





دانشکده مهندسی عمران و معماری

گروه عمران

اثر زلزله بر روی ظرفیت باربری پی

دانشجو: امین مهرآرا

استاد راهنما:

دکتر علی کیهانی

پایان نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

بهمن ۱۳۹۲

دانشکده مهندسی عمران و معماری

گروه عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای امین مهرآرا

تحت عنوان: اثر زلزله بر روی ظرفیت باربری پی

در تاریخ ۱۳۹۲/۱۱/۲۸ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد

مورد ارزیابی و با درجه خوب مورد پذیرش قرار گرفت.

امضا	اساتید مشاور	امضا	اساتید راهنما
			دکتر علی کیهانی

امضا	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضا	اساتید داور
	دکتر مهدی عجمی		دکتر رضا نادری
			دکترسید مهدی توکلی

تقدیم به:

کوه استوار زندگیم، پدرم را
و بی بدیل کوهر زندگانیم، مادرم را
برای هر آنچه انتهای لطف می‌توان نامیدش

در این راستا بر خود واجب می‌دانم که از:

جناب آقای دکتر علی کیهانی، استاد راهنمای محترم،
برای راهنمایی و به‌کارگیری دلسوزانه و خردمندانه ایشان
تشکر نمایم.

تعهد نامه

اینجانب امین مهرآرا دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران – سازه دانشکده مهندسی عمران و معماری دانشگاه شاهرود، نویسنده پایان نامه اثر زلزله بر روی ظرفیت باربری پی، تحت راهنمایی دکتر علی کیهانی 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 شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه شاهرود » و یا « Shahrood University » به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تاثیر گذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که از موجودات زنده (یا بافتهای 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 افزارها و تجهیزات ساخته شده) متعلق به دانشگاه 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

کاهش خطر زلزله یکی از بزرگترین چالشهای مهندسی عمران است و بدلیل اینکه هر سازه ای بر روی خاک و فونداسیون بنا می شود بدیهی است شرایط و خصوصیات خاک منطقه نقش کلیدی را درخصوص حرکات لرزه ای زمین ایفا می کند. با توجه به اهمیت پی در انتقال ارتعاشات ناشی از زلزله از زمین به سازه و با شناخت رفتار پی و زمین می توانیم ارزیابی بهتری از اندرکنش سیستم خاک- پی - سازه داشته باشیم. در اینجا این سؤال مطرح می شود که زلزله تا چه حد می تواند بر روی ظرفیت باربری پی تأثیرگذار باشد و یا اینکه می توان از آن چشم پوشی کرد یا خیر؟ برای بررسی و تحلیل چگونگی رفتار خاک در هنگام زلزله می توان از معادلات ریاضی و روشهای اجزاء محدود استفاده کرد. در این مطالعه، برای شبیه سازی و مدل سازی رفتار خاک و پی، از نرم افزار ABAQUS بهره گرفته شده است. در این تحقیق از فونداسیون بتنی به ابعاد 4×4 برای مدلسازی فونداسیون بر روی خاک استفاده شده و از آنجا که خاک یک ماده الاستوپلاستیک بوده و برای اینکه بتوان بطور قابل قبول و واقع بینانه آن را مدلسازی کرد و رفتار خاک را هنگام وقوع زلزله شبیه سازی نمود از معیار گسیختگی موهر- کلمب استفاده شده است. برای تحلیل نحوه انتشار امواج در خاک هنگام زلزله، از مدل سه بعدی در نرم افزار استفاده شده که بر روی خاکهای با خصوصیات الاستوپلاستیکی متفاوت این روند انجام شده است. پس از اعمال بار بر روی پی و اعمال زلزله با شتاب افقی تحلیل انجام شده است، که در این تحقیق از بار هارمونیک و همچنین بار زلزله برای شبیه سازی استفاده شده است. با استفاده از خروجی های نرم افزار و نمودار تنش، ظرفیت باربری پی در حالت استاتیکی و دینامیکی مورد مقایسه قرار گرفته است. در پایان نتیجه ای که از تحقیق حاضر بدست آمد این است که در شرایطی که سازه و پی در معرض بار زلزله قرار می گیرد به میزان قابل توجهی از ظرفیت باربری آن کاسته می شود و این کاهش با توجه به نوع خاک و شدت و فرکانس متفاوت می باشد.

کلید واژه: ظرفیت باربری، زلزله، خرابی، فونداسیون، نرم افزار اجزاء محدود

«فهرست مطالب»

صفحه

عنوان

فصل اول: مقدمه و شرح تحقیق

۱-۱	مقدمه.....	۲
۲-۱	ظرفیت باربری.....	۲
۳-۱	ضرورت انجام تحقیق.....	۸
۴-۱	اهداف و روش تحقیق.....	۹
۵-۱	ساختار پایان نامه.....	۹

فصل دوم: مروری بر روش های تئوری ارزیابی ظرفیت باربری لرزه ای

۱-۲	مقدمه.....	۱۲
۲-۲	روش های ارزیابی ظرفیت باربری لرزه ای.....	۱۲

فصل سوم: خواص ارتجاعی و خمیری خاک

۱-۳	مقدمه.....	۲۰
۲-۳	ماتریس تنش.....	۲۰
۳-۳	خاصیت ارتجاعی.....	۲۲
۱-۳-۳	شرایط تنش سه بعدی.....	۲۲
۴-۳	خاصیت خمیری.....	۲۳
۵-۳	الگو های خمیری.....	۲۴
۱-۵-۳	مصالح کشسان خمیری.....	۲۴

۲۵	۳-۵-۲ نظریه خمیری
۲۵	۳-۵-۳ شرایط تسلیم ماده
۲۷	۳-۶-۶ قانون جریان (سیلان) خمیری
۲۷	۳-۶-۱ نظریه اول : قانون جریان همراه
۲۸	۳-۶-۲ نظریه دوم : قانون جریان ناهمراه
۲۹	۳-۶-۳ شرط سازگاری
۳۰	۳-۷ معادلات عمومی کشسان خمیری
۳۰	۳-۸ معیارهای تسلیم
۳۱	۳-۸-۱ معیار تسلیم ترسکا
۳۲	۳-۸-۲ معیار تسلیم ون میسز
۳۳	۳-۸-۳ معیار تسلیم موهر - کولمب
۳۶	۳-۸-۴ معیار تسلیم دراگر - پراگر
۳۸	۳-۹ مدل اصلاح شده رس cam
۴۰	۳-۹-۱ ضرایب ارتجاعی خاک
۴۱	۳-۱۰ مدل توسعه یافته رس cam
۴۵	۳-۱۱ مدل اصلاح شده دراگر - پراگر/کلاهی
۴۶	۳-۱۱-۱ سطح جاری شدن کلاهی
۵۰	۳-۱۱-۲ قانون جریان
۵۱	۳-۱۱-۳ پارامترهای مدل

۳-۱۱-۴ شرایط اولیه المانها.....	۵۲
---------------------------------	----

فصل چهارم: موج در خاک

۴-۱ مقدمه.....	۵۴
۴-۲ تنش.....	۵۵
۴-۳ کرنش.....	۵۷
۴-۴ رابطه بین تنش و کرنش.....	۵۹
۴-۵ معادله حرکت.....	۶۰
۴-۵-۱ معادله حرکت امواج لرزه ای.....	۶۲
۴-۶ انواع امواج لرزه ای.....	۶۳

فصل پنجم: ارائه مثالهای عددی و ارزیابی نتایج

۵-۱ مقدمه.....	۷۴
۵-۲ تحلیل های استاتیکی.....	۷۵
۵-۳ تحلیل های دینامیکی.....	۷۹
۵-۴ مقایسه نتایج حاصل از تحلیلهای استاتیکی و دینامیکی.....	۸۰

فصل ششم: نتیجه گیری

۶-۱ بحث و نتیجه گیری.....	۹۸
۶-۲ ارائه پیشنهاد برای کار در آینده.....	۱۰۰
مراجع	۱۰۱

«فهرست اشکال»

عنوان	صفحه
شکل ۱-۱: پی های کم عمق (سطحی).....	۳
شکل ۱-۲: گسیختگی برشی کلی.....	۳
شکل ۱-۳: گسیختگی برشی موضعی.....	۴
شکل ۱-۴: گسیختگی برشی کلی در فرضیات ترزاقی.....	۵
شکل ۱-۵: شکل شماتیک در رابطه با اعمال نیروهای زلزله در روش شبه الاستیکی.....	۶
شکل ۲-۱: سطح گسیختگی فرض شده در روش بودهو-القرنی.....	۱۳
شکل ۲-۲: شکل سطح گسیختگی فرض شده توسط سارما-یوسیفیلیس.....	۱۴
شکل ۲-۳: مکانیسم گسیختگی فرض شده در روش کومار-موهان رائو.....	۱۵
شکل ۲-۴: شکل شماتیک الگوی گسیختگی برای شتابهای متفاوت زلزله در روش کومار-رائو.....	۱۵
شکل ۲-۵: مکانیسم گسیختگی M1 و M2 برای تحلیل ظرفیت باربری لرزه ای.....	۱۶
شکل ۲-۶: مکانیسم گسیختگی مورد استفاده در روش عسکری و همکاران.....	۱۷
شکل ۳-۱: تنشها در فضای سه بعدی.....	۲۱
شکل ۳-۲: نمودار تنش-کرنش ماده در حالت یک بعدی و منطبق بر رفتار کشسان-خمیری (الاستیک-پلاستیک).....	۲۴
شکل ۳-۳: نمایش ترسیمی سطح تسلیم در فضای تنش های اصلی.....	۲۶
شکل ۳-۴: شرح ترسیمی قانون جریان همراه.....	۲۸
شکل ۳-۵: شرح ترسیمی قانون جریان ناهمراه.....	۲۹
شکل ۳-۶: سطح تسلیم معیارهای ترسکا و ون میسر در فضای تنشهای اصلی.....	۳۲
شکل ۳-۷: سطح تسلیم معیارهای ترسکا و ون میسر.....	۳۲

- شکل ۳-۸: معیار تسلیم موهر - کولمب..... ۳۴
- شکل ۳-۹: شرح شماتیک پارامتر زاویه اتساع (۷۲)..... ۳۵
- شکل ۳-۱۰: اتساع و عدم اتساع..... ۳۶
- شکل ۳-۱۱: سطح تسلیم معیارهای موهر - کوامب و دراگر - پراگر..... ۳۷
- شکل ۳-۱۲: سطوح تسلیم همسان در فضای تنش های اصلی..... ۳۸
- شکل ۳-۱۳: اجزاء مدل توسعه یافته رس cam..... ۴۲
- شکل ۳-۱۴: تصویر سطح تسلیم مدل توسعه یافته رس cam بر روی صفحه π ۴۲
- شکل ۳-۱۵: سطح تسلیم مدل توسعه یافته رس cam در صفحه p-t..... ۴۲
- شکل ۳-۱۶: خطوط تحکیم عادی و حالت بحرانی در صفحه e-lnp..... ۴۵
- شکل ۳-۱۷: سطوح تسلیم مدل کلاهی در صفحه p-t..... ۴۶
- شکل ۳-۱۸: تصویر سطوح تسلیم/جریان کلاهی بر روی صفحه π ۴۸
- شکل ۳-۱۹: رفتار مرسوم سخت شدگی کلاهی..... ۴۹
- شکل ۳-۲۰: پتانسیل جریان از مدل کلاهی در صفحه p-t..... ۵۰
- شکل ۴-۱: شکل شماتیک نحوه انتشار امواج در محیط خاک..... ۵۴
- شکل ۴-۲: نیروی سطحی روی یک المان حجم V در داخل مواد F نیروی سطحی ناشی از مواد خارج V روی هر المان سطح ds..... ۵۶
- شکل ۴-۳: مؤلفه های تنش روی سه وجه یک چهار وجهی..... ۵۷
- شکل ۴-۴: واتنیدگی عمودی و برشی..... ۵۸
- شکل ۴-۵: مؤلفه های تنش بوجود آورنده نیرو در امتداد x_2 ۶۱
- شکل ۴-۶: نحوه انتشار امواج حجمی..... ۶۶
- شکل ۴-۷: مقایسه زمانی امواج حجمی و سطحی..... ۷۰
- شکل ۵-۱: نمودار مربوط به ظرفیت باربری استاتیکی خاک شن متراکم..... ۷۶

- شکل ۵-۲: نمودار مربوط به ظرفیت باربری استاتیکی خاک شن سست..... ۷۷
- شکل ۵-۳: نمودار مربوط به ظرفیت باربری استاتیکی خاک رس سخت..... ۷۷
- شکل ۵-۴: نمودار مربوط به ظرفیت باربری استاتیکی خاک ماسه متراکم..... ۷۷
- شکل ۵-۵: نمودار مربوط به ظرفیت باربری استاتیکی خاک ماسه سست..... ۷۸
- شکل ۵-۶: نمودار مربوط به ظرفیت باربری استاتیکی خاک رس نرم..... ۷۸
- شکل ۵-۷: بارهارمونیک اعمال شده به مدل با فرکانس ۴ و ۲ هرتز..... ۷۹
- شکل ۵-۸: بار زلزله اعمال شده به مدل..... ۷۹
- شکل ۵-۹: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار هارمونیک مربوط به خاک شن متراکم..... ۸۱
- شکل ۵-۱۰: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار هارمونیک مربوط به خاک شن سست..... ۸۲
- شکل ۵-۱۱: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار هارمونیک مربوط به خاک رس سخت..... ۸۳
- شکل ۵-۱۲: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار هارمونیک مربوط به خاک ماسه متراکم..... ۸۴
- شکل ۵-۱۳: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار هارمونیک مربوط به خاک ماسه سست..... ۸۵
- شکل ۵-۱۴: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار هارمونیک مربوط به خاک رس نرم..... ۸۶
- شکل ۵-۱۵: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار زلزله مربوط به خاک شن متراکم..... ۸۹
- شکل ۵-۱۶: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار زلزله مربوط به خاک شن سست..... ۸۹
- شکل ۵-۱۷: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار زلزله مربوط به خاک رس سخت..... ۸۹
- شکل ۵-۱۸: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار زلزله مربوط به خاک ماسه متراکم..... ۹۰
- شکل ۵-۱۹: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار زلزله مربوط به خاک ماسه سست..... ۹۰
- شکل ۵-۲۰: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار زلزله مربوط به خاک رس نرم..... ۹۰
- شکل ۵-۲۱: درصد کاهش ظرفیت باربری به ازای بارگذاری هارمونیک..... ۹۴
- شکل ۵-۲۲: درصد کاهش ظرفیت باربری به ازای بارگذاری های زلزله و توصیه آبا..... ۹۵
- شکل ۵-۲۳: درصد کاهش ظرفیت باربری به ازای بارگذاری های اعمال شده در مدل..... ۹۶

«فهرست جداول»

عنوان	صفحه
جدول ۵-۱: خصوصیات کلی خاکهای متفاوت موجود.....	۷۴
جدول ۵-۲: خصوصیات خاکهای استفاده شده در مدلسازی.....	۷۶
جدول ۵-۳: ظرفیت باربری خاکهای استفاده شده در تحلیل.....	۷۸
جدول ۵-۴: مقایسه ظرفیت باربری در حالت استاتیکی و دینامیکی با فرکانس ۴ هرتز و شدت مبنا..	۸۷
جدول ۵-۵: مقایسه ظرفیت باربری در حالت استاتیکی و دینامیکی با فرکانس ۲ هرتز و شدت مبنا..	۸۷
جدول ۵-۶: مقایسه ظرفیت باربری در حالت استاتیکی و دینامیکی با فرکانس ۴ هرتز و نصف شدت مبنا.....	۸۸
جدول ۵-۷: مقایسه ظرفیت باربری در حالت استاتیکی و دینامیکی حاصل از نیروی زلزله.....	۹۱
جدول ۵-۸: مقایسه ظرفیت باربری در حالت استاتیکی و دینامیکی و آیین نامه ای.....	۹۲
جدول ۵-۹: درصد کاهش ظرفیت باربری به ازای بارگذاری های اعمال شده در مدل.....	۹۳

فصل اول

مقدمه و شرح تحقیق

۱-۱ مقدمه

پایین ترین قسمت ساختمان پی نامیده می شود. یک پی صحیح، بار را طوری به خاک انتقال می دهد که خاک تحت اضافه تنش قرار نگیرد. ایجاد اضافه تنش در خاک هم می تواند باعث نشست زیاد و هم می تواند باعث گسیختگی برشی خاک شود که هر دوی آنها به ساختمان آسیب می رسانند. بنابر این مهندسین ژئوتکنیک و سازه که طراحی پی به عهده آنهاست، باید قادر به تخمین ظرفیت باربری خاک باشند. [۱]

پی های سطحی^۱ اعضای سازه ای هستند که بارهای متمرکز سازه ای بالای سطح زمین را به فشارهای اعمالی وارده به خاک زیرین تبدیل می کنند. پی های مربعی، دایره ای، نواری و گسترده^۲ شکل های مرسوم پی های سطحی می باشند. هر یک از این شکل ها برای نوع ویژه ای از سازه ها مناسب می باشد: پی مربعی در زیر یک ستون، پی دایره ای برای سازه های استوانه ای مانند مخازن آب، پی نواری در زیر دیوارهای حائل و پی گسترده در زیر کل یک ساختمان استفاده می شود. از جنبه عمومی تر، پی های سطحی، پی هایی هستند که نسبت عمق به عرض آنها حدوداً کمتر از ۴ است. در صورتی که نسبت عمق به عرض پی بزرگتر از ۴ باشد، آن را می توان در رده پی های عمیق قرار داد.

۱-۲ ظرفیت باربری

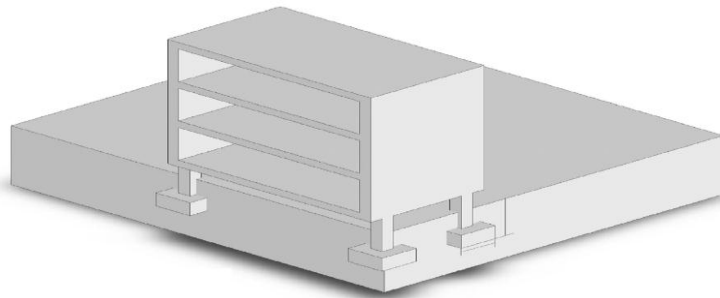
چنانچه توسط ترزاچی^۳ (۱۹۴۳) پیشنهاد شده است، یک پی در صورتی کم عمق در نظر گرفته می شود که $D_f \leq B$ باشد، مطابق شکل ۱-۱، B ، عرض پی و D_f ، عمق آن می باشد. دیگران پیشنهاد کرده اند که پی های با عمق بیشتر (تا $4B$) نیز می توانند به عنوان پی های کم عمق در نظر گرفته شوند. هنگام طراحی یک پی در حالت استاتیکی و بدون در نظر گرفتن بار زلزله باید این نکات را مد نظر

¹ Shallow foundation

² Mat(raft) foundation

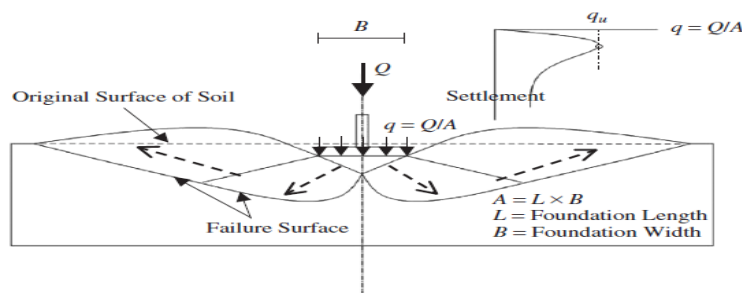
³ Terzaghi

قرار داد که فشار اعمالی به پی نباید از ظرفیت باربری خاک زیر آن تجاوز نماید؛ و نشست پی ناشی از فشار اعمالی به پی نباید از حد مجاز بیشتر شود.



شکل ۱-۱: پی های کم عمق (سطحی)

در حالت استاتیکی و در غیاب نیروی زلزله، سه حالت گسیختگی خاک امکان پذیر می باشد. حالت اول که «گسیختگی برشی کلی»^۱ نام دارد، معمولاً در ماسه های متراکم و رس های سخت قرار گرفته در زیر یک پی کم عمق اتفاق می افتد. با مراجعه به شکل ۲-۱، هنگامی که بار Q به تدریج افزایش می یابد، فشار پی متناظر با آن، q ، نیز افزایش خواهد یافت. با افزایش فشار، نشست پی نیز افزایش می یابد تا به ظرفیت باربری نهایی^۲ q_u برسد. بلافاصله پس از رسیدن به q_u ، یک افزایش ناگهانی در نشست روی می دهد که نشان دهنده افت شدید استحکام خاک می باشد. حالت گسیختگی برشی کلی همراه است با ایجاد یک سطح گسیختگی و نیز عدم توانایی تحمل فشار وارده، یک نقطه ماکزیمم مشخص در منحنی فشار در مقابل نشست نشان داده شده در شکل ۲-۱ وجود دارد که متناظر است با ظرفیت باربری نهایی q_u .

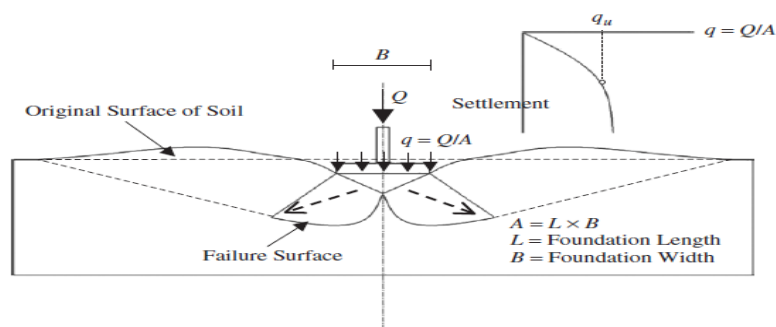


شکل ۲-۱: گسیختگی برشی کلی [۱]

¹ General shear failure

² Ultimate bearing capacity

حالت دوم گسیختگی که عبارتست از «گسیختگی برشی موضعی»^۱، در ماسه های با تراکم متوسط و رسهای با سختی متوسط روی می دهد. این نوع گسیختگی از طریق عدم وجود یک نقطه ماکزیمم مشخص در منحنی فشار در مقابل نشست، چنانکه در شکل ۳-۱ نشان داده شده است، مشخص می شود. در حالت گسیختگی برشی موضعی، تعیین ظرفیت باربری نهایی معمولاً تحت تأثیر نشست های اضافی پی می باشد، همان گونه که در شکل قابل مشاهده می باشد. حالت گسیختگی برشی موضعی همراه است با یک سطح گسیختگی در حال پیشروی که ممکن است پس از رسیدن به q_u ، تا سطح خاک نیز ادامه یابد. (شکل ۳-۱)



شکل ۳-۱: گسیختگی برشی موضعی [۱]

سومین حالت گسیختگی، «گسیختگی برشی سوراخ کننده»^۲ نام دارد که معمولاً در ماسه های سست و رس های نرم اتفاق می افتد. این نوع گسیختگی همراه است با یک سطح گسیختگی مثلثی شکل درست در زیر پی. همانند حالت گسیختگی برشی موضعی، گسیختگی سوراخ کننده نیز از طریق عدم وجود یک ظرفیت باربری نهایی مشخص، شناخته می شود. بنابراین، ظرفیت باربری نهایی در این حالت به صورت فشار متناظر با نشست های اضافی پی، در نظر گرفته می شود.

در مورد نحوه محاسبه ظرفیت باربری شالوده های سطحی بر اساس معیار گسیختگی برشی، چهار نظریه توسط ترزاگی^۳ (۱۹۴۳)، مایرهوف^۴ (۱۹۵۳)، هنسِن^۵ (۱۹۷۰) و وسیک^۶ (۱۹۷۳) ارائه شده است.

¹ Local shear failure

² Punching shear failure

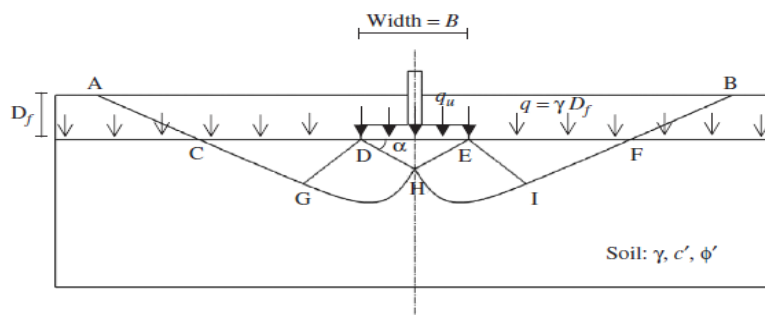
³ Terzaghi

⁴ Meyerhof

⁵ Hansen

⁶ Vesic

این نظریه ها تنها در حالت استاتیکی بوده و در غیاب زلزله قابل محاسبه می باشد. شکل ۴-۱، سطح گسیختگی فرضی در زیر پی را نشان می دهد. سه ناحیه گسیختگی مشخص خاک در زیر پی قابل مشاهده می باشند: یک ناحیه مثلثی، DEH، درست در زیر پی؛ دو ناحیه شعاعی DHG و EIH؛ و دو ناحیه مقاوم رانکین DGC و EFI. خاک بالای سطح پی که دارای ضخامت D_f می باشد برای سادگی تحلیل تعادل با یک فشار سربار $q = \gamma D_f$ جایگزین می گردد.



شکل ۴-۱: گسیختگی برشی کلی در فرضیات ترزاقی [۱]

توجه کنید که زاویه α شکل ۴-۱، برابر با زاویه اصطحاک داخلی خاک ϕ فرض می شود و نیز مقاومت برشی خاک در طول CA و FB، نادیده گرفته می شود. ترزاقی در تحلیل تعادل خود، فرض کرد که ظرفیت باربری پی، عبارتست از فشار پی که موجب ایجاد شرایط حرکت احتمالی رو به پایین برای ناحیه مثلثی می گردد. برای وقوع این حالت، ناحیه مثلثی، نواحی برش شعاعی را به سمت چپ و راست پی می راند و در مقابل، نواحی برش شعاعی، نواحی مقاوم رانکین را به سمت بالا می رانند. فرض می شود شرایط حرکت احتمالی همزمان در کلیه نواحی اتفاق می افتد. بر اساس این فرض، ترزاقی معادله زیر را برای یک پی نواری و گسیختگی برشی کلی بدست آورد: [۲]

$$q_u = \hat{c}N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (۱-۱)$$

که $\hat{c}$ ، چسبندگی خاک، q ، فشار سربار در عمق پی $q = \gamma D_f$ و γ ، وزن مخصوص خاک، B ، عرض پی و N_c ، N_q و N_γ ، ضرایب بی بعد ظرفیت باربری هستند که تابعی از زاویه اصطحاک ϕ می باشند. ضرایب ظرفیت باربری N_c ، N_q و N_γ ، از روابط زیر بدست می آیند:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (۲-۱)$$

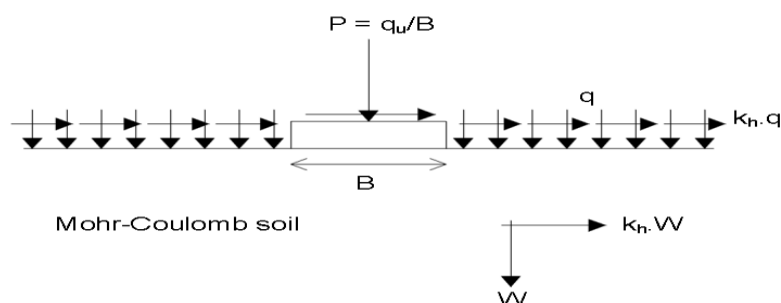
$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi \quad (3-1)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1)\tan 1.4\phi \quad (4-1)$$

معادله ۱-۱ را می توان با تخمین، برای ظرفیت باربری یک پی مربعی بصورت زیر نوشت:

$$q_u = 1.3\hat{c}N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (5-1)$$

تا این قسمت به بحث در مورد بدست آوردن ظرفیت باربری پی در حالت استاتیکی پرداختیم. در ادامه به مباحث لرزه ای در رابطه با ظرفیت باربری پرداخته می شود. یک مدل شماتیک که می تواند بصورت شبه استاتیکی به تحلیل اثر زلزله بر روی ظرفیت باربری پی بپردازد، در شکل ۵-۱ نشان داده شده است. همانطور که در شکل می بینیم در روش شبه استاتیکی نیروهای لرزه ای بصورت بارهای افقی به فونداسیون، سربار و خاک زیر پی اعمال می شوند. بارهای افقی از ضرب ضریب افقی زلزله (k_h) به بار فونداسیون (p)، سربار (q) و خاک زیر پی (w) حاصل می شوند؛ که در این حالت عبارت $k_h \cdot w$ در حقیقت نیروی شبه استاتیکی است که به توده خاک زیرین اعمال می شود و اینرسی خاک نام دارد.



شکل ۵-۱: شکل شماتیک در رابطه با اعمال نیروهای زلزله در روش شبه استاتیکی

با توجه به آنچه که در مقدمه ذکر گردیده، ورود به بحث ظرفیت باربری لرزه ای خاک، ضمن اینکه

تقریبهای شرایط استاتیکی تحلیلهای ظرفیت باربری را شامل می شود حاوی ابهامهای مستقل خود نیز می باشد. در این جا به تاریخچه مختصری از بعضی از پژوهشهای صورت گرفته در این زمینه اشاره می گردد.

با توجه به اینکه با یک تقریب می توان بررسی ظرفیت باربری خاک در برابر بار مایل را (که مؤلفه افقی آن به حساب زلزله منظور شود)، به عنوان عملکرد خاک و پی در برابر زلزله تصور نمود آنگاه مایرهورف^۱ (۱۹۵۳)، سوکولفسکی^۲ (۱۹۶۰)، شینوهارا^۳ و همکاران (۱۹۶۰)، احتمالاً از اولین پژوهشگرانی هستند که با این دیدگاه مقالاتی را ارائه دادند و با اندکی توسعه و تحلیل متفاوت یا پیشرفته تر گزارشهای پراکاش^۴ و کومار^۵ (۱۹۶۷)، و شی کیف و جاکولف^۶ (۱۹۷۷)، نمونه هایی دیگر در این زمینه منظور می شوند. آکاموتو^۷ (۱۹۷۳) کاهش ظرفیت باربری در اثر زلزله ها را با کاهش زاویه اصطکاک داخلی خاک به اندازه $i = \tan^{-1} k_h$ مدل سازی می کند.

پیشرفتهای بعدی در تحلیل دقیق تر مسأله را باید به تحلیلهایی ارجاع نمود که در آنها نه فقط اثر بار افقی زلزله بر پی و بر لایه روبرار ($q = \gamma D_f$) وارد می آید، بلکه این تأثیر در بخشهای مختلف خاک زیر پی نیز در نظر گرفته می شود. این مرحله از تحلیل به دو حالت تقسیم می شود، یکی اینکه فقط ضرب مؤلفه افقی زلزله (k_h) منظور شود و حالت جامع تر این است که مؤلفه قائم هم (k_v) مورد نظر قرار گیرد که قاعدتاً این گونه محاسبات را باید به عنوان راه حلهای دقیق تر و کامل تر پذیرفت.

با احتمال زیاد، سارما^۸ و یوسیفلیس^۹ (۱۹۹۰) از اولین تحلیل های در این زمینه را (که مؤلفه افقی زلزله را در بخشهای مختلف خاک منظور نمودند) ارائه نمودند و در تحقیقات بعدی بودهو^{۱۰} و

¹ Meyerhof

² Sokolovski

³ Shinohara

⁴ Prakash

⁵ Kumar

⁶ Jakolov

⁷ Okamoto

⁸ Sarma

⁹ Iossifelis

¹⁰ Budhu

الکرنی^۱ (۱۹۹۳) مؤلفه قائم زلزله را نیز مورد توجه قرار دادند. تکمیل همین ملاحظات در تحلیل ها توسط پژوهشگران بعدی صورت گرفت که از جمله باید به کومار^۲ و موهان^۳ (۲۰۰۲) اشاره نمود. ضمن سالهای اخیر پژوهشهای دیگری در تکمیل تحلیلهای قبلی ارائه گردیده است. در این زمینه می توان مقالات کناپکو^۴ (۲۰۰۶)، مرلوس^۵ و رومو^۶ (۲۰۰۶) و اشاره نمود.

نکته قابل توجه در مقالات اخیر این است که بعضاً از مشاهدات آزمایشگاهی مخصوصاً از دستگاه سانتریفوژ نیز استفاده شده است تا رفتار واقعی خاک هم مورد مشاهده قرار گیرد.

به عنوان یک نگاه اجمالی به روشهای تحلیلی ارائه شده، از سالهای ۱۹۵۰ تا هم اکنون، می توان کلیه محاسبات را در سه گروه قرار داد. محاسباتی که در آنها اثر زلزله را به صورت یک بار افقی وارد بر سازه پی و نیز بر بخش روبار در نظر گرفته و از اینرسی حاصل از زلزله در توده خاک زیر پی صرف نظر نمودند (مانند مایرهوف و سوکولفسکی). در حقیقت این نوع محاسبات را باید به حساب عملکرد بار مایل گذاشت. محاسباتی که در آنها اثر مؤلفه افقی زلزله نه تنها بر سازه پی و بر روبار منظور شده است، بلکه بر بخشهای منطقه گسیختگی خاک زیر پی منظور شده است (مانند محاسبات سارما و یوسفلیس) و محاسبات مفصل تر که در آنها مؤلفه قائم زلزله نیز منظور شده است (مانند آنچه که بودهو و الکرنی ارائه داده اند).

۳-۱ ضرورت انجام تحقیق

با توجه به اهمیت پی در انتقال ارتعاشات ناشی از زلزله از زمین به سازه و با شناخت رفتار پی و زمین می توانیم ارزیابی بهتری از اندرکنش سیستم خاک- پی- سازه داشته باشیم. از آنجا که در مورد محاسبه ظرفیت باربری پی در حالت استاتیکی و در غیاب زلزله تحقیقات، آزمایشات و مطالعات

¹ Al-Karni

² Kumar

³ Mohan

⁴ Kenapco

⁵ Merlos

⁶ Romo

گسترده ای صورت گرفته است اما تحقیقات اندکی در مورد اثر زلزله و امواج لرزه ای بر ظرفیت باربری پی صورت گرفته، نیازمند تحقیقات وسیعی در این زمینه چه به صورت آزمایشگاهی و چه بصورت مدلسازی نرم افزاری می باشیم. از این رو در این تحقیق سعی شده است از روش اجزاء محدود و نرم افزار ABAQUS استفاده شود تا بتوان برای بررسی رفتار خاک در هنگام زلزله به نتایج واقع بینانه تری رسید.

۴-۱ اهداف و روش تحقیق

هدف اصلی از انجام این تحقیق بررسی تاثیر زلزله بر روی ظرفیت باربری پی های سطحی گسترده مربعی بوده و از آنجا که تحلیل رفتار واقعی خاک در برابر عملکرد امواج لرزه ای مبحثی بسیار پیچیده است زیرا در بدو امر نیاز به وجود یک مدل رفتاری مناسب است که بتواند رفتار خاک را با در نظر گرفتن بار چرخه ای زلزله و تأثیر تاریخچه تنش بر رفتار مرحله ای آن نشان دهد. از این رو در تحقیق حاضر با استفاده از روش اجزاء محدود و نرم افزار قدرتمند ABAQUS بصورت سه بعدی به تحلیل و شبیه سازی رفتار خاک پرداخته شده است. در خصوص بحث موج در خاک از بار هارمونیک برای شبیه سازی نیروی زلزله با شتاب افقی استفاده شده است. در ادامه ظرفیت باربری در دو حالت استاتیکی و دینامیکی مورد مقایسه قرار گرفته و در پایان به تحلیل نتایج پرداخته شده است.

۵-۱ ساختار پایان نامه

این پایان نامه شامل هشت فصل به شرح زیر می باشد:

فصل اول شامل مقدمه و شرح مختصری بر تحقیق همراه با ضرورت و اهداف مطالعه می باشد. فصل دوم به مروری بر روش های تئوری ارزیابی ظرفیت باربری لرزه ای می پردازد. فصل سوم مربوط به

خواص ارتجاعی و خمیری خاک می باشد. در فصل چهارم به مباحث مربوط به موج در خاک پرداخته می شود. فصل پنجم به معرفی نرم افزار ABAQUS می پردازد. در فصل ششم مدلسازی و فرضیات بکار رفته مورد بحث و بررسی قرار می گیرد. فصل هفتم به ارائه مثالهای عددی و ارزیابی نتایج می پردازد. در فصل پایانی به نتیجه گیری و بحث در مورد نتایج بدست آمده از نرم افزار پرداخته می شود.

فصل دوم

مروری بر روش های تئوری ارزیابی ظرفیت باربری لرزه ای

۲-۱ مقدمه

بررسی عملکرد زلزله در حوزه ژئوتکنیک مورد توجه پژوهشگران بوده است ولی به آن گونه که تعداد مقالات و گزارشها و تنوع و تعداد محاسبات و تحلیلها و آزمایشها در خصوص شرایط استاتیکی (بدون زلزله) ظرفیت باربری در دسترس می باشد، مبحث ظرفیت باربری لرزه ای خاک مورد بحث و تحلیل قرار نگرفته است. مایرهوف^۱ [۳] (۱۹۵۱)، و شینوهارا^۲ [۴] (۱۹۶۰)، با اعمال مؤلفه قائم و افقی زلزله در مرکز جرم سازه پی، مسأله ظرفیت باربری لرزه ای را به صورت یک مسأله استاتیکی معادل با اعمال زاویه مایل به بار وارده تبدیل نمودند. اوکاموتو^۳ [۵] (۱۹۷۳)، پیشنهاد داد، برای لحاظ اثر زلزله در باربری پی، مقدار زاویه اصطکاک داخلی پی به میزان $i = \tan^{-1} k_h$ ، کاهش داده شود و سپس ظرفیت باربری، از روش های معمول محاسبه گردد.

۲-۲ روش های ارزیابی ظرفیت باربری لرزه ای

در سالهای اخیر تحقیقات نسبتاً بیشتری بر روی ظرفیت باربری لرزه ای پی ها صورت پذیرفته است. روش های تئوریک بررسی این مسأله عمدتاً بر اساس سه روش تعادل حدی^۴، روش خطوط مشخصه^۵ و روش آنالیز حدی^۶ استوار است.

مقاومت برشی خاک ها، تحت بارهای گذرا و سریع، مانند زلزله بیشتر از مقاومت آن در برابر بارهای دائمی است و بخاطر عدم قطعیت وقوع زلزله، ظریب اطمینان کمتری برای ظرفیت باربری و لغزش آن لازم است. از این رو نشست خاکها تحت بارهای گذرا و سریع، کمتر از نشست آن تحت بارهای دائمی است؛ زیرا خاک فرصت کمی برای پاسخ به بارهای وارده دارد. برای بارهای گذرا و سریع، یک روا داری تغییر مکان در نظر گرفته می شود؛ به عبارت دیگر، بطور معمول انتظار وقوع ترک ها و سایر

¹ Meyerhof

² Shinohara

³ Okamoto

⁴ Limit Equilibrium

⁵ Slip Line Method

⁶ Limit Analysis

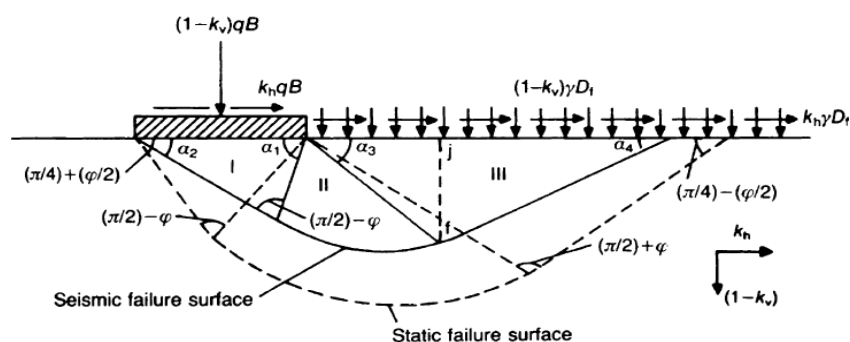
آشفتگی های کوچک دیگر را در سازه و پی، پس از وقوع زلزله داریم. [۶] در ادامه به بررسی مطالعات مختلف صورت پذیرفته توسط محققین می پردازیم.

ابتدا به توضیحاتی در رابطه با روش بودهو^۱ [۷] - القرنی^۲ [۸] می پردازیم. این روش که بر اساس روش تعادل حدی استوار است، ضرایب ظرفیت باربری در فرمول بندی بر اساس معیار مور-کولمب، ارائه شده است. در این روش از سطح گسیختگی مشابه آنچه وسیک برای تحلیل و محاسبه ظرفیت باربری در حالت استاتیکی در نظر گرفت، استفاده شده است؛ با این تفاوت که در صورت اعمال شتاب زلزله، سطح گسیختگی بیشتر به سطح نزدیک می شود (شکل ۱-۲). در این روش، سطح گسیختگی به سه ناحیه فعال، انتقالی و مقاوم تقسیم شده است. بر اساس تحلیل این مدل، بودهو و القرنی روابط زیر را برای ضرایب باربری ارائه نمودند:

$$N_{qe} = (1 - k_v) N_{qs} \cdot \exp(-\beta_q) \quad , \beta_q = \frac{5.3(k_h^{1.2})}{1 - k_v} \quad (1-2)$$

$$N_{ye} = \left(1 - \frac{2}{3}k_v\right) N_{ys} \cdot \exp(-\beta_y) \quad , \beta_y = \frac{9(k_h^{1.1})}{1 - k_v} \quad (2-2)$$

$$N_{ce} = N_{cs} \cdot \exp(-\beta_c) \quad , \beta_c = 4.3k_h^{1+D} \quad , D = \frac{c}{\gamma z} \quad (3-2)$$

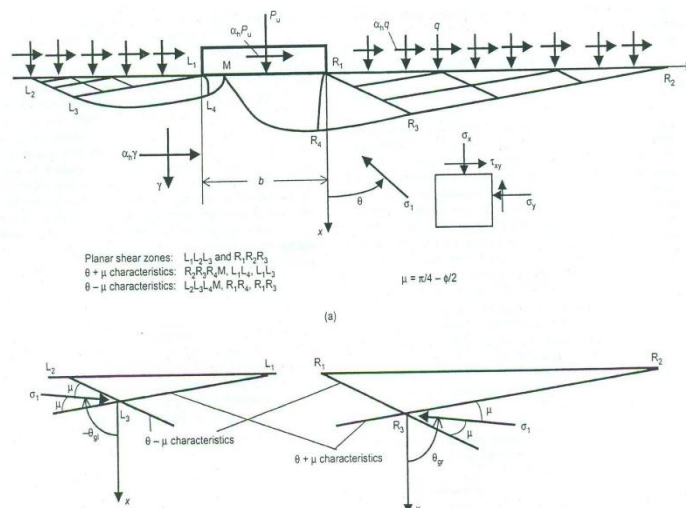


شکل ۱-۲: سطح گسیختگی فرض شده در روش بودهو- القرنی [۷]

¹ Budhu

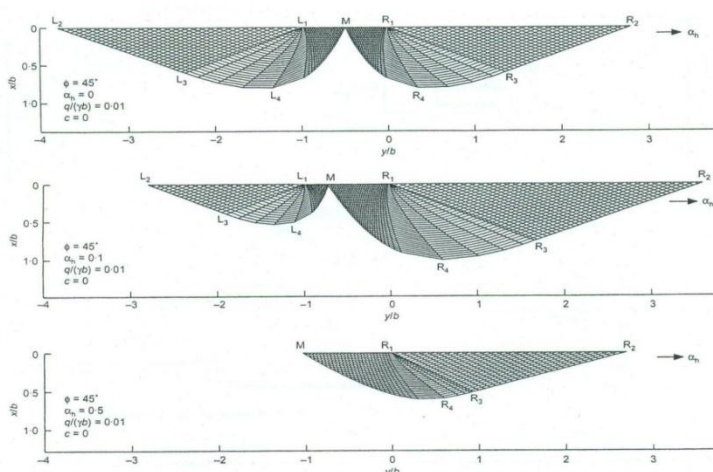
² Al-Karni

مشخصه های تنش سوکولوسکی^۱ [۱۱] می باشد، سطح گسیختگی مانند سایر روشهایی که تا کنون بحث شد، در نظر گرفته نشده است؛ در واقع در این روش با ارضای پی در پی شرایط تعادل و گسیختگی در تمام ناحیه پلاستیک، راه حل مناسب حاصل می شود. (شکل ۲-۳).



شکل ۲-۳: مکانیسم گسیختگی فرض شده در روش کومار-موهان راثو [۱۰]

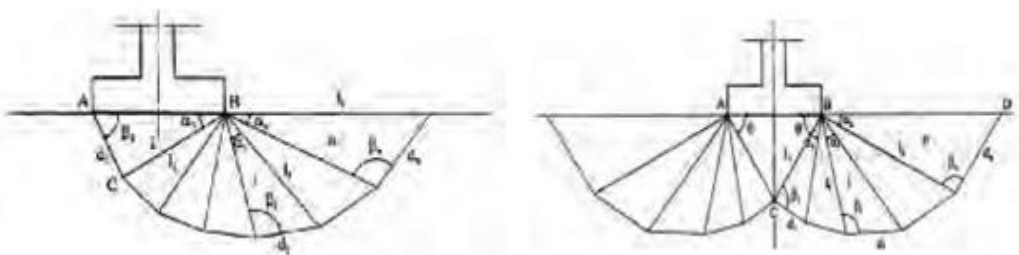
در این روش نیروهای ناشی از وزن خاک نیز در محاسبات وارد شده و ضرایب ظرفیت باربری، جداگانه به صورت تابعی از زاویه اصطکاک داخلی خاک و ضریب شتاب افقی زلزله بدست آمده است. در شکل ۲-۴ نیز برای شرایط خاک $c=0$ و $\phi = 45^\circ$ و شتابهای متفاوت افقی زلزله، الگوهای گسیختگی نشان داده شده است.



شکل ۲-۴: شکل شماتیک الگوی گسیختگی برای شتابهای متفاوت زلزله در روش کومار- راثو

¹ Sokolovski

روش دیگر روش سوبرا^۱ می باشد. در این روش سوبرا [۱۲]، با استفاده از روش تحلیل حد بالایی، به بررسی ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه ای پی ها پرداخت. در این روش دو مکانیسم گسیختگی تحت نام های M1 و M2، که در شکل ۲-۵ نشان داده شده، در تحلیل حدی و برای تعیین ضرائب ظرفیت باربری استفاده شده است. نتایج این تحلیل در تعیین ضرائب ظرفیت باربری در حالت استاتیکی حاکی از دقت و انطباق آن در تعیین ضرائب N_{qs} و N_{cs} بوده است. اما مدل نامتقارن M2، مقادیر N_{ys} بیشتری نسبت به مکانیسم M1 به دست داده است. از مکانیسم نامتقارن M2، برای تحلیل ظرفیت باربری لرزه ای استفاده شده است. سوبرا فرض کرده است که زلزله، تنها باعث افزایش نیروی رانشی روی پی می شود و از اثر زلزله در کاهش مقاومت برشی خاک صرفنظر شده است. در این روش اثر اینرسی خاک در نتایج در نظر گرفته شده است.



الف- مدل گسیختگی M1

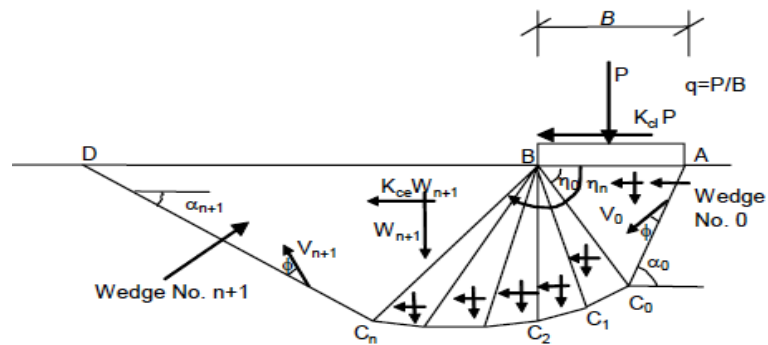
ب- مدل گسیختگی M2

شکل ۲-۵: مکانیسم گسیختگی M1 و M2 برای تحلیل ظرفیت باربری لرزه ای [۱۲]

روش دیگر، روش عسگری و همکاران می باشد. [۱۳] مکانیسم گسیختگی این روش که بر اساس تحلیل حدی استوار است، و اثر نیروی اینرسی خاک در آن لحاظ شده، در شکل ۲-۶ نشان داده شده است. این مکانیسم از بلوک صلب مثلث شکل ABC (بلوک شماره صفر)، ناحیه برشی BCCn (بلوک های ۱ تا n) و بلوک صلب BCnD (بلوک شماره n+1) تشکیل گردیده است. ناحیه برشی متشکل از n بلوک مثلث شکل است که تعداد آنها بسته به دقت مورد نظر قابل تغییر است. در این مکانیسم بلوک ABC، با سرعت V، حرکت می کند. برای ارضای شرایط نرمالیده، بردار سرعت به گونه ای

¹ Soubra

اختیار می شود که با سطح ناپیوستگی سرعت زاویه φ بسازد. شالوده و بلوک ABC، نسبت به هم حرکتی ندارند. پس از محاسبه سرعت بلوک های مختلف، مرز بالای حدی با مساوی قرار دادن کار نیروهای داخلی و خارجی محاسبه می گردد.



شکل ۲-۶: مکانیسم گسیختگی مورد استفاده در روش عسکری و همکاران [۱۳]

تا این قسمت به بررسی تاریخچه و روشهای استفاده شده در تحلیل استاتیکی و دینامیکی (بارهای زلزله) ظرفیت باربری پی پرداختیم. در فصل بعدی خواص ارتجاعی و خمیری خاک را مورد بحث قرار می دهیم.

فصل سوم

خواص ارتجاعی و خمیری خاک

۳-۱ مقدمه

پیش بینی رفتار خاک با استفاده از معادلات بنیادی^۱ بدست آمده بر اساس یافته های تجربی و نیز ساخت روش های عددی مانند روش اجزاء محدود است، که جنبه قابل توجهی از مکانیک خاک می باشد. این مطلب، به مهندسين اجازه می دهد که انواع مختلف مسائل مهندسی ژئوتکنیک را حل نمایند، خصوصاً مسائلی که دارای پیچیدگی ذاتی بوده و با استفاده از تحلیل سنتی و مرسوم و بدون فرضیات ساده کننده که ممکن است ارزش راه حل تحلیلی را به مخاطره بیندازد، قابل حل نمی باشند.

خاکها از ذرات جدا از هم تشکیل شده اند و در اغلب مدل های خاک فرض می شود که نیروها و تغییر مکانهای موجود در این ذرات، توسط تنش ها و کرنش های پیوسته نشان داده می شوند. رویکرد اغلب مدل های خاک این نیست که رفتار توده خاک را بر اساس رفتار ذرات خاک و اندر کنش میان ذرات، ناشی از رژیم بار وارده، پیش بینی کنند، در حالی که این قوانین بنیادی تنش-کرنش عموماً با اندازه گیری تجربی انجام شده بر روی نمونه ها که از تعداد زیادی ذرات تشکیل شده اند، دارای تناسب و تطابق می باشد.

تئوری ارتجاعی برای محاسبه کرنش های ارتجاعی که پیش از تسلیم در یک ماده ارتجاعی-خمیری^۲ رخ می دهند، استفاده می شود. از آنجا که در تحقیق حاضر از مدل سه بعدی برای تحلیل استفاده شده، در اینجا ابتدا ماتریس تنش ارائه شده و سپس قانون تعمیم یافته هوک برای شرایط تنش سه بعدی ارائه می گردد. [۱۴]

۳-۲ ماتریس تنش

حالت تنش در یک نقطه مانند A در توده خاک چنانچه در شکل (۳-۱) نشان داده شده است،

¹ Constitutive Equations

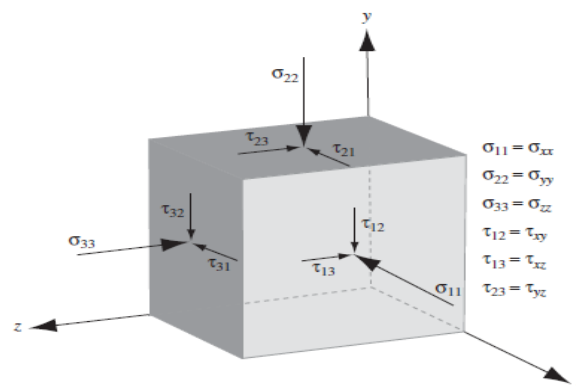
² Elastoplastic

می تواند توسط یک مکعب بسیار کوچک با سه مؤلفه تنش بر روی هر یک از شش وجه آن (یک مؤلفه قائم و دو مؤلفه برشی) نمایش داده شود. از آنجا که نقطه A در حالت تعادل استاتیکی قرار دارد (با فرض عدم وجود نیروهای حجمی مانند وزن خود جسم)، تنها ۹ مؤلفه تنش از سه صفحه برای توصیف حالت تنش در نقطه A مورد نیاز می باشد. این ۹ مؤلفه تنش می توانند در قالب ماتریس تنش مرتب شوند:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{11} & \tau_{12} & \tau_{13} \\ \tau_{21} & \sigma_{22} & \tau_{23} \\ \tau_{31} & \tau_{32} & \sigma_{33} \end{pmatrix} \quad (۱-۳)$$

که σ_{11} ، σ_{22} و σ_{33} تنش های نرمال (واقع بر قطر ماتریس تنش) و τ_{12} ، τ_{21} ، τ_{13} ، τ_{31} ، τ_{23} و τ_{32} تنش های برشی هستند.

تنش های برشی واقع در طرفین قطر یکسان هستند (یعنی $\tau_{12} = \tau_{21}$ ، $\tau_{13} = \tau_{31}$ و $\tau_{23} = \tau_{32}$) که این، به دلیل تعادل استاتیکی است (برای برقراری تعادل گشتاور). این آرایش ۹ مؤلفه تنش، به «تانسور تنش» معروف می باشد. اندیس های ۱، ۲ و ۳ در اینجا به ترتیب به جای X، Y و Z به کار رفته اند.



شکل ۳-۱: تنشها در فضای سه بعدی [۱۴]

اندیسهای استفاده شده برای ۹ مؤلفه تنش $\sigma_{\alpha\beta}$ و $\tau_{\alpha\beta}$ دارای معانی زیر می باشند: α امتداد بردار عمود بر سطحی است که تنش بر روی آن عمل می کند و β امتداد مؤلفه تنش می باشد. برای مثال، مؤلفه تنش برشی τ_{13} در شکل (۱-۳) بر روی صفحه ای عمل می کند که بردار عمود بر آن، موازی محور X بوده و خود مؤلفه تنش برشی، موازی با محور Z می باشد.

۳-۳ خاصیت ارتجاعی

در ادامه قانون تعمیم یافته سه بعدی هوك برای مواد ارتجاعی خطی ایزوتروپ در شرایط تنش سه بعدی ارائه می گردد. قانون هوك برای خاکها مناسب نیست، چرا که خاکها نه ارتجاعی و نه خمیری هستند. با وجود این، گاهی خاکها در حالت ایده آل به صورت مواد ارتجاعی خطی و ایزوتروپ در نظر گرفته می شوند. تنها در این صورت است که می توان قانون هوك را برای برآورد کرنش های ارتجاعی متناظر با تنش های اعمال شده در توده خاک، به کار برد.

۳-۳-۱ شرایط تنش سه بعدی

ساده ترین شکل ارتجاعی خطی، حالت ایزوتروپ می باشد. ایزوتروپ بودن به مفهوم آن است که ضرایب ارتجاعی (E و ν)، از نظر جهت مستقل هستند. این بدان معنی است که مثلاً E_{22}, E_{11} و E_{33} دقیقاً یکسان بوده و همگی برابر E (مدول یانگ) می باشند. رابطه تنش-کرنش حالت ایزوتروپ ارتجاعی خطی به صورت زیر می باشد:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \epsilon_{11} \\ \epsilon_{22} \\ \epsilon_{33} \\ \epsilon_{12} \\ \epsilon_{13} \\ \epsilon_{23} \end{Bmatrix} \quad (2-3)$$

خواص ارتجاعی کاملاً بر اساس مدول یانگ (E) و ضریب پواسون (ν) تعریف می شوند. معادله (۲-۳) به قانون تعمیم یافته هوك نیز معروف است. این معادله می تواند معکوس شود تا به صورت زیر درآید:

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_{11} \\ \epsilon_{22} \\ \epsilon_{33} \\ \epsilon_{12} \\ \epsilon_{13} \\ \epsilon_{23} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E & -\nu/E & -\nu/E & 0 & 0 & 0 \\ -\nu/E & 1/E & -\nu/E & 0 & 0 & 0 \\ -\nu/E & -\nu/E & 1/E & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/2G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2G \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{Bmatrix} \quad (3-3)$$

در این معادله، مدول برشی (G)، می تواند بر حسب E و ν به صورت زیر بیان شود:

$$G = E/2(1 + \nu) \quad (4-3)$$

۳-۴ خاصیت خمیری

هنگامی که یک ماده ارتجاعی در معرض بار قرار می گیرد، دچار کرنش ارتجاعی می گردد. کرنش های ارتجاعی بازگشت پذیرند، به این معنی که ماده ارتجاعی پس از حذف بار به شرایط پیش از تغییر شکل خود باز می گردد. از سوی دیگر، اگر یک ماده خمیری در معرض بار قرار گیرد، دچار کرنش های ارتجاعی و خمیری می شود. اگر بار حذف شود، این ماده دچار کرنش های خمیری پایدار (غیر بازگشت پذیر) می گردد، در حالی که کرنش های ارتجاعی قابل بازگشت هستند. قانون هوک که بر اساس تئوری ارتجاعی است، در اغلب موارد برای تخمین کرنش های ارتجاعی کافی می باشد. برای تخمین کرنشهای خمیری، باید از تئوری خمیری استفاده کرد. [۱۴]

تئوری خمیری در ابتدا برای پیش بینی رفتار فلزاتی که در معرض بارهای بیشتر از محدوده ارتجاعی آنها قرار می گرفتند ایجاد شدند. بعداً مدل های مشابه برای محاسبه کرنش های بازگشت ناپذیر بتن، خاکها و پلیمرها بوجود آمدند. در تئوری خمیری، معمول است که کرنش ها به دو بخش ارتجاعی و خمیری تقسیم شوند. مدل خمیری شامل موارد زیر است:

۱- معیارهای تسلیم که ارتجاعی یا خمیری بودن پاسخ ماده در اثر افزایش بارگذاری را پیش بینی می کنند.

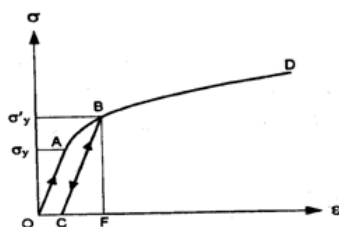
۲- یک قانون سخت شدگی کرنشی که شکل پاسخ تنش-کرنش حین کرنش خمیری را کنترل می کند.

۳- یک قانون جریان خمیری که در راستای افزایش کرنش خمیری در اثر افزایش تنش را تعیین می نماید.

۳-۵ الگوهای خمیری

۳-۵-۱ مصالح کشسان خمیری

شکل ۳-۲ رفتار تنش - کرنش ماده را در حالت یک بعدی نشان می دهد. مطابق این شکل، رفتار ماده تا نقطه A به صورت کشسان و خطی بوده و بعد از آن چنانچه کرنش تا حد نقطه F افزایش یابد، تنش به میزان σ_y (معادل نقطه B در شکل ۳-۲) خواهد رسید. در صورتی که از نقطه B باربرداری آغاز شود، پس از حذف کل بار وارده، کرنشی معادل CF به ماده بازگشت نموده و کرنشی معادل پاره خط OC در آن باقی خواهد ماند. اگر از نقطه C، سیستم مجدداً بارگذاری شود، رفتار ماده تا حد تنش σ_y به صورت کشسان و خطی بوده و سپس از یک رابطه غیرخطی تبعیت می کند. در واقع در این حالت پس از یک دوره باربرداری و بارگذاری مجدد، تنش تسلیم ماده از σ_y به σ_y رسیده و جسم سخت تر گردیده است.



شکل ۳-۲: نمودار تنش-کرنش ماده در حالت یک بعدی و منطبق بر رفتار کشسان-خمیری (الاستیک-پلاستیک) به این گونه مصالح که حد تسلیم آنها ضمن باربرداری و بارگذاری های مجدد، افزایش یا کاهش می یابد، مصالح الاستیک-پلاستیک یا کشسان-خمیری گویند. قانونی که روند افزایشی سطح تنش تسلیم مصالح از آن تبعیت می کند، قانون سخت شدگی^۱ و قانونی که روند کاهشی سطح تنش تسلیم مصالح از آن پیروی می کند، قانون نرم شدگی^۲ نام دارند. در این حالت کرنش کل به صورت زیر تعریف می شود:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (۳-۵)$$

^۱ Hardening Law

^۲ Softening Law

که در آن ε ، کرنش کل و ε^e ، کرنش کشسان و ε^p ، کرنش خمیری می باشد.

۳-۵-۲ نظریه خمیری

قبل از بیان اصول این نظریه، قبول فرضهای ساده کننده ضروری است. در این جا فرض می شود، ماده در ابتدا همگن و همسان است. همگن به این معنی که ماده در تمام نقاط دارای خواص یکسان است و همسان بودن ماده به این معنی است که در یک نقطه مشخص، ماده دارای خواص مکانیکی مشابه در کلیه جهات باشد. با قبول این فرضیات، در این بخش اصول نظریه خمیری یا پلاستیسیته بیان می شود.

۳-۵-۳ شرایط تسلیم ماده

همواره این سؤال مطرح است که تحت چه شرایطی ماده رفتار خمیری از خود نشان می دهد. برای پاسخ به این پرسش، باید یک رابطه عددی^۱ بین متغیر تنش و متغیر کرنش خمیری تعریف شود. به این رابطه عددی، تابع تسلیم^۲ گویند. در حالت کلی این تابع را می توان به صورت رابطه زیر تعریف کرد:

$$F = F(\vec{\sigma}, k) \quad (۳-۶)$$

در این رابطه، F برابر تابع تسلیم و $\vec{\sigma}$ برابر میدان برداری تنش و k برابر ضریب سخت شوندگی می باشد. در این رابطه، به ازای کلیه مقادیر تنشی با ارضاء شرط $F < 0$ ؛ میدان تنش کشسان و در حالاتی از تنش که $F > 0$ است؛ میدان تنش خمیری حاصل می شود، و در حالاتی که $F = 0$ است؛ بایستی نمو تابع F تعیین علامت گردد. یا به عبارتی اگر در این حالت $\delta F / \delta \sigma > 0$ باشد؛ تمایل انجام کرنش های خمیری در پیش بوده و اگر $\delta F / \delta \sigma \leq 0$ باشد؛ تمایل به انجام کرنش خمیری موجود نیست. قانون سخت شدگی که در اساس قانونی برای تغییر و رشد تابع تسلیم می باشد، به گونه های مختلفی قابل تعریف و ارائه است. اثر این قانون در تابع تسلیم با ضریب سخت شدگی حاصل می

¹ Scalar

² Yield Function

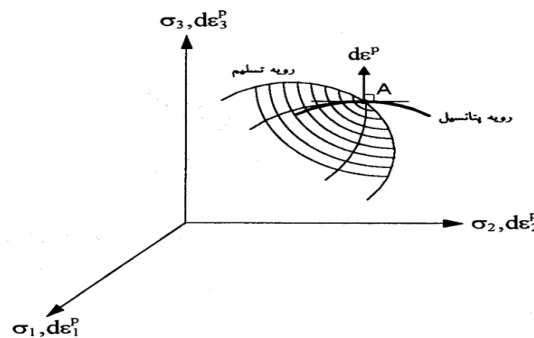
گردد. ضریب سخت شدگی در قالبی ساده نیز به دو صورت زیر قابل تعریف می باشد :

$$k = k(w^P) \quad (۷-۳)$$

$$k = k(\vec{\varepsilon}^P) \quad (۸-۳)$$

که در این روابط، w^P برابر کار خمیری و $\vec{\varepsilon}^P$ برابر بردار کرنش خمیری می باشد.

امکان تعریف تابع تسلیم بر حسب تنش های اصلی یا سایر مستقل های تنش، که در هر نقطه از ماده به ازای یک بارگذاری مشخص؛ قابل محاسبه هستند، وجود دارد، لذا می توان رابطه را در فضای سه بعدی تنش های اصلی یا سایر مستقل های تنشی ترسیم نمود. شکل ۳-۳ نمایش ترسیمی این رابطه را نشان می دهد. در این شکل، رابطه در فضای تنش های اصلی یک سطح حدی را نشان می دهد که به آن؛ حد تسلیم یا سطح تسلیم^۱ می گویند. نقاط درون سطح تسلیم معرف رفتار کشسانی و نقاط روی آن معرف رفتار خمیری ماده می باشد. فضای خارج از سطح؛ فضای تغییر و رشد تابع تسلیم در ماده را نشان می دهد.



شکل ۳-۳: نمایش ترسیمی سطح تسلیم در فضای تنش های اصلی

به عنوان نمونه ای از بیان یک تابع تسلیم، می توان رابطه زیر را به عنوان معیار تسلیم ماده در حالت یک بعدی در نظر گرفت،

$$F(\sigma) = \sigma - \sigma_y \quad (۹-۳)$$

که در آن، σ برابر تنش محوری موجود و σ_y برابر تنش تسلیم محوری می باشد. در رابطه فوق، به

¹ Yield Surface

ازای $F < 0$ رفتار ماده کشسانی و به ازای $F > 0$ رفتار ماده خمیری است.

۳-۶ قانون جریان (سیلان) خمیری^۱

در مسائل یک بعدی جهت افزایش کرنش خمیری کاملاً مشخص بوده و منطبق بر جهت تنش های محوری موجود می باشد. در حالت کلی سه بعدی، تعیین جهت افزایش کرنش خمیری به سادگی امکان پذیر نیست. در این حالت دو نظریه مطرح می شود. برای بیان دو نظریه؛ میدان تنش ها و کرنش های خمیری اصلی را منطبق بر یک دستگاه محوری مختصات ترسیم نموده، سپس این دو نظریه تشریح می شوند.

۳-۶-۱ نظریه اول : قانون جریان همراه^۲

در شکل ۳-۴، میدان تنش های اصلی ماده در یک نقطه؛ منطبق بر میدان افزایش کرنش های خمیری اصلی در همان نقطه، ترسیم شده است. در اثر جریان خمیری، ماده افزایش کرنش خمیری معادل؛ $d\epsilon_1^p$ و $d\epsilon_2^p$ و $d\epsilon_3^p$ در سه جهت اصلی خواهد داد. چنانچه فرض شود که بردار افزایش کرنش خمیری، هم جهت با بردار عمود بر رویه تسلیم در نقطه A (نقطه دلخواه معرف حالت تنش در ماده) باشد، گویند شرایط تعامد (Normality) برقرار بوده و ماده از قانون جریان همراه یا مرتبط تبعیت می کند. از نظر ریاضی این بردار را می توان مرتبط با بردار گرادیان سطح تسلیم در فضای تنش های اصلی در نظر گرفت. به این ترتیب با قبول این فرض می توان قانون سیلان را برای محاسبه افزایش کرنش خمیری به صورت رابطه زیر بیان نمود:

$$d\vec{\epsilon}^p = \lambda \cdot \frac{\partial F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)}{\partial \vec{\sigma}} \quad (۳-۱۰)$$

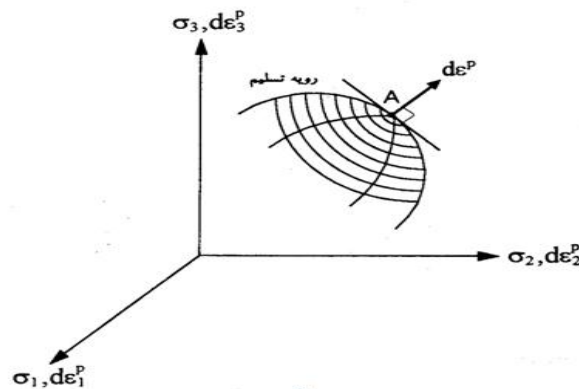
در این رابطه، F سطح تسلیم و λ یک مقدار مثبت می باشد.

بر اساس این نظریه؛ بردار افزایش کرنش خمیری ماده هم جهت با بردار عمود بر سطح تسلیم بوده یا

¹ Plastic Flow Rule

² Associated Flow Rule

بر آن سطح عمود است. لذا جهت افزایش کرنش خمیری ماده طبق این نظریه به سطح تسلیم ارتباط دارد و به همین خاطر آن را قانون جریان همراه یا مرتبط گویند.



شکل ۳-۴: شرح ترسیمی قانون جریان همراه

۳-۶-۲ نظریه دوم: قانون جریان نا همراه^۱

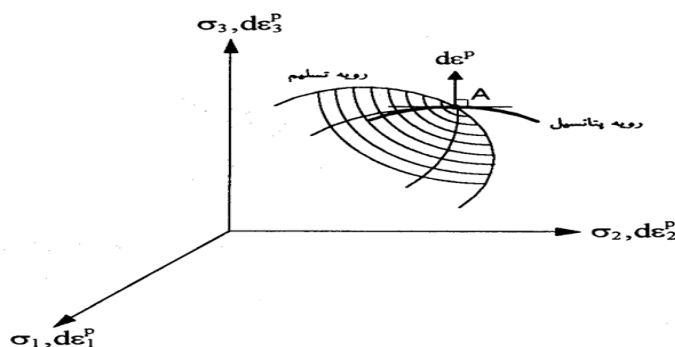
مطابق این نظریه؛ جهت بردار افزایش کرنش خمیری هنگام وقوع جریان مشخص نبوده و بر سطح تسلیم عمود نمی باشد. این نظریه حالت کلی جریان خمیری را نشان می دهد. در این حالت می توان سطحی فرضی در فضای تنش به شکلی در نظر گرفت که بردار افزایش کرنش خمیری بر آن عمود باشد. در حالت قبل این سطح که وظیفه ای چون تعریف امتداد نمو کرنش خمیری ندارد، دقیقاً مانند سطح تسلیم که وظیفه آن اعلام وقوع کرنش های خمیری در یک نمو است، یکسان در نظر گرفته شده بود. در حالت عدم برخورداری از شرایط تعامد، ناچاراً سطح دیگری برای تعریف امتداد نمو کرنش خمیری مورد نیاز است. این رویه؛ سطح پتانسیل نامیده می شود. قانون جریان خمیری را در این حالت؛ قانون جریان نا همراه یا غیر مرتبط گویند که در شکل ۳-۵ نشان داده شده است.

مطابق قانون جریان نا همراه، افزایش کرنش خمیری ماده از رابطه زیر پیروی می کند :

$$d\vec{\epsilon}^p = \lambda \cdot \frac{\partial Q(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)}{\partial \vec{\sigma}} \quad (۱۱-۳)$$

در رابطه فوق، Q سطح پتانسیل می باشد.

^۱ Non-associated Flow Rule



شکل ۳-۵: شرح ترسیمی قانون جریان ناهمراه

به طوری که در شکل مشاهده می شود، جهت بردار افزایش کرنش خمیری به هیچ وجه ارتباطی به سطح تسلیم نداشته و در حالت کلی شرایط تعامد برقرار نیست.

۳-۶-۳ شرط سازگاری^۱

عموماً تابع پتانسیل خمیری به طور مستقیم در محاسبات نمو کرنش خمیری نقش ندارد. با توجه به تعریف این تابع، همیشه مشتق این تابع در محاسبات منظور می گردد. به هر حال با تغییر فیزیکی که از چگونگی تعیین جهت نمو کرنش خمیری و عملکرد تابع تسلیم در اعلام امکان حاصل شدن کرنش خمیری ارائه شد، لازم است در شروع هر نمو تضمینی بر حضور تابع تسلیم مناسب در نقطه ای که حالت تنش را در فضای تنش های اصلی تعریف می کند، حاصل گردد. شرط برقراری به صورت رابطه ای ریاضی این وظیفه را به عهده داشته و همیشه این تضمین را برقرار ساخته و به صورت زیر این رابطه به نام شرط برقرار تعریف می گردد:

$$\left(\frac{\partial F}{\partial \vec{\sigma}}\right)^T d\vec{\sigma} + \left(\frac{\partial F}{\partial k}\right)^T dk \equiv 0 \quad (۱۲-۳)$$

مفهوم اصلی رابطه فوق آن است که حاصل ضرب نمو هر متغیر (نمو تنش و ضریب سخت شدگی) در مشتقات تابع تسلیم نسبت به متغیرهای مربوطه بایستی برابر صفر گردد. نتیجتاً متغیرهای اصلی $(k, \vec{\sigma})$ که باعث رشد و نمو و تغییر تابع تسلیم می گردند، ناچارند در چهارچوبی خاص وظایف تغییر دهندگی خود را انجام دهند تا شرط برقراری در هر موضع حاکم گردد.

^۱ Consistency Condition

۷-۳ معادلات عمومی کشسان - خمیری

در بررسی رفتار مواد کشسان- خمیری مشاهده شد که پس از تسلیم اولیه، رفتار ماده شامل دو بخش کشسان و خمیری بوده و در حین افزایش تغییر شکل نسبی، تغییرات کرنش به دو مؤلفه کشسان و خمیری تقسیم می شود. بنابراین در حالت کلی می توان؛ بردار تغییرات کرنش کل را حاصل جمع بردار تغییرات کرنش های کشسان و خمیری دانست. به عبارت دیگر :

$$d\vec{\epsilon} = d\vec{\epsilon}^e + d\vec{\epsilon}^p \quad (۱۳-۳)$$

که در این رابطه $d\vec{\epsilon}$ برابر تغییرات بردار کرنش کل و $d\vec{\epsilon}^e$ برابر تغییرات بردار کرنش کشسان و $d\vec{\epsilon}^p$ برابر تغییرات بردار کرنش خمیری می باشد.

رابطه بین تغییرات بردار تنش و تغییرات بردار کرنش نیز به صورت زیر تعریف می شوند.

در حالتی که افزایش تنش معلوم باشد :

$$d\vec{\epsilon} = \tilde{C}^{ep} \cdot d\vec{\sigma} \quad (۱۴-۳)$$

در حالتی که افزایش کرنش معلوم باشد :

$$d\vec{\sigma} = \tilde{D}^{ep} \cdot d\vec{\epsilon} \quad (۱۵-۳)$$

در این روابط، $\tilde{C}^{ep}$ برابر تانسور فراسنج رفتار ماده و $\tilde{D}^{ep}$ برابر تانسور فراسنج رفتار ماده و $d\vec{\sigma}$ برابر تغییرات بردار تنش می باشد.

۸-۳ معیارهای تسلیم

یکی از قالب های مناسب برای تعریف سطوح تسلیم، استفاده از مستقل های تنشی است که

تعدادی از آنها به شرح زیر می باشند :

$$\sigma_m = \frac{J_1}{3} = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}}{3} \quad (۱۶-۳)$$

$$\sqrt{J_2} = \left[\frac{1}{2}(\bar{\sigma}_{xx}^2 + \bar{\sigma}_{yy}^2 + \bar{\sigma}_{zz}^2) + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \right]^{0.5} \quad (۱۷-۳)$$

$$\theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left(\frac{3\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_3}{J_2^{1.5}} \right), \quad -\frac{\pi}{6} < \theta < \frac{\pi}{6} \quad (۱۸-۳)$$

$$J_3 = \bar{\sigma}_{xx}\bar{\sigma}_{yy}\bar{\sigma}_{zz} + 2\tau_{xy}\tau_{yz}\tau_{zx} - \bar{\sigma}_{xx}\tau_{yz}^2 - \bar{\sigma}_{yy}\tau_{zx}^2 - \bar{\sigma}_{zz}\tau_{xy}^2 \quad (۱۹-۳)$$

۳-۸-۱ معیار تسلیم ترسکا^۱

بر اساس معیار تسلیم ترسکا (۱۸۴۶)، تسلیم وقتی شروع می شود که تنش برشی روی صفحه هشت وجهی (اکتاهدرال) به مقدار مشخصی برسد. با در نظر گرفتن تمام حالات ممکن برای تنش برشی مربوطه، می توان این معیار را در فضای تنش های اصلی $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ مطابق شکل ۳-۶ به صورت سطحی نا محدود در طول یک استوانه شش گوشه منتظم نمایش داد. محور این استوانه به صورت رابطه $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ تعریف شده که محور هیدرواستاتیک نامیده می شود. بنابراین تمام مقاطع عمود بر این محور، یکسان خواهند بود. این مطلب نشان دهنده این است که در معیار تسلیم ترسکا تنش هیدرواستاتیکی تأثیری در مقدار تنش برشی حداکثر در حالت تسلیم ماده ندارد. هندسه سطح تسلیم ترسکا مطابق شکل ۳-۷-الف، از برخورد صفحه ای مانند صفحه پای (π) با رابطه $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0$ (صفحه عمود بر محور هیدرواستاتیک) و سطح تسلیم سه بعدی حاصل می شود. همچنین در شکل ۳-۷-ب، سطح تسلیم ترسکا در صفحه تنش های برشی $\sigma_2 - \sigma_3$ ، $\sigma_1 - \sigma_3$ نمایش داده شده است. تابع تسلیم بر اساس معیار ترسکا، به صورت رابطه زیر تعریف می شود:

$$F = 2\sqrt{J_2} \cos \theta - \sigma_{yi}(k) = 0 \quad (۲۰-۳)$$

در این رابطه، $\sigma_{yi}(k)$ تنش تسلیم بر حسب آزمایش یک محوری و تابعی از k ، ضریب سخت شدگی می باشد.

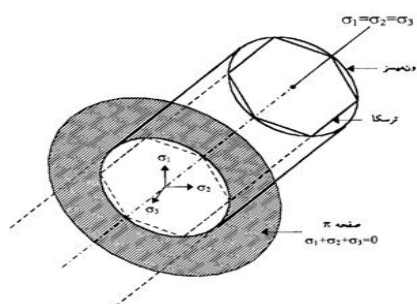
¹ Tresca

۳-۸-۲ معیار تسلیم ون میسز^۱

ون میسز (۱۹۱۳) پیشنهاد نمود که تسلیم وقتی رخ می دهد که تنش J_2 به مقدار مشخصی برسد. بر اساس این معیار، تابع تسلیم به صورت رابطه زیر تعریف می شود:

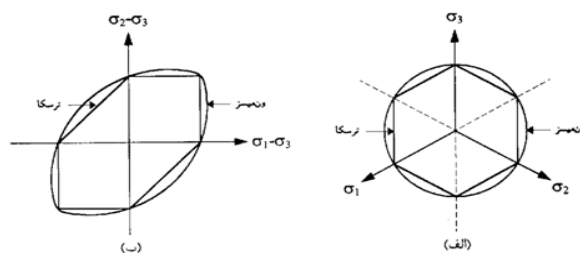
$$F = \sqrt{3J_2} - \sigma_{yi}(k) = 0 \quad (۲۱-۳)$$

مشابه حالت قبل می توان این معیار را در فضای تنش های اصلی $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ مطابق شکل، به صورت سطحی نا محدود در طول یک استوانه نمایش داد. محور این استوانه نیز به صورت رابطه $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ تعریف شده که محور هیدرواستاتیک نامیده می شود. همچنین هندسه سطح تسلیم ون میسز در شکل ۲-۶ نمایش داده شده است.



شکل ۳-۶: سطح تسلیم معیارهای ترسکا و ون میسز

در فضای تنش های اصلی $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$



شکل ۳-۷: سطح تسلیم معیارهای ترسکا و ون میسز

الف- در صفحه اکتاهدرال (هشت وجهی)

ب- در صفحه تنش های برشی $\sigma_2 - \sigma_3$, $\sigma_1 - \sigma_3$

¹ Von mises

دو معیار تسلیم ترسکا و ون میسر برای بررسی رفتار مکانیکی فلزات در قالب کشسان خمیری کامل مناسب هستند. حال آنکه جهت بررسی رفتار موادی با خاصیت سخت شوندگی نظیر خاک و بتن که مقاومت خود را از طریق اصطحکاک بین ذرات بدست می آورند، معیار موهر-کولمب مناسب می باشند.

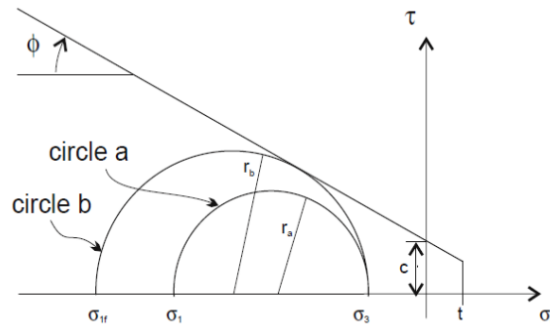
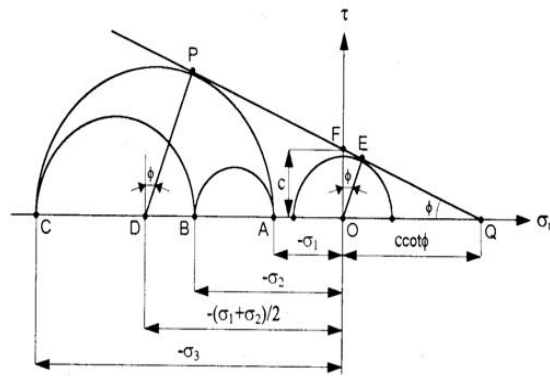
۳-۸-۳ معیار تسلیم موهر - کولمب^۱

این معیار به صورت ارتباطی خطی بین تنش برشی و تنش عمود بر سطح، بر روی یک صفحه؛ توسط کولمب (۱۷۷۳) بر اساس قانون شکست اصطحکاک و به صورت رابطه زیر ارائه شد:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (۲۲-۳)$$

در این رابطه، τ برابر تنش برشی و σ_n برابر تنش عمودی و c برابر چسبندگی خاک و φ برابر زاویه اصطحکاک داخلی خاک می باشد. روش ترسیمی رابطه توسط موهر (۱۸۸۲) ارائه شد. این رابطه مطابق شکل خط مماس بر بزرگترین دایره تنش اصلی است.

¹ Mohr - Coulomb



شکل ۳-۸: معیار تسلیم موهر-کولمب

در این شکل می توان نوشت :

$$-\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos \varphi = c - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \varphi \right) \tan \varphi - (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (۳-۲۳)$$

$$= 2c \cos \varphi - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi$$

بر اساس تعریف موهر-کلمب، با رسیدن وضعیت تنش بر روی یک صفحه به محدوده رابطه فوق، فرض بر شکست ماده بوده و در اصل شروع تغییر شکل های خمیری که اساساً به صورت حرکت بر روی خط ارائه شده است، به نام شکست ماده تلقی شده بود. بعدها معیار تسلیم موهر-کولمب نیز مشابه حالات قبل با در نظر گرفتن کلیه ترکیبات تنش که موجب تسلیم می شوند، بدست آمد. این معیار مطابق شکل ۳-۸، در فضای تنش های اصلی یک هرم با قاعده باز شش ضلعی، که سه گوشه آن روی قاعده یک سطح مخروطی و سه گوشه دیگر در داخل مخروط است را حاصل می نماید.

مقطع عمود بر محور سطح مخروطی در هر نقطه؛ یک شش ضلعی نا منتظم می باشد. در معیار تسلیم موهر- کولمب بر خلاف معیارهای قبلی، تنش هیدرواستاتیک در تسلیم ماده تأثیرگذار است. این مطلب از رابطه ۳-۲۳ نتیجه می شود. در محور هیدرواستاتیک با توجه به رابطه $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ و جایگذاری آن در رابطه فوق می توان نتیجه گرفت که وجود چسبندگی در مواد دانه ای به منزله یک تنش هیدرواستاتیک σ_m است که از رابطه زیر بدست می آید:

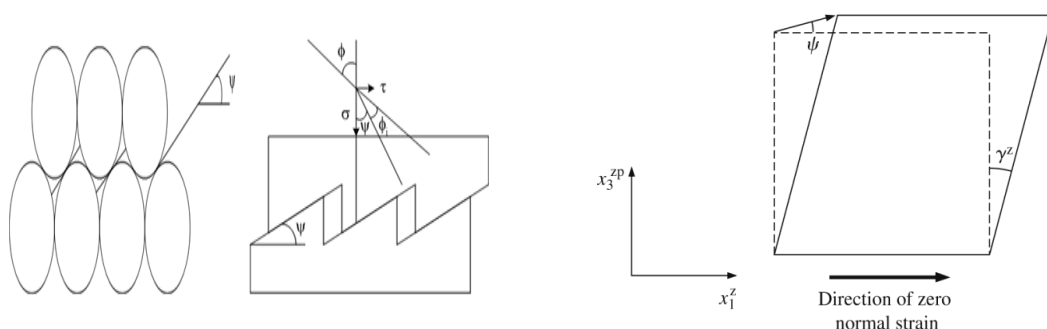
$$\sigma_m = c \cot \varphi \quad (۲۴-۳)$$

بنابراین رأس هرم شش وجهی یعنی نقطه O در شکل، در طول محور تنش هیدرواستاتیک یاد شده و در نقطه $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = c \cot \varphi$ قرار دارد. تابع تسلیم بر اساس معیار تسلیم موهر- کولمب، به صورت رابطه زیر تعریف می شود :

$$F = \sigma_m \sin \varphi + \sqrt{J_2} \left(\cos \theta - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \theta \sin \varphi \right) - c \cos \varphi = 0 \quad (۲۵-۳)$$

در رابطه فوق، c و φ به ترتیب چسبندگی و زاویه اصطحاک داخلی بوده که می توانند به صورت تابعی از k، ضریب سخت شدگی باشند.

علاوه بر دو پارامتر فوق یک پارامتر دیگر نیز در معیار موهر کولمب مورد استفاده قرار می گیرد که به آن زاویه اتساع^۱ (ψ) می گویند. در شکل ۳-۹ بصورت شماتیک به تعریف این پارامتر پرداخته شده است. در ادامه به شرح مختصری در رابطه با تأثیر این پارامتر بر روی رفتار خاک پرداخته می شود.

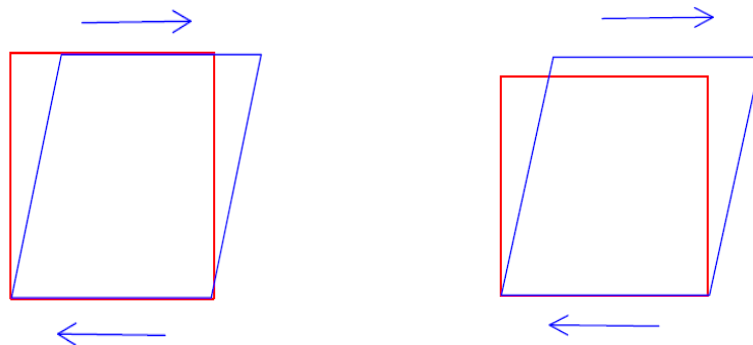


شکل ۳-۹: شرح شماتیک پارامتر زاویه اتساع (ψ)

زاویه اتساع مقدار کرنش حجمی پلاستیک را که در طول برش پلاستیک ادامه یافته است، کنترل می

¹ Dilation Angle

کند و در طول تسلیم پلاستیک ثابت فرض می شود. مقدار $\psi = 0$ بیانگر این است که در هنگام برش ماده دچار تغییر شکل حجمی نشده است. در خاکهای رسی (به استثنای لایه های فوق تحکیم یافته) مقدار این پارامتر برابر صفر می باشد. در خاکهای ماسه ای زاویه اتساع به زاویه اصطحاک داخلی خاک وابسته است. برای خاکهای بدون چسبندگی از قبیل ماسه ها و شن ها به ازای زاویه اصطحاک داخلی $\varphi > 30$ ، مقدار زاویه اتساع از رابطه $\psi = \varphi - 30$ بدست می آید. به عنوان مثال زاویه اتساع برای ماسه متراکم برابر ۱۵ می باشد. برای ماسه های نسبتاً سست مقدار زاویه اتساع می تواند تا مقادیر منفی تغییر پیدا کند، اما در بیشتر موارد فرض $\psi = 0$ مورد قبول واقع می شود [۱۵].



شکل ۳-۱۰: الف- اتساع در طول برش رخ داده است ب- اتساع در برش رخ نداده است ($\psi = 0$)

همانطور که در شکل ۳-۱۰ مشاهده می شود، در قسمت (ب) که اتساع وجود ندارد مربع واحد تنها دچار اعوجاج شده است و در قسمت (الف) که اتساع بوجود آمده است مربع واحد دچار اعوجاج و کرنش حجمی (تغییر در حجم) شده است که تفاوت اتساع و عدم اتساع را در یک جسم نشان می دهد.

۳-۸-۴ معیار تسلیم دراکر پراگر^۱

تقریبی از قانون کولمب توسط دراکر پراگر (۱۹۵۲) به عنوان اصلاحی بر معیار ون میسز جهت

تأثیر تنش هیدرواستاتیک در تسلیم منظور گردید و تابع تسلیم به صورت رابطه زیر ارائه شد :

$$F = 3\alpha\sigma_m + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (۳-۲۶)$$

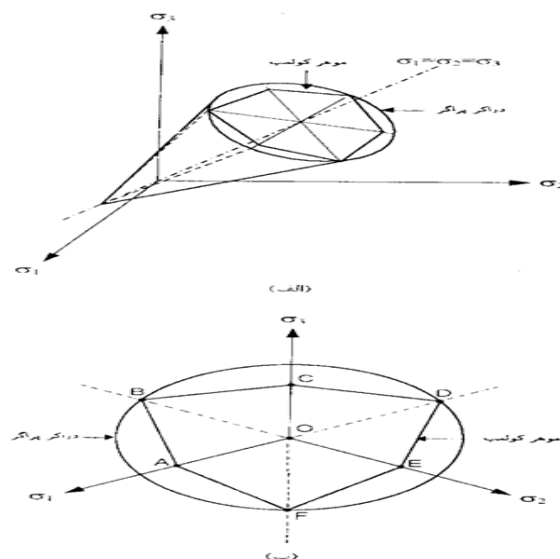
در این رابطه :

¹¹ Drucker- Prager

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \quad (27-3)$$

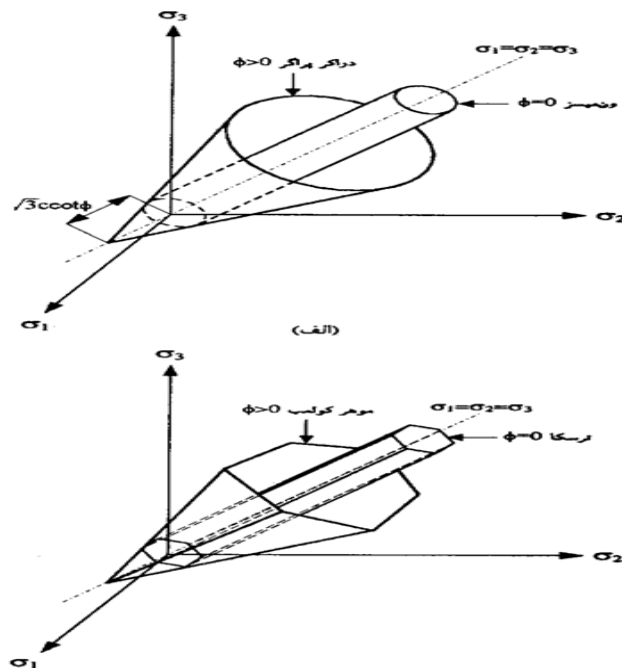
$$\hat{k} = \frac{6c \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \quad (28-3)$$

در روابط فوق مشابه حالت قبل، c و φ به ترتیب چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی، تابعی از k ضریب سخت شوندگی می باشند. در واقع سطح مرزی ارائه شده تقریبی از قانون کولمب است که توسط دراگر پراگر به عنوان اصلاحی بر معیار ون میسز جهت تأثیر تنش هیدرواستاتیک در تسلیم منظور گردید. سطح تسلیم معیارهای موهر- کولمب و دراگر- پراگر و ترسکا و ون میسز در شکل‌های ۱۱-۳ و ۱۲-۳ نمایش داده شده است.



شکل ۱۱-۳: سطح تسلیم معیارهای موهر کولمب و دراگر پراگر

الف- در فضای تنش های اصلی $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ب- در صفحه اکتاهدرال (هشت وجهی)



شکل ۳-۱۲: سطوح تسلیم همسان در فضای تنش های اصلی $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$

الف- معیارهای ون میسز و دراکر پراگر ب- معیارهای ترسکا و موهر کولمب

۳-۹ مدل اصلاح شده رس Cam

محققین در دانشگاه کمبریج اولین مدل های حالت بحرانی را برای توصیف رفتار خاکهای نرم تهیه نمودند، که عبارتند از: مدل رس Cam و مدل اصلاح شده رس Cam (روسکو^۱ و برلند^۲، ۱۹۶۸؛ اسکوفیلد^۳ و راس^۴، ۱۹۶۸). هر دو مدل قابلیت توصیف رفتار تنش - کرنش خاکها را دارند. همچنین این مدلها می توانند مقاومت وابسته به فشار خاک، فشردگی و تورم (تغییر حجم) ایجاد شده بر اثر برش را پیش بینی نمایند. از آنجا که این مدل ها بر اساس تئوری حالت بحرانی هستند، می توانند تغییر شکل های نامحدود خاک را بدون تغییرات تنش یا حجم، هنگام رسیدن به حالت بحرانی پیش بینی نمایند.

همانطور که می دانیم خاک از بخش های جامد، مایع و گاز تشکیل شده است. مدل رس Cam فرض

¹ Roscoe

² Burland

³ Schofield

⁴ Wroth

می کند که فضاهای خالی بین ذرات خاک تنها با آب پر می شوند (یعنی خاک کاملاً اشباع است). هنگامی که خاک بارگذاری می گردد، تغییرات حجم بازگشت ناپذیر (خمیری) قابل ملاحظه ای اتفاق می افتد که ناشی از خروج آب از فضاهای خالی می باشد. پیش بینی واقعی این تغییر شکل ها برای مسائل مهندسی ژئوتکنیک بسیار حیاتی است. فرمول های مدل اصلاح شده رس Cam، بر اساس تئوری خمیری می باشد که از طریق آن پیش بینی تغییرات حجم ناشی از انواع مختلف بارگذاری، امکان پذیر می گردد. [۱۴]

در تئوری حالت بحرانی، حالت یک نمونه خاک، با استفاده از سه پارامتر مشخص می شود که عبارتند از: تنش مؤثر متوسط ($\bar{p}$)، تنش انحرافی یا تنش برشی (q) و نسبت تخلخل (e). متوسط تنش مؤثر می تواند بر حسب تنش های اصلی σ_1 ، σ_2 و σ_3 به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\bar{p} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (29-3)$$

و تنش برشی نیز به صورت زیر تعریف می شود:

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2} \quad (30-3)$$

برای مرحله تحکیم یک آزمایش فشاری سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده، داریم:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 \quad (31-3)$$

که σ_3 ، فشار همه جانبه یا دورگیر می باشد بنابراین:

$$\bar{p} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \frac{3\sigma_3}{3} = \sigma_3 \quad (32-3)$$

و

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2} = 0 \quad (33-3)$$

برای مرحله برش یک آزمایش فشاری سه محوری داریم:

$$\sigma_1 \neq \sigma_2 = \sigma_3 \quad (34-3)$$

بنابر این:

$$\dot{p} = \frac{\dot{\sigma}_1 + \dot{\sigma}_2 + \dot{\sigma}_3}{3} = \frac{\dot{\sigma}_1 + 2\dot{\sigma}_3}{3} \quad (35-3)$$

و

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\dot{\sigma}_1 - \dot{\sigma}_2)^2 + (\dot{\sigma}_2 - \dot{\sigma}_3)^2 + (\dot{\sigma}_1 - \dot{\sigma}_3)^2} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{2(\dot{\sigma}_1 - \dot{\sigma}_3)^2} = \dot{\sigma}_1 - \dot{\sigma}_3 \quad (36-3)$$

توجه شود که در یک شرایط تنش سه محوری، تنش برشی $q = \dot{\sigma}_1 - \dot{\sigma}_3$ ، «تنش انحرافی» نامیده می شود، $(\Delta\sigma_d = \dot{\sigma}_1 - \dot{\sigma}_3)$ مسیر تنش مؤثر یک آزمایش سه محوری نشان دهنده مکان هندسی حالت تنش مؤثر در صفحه $q - \dot{p}$ می باشد.

۳-۹-۱ ضرایب ارتجاعی خاک

با فرض اینکه پاسخ خاک، ارتجاعی و ایزوتروپ باشد، باید دو ضریب ارتجاعی برای تعریف کامل سختی ارتجاعی خاک، در اختیار داشت. ثابت های ارتجاعی مواد که معمولاً برای ارتباط دادن تنش ها و کرنش ها استفاده می شوند عبارتند از مدول یانگ E، مدول برشی G، ضریب پواسون ν و مدول حجمی K. این ضرایب با یکدیگر مرتبط هستند بطوریکه اگر دو مورد از آنها معلوم باشند، دوتای دیگر قابل محاسبه می باشند. مثلاً اگر K و ν معلوم باشند، می توان E و G را با استفاده از روابط زیر محاسبه نمود:

$$E = 3K(1 - 2\nu) \quad (37-3)$$

$$E = \frac{3K(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)} \quad (38-3)$$

رفتار ارتجاعی خاک، غیر خطی و وابسته به تنش می باشد. بنابراین، ضرایب ارتجاعی باید به شکل افزایشی ارائه شوند. برای خاکهای مدل سازی شده با استفاده از مدل اصلاح شده رس Cam، مدول حجمی K، وابسته به تنش می باشد. (یعنی K یک ثابت نیست). مدول حجمی به تنش مؤثر $\dot{p}$ ، نسبت تخلخل e_0 و شیب خط باربرداری - بارگذاری مجدد K بستگی دارد. معادله زیر به راحتی می تواند از معادله خط باربرداری - بارگذاری مجدد (معادله ۳-۴۰)، به دست آید که رفتار ارتجاعی خاک را

توصیف می نماید:

$$K = \frac{(1 + e_0)\dot{p}}{\kappa} \quad (39-3)$$

$$e = e_c - \kappa \ln \dot{p} \quad (40-3)$$

با جایگذاری (39-3) در (37-3) و (38-3) خواهیم داشت:

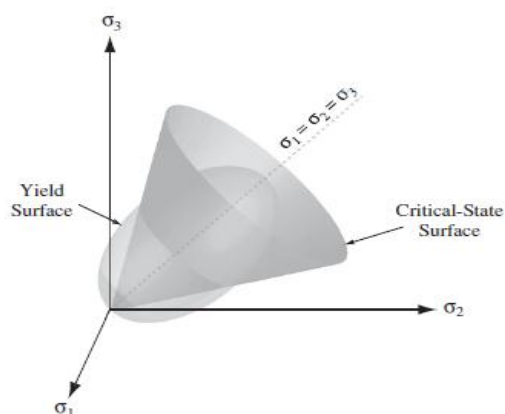
$$E = \frac{3(1 - 2\nu)(1 + e_0)\dot{p}}{\kappa} \quad (41-3)$$

$$G = \frac{3(1 - 2\nu)(1 + e_0)\dot{p}}{2(1 + \nu)\kappa} \quad (42-3)$$

توجه کنید که E و G نیز ثابت نیستند. این ضرایب تابعی از تنش مؤثر متوسط $\dot{p}$ ، نسبت تخلخل e_0 ، شیب خط باربرداری - بارگذاری مجدد κ و ضریب پواسون ν می باشند. در روابط (41-3) و (42-3) برای سادگی می توان یک ضریب پواسون ثابت را فرض کرد.

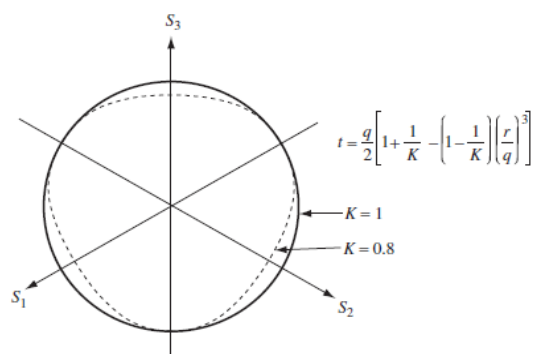
۳-۱۰ مدل توسعه یافته رس Cam

مفاهیم اصلی مدل توسعه یافته رس Cam در شکل (3-۱۳) نشان داده شده است. یک مدل ارتجاعی که در آن افزایش های سختی ارتجاعی حجمی که در ماده تحت فشار ایجاد می شود، برای محاسبه کرنش های ارتجاعی استفاده می شود. کرنش های خمیری با استفاده از تئوری خمیری محاسبه می شوند: یک سطح تسلیم با جریان پیوسته و قانون سخت شدگی که به سطح تسلیم اجازه انبساط یا انقباض در فضای تنش سه بعدی را می دهد، مورد استفاده قرار می گیرد. در مدل توسعه یافته، سطح حالت بحرانی به صورت یک مخروط در فضای تنش مؤثر اصلی فرض می شود (شکل 3-۱۳). رأس مخروط منطبق بر مبدأ بوده (تنش مؤثر صفر) و محور آن بر محور فشار هیدرواستاتیک منطبق می باشد ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$).

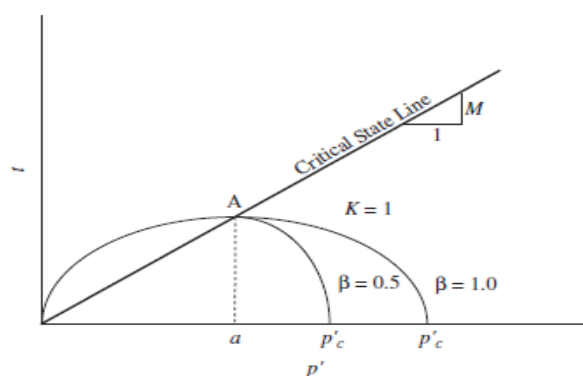


شکل ۳-۱۳: اجزاء مدل توسعه یافته رس Cam: سطوح تسلیم و حالت بحرانی در فضای تنش اصلی

تصویر سطح تسلیم بیضوی سه بعدی بر صفحه دو بعدی (صفحه ای در فضای تنش اصلی عمود بر محور فشار هیدرواستاتیک) دارای شکل کلی نشان داده شده در شکل (۳-۱۴) می باشد. تصویر سطح حالت بحرانی مخروطی بر روی صفحه $p-t$ ، خط مستقیمی است که با شیب M از مبدأ می گذرد، همانطور که در شکل (۳-۱۵) نشان داده شده است.



شکل ۳-۱۴: تصویر سطح تسلیم مدل توسعه یافته رس Cam بر روی صفحه Π



شکل ۳-۱۵: سطح تسلیم مدل توسعه یافته رس Cam در صفحه $p'-t$ [۱۵]

سطح تسلیم در صفحه $p-t$ شامل دو کمان بیضوی است. کمان اول از مبدأ می گذرد و دارای شیبی

عمود بر محور p بوده و در جایی که شیب آن موازی محور p است، خط حالت بحرانی را قطع می کند. کمان دوم امتداد صاف کمان اول، از میان خط حالت بحرانی بوده و محور p را با شیب 90° درجه نسبت به محور قطع می کند (شکل ۳-۱۵ را ملاحظه نمایید). جریان خمیری نرمال بر این سطح فرض می شود.

اندازه سطح تسلیم توسط قانون سخت شدگی کنترل می شود که تنها به مؤلفه کرنش خمیری حجمی بستگی دارد. بنابراین، هنگامی که کرنش خمیری حجمی فشاری است، اندازه سطح تسلیم بزرگ می شود. اما هنگامی که کرنش خمیری اتساعی وجود دارد، سطح تسلیم منقبض می شود. سطح تسلیم سه بعدی به صورت زیر تعریف می شود:

$$f(p, q, r) = \frac{1}{\beta^2} \left(\frac{p}{a} - 1 \right)^2 + \left(\frac{t}{Ma} \right)^2 - 1 = 0 \quad (43-3)$$

که:

$$p = \frac{J_1}{3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (44-3)$$

$$q = \sqrt{3J_{2D}} = \sqrt{3 \left(J_2 - \frac{J_1^2}{6} \right)} = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2]} \quad (45-3)$$

$$r = \left(\frac{27}{2} J_{3D} \right)^{1/3} \left(\frac{27}{2} J_3 - 9J_1J_2 + J_1^3 \right)^{1/3} \quad (46-3)$$

که β یک ثابت استفاده شده جهت اصلاح شکل سطح تسلیم بر روی سمت «مرطوب» حالت بحرانی می باشد: بر روی سمت «خشک» حالت بحرانی، $\beta=1$ و برای سمت مرطوب در اغلب موارد، $\beta < 1$ استفاده می شود (شکل ۳-۱۵)، تا انحنای کمان بیضی در سمت مرطوب از سمت خشک متمایز گردد. a پارامتر سخت شدگی است که به صورت نقطه ای روی محور p تعریف می شود که در آن کمانهای بیضوی رو به کامل شدن سطح تسلیم، خط حالت بحرانی را قطع می کنند، چنانچه در شکل ۳-۱۵ نشان داده شده است. M ، شیب خط بحرانی در صفحه $p-t$ می باشد (نسبت t به p در حالت بحرانی). t مقداری از تنش برشی محاسبه شده به صورت $t = q/g$ می باشد که g تابعی است برای کنترل شکل

سطح تسلیم در صفحه دو بعدی و به صورت زیر تعریف می شود:

$$g = \frac{2K}{1 + K + (1 - K)(r/q)^2} \quad (47-3)$$

که K یک مقدار ثابت می باشد. با قرار دادن $K=1$ سطح تسلیم مستقل از سومین تغییرناپذیر تنش می شود و تصویر سطح تسلیم بر روی صفحه دو بعدی، یک دایره می شود که به سطح تسلیم اصلاح شده رس Cam کاهش می یابد ($K = 1 \rightarrow g = 1 \rightarrow t = 1$). اثر مقادیر مختلف K بر روی شکل سطح تسلیم در یک صفحه دو بعدی، در شکل (3-14) نشان داده شده است. برای اطمینان از تحدب سطح تسلیم، نباید از محدوده $0.778 \leq k \leq 1$ تجاوز شود.

جریان پیوسته در مدل توسعه یافته رس Cam استفاده می شود (یعنی پتانسیل خمیری به همان اندازه سطح تسلیم می باشد). اندازه سطح تسلیم توسط پارامتر a تعریف می شود؛ بنابراین با تغییر این پارامتر، مشخصات سخت شدگی و نرم شدگی ماده تعیین می شود. رابطه پارامتر a به صورت زیر تعریف می شود:

$$a = a_0 \exp \left[(1 + e_0) \frac{1 - J^{pl}}{\lambda - \kappa J^{pl}} \right] \quad (48-3)$$

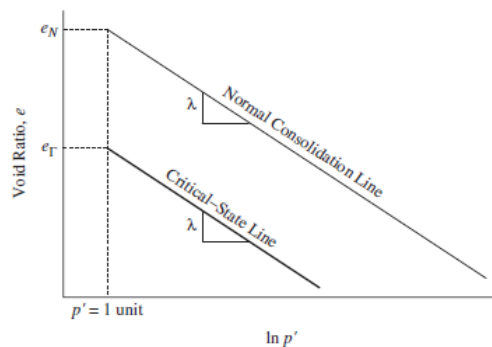
که J^{pl} بخش خمیری تغییر حجم J می باشد. تغییر حجم به صورت نسبت حجم جاری به حجم اولیه تعریف می شود:

$$J = J^{pl} + J^e = (1 + e)/(1 + e_0) \quad (49-3)$$

پارامتر a_0 ، پارامتر ثابتی است که موقعیت a را در شروع تحلیل تعریف می کند. مقدار a_0 را می توان مستقیماً مشخص کرده و یا آن را از طریق رابطه زیر محاسبه نمود:

$$a_0 = \frac{1}{2} \exp \left(\frac{e_N - e_0 - \kappa \ln p_0}{\lambda - \kappa} \right) \quad (50-3)$$

که در آن p_0 مقدار اولیه متوسط تنش مؤثر e_N محل تقاطع خط تحکیم عادی (NCL) با محور نسبت تخلخل در صفحه $e - \ln p$ می باشد، چنانکه در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل ۳-۱۶: خطوط تحکیم عادی و حالت بحرانی در صفحه $e - \ln p'$

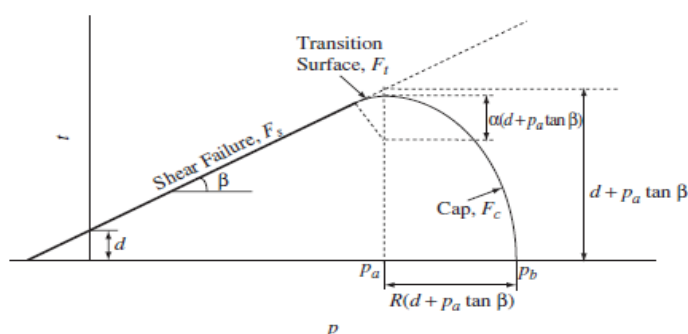
۳-۱۱ مدل اصلاح شده دراگر-پراگر/کلاhek

مدل خمیری دراگر-پراگر/کلاhek به طور گسترده ای در برنامه های تحلیل اجزاء محدود برای انواع مختلف کارهای مهندسی استفاده شده است. مدل «کلاhek» برای رفتار خاک مناسب می باشد چرا که قابلیت در نظر گرفتن اثر تاریخچه تنش، مسیر تنش، اتساع و اثر تنش اصلی متوسط را داراست. مدل دراگر پراگر اصلاح شده (مدل کلاhekی) به منظور مدل سازی مصالح چسبنده به کار می رود که حالت جاری شدن وابسته به فشار را مانند مصالح خاکی و سنگی ارائه می نماید. این مدل بر این پایه است که یک سطح جاری شدن بر مدل پلاستیسیته دراگر پراگر اضافه شود که یک مکانیسم سخت شوندگی غیر ارتجاعی را جهت منظور کردن حالت به هم فشردگی خمیری تأمین می کند تا اتساع حجم را در هنگامی که ماده تحت برش جاری می گردد را کنترل نماید.

این مدل می تواند جهت شبیه سازی خزش در مصالحی به کار برده شود که دارای تغییر شکل های ارتجاعی بلند مدت در یک مکانیسم خزشی چسبندگی در ناحیه گسیختگی برشی و یک مکانیسم خزشی تحکیمی در ناحیه کلاhek شکل سطح گسیختگی می باشند. همچنین برای حالت های رفتار مواد متخلخل در آباکوس استاندارد می توان از قابلیت های این مدل استفاده کرد. علاوه بر موارد بالا، مدل، یک پاسخ قابل قبول نسبت به برگشت مقادیر بالای تنش در ناحیه کلاhek شکل را تأمین می نماید؛ هرچند در ناحیه سطح گسیختگی، پاسخ تنها در برابر بارهای یکنواخت قابل قبول می باشد.

۳-۱۱-۱ سطح جاری شدن کلاهی

سطح تسلیم مدل خمیری اصلاح شده دراکر- پراگر، کلاهی بیضی شکل که با زاویه قائمه محور تنش مؤثر متوسط را قطع می کند و یک ناحیه انتقال ملایم بین سطح گسیختگی برشی و کلاهی، چنانچه در شکل (۳-۱۷) نشان داده شده است. سطح جاری شدن کلاهی به دو دلیل اصلی به مدل دراکر پراگر اضافه شده است. اول آنکه سطح جاری شدن را در حالت فشردگی هیدرو استاتیک محدود می کند، بنابراین یک مکانیسم سخت شوندگی غیر ارتجاعی را جهت منظور نمودن حالت به هم فشردگی خمیری تأمین می نماید و دوم آنکه از طریق تأمین نرم شوندگی به صورت تابعی از افزایش حجم غیر ارتجاعی، همانطور که ماده در سطح گسیختگی برشی دراکر پراگر جاری می شود، ایجاد می نماید. همچنین در کنترل اتساع حجم ماده هنگامی که تحت برش جاری می گردد کمک می نماید.



شکل ۳-۱۷: سطوح تسلیم مدل کلاهی در صفحه p - t

سطح جاری شدن دارای دو قسمت اصلی است. یک قسمت گسیختگی برشی دراکر پراگر وابسته به فشار و یک قسمت کلاهی فشاری همانطوری که در شکل (۳-۱۷) نشان داده شده است. قسمت گسیختگی دراکر پراگر یک سطح جاری شدن کاملاً خمیری (بدون سخت شوندگی) می باشد. جریان خمیری در این قسمت تولید افزایش حجم غیر ارتجاعی کرده که موجب نرم شدگی کلاهی می گردد. در صفحه کلاهی جریان خمیری موجب به هم فشردن ماده می شود. رفتار ارتجاعی، به صورت ارتجاعی خطی و با استفاده از قانون تعمیم یافته هوک مدل می شود. به صورتی دیگر، یک مدل ارتجاعی که در آن سختی ارتجاعی حجمی همچنان که ماده متحمل فشار می شود، افزایش می

یابد، می تواند به منظور محاسبه کرنش های ارتجاعی استفاده شود.

آغاز رفتار خمیری توسط سطح گسیختگی دراکر- پراگر و سطح تسلیم کلاهدک شکل تعیین می شود. سطح گسیختگی دراکر- پراگر توسط رابطه زیر مشخص می شود:

$$F_s = t - p \tan \beta - d = 0 \quad (51-3)$$

در این رابطه $\beta(\theta, f_i)$ و $d(\theta, f_i)$ به ترتیب زاویه اصطحکاک خاک و چسبندگی می باشد، چنانچه در شکل (3-17) نشان داده شده است. مقدار تنش انحرافی t به صورت زیر است:

$$t = \frac{1}{2}q \left[1 + \frac{1}{k} - \left(1 - \frac{1}{k} \right) \left(\frac{r}{q} \right)^3 \right] \quad (52-3)$$

$$p = -\frac{1}{3}\text{trace}(\sigma) \quad (53-3)$$

$$q = \sqrt{\frac{3}{2}S:S} \quad (54-3)$$

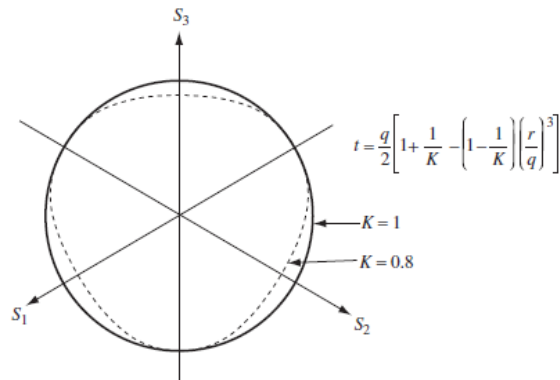
$$r = \left(\frac{9}{2}S:S:S \right)^{\frac{1}{3}} \quad (55-3)$$

$$S = \sigma + pl \quad (56-3)$$

در این روابط p تنش فشاری معادل، q تنش معادل میسر، r ثابت تنش سوم و S تنش انحرافی می- باشد. $k(\theta, f_i)$ یک پارامتر مصالح می باشد که مطابق شکل (3-18) وابستگی سطح جاری شدن را در مقابل مقدار تنش اصلی میانی کنترل می کند. همچنانکه در شکل دیده می شود، سطح تسلیم کلاهدک شکل، یک بیضی به شعاع R در صفحه $p-t$ می باشد. چنانکه در شکل (3-18) نشان داده شده است، سطح تسلیم کلاهدک شکل به سومین تغییر ناپذیر تنش، r ، در صفحه انحرافی وابسته می باشد.

سطح گسیختگی چنان تعریف می شود که k ، برابر با نسبت تنش جاری شدن در کشش سه محوری به تنش جاری شدن در فشار سه محوری می باشد. $K=1$ به این مفهوم است که سطح جاری شدن، دایره فون میسر در صفحه تنش اصلی انحرافی می باشد (صفحه Π). بنابراین تنش جاری شدن در

کشش و فشار سه محوری یکسان است. این وضعیت حالت پیش فرض آباکوس استاندارد می‌باشد. جهت اطمینان از محدب ماندن سطح جاری شدن می‌بایست $0.778 \leq k \leq 1$ باشد.



شکل ۳-۱۸: تصویر سطوح تسلیم/ جریان کلاhek بر روی صفحه Π

سطح کلاhek شکل به صورت تابعی از کرنش خمیری حجمی، سخت (منبسط) شده و یا نرم (منقبض) می‌گردد. هنگامی که حالت تنش، شرایط تسلیم را روی کلاhek ایجاد می‌کند، کرنش خمیری حجمی (تراکم)، نتیجتاً موجب انبساط کلاhek می‌گردد (سخت شدگی). اما هنگامی که حالت تنش، شرایط تسلیم را روی سطح گسیختگی برشی دراکر - پراگر ایجاد می‌کند، تورم خمیری حجمی موجب انقباض کلاhek می‌گردد (نرم شدگی). سطح جاری شدن کلاهکی دارای یک بیضی شکل با خروج از مرکزیت ثابت در صفحه نصف النهاری (p-t) می‌باشد. همچنین شامل یک وابستگی نسبت به ثابت سوم تنش در صفحه انحرافی است. سطح کلاهکی دارای وضعیت سختی و یا نرمی به صورت تابعی از کرنش حجمی غیر ارتجاعی می‌باشد. فشردگی ناشی از خمیری شدگی حجمی و یا خزش (هنگامی که جاری شدن روی کلاhek و یا خزش مطابق با مکانیسم تحکیم رخ می‌دهد) موجب سخت شوندگی می‌گردد. حال آنکه اتساع حاصل از خمیری شدگی حجمی و یا خزش (هنگامی که جاری شدن روی سطح گسیختگی برشی و یا خزش مطابق با مکانیسم چسبندگی رخ می‌دهد) موجب نرم شوندگی می‌گردد. سطح تسلیم کلاhek شکل به صورت زیر ارائه می‌شود:

$$F_c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left(\frac{Rt}{1 + \alpha - \alpha/\cos\beta} \right)^2} - R(d + p_a \tan\beta) = 0 \quad (57-3)$$

که R یک پارامتر ماده است که شکل کلاhek را کنترل می‌کند و α ، عدد کوچکی است (عموماً ۰.۰۱)

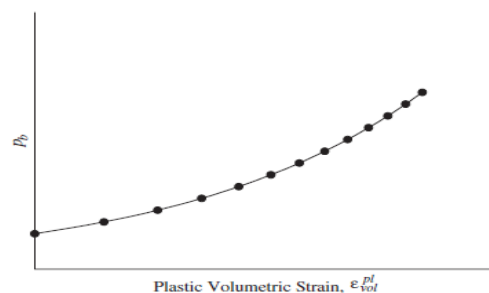
تا ۰.۰۵) که برای تعریف یک سطح انتقال ملایم بین سطح گسیختگی برشی دراکر - پراگر و کلاhek استفاده می شود. $p_a(\epsilon_{vol}^{pl} + \epsilon_{vol}^{cr})$ یک پارامتر ارزیابی می باشد که نشان دهنده کرنش حجمی غیر ارتجاعی متناظر با سخت شوندگی و یا نرم شوندگی است. قوانین موجود در حالت سخت شوندگی و یا نرم شوندگی، یک تابع چند خطی می باشد که تنش جاری شدن فشاری هیدرواستاتیک p_b و کرنش حجمی غیر ارتجاعی را به هم پیوند می زند.

$$p_b = p_b(\epsilon_{vol}^{in}|_0 + \epsilon_{vol}^{pl} + \epsilon_{vol}^{cr}) \quad (۵۸-۳)$$

محور کرنش حجمی غیر ارتجاعی دارای یک مبدأ دلخواه می باشد (شکل ۳-۱۹):

$$\epsilon_{vol}^{in}|_0 = (\epsilon_{vol}^{pl}|_0 + \epsilon_{vol}^{cr}|_0) \quad (۵۹-۳)$$

که موقعیت آن بر محور، به وضعیت اولیه ماده در شروع تحلیل بستگی دارد. محل کلاhek (p_a) در شکل زیر تعریف شده است.



شکل ۳-۱۹: رفتار مرسوم سخت شدگی کلاhek [۱۵]

پارامتر p_a یک پارامتر متغیر است که رفتار سخت شدگی - نرم شدگی به سادگی توسط یک تابع خطی قطعه ای توصیف می شود که تنش مؤثر متوسط (تسلیم) p_a را به کرنش خمیری حجمی مربوط می سازد $p_b = p_b(\epsilon_{vol}^{pl})$ ، چنانکه در شکل (۳-۱۹) نشان داده شده است. این تابع به سادگی می تواند از نتایج آزمایش تحکیم ایزوتروپ با چندین دوره (سیکل) باربرداری - بارگذاری مجدد به دست آید. بنابراین پارامتر متغیر p_a می تواند به صورت زیر محاسبه شود:

$$p_a = \frac{p_b - Rd}{1 + R \tan \beta} \quad (۶۰-۳)$$

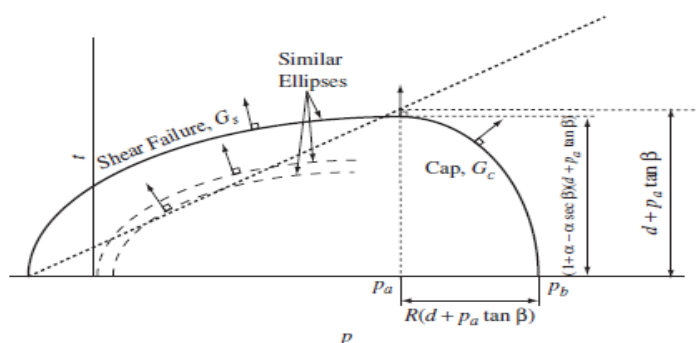
$$F_t = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left[t - \left(1 - \frac{\alpha}{\cos \beta} \right) (d + p_a \tan \beta) \right]^2} - \alpha(d + p_a \tan \beta) = 0 \quad (۶۱-۳)$$

بنابراین، مدل، یک وضعیت هموار را برای وجه شتراک سطح گسیختگی و کلاهک فراهم می کند.

۳-۱۱-۲ قانون جریان

در این مدل، چنانچه در شکل (۳-۲۰) نشان داده شده است، سطح پتانسیل جریان در صفحه

p-t شامل دو بخش است.



شکل ۳-۲۰: پتانسیل جریان از مدل کلاهک در صفحه p-t

در ناحیه کلاهک، جریان پلاستیک توسط یک پتانسیل جریان که درست مشابه سطح تسلیم است، تعریف می شود (یعنی جریان پیوسته). برای سطح گسیختگی دراکر - پراگر و سطح تسلیم انتقالی، جریان ناپیوسته فرض می شود: شکل پتانسیل جریان در صفحه p-t از سطح تسلیم نشان داده شده در شکل (۳-۲۰) متفاوت می باشد. در ناحیه کلاهک، سطح پتانسیل جریان بیضوی به صورت زیر تعریف می شود:

$$G_c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left(\frac{Rt}{1 + \alpha - \alpha / \cos \beta} \right)^2} \quad (۶۲-۳)$$

قسمت سطح پتانسیل جریان بیضوی در گسیختگی دراکر - پراگر و نواحی انتقالی به صورت زیر تعریف می شود:

$$G_s = \sqrt{[(p_a - p)\tan\beta]^2 + \left(\frac{t}{1 + \alpha - \alpha/\cos\beta}\right)^2} \quad (۳-۶۳)$$

چنانچه در شکل (۳-۲۰) نشان داده شده است، دو بخش بیضی شکل G_c و G_s ، سطح پتانسیل پوسته ای را ایجاد می کنند. به علت جریان ناپیوسته در این مدل، ماتریس سختی ماده متقارن نخواهد بود. بنابراین یک حل نا متقارن برای مدل کلاهدک لازم می باشد.

۳-۱۱-۳ پارامترهای مدل

برای تعیین پارامترهای d و β لازم است که حداقل نتایج آزمایش فشاری سه محوری را در اختیار داشته باشیم. از روی نتایج آزمایشات سه محوری، می توان نمودار مربوط به شرایط لحظه گسیختگی را در صفحه $p-t$ رسم نمود. سپس یک خط مستقیم به این سه نقطه (یا بیشتر) برازش داده می شود. محل تقاطع این خط با محور t ، نقطه b بوده و شیب خط برابر β می باشد. همچنین نتایج یک آزمایش تحکیم ایزوتروپ با چندین دوره باربرداری - بارگذاری مجدد مورد نیاز می باشد. مقادیر d ، β ، R ، ϵ_{vol}^{in} ، α ، K جهت تعریف شکل سطح جاری شدن تعیین می گردند. منحنی سخت شوندگی تعیین شده برای این مدل، جاری شدن در فشار هیدرواستاتیک را تفسیر می کند. تنش جاری شدن فشار هیدرواستاتیک به صورت یک تابع جدولی از کرنش حجمی غیر ارتجاعی و اگر مطلوب باشد، تابعی از دما و سایر متغیرهای از پیش تعیین شده تعریف می شود. این داده ها می تواند برای ارزیابی قانون سخت شدگی - نرم شدگی به صورت یک تابع خطی قطعه ای برای ارتباط دادن تنش تسلیم فشاری هیدرواستاتیک p_b و کرنش خمیری حجمی متناظر با آن $p_b = p_b(\epsilon_{vol}^{pl})$ استفاده شود. شیب خط باربرداری - بارگذاری مجدد می تواند برای محاسبه کرنش ارتجاعی حجمی استفاده شود که باید برای محاسبه کرنش خمیری حجمی، از کرنش حجمی کل کم شود. محدوده مقادیر تعریف شده برای p_b باید مناسب باشد؛ به طوری که تمامی مقادیر تنش فشاری مؤثر که ماده در طول آنالیز تحت آن قرار می گیرد را در نظر بگیرد.

۳-۱۱-۴ شرایط اولیه المان ها

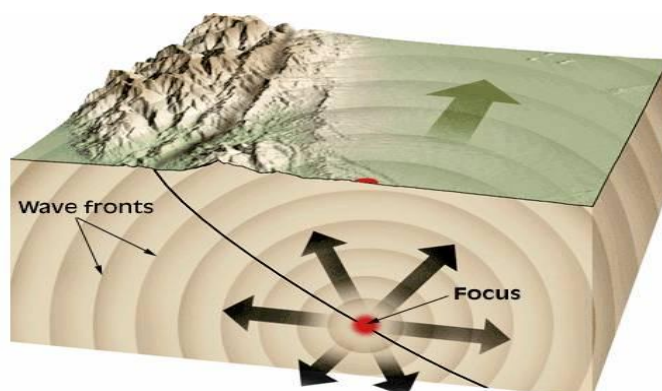
تنش اولیه در یک نقطه می تواند به عنوان شرایط اولیه در حل مسئله وارد گردد. چنانچه نقطه تنش بیرون از کلاهک و یا سطح جاری شدن انتقالی تعریف شده و تحت محدوده سطح گسیختگی برشی در صفحه $p-t$ قرار گیرد، نرم افزار تلاش می کند موقعیت کلاهک را تنظیم کند تا نقطه تنش بر روی سطح جاری شدن قرار گیرد و پیغام هشداري نیز صادر می شود. چنانچه نقطه تنش بیرون از سطح گسیختگی دراکر پراگر و یا بالای محدوده آن قرار گیرد یک پیغام خطا صادر و اجرای برنامه خاتمه می یابد.

فصل چهارم

موج در خاک

۴-۱ مقدمه

در یک محیط پیوسته امواج به دلیل اغتشاش محیط ایجاد می‌شوند. اگر قطعه سنگی در آبی ساکن و آرام انداخته شود امواج ایجاد شده در تمامی جهات حرکت می‌کنند. اکنون اگر یک قطعه چوب پنبه را روی سطح آب ساکن قبل از انداختن قطعه سنگ قرار دهیم هنگامی که به دلیل انداختن سنگ در داخل آب امواج از نقطه سقوط سنگ به اطراف منتشر می‌شوند این چوب پنبه در محل اولیه خود شروع به بالا و پایین رفتن می‌نماید. به این ترتیب مشاهده خواهد شد که امواج در یک جهت با یک سرعت معینی پیش می‌روند در حالی که چوب پنبه و در نتیجه آب با سرعتی متفاوت از سرعت نشر امواج نوسان می‌نمایند. بنابراین سرعت و جهت انتشار امواج با سرعت و جهت حرکت ماده متفاوت می‌باشد. [۱۶]



شکل ۴-۱: شکل شماتیک نحوه انتشار امواج در محیط خاک

به طریق مشابه زلزله (توسط عبور امواج تنش) حرکتی در زمین ایجاد می‌کند که به علت عبور امواج تنش سرچشمه گرفته از کانون زلزله به وقوع می‌پیوندد. قسمت کوچکی از مقدار انرژی حاصله از تغییر شکل به امواج لرزه ای تبدیل می‌گردد که از چشمه به خارج منتشر گشته و آشفتگی را به مناطق دور انتشار می‌دهد. هنگامی که بار دینامیکی بطور ناگهانی به جسمی وارد می‌شود تمامی جسم در آن واحد متأثر نخواهد شد. قسمتی از جسم که به منبع تولید بار نزدیک تر است ابتدا متأثر شده و تغییرشکلهای ایجاد شده بعلت بهم خوردگی و اغتشاش جسم به شکل امواج تنش در سایر نقاط جسم منتشر خواهد شد. موضوع انتشار موج در یک محیط ارتجاعی در مطالعات مهندسی زلزله

و ژئوتکنیک از اهمیت ویژه ای برخوردار است زیرا سرعت موج بستگی به خواص ارتجاعی محیطی که در آن منتشر می‌شود دارد.

یک قسمت مهم زلزله شناسی Earthquake Seismology یا لرزه شناسی Exploratio Seismology شامل مطالعه نحوه ایجاد و انتشار امواج لرزه ای که جزو امواج مکانیکی هستند می باشد. در اثر تغییر ایجاد شده در محیط، امواج لرزه ای ایجاد می‌شود که با استفاده از مفاهیم مکانیک پیوسته یعنی در نظر گرفتن پیوستگی تغییر حاصله در محیط، نیرو، دانسیته و جابجائی و ... نسبت به زمان و مکان، می‌توان نحوه ایجاد و انتشار این امواج را مطالعه کرد. با استفاده از قانون دوم نیوتن $F = ma$ پاسخ یک محیط پیوسته به نیروهای وارده که منجر به معادله حرکت می‌شود را می‌توان بدست آورد. جهت رسیدن به این هدف ما اول تانسور تنش که نیروهای وارده بر محیط پیوسته تغییر پذیر را بیان می کند توضیح داده، سپس با توضیح مختصر واکنش و انواع آن، معادله حرکت (تنش را به جابجائی مرتبط می کند) را بدست می‌آوریم. بخاطر این هدف ضرورت دارد که زمین را محیط الاستیک پیوسته (فاصله ذرات بینهایت کوچک باشد) در نظر گرفت که معادلات مکانیک را بتوان در آن بکار برد، سپس ایجاد امواج لرزه ای و انواع آن را تشریح می کنیم.

۴-۲ تنش^۱

در یک محیط پیوسته یک ناحیه کوچک به حجم V احاطه شده با سطح S را در نظر می گیریم بطوریکه ماده در هر دو طرف سطح وجود دارد. برای هر نقطه داخل V میتوان تنش، واکنش و جابجائی را بعنوان توابع پیوسته از مختصات مکانی و زمانی تعریف کرد (شکل ۴-۲). مواد داخل V تحت تاثیر نیروهای درونی (نیروهائی که در حجم جسم توزیع میشوند مثل جاذبه) وارده بر تمام ذرات درون V و نیروهای سطحی (نیروهائی که در سطح جسم توزیع میشوند مثل فشار هیدرواستاتیک) وارده بر سطح S ناشی از مواد خارج قرار دارند. اگر F نیروی سطحی وارده روی هر

¹ Stress

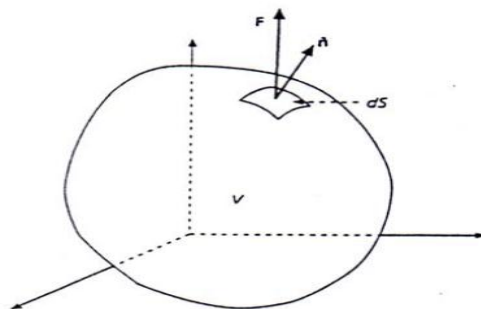
المان سطح ds که بردار عمود بر آن (به طرف بیرون) n است باشد بردار تنش T (Traction Vector) در هر نقطه از المان سطح را می‌توان بصورت حد نسبت نیروی سطحی که در آن نقطه از محیط عمل می‌کند به واحد سطح در صفحه عبوری از این نقطه تعریف کرد. صفحه عبوری از این نقطه دارای جهت مشخص است.

$$T(\hat{n}) = \lim_{ds \rightarrow 0} \frac{F}{ds} \quad (1-4)$$

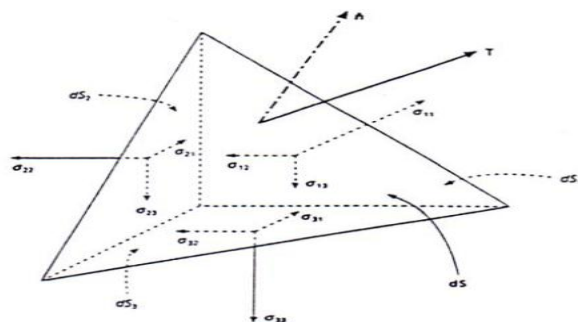
برداری تنش همان جهت نیرو را دارد و تابعی از بردار نرمال واحد است چون به جهت سطح بستگی دارد. سیستم نیروهای سطحی وارده بر حجم را می‌توان با سه بردار تنش توصیف کرد که هر کدام روی سطحی که بر یکی از محورهای مختصات عمود است عمل می‌کند (شکل ۴-۳).

اگر بردار تنش وارده بر سطحی که بردار نرمال واحد آن در جهت مثبت $\hat{e}_i$ است T_i باشد T_{ij} مؤلفه های سه بردار تنش خواهد بود. بنابراین مجموعه ۹ مؤلفه را که نیروهای سطحی را توصیف می‌کنند می‌توان به تانسور تنش σ_{ij} نسبت داد. برای یک صفحه با بردار نرمال واحد n_i بردار تنش به صورت زیر به تانسور تنش و بردار نرمال واحد مرتبط است [۱۷].

$$T_i = \sum_{j=1}^3 \sigma_{ji} n_j = \sigma_{ji} n_j \quad (2-4)$$



شکل ۴-۲: نیروی سطحی روی یک المان حجم V در داخل مواد. F نیروی سطحی ناشی از مواد خارج V روی هر المان سطح ds که بردار نرمال واحد آن n به طرف خارج است می‌باشد.



شکل ۴-۳: مؤلفه های تنش روی سه وجه یک چهار وجهی با بردارهای نرمال موازی محورهای مختصات. جمع نیروها یک نیرویی منتهجه روی وجه چهارم است.

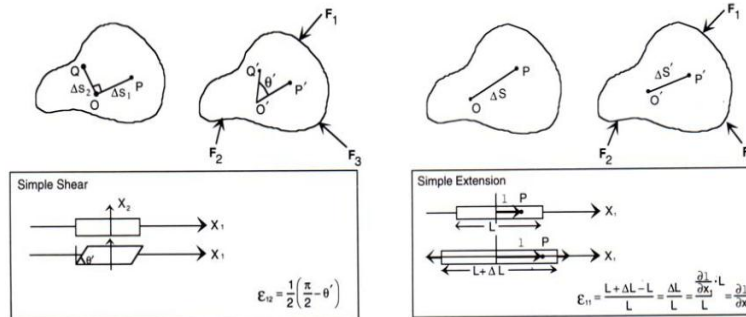
هنگامی که سه سطح عمود بر هم، بر محورهای مختصات عمود باشند یعنی بردارهای نرمال در امتداد محورهای مختصات باشند رابطه فوق به صورت $T_{ij} = \sigma_{ij}$ می شود. به سه مؤلفه قطری تانسور تنش (σ_{ij} , for $i = j$) تنشهای عمودی (normal stress) و به شش مؤلفه غیر قطری (σ_{ij} , for $i \neq j$) تنشهای برشی (shear stresses) می گویند. تنشهای عمودی مثبت باعث افزایش حجم و تنشهای عمودی منفی باعث کاهش حجم می شوند. بنابراین مقادیر مثبت تنشهای عمودی مطابق با tension و تنشهای عمودی منفی مطابق با compression است. در اکثر نقاط زمین چون مواد تحت فشار ناشی از وزن سنگهای بالا قرار دارند مولفه های تنش عمودی منفی هستند. بنابراین ژئوفیزیک دانان اغلب برای قدرمطلق حداکثر مقادیر تنش منفی، تنش فشاری ماگزیمم و برای قدرمطلق حداقل تنش منفی، تنش فشاری مینیمم بکار می برند. یک خاصیت مهم تانسور تنش σ_{ij} متقارن بودن آن است، یعنی $\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$ که در این صورت فقط شش مؤلفه از ۹ مؤلفه متفاوت می شود.

۴-۳ کرنش^۱

وقتی تنش وارده بر محیط از مقاومت آن تجاوز کند در محیط تغییر شکل و جابجایی ایجاد می شود به عبارتی حاصل تنش و اتنیدگی است. و اتنیدگی حد نسبت مقدار افزایش یا کاهش فاصله ذرات در اثر تنش اعمالی به مقدار فاصله اولیه ذرات است. بنابراین مؤلفه های و اتنیدگی واحد ندارد. فرض کنید فاصله دو نقطه 0 و p از محیط قبل از اینکه محیط متحمل و اتنیدگی شود برابر ΔS است وقتی

¹ Strain

در محیط در اثر تنش اعمالی واتنیدگی ایجاد شود این نقاط به $\hat{O}$ و $\hat{p}$ جابجا شده و فاصله آنها $\Delta \hat{S}$ می شود (شکل ۴-۴).



شکل ۴-۴: وقتی یک محیط تغییر می یابد باید هم تغییرات نسبی طول و هم چرخش برشی بین قسمتهای مختلف محیط را تشریح کنیم. (شکل راست) واتنیدگی عمودی را که باعث تغییر فواصل نقاط محیط می شود را نشان می دهد. (شکل چپ) واتنیدگی برشی که باعث تغییر زوایا در داخل محیط می شود را نشان می دهد [۱۸].

تغییر ایجاد شده می تواند تغییر در زوایا باشد و ابعاد ثابت بماند. کرنش مثل تنش دارای ۹ مؤلفه است که می توان بصورت تانسور e_{ij} بیان کرد. طبق تعریف متقارن است $e_{ij} = e_{ji}$ در نتیجه فقط شش مؤلفه از ۹ مؤلفه متفاوت است که به مؤلفه های قطری کرنش عمودی (normal strain, e_{ij} , for $i = j$) و به مؤلفه های غیر قطری کرنش برشی (shear strain, e_{ij} , for $i \neq j$) گویند. وقتی محیطی تحت تنش قرار گیرد فواصل ذرات بطور نسبی تغییر کرده و کم و زیاد می شود و جابجایی (displacement) ایجاد می شود. مؤلفه های عمودی باعث تغییر ابعاد به عبارتی تغییر حجم می شود و مؤلفه های برشی باعث تغییر شکل می شود. پس برای بررسی تغییر شکل و تغییر اندازه باید جابجایی ذرات را نسبت به هم بسنجیم. میدان جابجایی ایجاد شده u_i به تنهایی کرنش را نمی دهد. اگر میدان جابجایی گرادیان نداشته باشد یعنی میدان جابجایی یکنواخت باشد کرنش ایجاد نشده است ولی اگر گرادیان داشته باشد واتنیدگی ایجاد می شود، پس کرنش همان گرادیان میدان جابجایی است.

کرنش برشی یعنی تغییر شکل (distortion) بدون تغییر اندازه یا به عبارتی گرادیان میدان جابجایی در جهات غیر گرادیان است. کرنش عمودی یعنی تغییر حجم (dilatation) بدون تغییر شکل یا به عبارتی گرادیان میدان جابجایی در جهت خود گرادیان است. پس تغییر شکل و تغییر حجم در

جسم بستگی به مشتقات جابجایی دارد و ارتباط آن را با تانسور کرنش می توان به صورت زیر نشان داد.

$$e_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (3-4)$$

کرنش های اصلی را که باعث تغییر حجم می شوند به صورت دیورژانس جابجایی بیان می گردد.

$$\theta = e_{ii} = \frac{\partial u_1}{\partial x_1} + \frac{\partial u_2}{\partial x_2} + \frac{\partial u_3}{\partial x_3} = \nabla \cdot u \quad (4-4)$$

کرنش برشی را می توان به مجموع کرنش های برشی نسبی و چرخش تجزیه نمود [۱۹]. در اثر تنش وارده علاوه بر کرنش ممکن است یک انتقال، یک چرخش و یا ترکیبی از آنها در محیط ایجاد شود که هیچ یک از آنها تغییر (deformation) ایجاد نمی کند و جهت تفکیک، آن را با تانسور چرخش ω_{ij} که نا متقارن هم است $\omega_{ij} = -\omega_{ji}$ ، نشان داده و برابر با کرل میدان جابجایی است.

$$\omega_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} - \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) = \frac{1}{2} (u_{i,j} - u_{j,i}) = \nabla \times u \quad (5-4)$$

بنابراین مشتقات میدان جابجایی برابر با مجموع تانسور متقارن کرنش و تانسور نامتقارن چرخش است.

$$u_{i,j} = e_{ij} + \omega_{ij} = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) + \frac{1}{2} (u_{i,j} - u_{j,i}) \quad (6-4)$$

۴-۴ رابطه بین تنش و کرنش

ارتباط تنش با کرنش از قانون هوک تبعیت می کند که در محدوده الاستیک ارتباط خطی دارند. تنش و کرنش با ضرایب کشسان محیط به هم مرتبط می شوند. پس ضرایب کشسان واحد تنش را دارند. هر کرنشی مستقیماً متناسب با تنشی است که آن را بوجود آورده است. هر گاه چندین تنش موجود باشد، هر کدام مستقل از سایر تنشها، کرنشها بوجود می آورد. بنابراین کرنش کل مجموع کرنش

هایی است که توسط تنشهای منفرد ایجاد می شوند پس هر کرنشی تابع خطی از تمام تنشها است و برعکس.

$$\sigma_{ij} \propto e_{kl} \rightarrow \sigma_{ij} = C_{ijkl} e_{kl} = C_{ijkl} u_{k,l} \quad (۷-۴)$$

تعداد ضرایب کشسان C_{ijkl} با توجه به متقارن بودن تانسورهای تنش و کرنش از ۸۱ به ۵۴ و ۳۶ کاهش می یابد و متقارن بودن C_{ijkl} یعنی $C_{ijkl} = C_{klij}$ ، تعداد آن را به ۲۱ کاهش می دهد. اگر محیط را همگن و ایزوتروپ فرض کنیم این ضرایب کاهش یافته و به ۲ می رسد، به طوری که اگر معادله هوک را برای یک محیط همگن و ایزوتروپ بنویسیم خواهیم داشت:

$$\sigma_{ij} = \lambda \delta_{ij} e_{kk} + 2\mu e_{ij} = \lambda \delta_{ij} \theta + 2\mu e_{ij} \quad (۸-۴)$$

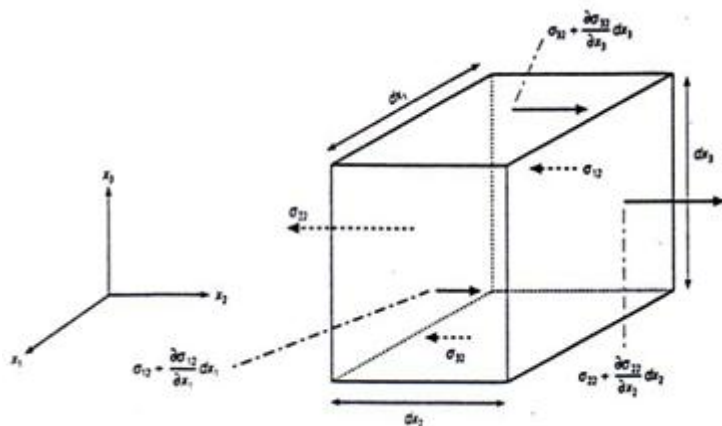
به λ و μ ضرایب لامه (Lame constants) گویند. δ_{ij} همان دلتای کرونیکر (Kronecher delta) است. $e_{kk} = \theta = \nabla \cdot u$ است. ضرایب الاستیک مثل ضریب یانگ (E)، ضریب بالک (K) و ضریب برشی (μ) به رفتار محیط در مقابل تنش بستگی دارند.

۴-۵ معادله حرکت^۱

فرض کنید نیروها بر یک المان کوچک مکعبی شکل از محیط با حجم $dx_1 dx_2 dx_3$ و دانسیته ρ وارد می شود (شکل ۴-۵). نیروی درونی اگر وجود داشته باشد برابر $f_i dx_1 dx_2 dx_3$ است که f_i نیرو در واحد حجم در مرکز المان است. نیروی کل وارده برابر با مجموع نیروهای سطحی وارده بر سطوح المان و نیروهای درونی است. اگر ما نیروی سطحی وارده بر سطوحی که بردار نرمال آنها $\pm e_2$ (یعنی در امتداد محور x_2) است را بدست آوریم خواهیم داشت [۱۷]:

$$[\sigma_{22}(x + dx_2 \hat{e}_2) - \sigma_{22}(x)] dx_1 dx_3 = \left[\sigma_{22}(x) + \frac{\partial \sigma_{22}(x)}{\partial x_2} dx_2 - \sigma_{22}(x) \right] dx_1 dx_3 = \frac{\partial \sigma_{22}(x)}{\partial x_2} dx_1 dx_2 dx_3 \quad (۹-۴)$$

¹ Equation of motion



شکل ۴-۵: مؤلفه های تنش بوجود آورنده نیرو در امتداد x_2

به طور مشابه اگر نیروهایی را که در امتداد x_2 بر سطوحی که بردار نرمال آنها $\pm e_1$ و $\pm e_2$ است به دست آورده سپس به مجموع این سه نیروی سطحی، مؤلفه ای از نیروی درونی را که در امتداد x_2 است اضافه کنیم مطابق قانون دوم نیوتن خواهیم داشت :

$$\left[\left(\frac{\partial \sigma_{12}}{\partial x_1} + \frac{\partial \sigma_{22}}{\partial x_2} + \frac{\partial \sigma_{32}}{\partial x_3} \right) \right] dx_1 dx_2 dx_3 + f_2 dx_1 dx_2 dx_3 = \rho \frac{\partial^2 u_2}{\partial t^2} dx_1 dx_2 dx_3 \quad (۱۰-۴)$$

$$\sum_{j=1}^3 \frac{\partial \sigma_{j2}}{\partial x_j} + f_2 = \frac{\partial^2 u_2}{\partial t^2}$$

اگر معادله فوق را به سایر جهات تعمیم دهیم خواهیم داشت:

$$\frac{\partial \sigma_{ij}(x, t)}{\partial x_j} + f_i(x, t) = \rho \frac{\partial^2 u_i(x, t)}{\partial t^2}, \quad \sigma_{ij,j}(x, t) + f_i(x, t) = \rho \frac{\partial^2 u_i(x, t)}{\partial t^2} \quad (۱۱-۴)$$

به رابطه فوق معادله حرکت گفته می شود که در تمام نقاط محیط پیوسته صادق است. شتاب در نتیجه نیروی درونی و دیورژانس تانسور تنش $(\sigma_{ij,j})$ ایجاد می شود. میدان تنشی که با مکان تغییر نکند دیورژانس ندارد در نتیجه نیرو ایجاد نمی کند. پس دیورژانس تانسور تنش، نیروی برداری ایجاد می کند که دیورژانس یک بردار هم اسکالر است. در حالتی که جسم یا محیط در حال تعادل است و شتاب هم صفر است دیورژانس تنش درست برابر نیروی درونی است $\sigma_{ij,j} = -f_i(x, t)$. اگر در رابطه (۱۱-۴) از نیروی درونی صرف نظر شود به فرم زیر در می آید که به آن معادله حرکت یکنواخت (homogeneous equation of motion) گویند.

$$\sigma_{ij,j}(x, t) = \rho \frac{\partial^2 u_i(x, t)}{\partial t^2} \quad (12-4)$$

این معادله، انتشار امواج لرزه ای را بجز در محل چشمه (source) نظیر زلزله یا انفجار بیان می کند.

۴-۵-۱ معادله حرکت امواج لرزه ای

عوامل ایجاد کننده زلزله را می توان توسط یک سیستم از نیروهای درونی که در یک منطقه معین به نام کانون اعمال می شود بیان کرد و بیرون این ناحیه تنها نیروی درونی عمل کننده جاذبه است که بجز برای امواج با پریود خیلی زیاد ($T > 600$) این اثر جاذبه خیلی کوچک و قابل صرف نظر کردن است. برای یک ناحیه از محیط یکنواخت که در آنجا منبع امواج لرزه ای وجود ندارد یعنی زمانی که امواج از منبع دور است تنشها با جابجایی ها توسط homogeneous equation of motion که نیروی درونی را در بر ندارد مرتبط می شوند [۱۷]. در این صورت قانون دوم نیوتن $F=ma$ به صورت رابطه (۱۲-۴) در می آید. برای حل معادله (۱۲-۴)، با مؤلفه x در سیستم کارتزین خواهیم داشت:

$$\frac{\partial \sigma_{xx}(x, t)}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}(x, t)}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}(x, t)}{\partial z} = \rho \frac{\partial u_x(x, t)}{\partial t^2} \quad (13-4)$$

با استفاده از قانون هوک $(\sigma_{xx} = \lambda \theta + 2\mu e_{xx}, \sigma_{xy} = 2\mu e_{xy} = \mu(\partial u_x / \partial y + \partial u_y / \partial x), \dots)$ مشتقات مؤلفه های تنش را بر حسب جابجایی محاسبه کرده و در رابطه بالا قرار دهیم خواهیم داشت:

$$(\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial x} + \mu \nabla^2 u_x = \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \quad (14-4)$$

همینطور معادلات مشابه را برای مؤلفه های y و z جابجایی بدست آورده و از لاپلاسین میدان جابجایی یعنی $\nabla^2 u = (\nabla^2 u_x, \nabla^2 u_y, \nabla^2 u_z)$ استفاده کنیم فرم برداری معادله به صورت زیر خواهد بود.

$$(\lambda + \mu) u_{j,ji} + \mu u_{i,jj} = \rho \ddot{u}_i, (\lambda + \mu) \nabla(\nabla \cdot u(x, t)) + \mu \nabla^2 u(x, t) = \rho \ddot{u}(x, t) \quad (15-4)$$

معادله فوق را می‌توان با استفاده از رابطه $\nabla \times (\nabla \times f) = \nabla(\nabla \cdot f) - \nabla^2 f$ به فرم زیر در آورد:

$$(\lambda + 2\mu)\nabla(\nabla \cdot u(x, t)) - \mu\nabla \times (\nabla \times u(x, t)) = \rho \ddot{u}(x, t) \quad (۱۶-۴)$$

در این معادله دیفرانسیل درجه دوم از مختصات مکانی و زمانی، عبارت اول گرادیان دیورژانس جابجایی و عبارت دوم هم لاپلاسین جابجایی است؛ به عبارتی قسمت اول گرادیان dilatation و عبارت دوم کرل تانسور چرخش است. اگر میدان جابجایی را با استفاده از قضیه Helmholtz به صورت مجموع گرادیان یک پتانسیل اسکالر و کرل یک پتانسیل برداری در نظر بگیریم $u = \nabla\Phi + \nabla \times \Psi$ که $\nabla \times \Phi = 0$ یعنی بدون تغییر شکل (distortion) و $\nabla \cdot \Psi = 0$ یعنی بدون تغییر حجم است. پس از جایگزینی جابجایی با پتانسیل رابطه فوق به صورت زیر خواهد بود:

$$\nabla \left[(\lambda + 2\mu)\nabla^2 \Phi(x, t) - \rho \frac{\partial^2 \Phi(x, t)}{\partial t^2} \right] = -\nabla \times \left[\mu \nabla^2 \Psi(x, t) - \rho \frac{\partial^2 \Psi(x, t)}{\partial t^2} \right] \quad (۱۷-۴)$$

۶-۴ انواع امواج لرزه ای

در یک جسم نامحدود ارتجاعی هنگامی که تحت ارتعاش قرار گیرد دو نوع موج منتشر می‌شود:

۱- موج فشاری که گاهی موج اولیه یا ابتدایی، موج اتساعی و یا موج غیر دورانی نامیده می‌شود و با p نشان داده می‌شود.

۲- موج برشی که گاهی موج ثانوی، موج پیچشی و یا موج با حجم متساوی نامیده شده و با s نشان داده می‌شود.

این دو موج که بیانگر انواع مختلف حرکات یک جسم ارتجاعی می‌باشند با سرعت های مختلف منتشر می‌شوند. این امر قابل بررسی که سرعت جابجایی ذرات بعثت امواج فشاری در یک میله و در یک محیط نامحدود ارتجاعی یکسان است در حالی که سرعت انتشار امواج در میله $V_r = \sqrt{E/\rho}$ و در محیط نامحدود $V_p = \sqrt{(\lambda + 2G)/\rho}$ با هم متفاوت است. این بدان معنی است که امواج فشاری در یک محیط نامحدود سریعتر حرکت می‌کنند تا در داخل یک میله، این امر بعثت امکان جابجایی

جانبی در میله و عدم امکان آن در یک محیط نامحدود می باشد. موج دوم چه در داخل میله و چه در یک محیط نامحدود با سرعت مساوی انتشار می یابد که مقدار آن برابر $V_s = \sqrt{G/\rho}$ می باشد. اصولاً چهار نوع مشخص از امواج ارتجاعی وجود دارند که در محیط خاک انتشار پیدا کرده و در زمین لرزه ها محسوس بوده و می توانند باعث خسارت شوند. دو نوع از این امواج در داخل حجم و جسم صخره ها و زمین منتشر می شوند که به امواج حجمی مرسومند و دو نوع دیگر از امواج به امواج سطحی معروفند. امواج حجمی با سرعت بیشتر نسبت به امواج سطحی منتشر می شوند. در امواج حجمی یا درونی انرژی رها شده در زمین از درون زمین به شکل حرکت موجی به سطح آن می رسد. دو نوع حرکت موجی با طبیعت های مختلف، یکی امواج طولی و دیگری امواج عرضی (برشی) قادر به عبور از پوسته زمین هستند.

امواج طولی امواجی هستند که سرعت آنها از سایر امواج بیشتر است و بنابراین زودتر از بقیه امواج به محل ایستگاه لرزه نگاری می رسند. بنابراین به این امواج، امواج اولیه یا P نیز گفته می شود. این امواج در هنگام انتشار به طور پی در پی و متناوب موجب انقباض و انبساط صخره ها می شوند. در این امواج جهت حرکت ذرات با جهت پیشروی موج منطبق است و این امواج می توانند از مایعات عبور کنند.

اگر جهت حل معادله (۴-۱۷) حالت خاص در نظر بگیریم یعنی فرض کنیم که در محیط جابجایی و انتشار فقط در یک جهت مثلاً در امتداد محور x ها است، متوجه می شویم آشفتگی ایجاد شده با سرعت $v = [(\lambda + 2\mu)/\rho]^{1/2}$ منتشر می شود که همان موج طولی است (جابجایی ذرات در راستای انتشار می باشد) و در حالتی که فرض کنیم جابجایی فقط در امتداد محور y ها و انتشار در امتداد محور x ها است، جواب به دست آمده نشان می دهد که آشفتگی ایجاد شده با سرعت $v = (\mu/\rho)^{1/2}$ که همان موج عرضی است (جابجایی ذرات عمود بر راستای انتشار است) منتشر می شود (شکل ۴-۶). یک جواب ساده برای معادله (۴-۱۷)، می توان از مساوی صفر قرار دادن هر دو عبارت داخل کروشه به دست آورد. در این صورت ما برای هر پتانسیل یک معادله خواهیم داشت.

$$\nabla^2 \Phi = \frac{1}{\alpha^2} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2} \quad (۱۸-۴)$$

$$\nabla^2 \Psi = \frac{1}{\beta^2} \frac{\partial^2 \Psi}{\partial t^2} \quad (۱۹-۴)$$

که $\alpha = [(\lambda + 2\mu)/\rho]^{1/2} = [(K + 4\mu/3)/\rho]^{1/2}$ و $\beta = (\mu/\rho)^{1/2}$ است. این جوابها همان امواج حجمی یا درونی (طولی و عرضی) هستند، چون آشفستگی ایجاد شده در کل حجم جسم منتشر می-شود. رابطه (۱۸-۴) معادله موج طولی^۱ را نشان می-دهد و چون از انتشار آشفستگی تغییر حجم ایجاد می-شود به آن امواج تغییر حجمی یا تراکمی^۲ نیز می-گویند. همچنین چون ضرایب کشسان λ و μ و ضریب بالک k همیشه مثبت هستند پس α همیشه از β بیشتر است و به همین خاطر به این دسته از امواج حجمی امواج اولیه^۳ گویند. این امواج از نظر جهت ارتعاش ذرات و انتشار به امواج صوتی شبیه هستند، لذا وقتی انرژی از عمق به سطح زمین می-رسد ممکن است قسمتی از امواج به امواج صوتی تبدیل و در هوا با فرکانسی که در محدوده شنوایی انسان و حیوانات است منتشر شود.

امواج بعدی امواج عرضی هستند که سرعت این امواج از امواج طولی کمتر است و دومین موجی هستند که به ایستگاه لرزه نگاری می-رسند. به همین خاطر به این امواج، امواج s یا ثانویه گفته می-شود. در این امواج جهت حرکت ذرات ماده، عمود بر جهت پیشروی موج می-باشد. انتشار امواج s در صخره ها در جهت عمود بر جهت انتشار، برش ایجاد می-کند. این امواج به علت خصوصیات خود (جهت ارتعاش عمود بر جهت انتشار) قادر به عبور از مایعات نمی-باشند. [۲۰]

رابطه (۱۹-۴) معادله امواج عرضی^۴ را نشان می-دهد و چون از انتشار آشفستگی تغییر شکل ایجاد می-شود به آن امواج تغییر شکلی یا برشی^۵ نیز گویند. همچنین چون β همیشه از α کمتر است این امواج

¹ Longitudinal Wave

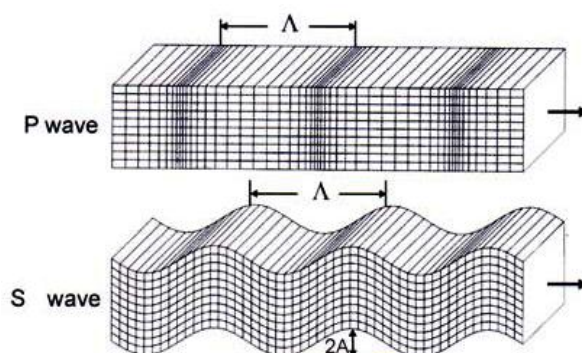
² Dilatation or compressional Waves

³ Primary Wave

⁴ Transversal Waves

⁵ Distortional Waves or Shear Waves

دیرتر از امواج طولی به ایستگاه لرزه نگاری می‌رسند و به آن امواج ثانویه^۱ گویند. این امواج از نظر جهت ارتعاش ذرات و انتشار به امواج نور یا الکترومغناطیس^۲ شبیه هستند. با عبور موج عرضی المانهای حجم متحمل چرخش در صفحه ای که عمود بر مسیر انتشار^۳ است بوده و تغییر حجم ایجاد نمی‌شود، چون β به ضریب بالک بستگی ندارد و به همین خاطر بعضی اوقات به امواج برشی، امواج چرخشی^۴ یا هم حجمی^۵ گویند.



شکل ۴-۶: نحوه انتشار امواج حجمی. Λ طول موج و $2A$ دو برابر دامنه جابجایی را نشان می‌دهد.

به عبارتی دیگر، معادله موج برای یک محیط الاستیک ایزوتروپ (خاک) می‌تواند بصورت زیر نوشته شود (لاو، ۱۹۴۴) [۲۱]:

$$c_p^2 \nabla(\nabla \cdot \mathbf{u}) - c_s^2 \nabla \times \nabla \times \mathbf{u} = \frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial t^2} \quad (۲۰-۴)$$

که در این معادله c_p و c_s ثابت‌هایی هستند که به صورت زیر تعریف می‌شوند و $\mathbf{u}$ بردار جابجایی می‌باشد:

$$\mathbf{u} = (u, v, w) \quad (۲۱-۴)$$

با نوشتن معادلات تعادل، بنیادی و رابطه بین تغییر شکل‌ها و کرنش‌ها در یک محیط الاستیک می‌توان معادلات حاکم برای انتشار امواج حجمی را به دست آورد. c_p و c_s به ترتیب سرعت انتشار امواج زلزله، p و s توسط روابط زیر تعیین می‌شوند.

¹ Secondary Waves
² Light or Electromagnetic Waves
³ Ray Path
⁴ Rotational Waves
⁵ Equivoluminal Waves
⁶ Love

$$c_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad (4-22-الف)$$

$$c_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (4-22-ب)$$

در روابط فوق λ و μ ثابت های لامه^۱ و ρ جرم مخصوص ماده می باشند. λ و μ بر حسب مدول الاستیسیته E و ضریب پواسون ν به شرح زیر هستند:

$$\lambda = \frac{Ev}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (4-23-الف)$$

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)} = G \quad (4-23-ب)$$

روابط بالا نشان می دهند که سرعت انتشار امواج p از سرعت انتشار امواج s بیشتر است. در اکثر زلزله ها ابتدا امواج p احساس می شوند که شبیه یک غرش صوتی است که موجب تکان دادن و به صدا در آوردن در و پنجره ها می شود. امواج s پس از چند ثانیه احساس می شوند. این امواج حرکت بالا و پایین و پهلو به پهلو ایجاد می کنند و باعث تکان دادن سطح زمین در جهات افقی و قائم می گردند. حرکت و انتشار امواج s در آسیب رساندن به ساختمانها بسیار مؤثر است.

نسبت c_p به c_s توسط رابطه زیر تعیین می شود:

$$\frac{c_p}{c_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \geq 1 \quad (4-24)$$

موج فشاری p را موج اتساعی و موج برشی یا موج ثانویه را موج دورانی نیز می نامند. چون آب قادر به تحمل تنش برشی نیست از این رو $G = 0$ و سرعت امواج برشی در آب برابر صفر است. بنابراین سرعت انتشار امواج برشی در خاک اشباع نشانگر سرعت امواج داخل خاک است. از طرف دیگر چون برای آب $\nu = 0.5$ است، لذا سرعت امواج فشاری در داخل خاک اشباع بیانگر سرعت در داخل آب می باشد. به بیان دیگر امواج s نمی توانند در بخش های مایع زمین مانند اقیانوس ها و دریاها منتشر

¹ Lamé

شوند. چنان چه شخصی در هنگام وقوع زلزله در دریا باشد، تنها حرکتی که در روی کشتی حس خواهد کرد، انتشار امواج اتساعی p می باشد. [۲۰]

استاندارد ۲۸۰۰ خاک ها را بر اساس میزان سرعت انتشار امواج برشی در آن ها تقسیم بندی می کند. مراجع مختلف مکانیک خاک ضرایب الاستیسیته انواع سنگ ها و خاک ها را در بازه های گسترده ای ارائه می کنند.

برای خاک های نرم با رطوبت زیاد و نیز با اندیس خمیری و رطوبت بالا، چنان چه مدول الاستیسیته برشی G از ۵۵ mpa کمتر در نظر گرفته شود، در این صورت حداکثر سرعت انتشار امواج برشی c_s در خاک های نرم برابر خواهد بود با:

$$c_s = \sqrt{\frac{55 \times 10^6}{1800}} \cong 175 \quad (۲۵-۴)$$

نوع دیگری از امواج زلزله، امواج سطحی هستند که در نزدیکی سطح زمین حرکت می کنند. زمانی که امواج حجمی (طولی و عرضی) در داخل لایه های مختلف پوسته زمین منتشر می شوند، در سطح مشترک انواع لایه ها منعکس می شوند که در این حالت مقداری از انرژی یک نوع موج، به موج دیگر تبدیل می شود. در سطح زمین حرکاتی مشاهده می شود که فقط در قسمتهای سطحی وجود دارند و ناشی از امواجی می باشند که محدوده انتشار آنها مجاورت سطح زمین بوده و به همین دلیل به امواج سطحی معروف هستند. حرکت این امواج مانند چین و شکن های سطح آب در هنگام انتشار امواج است. در اکثر امواج سطحی، انتشار و جابجایی با ازدیاد عمق در زمین کاهش می یابد. امواج سطحی ناشی از زلزله به دو دسته امواج l و امواج ریلی^۲ تقسیم می شوند.

حرکت و انتشار امواج l مانند امواج برشی ولی بدون تغییر مکان قائم می باشد. این موج، زمین را در جهت جانبی و در یک صفحه افقی موازی سطح زمین، ولی در جهت عمود بر امتداد انتشار موج به

¹ Love

² Rayleigh

ارتعاش در می‌آورد. با توجه به این که اثر ناشی از امواج لاو تکان افقی است، لذا خسارت وارده به ساختمانها از طریق پی آنها قابل توجه می‌باشد. سرعت امواج لاو همواره به فرکانس آنها بستگی داشته و در یک لایه سطحی از پوسته زمین بطور یکنواخت این سرعت بین مقدار سرعت امواج برشی در سنگ و سرعت امواج برشی در خاک تغییر می‌نماید. [۲۲]

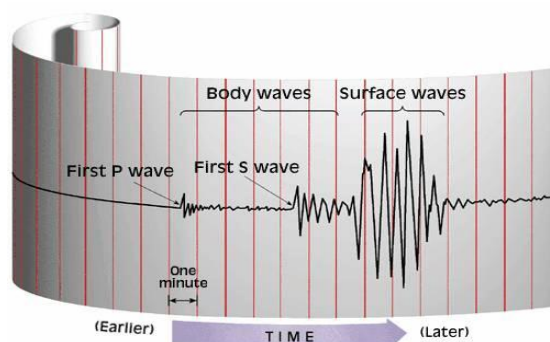
موج ریلی نخستین بار توسط ریلی (Rayleigh) در سال ۱۸۸۵ مورد مطالعه قرار گرفت و به نام او نامیده شد (موج ریلی یا امواج R). ریلی معتقد بود که یک سطح آزاد مشترک هوا - زمین، به موج ویژه‌ای می‌تواند وابسته باشد. نتیجه‌ای که او ارائه داد این بود که این موج با سرعت تقریبی ۰.۹ سرعت موج S سیر می‌کند و در فاصله‌های کم از چشمه انتظار می‌رود که ورود آن خیلی دیرتر از ورود موج S نباشد. در سال‌های بعد جزئیات انتشار این موج توسط لمب Lamb در سال ۱۹۰۴ مورد تشریح قرار گرفت. این موج در نزدیکی‌های سطح (ناحیه مرزی) منتشر شده و با عمق محیط به سرعت مستهلک می‌گردد. در این امواج ذرات با حرکت خود، شکلی مانند بیضی که در صفحه قائم و موازی با جهت حرکت موج است، می‌سازند. این بیضی دارای محور اصلی در جهت قائم و محور فرعی در جهت افق می‌باشد. میزان سرعت انتشار حرکت موج ریلی کمی کوچکتر از سرعت امواج عرضی است و سومین موجی است که به ایستگاه لرزه نگاری می‌رسد. سرعت انتشار امواج ریلی به شدت و با تابع نمایی در عمق زمین کاهش می‌یابد. تقریباً تمام زلزله‌هایی که در عمق کوتاه رخ می‌دهد ناشی از امواج ریلی می‌باشد. امواج ریلی علاوه بر اعمال حرکت افقی، سازه را می‌چرخاند. به تجربه مشاهده شده که بعد از عمق برابر نصف طول موج، امواج ریلی احساس نمی‌شوند [۲۲]. مثلاً اگر $V_p = 100 \text{ m/s}$ و $f = 5 \text{ Hz}$ باشد $\lambda = 100/5 = 20 \text{ m}$ بوده و بعد از عمق ۱۰ متری این موج احساس نخواهد شد.

عموماً سرعت انتشار امواج سطحی لاو و ریلی از سرعت امواج اتساعی و برشی کمتر است. چنانچه مشاهده می‌گردد امواج سطحی با سرعت به مراتب آهسته‌تر از امواج حجمی مستهلک می‌گردد. این امر دلیل مشاهده بخش بزرگی از حرکات امواج سطحی را در فواصل کانونی بزرگتر، نسبت به امواج

حجمی توضیح می‌دهد.

امواج لاو معمولاً سریع تر از امواج ریلی منتشر می‌شوند. سرعت انتشار امواج ریلی کمتر از ۹۲ درصد سرعت امواج برشی می‌باشد. هنگامی که امواج داخل سنگ‌های پوسته زمین به صورت شعاعی و در تمامی جهات از منشأ لرزه به سمت خارج منتشر می‌شوند، انواع مختلف آنها با الگویی قابل پیش بینی از هم جدا می‌شوند.

هنگامی که امواج حجمی P و S در داخل لایه‌های سنگ‌های پوسته زمین انتشار می‌یابند، در سطح مشترک بین انواع سنگ‌ها، بازتابیده و شکسته می‌شوند (مانند بازتابش و انکسار نور در محیط‌های مختلف). انکسار و بازتابش امواج باعث می‌شود که مقداری از انرژی یک موج به انرژی موج دیگر تبدیل شود. بنابراین پس از این که امواج P و S به سطح زمین می‌رسند بیشتر انرژی آن‌ها به داخل پوسته زمین باز می‌تابد به گونه‌ای که سطح زمین به صورت هم‌زمان تحت اثر حرکات رو به بالا و پایین امواج قرار می‌گیرد. از این رو حرکت زمین در نزدیکی سطح انکسار و بازتابش موجب تشدید دامنه امواج تا دو برابر می‌شود. این تشدید سطحی باعث افزایش خسارت ناشی از زمین لرزه در سطح زمین می‌شود. [۲۲]



شکل ۴-۷: مقایسه زمانی امواج حجمی و سطحی

هرچند تشخیص و تمیز امواج P و S و امواج سطحی بر روی ثبت کننده‌های حرکات شدید در نزدیکی گسل دارای پیچیدگی‌هایی است، اما بر اساس اطلاعات و مدل سازی‌های نظری، پیشرفت‌های زیادی در این زمینه حاصل شده است. پیشرفت‌های حاصل از تمیز امواج محاسبه حرکت واقعی زمین در نواحی مشخص را برای مقاصد مهندسی میسر می‌کند.

شواهد تجربی و نظری بیانگر تأثیر وضعیت خاک و توپوگرافی منطقه بر امواج زلزله است، به عنوان مثال شدت امواج لرزه ای بسته به تواتر آن ها در هنگام عبور از سنگ های سخت زیرین به سطوحی شامل سنگ های سطحی هوازده و خاک های اشباع شده افزایش یا کاهش می یابد.

فصل پنجم

ارائه مثالهای عددی

و ارزیابی نتایج

۵-۱ مقدمه

در این تحقیق یک مدل فونداسیون به ابعاد 4×4 بر روی یک توده خاک به حجم $16 \times 32 \times 32$ قرار گرفته و در ابتدا تحلیل به صورت استاتیکی انجام شده و نتایج با فرمولهای ترزاقی در رابطه با ظرفیت باربری استاتیکی مقایسه شده است و در ادامه تحلیل بصورت دینامیکی با حضور نیروی زلزله انجام شده که در این حالت از بار هارمونیک با شدت و فرکانس های متفاوت برای اعمال نیروی افقی زلزله استفاده شده است. بعد از بدست آوردن نتایج تحلیل های استاتیکی و دینامیکی، مقادیر ظرفیت های باربری با هم مقایسه شده و به بررسی و تحلیل پرداخته شده است.

پارامترهای در نظر گرفته شده برای دستیابی به ظرفیت باربری پی در حالت استاتیکی و دینامیکی برای تمامی مدلها اعمال شده و نتایج به دست آمده برای نمونه ها مورد ارزیابی قرار گرفته است. لازم به ذکر است که با در نظر گرفتن کلیه پارامترهای لحاظ شده در مجموع به ازای خصوصیات مختلف خاکهای گوناگون بر روی این مدلها، مدلسازی و تحلیل انجام گرفته است و نتایج و خروجی های بدست آمده از نرم افزار ارائه شده است.

جدول ۵-۱: خصوصیات کلی خاکهای متفاوت موجود

نوع خاک	چگالی (Kg/m ³)	مدول الاستیسیته (Mpa)	ضریب پواسون	چسبندگی (Kpa)	زاویه اصطکاک داخلی (°)	زاویه اتساع (°)
ماسه متراکم	۱۸۰۰	۳۵-۶۹	۰.۲۵-۰.۴	۱-۳	۳۵-۴۵	۱۵
ماسه سست	۱۸۰۰	۱۰-۲۸	۰.۲۵-۰.۴	۱-۳	۳۰-۳۵	کمتر از ۱۰
شن متراکم	۲۰۰۰	۱۷۰	۰.۱۵-۰.۳۵	۱-۳	۳۵	کمتر از ۱۰
شن سست	۲۰۰۰	۷۰	۰.۱۵-۰.۳۵	۱-۳	۳۵	کمتر از ۱۰
رس نرم	۱۹۰۰	۱۰	۰.۲۵	۶-۱۰	۲۰	۰
رس سخت	۱۹۰۰	۱۵۰	۰.۲۵	۱۰-۴۰	۲۰	۰

در این مدلسازی برای پایین آوردن زمان و حجم تحلیل توسط نرم افزار از یک چهارم مدل جهت شبیه سازی استفاده شده است. تحلیل ها با استفاده از نرم افزار اجزا محدود ABAQUS انجام شده است. این نرم افزار قادر به در نظر گرفتن تغییر شکل های بزرگ غیر خطی به همراه غیر خطی

هندسی و مصالح در حالت تحلیل سه بعدی است. خصوصیات مصالح به کار رفته در بتن به صورت رفتار الاستیک و برای خاک از مدل گسیختگی موهر کولمب که هم رفتار الاستیک و هم رفتار پلاستیک را پوشش می دهد استفاده شده است.

از آنجا که ما در این تحقیق از شبیه سازی رفتار خاک و فونداسیون به صورت سه بعدی استفاده کرده ایم و با وجود پیچیده بودن رفتار خاک می توان گفت، قسمتی از نرم افزار که به خصوصیات مصالح می پردازد، یکی از مهمترین قسمتهای این مدلسازی می باشد. لذا حساسیت و دقت ویژه ای در خصوص مشخصات خاکهای گوناگون و همچنین اختصاص دادن آنها به اجزای مدل انجام گرفته است و این به این خاطر است که در صورت عدم وجود خصوصیات صحیح مصالح موجود و به خصوص خاک، نمی توان به جوابهای درستی دست یافت و نتیجه تحلیل نرم افزار فاصله زیادی با مدل اصلی آن در واقعیت خواهد داشت، و با توجه به این که این نرم افزار قادر به مدلسازی رفتار غیرخطی مصالح نیز می باشد، می توان از نتایج حاصله تا حد زیادی اطمینان حاصل کرد.

برای مصالح بتنی دو خاصیت چگالی و الاستیک جهت محاسبه تأثیر وزن فونداسیون و مدول الاستیسیته و ضریب پواسون برای شبیه سازی رفتار الاستیک بتن لحاظ شده است. برای مصالح خاکی خاصیت چگالی برای در نظر گرفتن وزن توده خاک و همچنین اعمال اینرسی توده خاک در هنگام اعمال بار زلزله، و خاصیت الاستیک برای در نظر گرفتن مدول الاستیسیته و ضریب پواسون لحاظ شده است که علاوه بر دو خاصیت ذکر شده، خاصیت میرایی و خاصیت معیار گسیختگی موهر کولمب جهت تعریف رفتار غیر خطی خاک مورد استفاده قرار گرفته است.

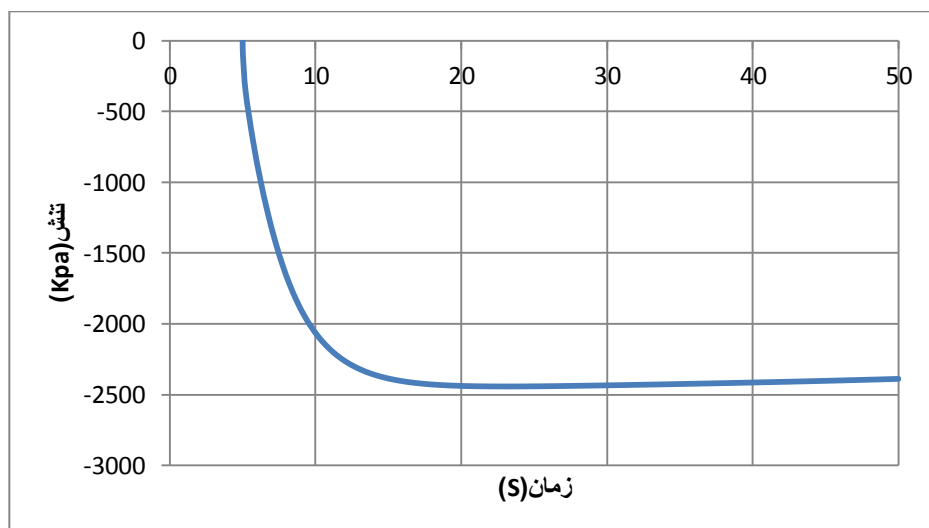
۵-۲ تحلیل های استاتیکی

در این بخش از تحقیق حاضر، خصوصیات شش نوع خاک شامل: رس نرم و سخت، ماسه سست و متراکم و شن سست و متراکم، تحت بارگذاری استاتیکی مدل سازی شده و خصوصیات این خاکها در جدول ۵-۲ نشان داده شده است.

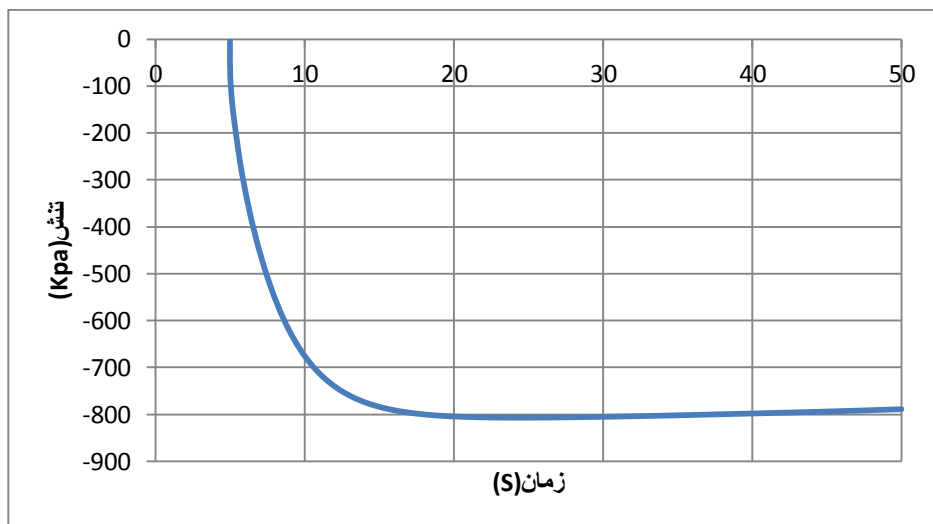
جدول ۵-۲: خصوصیات خاکهای استفاده شده در مدلسازی

نوع خاک	چگالی (Kg/m ³)	مدول الاستیسیته (Mpa)	ضریب پواسون	چسبندگی (Kpa)	زاویه اصطکاک داخلی (°)	زاویه اتساع (°)
ماسه متراکم	۱۸۰۰	۵۰	۰.۳	۳	۴۰	۱۵
ماسه سست	۱۸۰۰	۲۰	۰.۳	۱	۳۲	۸
شن متراکم	۲۰۰۰	۱۷۰	۰.۳۵	۳	۳۵	۸
شن سست	۲۰۰۰	۷۰	۰.۲	۱	۲۵	۵
رس نرم	۱۹۰۰	۱۰	۰.۲۵	۶	۲۰	۰
رس سخت	۱۹۰۰	۱۵۰	۰.۲۵	۴۰	۲۰	۰

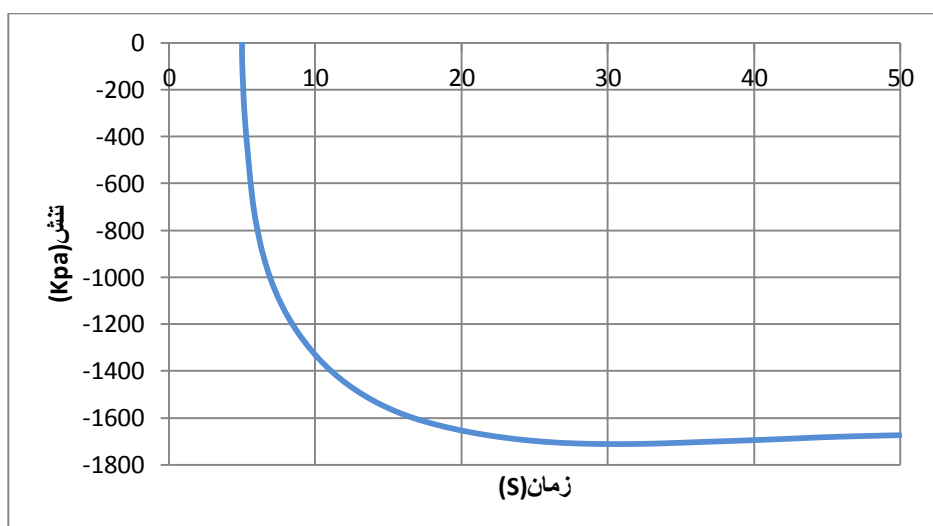
پس از انجام تحلیل ظرفیت باربری برای خاکهای متفاوت بدست آمده ، که به صورت نمودارهای زیر توضیح داده شده است. لازم به ذکر است که با توجه به این که وجود میلگرد در فونداسیون بتنی تغییر زیادی در مقدار تنش خروجی نرم افزار نداشته و از آنجا که برای بدست آوردن ظرفیت باربری در حالت استاتیکی و صحرایی از آزمایش بارگذاری صفحه استفاده می شود، لذا در مدل از فونداسیون بدون میلگرد استفاده شده است. ضمناً زمان تحلیل در حالت استاتیکی ۵ ثانیه می باشد.



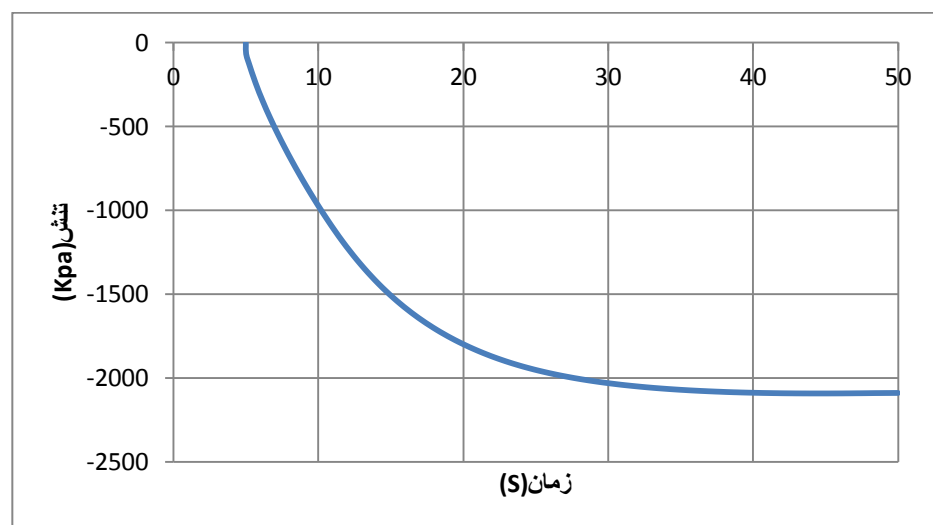
شکل ۵-۱ : نمودار مربوط به ظرفیت باربری استاتیکی خاک شن متراکم



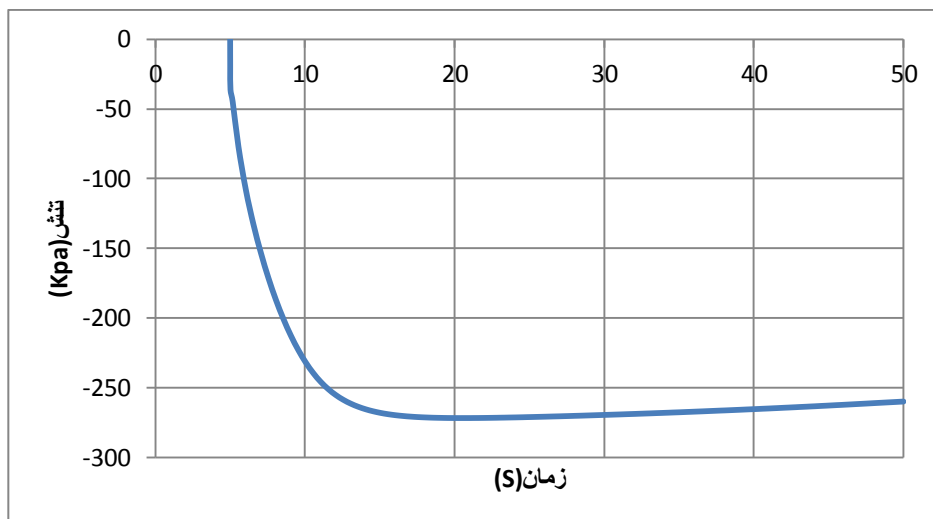
شکل ۵-۲: نمودار مربوط به ظرفیت باربری استاتیکی خاک شن سست



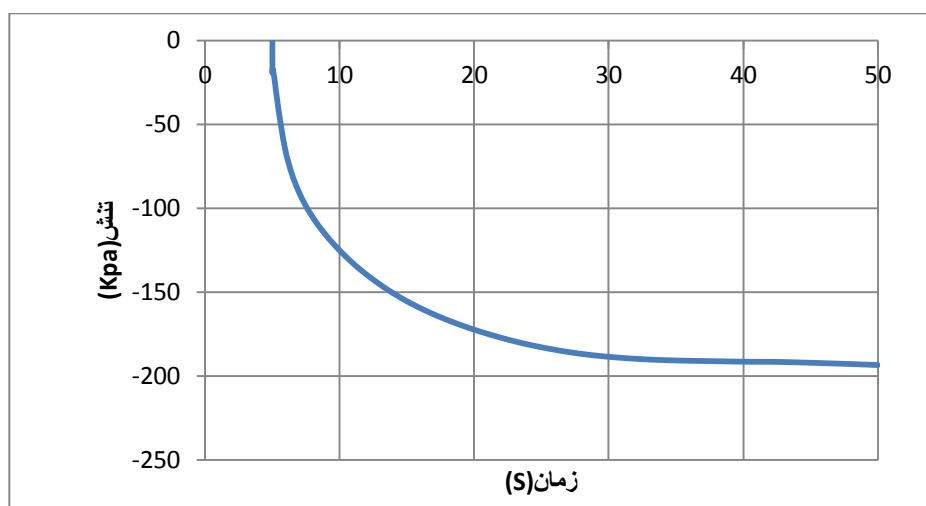
شکل ۵-۳: نمودار مربوط به ظرفیت باربری استاتیکی خاک رس سخت



شکل ۵-۴: نمودار مربوط به ظرفیت باربری استاتیکی خاک ماسه متراکم



شکل ۵-۵: نمودار مربوط به ظرفیت باربری استاتیکی خاک ماسه سست



شکل ۵-۶: نمودار مربوط به ظرفیت باربری استاتیکی خاک رس نرم

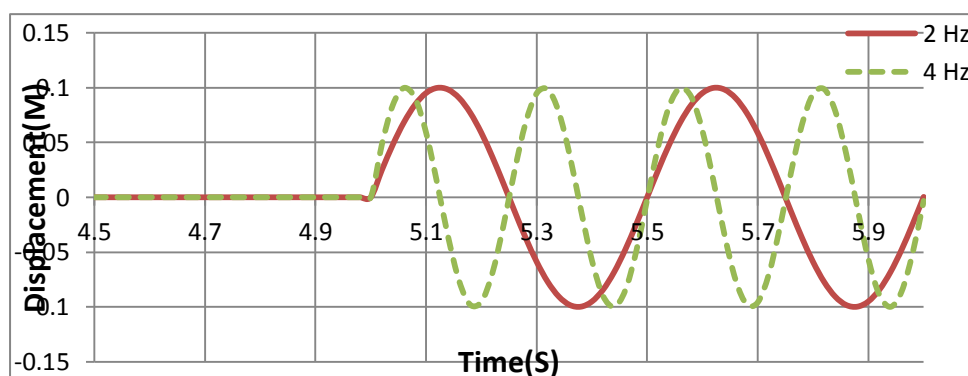
نتایج ظرفیت باربری در حالت استاتیکی در جدول زیر نشان داده شده است.

جدول ۵-۳: ظرفیت باربری خاکهای استفاده شده در تحلیل

نوع خاک	شن متراکم	شن سست	رس سخت	ماسه متراکم	ماسه سست	رس نرم
ظرفیت باربری استاتیکی (Kpa)	۲۳۸۹	۷۸۹	۱۶۷۳	۲۰۹۰	۲۶۰	۱۹۴

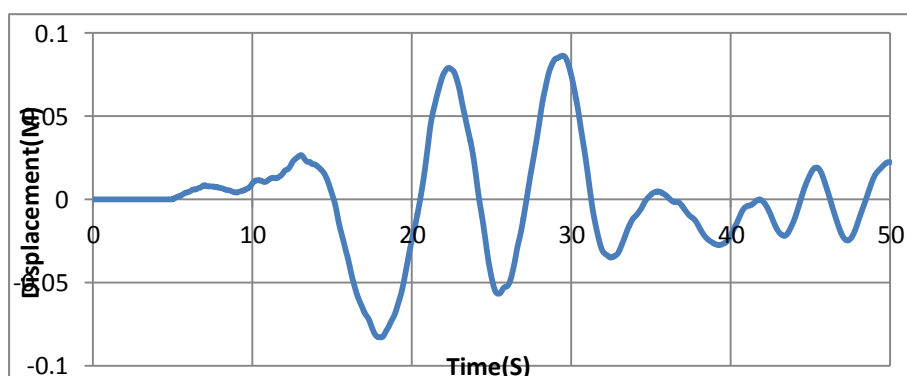
۳-۵ تحلیل های دینامیکی

در این بخش به تحلیل دینامیکی مدل پرداخته می شود. برای این منظور مدل را تحت بارگذاری دینامیکی قرار می دهیم که این کار را با استفاده از یک بار هارمونیک با شدت و فرکانسهای متفاوت و همچنین یک نمونه بار زلزله انجام می دهیم. بار هارمونیک با دو فرکانس ۲ و ۴ هرتز به مدل اعمال شده که در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل ۵-۷: بار هارمونیک اعمال شده به مدل با فرکانس ۲ و ۴ هرتز

لازم به ذکر است که این بارگذاری به صورت جابجایی به مدل اعمال شده است. علاوه بر بار هارمونیک، بار زلزله Duzce به صورت جابجایی مورد استفاده قرار گرفته که پس از فیلتر شدن با نرم افزار Seismosignal به مدل اعمال شده است. بار زلزله اعمال شده به صورت جابجایی در شکل زیر نشان داده شده است



شکل ۵-۸: بار زلزله اعمال شده به مدل

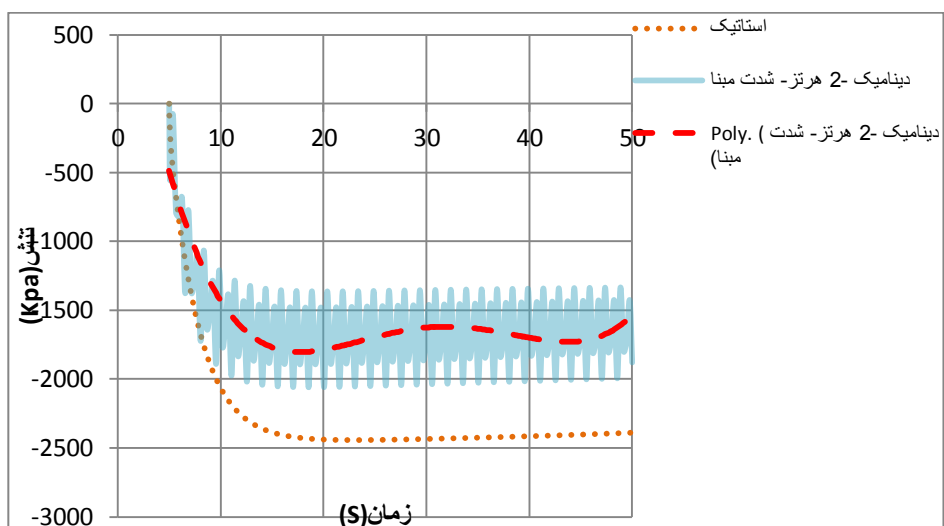
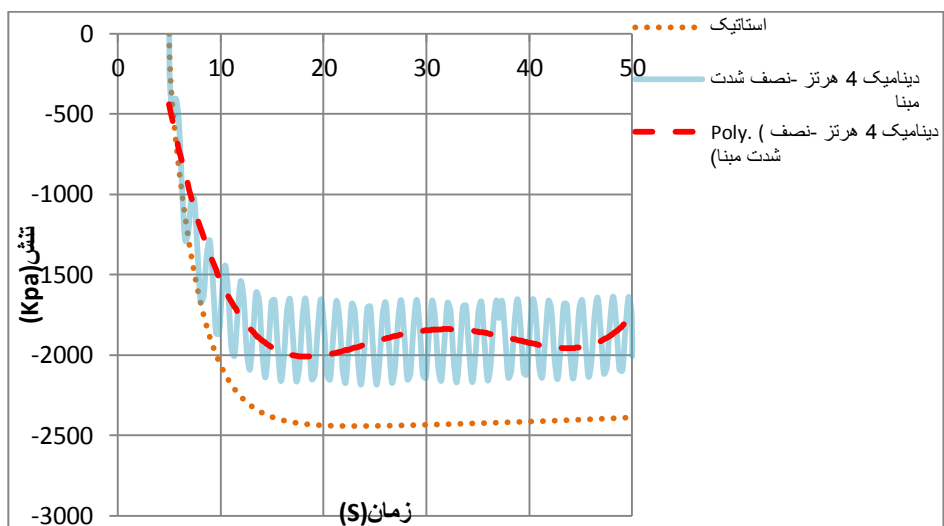
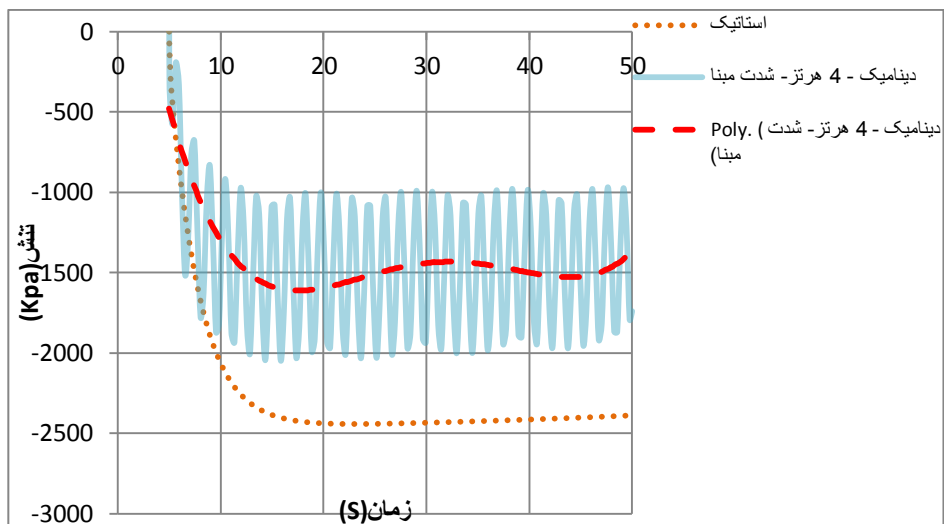
بارهای دینامیکی اعمال شده به صورت بار هارمونیک، با شدت و فرکانسهای متفاوت اعمال شده که به

شرح ذیل می باشد: بار هارمونیک ۴ هرتز با شدت مبنا (که این شدت مبنا به صورت پیش فرض در نرم افزار مدل سازی شده است) - بار هارمونیک ۴ هرتز با نصف شدت مبنا - بار هارمونیک ۲ هرتز با شدت مبنا. هدف از اعمال بار هارمونیک با شدت و فرکانس متفاوت، بررسی اثر شدت بار و فرکانس بار به صورت جداگانه و اثر آن بر روی ظرفیت باربری دینامیکی می باشد.

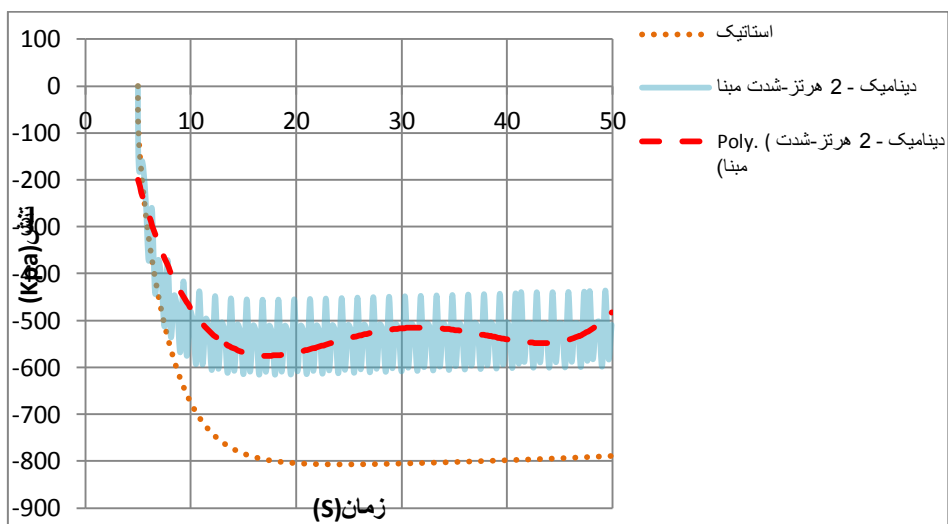
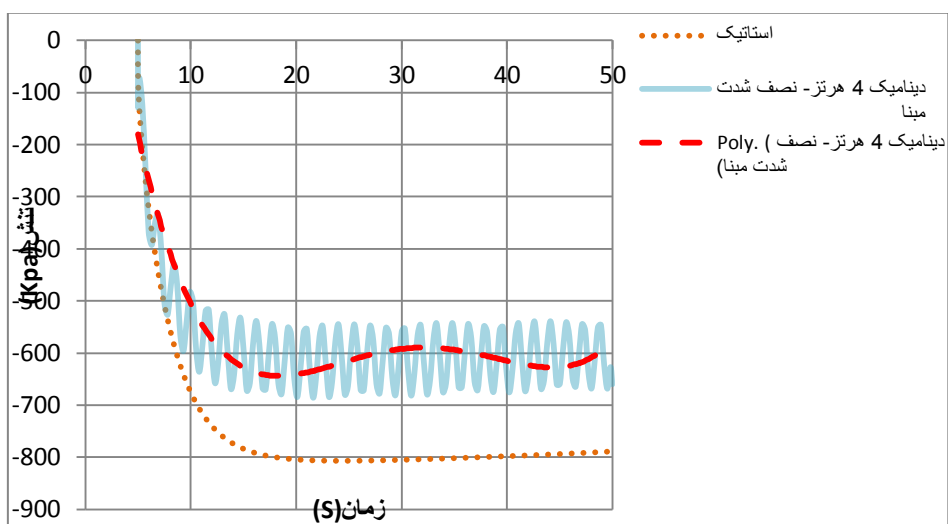
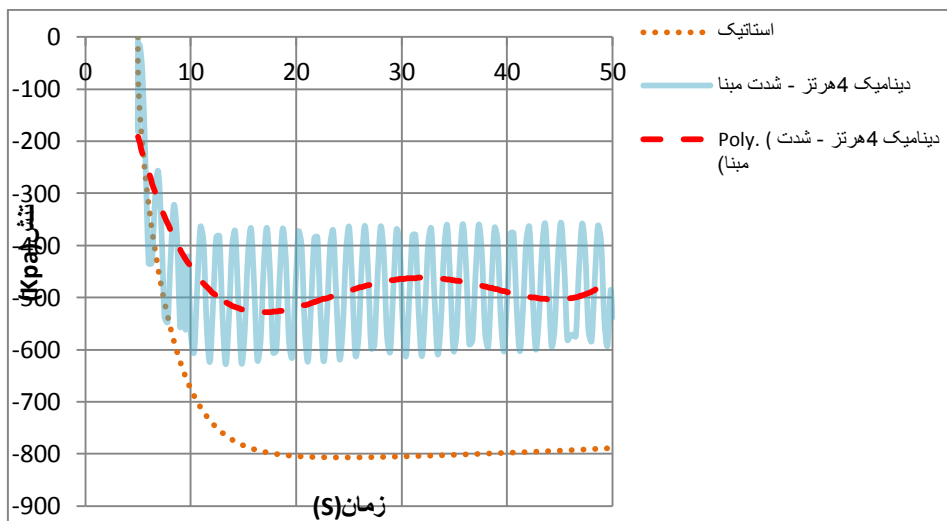
پس از تحلیل مدل در حالت دینامیکی و با حضور بارهای هارمونیک و بار زلزله خروجی های تنش در نرم افزار مورد تحلیل قرار گرفته و ظرفیت باربری دینامیکی آن مشخص شده است، و این نتایج با نتایج قبلی در ارتباط با ظرفیت باربری استاتیکی مورد مقایسه قرار گرفته که در بخش بعدی به مقایسه آنها پرداخته می شود.

۴-۵ مقایسه نتایج حاصل از تحلیلهای استاتیکی و دینامیکی

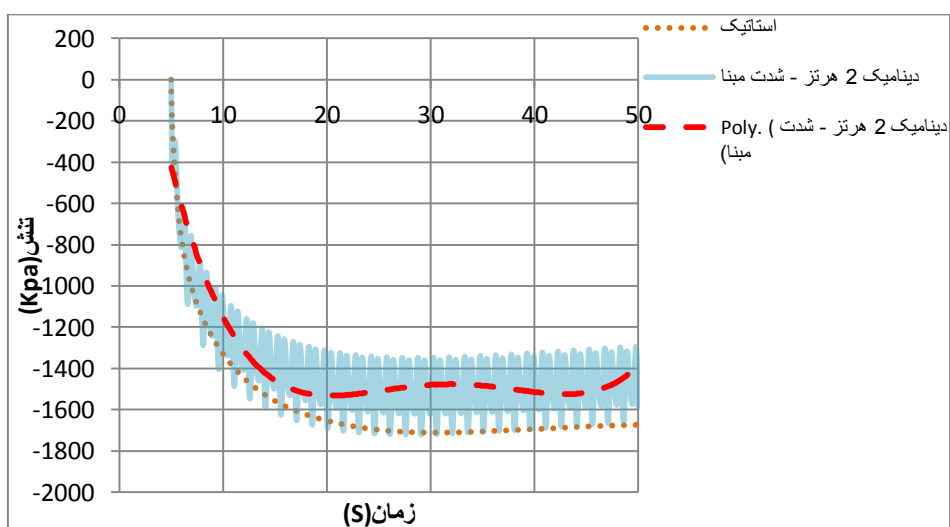
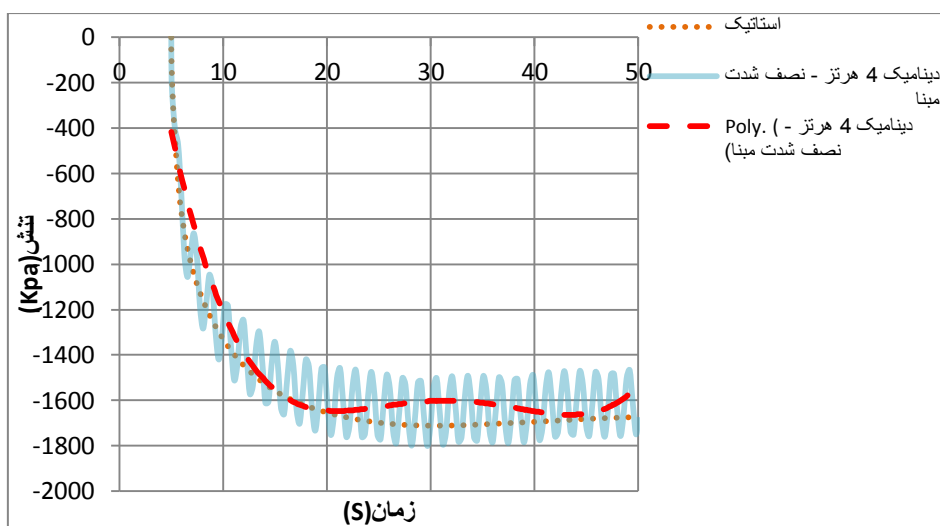
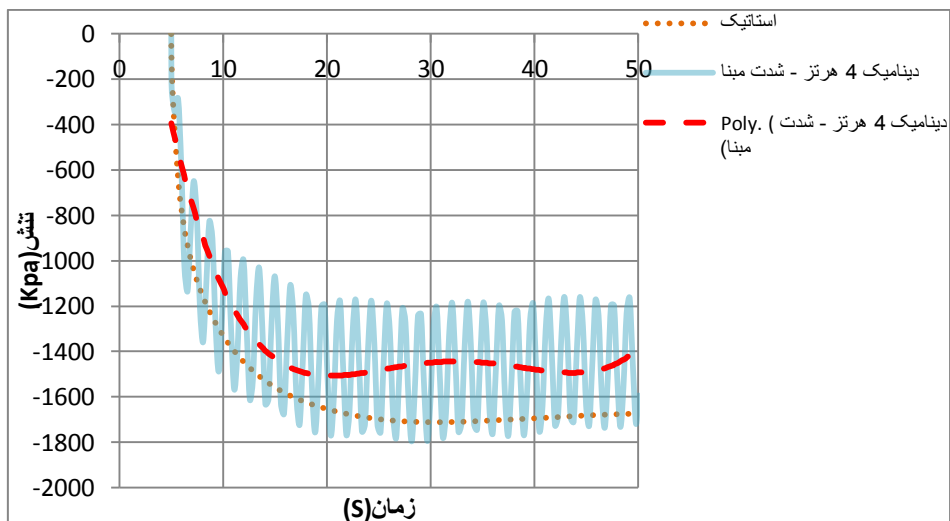
در این بخش به مقایسه دو حالت استاتیکی و دینامیکی که در بخشهای قبل توضیح داده شد، پرداخته می شود. در ابتدا به مقایسه نتایج حاصل از بار هارمونیک اعمال شده به مدل و نتایج استاتیکی پرداخته می شود.



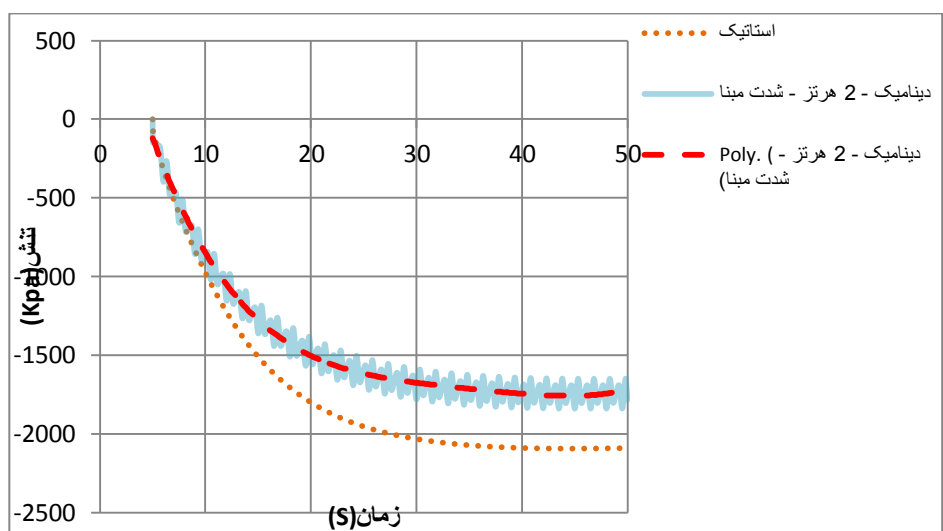
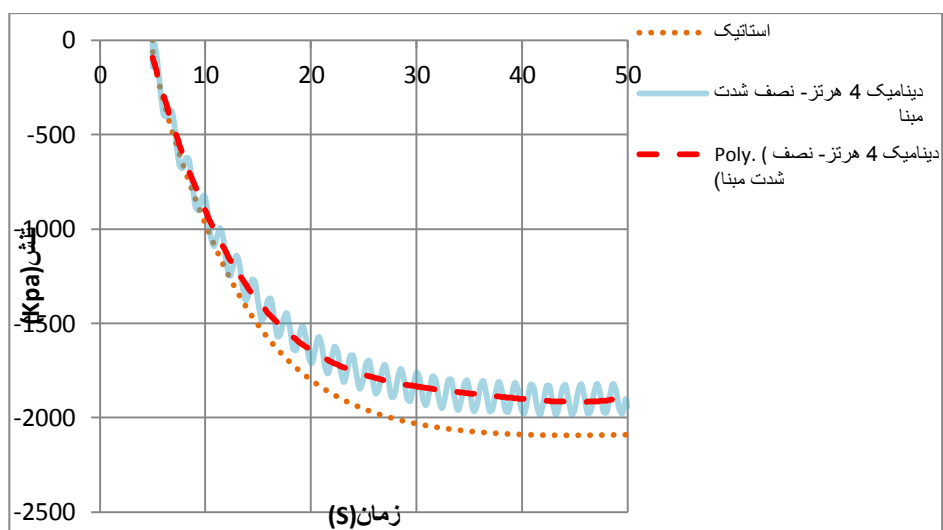
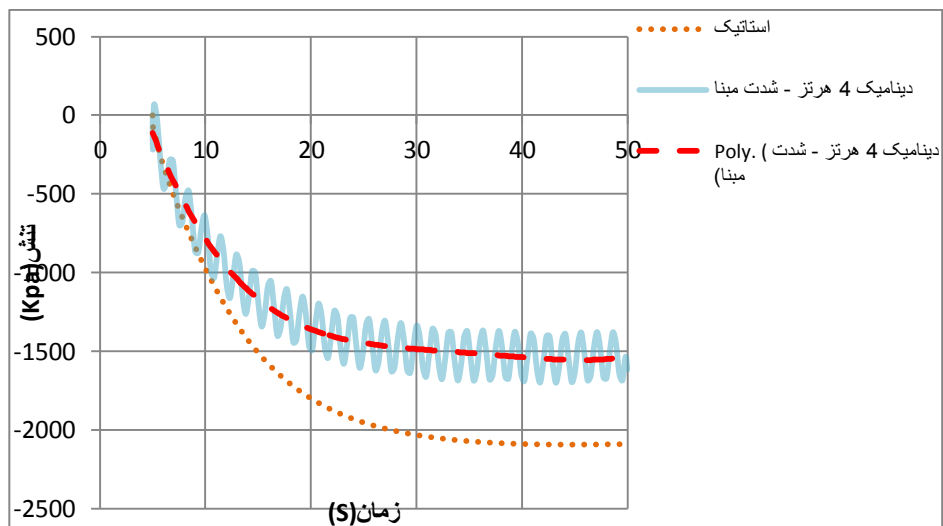
شکل ۵-۹: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار هارمونیک مربوط به خاک شن متراکم



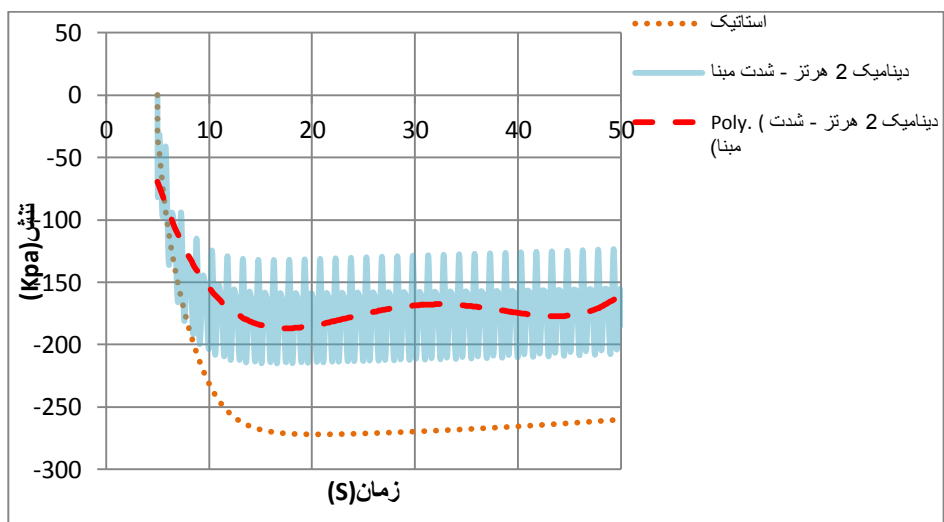
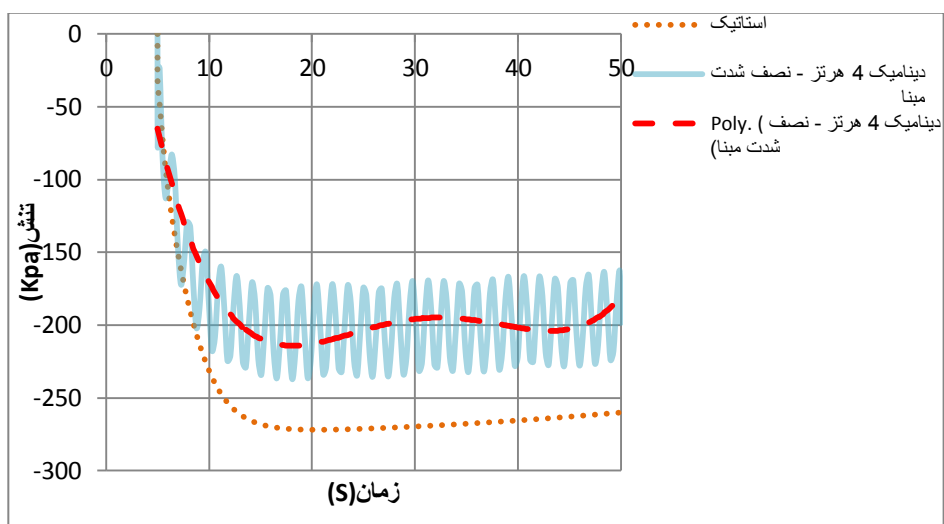
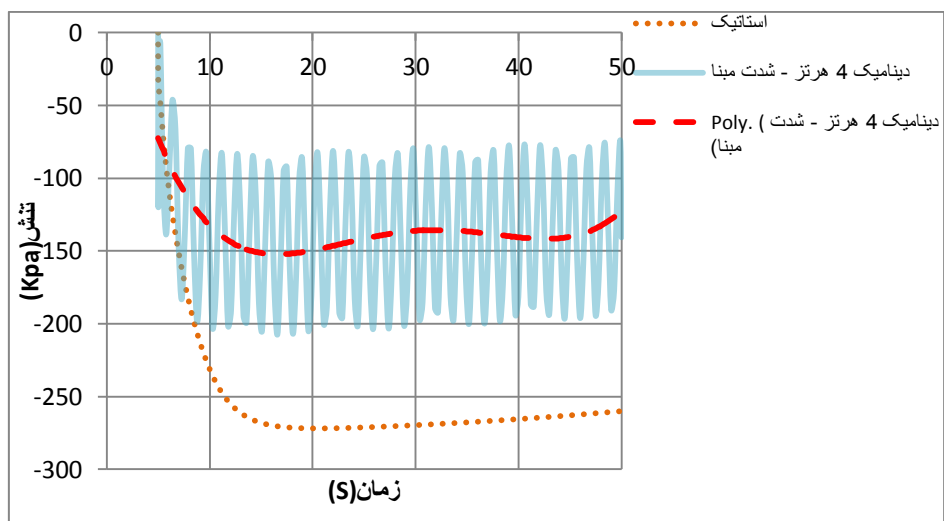
شکل ۵-۱۰: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار هارمونیک مربوط به خاک شن سست



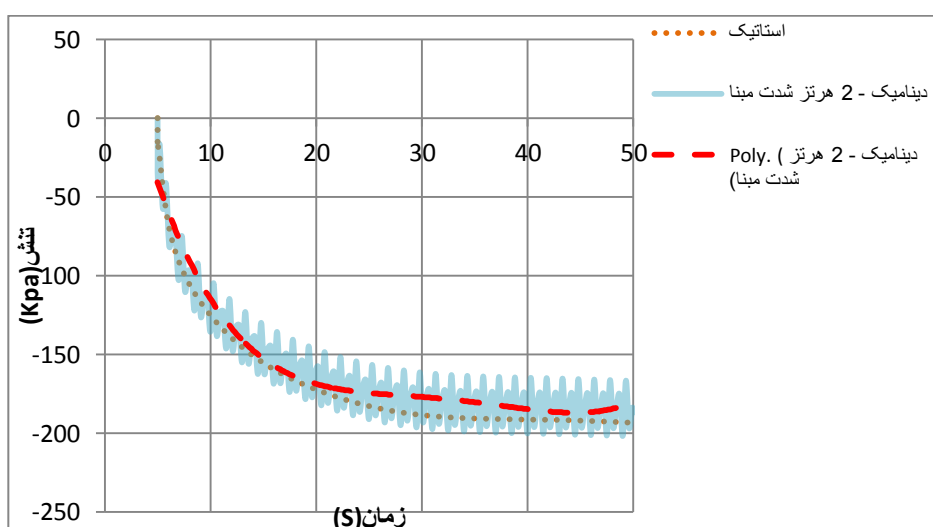
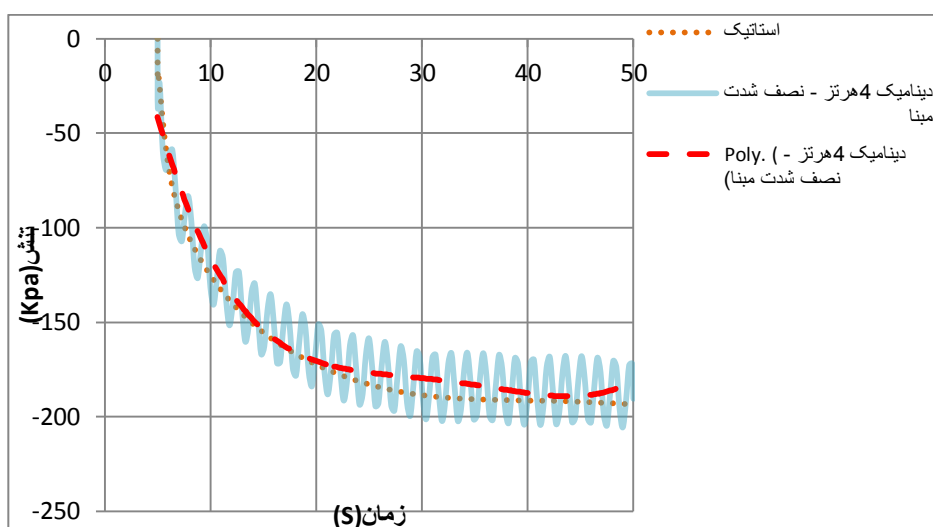
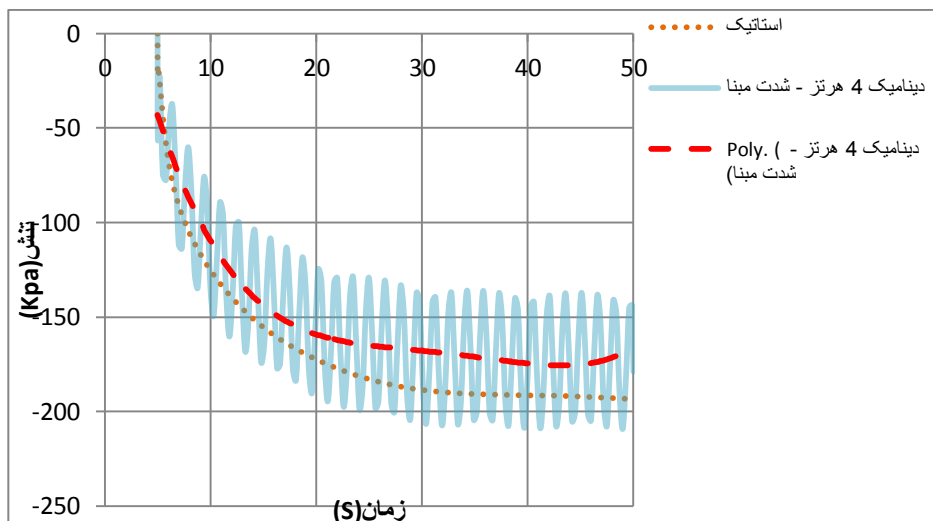
شکل ۵-۱۱: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار هارمونیک مربوط به خاک رس سخت



شکل ۵-۱۲: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار هارمونیک مربوط به خاک ماسه متراکم



شکل ۵-۱۳: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار هارمونیک مربوط به خاک ماسه سست



شکل ۵-۱۴: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار هارمونیک مربوط به خاک رس نرم

با توجه به نمودارهایی که نشان داده شد، مقادیر ظرفیت باربری برای هر یک از خاکها و همچنین با شدت و فرکانسهای متفاوت در جداول زیر نشان داده شده و میزان ظرفیت باربری در حالت استاتیکی و دینامیکی در وضعیتهای سه گانه که در قبل اشاره شد با یکدیگر مقایسه شده و درصد کاهش برای هر یک از موارد ذکر شده به صورت جداگانه توضیح داده شده است.

جدول ۴-۵: مقایسه ظرفیت باربری در حالت استاتیکی و دینامیکی با فرکانس ۴ هرتز و شدت مبنا

نوع خاک	شن متراکم	شن سست	رس سخت	ماسه متراکم	ماسه سست	رس نرم
ظرفیت باربری با فرکانس ۴ هرتز و شدت مبنا (Kpa)	۱۷۴۱	۵۳۸	۱۵۸۹	۱۶۱۵	۱۴۱	۱۷۹
ظرفیت باربری استاتیکی (Kpa)	۲۳۸۹	۷۸۹	۱۶۷۳	۲۰۹۰	۲۶۰	۱۹۴

جدول ۵-۵: مقایسه ظرفیت باربری در حالت استاتیکی و دینامیکی با فرکانس ۲ هرتز و شدت مبنا

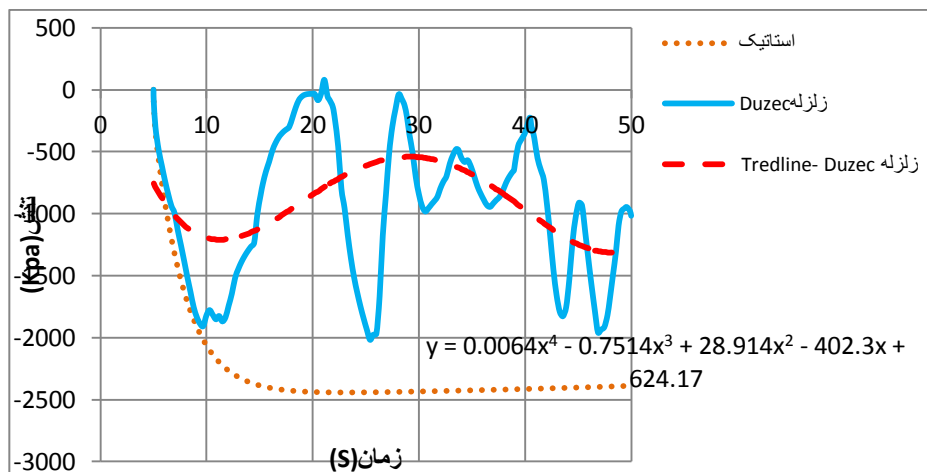
نوع خاک	شن متراکم	شن سست	رس سخت	ماسه متراکم	ماسه سست	رس نرم
ظرفیت باربری با فرکانس ۲ هرتز و شدت مبنا (Kpa)	۱۸۷۹	۵۶۹	۱۵۹۳	۱۷۸۲	۱۸۵	۱۸۷
ظرفیت باربری استاتیکی (Kpa)	۲۳۸۹	۷۸۹	۱۶۷۳	۲۰۹۰	۲۶۰	۱۹۴

جدول ۵-۶: مقایسه ظرفیت باربری در حالت استاتیکی و دینامیکی با فرکانس ۴ هرتز و نصف شدت مبنا

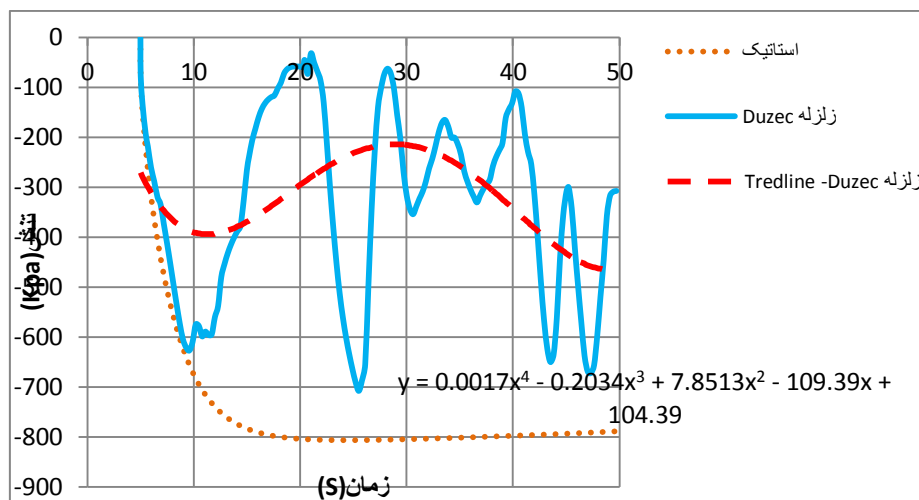
نوع خاک	شن متراکم	شن سست	رس سخت	ماسه متراکم	ماسه سست	رس نرم
ظرفیت باربری با فرکانس ۴ هرتز و نصف شدت مبنا (Kpa)	۲۰۰۸	۶۶۰	۱۶۰۲	۱۹۴۱	۱۹۹	۱۹۱
ظرفیت باربری استاتیکی (Kpa)	۲۳۸۹	۷۸۹	۱۶۷۳	۲۰۹۰	۲۶۰	۱۹۴

با توجه به جداول و اعداد ذکر شده می توان به این نتیجه رسید که ظرفیت باربری پی در حالت دینامیکی و با اعمال بار هارمونیک به عنوان نیروی زلزله، کاهش می یابد که این میزان کاهش با توجه به نوع خاک و همچنین تغییر در شدت و فرکانس بار متفاوت خواهد بود. همانطور که مشاهده می شود تغییر در فرکانس و شدت اعمال بار به صورت جداگانه جوابهای متفاوتی خواهد داشت و تأثیر آن را بر روی کاهش ظرفیت باربری به طور جداگانه می توان مشاهده کرد.

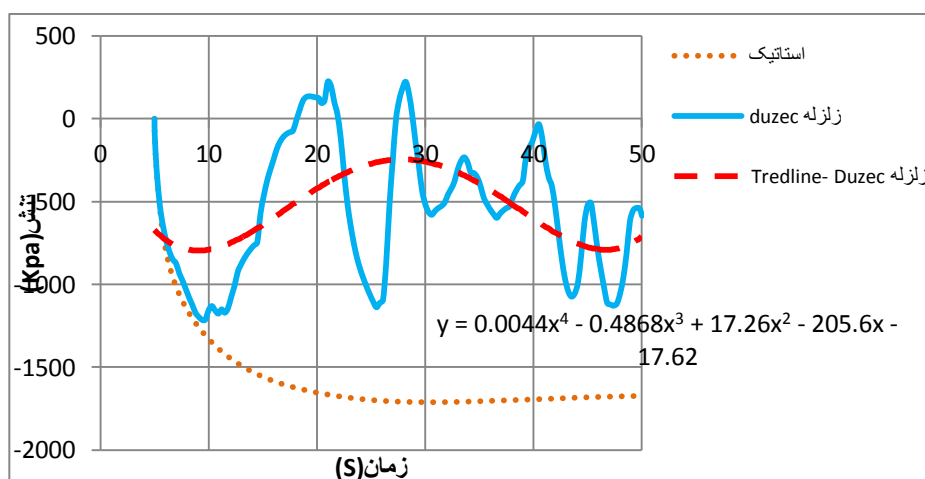
پس از بررسی های انجام شده بر روی اثر بار هارمونیک بر روی ظرفیت باربری پی، در ادامه به بررسی اثر نیروی زلزله بر روی ظرفیت باربری پرداخته می شود. در این قسمت از نمودار جابجایی زمان زلزله Duzce که در نرم افزار Seismosignal فیلتر شده به اعمال نیرو به مدل می پردازیم. پس از تحلیل نرم افزاری نتایج به صورت نمودارهای ذیل قابل مشاهده می باشد.



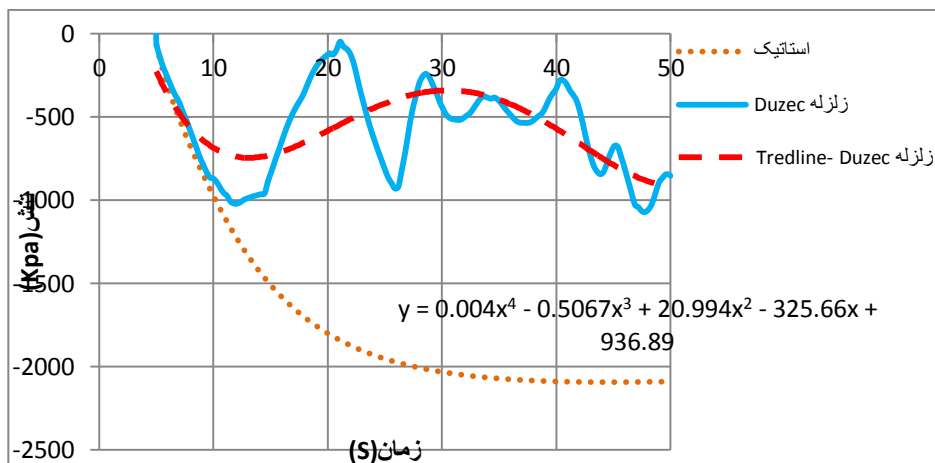
شکل ۵-۱۵: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار زلزله مربوط به خاک شن متراکم



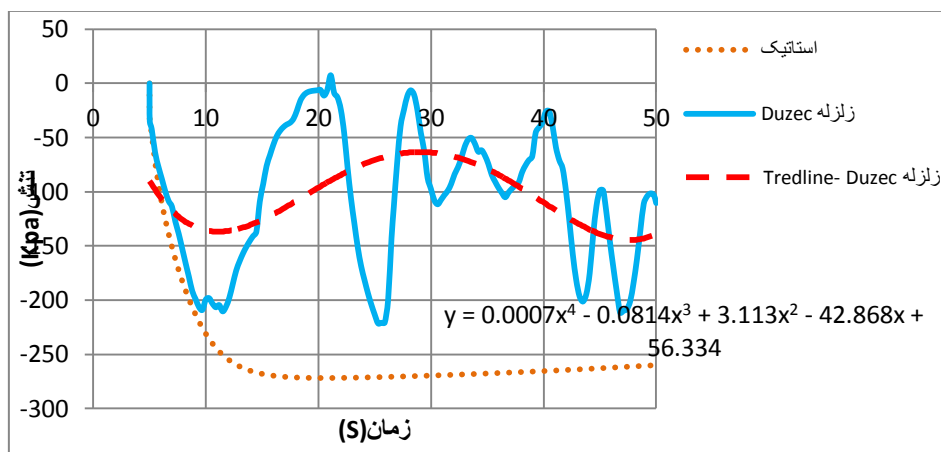
شکل ۵-۱۶: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار زلزله مربوط به خاک شن سست



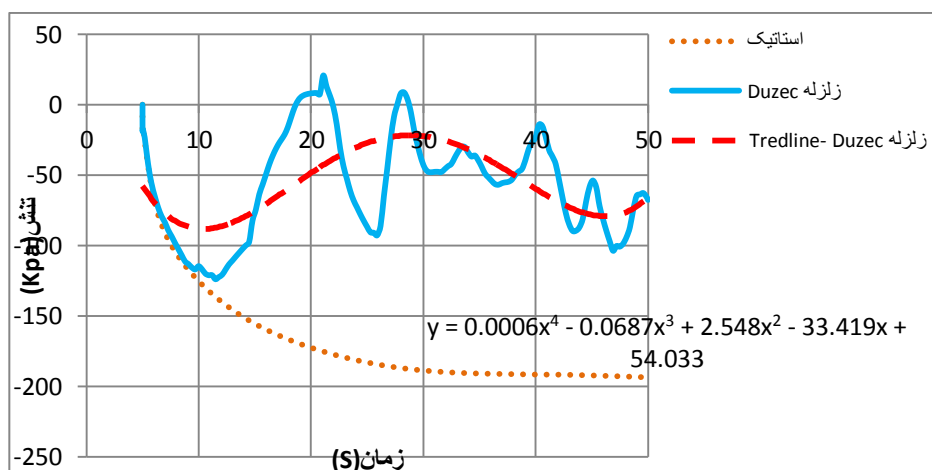
شکل ۵-۱۷: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار زلزله مربوط به خاک رس سخت



شکل ۵-۱۸: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار زلزله مربوط به خاک ماسه متراکم



شکل ۵-۱۹: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار زلزله مربوط به خاک ماسه سست



شکل ۵-۲۰: مقایسه نتایج استاتیکی و دینامیکی بار زلزله مربوط به خاک رس نرم

با توجه به نمودارهای ۵-۱۵ الی ۵-۲۰ ظرفیت باربری در حالت اعمال بار زلزله و در حالت استاتیکی

در جدول زیر نشان داده شده و به مقایسه و میزان درصد کاهش آن پرداخته شده است. لازم به ذکر

است که به دلیل اغتشاشی که در خروجی های تنش حاصل از تحلیل مدل نرم افزاری وجود دارد، در این تحقیق برای نشان دادن تغییرات تنش به صورتی که بتوان نمودار حاصل را با نمودار ظرفیت باربری استاتیکی مقایسه کرد، از گزینه Trendline در قسمت نمودار نرم افزار Excel استفاده شده است، که در نمودارهای فوق می توان آن را مشاهده نمود.

جدول ۵-۷: مقایسه ظرفیت باربری در حالت استاتیکی و دینامیکی حاصل از نیروی زلزله

نوع خاک	شن متراکم	شن سست	رس سخت	ماسه متراکم	ماسه سست	رس نرم
ظرفیت باربری لرزه ای زلزله (Kpa)	۱۰۱۷	۳۳۳	۷۲۸	۸۵۴	۱۱۰	۶۷
ظرفیت باربری استاتیکی (Kpa)	۲۳۸۹	۷۸۹	۱۶۷۳	۲۰۹۰	۲۶۰	۱۹۴

بررسی نتایج بدست آمده از مقایسه نمودارها و جداول نشان داده شده حاکی از آن است که ظرفیت باربری بطور کلی با اعمال نیروی زلزله کاهش پیدا کرده، که این میزان با توجه به نوع خاک و شدت و فرکانس متفاوت خواهد بود.

مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه) افزایش تنش مجاز خاک به میزان ۳۳ درصد را در صورت اعمال بار زلزله مجاز می داند. [۲۳] این مسأله در آیین نامه طراحی UBC [۲۴] نیز تأیید شده است و برخی از مراجع مکانیک خاک و مهندسی پی نیز این مطلب را تأیید کرده اند. استدلال مطرح شده برای افزایش ۳۳ درصدی ظرفیت باربری لرزه ای، که در مراجع فوق به آن اشاره شده به این قرار است: ۱- مقاومت برشی خاک ها تحت بارهای گذرا و سریع، مانند زلزله، بیشتر از مقاومت آن در برابر بارهای دائمی است. ۲- به خاطر عدم قطعیت وقوع زلزله، ضریب اطمینان کمتری برای ظرفیت باربری و لغزش آن لازم است. ۳- نشست خاکها تحت بارهای گذرا و سریع، کمتر از نشست آن تحت بارهای دائمی است؛ زیرا خاک فرصت کمی برای پاسخ به بارهای وارده دارد. ۴- برای بارهای گذرا و سریع، یک رواداری تغییر مکان در نظر گرفته می شود؛ به عبارت

دیگر اکثر مردم انتظار وقوع ترک ها و سایر آشفته‌گی های کوچک دیگر را در سازه و پی، پس از وقوع زلزله دارند و امکان آن را در نظر می گیرند.[۲۵]

با توجه به توصیه های آیین نامه بتن ایران(آبا) در خصوص افزایش ۳۳ درصدی ظرفیت باربری، با اعمال ضریب اطمینان ۳ به ظرفیت باربری استاتیکی مورد قبول این آیین نامه می رسیم، که این ظرفیت باربری بدست آمده با ظرفیت باربری لرزه ای حاصل از تحلیل نرم افزاری برای بار زلزله و بار هارمونیک مورد مقایسه قرار گرفته است که در جدول ذیل قابل مشاهده می باشد.

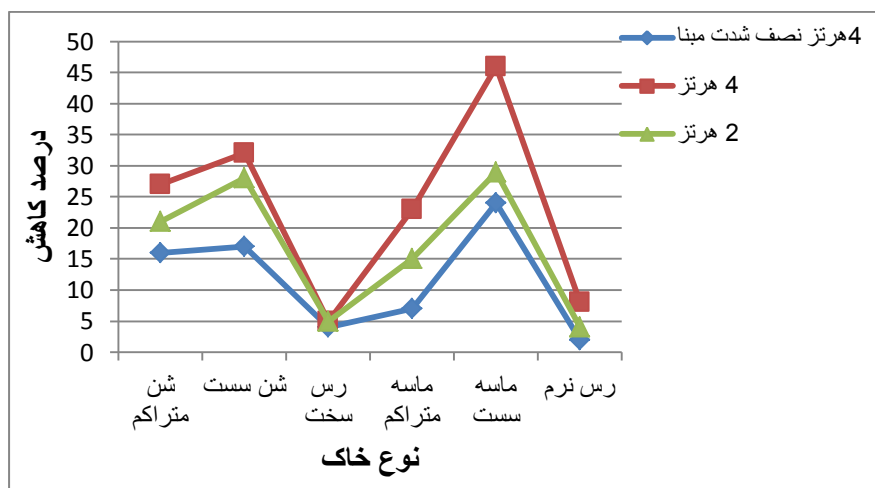
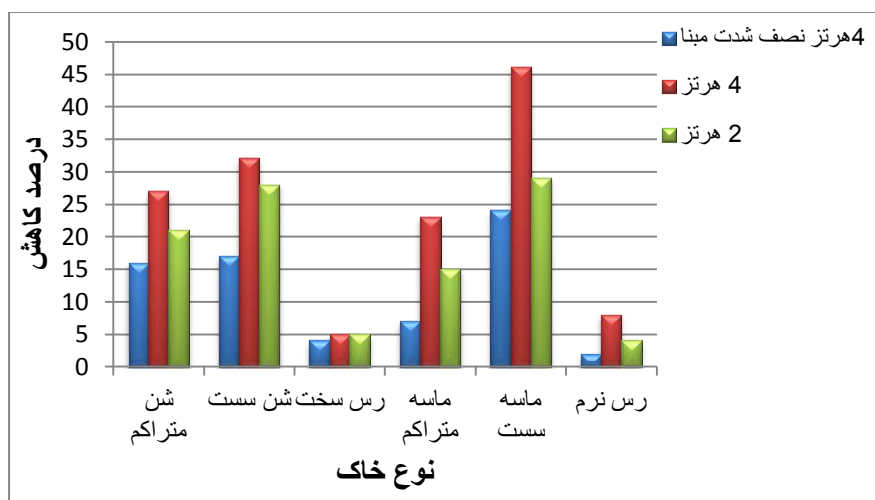
جدول ۵-۸: مقایسه ظرفیت باربری در حالت استاتیکی و دینامیکی و آیین نامه ای

نوع خاک	شن متراکم	شن سست	رس سخت	ماسه متراکم	ماسه سست	رس نرم
ظرفیت باربری استاتیکی (Kpa)	۲۳۸۹	۷۸۹	۱۶۷۳	۲۰۹۰	۲۶۰	۱۹۴
ظرفیت باربری بر مبنای آبا (Kpa)	۱۰۵۹	۳۵۰	۷۴۲	۹۲۶	۱۱۵	۸۶
ظرفیت باربری لرزه ای زلزله (Kpa)	۱۰۱۷	۳۳۳	۷۲۸	۸۵۴	۱۱۰	۶۷
ظرفیت باربری با فرکانس ۴ هرتز و شدت مبنا (Kpa)	۱۷۴۱	۵۳۸	۱۵۹۳	۱۶۱۵	۱۴۱	۱۷۹
ظرفیت باربری با فرکانس ۲ هرتز و شدت مبنا (Kpa)	۱۸۷۹	۵۶۹	۱۵۸۹	۱۷۸۲	۱۸۵	۱۸۷
ظرفیت باربری با فرکانس ۴ هرتز و نصف شدت مبنا (Kpa)	۲۰۰۸	۶۶۰	۱۶۰۲	۱۹۴۱	۱۹۹	۱۹۱

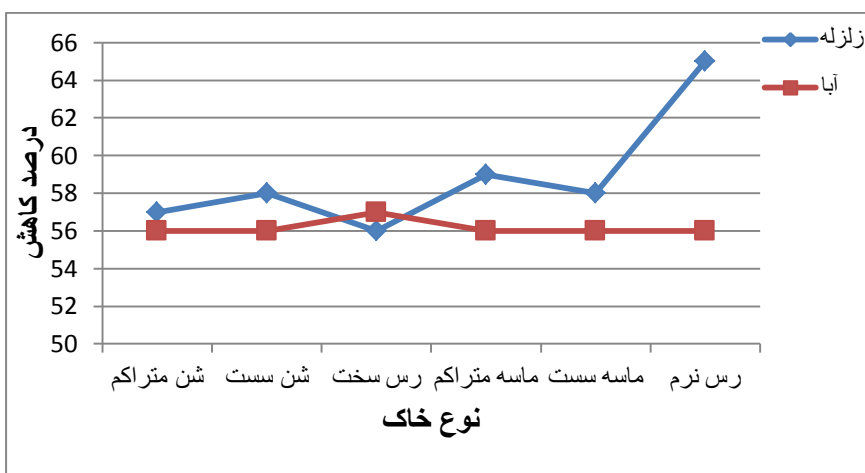
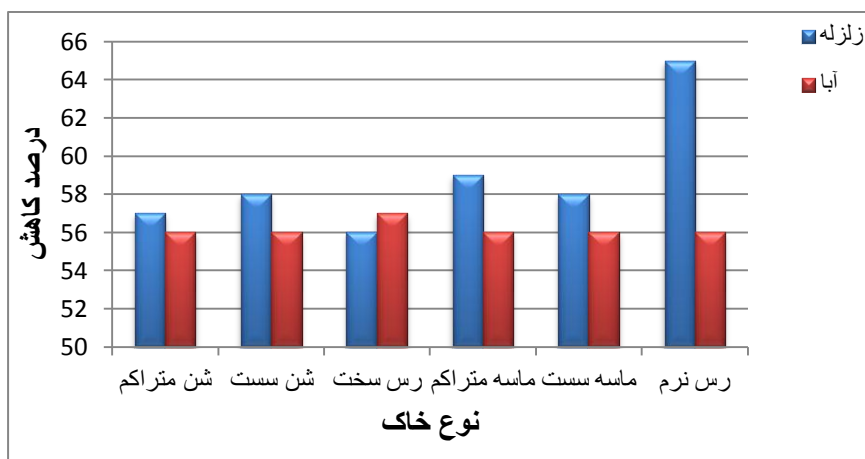
با مقایسه ظرفیت های باربری مورد قبول آبا و ظرفیت های باربری لرزه ای بدست آمده از تحلیل شاهد این موضوع هستیم که ظرفیت باربری پی با توجه به اعمال نیروی زلزله در مقایسه با ظرفیت باربری توصیه شده در آیین نامه بتن ایران تفاوت چندانی وجود ندارد و ارتباط معنا داری را می توان لحاظ کرد. از آنجا که در نرم افزار ABAQUS در هنگام تحلیل لرزه ای نیروی اینرسی خاک زیر پی در نظر گرفته می شود، این امر باعث کاهش بیشتر نتایج بدست آمده برای ظرفیت باربری شده است. با توجه به نمودارها و جداول ذکر شده در این فصل، درصد کاهش ظرفیت باربری بر اساس بار هارمونیک به ازای شدت و فرکانس متفاوت و بار زلزله و در نظر گرفتن نوع خاک در اشکال ذیل قابل مشاهده می باشد.

جدول ۵-۹: درصد کاهش ظرفیت باربری به ازای بارگذاری های اعمال شده در مدل

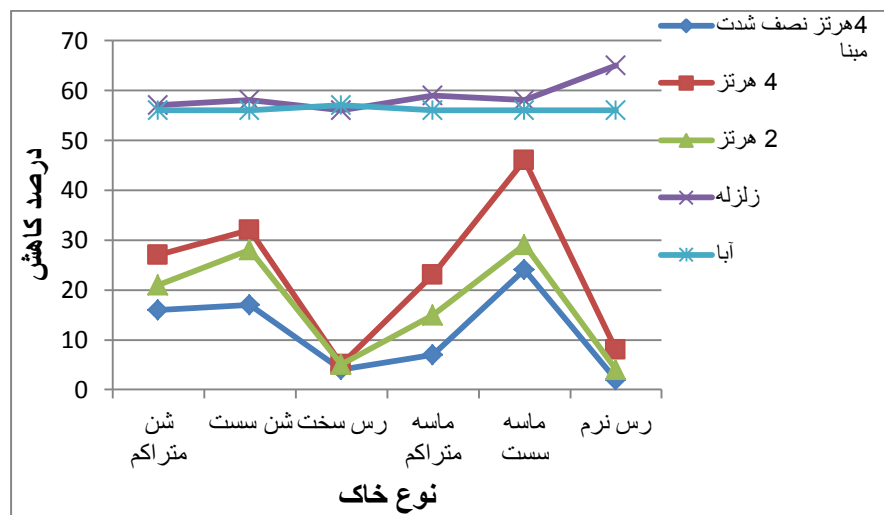
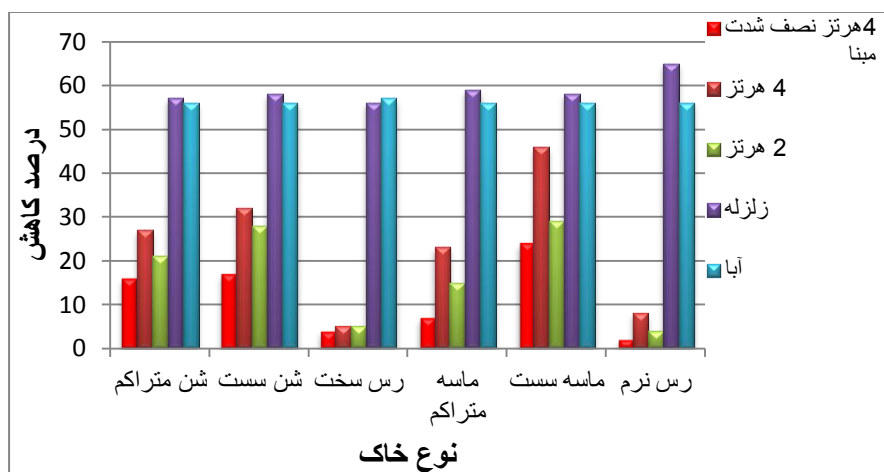
نوع خاک بارگذاری	شن متراکم	شن سست	رس سخت	ماسه متراکم	ماسه سست	رس نرم
هارمونیک ۴ هرتز	۲۷	۳۲	۵	۲۳	۴۶	۸
هارمونیک ۲ هرتز	۲۱	۲۸	۵	۱۵	۲۹	۴
هارمونیک ۴ هرتز نصف شدت مینا	۱۶	۱۷	۴	۷	۲۴	۲
زلزله Duzce	۵۷	۵۸	۵۶	۵۹	۵۸	۶۵
توصیه آبا	۵۶	۵۶	۵۷	۵۶	۵۶	۵۶



شکل ۵-۲۱: درصد کاهش ظرفیت باربری به ازای بارگذاری های هارمونیک



شکل ۵-۲۲: درصد کاهش ظرفیت باربری به ازای بارگذاری های زلزله و توصیه آبا



شکل ۵-۲۳: درصد کاهش ظرفیت باربری به ازای بارگذاری های اعمال شده در مدل

فصل ششم

نتیجه گیری

۶-۱ بحث و نتیجه گیری

در این مطالعه سعی شد تا با استفاده از مدل سازی سه بعدی در نرم افزار اجزا محدود ABAQUS به بررسی رفتار خاک در حالت بارگذاری دینامیکی پرداخته شود، که این بارگذاری به دو صورت بار هارمونیک و زلزله Duzce بوده که بر روی شش نوع خاک که خصوصیات آنها در فصول قبل ذکر گردید انجام شده است و با توجه به جداول و نمودارها و اشکال ذکر شده در فصل گذشته نتایج ذیل را می توان مورد توجه قرار داد :

۱- ظرفیت باربری پی در صورت وجود بار زلزله کاهش یافته که این کاهش با توجه به نوع خاک و شدت و فرکانس بار اعمال شده متفاوت خواهد بود.

۲- در مقایسه بین نیروی زلزله و بار هارمونیک شاهد این موضوع بودیم که نیروی زلزله اثر بیشتری بر روی کاهش ظرفیت باربری داشته است.

۳- با توجه به بارهای هارمونیک اعمال شده به سازه، خاک رس سخت و رس نرم کمترین کاهش را در مقایسه با خاکهای دیگر داشته که این موضوع در نمودارها و اشکال به وضوح مشاهده می شود.

۴- با توجه به بارهای هارمونیک اعمال شده به سازه، خاکهای ماسه سست و شن سست بیشترین کاهش را در میزان ظرفیت باربری داشتند.

۵- در مقایسه ای که بین تغییر فرکانس و شدت یا دامنه در خصوص بارهای هارمونیک صورت گرفته است، به این نتیجه می رسیم که ظرفیت باربری با کاهش شدت یا دامنه، کاهش کمتری در مقایسه با کاهش فرکانس خواهد داشت. یا به عبارت دیگر در رابطه با کاهش ظرفیت باربری، عامل فرکانس اولویت خواهد داشت.

۶- با توجه به اینکه آبا کاهش ۳۳ درصدی را در خصوص ظرفیت باربری با اعمال ضریب اطمینان و در صورت وجود بار افقی به سازه را توصیه کرده است، در مقایسه ای که بین

میزان درصد کاهش ظرفیت باربری با حضور با زلزله و همچنین توصیه آبا انجام شده است، به این موضوع می توان اشاره کرد که همپوشانی خوبی بین این دو حالت وجود دارد که تنها برای خاک رس نرم این اختلاف تا حدودی افزایش پیدا می کند.

۷- در مقایسه ای که بین جدول درصد کاهش و جدول خصوصیات مصالح صورت گرفته است، این موضوع را می توان مورد توجه قرار داد که عامل چسبندگی (c) تأثیر بیشتری در مقاومت خاک در برابر زلزله دارد، به این صورت که خاکهای رس نرم وسخت به دلیل بالا بودن پارامتر چسبندگی مقاومت بیشتری در مقایسه با سایر خاکها داشته اند.

۶-۲ ارائه پیشنهاد برای کار در آینده

- ۱- در تحقیق حاضر بار هارمونیک و بار زلزله به صورت نیروی افقی به مدل اعمال شده است و می توان در تحقیقات آینده مؤلفه قائم زلزله را نیز لحاظ کرده و اثر آن را بر روی کاهش ظرفیت باربری مورد مطالعه و تحقیق قرار داد.
- ۲- ابعاد فونداسیون نیز عامل دیگری است که می تواند مورد تحقیق و بررسی قرار گیرد به این صورت که اثر کاهش و افزایش ابعاد فونداسیون بر روی میزان ظرفیت باربری لرزه ای مورد مطالعه قرار گیرد.
- ۳- در این تحقیق برای بیان رفتار گسیختگی خاک از معیار شکست موه-ر- کولمب استفاده شده است، لذا در تحقیقات آینده می توان از دیگر معیارهای شکست موجود در نرم افزار ABAQUS استفاده کرد که این معیارها می تواند شامل معیار تسلیم دراگر- پراگر و یا معیار تسلیم دراگر- پراگر توسعه یافته (cap) باشد.
- ۴- با توجه به این که تحلیل فرکانسی صورت گرفته برای مدل، فرکانس بازه ۲ تا ۴ را مشخص می کند و بار هارمونیک اعمال شده به مدل در این بازه قرار دارد، می توان در تحقیق های بعدی از فرکانس های دیگری برای اعمال بار هارمونیک استفاده شود.

1. Das.B.M.(2004)."*Principles of Foundation Engineering*",5th ed.,Brooks/Cole.Pacific groove,CA
2. Terzaghi,K(1943). "*Theoretical Soil Mechanics*",Wiley,New York.
3. Meyerhof,G.C.,(1953), "*The Bearing Capacity of Foundation under Eccentric and Inclined Loads*",Proc.3rd Int Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,Zurich,Vol.1 pp.440-445
4. Shinohara,Tateishi.,T.and Kubo,K.,(1960),"*Bearing Capacity of Sandy Soil for Eccentric and Inclined Load and Lateral Resistance of single Piles Embedded in Sandy Soil*",2nd Word Conference on Earthquake Engineering,Tokyo.Vol.1,pp.265-280
5. Okamoto,S.(1973), "*Introduction to Earthquake Engineering*",Tokyo University of Tokyo Press.
6. Coduto,P.D.,(2001),"*Foundation Design,Principles and Practices*",Presntice Hall,USA,2nd Edition
7. Budhu,M.&Al-Karni,A.,(1993), "*Seismic Bearing Capacity of Soils*"Geotechnique 43(4),pp.181-187
8. Al-Karni, A.A., and Budhu, M. (1994). "*Seismic Settlement of Shallow Footings on Sand*", Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, Geotechnical Special Publication No. 40, Settlement '94, College Station, USA, pp. 748 - 759.
9. Sarma, S. K., and Iossifelis, I. S. (1990). "*Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings.* " Geotechnique, 40 (2),pp 265-273.
10. Kumar,J.and Mohan Rao,V.B.K.M.,(2002), "*Seismic bearing capacity factors for spread foundation*",Geotechnique,52(2),pp 79-88
11. Sokolovsky,V.V.,(1960),"*Statics of Soil Media*",Translator Jones&Schfield,London
12. Soubra,A.H.,(1997), "*Seismic Bearing Capacity of Shallow Strip Footings in Seismic Conditions*",Proc.Institution of Civil Engineering,Geotechnical Engineering,125(4),pp.230-241.

۱۳. عسکری، ف.ا.، فرزانه، ا.و. میر ابوطالبی، م. (۱۳۸۴) "ظرفیت باربری شالوده های سطحی با در نظر گرفتن اینرسی توده خاک"، نشریه دانشکده فنی، دانشگاه تهران، ۳۹ (۳)، ص.ص ۳۱۹-۳۲۷.

14. Helwany.S.,(2007), "*Applied soil mechanics with abaqus applications*", John wiley & Sons, Inc. ISBN:978-0-471-79107-2, PP.385

15. ABAQUS User's Manual(2011). "*ABAQUS/Standard User's Manual*". Volume II, Version 6.11.1.1-libbiti. Karlsson & Sorenson. Inc., Pawtucket. Rhode Island.

۱۶. مقدم، حسن (۱۳۸۴)، "مهندسی زلزله، مبانی و کاربرد"، نشر فرهنگ، چاپ چهارم.

17. Stein, S., and M. Wyss (2003). "*An introduction to Seismology, Earthquakes, and Earth Structure*", Blackwell Publishing, UK.

18. Lay, T., and T.C. Wallace (1995). "*Modern global Seismology*", Scademic Press, New York.

19. Sadatpour, M.M. (1993). "*Fundamentals of the Teory of Elasticity*", Technical University of Esfahan Press, Esfahan.

۲۰. عادل، حجت الله (۱۳۵۹)، "مهندسی زلزله"، جلد اول، انتشارات دانشگاه تهران.

21. Love, A.E.H., (1944) "*A Treatise on the Mathematical Theory of Elasticity*", 4th ed., Dover Publications,

22. Udias, A. (1999). "*Principles of Seismology*", Cambridge University Press, Cambridge.

۲۳. وزارت مسکن و شهرسازی، (۱۳۸۸) "مقررات ملی ساختمان، مبحث نهم: طرح و محاسبه ساختمانهای بتن آرمه"

24. Uniform Building Code, (1991), Proc. Int. conf. building officials, Whitteier, CA.

25. Coduto, P.D., (2001), "*Foundation Design, Principles and Practices*", Prentice Hall, USA, 2nd Edition

Abstract

Earthquake risk reduction is one of the biggest challenges in civil engineering and because every structure is built above soil and foundation, obviously the conditions and soil region properties play important role in seismic movement of the earth. According to importance of foundation in transfer the force from earth to structure and the following behavior of foundation and earth we can have better assessment from interaction of soil-foundation-structure system. Here the question arises to what extent the earthquake could affect the bearing capacity of the foundation or we can just ignore it or not? For the analysis of soil behavior during earthquakes can be used in mathematical equations and finite element methods. In this study, for simulation and modeling of soil and foundation behavior, abaqus software has been used. In this study, the concrete foundation with dimensions of 4×4 was used for modeling of foundation on the soil, and because the soil is elastoplastic material that it can be acceptable and realistic modeling and simulate the soil behavior during earthquake, rupture criterion mohr-coulomb used. For the analysis of the seismic wave propagation in soil, three-dimensional model of software used on soils with different elastoplastic properties of the process is done. After applying load on the foundation and horizontal earthquake acceleration, analysis is performed. Using the output of software and stress diagrams, bearing capacity of the foundation has been compared in static and dynamic modes. The results obtained from this study is that in condition that foundation and structure subjected to earthquake load, bearing capacity is significantly reduced and this reduction may vary according to soil type, intensity and frequency.

Keywords: bearing capacity, earthquake, failure, foundation, finite element software



Shahrood University of Technology
Faculty of civil engineering and architecture

Effect of earthquake in bearing capacity of foundation

Amin Mehrara

Supervisor:

Dr. Ali Keyhani

Feb 2014