، نتایج تقریباً با مدلسازی با فنر های  $p-y$  یکسان می شود [۷۴].

عبدالهی و طاحونی (۱۳۸۵) در قالب مطالعه‌ای کاربردی به بررسی تاثیر زلزله با تکیه بر تحلیل الاستیک و پلاستیک در اسکله ۱۵۰ هزار تنی بندر امام خمینی پرداختند. در این تحقیق تحلیل های خطی و غیرخطی بر روی مهمترین اسکله شمع و عرشه کشور انجام شده است [۷۵].

حسن امید علی و همکاران (۱۳۸۶) رفتار شمع های مایل در گروه شمع ها در اسکله های شمع و عرشه را بررسی کردند. تحقیق به روش عددی تفاضل محدود و با نرم افزار FLAC3D انجام شد. خاک بصورت الاستو پلاستیک و با معیار موه‌ر کولمب و شمع و سر شمع بتنی به صورت الاستیک مدل شدند. نتایج حاکی از آن است که گروه های شمع مایل و قائم، تحت اثر بارهای قائم از نظر نشست قائم با گروه های دارای فقط شمع قائم تفاوت چندانی ندارند اما در صورت اعمال بار جانبی، در محل اتصال سر شمع به شمع، تمرکز تنش برشی داریم که این تمرکز در شمع های مایل به مراتب بیشتر از شمع های قائم است [۷۶].

ابراهیم زاده عطاری و همکاران (۱۳۸۵) رفتار شمع های یک اسکله شمع و عرشه بتنی را قبل و بعد از ایجاد خوردگی در آرماتورها و ریختن پوشش بتنی، ترمیم پوشش بتنی و محصور کردن شمع با پوسته های الیاف پلیمری CFRP تحت اثر بارهای جانبی و سیکلی به همراه بار محوری را توسط نرم افزار ANSYS بررسی کردند. نتایج تحلیل ها نشان دهنده کارایی مناسب کامپوزیت های CFRP در ترمیم و

جبران کاهش مقاومت، شکل پذیری و میزان اتلاف انرژی شمع های آسیب دیده بر اثر خوردگی آرماتورهاست [۷۷].

آقاخانی و همکاران (۱۳۸۵) یک اسکله شمع و عرشه را به همراه خاک اطراف آن در نرم افزار FLAC3D مدل سازی کردند. انواع لایه بندی خاک از جمله رس و شن یکنواخت و ... در نظر گرفته شد و پس از اعمال بارها به صورت پوش آور، منحنی های  $p-y$  برای هر خاک رسم گردید [۷۸].

فیاضی و برگی (۱۳۸۸) به بهسازی روش فنر معادل ( $p-y$ ) برای مدل سازی اندرکنش خاک و سازه در اسکله های شمع و عرشه پرداختند. آن ها یک اسکله شمع و عرشه را یک بار در نرم افزار SAP2000 و به همراه فنر های غیرخطی ( $p-y$ ) و بار دیگر در نرم افزار FLAC2D به صورت محیط پیوسته خاک، مدل کردند. حساسیت مدل ها نسبت به اثر قطر شمع، اثر فاصله بین شمع ها، اثر تعداد دهانه ها، محل قرارگیری شمع در گروه و اثر شتاب وارده بررسی گردید [۷۹].

مهرداد معماری و فاخر (۱۳۹۰) جهت بهبود عملکرد لرزه ای اسکله های شمع و عرشه دارای شمع مایل، استفاده از فیوز سازه ای را پیشنهاد کردند. استفاده از فیوز موجب افزایش شکل پذیری سازه و کاهش تقاضای لرزه ای، جذب انرژی بیشتر، متمرکز کردن خسارت ها در فیوز، جلوگیری از آسیب رساندن به شمع های مایل و امکان تداوم کاربری اسکله بعد از وقوع زلزله می گردد [۸۰].

شبانکاره و کتابداری (۱۳۸۹) به بررسی رفتار یک اسکله شمع و عرشه دارای شمع های قائم و مقاوم سازی آن با سیستم های مهاربندی پرداختند. آنالیز توسط نرم افزار SAP2000 صورت پذیرفت. افزودن سیستم مهاربندی در اسکله های فاقد شمع مایل، موجب سخت تر شدن اسکله می گردد و سبب بهبود رفتار لرزه ای اسکله شده و موجب افزایش برش پایه تحمل شده توسط سازه می گردد [۸۱].

### ۳-۴- بررسی تحقیقات گذشته در مورد اسکله های شمع و عرشه احداث شده بر روی شیب

با توجه به احداث اسکله های شمع و عرشه موازی ساحل (Wharf) بر روی بستر شیبدار، توجه به این موضوع اهمیت بسزایی دارد. اکثر تحقیقات صورت گرفته در مورد اسکله های شمع و عرشه معطوف به استفاده یا عدم استفاده از شمع های مایل در اسکله ها می باشد و کمتر به شیب دار بودن بستر توجه شده است.

مک کالوف و همکاران (۲۰۰۳ و ۲۰۰۴) عملکرد لرزه ای ۴ اسکله شمع و عرشه موازی ساحل را در بندر اوکلند در شرایط آزمایشگاهی به صورت سانتریفیوژی تحت دو زلزله متفاوت مورد بررسی قرار داد. آن ها شیب بستر را نیز در نظر گرفتند. سپس یکی از اسکله ها را به کمک نرم افزار FLAC2D مدل سازی نموده و نتایج را با نتایج حاصل از آزمایش مقایسه کرد [۸۲]، [۸۳] و [۸۴]. در شکل (۳-۳) نمونه های آزمایشگاهی و مدل های نرم افزاری آن ها مشاهده می شود.



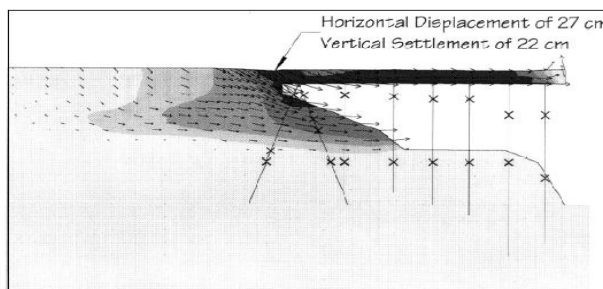
الف



ب



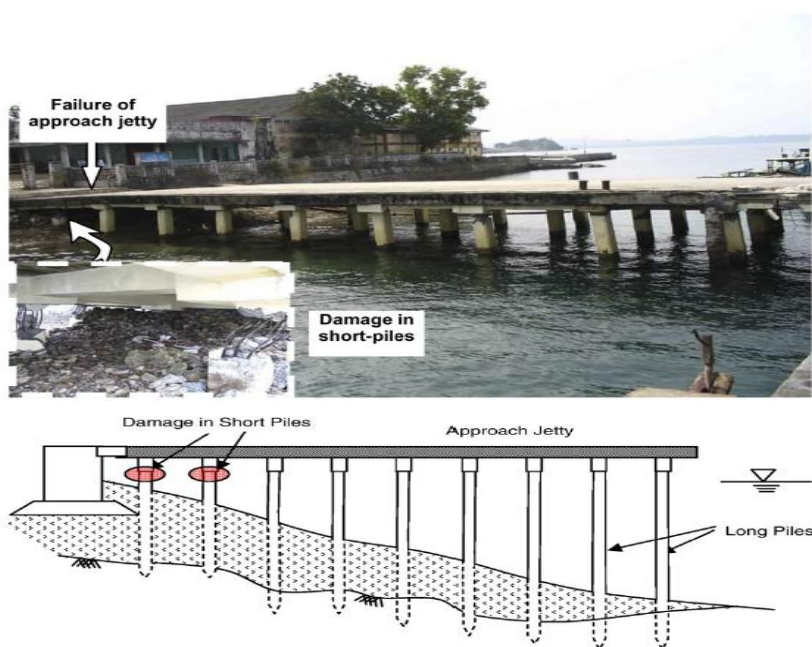
ج



د

شکل (۳-۴): مراحل تحقیق مک کالوف و همکاران، الف: ساخت مدل اسکله، ب: نصب اسکله در محیط آبی و خاکی، ج: مقطع شمع ها به همراه شیب بستر و تفاوت در طول شمع ها، د: اسکله مدل شده در FLAC2D [۸۲]، [۸۳] و [۸۴]

موندال و رای (۲۰۰۷) به بررسی عملکرد سازه ای بندری جزیره آندامان پس از زلزله سال ۲۰۰۴ در سوماترا پرداختند. همان طور که در شکل (۳-۴) ملاحظه می شود، بیشترین خسارات وارده در سر شمع های کوتاه سمت ساحل و پل دسترسی ساحل به اسکله رخ می دهد که این امر ناشی از تأثیر شیب بستر در نزدیکی ساحل می باشد [۸۵].



شکل (۳-۵): آسیب شمع های کوتاه سمت ساحل اسکله در زلزله سوماترا ۲۰۰۴ [۸۵]

چو و همکارانش (۲۰۱۰) یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با طول شمع های نابرابر را در برنامه SAP2000 مدل کرده و پس از تنظیم منحنی های  $p-y$  خاک، بر روی مدل آنالیز پوش آور انجام دادند و مقادیر جابه جایی عرشه را در سطوح مختلف عملکرد محاسبه نمودند. (آیین نامه PIANC در این مورد مسکوت است) سپس با آنالیز قابلیت اطمینان منحنی های شکست اسکله را تهیه کردند [۸۶].

چیارامونته (۲۰۱۱) چندین اسکله شمع و عرشه موازی ساحل در بندر اوکلند را توسط برنامه Opensees مدل سازی کرد. وی ابتدا سازه اسکله و سپس سازه به همراه محیط پیوسته خاک و در نهایت

سازه-خاک و جرثقیل اسکله را مدل نمود. او همچنین در مدلسازی ها شیب بستر را هم در نظر گرفته بود [۸۷].

شفیعی زاده (۲۰۱۱) مدل های ساده شده و پیچیده و کامل اسکله های شمع و عرشه به همراه خاک و جرثقیل آن ها را در برنامه Opensees مدلسازی نمود بر روی مدل ها آنالیزهای پوش آور و تاریخچه زمانی انجام داد. مدل های ساده شده اسکله جواب های قابل قبولی نسبت به مدل های پیچیده و دشوار داشتند [۸۸].

محمد رضا الهی و عباس قلندرزاده (۱۳۸۸) رفتار گروه های شمع را در شیروانی بررسی کردند. بدین منظور مدل های آزمایشگاهی سانتریفیوژی 1g از گروه های شمع واقع در شیروانی حاکی تهیه کرده و مورد آزمایش قرار دادند. سپس با توسعه برنامه PSPG-Slope و مقایسه نتایج تحلیل خود با آزمایش ها، برنامه خود را اعتبار سنجی نمودند. در پایان یک اسکله شمع و عرشه را در برنامه فوق مدل کردند. اثر شیب بر رفتار گروه شمع باعث افزایش لنگرها و فشارهای وارد بر شمع ها می شود و رفتار شمع های پایین شیب با شمع های بالای شیب متفاوت است [۸۹].

محمد رضا رحیمی و خسرو برگی (۱۳۸۹) یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل و بستر شیبدار آن را به صورت یک محیط پیوسته توسط نرم افزار ABAQUS مدل کرده و آنالیز استاتیکی و دینامیکی انجام دادند. نتایج حاکی از آن است که جابه جایی عرشه زمانی که نیروی جانبی به سمت دریا است به مراتب بیشتر از زمانی است که نیروی جانبی به سمت خشکی باشد. همچنین بیشترین لنگر خمشی در شمع های نزدیک به خشکی اتفاق می افتد [۱۸].

ملاحظه می شود در تحقیقات انجام شده در سال های اخیر به شیب بستر بیشتر توجه شده است ولی افزایش طول شمع ها از خشکی به سمت دریا در بستر شیب دار لحاظ نشده است.



فصل چهارم:

مدلسازی اسکله به روش طول کسپرداری

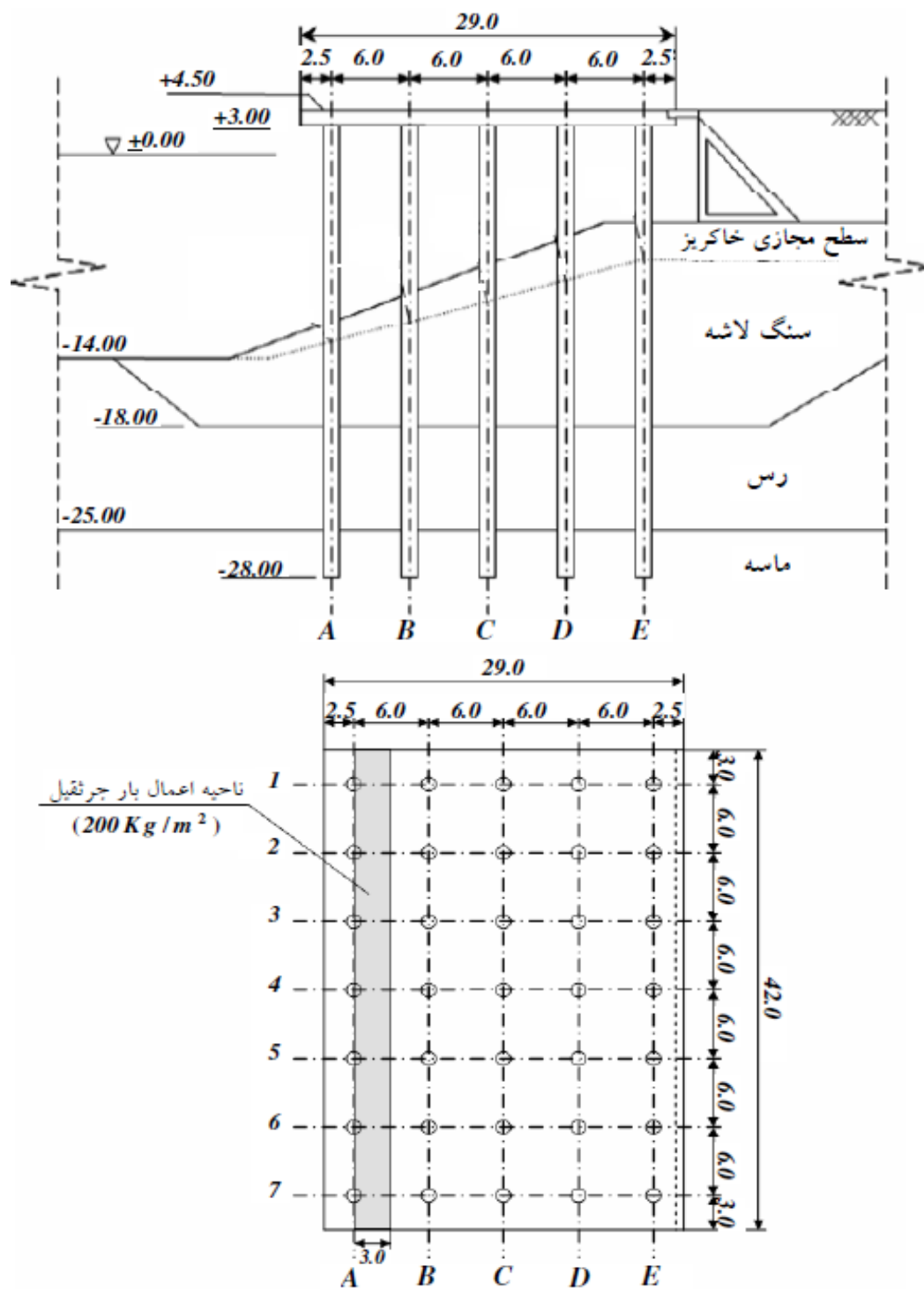
در این فصل ابتدا اسکله شمع و عرشه پیوست ۴ راهنمای طراحی لرزه ای اسکله های ایران را به کمک روابط تحلیلی و به روش طول گیرداری بررسی می نماییم. شیب های مختلف بستر را در نظر گرفته و نتایج را با حالتی که اسکله بر روی بستر افقی قرار می گیرد مقایسه می کنیم.

در ادامه اسکله شمع و عرشه بندر شیخ را ابتدا با طول شمع های برابر (بستر افقی) و سپس با طول شمع های نابرابر و برای شیب های مختلف بستر به روش طول گیرداری در نرم افزار SAP2000 مدل سازی شده است. جهت لحاظ کردن شیب بستر، طول شمع ها از خشکی به دریا افزایش می یابند. بارگذاری به طور کامل و با در نظر گرفتن همه بارهای محیطی، بار مرده، زنده، زلزله و ... انجام شده و پس از انجام تحلیل شبه دینامیکی، سازه طراحی شده است. سپس بر روی مدل ها آنالیز استاتیکی غیر خطی (پوش آور) انجام شده و پس از استخراج منحنی ظرفیت اسکله ها، نقطه عملکرد سازه مطابق با FEMA356 و ATC40 به دست آمده است.

#### ۴-۱- تحلیل اسکله پیوست ۴ راهنمای طراحی لرزه ای اسکله ها

در قسمت اول فصل چهارم اسکله معرفی شده در مثال پیوست ۴ راهنمای طراحی لرزه ای اسکله- های ایران را مورد بررسی قرار می دهیم. این اسکله از نوع شمع و عرشه موازی ساحل است که بر روی شیب واقع شده است. پلان و مقطع این اسکله را در شکل (۴-۱) مشاهده می نمایید.

مقادیر ضریب عکس العمل بستر برای لایه های مختلف خاک که حاصل از یک بررسی ژئوتکنیکی می باشد در جدول (۴-۱) ارائه شده است.



شکل (۴-۱): پلان و مقطع اسکله پیوست ۴ راهنمای طراحی لرزه ای اسکله ها [۱]

جدول (۴-۱): مقادیر ضریب عکس العمل بستر لایه های خاک [۱]

ضریب عکس العمل بستر $K_{h-sub}$ ( $kN/m^3$ )	لایه خاک
۳۵۰۰۰	سنگ لاشه
۳۵۰۰۰	رس
۹۵۰۰۰	ماسه

عرشه برروی ۵ ردیف E, D, C, B, A از شمع های فولادی لوله ای شکل به قطر ۱/۰ متر قرار دارد. ضخامت جداره شمع ها با فرض مقدار ۱ میلیمتر خوردگی، ۱۶ میلیمتر می باشد. مشخصات سازه ای شمع ها در جدول (۴-۲) ارائه شده است. بارگذاری بر روی کل مساحت عرشه شامل  $10 \text{ kN/m}^2$  سربارکف و  $25 \text{ kN/m}^2$  بار مرده بوده و بار وارده از جانب جرثقیل برروی سطح هاشور خورده برابر  $200 \text{ kN/m}^2$  می باشد.

جدول (۴-۲): مشخصات سازه ای شمع ها [۱]

متغیرهای شمع	نوع متغیر
۱/۰	قطر (m)
۱۶	ضخامت مقطع (mm)
۰/۰۴۹	سطح مقطع ( $m^2$ )
۰/۰۰۵۹۸	ممان اینرسی ( $m^4$ )
۰/۰۱۲۲	اساس مقطع ( $m^3$ )
۲۷۷۰۰۰	تنش تسلیم ( $kN/m^2$ )
$2/06 \times 10^8$	مدول الاستیسیته ( $kN/m^2$ )

مقدار شتاب مبنای طرح (A) برابر ۰/۳۵ و ضریب اهمیت سازه (I) برابر ۱/۰ و ضریب رفتار اسکله (R) برای اسکله دارای شمع های فولادی برابر ۵ و برای زیرسازه نصف این مقدار در نظر گرفته شده است (مطابق پیوست ۱).

خاک محل تیپ II آیین نامه فرض شده لذا مقادیر S، T<sub>s</sub> و T<sub>0</sub> به ترتیب ۱/۵، ۰/۵ و ۰/۱ محاسبه می شوند.

از روش طول گیرداری برای مدلسازی شمع ها استفاده شده است. مقدار β<sub>i</sub> برای شمع ها از رابطه وزارت راه ژاپن مطابق فرمول زیر به دست می آید.

$$\beta_i = \sqrt[4]{\frac{K_h D_p}{4EI_i}} = \sqrt[4]{\frac{35000 \times 1.0}{4 \times 2.06 \times 10^8 \times 0.00598}} = 0.290 (m^{-1}) \quad (1-4)$$

لذا مقدار طول گیرداری (1/β<sub>i</sub>) برابر ۴ متر محاسبه می گردد.

اسکله را به صورت دو بعدی و برای یک قاب میانی در جهت عمود بر ساحل در سه حالت دارای شمع های با طول برابر (احداث شده بر روی بستر صاف) و دارای شمع های با طول نابرابر (افزایشی از ساحل به دریا) و با شیب ملایم ۵(H): ۱(V) و شیب تند ۲(H): ۱(V) و با روابط تحلیلی و دقیق که در فصل چهارم راهنمای طراحی لرزه ای اسکله ها اشاره شده است بررسی می نماییم. این روابط به شرح زیر می باشند:

سختی شمع نام (K<sub>Hi</sub>) بر مبنای گیرداری معادل شمع از رابطه زیر به دست می آید [۱]:

$$K_{Hi} = \frac{12EI_i}{(L_i + \frac{1}{\beta_i})^3} \quad (2-4)$$

E: مدول الاستیسیته شمع

I : ممان اینرسی شمع

$L_i$  : طول شمع

و  $1/\beta_i$  : طول گیرداری شمع می باشد.

زمان تناوب طبیعی ارتعاش سیستم شمع و عرشه از رابطه زیر به دست می آید [۱]:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g\Sigma K_{Hi}}} \quad (3-4)$$

$W$  : وزن سربار، بار جرثقیل و بار مرده کف عرشه

$g$  : شتاب ثقل

ممان پلاستیک مقطع در حالت عدم وجود بار محوری از رابطه زیر به دست می آید [۱]:

$$M_{P_0} = Z_p \delta_y \quad (4-4)$$

$Z_p$  : اساس مقطع پلاستیک

و  $\delta_y$  : تنش تسلیم مقطع

ممان پلاستیک مقطع در حالت وجود بار محوری  $N$  از رابطه زیر به دست می آید [۱]:

$$M_p = M_{P_0} \cos\left(\frac{N}{N_{y0}} \pi / 2\right) \quad (5-4)$$

$N$  : بار محوری ناشی از سربار، بار جرثقیل و بار مرده

و  $N_{y0}$  بار محوری حد تسلیم در حالت عدم وجود ممان خمشی و برابر  $A \delta_y$  می باشد.

بار جانبی حدی هنگامی که مفاصل پلاستیک در هر دو انتهای تمامی شمع ها تشکیل گردد ( $P_u$ )

از رابطه زیر به دست می آید [۱]:

$$P_u = \sum_{i=1}^n \frac{2MP_i}{l_i + \frac{1}{\beta_i}} \quad (۶-۴)$$

Mp : ممان خمشی پلاستیک مقطع شمع

$L_i$  : طول مهار نشده شمع  $i$ ام در حد فاصل بین عرشه و سطح مجازی زمین، اندیس  $i$  مربوط به شمع  $i$ ام

و  $n$  تعداد شمع ها می باشد.

برای عرشه های متکی بر شمع های فولادی، هنگامی که مفاصل پلاستیک در بالای نیمی از شمع

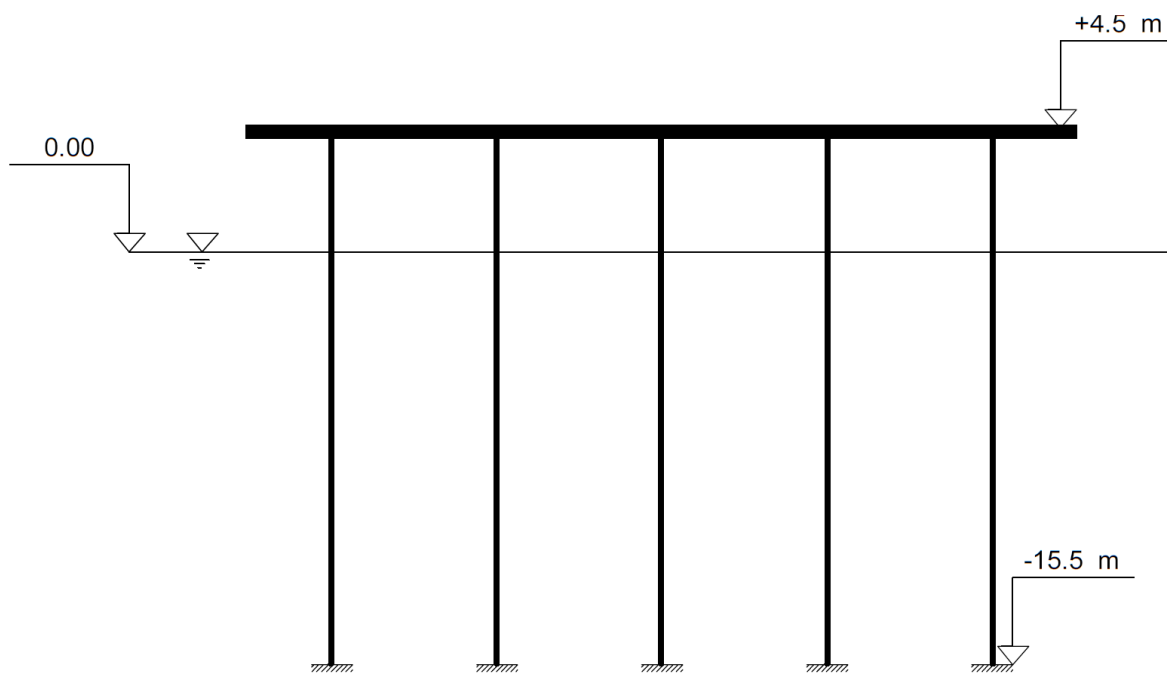
ها تشکیل گردند، حد آستانه تسلیم  $P_y$  از رابطه زیر به دست می آید [۱]:

$$P_y = 0.82P_u \quad (۷-۴)$$

جهت سهولت در محاسبات، نتایج به صورت جدولی ارائه می گردد.

#### ۴-۱-۱- حالت الف: اسکله واقع بر روی بستر صاف

در شکل (۲-۴) مقطع اسکله به صورت شماتیک در حالت (الف) مشاهده می شود.



شکل (۲-۴): مقطع اسکله به صورت شماتیک در حالت (الف)

مقادیر سختی هر شمع به صورت جدول (۳-۴) محاسبه می شود.

جدول (۳-۴): مقادیر سختی هر شمع و متغیرهای مربوطه

ردیف E	ردیف D	ردیف C	ردیف B	ردیف A	نوع متغیر
۱۵/۵	۱۵/۵	۱۵/۵	۱۵/۵	۱۵/۵	طول شمع $L_i$ (m)
۱۹/۵	۱۹/۵	۱۹/۵	۱۹/۵	۱۹/۵	$L_i + 1/\beta_i$ (m)
۱۲۳۰۰۰۰	۱۲۳۰۰۰۰	۱۲۳۰۰۰۰	۱۲۳۰۰۰۰	۱۲۳۰۰۰۰	$EI_i$ ( $\text{kNm}^2$ )
۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰	$K_{Hi}$ (kN/m)



به این ترتیب زمان تناوب طبیعی ارتعاش سیستم شمع و عرشه بدست می آید:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{9690}{9.8 \times (2000 \times 5)}} = 1.976 \text{ S} \quad (۸-۴)$$

برای تعیین حد آستانه تسلیم سیستم شمع و عرشه رابطه (۴-۵) به ترتیب زیر عمل می شود:

ممان پلاستیک مقطع در حالت عدم وجود بار محوری برای شمع ها با استفاده از رابطه (۴-۴) برابر خواهد بود با:

$$M_{po} = \frac{4}{3} \{0.50^3 - (0.50 - 0.016)^3\} \times 377000 = 5840 \text{ (kNm)} \quad (۹-۴)$$

بارهای محوری ناشی از سربار، بار مرده و جرثقیل به همراه ممانهای پلاستیک در حالت وجود بار محوری  $N$  به دست می آیند. مقادیر محاسبه شده در جدول (۴-۴) نمایش داده شده است.

جدول (۴-۴): بارهای محوری و ممان های پلاستیک در حالت وجود بار محوری

ردیف E	ردیف D	ردیف C	ردیف B	ردیف A	نوع متغیر
۵۸۴۰	۵۸۴۰	۵۸۴۰	۵۸۴۰	۵۸۴۰	$(kNm) M_{poi}$
۱۱۵۵	۱۲۶۰	۱۲۶۰	۱۲۶۰	۴۷۵۵	$(kN) N_i$
۱۸۶۴۰	۱۸۶۴۰	۱۸۶۴۰	۱۸۶۴۰	۱۸۶۴۰	$(kN) N_{yoi}$
۵۸۴۰	۵۸۴۰	۵۸۴۰	۵۸۴۰	۵۸۴۰	$(kNm) M_{pi}$

مقدار بار جانبی حدی هنگامی که مفاصل پلاستیک در هر دو انتهای تمامی شمع ها تشکیل گردند

از رابطه زیر بدست می آید:

$$P_u = \sum_{i=1}^n \frac{2MP_i}{l_i + \frac{1}{\beta_i}} = \frac{2 \times 5840}{19.50} = 2994.88 \text{ (kN)} \quad (10-4)$$

حد آستانه تسلیم سیستم شمع و عرشه  $P_y$  که در واقع نیروی قابل تحمل توسط سازه می باشد، با استفاده از رابطه زیر بدست می آید:

$$P_y = 0.82P_u = 0.82 \times 2455.8 = 2455.8 \text{ (kN)} \quad (11-4)$$

نیروی جانبی موجود با توجه به روابط (پ ۱-۱) الی (پ ۵-۱) به صورت زیر محاسبه می گردد:

$$T = 1.976(s) > T_s = 0.5(s)$$

$$B = 1 + S(T_s/T)^{2/3} = 1$$

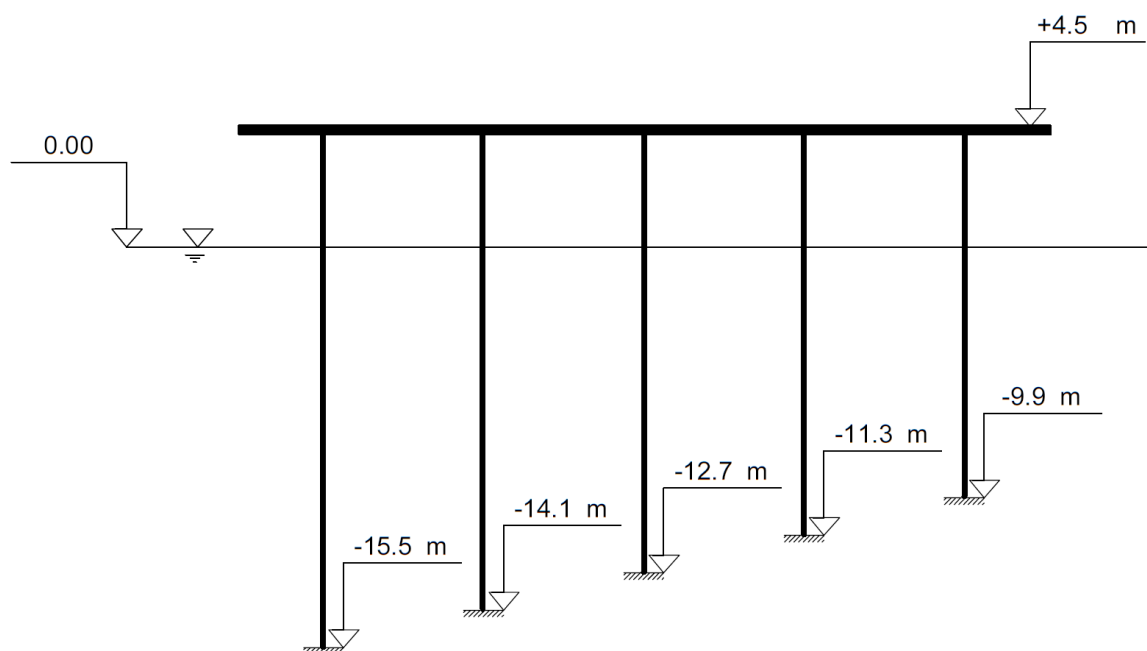
$$C = AB/R = 0.35 \times 1 \times 1/2.5 = 0.14$$

$$V = CW = 0.14 \times 9690 = 1357 \text{ (kN)} < 2455.8 \text{ (kN)} \quad Ok$$

$$S.F = 2455.8/1357 = 1.8$$

۴-۱-۲- حالت ب: اسکله واقع بر روی بستر با شیب ملایم (H) ۵ : (V) ۱

شکل (۴-۳) مقطع اسکله در حالت (ب) را به صورت شماتیک نشان می دهد.



شکل (۳-۴): مقطع اسکله در حالت (ب) به صورت شماتیک

مقادیر سختی هر شمع به صورت جدول (۴-۵) محاسبه می شود.

جدول (۴-۵): مقادیر سختی هر شمع و متغیرهای مربوطه

ردیف E	ردیف D	ردیف C	ردیف B	ردیف A	نوع متغیر
۹/۹	۱۱/۳	۱۲/۷	۱۴/۱	۱۵/۵	طول شمع $L_i$ (m)
۱۳/۹	۱۵/۵	۱۶/۷	۱۸/۱	۱۹/۵	$L_i + 1/\beta_i$ (m)
۱۲۳۰۰۰۰	۱۲۳۰۰۰۰	۱۲۳۰۰۰۰	۱۲۳۰۰۰۰	۱۲۳۰۰۰۰	$EI_i$ ( $\text{kNm}^2$ )
۵۸۰۳/۵	۴۳۷۳	۳۱۸۰	۲۵۰۰	۲۰۰۰	$K_{Hi}$ (kN/m)

به این ترتیب زمان تناوب طبیعی ارتعاش سیستم شمع و عرشه بدست می آید:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{9690}{9.8 \times (2000+2500+3180+4373+5803.5)}} = 1.48 S \quad (12-4)$$

برای تعیین حد آستانه تسلیم سیستم شمع و عرشه رابطه (4-5) به ترتیب زیر عمل می شود:

ممان پلاستیک مقطع در حالت عدم وجود بار محوری برای شمع ها با استفاده از رابطه (4-4) برابر خواهد بود با:

$$M_{po} = \frac{4}{3} \{ 0.50^3 - (0.50 - 0.016)^3 \} \times 377000 = 5840 (kNm) \quad (13-4)$$

بارهای محوری ناشی از سربار، بار مرده و جرثقیل به همراه ممانهای پلاستیک در حالت وجود بار محوری  $N$  به دست می آیند. مقادیر محاسبه شده در جدول (4-6) نمایش داده شده است.

جدول (4-6): بارهای محوری و ممان های پلاستیک در حالت وجود بار محوری

ردیف E	ردیف D	ردیف C	ردیف B	ردیف A	نوع متغیر
۵۸۴۰	۵۸۴۰	۵۸۴۰	۵۸۴۰	۵۸۴۰	$(kNm) M_{poi}$
۱۱۵۵	۱۲۶۰	۱۲۶۰	۱۲۶۰	۴۷۵۵	$(kN) N_i$
۱۸۶۴۰	۱۸۶۴۰	۱۸۶۴۰	۱۸۶۴۰	۱۸۶۴۰	$(kN) N_{yoi}$
۵۸۴۰	۵۸۴۰	۵۸۴۰	۵۸۴۰	۵۸۴۰	$(kNm) M_{pi}$

مقدار بار جانبی حدی هنگامی که مفاصل پلاستیک در هر دو انتهای تمامی شمع ها تشکیل گردند

از رابطه زیر بدست می آید:

$$P_u = \sum_{i=1}^n \frac{2MP_i}{l_i + \frac{1}{\beta_i}} = \frac{2 \times 5840}{19.50} + \frac{2 \times 5840}{18.10} + \frac{2 \times 5840}{16.70} + \frac{2 \times 5840}{15.5} + \frac{2 \times 5840}{13.90} = \quad (14-4)$$

$$3578 (kN)$$

حد آستانه تسلیم سیستم شمع و عرشه  $P_y$ ، با استفاده از رابطه زیر بدست می آید:

$$P_y = 0.82P_u = 0.82 \times 3578 = 2934 \text{ (kN)} \quad (15-4)$$

نیروی جانبی موجود با توجه به روابط (پ ۱-۱) إلى (پ ۱-۵) به صورت زیر محاسبه می گردد:

$$T = 1.48 \text{ (s)} > T_s = 0.5 \text{ (s)}$$

$$B = 1 + S(T_s/T)^{2/3} = 1.21$$

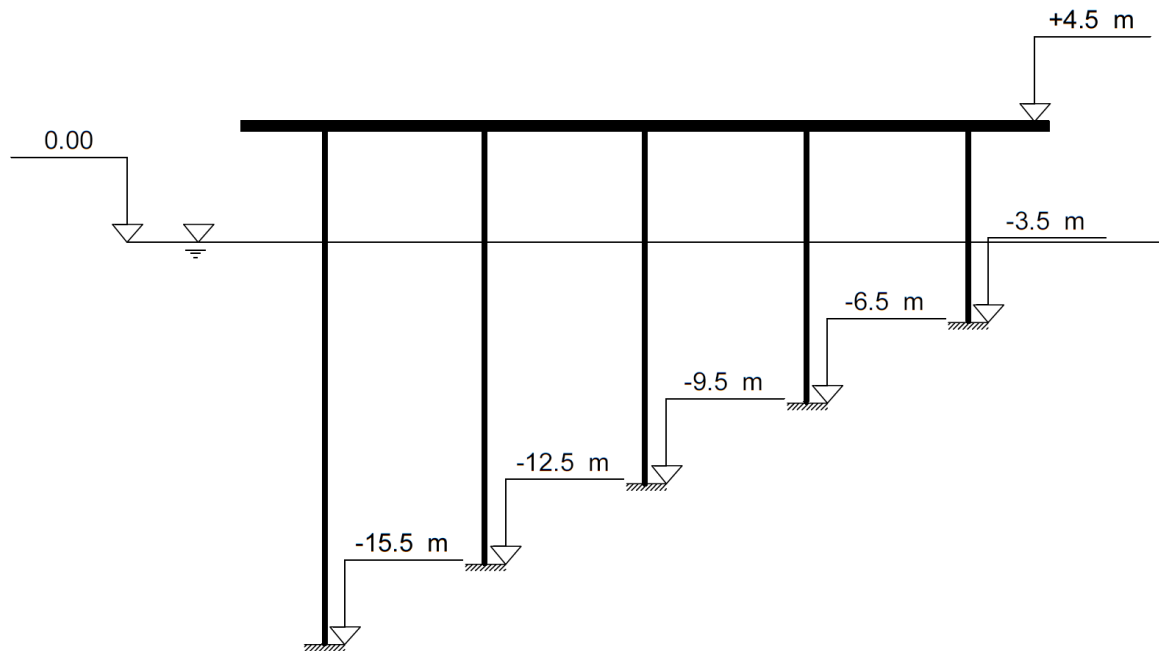
$$C = AB/R = 0.35 \times 1 \times 1.21 / 2.5 = 0.17$$

$$V = CW = 0.17 \times 9690 = 1648 \text{ (kN)} < 2934 \text{ (kN)} \quad Ok$$

$$S.F = 2934 / 1648 = 1.7$$

۴-۱-۳- حالت ج: اسکله واقع بر روی بستر با شیب تند ۲(H) : ۱(V)

شکل (۴-۴) مقطع اسکله در حالت (ج) را به صورت شماتیک نشان می دهد.



شکل (۴-۴): مقطع اسکله حالت (ج) به صورت شماتیک

مقادیر سختی هر شمع به صورت جدول (۴-۵) محاسبه می شود.

جدول (۴-۷): مقادیر سختی هر شمع و متغیرهای مربوطه

ردیف E	ردیف D	ردیف C	ردیف B	ردیف A	نوع متغیر
۳/۵	۶/۵	۹/۵	۱۲/۵	۱۵/۵	طول شمع $L_i$ (m)
۷/۵	۱۰/۵	۱۳/۵	۱۶/۵	۱۹/۵	$L_i + 1/\beta_i$ (m)
۱۲۳۰۰۰۰	۱۲۳۰۰۰۰	۱۲۳۰۰۰۰	۱۲۳۰۰۰۰	۱۲۳۰۰۰۰	$EI_i$ ( $\text{kNm}^2$ )
۳۴۹۸۷	۱۲۷۵۰	۵۹۹۹	۳۲۸۶	۲۰۰۰	$K_{Hi}$ (kN/m)

به این ترتیب زمان تناوب طبیعی ارتعاش سیستم شمع و عرشه بدست می آید:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{9690}{9.8 \times (2000 + 3286 + 5999 + 12750 + 34987)}} = 0.813 \text{ S} \quad (۴-۱۶)$$

برای تعیین حد آستانه تسلیم سیستم شمع و عرشه رابطه (۴-۵) به ترتیب زیر عمل می شود:

ممان پلاستیک مقطع در حالت عدم وجود بار محوری برای شمع ها با استفاده از رابطه (۴-۴) برابر خواهد بود با:

$$M_{po} = \frac{4}{3} \{0.50^3 - (0.50 - 0.016)^3\} \times 377000 = 5840(kNm) \quad (۱۷-۴)$$

بارهای محوری ناشی از سربار، بار مرده و جرثقیل به همراه ممانهای پلاستیک در حالت وجود بار محوری  $N$  به دست می آیند. مقادیر محاسبه شده در جدول (۴-۴) نمایش داده شده است.

جدول (۴-۸): بارهای محوری و ممان های پلاستیک در حالت وجود بار محوری

ردیف E	ردیف D	ردیف C	ردیف B	ردیف A	نوع متغیر
۵۸۴۰	۵۸۴۰	۵۸۴۰	۵۸۴۰	۵۸۴۰	$(kNm) M_{poi}$
۱۱۵۵	۱۲۶۰	۱۲۶۰	۱۲۶۰	۴۷۵۵	$(kN) N_i$
۱۸۶۴۰	۱۸۶۴۰	۱۸۶۴۰	۱۸۶۴۰	۱۸۶۴۰	$(kN) N_{yoi}$
۵۸۴۰	۵۸۴۰	۵۸۴۰	۵۸۴۰	۵۸۴۰	$(kNm) M_{pi}$

مقدار بار جانبی حدی هنگامی که مفاصل پلاستیک در هر دو انتهای تمامی شمع ها تشکیل گردند از رابطه زیر بدست می آید:

$$P_u = \sum_{i=1}^n \frac{2MP_i}{l_i + \frac{1}{\beta_i}} = \frac{2 \times 5840}{19.50} + \frac{2 \times 5840}{16.5} + \frac{2 \times 5840}{13.5} + \frac{2 \times 7590}{10.5} + \frac{2 \times 7590}{7.5} = \quad (۱۸-۴)$$

$$5800(kN)$$

حد آستانه تسلیم سیستم شمع و عرشه  $P_y$ ، با استفاده از رابطه زیر بدست می آید:

$$P_y = 0.82P_u = 0.82 \times 5800 = 4756 \text{ (kN)} \quad (19-4)$$

نیروی جانبی موجود با توجه به روابط (پ ۱-۱) الی (پ ۵-۱) به صورت زیر محاسبه می گردد:

$$T = 0.813 \text{ (s)} > T_s = 0.5 \text{ (s)}$$

$$B = 1 + S(T_s/T)^{2/3} = 1.81$$

$$C = AB/R = 0.35 \times 1 \times 1.81 / 2.5 = 0.2534$$

$$V = CW = 0.2534 \times 9690 = 2455 \text{ (kN)} < 4756 \text{ (kN)} \quad Ok$$

$$S.F = 4756 / 2455 = 1.9$$

#### ۴-۱-۴- مقایسه نتایج

خلاصه نتایج سه حالت الف، ب و ج به صورت خلاصه در جدول (۹-۴) آورده شده است.

جدول (۹-۴): خلاصه نتایج

V (kN)	B	Py (kN)	K (kN/m)	T (s)	حالت
برش پایه (نیروی موجود)	ضریب بازتاب	نیروی قابل تحمل	سختی کل	زمان تناوب	مدلسازی
1357	1	2455.8	10000	1.975	الف
1648	1.21	2934	17856.5	1.48	ب
2455	1.81	4756	59022	0.813	ج

همان طور که از جدول بالا مشاهده می شود در نظر گرفتن شیب بستر موجب کاهش زمان تناوب

سازه و به تبع آن افزایش سختی سازه و همچنین ضریب بازتاب اسکله می شود در نتیجه برش پایه نیز



افزایش می یابد. از طرفی با اعمال شیب بستر نیروی قابل تحمل سازه نیز افزایش می یابد که ریشه در افزایش سختی سازه دارد. نسبت افزایش نیروی قابل تحمل سازه به برش پایه، در هر سه حالت تقریباً یکسان است و در حالتی که شیب بستر بیشتر باشد، ملحوظ کردن شیب موجب تا حدودی موجب عملکرد بهتر سازه می گردد. تغییرات ایجاد شده در پاسخ سازه، با افزایش شیب بستر شدیدتر می گردد.

#### ۲-۴- مدلسازی اسکله بندر شیف در نرم افزار SAP2000

در این قسمت اسکله بندر شیف را مورد بررسی قرار می دهیم. بندر شیف یکی از قطب های صیادی کشور، واقع در استان بوشهر می باشد. شکل (۴-۵) موقعیت بندر شیف را نشان می دهد.



شکل (۴-۵): موقعیت بندر شیف

همان طور که در تصاویر شکل (۴-۶) مشاهده می شود، متأسفانه بندر شیف علیرغم آلودگی سواحل آن و نیاز مبرم به اسکله جهت سهولت در صیادی، از وجود اسکله بی بهره بود تا این که با درخواست های مردمی و پیگیری مسئولین بنا شد یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل در این بندر طراحی و ساخته شود.

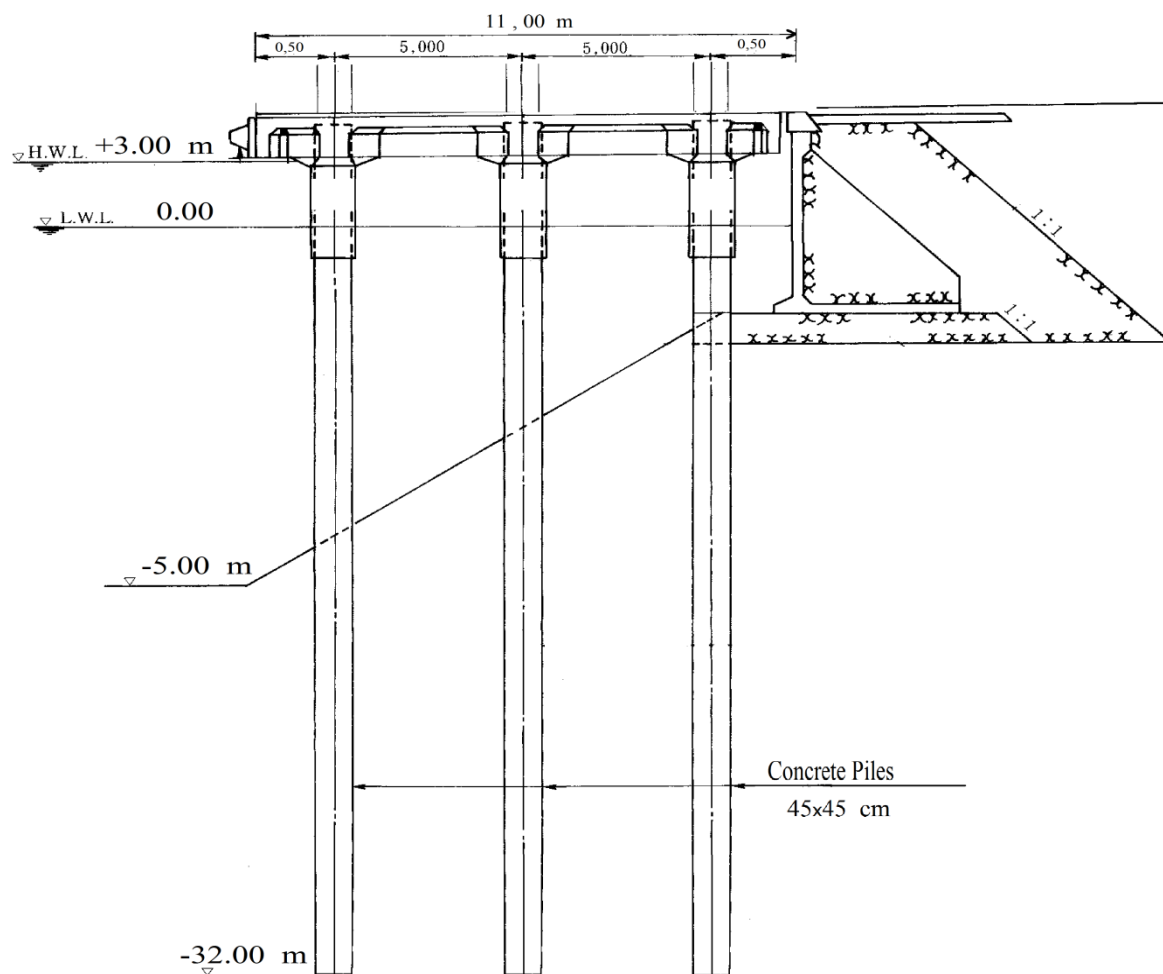


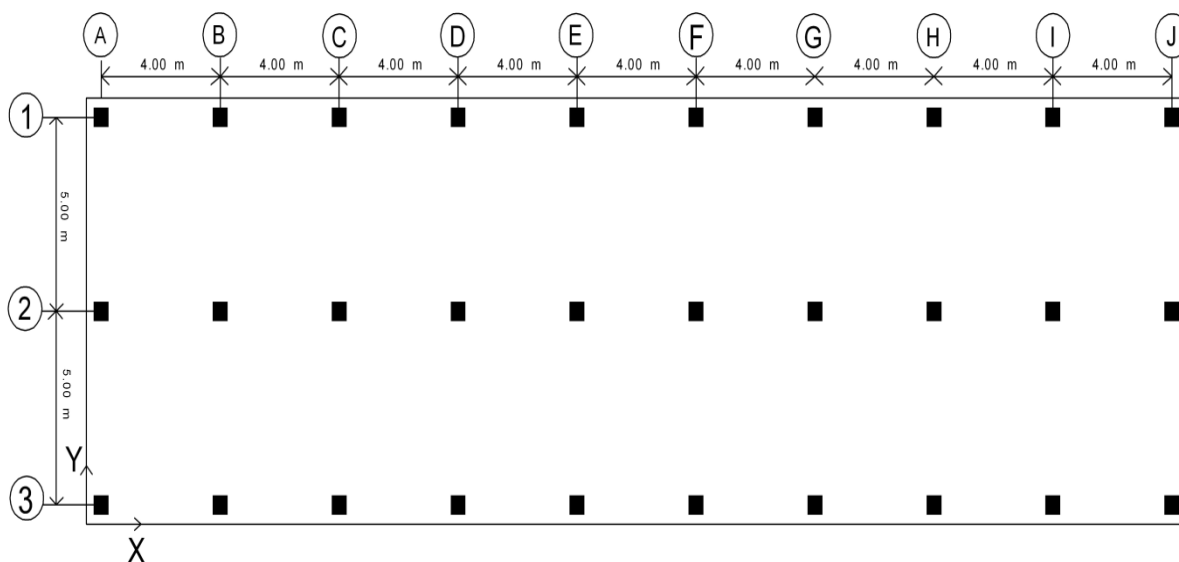
شکل (۴-۶): آلودگی سواحل بندر شیف و عدم وجود اسکله

#### ۴-۲-۱- مشخصات اسکله

اسکله بندر شیف که مقطع و پلان آن در شکل (۴-۷) مشاهده می شود یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل است که تنها دارای شمع های قائم می باشد. اسکله مذکور دارای ابعاد ۳۷ متر در جهت موازی ساحل (X) و ۱۱ متر در جهت عمود بر ساحل (Y) است. تراز آبخور اسکله ۵- متر و تراز عرشه ۳+ متر نسبت به سطح آب می باشد. طول کل شمع ها ۳۵ متر محاسبه شده است [۹۰].

عرشه اسکله بتنی و دارای سیستم سازه ای دال و تیر است. شمع ها از جنس بتن و دارای مقطع  $45 \times 45$  و ابعاد تیرهای عرشه  $50 \times 40$  و ضخامت دال عرشه  $30$  سانتیمتر می باشد. مقاومت فشاری بتن عرشه و شمع ها و تیرها نیز  $350 \text{ Kg/cm}^2$  و مدول الاستیسیته بتن  $2 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$  در نظر گرفته شده است [۹۰].





شکل (۷-۴): مقطع و پلان اسکله بندر شیف [۹۰]

#### ۲-۲-۴- بارهای وارده به اسکله

بارهایی که به اسکله وارد می‌شود به شرح زیر است:

#### ۲-۲-۴-۱- بار مرده (DL)

بار مرده وارده به سازه ناشی از وزن سازه بوده و برنامه SAP2000 قادر به در نظر گرفتن وزن اجزا می‌باشد. ۵ درصد افزایش بار مرده جهت لحاظ کردن مواردی که مدل نمی‌شوند و یا بارشان در نظر گرفته نشده، منظور گردیده است. لذا در ترکیب بار، ضریب  $1/0.5$  علاوه بر ضرایب معمول، ضرب خواهد شد.

#### ۲-۲-۴-۲- بار زنده یکنواخت (LL)

در مورد میزان بار زنده آیین‌نامه‌ها مقدار مشخصی را الزام نکرده‌اند و آن را وابسته به نوع کاربری اسکله و تجهیزات عبوری از روی آن دانسته‌اند. ولی در سایر مراجع معتبر، حداقل مقدار بار زنده گسترده برای اسکله‌های صیادی، ۱/۵ تن بر متر مربع پیشنهاد شده است [۴].

#### ۴-۲-۳- بار باد

در مورد بار باد با فرض بادگیر بودن تمام ناحیه خارج از آب اسکله، کل نیروی وارد بر سازه اسکله برابر خواهد بود با:

$$q = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$C_e = 2$$

$$C_q = +0.8 \text{ \& } -0.5$$

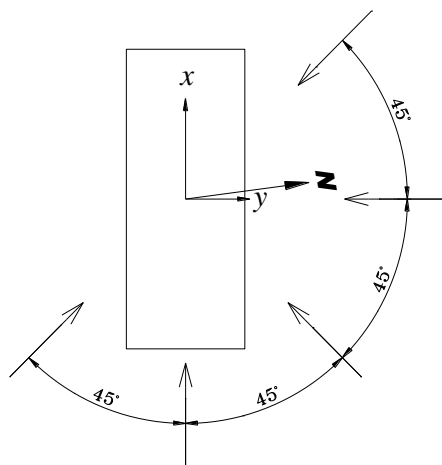
$$P_{\text{فشار}} = 0.8 \times 2.0 \times 50 = 80 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{مکش}} = 0.5 \times 2.0 \times 50 = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{کل}} = (50+80) \times 3.3 \times 37 = 15870 \text{ kg} \approx 16 \text{ ton}$$

#### ۴-۲-۲- بار محیطی ناشی از موج و جریان (ENV)

به منظور طراحی اسکله، موجی به ارتفاع ۱/۰ متر با پریود ۴ ثانیه و جریانی با سرعت متوسط  $1/5 \text{ m/s}$  در عمق به سازه اعمال می‌گردد. مطابق شکل (۴-۸) این بارگذاری در ۵ جهت با زوایای ۹۰-، ۴۵-، ۰، ۴۵ و ۹۰ درجه نسبت به راستای شمال برای این بارگذاری منظور شده است.



شکل (۴-۸): زوایای مختلف بارگذاری محیطی [۹۰]

از تئوری موج ایری و ضرایب دراگ و اینرسی به ترتیب برابر با ۱/۵ و ۱/۲ برای بارگذاری دریایی استفاده شده است.

#### ۴-۲-۵- بار گذاری حرارتی (TEMP)

بارگذاری حرارتی ناشی از اختلاف دمای سازه در زمان بهره‌برداری نسبت به دمای حین ساخت به صورت بارگذاری ناشی از اختلاف دمای +۵۰ و -۵۰ درجه سانتی‌گراد در نظر گرفته شده است. بارگذاری ناشی از اختلاف دمای سطح روی بتن و زیر آن نیز به صورت بارگذاری ناشی از گرادیان دمای  $7^{\circ}\text{C/m}$  به سازه اعمال می‌شود. بارگذاری دوم در حالتی متصور است که دمای سطح بتن ناشی از تابش آفتاب گرم‌تر از سطح زیرین شود. بارگذاری‌های زیر در آنالیز استفاده شده‌اند.

*TEMP1: Loading of  $+50^{\circ}\text{C}$*

*TEMP2: Loading of  $-50^{\circ}\text{C}$*

*TEMP3: Loading of  $+7^{\circ}\text{C/m}$*

*Thermal load Combination: T1: TEMP1+TEMP3 and T2: TEMP2*

#### ۴-۲-۶- بار زلزله (EQ)

بارگذاری زلزله مطابق آیین نامه پل ایران (نشریه ۴۶۳) انجام شده است. تحلیل های اولیه به صورت استاتیکی معادل و شبه دینامیکی (طیفی) بوده که پس از تحلیل، برش های پایه استاتیکی و دینامیکی یکسان سازی شده اند.

شتاب مبنای طرح (A) برابر ۰/۲۵ و ضریب اهمیت سازه (I) برابر ۱ در نظر گرفته شده است. خاک محل تیپ II آیین نامه ۲۸۰۰ فرض شد. پیرو مودهای ارتعاشی از آنالیز مودال سازه به دست آمده و سپس با توجه به شرایط خاک تیپ II، مقدار ضریب بازتاب سازه (B) محاسبه شده است. مطابق جدول ۳ نشریه ۴۶۳ ضریب رفتار (R) اسکله دارای شمع های قائم بتنی برابر ۳ می باشد. لذا روسازه (عرشه و تیرهای آن) با ضریب رفتار ۳ و زیر سازه (شمع ها) با ضریب رفتار ۱/۵ تحلیل می شوند [۹۱].

طیف بازتاب مطابق طیف آیین نامه ۲۸۰۰ برای خاک تیپ II استخراج شده و با کاهش آن به میزان AI/R طیف طرح به دست می آید.

در تمام آنالیزهای مربوط به زلزله، زلزله در هر راستا با ۳۰ درصد زلزله راستای متعامد آن ترکیب شده است.

$$EQ1 = EQx + 0.3EQy$$

$$EQ2 = EQy + 0.3EQx$$

از زلزله قائم نیز مطابق تمام آیین نامه ها صرفه نظر شده است.

میزان بیشینه شتاب در تراز کف عرشه در سطح خطر زلزله یک (L1) برابر 0.25g و سطح خطر زلزله دو (L2) برابر 0.41g در نظر گرفته شده است.

مود ناپایداری اسکله نیز حالت الف شکل (پ ۱-۶) یعنی تغییر شکل ناشی از نیروی اینرسی عرشه فرض شده است. (دیوار حایل نگهبان سمت ساحل و خاک بستر جابه جایی ندارند)

### ۳-۴- ترکیب بارها

ترکیب بار مورد استفاده برای طراحی اجزای بتنی طبق جدول ۳-۶ از آیین‌نامه طراحی بنادر و سازه‌های دریایی ایران (نشریه ۱۱-۳۰۰) به صورت جدول (۴-۱۰) می‌باشد.

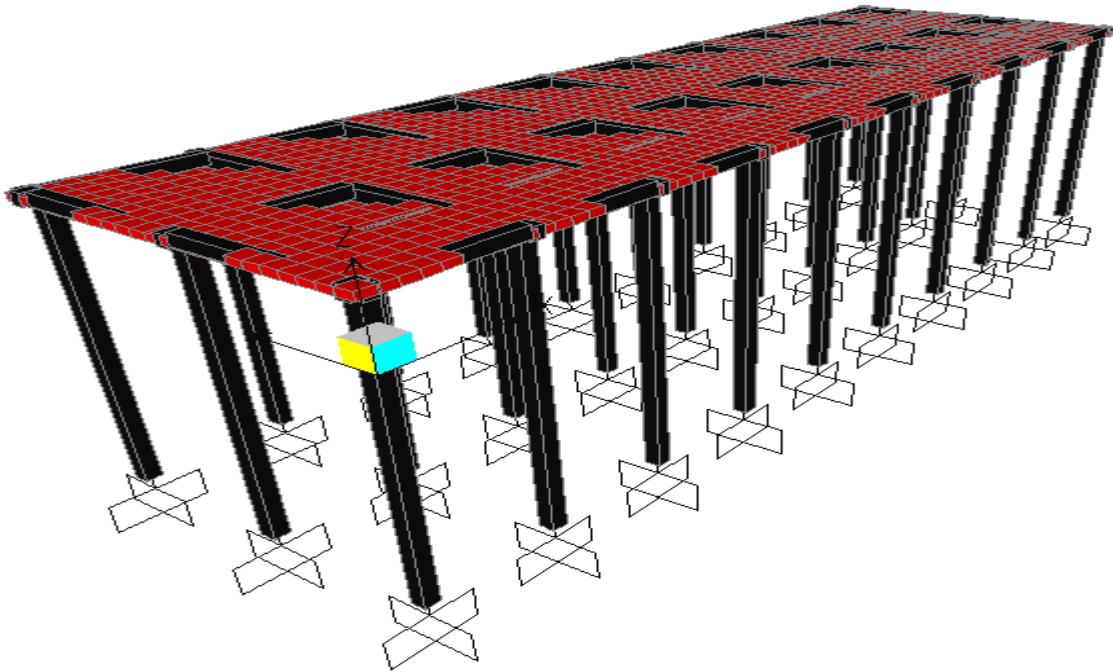
جدول (۴-۱۰): ترکیب بارهای مورد استفاده [۴]

Ultimate strength design						
Load Case	U1	U2	U3	U4	U5	U6
Dead	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
Live	1.7	1.3	.3	0.2	—	0.17
Wave & Current	—	1.3	1.3	—	—	—
Temperature	—	—	1.3	—	—	—
Earthquake	—	—	—	1.3	1.3	—
Berthing	—	—	—	—	—	1.7

### ۴-۴- مدلسازی در نرم افزار

برای مدلسازی و تحلیل اسکله از نرم افزار **SAP2000** به دلیل قابلیت های منحصر به فرد آن استفاده شده است که در طراحی اسکله ها عموماً مورد استفاده قرار می گیرد. در شکل (۴-۹) نمای اسکله مدل شده در نرم افزار مشاهده می شود.





شکل (۴-۹): نمایی از اسکله مدل شده در نرم افزار SAP2000

#### ۴-۴-۱- تعیین طول گیرداری

برای مدل سازی خاک در اطراف شمع و تأثیر آن بر روی سازه از مفهوم عمق گیرداری استفاده شده است. این عمق با توجه به مشخصات خاک و مشخصات شمع، تعیین می گردد. با توجه به گزارش ژئوتکنیک مورد استفاده در این پروژه، ضریب واکنش افقی بستر  $100 \text{ N/cm}^3$  و جنس خاک رس سخت اشباع اعلام شده است. طول گیرداری برای شمع مورد استفاده با توجه به محاسبات زیر برای خاک های چسبنده، به دست می آید:

$$k_h = 100 \text{ N/cm}^3$$

$$EI_{pile} = (2 \times 10^5) \times (45 \times 45^3/12) = 6.83 \times 10^{11} \text{ N.cm}^2$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{k}} = 287 \text{ cm}$$

$$\text{طول گیرداری} = 1.4R = 400 \text{ cm}$$

لذا طول گیرداری شمع ها برابر با ۴ متر در نظر گرفته می شود.

#### ۴-۴-۲- نام گذاری اسکله ها

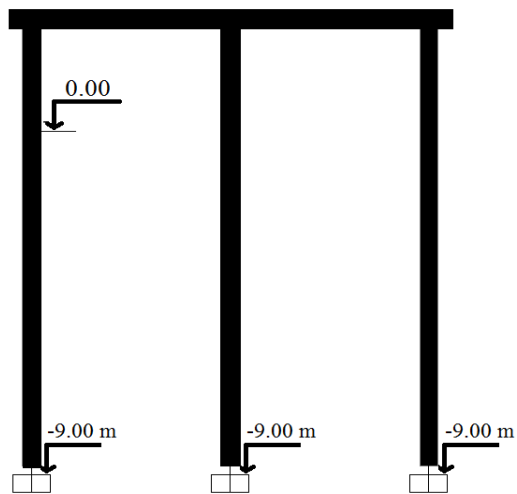
جهت بررسی بهتر اثر شیب، دو شیب مختلف  $1(V):5(H)$  و  $1(V):2(H)$  را در نظر می گیریم.

نام گذاری اسکله ها مطابق جدول (۴-۱۱) و مقطع آن ها به صورت شماتیک به صورت شکل (۴-۱۰)

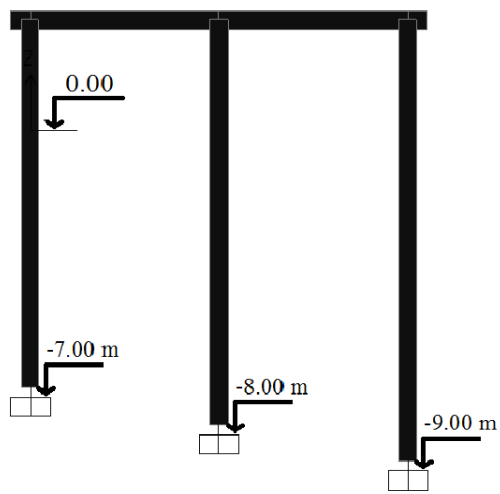
می باشد.

جدول (۴-۱۱): نام گذاری اسکله ها

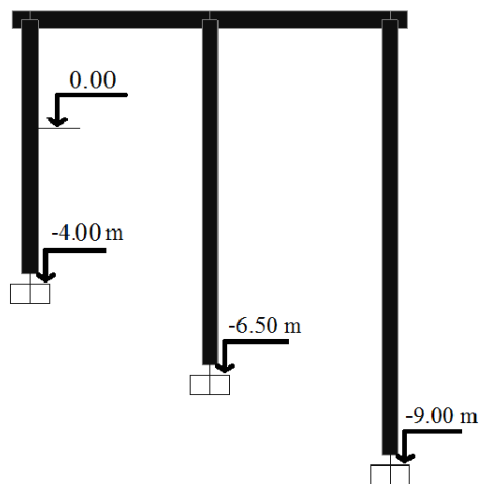
نحوه مدلسازی	نام اسکله
روش طول گیرداری و با طول شمع های برابر (احداث شده بر روی بستر صاف)	اسکله شماره A
روش طول گیرداری و با طول شمع های نابرابر و با شیب ملایم $1(V):5(H)$ بستر	اسکله شماره B
روش طول گیرداری و با طول شمع های نابرابر و با شیب تند $1(V):2(H)$ بستر	اسکله شماره C



اسکله A



اسکله B



اسکله C

شکل (۴-۱۰): مقطع اسکله ها به صورت شماتیک

#### ۴-۵- بررسی نتایج تحلیل طیفی

پس از تحلیل استاتیکی معادل و شبه دینامیکی و یکسان سازی برش های پایه، نتایج به صورت

جدول (۴-۱۲) اعلام می شود.

جدول (۴-۱۲): نتایج تحلیل اسکله ها

نام اسکله	پریود جهت X (Sec)	پریود جهت Y (Sec)	برش پایه جهت X (ton)	برش پایه جهت Y (ton)
اسکله A	1.55	1.6	171	167.5
اسکله B	1.36	1.38	183	181.5
اسکله C	1.04	0.99	213	220

با توجه به نتایج تحلیل اسکله ها در می یابیم که ملحوظ کردن شیب بستر از طریق کاهش طول شمع ها، موجب کاهش پریود موده های ارتعاشی (خصوصا در جهت عمود بر ساحل) و در نتیجه افزایش ضریب بازتاب ساختمان (B) و به تبع آن افزایش برش پایه می شود. کاهش طول شمع های سمت ساحل موجب افزایش سختی سازه و افزایش لنگر خمشی در شمع های سمت ساحل می گردد. در نظر گرفتن شیب، همچنین باعث ایجاد پیچش در سازه شده و شمع های گوشه سمت ساحل را بیشتر تحت تاثیر قرارداده و موجب بحرانی تر شدن آن ها می شود.

پس از تحلیل، سازه ها را مطابق آیین نامه ACI 318 طراحی می کنیم. نسبت تنش در شمع های سمت ساحل در اسکله C نسبت به اسکله های A و B بیشتر است که خود دلیلی بر بحرانی تر بودن آن ها می باشد. مقاطع در نظر گرفته شده برای شمع ها گرچه قوی می باشند، ولی خوردگی در سازه های دریایی و صعوبت تعمیرات در اثر خرابی ها، این امر را توجیه می کند.

#### ۴-۶- انجام آنالیز پوش آور بر روی مدل ها

#### ۴-۶-۱- آنالیز پوش آور در نرم افزار SAP2000

در روش تحلیل بارافزون یا پوش آور، مطابق آنچه که در پیوست ۱ آورده شده است، ابتدا یک سطح عملکرد برای سازه در نظر می گیریم و سطوح خطر و میزان جابه جایی ها در این سطح عملکرد را مشخص می کنیم. پس از تحلیل استاتیکی معادل یا شبه دینامیکی، سازه را طراحی می نماییم. در سازه های بتنی مقطع اعضا و میلگردهای آن و در سازه های فولادی سطح مقطع اعضا باید مشخص باشد. جهت آشنایی بیشتر با روش بارافزون به پیوست شماره ۱ و یا مراجع [۸۶] و [۸۷] مراجعه شود. مراحل آنالیز پوش آور در نرم افزار SAP2000 مطابق مراجع [۹۲] و [۹۳] به ترتیب زیر است:

#### ۴-۶-۱-۱- اصلاح مشخصات مصالح (مقاومت مورد انتظار مصالح)

مطابق FEMA356 و دستور العمل بهسازی ساختمان ها، مشخصات مصالح معرفی شده به نرم افزار جهت تحلیل خطی باید مطابق جدول (۴-۱۳) در ضریب مورد نظر ضرب شوند [۹۴] و [۹۵].

جدول (۴-۱۳): ضریب اصلاح مشخصات مصالح

ضریب افزایش	مشخصات مصالح
۱/۱	تنش کششی و تسلیم فولاد
۱/۲۵	مقاومت فشاری مشخصه فولاد بتن
۱/۱۵	تنش کششی و تسلیم میلگردها
۱/۲۵	تنش تسلیم میل مهارها

#### ۴-۶-۱-۲- معرفی مفاصل پلاستیک و اختصاص به اعضا

برای معرفی مفاصل پلاستیک دو راه وجود دارد. یکی محاسبه مشخصات مفاصل پلاستیک مطابق جداول موجود در FEMA356 (جداول مشابه در دستورالعمل بهسازی نشریه ۳۶۰ موجود می باشد.) و معرفی به نرم افزار و دیگری استفاده از مفاصل خودکار که مستقیماً توسط نرم افزار با توجه به مقاطع طراحی شده به وجود می آید.

انواع مفاصل پلاستیک خمشی (M) و برشی (V) برای تیرها، محوری (P) ، خمشی یک و دو محوره (MM) و اندر کنش نیروی محوری و خمشی دو محوره (PMM) برای ستون ها در نرم افزار موجود می باشد.

پس از تعریف مفاصل پلاستیک ، آن ها را به ابتدا و انتهای تیرها و ستون های سازه اختصاص می دهیم.

#### ۴-۶-۱-۳- معرفی حالات بارگذاری ثقلی

دو ترکیب بار ثقلی  $1.1(DL+LL)$  و  $0.9DL$  معرفی می کنیم و پس از تحلیل، بحرانی ترین آنها را ملاک عمل قرار می دهیم. DL بار مرده و LL بار زنده مؤثر می باشد که مطابق آیین نامه ایران ۴۰٪ بار زنده وارد بر اسکله لحاظ می گردد [۴].

#### ۴-۶-۱-۴- معرفی حالات بارگذاری جانبی

چهار حالت بارگذاری جانبی شامل توزیع یکنواخت، توزیع مثلثی، توزیع متناسب با مود اول و توزیع متناسب با طیف (SRSS) می توان بعد از هر حالت بارگذاری ثقلی، به سازه اعمال نمود. هر توزیع بارگذاری جانبی ، در دو جهت  $\pm y$  و  $\pm x$  اعمال می شود. در هر جهت ۱۰۰٪ نیروی جانبی یک جهت با ۳۰٪ نیروی جانبی جهت متعامد جمع می شود.

در این پژوهش ما دو توزیع یکنواخت و متناسب با مود اول را در نظر گرفتیم. چون شمع ها با ضریب رفتار  $R/2$  و تیرها با ضریب رفتار  $R$  تحلیل شدند، لذا توزیع مثلثی و SRSS را در نظر نمی-گیریم.

۴-۶-۱-۵- تنظیم پارامترهای مربوط به محاسبه نقطه عملکرد مطابق ATC40 و FEMA356 و

**FEMA440**

۴-۶-۱-۶- انجام تحلیل پوش آور

پس از تحلیل، منحنی ظرفیت سازه و نقطه عملکرد سازه را می توان مشاهده نمود. همچنین روند تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضا نیز قابل بررسی می باشد.

۴-۶-۲- بررسی نتایج آنالیز پوش آور اسکله ها

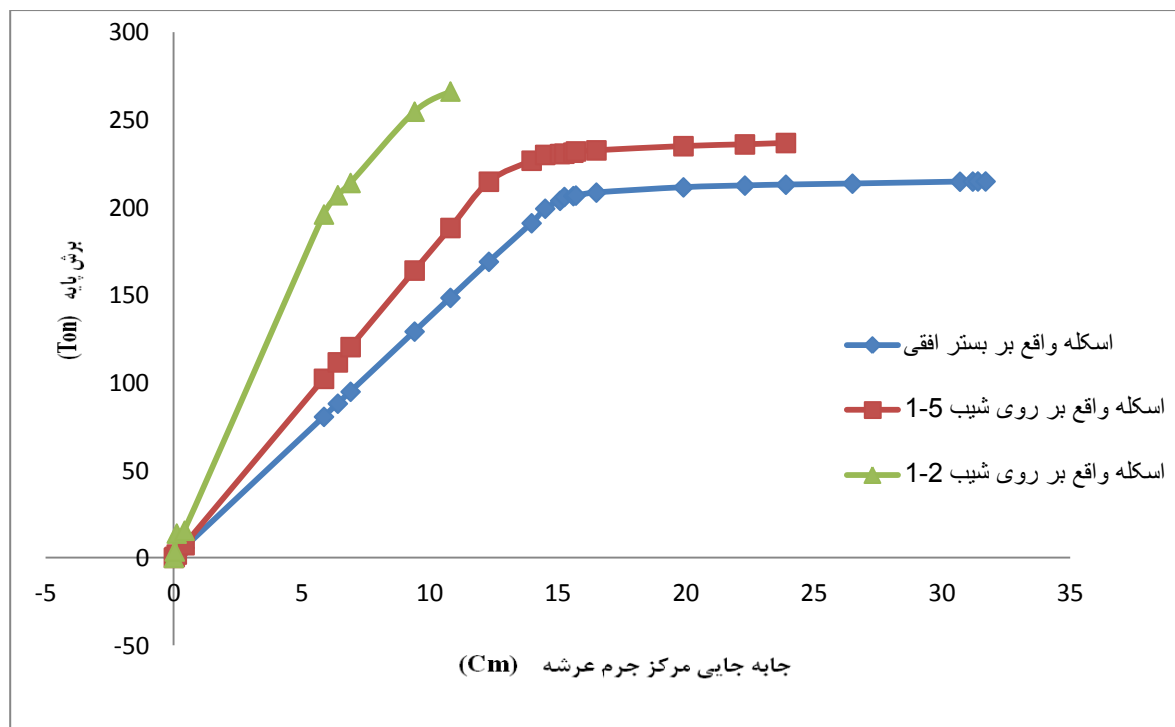
پس از طراحی اعضا، بر روی مدل آنالیز استاتیکی غیر خطی انجام می شود. مفاصل پلاستیک تیرها به صورت خمشی و مفاصل پلاستیک شمع ها به صورت اندرکنشی نیروی محوری و لنگر خمشی مطابق جداول FEMA356 محاسبه شده و پس از معرفی به نرم افزار، به ابتدا و انتهای تیرها و شمع ها اختصاص داده شده اند. نیروهای جانبی با دو الگوی توزیع یکنواخت و توزیع متناسب با مود اول ارتعاشی، پس از اعمال ترکیب بارهای ثقلی  $1.1(DL+LL)$  و  $0.9DL$  به صورت فزاینده به مدل وارد می شوند.

پس از تحلیل استاتیکی غیر خطی، منحنی ظرفیت سازه (نمودار برش پایه - جابه جایی مرکز جرم عرشه) و نقطه عملکرد سازه مطابق با ATC40 و FEMA356 استخراج شده است.

در این پژوهش ترکیب بار ثقلی  $1.1(DL+LL)$  بحرانی تر می باشد.

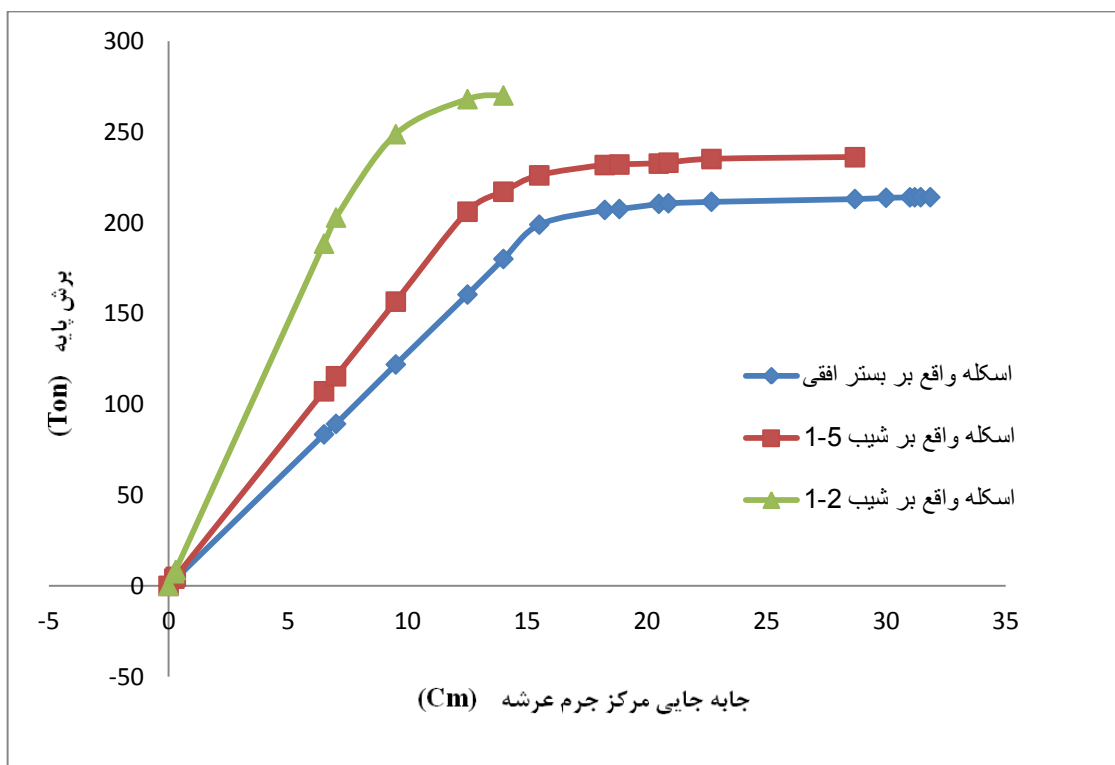
منحنی ظرفیت اسکله ها مطابق اشکال (۱۰-۴) و (۱۱-۴) و مختصات نقطه عملکرد اسکله بر اساس الگوی توزیع یکنواخت، مطابق جداول (۱۴-۴) و (۱۵-۴) برای دو جهت X و Y به دست می آید.

از آرایه منحنی ظرفیت اسکله ها و نتایج برای الگوی توزیع مود اول و همچنین ترکیب بار 0.9DL جهت اختصار بحث خودداری می کنیم.



شکل (۱۰-۴): منحنی ظرفیت اسکله ها در جهت موازی ساحل (X)





شکل (۴-۱۱): منحنی ظرفیت اسکله ها در جهت عمود بر ساحل (Y)

جدول (۴-۱۳): مختصات نقطه عملکرد اسکله ها در جهت (X) در سطح زلزله L1 مطابق با توزیع یکنواخت

سطح عملکرد	مختصات نقطه عملکرد در سطح زلزله L1				نام اسکله
	جابہ جایی (cm)		برش پایہ (ton)		
	جهت -X	جهت +X	جهت -X	جهت +X	
قابلیت استفاده بی وقفه	24	23.4	213	206.8	اسکله A
قابلیت استفاده بی وقفه	19.7	19.6	234	227	اسکله B
قابلیت استفاده بی وقفه	13.3	13	266	261	اسکله C

جدول (۴-۱۴) مختصات نقطه عملکرد اسکله ها در جهت (X) در سطح زلزله L2 مطابق با توزیع یکنواخت

سطح عملکرد	مختصات نقطه عملکرد در سطح زلزله L2				نام اسکله
	جابه جایی (cm)		برش پایه (ton)		
	جهت -X	جهت +X	جهت -X	جهت +X	
قابلیت استفاده بی وقفه	39.35	39	215	206.8	اسکله A
قابلیت استفاده بی وقفه	32.44	32	236	236.8	اسکله B
قابلیت استفاده بی وقفه	22.75	22.06	266	261	اسکله C

جدول (۴-۱۵): مختصات نقطه عملکرد اسکله ها در جهت (Y) در سطح زلزله L1 مطابق با توزیع یکنواخت

سطح عملکرد	مختصات نقطه عملکرد در سطح زلزله L1				نام اسکله
	جابه جایی (cm)		برش پایه (ton)		
	جهت -Y	جهت +Y	جهت -Y	جهت +Y	
ایمنی جانی	24	23.9	227	214	اسکله A
قابلیت استفاده بی وقفه	21	20	226	222	اسکله B
قابلیت استفاده بی وقفه	13	12.8	262	262.5	اسکله C

جدول (۴-۱۶): مختصات نقطه عملکرد اسکله ها در جهت (Y) در سطح زلزله L2 مطابق با توزیع یکنواخت

سطح عملکرد	مختصات نقطه عملکرد در سطح زلزله L2				نام اسکله
	جابه جایی (cm)		برش پایه (ton)		
	جهت -Y	جهت +Y	جهت -Y	جهت +Y	
ایمنی جانی	39.8	39.5	227	214	اسکله A
قابلیت استفاده بی وقفه	32.7	32.2	226	235	اسکله B
قابلیت استفاده بی وقفه	21.22	21.1	262	262.5	اسکله C

با توجه به منحنی ظرفیت اسکله ها در می یابیم که با کاهش طول شمع ها، شکل پذیری سازه کاهش پیدا می کند و در نقطه عملکرد، سازه احداث شده بر روی شیب، جابه جایی کمتری را به ازای تحمل برش پایه بیشتر نسبت به سازه واقع بر بستر صاف، تحمل می کند که این امر به علت افزایش سختی سازه با طول شمع های کوتاه تر می باشد. همچنین ملاحظه می شود که در جهت عمود بر ساحل، در نظر گرفتن شیب باعث بهبود سطح عملکرد سازه می شود و سطح عملکرد از ایمنی جانی به قابلیت استفاده بی وقفه ارتقاء می یابد.

در زلزله سطح ۲، تغییر چندانی در برش های پایه نسبت به زلزله سطح ۱ ایجاد نشده ولی جابه-جایی سازه افزایش چشم گیری دارد. در واقع سازه وارد محدوده پلاستیک شده و به ازای برش پایه ثابت، جابه جایی بیشتری را متحمل می شود.

با توجه به تحقیقات گذشته در این زمینه، انتظار داشتیم که در هنگام اعمال نیروی جانبی در جهت پایین شیب (نیرو از طرف خشکی به دریا)، جابه جایی سازه بیشتر از زمانی باشد که نیروی جانبی به سمت بالای شیب (از دریا به سمت خشکی) اعمال می گردد در حالی که نتایج به دست آمده در دو

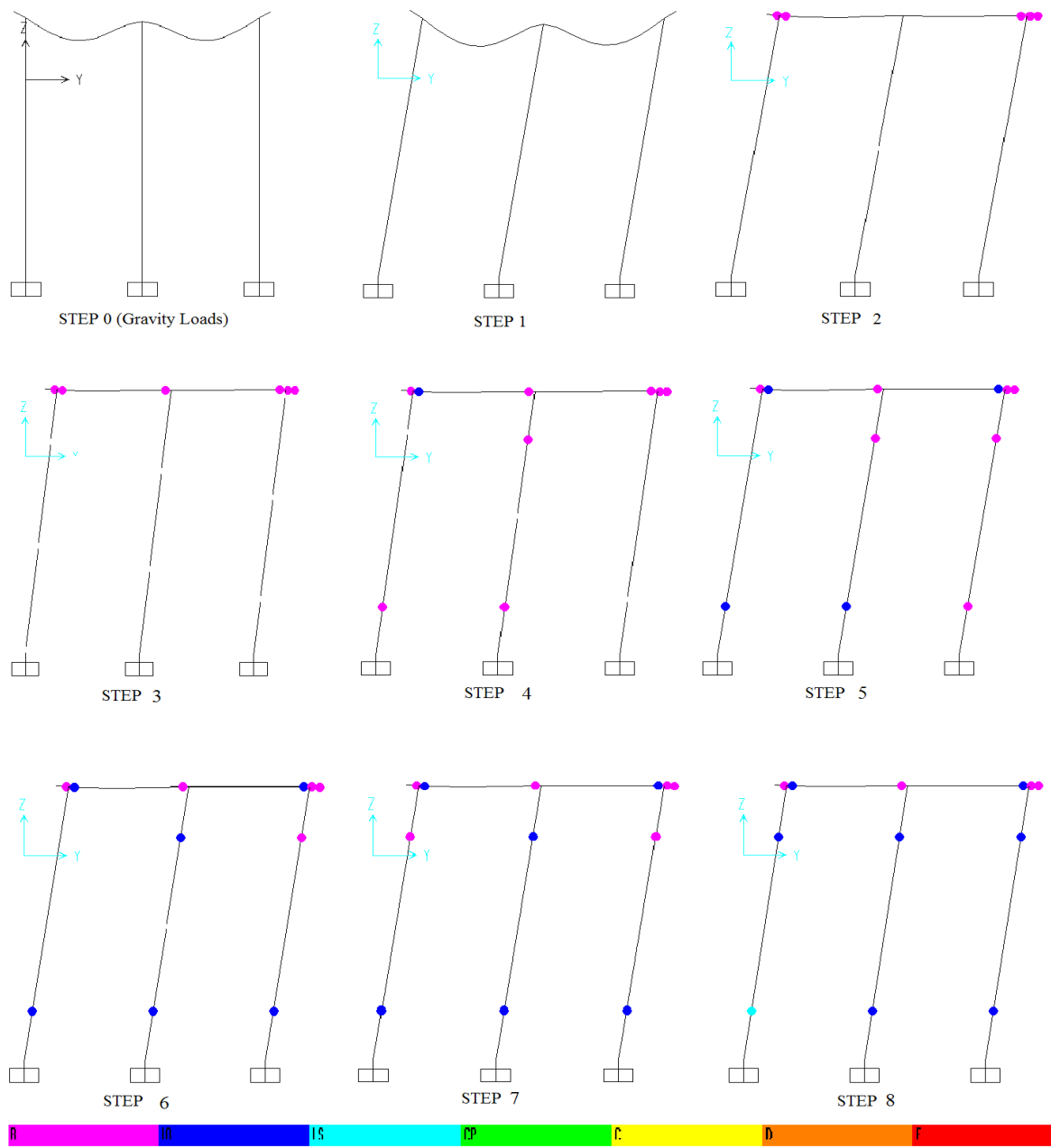
جهت تفاوت چندانی ندارند. زیرا زمانی که نیرو به سمت بالای شیب اعمال می شود، محل گیرداری شمع بالاتر از زمانی است که نیرو به سمت پایین شیب اعمال می گردد ولی فرمول های محاسبه طول گیرداری، برای بستر افقی بوده و در آن ها جهت اعمال بار مشخص نیست. لذا مدلسازی با طول گیرداری برابر در دو جهت، ما را به نتایج صحیح رهنمون نمی سازد و نیاز به مدلسازی خاک به صورت یک محیط پیوسته و در نظر گرفتن اندرکنش کامل خاک و سازه می باشد. نرم افزار های FLAC3D، ABAQUS و PLAXIS3D در این زمینه پیشنهاد می شوند.

همچنین به علت تفاوت سطوح عملکرد در سازه های ساحلی با سطوح عملکرد موجود در FEMA که در نرم افزار SAP2000 نیز تعریف شده است، لذا این نرم افزار جهت آنالیز پوش آور و بررسی عملکرد اسکله ها مناسب نیست.

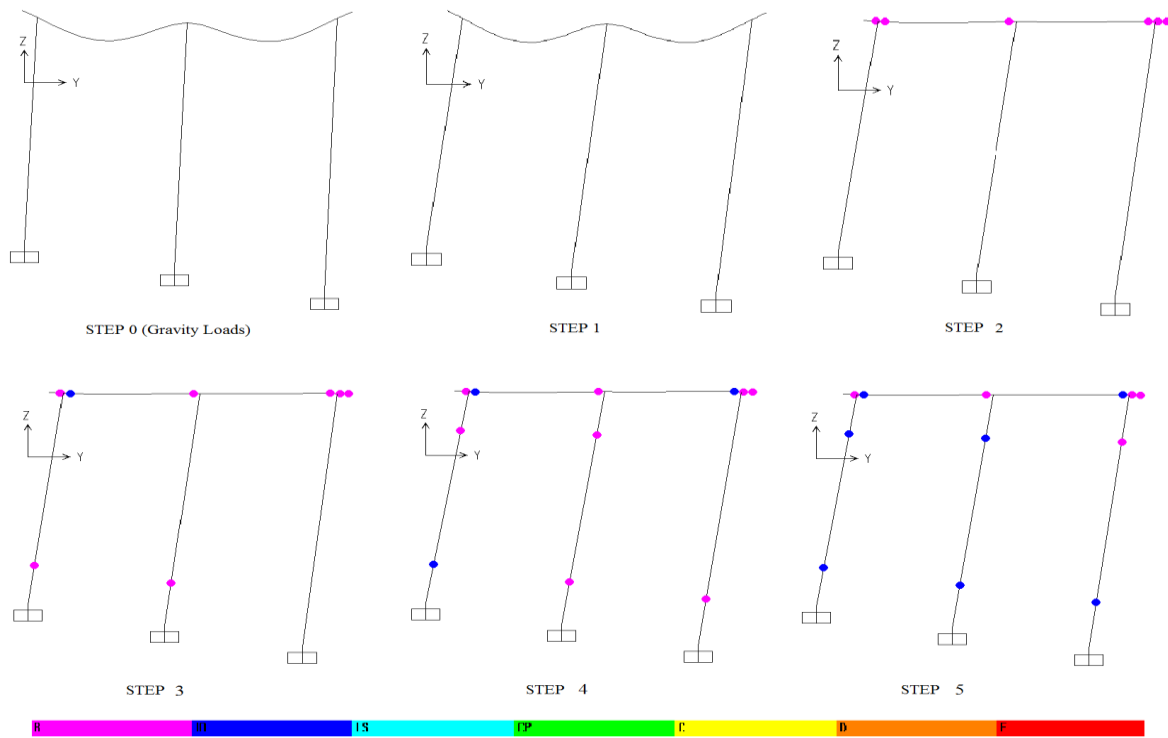
همان طور که در پیوست شماره ۱ بیان می گردد، نواقص و کاستی هایی که آیین نامه ها در تعیین حدود مجاز خرابی اسکله ها به صورت کمی و دقیق دارند نیز، کاربرد روش طراحی بر اساس سطح عملکرد را برای سازه های ساحلی در حال حاضر محدود می کند. تعیین حدود مجاز خرابی آیین نامه ها، در سال های اخیر مورد توجه قرار گرفته و موضوع تحقیقات پیش روست.

#### ۴-۶-۳- بررسی روند تشکیل مفاصل پلاستیک

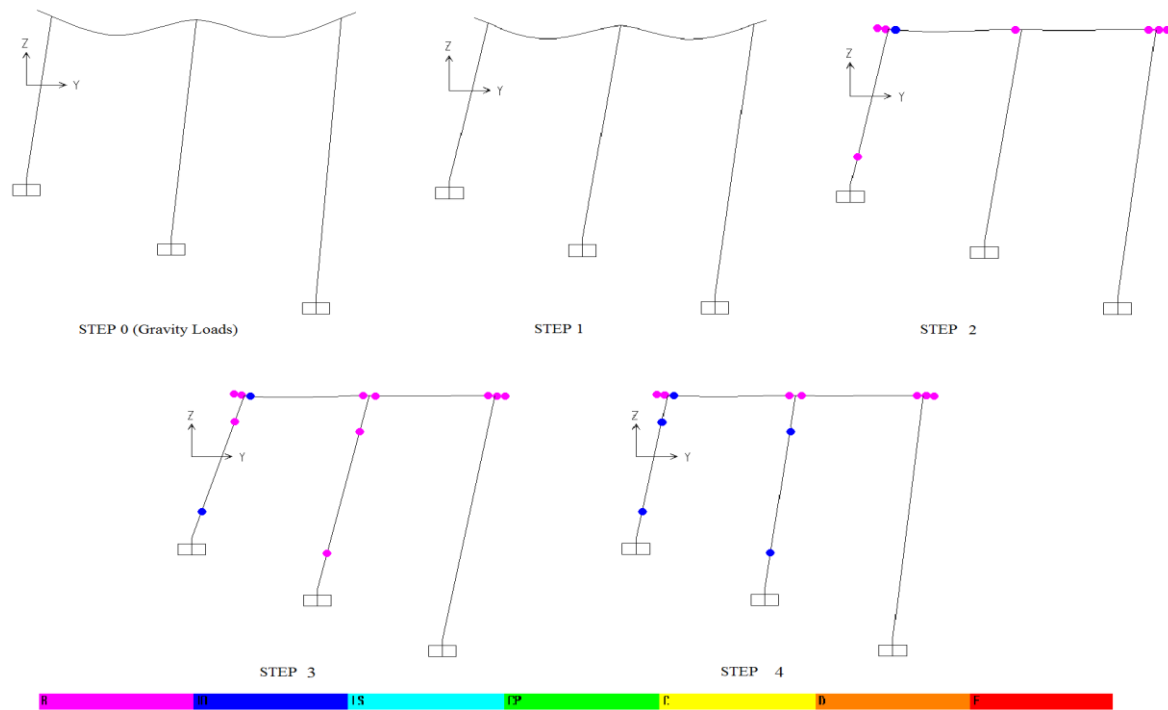
پس از انجام آنالیز پوش آور، روند تشکیل مفصل پلاستیک تا زمان ایجاد مکانیزم در سازه را می-توان مشاهده کرد. در شکل های (۴-۱۲)، (۴-۱۳) و (۴-۱۴) روند تشکیل مفاصل پلاستیک از گام اول (تحلیل تحت بارهای ثقلی) تا نقطه عملکرد سازه در جهت عمود بر ساحل برای هر سه حالت اسکله به نمایش در آمده است.



شکل (۴-۱۲) روند تشکیل مفاصل پلاستیک در اسکله A



شکل (۴-۱۳) روند تشکیل مفاصل پلاستیک در اسکله B



شکل (۴-۱۴) روند تشکیل مفاصل پلاستیک در اسکله C

در اسکله A ابتدا سازه تحت بارهای ثقلی تحلیل شده و هیچ جابه جایی جانبی در آن رخ نداده است. در گام اول آنالیز تحت بار جانبی، سازه جابه جایی جانبی دارد ولی مفصل پلاستیک در اعضا تشکیل نمی شود. در گام های بعدی ابتدا مفاصل پلاستیک در تیرهای عرشه و سپس در پایین شمع ها و بعد از آن در بالای شمع ها تشکیل شده و گسترش می یابد. در نقطه عملکرد سازه، در تمام ردیف های شمع ها و تیرها، مفصل پلاستیک به صورت تقریباً یکنواخت ایجاد می شود.

در اسکله B سازه تحت بارهای ثقلی به علت ایجاد پیچش، اندکی جابه جایی جانبی دارد. در این حالت نیز ابتدا مفاصل پلاستیک در تیرهای عرشه و سپس در پایین شمع ها و بعد از آن در بالای شمع ها تشکیل شده و گسترش می یابد ولی در نقطه عملکرد، وضعیت شمع های بلند سمت دریا نسبت به اسکله A بهتر می باشد.

در اسکله C به علت افزایش پیچش در سازه، جابه جایی جانبی بیشتر می گردد. همچنین مفاصل پلاستیک در تیرها و پایین شمع های سمت ساحل توأم ایجاد می شود و پس از آن در بالای شمع ها مفصل ایجاد شده و گسترش می یابد. نکته جالب توجه این است که در نقطه عملکرد، در شمع- های سمت دریا هیچ مفصل پلاستیکی تشکیل نمی شود و شمع های سمت ساحل بحرانی تر می باشند.

## فصل پنجم:

مدلسازی اسکله به همراه محیط پیوسته خاک باد در نظر

گرفتن اندرکنش خاک و سازه



در این فصل ابتدا با مدل های رفتاری خاک و اندرکنش خاک و سازه آشنا می شویم. سپس یک گروه شمع که از نظر ظاهری شبیه به اسکله شمع و عرشه است را به همراه خاک اطراف آن مطابق با آزمایش سانتریفیوژی توسط نرم افزار Abaqus مدل سازی کرده و مدل های خود را صحت سنجی می کنیم. سپس اسکله شمع و عرشه ترمینال شماره هفت بندر اوکلند را در حالت های مختلف بستر شیب دار و بدون شیب مدلسازی کرده و نتایج را با یکدیگر مقایسه می نماییم.

## ۵-۱- مدل های رفتاری خاک

مدل های رفتاری مختلفی جهت مدلسازی خاک وجود دارد که می توان به مدل موهر-کلومپ، دراگر-پراگر و دراگر-پراگر اصلاح شده (Cap) اشاره کرد. چون ما در این پایان نامه قصد داریم از مدل دراگر-پراگر اصلاح شده استفاده کنیم به توضیح این مدل می پردازیم.

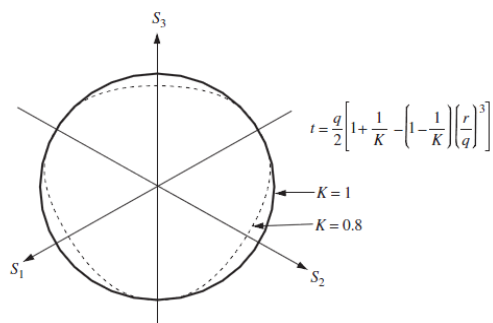
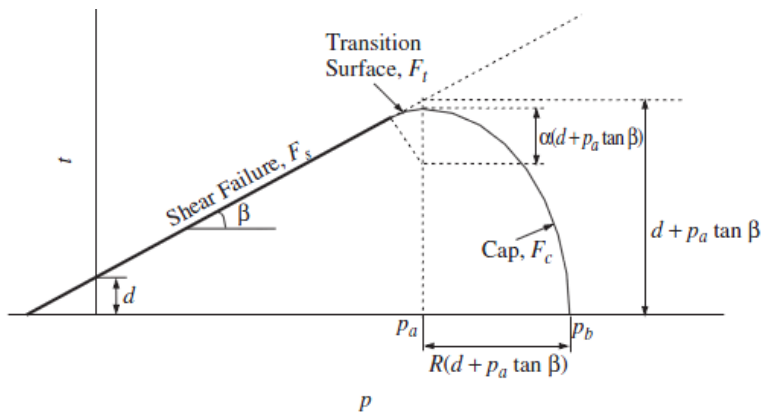
### ۵-۱-۱ مدل دراگر-پراگر اصلاح شده (Cap) (Modified Drucker-Prager/Cap Model)

مدل پلاستیسیته دراگر-پراگر اصلاح شده به طور گسترده در برنامه های اجزاء محدود مورد استفاده قرار می گیرد. این مدل برای طیف وسیعی از کاربردهای مهندسی ژئوتکنیک استفاده می شود. مدل Cap یکی از مناسب ترین مدل ها برای نشان دادن رفتار خاک می باشد؛ چراکه این مدل قادر است تاریخچه تنش، مسیر تنش، اتساع و اثر تنش اصلی میانگین را در نظر بگیرد. همانطور که در شکل (۵-۱) مشاهده می شود، سطح تسلیم مدل پلاستیسیته دراگر-پراگر شامل سه بخش است [۹۶]:

۱- سطح گسیختگی برشی دراگر-پراگر.

۲- یک Cap بیضوی که محور تنش مؤثر میانگین را با یک زاویه قائم قطع می کند.

۳- یک ناحیه انتقال هموار بین سطح زوال برشی و Cap.



شکل (۱-۵): سطوح جاری شدن مدل Cap اصلاح شده در صفحه p-t [۹۶]

پارامترهای نشان داده در شکل به صورت زیر تعریف می شوند:

$P$  : تنش مؤثر میانگین

$t$  : مقداری است که توسط رابطه زیر بدست می آید.

$$t = \frac{q}{2} \left[ 1 + \frac{1}{k} - \left[ 1 - \frac{1}{k} \right] \left[ \frac{r}{q} \right]^3 \right] \quad (۱-۵)$$

که در آن  $k$  یک مقدار ثابت و  $q$  تنش برشی است.

$F_s$  : سطح گسیختگی برشی دراکر-پراگر

$F_t$  : ناحیه انتقال هموار بین سطح زوال برشی و Cap

$F_c$  : Cap بیضوی که محور تنش مؤثر میانگین را با یک زاویه قائم قطع می کند.

$d$  : چسبندگی در صفحه  $p-t$

$\beta$  : زاویه اصطکاک خاک

$R$  : پارامتری است که به جنس خاک وابسته بوده و شکل Cap را کنترل می کند.

$\alpha$  : کنترل کننده سطح انتقال مابین سطح گسیختگی برشی دراکر- پراگر و Cap می باشد.

رفتار الاستیک خاک به شکل الاستیک خطی و با استفاده از تعمیم قانون هوک بیان می شود. در یک مدل الاستیک وقتی که خاک تحت فشار قرار می گیرد سختی الاستیک حجمی افزایش پیدا می کند (معادله (۲-۵))؛ که این مسئله می تواند در محاسبه کرنش مدنظر قرار گیرد.

$$K = \frac{(1+e_0)p'}{k} \quad (2-5)$$

مدول بالک  $K$  وابسته به تنش است (ثابت نیست). مدول بالک به تنش مؤثر میانگین  $p'$ ، نسبت تخلخل  $e_0$ ، و شیب خط بارگذاری- باربرداری  $k$  بستگی دارد. معادله فوق که رفتار الاستیک خاک را تفسیر می کند به راحتی از معادله خط بارگذاری- باربرداری بدست می آید.

$$e = e_c - k \ln p' \quad (3-5)$$

در این مدل آغاز رفتار پلاستیک به وسیله سطح شکست دراکر- پراگر و یک سطح گسیختگی بیضوی شکل (Cap) تعریف می شود. معادله سطح شکست دراکر- پراگر به صورت زیر است:

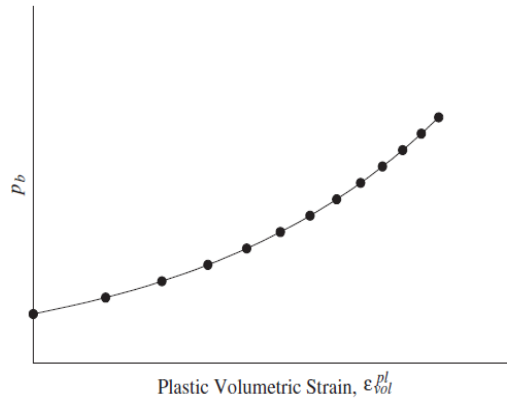
$$F_s = t - p \tan \beta - d = 0 \quad (4-5)$$

که در آن  $\beta$  زاویه اصطکاک خاک و  $d$  چسبندگی در صفحه  $p-t$  است.

همانطور که در شکل (۵-۱) نشان داده شده است در صفحه  $p-t$ ، سطح گسیختگی Cap یک بیضی با خروج از مرکزیت  $R$  می باشد. سطح Cap هنگام سخت شدن خاک منبسط و هنگام نرم شدن خاک منقبض می شود. زمانی که حالت تنش های وارده به خاک به گونه ای باشد که تسلیم شدن خاک نقطه ای روی Cap را نشان دهد، کرنش پلاستیک حجمی فشاری است و باعث منبسط شدن Cap می شود (سخت شوندگی)؛ اما وقتی حالت تنش ها به گونه ای است که تسلیم شدن خاک نقطه ای روی سطح گسیختگی برشی دراکر-پراگر را نشان دهد، افزایش کرنش حجمی پلاستیک را داریم که باعث انقباض Cap می شود (نرم شدگی). سطح Cap توسط رابطه زیر بیان می شود:

$$F_c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left( \frac{Rt}{1 + \alpha - \frac{\alpha}{\cos \beta}} \right)^2} - R(d + p_a \tan \beta) = 0 \quad (5-5)$$

که در آن  $R$  پارامتری است که به جنس خاک وابسته بوده و شکل Cap را کنترل می کند و  $\alpha$  عدد کوچکی است که معمولاً بین ۰/۰۱ تا ۰/۰۵ می باشد. پارامتر  $\alpha$  در واقع کنترل کننده سطح انتقال مابین سطح گسیختگی برشی دراکر-پراگر و Cap می باشد. پارامتر  $p_a$  کنترل کننده رفتار سخت شوندگی و نرم شوندگی می باشد. رفتار سخت شوندگی و نرم شوندگی به شکلی ساده توسط یک تابع خطی تکه ای در دستگاه مختصات تنش مؤثر میانگین  $p_b$  و کرنش پلاستیک حجمی متناظر با  $p_b$ ،  $p_b = p_b(\varepsilon_{vol}^{pl})$  نشان داده می شود که در شکل (۵-۲) ملاحظه می کنید.



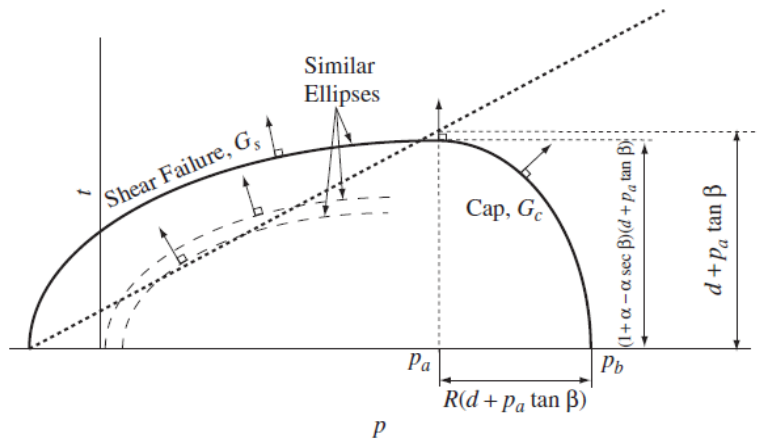
شکل (۲-۵): نمونه ای از رفتار سخت شدگی در مدل Cap [۹۶]

این تابع به راحتی با استفاده از آزمایش تحکیم که چندین سیکل بارگذاری-باربرداری دارد بدست می آید. به دنبال آن پارامتر  $p_a$  توسط رابطه زیر حاصل می شود:

$$p_a = \frac{p_b - Rd}{1 + R \tan \beta} \quad (۶-۵)$$

### ۵-۱-۲- قانون جریان

همانطور که در شکل شماره (۳-۵) ملاحظه می شود در مدل Cap به هنگام سخت شدن یا نرم شدن، سطح منحنی به دو شکل جریان پیدا می کند.



شکل (۳-۵): جریان در مدل اصلاح شده Cap

در ناحیه Cap جریان پلاستیک برابر و موازی با سطح جاری شدن Cap می باشد (جریان همبسته). برای سطح گسیختگی دراکر- پراگر و سطح انتقال، جریان به شکلی متفاوت با سطح می باشد (جریان غیرهمبسته) شکل (۳-۵). در ناحیه Cap سطح پتانسیل جریان بیضی شکل، توسط رابطه زیر محاسبه می شود:

$$G_c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left( \frac{Rt}{1 + \alpha - \frac{\alpha}{\cos \beta}} \right)^2} \quad (۷-۵)$$

سطح پتانسیل جریان غیرهمبسته در ناحیه گسیختگی دراکر- پراگر و ناحیه انتقال توسط رابطه

$$G_s = \sqrt{[(p - p_a) \tan \beta]^2 + \left( \frac{1}{1 + \alpha - \frac{\alpha}{\cos \beta}} \right)^2} \quad (۸-۵)$$

همانطور که در شکل شماره (۳-۵) نشان داده شده است دو بخش بیضوی  $G_c$  و  $G_s$  یک سطح

پتانسیل پیوسته را بوجود می آورند.

### ۵-۱-۳- پارامترهای مدل

در مدل Cap برای تعیین  $\beta$  و  $d$  به نتایج آزمایش سه محوری نیاز می باشد. حالت های شکست بدست آمده از آزمایش، به صورت نقاطی در صفحه  $p-t$  ترسیم شده و سپس بهترین خط بر روی این نقاط برازش می شود، شیب خط بدست آمده  $\beta$  و تقاطع آن با محور  $t$  معرف پارامتر  $d$  می باشد. در صورت داشتن پارامترهای  $c'$  و  $\phi'$  که همان پارامترهای مقاومتی خاک در معیار گسیختگی موهر-کلمب می باشند، توسط روابط زیر نیز می توان  $\beta$  و  $d$  را تخمین زد:

$$\tan \beta = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (9-5)$$

$$d = \frac{18c' \cos \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (10-5)$$

علاوه بر این نیازمند نتایج تست تحکیم با چندین سیکل بارگذاری- باربرداری می باشیم. این آزمایش برای ارزیابی منحنی سخت شوندگی لازم می باشد. همانطور که توضیح داده شد منحنی سخت شوندگی در دستگاه مختصات تنش مؤثر میانگین  $p_b$  و کرنش پلاستیک حجمی متناظر با  $p_b$ ،  $p_b = p_b(\varepsilon_{vol}^{pl})$  ترسیم می شود (شکل شماره (5-2)). مقدار کرنش پلاستیک حجمی متناظر با  $p_b$  را می توان از رابطه زیر تخمین زد:

$$\varepsilon_{vol}^p = \frac{\lambda - k}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} = \frac{C_c - C_s}{2.3(1 + e_0)} \ln \frac{p'}{p'_0} \quad (11-5)$$

که در آن  $C_c$  و  $C_s$  به ترتیب نشانه فشردگی و نشانه تورم خاک،  $e_0$  تخلخل اولیه خاک،  $p'$  تنش مؤثر میانگین و  $p'_0$  تنش مؤثر میانگین اولیه می باشد. شیب نمودار بارگذاری- باربرداری می تواند برای محاسبه کرنش حجمی الاستیک استفاده شود که با کم کردن آن از کرنش حجمی کل، کرنش حجمی پلاستیک محاسبه می شود [97].

## 5-2- آشنایی با نرم افزار Abaqus

### 5-2-1- معرفی نرم افزار Abaqus

به طور کلی نرم افزارهای تجاری که امروزه برای طراحی و آنالیز شمع ها تحت بارگذاری جانبی به کار می روند عبارتند از Abaqus, ANSYS, COM624, GROUP, FLIPIER و ... در این پایان نامه از نرم

افزار Abaqus استفاده شده است. یکی از مزایای عمده این برنامه امکان استفاده از آن در کاربرد های مهندسی خاک و پی می باشد که این برنامه را نسبت به برنامه های مشابه برتر می سازد. در این نرم افزار انواع مدل های رفتاری خاک تعریف شده است.

برنامه Abaqus تجاری برای حل مسایل به روش اجزا محدود و متعلق به شرکت Dessault Systems Simulia Corp می باشد که قبلاً به نام Abaqus Inc خوانده می شد. این برنامه در سال ۱۹۷۸ توسط دکتر دیوید هیبیت، دکتر پل سورنسون و دکتر بنگت کارلسون نوشته شده است. نرم افزار Abaqus از سه بخش تشکیل شده است و در حقیقت سه محصول متفاوت را شامل می شود. Abaqus/Standard و Abaqus/Explicit و Abaqus/CAE که هر کدام از این بسته ها برای اهداف خاصی طراحی شده اند [۹۸].

برنامه Abaqus/Standard برای حل روش های متعارف و از راه ضمنی با استفاده از روش المان محدود می باشد که شامل آنالیز های استاتیک، دینامیک و آنالیز های حرارتی است و همچنین امکان استفاده از بازه وسیعی از مشخصات غیر خطی مصالح را شامل می شود.

برنامه Abaqus/Explicit برای حل صریح مسائل می باشد و بیشتر بر روی آنالیز های شبه استاتیکی و دینامیکی گذرا با استفاده از انتگرال گیری زمانی صریح کاربرد دارد.

برنامه Abaqus/CAE یک Interface گرافیکی برای این دو محصول می باشد که تا حدی امکان استفاده از این دو محصول را به صورت راحت تر برای کاربر محیا می سازد. (Abaqus Users Manual)

در این نرم افزار وظیفه ایجاد مدل با کاربر بوده و هر المان مطابق قانون تنش- کرنش خطی یا غیر خطی در مقابل نیروها و یا قیدهای مرزی عکس العمل نشان می دهد. در صورتی که حالت تنش در یک المان شرایط حدی را ارضا ننماید المان به حد جاری شدن رسیده و رفتاری غیر خطی از خود نشان می



دهد. سرعت حل در نرم افزار کاملاً به تعداد المان ها و گروه های بکار گرفته شده مرتبط است. بدیهی است که نوع رایانه مورد استفاده نیز تأثیر بسزایی در زمان حل مسئله دارد.

## ۵-۲-۲- کاربردهای نرم افزار Abaqus

این برنامه در ارتباط با انواع رشته های مهندسی کاربرد دارد. جنبه های مختلف این برنامه عبارتند از [۹۹]:

- استفاده از مدل های متنوع نظیر مدل ها الاستیک خطی، غیر خطی الاستیک برای کرنش های بزرگ، ویسکو الاستیک، هیستریزیس و همچنین الاستو پلاستیک در حالت های سخت شونده و نرم شونده
- استفاده از المان های پیوسته مانند solid، المان نیمه بی نهایت که در مرزهای جاذب کاربرد دارد، المان های خرپا، تیر، پوسته و المان های تماسی برای مدل سازی تماس بین دو جسم با قابلیت مدل سازی اندرکنش خاک و سازه مانند اندرکنش خاک و شمع و یا اندرکنش پوشش تونل با توده سنگ اطراف آن.
- قابلیت انجام تحلیل های استاتیکی و دینامیکی ناشی از زلزله و یا حتی بارهای وارده بر اثر انفجار، مدل انتقال دما و تنش های حرارتی، الکتریکی و تحلیل همزمان جریان سیال حفره ای و تنش-کرنش.
- بررسی اندرکنش خاک و جریان سیال و تغییر حالت های مکانیکی نظیر تورم و تحکیم مربوط به آن در خاک.
- استفاده از اندرکنش بین بخش های انعطاف پذیر و بین بخش صلب و انعطاف پذیر در حالت های لغزش بسیار کوچک و لغزش محدود.

- امکان استفاده از مصالح با خصوصیات مختلف نظیر خصوصیات الاستیک، غیر الاستیک حرارتی، اکوستیک، سیال هیدرواستاتیس، الکتریکی و جریان سیال حفره ای.

### ۵-۲-۳- مراحل مدل سازی در نرم افزار Abaqus

در این قسمت از این تحقیق مراحل مدل سازی، اجرا و مشاهده نتایج در نرم افزار به اختصار توضیح داده می شود [۱۰۰].

#### ایجاد هندسه مدل (Part)

در این بخش می توان هندسه مدل را ترسیم یا اصلاح کرد. در واقع در قسمت Part هندسه مدل ساخته می شود. به منظور مدلسازی یک سیستم شمع و عرشه به همراه خاک اطراف آن، ابتدا بایستی دو Part مستقل و جدا از هم شامل: ۱- خاک (Soil) و ۲- سیستم شمع و عرشه (Wharf) بسازیم.

#### تعریف خواص مواد (Material Property)

در این مرحله خواص یک یا چند ماده تعریف می شود سپس برای هر یک از مواد یک Section ایجاد شده که دارای خواص ماده مورد نظر است. در پایان با توجه به نوع ماده، هر Section به یک یا چند قطعه اختصاص (Assign) داده می شود.

اسکله شمع و عرشه به صورت یکپارچه بتنی و خاک اطراف آن، رس در نظر گرفته شده است.

#### مونتاژ قطعات (Assembly)

مدل مورد نظر ممکن است شامل یک یا چند قطعه (Part) باشد که هر کدام از آنها در بخش (Part) ایجاد شده اند. در این مرحله، این قطعات وارد صفحه شده و سپس با اعمال قیدهایی در موقعیت مناسب

نسبت به یکدیگر قرار می گیرند. در این قسمت همچنین می بایست سطوح مشترک بین شمع ها و خاک را که با هم اندر کنش دارند مشخص نمود و به هر کدام نام معینی تخصیص داد.

### تعریف مراحل حل (Step)

در این قسمت با توجه به نوع مسئله، مراحل لازم برای تحلیل آن تعریف می شود. علاوه بر آن می توان نوع و چگونگی نتایج حاصل از تحلیل را نیز تعیین نمود.

### بارگذاری استاتیکی

در آنالیزهای مربوط به خاک برای اعمال تنش های اولیه خاک می بایست یک مرحله به نام ژئواستاتیک تعریف نمود. در این مرحله شرایط اولیه شامل تنش های اولیه، نسبت تخلخل، فشار آب حفره ای و ... به المان های خاک تخصیص داده می شود و همزمان نیروهای ناشی از وزن به مدل اعمال می گردد. اگر این تنش ها و شرایط اولیه با تنش های ناشی از اعمال وزن به تعادل برسند و تغییر مکان های قابل توجهی به مدل اعمال نگردد، این مرحله با موفقیت به پایان خواهد رسید و در غیر این صورت برنامه با اعلام بروز خطا متوقف خواهد شد. شرایط اولیه اعمال شده به مدل عبارتند از:

- تنش های اولیه خاک؛ که به صورت تنش های عمودی و جانبی به المان های خاک اعمال می شوند. لازم به ذکر است که میزان ضریب فشار جانبی خاک ( $K_0$ ) برابر  $0.5$  در نظر گرفته شده است.
- نسبت تخلخل اولیه ( $e_0$ )؛ که عبارت است از نسبت حجم خلل و فرج به حجم دانه های خاک که این مقدار برابر  $1$  فرض گردید.
- درجه اشباع خاک؛ که از آنجا بطور کاملاً اشباع در نظر گرفته شده است، برابر  $1$  فرض گردید.

## تعریف تماس (Interaction)

در این بخش رفتارهای تماسی مکانیکی (مانند اصطکاک) بین شمع و خاک تعریف و اعمال می شود. برای اعمال تماس اصطکاکی بین سطح خاک و شمع، ابتدا باید نوع و ضرایب آن را مشخص کرد. دو نوع تماس (Interaction Property) بین شمع و خاک تعریف می شود؛ یک نوع تماس اصطکاکی (Tangential Behavior) و یک نوع تماس عمود بر سطح (Normal Behavior). تماس اصطکاکی بین جدار خارجی شمع و خاک و تماس عمود بر سطح بین نوک شمع و خاک تعریف می گردد.

اجازه لغزش و جدا افتادگی بین سطوح شمع و خاک داده شده است. لغزش پلاستیک در هنگامی که تنش اصطکاکی از حد مجازی که تعیین شده است تجاوز کند، اتفاق خواهد افتاد که این مقدار حدی 100KPa در نظر گرفته شده است. جدا افتادگی نیز در صورتی که کشش در این سطوح ایجاد شود، اتفاق خواهد افتاد. ضریب اصطکاک بین شمع و خاک به میزان  $0.7\tan\Phi$  و برابر 0.55 در نظر گرفته شده است.

## اعمال شرایط مرزی و بارگذاری (Load)

در این قسمت از مدل سازی می بایست بارهای وارد شده به مدل و همچنین شرایط مرزی را اعمال نمود.

### بارگذاری استاتیکی

شرایط مرزی در حالت استاتیکی به این صورت به مدل اعمال گردید که تمامی مرزهای تکیه گاهی در تمام جهات مقید شدند.

### مش بندی (Mesh)

در این بخش نوع و تعداد المان ها مشخص شده و مدل مش بندی می شود. ابتدا به کمک دستور Partition، سازه اسکله شمع و عرشه را به پارتیشن های مجزا و مکعبی تقسیم می کنیم تا امکان المان

بندی آن‌ها به صورت ۶ وجهی و ۸ گره ای (Structured) فراهم آید. نوع المان‌های اسکله نیز 3D Stress انتخاب می‌گردد. با توجه به اینکه در نزدیکی شمع‌ها تغییر شکل‌ها و میزان تنش‌ها می‌بایست از دقت بالاتری برخوردار باشد، اندازه مش‌ها در اطراف شمع‌ها ریز تر می‌باشد و با دور شدن از شمع‌ها و نزدیکی به مرزهای تکیه گاهی، ابعاد آنها افزایش می‌یابد.

### اجرا (Job)

در این بخش تنظیمات مربوط به اجرای مسئله انجام شده و مدل ایجاد شده تحلیل می‌شود. می‌توان مراحل حل و نحو اجرای مسئله را نیز در این مرحله مشاهده کرد. برای اجرای هر تحلیل می‌بایست یک Job تعریف نمود.

### مشاهده نتایج خروجی (Visualization)

نتایج خروجی تعیین شده در بخش Step را می‌توان در این مرحله مشاهده کرد. نتایج خروجی مورد نظر به صورت کانتورهای تنش، بردار، نمودار و جدول قابل مشاهده و بررسی است.

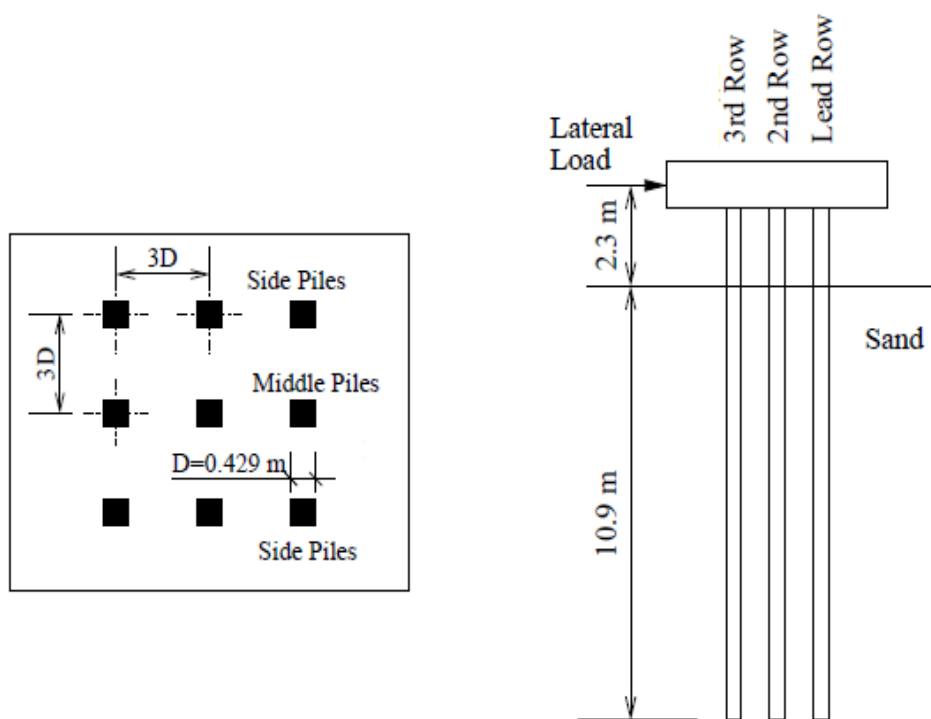
## ۵-۳- صحت سنجی مدل سازی‌ها

در هر تحقیق، تعیین دقت و اطمینان از صحت مدلسازی‌ها، یکی از مهم‌ترین وظایف محقق به شمار می‌آید که موجبات اعتبار تحقیق را فراهم می‌کند. علت اصلی نیاز به این اطمینان، روش‌های مختلف، خطای مربوط به محاسبات عددی و ساده سازی‌هایی است که امکان دارد در آنالیز استفاده شده باشد. به این دلیل می‌بایست صحت مدلسازی و نتایج حاصله با انجام آزمایش یا با استفاده از راه حل‌های تئوریک، محک زده شده و اصطلاحاً کالیبره شود.

در این پایان نامه جهت کالیبره کردن مدلسازی اسکله‌ها، مطابق مرجع ۳۵، یک گروه شمع ۳×۳ که از نظر ظاهری شبیه به اسکله شمع و عرشه می‌باشد را به کمک نرم افزار Abaqus مدلسازی و اجرا

کرده و نتایج حاصله را با نتایج یک نمونه آزمایش سانتریفیوژی مقایسه می نماییم. نتایج این کار آزمایشگاهی جهت کالیبره کردن مدل سازی محققان زیادی استفاده شده است [۱۸]، [۹۹] و [۴۷]. در شکل (۴-۵) پلان و مقطع گروه شمع ملاحظه می شود.

جنس شمع ها از آلومینیوم (Alloy 6061) و خاک اطراف آن ماسه نیمه متراکم می باشد که مشخصات آن ها در جدول (۱-۵) نشان داده شده است. معیار گسیختگی دراکر-پراگر و کلیه المان-های شمع و خاک از نوع ۶ وجهی ۸ گره ای (Structured) انتخاب شده اند.



شکل (۴-۵): پلان و مقطع گروه شمع در آزمایش سانتریفیوژی [۳۵]

جدول (۵-۱): مشخصات مصالح گروه شمع و خاک اطراف آن [۳۵]

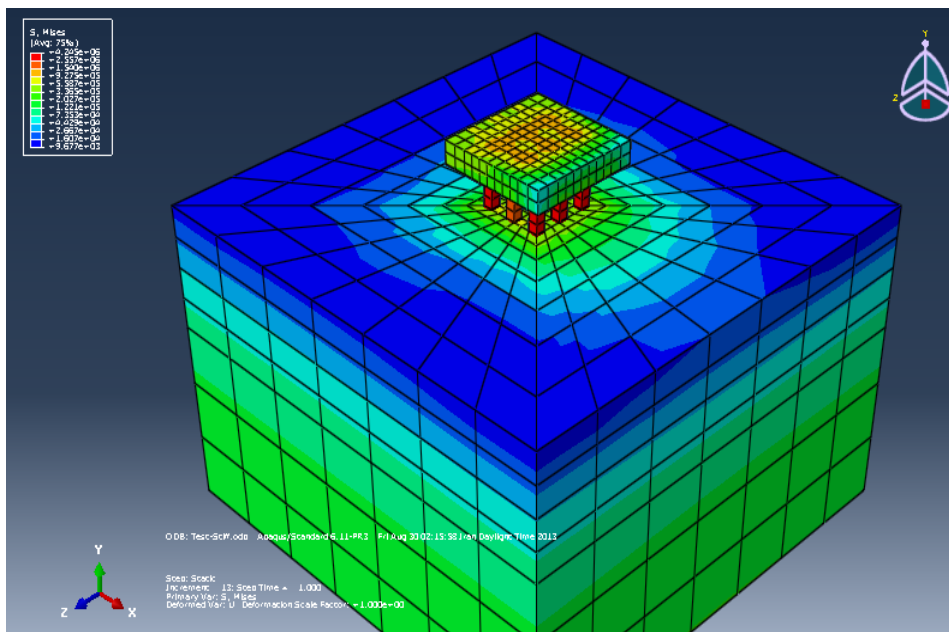
مشخصات	گروه شمع	خاک
جنس	آلومینیوم	ماسه نیمه متراکم
E (KPa)	2700	1450
$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	70x10 <sup>6</sup>	17400
$\nu$	0.33	0.35
$\sigma_y$ (MPa)	50	-
$\phi$	-	37.1

جزیره خاکی مدل شده دارای ابعاد ۲۱x۲۱ و ارتفاع ۱۳/۷ متر می باشد.

مقدار ضریب فشار جانبی خاک ( $K_0$ ) برابر ۰/۵ و کلیه تکیه گاه ها مقید در نظر گرفته شده اند. بار

جانبی به میزان ۲۲۰۰ KN به صورت تنش فشاری به حاشیه جانبی عرشه به صورت فزاینده وارد می

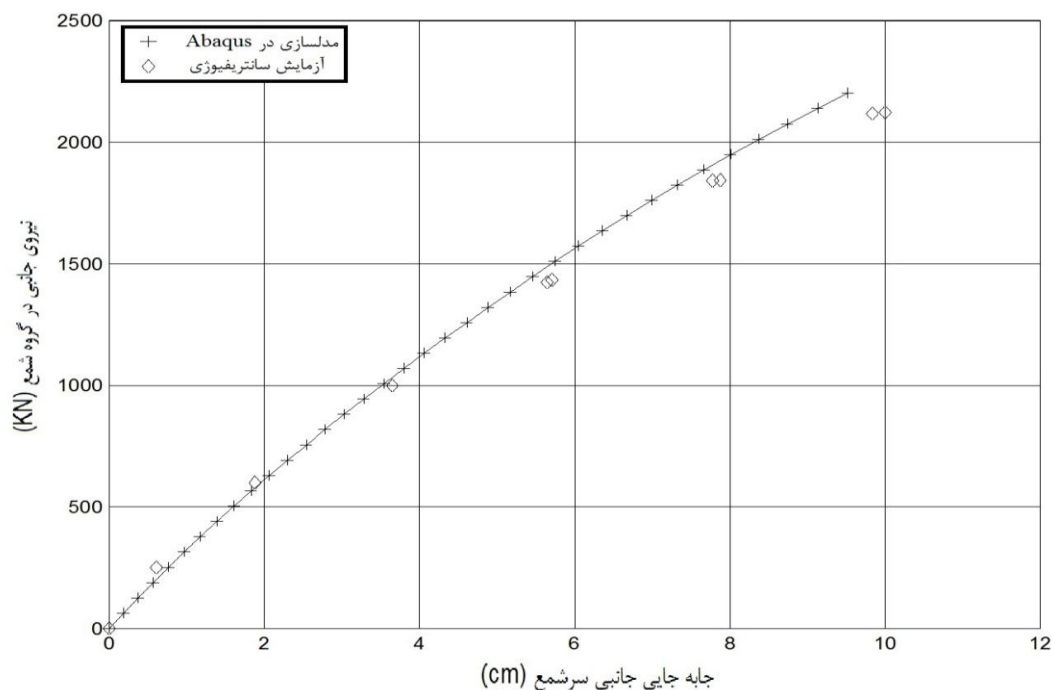
شود. شکل (۵-۵) نمایی از مدل گروه شمع جهت صحت سنجی را نشان می دهد.



شکل (۵-۵): نمایی از مدل گروه شمع جهت صحت سنجی

به منظور ارزیابی صحت نتایج، نمودار تغییرات جابه جایی سرشمع نسبت به بار با نتایج آزمایش

سانتریفیوژی مقایسه شدند (شکل (۵-۶)).



شکل (۵-۶): مقایسه نمودار تغییرات جابه جایی سرشمع نسبت به بار جانبی در آزمایش با مدل سازی عددی

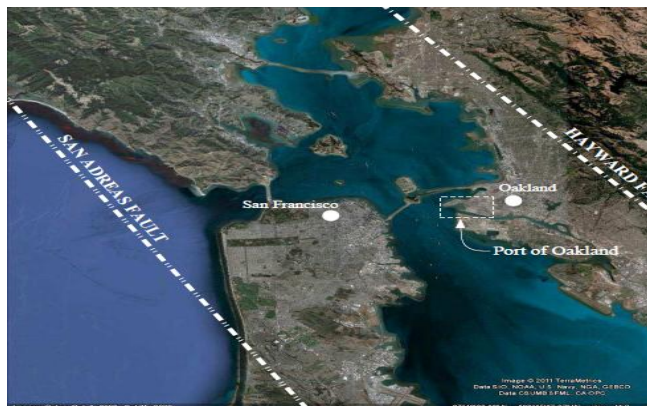
همان طوری که از نمودار بالا ملاحظه می شود، مدل‌سازی گروه شمع مورد نظر در نرم افزار Abaqus در

مقایسه با کار آزمایشگاهی از دقت قابل قبولی برخوردار است.



## ۴-۵- مدلسازی اسکله بندر اوکلند<sup>۱۷</sup>

پس از صحت سنجی و کالیبره کردن مدل سازی خود، به بررسی اسکله شمع و عرشه بندر اوکلند می پردازیم. بندر اوکلند در اثر زلزله لوماپریتا آسیب های جدی دید و اسکله های این بندر پس از زلزله بازسازی و ترمیم شدند. کارهای تحقیقاتی بسیار زیادی در مورد اسکله های بندر اوکلند صورت پذیرفته است که در مراجع ۱۸ و ۶۲ و ۸۷ به برخی از آن ها اشاره شده است. بندر اوکلند در مجاورت بندر سانفرانسیسکو<sup>۱۸</sup> از بنادر بزرگ ایالات متحده به شمار می آید که شامل چندین ترمینال و اسکله های فراوانی است. در اشکال (۵-۵) و (۶-۵) به ترتیب موقعیت و تصاویری از بندر مشاهده می شود.



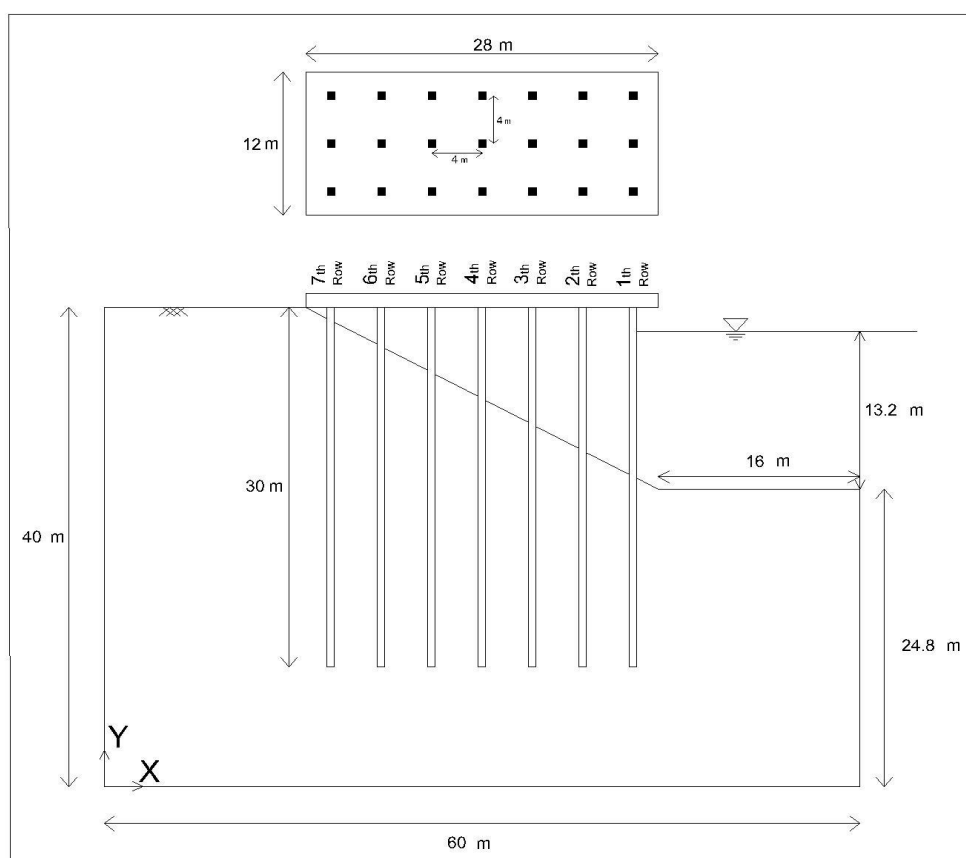
شکل (۵-۷): موقعیت بندر اوکلند



شکل (۵-۸): تصاویری از بندر بزرگ اوکلند

<sup>۱</sup>Port of Oakland  
<sup>۲</sup>San Francisco

اسکله مدل شده یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل می باشد. ابعاد اسکله برگرفته از اسکله ترمینال شماره ۷ بندر اوکلند است که به عنوان یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل تیپ در بسیاری از بنادر دنیا مورد استفاده قرار گرفته است [۱۸]. شکل شماره (۵-۷) پلان و مقطع اسکله مزبور را نشان می دهد.



شکل (۵-۹): پلان و مقطع اسکله ترمینال شماره ۷ بندر اوکلند [۱۸]

این اسکله یک اسکله بسیار بزرگ است که به علت اجرای درزهای انقطاع اسکله در فواصل ۱۲ متری از یکدیگر، ابعاد عرشه ۱۲x۲۸ متر انتخاب شده است. این اسکله متشکل از هفت ردیف شمع قائم می باشد که هر یک از شمع های قائم به فاصله ۴ متر از یکدیگر قرار دارند. به دلایل ذکر شده در فصول قبل از شمع های مایل استفاده نشده است. طول شمع های قائم ۳۰ متر و مقطع آن ها ۶۰ cm x ۶۰ cm

در نظر گرفته شده است. ضخامت عرشه ۱/۲ متر و ارتفاع آبخور اسکله نیز ۱۳/۲ متر می باشد [۱۸].  
جنس مصالح عرشه و شمع ها از بتن با مشخصات مندرج در جدول (۲-۵) است.

جدول (۲-۵): مشخصات مکانیکی بتن عرشه و شمع ها

مدول الاستیسیته ( $E_c$ ) ۳۰ GPa

تنش نهایی ( $\sigma_y$ ) ۴۰ MPa

ضریب پواسون ( $\nu$ ) ۰/۲

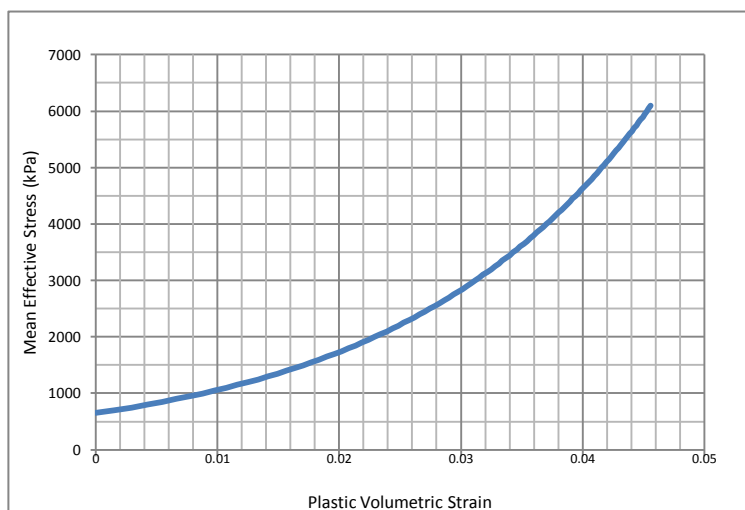
چگالی ( $\rho_c$ ) ۲۴۰۰ Kg/m<sup>3</sup>

جزیره خاکی در نظر گرفته شده برای بستر دریا دارای ابعاد ۶۰×۶۰ متر و ارتفاع ۴۰ متر است.  
همچنین جنس خاک بستر، رس سخت و رس نرم با مشخصات موجود در جدول (۳-۵) و (۴-۵) و منحنی سخت شوندگی مطابق با شکل (۸-۵) و (۹-۵) می باشد.

جدول (۳-۵): مشخصات خاک رس سخت

مشخصات خاک رس سخت	
ارتفاع لایه خاک (متر)	30
درصد رطوبت (درصد)	6
وزن مخصوص خشک (کیلو نیوتن بر متر مکعب)	22
نسبت تخلخل	0.42
سرعت موج برشی (متر بر ثانیه)	650
سرعت موج طولی (متر بر ثانیه)	1027.74
نسبت پواسون	0.25

چسبندگی (پاسکال)(C)	40000
زاویه اصطکاک داخلی (درجه)	38
زاویه اصطکاک داخلی (رادیان)	0.66
وزن مخصوص مرطوب (نیوتن بر متر مکعب)	23320
دانسیتته (کیلوگرم بر متر مکعب)	2377.17
چگالی دانه ها ( $G_s$ )	3.18
نشانه فشردگی ( $C_c$ )	0.08
نشانه تورم ( $C_s$ )	0.02
$(K_0)$ ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون	0.36
زاویه اصطکاک داخلی دراکر-پراگر (رادیان)	1.00
$(\beta)$ زاویه اصطکاک داخلی دراکر-پراگر (درجه)	57.16
$(d)$ چسبندگی دراکر-پراگر (پاسکال)	237956.04
تنش موثر عمودی در وسط لایه خاک (پاسکال)	349800
تنش موثر افقی در وسط لایه خاک (پاسکال)	125696.62
تنش موثر عمودی در لحظه گسیختگی طبق فرمول دراکر-پراگر (پاسکال)	1020469.55
$P_a$ (پاسکال)	423954.26
$P_b$ (پاسکال)	647647.49
Transition Surface Radius ( $\alpha$ )	0
Cap Eccentricity (R)	0.25
Initial cap yield surface position $\varepsilon_{vol}^{pl} _0$	0
Flow Stress Ratio (K)	1

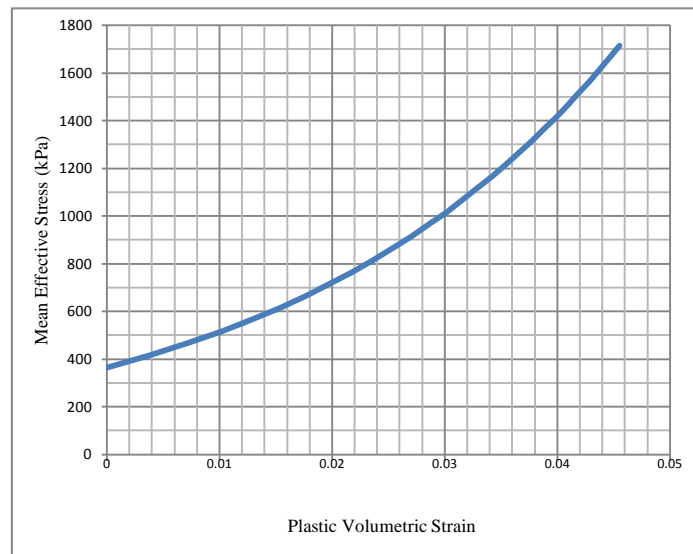


شکل (۵-۱۰): منحنی سخت شونده گی خاک رس سخت

جدول (۵-۴): مشخصات خاک رس نرم

مشخصات خاک رس نرم	
ارتفاع لایه خاک (متر)	30
درصد رطوبت (درصد)	10
وزن مخصوص خشک (کیلو نیوتن بر متر مکعب)	16.5
نسبت تخلخل	0.65
سرعت موج برشی (متر بر ثانیه)	150
سرعت موج طولی (متر بر ثانیه)	241.86
نسبت پواسون	0.3
چسبندگی (پاسکال)(C)	10000
زاویه اصطکاک داخلی (درجه)	25
زاویه اصطکاک داخلی (رادیان)	0.47
وزن مخصوص مرطوب (نیوتن بر متر مکعب)	18150

دانسیته (کیلوگرم بر متر مکعب)	1850.15
چگالی دانه ها (Gs)	2.78
نشانه فشردگی (Cc)	0.14
نشانه تورم (Cs)	0.03
$(K_0)$ ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون	0.55
زاویه اصطکاک داخلی دراکر-پراگر (رادیان)	0.78
$(\beta)$ زاویه اصطکاک داخلی دراکر-پراگر (درجه)	44.53
(d) چسبندگی دراکر-پراگر (پاسکال)	63295.01
تنش موثر عمودی در وسط لایه خاک (پاسکال)	272250
تنش موثر افقی در وسط لایه خاک (پاسکال)	150385.93
تنش موثر عمودی در لحظه گسیختگی طبق فرمول دراکر-پراگر (پاسکال)	464718.95
$P_a$ (پاسکال)	255163.60
$P_b$ (پاسکال)	365180.16
Transition Surface Radius ( $\alpha$ )	0
Cap Eccentricity (R)	0.35
Initial cap yield surface position $\mathcal{E}_{vol}^{pl} _0$	0
Flow Stress Ratio (K)	1



شکل (۵-۱۱): منحنی سخت شونده‌ی خاک رس نرم

بار مرده ناشی از وزن اعضا توسط نرم افزار محاسبه می گردد. میزان بار زنده نیز  $2 \text{ t/m}^2$  فرض شده است. به علت بزرگ تر بودن بار مرده از بار زنده (به علت عرشه ضخیم بتنی)، در بارگذاری از اعمال بار زنده صرفه نظر شده است.

نیروی جانبی به میزان  $20000 \text{ kN}$  در جهت عمود بر ساحل (راستای محور X) و میزان  $30$  درصد آن در جهت موازی ساحل (راستای محور Y) یکبار به صورت تنش فشاری و بار دیگر به صورت تنش کششی (در هر دو جهت) به صورت استاتیکی فزاینده به دیواره وارد شده است.

لازم به ذکر است علت انتخاب این نیروهای جانبی بسیار زیاد، ایجاد مفاصل پلاستیک در قسمت مدفون شمع ها و درک بهتر رفتار غیر خطی سازه ها می باشد. همچنین به مدل ها اجازه تغییر شکل های بزرگ داده شده است.

اسکله را در سه حالت واقع بر بستر صاف، واقع بر بستر شیبدار با طول شمع های برابر و همچنین واقع بر بستر شیب دار با طول شمع های نابرابر (افزایشی از خشکی به دریا متناسب با افزایش شیب) در نرم افزار Abaqus مدل سازی کرده و و پس از اعمال بار جانبی و تحلیل سازه ها، نمودار میزان جابه جایی اسکله بر حسب بار جانبی برای هر سه حالت در دو جهت مخالف اعمال بار، ترسیم شده و نتایج با

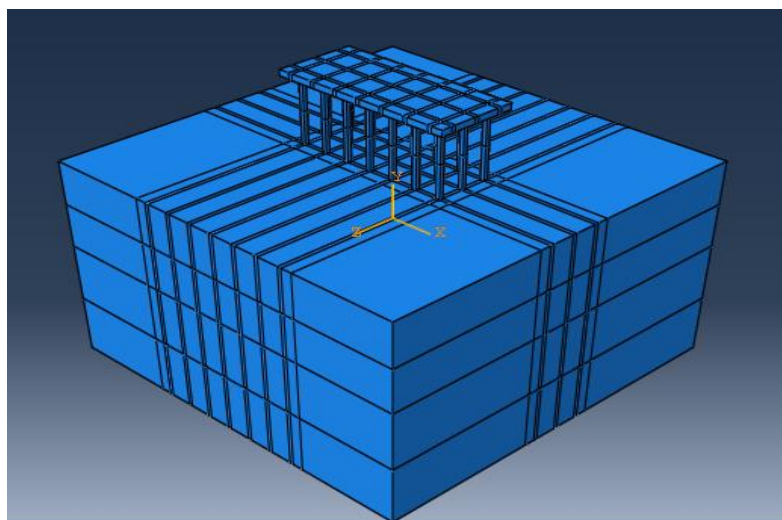
یکدیگر مقایسه گردیده است. همچنین بر روی مدل‌ها تحلیل تنش صورت گرفته و در مورد لنگرهای اعضا بحث شده است.

در برخی از مراجع، به علت تقارن نیمی از محیط اسکله و خاک را مدل کرده اند. ولی ما در این پژوهش اسکله را به طور کامل مدل می‌کنیم.

### ۵-۴-۱- خاک بستر از جنس رس سخت

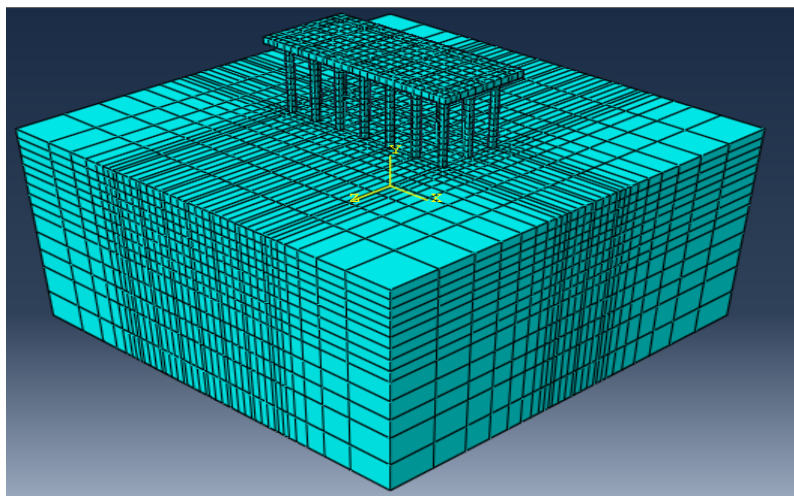
#### ۵-۴-۱-۱- حالت اول: مدلسازی اسکله در بستر صاف

در این حالت بستر شیب دار دریا مطابق شکل (۵-۹) را از قسمت پایین شیب، به صورت صاف مدل می‌کنیم. جنس بستر ابتدا رس سخت در نظر گرفته شده است. در تمامی مدل‌ها مش بندی به صورتی است که در مرکز مدل مش‌ها بسیار ریز و نزدیک به هم هستند و با فاصله گرفتن از مرکز مدل، مش‌ها بزرگتر می‌شوند. در شکل (۵-۱۱) نمایی از مدل اسکله با بستر صاف و شکل (۵-۱۲) مش بندی در این حالت مشاهده می‌شود.



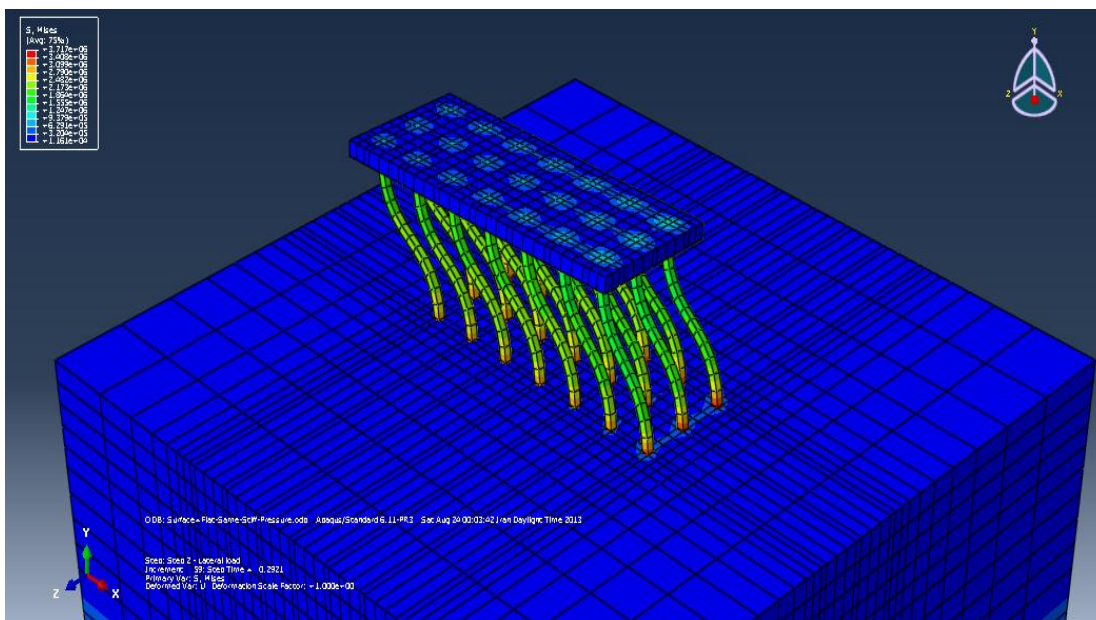
شکل (۵-۱۱): نمایی از مدل اسکله با بستر صاف





شکل (۵-۱۲): مش بندی مدل با بستر صاف

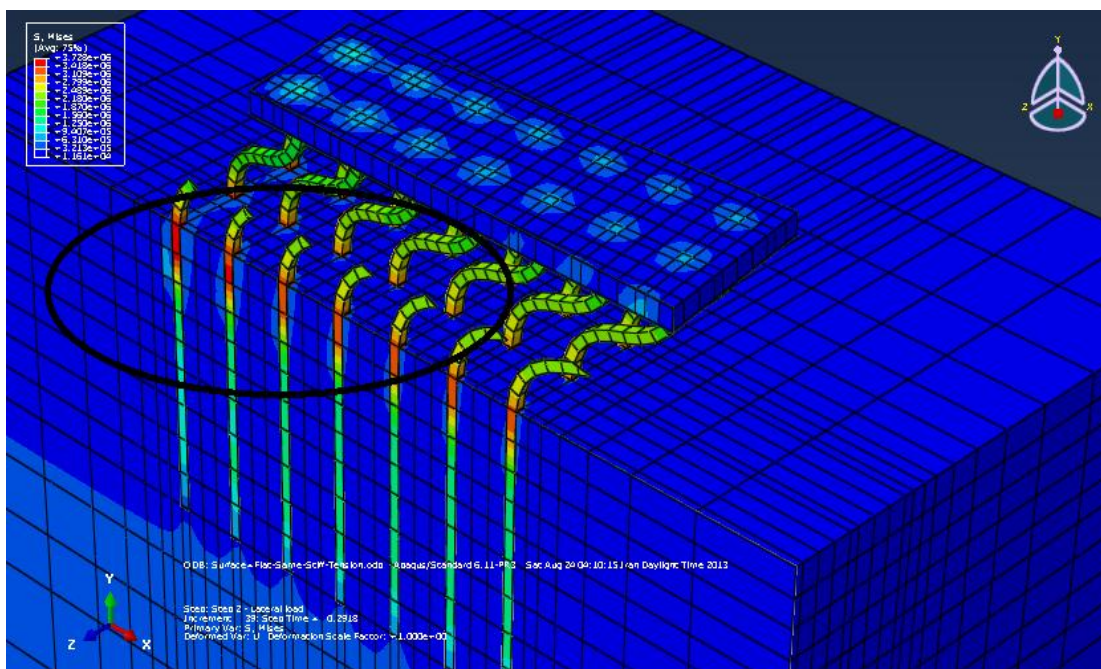
پس از اعمال بار به صورت فزاینده و تحلیل مدل، تمرکز تنش در شمع ها و تغییر شکل سازه مطابق شکل (۵-۱۳) استخراج می شود. در این حالت چون بستر افقی در نظر گرفته شده است، به علت تقارن سازه، تفاوتی در نتایج زمانی که نیرو به سمت دریا اعمال شود یا به سمت خشکی مشاهده نمی شود.



شکل (۵-۱۳): تمرکز تنش در شمع ها و تغییر شکل اسکله

همان طور که ملاحظه می شود جابه جایی اسکله انتقالی است. در جهت طول بزرگ تر عرشه که ۱۰۰ درصد بار جانبی اعمال می شود جابه جایی بیشتر و در جهت دیگر به علت اعمال ۳۰ درصد بار جانبی، جابه جایی ها کمتر می باشد. ولی در دو جهت جابه جایی داریم. لذا پیشش قابل ملاحظه ای در سازه ایجاد نمی شود.

همان طور که در شکل (۵-۱۴) مشاهده می شود بیشترین مقدار لنگر خمشی شمع ها در محل فرو رفتن آن ها در خاک اتفاق می افتد ولی در سرشمع ها تمرکز تنش ایجاد نمی شود. همچنین توزیع تنش و همچنین مقادیر لنگر خمشی تمام شمع ها تقریباً یکنواخت است و اختلاف زیادی بین شمع های ردیف اول تا هفتم دیده نمی شود.

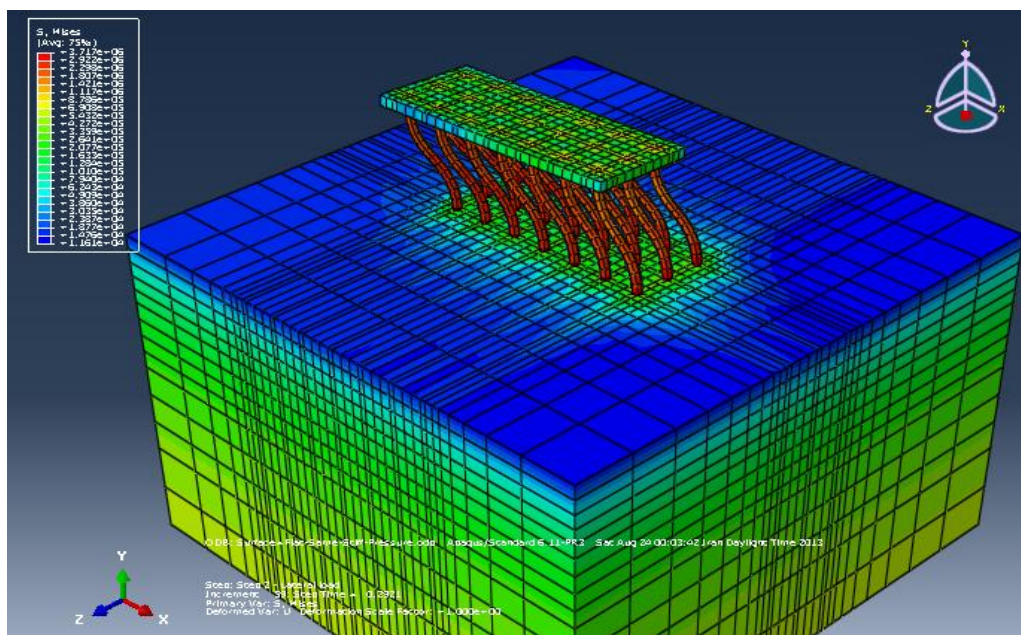


شکل (۵-۱۴): تمرکز تنش در محل فرورفتن شمع ها در خاک

اسکله مدل شده یک اسکله شمع و عرشه بزرگ با تعداد زیاد ردیف های شمع در جهت عمود بر ساحل می باشد. فاصله گرفتن از ساحل باعث زیاد شدن عمق آبخور اسکله و در نتیجه افزایش طول بیرون زدگی شمع ها در حالتی که بستر را از پایین شیب، صاف فرض می کنیم، می گردد. این امر همان

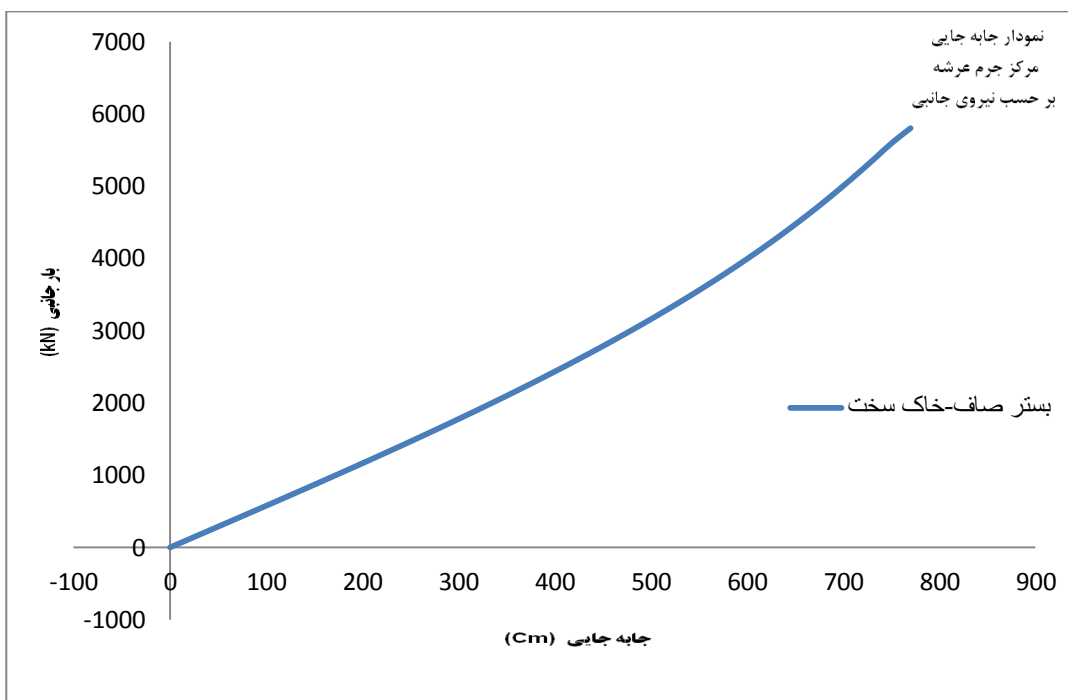
طوری که در شکل (۵-۱۵) ملاحظه می شود منجر به تغییرشکل های بسیار بزرگ در سازه و افزایش قابل توجه در لنگرها و تنش ها و همچنین تسلیم شدن شمع ها می گردد. البته در این خصوص شرایط محیطی، شیب بستر دریا و همچنین ارتفاع آب از جایی که بستر دریا افقی می شود بسیار مهم است و همه جوانب باید در نظر گرفته شود.

به علت زیاد بودن طول بیرون زدگی شمع ها از خاک، سازه دچار تغییرشکل های بسیار بزرگ شده و قبل از اعمال کامل بار (۲۰۰۰۰ kN)، نرم افزار تحلیل سازه را متوقف می کند. با اعمال بار در حدود ۶۰۰۰ kN، در سازه جابه جایی های زیادی ایجاد می شود.



شکل (۵-۱۵): تنش های زیاد در شمع ها

نمودار نیرو-جابجایی اسکله با بستر صاف مطابق شکل (۵-۱۶) است. جهت اعمال بار تفاوتی در نمودار ایجاد نمی کند.

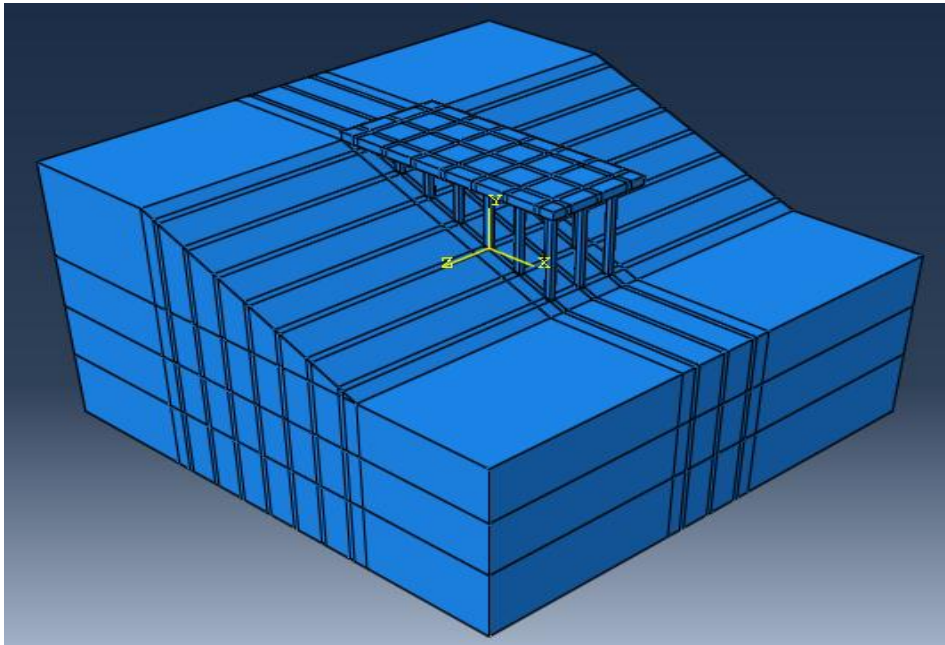


شکل (۵-۱۶): نمودار نیرو-جابه جایی اسکله با بستر صاف

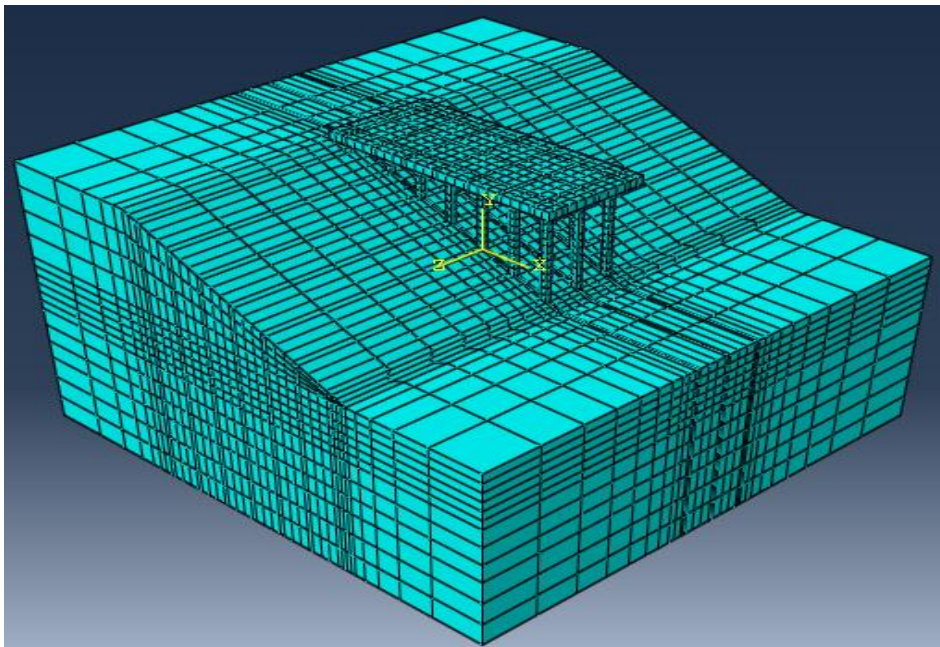
#### ۵-۴-۱-۲- حالت دوم: مدلسازی اسکله در بستر شیب دار با طول شمع های برابر

اسکله را مطابق شکل (۵-۹) با بستر شیب دار مدل می کنیم. شکل (۵-۱۷) نمایی از مدل اسکله و

شکل (۵-۱۸) مش بندی در این حالت را نمایش می دهد.

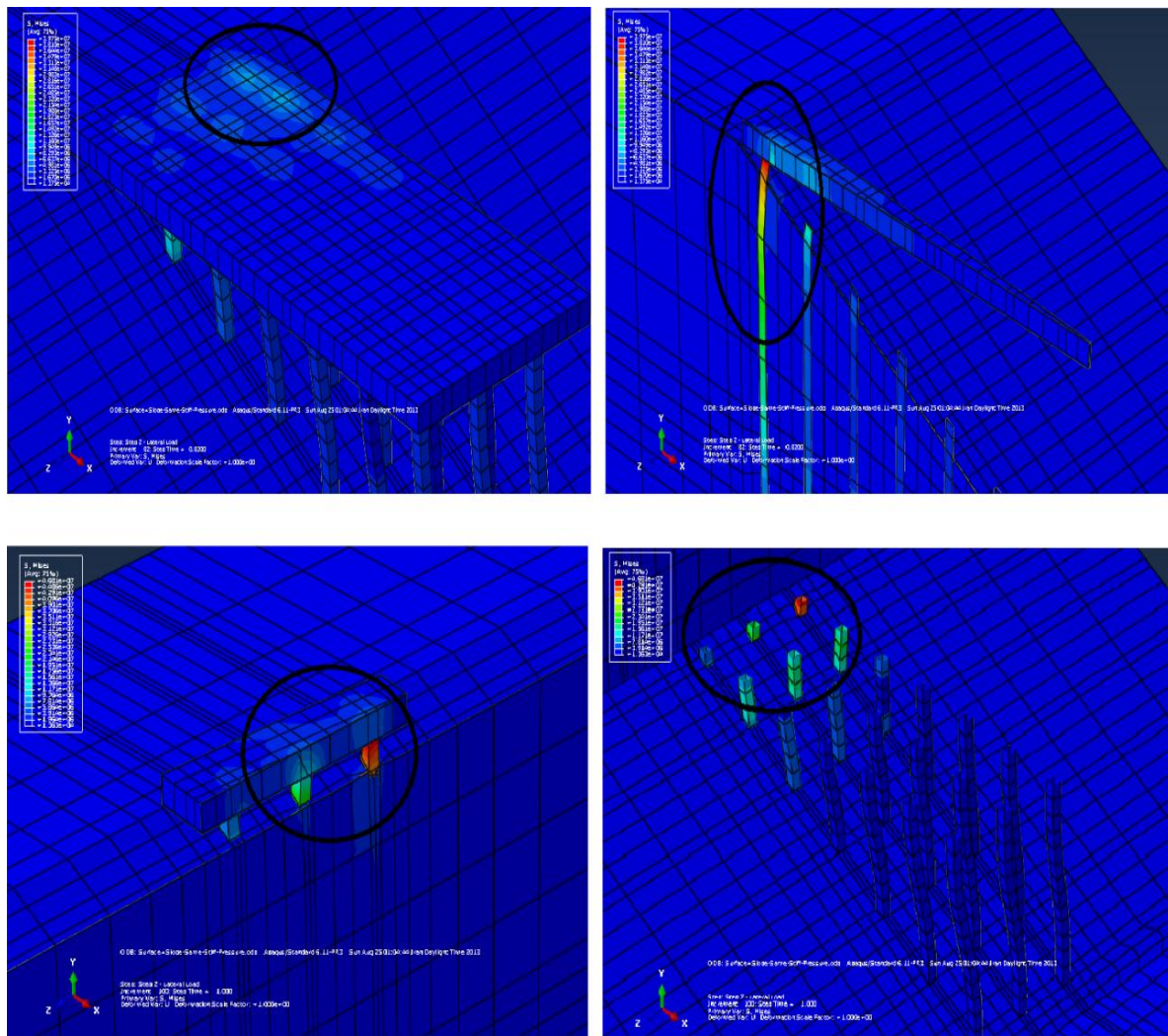


شکل (۱۷-۵): نمایی از مدل اسکله با بستر شیب دار

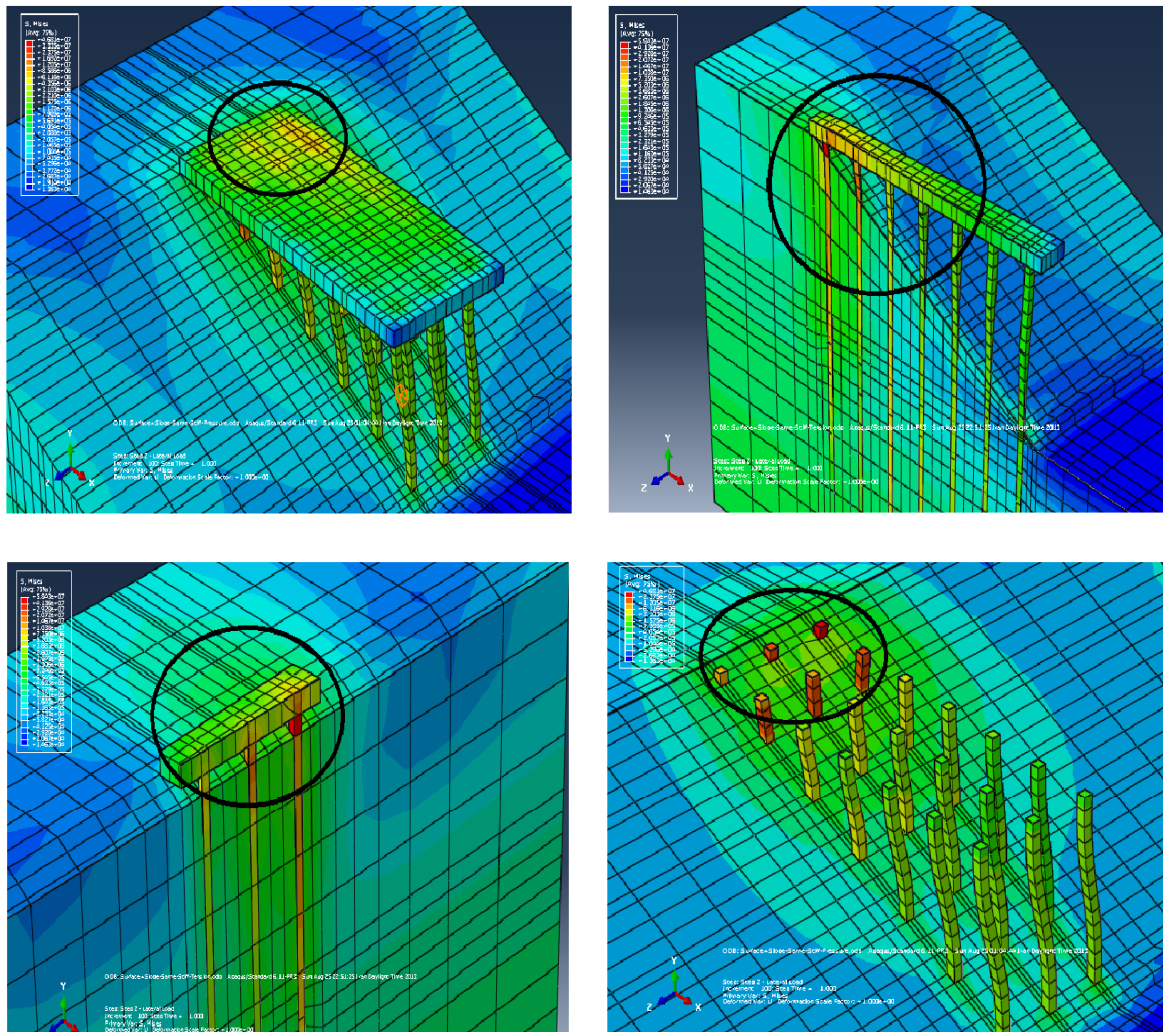


شکل (۱۸-۵): مش بندی مدل با بستر شیب دار

در جهت عمود بر ساحل علیرغم اعمال ۱۰۰ درصدی نیروی جانبی، به علت مقاومت فشار خاک جابه جایی ها ناچیز است ولی در جهت موازی ساحل جابه جایی بیشتر است. این موضوع باعث ایجاد پیچش شدیدی در سازه می گردد که در حالت بستر صاف این پیچش مشاهده نشد. پیچش موجب بحرانی تر شدن شمع های ردیف آخر سمت ساحل خصوصاً شمع گوشه می شود. تمرکز تنش و کانتورهای تنش در این حالت در شکل های (۱۹-۵) و (۲۰-۵) مشاهده می شود.



شکل (۱۹-۵): تمرکز تنش در شمع ها در حالت بستر شیب دار



شکل (۵-۲۰): تنش در اسکله در حالت بستر شیب دار

همان طور که در شکل ها ملاحظه می شود هرچه از ساحل به سمت دریا می رویم از میزان لنگرها و تنش ها کاسته شده و به شمع های ردیف اول تقریباً تنشی وارد نمی شود. ماکزیمم لنگر خمشی شمع ها در محل اتصال آن ها به عرشه (سرشمع) اتفاق می افتد و بیشترین مقدار لنگر در شمع ها مربوط به شمع ردیف هفتم (شمع های بالای شیب یا سمت خشکی) می باشد. (اختلاف مقادیر لنگر در شمع های ردیف اول تا هفتم بسیار زیاد است) علت این امر افزایش سختی سازه در اثر اعمال شیب بستر است. در طول شمع ها نیز از محل سر شمع به سمت پایین، مقادیر لنگر کاهش می یابد.

بخش عمده ای از کل نیروها و لنگرها توسط شمع های دو ردیف آخر تحمل می شود.

با تغییر جهت بارگذاری (جهت اعمال بار از خشکی به سمت دریا و بالعکس) اسکله های شمع و عرشه رفتار کاملا متفاوتی از خود نشان می دهند. توزیع نیروی بین شمع ها در دو جهت بارگذاری متفاوت نشان می دهد که در حالت بارگذاری به سمت ساحل، شمع ردیف هفتم سهم نیروی به مراتب بیشتری نسبت به سایر شمع ها دارد و در واقع شمع های قائم ردیف هفتم درصد بسیار بالایی از کل نیروی جانبی عرشه را به خود اختصاص می دهند. این در حالی است که در حالت بارگذاری به سمت دریا این مقدار سهم کاهش پیدا می کند.

هنگامی که نیرو به سمت بالای شیب اعمال می شود از میزان لنگر و تنش شمع ها نسبت به اعمال بار به سمت پایین شیب کاسته می شود اما همچنان اختلاف فاحشی با حالت بستر صاف دارند.

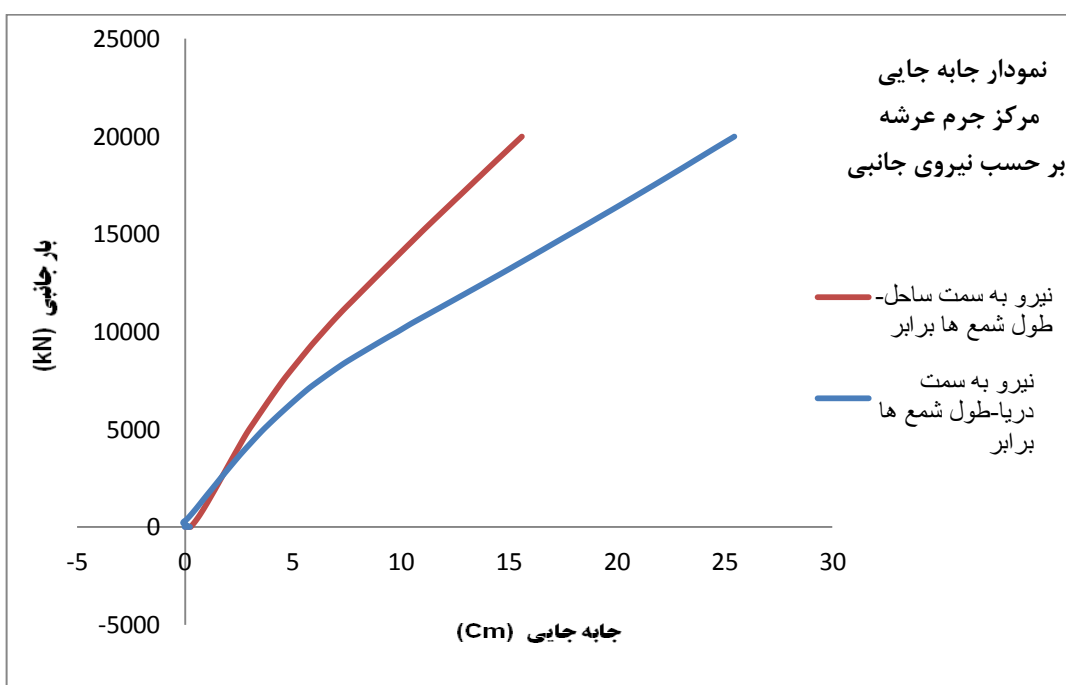
زمانی که بستر خاک صاف فرض می شود، توزیع تنش و مقادیر لنگر در تمام شمع ها تقریبا مشابه است. این موضوع موجب یکسان شدن مقطع اعضا می شود. ولی در مدل های بستر شیب دار همان طور که ملاحظه شد شمع های پایین شیب تنش ها و لنگرهای بسیار کمتری در مقایسه با بستر صاف تحمل می کنند. لذا اگر در مدلسازی اسکله، بستر شیب دار لحاظ نشود، مقاطع برخی از اعضا بیشتر از حد نیاز قوی بوده و از نظر اقتصادی توجیه ندارد.

نکته حائز اهمیت این است که پیشتر گفتیم زیاد بودن شمع های عمود بر ساحل زمانی که بستر افقی فرض شود، موجب تغییر شکل های بزرگ در سازه می شود. اما زمانی که شیب بستر لحاظ شود، مقاومت شیب بستر موجب کاهش چشمگیر تغییرشکل ها و تنش ها می شود. لذا زیاد بودن شمع های عمود بر ساحل منجر به تفاوت زیاد در نتایج اسکله با بستر صاف و اسکله با بستر شیب دار می گردد. اگر یک اسکله کوچک تر و با تعداد ردیف های شمع کمتر در جهت عمود بر ساحل (مانند اسکله شیف) در



نظر بگیریم، به علت کاهش طول بیرون زدگی شمع ها، اختلاف نتایج در دو حالت کاهش می یابد. همچنین در بخش مرور تحقیقات گذشته پیرامون اندرکنش گروه شمع و خاک دانستیم که تغییر فاصله شمع ها از یکدیگر در گروه، تفاوت زیادی در نتایج ایجاد می کند. لذا حساسیت نتایج نسبت به تغییر ابعاد اسکله و محل قرارگیری و فاصله شمع ها می تواند موضوع تحقیقات آینده باشد.

نمودار نیرو-جابجایی اسکله در این حالت مطابق شکل (۵-۲۱) است. در مقایسه با اسکله با بستر صاف می توان گفت که ملحوظ کردن شیب بستر موجب افزایش سختی سازه شده و سازه در ازای تحمل نیروی بیشتر، جابه جایی به مراتب کمتری دارد.



شکل (۵-۲۱): نمودار نیرو-جابجایی اسکله با بستر شیب دار

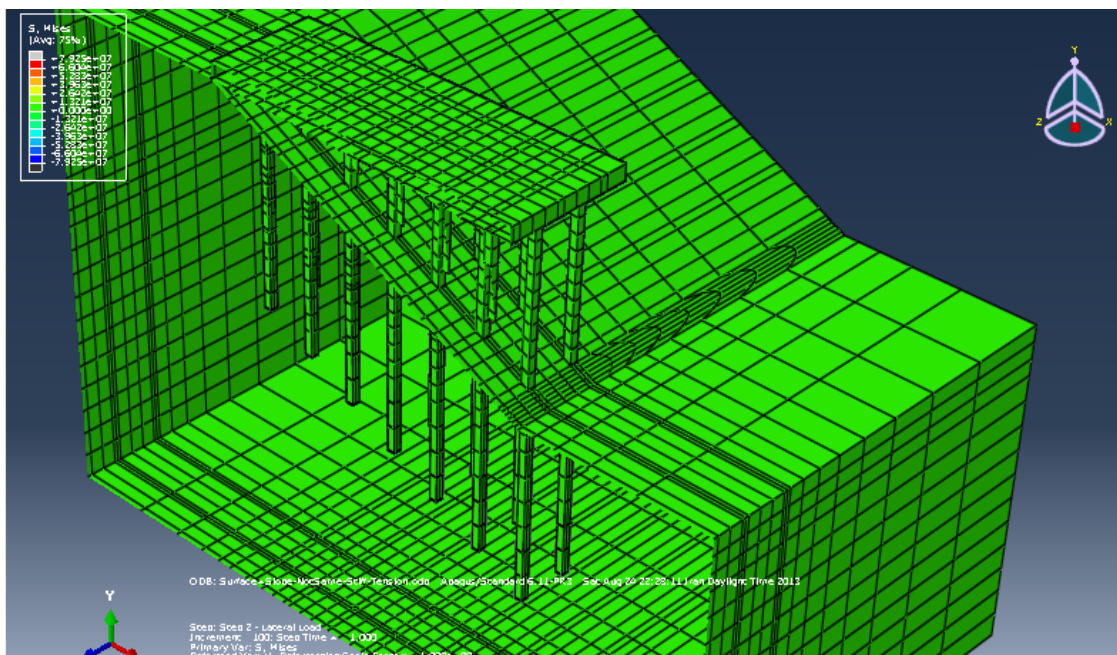
هنگامی که جهت نیروی وارده به عرشه به سمت خشکی باشد، به دلیل این که بخش اعظم خاک در حالت Passive قرار می گیرد، خاک نسبت به حالتی که جهت نیرو به سمت دریا باشد، رفتار مقاومتری

بهتری از خود نشان می دهد و جابه جایی ها به میزان چشمگیری کمتر می شود. در این حالت سازه از شکل پذیری کمتری برخوردار است. میزان جابه جایی عرشه اسکله در حالتی که نیرو به سمت پایین شیب اعمال می شود در حدود ۲ برابر حالتی باشد که نیرو به سمت بالای شیب اعمال می گردد (به ازای نیروی یکسان).

چون نیروی زلزله یک بار رفت و برگشتی است، باید در طراحی اسکله هر دو جهت اعمال بار را در نظر گرفت. نیروی جانبی در جهت پایین شیب گرچه بحرانی تر است، اما تفاوت بسیار زیادی با حالتی که بستر صاف فرض می شود، دارد. جابه جایی سازه در هنگام اعمال حدود یک سوم بار جانبی در اسکله با بستر صاف چندین برابر اسکله با بستر شیب دار است. لذا در نظر نگرفتن شیب بستر در طراحی اسکله موج غیر اقتصادی شدن طرح می گردد.

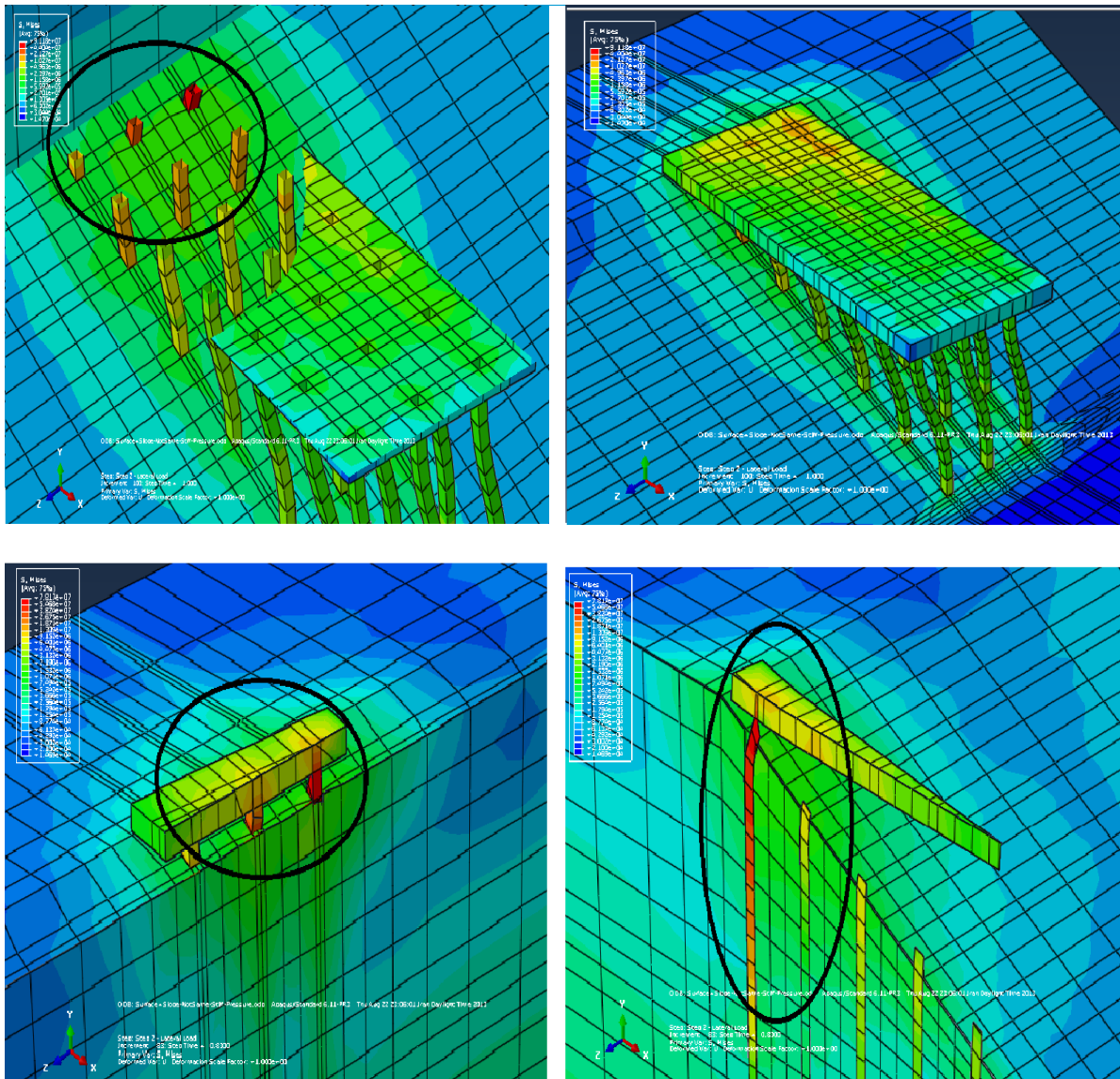
#### ۵-۴-۱-۳- حالت سوم: مدلسازی اسکله در بستر شیب دار با طول شمع های نابرابر

همان طور که پیشتر گفته شد یکی از اهداف پایان نامه در نظر گرفتن طول های نابرابر برای شمع های واقع بر شیب است. یعنی مطابق شکل (۵-۲۲) شمع های قرار گرفته در بالای شیب طول کمتر و شمع های قرار گرفته در پایین شیب طول بیشتری داشته باشند. متناسب با شیب بستر، طول شمع ها را از سمت ساحل به دریا افزایش می دهیم. قصد داریم نتایج را با حالتی که طول شمع ها برابر است مقایسه نماییم.



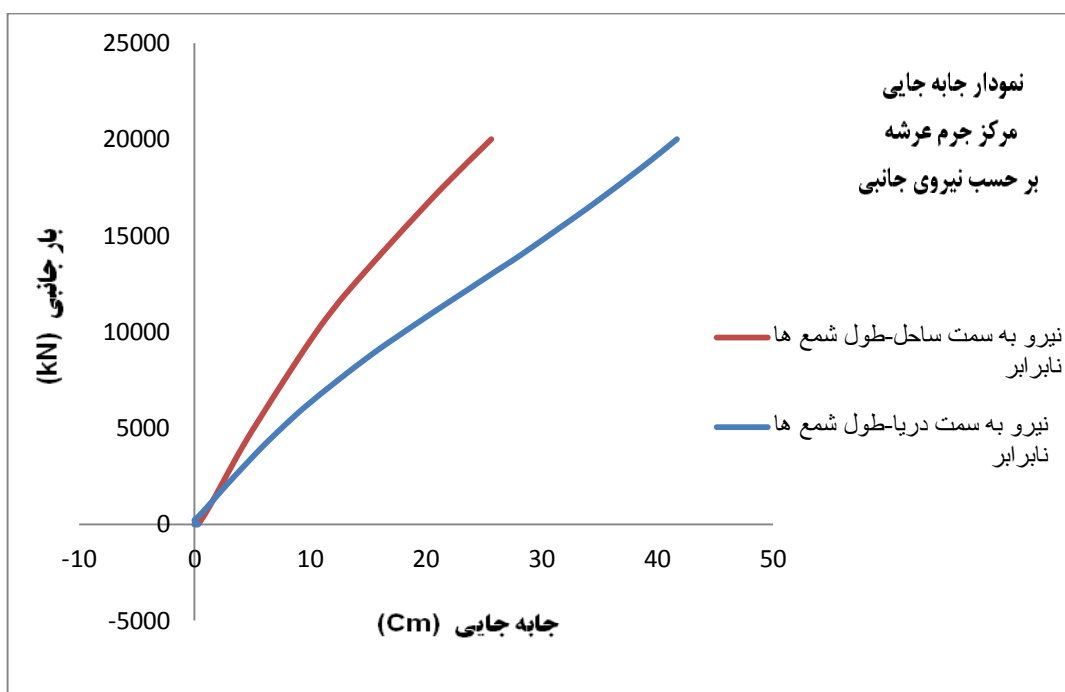
شکل (۵-۲۲): در نظر گرفتن طول نابرابر برای شمع های واقع بر شیب

پس از تحلیل مدل ها تنش ها در اسکله مطابق شکل (۵-۲۳) قابل مشاهده است. در مقایسه با حالتی که بستر شیب دار و طول شمع ها برابر فرض شد، شاهد افزایش جابه جایی ها در جهت عمود بر ساحل و همچنین افزایش پیچش سازه هستیم. بیشترین سهم لنگر خمشی متعلق به شمع های ردیف آخر سمت خشکی و خصوصا شمع گوشه به دلایل ذکر شده در حالت قبل می باشد با این تفاوت که مقادیر لنگر خمشی و تنش های شمع ها نسبت به شمع های با طول برابر بیشتر شده است. در این حالت علاوه بر دو ردیف آخر، در شمع های ردیف سوم از سمت ساحل نیز تنش های قابل توجهی وارد می شود و همچنین در شمع های ردیف آخر علاوه بر سرشمع در قسمت های مدفون شمع نیز به علت کوتاه شدن طول شمع تنش های به مراتب بیشتری در مقایسه با زمانی که طول شمع ها برابر بود، مشاهده می شود.



شکل (۵-۲۳): تنش ها در اسکله با طول شمع های نابرابر

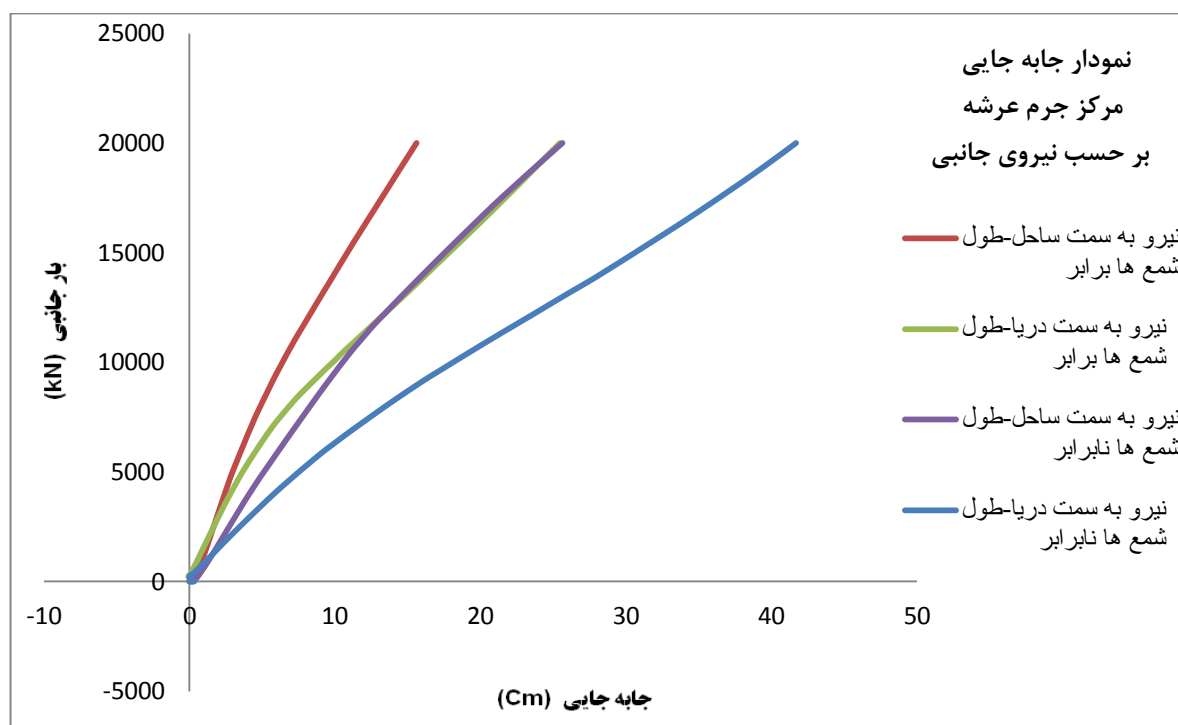
نمودار نیرو-جابجایی اسکله در این حالت مطابق شکل (۵-۲۴) است. همانند حالت قبل جابه جایی ها در جهت پایین شیب به مراتب بیشتر است. همچنین در نظر گرفتن طول متفاوت برای شمع ها، موجب افزایش جابه جایی ها در دو جهت در مقایسه با طول برابر برای شمع ها می گردد. در واقع شکل پذیری سازه افزایش و سختی سازه کاهش می یابد.



شکل (۲۴-۵): نمودار نیرو-جابه جایی اسکله با طول شمع های نابرابر

### ۵-۴-۳- مقایسه نتایج مدلسازی با خاک سخت

در حالی که بستر صاف فرض شد به دلیل عدم تحلیل کامل مدل، امکان مقایسه دقیق با نمودار های بستر شیب دار وجود ندارد. نمودار نیرو-جابه جایی اسکله های با بستر شیب دار دو حالت را در یک نمودار مطابق شکل (۲۵-۵) رسم می نماییم.



شکل (۵-۲۵): نمودار نیرو-جابه جایی اسکله با بستر شیب دار با خاک سخت

در نمودار اسکله های با بستر شیب دار ملاحظه می شود کاهش طول شمع ها از دریا به سمت خشکی موجب افزایش حدوداً ۲ برابری جابه جایی های اسکله نسبت به زمانی که طول شمع ها برابر است می گردد. در واقع شکل پذیری سازه افزایش می یابد و به ازای نیروی برابر، سازه جابه جایی-های بیشتری تحمل می کند.

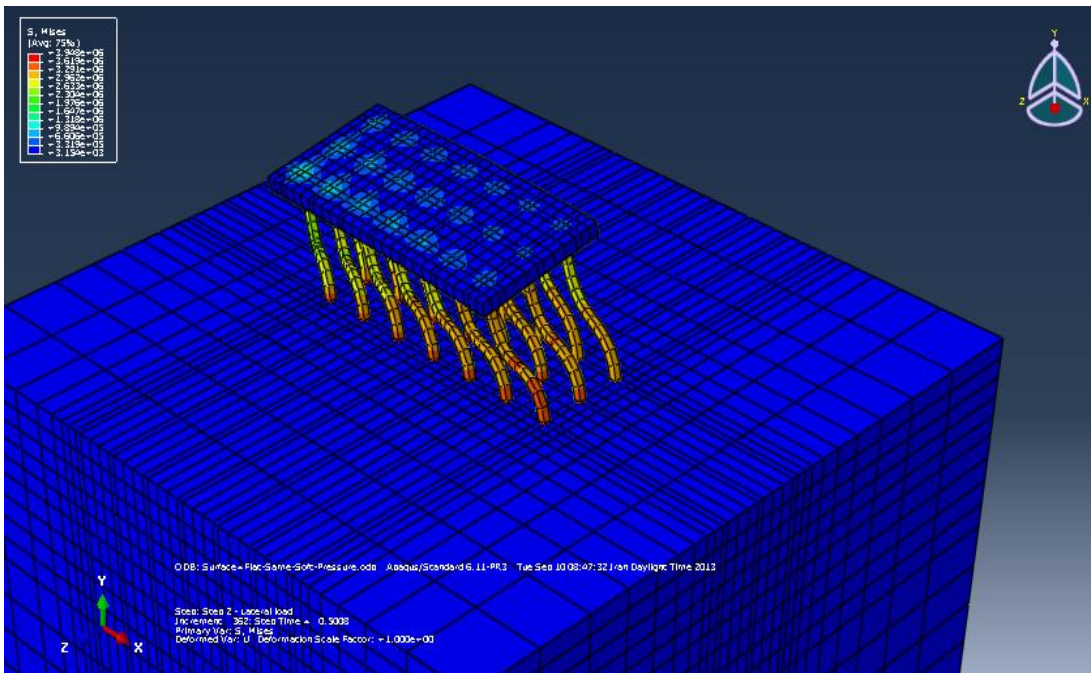
پیشتر اشاره شد که استفاده از شمع های با طول نابرابر به دلیل هزینه های بالای تهیه و کوبش شمع ها، از نظر اقتصادی مقرون به صرفه تر است. ولی ملاحظه می شود که در نظر گرفتن طول متفاوت برای شمع ها موجب افزایش جابه جایی ها و پیچش سازه و همچنین تنش ها و لنگر شمع ها و در نهایت افزایش سطح مقطع شمع ها در مقایسه با شمع های دارای طول یکسان می گردد. لذا به هنگام طراحی اعضای اسکله و تعیین مقاطع شمع ها باید برآوردی از هزینه ها انجام شود که آیا استفاده از شمع های قوی تر و با طول نابرابر اقتصادی تر است یا شمع های با طول برابر و با مقطع کوچکتر.

## ۵-۴-۲- خاک بستر از جنس رس نرم

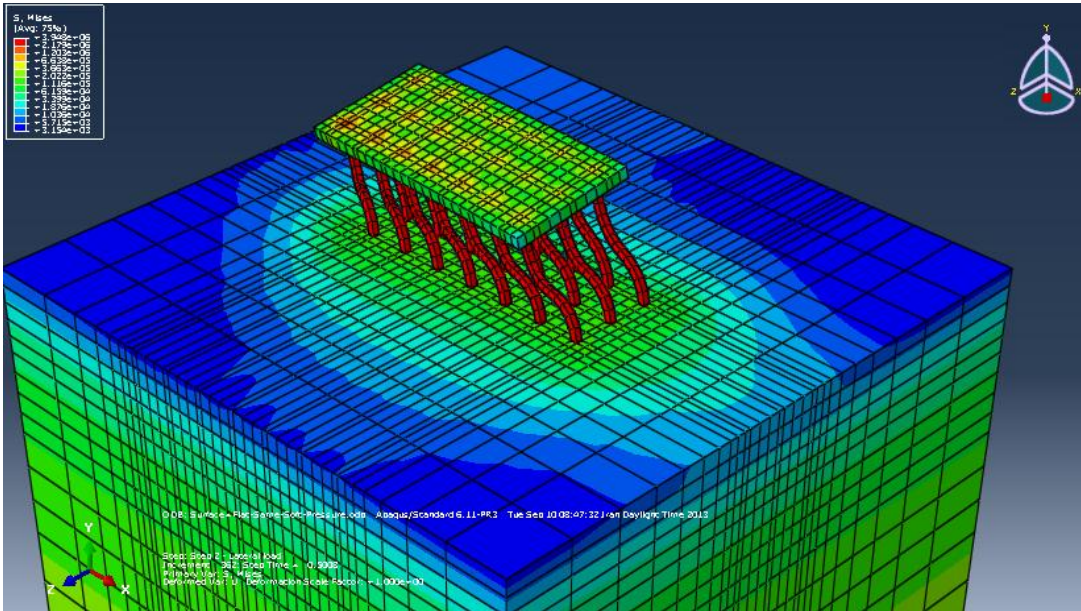
با تغییر جنس خاک بستر به رس نرم، حساسیت نتایج را نسبت به این پارامتر بررسی می نماییم.

### ۵-۴-۲-۱- حالت اول: مدلسازی اسکله در بستر صاف

همانند حالتی که جنس خاک رس سخت بود، این بار نیز قبل از اعمال کامل نیروی جانبی، تحلیل سازه متوقف می شود. همان طور که در شکل های (۵-۲۶) و (۵-۲۷) مشاهده می شود، نرم کردن جنس خاک بستر موجب افزایش جابه جایی های سازه و لنگرها و تنش های اعضا می گردد. تنش در شمع ها تا عمق بسیار زیادی وجود دارد. بیشترین لنگر خمشی نیز مانند حالت قبل در محل فرو رفتن شمع ها در خاک ایجاد می شود. همچنین نرم کردن خاک بستر موجب افزایش مدت زمان تحلیل مدل ها می گردد.



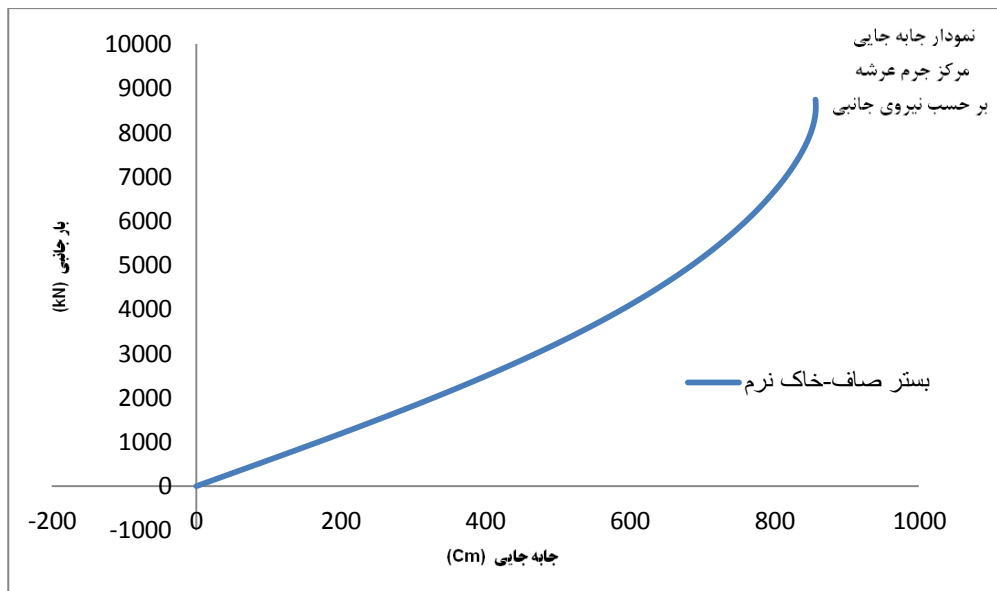
شکل (۵-۲۶): تمرکز تنش در شمع ها



شکل (۵-۲۷): توزیع تنش در مدل با بستر صاف از رس نرم

جابه جایی بسیار زیادی در سازه مشاهده می شود که علت آن زیاد بودن طول غیر مدفون شمع ها و در نتیجه تسلیم شدن مقاطع می باشد.

نمودار نیرو-جابه جایی اسکله با بستر صاف در شکل (۵-۲۸) نشان داده شده است.



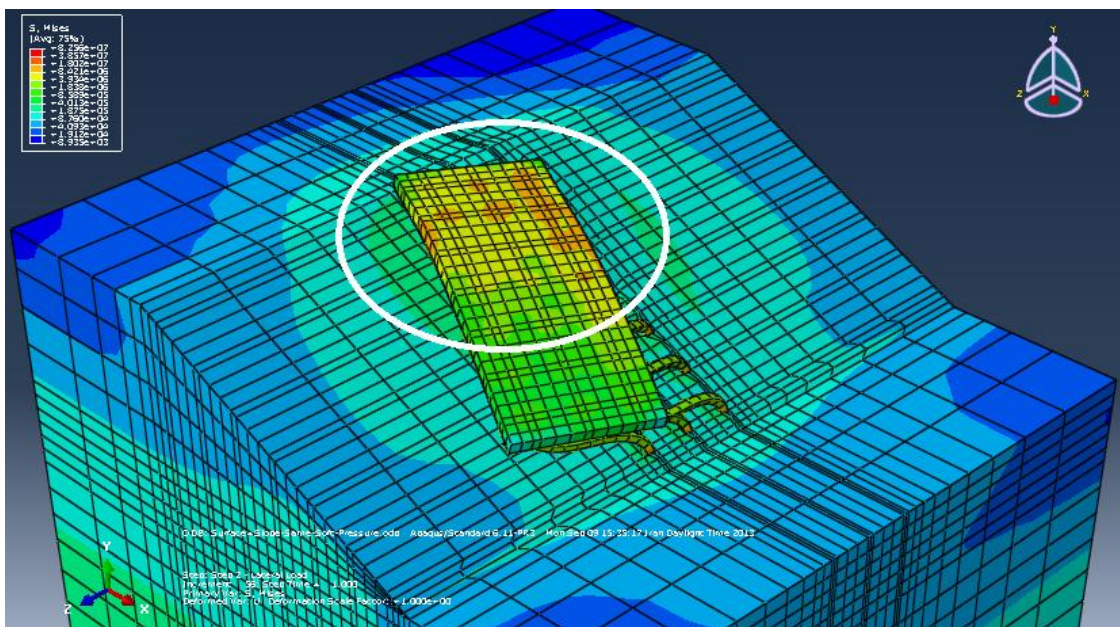
شکل (۵-۲۸): نمودار نیرو-جابه جایی اسکله با بستر صاف



همان طوری که ملاحظه می شود این بار نیز قبل از اعمال کامل بار جانبی، به علت ایجاد جابه جایی زیاد در سازه، تحلیل متوقف می شود.

#### ۵-۴-۲-۲- حالت دوم: مدلسازی اسکله در بستر شیب دار

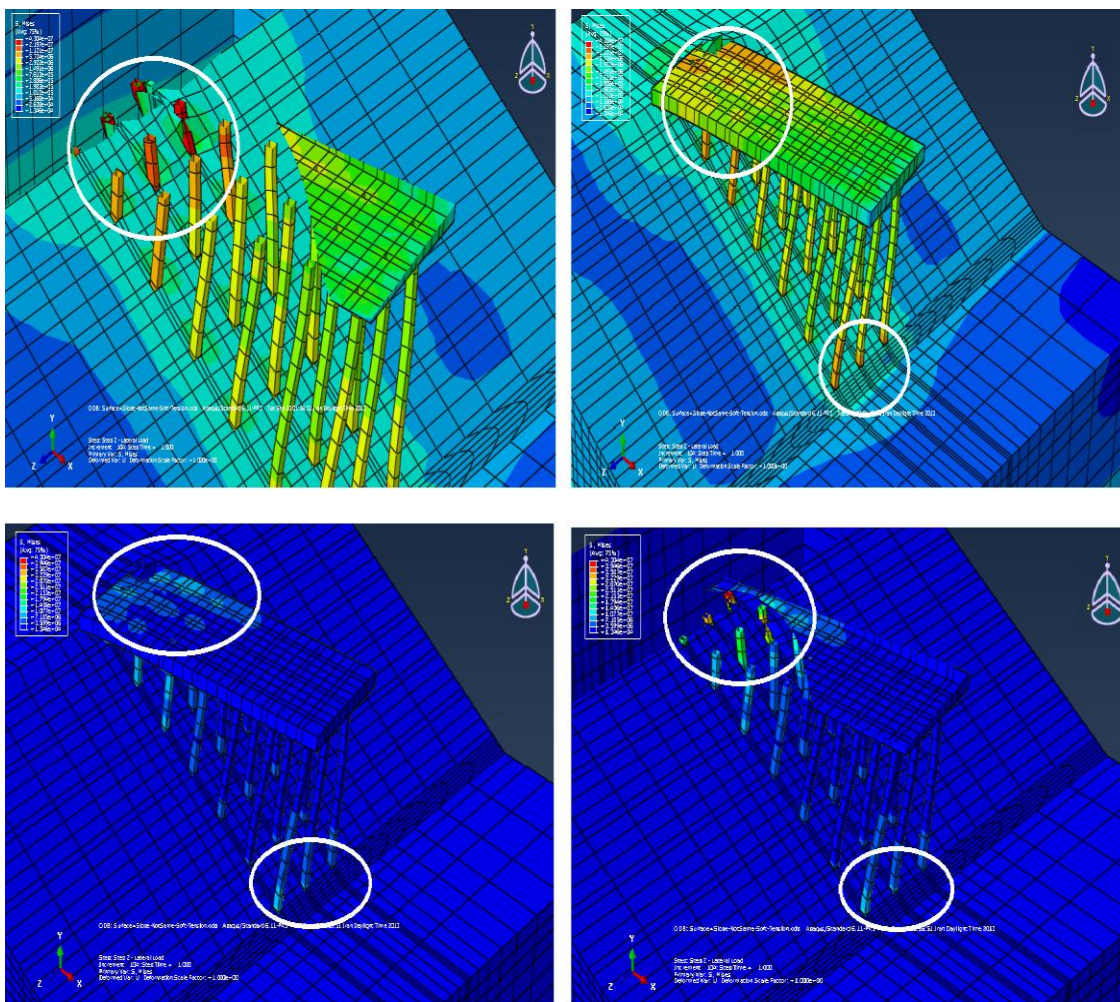
هنگامی که شیب بستر نیز مدل شود و جنس خاک رس نرم باشد، مطابق شکل (۵-۲۹) شاهد افزایش جابه جایی سازه در جهت موازی ساحل و همچنین ایجاد پیچش بسیار زیاد در سازه هستیم.



شکل (۵-۲۹) تغییر شکل و پیچش زیاد در اسکله با خاک شیب دار نرم

تنش ها و لنگر های شمع ها در مقایسه با خاک سخت بیشتر شده و در شمع های پایین شیب نیز تنش های قابل ملاحظه ای به وجود می آید. (در خاک رس سخت، تنش های قابل ملاحظه ای در شمع های پایین شیب وجود نداشت) اختلاف تنش در شمع های بالا دست و پایین دست شیب زیاد نیست اما همچنان شمع های سمت ساحل و خصوصاً شمع های گوشه بحرانی تر هستند. این موضوع در شکل (۵-۳۰) نشان داده شده است.

افزایش طول شمع ها از ساحل به سمت دریا نیز موجب افزایش جابه جایی ها و تشدید پیچش در سازه نسبت به مدل های با طول شمع برابر می شود. در این حالت تنش های بیشتری در قسمت مدفون شمع های پایین شیب نسبت به قسمت مدفون شمع های بالای شیب ایجاد می شود. این در حالی است که در مدل های با جنس خاک رس سخت تنش قابل توجهی در قسمت های مدفون شمع ایجاد نمی شد.

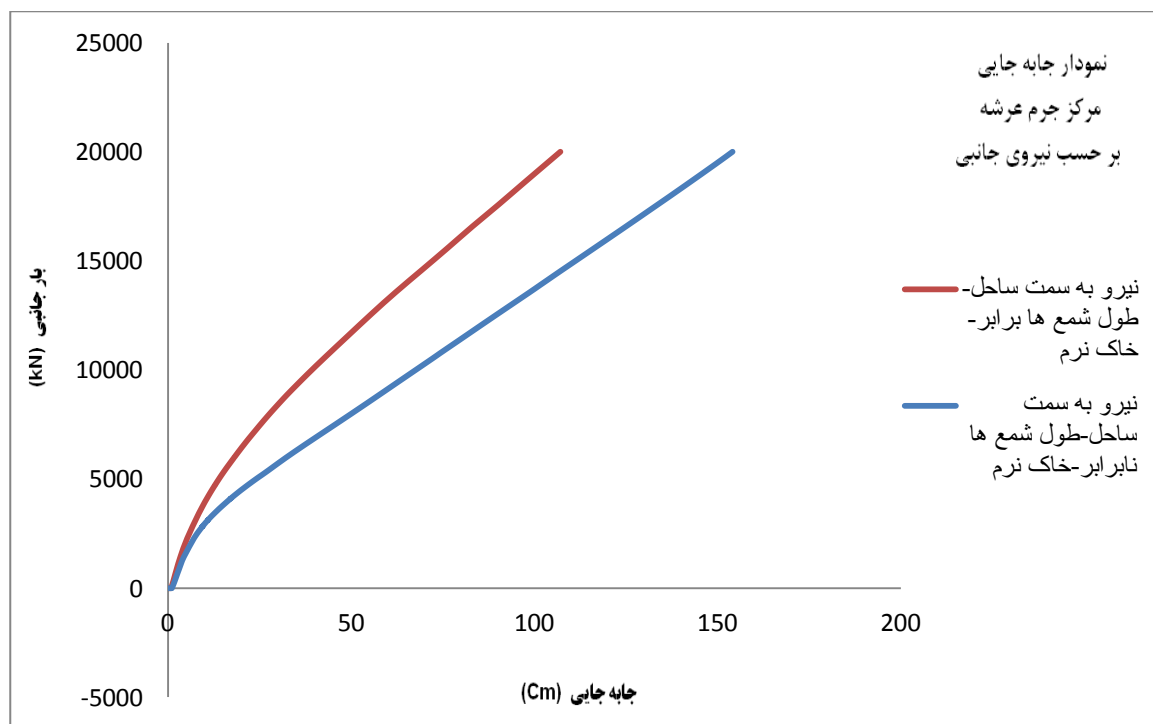


شکل (۵-۳۰): تنش در اسکله با خاک شیب دار از جنس نرم

زمانی که نیرو به سمت پایین شیب اعمال شود جابه جایی و پیچش سازه بسیار زیاد شده و نرم-افزار تحلیل سازه را قبل از اعمال کامل بار متوقف می کند. همچنین در این حالت لنگر و تنش های سازه در مقایسه با اعمال بار به سمت بالای شیب بیشتر است.

به دلیل عدم تکمیل مرحله تحلیل سازه در هنگام اعمال بار به سمت دریا، امکان مقایسه نمودار نیرو-جابه جایی اسکله ها در جهت های مختلف اعمال بار وجود نداشت. لذا به مقایسه توأم نمودارها در دو حالت می پردازیم.

زمانی که جنس بستر رس نرم در نظر گرفته می شود، به علت کاهش مقاومت خاک جابه جایی ها نسبت به خاک سخت به شدت افزایش می یابد. در شکل (۵-۳۱) نمودار نیرو-جابه جایی اسکله با بستر شیب دار زمانی که نیرو به سمت بالای شیب اعمال می شود، نشان داده شده است.



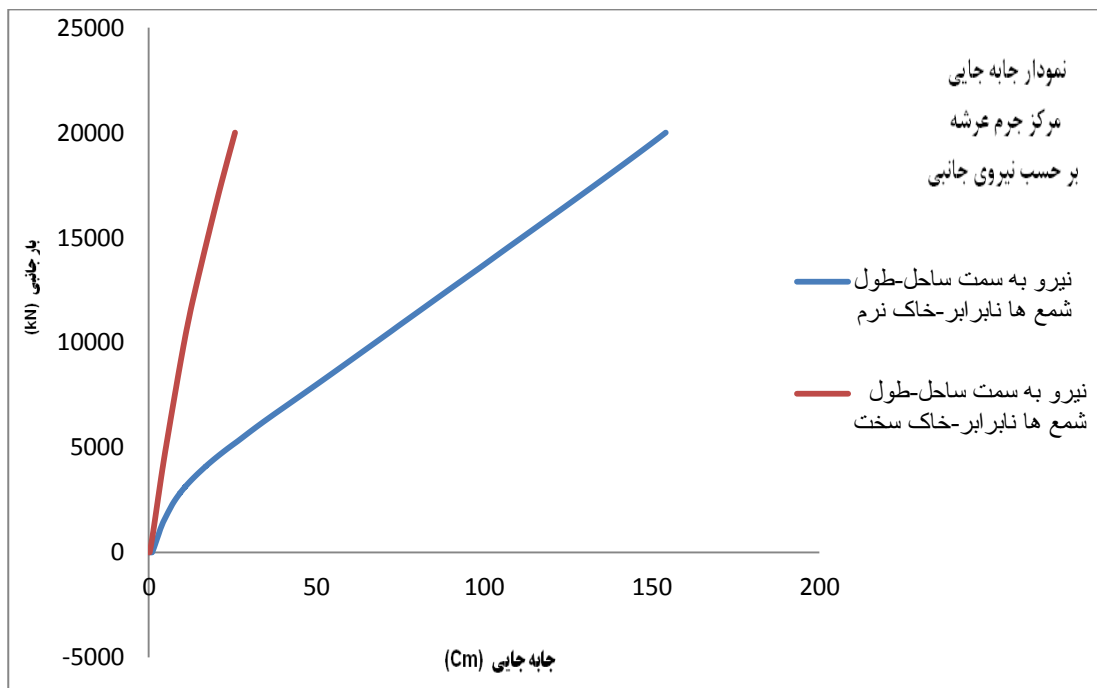
شکل (۵-۳۱) نمودار نیرو-جابه جایی اسکله با بستر شیب دار در خاک نرم

با تغییر طول شمع‌ها شاهد افزایش ۵۰ درصدی در جابه‌جایی اسکله نسبت به زمانی که طول شمع‌ها برابر فرض شود، هستیم.

جنس خاک پارامتر بسیار مهمی در تعیین جابه‌جایی‌ها و همچنین لنگرها و تنش‌های وارده به اعضا می‌باشد. همان طوری که در شکل‌های (۵-۳۲) و (۵-۳۳) ملاحظه می‌شود، جابه‌جایی سازه با خاک نرم در حدود ۶ برابر زمانی است که خاک بستر، سخت فرض می‌گردد. همچنین نرم کردن خاک بستر موجب کاهش بسیار زیاد سختی و افزایش شکل‌پذیری سازه شده است.

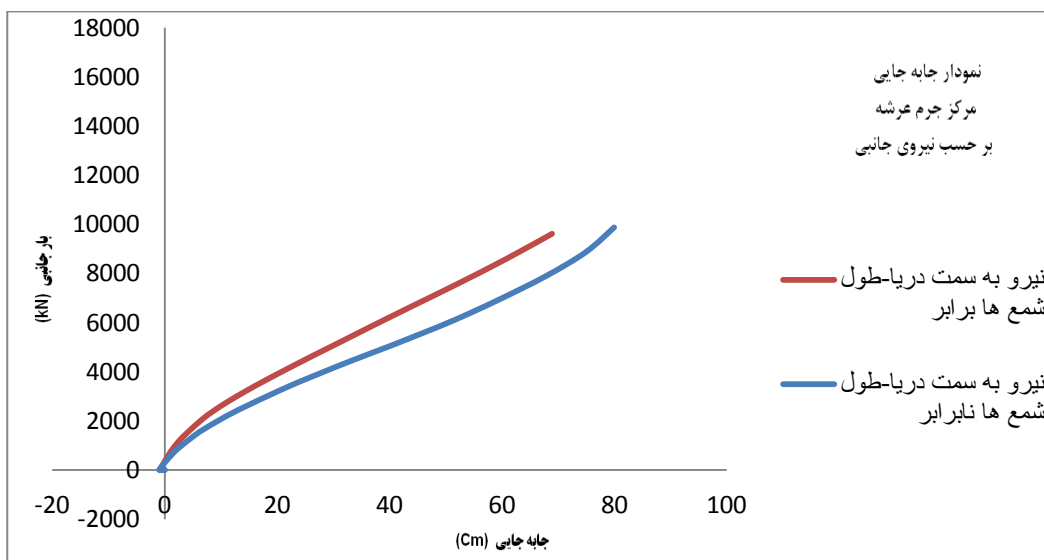


شکل (۵-۳۲) مقایسه نمودار نیرو-جابه‌جایی اسکله با بستر شیب دار در خاک نرم و سخت



شکل (۳۳-۵) مقایسه نمودار نیرو-جابجایی اسکله با بستر شیب دار در خاک نرم و سخت

زمانی که نیرو به سمت پایین شیب اعمال می شود، در هر دو حالت طول برابر و نابرابر، پس از اعمال حدوداً ۱۰۰۰۰ kN بار، به علت ایجاد جابه جایی های زیاد در سازه، نرم افزار ادامه تحلیل را متوقف کرده و لذا نمی توان نتیجه گیری کاملی از تحلیل ها داشت. به هر ترتیب مطابق شکل (۳۴-۵) نمودار نیرو-جابجایی اسکله ها در این حالت نشان از جابه جایی بیشتر اسکله دارای طول شمع های نابرابر دارد.



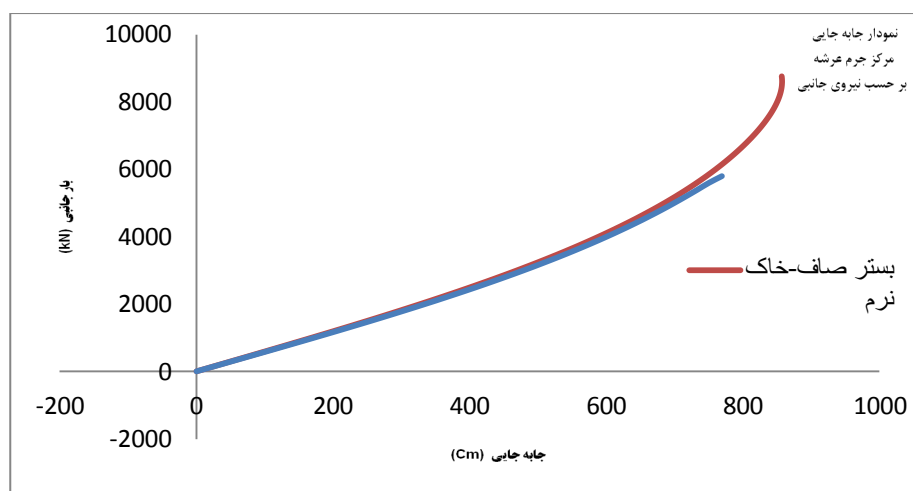
شکل (۵-۳۴) نمودار نیرو-جابه جایی اسکله با بستر شیب دار در جهت پایین شیب برای خاک نرم

### ۵-۳-۳-۴-۵- مقایسه نتایج مدل سازی با خاک رس نرم

با نرم کردن جنس خاک بستر شاهد افزایش چشم گیر جابه جایی ها و تنش های ایجاد شده در

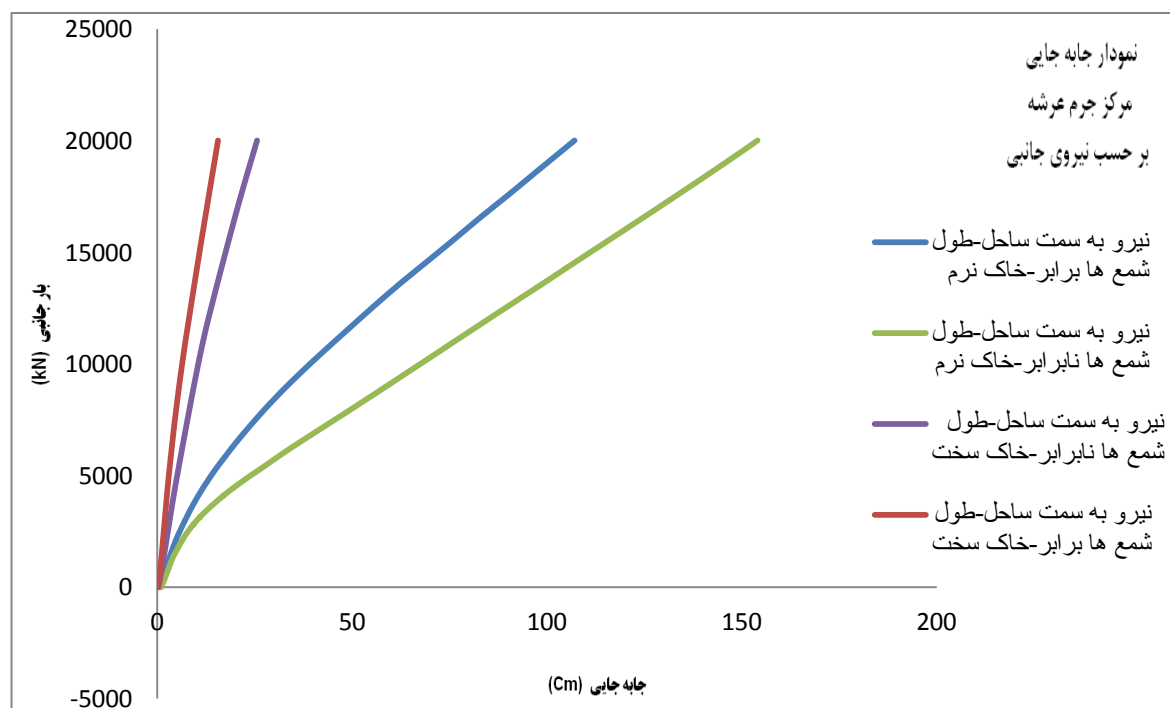
سازه هستیم. شکل (۵-۳۵) مقایسه جابه جایی اسکله ها با بستر افقی را در دو حالت جنس بستر خاک

رس سخت و خاک رس نرم نشان می دهد.



شکل (۵-۳۵) مقایسه نمودار نیرو-جابه جایی اسکله با بستر صاف در خاک رس نرم و سخت

در حالت کلی زمانی که نیرو به سمت بالای شیب اعمال شود اسکله با طول شمع های برابر و نابرابر و با جنس های متفاوت خاک بستر، رفتار بسیار متفاوتی از خود نشان می دهد که در شکل (۵-۳۶) مشاهده می شود. افزایش چشمگیر در جابه جایی ها در اثر تغییر جنس بستر به وضوح در نمودار دیده می شود.



شکل (۵-۳۶) مقایسه کلی نمودار نیرو-جابه جایی اسکله با بستر شیب دار در خاک نرم و سخت

همان طوری که ملاحظه می شود تغییر جنس خاک بستر، تفاوت زیادی در نتایج ایجاد می کند. توجه به این موضوع اهمیت بسیار زیادی دارد که نتایج به دست آمده در این فصل تنها مربوط به اسکله های مدل شده با مشخصات مذکور در پایان نامه می باشد. به دلیل حساسیت بالای مدل ها به تغییر شرایط و پارامترها خصوصاً تغییر در ابعاد اسکله و شیب و جنس خاک بستر، نمی توان این نتایج را برای همه اسکله ها تعمیم داد و یک نسخه کلی ارائه نمود. با ساخت مدل های بیشتر و تغییر در پارامترهای مختلف می توان به نتایج دقیق و کامل تر دست پیدا کرد.

## فصل هشتم:

# نتیجہ گیری و پیشہ داری



## ۶-۱- نتیجه گیری

با مدلسازی اسکله های شمع و عرشه مورد بررسی در این پایان نامه در حالت های مختلف و به روش های طول گیرداری و به همراه محیط پیوسته خاک با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه در نرم افزارهای SAP2000 و Abaqus نتایج ذیل متصور است:

### ۶-۱-۱- نتیجه گیری از مدلسازی به روش طول گیرداری

- ✓ ملحوظ کردن شیب بستر از طریق کاهش طول شمع ها از دریا به سمت خشکی، موجب کاهش دوره تناوب مودهای ارتعاشی (خصوصاً در جهت عمود بر ساحل) و در نتیجه افزایش ضریب بازتاب ساختمان (B) و به تبع آن افزایش برش پایه گردید.
- ✓ کاهش طول شمع های سمت ساحل موجب افزایش سختی سازه و افزایش لنگر خمشی در شمع های سمت ساحل می گردد.
- ✓ در نظر گرفتن شیب، همچنین باعث ایجاد پیچش در سازه شده و شمع های گوشه سمت ساحل را بیشتر تحت تاثیر قرارداده و موجب بحرانی تر شدن آن ها می شود.
- ✓ با کاهش طول شمع ها، شکل پذیری سازه کاهش پیدا می کند و در نقطه عملکرد، سازه احداث شده بر روی شیب، جابه جایی کمتری را به ازای تحمل برش پایه بیشتر نسبت به سازه واقع بر بستر صاف، تحمل می کند که این امر به علت افزایش سختی سازه با طول شمع های کوتاه تر می باشد.
- ✓ در جهت عمود بر ساحل، در نظر گرفتن شیب باعث بهبود سطح عملکرد سازه می شود و سطح عملکرد از ایمنی جانی به قابلیت استفاده بی وقفه ارتقاء می یابد.

✓ مدلسازی به روش طول گیرداری برای اسکله های واقع بر بستر شیب دار مناسب نیست. لذا نیاز به مدلسازی خاک به صورت محیط پیوسته و در نظر گرفتن اندرکنش کامل خاک و سازه می باشد.

✓ به علت تفاوت سطوح عملکرد در سازه های ساحلی با سطوح عملکرد موجود در FEMA که در نرم افزار SAP2000 نیز تعریف شده است، نرم افزار مذکور جهت آنالیز پوش آور و بررسی عملکرد اسکله ها مناسب نیست.

✓ نواقص و کاستی هایی که آیین نامه ها در تعیین حدود مجاز خرابی اسکله ها به صورت کمی دارند، کاربرد روش طراحی بر اساس سطح عملکرد را برای سازه های ساحلی در حال حاضر محدود می کند.

✓ تغییرات ایجاد شده در پاسخ سازه، با افزایش شیب بستر شدیدتر می گردد.

#### ۶-۱-۲- نتیجه گیری از مدلسازی به روش اندرکنش خاک و سازه

✓ علاوه بر تأثیر جنس خاک بستر، نتایج از سه منظر قابل بررسی هستند. یکی مقایسه اسکله واقع بر بستر صاف با اسکله احداث شده بر روی شیب، دیگری مقایسه رفتار اسکله واقع بر بستر شیب دار تحت بارهای جانبی اعمالی از سمت دریا به خشکی و بالعکس و در نهایت بررسی تأثیر افزایش طول شمع ها از خشکی به سمت دریا در اسکله های با بستر شیب دار.  
در مدل های اسکله بر روی بستر صاف:

✓ به علت تقارن سازه، تفاوتی در جهت اعمال بار وجود ندارد. جابه جایی اسکله انتقالی است و در سازه پیچش قابل ملاحظه ای ایجاد نمی شود.

✓ بیشترین مقدار لنگر خمشی شمع ها در محل فرو رفتن آن ها در خاک اتفاق می افتد ولی در سرشمع ها تمرکز تنش ایجاد نمی شود. همچنین توزیع تنش و مقادیر لنگر خمشی در تمام شمع ها تقریباً یکنواخت است.

در مدل های با بستر شیب دار

✓ در جهت عمود بر ساحل به علت مقاوت فشار خاک جابه جایی ها ناچیز است ولی در جهت موازی ساحل جابه جایی بیشتر می شود. این موضوع باعث ایجاد پیچش شدیدی در سازه می گردد که در حالت بستر افقی این پیچش مشاهده نمی شود. پیچش موجب بحرانی تر شدن شمع های ردیف آخر سمت ساحل خصوصاً شمع های گوشه می شود.

✓ ماکزیمم لنگر خمشی شمع ها در محل اتصال آن ها به عرشه (سرشمع) اتفاق می افتد و بیشترین مقدار لنگر در شمع ها مربوط به شمع های بالای شیب یا سمت خشکی می باشد.

✓ اختلاف بین ماکزیمم لنگر خمشی بین شمع های پایین شیب و بالای شیب در حالت نیرو به سمت دریا بسیار کمتر از حالت نیرو به سمت خشکی است.

✓ در اسکله با بستر افقی تنش در تمام شمع ها یکسان بود ولی با شیب دار کردن بستر، تنش در شمع های پایین شیب بسیار کمتر از زمانی است که بستر صاف فرض شده است. لذا سطح مقطع مورد نیاز شمع ها کمتر می شود و این امر می تواند به طرح اقتصادی اسکله ها کمک نماید.

✓ فشار خاک وارد بر شمع های بالای شیب از فشار وارد بر شمع های پایین شیب بیشتر بوده و نسبت این دو فشار تا دو برابر نیز مشاهده گردید.

✓ با تغییر جهت بارگذاری (جهت اعمال بار از خشکی به سمت دریا و بالعکس) اسکله های شمع و عرشه رفتار کاملاً متفاوتی از خود نشان می دهند. در حالت بارگذاری به سمت ساحل، شمع

سمت خشکی سهم نیروی به مراتب بیشتری نسبت به سایر شمع ها دارد و در واقع شمع های قائم بالای شیب درصد بسیار بالایی از کل نیروی جانبی عرشه و همچنین لنگرهای خمشی را به خود اختصاص می دهند.

✓ هنگامی که جهت نیروی وارده به عرشه به سمت خشکی باشد، به دلیل این که بخش اعظم خاک در حالت Passive قرار می گیرد، خاک نسبت به حالتی که جهت نیرو به سمت دریا باشد، رفتار مقاومتری بهتری از خود نشان می دهد و جابه جایی ها به میزان چشمگیری کمتر می شود.

✓ میزان جابه جایی عرشه در حالتی که نیرو به سمت پایین شیب اعمال می شود می تواند تا ۲ برابر حالتی باشد که نیرو به سمت بالای شیب اعمال می گردد (به ازای نیروی یکسان).

✓ نمودار نیرو-جابه جایی اسکله با بستر شیب دار در مقایسه اسکله با بستر افقی نشان می - دهد سازه در ازای تحمل نیروی بیشتر، جابه جایی کمتری دارد. (افزایش سختی سازه)

✓ در نظر گرفتن طول متفاوت برای شمع ها در مقایسه با حالتی که تمام شمع ها طول برابر دارند، باعث افزایش جابه جایی های اسکله و تشدید پیچش می شود. مقادیر لنگر خمشی و تنش در شمع ها افزایش پیدا کرده و در شمع های ردیف آخر سمت خشکی علاوه بر سرشمع، در قسمت های مدفون شمع نیز تنش های قابل ملاحظه ای به وجود می آید.

✓ در نظر گرفتن طول متفاوت برای شمع ها، موجب افزایش جابه جایی ها در دو جهت اعمال بار در مقایسه با طول برابر برای شمع ها می گردد. در واقع شکل پذیری سازه افزایش می یابد و به ازای نیروی برابر، سازه جابه جایی های بیشتری تحمل می کند.

✓ در نمودار اسکله های با بستر شیب دار ملاحظه می شود کاهش طول شمع ها از دریا به سمت خشکی موجب افزایش حدوداً ۲ برابری جابه جایی های اسکله نسبت به زمانی که طول شمع ها برابر است می گردد.

- ✓ جنس خاک بستر پارامتری است که که تأثیر بسزایی در نتایج دارد. در اسکله با بستر صاف زمانی که جنس بستر خاک رس نرم فرض می شود، جابه جایی سازه به علت کاهش مقاومت خاک به شدت افزایش می یابد. این امر موجب افزایش لنگرها و تنش های اعضا می گردد.
  - ✓ در مدل های با بستر شیب دار در مقایسه با بستر صاف در حالتی که جنس بستر، نرم باشد پیچش بسیار شدیدتر می شود و جابه جایی ها افزایش می یابند. در شمع های پایین شیب نیز تنش های قابل ملاحظه ای به وجود می آید.
  - ✓ در مدل های با بستر شیب دار جابه جایی سازه زمانی که خاک بستر نرم باشد، در حدود ۶ برابر حالتی است که جنس خاک سخت در نظر گرفته شده باشد
  - ✓ در مدل های شیب دار با خاک نرم با تغییر طول شمع ها شاهد افزایش ۵۰ درصدی در جابه جایی اسکله نسبت به زمانی که طول شمع ها برابر فرض شود، هستیم.
  - ✓ تغییر در ابعاد اسکله خصوصاً در جهت عمود بر ساحل و همچنین فاصله شمع ها از یکدیگر پارامترهایی هستند که تأثیر زیادی بر نتایج می گذارند.
- نتایجی که در این قسمت ارائه شد، با بررسی اسکله های مدل شده با مشخصات مذکور در این پایان نامه، به دست آمده اند. بدیهی است که نمی توان آن ها را برای تمامی اسکله ها تعمیم داد. با ایجاد مدل های بیشتر و تغییر در پارامتر های مختلف، می توان به نتایج دقیق و کامل تر دست پیدا کرد.

## ۶-۲- پیشنهاد جهت تحقیقات آینده

همواره در جریان انجام فعالیت های تحقیقاتی، با روشن شدن ابعاد جدید مسئله مورد بررسی، سوالات و مسائل جدیدی پیش روی محققان قرار می گیرد و زمینه ساز کارهای آینده می شود. تحقیق حاضر نیز از این قاعده مستثنی نیست. مواردی که در خلال انجام پایان نامه و پس از اتمام آن، برای تحقیقات آینده اینجانب به آن توجه کردم عبارتند از:

- ❖ توسعه معیارهای کمی و دقیق برای خرابی در سطوح مختلف جهت استفاده کامل از روش طراحی بر اساس سطح عملکرد و تکمیل راهنمای طراحی لرزه ای اسکله ها
- ❖ مدلسازی اسکله شمع و عرشه به همراه خاک اطراف آن در نرم افزار Plaxis3D و استخراج منحنی لنگر خمشی شمع ها
- ❖ آنالیز حساسیت مدل ها به تغییر پارامترهایی چون تعداد ردیف های شمع های عمود بر ساحل، شیب بستر، چند لایه ای بودن خاک بستر، سطح مقطع و جنس شمع ها (لوله ای توپر، لوله ای توخالی، فولادی و ...)، ایجاد پیش تنیدگی در شمع ها و ... در مدل های اسکله به همراه خاک در نرم افزارهایی Abaqus و یا Plaxis3D
- ❖ مدلسازی شمع ها یا اسکله در نرم افزار Abaqus به دو روش طول گیرداری و اندرکنش خاک و سازه و مقایسه نتایج و حصول به فرمول محاسبه دقیق طول گیرداری شمع ها در شیب از طریق آزمون و خطا
- ❖ تحلیل دینامیکی طیفی و تاریخچه زمانی بر روی تمامی مدل ها

پیوست اول:

روش‌های تحلیل سازه‌های ساحلی در برابر زلزله

در میان بارهای جانبی وارد بر اسکله، نیروی زلزله از اهمیت بیشتری برخوردار است و غالباً نیز این نیرو حاکم می باشد. ضعف عملکرد اسکله های طراحی شده بر اساس آیین نامه های قدیمی در زلزله های اخیر، محققین را به سمت تحلیل های غیرخطی و طراحی براساس سطح عملکرد سوق داده است. در این فصل با روش های تحلیل لرزه ای اسکله ها، سطوح عملکرد، آنالیز پوش آور و ... آشنا می شویم.

## پ۱-۱- ضعف عملکرد اسکله ها در زلزله های گذشته و اهمیت موضوع

ضعف عملکرد اسکله ها در زلزله های اخیر در جهان و همچنین لرزه خیزی بالای کشورمان، لزوم تحقیق و پژوهش در مورد این سازه ها و بررسی رفتار آن ها با جدیدترین دستاوردهای مهندسی را به اثبات رسانیده است. چند نمونه از خرابی اسکله ها در زلزله ها را بررسی می کنیم:

### پ۱-۱-۱- زلزله آلاسکا<sup>۱۹</sup> (۱۹۶۴)

بزرگی این زلزله  $8/3$  ریشتر بود که آسیب های زیادی به پل های بزرگراه ها وارد کرد. اسکله سیتی داک<sup>۲۰</sup> که یک سازه بتن مسلح بود و بر روی شمع های قائم فولادی با قطر ۴۰-۱۰۵ سانتیمتر و شمع های مایل فولادی به قطر ۳۵-۵۰ سانتیمتر و در خاک رس سفت قرار گرفته بود صدمات شدیدی دید. شتاب پیک افقی زمین  $0/3g$  تخمین زده شد [۱۰۱]. بار اینرسی اضافی ناشی از یخ زدن آب اسکله پاسخ لرزه ای مجموعه را افزایش داد. لنگرگاه نزدیک به  $1/2$  متر نشست کرد و در جنوب به میزان ۲۰ سانتی متر و در شمال ۴۳ سانتیمتر به سمت خارج تغییر مکان داد.

شمع های مایل در اثر خم شدگی و کمانش آسیب دیده اند ولی بعضی از شمع های قائم بدون آسیب مانده اند [۹۷].

---

<sup>۱</sup>Alaska  
<sup>۲</sup>City Dock



## پ ۱-۱-۲- زلزله لوماپریتا<sup>۲۱</sup> (۱۹۸۹)

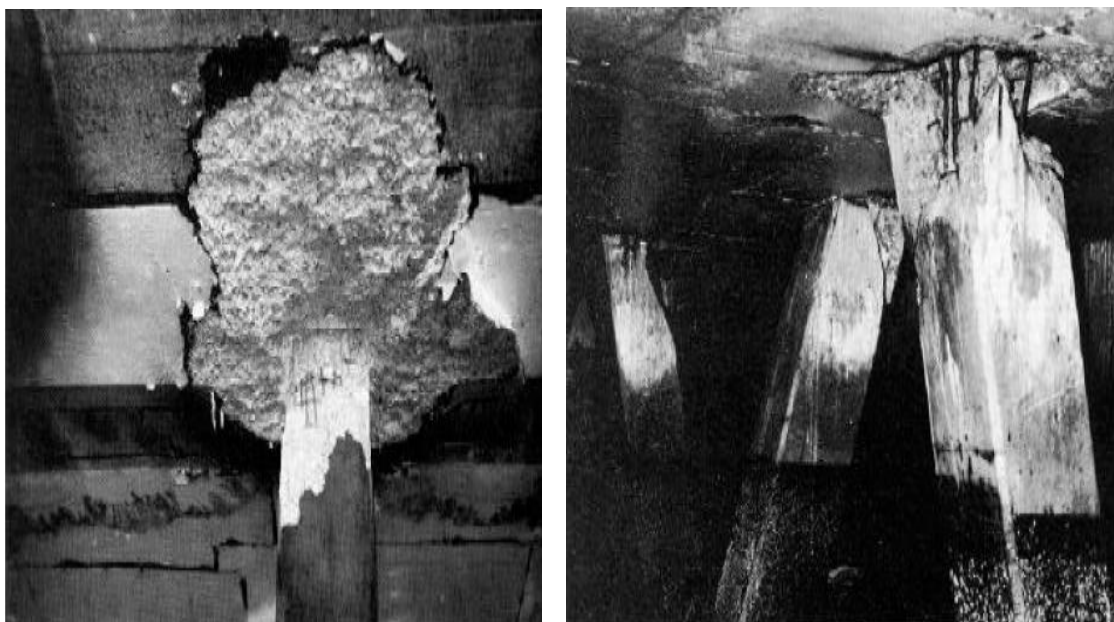
بزرگای این زلزله ۷ ریشتر بود و در اثر آن به شمع های تأسیسات بندر و سازه های دریایی اطراف سانفرانسیسکو صدمه متوسطی وارد شد. شتاب افقی ماکزیمم زلزله  $0/45g$  اندازه گیری شده بود که باعث ایجاد صدمات شدیدی در ترمینال شماره ۷ گردید و اسکله آن  $0/1$  متر تغییر مکان جانبی داد [۱۰۲].

در این ترمینال شمع های مایل مرکزی در خاکریز شل هیدرولیکی قرار گرفته بود. این خاک نشست کرد و دچار روانگرایی و پخش شدگی جانبی شد، در نتیجه این شمع ها تحت اثر نیروی محوری ناشی از نیروی جانبی زلزله دچار نشست و گسیختگی برشی شدند. در حدود ۶۰۰ شمع مایل که ۹۵٪ کل شمع های مایل را تشکیل می داد اکثراً در نواحی اتصال به سر شمع دچار ترک خوردگی و شکستگی شدند [۷۶].

در بندر اوکلند نیز شمع های مربعی مایل در نزدیکی محل اتصال با سر شمع دچار گسیختگی برشی شدند. در این مورد همچنین روانگرایی و نشست در خاک اطراف شمع مشاهده شد [۱۰۲]. در شکل (پ ۱-۱) نمونه هایی از خرابی شمع های مایل در اثر زلزله لوماپریتا مشاهده می شود.

---

<sup>۲</sup>Loma perita



شکل (پ ۱-۱): نمونه هایی از خرابی شمع های مایل در اثر زلزله لوماپریتا [۶]

### پ ۱-۱-۳- زلزله کاستاریکا<sup>۲۲</sup> (۱۹۹۱)

زلزله کاستاریکا با بزرگی  $7/5$  ریشتر باعث به وجود آمدن آسیب های شدیدی شامل روانگرایی و خرابی تعداد زیادی پل و شمع های آنها شد. شمع های قسمت جنوبی پل سه دهانه ریوبامانو<sup>۲۳</sup> ۹ درجه چرخیدند که این چرخش باعث حرکت جانبی به میزان ۳۶ سانتیمتر در شمع های بتنی مربعی شکل پیش تنیده به ضلع ۶۶ سانتیمتر شد. شمع های مایل که در قسمت جلویی پل قرار گرفته بودند شکست برشی را متحمل شدند ولی شمع های قائم آسیب کمتری دیدند [۷۶]. شکل (پ ۱-۲) نمونه هایی از خرابی شمع های اسکله ها در اثر زلزله کاستاریکا نشان داده شده است.

<sup>۲۲</sup>Costa Rica  
<sup>۲۳</sup>Rio Bamaro Bridge



شکل (پ ۱-۲): نمونه هایی از خرابی شمع های اسکله ها در اثر زلزله کاستاریکا [۷۱]

#### پ ۱-۱-۴- زلزله کوبه<sup>۲۴</sup> (۱۹۹۵)

زلزله ۷/۲ ریشتری کوبه، ویران کننده ترین زلزله در ۶۰ سال اخیر در ژاپن بود که خسارات زیادی به مناطق شهری وارد کرده و باعث کشته شدن ۵۵۰۰ و خسارت وارد آمدن به ۲۰۰۰۰۰ خانه شد. این زلزله خسارتی بالغ بر ۲۰۰ میلیارد دلار به شهر کوبه و دولت ژاپن وارد کرد.

شتاب حداکثر این زلزله در جهت شمالی- جنوبی  $0.18g$  و در جهت شرقی- غربی  $0.16g$  و حداکثر شتاب قائم  $0.3g$  ثبت شده و مدت زمان تداوم آن ۲۰ ثانیه گزارش شده است. در اسکله هیگاشی<sup>۲۵</sup> کوبه که روی شمع قرار داشت، اتصال ضعیف شمع های فولادی با قطر ۳۵ تا ۳۰ سانتیمتر به سر شمع ها باعث گسیختگی برشی شمع ها در ناحیه اتصال به سر شمع شد [۷۶].

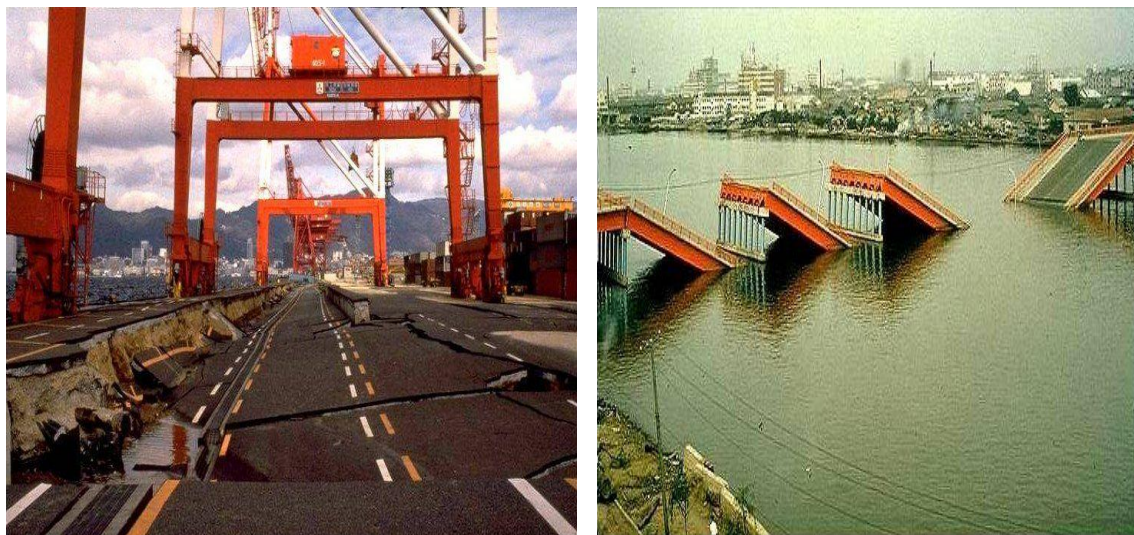
---

<sup>۲۴</sup>Kobe

<sup>۲۵</sup>Higashi

در ناحیه بندری روکو<sup>۲۶</sup> به دلیل ضعف در طراحی شمع‌ها تحت برشی ناشی از پخش شدگی جانبی دچار گسیختگی برشی شدند.

در یک اسکله، شمع‌های لوله‌ای فولادی با قطر ۷۰ سانتیمتر به علت جابه‌جایی لایه‌شن اطراف و از بین رفتن نیروی فشاری خاک بر جداره شمع دچار بیرون زدگی شده و به یک طرف متمایل گردیده بودند. همچنین ساختمان‌های قرار گرفته بر شمع‌های پیش‌ساخته بتنی نشست کردند و بعضی از آنها کج شدند [۷۶]. شکل (پ ۱-۳) نمونه‌هایی از خرابی اسکله‌ها در اثر زلزله کوبه را نشان می‌دهد.



شکل (پ ۱-۳): نمونه‌هایی از خرابی اسکله‌ها در اثر زلزله کوبه

### پ ۱-۱-۵- زلزله کوجائلی<sup>۲۷</sup> ترکیه (۱۹۹۹)

این زلزله موجب خرابی دیوارهای ساحلی بلوکی و جرثقیل‌های اسکله‌ها و فرو افتادن آن‌ها از محل خود شد؛ شکل (پ ۱-۴).

<sup>۲۶</sup>Rokko  
<sup>۲۷</sup>Kocaeli



شکل (پ ۱-۴): خرابی اسکله و جرثقیل آن در زلزله ترکیه [۱]

با توجه به عملکرد نامطلوب اسکله ها در زلزله های اخیر، بررسی رفتار آن ها با آخرین روش ها و جدیدترین دستاوردهای مهندسی زلزله ضروری است.

## پ ۱-۲- روش های طراحی سازه ها

یکی از نقاط ضعف اسکله های آسیب دیده در زلزله های گذشته فلسفه حاکم بر طراحی آن ها بوده است. در این قسمت به طور خلاصه به مرور روش های طراحی لرزه ای سازه ها، روند تغییر آن ها در سالیان اخیر و نقاط قوت و ضعف آن ها می پردازیم.

### پ ۱-۲-۱- روش های طراحی مبتنی بر نیرو

یک روش سنتی طراحی برای زلزله یک سطحی است که نیروهای زلزله معمولاً بر اساس روش استاتیکی معادل یا روش جمع آثار مدها محاسبه می گردد. در این روش نیروها توسط ضریب رفتار  $R$  کاهش یافته و شکل پذیری سازه را تضمین می کند. مطابق با نیروهای کاهش یافته، تنش ها در اعضای

سازه محاسبه شده و مقطع اعضای سازه با محدود کردن تنش ها به تنش های مجاز آیین نامه تعیین می شود. عدم درک صحیح از رفتار سازه در هنگام زلزله، تحلیل الاستیک سازه، در نظر نگرفتن تغییر شکل ها به عنوان معیاری برای طراحی و غیر اقتصادی بودن طراحی به روش نیرو از نقایص این روش است [۸۰].

### پ۱-۲-۲- روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان

یک روش طراحی بر اساس دو سطح زلزله است. در این روش معیارهای تغییر مکانی نظیر کرنش، انحنای و شکل پذیری اعضا به عنوان حالات حدی در هر یک از سطوح زلزله تعیین می شوند. در این روش بر اساس خسارت های تعیین شده در هر سطح زلزله معیارهای کمی تغییر شکل تعیین و اعضای سازه برای رسیدن به آن تغییر شکل طراحی می شوند. در اسکله ها معیارهای تغییر شکل عمدتاً بر روی شمع ها که تنها عضو شکل پذیر در این گونه سازه ها هستند اعمال می شود. از محاسن این روش امکان ارزیابی و کنترل رفتار غیر خطی سازه و اقتصادی بودن طرح می باشد [۸۰].

### پ۱-۲-۳- روش طراحی مبتنی بر ظرفیت نهایی

روشی بر اساس ایجاد یک مکانیزم مشخص در سازه است. برای تشکیل این مکانیزم اعضای سازه باید به گونه ای طراحی شوند که گسیختگی ها و تغییر شکل های بزرگ در اعضای خاصی رخ داده و بخش عمده ای از انرژی زلزله در آن ها جذب شود. این اعضا کنترل شونده توسط تغییر مکان نامیده شده و تسلیم ابتدا در آن ها به وقوع می پیوندد. این اعضا باید با حفظ تغییر شکل های محدود، شکل پذیری مورد انتظار را نیز برآورده کنند. دیگر اعضای سازه کنترل شونده توسط نیرو نامیده شده و باید برای حداکثر نیروی تسلیم در اعضای کنترل شونده توسط تغییر مکان طراحی شوند [۸۰]. در حال حاضر آیین نامه های نیوزیلند و Euro Code بر مبنای این روش استوار هستند [۶].

## پ ۱-۲-۴- روش طراحی بر اساس سطح عملکرد

هدف از طراحی لرزه ای بر اساس سطح عملکرد این است که طراحان را قادر سازد تا سازه هایی طراحی کنند که رفتار آن ها قابل پیش بینی باشد. در این روش با دخیل کردن کارفرما در انتخاب میزان خطرپذیری در طرح سازه برای سطوح مختلف زلزله با توجه به اهمیت سازه و بودجه کار، عملکرد سازه مشخص می شود. اکثر آیین نامه های جدید مانند PIANC و MOTEMS و راهنمای طراحی لرزه ای اسکله های ایران بر مبنای این روش هستند و به اختصار به بررسی آن می پردازیم.

روش طراحی لرزه ای سازه ها، بخصوص سازه های ساحلی و اسکله ها بعد از وقوع زلزله های دهه ۱۹۹۰ بخصوص ۱۹۹۴ نورثریج<sup>۲۸</sup> آمریکا و ۱۹۹۵ کوبه دچار تغییرات اساسی گردید. قبل از این عموماً سازه ها برای یک زلزله طرح واحد و با روش های ساده شبه استاتیکی طراحی می شدند. حتی در صورت بکارگیری تحلیل های دینامیکی پیچیده تر، عموماً روش های مرسوم به تنش مجاز مورد استفاده قرار می گرفتند. در خصوص ابنیه ژئوتکنیکی نیز اغلب روش های مبتنی بر تحلیل پایداری حدی مورد استفاده واقع می شد.

اغلب سازه های ساحلی به خصوص دیوارهای ساحلی که با این روش طراحی شده بودند و برای طراحی آنها از یک ضریب معادل لرزه ای موثر استفاده شده بود، در زلزله ۱۹۹۵ کوبه دچار آسیب های جدی شدند. با توجه به اینکه این آسیب ها برای سازه هایی اتفاق افتاد که عملکرد بهتری از آنها انتظار می رفت و تخریب آن ها باعث توقف بهره دهی امکانات مهمی می شد، این تفکر بوجود آمد که عملکرد مطلوب می تواند بعنوان شاخص مناسب طراحی لرزه ای تلقی گردد. از طرف دیگر روش های شبه

---

<sup>۲۸</sup>Northridge

استاتیکی به تنهایی قادر نبودند نوع عملکرد و پاسخ عملکردی سازه ها که عموماً باید به صورت تغییر شکل ها و تغییر مکان های بعد از زلزله بیان گردند را ارائه نمایند.

از طرفی دیگر مشخص گردید که عملکرد سازه ها به ازای زلزله های با احتمال وقوع بیشتر در مقایسه با زلزله های با احتمال وقوع کمتر می تواند با توجه به اهمیت سازه و عملکرد مورد انتظار متفاوت باشد. متعاقب این تفکر، روش طراحی جدیدی بر مبنای عملکرد سازه ها در برابر زلزله ارائه گردید. امروزه در روش های مدرن طراحی سازه های ساحلی و بندری، روش طراحی بر مبنای عملکرد مورد استفاده قرار می گیرد. روش طراحی بر مبنای عملکرد از سه جز مهم برای طراحی مطلوب لرزه ای برخوردار می باشد. در این روش، زلزله طرح به بیش از یک زلزله افزایش یافته است. به عبارت دیگر سازه برای دو یا تعداد بیشتر زلزله طرح، طراحی می گردد. زلزله های طرح با توجه به طراحی مطلوب مورد انتظار شامل زلزله های متوسط و زلزله های شدیدتر می گردند.

برای حصول به یک سطح عملکرد خاص ضروری است که سازه به ازای هر دو نوع زلزله تحلیل گردد. بدیهی است پاسخ سازه به دو زلزله متوسط و شدید یکسان نخواهد بود؛ لکن با توجه به پاسخ محاسبه شده برای هر دو سطح زلزله، پاسخ بدست آمده بایستی سطح عملکرد مورد نظر را ارضا نماید. علاوه بر سطح زلزله طرح و سطح عملکرد که دو جز مهم طراحی بر مبنای عملکرد هستند، انتخاب روش های تحلیل لرزه ای مناسب جهت محاسبه پاسخ سازه در سطوح مختلف زلزله طرح با توجه به تفاوت دقت و هزینه های مربوط به محاسبه، جز موارد مهم در این روش طراحی هستند. در ادامه روش طراحی بر اساس سطح عملکرد اسکله ها را مطابق راهنمای طراحی لرزه ای اسکله ها بیان می کنیم. اکثر بخش های آن مشابه سایر آیین نامه های دیگر است و هر جا تفاوتی با آیین نامه معتبر PIANC وجود دارد بیان می گردد.



در طراحی بر مبنای عملکرد، ترازهای مناسبی برای زلزله های طرح مشخص شده و برای هر یک مقدار خرابی مجاز تعیین می شود. عموماً دو تراز لرزه ای بعنوان زلزله های طرح استفاده می شوند که عبارتند از:

**زلزله سطح یک (L1):** زلزله هایی که وقوع آنها در طول عمر سازه محتمل تر است و زلزله هایی متوسط هستند. احتمال وقوع ای زلزله ۵۰٪ در عمر مفید اسکله می باشد.

**زلزله سطح دو (L2):** زلزله هایی که احتمال وقوع آنها در طول عمر مفید سازه کمتر است و زلزله هایی قوی هستند. احتمال وقوع ای زلزله ۱۰٪ در عمر مفید اسکله می باشد.

در خصوص طراحی اسکله هایی که جهت بارگیری و حمل مواد خطرناک و قابل نشت مورد استفاده قرار می گیرند، زلزله سطح سه (L3) با توافق کارفرما قابل تعریف می باشد. زلزله سطح ۳ زلزله هایی را شامل می شود که احتمال وقوع آن ها در طول عمر مفید سازه بسیار کم بوده و زلزله های بسیار قوی هستند.

مقدار خرابی مجاز بر مبنای نیازهای استفاده کنندگان از سازه تعیین می شود و ممکن است بر اساس مقادیر مجاز خرابی سازه ای و خرابی بهره دهی نشان داده شده در جدول (پ ۱-۱) مشخص شود.

جدول (پ ۱-۱): سطوح خرابی مجاز در طراحی بر مبنای عملکرد [۱]

سطح خرابی مجاز	سازه ای	بهره دهی
درجه ۱: قابل بهره دهی	بدون خرابی یا خرابی خیلی کم	افت بهره دهی خیلی کم
درجه ۲: قابل ترمیم	خرابی کنترل شده	افت کوتاه مدت بهره دهی
درجه ۳: در آستانه تخریب	خرابی گسترده در آستانه تخریب	افت کلی یا بلند مدت بهره دهی
درجه ۴: تخریب	خرابی کامل سازه	بدون امکان بهره دهی

بعد از تعیین زلزله های طرح و سطوح مجاز خرابی ها، عملکرد لازم برای یک سازه را می توان با سطوح عملکرد  $S_1$ ،  $S_2$ ، A، B و C که در جدول (پ ۱-۲) مشخص شده اند، تعیین کرد. در طراحی بر مبنای عملکرد، سازه اسکله طوری طراحی می شود که سطوح عملکرد مذکور را ارضا نماید.

جدول (پ ۱-۲): سطوح مختلف عملکرد با توجه به سطح زلزله طراحی [۱]

زلزله طراحی			سطح عملکرد
سطح سه (L3)	سطح دو (L2)	سطح یک (L1)	
درجه ۱: قابل استفاده	درجه ۱: قابل استفاده	درجه ۱: قابل استفاده	<b>S<sub>1</sub></b>
لزومی به کنترل ندارد	درجه ۱: قابل استفاده	درجه ۱: قابل استفاده	<b>S<sub>2</sub></b>
لزومی به کنترل ندارد	درجه ۲: قابل ترمیم	درجه ۱: قابل استفاده	<b>A</b>
لزومی به کنترل ندارد	درجه ۳: در آستانه تخریب	درجه ۱: قابل استفاده	<b>B</b>
لزومی به کنترل ندارد	درجه ۴: تخریب	درجه ۲: قابل ترمیم	<b>C</b>

در آیین نامه PIANC چهار سطح عملکرد A، B، C و S وجود دارد [۱۰۳].

#### پ ۱-۲-۴-۱- معیار خرابی

در روش طراحی بر مبنای عملکرد، سطح قابل قبول خرابی که همان معیار خرابی است بایستی به صورت مقادیری همچون جابجایی، حالت تنش حدی و شکل پذیری یا کرنش حدی و بر اساس تابعی از پاسخ لرزه ای سازه مورد نظر معلوم گردد. معیارهای خرابی معمولاً توسط گروهی از مهندسين و با همکاری و مشاوره با کارفرمایان و استفاده کنندگان سازه ها باید تعیین گردند. در واقع تطابق عملکرد سازه ای، با آنچه که استفاده کننده مرز قابل استفاده بودن یا نبودن به شمار می آورد باید توأمأ سطح

خرابی قابل قبول را تشکیل دهند. به عبارت دیگر سطح خرابی قابل قبول هم به میزان تغییرات و خرابی سازه ای مرتبط است و هم به تاثیر این خرابی ها بر نحوه ادامه استفاده از سازه مربوط می شود.

همانگونه که در قسمت قبلی اشاره شد این دو نوع سطح خرابی به خرابی سازه ای و خرابی بهره دهی موسوم هستند. انتخاب سطح خرابی مورد توافق بین عملکرد سازه ای و انتظارات بهره دهی از ناحیه کارفرما به نوع سازه بستگی دارد. لکن بعد از این انتخاب، بایستی مقادیر متغیرهای مهندسی از قبیل جابجایی و تغییر شکل و ... برای ارضای سطح قابل قبول خرابی انتخاب شده، بدرستی ارائه گردد. میزان مقادیر مذکور به کیفیت ساخت و ساز و ملاحظات اقتصادی نیز می تواند بستگی داشته باشد. در جدول (پ ۱-۳) معیار خرابی اسکله ها در درجات مختلف بیان شده است.

جدول (پ ۱-۳) معیار خرابی اسکله ها در درجات مختلف [۱]

درجه ۴	درجه ۳	درجه ۲	درجه ۱	متغیر	
غیر قابل اعمال	غیر قابل اعمال	غیر قابل اعمال	کمتر از ۰/۱ تا ۰/۳ متر	اختلاف نشست بین عرشه و زمین مجاور	جابجایی ماندگار
غیر قابل اعمال	غیر قابل اعمال	غیر قابل اعمال	کمتر از ۲° تا ۳°	کج شدگی ماندگار به سمت دریا	
پاسخ بدتر از وضعیت رده ۳	پاسخ شکل پذیر نزدیک انهدام (مفصل پلاستیک جفت می تواند در یک یا تعداد محدودی از شمع ها تشکیل گردد)	پاسخ کنترل شده محدود غیر خطی شکل پذیر و تغییر شکل ماندگار طوری که سازه قابل ترمیم باشد	پاسخ الاستیک سازه شمع با تغییر شکل ماندگار بسیار کم یا بدون تغییر شکل	شمع ها	پاسخ حداکثر

متأسفانه در سازه های ساحلی معیارهای خرابی بیشتر کیفی هستند تا کمی. کاربرد روش طراحی بر اساس سطح عملکرد در اسکله ها مطلب جدیدی است و محققین در دنیا در حال تلاش جهت تکمیل این قبیل کاستی ها می باشند.

### پ ۱-۲-۴-۲- تحلیل لرزه ای

تحلیل لرزه ای سازه های ساحلی در سه گام انجام می شود:

✓ در گام اول تحریک ناشی از زلزله بر روی سنگ بستر محل مورد نظر به کمک تحلیل خطر لرزه ای به کمک اطلاعات زمین شناسی و تکتونیکی انجام می شود.

✓ گام دوم شامل بررسی پاسخ دینامیکی خاک بوده و در دو مرحله صورت می پذیرد:

➤ مرحله اول: بررسی و ارزیابی اثرات ساختگاهی برای تعیین زلزله طرح

➤ مرحله دوم: بررسی پتانسیل روانگرایی خاک محل و همچنین بررسی گسیختگی

محتمل در خاک در اثر زلزله

✓ در گام سوم تحلیل سازه صورت می پذیرد. تحلیل ها به سه روش تحلیل شبه استاتیکی، تحلیل

شبه دینامیکی و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی انجام می شود. روش تحلیل متناسب با هر

سطح عملکرد از جدول (پ ۱-۴) به دست می آید.

جدول (پ ۱-۴): روش های تحلیل مورد نیاز برای هر سطح عملکرد [۱]

سطح عملکردی سازه				نوع روش تحلیل مورد استفاده
*S <sub>1</sub>	A	B	C	
				۱ - روش های شبه استاتیکی: مناسب برای تخمین حد الاستیک یا حد گسیختگی و حدود تقریبی جابجایی
				۲ - روش های شبه دینامیکی: ر مقایسه با روش های شبه استاتیکی قابل اعتمادتر بوده و امکان محاسبه تنش و کرنش بر اساس مدل گسیختگی مفروض را می دهند.
				۳ - تحلیل دینامیکی: پیچیده ترین روش بوده و امکان تعیین مدل های گسیختگی و میزان تنش و کرنش را با دقت بیشتری می دهند.
				طرای استاندارد نهایی
				طراحی مقدماتی با سطوح پایین تحریک لرزه ای

\*برای طراحی سازه های با اهمیت S<sub>1</sub> برای سطح عملکرد متناسب با S<sub>1</sub> انجام آزمایش های مدل فیزیکی مناسب یا نتایج اندازی گیریهای واقعی جهت تأیید تحلیلهای دینامیکی و کالیبره کردن مدل های تحلیلی ضروری است.

عموماً از دو نوع آزمایش مدل برای بررسی رفتار دینامیکی ابنیه استفاده می شود که عبارتند از:

۱ - آزمایش میز لرزه در محیط ng با دستگاه سانتریفیوژ

۲ - آزمایش میز لرزه در محیط 1g.

منظور از 1g شتاب ثقل طبیعی زمین است و منظور از ng محیط مصنوعی با شتاب ثقل n برابر شتاب ثقل g

زمین است که از طریق چرخش دستگاه سانتریفیوژ بوجود می آید.

پ ۱-۲-۳-۴-۳- طراحی بر مبنای عملکرد به صورت گام به گام

گام های اصلی در طراحی بر مبنای عملکرد بصورت ذیل هستند:

۱ - انتخاب یکی از سطوح عملکرد  $S_1, S_2, A, B, C$  : این گام عموماً با مراجعه به جداول (پ ۱-۱ و پ ۱-۲) و انتخاب مقدار خرابی متناسب با نیازهای مالکین و استفاده کنندگان انجام می شود. روش دیگر برای انتخاب سطح عملکرد، بر مبنای اهمیت سازه است. درجه اهمیت سازه ها در اکثر آیین نامه های لرزه ای و استانداردها بیان شده است. برای مثال این روش در جدول (پ ۱-۵) نشان داده شده است.

جدول (پ ۱-۵): تعیین سطح عملکرد بر مبنای اهمیت سازه [۱]

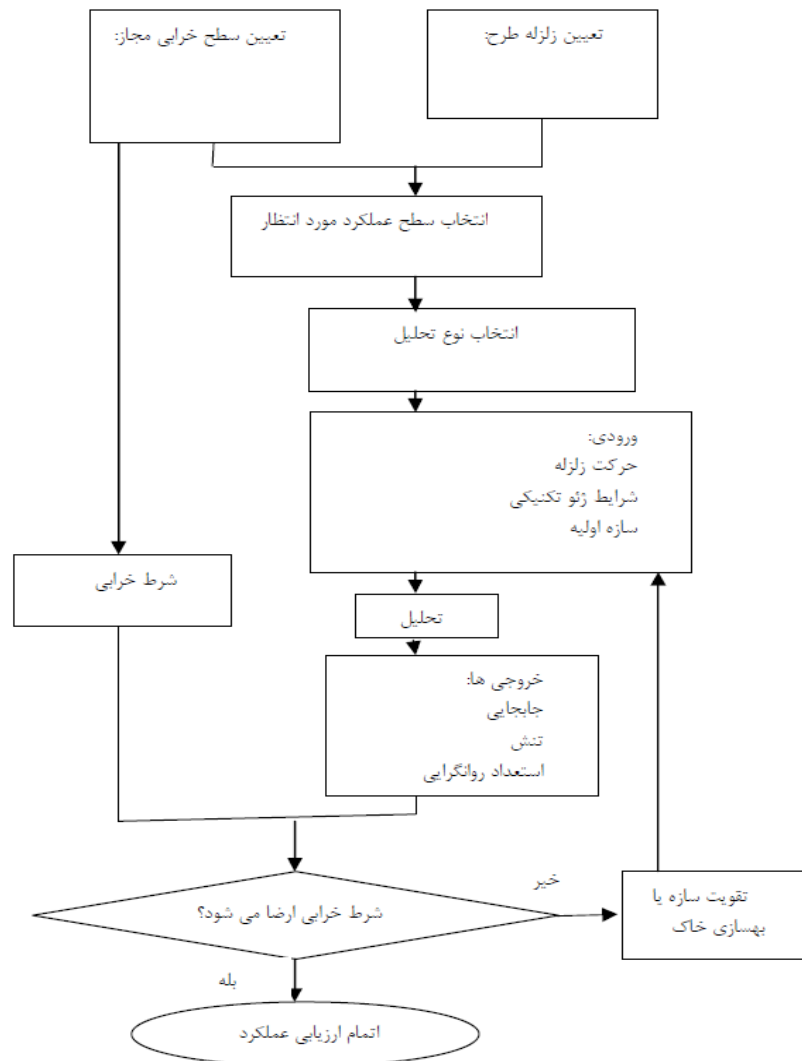
مرتبۀ اهمیت پیشنهادی سازه ساحلی	تعریف براساس آثار لرزه ای بر سازه ها	سطح عملکرد
گروه فوق ویژه	سازه های حساس با امکان زیان گسترده جانی و مالی در اثر خسارت لرزه ای خصوصاً نشت مواد خطرناک	$S_1$
گروه ویژه	سازه های کلیدی که برای جبران حادثه زلزله باید قابل استفاده باقی بمانند. سازه های حساسی که در صورت تخریب آنها، فعالیت های اقتصادی و اجتماعی در منطقه مختل خواهند شد.	$S_2$
گروه مخصوص یا گروه A	سازه های اصلی که اثرات وخیم کمتری نسبت به سطح $S_2$ دارند یا سازه هایی که در صورت خسارت، بسختی قابل ترمیمند.	<b>A</b>
گروه A یا B	سازه های معمولی غیر از سازه های سطوح $S, A, C$	<b>B</b>
گروه B یا C	سازه های کوچک قابل ترمیم	<b>C</b>

۲- تعیین معیار خرابی: مشخص کردن تراز خرابی مجاز با متغیرهایی چون جابجایی، شرایط تنش حدی یا ضریب شکل پذیری.

۳- تحلیل سازه با روش متناسب با سطح عملکرد مورد نظر

۴- ارزیابی عملکرد لرزه ای یک سازه: این ارزیابی عموماً با مقایسه نتایج تحلیل لرزه ای با معیار خرابی صورت می گیرد. در صورتی که نتایج تحلیل، معیار خرابی را تأمین نکند، طرح مفروض یا سازه موجود باید اصلاح شود. به دلیل کاستی در معیارهای خرابی اسکله ها و نبود مقادیر دقیق کمی، در حال حاضر نمی توان به طور کامل نتایج تحلیل را با مقادیر مجاز خرابی مقایسه نمود.

در شکل (پ ۱-۵) فلوچارتی از روش طراحی بر اساس سطح عملکرد نمایش داده شده است.



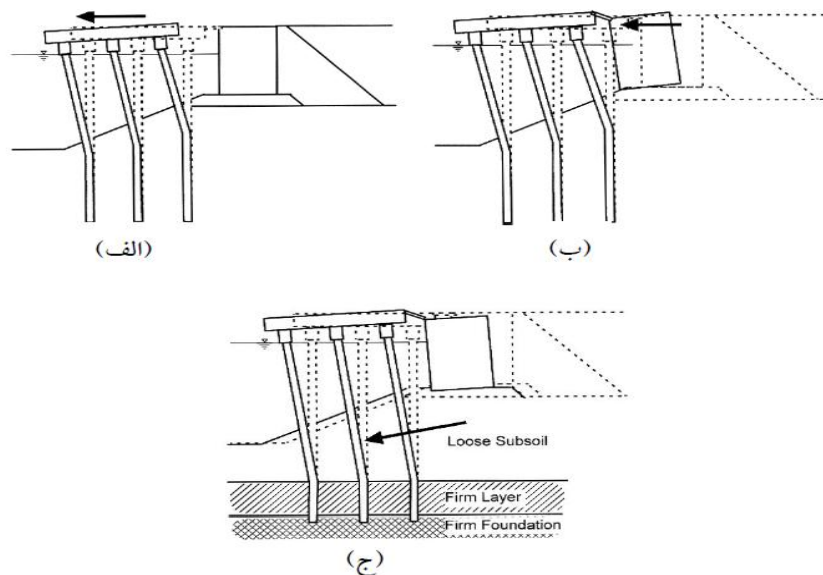
شکل (پ ۱-۵) فلوچارت روش طراحی بر اساس سطح عملکرد برای سازه های بندری

### پ ۱-۳- مودهای ناپایداری اسکله های شمع و عرشه

سیستم شمع و عرشه شامل عرشه ای بوده که به کمک شمع ها و دایک مهار شده است. در برخی موارد که سنگریزی مورد نیاز جهت ایجاد دایک در زیر عرشه از لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه نباشد، در ناحیه پشت سیستم شمع و عرشه، از یک دیوار ساحلی وزنی و یا سپری جهت جایگزینی بخشی از دایک



استفاده می شود. پاسخ لرزه ای سیستم شمع و عرشه تا حد بسیار زیادی به اندرکنش پیچیده خاک-سازه در هنگام وقوع زلزله بستگی دارد. شکل (پ ۱-۶) مودهای ناپایداری اسکله های شمع و عرشه را بیان می کند



شکل (پ ۱-۶): مودهای ناپایداری اسکله های شمع و عرشه [۱]: الف- تغییر شکل ناشی از نیروی اینرسی عرشه، ب- تغییر شکل ناشی از نیروی افقی اعمالی از سوی دیوار نگهدارنده، ج- تغییر شکل ناشی از تغییر مکان جانبی خاک سست زیرین

مودهای معمول ناپایداری و گسیختگی این نوع سیستم ها در هنگام وقوع زلزله به میزان بزرگای نیروهای اینرسی در مقایسه با تغییر مکان زمین بستگی دارد.

از آنجایی که یکی از انواع مودهای ناپایداری این نوع سیستم، مطابق شکل (پ ۱-۶ ج) ناپایداری تغییر شکل خاک بستر آن می باشد، در نظر گرفتن ملاحظات خاص ژئوتکنیکی در طراحی آن ضروری به نظر می رسد.

## پ ۱-۴- روش های تحلیل اسکله ها در برابر زلزله

### پ ۱-۴-۱- روش استاتیکی معادل

در این روش بار زلزله به صورت یک نیروی استاتیکی به مرکز جرم عرشه وارد می شود. مقدار این نیرو برابر درصدی از وزن مؤثر سازه می باشد.

$$V=CW \quad (\text{پ ۱-۱})$$

$W$  وزن مؤثر سازه که مطابق آیین نامه ایران برابر بار مرده به همراه ۴۰ درصد بار زنده می باشد [۴]. هرچند برخی از آیین نامه ها میزان مشارکت بار زنده را ۵۰ درصد در نظر می گیرند.

مطابق آیین نامه پل (نشریه ۴۶۳) اگر میزان بار مرده بیشتر از بار زنده باشد نیازی به لحاظ بار زنده نیست ولی اگر بار زنده بیشتر از بار مرده باشد دو سوم مجموع بار مرده و زنده را به عنوان وزن مؤثر باید در نظر گرفت [۹۱].

مقدار ضریب  $C$  نیز از رابطه به دست می آید.

$$C=ABI/R \quad (\text{پ ۱-۲})$$

$A$  نسبت شتاب مبنای طرح (نسبت شتاب طراحی به شتاب زمین  $g$ ) که مطابق مبحث ششم در مناطق مختلف کشور بر اساس میزان لرزه خیزی منطقه طبق جدول (پ ۱-۶) لحاظ می گردد.

جدول (پ ۱-۶): مقدار شتاب مبنای طرح بر اساس منطقه [۱۰۴]

منطقه	خطر نسبی پهنه	مقدار شتاب مبنای طرح (A)
۱	خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	زیاد	۰/۳۰
۳	متوسط	۰/۲۵
۴	کم	۰/۲۰

$B$  ضریب بازتاب اسکله است که از طیف بازتاب طرح و یا روابط زیر به دست می آید.

$$B=1+S(T/T_0) \quad 0 < T < T_0 \quad (\text{پ ۱-۳})$$

$$B=1+S \quad T_0 < T < T_s \quad (\text{پ ۱-۴})$$

$$B=1+S(T_s/T)^{2/3} \quad T > T_s \quad (\text{پ ۱-۵})$$

T زمان تناوب اصلی اسکله می باشد که از فرمول به دست می آید

$$T=2\pi \sqrt{\frac{W}{Kg}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (\text{پ ۱-۶})$$

S و  $T_s$ ،  $T_0$  مقادیری هستند که بسته به تیپ خاک محل از جدول (پ ۱-۷) به دست می آیند.

جدول (پ ۱-۷): تعیین مقادیر  $T_s$ ،  $T_0$  و S با توجه به تیپ خاک [۱۰۴]

خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	خطر نسبی کم و متوسط	$T_s$	$T_0$	نوع زمین
S	S			
۱/۵	۱/۵	۰/۴	۰/۱	I
۱/۵	۱/۵	۰/۵	۰/۱	II
۱/۷۵	۱/۷۵	۰/۷	۰/۱	III
۱/۷۵	۲/۲۵	۱/۰	۰/۱۵	IV

I ضریب اهمیت اسکله می باشد که طبق نشریه ۴۶۳ از جدول (پ ۱-۸) به دست می آید هرچند با

مقادیر مندرج در برخی از آیین نامه های سازه های دریایی تفاوت دارد.

جدول (پ ۱-۸): مقادیر ضریب اهمیت اسکله [۹۱]

ضریب اهمیت (I)	گروه اسکله
۱/۲	اسکله با اهمیت زیاد
۱/۰	اسکله با اهمیت متوسط

R ضریب رفتار اسکله می باشد که از جدول (پ ۱-۹) مطابق جدول ۳ نشریه ۴۶۳ به دست می آید.

جدول (پ ۱-۸): مقادیر ضریب رفتار اسکله [۹۱]

R	اتصالات <sup>۴</sup>	R	زیر سازه <sup>۱</sup>
۰/۸	- اتصال روسازه به کوله	۲	- پایه های دیواری <sup>۲</sup>
۰/۸	- درز انبساط واقع در دهانه روساز	۵	- قالب چند ستونی
		۳	- تک ستونها
	- اتصال ستونها، پایه ها یا قاب شمع		- شمع ستون بتن آرمه (قاب هایی که
۱/۰	ها به تیره سر ستون، تیر سر شمع	۳	ستون های آنها را شمع تشکیل می دهد)
	(Cap Beam) یا روسازه	۲	a) فقط شمع های قائم
			b) دارای حداقل یک شمع مایل
۱/۰	- اتصال ستون ها یا پایه ها به شالوده		- قاب شمع های فولادی یا مرکب (فولاد و بتن آرمه)
		۵	c) فقط شمع های قائم
		۳	d) دارای حداقل یک شمع مایل
		نصف مقدار R که در محاسبه پایه ها به کار برده شده است.	- شالوده ها، سر شمع ها و شمع ها <sup>۳</sup>

۱: ضریب R بدست آمده باید در هر دو جهت عمود بر هم به زیر سازه اعمال گردد.

۲: پایه دیواری را می توان در جهت ضعیف بصورت ستون، طراحی نمود مشروط بر اینکه کلیه ضوابط مربوط به طراحی ستون ها مانند دورپیچ، زاویه خم و ... رعایت شده باشند. در چنین شرایطی می توان از ضریب R برای تک ستون در جهت ضعیف استفاده کرد.

۳: قسمت هایی از شمع ها و سر شمع ها که بالای تراز آب یا خاک می باشند، پایه تلقی شده و سایر قسمت های زیر آن شالوده، سر شمع و شمع تلقی می گردند.

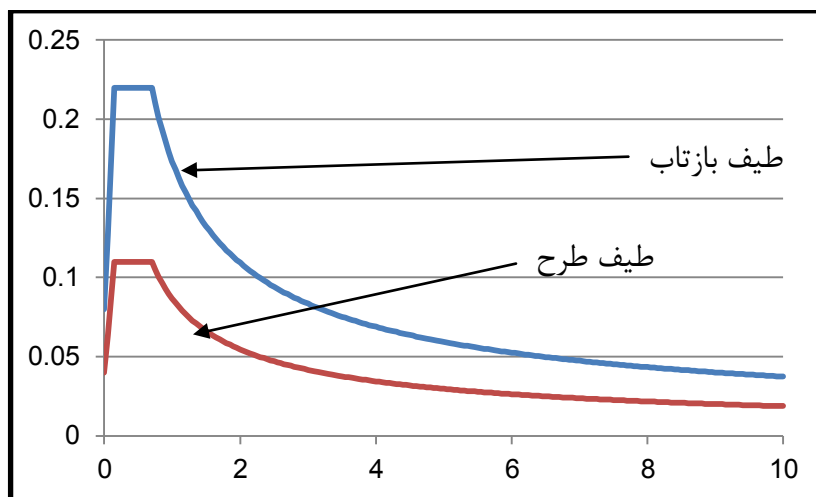
۴: اتصالات به سیستم های مکانیکی اطلاق می شود که نیرو های برشی و محوری را از یک عضو به عضو دیگر سازه منتقل می کند. این وسیله عموماً شامل اتصالات خمشی نمی شود و بنابراین فقط سیستم تکیه گاهی و برش گیرها را شامل می شود.

با توجه به جدول، می بایست روسازه یعنی قسمت هایی که بالای سطح آب قرار می گیرد مانند عرشه و تیرهای آن و سرشمع ها باید با ضریب رفتار R و زیر سازه مانند شمع ها که درون آب قرار می گیرند به علت صعوبت در تعمیرات خرابی ناشی از زلزله، با ضریب رفتار R/2 تحلیل شوند.

این روش تصویر روشنی از سطح عملکرد و پاسخ غیرالاستیک سازه به ما نمی دهد. استفاده از روش استاتیکی معادل برای اسکله های با درجه اهمیت پایین و یا طرح اولیه اسکله مجاز می باشد.

#### پ ۱-۴-۲- روش شبه دینامیکی (دینامیکی طیفی)

در این روش طیف بازتاب براساس تپ خاک محل طبق روابط (پ ۱-۳)، (پ ۱-۴) و (پ ۱-۵) رسم می شود. سپس با کاهش آن به میزان AI/R طیف طرح به دست می آید. (شکل پ ۱-۷)



شکل (پ ۱-۷): استخراج طیف طرح از طیف بازتاب

پس از تحلیل طیفی، برش های پایه استاتیکی و دینامیکی باید یکسان سازی شوند. یعنی در صورتی که برش پایه دینامیکی از برش پایه استاتیکی کمتر باشد باید طیف طرح در نسبت برش پایه استاتیکی به برش پایه دینامیکی ضرب شود.

### پ ۱-۴-۳- روش استاتیکی غیر خطی (پوش آور)

این روش یکی از جدیدترین دستاوردهای مهندسی زلزله می باشد. چنانچه از سازه انتظار برود که در زمان وقوع زمین لرزه با تغییر شکل های پلاستیک، نیروی ویرانگر زلزله را جذب کند، در آن صورت استفاده از روش های تحلیل خطی (الاستیک) برای تخمین پاسخ های سازه همراه با خطای بسیار زیاد خواهد بود. بنابراین در سطوح عملکرد پایین مانند سطح ایمنی جانی و یا سطح آستانه فروریزش (سطوحی که در روش طراحی بر اساس عملکرد تعریف می شوند)، که به طور قطع نیاز به در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه می باشد، استفاده از روش های تحلیل غیر خطی ضرورت می یابد.

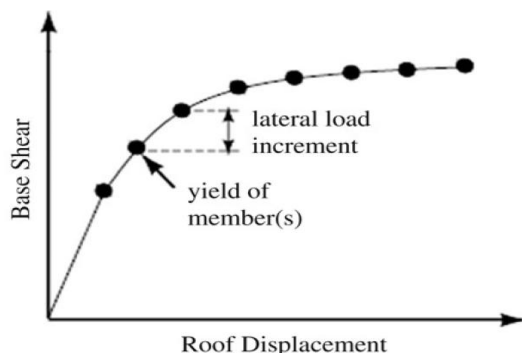
محاسبه پاسخ های تقاضا با روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، شامل چند مرحله می باشد. تعیین تغییر مکان هدف اصلی ترین قسمت این روش می باشد. برای اینکه تخمین بهتری از رفتار سازه در محدوده غیر خطی داشته باشیم، می باید منحنی ظرفیت کلی سیستم، از مرحله رفتار الاستیک سازه تا مرحله تشکیل مکانیزم در سازه و آغاز فرو ریزش سازه را شامل شود. تعیین منحنی ظرفیت با استفاده از تحلیل بار فرآینده (Pushover) انجام می شود.

تحلیل بار افزون یک تحلیل استاتیکی غیرخطی تحت اثر بارهای جانبی افزایشی است. پس از طراحی اعضا ابتدا سازه با ترکیب بارهای ثقلی تحلیل می شود و سپس بار جانبی با الگوهای خاصی که به آن ها اشاره خواهد شد به صورت افزایشی به مدل اعمال می گردد. در حالت کلی از این تحلیل برای بدست آوردن ظرفیت های موجود سازه و یا تخمین پاسخ های سازه استفاده می کنند. با افزایش تدریجی بار جانبی، سازه تغییر شکل می دهد، در ابتدا بدلیل رفتار الاستیک سازه، منحنی نیرو- تغییر مکان خطی است. اما پس از تسلیم شدن اولین عضو، این منحنی با شیب کمتری ادامه می یابد. با اعمال نیروی بیشتر، عضوهای بیشتری به حد تسلیم می رسند. با ادامه این روند، تنش در مقاطع مختلف افزایش

می یابد و در مقاطع تسلیم شده به حد تشکیل مفاصل پلاستیک (Plastic Hinge) نزدیک می‌شود. با تشکیل مفاصل پلاستیک مختلف در اعضا، سازه به سمت مکانیزم پیش می‌رود. در ادامه بار جانبی به حدی می‌رسد که سازه ظرفیت تحمل آن را نداشته و فرو می‌ریزد. این حد را مقاومت یا ظرفیت نهایی سازه می‌نامند.

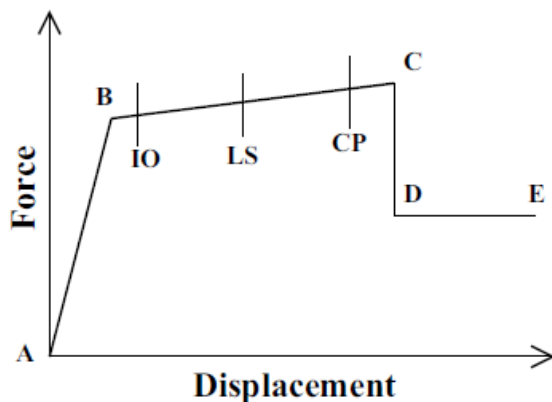
برای تخمین پاسخ‌های سازه مانند تغییر مکان طبقات، برش طبقات و لنگر واژگونی، تغییر مکان نسبی طبقات در اثر زمین لرزه طرح از این تحلیل استفاده می‌شود. بنابراین یکی از اهداف انجام این تحلیل برآورد رفتار مورد انتظار یک سیستم سازه‌ای به کمک تخمین مقاومت و تغییر شکل مورد نیاز به وسیله انجام یک تحلیل استاتیکی غیرخطی تحت اثر زمین لرزه‌های طراحی و پس از آن مقایسه مقادیر مورد نیاز (Demands) با ظرفیت‌های موجود (Capacities) در سطح عملکردی (Performance level) مورد نظر است.

یک مثال ساده از تحلیل Pushover در شکل (پ ۱-۸) نشان داده شده است. به بیان ساده، تحلیل استاتیکی غیرخطی را با فرضیات ساده کننده می‌توان به صورت یک سری تحلیل‌های الاستیک برای مراحل افزایش بار که مقاومت خمشی هر کدام از اعضا به مقاومت تسلیم می‌رسند و مفصل‌های پلاستیک (Plastic Hinge) تشکیل می‌شوند در نظر گرفت. این تحلیل (افزایش بار جانبی) تا زمان رسیدن به تغییر مکان هدف یا تا زمان تخریب کامل سازه (ظرفیت نهایی) ادامه می‌یابد.



شکل (پ ۱-۸): روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (شماتیک).

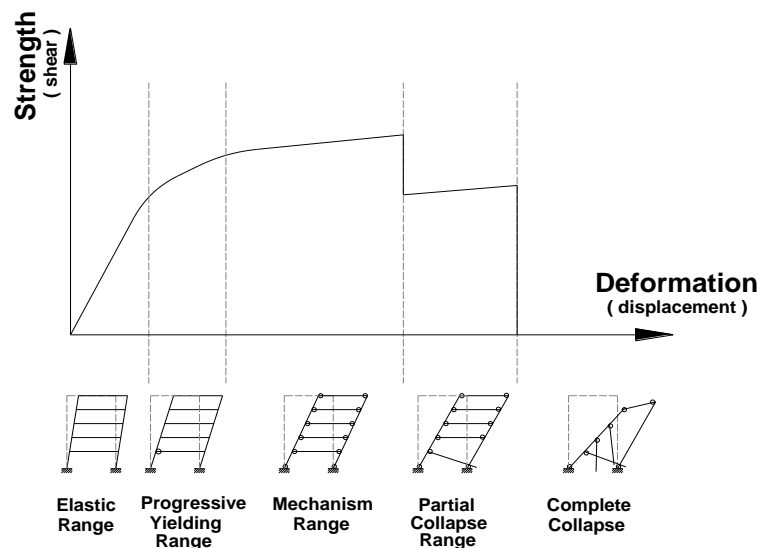
در تحلیل فوق چنانچه رفتار سخت شدگی یا نرم شدگی اعضا دارای اهمیت باشند می‌باید از رفتار دو یا چند خطی نمودارهای ظرفیت تغییر شکل برای اعضا استفاده نمود. نمونه‌ای از این رفتار چند خطی مصالح مطابق آنچه در گزارش FEMA ۴۴۰ پیشنهاد شده است در شکل (پ ۱-۹) مشاهده می‌شود [۱۰۵].



شکل ( پ ۱-۹): رفتار غیرخطی مورد استفاده در مفصل‌های پلاستیک.

در این روش، زمانی که جابجایی سازه در نقطه مرجع به تغییر مکان هدف رسید به منظور ارزیابی سطح عملکردی، نیروهای موجود در اعضا و تغییر مکان‌ها (که همان دوران‌های مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده می‌باشند) با مقادیر حاصل از ظرفیت موجود سازه مقایسه می‌شوند. یکی از مهم‌ترین نتایج این تحلیل تعیین نمودار "بار-تغییر مکان" یا منحنی ظرفیت است که برای رسم این نمودار معمولاً از مقادیر برش پایه در مقابل تغییر مکان جانبی هدف (مرکز جرم عرشه) استفاده می‌شود و نمونه‌ای از این منحنی در شکل (پ ۱-۱۰) مشاهده می‌شود.





شکل (پ ۱-۱۰): منحنی ظرفیت ( شماتیک )

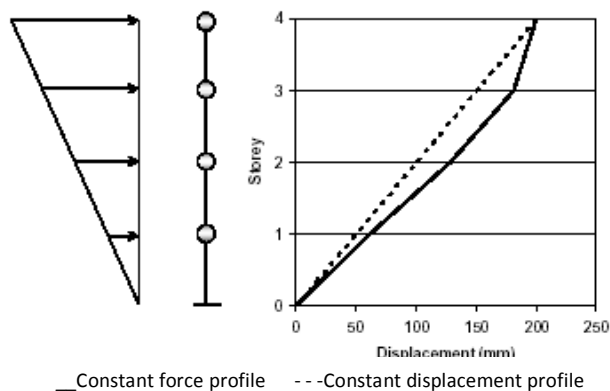
معمولاً مقدار برشی که توسط سازه در مرحله اولین تشکیل مفصل پلاستیک (اولین تسلیم سازه) قابل تحمل است را به عنوان مقاومت الاستیک سازه در نظر می‌گیرند. اگر سازه تحت اثر نیروهای بزرگتر از مقاومت الاستیک آن قرار گیرد تعدادی از اعضا که نیروهای آن از حد الاستیک فراتر روند تسلیم می‌شوند و در نهایت یک مکانیزم تشکیل می‌گردد. ترکیبات مختلفی برای تشکیل مفصل‌های پلاستیک و ایجاد مکانیزم وجود دارد اما بر اساس قضیه یکتایی اثبات می‌شود که برای یک بارگذاری خاص فقط یک ترکیب آرایشی از مفصل‌های پلاستیک وجود دارد که در آن علاوه بر تشکیل تعداد کافی مفصل پلاستیک (شرط مکانیزم) در اثر اعمال کوچک‌ترین ضریب بارگذاری، هم سازه در حال تعادل خواهد بود (یعنی لنگرهای خمشی موجود با بارهای اعمال شده در حال تعادل باشند) و هم شرط تسلیم (که می‌باید در هیچ مقطعی لنگر خمشی عضو، از لنگر پلاستیک مقطع بیشتر نشود) ارضاء خواهد شد، که به آن مکانیزم غالب می‌گویند [۱۰۶].

اگر مصالح (فولاد یا بتن) پس از تسلیم قابلیت سخت‌شدگی کرنشی داشته باشند، مکانیزم به وجود آمده همچنان پایدار بوده و بدون اعمال نیرویی بیشتر، سیستم به مرحله فروریختگی نمی‌رسد. باید توجه

داشت با زوال عضو یا اعضای اساسی (حیاتی) سیستم دیگر ظرفیت خود را از دست می‌دهد و تخریب می‌شود، همچنین این از دست دادن ظرفیت تحمل بار پس از تشکیل مکانیزم می‌تواند به علت ایجاد نیروهای اضافی ناشی از اثر  $P - \Delta$  در صورتی که از باقیمانده سختی سیستم بیشتر شود باعث فرو ریختن سیستم خواهد شد. همانطور که در شکل (پ ۱-۱۱) دیده می‌شود در اکثر سازه‌ها پس از تسلیم اولین عضو تا رسیدن به مرحله مکانیزم، ممکن است مفصل‌های پلاستیک زیادی تشکیل شود که در این مرحله ارتباط بین تغییر شکل سازه با نیروهای اعمالی خارجی بوسیله تحلیل ساده حدی امکان پذیر نبوده و این مهم یکی از اهداف اصلی تحلیل استاتیکی غیرخطی است.

این تحلیل همانگونه که در شکل (پ ۱-۱۱) نشان داده شده است، به دو صورت کنترل جابجایی و

کنترل نیرو (Displacement control & Force control) قابل انجام می‌باشد.



شکل (پ ۱-۱۱): مقایسه روش‌های کنترل نیرو و کنترل جابجایی

برای دستیابی با دقت بیشتر به تغییر مکان هدف استفاده از روش کنترل جابجایی به دلیل دستیابی دقیق‌تر به تغییر مکان هدف نسبت به روش کنترل نیرو برتری دارد و این به دلیل حساسیت زیاد تغییر مکان هدف نسبت به تغییرات بسیار کوچک در سختی جدید بوجود آمده در سیستم بر اثر تشکیل مکانیزم‌ها و یا اثرات  $P - \Delta$  می‌باشد.

برای مدلسازی در این پروسه تحلیل، مشخصات اعضای استفاده شده می‌باید بر اساس میزان تغییر شکل ایجاد شده در عضو قابل بیان باشند؛ یعنی حداقل مشخصات سختی اعضا به صورت یک مدل دو خطی که در آن اطلاعاتی چون سختی الاستیک اولیه، مقاومت و تغییر مکان تسلیم عضو، مقاومت و تغییر مکان نهایی عضو در نقطه زوال یا ناپایداری عضو داده شده باشد.

#### پ ۱-۴-۳-۱- برخی از مزیت های استفاده از تحلیل بار فزآینده:

- ✓ تعیین مقادیر واقع بینانه تر نیروهای تقاضا در اعضای سازه‌ای به ویژه در پاسخ‌های دارای پتانسیل شکل‌پذیری کم، مانند نیروهای محوری تقاضا در ستون‌ها، لنگرهای تقاضا در اتصالات تیر به ستون.
- ✓ برآورد جابجایی تقاضا برای اعضای که متحمل تغییر شکل‌های غیر خطی زیادی (به واسطه انرژی انتقال یافته از حرکات زمین لرزه) می‌شوند.
- ✓ بررسی ویژگی کاهش مقاومت در هر یک از اعضا و تأثیر آن بر رفتار کلی سازه.
- ✓ تعیین نواحی بحرانی؛ یعنی نقاطی از سازه که پیش بینی تغییر مکان‌های تقاضای بزرگی در مورد آن‌ها انتظار می‌رود و در یک طرح لرزه‌ای ایمن می‌باید به صورت کانون اعمال جزییات ویژه طراحی سازه‌ای قرار گیرند.
- ✓ تعیین ناپیوستگی‌های مقاومتی ساختمان در ارتفاع یا در پلان که در نهایت منجر به تغییر مشخصه‌های دینامیکی در محدوده رفتاری غیرالاستیک سازه می‌شود.
- ✓ تخمین مقادیر تغییر مکان‌های نسبی طبقات به عنوان معیاری جهت تعیین ناپیوستگی‌های سختی یا مقاومتی که از آن‌ها می‌توان به عنوان وسیله‌ای برای کنترل آسیب‌دیدگی سازه‌ای و غیر سازه‌ای و برآورد اثرات واقعی تر  $P - \Delta$  در ساختمان استفاده کرد.

✓ تحقیق در مورد کفایت و ایمن بودن مسیر انتقال نیرو با ملاحظه رفتار کلیه اعضای سیستم، از

قبیل فونداسیون ها و اتصالات المان‌های غیر سازه‌ای سخت (در صورت مدل‌سازی).

در مجموع باید گفت با تحلیل بار فزاینده می‌توان دید خوبی از لحاظ کنترل رفتار اعضای سازه‌ای

تحت اثر تحریک شدید لرزه‌ای به دست آورد. برای سازه‌هایی که اساساً بر مبنای مود اول ارتعاش نوسان

می‌کنند به کمک این تحلیل، تخمین قابل قبولی از تغییر شکل‌های تقاضای غیر الاستیک محلی یا کلی

سازه حاصل می‌شود. همچنین در این تحلیل بسیاری از موارد و نقاط ضعف طراحی که در یک تحلیل

الاستیک ممکن است مخفی مانده باشد، به روشنی آشکار می‌شوند.

آیین نامه های متنوعی برای تحلیل پوش آور وجود دارد که مهم ترین آن ها FEMA360 و

FEMA440 و ATC40 می باشند. در دستورالعمل بهسازی سازه ها (نشریه شماره ۳۵۶) نیز این روش

توضیح داده شده است که عیناً مشابه FEMA360 می باشد.

در این روش پس از انجام آنالیز و به دست آوردن منحنی ظرفیت سازه، نقطه عملکرد را باید محاسبه

کرد. برای به دست آوردن نقطه عملکرد روش های مختلفی وجود دارد که به آن ها اشاره می کنیم.

#### پ۱-۴-۳-۲- روش های به دست آوردن نقطه عملکرد

#### پ۱-۴-۳-۱- روش طیف ظرفیت (*Capacity Spectrum Method*)

روش طیف ظرفیت در سال ۱۹۸۷ در ابتدا برای برآورد لرزه‌ای ساختمان ها توسط فریمن ارایه شد

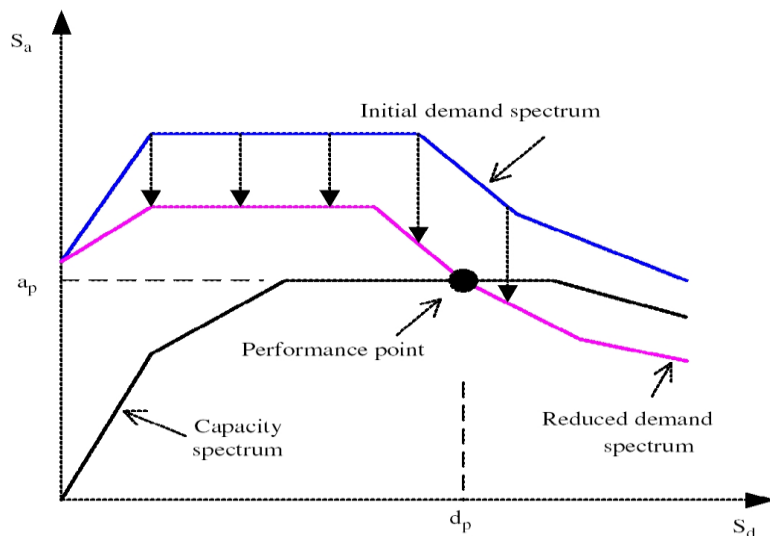
[۱۰۷] و سپس در سال ۱۹۹۶ توسط شورای تکنولوژی کاربردی آمریکا برای برآورد لرزه‌ای ساختمان

های بتنی در آیین نامه ATC40 وارد گردید [۱۰۸]. در این روش ابتدا منحنی ظرفیت سازه چند درجه

آزادی (منحنی بارافزون) رسم می شود. سپس با کاهش طیف طرح به اندازه میرایی مؤثر، نمودار طیف

شتاب در مقابل طیف تغییر مکان (منحنی تقاضا) رسم می شود. منحنی ظرفیت سرانجام از محل تقاطع

دو منحنی ظرفیت و منحنی تقاضا (بر اساس میرایی مؤثر)، نقطه عملکردی که متناظر با تغییر مکان هدف است، بدست خواهد آمد شکل (پ ۱-۱۲).



شکل (پ ۱-۱۲): روش طیف ظرفیت و نمودارهای ظرفیت و تقاضا [۸۶]

### پ ۱-۴-۳-۲-۲ - روش ضرایب

این روش در FEMA360 و دستورالعمل بهسازی سازه ها (نشریه شماره ۳۵۶) موجود می باشد. مطابق این روش تغییر مکان هدف از رابطه به دست می آید.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (\text{پ } ۷-۱)$$

در رابطه فوق:

$T_e$ : زمان تناوب اصلی موثر بر ساختمان در جهت مورد بررسی

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (\text{پ } ۸-۱)$$

$T_i$ : زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی

$K_i$ : سختی جانبی الاستیک سازه در جهت مورد بررسی

$K_e$ : سختی جانبی موثر سازه در جهت مورد بررسی

$C_0$ : ضریب اصطلاح برای تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی

مقدار تقریبی  $C_0$  مطابق جدول (3-2) در FEMA356 بر اساس تعداد طبقات محاسبه می شود [۹۵].

$C_1$ : ضریب اصلاح برای تبدیل تغییر مکان های محاسبه شده از پاسخ الاستیک به ماکزیمم تغییر مکان های غیر الاستیک مورد انتظار سازه

$$T_e > T_s \rightarrow C_1 = 1 \quad (\text{پ ۱-۹})$$

$$T_e < T_s \rightarrow C_1 = \max \left\{ 1, \frac{1 + (R-1) \frac{T_s}{T_e}}{R} \right\} \quad (\text{پ ۱-۱۰})$$

$T_s$ : زمان تناوب مشترک بین دو نایه شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح است بسته به تیپ خاک مشخص می شود. مثلاً  $T_s$  در زلزله سطح I مطابق جدول (پ ۱-۹) به دست می آید.

جدول (پ ۱-۹) مقادیر  $T_s$  برای زلزله سطح I [۹۴]

$T_s$	تیپ خاک
0.4	I
0.5	II
0.7	III
1	IV

R : نسبت مقاومت الاستیک تقاضا به ضریب مقاومت تسلیم محاسبه شده که از رابطه زیر محاسبه می-شود:

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \times C_m \quad (\text{پ} ۱۱-۱)$$

W : وزن بار مرده به علاوه درصدی از بار زنده (طبق آیین نامه ایران ۴۰ درصد)

$V_y$  : مقاومت تسلیم به دست آمده از مدل دو خطی منحنی نیرو- تغییر مکان به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیر خطی.

$C_m$  : ضریب جرم موثر که از جدول (3-1) در FEMA356 به دست می آید [۹۵].

$S_a$  : شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر به عنوان مثال برای زلزله سطح I،  $S_a$  برابر است با AB که A نسبت شتاب مبنای طرح و B ضریب بازتاب سازه می باشد.

$C_2$  : ضریب اصلاحی برای در نظر گرفتن شکل منحنی هیستریزیس، کاهش سختی و زوال مقاومت اعضای سازه ای بر ماکزیمم تغییر مکان ها. مقدار  $C_2$  از جدول (3-3) در FEMA356 به دست می آید [۹۵].

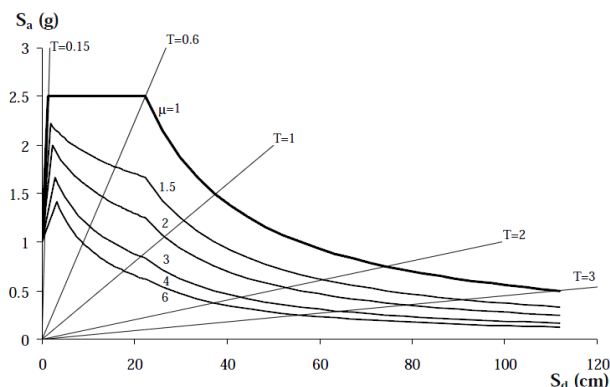
$C_3$  : ضریب  $C_3$  برای سازه های دارای سختی پس از تسلیم ( $\alpha$ ) مثبت، برابر با یک و برای سازه های دارای سختی پس از تسلیم ( $\alpha$ ) منفی، برابر است با:

$$C_3 = 1.0 + \frac{\alpha(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (\text{پ} ۱۲-۱)$$

لازم به تذکر است که مقادیر  $C_1$ ،  $C_2$  و  $C_3$  اکثراً 1.0 می باشد.

### پ ۱-۴-۳-۲-۳-روش N2

این روش تقریباً مشابه روش طیف ظرفیت بوده و بر این اساس استوار است که برای تعیین تغییر مکان لرزه‌ای تقاضا از تحلیل طیفی سیستم یک درجه آزادی معادل با فرض مدل دو خطی و نمایش دهنده مود اول ارتعاش سازه اولیه استفاده می‌شود. این روش توسط فجفر<sup>۲۹</sup> ارایه شده است. به تدریج با توسعه روش مزبور و با ترکیب این روش و روش طیف ظرفیت، اصلاحاتی بر روی آن انجام گرفت به طوری که به جای طیف پاسخ با میرایی مؤثر از طیف پاسخ غیرالاستیک استفاده شد و نمودارهای تقاضا به جای وابستگی به نسبت میرایی، به مقدار شکل‌پذیری (مربوط به تغییر مکان) مرتبط شدند ( شکل پ ۱-۱۳) [۱۰۶].



شکل (پ ۱-۱۳): منحنی طیف تقاضا برای شکل‌پذیری‌های ثابت در روش N2 [۱۰۶]

### پ ۱-۴-۳-۳-الگوهای توزیع بار جانبی

برای برآورد رفتاری یک ساختمان، انتخاب شکل توزیع مناسب بار به نوعی مهم‌تر از تعیین دقیق تغییر مکان هدف است. در حقیقت شکل بارگذاری جانبی نشان دهنده و عامل توزیع نیروهای اینرسی در یک زمین لرزه طرح است. روشن است که توزیع نیروهای جانبی بر اساس شدت زمین لرزه و در طول زمان تحریک زمین تغییر می‌یابد. اگر تنها از یک شکل بارگذاری استفاده شود، فرض اساسی این خواهد

<sup>۲۹</sup>Fajfar



بود که توزیع نیروهای اینرسی در طول زمین لرزه ثابت بوده و بیشینه تغییر شکل‌های به دست آمده با آنچه که وقوع آن در زمین لرزه طرح انتظار می‌رود قابل مقایسه خواهد بود. این فرضیات در بعضی موارد نزدیک به واقعیت و در بعضی دیگر دور از واقعیت است. چنین فرضیاتی وقتی به واقعیت نزدیک هستند که:

اول- پاسخ سازه به طور قابل ملاحظه‌ای متأثر از اثر مودهای ارتعاش بالاتر نباشد.

دوم- ساختمان تنها دارای یک نوع مکانیزم کلی جاری شدن باشد.

به طور کلی شکل‌های متعارف مورد استفاده در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی عبارتند از:

#### پ ۱-۴-۳-۱- توزیع متناسب با مود اول (*First Mode*)

در این روش نیروهای طبقاتی وارده با دامنه شکل مود اول سازه در حالت الاستیک و با جرم هر طبقه متناسب است. شکل (پ ۱-۱۴-الف).

#### پ ۱-۴-۳-۲- توزیع مثلثی (*Triangular*)

در این شکل توزیع بار که در حال حاضر در کشور ما نیز در آیین‌نامه استفاده می‌شود، نیروی جانبی طبقاتی با افزایش ارتفاع بصورت خطی افزایش می‌یابد. شکل (پ ۱-۱۴-ب)

#### پ ۱-۴-۳-۳- توزیع مستطیلی (*Rectangular*)

در این شکل توزیع بار، مقدار نیروی طبقاتی در ارتفاع ساختمان ثابت است (شکل (پ ۱-۱۴-ج)).

#### پ ۱-۴-۳-۴- بار جانبی معادل (*ELF*)

این شکل توزیع بار (*Equivalent Lateral Force*) در بسیاری از آیین‌نامه‌ها و از جمله FEMA-356 موجود می‌باشد که مقدار و نحوه توزیع بار جانبی با توجه به دوره تناوب سازه از شکل مثلث

معکوس برای دوره تناوب های کمتر از ۰/۵ ثانیه تا شکل یک سهمی برای دوره تناوب های بزرگتر از ۲/۵ ثانیه قابل تغییر است. این تغییرات در مقدار و نحوه توزیع بار بدلیل اثرات ناشی از مودهای بالاتر سازه در نظر گرفته شده است. نحوه توزیع بار در (شکل پ ۱-۱۴-د) و مقدار ضریب بار در طبقه،  $C_{vx}$  از رابطه (۱-۳) بدست می آید:

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (\text{پ ۱-۱۳})$$

که در این رابطه،  $w_x$  و  $w_i$  به ترتیب وزن طبقات  $i$  و  $x$  می باشند و  $h_i$  و  $x_i$  هم معرف ارتفاع طبقات  $x$  از روی تراز پایه می باشند. پارامتر توانی  $k$  نیز مقدار آن از ۱ برای دوره تناوب های کمتر از ۰/۵ ثانیه ( $T_1 < 0.5 \text{ Sec}$ ) تا ۲/۵ برای دوره تناوب های بزرگتر از ۲/۵ ثانیه ( $T_1 > 2.5 \text{ Sec}$ ) تغییر می کند و در بین این دو دوره تناوب نیز به صورت خطی تغییر می کند.

#### پ ۱-۴-۳-۳-۵- شکل متناسب با نیروی حاصل از تحلیل طیفی خطی (SRSS):

این توزیع بار از محاسبه برش طبقات بدست آمده از آنالیز پاسخ طیفی سازه در حالت الاستیک حاصل می شود؛ بدین صورت که برای تمامی مودها یا تعداد مودهای لازم، نیروهای جانبی طبقات با استفاده از طیف شتاب الاستیک در هر مود محاسبه می شود و با داشتن نیروی جانبی طبقات، برش طبقه در هر مود و در هر طبقه بدست می آید. با ترکیب برش طبقات با استفاده از روش جذر مجموع مربعات (SRSS)، برش طبقات مودال بدست می آید که از این برش می توان نیروی جانبی هر طبقه را محاسبه و برای انجام تحلیل به سازه اعمال نمود (شکل پ ۱-۱۴-و).

#### پ ۱-۴-۳-۳-۶- شکل مود اول متغیر تطابق یابنده (*Adaptive First Mode*)

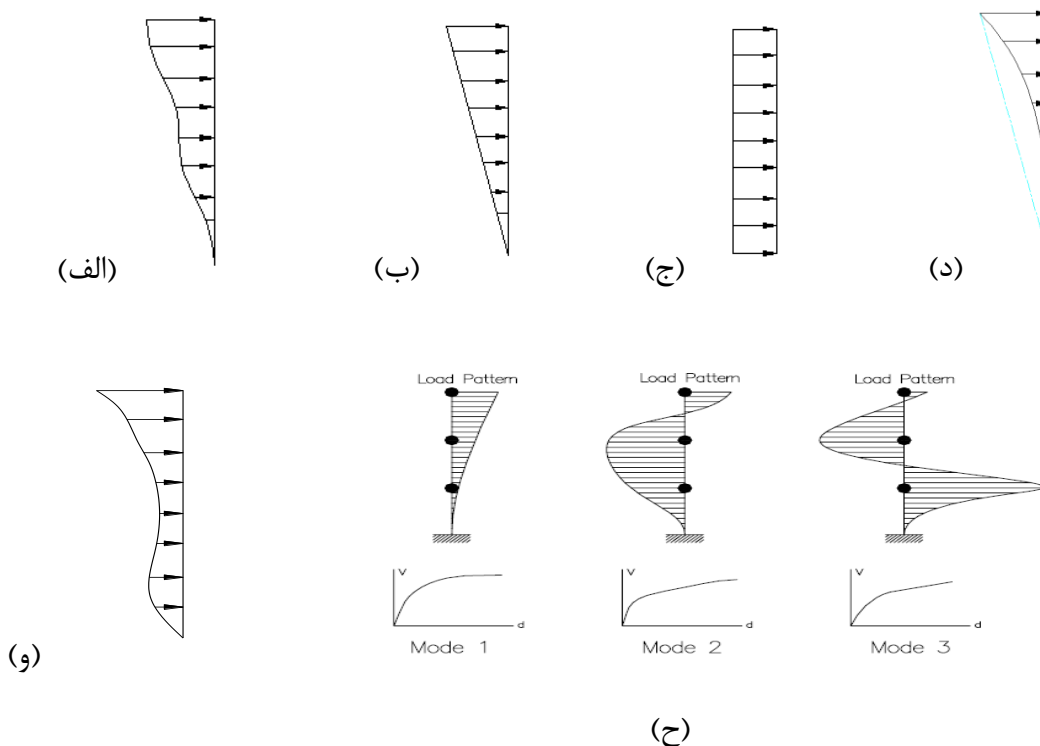
از آنجا که هیچ کدام از توزیع بارهای غیر متغیر توانایی در نظر گرفتن اثر بازتوزیع نیروهای اینرسی زمین لرزه که به دلیل تسلیم برخی از اجزای سازه‌ای و همچنین تغییراتی که در مشخصات ارتعاشی سازه بوجود می‌آید را ندارند، تعدادی از محققین به دلیل رفع ناتوانی‌های ذکر شده روش توزیع بار متغیر تطابق یابنده را ارائه کرده‌اند که نیروهای وارده هر چه بیشتر به توزیع نیروهای اینرسی متغیر با زمان نزدیک شوند. در این پروسه تعیین توزیع بار جانبی، نرم شدگی‌های بوجود آمده در منحنی ظرفیت در هر گام بارگذاری که ناشی از کاهش سختی سازه در اثر رفتار غیرخطی اعضا می‌باشد و باعث تغییر دائمی شکل مود اول ارتعاش سازه می‌گردد، تشخیص داده می‌شود؛ بنابراین در هر گام بارگذاری جانبی، مقدار نیروی جانبی در هر طبقه متناسب با جرم طبقه و دامنه حاصل از شکل مود اول ارتعاش سازه که پس از کاهش سختی سازه (در اثر تشکیل مفصل‌های پلاستیک سازه) مجدداً محاسبه می‌شود تعیین می‌شود. هر چند نتایج تحقیقات اخیر نشان می‌دهد، با توجه به پیچیدگی‌ها و دشواری‌هایی که در انجام محاسبات وجود دارد، نسبت به روش‌های مرسوم پیشرفت‌های قابل توجهی ارایه نمی‌کند.

#### پ ۱-۴-۳-۳-۷- ترکیب چند مود (*Multimode*)

هیچکدام از توزیع بارهای جانبی (متغیر و غیرمتغیر) توانایی در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر در پاسخ سازه را دارا نمی‌باشند؛ برای رفع این محدودیت روش ترکیب مودها (MPA) توسط چوپرا<sup>۳۰</sup> در سال ۲۰۰۲ ارایه گردیده است [۱۱۰]. در این روش که به آن پوش آور اصلاح شده نیز می‌گویند پاسخ سازه نسبت به هر مود ممکن است به صورت جداگانه غیرخطی باشد ولی توانایی در نظر گرفتن اندرکنش بین مودها وجود ندارد و پاسخ کلی سازه با استفاده از ترکیب پاسخ‌ها به روش جذر مجموع مربعات

<sup>۳۰</sup>Chopra

(SRSS) از پاسخ سازه نسبت به هر مود بدست می‌آید. پاسخ سازه در هر مود با استفاده از تحلیل بارافزون برای هر مود با استفاده از توزیع بار جانبی متناسب با دامنه شکل مود در هر طبقه و جرم همان طبقه بدست می‌آید و فرض می‌شود در تمام طول آنالیز شکل مود ثابت است (شکل (پ ۱-۱۴-ح)) [۱۰۷].



شکل (پ ۱-۱۴-ح): شکل‌های توزیع بار جانبی در تحلیل بار فزاینده

#### پ ۱-۴-۴- روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی

این روش کامل‌ترین و در عین حال دشوارترین روش تحلیل سازه‌ها می‌باشد. در این روش رکورد های زلزله‌های رخ داده در گذشته به سازه اعمال می‌شود. مواردی که در هنگام استفاده از روش تحلیل غیر الاستیک تاریخچه زمانی در اسکله‌ها بایستی مد نظر داشت عبارتند از [۱]:

- در تحلیل حداقل ۵ رکورد مختلف که حتی الامکان به لحاظ لرزه خیزی محل، مشخصه های تکتونیکی و ژئوتکنیکی و همچنین طیف پاسخ مشابهت با محل احداث سازه داشته باشند استفاده شده و در نهایت میانگین پاسخ ها را به دست آورد.

- شبیه سازی کامل سیستم شمع و عرشه نیازمند یک برنامه تحلیل سه بعدی خواهد بود که قادر به تحلیل غیر الاستیک تاریخچه زمانی باشد. ضمناً در هنگام استفاده از آنها بایستی تقریب هایی را در ارتباط با مدل های رفتاری پسماند و اندرکنش مقاومت اعضا در دو جهت عمود بر هم منظور نمود که طبیعتاً باعث افزایش پیچیدگی تحلیل تاریخچه زمانی می شود.

- اگر وضعیت کف عرشه به گونه ای باشد که بتوان آن را در داخل و خارج از صفحه صلب در نظر گرفت، می توان از یک تحلیل دو بعدی با دقت مناسبی بهره برد. اما همچنان به المان های فنر در خاک در جهات مختلف و با مدل های رفتاری پسماند واقعی نیاز می باشد.

- در روش تاریخچه زمانی در جهت های مختلف به سختی های متفاوتی نیاز است. مثلاً سختی سیستم هنگام جابجایی به سمت ساحل بیشتر از هنگام جابجایی به سمت دریا می باشد و لذا برای تعیین پاسخ سیستم در جهت طولی بایستی دو سختی جهتی مجزا در نظر گرفت.

- اندرکنش برشگیرهای قطعات عرشه را بایستی در تحلیل غیر الاستیک تاریخچه زمانی منظور نمود.

- هنگام مدلسازی اعضای بتنی پیش تنیده و یا بتن آرمه بایستی از مدل های رفتاری دارای کاهش در سختی استفاده نمود. در ارتباط با این نوع اعضا، استفاده از مدل های الاستوپلاستیک یا حتی سختی دو خطی در تحلیل تاریخچه زمانی نتایجی نه چندان قابل قبول به همراه خواهد داشت.

- در حالات سیستم با شکل پذیری بالا، بایستی فرض معمول ۵ درصد میرایی در تحلیل را به عنوان میرایی الاستیک اولیه از محاسبات حذف نمود. اما در سطوح پایین از پاسخ تغییر مکان، بایستی وجود آن را در نظر گرفت.

- نتایج بدست آمده از تحلیلی تاریخچه زمانی را بایستی با نتایج حاصله از روش های استاتیکی غیر خطی و یا دینامیکی طیفی مقایسه نمود تا این اطمینان حاصل گردد که نتایج به دست آمده منطقی می باشند.

قابل ذکر است که مدلسازی کامل یک گروه شمع به همراه خاک اطراف آن به منظور انجام تحلیل غیر الاستیک تاریخچه زمانی، در عمل با محدودیتهای زیادی از جمله نرم افزارهای در دسترس و مدت زمان اجرای برنامه مواجه می باشد.

به علت حساسیت بالای این روش به رکورد های اعمالی و همچنین نبود رکوردهای مناسب در مناطق ساحلی کشورمان و همچنین الزام آیین نامه به کالیبره کردن تحلیل تاریخچه زمانی با تست های سانتریفیوژی، این روش کمتر استفاده می شود. برای سازه های با عملکرد بالا روش تحلیل پوش آور کفایت می کند.

#### پ-۵- ترکیب نیروهای زلزله

نکته ای که در تحلیل لرزه ای اسکله ها مطابق کلیه آیین نامه ها در تمامی روش های ذکر شده باید رعایت شود این است که در آنالیزهای مربوط به زلزله، زلزله هر راستا با ۳۰ درصد زلزله راستای متعامد آن باید ترکیب شود.

$$EQ1 = EQx + 0.3EQy$$

$$EQ2 = EQy + 0.3EQx$$

(پ-۱-۱۴)

همچنین از اثر قائم نیروی زلزله نیز صرفه نظر می شود.

## مراجع

- [۱] پژوهشکده حمل و نقل وزارت راه و ترابری، (۱۳۸۸)، "راهنمای طراحی لرزه ای اسکله ها"، چاپ اول، تهران
- [۲] فاخرع، (۱۳۹۰) "جزوه درسی اجرای سازه های دریایی"، دانشکده فنی، دانشگاه تهران
- [۳] کارل ای تورسن، (۱۳۸۸) "مهندسی سواحل و بنادر"، طاحونی ش، میرگلوی بیات م، چاپ اول، انتشارات علم و ادب، تهران
- [۴] وزارت راه و شهرسازی، (۱۳۸۴) "آیین نامه طراحی بنادر و سازه های دریایی ایران (نشریه شماره ۳۰۰)"، تهران
- [۵] سازمان بنادر و دریانوردی، (۱۳۹۰) "آیین نامه کارهای دریایی ایران"، چاپ اول، تهران
- [۶] رضوی طباطبایی ع، (۱۳۸۵)، پایان نامه ارشد: "بررسی به کارگیری فیوز سازه ای برای بهبود عملکرد لرزه ای اسکله های شمع و عرشه با شمع مایل"، دانشکده فنی، دانشگاه تهران
- [۷] محمدی ع، (۱۳۸۳)، "استفاده از شمع های بتنی پیش تنیده سانتریفیوژ در سازه های دریایی"، یازدهمین کنفرانس دانشجویان عمران سراسر کشور، دانشگاه هرمزگان
- [۸] مهندسین مشاور پویا طرح پارس، (۱۳۸۳)، "بررسی مطالعات مرحله دوم پروژه پرکننده های اسکله های بازرگانی بندر بوشهر"، تهران
- [۹] Tamlinson M.J. (1987), "Pile Design and Construction Practice", 3<sup>st</sup> edition, Palladian Publications Limited,

[۱۰] American Petroleum Institute (API), (2000), "Recommended Practice for Planning Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms", RP 2A-WSD, 21<sup>st</sup> Edition, USA.

[۱۱] Murchison J.M. and O'Neill M.W. (1984), "Evaluation of P-Y Relationships in Cohesionless Soils", Analysis and Design of Pile Foundations, proceedings of a symposium sponsored by the ASCE Geotechnical Engineering Division, ASCE National Convention, San Francisco, CA, pp. 174-191.

[۱۲] Kondner R. L. (1963). "Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soils" **J. of. Soil Mech**, ASCE, 89, pp.115-143.

[۱۳] Scott R. F. (1980), "Analysis of centrifuge pile tests: Simulation of pile driving", Research Rep. OSAPR Project13, American Petroleum Institute, Washington.

[۱۴] Det Norske Veritas. (1980), "Rules for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures, Appendix F: Foundation" , Norway.

[۱۵] Norris G. M., (1986), "Theoretically based BEF Laterally Loaded Pile Analysis", Third International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, Nantes, France, pp. 361-386.

[۱۶] Reese L.C and Koop E. D., (1974) "Analysis of laterally loaded piles in sand" , 6<sup>th</sup> Annual Offshore Technology Conf.

[۱۷] Wesselink B. D., Randolph M. F., Nunez I. L. and Hyden A. M. (1980), "Analysis of Centrifuge Model test data from Laterally Loaded Piles in Calcareous Sand", Engineering for Calcareous Sediment, Vol. 1, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 261-270.

[۱۸] رحیمی م، (۱۳۸۹)، پایان نامه ارشد: "آرایش مناسب شمع مایل در بررسی رفتار لرزه ای اسکله های شمع و عرشه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه" دانشکده فنی، دانشگاه تهران

[۱۹] Feagin L. B. (1937), "Lateral Pile-Loading Test" **J. of. ASCE**, 102, pp 236-254



- [٢٠] Meimon Y., Baguelin F. and Jezequel J.F., (1986) “Pile Group Behavior Under Long Time Lateral Monotonic and Cyclic Loading”, Third International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, Nantes, France, pp 285-302
- [٢١] Brown D. A., Reese L.C. and O’Neill M.W. (1987), “Cyclic Lateral Loading of a Large-scale Pile Group”, **J. of. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, 103, pp 1326-1343
- [٢٢] Barton Y. O. (1984), “Response of Pile Groups to Lateral Loading in the Centrifuge”, Symposium on the Application of Centrifuge Modeling to Geotechnical Design, Rotterdam, Netherlands, pp 457-473
- [٢٣] Brown D. A., Reese L.C. and Morrison C. (1988), “Lateral Load Behavior of Pile Group in Sand”, **J. of. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, 114, pp 1261-1276
- [٢٤] Ruesta P. F. and Townsend F.C. (1997), “Evaluation of Laterally Loaded Pile group at Roosevelt Bridge”, **J. of. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, 123, pp 1153-1161
- [٢٥] Rollins K. M., Peterson K. T. and Weaver T. J. (1998), “Lateral Load Behavior of Full-scale Pile Group in Clay”, **J. of. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, 124, pp 468-478
- [٢٦] Hung A., Hsueh C.K., and Chen c., (2001), “Effects off Constructions on Laterally Loaded Pile Groups”, **J. of. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, 127, pp 385-397
- [٢٧] Rollins K. M., Johnson S.R., and Weaver T.J., (2003a), “Static and Dynamic Lateral Load Behavior of Pile Groups Based on Full-scale Testing”, 13th International Conference on Offshore and Polar Drilling, SAK.

- [۲۸] Rollins K. M., Olsen R. J., Egbert J. J., and Jensen D. H., (2003b), "Response, Analysis and Design of Pile Groups Subjected to Static and Dynamic Lateral Load", Utah Department of Transportation Research and Development Division, Report No. UT-03.03.
- [۲۹] Rollins K. M., and Graber T.M., (2005), "Measured and Computed Lateral Response of a Pile Group in Sand", **J. of. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, 131, pp 103-114.
- [۳۰] Rollins K. M., Olsen R. J., Egbert J. J., and Jensen D. H., (2006a), "Pile Spacing Effects on Lateral Pile Group Behavior: Load Tests", **J. of. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, 132, pp 1262-1271.
- [۳۱] Rollins K. M., Olsen R. J., Egbert J. J., and Jensen D. H., (2006b), "Pile Spacing Effects on Lateral Pile Group Behavior: Analysis", **J. of. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, 132, pp 1272-1283.
- [۳۲] Kotthas M., and Jessberger H. L., (1994), "Single Piles and Pile Rows Subjected Static and Dynamic Lateral Load", International Conference on Centrifuge, Rotterdam, Netherlands, pp 497-502.
- [۳۳] McVay M., Bloomquist D., and Clauson J., (1994). "Centrifuge Modeling Laterally Loaded Pile Groups in Sand", **J. of. Geotechnical Testing**, ASTM, 17, pp 129-137.
- [۳۴] McVay M., Casper R., and Shang T. I, Lateral Response of Three-row Groups in Loose to Dense Sand at 3D and 5D Spacing, **J. of. Geotechnical Engineering**, ASCE, 121, pp 436-441.
- [۳۵] McVay M., Zhang L., Molnit T., and Lai P., (1998), "Centrifuge Testing of Large Laterally Loaded Pile Groups in Sands", **J. of. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, 124, pp 1016-1026.
- [۳۶] (۱۳۷۹)، "راهنمای تحلیل اندرکنش دینامیکی خاک-سازه و اثرات آن بر واکنش دینامیکی سازه"،

مرکز مطالعات مقابله با سوانح طبیعی ایران.

[۳۷] نصرالهی ن، (۱۳۸۵)، پایان نامه ارشد: "بررسی اندرکنش خاک-شمع تحت بارهای لرزه-ای هارمونیک"، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس.

[۳۸] Muqtadir Y., Baguelin F., and Jesequel J. F., (1986), "Three Dimensional analysis of a Pile Group Foundation", **J. of. Numerical and Analysis Methods in Geomechanics**, 10, pp 41-58.

[۳۹] Pressley J. S., Poulos H.G., (1986), "Finite Element analysis of a mechanisms of Pile Group Behavior", **J. of. Numerical and Analysis Methods in Geomechanics**, 10, pp 41-58.

[۴۰] Dong C. (2005), Phd Dissertation, "3D Dynamic analysis of Soil Pile Structure Interaction", Washington University.

[۴۱] Adachi T., Kimura M., and Zhang F., (1994), "Analysis on Ultimate Behavior of Lateral Loading Cast-in-place Concrete piles by 3Dimansional Elasto-plastic FEM", 8th International Conferences of Computer Methods and Advances in Geomechanics, Morgantown, USA, pp 2279-2284.

[۴۲] Wakai A., Gose S., and Ugai K., (1999), "3D Elasto-plastic Finite Element Analysis of Pile Foundations Subjected to Lateral loading", **J. of. Soil and Foundations**, 39, pp 97-111

[۴۳] Cai Y. X., Gould P., and Desai C., (2000), "Nonlinear Analysis of 3D Seismic Interaction of Soil-pile-structure system and Application", **J. of. Engineering Structures**, 22, pp 191-199.

[۴۴] Kishishita T., Saito E., and Miura F., (2000), "Dynamic Response Characteristics of the Structures with micropile foundation System", 12th World Conferences on Earthquake Engineering, New Zealand, pp 1-8.

[۴۵] Brown D.A., and Shei C.F., (1990a), "Three Dimensional Finite Element model of Laterally loaded Piles", **J. of. Computers and Geotechnics**, 10, pp 59-79

[۴۶] Brown D.A., and Shei C.F., (1990b), "Numerical Experiments into Group Effects on the Response of Piles Lateral loaded", **J. of. Computers and Geotechnics**, 10, pp 211-230

[۴۷] Yang Z., and Jeremic B., (2003), "Numerical Study of Group Effects for Pile Groups in Sands", **J. of. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 27, pp 1255-1276.

[۴۸] Ahn K., (2003), Phd Thesis: "Pile-soil-pile Interaction in Pile Group Under Lateral Loading", Department of Civil and Environmental Engineering, Illinois Institute of Technology.

[۴۹] Maheshwari B. K., and Truman K., (2005), "3D finite element nonlinear Dynamic analysis for Soil-pile-structure Interaction", 13th world Conferences on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.

[۵۰] گودرزی ع، (۱۳۸۰)، پایان نامه ارشد: "بررسی عددی شمع ها تحت بارهای جانبی و قائم"، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.

[۵۱] رضانی ع، (۱۳۸۵)، پایان نامه ارشد: "بررسی عددی شمع ها تحت بار جانبی در خاک های رسی به همراه مطالعه موردی شمع های پل دریاچه ارومیه"، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شریف.

[۵۲] تقوی الحسینی الف، پایان نامه ارشد: "ارزیابی رفتار پی های شمعی تحت اثر بارهای جانبی دینامیکی"، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه علم و صنعت.

[۵۳] Ausilio E., Conte E., and Dente G., (2001), "Stability Analysis of Slopes Reinforced with Piles", **J. of. Computers and Geotechnics**, 28, pp 591-611

[۵۴] Chen C. Y., and Martin G. R., (2002), "Soil-structure Interaction for Landslide Stabilizing Piles", **J. of. Computers and Geotechnics**, 28

[۵۵] Lee C., Hull T., and Poulos H. G., (1995), "Simplified Pile-slope Stability Analysis", **J. of. Computers and Geotechnics**, 17, pp 1-16

[۵۶] زاده محمد م، (۱۳۸۸)، پایان نامه ارشد: "بررسی رفتار گروه شمع در شیروانی خاکی"، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.

[۵۷] Diaz G.M., Patton B.W., Armstrong G.L., and Joolazade, M., ( 1984), "Lateral Load Tests of Piles in Sloping Rock Fill", Proceedings of a Symposium on the Analysis and Design of Pile Foundations. ASCE National Convention, San Francisco, California.

[۵۸] Poulos H. G., (1975), "Behavior of Laterally Loaded Piles Near a Cut or Slope", **J. of. Australian Geomechanic**. Vol G5, No 1.

[۵۹] Levacher D., and Mezazigh S., (1998), "Laterally Loaded Pile in Sand: Slope Effect on p-y Reaction Curves", **J. of. Can. Geotechnics**, 35, pp 433-441.

[۶۰] جسمانی م، کسری نیاع، (۱۳۸۹)، "اثرات کاهش شیروانی های قائم رسی بر ظرفیت باربری قائم شمع ها"، چهارمین همایش بین المللی مهندسی ژئوتکنیک و مکانیک خاک، تهران.

[۶۱] Singh J.P., Tabatabaie M., and French J.B., (2001), "Geotechnical and Ground Motion Issues in Seismic Vulnerability Assessment of Existing Wharf Structures", Proceedings of the ASCE Ports 2001 Conference. Norfolk, Virginia.

[۶۲] Lobedan F., LaBasco T., and Ogunfunmi K., (2002), "Wharf embankment and strengthening program at the Port of Oakland", **J. of. Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 22, pp 1125–1130.

[۶۳] Roth W.H., Dawson E, Mehraim M., and Sayegh A., (2003), "Analyzing the Seismic Performance of Wharves, Part 1: Structural Engineering Approach", Conference and Workshop on Lfeline Earthquake Engineering. ASCE, Long Beach, California.

[٤٤] Roth W.H., and Dawson E, (2003), “Analyzing the Seismic Performance of Wharves, Part 2: SSI Analysis with Non-Linear, Effective-Stress Soil Models”, Conference and Workshop on Lfeline Earthquake Engineering. ASCE, Long Beach, California.

[٤٥] Takahashi A., and Takemura J., (2005), “Liquefaction-induced large displacement of pile-supported wharf”, **J. of. Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 25, pp 811–825

[٤٦] Pizzano C., and Barbara A., (1984), Thesis submitted in partial fulfillment of the Master of Science in Civil Engineering: “Behavior of Prestressed Concrete Piles Under Seismic Loading”, University of Washington, Seattle.

[٤٧] Park R., and Pam H., (1990), “Simulated Seismic Load Tests on Prestressed Concrete Piles and Pile-Pile Cap Connections” J. of. PSI, pp 42-61.

[٤٨] Catelli F., and Maugeri M., (2009), “Simplified Approach for the Seismic Response of a Pile Foundation”, **J. of. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 135, No 10.

[٤٩] Takahashi A., (2003), “Seismic Performance Evaluation of Pile-supported Wharf by 3D Finite Element Analysis”, 12th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, vol. 1.

[٧٠] Boroschek R. L., Baesler H., and Vega C., (2010), “Experimental evaluation of the dynamic properties of a wharf structure”, **j. of. Engineering Structures**, 33, pp 344–356.

[۷۱] رضوی طباطبایی ع، فاخر ع، میرقادری ر، (۱۳۸۵)، "مطالعه مشکلات شمع های مایل در عملکرد لرزه ای شمع های مایل"، هفتمین همایش بین المللی سواحل، بنادر و سازه های دریایی (ICOPMAS)، تهران.

[۷۲] امیرآبادی ر، برگی خ، (۱۳۸۵)، "بررسی رفتار سازه های شمع و عرشه تحت بارگذاری چرخه ای"، هفتمین همایش بین المللی سواحل، بنادر و سازه های دریایی (ICOPMAS)، تهران.

[۷۳] سیفی ح، (۱۳۸۶)، پایان نامه ارشد: "رفتار مونوپایل تحت بار جنبی"، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.

[۷۴] سنایی غ، دقیق م، فضایی غ، (۱۳۷۹)، "بررسی عملکرد مدل های غیرخطی در مقاومت جانبی خاک"، چهارمین کنفرانس بین المللی سواحل بنادر و سازه های دریایی (ICOPMAS)، بندرعباس.

[۷۵] عبدالهی م، (۱۳۸۵)، پایان نامه ارشد: "بررسی تاثیر زلزله بر سازه های دریایی و تحلیل الاستیک و پلاستیک اسکله ۱۵۰ هزارتنی بندر امام خمینی"، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

[۷۶] امیدعلی ح، (۱۳۸۶)، پایان نامه ارشد: "تأثیر شمع مایل بر رفتار گروه شمع در اسکله های شمع و عرشه"، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.

[۷۷] ابراهیم زاده عطاری م، افشین ح، کبیر م، عابدی ک، (۱۳۸۵)، "بررسی رفتار شمع های اسکله های شمع و عرشه بتنی ترمیم شده با پوسته ای CFRP تحت بارهای توأم قائم و جانبی فزاینده"، هفتمین کنگره بین المللی مهندسی عمران، تهران.

[۷۸] غفوری پور الف، یوسفی راد م، آقاخانی ن، (۱۳۸۵)، " تجزیه و تحلیل عددی رفتار شمع تحت بارهای جانبی در خاک های لایه (طبقه) بندی شده به صورت غیر خطی با استفاده از تحلیل Pushover "، هفتمین همایش بین المللی سواحل، بنادر و سازه های دریایی (ICOPMAS)، تهران.

[۷۹] فیاضی م، (۱۳۸۸)، پایان نامه ارشد: " بررسی و بهسازی روش فنر معادل (p-y) برای مدل سازی اندرکنش خاک و سازه در اسکله های شمع و عرشه و آنالیز حساسیت روش "، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.

[۸۰] معماری م، (۱۳۹۰)، پایان نامه ارشد: "بهبود عملکرد لرزه ای اسکله های شمع و عرشه با شمع مایل با به کارگیری فیوز سازه ای"، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.

[۸۱] شبانکاره م، کتابداری م، (۱۳۸۹)، "بررسی عملکرد و بهسازی اسکله های شمع و عرشه (مطالعه موردی اسکله های بندر پتروشیمی پارس جنوبی)"، اولین همایش سازه-زلزله-ژئوتکنیک، بابلسر.

[۸۲] McCullough N.J., and Dickenson S.E., (2003a ), "The Seismic Performance of Pile Supported Wharves" **J. of. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering.** American Society of Civil Engineers (ASCE).

[۸۳] McCullough N.J., and Dickenson S.E., (2003b), "The Dynamic Centrifuge Modeling of Pile-Supported Wharves", **J. of. ASTM Geotechnical Testing**

[۸۴] McCullough N.J., (2004), Phd Dissertation: "The Seismic Geotechnical Modeling, Performance, and Analysis of Pile-Supported Wharves", Oregon State University.

[۸۵] Mondal G., Rai D., (2008), "Performance of Harbour Structures in Andaman Islands During 2004 Sumatra Earthquake", **J. of. Engineering Structures**, 30, pp 174–182.



[۸۶] Chiou J., Chiang Ch., and Yang H. H., (2011), "Developing Fragility Curves for a Pile-supported Wharf", **J. of . Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 31, pp 830-840.

[۸۷] Chiaramonte M., (2011), MSC Thesis: "An Analysis of Conventional and Improved Marginal Wharves", University of Washington.

[۸۸] Shafieezadeh, A., (2011), Phd Dissertation: "Seismic Vulnerability Assessment of Wharf Structures", School of Civil and Environmental Engineering Georgia Institute of Technology.

[۸۹] الهی ح، (۱۳۸۸)، رساله دکترا: "بررسی رفتار لرزه ای گروه شمع در شیروانی خاکی" دانشکده فنی، دانشگاه تهران.

[۹۰] مهندسین مشاور پویا طرح پارس، (۱۳۹۱)، "گزارش طراحی اسکله بندر شیف"، تهران.

[۹۱] معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری، (۱۳۸۷)، "آیین نامه طرح پل های راه و راه آهن در برابر زلزله (نشریه شماره ۴۶۳)"، تهران.

[۹۲] تقی نژاد ر، (۱۳۸۸)، "طراحی و بهسازی لرزه ای سازه ها بر اساس سطح عملکرد با استفاده از تحلیل پوش آور"، نشر کتاب دانشگاهی، چاپ دوم، تهران.

[۹۳] پاک نیت، الف، (۱۳۹۰)، "تحلیل های مورد نیاز در بهسازی لرزه ای سازه ها"، انتشارات متفکران، چاپ اول، تهران.

[۹۴] معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری، (۱۳۸۵)، "دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود (نشریه شماره ۳۶۰)"، تهران.

[۹۵] Federal Emergency Management Agency (FEMA), (2000), "Prestandard and Commentary for Rehabilitation of Buildings", FEMA 356.

- [۹۶] نقی زاده ع، (۱۳۹۱)، پایان نامه ارشد: "ارزیابی تراز پایه در ساختمان های دارای پی های غیر همسطح با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-پی-سازه"، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شاهرود.
- [۹۷] Helwany, S., (2007), "Applied Soil Mechanics: with ABAQUS Applications", John Wiley & Sons, Inc.
- [۹۸] ABAQUS User's guide. Version 6.10
- [۹۹] اللهوردی زاده پ، (۱۳۹۰)، پایان نامه ارشد: "عملکرد گروه شمع در دریا تحت بارهای جانبی و قائم"، دانشکده فنی، دانشگاه تهران
- [۱۰۰] ساعدیان الف، بهرام پور ح، عرب زاده ح، (۱۳۹۰)، "راهنمای جامع نرم افزار ABAQUS"، چاپ اول، انتشارات انگیزه، تهران
- [۱۰۱] Margasson E., (1977), "Pile Bearing During Earthquake", Design, Construction and Performance of Deep Foundation Seminar, ASCE, Berkely.
- [۱۰۲] SEAOC, (1991), "Reflections on the October 17, 1989 Loma Prieta Earthquake", Ad Hoc Earthquake Reconnaissance Committee, Sacramento.
- [۱۰۳] International Navigation Association (PIANC), (2001), Seismic design guidelines for port structures, Balkema Publishers.
- [۱۰۴] (۱۳۸۵)، مقررات ملی ساختمان، مبحث ۶، بارهای وارد بر ساختمان
- [۱۰۵] Federal Emergency Management Agency (FEMA), (2005), "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", FEMA 440.
- [۱۰۶] Horne R. H., (1979), "Plastic Theory of Structures", 2<sup>nd</sup> ed., Great Britain: Pergamon Press.
- [۱۰۷] Freeman S. A., (1978), "Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion", American Concrete Institute, Detroit, Michigan, pp 589-605.

[١٠٧] Applied Technology Council, (1996). “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, ATC 40.

[١٠٨] Fajfar P., Eeri M., (2000), “A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design”, **J. of. Earthquake Spectra**, 16, pp 573-592.

[١١٠] Chopra A.K., Goel R., (2002), “A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings”, **j. of. Earthquake Eng**, 31, pp 561-582.

## ABSTRACT

The ports are considered important in the aspects of economy, military and politics. This puts wharfs in a position of great significance which are essential for a country. Among Berthing structures Deck and Pile Quays have become a common alternative in different parts of the world. They have been constructed in Iran in a great number because of accessibility of facilities and availability of knowledge and technology.

Due to poor function of wharfs in the recent earthquakes around the world such as Luma prieta, Costa Rica, North ridge, kube,... and because our country is prone to earthquake, research about these structures and studying their behavior using the modern engineering, have been proven necessary.

In this study, we compared the behavior of a pile-supported wharf constructed on inclined seabed with piles having different lengths, with a wharf structure constructed on horizontal bed with pile having the same length.

In the most articles written about pile-supported wharfs, the wharfs have the same length, but behavior of the piles in inclined soils have not been studied properly. Whereas piles are constructed on inclined surfaces parallel to the coast.

We used SAP2000 software for modeling the Shif wharf in Booshehr and Pushover analysis. then we modeled the wharf in Oakland port with soil-pile interaction in the FEM program Abaqus.

Also we used stiff soil and soft soil for seabed in all models.

**Key Words: Deck and Pile Quay, Inclined seabed, Soil-Pile-Structure Interaction, Pushover Analysis, Performance Based Design**



**Shahrood University of Technology**

**Faculty of Civil Engineering**

# **Behavior of Deck and Pile Quays constructed on inclined seabed**

**Amir Kheiri**

**Supervisors:**

**Dr. Farshid Jandaghi Alaei**

**Dr. Mahdi Adjami**

**Sep 2013**