



دانشگاه صنعتی شاهرود
دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک

پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

گرایش مهندسی استخراج معدن

عنوان:

تحلیل دینامیکی تونل‌های خط شماره یک قطار شهری تبریز

ارائه دهنده:

اکبر سالمی

اساتید راهنما:

دکتر محمد عطایی

دکتر فرهنگ سرشکی

اساتید مشاور:

مهندس صالح بالیده

مهندس فریبرز صالحی عالی

تابستان ۱۳۸۷



تقدیم به

پدر و مادر و برادران عزیزم

تقدیر و تشکر

پس از حمد و ستایش پروردگار بزرگ و بی‌همتا، لازم است از هم‌دلی، هم‌فکری و هم‌کاری اساتید راهنما آقایان دکتر فرهنگ سرشکی و دکتر محمد عطایی و اساتید مشاور آقایان مهندس فریبرز صالحی عالی و مهندس صالح بالیده و همچنین تمام اساتید و دوستان عزیزی که در تحقیق حاضر کمک و همراه نویسنده بودند، تشکر و قدردانی گردد، آقایان و خانم‌ها:

- دکتر علی خوشروان آذر، شرکت مهندسی مشاور فراز آب
- دکتر رضا نادری و مهندس فرنوش باسلیقه، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود
- دکتر محمد اسماعیل جلالی، دانشکده مهندسی معدن دانشگاه صنعتی شاهرود
- دکتر بهنام فردوسی و مهندس یاشار پور رحیمیان، دانشکده مهندسی معدن دانشگاه صنعتی سهند
- مهندس رضا میکائیل، دانشجوی دکترای دانشکده مهندسی معدن دانشگاه صنعتی شاهرود

- مهندس منظوری لشکر، مهندس پورجبار، مهندس آفتابی و تمام کارکنان زحمت کش سازمان قطار شهری تبریز
- مهندس بهمن تقی زاده، شرکت مهندسی الموت
- مهندس سعید اصلان پور، سازمان آب منطقه‌ای آذربایجان شرقی
- مهندس مجتبی مختاریان، شرکت مهندسی مشاور ایمن سازه
- مهندس همزبان، آزمایشگاه مکانیک خاک استان آذربایجان شرقی
- مهندس حسام‌الدین خوشنودی، شرکت لرزه برتاب سازه
- مهندس احمد سالمی، گروه عمران دانشگاه آزاد اسلامی واحد تبریز
- مهندس رضا امیری و مهندس محمد کر، دانشکده مهندسی معدن دانشگاه صنعتی شاهرود
- مهندس فرهاد سلجوقی، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود

چکیده

پایان نامه حاضر، نگرشی کمی به تاثیرات کیفی سطوح مختلف زلزله بر روی سازه‌های زیرزمینی شهری مانند تونل‌های مترو و غیره دارد. هدف اصلی از انجام این تحقیق بررسی رفتار پوشش بتن مسلح تونل‌های با مقطع دایره‌ای احداث شده در عمق کم زمین‌های آبرفتی و شهری، در مقابل بارهای لرزه‌ای بوده و در این راستا به عنوان نمونه تونل‌های قطار شهری تبریز مورد مطالعه قرار گرفته است. برای دستیابی به این هدف، ابتدا منطقه از لحاظ مشخصات ژئوتکنیکی و لرزه‌ای بررسی شده و با استفاده از روش همگرایی-همجواری و استفاده از منحنی مشخصه زمین رسم شده با نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ ، تحلیل استاتیکی ساده‌ای بر اساس وزن روباره خاکی توسط این نرم‌افزار انجام گرفته و به واسطه منحنی اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی، ضریب اطمینان بخش‌های مختلف پوشش بتن مسلح تونل‌ها در مقابل بارگذاری استاتیکی، مورد ارزیابی قرار گرفته است. همچنین در بخش تحلیل استاتیکی، روش ساده‌ای برای مدل‌سازی ترکیب غیریکنواختی از قطعات

پیش‌ساخته بتنی به‌عنوان پوشش تونل‌های دایروی احداث شده با دستگاه TBM، توسط آنالیز حساسیت پارامترهای موثر بر ایجاد ممان خمشی در محل اتصال این قطعات ارائه شده است. نتایج نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ برای این روش با نرم‌افزار تحلیل سازه $SAP 2000$ اعتبارسنجی شده که نتایج خوبی را نشان می‌دهد. در ادامه پس از بررسی مطالعات لرزه‌خیزی و اصلاح شتاب‌نگاشت حاصل از تحلیل آبرفت منطقه برای مقطع مورد مطالعه در سطوح طراحی لرزه‌ای DBL و MCL، به تحلیل دینامیکی پایداری پوشش تونل‌های مذکور تحت زلزله سطوح طراحی یاد شده، پرداخته می‌شود. در طی این مرحله با اختصاص خواص دینامیکی خاک، اصلاح مدل استاتیکی $FLAC^{2D}$ و اعمال شتاب‌نگاشت‌های مورد نظر، پاسخ این تونل‌ها در حالت بدون لغزش تحت بارگذاری‌های دینامیکی مذکور، بررسی شده است. به‌منظور اعتبارسنجی نتایج تحلیل دینامیکی $FLAC^{2D}$ ، از تحلیل تاریخچه زمانی $SAP 2000$ و روابط تحلیلی استفاده شده، که به‌طور منطقی صحت نتایج به‌دست آمده را نشان داده‌اند. در نهایت با احتساب تمام نیروی‌های اعمالی اعم از نیروهای استاتیکی و دینامیکی، به واسطه ضرایب ترکیبات بارگذاری مرتبط با سطوح طراحی لرزه‌ای یاد شده، عمل کرد پوشش در حال اجراء، مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته و مقدار ضرایب اطمینان مربوط به بخش‌های مختلف پوشش تونل‌ها ارائه شده است. در کل تحلیل‌های انجام گرفته نشان‌دهنده عمل کرد مناسب پوشش بتن مسلح طراحی شده برای تونل‌های قطار شهری در برابر ترکیبات بارگذاری سطوح طراحی مختلف بوده و اهداف طراحی هر کدام را برآورده خواهد ساخت.

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
۱	فصل اول - مقدمه
۱	عملیات

۳ هدف پایان نامه ۲-۱

۴ سازمان دهی پایان نامه ۳-۱

فصل دوم- مشخصات زمین شناسی، ژئومکانیکی و لرزه خیزی ساخت گاه قطار شهری تبریز

۷ معرفی طرح قطار شهری تبریز ۱-۲

۷ خلاصه‌ای از زمین شناسی شهر تبریز ۲-۲

۱۲ وضعیت زمین شناسی مهندسی مسیر تونل ۱-۲-۲

۱۶ مشخصات لرزه خیزی ساخت گاه قطار شهری تبریز ۳-۲

۱۹ گسل های مهم مولد زلزله گستره طرح ۱-۳-۲

۲۲ برآورد پارامترهای جنبش نیرومند زمین ۲-۳-۲

۲۳ تعیین طیف پاسخ طرح و انتخاب شتاب نگاشت ها ۳-۳-۲

فصل سوم- تحلیل دینامیکی سازه های زیرزمینی در برابر زلزله

۲۷ مقدمه ۱-۳

۳۰ گزارش عمل کرد سازه های زیرزمینی در مقابل زلزله ها ۲-۳

۳۱ Dowding و Rozen (۱۹۷۸) ۱-۲-۳

۳۲ Scholl و Owen (۱۹۸۱) ۲-۲-۳

۳۳ Wang (۱۹۸۵) ۳-۲-۳

۳۴ Judd و Sharma (۱۹۹۱) ۴-۲-۳

۳۷ جمع بندی تحقیقات پیشینیان ۵-۲-۳

۳۸ عوامل ایجاد خسارت های لرزه ای در تونل ها ۳-۳

۴۱	روش طراحی دینامیکی سازه‌های زیرزمینی	۴-۳
۴۲	تعریف ویژگی‌های دینامیکی ساخت‌گاه	۱-۴-۳
۴۲	پارامترهای حرکت زمین	۱-۱-۴-۳
۴۵	ارزیابی رفتار سازه‌های زیرزمینی در برابر زلزله	۲-۴-۳
۴۵	معیار بارگذاری طراحی دینامیکی	۱-۲-۴-۳
۴۷	تحلیل دینامیکی سازه‌های زیرزمینی	۲-۲-۴-۳

فصل چهارم- تحلیل استاتیکی پوشش تونل‌های قطار شهری تبریز

۵۴	مقدمه	۱-۴
۵۵	مدل‌سازی پوشش یک‌پارچه بتنی	۲-۴
۵۶	انتخاب محدوده مناسبی از زمین اطراف تونل	۱-۲-۴
۵۸	انتخاب مدل رفتاری و تعیین پارامترهای آن	۲-۲-۴
۵۹	ترسیم هندسه تونل‌ها	۳-۲-۴
۶۰	حل مدل و به تعادل رساندن آن قبل از حفاری	۴-۲-۴
۶۱	حفاری تونل‌ها و اعمال ترخیص تنش متناسب	۵-۲-۴
۶۵	نصب سیستم نگهداری	۶-۲-۴
۶۶	تعیین نیروی محوری و برشی و لنگر خمشی القاء شده در پوشش	۱-۶-۲-۴
۶۷	تحلیل پایداری استاتیکی پوشش بتنی تونل‌های قطار شهری تبریز	۲-۶-۲-۴
۷۱	مدل‌سازی پوشش متشکل از قطعات غیر یکنواخت بتنی	۳-۴
۷۱	روابط تحلیلی مورد استفاده برای لحاظ پوشش متشکل از قطعات یکنواخت	۱-۳-۴

۷۴ مدل سازی عددی پوشش متشکل از قطعات غیر یکنواخت ۲-۳-۴

۷۹ مقایسه رفتار پوشش بتنی یک پارچه و متشکل از قطعات بتنی ۳-۳-۴

فصل پنجم- تحلیل دینامیکی تونل های قطار شهری تبریز به روش عددی

۸۲ مقدمه ۱-۵

۸۳ تدوین تاریخچه زمانی زلزله های سطوح طراحی ۲-۵

۸۴ اصلاح شتاب نگاشت های سطوح طراحی لرزه ای ۱-۲-۵

۸۹ ملاحظات مدل سازی دینامیکی به روش تفاضل محدود ۳-۵

۸۹ خواص دینامیکی مصالح زمین ۱-۳-۵

۹۳ بارگذاری دینامیکی و شرایط مرزی ۲-۳-۵

۹۶ میرایی ۳-۳-۵

۹۸ انتشار موج در مدل ۴-۳-۵

۱۰۰ پاسخ دینامیکی تونل ها به زلزله های سطوح طراحی ۴-۵

۱۰۴ مقایسه نتایج تحلیل دینامیکی *FLAC* با سایر روش ها ۵-۵

۱۰۴ آنالیز دینامیکی تونل های قطار شهری تبریز توسط روابط تحلیلی ۱-۵-۵

۱۰۷ آنالیز دینامیکی تونل های قطار شهری تبریز توسط نرم افزار *SAP 2000* ۲-۵-۵

۱۱۱ مقایسه نتایج حاصل از تحلیل های دینامیکی *FLAC*، روابط تحلیلی و *SAP 2000* ۳-۵-۵

فصل ششم- بررسی عمل کرد نهایی پوشش تونل های قطار شهری تبریز

۱۱۳ مقدمه ۱-۶

۱۱۳ بارهای نهایی وارد بر پوشش تونل ۲-۶

۱۱۵	کنترل پایداری نهایی پوشش بتنی تونل‌های قطار شهری تبریز	۳-۶
۱۱۵	روش طراحی مقاومت	۱-۳-۶
۱۱۷	بررسی عمل‌کرد نهایی پوشش تونل‌ها	۲-۳-۶
فصل هفتم- نتیجه گیری و پیشنهادات		
۱۲۰	نتایج تحقیق	۱-۷
۱۲۳	پیشنهادات	۲-۷
فهرست منابع و مراجع		
۱۲۵		
۱۳۱	پیوست الف- مبانی مهندسی زلزله و روش‌های تحلیل خطر زلزله	
۱۵۲	پیوست ب- روش عددی تفاضل محدود ($FLAC^{2D}$)	
۱۵۸	پیوست پ- مدل‌های خطی معادل و غیرخطی در تحلیل پاسخ لرزه‌ای زمین	
۱۶۲	پیوست ت- مفهوم مرزهای آرام و میدان آزاد در مدل‌سازی دینامیکی $FLAC^{2D}$	
۱۶۹	پیوست ث- مفهوم میرایی در $FLAC^{2D}$	

فهرست شکل‌ها

صفحه	عنوان
۸	عکس هوایی تبریز و موقعیت طرح قطار شهری تبریز ۱-۲
۹	ستون چینه‌شناسی ساخت‌گاه پروژه قطار شهری تبریز ۲-۲
۱۰	وضعیت زمین‌شناسی تبریز و ساخت‌گاه پروژه قطار شهری تبریز ۳-۲
۱۱	موقعیت جلگه تبریز بین دو سازند متمایز ۴-۲
۱۱	شهر تبریز در میان سازند قرمز فوقانی (کوه عون بن علی) و سازند خاکستری جنوبی ۵-۲
۱۵	موقعیت جغرافیایی ایستگاه‌های ۷ تا ۱۷ (مسیر تونل‌های دوقلو) و مقطع مورد مطالعه بر روی نقشه مسیر پروژه از محل شروع حفاری تونل‌ها (ایستگاه ۷) ۶-۲
۱۵	مقطع زمین‌شناسی و سطح آب زیرزمینی در طول تونل بین ایستگاه‌های ۷ و ۸ ۷-۲
۱۷	نقشه شدت خطرات زلزله شمال‌غرب ایران ۸-۲
۲۰	نقشه گسل‌های منطقه آذربایجان ۹-۲
۲۶	لزوم تحلیل آبرفت برای استفاده از شتاب‌نگاشت دور از ساخت‌گاه متناسب با مناطق آبرفتی ۱۰-۲
۲۶	شتاب‌نگاشت سازگار با شرایط آبرفتی ساخت‌گاه برای ایجاد سطوح طراحی لرزه‌ای مختلف ۱۱-۲
۲۸	خسارت وارد شده به ایستگاه Daikai متروی Kobe ژاپن در زلزله Kyogken-Numbu ۱-۳
۲۸	تخریب یکی از تونل‌های سنگی تایوان در زلزله Chi Chi ۲-۳
۳۶	آمار خسارات سازه‌های زیرزمینی ناشی از زلزله بر اساس فاکتورهای موثر ۳-۳
۴۰	مودهای اولیه تغییر شکل تونل‌ها در اثر عبور امواج لرزه ۴-۳
۴۲	روش تحلیل و طراحی دینامیکی سازه‌های زیرزمینی ۵-۳
۴۸	موج برشی هارمونیک برخوردی با محور تونل ۶-۳

۵۲	نیروها و گشتاور خمشی وارده به مقطع تونل بر اثر کرنش‌های محوری و انحنایی	۷-۳
۵۳	ضریب پاسخ سازه K_1 برای تونل دایره‌ای	۸-۳
۵۳	ضریب پاسخ محوری پوشش تونل K_2	۹-۳
۵۷	هندسه مقطع مورد مطالعه	۱-۴
۵۷	مدل تفاضل محدود برای تحلیل استاتیکی	۲-۴
۵۹	بیش‌حفاری پیشانی برشی TBM و همگرایی زمین در طول سپر	۳-۴
۶۰	نحوه تزریق دوغاب به پشت پوشش بتنی	۴-۴
۶۱	کنتورهای تنش عمودی قبل از حفاری تونل	۵-۴
۶۱	کنتورهای جبهه‌جائی عمودی قبل از حفاری تونل	۶-۴
۶۲	منحنی اندرکنش زمین و درصد ترخیص تنش مربوط به همگرایی 4 cm زمین اطراف تونل	۷-۴
۶۲	بیشینه کرنش برشی ایجاد شده در کف تونل در اثر اعمال ترخیص تنش $49/65$ درصد	۸-۴
۶۲	بیشینه جابجایی‌های رخ داده در کف و تاق تونل در اثر اعمال ترخیص تنش $49/65$ درصد	۹-۴
۶۴	نشان‌گرهای مناطق پلاستیک در اطراف تونل سمت چپ و بدون پوشش بتنی	۱۰-۴
۶۴	نشان‌گرهای مناطق پلاستیک در اطراف تونل سمت چپ پس از نصب پوشش بتنی	۱۱-۴
۶۴	نشان‌گرهای مناطق پلاستیک در اطراف تونل‌ها، تونل سمت راست بدون پوشش است	۱۲-۴
۶۴	نشان‌گرهای مناطق در اطراف تونل‌ها پس از نصب پوشش بتنی	۱۳-۴
۶۵	نحوه توزیع تنش در اطراف تونل‌های قطار شهری تبریز	۱۴-۴
۶۵	پوشش‌های بتنی تونل مدل شده، الف- پوشش متشکل از قطعات بتنی، ب- پوشش یک‌پارچه بتنی	۱۵-۴
۶۶	نیروی محوری وارده بر پوشش بتنی تونل‌ها	۱۶-۴

۶۶	لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش بتنی تونل‌ها	۱۷-۴
۶۶	نیروی برشی وارده بر پوشش بتنی تونل‌ها	۱۸-۴
۶۷	جهت نیروها و لنگرهای اعمال شده بر مقطعی از پوشش بتنی مدل شده به صورت المان تیر	۱۹-۴
۶۹	کنترل پایداری استاتیکی بخش‌های مختلف پوشش بتنی	۲۰-۴
۷۰	مقطع بتن مسلح پوشش تونل‌ها	۲۱-۴
۷۲	مدلی از یک حلقه پوشش متشکل از قطعات یکسان و منظم	۲۲-۴
۷۵	ایده اصلی مدل‌سازی پوشش متشکل از قطعات غیر یکنواخت	۲۳-۴
۷۷	لنگر خمشی ایجاد شده در المان‌های مختلف پوشش متشکل از قطعات بتنی در مدل با ابعاد مش‌بندی ۱۵ cm	۲۴-۴
۷۷	لنگر خمشی ایجاد شده در المان‌های مختلف پوشش متشکل از قطعات بتنی در مدل با ابعاد مش‌بندی ۱۰ cm	۲۵-۴
۷۸	مدل تیر و فنر استفاده شده در مدل SAP برای مدل‌سازی اندرکنش پوشش تونل- زمین	۲۶-۴
۷۸	لنگر خمشی ایجاد شده در مدل پوشش متشکل از قطعات بتنی SAP 2000	۲۷-۴
۷۹	نیروی محوری ایجاد شده در پوشش بتنی یک پارچه	۲۸-۴
۷۹	نیروی محوری ایجاد شده در پوشش متشکل از قطعات بتنی	۲۹-۴
۷۹	لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش بتنی یک پارچه	۳۰-۴
۷۹	لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش متشکل از قطعات بتنی	۳۱-۴
۸۰	نیروی برشی ایجاد شده در پوشش بتنی یک پارچه	۳۲-۴
۸۰	نیروی برشی ایجاد شده در پوشش متشکل از قطعات بتنی	۳۳-۴
۸۰	جابجایی‌های ایجاد شده در پوشش بتنی یک پارچه	۳۴-۴
۸۰	جابجایی‌های ایجاد شده در پوشش متشکل از قطعات بتنی	۳۵-۴

۸۰	کرنش محوری ایجاد شده در پوشش بتنی یک پارچه	۳۶-۴
۸۰	کرنش محوری ایجاد شده در پوشش متشکل از قطعات بتنی	۳۷-۴
۸۱	نمودار تغییرات نیروی محوری القاء شده در المان‌های تیر دو پوشش یک پارچه و تکه‌ای	۳۸-۴
۸۱	نمودار تغییرات لنگر خمشی القاء شده در المان‌های تیر دو پوشش یک پارچه و تکه‌ای	۳۹-۴
۸۵	طیف دامنه فوریه تاریخچه زمانی شتاب‌نگاشت حاصل از تحلیل آبرفت قبل از فیلتر	۱-۵
۸۵	طیف دامنه فوریه تاریخچه زمانی شتاب‌نگاشت حاصل از تحلیل آبرفت بعد از فیلتر فرکانس‌های بالاتر از $35 Hz$	۲-۵
۸۶	تاریخچه زمانی سرعت ناشی از شتاب‌نگاشت حاصل از تحلیل آبرفت ساخت‌گاه	۳-۵
۸۶	تاریخچه زمانی جابجایی ناشی از تاریخچه زمانی سرعت متناظر با شتاب‌نگاشت تحلیل آبرفت	۴-۵
۸۷	تاریخچه زمانی سرعت ناشی از شتاب‌نگاشت تحلیل آبرفت پس از تصحیح خط مبنا	۵-۵
۸۷	تاریخچه زمانی جابجایی ناشی از شتاب‌نگاشت تحلیل آبرفت پس از تصحیح خط مبنا	۶-۵
۸۷	شتاب‌نگاشت اصلاح شده بر اساس سطح طراحی لرزه‌ای DBL	۷-۵
۸۸	تاریخچه زمانی سرعت اصلاح شده بر اساس سطح طراحی لرزه‌ای DBL	۸-۵
۸۸	تاریخچه زمانی جابجایی اصلاح شده بر اساس سطح طراحی لرزه‌ای DBL	۹-۵
۸۸	شتاب‌نگاشت اصلاح شده بر اساس سطح طراحی لرزه‌ای MCL	۱۰-۵
۸۸	تاریخچه زمانی سرعت اصلاح شده بر اساس سطح طراحی لرزه‌ای MCL	۱۱-۵
۸۸	تاریخچه زمانی جابجایی اصلاح شده بر اساس سطح طراحی لرزه‌ای MCL	۱۲-۵
۹۰	مدل رفتار دینامیکی خاک	۱۳-۵
۹۳	خواص دینامیکی لایه‌های خاکی ساخت‌گاه در ایستگاه شماره ۱۰ مسیر	۱۴-۵
۹۴	بارگذاری دینامیکی و شرایط مرزی استفاده شده در مدل دینامیکی $FLAC^{2D}$	۱۵-۵

۹۶	تاریخچه زمانی بارگذاری زلزله DBL	۱۶-۵
۹۶	تاریخچه زمانی بارگذاری زلزله MCL	۱۷-۵
۹۸	تاریخچه زمانی جابه‌جایی قائم مدل سه‌لایه‌ای در شرایط ارتعاش آزاد نامیرا	۱۸-۵
۹۸	تاریخچه زمانی جابه‌جایی قائم مدل تک‌لایه‌ای در شرایط ارتعاش آزاد نامیرا	۱۹-۵
۹۹	تاریخچه زمانی سرعت افقی در پایه مدل و پایه ستون میدان آزاد	۲۰-۵
۱۰۰	تاریخچه زمانی سرعت افقی در بالای مدل	۲۱-۵
۱۰۲	تاریخچه زمانی نیروی محوری و لنگر خمشی بخش‌های مختلف پوشش تونل تحت زلزله DBL در مدل FLAC	۲۲-۵
۱۰۳	تاریخچه زمانی نیروی محوری و لنگر خمشی بخش‌های مختلف پوشش تونل تحت زلزله MCL در مدل FLAC	۲۳-۵
۱۰۸	تغییر بیضوی شکل در مقطع پوشش تونل تحت بارگذاری لرزه‌ای در مدل SAP 2000	۲۴-۵
۱۰۹	لنگر خمشی ایجاد شده در مقطع پوشش تونل تحت بارگذاری لرزه‌ای در مدل SAP 2000	۲۵-۵
۱۱۰	تاریخچه زمانی نیروی محوری و لنگر خمشی بخش‌های مختلف پوشش تونل تحت زلزله MCL در مدل SAP 2000	۲۶-۵
۱۱۱	مقایسه نیروی محوری ایجاد شده در نقاط مختلف پوشش در تحلیل‌های دینامیکی متفاوت	۲۷-۵
۱۱۱	مقایسه لنگر خمشی ایجاد شده در نقاط مختلف پوشش در تحلیل‌های دینامیکی متفاوت	۲۸-۵
۱۱۲	مقایسه نیروی برشی ایجاد شده در نقاط مختلف پوشش در تحلیل‌های دینامیکی متفاوت	۲۹-۵
۱۱۷	عمل‌کرد بخش‌های مختلف پوشش بتن مسلح در مقابل بارگذاری متشکل از بار زلزله DBL	۱-۶
۱۱۸	عمل‌کرد بخش‌های مختلف پوشش بتن مسلح در مقابل بارگذاری متشکل از بار زلزله MCL	۲-۶
۱۶۶	مدل تحلیل لرزه‌ای سازه‌های سطحی و شبکه‌بندی میدان-آزاد	۱-ت
۱۷۲	تغییرات نسبت میرایی بحرانی نرمال شده با فرکانس زاویه‌ای	۱-ث

فهرست جدول‌ها

صفحه	عنوان
۱۳	روابط تجربی برای محاسبه برخی از پارامترهای ژئومکانیکی خاک ۱-۲
۱۳	خواص استاتیکی خاک بدست آمده از روابط تجربی بر اساس عدد SPT برای داده‌های گمانه FBH1 ۲-۲
۱۴	تقسیم‌بندی تراکم خاک‌های درشت دانه بر اساس عدد SPT ۳-۲
۱۴	تقسیم‌بندی مقاومت خاک‌های ریز دانه بر اساس عدد SPT ۴-۲
۱۶	خصوصیات ژئومکانیکی لایه‌های مقطع مورد مطالعه ۵-۲
۱۸	بزرگ‌ترین زمین‌لرزه‌های تاریخی و دستگاهی رخ داده در محدوده ۲۰۰ کیلومتری اطراف ساخت‌گاه ۶-۲
۲۱	چشمه‌های لرزه‌زای گستره طرح و بیشینه توان لرزه‌زایی آنها ۷-۲
۲۳	بیشینه مقادیر شتاب زمین (PGA) برای سطوح طراحی لرزه‌ای مختلف ۸-۲
۲۵	شتاب‌نگاشت‌های منتخب به عنوان حرکت ورودی برای طراحی شتاب‌نگاشت مبنای طرح ساخت‌گاه ۹-۲
۴۴	نسبت بیشینه سرعت زمین به بیشینه شتاب زمین در سطح سنگ و خاک ۱-۳
۵۰	کرنش‌های محوری و خمشی میدان آزاد در زمین ۲-۳
۵۱	روابط ارائه شده توسط Wang و Penzien، روش اندرکنش زمین-سازه ۳-۳
۵۲	پارامترهای به کار رفته در روابط Wang و Penzien ۴-۳
۶۷	نیروها و لنگرهای اعمال شده به قسمت‌های مختلف پوشش بتنی تونل چپ ۱-۴
۶۹	ضرایب اطمینان بخش‌های مختلف پوشش بتنی ۲-۴
۸۳	مشخصات حرکات نیرومند زمین در شتاب‌نگاشت حاصل از تحلیل آبرفت ساخت‌گاه ۱-۵
۸۹	دامنه حرکات زمین برای زلزله‌های اصلاح شده بر اساس سطوح مختلف طراحی لرزه‌ای ۲-۵

۹۱	روابط تجربی برای محاسبه برخی از پارامترهای ژئومکانیکی خاک	۳-۵
۹۲	مدول برشی دینامیکی بدست آمده از روابط تجربی بر اساس عدد SPT برای داده‌های گمانه FBH1	۴-۵
۱۰۱	بیشینه مقدار نیروها و لنگر خمشی وارده بر نقاط مختلف پوشش تحت اثر زلزله DBL	۵-۵
۱۰۱	بیشینه مقدار نیروها و لنگر خمشی وارده بر نقاط مختلف پوشش تحت اثر زلزله MCL	۶-۵
۱۰۴	خصوصیات دینامیکی زمین	۷-۵
۱۰۴	خصوصیات پوشش بتنی تونل‌ها	۸-۵
۱۰۵	نسبت شتاب در عمق به نسبت شتاب در سطح	۹-۵
۱۰۶	مقادیر نهایی روابط تحلیلی برای بیشینه نیروها، لنگر خمشی و جابجایی اعمالی در پوشش تونل	۱۰-۵
۱۰۹	بیشینه مقدار نیروها و لنگر خمشی وارده بر نقاط مختلف پوشش تحت اثر زلزله MCL در مدل SAP	۱۱-۵
۱۱۴	بارهای نهایی وارد بر پوشش ناشی از بار استاتیکی و بار ناشی از زلزله DBL	۱-۶
۱۱۵	بارهای نهایی وارد بر پوشش ناشی از بار استاتیکی و بار ناشی از زلزله MCL	۲-۶
۱۱۸	ضرایب اطمینان نهایی بخش‌های مختلف پوشش بتن مسلح در مقابل ترکیبات بارگذاری مختلف	۳-۶

فصل اول

مقدمه

۱-۱ عملیات

امروزه با پیشرفت فن آوری، سهولت نسبی در حفاری و ساخت سازه‌های زیرزمینی، محدودیت‌های فضاهای سطحی برای اجرای طرح‌های عمرانی و نیز به‌واسطه مسائل سیاسی و امنیتی، توجه بسیاری از کشورهای توسعه یافته و در حال توسعه به احداث سازه‌های زیرزمینی برای کاربردهای عمرانی، نظامی و معدنی معطوف شده است. راه‌ها و بزرگراه‌های زیرزمینی، انواع تونل‌ها، شبکه متروی شهری، معادن، پناهگاه‌ها، انبارها نیروگاه‌ها و مخازن زیرزمینی، تعدادی از سازه‌هایی هستند که در کشورهای مختلف به سرعت در حال ساخت و اجرا می‌باشند. از میان آنها، تونل‌های شهری علاوه بر کاهش تاثیرات مخرب زیست محیطی، کوتاه‌تر نمودن مسیرها و بهبود کارایی ترافیک، به سبب استفاده عمومی و طولانی مدت از آن، بایستی دارای ایمنی بالایی باشند. ایمنی چنین سازه‌ای بایستی با لحاظ تمام نیروها و خطرات وابسته به ساخت‌گاه از جمله زلزله فراهم گردد. از سوی دیگر بر اساس اطلاعات مربوط به عمل کرد تونل‌ها، بدون شک می‌توان گفت که سازه‌های زیرزمینی نسبت به سازه‌های سطحی در حین زلزله آسیب‌پذیری کمتری از خود نشان می‌دهند (Dowding & Rozen, 1978). حتی جالب است که برخی از تونل‌ها و چاه‌هایی که بدون پیش‌بینی زلزله ساخته شده‌اند، زلزله‌های نسبتاً قوی را در گذشته تحمل کرده‌اند که به‌عنوان مثال می‌توان متروی شهر مکزیکو در زمان زلزله سال ۱۹۸۵ در مکزیکوسیتی (Wang; 1993) را نام برد. سازه‌های زیرزمینی، بر خلاف سازه‌های سطحی، توسط محیط اطراف خود محدود شده‌اند (خاک یا سنگ) و احتمال حرکت آنها به هر جهت دلخواه، جدای از محیط اطراف یا بدون آن که در معرض لرزش قرار گیرند (مانند پدیده تشدید)، وجود ندارد. در مقایسه با سازه‌های سطحی که بدون نگهداری بر روی پی قرار می‌گیرند، سازه‌های زیرزمینی توسط محیط اطراف، بیشتر نگهداشته می‌شوند. در کل تاثیر جرم کم و میرایی انعکاسی بزرگ باعث می‌شود تا یک سازه زیرزمینی در مقابل بارهای لرزه‌ای، پاسخی متناسب با پاسخ زمین اطراف داشته و عمل کرد بهتری نسبت به سازه‌های سطحی از خود

نشان دهد. در اینجا ممکن است ابهامی از لحاظ کاملاً ایمن دانستن تمام سازه‌های زیرزمینی در مقابل زلزله و عدم نیاز این نوع سازه‌ها به بررسی و تحلیل عمل‌کرد لرزه‌ای آن‌ها، به‌وجود آید. ایمنی بیشتر سازه‌های زیرزمینی در مقابل بارهای دینامیکی ناشی از زلزله نسبت به سازه‌های سطحی عبارتی نسبی و مقایسه‌ای بوده و به معنای پایداری بی‌قید و شرط آن‌ها در برابر بارهای لرزه‌ای نمی‌باشد. همان‌گونه که سازه‌های زیرزمینی تخریب شده در زلزله‌های مختلف نشان داده‌اند، احتمال تخریب یا بروز خسارت در سازه‌های زیرزمینی در اثر زلزله وجود داشته و بایستی متناسب با لرزه‌خیزی ساخت‌گاه‌های این گونه سازه‌ها، تحلیل و طراحی لرزه‌ای آن‌ها نیز مد نظر قرار گیرد. چنان‌چه محققانی مانند Kawashima با توجه به پاسخ لرزه‌ای منحصر به‌فرد هر سازه زیرزمینی، بر ضرورت برآورد و ارزیابی عمل‌کرد لرزه‌ای تونل‌های ساخته شده در زمین‌های نرم یا سست به‌خصوص تونل‌های کم عمق، تاکید دارند (Kawashima, 2000). لازم به ذکر است که قبل از زلزله سال ۱۹۹۵ ژاپن و زمین‌لرزه‌های سال ۱۹۹۹ ترکیه و تایوان، باور کلی مهندسين ژئوتکنیکی و سازه این بوده است که سازه‌های زیرزمینی در مقابل بارهای لرزه‌ای حداقل ریسک را از خود نشان می‌دهند، مگر این‌که این سازه‌ها توسط گسل فعالی قطع شده باشند که موجب برش سازه زیرزمینی یا روان‌گرایی خاک اطراف سازه شود. دیدگاه آن‌ها چنین بود که در حین زلزله، از آن‌جایی که سازه زیرزمینی توسط زمین اطراف محصور بوده و از تغییر شکل زمین پیرامون خود پیروی می‌کند، لذا هیچ تخریبی در سازه ایجاد نمی‌شود. این باور بعد از خسارت‌های شدید و حتی تخریب تعدادی از سازه‌های زیرزمینی در اثر زلزله‌های اخیر، تغییر یافت (Huo et al., 2005). علاوه بر آن، خسارت‌های وارد بر سازه‌های زیرزمینی هم‌بستگی شدیدی با بیشینه سرعت ذرات زمین داشته و این پارامتر در مورد لایه‌های خاکی نزدیک به سطح زمین نسبت به عمق دارای مقدار بیشتری می‌باشد. از سوی دیگر، با افزایش عمق، شدت لرزش‌های زمین کاهش یافته و استحکام آن برای تحمل

تنش‌های ناشی از بارهای لرزه‌ای، افزایش خواهد یافت (Kawashima, 2000). بنابراین، با توجه به زمین‌شناسی آبرفتی و لرزه‌خیزی بالای شهر تبریز و همچنین با عنایت به کم عمق بودن تونل‌های قطار شهری تبریز، تحلیل دینامیکی و بررسی عمل‌کرد پوشش بتن مسلح تونل‌های مذکور در مقابل بارهای لرزه‌ای سطوح طراحی مختلف، ضروری می‌باشد.

۱-۲ هدف پایان‌نامه

تونل‌های دوقلوی خط شماره یک قطار شهری تبریز به طول تقریبی $7/2$ km، توسط دو دستگاه TBM^۱ و به روش EPB^۲، از ایستگاه شماره ۷ (فلکه دانشگاه) شروع شده و در امتداد جنوب شرقی-شمال غربی تا ایستگاه مرکزی ۱۲ (سه‌راه امین) و از آنجا تا ایستگاه نهایی ۱۹ (کوی لاله) در امتداد شمال شرقی-جنوب غربی حفر می‌شوند. این تونل‌ها درون زمین آبرفتی که در 1 km اولیه آن دارای دانه بندی درشت و در $6/2$ km مابقی مسیر دارای دانه‌بندی ریزتر می‌باشد، در حال حفاری بوده و ارتفاع روباره خاکی آن تقریباً از 7 تا 20 m متغیر خواهد بود. مقطعی از مسیر تونل‌ها که در این تحقیق مورد بررسی قرار می‌گیرد، مابین فلکه دانشگاه و چهارراه آبرسانی (با فاصله حدود 150 m از دهانه شروع حفاری تونل‌ها) با ارتفاع روباره 7 m و به ترتیب از بالا تا پایین دارای سه لایه ماسه شن‌دار، ماسه رس یا سیلت‌دار و رسی می‌باشد. ساخت‌گاه تونل‌های مورد مطالعه بر روی جلگه تبریز و در مجاورت گسل بزرگ تبریز قرار دارد. جابجایی گسل اخیر در طول تاریخ باعث ایجاد زلزله‌های شدیدی در منطقه تبریز شده به طوری که این منطقه از لحاظ گستره شدت زلزله در مقیاس شدت مرکالی در محدوده با شدت VIII تا X قرار دارد که در مناطقی با این شدت لرزه‌ای احتمال تخریب سازه‌های سطحی بالا بوده، سطح زمین ترک برداشته، زمین‌های مستعدی مانند رسوبات ماسه‌ای آبدار تبریز،

^۱ Tunnel Boring Machine
^۲ Earth Pressure Balance

دچار روان‌گرایی شده و احتمال آسیب‌رسانی به سازه‌های زیرزمینی نیز دور از انتظار نخواهد بود. در کل مطالعات لرزه‌خیزی منطقه، نشان‌دهنده پیشینه لرزه‌خیزی طولانی و بسیار فعال منطقه تبریز می‌باشد، که همه بیان‌گر اهمیت بررسی عمل‌کرد لرزه‌ای تونل‌های مذکور می‌باشد. لذا در این تحقیق به‌واسطه مدل‌سازی عددی توسط نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ (Itasca, 2005) و $SAP\ 2000$ (SCI, 2007) به تحلیل دینامیکی تونل‌های قطار شهری تبریز پرداخته و در نهایت با بررسی نیروها و لنگر خمشی ایجاد شده در بخش‌های مختلف پوشش بتن مسلح تونل‌ها، عمل‌کرد سازه مورد نظر تحت ترکیبات بارگذاری‌های استاتیکی و دینامیکی مورد ارزیابی قرار گرفته است.

۱-۳ سازمان‌دهی پایان‌نامه

مطالب این پایان‌نامه در قالب فصول زیر ارائه شده است:

فصل دوم، شامل مختصری از گزارشات زمین‌شناسی، ژئوتکنیکی و لرزه‌خیزی ساخت‌گاه می‌باشد. اطلاعات ارائه شده در این فصل در روند مدل‌سازی و تحلیل استاتیکی و دینامیکی، مورد استفاده قرار خواهد گرفت.

فصل سوم، آمار خلاصه‌ای از خسارات وارد به سازه‌های زیرزمینی در اثر وقوع زلزله و گزارش عمل‌کرد آنها ارائه داده و عوامل این آسیب‌ها را مورد تحلیل قرار می‌دهد. در این فصل هم‌چنین، روند کلی تحلیل و طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی و ترکیبات بارگذاری مربوط به هر سطح طراحی لرزه‌ای مورد بحث قرار گرفته و در ادامه به دو روش مهم تحلیل لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی و روابط تحلیلی مربوط به هر یک اشاره شده است.

فصل چهارم، مربوط به تحلیل استاتیکی تونل‌های قطار شهری تبریز و عمل‌کرد آنها در برابر بارهای ناشی از همگرایی و وزن روباره خاکی، می‌باشد. لذا در این فصل ابتدا با توجه به روش حفاری تونل‌های قطار شهری تبریز و به‌واسطه نرم‌افزار تفاضل محدود $FLAC^{2D}$ به مدل‌سازی آنها پرداخته و با نشان دادن پیشینه نیروها و لنگر خمشی

ایجاد شده در پوشش، در ادامه با استفاده از منحنی اندرکنش نیروی محوری- لنگر خمشی سازه‌های بتن مسلح، ضرایب اطمینان بخش‌های مختلف پوشش بتنی مسلح یکی از تونل‌ها مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در انتهای فصل نیز روش مناسب و راحتی برای مدل‌سازی عددی پوشش متشکل از قطعات بتنی غیر یکنواخت تونل‌های دایروی ارائه می‌شود.

فصل پنجم، تحلیل دینامیکی عددی تونل‌های قطار شهری تبریز را با استفاده از مدل اصلاح شده تحلیل استاتیکی در $FLAC^{2D}$ مورد توجه قرار می‌دهد. لذا در این فصل ابتدا براساس تحلیل خطر زلزله ساخت‌گاه و شتاب‌نگاشت مبنای طرح حاصل از تحلیل آبرفت منطقه که در فصل دوم ارائه شده است، توسط نرم‌افزار *SeisSignal* (Seismosoft, 2006)، تاریخچه زمانی بارگذاری مقیاس شده برای سطوح طراحی لرزه‌ای DBL^۳ و MCL^۴ تهیه شده و سپس پاسخ دینامیکی تونل‌ها در برابر زلزله‌های هر یک از سطوح طراحی یاد شده مورد بررسی قرار می‌گیرد. لازم به ذکر است که در این تحقیق، به دلیل بررسی تنها اثرات زلزله بر روی تونل‌های کم عمق، بار زنده سطحی ناشی از عبور و مرور وسایل نقلیه بالای تونل لحاظ نشده است). در آخر فصل نیز مقادیر نیروها و لنگر خمشی به‌دست آمده از تحلیل دینامیکی $FLAC^{2D}$ با نتایج حاصل از روابط تحلیلی و مدل‌سازی دینامیکی *SAP 2000* مقایسه و ارزیابی می‌گردد.

فصل ششم، به بررسی عمل‌کرد نهایی پوشش بتن مسلح تونل‌ها تحت ترکیبات مختلف بارگذاری اشاره شده در فصل سوم، می‌پردازد. از این رو، در این فصل با عنایت به بارهای استاتیکی و دینامیکی وارد به بخش‌های مختلف پوشش تونل‌ها، و به واسطه ترکیبات بارگذاری مذکور، بارهای نهایی وارد بر بخش‌های یاد شده پوشش

^۳ Design Base Level
^۴ Maximum Credible Level

به دست آمده و در ادامه با استفاده از روش مقاومت نهایی و به کمک نرم افزار *PCACOL* (PCA, 1992) به بررسی و کنترل پایداری پوشش بتنی تونل‌ها پرداخته می‌شود.

فصل هفتم، به جمع‌بندی و نتایج حاصل از تحلیل‌های مختلف در این تحقیق پرداخته و در نهایت پیشنهاد و نظرات نویسنده در مورد نکات قابل کار برای تحقیقات بعدی در این زمینه را ارائه می‌دهد.

همچنین مباحث ابتدایی و پایه‌ای که ضرورتی برای ارائه آنها در داخل متن اصلی پایان‌نامه احساس نشد، در قالب پیوست ضمیمه شده است. پیوست مذکور به ترتیب شامل مباحث روش‌های تحلیل خطر زلزله، روش عددی تفاضل محدود (نرم‌افزار *FLAC^{2D}*)، مدل‌های خطی معادل و غیرخطی، مرزهای آرام و میدان آزاد و میرایی می‌باشد.

فصل دوم

مشخصات زمین شناسی، ژئومکانیکی و لرزه‌خیزی ساخت‌گاه قطار شهری تبریز

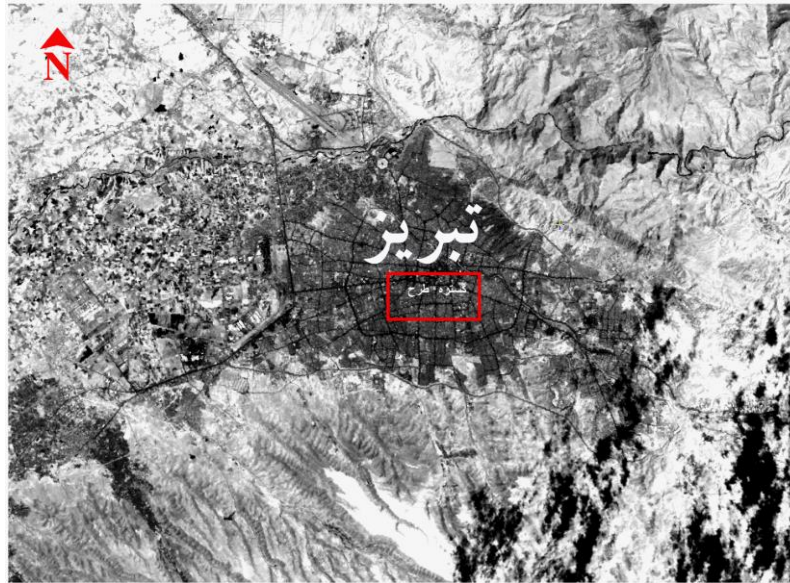
۲-۱ معرفی طرح قطار شهری تبریز

با گسترش شهرها و افزایش مشکلات ترافیک شهری یکی از راه‌حل‌های اجرا شده در سطح جهان برای کاستن از این معضلات شهری ایجاد سیستم‌های حمل و نقل عمومی زیرزمینی است، که هم‌گام با پیشرفت‌های فنی حفاری و احداث سازه‌های زیرزمینی این مهم در شهرهای بزرگی همچون تبریز نیز عملی شده است. لذا با هدف توسعه ناوگان حمل و نقل شهری و انتقال ترافیک شهری به زیر زمین در سال ۱۳۶۹ شورای اجرایی مترو در

شهر تبریز تشکیل شد و در پی اختصاص اعتبارات دولتی، طرح احداث قطار شهری تبریز از سال ۱۳۸۰ به اجرا درآمده است. با توجه به بررسی‌های انجام گرفته توسط مهندسين مشاور سبزینة راه بر اساس مطالعات ترافیکی مبدا و مقصد، سه مسیر اصلی برای پروژه قطار شهری تبریز در نظر گرفته شده است. هم‌اکنون تونل‌های دوقلوی مسیر خط شماره یک به طول $7/2 \text{ km}$ ، توسط دو دستگاه TBM و به روش EPB در حال احداث است.

۲-۲ خلاصه‌ای از زمین‌شناسی شهر تبریز

شهر تبریز در 38 درجه عرض شمالی و 46 درجه طول شرقی واقع شده، و وسعت آن $4344/9 \text{ km}^2$ است (سازمان جغرافیایی نیروهای مسلح، ۱۳۸۰). با وجود گستردگی زمانی و تنوع پدیده‌های زمین‌شناسی در آذربایجان، شهر تبریز از لحاظ زمین‌شناسی دارای گستردگی زمانی زیادی نیست و سازندهای تشکیل دهنده شهر اغلب از دوران کرتاسه به بعد هستند. اما با وجود جوانی از نظر زمین‌شناسی، ریخت کنونی جلگه‌ای که شهر در آن واقع شده است، حاصل پدیده‌های تکتونیک و فعالیت گسل و آتشفشان‌ها می‌باشد، و همچنین فرسایش‌های رودخانه‌ای نیز در آن بسیار دخیل بوده‌اند. جلگه تبریز با وسعتی معادل 470 هزار هکتار و ارتفاع تقریبی 1300 m در امتداد تقریبی شرقی-غربی گسترده شده است. شکل ۱-۲ نقشه هوایی شهر تبریز و موقعیت ساخت‌گاه طرح قطار شهری تبریز را نشان می‌دهد.



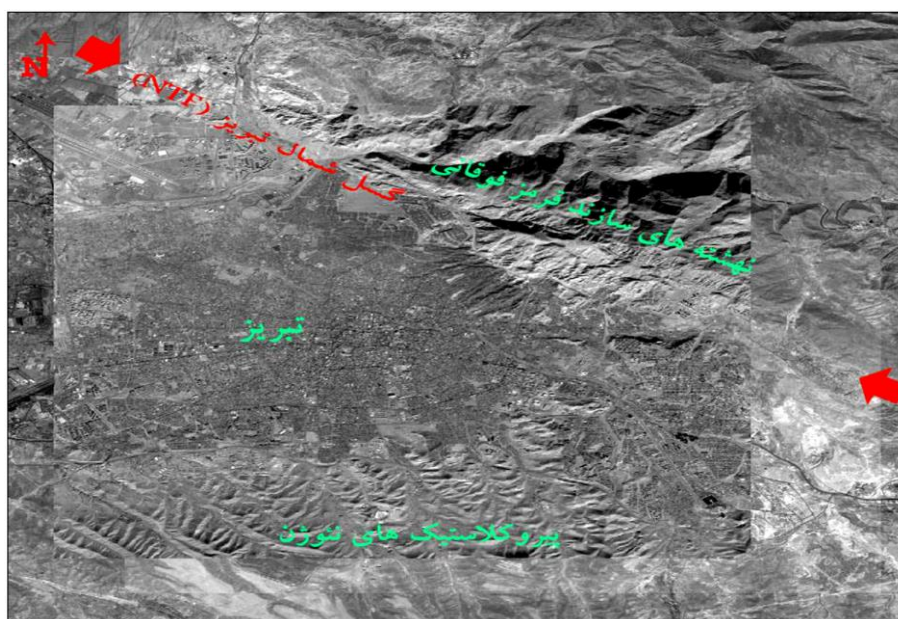
شکل ۲-۱- عکس هوایی تبریز و موقعیت طرح قطار شهری تبریز (شرکت مهندسی الموت، ۱۳۸۴)

این جلگه از قسمت شمالی به کوه‌های عون بن علی که متعلق به سازند قرمز فوقانی هستند، محدود شده و حد فاصل جلگه و این کوه‌ها را گسل تبریز با امتداد شرقی-شمال غربی تشکیل می‌دهد. قسمت جنوبی نیز با تپه‌های کوچکی که قسمت شمالی آتشفشان‌های سهند را تشکیل می‌دهند، محدود شده است. در قسمت‌های جنوبی شهر گسل‌های متعدد کوچکی بین این تپه‌ها و دشت تبریز واقع شده است. از طرف غرب با جلگه‌های کناری دریاچه ارومیه هم‌جوار می‌باشد. فرسایش و رسوب‌گذاری به وسیله رودخانه‌ها نیز از عوامل مهمی هستند که در شکل‌دهی منطقه تبریز نقش موثری داشته‌اند. جلگه تبریز به شکل مثلثی از شرق به غرب گسترش یافته و شیب عمومی آن از ارتفاعات به جانب دشت و محور تلخه‌رود (آجی‌چای) و در انتها به سمت غرب و اراضی پست حاشیه دریاچه ارومیه می‌باشد. مهمترین رودخانه شهر، مهران‌رود (قوری‌چای) است که از شرق تا شمال غرب شهر امتداد یافته است. محدوده مورد مطالعه در جنوب رودخانه مذکور و در ۳/۵ کیلومتری ارتفاعات سرخ‌رنگ شمال تبریز واقع شده است. شیب زمین در محدوده مورد مطالعه از شرق به سمت غرب بوده و در حدود ۳ درصد می‌باشد. به طور کلی شهر تبریز بر روی رسوبات دوره‌های مختلف دوران‌های سوم و چهارم زمین‌شناسی بنا شده است. این رسوبات شامل: سنگ رس، ماسه سنگ، کنگلومرا، توف، توفیت، ژئوپس و رسوبات آبرفتی از

قبیل: رس، لار، ماسه، شن و قلوه سنگ با دانه بندی مختلف می باشند. علاوه بر این، واریزه های کوهپایه ای و همچنین لایه هایی از خاکریزهای دستی در قسمت هایی از شهر دیده می شود (سازمان قطار شهری تبریز، ۱۳۸۱ و سازمان جغرافیایی نیروهای مسلح، ۱۳۸۰). ستون چینه شناسی ساخت گاه در شکل ۲-۲ نشان داده شده است.

کواترنری	آبرفت های کواترنر رسوبات تخریب درشت دانه (ماسه شن دار و سیلت دار)
پلیوسن	رسوبات با فسیل ماهی (Fish beds) طبقات حاوی فسیل ماهی (مارن، خاکستر آتشفشانی و دیانومیت و با ضخامت متوسط ۷ متر) لایه زرد کم رنگ تا شیری در اعماق ۱۸ تا ۲۸ متری ساختگاه
میوسن	سازند باغمیشه (لایه های مارنی- شیلی خاکستری تا سبز تیره دارای ریز لایه های لیگنیت دار) در عمق حدود ۲۵ متری ساختگاه و تشکیل دهنده سنگ بستر کل محدوده مورد مطالعه
	سازند قرمز فوقانی رسوبات قرمز رنگ تخریب قاره ای (ماسه سنگ، سیلتستون، مارن و کنگلومرا همراه با طبقات گچی و نمکی)

شکل ۲-۲- ستون چینه شناسی ساخت گاه پروژه قطار شهری تبریز (سازمان قطار شهری تبریز، ۱۳۸۱)



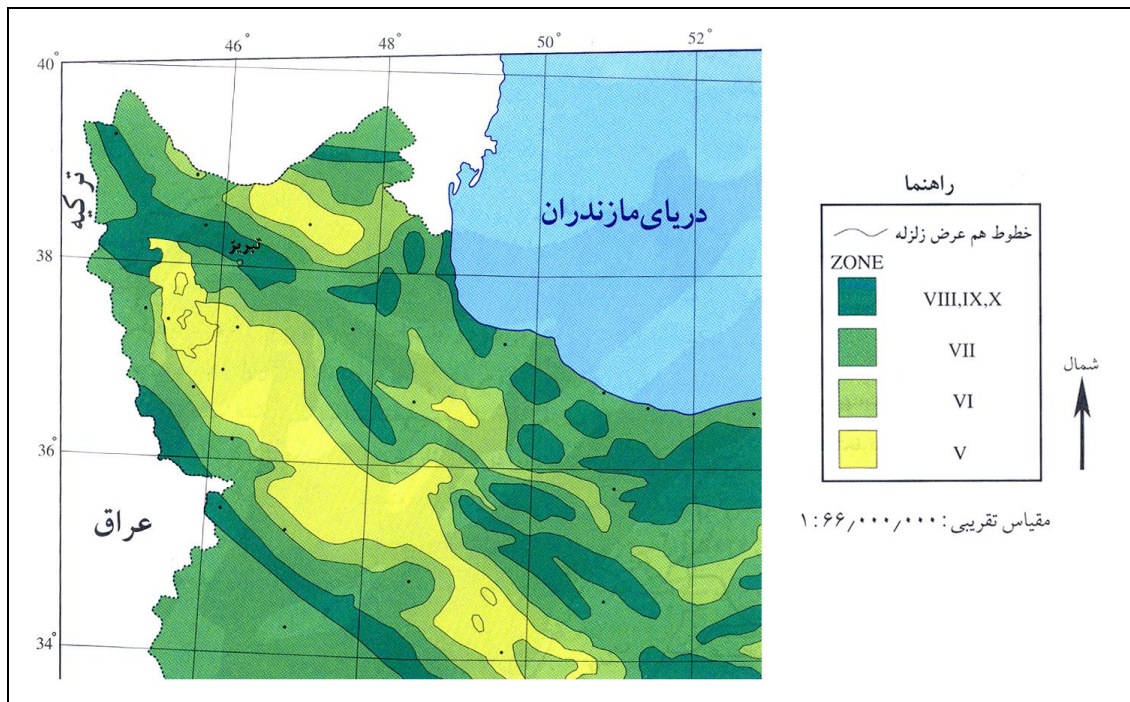
شکل ۲-۴- موقعیت جلگه تبریز بین دو سازند متمایز (شرکت مهندسی الموت، ۱۳۸۴)



شکل ۲-۵- شهر تبریز در میان سازند قرمز فوقانی (کوه عون بن علی) و سازند خاکستری جنوبی

در این رابطه عقب نشینی دریاچه ارومیه در اواخر دوران سوم زمین‌شناسی، تاثیر به‌سزایی داشته است. نهشته‌های جدید آبرفتی همراه با رسوبات دریاچه‌ای روی مواد قدیمی محل را پوشانده‌اند. نهشته‌های اخیر از لایه‌های سیلتی و رسی همراه با شن و ماسه تشکیل شده‌اند. به طرف غرب شهر و نهایتاً به دریاچه ارومیه، درصد مواد ریز دانه افزایش می‌یابد (سازمان قطار شهری تبریز، ۱۳۸۱).

در این میان، مطابق شکل ۲-۸، منطقه تبریز از لحاظ گستره شدت زلزله در مقیاس شدت مرکالی در محدوده با شدت VIII تا X قرار دارد. در مناطقی با این شدت لرزه‌ای احتمال تخریب سازه‌های سطحی بالا بوده، سطح زمین ترک برداشته و زمین‌های مستعد، دچار روان‌گرایی خواهد شد (کرامر، ۱۳۷۸).



شکل ۲-۸- نقشه شدت خطرات زلزله شمال غرب ایران (سازمان جغرافیائی نیروهای مسلح، ۱۳۸۰)

یکی از داده‌های مهم و اساسی برای مطالعات لرزه‌ای زمین‌ساخت و برآورد خطر زمین‌لرزه، نتایج بررسی چشمه‌های زمین‌لرزه‌ای نقطه‌ای^۵ می‌باشد. برای تامین این منظور نیاز به بررسی عمیق و دقیق تاریخیچه زمین‌لرزه‌های گذشته (اعم از تاریخی و قرن بیستم به بعد) است. چنانچه در بررسی فراوانی رویداد زمین‌لرزه‌ها از دوره کوتاهی (مثلاً زمین‌لرزه‌های قرن بیستم) استفاده شود، در بررسی دوره بازگشت زمین‌لرزه‌ها، ممکن است پهنه‌های لرزه‌خیز به اشتباه به صورت بی‌لرزه^۶ یا کم لرزه نشان داده شوند. یکی از روش‌های پیش‌بینی بزرگ‌ای زمین‌لرزه احتمالی و بیشترین خطر لرزه‌ای تهدید کننده گستره طرح، بررسی پیشینه لرزه‌خیزی و مشخصات زمین‌لرزه‌های تاریخی و دستگامی رخ داده در گستره مورد مطالعه می‌باشد. لذا در جدول ۲-۶ بزرگ‌ترین زمین‌لرزه‌های تاریخی و دستگامی رویداده در گستره‌ای به شعاع 200 km پیرامون محدوده ساخت‌گاه ارائه شده است.

⁵ Point sources

⁶ Aseismic

جدول ۲-۶- بزرگ‌ترین زمین‌لرزه‌های تاریخی و دستگاهی رخ داده در محدوده ۲۰۰ کیلومتری اطراف ساخت‌گاه (شرکت مهندسی الموت، ۱۳۸۴)

تاریخ وقوع زمین‌لرزه	بزرگا	گسل مسبب	فاصله رومرکز تا مرکز محدوده طرح (km)
زمین‌لرزه‌های تاریخی			
۸۵۸ میلادی- تبریز	۶/۰	یکی از پاره‌های سامانه گسلی شمال تبریز	۴
۴ نوامبر ۱۰۴۲ میلادی- تبریز	۷/۳	یکی از پاره‌های سامانه گسلی شمال تبریز	۴
۱۸ ژانویه ۱۲۷۳ میلادی- تبریز	۶/۵	یکی از پاره‌های سامانه گسلی شمال تبریز	۵۶
۱۵۹۳ میلادی- سراب	۶/۱	گسل شمال بزقوش	۱۱۰
۵ فوریه ۱۶۴۱ میلادی- دهخوارقان- تبریز	۶/۸	-	۲۵
۲۶ آوریل ۱۷۲۱- شبلی	۷/۳	پاره گسل شبلی	۴۰
۸ ژانویه ۱۷۸۰ میلادی- تبریز	۷/۴	پاره گسل تبریز	۲۹
اکتبر ۱۷۸۶ میلادی- مرند- میشو	۶/۳	گسل میشو یا پاره گسل صوفیان	۶۶
۱۳ مه ۱۸۴۴ میلادی- میانه- گرمرود	۶/۹	گسل گرمرود یا گسل استور	۱۶۷
۲۲ مارس ۱۸۷۹ میلادی- بزقوش- گرمرود	۶/۷	گسل جنوب بزقوش یا گسل گرمرود	۱۴۴
۳ مه ۱۸۳۳ میلادی	۶/۲	گسل شمال بزقوش یا گسل دوزدوزان	۸۱
زمین‌لرزه‌های دستگاهی			
۶ مه ۱۹۳۰ میلادی- سلماس	۵/۵	گسل سلماس یا تسوج	۱۳۴
۱۰ فوریه ۱۹۶۵ میلادی- علی خلیج	۵/۱	پاره گسل بستان آباد	۸۳
۲۵ اکتبر ۱۹۷۰ میلادی- پسوه	۵/۵	گسل پیرانشهر	۱۷۷
۲۳ ژوئیه ۱۹۸۱ میلادی	۵/۵	-	۱۳۸
۲ فوریه ۱۹۹۷ میلادی- گلستان- اردبیل	۶/۱	-	۱۵۴

بررسی زمین‌لرزه‌های تاریخی گستره طرح (گستره ۲۰۰ km پیرامون محدوده طرح) نشان‌گر فعالیت بالای لرزه‌ای منطقه بوده ولی زمین‌لرزه‌های دستگاهی رویداده (از سال ۱۹۰۰ میلادی تا کنون) نشان دهنده میزان لرزه‌خیزی پایین منطقه می‌باشد. در هر حال همان‌گونه که قبلاً نیز ذکر شد، سطح پایین فعالیت‌های لرزه‌خیزی تعیین شده توسط دستگاه‌های لرزه‌نگاری در گستره طرح در این دوره کوتاه (تقریباً یک قرن) را نباید صرفاً دلیلی بر آرامش و کم لرزه بودن گستره بررسی شده انگاشت، چرا که با توجه به شواهد تاریخی در ناحیه تبریز زمین‌لرزه‌های مهیب زیادی رخ داده چنان‌که، این شهر و حومه آن جمعاً ۱۲ مرتبه در طول تاریخ کاملاً با خاک یکسان شده یا خسارات جدی متحمل شده است (شرکت مهندسی الموت، ۱۳۸۴). این وضعیت نشان‌دهنده پیشینه لرزه‌خیزی طولانی و بسیار فعال منطقه تبریز می‌باشد. از سوی دیگر بررسی داده‌های زمین‌لرزه‌ای در کشورهای خاورمیانه، دوره‌های بسیار دراز آرامش را که با زمین‌لرزه‌های بزرگ دنبال شده، نشان داده است.

۲-۳-۱ گسل‌های مهم مولد زلزله گستره طرح

از آن جایی که در مناطق لرزه‌خیز همواره رابطه‌ای بین گسل‌های اصلی منطقه که در شکل ۲-۹ نشان داده شده است، و زمین‌لرزه‌های آن وجود دارد، لذا در جدول ۲-۷ به طور خلاصه گسل‌های مولد زلزله گستره طرح به همراه بیشینه توان لرزه‌زایی هر یک ذکر شده است.

پس از بررسی دقیق مشخصات لرزه زمین‌ساختی هر گسل از قبیل: توان لرزه‌زایی آن در درازای بخش گسیخته و جابجا شده و با لحاظ داده‌هایی هم‌چون: ساز و کار گسل، سیمای هندسی آن (پاره‌بندی گسل) و دیگر ویژگی‌های لرزه زمین‌ساخت گستره طرح، باید بیشینه بزرگای منتسب به گسل، شناخته شده و محاسبه شود، تا بتوان با توجه به پارامترهای دیگر، بیشینه شتاب زمین موثر از جنبش گسل فعال منطقه، را در ساخت‌گاه برآورد نمود (کرامر، ۱۳۷۸).

شکل ۲-۹- نقشه گسل‌های منطقه آذربایجان (سازمان قطار شهری تبریز، ۱۳۸۱)

همان‌گونه که در جدول ۲-۶ ملاحظه می‌شود، بزرگ‌ترین زمین‌لرزه‌های رویداده در گستره طرح، زمین‌لرزه‌های تاریخی ۴ نوامبر ۱۰۴۲ میلادی تبریز با بزرگای $M = 7/3$ (در فاصله پیرامون ۴ km محدوده طرح)، ۲۶ آوریل ۱۷۲۱ میلادی تبریز با بزرگای $M = 7/3$ (در فاصله پیرامون ۴۰ km محدوده طرح) و ۸ ژانویه ۱۷۸۰ میلادی تبریز با بزرگای $M = 7/4$ (در فاصله پیرامون ۲۹ km محدوده طرح) و زمین‌لرزه‌های دستگاهی ۶ مه ۱۹۳۰ میلادی سلماس با بزرگای $M = 7/2$ (در فاصله پیرامون ۱۳۴ km محدوده طرح) و ۲۸ فوریه ۱۹۹۷ میلادی اردبیل با بزرگای $M = 6/1$ (در فاصله پیرامون ۱۵۳ km محدوده طرح) می‌باشد. ملاحظه می‌شود که هر سه زمین‌لرزه تاریخی در پیوند با گسل شمال تبریز روی داده است، که مهم‌ترین چشمه لرزه‌زا در گستره طرح

می‌باشد. از طرف دیگر هیچ‌کدام از دو زمین‌لرزه دستگاهی ذکر شده در فاصله نزدیک به محدوده روی نداده‌اند

که نشان دهنده عدم فعالیت لرزه‌ای گسل‌های مهم در گستره موثر به محدوده مورد مطالعه است (شرکت

مهندسی الموت، ۱۳۸۴).

جدول ۲-۷- چشمه‌های لرزه‌ای گستره طرح و بیشینه توان لرزه‌زایی آنها (شرکت مهندسی الموت، ۱۳۸۴)

نام گسل	ساز و کار غالب	طول گسل (km)	بزرگای متوسط	بزرگای نهایی
بستان آباد	راستا لغز راست‌گرد	۶۰	۶/۸	۷/۴
شیلی	راستا لغز راست‌گرد	۵۰	۶/۷	۷/۴
تبریز	راستا لغز راست‌گرد	۵۴	۶/۸	۷/۴
جنوب بزقوش	معکوس	۷۲	۶/۹	۷/۰
ساری قمیش	معکوس	۴۸	۶/۷	۶/۷
خطواره دهخوارقان تبریز	راستا لغز چپ‌گرد	۶۵	۶/۹	۶/۹
خطواره بناب	راستا لغز راست‌گرد	۱۰۰	۷/۱	۷/۱
خطواره مراغه	راستا لغز راست‌گرد	۸۵	۷/۰	۷/۰
خطواره جنوب دریاچه ارومیه	راستا لغز چپ‌گرد	۶۵	۶/۹	۶/۹
هشترود	معکوس	۲۵	۶/۴	۶/۴
شرفخانه	معکوس	۱۸	۶/۳	۶/۳
صوفیان	معکوس	۳۴	۶/۶	۶/۶
جنوب میشو	معکوس	۳۴	۶/۶	۶/۶
شمال میشو	معکوس	۴۵	۶/۷	۶/۷
تسوج	معکوس	۵۶	۶/۸	۶/۸
دوزدوزان	معکوس	۳۶	۶/۶	۶/۶
شمال بزقوش	معکوس	۶۷	۶/۹	۶/۹
خطواره L1	راستا لغز راست‌گرد	۴۷	۶/۷	۶/۷
خطواره L2	راستا لغز راست‌گرد	۴۷	۶/۷	۶/۷
خطواره L3	راستا لغز راست‌گرد	۵۶	۶/۸	۶/۸
سراب	معکوس	۳۴	۶/۶	۶/۶

با توجه به مطالب فوق، درازای چشمه‌های لرزه‌زا در گستره طرح و بزرگای زمین‌لرزه‌های تاریخی و دستگاهی

روی داده در گستره طرح می‌توان عدد ۷/۴ را به عنوان بیشینه بزرگای پذیرفتنی برای زمین‌لرزه محتمل در پیوند

با چشمه‌های زمین‌لرزه‌ای در گستره مورد مطالعه پیشنهاد کرد که این مقدار در جدول ۲-۷ برای گسل تبریز

قابل مشاهده است (شرکت مهندسی الموت، ۱۳۸۴).

۲-۳-۲ برآورد پارامترهای جنبش نیرومند زمین

جنبش نیرومند زمین ناشی از زمین لرزه بر اساس پارامترهای مختلفی که توصیف کننده اثرات ناشی از یک زمین لرزه می باشند، بیان می شود. مهم ترین پارامترهای جنبش نیرومند زمین که در ارزیابی های خطر زمین لرزه و رفتار سازه های مختلف در برابر آن ها مورد نظر بوده و دارای کاربرد مهندسی است، شامل بیشینه مقادیر شتاب، سرعت، تغییر مکان و هم چنین طیف پاسخ شتاب یا سرعت در میرایی های مختلف می باشد. البته پس از وقوع هر زمین لرزه مهم، ارزیابی های مجددی در معیارهای طراحی لرزه ای و نحوه برآورد پارامترهای جنبش نیرومند زمین برای سازه های مهم صورت می گیرد. تا کنون مناسب ترین و فراگیرترین نحوه این گونه برآوردها، به کارگیری روابط کاهندگی می باشد، که در ساده ترین شکل آن، جنبش نیرومند زمین بر حسب تابعی از بزرگا و فاصله بیان می شود. به منظور برآورد پارامترهای جنبش نیرومند زمین برای سطوح مختلف طراحی لرزه ای از دو روش تعیینی و احتمالی استفاده شده است که در جدول ۲-۸ ارائه شده است. در مورد برآورد پارامترهای جنبش نیرومند زمین برای سطح طراحی لرزه ای DBL از روش احتمالاتی و برای سطح طراحی لرزه ای MCL نیز از روش تعیینی استفاده شده است. روش های تحلیل خطر زلزله در پیوست الف شرح داده شده است.

۲-۳-۳ تعیین طیف پاسخ طرح و انتخاب شتاب نگاشت ها

به منظور انتخاب و اصلاح شتاب نگاشت های سازگار با سطوح طراحی لرزه ای ساخت گاه، لازم است تا برای هر سطح طراحی لرزه ای، طیف خاص طرح تعریف شود. حال با توجه به شناسایی مهم ترین سناریوی لرزه زا در گستره طرح و برآورد توان لرزه زایی هر یک از آن ها و نتایج ارائه شده برای بیشینه مقادیر شتاب زلزله برای سطوح طراحی لرزه ای مختلف، مشاهده می شود که طیف پاسخ بیشینه مقدار پذیرفتنی شتاب حاصل از سناریوی گسل شمال تبریز با توان لرزه زایی $M=7/4$ ، فاصله 10 km تا ساخت گاه همراه با ژرفای کانونی 10 km تا 14 km برای لایه لرزه زا، قرارگیری ساخت گاه بر روی لایه های خاکی با سرعت متوسط موج برشی 300 تا 400 m/s به عنوان

سرعت موج برشی معادل در m ۳۰ نخست ژرفا، بالاترین مقادیر را به وجود آورده و می‌تواند به‌عنوان مهم‌ترین سناریو برای سطح لرزه‌ای در طراحی MCL در نظر گرفته شود. البته لازم به ذکر است که به‌منظور پوشش‌دهی به تمام سطوح طراحی لرزه‌ای عموماً از طیف هدف استفاده می‌شود که در مورد ساخت‌گاه تونل‌های قطار شهری تبریز بزرگای هدف $M=6/9$ و فاصله از ساخت‌گاه 10 km می‌باشد (شرکت مهندسی الموت، ۱۳۸۴).

غالباً در مناطقی که از نظر رویداد و ثبت شتاب‌نگاشت‌های مناسب جنبش زمین دارای کمبود است، به منظور ارائه یک شتاب‌نگاشت معرف لرزه‌خیزی منطقه، با لحاظ برخی ویژگی‌های یکسان، از شتاب‌نگاشت‌های ثبت شده مناسب از زمین‌لرزه‌های رخ داده در نقاط مختلف ایران و جهان استفاده می‌شود. برای انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها، به چهار ویژگی زیر توجه بیشتری شده است (شرکت مهندسی الموت، ۱۳۸۴):

الف- بزرگای هدف: با بررسی گسل‌های نزدیک به ساخت‌گاه که توان لرزه‌زایی آن‌ها در جدول ۲-۷ مورد تخمین قرار گرفته است، حداکثر توان لرزه‌زایی در ارتباط با گسل شمال تبریز (پاره گسل‌های بستان آباد، تبریز و شبلی) و خطواره دهخوارقان- تبریز می‌باشد که زمین‌لرزه‌هایی با بزرگای $7/4$ و $6/9$ برای هر یک قابل انتظار است. لذا شتاب‌نگاشت‌های زمین‌لرزه‌ها، در داخل بازه تغییرات بین $6/4$ تا $7/4$ به عنوان بزرگای زمین‌لرزه‌های مخرب انتخاب می‌شوند.

ب- بازه فاصله: بر اساس مطالعات کمیته تنظیمی هسته‌ای (USNRC, 1989) در غیاب یک چشمه لرزه‌زای مشخص، فاصله از ایستگاه استقرار شتاب‌نگار تا کانون زمین‌لرزه مسبب، یا گسیختگی سطحی در محدوده صفر تا 30 km برای چشمه‌های لرزه‌ای نزدیک انتخاب می‌شود. هر چه فاصله رویداد زمین‌لرزه با چشمه لرزه‌زا از محل استقرار شتاب‌نگار دورتر باشد، تاثیر میرایی غیرالاستیک بیشتر خواهد شد و احتمال عبور امواج لرزه‌ای از میان واحدهای زمین‌شناسی متفاوت بیشتر می‌شود.

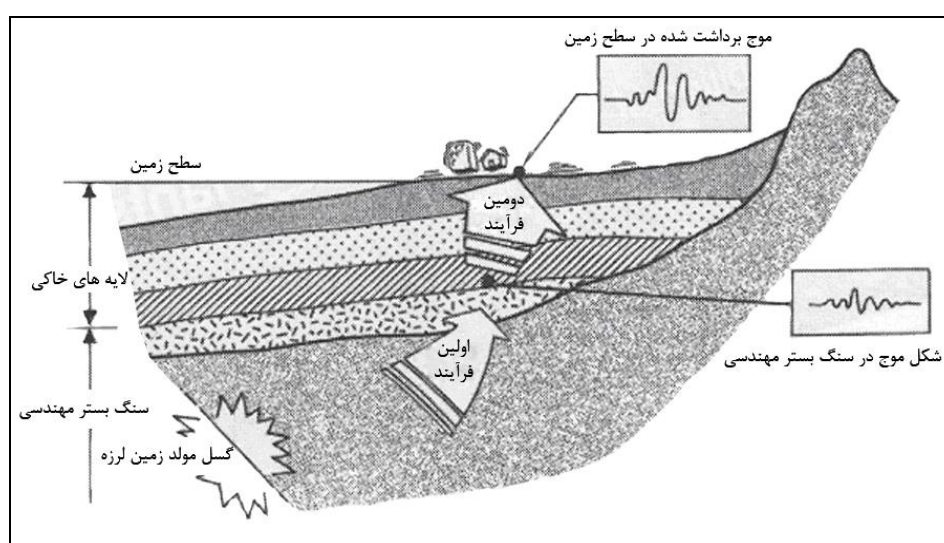
ج- ساز و کار زمین‌لرزه‌ها: ساز و کار زمین‌لرزه‌های مورد استفاده بایستی در حد امکان با ساز و کار زمین‌لرزه‌های گستره طرح مطابقت داشته باشد، از آن جایی که ساز و کار زمین‌لرزه‌های منطقه عمدتاً راستا لغز و فشاری می‌باشند، حتی الامکان شتاب‌نگاشت‌هایی که انتخاب می‌شوند باید مربوط به زمین‌لرزه‌هایی باشند که علاوه بر شرایط ذکر شده فوق، دارای ساز و کار راستا لغز فشاری باشند.

د- شرایط ژئوتکنیک لرزه‌ای ساخت‌گاه: باید سعی شود، تا حد امکان از شتاب‌نگاشت‌هایی استفاده شود که محل استقرار دستگاه شتاب‌نگار با شرایط زمین‌شناسی ساخت‌گاه محدوده طرح همسان باشد. بنابراین شتاب‌نگاشت زمین‌لرزه‌هایی انتخاب شده است که در زمین‌هایی با مشخصات آبرفت نزدیک به شرایط ساخت‌گاهی منطقه مورد مطالعه به ثبت رسیده‌اند. با شرایط یاد شده شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده برای سطوح مختلف طراحی لرزه‌ای برای ساخت‌گاه قطار شهری تبریز برای تحلیل دینامیکی آبرفت در جدول ۲-۹ لیست شده‌اند.

جدول ۲-۹- شتاب‌نگاشت‌های منتخب به عنوان حرکت ورودی برای طراحی شتاب‌نگاشت مبنای طرح ساخت‌گاه (شرکت مهندسی الموت، ۱۳۸۴)

ردیف	ایستگاه	تاریخ رخداد زلزله	ناحیه	m_b	M_s	M_w	مکانیسم کانونی	فاصله از رومرکز (km)
۱	اردبیل- مسکن	۱۹۹۷/۰۲/۲۸	گلستان	۵/۵	۶/۱	۶/۱	راستا لغز	۳۵
۲	کریغ (Karigh)	۱۹۹۷/۰۲/۲۸	گلستان	۵/۵	۶/۱	۶/۱	راستا لغز	۲۶
۳	آب‌گرم	۲۰۰۲/۰۶/۲۲	چنگوره	۶	۶/۳	۶/۳	معکوس	۳۴
۴	آوج	۲۰۰۲/۰۶/۲۲	چنگوره	۶	۶/۳	۶/۳	معکوس	۲۸
۵	محمد آباد	۲۰۰۳/۱۲/۲۶	بم	۶/۳	۶/۵	۶/۵	راستا لغز	۴۸
۶	اردبیل- استانداری	۱۹۹۷/۰۲/۲۸	گلستان	۵/۵	۶/۱	۶/۱	راستا لغز	۳۶
۷	سد Anderson	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	Loma Prieta	۶/۹	۷/۱	-	راستا لغز	۲۰
۸	Cerro Prieta	۱۹۷۹/۱۰/۱۵	دره Imperial	۶/۵	۶/۹	۶/۶	راستا لغز	۲۳/۵
۹	Super station Mtn Camera	۱۹۹۷/۱۰/۱۵	دره Imperial	۶/۵	۶/۹	۶/۶	راستا لغز	۲۶
۱۰	Rio Dell Overpass	۱۹۹۲/۰۴/۲۵	Cape Mendocino	۷/۱	-	۷/۱	راستا لغز	۱۲/۳
۱۱	Lamont 1061	۱۹۹۹/۱۱/۱۲	Duzce, ترکیه	۷/۱	۷/۳	۷/۲	راستا لغز	۱۵/۶

از آن جایی که لایه‌های خاکی به واسطه خصوصیات از قبیل: عمق، ضخامت، وزن مخصوص، سرعت انتشار امواج عرضی، مدل برشی، ضریب میرایی هر لایه بر روی شتاب‌نگاشت‌های اعمال شده از بستر سنگی تاثیر می‌گذارد، لذا همان‌گونه که در شکل ۲-۱۰ نشان داده شده است، بایستی به منظور استفاده از شتاب‌نگاشت ثبت شده مناطق دیگر برای ساخت‌گاه مورد نظر، فرآیندهای اصلاحی متناسب با لایه‌های آبرفتی موجود در ساخت‌گاه، بر روی آن‌ها انجام داد.



شکل ۲-۱۰- لزوم تحلیل آبرفت برای استفاده از شتاب‌نگاشت‌های دور از ساخت‌گاه متناسب برای مناطق آبرفتی (کرامر، ۱۳۷۸)

در گزارش لرزمیزی منطقه برای لحاظ رفتار دینامیکی توده آبرفتی و تاثیر آن بر روی پارامترهای لرزه‌ای ساخت‌گاه، لایه‌های آبرفتی ایستگاه‌های 10 و 13 تحت اثر حرکات لرزه‌ای 11 زلزله ذکر شده در جدول 2-9 مورد تحلیل قرار گرفته است. شتاب‌نگاشت حاصل از تحلیل آبرفت بر روی سنگ بستر متناسب با مشخصات ژئومکانیکی ساخت‌گاه، با بیشینه شتاب افقی برابر با 0/66g در زمان 5/63 ثانیه و مدت دوام کلی 30/93 ثانیه، در شکل 2-11 نشان داده شده است.

فصل سوم

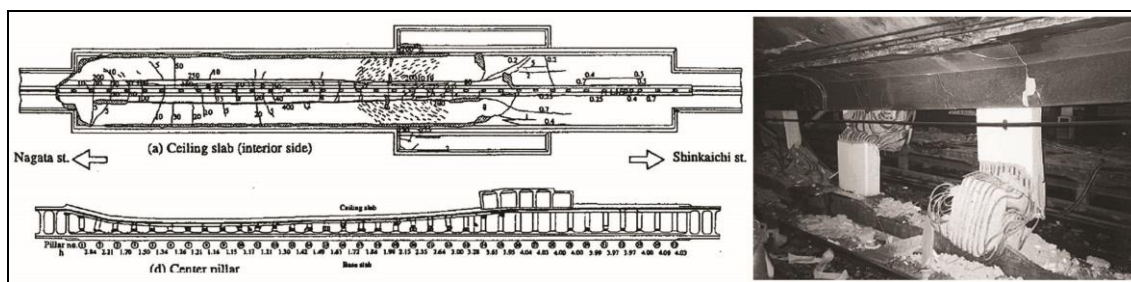
تحلیل دینامیکی سازه‌های زیرزمینی در برابر زلزله

۳-۱ مقدمه

به دلیل تفکر غالب ایمنی بالای سازه‌های زیرزمینی در مقابل بارهای لرزه‌ای، در مقایسه با سازه‌های سطحی، تاریخچه طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی کوتاه‌تر است. از دهه ۱۹۶۰، در ژاپن و ایالات متحده آمریکا برآورد تأثیرات زمین لرزه بر روی سازه‌های زیرزمینی، آغاز شد. اما با این وجود، قبل از زلزله سال ۱۹۹۵ ژاپن و زمین لرزه‌های سال ۱۹۹۹ در ترکیه و تایوان، باور کلی مهندسیین ژئوتکنیک و زلزله این بوده است که سازه‌های زیرزمینی در مقابل بارهای لرزه‌ای حداقل ریسک را از خود نشان می‌دهند، مگر این که این سازه‌ها توسط گسل‌های فعالی قطع شده باشند که موجب برش سازه زیرزمینی یا روان‌گرایی خاک اطراف سازه شود. دیدگاه آن‌ها چنین بود که در حین زلزله، به علت آن که سازه زیرزمینی توسط زمین اطراف محصور بوده و از تغییر شکل زمین اطراف خود پیروی می‌کند، هیچ تنش مخربی در سازه ایجاد نمی‌شود. این باور بعد از خسارت‌های شدید و حتی تخریب تعدادی از سازه‌های زیرزمینی در اثر زلزله‌های مذکور، تغییر یافت. از بین این سازه‌ها، می‌توان به موارد زیر اشاره کرد (Huo et al., 2005):

ایستگاه متروی Kobe ژاپن یک سازه کند و پوش بود که در زلزله Hyogo-ken nanbu، ۱۷ ژانویه ۱۹۹۵ در ژاپن تخریب شد. شکل ۳-۱ بخشی از خسارات وارد شده به ستون‌های میانی این ایستگاه را نشان می‌دهد. زلزله نوامبر سال ۱۹۹۹ در ترکیه، موجب ریزش تونل در دست احداث بزرگ‌راه Bolu در آن کشور شد. زلزله Chi Chi در سپتامبر ۱۹۹۹ در تایوان خسارت شدیدی به تونل‌های سنگی و همچنین خطوط زیرزمینی آب و گاز تایوان وارد ساخت. از ۵۷ تونل مورد بررسی، ۴۹ مورد آن متحمل خساراتی از قبیل ترک خوردن و پوسته

شدن پوشش، ناپایداری دهانه، هجوم آب زیرزمینی، تغییر شکل و جابه‌جائی پوشش، سقوط سنگ، ترک برداشتن کف و برش خوردن پوشش شد (Wang et al., 2001). شکل ۳-۲ نمونه‌ای از آسیب‌های وارد شده به تونل‌های سنگی ذکر شده را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۱- خسارت وارد شده به ایستگاه Daikai متروی Kobe ژاپن در زلزله Kyogken-Numbu (Huo et al., 2005)



شکل ۳-۲- تخریب یکی از تونل‌های سنگی تایوان در زلزله Chi Chi (Wang et al., 2001)

احتمالاً زلزله Hyogo-ken nanbu سال ۱۹۹۵ در ژاپن که شامل چندین حرکت لرزش زمین بوده، یکی از تجربیات با ارزش مهندسی در زمینه خسارات وارده به سازه‌های ساخته شده درون زمین‌های نرم است. علاوه بر آن، ریزش ایستگاه Daikai از آنجایی که اولین سازه زیرزمینی است که از گسل فعالی عبور نکرده و در زمان زلزله بدون این‌که خاک اطراف سازه دچار روان‌گرایی شود، بطور کامل تخریب شده است، دارای اهمیت خاصی برای طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی است (Kawashima, 2000). از سوی دیگر، زلزله‌های متعدد Matsushiro که از سال ۱۹۶۵ تا دهه ۱۹۷۰ در ژاپن رخ داد، موقعیت مناسبی برای اندازه‌گیری و ثبت اطلاعات کمی در مورد تاثیرات آن بر خطوط لوله و زمین اطراف آنها ایجاد کرد. از اطلاعات گردآوری شده چنین

استنباط شد که کرنش‌های بزرگ ایجاد شده در خطوط لوله، ارتباط تنگاتنگی با انتشار موج حاصل از حرکت زمین دارد (Sakurai et al. 1967). تونل BART در San Francisco، بر اساس کرنش‌های محوری و خمشی ایجاد شده در تونل در اثر بارهای لرزه‌ای، طراحی شد (Kuesel, 1969). تحلیل مشابهی نیز برای طراحی متروی Los Angeles به کار برده شد (Monsees & Merritt, 1991).

برای اولین بار پاسخ لرزه‌ای منحصر به فردی برای طراحی خطوط لوله‌های انتقال سوخت بین فرودگاه بین‌المللی Narita و بندر Chiba در ژاپن در نظر گرفته شد. از آن جایی که برای اولین بار در ژاپن خطوط لوله در زیر یک جاده سراسری احداث می‌شود، لذا در نظر گرفتن یک طراحی دقیق شامل بررسی تاثیرات لرزه‌ای، ضروری بود. بنابراین، یک روش طراحی لرزه‌ای استاتیکی معادل^۷، شامل پاسخ لرزه‌ای به صورت تغییر شکل زمین به عنوان تاثیر لرزه‌ای اصلی بر روی خط لوله، برای اولین بار معرفی شد (JRA, 1976).

با توجه به موارد اشاره شده در بالا، می‌توان این ذهنیت غلط را که تمام سازه‌های زیرزمینی در مقابل بارهای لرزه‌ای ایمن می‌باشند، کنار گذاشته و با توجه به حساسیت و موقعیت برخی از این سازه‌ها، دقت بیشتری به طراحی لرزه‌ای آن‌ها معطوف داشت. البته این گفته به معنای آن نیست که در مقابل بارهای لرزه‌ای، سازه‌های زیرزمینی نسبت به سازه‌های سطحی، ایمنی کمتری دارند. برعکس به دو دلیل زیر سازه‌های زیرزمینی پایداری بیشتری نسبت به سازه‌های سطحی در برابر زلزله دارند (فهیمی‌فر، ۱۳۸۲):

- پایداری نسبی فضاها و زیرزمینی با اثرات میرایی زمین در ارتباط می‌باشد ولی در مقابل تقویت حرکات زلزله در سطح باعث ایجاد خسارات سنگین در سازه‌های سطحی می‌شود.

^۷ Equivalent static seismic design method

- اندازه تنش ایجاد شده توسط زلزله تابع سرعت ذره است. از آنجا که سرعت ذره در سنگ واقع در عمق کم و در خاک‌های سطحی زیاد می‌باشد، بنابراین سازه‌هایی که در سنگ واقع شده‌اند دارای پایداری نسبی و سازه‌های واقع شده در سطح دچار خسارات سنگینی خواهند شد.

از جمله فضاهای زیرزمینی پر اهمیت، می‌توان به تونل‌ها و ایستگاه‌های مترو اشاره کرد. این نوع سازه‌ها به دلیل استفاده عمومی و بلند مدت از آن‌ها، عبور از زیر یا کنار سازه‌های مسکونی و قدیمی و همچنین قرارگیری آن‌ها در اعماق کم مناطق شهری، که اغلب آبرفتی نیز می‌باشد، دارای ریسک لرزه‌ای بالایی می‌باشند. لذا برای بررسی پایداری دراز مدت و ایمنی عمومی این نوع سازه‌های زیرزمینی به خصوص در مناطق با لرزه‌خیزی بالا، تحلیل دینامیکی و در صورت نیاز مقاوم‌سازی آن‌ها ضروری می‌باشد.

۳-۲ گزارش عمل‌کرد سازه‌های زیرزمینی در مقابل زلزله‌ها

اطلاعات مربوط به عمل‌کرد فضاهای زیرزمینی در حین وقوع زلزله نسبتاً کمیاب هستند (در مقایسه با اطلاعات سازه‌های سطحی) و این کمبود اطلاعات مخصوصاً در مورد تونل‌ها بسیار چشم‌گیر است. بنابراین، مجموعه داده‌های ذکر شده در این بخش، ممکن است فقط بخش کوچکی از کل داده‌های مربوط به سازه‌های زیرزمینی باشد. ممکن است بسیاری خسارت دیگر در این سازه‌ها به وجود آمده که به آن توجهی نشده، یا گزارش نشده است. بدون شک موارد زیادی نیز وجود دارد که خسارت‌های کم یا هیچ نوع خسارتی در زمان زلزله، در آن به وجود نیامده، و یا گزارش نشده است.

۳-۲-۱ Rozen و Dowding (۱۹۷۸)

این نویسندگان ۷۱ مطالعه موردی از پاسخ تونل‌ها نسبت به حرکت ناشی از زلزله را گزارش کردند:

- این تونل‌ها، تونل‌های راه آهن و انتقال آب با قطرهای ۳/۵ تا ۷ m بوده‌اند.
 - بسیاری از تونل‌ها در سنگ‌های دست نخورده و بدون تغییرات در کیفیت توده سنگ، ساخته شده‌اند.
 - روش ساخت و انواع پوشش این تونل‌ها متنوع بوده، نگهداری دائم زمین شامل چوب بست کاری، آجر چینی، پوشش بتنی و یا بدون نگهداری بوده است.
- بر اساس مطالعات Dowding و Rozen برای تونل‌های سنگی، به موارد زیر می‌توان اشاره کرد:
- برای یک شدت لرزش ثابت، ایمنی تونل‌ها بسیار بیشتر از ایمنی سازه‌های سطحی است.
 - تونل‌های عمیق ایمن‌تر از تونل‌های نزدیک به سطح هستند.
 - هیچگونه خسارتی^۸ در تونل‌های پوشش‌دار یا بدون پوشش در شتاب‌های سطحی تا ۰/۱۹g گزارش نشده است.
 - برای شتاب‌های سطحی بیش از ۰/۲۵g و کمتر از ۰/۴g خسارت‌های کمی مانند ترک خوردگی دیوار آجری یا بتنی و یا سقوط سنگ‌های سست مشاهده شده است.
 - تنها به دلیل تاثیر لرزش زمین با شتاب سطحی تا ۰/۵g هیچ‌گونه تخریبی^۹ مشاهده نشده است.
 - هنگامی که تونل در معرض یک جابجایی ناگهانی ناشی از گسل خوردگی قرار گیرد، خسارت‌های شدید اما موضعی یا تخریب کلی را می‌توان انتظار داشت.

۲-۲-۳ Owen و Scholl (۱۹۸۱)

Damage^۸
Collapse^۹

این نویسندگان موارد تاریخی دیگری را به موارد مستند شده Dowding و Rozen اضافه کردند. این موارد

تاریخی که در کل حاوی ۱۲۷ مورد است، علاوه بر تونل‌های سنگی، شامل موارد زیر نیز می‌شود:

- گزارش خسارات تونل‌های کند و پوش و مجاری واقع در خاک
- داده‌های معادن زیرزمینی که شامل چاه‌ها نیز می‌شود.

بررسی‌های این نویسندگان در مورد خسارت وارده بر سازه‌های کند و پوش بسیار مورد توجه است. این

سازه‌ها در پوشش‌های خاک نرم و شرایط زمین سست، مشخصات زیر را داشتند:

- یک تونل راه آهن کند و پوش با پوشش آجری (دو بانده، که هر کدام 7 m عرض دارند) که در اثر زلزله سال ۱۹۰۶ سانفرانسیسکو تخریب شد. در این مورد، پوشش آجری هیچ‌گونه مقاومت لنگری نداشته و تخریب شده است.

- پنج مورد از مجاری و تونل‌های کند و پوش (برای عبور خطوط کابل‌های برق و غیره) با پوشش بتنی که در زمان زلزله سال ۱۹۷۱ سانفرانسیسکو تخریب شدند. خسارت‌های وارد بر پوشش این سازه‌ها شامل موارد زیر بوده است:

- شکستگی ناشی از درزه‌های ساختمانی طولی

- توسعه ترک‌های طولی و ورقه ورقه شدن دیوار بتنی

- تشکیل قطب‌های^{۱۰} پلاستیک در بالا و پائین دیوار

نتایجی که توسط Owen و Scholl به دست آمد، یافته‌های Rozen و Dowding را تأیید می‌کنند. علاوه بر این،

موارد زیر را نیز پیشنهاد کردند:

▪ خسارت‌های وارده بر سازه‌های کند و پوش عمدتاً به دلیل افزایش زیاد نیروهای جانبی از خاک اطراف است.

▪ مدت دوام حرکت لرزه‌ای قوی مهم‌ترین فاکتور مربوط به خسارت‌های شدید وارد بر سازه‌های زیرزمینی است. خسارت‌هایی که عمدتاً توسط حرکت‌های زمین ایجاد می‌شود (همانند گسل‌ها و زمین لغزش‌ها) ممکن است توسط تنش‌های انعکاسی بر مقاطعی که اخیراً خسارت دیده‌اند، افزایش یابد.

۳-۲-۳ Wang (۱۹۸۵)

برای شرح کارائی تاسیسات زیرزمینی در زمان وقوع زلزله Tang-Shan در سال ۱۹۷۶ با بزرگی $7/8$ ، Wang موارد زیر را گزارش کرد:

▪ در یک تونل شیب‌دار که از لایه خاکی با ضخامت 4 m به سمت سنگ آهک حفر شده بود، ترک‌هایی با عرض 2 cm در دیواره کناری آن به وجود آمده و بتن مسلح نشده کف تونل حدود 5 تا 30 cm بالا زدگی داشته است.

▪ خسارت‌های وارد شده بر تاسیسات زیرزمینی تا عمق 500 m به‌طور نمایی کاهش می‌یابد. Schmidt و Richardson (۱۹۸۹) این پدیده‌ها را به دو فاکتور زیر نسبت دادند:

- با افزایش عمق سنگ/ خاک استحکام زمین برای تحمل فشار افزایش می‌یابد.

- با افزایش عمق شدت لرزش‌های زمین کاهش می‌یابد.

۳-۲-۴ Judd و Sharma (۱۹۹۱)

این نویسندگان کارهای Scholl و Owen را توسعه دادند و داده‌های کیفی مربوط به ۱۹۲ مورد گزارش شده از ۸۵ زلزله در سطح جهان را جمع‌آوری کردند. آن‌ها آسیب‌پذیری تاسیسات زیرزمینی را به ۶ فاکتور ارتباط دادند:

پوشان سنگ، نوع سنگ (که شامل خاک نیز می‌شود)، شتاب حداکثر زمین، بزرگای زلزله، فاصله از کانون زلزله و نوع نگهداری.

بایستی متذکر شد که بسیاری از داده‌های گزارش شده برای زلزله‌هایی با بزرگای ۷ یا بیشتر بوده است. بنابراین درصد تخریب داده‌های گزارش شده ممکن است به‌طور اعجاب‌آوری بیشتر از آن‌چه که عموماً انتظار می‌رود، باشد.

نتایج کارهای آنها در پاراگراف بعدی جمع‌بندی شده است. بایستی دقت کرد که این داده‌های آماری، ماهیت کیفی دارند. در بسیاری از موارد هنگامی که آمار تخریب‌ها را به پارامتر به‌خصوصی ارتباط می‌دهند، ممکن است روندی را نشان دهد که نگرش مهندسیین را نقض کند. این مساله شاید به واسطه وابستگی آماری به دیگر پارامترهایی که ممکن است موثر باشند، توجیه شود.

▪ اثر عمق پوشان سنگ بر خسارت‌های وارده در شکل (۳-۳-الف) برای ۱۳۲ مورد از ۱۹۲ مورد نشان داده شده است. به وضوح مشاهده می‌شود که خسارت‌های وارده با افزایش عمق پوشان سنگ کاهش می‌یابد.

▪ شکل (۳-۳-ب) میزان خسارت را به‌صورت تابعی از نوع مواد اطراف فضای زیرزمینی نشان می‌دهد. در این شکل داده‌هایی که به‌صورت "Rock (?)" نمایش داده شده‌اند، برای تمامی داده‌های معادن عمیق که جزئیاتی در مورد محیط اطراف آنها در دسترس نبوده، استفاده شده است. داده‌ها،

خسارت‌های بیشتری را برای تاسیسات ساخته شده در خاک نسبت به تاسیسات ساخته شده در سنگ متراکم، نشان می‌دهد.

▪ ارتباط بین شتاب حداکثر زمین^{۱۱} (PGA) و تعداد موارد خسارت، در شکل (۳-۳-ج) نشان داده شده است.

- برای مقادیر PGA کم‌تر از $0.15g$ ، فقط برای ۲۰ مورد از ۸۰ مورد، خسارت گزارش شده است.

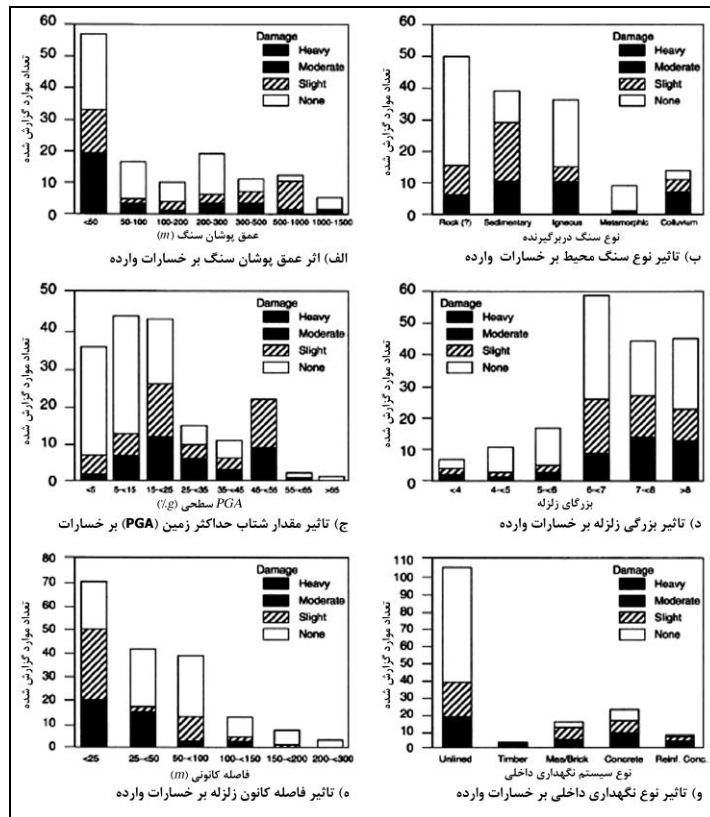
- برای مقادیر PGA بزرگ‌تر از $0.15g$ ، برای ۶۵ مورد از ۹۴ مورد، خسارت گزارش شده است.

▪ شکل (۳-۳-د) داده‌های مربوط به خسارت ناشی از بزرگای زلزله را جمع‌بندی کرده است. این شکل نشان می‌دهد که بیش از نیمی از خسارات گزارش شده برای زلزله‌هایی بوده است که بزرگای بیش از ۷ داشته‌اند.

▪ شکل (۲-۵) خسارت را با توجه به فاصله کانون زلزله، نشان داده است. همان‌طور که نشان داده شده، با افزایش فاصله از کانون زلزله خسارات کاهش می‌یابد، و تونل‌هایی که در فاصله ۲۵ تا km ۵۰ از کانون زلزله قرار دارند، بسیار آسیب‌پذیر هستند.

▪ در میان ۱۹۲ مورد، ۱۰۶ مورد برای فضاهای بدون پوشش بوده‌اند، شکل (۳-۳-و) داده‌های آماری خسارت را برای هر گونه نگهداری، نشان می‌دهد. تنها ۳۳ مورد از فضای با پوشش بتنی شامل ۲۴ فضای پوشیده با بتن غیر مسلح و ۹ مورد با پوشش بتنی مسلح بوده است.

^{۱۱} Peak Ground Acceleration



شکل ۳-۳- آمار خسارات سازه‌های زیرزمینی ناشی از زلزله بر اساس فاکتورهای موثر (Wang, 1993)

از ۳۳ مورد ذکر شده، ۷ مورد خسارت ندیده‌اند، ۱۲ مورد خسارت اندکی دیده‌اند، ۳ مورد، به صورت محدودی خسارت دیده‌اند و ۱۱ مورد خسارات زیادی را متحمل شده‌اند.

۳-۲-۵ جمع‌بندی تحقیقات پیشینیان

علاوه بر تحقیقاتی که در بالا به آن‌ها اشاره شد، مطالعات دیگری نیز انجام شده است. نتیجه این تحقیقات در رابطه

با عمل‌کرد سازه‌های زیرزمینی در برابر زلزله در زیر خلاصه شده است (Hashash et al., 2001):

- ۱- سازه‌های زیرزمینی به‌نحو قابل توجهی خسارت کم‌تری نسبت به سازه‌های سطحی متحمل شده‌اند.
- ۲- خسارت گزارش شده با افزایش عمق روباره کاهش می‌یابد. به‌نظر می‌رسد که تونل‌های عمیق در برابر لرزش ایمن‌تر و مقاوم‌تر از تونل‌های کم‌عمق باشند.

۳- فضاهای زیرزمینی احداث شده در خاک در مقایسه با فضاهای ساخته شده در سنگ آسیب بیش تری دیده‌اند.

۴- تونل‌های پوشش‌داری که پشت آن‌ها به خوبی تزریق شده‌اند، ایمن‌تر از تونل‌های فاقد پوشش هستند. چراکه با پایدارسازی زمین اطراف و بهبود تماس بین زمین و پوشش می‌توان آسیب وارده را کاهش داد.

۵- خسارت وارده را می‌توان به بیشینه شتاب و سرعت حرکات زمین مرتبط ساخت. این دو پارامتر وابسته به بزرگای زلزله و فاصله کانونی هستند.

۶- مدت دوام حرکات نیرومند زمین بسیار حائز اهمیت است زیرا می‌تواند منجر به شکست ناشی از خستگی و در نهایت تغییر شکل‌های زیاد شود.

۷- حرکات با فرکانس بالا، پوسته‌پوسته شدن سنگ و پوشش بتنی را به دنبال دارد. با توجه به این که فرکانس‌های بالا به سرعت میرا می‌شوند، این رفتار تنها در فواصل نزدیک به محل وقوع زلزله قابل پیش‌بینی است.

۸- امکان تقویت لرزش در شرایطی که طول موج برخوردی بین یک تا چهار برابر قطر تونل باشد، وجود دارد.

۹- به دلیل ناپایداری شیب در دهانه‌های ورودی و خروجی، امکان خسارت در این نقاط بیش‌تر است.

۱۰- شدیدترین نوع خسارت موضعی زمانی روی می‌دهد که تونل به‌وسیله گسلی که در طی زلزله تغییر مکان می‌دهد، قطع شود.

۳-۳ عوامل ایجاد خسارت‌های لرزه‌ای در تونل‌ها

عوامل ایجاد خسارت‌های موثر از زلزله در تونل‌ها را در دو گروه تقسیم‌بندی می‌کنند (Hashash *et al.*, 2001):

• گسیختگی و شکست زمین^{۱۲}

• لرزش زمین^{۱۳}

شکست زمین می‌تواند به شکل‌های مختلفی همچون لغزش گسل، روان‌گرایی و ناپایداری شیب در قسمتی از تونل به صورت موضعی روی دهد. لغزش گسل زمانی اتفاق می‌افتد که تونل از میان یک منطقه گسلی عبور کند. خرابی در این حالت محدود به ناحیه گسله بوده و نوع خسارت ممکن است از ترک جزئی پوشش تونل تا ریزش کامل تغییر کند که به جابه‌جائی گسل و خواص محیط در برگیرنده بستگی دارد. روان‌گرایی و پایداری شیب از دیگر موارد شکست زمین می‌باشند که عمدتاً در دهانه ورودی تونل‌ها و حفاریات کم‌عمق رایج هستند. پتانسیل خسارت ناشی از شکست زمین را می‌توان از طریق اکتشافات زمین‌شناسی و بررسی‌های ژئوتکنیکی برآورد کرد. حتی با دقت در مکان‌یابی سازه این مشکل را می‌توان برطرف کرد. لرزش زمین به مرتعش شدن زمین در اثر عبور امواج زلزله اطلاق می‌شود. این پدیده در تونل‌های پوشش‌دار منجر به ترک خوردگی، پوسته شدن و شکست پوشش شده و در تونل‌های بدون پوشش سقوط سنگ، بازشدگی موضعی ناپیوستگی‌ها، لغزش بلوک‌ها را به دنبال دارد. پاسخ تونل‌ها در برابر لرزش زمین به متغیرهای زیادی بستگی دارد که شکل، ابعاد و عمق تونل، خواص ژئومکانیکی محیط در برگیرنده، نوع سیستم نگهداری و شدت حرکات نیرومند زمین جزو مهم‌ترین آن‌ها هستند. شایان ذکر است که خسارات حاصل از لرزش زمین با منبع قبلی خسارت تفاوت دارد، چرا که شکست زمین به اطلاعات ناکافی زمین‌شناسی و

^{۱۲}-Ground failure

^{۱۳}-Ground shaking

ژئومکانیکی مربوط شده و در طول محدودی از تونل اثر می‌گذارد (فهمیمی فر، ۱۳۸۲). باتوجه به طبیعت امواج زلزله، تغییر شکل‌های حاصل از لرزش زمین می‌تواند بسیار پیچیده باشد. به این منظور طی یک فرآیند ساده‌سازی مودهای پیچیده تغییر شکل به مودهای اولیه‌شان تبدیل می‌شوند. با فرض رفتار تونل به یک تیر الاستیک، سه نوع تغییر شکل اولیه که در شکل ۳-۴ مشاهده می‌شود، شکل می‌گیرد (Hashash *et al.*, 2001):

- تغییر شکل‌های محوری^{۱۴}
- تغییر شکل‌های خمشی^{۱۵}
- تغییر شکل‌های حلقوی^{۱۶}

تغییر شکل‌های محوری در تونل‌ها ناشی از مؤلفه‌هایی از امواج لرزه هستند که لرزش‌هایی موازی با راستای تونل ایجاد می‌کنند. این تغییر شکل‌ها به صورت انقباض-انبساط در راستای تونل مشاهده می‌شود (شکل ۳-۴-الف و ب). تغییر شکل‌های خمشی در نتیجه مؤلفه‌هایی از امواج لرزه‌ای هستند که حرکتی عمود بر راستای تونل دارند (شکل ۳-۴-ج و د). ملاحظات طراحی برای تغییر شکل‌های محوری و خمشی معمولاً در امتداد محور تونل اعمال می‌شود. تغییر شکل‌های حلقوی در تونل زمانی ایجاد می‌شوند که امواج برشی به طور عمودی یا تقریباً عمودی به محور تونل برخورد کنند. این امواج منجر به تغییر شکل‌های بیضوی در تونل‌های با مقاطع دایروی و تغییر شکل‌های دندانه‌ای در تونل‌های با مقاطع مستطیلی می‌شود (شکل ۳-۴-ه، و). ملاحظات طراحی در این حالت در راستای متقاطع با محور تونل انجام می‌شود.

شکل ۳-۴- مودهای اولیه تغییر شکل تونل‌ها در اثر عبور امواج لرزه (Hashash *et al.*, 2001)

^{۱۴}-Axial deformation
^{۱۵}-Bending deformation
^{۱۶}-Ovaling/Racking

۳-۴ روش طراحی دینامیکی سازه‌های زیرزمینی

ارزیابی پاسخ دینامیکی سازه‌های زیرزمینی نیازمند درک و آگاهی از پتانسیل لرزه‌خیزی منطقه و نیز پاسخ زمین و سازه به چنین لرزشی است. Hashash و همکارانش در سال ۲۰۰۱ روش مدونی برای ارزیابی پاسخ دینامیکی سازه‌های زیرزمینی معرفی کرده‌اند (شکل ۳-۵). این روش از سه گام اصلی زیر تشکیل شده است (Hashash et al. 2001):

- تعریف ویژگی‌های دینامیکی ساخت‌گاه

- برآورد پاسخ زمین در مقابل زلزله

- ارزیابی رفتار سازه زیرزمینی در طی وقوع زلزله طرح

گام‌های ذکر شده به ترتیب در بخش‌های بعد تشریح می‌شود. لازم به ذکر است که پس از تعیین پارامترهای حرکات نیرومند زمین در گام‌های اول و دوم لازم است تا احتمال شکست زمین (لغزش گسل، روان‌گرایی و ناپایداری شیب) مورد بررسی قرار گیرد. در مواردی که احتمال این ناپایداری‌ها وجود داشته باشد، ضروری است که ملاحظات طراحی خاصی اعمال شود. اگرچه روان‌گرایی و ناپایداری شیب دهانه تونل مربوط به زمین‌های خاکی بوده و از بحث این تحقیق خارج است، اما امکان مواجهه با زون‌های گسله در هنگام حفر فضاهای زیرزمینی سنگی امری قابل پیش‌بینی است و همیشه امکان جلوگیری از برخورد با گسل‌های فعال وجود ندارد. در این شرایط بایستی تونل قادر به تحمل جابه‌جائی شکل‌گرفته در امتداد گسل بوده و کم‌ترین خسارت ممکن را ببیند.

شکل ۳-۵- روش تحلیل و طراحی دینامیکی سازه‌های زیرزمینی (Hashash et al., 2001)

۳-۴-۱ تعریف ویژگی‌های دینامیکی ساخت‌گاه

آسیب‌پذیری یک سازه گویای درجه خسارت و یا زیان وارده برحسب شدت‌های مختلف حرکات زمین می‌باشد. طبیعی است که هرچه زلزله قوی‌تر باشد، آسیب‌پذیری سازه نیز بیشتر خواهد بود. فضاهای زیرزمینی مقاوم در برابر زلزله با این نگرش طراحی می‌شوند که در برابر حد معینی از لرزش، آسیبی بیش از حد مجاز تعریف شده متحمل نشوند. این حد معین لرزش به ویژگی‌های دینامیکی منطقه بستگی دارد و به وسیله دامنه و مشخصات حرکات مورد انتظار زمین و دوره بازگشت آن تعریف می‌شود. علی‌رغم تلاش بسیار گسترده‌ای که تاکنون توسط محققین سراسر جهان برای شناخت پدیده زلزله انجام شده، فقط نظریه علل وقوع زلزله و تئوری احتمال دوره بازگشت و شدت زلزله ارائه شده است، ولی امکان پیش‌بینی دقیق زمان، محل و بزرگای آن میسر نشده است. عمده‌ترین علت این موضوع، وجود پیچیدگی‌های فراوان و تعدد پارامترهای دخیل در وقوع زلزله و عبور امواج از زمین می‌باشد. اما بیان مطالب فوق به این مفهوم نیست که پیش‌بینی زلزله در حد قابل قبول و ایمن‌سازی سازه‌ها در مقابل آن ممکن نیست (شریفی بروجردی، ۱۳۸۳).

تحلیل خطر زلزله و روش‌های مختلف برآورد آن در پیوست الف ذکر شده است. لذا در ادامه به سایر موارد شکل ۳-۵ اشاره می‌شود.

۳-۴-۱-۱ پارامترهای حرکت زمین

الف- دامنه‌های شتاب، سرعت و جابه‌جائی

پس از تعریف سطوح مختلف طراحی لرزه‌ای ضروری است تا مجموعه پارامترهای حرکت زمین برای طراحی تعیین شوند. انتخاب این پارامترها منوط به نوع تحلیل مورد استفاده است. مقادیر بیشینه دامنه حرکات زمین

مانند شتاب، سرعت و جابه‌جائی زمین از معمول‌ترین پارامترهایی هستند که در تعریف دو سطح زلزله یاد شده به کار می‌روند. در مهندسی زلزله عمدتاً از بیشینه شتاب به عنوان شاخص خسارت استفاده می‌شود. اما مطالعات نشان داده است که خسارات وارد بر سازه‌های زیرزمینی هم‌بستگی قوی تری با بیشینه سرعت ذره‌ای دارد. دلیل این انتخاب ارتباط مستقیم سرعت ذره با تنش‌گذاری موج است. هم‌چنین مجذور سرعت ذره ارتباط مستقیم با انرژی کرنش دینامیک دارد. از آن‌جاکه روابط میرایی عمدتاً برای محاسبه بیشینه شتاب زمین ارائه شده‌اند، می‌توان در شرایطی که مقدار واقعی بیشینه سرعت زمین در اختیار نیست از جدول ۳-۱ استفاده کرد. لازم به ذکر است که در این جدول اصطلاح سنگ، خاک سفت و خاک نرم به زمین‌هایی گفته می‌شود که سرعت موج برشی در آن‌ها به ترتیب بیش از 750 m/s ، 200 m/s تا 750 m/s و کم‌تر از 200 m/s باشد.

جدول ۳-۱- نسبت بیشینه سرعت زمین به بیشینه شتاب زمین در سطح سنگ و خاک (Hashash et al., 2001)

نسبت بیشینه سرعت زمین (cm/s) به بیشینه شتاب زمین (g)			بزرگای گشتاور (M_w)	نوع زمین
فاصله منبع تا ساخت‌گاه (km)				
۵۰-۱۰۰	۲۰-۵۰	۰-۲۰		
۸۶	۷۶	۶۶	۶/۵	سنگ
۹۷	۱۰۹	۹۷	۷/۵	
۱۵۲	۱۴۰	۱۲۷	۸/۵	
۱۰۹	۱۰۲	۹۴	۶/۵	خاک سفت
۱۵۵	۱۲۷	۱۴۰	۷/۵	
۱۹۳	۱۸۸	۱۸۰	۸/۵	
۱۴۲	۱۳۲	۱۴۰	۶/۵	خاک نرم
۲۰۱	۱۶۵	۲۰۸	۷/۵	
۲۵۱	۲۴۴	۲۶۹	۸/۵	

ب- تدوین تاریخچه زمانی حرکات

خسارت وارد به سازه علاوه بر بیشینه شتاب و سرعت زمین، تابعی از تعداد سیکل‌ها، مدت لرزش، نسبت فرکانس سازه به فرکانس ورودی نیز می‌باشد. بنابراین تاریخچه‌های زمانی یا شتاب‌نگاشت‌ها نیز در تدوین حرکات طرح زمین برای ساخت‌گاه خاص ممکن است مورد نیاز باشد. لازمه این امر، تهیه تاریخچه زمانی است که با پارامترهای مورد نظر حرکت زمین در تحلیل خطر زلزله انطباق داشته باشد. در برخی موارد، شرایط محلی و منطقه‌ای زمین‌شناسی و تکتونیک ساخت‌گاه مورد نظر، ممکن است شبیه ساخت‌گاه‌هایی باشد که دارای شتاب‌نگاشت غیرمستقیم تدوین شوند. اغلب روش‌های معمول در این زمینه را در دو گروه اصلی زیر جای می‌دهند:

- اصلاح شتاب‌نگاشت‌های واقعی زمین

- ایجاد حرکات مصنوعی زمین

شاید اصلاح شتاب‌نگاشت‌ها ساده‌ترین روش تولید حرکات زمین باشد. در این روش پارامترهای دامنه مانند بیشینه شتاب و سرعت برای مقیاس کردن داده‌های حرکت به سطوح بالاتر و پایین‌تر به کار می‌روند. توصیه

کرده‌اند که ضریب مقیاس (نسبت دامنه هدف به دامنه داده‌هایی که باید مقیاس شوند) تا حد امکان نزدیک ۱ اختیار شود و همواره بین ۰/۲۵ تا ۴ باشد. لازمه این نوع روش مقیاس کردن، دقت در انتخاب حرکت واقعی که مبنای محاسبه بوده می‌باشد. در یک حرکت مطلوب زمین نه تنها بیشینه شتاب یا سرعت آن نزدیک به مقدار هدف می‌باشند، بلکه فاصله ساخت‌گاه تا کانون زلزله و خصوصیات محلی ساخت‌گاه نیز مشابه حرکت هدف خواهد بود (کرامر، ۱۳۷۸).

۳-۴-۲ ارزیابی رفتار سازه‌های زیرزمینی در برابر زلزله

۳-۴-۲-۱ معیار بارگذاری طراحی دینامیکی

طراحی پوشش سازه‌های زیرزمینی مستلزم در نظر گرفتن بارهای مختلف است. زلزله یکی از بارهای اضافی است که بایستی در طراحی سازه مورد توجه قرار گیرد. پس از تعیین پارامترهای حرکت زمین در اثر زلزله‌های طراحی MCL و DBL لازم است تا با استفاده از روش طراحی فاکتور بار^{۱۷}، معیار بارگذاری بر روی سازه انتخاب شود. لازم به ذکر است که معیارهای بارگذاری مورد بحث، مربوط به تونل‌های خاکی است که نزدیک به سطح واقع شده‌اند (Hashash *et al.*, 2001).

الف- معیار بارگذاری برای زلزله MCL

با استفاده از روش طراحی فاکتور بار، معیار بارگذاری زلزله MCL به صورت زیر تعریف می‌شود (Hashash *et al.*, 2001):

$$U = D + L + EX + H + EQ \quad (۳-۱)$$

که U ظرفیت مقاومت سازه‌ای مورد نیاز

D و L تأثیرات مربوط به بار مرده و بار زنده

^{۱۷}-Load factor design method

EX تأثیرات مربوط به بارگذاری پس از حفر فضا

H تأثیرات مربوط به فشار آب زیرزمینی

و EQ تأثیرات مربوط به پارامترهای حرکت زلزله MCL

مراحل طراحی پوشش سازه در این سطح زلزله به صورت زیر دنبال می شود:

- در ابتدا بایستی سازه با مقاومت کافی در برابر بارهای استاتیکی طراحی شود.
- در ادامه باید شکل پذیری (تغییر شکل مجاز برحسب حداکثر تغییر شکل اعمال شده در اثر زلزله) و مقاومت سازه با در نظر گرفتن عامل EQ بررسی شود.
- اگر معیار مقاومت بیان شده در رابطه (۳-۱) با تحلیل الاستیک ارضاء شود، نیازی به کنترل بیشتر نمی باشد. معمولاً معیار مقاومت در زلزله های با شدت کم و یا زمین های سنگی به راحتی ارضاء می شود.
- اگر مقاومت خمشی پوشش سازه در رابطه (۳-۱) کمتر از بارگذاری اعمال شده باشد، لازم است تا شکل پذیری کافی در نقاط بحرانی سازه فراهم شود. هدف از این کار جلوگیری از شکل گیری تغییر شکل های پلاستیک و نگه داشتن خسارت در سطح قابل قبول است.

ب- معیار بارگذاری برای زلزله DBL

معیار بارگذاری در شرایط زلزله DBL به صورت زیر بیان می شود (Hashash et al., 2001):

$$U = 1.05D + 1.3L + \beta(EX + H) + 1.3EQ \quad (۳-۲)$$

چنان چه در رابطه فوق EX و H مقادیر زیادی داشته و از دقت کافی برخوردار نباشند، $\beta = 1/0.5$ در نظر

گرفته می شود. در غیر این صورت $\beta = 1/3$ است. مراحل طراحی پوشش تونل در سطح زلزله DBL

به صورت زیر بیان می شود:

- ابتدا بایستی سازه با مقاومت کافی در برابر بارهای استاتیکی طراحی شود.
- هنگامی که بارهای وارد بر تونل زیاد است، پیشنهاد می‌شود برای جلوگیری از طراحی بیش از حد محافظه‌کارانه از فاکتور بار کوچک‌تر استفاده شود.
- چنان‌چه معیار مقاومت بیان شده با رابطه (۳-۲) با انجام یک تحلیل الاستیک ارضاء شود، نیازی به کنترل بیش‌تر نمی‌باشد.
- اگر در تحلیل الاستیک، مقاومت سازه بیش از بارهای وارده بر آن باشد، لازم است تا شکل‌پذیری آن مورد بررسی قرار گیرد تا از عدم وجود تغییر شکل‌های پلاستیک اطمینان حاصل شود.

۳-۴-۲ تحلیل دینامیکی سازه‌های زیرزمینی

در این بخش عبارت EQ (تأثیرات مربوط به زلزله طرح) که در بخش قبل بدان اشاره شد، مورد بررسی قرار می‌گیرد. در حالت کلی مهم‌ترین روش‌های تحلیلی آنالیز دینامیکی سازه‌های زیرزمینی به صورت زیر تقسیم‌بندی می‌شود (شریفی بروجردی، ۱۳۸۳):

- روش تغییر شکل میدان آزاد^{۱۸}
- روش اندرکنش زمین-سازه^{۱۹}

الف- روش تغییر شکل میدان آزاد

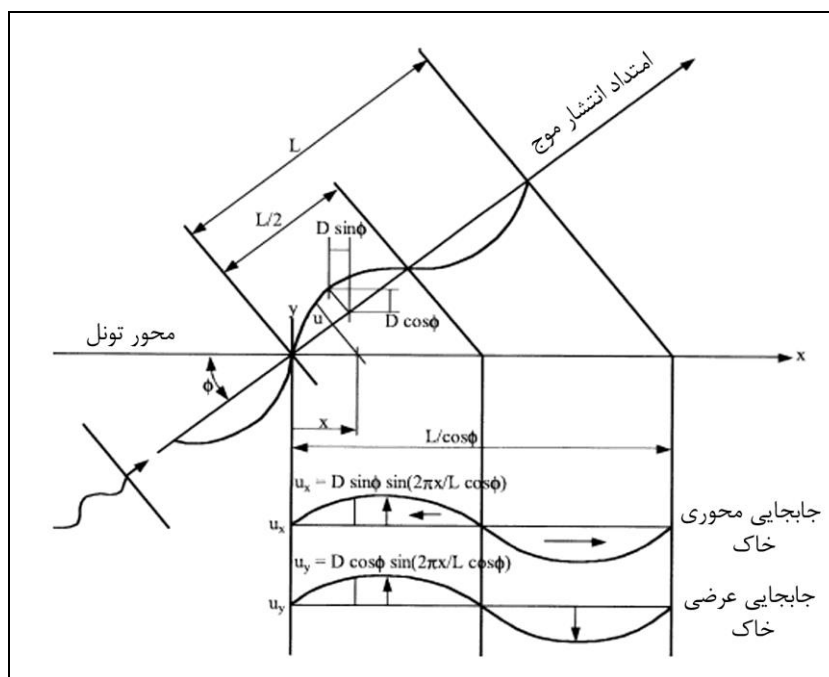
تغییر شکل‌های میدان آزاد به حرکات القاء شده از عبور امواج لرزه در زمین بدون حضور سازه اطلاق می‌شود. این تغییر شکل‌ها اندرکنش میان سازه زیرزمینی و زمین اطراف را نادیده می‌گیرد. در این روش فرض می‌شود

^{۱۸}-Free field deformation approach
^{۱۹}-Soil-structure interaction approach

که سختی تونل نسبت به محیط دربرگیرنده آن به حدی کوچک است که تأثیری در تغییر شکل‌های ایجاد شده در زمین ندارد. سازه‌هایی با پوششی به ضخامت کم مانند شاتکریت در این گروه جای می‌گیرند. بر اساس تئوری تغییر شکل میدان آزاد، روش‌های حل بسته^{۲۰} و عددی مختلفی توسعه داده شده است. روش‌های حل بسته برای برآورد اولیه کرنش و تغییر شکل در یک تونل بسیار مفید هستند. در این روش‌ها فرض می‌شود که میدان امواج لرزه به صورت صفحه‌ای است که دامنه آن در تمام نقاط یکسان بوده و تنها در زمان رسیدن متفاوت هستند. از این رو پدیده عدم سازگاری مکانی که منجر به بروز اختلافاتی در دامنه موج در راستای تونل می‌شود، صرف نظر می‌شود. لذا بایستی در تفسیر نتایج حاصل از این روش‌ها احتیاط کرد (Hashash et al., 2001).

اولین بار Newmark در سال ۱۹۶۸، روش ساده‌ای را برای محاسبه کرنش میدان آزاد زمین در اثر یک موج هارمونیک که در محیط نامحدود همگن، ایزوتوپ و الاستیک انتشار یافته و با زاویه معین به تونل برخورد می‌کند، ارائه کرد (شکل ۳-۶) St. John و Zahra در سال ۱۹۸۷ روش Newmark را توسعه داده و راه حلی را برای محاسبه کرنش‌های میدان آزاد محوری و خمشی حاصل از امواج P و S به دست آوردند. با استفاده از تئوری تیرالاستیک و ترکیب تغییر شکل‌های محوری و خمشی می‌توان کرنش طولی میدان آزاد (کرنش در راستای تونل) را به صورت زیر نوشت (Hashash et al., 2001):

^{۲۰}-Closed form solution



شکل ۳-۶- موج برشی هارمونیک برخوردی با محور تونل (Hashash et al., 2001)

$$\varepsilon_P = \left[\frac{V_P}{C_P} \cos^2 \phi + r \frac{a_P}{C_P^2} \sin \phi \cos^2 \phi \right] \quad (3-3)$$

$$\varepsilon_S = \left[\frac{V_S}{C_S} \sin \phi \cos \phi + r \frac{a_S}{C_S^2} \cos^3 \phi \right] \quad (4-3)$$

که در آنها r شعاع تونل دایره‌ای

a_S و a_P به ترتیب شتاب بیشینه ذرات در اثر عبور امواج P و S

V_S و V_P بیشینه سرعت ذرات در اثر عبور امواج P و S

C_S و C_P سرعت عبور امواج P و S

و ϕ زاویه برخورد موج نسبت به محور تونل است.

معمولاً بیشینه تغییر شکل نسبی محوری و خمشی در زوایای برخورد متفاوتی از ϕ حاصل می‌شود. حد بالای

تغییر شکل نسبی طولی را می‌توان با جمع کردن حداکثر مقدار هر یک از تغییر شکل‌های محوری و خمشی به

دست آورد. جدول ۶-۲ مقادیر بیشینه تغییر شکل نسبی محوری و خمشی را برای امواج P و S نشان می‌دهد (صدقیانی و فرزاد بیگی، ۱۳۸۰).

روش تغییر شکل میدان آزاد یک ابزار طراحی ساده و مؤثر در شدت‌های کم‌لرزش، زمین‌های بسیار سخت (یا سازه‌های انعطاف‌پذیرتر نسبت به محیط اطراف) می‌باشد. اما بایستی توجه داشت که در برخی موارد خصوصاً در زمین‌های نرم که تغییر شکل میدان آزاد زمین زیاد است، این روش منجر به طراحی‌های بسیار محافظه‌کارانه می‌شود.

جدول ۳-۲- کرنش‌های محوری و خمشی میدان آزاد در زمین (Hashash et al., 2001)

نوع موج	حالت	کرنش طولی (محوری)	انحناء (تغییر شکل خمشی)
موج فشاری	حالت کلی	$\varepsilon_l = \frac{v_p}{C_p} \cos^2 \phi$	$\frac{1}{\rho} = \frac{a_p}{C_p^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	حالت بیشینه	$\varepsilon_{lmax} = \frac{v_p}{C_p}, \phi = 0$	$\frac{1}{\rho_{max}} = 0.385 \frac{a_p}{C_p^2}, \phi = 35.27$
موج برشی	حالت کلی	$\varepsilon_l = \frac{v_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi$	$\frac{1}{\rho} = \frac{a_s}{C_s^2} \cos^3 \phi$
	حالت بیشینه	$\varepsilon_{lmax} = \frac{v_s}{2C_s}, \phi = 45$	$\frac{1}{\rho_{max}} = \frac{a_s}{C_s^2}, \phi = 0$

ب- روش اندرکنش زمین - سازه

در این روش با در نظر گرفتن نسبت سختی سازه جایگزین با توده زمین حذف شده از محیط می‌توان تقریب از اندرکنش سازه- محیط و اعواج اعمال شده به سازه در اثر بروز زلزله به‌دست آورد. این روش را می‌توان با استفاده از فرمول‌های تحلیلی ارائه شده توسط Penzien و Wang در طراحی تونل‌ها به‌کار برد.

روابط ارائه شده برای محاسبه و طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی توسط Penzien و Wang، در جدول ۳-۳ درج شده است. لازم به ذکر است که به دلیل عدم صحت روابط ارائه شده برای محاسبه نیروی محوری از سوی Penzien، از ذکر آن‌ها اجتناب ورزیده ولی روابط مربوط به نیروی برشی پیشنهاد شده از سوی Penzien که

صحت آنها در دو حالت لغزش کامل و بدون لغزش، توسط Hashash و همکارانش در سال ۲۰۰۵ بررسی شده، در جدول ۳-۳ بیان شده است. پارامترهای به کار رفته در این روابط در جدول ۳-۴ توصیف شده و نیروهای وارده بر مقطع تونل در اثر کرنش‌های محوری و انحنایی در شکل ۳-۷ نشان داده شده است.

جدول ۳-۳- روابط ارائه شده توسط Wang و Penzien، روش اندرکنش زمین-سازه (Hashash et al., 2001)

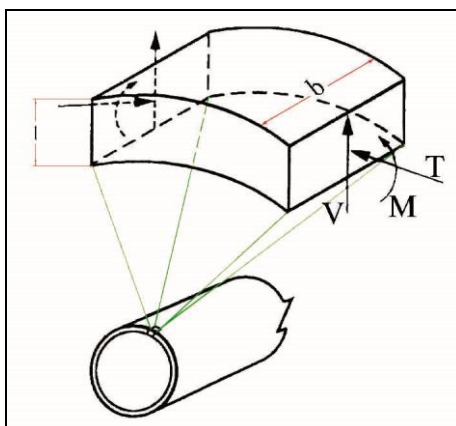
بدون لغزش	لغزش کامل
$T_{\max} = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} r \gamma_{\max}$	$T_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m r \gamma_{\max}}{(1+\nu_m)}$
$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m r^2 \gamma_{\max}}{(1+\nu_m)}$	$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m r^2 \gamma_{\max}}{(1+\nu_m)}$
$K_2 = 1 + \frac{F[(1-2\nu_m) - (1-2\nu_m)C] - \frac{1}{2}(1-2\nu_m)^2 + 2}{F[(3-2\nu_m) + (1-2\nu_m)C] + C \left[\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2 \right] + 6 - 8\nu_m}$	$K_1 = \frac{12(1-\nu_m)}{2F + 5 - 6\nu_m}$
$C = \frac{E_m(1-\nu_l^2)r}{E_l t(1+\nu_m)(1-2\nu_m)}$	$F = \frac{E_m(1-\nu_l^2)r^3}{6E_l I(1+\nu_m)}$
$V_{\max} = \pm \frac{24E_l I \Delta d_{\text{lining}}}{d^3(1-\nu_l^2)} = \pm \frac{12E_l I R \gamma_{\max}}{d^2(1-\nu_l^2)}$	$V_{\max} = \pm \frac{24E_l I \Delta d_{\text{lining}}^n}{d^3(1-\nu_l^2)} = \pm \frac{12E_l I R^n \gamma_{\max}}{d^2(1-\nu_l^2)}$
$\alpha = \frac{24E_l I(3-4\nu_m)}{d^3 G_m(1-\nu_l^2)}$	$\alpha^n = \frac{12E_l I(5-6\nu_m)}{d^3 G_m(1-\nu_l^2)}$
$R = \pm \frac{4(1-\nu_m)}{(\alpha+1)}$	$R^n = \frac{4(1-\nu_m)}{\alpha^n + 1}$
$\Delta d_{\text{lining}} = R \frac{\gamma_{\max} d}{2}$	$\Delta d_{\text{lining}}^n = R^n \frac{\gamma_{\max} d}{2}$

Wang
(1999)

Penzien
(2000)

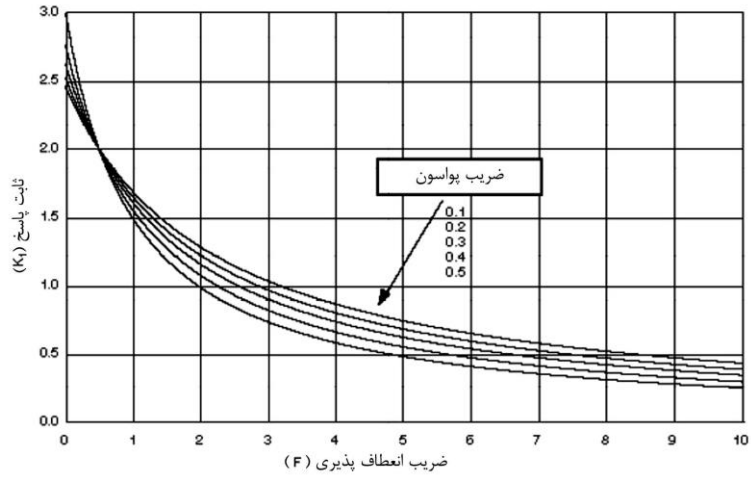
جدول ۳-۴- پارامترهای به کار رفته در روابط Penzien و Wang

پارامتر	توضیحات	پارامتر	توضیحات
C	ضریب تراکم پذیری پوشش تونل	T_{max}	نیروی محوری ماکزیمم
E_l	مدول الاستیسیته پوشش تونل	M_{max}	گشتاور خمشی ماکزیمم
v_l	ضریب پواسون پوشش تونل	V_{max}	نیروی برشی ماکزیمم
F	ضریب انعطاف پذیری پوشش تونل	γ_{max}	کرنش برشی ماکزیمم
t	ضخامت پوشش تونل	v_m	ضریب پواسون محیط
I	ممان اینرسی پوشش تونل (بر واحد عرض)	E_m	مدول الاستیسیته محیط
r, d	r شعاع تونل و d قطر تونل	Δd	جابجایی مقطع پوشش

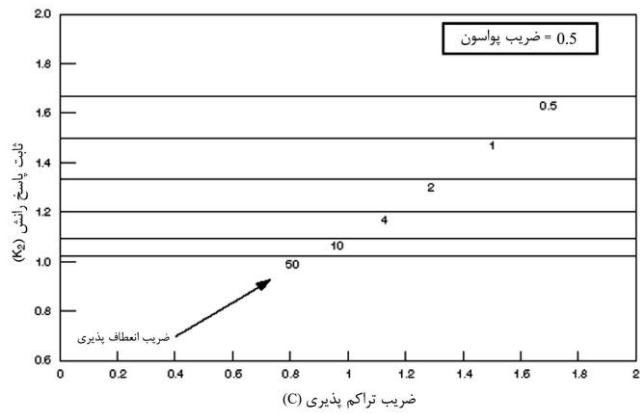
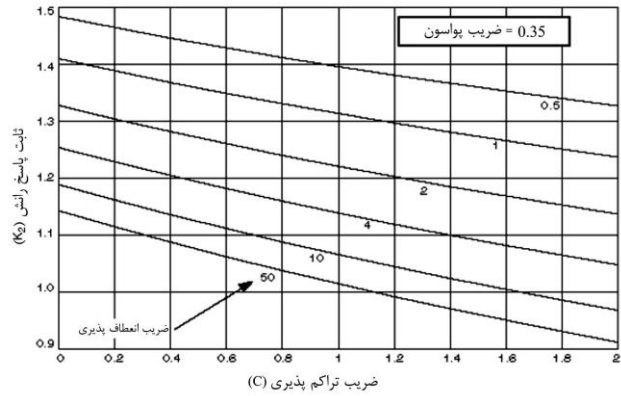
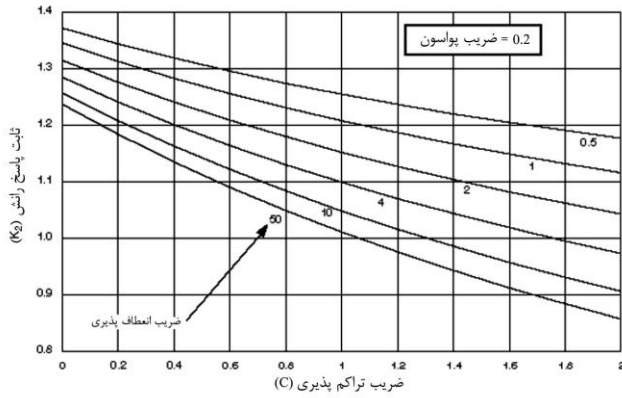


شکل ۳-۷- نیروها و گشتاور خمشی وارده به مقطع تونل بر اثر کرنش‌های محوری و انحنایی (Hashash et al., 2001)

در روش Wang ضریب پاسخ پوشش تونل (K_1) را علاوه بر رابطه اشاره شده در جدول ۳-۳ می‌توان با داشتن ضریب انعطاف‌پذیری و ضریب پواسون زمین از شکل ۳-۸ تعیین کرد. ضریب پاسخ محوری پوشش (K_2) را می‌توان علاوه بر رابطه مندرج در جدول ۳-۳ با توجه به ضرایب تراکم‌پذیری، انعطاف‌پذیری و پواسون با استفاده از شکل‌های ۳-۹ محاسبه کرد. همان‌طور که در شکل ۳-۹ مشاهده می‌شود در شرایطی که ضریب پواسون برابر با ۰/۵ باشد ضریب پاسخ محوری مستقل از ضریب تراکم‌پذیری عمل خواهد کرد.



شکل ۳-۸- ضریب پاسخ سازه K_1 برای تونل دایره ای (Wang., 1993)



شکل ۳-۹- ضریب پاسخ محوری پوشش تونل K_2 (Wang., 1993)

فصل چهارم

تحلیل استاتیکی پوشش تونل‌های قطار شهری تبریز

۴-۱ مقدمه

تونل‌سازی در زمین‌های آبرفتی دارای مشکلات فراوانی در زمینه حفاری و پایدارسازی فضاهاى زیرزمینی می‌باشد، این معضلات در مورد حفاری در مناطق شهری، به عبور فضای زیرزمینی از زیر سازه‌های مسکونی و قدیمی و مشکلات نشست زمین، دو چندان می‌شود. از جمله مسائل مهم در طراحی و اجرای تونل‌ها در زمین‌هایی آبرفتی، دادن فرصت کافی به زمین به‌منظور ترخیص تنش القایی و جلوگیری از گسترش بیش از حد ناحیه پلاستیک در اطراف فضای حفاری شده می‌باشد، که ممکن است موجب ریزش شده و قسمت حفاری شده را پر کند. اما در مورد زمین‌های آبرفتی آبدار که یکی از روش‌های حفاری مناسب آن استفاده از ماشین آلات حفار مکانیزه است، بایستی متناسب با روش و ماشین مورد استفاده، نکات مذکور را مد نظر قرار داد. لازم به ذکر است که برای ارزیابی پایداری یا عدم پایداری فضای حفاری شده، ممانعت کامل از ایجاد نواحی پلاستیک در اطراف فضای حفاری شده، درست نبوده و به‌دلیل لحاظ نکردن توان باربری زمین و سازه در ناحیه پلاستیک، سیستم نگهداری طراحی شده بر این اساس بسیار محافظه‌کارانه خواهد بود. اما به‌واسطه قضاوت مهندسی می‌توان از این معیار نیز به‌همراه دیگر ابزارهای سنجش پایداری فضای حفاری شده، بهره گرفت. قضاوت مهندسی در خصوص کفایت طراحی سیستم نگهداری، بایستی بر اساس ارزیابی صحیحی از عواملی نظیر بزرگی و توزیع تغییر مکان در زمین و همچنین بزرگی و نحوه توزیع تنش‌ها در المان‌های تشکیل دهنده سیستم نگهداری انجام شود. از آن‌جاکه اکثر حفاریات زیرزمینی تحت تأثیر شرایط محیطی خود می‌باشد، روش‌های فرم بسته برای محاسبه تنش‌ها، جابه‌جائی‌ها و شکست توده

پیوسته خاک یا سنگ با محدودیت‌هایی مواجه خواهند شد. از سوی دیگر به منظور طراحی صحیح پوشش تونل‌های متشکل از قطعات بتنی که اغلب به منظور پایدارسازی تونل‌های حفاری شده توسط TBM مورد استفاده قرار می‌گیرد، لازم است روش مناسبی استفاده شود. خوشبختانه تعدادی از روش‌های عددی در طی چند دهه گذشته توسعه یافته‌اند و این روش‌ها قادر به حل تقریبی این‌گونه مسائل می‌باشند. از جمله این روش‌ها می‌توان به روش تفاضل محدود اشاره کرد (پیوست ب). در این فصل ابتدا با توجه به روش حفاری تونل‌های دوقلوی قطار شهری تبریز، به واسطه نرم‌افزار تفاضل محدود $FLAC^{2D}$ به مدل‌سازی آنها پرداخته و با نشان دادن بیشینه نیروها و لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش، در ادامه با استفاده از منحنی اندرکنش نیروی محوری- لنگر خمشی سازه‌های بتن مسلح، ضرایب اطمینان بخش‌های مختلف پوشش یکی از تونل‌ها مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در انتهای فصل نیز روش مناسبی برای مدل‌سازی عددی پوشش متشکل از قطعات بتنی غیر یکنواخت تونل‌های دایروی ارائه می‌شود.

۴-۲ مدل‌سازی پوشش یک پارچه بتنی

به‌منظور مدل‌سازی مقطع نشان داده شده در شکل ۲-۶ از نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ استفاده شده است. لازم به ذکر است که در انتخاب مقطع مذکور، به‌منظور صفحه‌ای فرض کردن کرنش‌های رخ داده در مدل عددی، فاصله مناسب از دهانه ورودی تونل لحاظ شده است. برای حذف اثر اندازه ابعاد مدل بر روی نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی، ابعاد آن، تا جایی که اثر شرایط مرزی بر روی تعادل اولیه مدل از میان برود، گسترش داده شده است. برای در نظر گرفتن رفتار پلاستیک مصالح زمین، از مدل رفتاری موهر- کلمب و برای مدل کردن رفتار پوشش بتنی تونل‌ها از المان تیر که دارای رفتار ارتجاعی می‌باشد، استفاده شده است. با توجه به اصول مدل‌سازی عددی و

همچنین ترتیب عملیات اجرایی، مراحل مدل‌سازی با برنامه $FLAC^{2D}$ به ترتیب زیر صورت گرفته است (میکائیل، ۱۳۸۶):

۱- انتخاب محدوده مناسبی از زمین اطراف تونل

۲- انتخاب مدل رفتاری و تعیین پارامترهای آن

۳- ترسیم هندسه تونل‌ها

۴- حل مدل و به تعادل رساندن آن قبل از حفاری

۵- حفاری تونل‌ها و اعمال ترخیص تنش متناسب

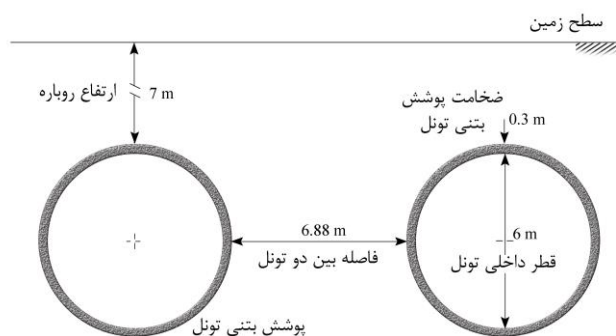
۶- نصب سیستم نگهداری

۴-۲-۱ انتخاب محدوده مناسبی از زمین اطراف تونل

ایده اولیه در این زمینه مربوط به حل دقیق ریاضی در محیط‌های پیوسته الاستیک می‌باشد که حداکثر زون تأثیر یک حفره زیرزمینی تا سه برابر قطر آن برآورد شده است. بدین ترتیب در صورتی که زمین به صورت الاستیک رفتار کند، در فاصله سه برابر قطر تونل، تنش‌ها به وضعیت اولیه خود می‌رسند. این مطلب در راهنمای برنامه $FLAC^{2D}$ مورد بررسی قرار گرفته شده است (Itasca, 1999). نتایج حاصل از سه مدل با شرایط متفاوت به این صورت بوده است که در صورتی که ابعاد مدل حدود ۸ تا ۱۰ برابر ابعاد حفره باشد تحت شرایط مرزی متفاوت درصد خطاها به حداقل ممکن (حدود ۰/۵ درصد) کاهش خواهد یافت.

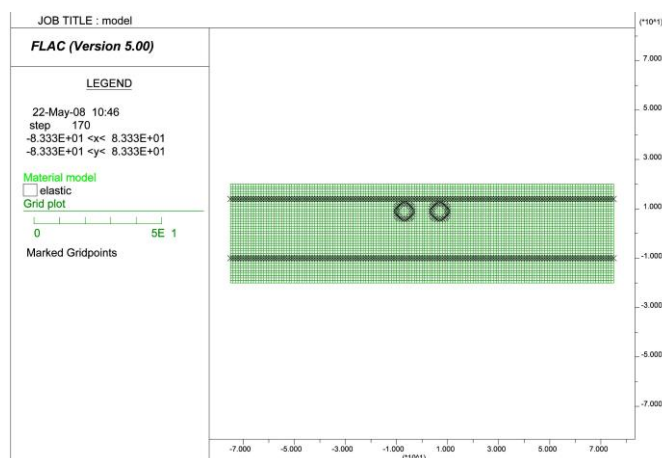
با توجه به شکل ۴-۱، تونل‌های دوقلوی دایروی با قطر $6/6 m$ به روش EPB توسط دستگاه TBM حفاری می‌شود. به منظور جلوگیری از تداخل اثرات حفاری سینه‌کار تونل‌ها، فاصله ایمن ثابت $100 m$ میان سینه‌کار

تونل سمت چپ (تونل پیشرو) و تونل سمت راست (تونل عقبی) رعایت می‌شود. فاصله مرکز تا مرکز تونل‌ها در حدود $2 \times 6/6 \text{ m}$ می‌باشد.



شکل ۴-۱- هندسه مقطع مورد مطالعه

لذا با توجه به مطالب ذکر شده در بالا و مشخصات لایه‌های مقطع مورد مطالعه که در جدول ۲-۵ به آن اشاره شده است، ابعاد مدل $150 \times 40 \text{ m}$ انتخاب شد. عرض 150 m مدل به سبب ۸ الی ۱۰ برابر $6/6 \times 3$ (قطر حفاری دو تونل با احتساب فاصله بین دو تونل) و با شرط عدم تاثیر شرایط مرزی بر تعادل اولیه مدل، به دست آمده و ارتفاع 40 m بر مبنای ارتفاع لایه‌ها (جدول ۲-۵) انتخاب شده است.



شکل ۴-۲- مدل تفاضل محدود برای تحلیل استاتیکی

۴-۲-۲ انتخاب مدل رفتاری و تعیین پارامترهای آن

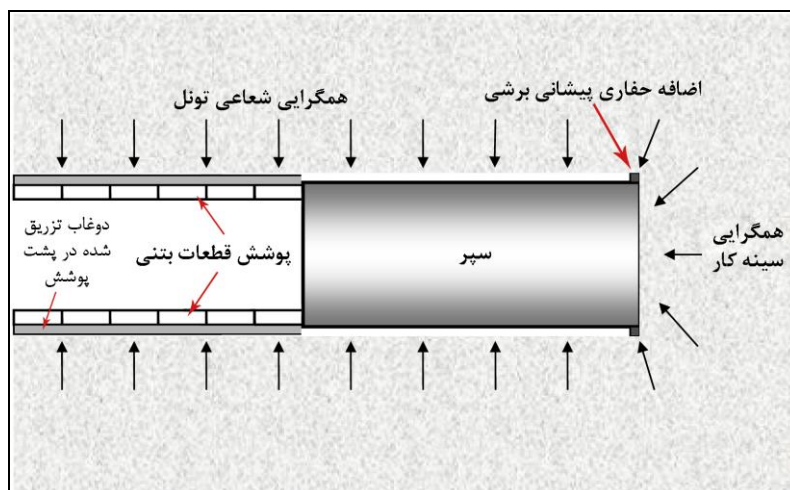
چندین مدل رفتاری در برنامه $FLAC^{2D}$ موجود می‌باشد که بسته به شرایط مسئله می‌توان از یک یا چند نوع آن استفاده کرد (پیوست ب). یکی از این مدل‌های رفتاری، مدل پلاستیک موهر- کلمب می‌باشد. این مدل نمایان‌گر موادی است که تنها در اثر برش به حد تسلیم می‌رسند. این مدل رفتاری در مکانیک خاک و سنگ برای حالت پلاستیک، مدل مرسومی می‌باشد (Itasca, 1999).

پارامترهای مورد نیاز در مدل پلاستیک موهر- کلمب عبارتند از: جرم حجمی^{۲۱}، مدول حجمی^{۲۲}، مدول برشی^{۲۳}، چسبندگی^{۲۴}، زاویه اصطکاک^{۲۵}، زاویه اتساع^{۲۶} و مقاومت کششی^{۲۷}. چنانچه هر یک از این پارامترها تعریف نشوند، برنامه مقدار صفر را برای آن منظور می‌کند. مقادیر به کار رفته در مدل‌سازی با توجه به مقادیر درج شده در جدول ۲-۵ انجام شده است. از جمله پارامترهای مورد نیاز در شبیه‌سازی رفتار بعد از شکست در مدل پلاستیک موهر- کلمب زاویه اتساع می‌باشد. مقدار آن عموماً از طریق آزمایش سه محوری یا آزمایش برش تعیین می‌شود. برای انواع خاک، سنگ و بتن مقدار زاویه اتساع عموماً کم‌تر از زاویه اصطکاک می‌باشد. طبق تحقیقات Vermeer و De Borest در سال ۱۹۸۴ برای مصالح ذکر شده مقدار زاویه اتساع تقریباً بین 0° تا 20° برآورد شده است (Itasca, 1999). در این تحقیق بنا به تجربه و راهنمای نرم‌افزار مقدار 15° برای زاویه کلیه مصالح مدل استفاده شده است.

۴-۲-۳ ترسیم هندسه تونل‌ها

21 - Density
22 - Bulk Modulus
23 - Shear Modulus
24 - Cohesion
25 - Friction Angle
26 - dilation Angle
27 - Tensile Strength

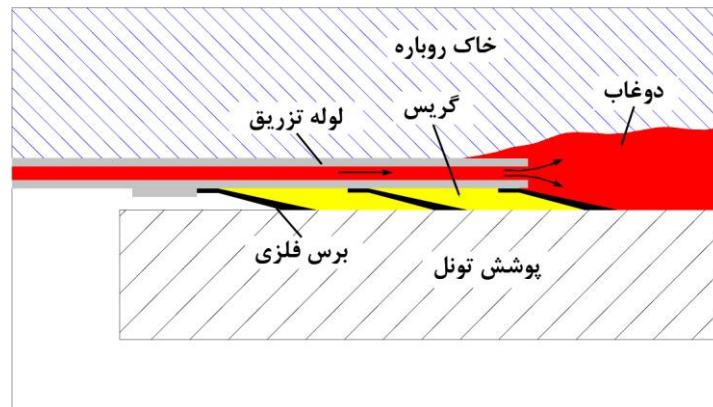
همان گونه که قبلاً اشاره شد، تونل های قطار شهری به طول تقریبی $7/2 \text{ km}$ توسط دو دستگاه TBM و با روش حفاری EPB می شوند. مطابق شکل ۳-۴، این دستگاه های حفار مکانیزه دارای سپری به طول تقریبی 10 m بوده و به منظور حرکت راحت تر سپر درون زمین، پیشانی برشی TBM، 4 cm بیش حفاری انجام می دهد.



شکل ۳-۴- بیش حفاری پیشانی برشی TBM و همگرایی زمین در طول سپر

لازم به ذکر است که قطر کامل حفاری دستگاه $6/88 \text{ m}$ بوده که در این تحقیق فرض می شود که زمین آبرفتی ساخت گاه، در طول 10 m سپر به اندازه 4 cm (فاصله سپر تا دیواره حفاری) همگرا شده و 10 cm باقی مانده نیز توسط تزریق دوغاب ریزدانه با عیار سیمان بالا، پر می شود. دانه های شن نخودی موجود در دوغاب تر، در اثر فشارهای موضعی از سوی زمین اطراف جابجا شده و مانع از تمرکز تنش در نقاط خاصی از پوشش می شود. در نهایت پس از به تعادل رسیدن توزیع تنش تحمیلی از زمین اطراف به روی پوشش تونل، درون این ناحیه (فاصله بین دیواره حفاری شده و پوشش بتنی که با شن نخودی پر شده است) همان گونه که در شکل ۴-۴ نشان داده شده است، دوغاب سیمانی تزریق می شود. اما از آن جایی که این ناحیه عملاً نقش مقاومتی خاصی در پایدارسازی زمین نداشته و فقط به عنوان انتقال دهنده و توزیع کننده تنش (توزیع یکنواخت تنش در اطراف پوشش و ممانعت از تمرکز تنش در نقاط خاصی از پوشش تونل) عمل می کند، و از سوی دیگر مدل سازی این بخش نیاز به ریز

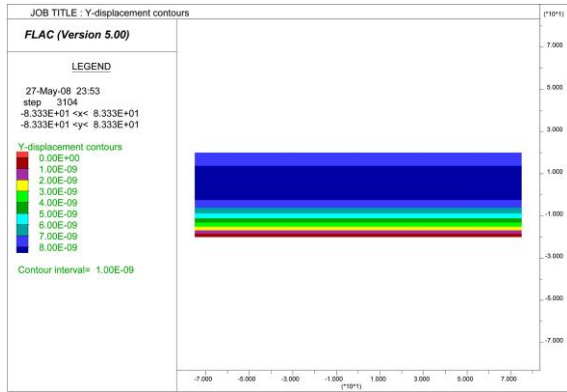
نمودن مش بندی مدل به اندازه 10 cm می باشد که زمان تحلیل مدل ها، به خصوص در مورد مدل دینامیکی، را بسیار زیاد خواهد نمود، لذا در مدل های ساخته شده، بخش مذکور جزئی از زمین پیرامون تونل فرض شده است.



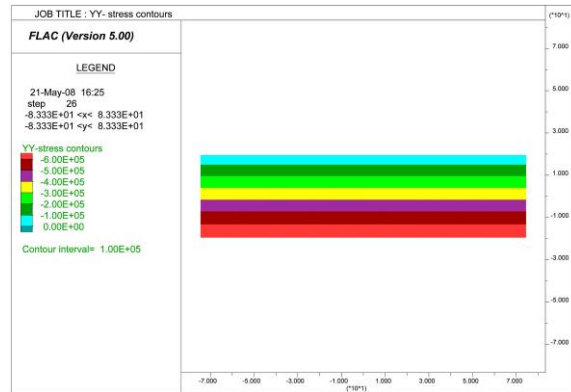
شکل ۴-۴- نحوه تزریق دوغاب به پشت پوشش بتنی (Arteh co.-b, 2006)

۴-۲-۴ حل مدل و به تعادل رساندن آن قبل از حفاری

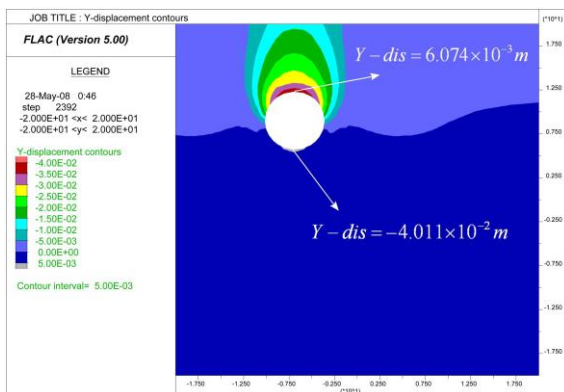
در این بخش با الگو گرفتن از آنچه در طبیعت رخ می دهد، سعی شده است تا شرایط مدل هرچه بیش تر به واقعیت نزدیک تر شود. از آنجایی که قبل از حفاری تونل، زمین در تعادل قرار دارد و حفر تونل باعث ایجاد اغتشاش در وضعیت تنش ها و جابه جایی ها می شود، لازم است تا قبل از حفاری، مدل را با توجه به خصوصیات ژئومکانیکی، شرایط مرزی و تنش های برجای تعریف شده حل کرده و پس از به تعادل رساندن مدل جابه جایی ها در گره ها صفر شود. شکل های ۴-۵ و ۴-۶ به ترتیب کنش های تنش عمودی و جابه جایی قائم را قبل از حفر تونل سمت چپ، در شرایط طبیعی متعادل نشان می دهد. لازم به ذکر است با توجه به گزارش های ژئوتکنیکی ساخت گاه و با توجه به عمق کم احداث تونل ها، نسبت تنش افقی به عمودی به کار برده شده در تحلیل ها برابر با ۱ در نظر گرفته شده است.



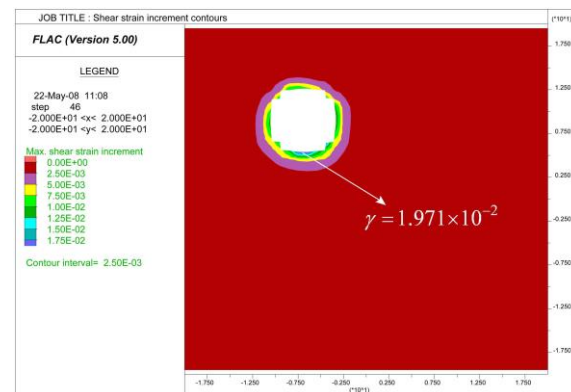
شکل ۴-۶- کنتورهای جابه‌جایی عمودی قبل از حفاری تونل



شکل ۴-۵- کنتورهای تنش عمودی قبل از حفاری تونل



شکل ۴-۹- بیشینه جابجایی‌های رخ داده در کف و تاق تونل در اثر اعمال ترخیص تنش ۴۹/۶۵ درصد



شکل ۴-۸- بیشینه کرنش برشی ایجاد شده در کف تونل در اثر اعمال ترخیص تنش ۴۹/۶۵ درصد

برای ارزیابی پایداری موقت فضای حفاری در اثر اعمال ترخیص تنش به زمین اطراف تونل، از رابطه ۴-۱ که توسط Sakurai در سال ۱۹۸۶ ارائه شده است، استفاده می‌شود. این رابطه کرنش بحرانی در حالت فشاری محصور نشده در اطراف تونل (ϵ_c) را برحسب مدول الاستیسیته محیط (E) بر حسب kgf/cm^2 ، برای تراز هشدار II که به‌عنوان مبنای طراحی سیستم نگهداری تونل‌های مهندسی پیشنهاد شده است، بیان می‌کند. از آن‌جا که زمین تحت تنش سه‌محوره قرار دارد، استفاده از ماکزیمم کرنش برشی برای ارزیابی پایداری تونل منطقی‌تر به نظر می‌رسد. Sakurai و همکارانش در سال ۱۹۹۴ رابطه ۴-۲ را برای محاسبه کرنش برشی بحرانی در حالت سه‌محوری (γ_c) با استفاده از کرنش بحرانی در حالت فشاری محصور نشده و نسبت پواسون (ν) پیشنهاد کردند (Sakurai, 1997):

$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 1.22 \quad (1-4)$$

$$\gamma_c = (1 + \nu) \varepsilon_c \quad (2-4)$$

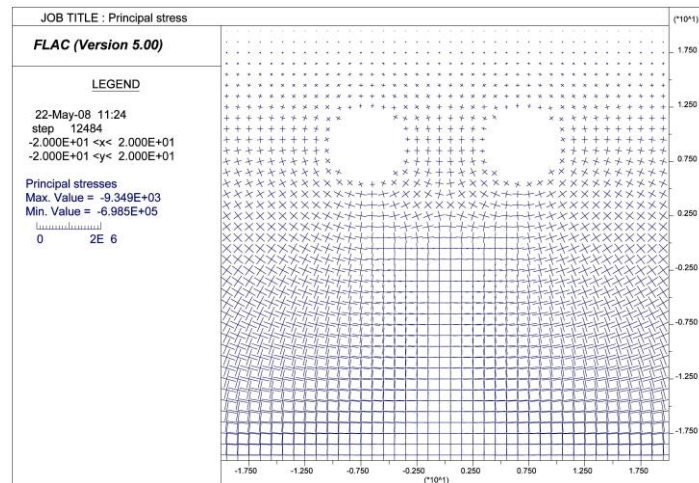
با جای گذاری مقادیر مدول الاستیسیته و نسبت پواسون در رابطه های ارائه شده می توان مقادیر کرنش برشی بحرانی در حالت سه محوری و کرنش بحرانی در حالت فشاری محصور نشده را محاسبه کرد:

$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 1.22 \Rightarrow \varepsilon_c = 1.54 \times 10^{-2}$$

$$\gamma_c = (1 + \nu) \varepsilon_c \Rightarrow \gamma_c = 2.05 \times 10^{-2}$$

باتوجه به شکل های ۴-۸ و ۴-۹ حداکثر کرنش برشی به وجود آمده در اطراف فضای حفاری شده، برابر با 2×10^{-2} می باشد، که به دلیل کم تر بودن مقادیر کرنش برشی به وجود آمده در زمین اطراف تونل نسبت به مقادیر محاسبه شده از روابط ۴-۱ و ۴-۲، می توان چنین استنباط کرد که فضای حفاری تحت تأثیر ترخیص تنش اعمالی، پایدار می باشد. از سوی دیگر در شکل های ۴-۱۰ تا ۴-۱۳ به ترتیب می توان گسترش نواحی پلاستیک، در اثر حفاری تونل ها را قبل و بعد از نصب سیستم نگهداری مشاهده کرد.

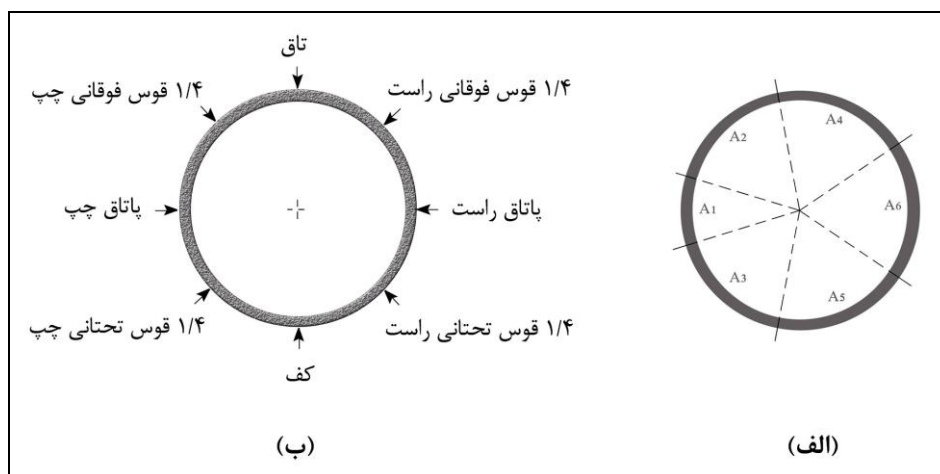
همان گونه که در اشکال فوق ملاحظه می شود، گسترش مناطق پلاستیک در اطراف تونل ها منطقی بوده و المان هایی از زمین اطراف که در اثر ترخیص تنش اعمالی، مستعد تسلیم برشی یا کششی شده اند، پس از نصب پوشش بتنی پایدار ساز برای تونل ها، به تعادل رسیده و علایمی از عدم پایداری موضعی یا کلی را از خود نشان نمی دهند. این نتیجه را می توان از توزیع متعادل تنش در اطراف تونل ها که در شکل ۴-۱۴ نشان داده شده، نیز دریافت.



شکل ۴-۱۴- نحوه توزیع تنش در اطراف تونل‌های قطار شهری تبریز

۴-۲-۶ نصب سیستم نگهداری

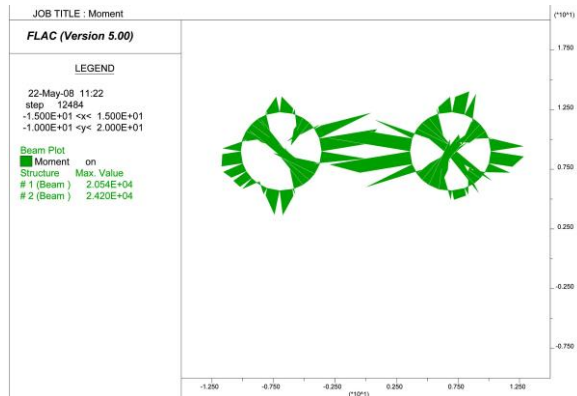
سیستم نگهداری طراحی شده برای تونل‌های قطار شهری تبریز، متناسب با سیستم حفاری مکانیزه TBM-EPB به صورت حلقه‌هایی متشکل از ۵ قطعه بتنی بزرگ و یک قطعه بتنی کلیدی می‌باشد. نحوه طراحی این قطعات که در شکل ۴-۱۵- الف نشان داده شده است، در بخش بعدی شرح داده خواهد شد. اما به سبب آن که برای مدل‌سازی این قطعات و در نظر گرفتن اتصالات بین آن‌ها بایستی مش‌بندی را بسیار ریز کرد، که این خود باعث افزایش زمان تحلیل به خصوص برای مدل دینامیکی خواهد شد. لذا مدل اصلی تونل‌های مورد مطالعه در این تحقیق که هدف اصلی آن تحلیل دینامیکی می‌باشد، به صورت پوشش بتنی یک‌پارچه در نظر گرفته شد.



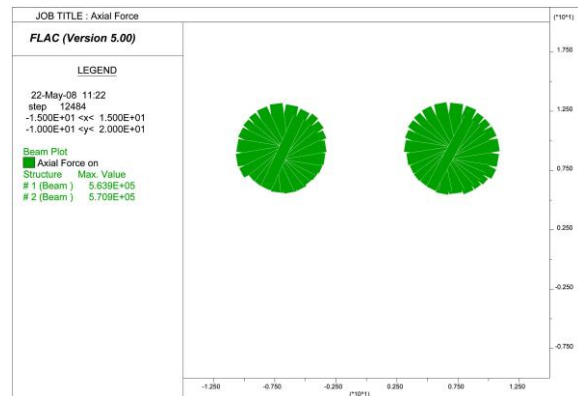
شکل ۴-۱۵- پوشش‌های بتنی تونل مدل شده، الف- پوشش متشکل از قطعات بتنی، ب- پوشش یک‌پارچه بتنی

۴-۲-۶-۱ تعیین نیروی محوری و برشی و لنگر خمشی القاء شده در پوشش

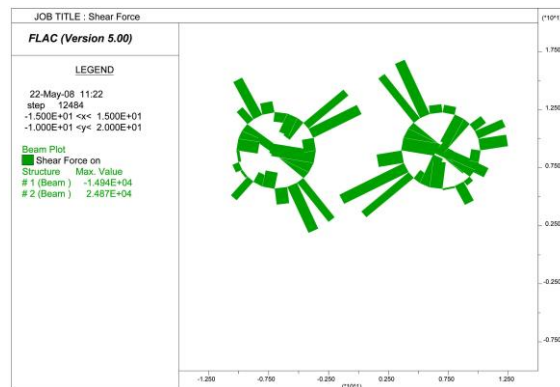
با توجه به تحلیل‌های انجام شده بر روی مدل پوشش یک پارچه بتنی تونل‌های مورد مطالعه، نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی ایجاد شده در پوشش تونل‌ها به ترتیب در اشکال ۴-۱۶ تا ۴-۱۸ نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۷- لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش بتنی تونل‌ها



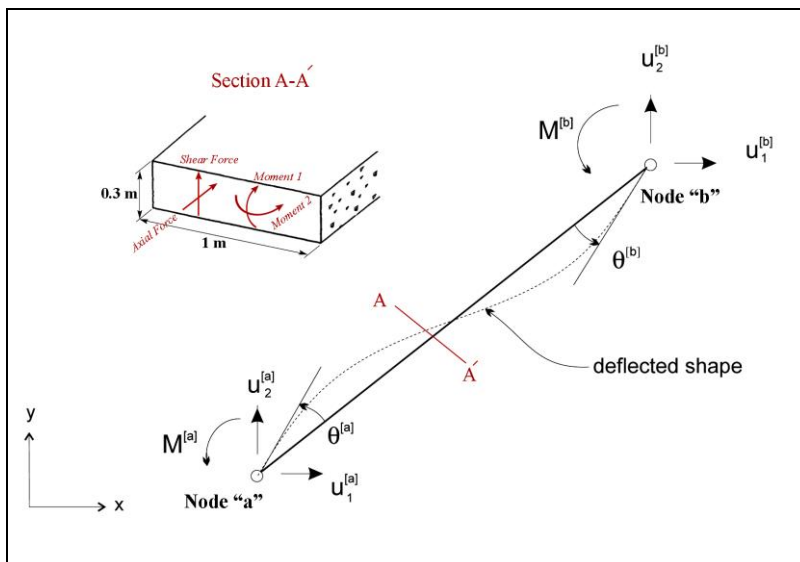
شکل ۴-۱۶- نیروی محوری وارده بر پوشش بتنی تونل‌ها



شکل ۴-۱۸- نیروی برشی وارده بر پوشش بتنی تونل‌ها

نیروهای محوری و برشی و لنگر خمشی بخش‌های مختلف پوشش تونل که در شکل ۴-۱۵ ب نشان داده شده، در جدول ۴-۱ درج شده است. لازم به ذکر است که با توجه به شکل ۴-۱۹ که نشان‌دهنده نیروی محوری، لنگرهای خمشی و نیروی برشی وارد بر مقطع پوشش بتنی به عرض 1 m می‌باشد، لنگرهای خمشی اول و دوم در جهات مختلف بر سازه اعمال شده و بایستی در مقاطعی با ممان اینرسی مختلف مورد ارزیابی قرار بگیرند. لذا پس از

بررسی مقادیر لنگرهای خمشی دوم ایجاد شده در بخش‌های مختلف پوشش و با توجه به ممان اینرسی و توان باربری بیشتر آن، ضرورتی در مطالعه تاثیرات آن لنگر بر عمل کرد پوشش احساس نشد.



شکل ۴-۱۹- جهات نیروها و لنگرهای اعمال شده بر مقطعی از پوشش بتنی مدل شده به صورت المان تیر (Itasca, 1999)

جدول ۴-۱- نیروها و لنگرهای اعمال شده به قسمت‌های مختلف پوشش بتنی تونل چپ

--

۴-۲-۶-۲ تحلیل پایداری استاتیکی پوشش بتنی تونل‌های قطار شهری تبریز

به‌طور کلی هدف از طراحی یک سازه، تأمین ایمنی در مقابل فروریختگی و تضمین عمل کرد مناسب در زمان بهره‌برداری است. چنان‌چه مقاومت واقعی یک سازه به‌طور دقیق قابل پیش‌بینی بود و در صورتی که بارهای وارد بر سازه و اثرات داخلی آن‌ها نیز با همان دقت قابل تعیین بودند، تأمین ایمنی تنها با ایجاد ظرفیت باربری به

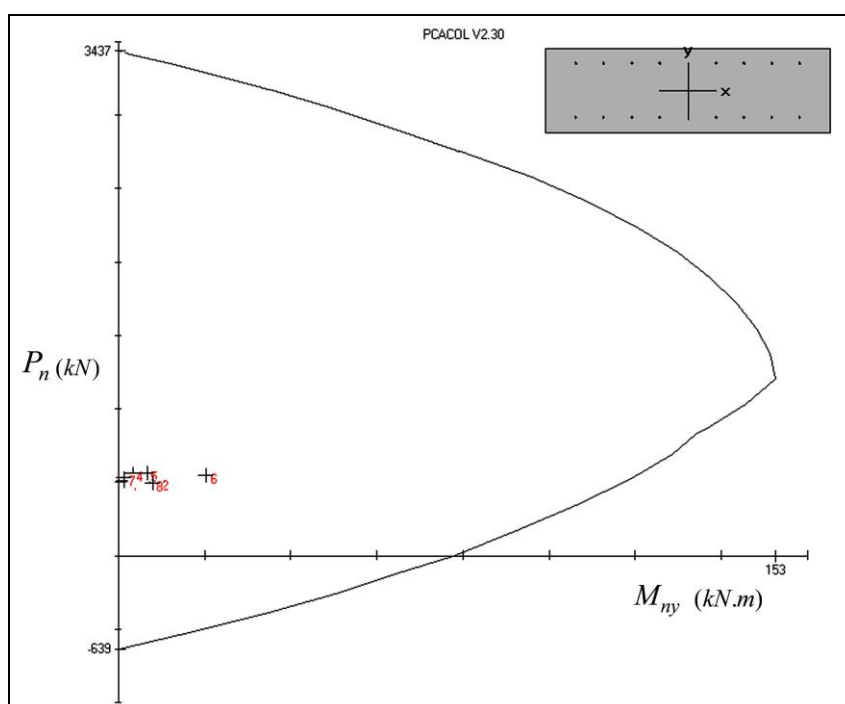
میزان جزئی بیش از مقدار بارهای وارده ممکن می‌شود. لیکن عوامل نامشخص و خطاهای احتمالی متعددی در تحلیل، طراحی و ساخت سازه‌ها وجود دارند که لحاظ یک حاشیه ایمنی در طراحی سازه‌ها را ضروری می‌نماید. روش تنش مجاز یکی از روش‌های طراحی سازه‌های بتن مسلح است. این روش، اولین روشی است که به صورت مدون برای طراحی سازه‌های بتن مسلح به کار گرفته شد. در این روش، یک عضو سازه‌ای به نحوی طراحی می‌شود که تنش‌های ناشی از اثر بارهای بهره‌برداری که به کمک تئوری‌های خطی مکانیک جامدات محاسبه می‌شوند، از مقادیر مجاز تنش‌ها تجاوز نکنند. منظور از بارهای بهره‌برداری بارهایی نظیر بار مرده، بار زنده و بار زلزله و ... هستند که در زمانی که سازه عملاً تحت بهره‌برداری است، روی سازه اثر می‌کنند. منظور از تنش مجاز تنش‌هایی است که از تقسیم تنش حدی ماده، نظیر مقاومت فشاری برای بتن و مقاومت تسلیم برای فولاد بر ضریب بزرگ‌تر از واحد به نام ضریب اطمینان به دست می‌آید (میکائیل، ۱۳۸۶).

به منظور کنترل نیروها و گشتاور خمشی ایجاد شده در مقطع پوشش بتنی تونل‌ها، از روش تنش مجاز استفاده شده است. با مدل‌سازی مقطع مورد نظر و اعمال نیروی محوری و گشتاور خمشی (محاسبه شده توسط نرم‌افزار $FLAC^{2D}$) در نرم‌افزار PCACOL، مقدار ضریب اطمینان را می‌توان برای مراحل مختلف حفاری محاسبه کرد. نتایج حاصل از این بررسی‌ها برای مقطع بتن مسلح به عرض 1 m و ضخامت 0.3 m که مطابق شکل ۴-۱۹ تحت تاثیر نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی ذکر شده در جدول ۴-۱ قرار می‌گیرند، به صورت ضرایب اطمینان مربوط به هر بخشی از مقطع مذکور در جدول ۴-۲ آورده شده است.

جدول ۴-۲- ضرایب اطمینان بخش‌های مختلف پوشش بتنی

--

شکل ۴-۲۰ کنترل پایداری بخش‌های مختلف پوشش بتنی را برای مقطع ذکر شده متناسب با شماره ردیف هر قسمت، در نرم‌افزار PCACOL نشان می‌دهد.



شکل ۴-۲۰- کنترل پایداری استاتیکی بخش‌های مختلف پوشش بتنی

در ادامه برای کنترل نیروهای برشی وارده در پوشش از رابطه ۴-۳ استفاده شده است.

$$V_n = V_s + V_c \quad (4-3)$$

در این رابطه V_n مقاومت برشی اسمی یک مقطع بتن مسلح، V_c مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن و V_s

مقاومت برشی تأمین شده توسط ۱۶ میل‌گرد فولاد AIII شماره ۱۴ موجود در مقطعی به عرض 1 m و ضخامت

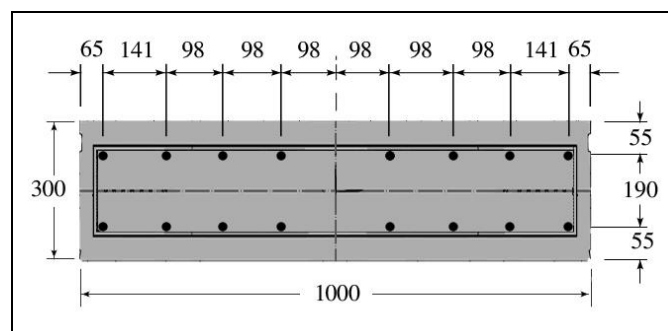
0.3 m ، از پوشش بتن مسلح نشان داده شده در شکل ۴-۲۱ می‌باشد، که برای محاسبه مقاومت برشی بتن و

مجموعه میل‌گردهای طولی خم شده درون آن می‌توان از رابطه‌های ۴-۴ و ۴-۵ استفاده کرد (مستوفی‌نژاد، ۱۳۸۶).

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \quad (۴-۴)$$

$$V_s = 0.34 f_y A \quad (۵-۴)$$

در رابطه ۴-۴ f'_c مقاومت فشاری بتن بر حسب مگاپاسکال و b_w و d به ترتیب عرض و ضخامت مقطع تحت برش بر حسب میلی‌متر می‌باشند. در رابطه ۴-۵ f_y و A به ترتیب مقاومت تسلیم میل‌گردهای فولادی بر حسب MPa و مجموع سطح مقطع تحت برش آنها بر حسب mm^2 است.



شکل ۴-۲۱- مقطع بتن مسلح پوشش تونل‌ها (اندازه‌ها به میلی‌متر است). (Arteh co.-a, 2006)

به منظور کنترل نیروی برشی در مقطعی از بتن به ضخامت $0.3 m$ و عرض $1 m$ به همراه ۱۶ میل‌گرد طولی شماره ۱۴ با سطح مقطع کلی $2464 mm^2$ داریم:

$$V_c = 1/6 \times \sqrt{27.5} \times 1000 \times 300 = 262.20 kN$$

$$V_s = 0.34 \times 392.4 \times 2464 = 328.74 kN$$

$$V_n = 262.20 + 328.74 = 590.94 kN$$

با توجه به این که نیروهای برشی اعمال شده به بخش‌های مختلف پوشش بتنی که در جدول ۴-۱ ذکر شده است، کم‌تر از مقاومت برشی مقطع می‌باشد، می‌توان استنباط کرد که بر اساس روش تنش‌های مجاز، پوشش تحت نیروهای برشی اعمال شده، پایدار خواهد ماند. در کل با توجه به نتایج ارائه شده در بالا می‌توان ادعا داشت که پوشش بتن مسلح تونل‌های قطار شهری تبریز در مقابل بارگذاری استاتیکی عمل کرد بسیار خوبی از خود نشان داده و کاملاً پایدار خواهند بود.

فصل پنجم

تحلیل دینامیکی تونل‌های قطار شهری تبریز به روش عددی

۵-۱ مقدمه

با توجه به آن که، بسیاری از سازه‌های زیرزمینی که از آنها به‌عنوان شریان‌های حیاتی نام برده می‌شود، اغلب در اعماق کم زمین‌های نرم و دارای پتانسیل آشفستگی لرزه‌ای در مناطق شهری ساخته می‌شوند. این سازه‌ها با توجه به نوع کاربری خاصی که متناسب با آن طراحی و احداث می‌گردند، از لحاظ ایمنی طولانی مدت دارای اهمیت فراوانی هستند. از سوی دیگر تحقیقات و شواهد آسیب‌های لرزه‌ای وارد بر سازه‌های زیرزمینی حاکی از آن است که، چنانچه ساخت‌گاه سازه‌های زیرزمینی بزرگ مقطعی مانند تونل‌های حمل و نقل عمومی، بسیار نرم یا سست باشد، برآورد رفتار لرزه‌ای آنها ضروری می‌باشد (Kawashima, 2000). عمل کرد لرزه‌ای تونل‌ها که خلاصه‌ای از تاریخچه آن در فصل ۳ بیان شد، در مناطق لرزه‌خیزی مانند تبریز اهمیتی مضاعف دارد. مطالعات تاریخی

لرزه‌نگاری، نشان می‌دهد که تبریز جزء مناطق زلزله خیز ایران به‌شمار می‌رود. لرزه‌نگاری تاریخی شهر تبریز نشان دهنده آن است که از سال ۶۳۴ قبل از میلاد تا اواخر قرن نوزدهم زلزله‌های بی‌شمار کوچک و بزرگی در این منطقه به‌وقوع پیوسته است که در برخی از آنها شهر تبریز کاملاً با خاک یکسان شده و گاهی تعداد تلفات به بیش از ۷۰۰۰۰ نفر نیز رسیده است (سازمان جغرافیایی نیروهای مسلح، ۱۳۸۰). مطالعات لرزه‌خیزی ساخت‌گاه قطار شهری تبریز که خلاصه‌ای از گزارش‌های موجود در فصل دوم ارائه شد، بیان‌گر آن است که، تونل‌ها در منطقه‌ای با توان لرزه‌خیزی بالا احداث شده و وقوع زلزله‌ای با بیشینه شتاب افقی g ۰/۵۷ در آن قابل پیش‌بینی است. بنابراین در این فصل، تحلیل دینامیکی تونل‌های دوقلوی قطار شهری تبریز با استفاده از مدل اصلاح شده تحلیل استاتیکی در $FLAC^{2D}$ مورد توجه قرار می‌گیرد. ابتدا براساس تحلیل خطر زلزله ساخت‌گاه و شتاب‌نگاشت مبنای طرح حاصل از تحلیل آبرفت منطقه، تاریخچه زمانی بارگذاری مقیاس شده برای سطوح طراحی لرزه‌ای MCL و DBL تهیه شده و سپس پاسخ دینامیکی تونل‌ها در هر کدام از سطوح طراحی لرزه‌ای یاد شده مورد بررسی قرار می‌گیرد. در نهایت مقادیر نیروها و لنگر خمشی به‌دست آمده از تحلیل دینامیکی $FLAC$ با نتایج حاصل از روابط تحلیلی و مدل‌سازی $SAP 2000$ مقایسه و مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

۵-۲ تدوین تاریخچه زمانی زلزله‌های سطوح طراحی

در این تحقیق به‌منظور تدوین تاریخچه زمانی زلزله بر اساس سطوح طراحی لرزه‌ای MCL و DBL، از شتاب‌نگاشت به‌دست آمده از تحلیل آبرفت ساخت‌گاه (شکل ۲-۱۱) و بیشینه مقادیر شتاب افقی زمین مربوط به سطوح طراحی لرزه‌ای ذکر شده در جدول ۲-۸، استفاده شده است. مشخصات زلزله به‌دست آمده از تحلیل آبرفت در جدول ۵-۱ درج شده است. لازم به ذکر است که مدت دوام حرکات زلزله بر مبنای تعریف Bolt، یعنی فاصله زمانی میان اولین و آخرین تجاوز از شتاب g ۰/۰۵ محاسبه شده است (کرامر، ۱۳۷۸).

جدول ۵-۱- مشخصات حرکات نیرومند زمین در شتاب‌نگاشت حاصل از تحلیل آبرفت ساخت‌گاه

۵-۲-۱ اصلاح شتاب‌نگاشت‌های سطوح طراحی لرزه‌ای

همان‌طور که در جدول ۵-۱ ملاحظه می‌شود، بیشینه شتاب افقی به‌دست آمده از تحلیل آبرفت ساخت‌گاه، g

۰/۶۶ است. این مقدار با بیشینه مقادیر شتاب افقی به‌دست آمده از تحلیل خطر زلزله برای سطوح طراحی لرزه‌ای

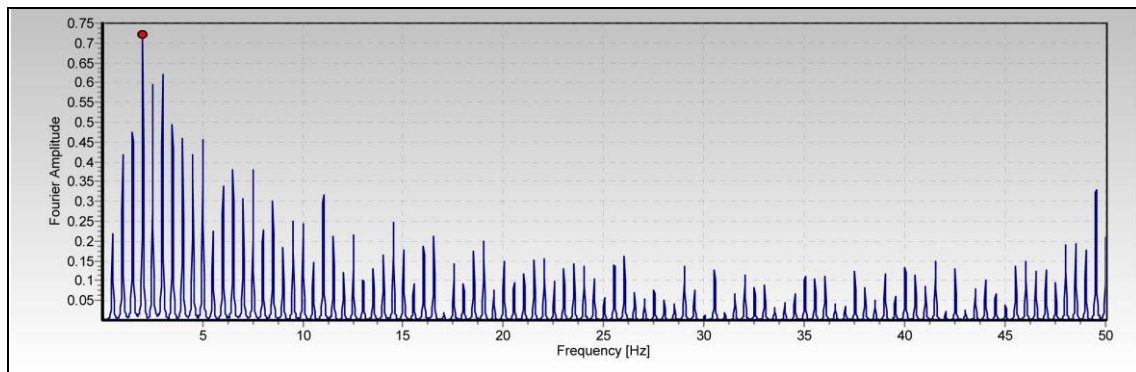
DBL و MCL که در جدول ۲-۸ کرد (Itasca, 1999):

$$I_{\max} = \frac{C_s}{8f_{\max}} \quad (۱-۵)$$

در این رابطه C_s سرعت موج برشی و f_{\max} بزرگ‌ترین فرکانس تاریخچه زمانی موج است، که برای

شتاب‌نگاشت مورد نظر این مقدار 50 Hz می‌باشد. با توجه به این که حرکات افقی زلزله به‌صورت یک موج

برشی مدل‌سازی خواهد شد، از این‌رو در شد.



شکل ۵-۱- طیف دامنه فوریه تاریخچه زمانی شتاب‌نگاشت حاصل از تحلیل آبرفت قبل از فیلتر

شکل ۵-۲- طیف دامنه فوریه تاریخچه زمانی شتاب‌نگاشت حاصل از تحلیل آبرفت بعد از فیلتر فرکانس‌های بالاتر از 35 Hz

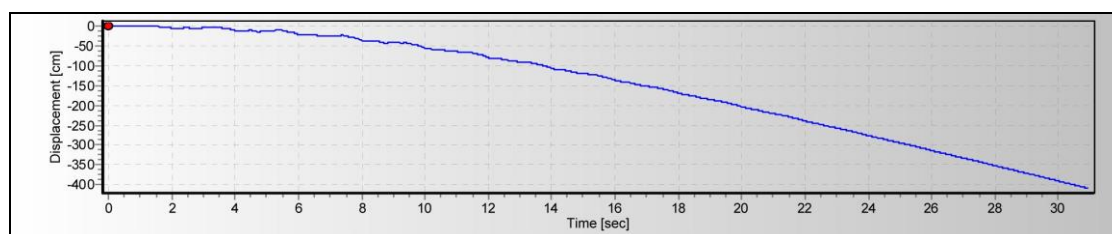
براساس مطالب یاد شده در بالا، روش کار به این صورت خواهد بود که تاریخچه شتاب مقیاس شده، با استفاده از تبدیل سریع فوریه از حوضه زمان به حوضه فرکانس تبدیل می‌شود. سپس فرکانس‌های بزرگ‌تر از ۳۵ Hz حذف شده و با تبدیل معکوس فوریه، تاریخچه شتاب اصلاح شده به دست می‌آید. نکته حائز اهمیت در فیلترسازی فرکانس‌های بالای تاریخچه زمانی موج، درصد اختلاف مقدار انرژی یا شدت کل یک شتاب‌نگاشت فیلتر شده، می‌باشد که از رابطه ۵-۲ به دست می‌آید (کرامر، ۱۳۷۸):

$$I_0 = \int_0^{T_d} a^2(t) dt \quad (۲-۵)$$

که در آن T_d ، مدت زمان ثبت حرکات زمین است. پس از تعیین انرژی شتاب‌نگاشت، قبل

از سوی دیگر، در صورت استفاده از تاریخچه زمانی شتاب یا تنش، ممکن است بعد از اتمام لرزش، مدل $FLAC^{2D}$ سرعت یا جابجایی‌های باقی‌مانده‌ای را به طور مداوم از خود نشان دهد. این مشکل از این واقعیت نشأت می‌گیرد که انتگرال کامل تاریخچه زمانی ممکن است صفر نشود. به عنوان مثال، با انتگرال‌گیری از شتاب‌نگاشت شکل ۲-۸ می‌توان تاریخچه سرعت نشان داده شده در شکل ۵-۳ و همچنین با انتگرال‌گیری از تاریخچه زمانی سرعت، تاریخچه زمانی جابجایی شکل ۵-۴ را ایجاد کرد.

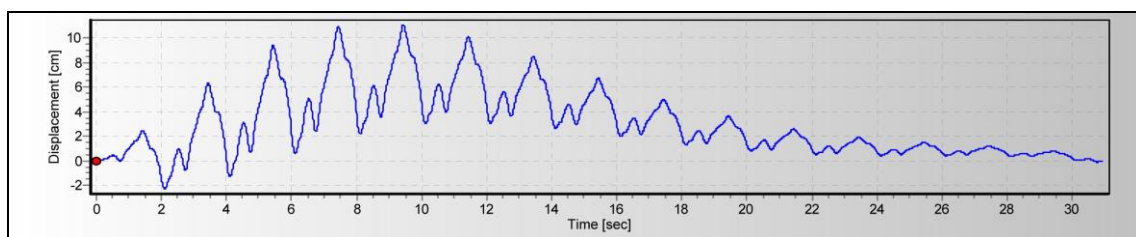
شکل ۵-۳- تاریخچه زمانی سرعت ناشی از شتاب‌نگاشت حاصل از تحلیل آبرفت ساخت‌گاه



شکل ۵-۴- تاریخچه زمانی جابجایی ناشی از تاریخچه زمانی سرعت متناظر با شتاب‌نگاشت تحلیل آبرفت

به منظور رفع این مشکل، در مهندسی زلزله از روند تصحیح خط مبنا بهره گرفته می‌شود. برای این کار می‌توان به واسطه افزودن موجی با فرکانس کوتاه به تاریخچه اصلی، سرعت و جابجایی نهایی آن را صفر کرد. موج با فرکانس کوتاه می‌تواند یک چند جمله‌ای یا تابع دوره‌ای که پارامترهای آزاد آن با نتایج مطلوب تنظیم شده‌اند، باشد. در اشکال ۵-۵ و ۵-۶ به ترتیب نتایج تصحیح خط مبنا بر روی تاریخچه زمانی سرعت و جابجایی نشان داده شده است.

شکل ۵-۵- تاریخچه زمانی سرعت ناشی از شتابنگاشت تحلیل آبرفت پس از تصحیح خط مبنا

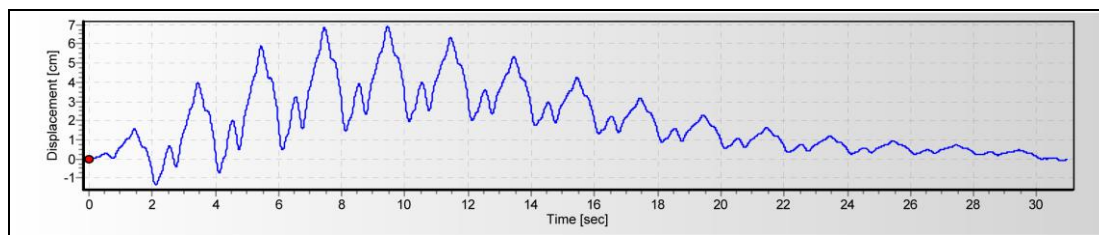


شکل ۵-۶- تاریخچه زمانی جابجایی ناشی از شتابنگاشت تحلیل آبرفت پس از تصحیح خط مبنا

در اشکال ۵-۷ تا ۵-۱۲ به ترتیب نتایج نهایی تاریخچه شتاب، سرعت و جابه‌جایی اصلاح شده برای زلزله سطوح DBL و MCL نشان داده شده است. لازم به ذکر است که کلیه مراحل اصلاح شتابنگاشت‌ها اعم از مقیاس نمودن، فیلترسازی و تصحیح خط مبنا، با استفاده از نرم‌افزار *SeismoSignal* انجام شده است.

شکل ۵-۷- شتابنگاشت اصلاح شده بر اساس سطح طراحی لرزه‌ای DBL

شکل ۵-۸- تاریخچه زمانی سرعت اصلاح شده بر اساس سطح طراحی لرزه‌ای DBL



شکل ۵-۹- تاریخچه زمانی جابجایی اصلاح شده بر اساس سطح طراحی لرزه‌ای DBL

شکل ۵-۱۰- شتاب‌نگاشت اصلاح شده بر اساس سطح طراحی لرزه‌ای MCL

شکل ۵-۱۱- تاریخچه زمانی سرعت اصلاح شده بر اساس سطح طراحی لرزه‌ای MCL

شکل ۵-۱۲- تاریخچه زمانی جابجایی اصلاح شده بر اساس سطح طراحی لرزه‌ای MCL

دامنه حرکات نیرومند زمین برای زلزله‌های اصلاح شده بر اساس سطوح طراحی لرزه‌ای DBL و MCL در جدول ۵-۲ آورده شده است.

جدول ۵-۲- دامنه حرکات زمین برای زلزله‌های اصلاح شده بر اساس سطوح مختلف طراحی لرزه‌ای

۵-۳ ملاحظات مدل‌سازی دینامیکی به روش تفاضل محدود

پس از اتمام تحلیل استاتیکی، بایستی تغییراتی در مدل $FLAC^{2D}$ به وجود آورد تا برای تحلیل دینامیکی آماده شود. این تغییرات شامل اختصاص خواص دینامیکی به لایه‌های خاک، اعمال شرایط مرزی جدید، اعمال بارگذاری دینامیکی و تبدیل میرایی سیستم به میرایی رایلی است. بایستی متذکر شد که نرم‌افزار $FLAC$ برای حل مسائل دینامیکی از روش خطی معادل استفاده می‌کند. در روش خطی معادل، با فرض مقادیری برای نسبت میرایی و مدول برشی در نواحی گوناگون مدل، یک تحلیل خطی اجراء می‌شود (Itasca, 1999).

لایه‌های و مصالح به کار رفته در مدل‌سازی استاتیکی دارای خواص استاتیکی بوده که استفاده دوباره از همان خواص ژئومکانیکی در مدل‌سازی دینامیکی درست نمی‌باشد. برای به‌دست آوردن مقادیر دینامیکی پارامترهای ژئومکانیکی لایه‌های زمین، بایستی از آزمایش‌های مستقیم برجا و آزمایشگاهی بهره جست. به‌عنوان مثال برای تعیین مدول برشی هر جسم، بایستی منحنی تنش- کرنش برشی آن را مشخص کرد. اما منحنی تنش- کرنش در خاک حتی برای مقادیر کم کرنش نیز به‌صورت غیرخطی است. و مدول برشی به کرنش وابسته است. از طرف دیگر به‌منظور تحلیل دینامیکی خاک، بایستی مقدار ثابتی برای مدول برشی آن مشخص کرد. در این صورت، مطابق شکل ۵-۱۳ می‌توان در کرنش‌های کوچک، مدول برشی خاک را برابر شیب خطی در نظر گرفت، که دو انتهای

حلقه منحنی تنش- کرنش را به هم وصل می‌کند (G_{max}). در

شکل ۵-۱۳- مدل رفتار دینامیکی خاک (کرامر، ۱۳۷۸)

روش‌های آزمایشگاهی و صحرایی مختلفی وجود دارد که می‌توان به کمک آن‌ها مدول برشی دینامیکی خاک را تعیین کرد. از جمله این روش‌ها می‌توان به استفاده از اعداد SPT سرعت موج برشی برداشت شده از ساخت‌گاه اشاره کرد. البته با این‌که آزمایش نفوذ استاندارد (SPT) یکی از متداول‌ترین آزمایش‌های برای ارزیابی خواص دینامیکی کرنش بالای خاک‌ها از قبیل مقاومت می‌باشند، اما نتایج آن با خواص کرنش پایین خاک نیز ارتباط داده شده است. لذا در این بخش مدول برشی دینامیکی متوسط لایه‌های مقطع مورد مطالعه به‌واسطه روابط تجربی بر اساس اعداد SPT به‌دست آمده از آزمایش‌های برجا بر روی گمانه FBH-1 (اشکال ۲-۵ و ۲-۶ و جدول ۲-۲) برآورد می‌شود. از روابط تجربی مورد استفاده در این زمینه می‌توان به دو رابطه ارائه شده در جدول ۵-۳ اشاره کرد.

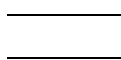
جدول ۵-۳- روابط تجربی برای محاسبه برخی از پارامترهای ژئومکانیکی خاک

از سوی دیگر، در فواصل دور از منبع تولید امواج لرزه‌ای می‌توان فرض کرد که امواج به صورت صفحه‌ای منتشر می‌شوند، و همچنین، اغلب آزمایش‌های ژئوفیزیک لرزه‌ای، کرنش برشی کم‌تر از 3×10^{-3} درصد تولید می‌کند، بنابراین می‌توان توسط رابطه ۵-۳ بیشینه مدول برشی را از روی سرعت موج برشی اندازه‌گیری کرد (کرامر، ۱۳۷۸):

$$G_{\max} = \rho C_s^2 \quad (3-5)$$

در رابطه ۵-۳، ρ چگالی متوسط خاک‌ها در عمق می‌باشد که برای مقطع مورد مطالعه به‌طور متوسط برابر $17/55 \text{ kN/m}^3$ است. حال با توجه به مقدار متوسط سرعت موج برشی لایه‌های خاکی موجود در مقطع C_s ، که برابر با 345 m/s می‌باشد، مقدار مدول برشی ماکزیمم خاک از رابطه ۵-۳، معادل $212/9 \text{ MPa}$ به‌دست خواهد آمد. نتایج محاسبات روابط تجربی مربوط به مدول برشی دینامیکی خاک متناسب با عدد بدست آمده از آزمایش نفوذ استاندارد (SPT) مربوط به اعماق مختلف بر حسب MPa ، در جدول ۵-۴ ارائه شده است.

جدول ۵-۴- مدول برشی دینامیکی بدست آمده از روابط تجربی بر اساس عدد SPT برای داده‌های گمانه FBH-1



همان گونه که مقدار مدول به دست آمده از رابطه ۵-۳ و نتایج ارائه شده در جدول ۵-۴ نشان می‌دهد، بیشینه مدول برشی در حدود 210 MPa تخمین خوبی از مدول برشی دینامیکی لایه‌های خاکی مقطع مورد مطالعه می‌باشد. بنابراین مدول الاستیسیته دینامیکی مصالح زمین از رابطه زیر در حدود 558 MPa خواهد شد:

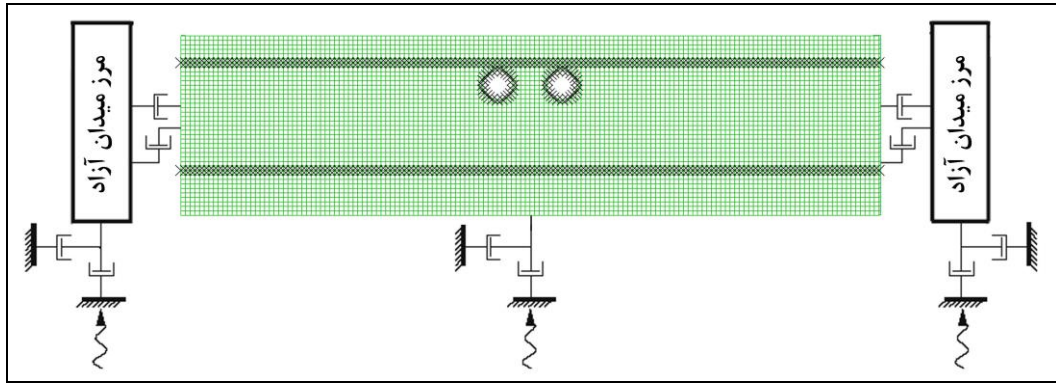
$$E = 2G(1 + \nu) \quad (5-4)$$

در نهایت با توجه به مقادیر مدول برشی ماکزیمم نسبت به عمق که برای لایه‌های خاکی ایستگاه شماره ۱۰ قطار شهری تبریز در شکل ۵-۱۴ ارائه شده است و همچنین تشابه لایه‌ها و سرعت موج برشی هر دو مقطع در عمق متوسط ۵ تا ۱۵ m، مدول برشی ماکزیمم 212 MPa منطقی بوده و نیازی به مطالعه پارامتری و تحلیل حساسیت خواص دینامیکی ورودی مدل، احساس نشد.

شکل ۵-۱۴- خواص دینامیکی لایه‌های خاکی ساخت‌گاه در ایستگاه شماره ۱۰ مسیر (شرکت مهندسی الموت، ۱۳۸۴)

۵-۳-۲ بارگذاری دینامیکی و شرایط مرزی

FLAC یک ناحیه از مصالح در معرض بارگذاری دینامیکی خارجی یا داخلی را با به‌کارگیری یک شرایط مرزی ورودی دینامیکی بر روی مرزهای مدل یا نقاط داخلی شبکه‌بندی، مدل می‌کند. انعکاس موج در مرزهای مدل را می‌توان با استفاده از هر کدام از شرایط مرزی آرام (ویسکوز) یا میدان آزاد به حداقل رساند. در شکل ۵-۱۵ شرایط مرزی جدید مدل که شامل مرزهای ویسکوز و میدان آزاد است، مشاهده می‌شود. در طرفین مدل مرزهای میدان آزاد تعبیه شده است.



شکل ۵-۱۵- بارگذاری دینامیکی و شرایط مرزی استفاده شده در مدل دینامیکی $FLAC^{2D}$

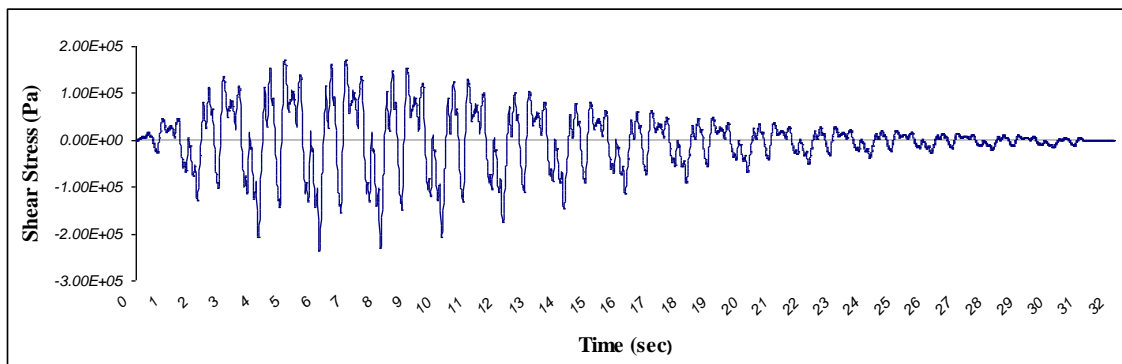
به منظور جلوگیری از انعکاس امواج به داخل مدل از مرزهای ویسکوز در پایه مدل استفاده شده است. همچنین این مرزها در پایه مرزهای میدان آزاد نیز اعمال شده است. بدین ترتیب امواج لرزه پس از برخورد با مرز بالای مدل (سطح زمین) به سمت پایین منعکس می‌شوند. این امواج پس از برخورد با پایه مدل توسط میراگرها جذب شده و از انعکاس مجدد آن ممانعت به عمل می‌آید. همین روند حرکتی در ستون میدان آزاد نیز وجود دارد.

در هنگام وقوع زلزله امواج حجمی از منبع به تمام جهات منتشر می‌شوند. هنگامی که این امواج به مرز لایه‌ها می‌رسند، دچار انعکاس و انکسار می‌شوند. با توجه به این که سرعت عبور امواج در لایه‌های نزدیک به سطح معمولاً یکسانی مانند یک شرایط مرزی آرام (ویسکوز) به کار برد، زیرا اثر مرز آرام خنثی خواهد شد. برای جزئیات بیشتر در مورد خواص مرزهای آرام به پیوست ت مراجعه شود. به منظور وارد کردن حرکات لرزه‌ای در مرز آرام، یک شرایط مرزی تنش‌دار^{۲۸} استفاده می‌شود، به عبارت دیگر، یک رکورد سرعت به یک رکورد تنش تبدیل شده و بر روی مرز آرام به کار گرفته می‌شود. تاریخچه سرعت یک موج برشی را می‌توان با فرمول زیر به یک تاریخچه تنش برشی تبدیل کرد:

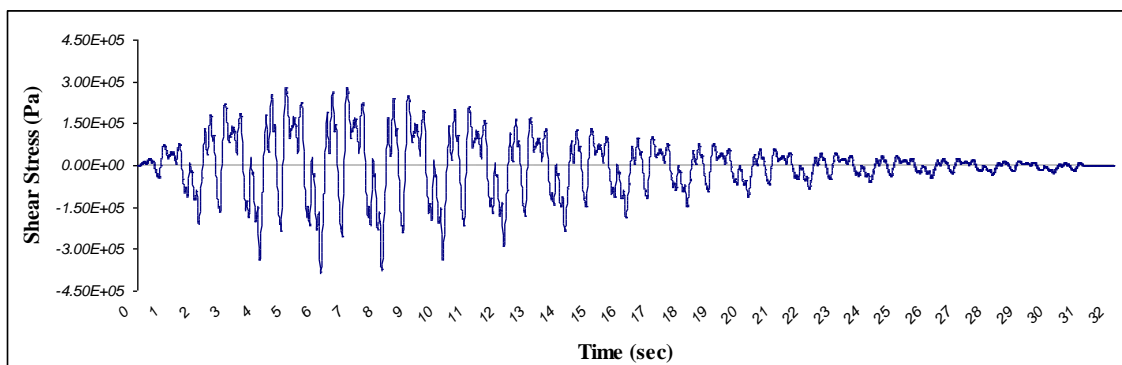
$$\sigma_s = -2(\rho C_s)v_s \quad (۵-۵)$$

^{۲۸} Stress boundary condition

در این رابطه σ_s تنش برشی بکار گرفته شده، ρ چگالی جرمی، C_s سرعت انتشار موج برشی از میان محیط و v_s سرعت برشی ذرات مصالح زمین می‌باشد. رابطه ۵-۵ نیز بر اساس فرض صفحه‌ای بودن انتشار موج پایه‌ریزی شده که مطابق مطالب ذکر شده در بخش ۵-۳-۱ برای فواصل دور از منبع انتشار موج، فرض درستی خواهد بود. در ضمن ضریب ۲ در رابطه مذکور به‌لحاظ این واقعیت است که از آن جایی که نصف انرژی ورودی توسط مرزهای ویسکوز جذب شده است، لذا بایستی تنش به کار برده شده نیز دو برابر مقدار در مدل می‌شود که اساساً واقعیت ندارد.



شکل ۵-۱۶- تاریخچه زمانی بارگذاری زلزله DBL

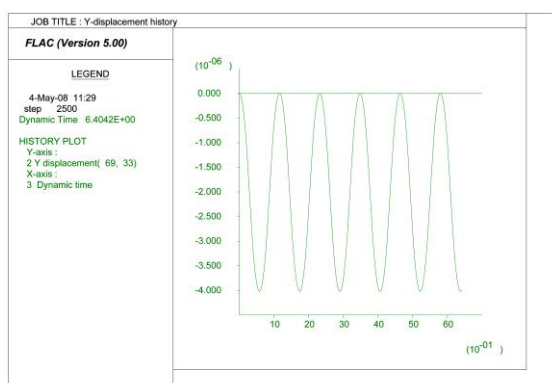


شکل ۵-۱۷- تاریخچه زمانی بارگذاری زلزله MCL

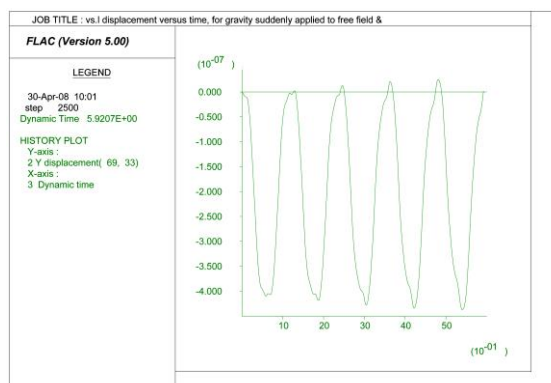
لازم به ذکر است که بیشینه تنش برشی برای زلزله DBL، معادل 0.23 MPa و برای زلزله MCL، معادل 0.38 MPa است که اوج بارگذاری هر دو سطح طراحی لرزه‌ای در لحظه $5/99$ ثانیه رخ می‌دهد.

۵-۳-۳ میرایی

سیستم‌های دینامیکی طبیعی حاوی برخی از درجات میرایی انرژی لرزشی درون سیستم است، در غیر این صورت، زمانی که سیستم تحت اثر نیروی محرکه واقع شود، به طور نامحدود نوسان خواهد کرد. میرایی تا اندازه‌های ناشی از افت انرژی در اثر اصطکاک داخلی در مصالح بکر و لغزش در طول سطح تماس است. برای آشنایی با انواع میرایی به کار رفته در *FLAC* و مکانیسم هر یک به پیوست ت مراجعه شود. در برنامه‌های مربوط به حوزه زمان، به منظور تدارک میرایی که تقریباً مستقل از فرکانس باشد، به طور معمول از میرایی رایلی^{۲۹} استفاده می‌شود. در نرم‌افزار *FLAC^{2D}*، میرایی رایلی با دو مقدار فرکانس غالب (f_{min}) و نسبت میرایی بحرانی (ξ_{min}) مشخص می‌شود. روش تعیین f_{min} و ξ_{min} در پیوست ت توضیح داده شده است. هر چند که، میرایی رایلی حاوی دو جزء ویسکوز است (انرژی جذب شده وابسته به فرکانس است)، اثرات وابسته به فرکانس به گونه‌ای آرایش می‌یابند تا فرکانس‌های مورد نظر را حذف کند، به عبارت ساده‌تر می‌توان محدوده‌ای از فرکانس‌ها را یافت که در آن‌ها و تک‌لایه‌ای (دارای مشخصات میانگین از خواص ژئومکانیکی سه لایه مذکور) می‌باشد، در هر صورت از هر دو شکل مقدار فرکانس طبیعی مدل، 0.186 Hz به دست می‌آید. بنابراین با توجه به تحلیل‌های انجام یافته، فرکانس غالب را می‌توان در حدود $f_{min} = 1/5 \text{ Hz}$ انتخاب نمود.



شکل ۵-۱۹- تاریخچه زمانی جابه‌جایی قائم مدل تک‌لایه‌ای در شرایط ارتعاش آزاد نامیرا



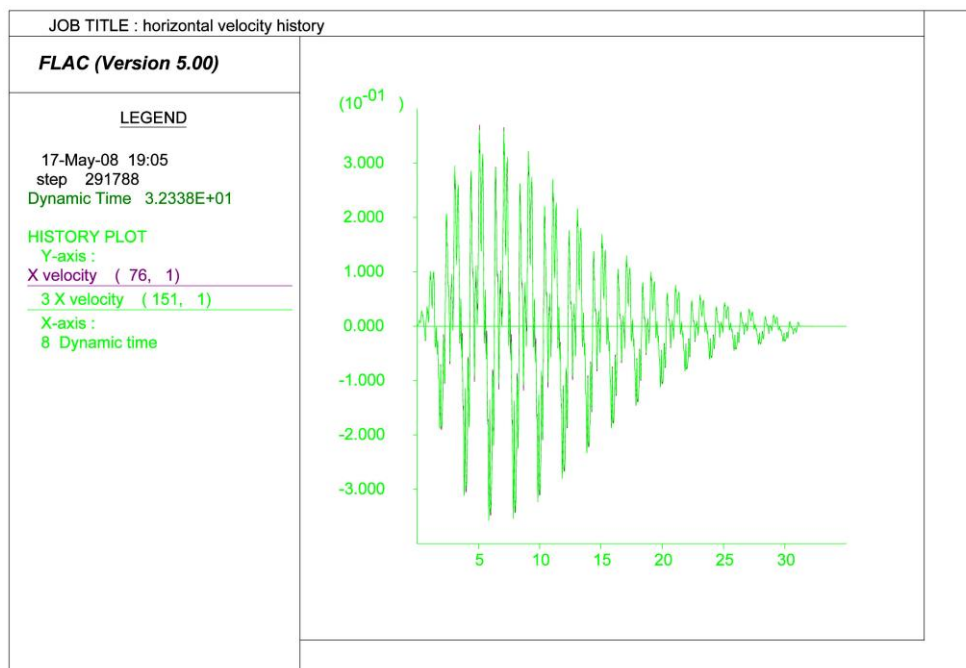
شکل ۵-۱۸- تاریخچه زمانی جابه‌جایی قائم مدل سه‌لایه‌ای در شرایط ارتعاش آزاد نامیرا

^{۲۹} Rayleigh Damping

نسبت میرایی بحرانی (ξ_{min}) دومین پارامتری است که باید مشخص شود. اگرچه اندازه‌گیری در این زمینه انجام نشده است اما براساس تجربه برای مصالح زمین‌شناختی (با مدل رفتاری مانند موهر-کلمب)، معمولاً میرایی بحرانی در محدوده ۲ تا ۵٪ بوده و برای سیستم‌های سازه‌ای این مقدار به ۲ تا ۱۰٪ افت خواهد کرد (Itasca, 1999).

۵-۳-۴ انتشار موج در مدل

یکی از مشکلاتی که می‌تواند در حین مدل‌سازی دینامیکی رخ دهد، اعوجاج و عدم انتشار صحیح موج در مدل است. این پدیده معمولاً به دلیل ابعاد بزرگ المان‌ها و شرایط مرزی نادرست روی داده و سبب می‌شود که شکل موج عبوری تفاوت زیادی با بارگذاری اولیه پیدا کند. بنابراین لازم است تا قبل از شروع تحلیل‌های اصلی، این مسأله مورد بررسی قرار گیرد. بدین منظور مدل ساده‌ای بدون وجود فضای حفاری ساخته شده و رفتار الاستیک خطی برای مصالح انتخاب شد. برای بررسی تاثیرات انتشار موج در این مدل از تاریخچه زمانی تنش سطح زلزله MCL (شکل ۵-۱۷) استفاده شده است. تطابق مناسب تاریخچه سرعت در پایه مدل و پایه میدان آزاد در شکل ۵-۲۰ نشان می‌دهد که انتشار موج در مدل اصلی و بیش از دو برابر سرعت بارگذاری اولیه است.



شکل ۵-۲۰- تاریخچه زمانی سرعت افقی در پایه مدل و پایه ستون میدان آزاد

شکل ۵-۲۱- تاریخچه زمانی سرعت افقی در بالای مدل

۵-۴ پاسخ دینامیکی تونل‌ها به زلزله‌های سطوح طراحی

در این بخش پاسخ دینامیکی تونل‌های قطار شهری تبریز در مقابل دو زلزله سطح طراحی DBL و MCL تحت شرایط بدون لغزش مورد بررسی قرار گرفته شده است. به منظور تحلیل پایداری پوشش یک‌پارچه بتنی تونل‌های مذکور در مقابل بارگذاری لرزه‌ای ناشی از زلزله‌های DBL و MCL مطابق شکل ۴-۱۴-ب، در ۸ نقطه از نقاط بحرانی پوشش نیروها و گشتاورهای وارده بر پوشش مورد بررسی قرار گرفته شده است. تاریخچه زمانی نیروهای محوری و لنگرهای خمشی ایجاد شده در بخش‌های یاد شده پوشش تونل سمت چپ در اثر زلزله‌های DBL و MCL به ترتیب در شکل‌های ۵-۲۲ و ۵-۲۳ نشان داده شده است. مقادیر کمی این تحلیل‌ها که به صورت اختلاف حداکثر مقدار نیروها یا لنگر خمشی ایجاد شده در اثر بارگذاری لرزه‌ای DBL و

MCL و مقدار استاتیکی همان پارامترها می‌باشد، به ترتیب در جداول

۵-۵ و ۶-۵ درج شده است.

جدول ۵-۵- بیشینه مقدار نیروها و لنگر خمشی وارده بر نقاط مختلف پوشش تحت اثر زلزله DBL

جدول ۶-۵- بیشینه مقدار نیروها و لنگر خمشی وارده بر نقاط مختلف پوشش تحت اثر زلزله MCL

همان گونه که شکل‌های ۵-۲۲ و ۵-۲۳ و همچنین جداول ۵-۵ و ۶-۵ نشان می‌دهند، بخش‌های ۱/۴

قوس تحتانی راست و چپ پوشش تونل به ترتیب متحمل بیشترین مقادیر نیروی محوری و لنگر خمشی القائی

از سوی هر دو زلزله می‌باشند. در فصل ۶ به بررسی عمل کرد بخش‌های مختلف پوشش تحت ترکیبات

مختلف بارگذاری پرداخته می‌شود.

شکل ۵-۲۳- تاریخچه زمانی نیروی محوری و لنگر خمشی بخش‌های مختلف پوشش تونل تحت زلزله MCL در مدل FLAC

۵-۵ مقایسه نتایج تحلیل دینامیکی FLAC با سایر روش‌ها

به منظور بررسی صحت نتایج تحلیل دینامیکی به دست آمده از نرم افزار $FLAC^{2D}$ ، از روابط تحلیلی ارائه شده در فصل سوم استفاده می شود. اما از آنجایی که این روابط قادر به ارائه مقادیر نیروها و لنگر خمشی ایجاد شده در بخش‌های مختلف پوشش نمی باشند، لذا در ادامه به کمک نرم افزار تحلیل سازه SAP 2000، تحلیل خطی تاریخچه زمانی شتاب بر روی قاب بتنی پوشش تونل انجام می گردد.

۵-۵-۱ آنالیز دینامیکی تونل‌های قطار شهری تبریز توسط روابط تحلیلی

همان گونه که در بخش ۳-۴-۲-۲-ب شرح داده شد، به کمک روابط تحلیلی ارائه شده توسط Wang و Penzien و با در نظر گرفتن نسبت سختی سازه جایگزین با توده زمین حذف شده از محیط و ضریب شکل پذیری سازه می توان تقریب از اندرکنش سازه- محیط و اعواج اعمال شده به سازه در اثر بروز زلزله به دست آورد. این روابط در جدول ۳-۳ ارائه شده اند. پارامترهای مورد استفاده در روابط مذکور، به ترتیب برای خصوصیات دینامیکی زمین در اثر زلزله MCL و پارامترهای معرف پوشش در جداول ۵-۷ و ۵-۸ درج شده است. لازم به ذکر است که هر کدام از پارامترهای روابط مذکور در جدول ۳-۴ و شکل ۳-۷ معرفی شده است.

به لحاظ آن که تحلیل‌های دینامیکی FLAC بدون لغزش میان پوشش تونل و زمین صورت گرفته است، لذا در این بخش نیز از روابط مربوط به عمل کرد لرزه‌ای تونل‌های دایروی در حالت بدون لغزش استفاده خواهد شد

(جدول ۳-۳). برای این کار بایستی ابتدا مطابق جدول ۵-۹ و با توجه به عمق تقریبی ۱۰ m قرارگیری تونل، نسبت حداکثر شتاب زمین به حداکثر شتاب در سطح زمین را به دست آورده و سپس با توجه به مقدار شتاب ماکزیمم سطح طراحی لرزه‌ای MCL در سطح زمین (۰/۵۷g) مقدار بیشینه شتاب سطح زمین ارزیابی می‌شود. بنابراین مقدار آن ۰/۵۱۳g خواهد شد.

جدول ۵-۹- نسبت شتاب در عمق به نسبت شتاب در سطح (Hashash et al., 2001)

عمق قرارگیری تونل (m)	نسبت شتاب در عمق به نسبت شتاب در سطح
کمتر از ۶ متر	۱
۶-۱۵	۰/۹
۱۵-۳۰	۰/۸
بیشتر از ۳۰ متر	۰/۷

در ادامه با عنایت به مقادیر بیشینه بزرگای پذیرفتنی (متناسب با زلزله سطح طراحی MCL)، فاصله رومرکز زلزله تا ساخت‌گاه و متوسط سرعت انتشار موج در لایه‌های خاکی ساخت‌گاه، که در جدول ۵-۷ ارائه شده است، از روی جدول ۳-۱ و به کمک درون‌یابی خطی نسبت بیشینه سرعت زمین به بیشینه شتاب سطح زمین $133/70 (cm/s)/g$ به دست می‌آید. از این رو مقدار حداکثر سرعت ذرات زمین در عمق مورد نظر برابر $0/68 cm/s$ برآورد می‌گردد. در گام بعدی برای محاسبه کرنش برشی ماکزیمم می‌توان از رابطه زیر استفاده کرد (St. John & Zahrah, 1987):

$$\gamma_{\max} = \frac{V_s}{C_m} \quad (۵-۶)$$

همچنان که برای مقادیر ذکر شده در بالا، بیشینه کرنش برشی از رابطه ۵-۶ مقداری معادل $1/97 \times 10^{-3}$ به دست خواهد آمد.

در نهایت با جایگذاری مقادیر مذکور در معادلات ارائه شده در جدول ۳-۳ برای حالت بدون لغزش، مقادیر بیشینه نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی در مقطع مورد بررسی به دست می آید که نتایج نهایی آن در جدول ۵-۱۰ درج شده است.

جدول ۵-۱۰- مقادیر نهایی روابط تحلیلی برای بیشینه نیروها، لنگر خمشی و جابجایی ایجاد شده در پوشش تونل



با مقایسه مقادیر نیروها و لنگر خمشی به دست آمده از روابط تحلیلی با نتایج آنالیز دینامیکی *FLAC* که در جدول ۵-۶ برای زلزله طراحی *MCL* ارائه شده است، مشاهده می شود که روابط تحلیلی مقدار نیروی محوری را بیشتر از حداکثر مقدار درج شده در جدول ۵-۶ نشان می دهند. اما مقادیر به دست آمده برای لنگر خمشی و نیروی برشی در حد معقولی بین حدود تغییرات لنگر خمشی و نیروی برشی در بخش های مختلف پوشش تونل در نتایج *FLAC* می باشد. به طور کلی روابط تحلیلی ارائه شده توسط Wang و Penzien به واسطه صرف نظر کردن از پارامترهای موثری از قبیل: انرژی یا شدت زلزله، مدت دوام و محتوای فرکانسی حرکات لرزه ای، میرایی زمین و سازه و شرایط تکیه گاهی آن، تنها از روی مقادیر بزرگای گشتاور زلزله، فاصله

گسل مولد زلزله از ساخت‌گاه و بیشینه شتاب زمین (PGA)، به محاسبه پاسخ سازه معطوف می‌شود. لذا مقادیر به‌دست آمده از این روابط دقت بالایی نداشته و قابل اعتماد نمی‌باشند. بنابراین در بخش‌های بعدی به‌منظور سنجش صحت نتایج تحلیل دینامیکی به‌دست آمده از روش تفاضل محدود^{۳۰} *FLAC*، به‌واسطه نرم‌افزار *SAP 2000*، از تحلیل دینامیکی به روش اجزای محدود^{۳۱} استفاده می‌شود.

۵-۵-۲ آنالیز دینامیکی تونل‌های قطار شهری تبریز توسط نرم‌افزار *SAP 2000*

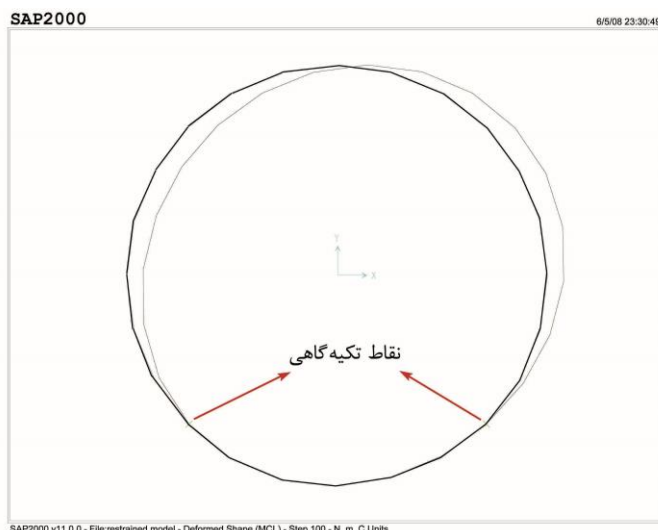
در مدل قبلی ساخته شده در نرم‌افزار *SAP 2000* که در بخش ۴-۳-۲ شرح مختصری درباره آن داده شد، به توصیه آئین‌نامه طراحی و ساخت تونل و چاه EM 1110-2-2901 (U.S. Army Corps of Engineers, 1997)، از فنرهای مماسی و شعاعی به‌عنوان نقاط تکیه‌گاهی و اندرکنش زمین و سازه استفاده شده است. اما به‌منظور مقایسه با نتایج تحلیل دینامیکی *FLAC*، از مدل مذکور *SAP* به‌دلیل عدم تعادل و پایداری آن در مقابل بارهای مستقل دینامیکی، نمی‌توان استفاده کرد. لذا در این بخش از مدلی با دو نقطه تکیه‌گاهی مفصلی در $\frac{1}{4}$ قوس تحتانی چپ و راست، تحت بارگذاری لرزه‌ای حاصل از تاریخچه زمانی شتاب زمین لرزه MCL (شکل ۵-۱۰) استفاده شده است. نقاط تکیه‌گاهی مذکور به روش آزمون و خطا و با شرط ایجاد تغییر شکل بیضوی^{۳۲} در مقطع پوشش تحت بارگذاری لرزه‌ای (شکل ۵-۲۴) و همچنین ایجاد لنگر خمشی در موقعیت‌های مشابه با نتایج تحلیل دینامیکی *FLAC* (شکل ۵-۲۵) انتخاب شده است. همان‌گونه که در شکل ۳-۴-ه نشان داده شده است، تغییر شکل بیضوی در یک تونل با مقطع دایروی هنگامی ایجاد می‌شود که امواج لرزه‌ای در یک مسیر عمود یا تقریباً عمود بر محور تونل منتشر شوند، که در نهایت باعث ایجاد خمش در مقطع عرضی پوشش تونل خواهند شد (Wang, 1993). مدل مذکور تحت بارگذاری دینامیکی مستقیم

^{۳۰} Finite Difference Method (FDM)

^{۳۱} Finite Element Method (FEM)

^{۳۲} Ovaling

تاریخچه زمانی شتاب سطح لرزه‌ای MCL قرار گرفته که نتایج آن به صورت تاریخچه زمانی نیروی محوری و لنگر خمشی در شکل ۵-۲۶ قابل مشاهده است.



شکل ۵-۲۴- تغییر بیضوی شکل در مقطع پوشش تونل تحت بارگذاری لرزه‌ای در مدل SAP 2000

شکل ۵-۲۵- لنگر خمشی ایجاد شده در مقطع پوشش تونل تحت بارگذاری لرزه‌ای در مدل SAP 2000

بیشینه مقادیر تاریخچه نیروها و لنگر خمشی ایجاد شده در نقاط مختلف پوشش تونل مدل شده در SAP 2000، در جدول ۵-۱۱ ارائه شده است.

جدول ۵-۱۱- بیشینه مقدار نیروها و لنگر خمشی وارده بر نقاط مختلف پوشش تحت اثر زلزله MCL در مدل SAP

--

--

۵-۵-۳ مقایسه نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی *FLAC*، روابط تحلیلی و *SAP 2000*

برای ارزیابی و مقایسه نتایج تحلیل دینامیکی به دست آمده از مدل‌سازی *FLAC*، روابط تحلیلی و مدل‌سازی *SAP 2000*، در شکل‌های ۵-۲۷ تا ۵-۲۹، نمودارهای نیروها و لنگر خمشی حاصل از روش‌های مذکور ارائه شده است.

مطابق شکل ۵-۲۷ نیروی محوری به دست آمده از تحلیل دینامیکی *FLAC* در حد وسط نتایج *SAP 2000* و روابط تحلیلی قرار داشته ولی تطابق خوبی میان آنها برقرار نمی‌باشد. دلیل این عدم انطباق بین نتایج مدل‌سازی‌های *FLAC* و *SAP 2000* را می‌توان در شرایط تکیه‌گاهی متفاوت دانست. چنان‌که پس از مدل‌سازی با شرایط تکیه‌گاهی فنری برای تحلیل دینامیکی خالص، ملاحظه شد که به دلیل تغییر مقادیر بارگذاری در هر لحظه، نمی‌توان فنرهای کششی را حذف کرد، لذا با در نظر گرفتن همه فنرهای شعاعی و مماسی در تمام گره‌ها عملاً سختی کل سیستم بالا رفته و نیروها و لنگر ایجاد شده در پوشش تونل افزایش خواهد یافت. اما با توجه به شکل‌های ۵-۲۸ و ۵-۲۹ نیروی برشی و به خصوص لنگر خمشی حاصل از تحلیل‌های دینامیکی

FLAC و SAP 2000 تطابق قابل قبولی با هم داشته که در کل می توان نتایج مدل سازی FLAC را صحیح ارزیابی کرد.

فصل ششم

بررسی عمل کرد نهایی پوشش تونل های قطار شهری تبریز

۶-۱ مقدمه

نقش اصلی یک پوشش، تامین پایداری فضای زیرزمینی و تحت کنترل درآوردن نیروهای ناشی از حرکات زمین حفاری شده می باشد. در مناطق با توان لرزه خیزی بالا، پوشش حفاریات زیرزمینی بایستی طوری طراحی شود که هم بار استاتیکی ناشی از روبراه را تحمل کرده و هم در مقابل تغییر شکل های بعدی که در اثر حرکات ناشی از زلزله به سازه اعمال می شود، پایدار باقی بماند. با توجه به مبانی تحلیل پایداری سازه ها، نحوه ترکیب بارهای موثر بر پوشش تونل ها حائز اهمیت می باشد. لذا ترکیبات بارگذاری مختلف برای دو سطح طراحی لرزه ای DBL و MCL در بخش ۳-۴-۲ توضیح داده شده است در این فصل با عنایت به بارهای استاتیکی و دینامیکی وارد شده به بخش های مختلف پوشش تونل ها و به واسطه ترکیبات بارگذاری مذکور، بارهای نهایی وارد بر پوشش به دست آمده و در ادامه با استفاده از روش مقاومت نهایی و به کمک نرم افزار PCACOL به بررسی و کنترل پایداری پوشش بتنی تونل ها پرداخته می شود.

۶-۲ بارهای نهایی وارد بر پوشش تونل

به منظور طراحی پوشش تونل‌ها، در عمل نیاز به تعیین کل نیروهای موثر بر سازه، شامل نیروهای قبل از تحریک دینامیکی و نیروهای ناشی از تحریک دینامیکی سازه (چوپرا، ۱۳۷۷). لذا با توجه به روش خطی-معادل به کار رفته در تحلیل دینامیکی *FLAC* (پیوست پ)، می‌توان از جمع آثار هر کدام از تحلیل‌های مذکور به عنوان تاثیر کلی بر روی پوشش تونل، استفاده نمود. بنابراین، با توجه به مقادیر نیروها و لنگر خمشی حاصل از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی (ارائه شده در جداول ۴-۱، ۵-۵ و ۶-۵) و همچنین با لحاظ ترکیبات بارگذاری بیان شده در قالب روابط ۳-۱ و ۳-۲، می‌توان مقادیر نهایی نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی تحمل شده از سوی پوشش را ارزیابی کرد. این مقادیر برای ترکیب بارهای استاتیکی با هر کدام از بارهای لرزه‌ای ناشی از زلزله‌های *DBL* و *MCL* به ترتیب در جداول ۶-۱ و ۶-۲ ارائه شده است.

جدول ۶-۱- بارهای نهایی وارد بر پوشش ناشی از بار استاتیکی و بار ناشی از زلزله *DBL*

جدول ۶-۲- بارهای نهایی وارد بر پوشش ناشی از بار استاتیکی و بار ناشی از زلزله *MCL*

۶-۳- کنترل پایداری نهایی پوشش بتنی تونل‌های قطار شهری تبریز

با توجه به مقاومت برشی اسمی مقطع بتن مسلح یاد شده در بخش ۴-

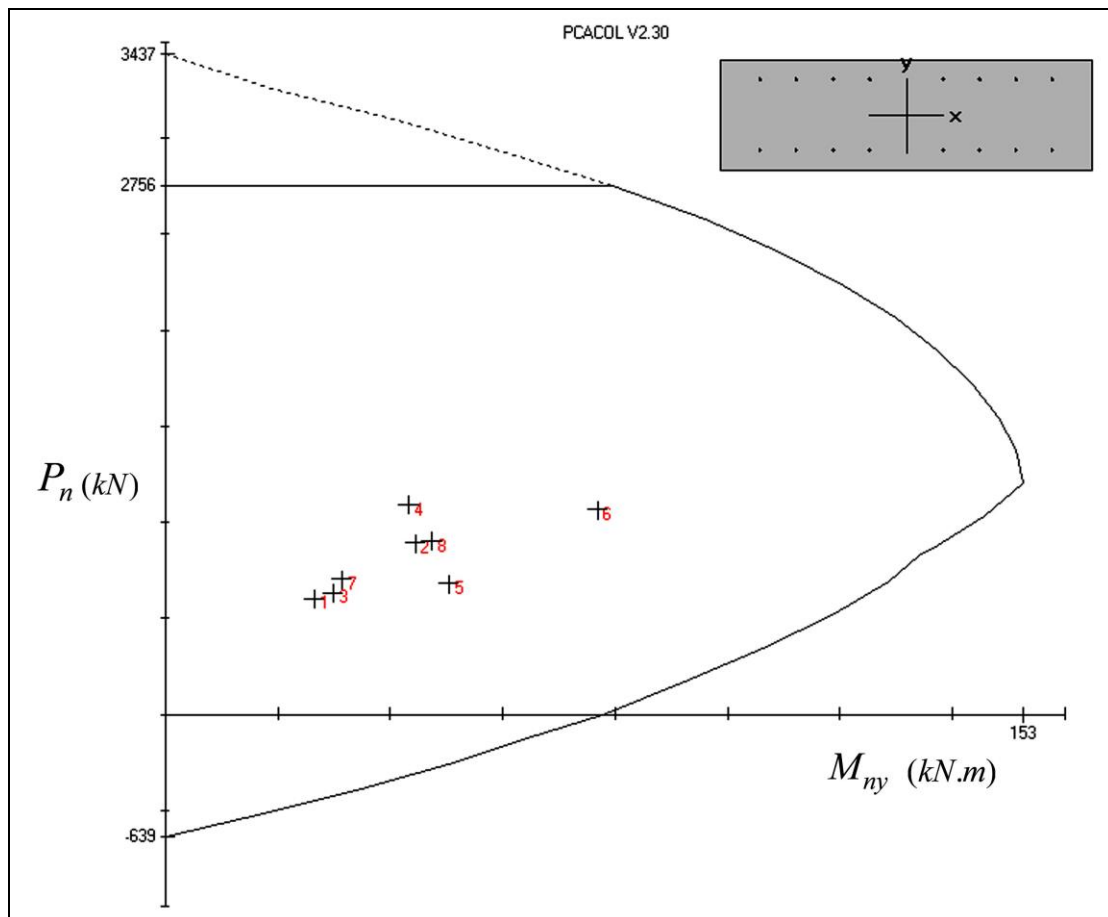
- روش طراحی مقاومت (SDM)^{۳۳} که به نام روش مقاومت نهایی^{۳۴} نیز خوانده شده است، ایجاب می‌کند که مقاومت طراحی یک عضو در هر مقطع، مساوی یا بیشتر از مقاومت لازم که تحت ترکیبات بار و با استفاده از ضرایب بار محاسبه می‌شود، باشد. ر گرفت.
- تحلیل سازه و تعیین لنگرها و نیروهای داخلی: پس از اعمال بارهای ضریب‌دار، سازه بر اساس روش تحلیل الاستیک خطی مورد آنالیز قرار گرفته، و نیروهای داخلی مقاطع آن به دست می‌آید. به این نیروهای داخلی اصطلاحاً مقاومت لازم گفته می‌شود.
- تعیین ضریب کاهش مقاومت و طرح اجزاء سازه: طرح اجزاء سازه به صورتی انجام می‌شود که در مقاطع مختلف سازه، مقاومت لازم کوچک‌تر یا مساوی مقاومت طراحی شود. این رابطه در مورد نیروی برشی در بالا کنترل شد. در ادامه رابطه مذکور توسط نرم‌افزار *PCACOL*، برای نیروی محوری و لنگر خمشی ایجاد شده در مقاطع نیز کنترل خواهد شد. لازم به یادآوری که ضریب کاهش مقاومت نیز بر اساس وضعیت مورد نظر در طراحی و اهمیت سازه از جداول موجود در آئین‌نامه‌های طراحی سازه‌های بتن مسلح (مانند *ACI 318-05*) تعیین می‌شود.

در این بخش کنترل و بررسی نیروها و گشتاور وارده بر مقطع پوشش با

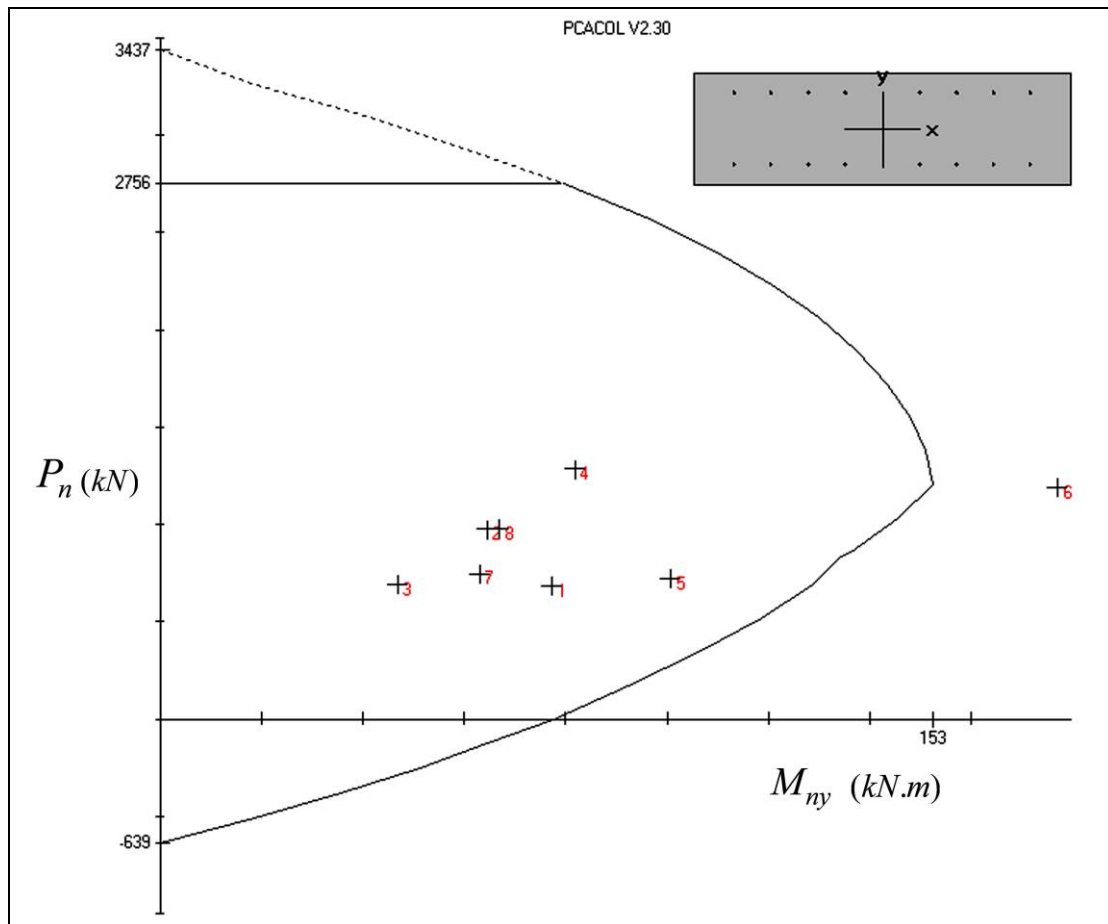
۶-۳-۲ بررسی عمل کرد نهایی پوشش تونل‌ها

مطابق روند تشریح شده در بخش ۶-۳-۱، عمل کرد مقطع بتن مسلح نشان داده شده در شکل ۲-۲۱ در مقابل ترکیبات بارهای استاتیکی و دینامیکی ناشی از زلزله‌های *DBL* و *MCL* مورد بررسی قرار گرفته و نیروی محوری و لنگر خمشی اعمال شده به بخش‌های مختلف پوشش تونل (جداول ۶-۱ و ۶-۲) توسط نرم‌افزار *PCACOL* به مقطع بتن مسلح مذکور وارد شده که نتایج آن‌ها به صورت منحنی‌های اندرکنش نیروی محوری- لنگر خمشی در اشکال ۶-۱ و ۶-۲ و ضرایب اطمینان به دست آمده از این تحلیل در جدول ۶-۳ ارائه شده است.

^{۳۳} Strength Design Method
^{۳۴} Ultimate Strength Design Method



شکل ۶-۱- عمل کرد بخش‌های مختلف پوشش بتن مسلح در مقابل بارگذاری متشکل از بار زلزله DBL



شکل ۶-۲- عمل کرد بخش‌های مختلف پوشش بتن مسلح در مقابل بارگذاری متشکل از بار زلزله MCL

جدول ۶-۳- ضرایب اطمینان نهایی بخش‌های مختلف پوشش بتن مسلح در مقابل ترکیبات بارگذاری مختلف

مطابق نتایج ارائه شده در جدول ۶-۳، ضرایب اطمینان بخش‌های مختلف پوشش در حین وقوع زلزله‌ای با سطح DBL به حد کافی مقاوم و ایمن

می‌باشد. در مورد زلزله MCL نیز سازه از ایمنی کلی برخوردار می‌باشد، هر چند که تحلیل‌ها حاکی از آن است که در اثر وقوع زلزله‌ای با سطح

MCL احتمال ایجاد ناپایداری در بخش ۱/۴ قوس تحتانی راست وجود دارد. اما لازم به یادآوری است که زلزله DBL به صورت زلزله‌ای تعریف می‌شود که به صورت منطقی بتوان تونل‌های قطار شهری تبریز در برابر ترکیبات بارگذاری سطوح طراحی لرزه‌ای DBL و MCL، اهداف طراحی را برآورده کرده و عمل کرد مناسبی در حین وقوع زلزله‌های مذکور خواهند داشت.

فصل هفتم

نتیجه گیری و پیشنهادات

۷-۱ نتایج تحقیق

- با توجه به گزارش‌های زمین‌شناسی و لرزه‌خیزی منطقه، ساخت‌گاه قطار شهری تبریز به لحاظ توان زلزله‌خیزی خطرناک توصیف شده و لذا با عنایت به زمین‌آبرفتی منطقه، عمق کم احداث تونل‌های قطار شهری تبریز و استفاده عمومی و طولانی مدت از آن‌ها، ضروری است تا پوشش بتن مسلح این سازه‌ها برای استاتیکی می‌باشد.
- به منظور مدل‌سازی پوشش متشکل از قطعات غیریکنواخت بتنی به کار رفته در تونل‌های قطار شهری تبریز، به واسطه تحلیل حساسیت بر روی لنگر خمشی ایجاد شده در قسمت‌های مختلف پوشش بر اثر کاهش ضخامت نقاط اتصالی قطعات، روش ساده‌ای ارائه شد. مقایسه نتایج یکی از مدل‌های آن با تحلیل قاب SAP 2000 هر گونه تردیدی را درباره صحت روش از میان برداشت.

- ولی مقادیر نیروی محوری بخش‌های مختلف پوشش‌ها تفاوت زیادی از خود نشان نمی‌دهد.
- برای انجام تحلیل دینامیکی بایستی از خواص دینامیکی خاک استفاده شود. با توجه به روش معادل می‌دهد. به دلیل فقدان مدل‌های رفتاری مناسبی از رفتار دینامیکی مصالح زمین و بتن مصرفی، مقادیر میرایی بحرانی، مطابق با راهنمای نرم‌افزار *FLAC*، برای مصالح سازه‌ای ۲ درصد و برای مصالح زمین دینامیکی سازه برای سطوح طراحی لرزه‌ای مذکور به ترتیب با هدف ایمنی کل سازه (عدم وجود تخریب و خسارات موضعی) و ایمنی عمومی سازه (عدم وجود تخریب کلی سازه) صورت می‌گیرد.
- مقایسه نتایج تحلیل‌های دینامیکی انجام گرفته برای زلزله MCL توسط مدل‌سازی عددی *FLAC* و *SAP 2000* و هم‌چنین از *SAP 2000* و روابط تحلیلی بوده که عدم تطابق آن‌ها ناشی از شرایط تکیه‌گاهی مختلف آن‌هاست. اما نتایج نیروی برشی و به خصوص لنگر خمشی به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی *FLAC* و *SAP 2000* هماهنگی مناسبی با هم قطار شهری تحت بارگذاری‌های متناسب با سطوح طراحی لرزه‌ای یاد شده، حاکی از برآورده شدن اهداف طراحی در دو سطح طراحی DBL و MCL می‌باشد. هر چند که در اثر بارگذاری زلزله MCL امکان ایجاد ناپایداری دینامیکی صورت گرفته برای حالت کامل ارائه می‌دهد، و چنان‌چه پوشش تونل‌ها برای حالت بدون لغزش پایدار شناخته شود، مسلماً، نیز پایدار خواهد ماند.

۷-۲ پیشنهادات

- در مورد مدل سازی پوشش متشکل از قطعات متعدد، به ، پیشنهاد می شود، تحلیل دینامیکی مشابهی نیز بر روی مدل تونل های با پوشش متشکل از قطعات بتنی غیریکنواخت شرح داده شده، انجام گیرد.
- با توجه به آبدار بودن منطقه که در بخش های پایین دست تونل تا بالای سقف تونل را نیز پوشش خواهد دارد، و از سوی دیگر با توجه به وجود لایه های زمین شناسی مستعد روان گرایی، در بخش هایی از طول مسیر تونل های موثر ساخت گاه صورت گیرد.
- در این تحقیق تنها اثرات مخرب زلزله بر روی سازه های سطح پایین نیز باشد، مد نظر قرار نگرفته است. لذا لازم است در تحقیقات مشابه تاثیر این نوع بارها نیز بر چنین سازه هایی حتماً لحاظ شود.
- از آن جایی که در این تحقیق مقادیر صحرایی برای مقایسه خواص دینامیکی تخمینی خاک وجود داشت، نیازی
- در این تحقیق از مقادیر پیشنهادی در راهنمای نرم افزار سازه های زیرزمینی وجود ندارد، لازم است تا در این مورد تحقیقات بیشتری صورت گیرد.
- از آن جایی که در زلزله های بزرگ، برخی از سازه ها آمده اما به سبب رفتار غیرخطی سازه می توان حاشیه اطمینانی برای پایداری آن ها در نظر گرفت. این کار در سطحی، انجام گرفته ولی در مورد سازه های زیرزمینی به ناچار بایستی از تحلیل غیرخطی استفاده نمود. که لازمه آن آگاهی از مدل های رفتار غیرخطی مناسب دینامیکی غیرخطی برای چنین سازه هایی استفاده گردد.

پیوست الف

مبانی مهندسی زلزله و روش های تحلیل خطر زلزله

الف - ۱ مقدمه

مهندسی زلزله^{۳۵} به اثرات زلزله بر انسان‌ها و محیط آن‌ها و همچنین روش‌های کاهش این آثار می‌پردازد. این رشته بسیار جوان، رشته‌ای گسترده است که در آن مفاهیمی از زمین‌شناسی، زلزله‌شناسی، مهندسی ژئوتکنیک و سایر مباحث فنی مطرح می‌شود. هنگامی که سازه‌های مهندسی احداث می‌شود، به خصوص اگر از ریسک و خطر زیادی برخوردار باشد، آگاهی از لرزه‌خیزی^{۳۶} ساخت‌گاه از نکات پر اهمیت است که در طراحی دینامیکی آن مورد استفاده قرار می‌گیرد. این شناخت با مهندسی زلزله به دست می‌آید. بنابراین هدف از مطالعات مهندسی زلزله، ایجاد امکان طراحی سازه‌های مقاوم در برابر نیروهای ناشی از زمین‌لرزه است. وجوه اصلی مطالعات لرزه‌خیزی را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود (معماریان، ۱۳۸۴):

- توزیع جغرافیایی و تکرار رخداد زمین‌لرزه‌ها
- تشخیص موقعیت زمین‌لرزه‌ها توسط تعیین محل کانون و مرکز سطحی آن‌ها
- اندازه‌گیری شدت و بزرگی زمین‌لرزه‌ها
- تعیین روابط کاهندگی زمین‌لرزه برحسب افزایش فاصله از کانون
- تعیین پارامترهای اصلی زمین‌لرزه

الف - ۲ مکانیسم وقوع زلزله

³⁵ Earthquake engineering

³⁶ Seism-city

نظریه‌های گوناگونی در خصوص مکانیسم‌هایی که باعث وقوع زلزله می‌شوند وجود دارد اما واضح است که علل وقوع زلزله ارتباط نزدیکی با تحولات تکتونیکی زمین دارد. براساس نظریه تکتونیک صفحه‌ای^{۳۷}، پوسته زمین متشکل از صفحاتی است که نسبت به یکدیگر در حال حرکت می‌باشند. Richter در سال ۱۹۵۸^{۳۸} را برای وقوع زمین لرزه‌ها این‌گونه ارائه داد: با وقوع حرکت نسبی صفحات در مرز یکدیگر، انرژی کرنش الاستیک در مصالح نزدیک مرز با افزایش تنش برشی روی صفحات گسل ذخیره می‌شود. هنگامی که تنش برشی به حد مقاومت برشی سنگ در امتداد گسل می‌رسد، سنگ گسیخته شده و انرژی کرنشی ذخیره شده آزاد می‌شود. اثر گسیختگی در امتداد گسل به طبیعت سنگ در امتداد گسل بستگی دارد. اگر سنگ سخت و ترد باشد، انرژی ذخیره شده به شکل انفجاری در حین گسیختگی آزاد خواهد شد که بخشی از آن به صورت حرارت و بخشی دیگر به صورت امواج تنش است که ایجاد زلزله می‌کند. البته پدیده‌های دیگری از قبیل: فعالیت آتشفشان‌ها، انفجارات زیرزمینی بزرگ مقیاس، انفجار سنگ در معادن یا ریزش سقف معادن زیرزمینی و آب‌گیری مخزن سدهای بزرگ، نیز ممکن است باعث ایجاد زلزله‌های کوچک گردد. اما در کل فعالیت‌های تکتونیکی به‌عنوان مکانیسم غالب ایجاد فعالیت‌های لرزه‌ای در سراسر جهان شناخته شده است (کرامر، ۱۳۷۸).

الف - ۳ کانون و رومرکز زلزله

برای بیان محل زلزله از تعاریف پذیرفته شده استفاده می‌شود. همان‌طور که در تئوری بازگشت الاستیک بیان شد، زلزله‌ها از گسیختگی سنگ در امتداد یک گسل ناشی می‌شوند. این گسیختگی حتی اگر وسعتی متجاوز از هزاران کیلومتر مربع از سطح صفحه گسل را شامل شود، بایستی قطعاً از یک محل شروع شده باشد. نقطه‌ای که گسیختگی از آن‌جا شروع شده باشد و اولین امواج زلزله از آن سرچشمه گرفته باشد کانون^{۳۹}

³⁷ Plane tectonics

³⁸ Elastic rebound theory

³⁹ Hypocenter (Focus)

زلزله نامیده می‌شود. تصویر کانون در سطح زمین را رومرکز زلزله^{۴۰} می‌نامند. فاصله بین یک ناظر یا ساخت‌گاه مورد نظر از رومرکز زلزله را فاصله تا رومرکز و فاصله بین ناظر و کانون به فاصله کانونی زلزله مشهور است (کرامر، ۱۳۷۸).

زمین‌لرزه‌ها را بر مبنای عمق کانونی به صورت زیر طبقه‌بندی می‌کنند (معماریان، ۱۳۸۴):

- زمین‌لرزه کم‌عمق بین صفر تا ۷۰ km
- زمین‌لرزه متوسط بین ۷۰ تا ۳۰۰ km
- زمین‌لرزه عمیق که در عمق بیش از ۳۰۰ km روی می‌دهد.

لازم به ذکر است که عمق کانون زمین لرزه رابطه مشخصی با خسارات ایجاد شده در سطح دارد.

الف - ۴ اندازه زلزله

الف - ۴ - ۱ شدت زلزله

برای بیان اندازه یک زلزله معمولاً از دو نوع مقیاس استفاده می‌شود. قدیمی‌ترین معیار اندازه زلزله، شدت زلزله^{۴۱} می‌باشد. شدت در واقع بر پایه مشاهدات و توصیف کیفی خرابی‌ها و عکس‌العمل‌های انسانی حین زلزله در یک مکان خاص استوار است. از آنجایی که تشریح کیفی اثرات زلزله در گزارشات تاریخی موجود است لذا مفهوم شدت را می‌توان برای ارزیابی زلزله‌های تاریخی که قبل از توسعه ابزارهای دقیق و جدید رخ داده‌اند به کار برد. در حال حاضر مقیاس شدت مرکالی اصلاح شده^{۴۲} که توسط دانشمندان ایتالیایی پایه گذاری شده، کاربرد فراوانی پیدا کرده است. این مقیاس شدت زلزله را به دوازده درجه تقسیم می‌کند. شدت

⁴⁰ Epicenter

⁴¹ Intensity

⁴² Modified Mercalli Intensity

یک زلزله را نمی‌توان با درجه معینی تعیین نمود بلکه فقط امکان دارد خطوط هم‌شدت را ترسیم کرد (کرامر، ۱۳۷۸).

الف - ۴ - ۲ بزرگای زلزله

به‌طور کلی شدت زلزله یک مقیاس مشاهده‌ای و غیر دستگاهی است که بستگی به عوامل متعددی دارد. از این‌رو تعیین شدت زلزله چندان دقیق نیست. با پیشرفت دستگاه‌های اندازه‌گیری حرکات زمین حین زلزله امکان تعیین معیاری کمی برای زلزله به دست آمده است. امروزه از سه تعریف بزرگای زلزله استفاده می‌شود که در ادامه می‌آید (کرامر، ۱۳۷۸):

بزرگای محلی ریشتر^{۴۳}: Richter در سال ۱۹۳۵ با بهره‌گیری از لرزه‌نگار Wood-Anderson یک مقیاس بزرگا برای زلزله‌های کم‌عمق (فاصله رومرکز کمتر از ۶۰۰ km) تعریف نمود. این بزرگای به‌صورت لگاریتم دامنه بیشینه (بر حسب μm) اندازه‌گیری شده توسط دستگاه لرزه‌نگار یاد شده در فاصله ۱۰۰ کیلومتری از مرکز سطحی زلزله تعریف می‌شود. بزرگای محلی ریشتر بهترین مقیاس شناخته شده بزرگا می‌باشد اما همیشه مناسب‌ترین مقیاس برای توصیف اندازه زلزله نمی‌باشد.

بزرگای موج سطحی^{۴۴}: بزرگای محلی ریشتر هیچ‌گونه تفاوتی بین انواع مختلف امواج قائل نمی‌باشد. بدین جهت مقیاس‌های دیگری که بزرگا را بر پایه دامنه یک موج به‌خصوص تعیین می‌نمایند نیز تدوین شده‌اند. در فواصل دورتر از مرکز سطحی زلزله، امواج حجمی معمولاً میرا گشته و حرکات زمین در نتیجه امواج سطحی

⁴³ Richter magnitude

⁴⁴ Surface wave magnitude

است. Gutenberg و Richter در سال ۱۹۳۶ بزرگای موج سطحی را که بر پایه دامنه امواج رایلی با پیوند حدود ۲۰ ثانیه است، به صورت زیر ارائه نمودند:

$$M_s = \log A + 1.66 \log \Delta + 2.0 \quad (\text{الف - ۱})$$

که A جابه‌جایی بیشینه زمین بر حسب میکرومتر، Δ فاصله زاویه‌ای لرزه‌نگار تا مرکز سطحی بر حسب درجه (۳۶۰) درجه مطابق با محیط زمین) می‌باشد. این بزرگا جهت توصیف اندازه زلزله‌های متوسط تا بزرگ، کم‌عمق و نسبتاً دور (بیش از 1000 km) به کار می‌رود.

بزرگای موج حجمی^{۴۵}: برای زلزله‌های با کانون عمیق، امواج سطحی اغلب کوچک‌تر از آن است که امکان ارزیابی آن‌ها با بزرگای موج سطحی باشد. بزرگای موج حجمی یک مقیاس جهانی بر پایه چند سیکل اولیه امواج P است که در سال ۱۹۴۵ توسط Gutenberg ارائه شد:

$$M_b = \log A - \log T + 0.01\Delta + 5.9 \quad (\text{الف - ۲})$$

که A دامنه موج P بر حسب میکرومتر و T پیوند موج (معمولاً حدود ۱ ثانیه) است.

بزرگای گشتاور^{۴۶}: مقیاس‌های بزرگای فوق‌الذکر، کمیت‌های تجربی هستند که بر پایه اندازه‌گیری حرکات زمین توسط دستگاه محاسبه می‌شوند. با توجه به اینکه انرژی کل آزاد شده حین زلزله افزایش می‌یابد اما خصوصیات لرزه‌ای لزوماً با همان سرعت افزایش نمی‌یابد. بنابراین در زلزله‌های قوی، خصوصیات اندازه‌گیری شده لرزش زمین از حساسیت کمتری نسبت به زلزله‌های کوچک برخوردار است. به این پدیده اشباع شدن اطلاق می‌شود.

تنها مقیاس بزرگایی که در معرض این پدیده نیست، بزرگای گشتاور است که توسط رابطه زیر بیان می‌شود:

⁴⁵ Body wave magnitude

⁴⁶ Moment magnitude

$$M_w = \frac{\log M_0}{1.5} - 10.7 \quad (\text{الف - ۳})$$

در این رابطه M_0 گشتاور لرزه‌ای^{۴۷} بر حسب dyn-cm می‌باشد ($1 \text{ dyn-cm} = 1 \times 10^{-7} \text{ N.m}$). گشتاور لرزه‌ای به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$M_0 = \mu A \bar{D} \quad (\text{الف - ۴})$$

که μ مقاومت گسیختگی مصالح در امتداد گسل، A سطح لغزش و \bar{D} متوسط مقدار لغزش گسل است. نام گشتاور لرزه‌ای به علت واحد آن که همان نیرو در طول است، انتخاب شده است. اما این پارامتر بیشتر معیاری برای کار انجام شده توسط زلزله است. بدین جهت گشتاور لرزه‌ای با انرژی آزاد شده حین زلزله رابطه خوبی دارد.

الف - ۴ - ۳ انرژی زلزله

انرژی کل آزاد شده یک زلزله اغلب از رابطه‌ای که Gutenberg و Richter در سال ۱۹۵۶ به صورت زیر ارائه دادند، تعیین می‌شود:

$$\log E = 11.8 + 1.5M_s \quad (\text{الف - ۵})$$

که E انرژی زلزله بر حسب ergs است ($1 \text{ joule} = 10^7 \text{ ergs}$).

از این رابطه می‌توان دریافت که با افزایش بزرگای زلزله به اندازه یک واحد، انرژی آن ۳۲ برابر می‌شود.

الف - ۴ - ۴ تخمین بیشینه بزرگای زلزله

جهت برآورد بیشینه بزرگای زلزله در هر منطقه لرزه‌خیز نیاز به شناخت رفتار زمین‌ساختی و لرزه زمین‌ساختی در گستره مورد بررسی است. با توجه به نظریه بازگشت الاستیک و جمع شدن انرژی کرنشی در

⁴⁷ Seismic moment

گسل‌ها، طول گسل از مشخصه‌های اصلی زلزله به‌شمار می‌رود. از این‌رو محققین رابطه‌ای بین طول گسل و بزرگای زلزله را به‌صورت زیر پیشنهاد می‌دهند:

$$M = a + b \log L \quad (\text{الف} - ۶)$$

که a و b مقادیر ثابت رابطه فوق است. از آن‌جاکه تمام طول گسل در امر ذخیره‌سازی انرژی و آزاد نمودن آن دخالت ندارند، لذا در رابطه فوق L طول گسیختگی گسل است. تحقیقات Slemmons مبین این مسأله است که برای گسل‌های با طول ۳۰۰ تا ۱۳۰۰ km، طول گسیخته شده آن بین ۱۷ تا ۳۷ درصد طول کل می‌باشد. چنان‌چه طول گسل کمتر از حد یاد شده باشد، نصف طول آن را در رابطه (الف - ۶) قرار می‌دهند (کرامر، ۱۳۷۸). Slemmons با مطالعه بر روی گسل‌های مهم دنیا مقادیر $a = 5/15$ و $b = 1/18$ را به‌دست آورده است. مهاجر اشجعی و نوروزی نیز با بررسی گسل‌های ایران مقادیر $a = 5/4$ و $b = 1$ را به‌دست آورده‌اند (برگی، ۱۳۸۲).

الف - ۵ حرکات نیرومند زمین^{۴۸}

حرکات زمین ناشی از زلزله کاملاً پیچیده است. حرکت زمین در یک نقطه مشخص با سه مؤلفه تغییرمکان و سه مؤلفه دوران تعریف می‌شود. در عمل معمولاً از مؤلفه‌های دوران صرف‌نظر می‌شود و تنها سه مؤلفه عمود برهم تغییرمکان اندازه‌گیری می‌شود. دستگاه‌های مختلفی جهت اندازه‌گیری حرکت زمین وجود دارد. لرزه‌نگارها^{۴۹} بسیار حساس بوده و قادر به اندازه‌گیری حرکات نسبتاً ضعیف زمین که توسط انسان قابل حس نیست، می‌باشد.

⁴⁸ Strong ground motion

⁴⁹ Seismograph

حرکات نیرومند زمین توسط شتابنگار^{۵۰} اندازه‌گیری شده و نتایج آن شتاب‌نگاشت^{۵۱} نامیده می‌شود (کرامر، ۱۳۷۸).

هر ایستگاه لرزه‌نگاری دارای سه شتاب‌نگار است که یکی حرکات قائم و دو شتاب‌نگار دیگر حرکات افقی عمود برهم را ثبت می‌نمایند. معمولاً وقتی شتاب حرکات زمین از حد حساسیت دستگاه شتاب‌نگار تجاوز نماید، شروع به کار نموده و حرکات زمین را در بازه زمانی کوچک (مثلاً ۰/۰۱ ثانیه) ثبت می‌کند. حجم زیاد داده‌ها توصیف دقیق حرکات زمین را تا حدودی دشوار می‌سازد. جهت کاربردهای مهندسی سه ویژگی اصلی حرکت زمین از اهمیت ویژه‌ای برخوردار هستند که عبارتند از (کرامر، ۱۳۷۸):

- دامنه^{۵۲}

- محتوی فرکانس^{۵۳}

- مدت^{۵۴}

الف - ۵ - ۱ پارامترهای دامنه

متداول‌ترین روش تشریح حرکات زمین بهره‌گیری از تاریخچه زمانی شتاب، سرعت و جابه‌جایی است. معمولاً یکی از پارامترها به صورت مستقیم اندازه‌گیری شده و دیگر پارامترها با انتگرال‌گیری یا دیفرانسیل‌گیری محاسبه می‌شوند. متداول‌ترین معیار دامنه حرکت زمین، شتاب افقی بیشینه^{۵۵} (PHA) است. PHA برای یک مؤلفه حرکت، بزرگ‌ترین مقدار (قدرمطلق) شتاب افقی به دست آمده از آن مؤلفه شتاب‌نگاشت است. با جمع برداری دو مؤلفه عمود برهم برآیند بیشینه PHA به دست می‌آید. PHA با شدت و بزرگای زلزله رابطه مستقیم دارد. بدین منظور

⁵⁰ Accelerograph (accelerometer)

⁵¹ Accelerogram

⁵² Amplitude

⁵³ Frequency content

⁵⁴ Duration

⁵⁵ Peak Horizontal Acceleration

روابط متعددی بین شتاب-بزرگا پیشنهاد شده است. اگرچه این روابط چندان دقیق نمی‌باشد، اما در تخمین PHA به‌خصوص هنگامی که تنها اطلاعات بزرگای زلزله در دست می‌باشد، بسیار مفید است.

سرعت افقی بیشینه^{۵۶} (PHV) یکی دیگر از پارامترهای مهم در تشریح دامنه حرکات زمین است. از آنجایی که سرعت حساسیت کمتری به مؤلفه‌های فرکانس بالاتر حرکات زمین دارد، لذا PHV در فرکانس‌های متوسط جهت تشریح دامنه حرکات زمین مناسب‌تر از PHA است.

جاب‌جایی بیشینه^{۵۷} عمدتاً با مؤلفه‌های حرکات زلزله در فرکانس‌های پایین‌تر همراه است. به دلیل خطاهای پردازش در انتگرال‌گیری شتاب‌نگارها، معمولاً جاب‌جایی بیشینه نسبت به PHA و PHV کمتر متداول است.

⁵⁶ Peak Horizontal Velocity

⁵⁷ Peak Horizontal Displacement

الف - ۵ - ۲ پارامترهای محتوی فرکانس

پاسخ دینامیکی سازه‌ها به فرکانس بارگذاری حساس است و چنانچه فرکانس بار دینامیکی نزدیک به فرکانس طبیعی سازه نزدیک شود، پدیده تشدید رخ می‌دهد. زلزله بارگذاری پیچیده‌ای با مؤلفه‌های حرکت در یک محدوده وسیعی از فرکانس ایجاد می‌کند. محتوی فرکانس نحوه توزیع حرکات زمین را در فرکانس‌های مختلف تشریح می‌نماید. هر تابع تناوبی را می‌توان با تبدیل فوریه^{۵۸} به صورت مجموع یک سری از عبارات هارمونیک ساده با فرکانس، دامنه و فاز مختلف بیان نمود. با استفاده از سری فوریه یک تابع تناوبی $x(t)$ را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$x(t) = c_0 + \sum_{n=1}^{\infty} c_n \sin(\omega_n t + \phi_n) \quad (\text{الف} - ۷)$$

در این رابطه c_n و ϕ_n به ترتیب دامنه و زاویه فاز n امین هارمونی سری فوریه می‌باشند. رسم تغییرات دامنه فوریه در مقابل فرکانس (c_n بر حسب ω_n) به طیف دامنه فوریه^{۵۹} و رسم تغییرات فاز فوریه در مقابل فرکانس (ϕ_n بر حسب ω_n) به طیف فاز فوریه^{۶۰} معروف می‌باشد. طیف دامنه فوریه یک حرکت نیرومند زمین، نحوه توزیع دامنه را با فرکانس (یا پریود) نشان داده و محتوی فرکانس حرکت را بسیار واضح تر ترسیم می‌نماید (کرامر، ۱۳۷۸).

یکی از پارامترهایی که می‌توان از طیف دامنه فوریه حرکت زمین به دست آورد، پریود غالب^{۶۱} (یا فرکانس مرکزی) است. پریود غالب که بیان‌گر محتوی فرکانس حرکت زمین است، پریود ارتعاش متناظر با مقدار بیشینه دامنه طیف فوریه است. برای جلوگیری از اثرات نامطلوب تک‌قله‌های طیف دامنه فوریه، پریود غالب عمدتاً از روی طیف هموار شده به دست می‌آید. مطالعات نشان می‌دهد که با سخت تر شدن نوع خاک مقدار پریود غالب زلزله کاهش

⁵⁸ Fourier transform

⁵⁹ Fourier amplitude spectrum

⁶⁰ Fourier phase spectrum

⁶¹ Predominant period (central frequency)

می‌یابد. در سنگ و خاک سخت، حرکات زمین فرکانس‌های محدودی را شامل می‌شود. به همین دلیل محتوای فرکانس به‌صورت باند باریک بوده و در طول فرکانس مرکزی تمرکز دارد. اما در خاک‌های سست، حرکات زلزله فرکانس‌های زیادی را شامل می‌شود و طیف فوریه حرکات به‌صورت باند پهن مشاهده می‌شود. بزرگای زلزله نیز عاملی تأثیرگذار بر فرکانس مرکزی است به‌طوری که با افزایش بزرگای زلزله، فرکانس مرکزی کاهش می‌یابد (میکائیل، ۱۳۸۶).

الف - ۵ - ۳ مدت

مدت حرکات نیرومند زمین اثر به‌سزایی بر خرابی‌های زلزله دارد. مدت حرکت نیرومند زمین به زمان لازم برای آزاد شدن انرژی کرنشی جمع‌شده در امتداد گسل بستگی دارد. با افزایش طول یا سطح گسیختگی گسل، زمان لازم برای گسیختگی افزایش می‌یابد. معمولاً یک شتاب‌نگاشت زلزله شامل تمام شتاب‌ها از زمان شروع تا زمانی که حرکات زمین به سطح اولیه خود باز می‌گردد، می‌باشد. از دیدگاه مهندسی تنها بخشی از حرکات نیرومند یک شتاب‌نگاشت مورد توجه است.

تعریف‌های مختلفی برای مدت دوام حرکات شدید زلزله از سوی محققان مطرح شده است. یکی از معتبرترین تعریف‌ها توسط Brady و Trifunac ارائه شده است. بر این اساس مدت دوام حرکات یک شتاب‌نگاشت، فاصله زمانی است که در آن ۹۰ درصد انرژی شتاب‌نگاشت اعمال می‌شود. طبق این تعریف زمانی که ۵ درصد از انرژی کل شتاب‌نگاشت حادث می‌شود، زمان شروع حرکات نیرومند و زمانی که ۹۵ درصد از انرژی کل شتاب‌نگاشت اعمال می‌شود، زمان پایان حرکات نیرومند در نظر گرفته می‌شود. همچنین Bolt مدت حرکات را به‌صورت زمان میان اولین و آخرین تجاوز از یک مقدار شتاب آستانه (مثلاً $0.05g$) تعریف می‌کند. بررسی‌ها نشان می‌دهد که در خاک‌های سست زمان دوام حرکات نیرومند بیشتر از سنگ

است. زلزله‌هایی که در خاک‌های سخت یا سنگ ثبت شده‌اند، عمدتاً دارای زمان کمتر بوده و شتاب بیشینه در آن‌ها بزرگ‌تر است. همچنین بررسی تغییرات مدت زمان دوام برحسب بزرگای زلزله حاکی از آن است که با افزایش بزرگای زمان دوام حرکات افزایش می‌یابد (میکائیل، ۱۳۸۶).

الف - ۶ کاهندگی امواج زلزله

الف - ۶ - ۱ مکانیسم میرایی امواج

امواج دینامیکی هنگام عبور از محیط میرا شده و دامنه آن کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر در فواصل نزدیک به منبع لرزه دامنه، انرژی و محتوی فرکانس موج بیشتر از فواصل دور است. از این پدیده در متون مهندسی تحت عنوان میرایی^{۶۲} (کاهندگی) یاد می‌شود. میرایی موج به دو عامل زیر برمی‌گردد (Hustrulid, 1999):

- هندسه انتشار موج
- محیط انتشار موج

هندسه انتشار موج به چگونگی حرکت جبهه موج در محیط برمی‌گردد. بر این اساس امواج به سه شکل صفحه‌ای، کروی^{۶۳} و استوانه‌ای^{۶۴} در محیط منتشر می‌شوند. این عامل بدون تغییر در انرژی موج، تنها موجب کاهش دامنه آن می‌شود. در یک محیط همگن، همسان‌گرد با رفتار الاستیک خطی می‌توان رابطه تجربی زیر را برای میرایی هندسه برقرار نمود:

$$A = \frac{A_0}{R^n} \quad (\text{الف} - ۸)$$

که A_0 دامنه موج منبع، R فاصله از منبع انتشار و n به نوع هندسه انتشار موج وابسته است. در امواج صفحه‌ای $n = 0$ ؛ امواج کروی $n = 1$ و در امواج استوانه‌ای $n = 0.5$ است. کاهش دامنه موج زاییده این واقعیت

⁶² Attenuation

⁶³ Spherical wave

⁶⁴ Cylindrical wave

است که ضمن حرکت موج در محیط، انرژی آن در سطح بزرگتری از جبهه در حال انتشار توزیع می‌شود. لذا با فرض قانون بقای انرژی از دامنه آن کاسته می‌شود. در فواصل دور از منبع لرزه می‌توان امواج لرزه را به صورت صفحه‌ای فرض کرد. همان‌طور که در رابطه بالا دیده می‌شود، امواج صفحه‌ای در یک محیط الاستیک، همگن و همسان‌گرد بدون میرایی حرکت کرده و دامنه آن تغییر نمی‌کند.

عامل دوم میرایی، محیط انتشار موج، سبب کاهش انرژی موج می‌شود. این میرایی متشکل از مؤلفه‌های زیر است:

- پراکندگی موج در محیط

- وجود ناپیوستگی‌ها در محیط

- مقاومت محیط

پراکندگی موج مربوط به تفاوت سرعت حرکت در هارمونیک‌های اصلی تشکیل دهنده موج است. هارمونیک‌های فرکانس بالا که از دامنه بیشتری برخوردار هستند با سرعت کمتری نسبت به هارمونیک‌های با فرکانس پایین‌تر حرکت می‌کنند. از این رو در فواصل دور از دامنه موج کاسته می‌شود. وجود درزه، ترک و هرگونه ناپیوستگی در محیط سبب می‌شود که پس از برخورد موج با آن، بخشی از موج انعکاس یافته و بخش دیگری از آن عبور نماید. نسبت موج عبوری و انعکاسی وابسته به نوع موج، شرایط سطح ناپیوستگی، زاویه برخورد و نوع مواد دو سمت ناپیوستگی است. گرچه در این حالت انرژی به‌هدر نمی‌رود اما بخشی از انرژی موج در جهت عکس حرکت می‌نماید.

آخرین مؤلفه محیطی میرایی موج، مقاومت محیط است. حرکت موج در محیط سبب انجام کار بر روی ذرات تشکیل دهنده آن می‌شود. بخشی از این کار تبدیل به گرما شده که کاهش انرژی موج را به دنبال خواهد داشت (Hustrulid, 1999).

الف - ۶ - ۲ میرایی حرکات زمین

بنابر مکانیسم‌هایی که در بخش الف - ۶ - ۱ بیان شد، با دور شدن از مرکز زلزله، حرکات زمین با شدت کمتری احساس می‌شود. جهت محاسبه بیشینه پارامترهای حرکات زمین در فواصل دور از مرکز زمین لرزه روابط تجربی متعددی برحسب بزرگای (M) و فاصله کانونی (R) وجود دارد. این روابط عمدتاً اثر میرایی محیط را بر شتاب افقی بیشینه زمین در نظر می‌گیرند. Campbell با مطالعه بر روی زلزله‌های ایران و شوروی سابق رابطه زیر را ارائه داده است (برگی، ۱۳۸۲):

$$\ln(a/g) = 3/99 - 1.28M - 1.75 \ln(R + 0.147e^{0.732M}) \quad (\text{الف} - ۹)$$

در این رابطه a شتاب بیشینه حرکات زمین و g شتاب ثقل برحسب (cm/sec^2) ، R فاصله از گسل برحسب km و M بزرگای زلزله است.

الف - ۷ روش‌های تحلیل خطر زلزله

پدیده زلزله را می‌توان هم از نظر بزرگی و هم از نظر زمان وقوع آن فرآیندی تصادفی فرض کرد و با استفاده از روش‌های آمار-احتمالاتی به تحلیل خطر آن پرداخت. اساس کار روش‌های آماری چنین است که با استفاده از زلزله‌های قبلی در نزدیکی ساخت‌گاه مورد نظر و انتخاب یک مدل ریاضی، احتمال وقوع زلزله‌های با بزرگی مشخص در آینده برآورد می‌شود. به عبارت دیگر هدف از تحلیل احتمالاتی خطر زلزله، تعیین بزرگی زلزله‌ای

با دوره بازگشت مشخص (باتوجه به طول عمر مفید سازه) و زلزله‌ای با درصد خطر مشخص (باتوجه به اهمیت سازه) می‌باشد، تا احتمال وقوع زلزله‌های بزرگ‌تر از آن بیشتر نباشد.

الف - ۸ تابع توزیع احتمال Gutenberg & Richter

تابع توزیع Gutenberg & Richter یکی از قدیمی‌ترین و در عین حال ساده‌ترین روش برآورد احتمال زلزله است. این تابع توزیع شامل هر دو پارامتر موردنظر، یعنی بزرگی و زمان وقوع زلزله می‌باشد. هر کجا که آمار بزرگای - فراوانی در دسترس باشد قابل استفاده است. این روش رابطه خطی لگاریتمی به صورت زیر بین فراوانی و بزرگی زلزله ایجاد می‌نماید (کرامر، ۱۳۷۸):

$$\log N_c = a - bM \quad (\text{الف} - ۱۰)$$

که N_c فراوانی تجمعی تعداد زلزله‌های با بزرگای M و بیشتر طی یک دوره زمانی T سال و a و b ضرایب ثابت برای هر منطقه لرزه‌خیز هستند.

الف - ۹ توابع توزیع احتمالی مقادیر نهایی

تابع توزیع Gutenberg & Richter در گستره بزرگای بالا، دقت خوبی نداشته و مقادیر بزرگ‌تر از واقع نشان می‌دهد. Nordquist نشان داد که تئوری مقادیر نهایی^{۶۵} را می‌توان در تخمین بیشینه بزرگای زمین‌لرزه مورد استفاده قرار داد. براین اساس سایر محققین توابع احتمال دیگری را نیز برای تعیین مقادیر نهایی بزرگا و شتاب ارائه کردند که در ادامه سه تابع پرکاربردتر معرفی می‌شود (کرامر، ۱۳۷۸).

الف - ۹ - ۱ تابع تجمعی احتمال نوع I^{۶۶}

این تابع زمانی استفاده می‌شود که حد بالای زمین‌لرزه مشخص نباشد. این تابع برای بزرگای زلزله به صورت زیر بیان می‌شود:

$$P(M \leq M_i) = \exp[-C \exp[B(-M_i)]] \quad (\text{الف - ۱۱})$$

که $P(M \leq M_i)$ احتمال عدم وقوع زمین‌لرزه‌ای با بزرگای بیش از M_i در هر سال و B و C ضرایب ثابت رابطه هستند. تابع توزیع فوق در صورتی که برای شتاب زلزله مورد نظر باشد، به شکل زیر در می‌آید:

$$P(a \leq a_i) = \exp[-C \exp[B(-\ln a_i)]] \quad (\text{الف - ۱۲})$$

که $P(a \leq a_i)$ احتمال عدم وقوع زمین‌لرزه‌ای با شتاب بزرگ‌تر از a_i در هر سال است.

⁶⁵ Extreme value theory

⁶⁶ Type I extreme value distribution

الف - ۹ - ۲ تابع تجمعی احتمال نوع III^{۶۷}

این تابع زمانی استفاده می‌شود که حد بالای زمین‌لرزه (M_{\max} یا a_{\max}) مشخص باشد. صورت کلی این تابع برای بزرگا و شتاب به قرار زیر است:

$$P(M \leq M_i) = \exp[-C \exp[B \ln(M_{\max} - M_i)]] \quad (\text{الف-۱۳})$$

$$P(a \leq a_i) = \exp[-C \exp[B \ln(\ln a_{\max} - \ln a_i)]] \quad (\text{الف-۱۴})$$

الف - ۹ - ۳ تابع تجمعی احتمال نوع S^{۶۸}

این تابع زمانی قابل استفاده است که علاوه بر مشخص بودن حد بالای زلزله (M_{\max} یا a_{\max}) یک نقطه عطف (M_{a_0} یا a_{a_0}) نیز وجود داشته باشد. نقطه عطف، زلزله‌ای بین زلزله بیشینه و مرز زلزله‌های محسوس (حدود ۵ ریشتر) فرض می‌شود که در ساده‌ترین روش تعداد زلزله‌های بزرگ‌تر از آن با تعداد زلزله‌های کوچک‌تر از آن، در محدوده یاد شده مساوی است. صورت کلی تابع نوع S برای بزرگا و شتاب به صورت زیر است:

$$P(M \leq M_i) = \exp \left[-C \exp \left[B \ln \left(\frac{M_{\max} - 2M_{a_0} + M_i}{M_{\max} - M_i} \right)^{1/2} \right] \right] \quad (\text{الف-۱۵})$$

$$P(a \leq a_i) = \exp \left[-C \exp \left[B \ln \left(\frac{\ln a_{\max} - 2 \ln a_{a_0} + \ln a_i}{\ln a_{\max} - \ln a_i} \right)^{1/2} \right] \right] \quad (\text{الف-۱۶})$$

لازم به ذکر است که مقادیر ضرایب B و C در تمامی شش رابطه فوق متفاوت می‌باشد ولی روش تعیین آن‌ها یکسان و با استفاده از روش برازش خطی قابل محاسبه است.

⁶⁷ Type III extreme value distribution

⁶⁸ Type S extreme value distribution

باتوجه به این که متغیرهای تصادفی این توابع مستقل از یکدیگر هستند، لذا بایستی آمار پیش‌لرزه‌ها و پس‌لرزه‌ها^{۶۹} که در زمین‌لرزه‌های بزرگ ثبت می‌شود و مخدوش‌کننده شرایط یاد شده است از داده‌های بانک اطلاعاتی کنار گذاشته شود.

الف - ۱۰ توابع توزیع احتمال زمان برای وقوع زلزله

نقص تابع توزیع Gutenberg و Richter و توابع توزیع مقادیر نهایی آن است که در محاسبه بزرگای زلزله (M) یا شتاب (a)، درصد احتمال وقوع زلزله در طول عمر مفید سازه دخالتی ندارند. برای جبران این نقص از توابع توزیع احتمال زمان وقوع زلزله استفاده می‌شود. به این منظور، تابع توزیع پواسون^{۷۰} و تابع توزیع دو جمله‌ای^{۷۱} سادگی و مقبولیت بیشتری دارند (کرامر، ۱۳۷۸).

الف - ۱۰-۱ تابع توزیع احتمال پواسون

صورت کلی تابع توزیع پواسون برای تعداد وقوع رویدادهای لرزه‌ای در یک دوره زمانی t ساله به صورت زیر است:

$$P_n(t) = \frac{(p \cdot t)^n \exp(-p \cdot t)}{n!} \quad (\text{الف} - ۱۷)$$

که $P_n(t)$ احتمال وجود تعداد n رویداد لرزه‌ای با بزرگای M و بیشتر در دوره زمانی t سال و p میانگین آهنگ وقوع زمین‌لرزه با بزرگای M و بیشتر در واحد زمان و مکان است.

اگر در رابطه فوق $n=0$ اعمال شود، احتمال عدم رویداد لرزه‌ای با بزرگای M و بیشتر در دوره زمانی t سال محاسبه می‌شود:

⁶⁹ Foreshock and aftershock

⁷⁰ Poisson distribution

⁷¹ Binomial distribution

$$P_0(t, n=0) = \exp(-p \cdot t) \quad (\text{الف - ۱۸})$$

باتوجه به رابطه بالا و مفاهیم آماری، احتمال اینکه حداقل یک رویداد لرزه‌ای با بزرگای M و بیشتر در دوره زمانی t سال اتفاق افتد برابر است با:

$$P(t, n \geq 1) = 1 - \exp(-p \cdot t) \quad (\text{الف - ۱۹})$$

الف - ۱۰ - ۲ تابع توزیع احتمال دو جمله‌ای

معادله کلی تابع توزیع دو جمله‌ای به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$P(x) = \frac{n!}{x!(n-x)!} p^x q^{n-x} \quad (\text{الف - ۲۰})$$

که $P(x)$ احتمال رویداد x موفقیت از n آزمایش، p احتمال موفقیت در هر آزمایش و q احتمال عدم موفقیت در هر آزمایش است.

حال اگر احتمال عدم موفقیت در n آزمایش موردنظر باشد، رابطه (الف - ۲۰) به صورت زیر درمی‌آید:

$$P(0) = q^n \quad (\text{الف - ۲۱})$$

اینک احتمال رویداد یک موفقیت یا بیشتر مطابق روش پوآسون به دست می‌آید:

$$P(x \geq 1) = 1 - q^n \quad (\text{الف - ۲۲})$$

چنانچه رابطه اخیر بری احتمال وقوع حداقل یک زلزله با بزرگای M و بیشتر در مدت زمان t سال به کار برده می‌شود، می‌توان نوشت:

$$P_t = 1 - q^t \quad (\text{الف - ۲۳})$$

که q احتمال سالیانه عدم رویداد زلزله با بزرگای M و بیشتر است.

الف - ۱۱ مفاهیم دوره بازگشت، احتمال سالیانه وقوع و عدم وقوع زلزله

میانگین فاصله زمانی بین دو بار وقوع متوالی زلزله با بزرگای M را دوره بازگشت^{۷۲} (T_R) آن می‌گویند. بدیهی است که از نظر آماری احتمال سالیانه وقوع (p) زلزله‌ای با بزرگای M عکس دوره بازگشت آن زلزله است (کرامر، ۱۳۷۸).

$$p = \frac{1}{T_R} \quad \text{(الف - ۲۴)}$$

بایستی توجه داشت که تمام توابع احتمال برآورد خطر زلزله فقط برای فراوانی تجمعی تعداد زلزله برقرار است، لذا دوره بازگشت و احتمال سالیانه در تعاریف فوق نیز براساس فراوانی تجمعی تعداد زلزله با بزرگای M و بیش از آن محاسبه می‌شود. بنابراین اگر در دامنه زمانی جمع‌آوری داده‌های بانک اطلاعاتی (T) سال، تعداد N_c زلزله با بزرگای M و بیشتر رخ داده باشد، در آن صورت T_R (دوره بازگشت زلزله با بزرگای M و بیشتر) عبارت است از (کرامر، ۱۳۷۸):

$$T_R = \frac{T}{N_c} \quad \text{(الف - ۲۵)}$$

پس با استفاده از رابطه (الف - ۲۴) می‌توان نوشت:

$$p = \frac{N_c}{T} \quad \text{(الف - ۲۶)}$$

احتمال عدم وقوع سالیانه زلزله با بزرگای M و بیشتر از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$p = 1 - q \quad \text{(الف - ۲۷)}$$

⁷² Return time

عدم وقوع زلزله با بزرگای M و بیشتر به مفهوم آن است که زلزله رخ نداده و یا زلزله با بزرگای کوچکتر از M رخ داده است. بنابراین، احتمال عدم وقوع سالیانه زلزله با بزرگای M و بیشتر، برابر احتمال سالیانه وقوع زلزله با بزرگای کوچکتر از M است:

$$q = P(M_i \leq M) \quad (\text{الف} - ۲۸)$$

رابطه فوق در واقع همان احتمال مورد استفاده در توابع مقادیر نهایی است.

به عنوان مثال اگر در یک منطقه لرزه خیز در مدت زمان ۹۹ سال، تعداد ۱۱ زلزله با بزرگای ۶ ریشتر و بزرگتر رخ داده باشد، در آن صورت طبق روابط فوق دوره بازگشت زلزله‌ای با بزرگای ۶ و بیشتر، ۹ سال و احتمال سالیانه وقوع آن ۰/۱۱ و احتمال عدم وقوع سالیانه آن ۰/۸۹ است.

الف - ۱۲ خطر وقوع زلزله

خطر زلزله^{۷۳} به مفهوم احتمال وقوع زلزله با بزرگای M و بیشتر در مدت زمان مورد نظر می‌باشد. لذا خطر زلزله در مدت t سال (R_t) در واقع همان P_t (احتمال وقوع زلزله‌ای با بزرگای M و بیشتر در مدت t سال) خواهد بود. بنابراین با تبدیل P_t به R_t در روابط (الف - ۱۹) و (الف - ۲۲)، روابط خطر زلزله به دست می‌آید (کرامر، ۱۳۷۸):

$$R_t = 1 - \exp(-p \cdot t) \quad (\text{الف} - ۲۹)$$

$$R_t = 1 - q^t \quad (\text{الف} - ۳۰)$$

⁷³ Seismic risk

چون در عمل خطر زلزله توسط آیین‌نامه‌ها مشخص می‌شود، لذا با مشخص بودن عمر مفید سازه (t) بایستی

احتمال سالیانه وقوع و عدم وقوع زلزله محاسبه شود تا طبق توابع توزیع احتمالی مقادیر نهایی مشخصات

زلزله طراحی به دست آید:

$$p = \frac{-\ln(1-R_t)}{t} \quad (\text{الف-۳۱})$$

$$q = (1-R_t)^{1/t} \quad (\text{الف-۳۲})$$

در نهایت دوره بازگشت زلزله طرح را می‌توان با استفاده از روابط (الف-۲۴) و (الف-۳۱) به صورت زیر بیان کرد:

$$T_R = \frac{1}{1-(1-R_t)^{1/t}} \quad (\text{الف-۳۳})$$

پیوست ب

روش عددی تفاضل محدود ($FLAC^{2D}$)

ب- ۱ مقدمه

روش‌های عددی برای تحلیل تنش در مسائل به دو دسته کلی تقسیم بندی می‌شوند:

۱- روش‌های مرزی^{۷۴}: در این روش تنها مرز حفره به المان‌هایی تقسیم می‌شوند و توده سنگ یا خاک به عنوان یک محیط پیوسته نامحدود در نظر گرفته می‌شود.

۲- روش‌های ناحیه‌ای^{۷۵}: در این روش توده سنگ یا خاک به المان‌هایی با خواص مخصوص به خود تقسیم می‌شود و از طریق رفتار کلی و اثر متقابل این المان‌ها، رفتار پیچیده توده سنگ مدل می‌شود.

روش‌های اجزاء محدود^{۷۶} و تفاضل محدود^{۷۷} جزء روش‌های ناحیه‌ای هستند که در آن‌ها توده سنگ یا خاک به عنوان یک محیط پیوسته در نظر گرفته می‌شود. روش المان مجزاء^{۷۸} نیز یک روش ناحیه‌ای است که هر بلوک مجزاء از سنگ را با المان مخصوص به خود مدل می‌کند. به منظور افزایش مزایا و کاهش معایب در هر روش می‌توان این دو دسته کلی را به صورت مدل‌های ترکیبی^{۷۹} به کار برد. در روش‌های ناحیه‌ای جهت المان بندی توده سنگ یا خاک، ایجاد شبکه مش بندی شده از الزامات این روش می‌باشد. در مدل‌های پیچیده مانند مدل کردن فضاهای چندتایی این عمل بسیار مشکل می‌باشد. در مقابل در روش‌های مرزی تنها مرز حفره المان بندی می‌شود و توده

⁷⁴ Boundary Methods

⁷⁵ Domain Methods

⁷⁶ Finite Element

⁷⁷ Finite Difference

⁷⁸ Distinct Element

⁷⁹ Hybrid Models

سنگ یا خاک اطراف به عنوان یک محیط پیوسته نامحدود در نظر گرفته می‌شود. بنابراین در روش مرزی، المان‌های کم‌تری مورد نیاز می‌باشد و احتیاج به حافظه بالای کامپیوتر، مهارت و تجربه کاربر کاهش می‌یابد. در روش‌های ناحیه‌ای باید مرز خارجی مدل به اندازه کافی از حفره فاصله داشته باشد تا خطای ناشی از اندرکنش مرز خارجی و حفره به حداقل قابل قبول کاهش یابد. از طرف دیگر از آنجایی که در روش‌های مرزی توده سنگ یا خاک به عنوان یک محیط پیوسته نامحدود در نظر گرفته می‌شود، تنها لازم است تنش‌هایی که در داخل زمین عمل می‌کنند مشخص شود و مرز خارجی نیاز نمی‌باشد.

ب-۲ روش تفاضل محدود

روش تفاضل محدود یکی از قدیمی‌ترین تکنیک‌های حل دسته معادلات دیفرانسیل با مقادیر مرزی می‌باشد. در روش تفاضل محدود هر مشتق در معادلات حاکم مستقیماً توسط یک عبارت جبری که تابع متغیرهای میدان (تنش و تغییر مکان در نقاط دلخواه در فضا) می‌باشد جایگزین می‌شود. روش معمول دیگر در حل معادلات دیفرانسیل روش اجزاء محدود است. در این روش مقادیر پارامترهای میدان در هر المان با بهره‌گیری از توابع ویژه^{۸۰} که با پارامترهایی کنترل می‌شوند تغییر می‌کنند. فرمول‌بندی روش اجزاء محدود براساس کمینه کردن انرژی محلی یا سراسری است. هر دو روش اجزاء محدود و تفاضل محدود مجموعه‌ای از معادلات جبری تولید می‌کنند. می‌توان نشان داد که در حقیقت هر دو روش از یک فرم ضعیف^{۸۱} شده با توابع وزنی^{۸۲} مختلف به دست می‌آیند.

ب-۳ نرم افزار FLAC

⁸⁰ Shape Functions

⁸¹ Weak Form

⁸² Weighted Residual Methods

واژه *FLAC* از عبارت *Fast Lagrangian Analysis of Continua* که به معنی تحلیل سریع لاگرانژی محیط می‌باشد گرفته شده است. این برنامه را Peter Cundall در سال ۱۹۸۶ جهت انجام تحلیل‌های مهندسی با میکرو کامپیوترها، توسعه داد. *FLAC* یک نرم‌افزار تفاضل محدود صریح^{۸۳} می‌باشد که توانایی مدل کردن رفتار خاک، سنگ یا دیگر مصالحی که ممکن است وقتی به حد تسلیم برسند جریان پلاستیک پیدا کنند، را دار می‌باشد. مصالح به وسیله المان‌ها یا زون‌هایی که یک شبکه را تشکیل می‌دهند نمایش داده می‌شوند که نهایتاً کاربر با استفاده از این شبکه، شکل سازه مورد نظر را که می‌بایست مدل شود ایجاد می‌نماید. هر المان مطابق قانون تنش- کرنش خطی یا غیرخطی از قبل تعریف شده، در عکس‌العمل با بارها یا مرزهای گیردار، رفتار می‌کند. اگر تنش‌ها یا گرادیان تنش به قدر کافی زیاد باشد به طوری که باعث تسلیم و جاری شدن مصالح شود، شبکه می‌تواند تغییر شکل پیدا کند (در حالت کرنش بزرگ^{۸۴}) و با مصالح تشکیل شده حرکت نماید. *FLAC* بر پایه روند محاسباتی لاگرانژی بنا نهاده شده است که جهت مدل کردن تغییر شکل‌های بزرگ، به خوبی مناسب می‌باشد. همچنین نرم‌افزار *FLAC* دارای چندین مدل رفتاری داخلی^{۸۵} است که امکان شبیه‌سازی مصالح خطی را نیز میسر می‌سازد.

مدل‌های رفتاری در برنامه *FLAC* عبارتند از:

۱. مدل الاستیک، ایزوتروپ^{۸۶}

۲. مدل الاستیک، ایزوتروپ - صفحه ای^{۸۷}

۳. مدل پلاستیک موهر - کلمب^{۸۸}

⁸³ Explicit Finite Difference

⁸⁴ Large- Strain Mode

⁸⁵ Built-In Constitutive Models

⁸⁶ Elastic Isotropic

⁸⁷ Elastic Transversely Isotropic

⁸⁸ Mohr-Coulomb Plasticity

۴. مدل درزه‌دار^{۸۹}

۵. مدل سخت شونده‌گی و نرم شونده‌گی^{۹۰}

۶. مدل تسلیم مجدد^{۹۱}

مراحل محاسباتی برنامه $FLAC^{2D}$ بدین صورت است که ابتدا با استفاده از معادلات حرکت، سرعت‌ها و جابه‌جایی‌های ناشی از نیروها و تنش‌ها به دست می‌آیند. سپس نرخ‌های کرنش از سرعت‌ها و تنش‌های جدید از نرخ‌های کرنش محاسبه می‌شوند و این یک پله زمانی^{۹۲} برای هر سیکل می‌باشد و در هر مرحله تمام مقادیر قبلی با مقادیر جدید جایگزین می‌شوند. تصور بعضی بر آن است که روش تفاضل محدود به شبکه‌های المانی مستطیلی محدود می‌شود که در واقع چنین نیست. Wilkins در سال ۱۹۶۴ روشی را برای به دست آوردن معادلات تفاضل محدود برای المان‌هایی با شکل دل‌خواه ارائه کرده است. (این روش در برنامه $FLAC$ استفاده می‌شود) که با استفاده از آن می‌توان المان‌هایی با شکل دل‌خواه داشت و هر المان می‌تواند مصالحی با خصوصیات مخصوص خودش داشته باشد (همانند روش اجزاء محدود). از آنجائی که در روش حل صریح نیاز به تشکیل ماتریس سختی کل نمی‌باشد. یک موضوع جزئی در مد کرنش بزرگ، به‌هنگام کردن^{۹۳} مختصات در هر پله زمانی است. جابه‌جایی‌های تدریجی به مختصات‌ها افزوده می‌شوند به طوری که شبکه به‌همراه مصالح حرکت کند و تغییر شکل دهد این اصطلاحاً یک فرمولاسیون لاگرانژی است. در مقابل در یک فرمولاسیون اویلری^{۹۴} مصالح نسبت به یک شبکه ثابت حرکت می‌کنند و تغییر شکل می‌دهند (Itasca, 1999).

⁸⁹ Ubiquitous Joint

⁹⁰ Strain Hardening\Softening

⁹¹ Double-Yield (Experimental)

⁹² Time Step

⁹³ Update

⁹⁴ Eulerian

پیوست پ

مدل‌های خطی معادل و غیرخطی در تحلیل پاسخ لرزه‌ای زمین

پ-۱ مقدمه

ارزیابی پاسخ زمین یکی از معمول‌ترین و مهم‌ترین مسائلی است که در ژئوتکنیک لرزه‌ای مطرح است. تحلیل‌های پاسخ زمین جهت پیش‌بینی حرکات سطح زمین و تدوین طیف پاسخ طرح به‌منظور تعیین تنش-۱ و کرنش‌های دینامیکی برای ارزیابی خطرات روان‌گرایی و محاسبه نیروهای ناشی از زلزله که می‌تواند سبب ناپایداری زمین و سازه‌های حائل گردد، به کار می‌روند. تحلیل‌های پاسخ لرزه‌ای زمین معمولاً با یک یا دو روش صورت می‌پذیرد: تحلیل‌های خطی معادل و تحلیل‌های غیرخطی. برای مساله پاسخ زمین می‌توان از توابع تبدیل جهت بیان پارامترهای مختلف پاسخ مانند: جابجایی، سرعت، شتاب، تنش برشی و کرنش برشی بر حسب یک پارامتر ورودی مانند شتاب بستر سنگی استفاده کرد. چون این روش بر پایه اصل جمع آثار استوار است، لذا تنها محدود به تحلیل سیستم‌های خطی است. رفتار غیرخطی را نیز می‌توان با استفاده از روش تکرار مراحل با در نظر گرفتن خواص خطی معادل خاک تخمین زد. روش خطی معادل در مهندسی زلزله برای مدل‌سازی انتقال موج در مناطق لایه‌دار و اندرکنش دینامیکی خاک-سازه متداول است. تحلیل‌های خطی معادل معمولاً از نظر محاسباتی نسبت به تحلیل‌های غیرخطی کارایی بیشتری دارند.

پ-۲ روش غیرخطی

در تحلیل‌های غیرخطی، از معادلات حرکت در فواصل کوچک زمان انتگرال گرفته می‌شود. در ابتدای هر فاصله زمانی از رابطه تنش - کرنش جهت تعیین مناسب‌ترین خواص خاک برای آن فاصله زمانی استفاده می‌شود. با انتگرال‌گیری مستقیم از معادله حرکت در گام‌های کوتاه زمان، هر مدل تنش - کرنش خطی یا غیرخطی یا مدل رفتاری پیچیده‌ای را می‌توان حل نمود. در ابتدای هر گام زمانی به رابطه تنش - کرنش رجوع شده تا خصوصیات مناسب خاک که بایستی در آن گام زمان به کار روند، مشخص گردد. با این روش یک رابطه تنش - کرنش غیرخطی غیر الاستیک را می‌توان در یک سری فواصل خطی کوچک تعیین نمود. در کل لازمه اجرای روش‌های غیر خطی، وجود یک رابطه تنش - کرنش یا مدل رفتاری قابل اعتماد می‌باشد. پارامترهایی که چنین مدل‌هایی را تشریح نمایند، تدوین نشده‌اند. لذا انجام یک مجموعه کامل آزمون‌های آزمایشگاهی و صحرایی جهت ارزیابی پارامترهای مدل غیرخطی ضروری است. روش دیگر برای تحلیل پاسخ لرزه‌ای زمین، استفاده از روش‌های خطی است. اما از آنجایی که خاک حتی در ترازهای پایینی از کرنش برشی نیز رفتار غیرخطی از خود نشان می‌دهد، لذا جهت تعیین پاسخ منطقی زمین در مسائل عملی، روش خطی بایستی اصلاح گردد (کرامر، ۱۳۷۸).

پ - ۳ روش خطی معادل

روش خطی معادل امکان بهره‌گیری از تابع تبدیل جهت ایجاد رابطه بین پارامترهای مورد مطالعه، با پارامترهای دینامیکی معلوم را بجای استفاده از روش‌های پیچیده غیرخطی، فراهم می‌سازد (کرامر، ۱۳۷۸). در روش خطی معادل، با فرض برخی مقادیر اولیه برای نسبت میرایی و مدول برشی در نواحی گوناگون مدل، یک تحلیل خطی اجرا شده و برای هر المان حداکثر کرنش برشی دوره‌ای ثبت می‌شود. سپس با مراجعه با منحنی‌های آزمایشگاهی گزارش دهنده نسبت میرایی و مدول متقاطع در نوسان کرنش برشی

دوره‌ای، از مقادیر ثبت شده برای هر المان به منظور تعیین مقادیر جدیدی برای میرایی و مدول استفاده می‌شود. معمولاً موقع نسبت‌دهی کرنش‌های آزمایشگاهی به کرنش‌های مدل، از برخی مقیاس‌گذاری تجربی^{۹۵} نیز استفاده می‌شود. سپس مقادیر جدید نسبت میرایی و مدول برشی در تحلیل خطی جدیدی برای مدل بکار گرفته می‌شود. کل فرایند چندین بار تکرار می‌شود، تا هیچ تغییر دیگری در نتایج وجود نداشته باشد. و لذا در این وضعیت می‌توان اظهار داشت که مقادیر میرایی و مدول "سازگار با کرنش" پیدا شده، و شبیه‌سازی با این مقادیر، پاسخ واقعی محل مورد مدل‌سازی را ارائه خواهد داد (Itasca, 1999). بنابراین رفتار غیرخطی هیسترتیک تنش-کرنش خاک‌هایی با بارگذاری لرزه‌ای را می‌توان با در نظر گرفتن خواص معادل خطی خاک تعیین نمود. مدول برشی معادل خطی G ، عموماً به صورت مدول برشی سکانت (که در کرنش‌های برشی پایین معادل با G_{max} خواهد بود) و ضریب میرایی معادل خطی ξ ، به صورت ضریب میرایی که اتلاف انرژی یکسانی با آنچه منحنی هیسترتیزس متعلق به یک سیکل واقعی بارگذاری خاک ایجاد می‌نماید، در نظر گرفته می‌شوند (کرامر، ۱۳۷۸).

پ-۴ مقایسه دو روش خطی معادل و غیرخطی

هر دو روش خطی معادل و غیرخطی برای تحلیل پاسخ لرزه‌ای زمین دارای نقاط قوت و ضعفی هستند. با این وجود، استفاده و تفسیر نتایج آن‌ها نیازمند دانستن فرضیات پایه، نحوه عمل‌کرد و اطلاع از محدودیت‌های آن‌ها می‌باشد. هیچ‌کدام از آن‌ها را نمی‌توان به صورت ریاضی، دقیق و قطعی در نظر گرفت. با این همه، دقت آن‌ها با تغییرات شرایط خاک، عدم قطعیت در خواص خاک و پراکندگی در اطلاعات تجربی که پارامترهای ورودی بسیاری بر پایه آن‌ها استوار گردیده، ناسازگار نمی‌باشد. تفاوت نتایج تحلیل‌های خطی

⁹⁵ Empirical scaling

معادل و غیرخطی به درجه غیرخطی بودن پاسخ واقعی خاک بستگی دارد. در مسائلی که تراز کرنش پایین باقی می‌ماند (پروفیل‌های خاک سخت و یا حرکات ورودی نسبتاً ضعیف) هر دو تحلیل می‌تواند پاسخ خاک را منطقی تعیین نمایند. در مسائلی که سطح کرنش بالاست بخصوص مسائلی که در آن‌ها تنش‌های برشی القاء شده در خاک به مقاومت برشی قابل دسترس خاک می‌رسد، تحلیل‌های غیرخطی نتایج منطقی خواهند داشت (کرامر، ۱۳۷۸). از سوی دیگر، از آنجایی که غیر خطی بودن در قانون تنش - کرنش برای هر المان در یک زمان مستقیماً از حل قدم به قدم پیروی می‌کند، لذا در روش کاملاً غیر خطی (جدا از بررسی‌های پارامتری، که با هر دو روش انجام می‌شود) تنها یک اجراء ممکن است. هم‌چنین به شرط آنکه از یک قانون غیر خطی مناسب استفاده شود، وابستگی میرایی و مدول ظاهری به سطح کرنش به طور اتوماتیک مدل می‌شود. روش خطی - معادل مستلزم دادن آزادی‌های فیزیکی شدیدی است اما کاربر پسند بوده و مقبول نتایج آزمایشگاهی به دست آمده از آزمایشات دوره‌ای مستقیم است. روش کاملاً غیر خطی انطباق زیادی با واقعیت داشته ولی مستلزم درگیری زیاد کاربر بوده و نیاز به یک مدل تنش - کرنش جامع به منظور تولید برخی از پارامترهای دینامیکی دارد (Itasca, 1999). توانایی تعریف توسعه کرنش‌های دائمی و قابلیت محاسبه تغییرات فشار آب منفذی و طبعاً تغییرات تنش‌های موثر از دیگر امتیازات مهم مدل‌های غیرخطی نسبت به مدل‌های خطی معادل است (کرامر، ۱۳۷۸).

پیوست ت

مفهوم مرزهای آرام و میدان آزاد در مدل‌سازی دینامیکی $FLAC^{2D}$

ت-۱ مقدمه

یکی از جنبه‌های مهمی که کاربر بایستی موقع ایجاد یک مدل $FLAC$ برای تحلیل دینامیکی بایستی مد نظر داشته باشد استفاده از شرایط مرزی مناسب می‌باشد. به منظور تحلیل دینامیکی در $FLAC^{2D}$ استفاده از دو نوع شرایط مرزی آرام^{۹۶} و میدان آزاد^{۹۷} مجاز می‌باشد. که به ترتیب تشریح می‌گردد.

ت-۲ مرز آرام

مدل‌سازی مسائل ژئومکانیکی شامل محیطی است که از نظر مقیاس تحلیل، بهتر است به عنوان محیطی نامحدود ارائه گردد. حفاری‌های زیرزمینی عمیق معمولاً به صورت احاطه شده با محیطی نامحدود فرض می‌شوند که در آن سازه‌های سطحی یا نزدیک سطح به صورت خوابیده در یک نیم فضا در نظر گرفت می‌شود. روش‌های عددی استناد شده به جدایش یک ناحیه محدود از فضای مورد نیاز برای ایجاد شرایط مناسب، در مرزها و محدودیت‌های عددی مصنوعی اجراء می‌گردد. در تحلیل استاتیکی، مرزهای ثابت یا الاستیک (مثلاً، ارائه شده توسط تکنیک‌های المان-مرزی) را می‌توان به طور واقع‌بینانه در فواصلی از نواحی مورد نظر جای داد. در مسائل دینامیکی، این قبیل شرایط مرزی باعث انعکاس و برگشت امواج صادر شده، به درون مدل شده و اجازه گسیل انرژی را نمی‌دهد. از آنجایی که میرایی مصالح غالب انرژی را در امواج

⁹⁶ Quite boundary

⁹⁷ Free-field boundary

انعکاس یافته از مرزهای دور جذب می‌کند، لذا استفاده از مدل بزرگ می‌تواند باعث کمتر شدن مشکل گردد. هر چند که، این راه‌حل باعث ایجاد بار محاسباتی بزرگی خواهد شد. به‌جای این کار می‌توان از مرزهای آرام (یا جاذب^{۹۸}) استفاده نمود. فرمولاسیون متعددی پیشنهاد شده است. در *FLAC* از مرز جاذب توسعه یافته توسط *Lysmer* و *Kuhlemeyer* (۱۹۶۹) استفاده می‌شود. این مرزها بر اساس استفاده از ضربه‌گیرهای مستقل در راستای عمودی و برشی در مرزهای مدل، ایجاد شده‌اند. این روش هم‌چنین در جذب امواج حجمی نزدیک شونده به مرز با زاویه برخورد بزرگ‌تر از ۳۰ درجه، به‌طور کامل موثر می‌باشد. برای زوایای برخورد کمتر، یا در مورد امواج سطحی، نیز جذب انرژی وجود داشته اما کامل و بی‌عیب نیست. این مرز جاذب در هر دو روش المان محدود و تفاضل محدود کارایی دارد. تکنیک‌های متنوعی که توسط *White* و همکارانش (۱۹۷۷) پیشنهاد شده است، به‌طور گسترده مورد استفاده واقع می‌شود.

کارایی بیشتر در جذب انرژی (مخصوصاً در مورد امواج ریلی) نیازمند استفاده از المان‌های وابسته به فرکانس، که تنها در تحلیل‌های حوزه فرکانس بکار می‌رود، است. از اینها معمولاً با اصطلاح مرزهای سازگار یاد می‌شود، و شامل محاسبات جفت‌شدگی ماتریس‌های سختی دینامیکی تمام درجات آزادی مرزی است. از روش‌های المان مرزی می‌توان برای ایجاد این ماتریس‌ها استفاده نمود. مطالعات مقایسه‌ای عملکرد انواع متفاوت مرزهای اولیه، ویسکوز و سازگار، توسط *Roeset* و *Etouney* (۱۹۷۷) تدوین شده است.

طرح مرز-آرام پیشنهاد شده توسط *Lysmer* و *Kuhlemeyer* (۱۹۶۹) شامل ضربه‌گیرهایی است که به‌صورت مستقل بر روی مرز در راستای برشی و عمودی بسته شده است. این ضربه‌گیرها کشش‌های عمودی و برشی ویسکوز را که در زیر ارائه شده است را تامین می‌کنند:

⁹⁸ Viscose

$$t_n = -\rho C_p v_n \quad (\text{ت-۱})$$

$$t_s = -\rho C_s v_s \quad (\text{ت-۲})$$

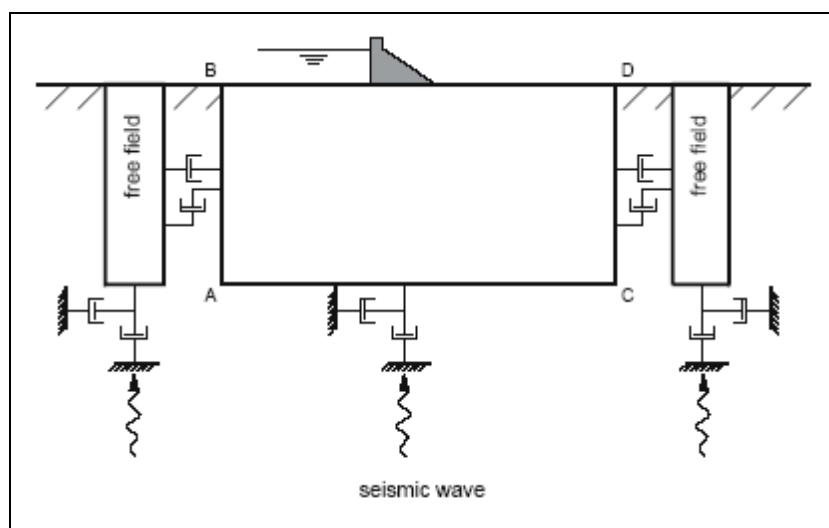
که در آن‌ها v_n و v_s مولفه‌های عمودی و برشی سرعت در مرز، ρ چگالی جرمی، و C_p و C_s نیز به ترتیب سرعت امواج p و s است.

این عبارات و مقادیر جاذب را می‌توان به طور مستقیم درون معادلات حرکت نقاط شبکه‌بندی روی مرز بکار برد. یک روش دیگر، که در *FLAC* نیز قابل انجام است، آن است که کشش‌های t_n و t_s در هر مرحله زمانی محاسبه شده و به همان روش بکارگیری بارهای مرزی، مورد استفاده قرار گیرد. این کار بسیار راحت‌تر از روش قبلی بوده و آزمایشات نشان می‌دهد که اجرای آن‌ها به یک اندازه موثر است. تنها مشکل بالقوه مربوط به پایداری عددی است، زیرا نیروهای جاذب به واسطه تاخیر نیم مرحله زمانی از سرعت‌ها محاسبه می‌شود. تا کنون در تحلیل‌های سودمند، به واسطه استفاده از مرزهای غیر انعکاسی، هیچ نیازی به تقلیل مرحله زمانی دیده نشده است. محدودیت مرحله زمانی مورد نیاز از سوی زون‌های کوچک، معمولاً بسیار با اهمیت هستند.

تحلیل دینامیکی از برخی شرایط برجا آغاز می‌گردد. چنانچه به منظور فراهم کردن وضعیت تنش استاتیکی، یک مرز سرعت‌دار بکار برده شود، این شرایط مرزی را می‌توان توسط مرزهای آرام جایگزین نمود. نیروهای واکنش مرز به صورت اتوماتیک محاسبه شده و در سرتاسر مرحله بارگذاری دینامیکی نگه داشته می‌شود. لازم به ذکر است که، قبل از بکارگیری شرایط مرزی آرام نبایستی مرزها آزاد شوند، در غیر این صورت نیروهای واکنشی از میان خواهد رفت (Itasca, 1999).

ت-۳ مرز میدان آزاد

تحلیل عددی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های سطحی از قبیل سد، نیاز به جداسازی ناحیه‌ای از مصالح مجاور پی دارد. معمولاً ورودی لرزه‌ای به واسطه انتشار امواج صفحه‌ای به طرف بالا از میان مصالح در زیر قرار گرفته، بیان می‌شود. شرایط مرزی در دیوارهای مدل را بایستی در مورد حرکات میدان-آزادی که در عدم حضور سازه (یا حرکات زمین در فواصل دور از تاثیر سازه)، وجود خواهد داشت، لحاظ نمود. در برخی موارد، مرزهای جانبی اولیه شاید مناسب باشد. به‌عنوان مثال، اگر تنها یک موج برشی بر روی مرز افقی بکار برده شود (مرز AC نشان داده شده در شکل ت-۱) امکان ثابت کردن مرز در طول AB و CD فقط در راستای عمودی وجود خواهد داشت. این مرزها را بایستی در فواصل مناسبی جای داد تا انعکاس موج کمینه شده و بتوان به شرایط میدان-آزاد دست یافت. همان‌گونه که seed و همکارانش در سال ۱۹۷۵ نشان دادند، برای خاک‌های با میرایی مصالح بالا، این شرایط را می‌توان با فاصله نسبی کوچکی بیان کرد. اما موقعی که میرایی مصالح کم باشد، فاصله مورد نیاز ممکن است موجب غیرعملی شدن مدل گردد. یک روش جایگزین، مجبور نمودن حرکت میدان-آزاد به عمل در طریقی است که مرزها خواص غیرانعکاسی خود را بدست آورند، به عبارت دیگر، امواج ساعت شده از سازه به طرف بیرون، به طور مناسب جذب می‌شوند.



شکل ت- ۱- مدل تحلیل لرزه‌ای سازه‌های سطحی و شبکه‌بندی میدان- آزاد (Itasca, 1999)

این نوع تکنیک برای *FLAC* نیز توسعه یافته است، که شامل انجام یک محاسبه میدان- آزاد تک بعدی به موازات تحلیل شبکه‌بندی اصلی است.

به منظور شبیه‌سازی یک مرز آرام، مرزهای جانبی شبکه‌بندی اصلی را به وسیله ضربه‌گیرهای ویسکوز با شبکه‌بندی میدان- آزاد جفت کرده (شکل ت- ۱) و نیروهای نامتعادل بدست آمده از شبکه‌بندی میدان- آزاد، در مرز شبکه‌بندی اصلی بکار برده می‌شود. هر دو شرایط در معادله‌های ت- ۳ و ت- ۴ بیان شده که بر روی مرز طرف چپ بکار گرفته شده است. عبارات مشابهی را می‌توان برای مرز طرف راست نیز نوشت.

$$F_x = -[\rho C_p (v_x^m - v_x^{ff}) - \sigma_{xx}^{ff}] \Delta S_y \quad (\text{ت- ۳})$$

$$F_y = -[\rho C_s (v_y^m - v_y^{ff}) - \sigma_{xy}^{ff}] \Delta S_y \quad (\text{ت- ۴})$$

که در آن ρ چگالی مصالح در طول عمودی مرز مدل، C_p سرعت موج p در مرز طرف چپ، C_s سرعت موج s در مرز طرف چپ، ΔS_y میانگین اندازه عمودی زون در نقاط شبکه‌ای مرز، v_x^m سرعت در جهت x در نقاط شبکه‌ای در مرز طرف چپ شبکه‌بندی اصلی، v_y^m سرعت در جهت y در نقاط شبکه‌ای در مرز طرف چپ شبکه‌بندی اصلی، v_x^{ff} سرعت در جهت x در نقاط شبکه‌ای در میدان آزاد طرف چپ، v_y^{ff} سرعت در جهت y در نقاط شبکه‌ای در میدان آزاد طرف چپ، σ_{xx}^{ff} میانگین تنش میدان آزاد افقی در نقاط شبکه‌ای و σ_{xy}^{ff} میانگین تنش برشی میدان آزاد در نقاط شبکه‌ای، می‌باشد.

در این طریق، انتشار امواج صفحه‌ای به طرف بالا باعث هیچ نوع اعوجاجی در مرز نمی‌شود، زیرا شبکه‌بندی میدان- آزاد شرایطی همانند مدل نامحدود را فراهم می‌نماید. اگر شبکه‌بندی اصلی یکنواخت بوده و دارای هیچ سازه سطحی نباشد، ضربه‌گیرهای جانبی هیچ نوع کارایی نخواهند داشت، زیرا شبکه‌بندی میدان- آزاد

همانند حرکات شبکه‌بندی اصلی حرکت خواهد کرد. هر چند که، اگر حرکات شبکه‌بندی اصلی از شبکه‌بندی میدان- آزاد متفاوت باشد (در اثر گسیل امواج ثانویه از سوی سازه سطحی)، ضربه‌گیرها در رفتاری مشابه با عمل کرد مرزهای آرام، انرژی را جذب خواهند کرد.

مدل میدان- آزاد حاوی یک ستون تک بعدی با عرض واحد، رفتار محیط گسترش یافته را مورد شبیه‌سازی قرار می‌دهد. برای مدل، یک روش تفاضل محدود صریح انتخاب شد. ارتفاع میدان- آزاد معادل طول مرزهای جانبی است. مدل به n المان مرتبط با زون‌های در طول مرزهای جانبی شبکه بندی $FLAC$ تقسیم می‌شود. انبوه المان‌ها از $n+1$ نقطه شبکه‌بندی تشکیل یافته است. درون هر المان یک تغییر خطی میدان جابجایی فرض می‌شود. از این رو المان‌ها در یک وضعیت کرنش (و تنش) یکنواخت هستند.

شرایط زیر برای بکارگیری صحیح شرایط مرزی میدان آزاد مورد نیاز است (Itasca, 1999):

۱. مرزهای جانبی شبکه‌بندی بایستی عمود و مستقیم باشند.
۲. مرزهای میدان آزاد را شاید بتوان در کل شبکه‌بندی یا در یک شبکه‌بندی زیرمجموعه بکار برد.
۳. قبل از بکارگیری مرز میدان آزاد، مدل بایستی از لحاظ استاتیکی در تعادل باشد.
۴. شرایط میدان آزاد را بایستی قبل از تغییر دیگر شرایط مرزی به منظور تحلیل در وضعیت دینامیکی، بکار برد.
۵. شرایط میدان آزاد را تنها می‌توان برای تحلیل کرنش صفحه‌ای یا تنش صفحه‌ای بکار برد. از آن برای هندسه تقارن محوری نمی‌توان استفاده نمود.
۶. هر دو مرزهای جانبی شبکه‌بندی بایستی از نوع میدان آزاد باشند، زیرا شرایط مرزی میدان آزاد را می‌توان به طور اتوماتیک برای هر دو مرز مورد استفاده قرار داد.

۷. میدان آزاد را می‌توان برای تحلیل جریان آب زیرزمینی نیز تعریف نمود. از این رو، در یک مدل

جریان سیال تک بعدی، فشار منفذی در میدان آزاد قابل محاسبه خواهد بود.

۸. سطح تماس و اندرکنش بین سطوح را نمی‌توان در میدان - آزاد انتقال داد، بنابراین، یک شرایط

اندرکنشی را نبایستی به مرز میدان - آزاد امتداد داد.

پیوست ث

مفهوم میرایی در $FLAC^{2D}$

ث- ۱ مقدمه

سیستم‌های دینامیکی طبیعی حاوی برخی از درجات میرایی از انرژی لرزشی درون سیستم است، در غیر این صورت، زمانی که یک سیستم تحت اثر نیروی محرکه‌ای واقع می‌گردد، به طور نامحدود نوسان خواهد نمود. میرایی تا اندازه‌ای ناشی از افت انرژی در اثر اصطکاک داخلی در مصالح بکر و لغزش در طول سطح تماس (در صورتی که وجود داشته باشند) است.

$FLAC$ برای حل دو دسته کلی از مسائل مکانیکی از یک الگوریتم دینامیکی استفاده می‌کند: شبه-استاتیکی و دینامیکی. میرایی برای حل هر دو دسته مسائل به کار می‌رود، اما مسائل شبه-استاتیکی به منظور همگرایی سریع به تعادل، به میرایی بالایی نیاز دارند. به منظور متعادل نمودن شبیه‌سازی استاتیکی در $FLAC$ میرایی موضعی طراحی شده است. این نوع میرایی با افزودن یا کاستن از جرم یک نقطه شبکه‌بندی یا گره سازه‌ای در زمان‌های معینی در طی یک دوره نوسان عمل می‌کند. در کل مقدار جرم ثابت نگه‌داشته می‌شود، زیرا مقدار اضافه شده معادل مقدار کاسته شده از جرم است. زمانی که علامت جبری سرعت تغییر کند، جرم افزوده شده و زمانی که آن از یک نقطه کمینه یا بیشینه گذر کند، از جرم آن کاسته می‌شود. از این رو، بازای هر دوره نوسان دو بار (در نقاط اکسترمم سرعت) از توسعه انرژی جنبشی

جلوگیری می‌شود. مقدار انرژی حذف شده متناسب با ماکزیمم انرژی کرنشی گذرا بوده و نسبت این دو پارامتر مستقل از نرخ و فرکانس است.

برای یک تحلیل دینامیکی عددی، میرایی بایستی در بزرگی و فرم اتلافات انرژی در سیستم طبیعی تولید شود. در خاک و سنگ، میرایی طبیعی اساساً هیسترتیک، یعنی مستقل از فرکانس، می‌باشد. تولید کردن این نوع میرایی به صورت عددی حداقل به دو دلیل، مشکل است: اولاً، بسیاری از توابع هیسترتیک ساده زمانی که چندین فرم موج بر هم اضافه می‌شوند، به طور یکسان در تمام مولفه‌ها میرا نمی‌شود. ثانیاً، توابع هیسترتیک وابسته به مسیر بوده، که باعث ایجاد تفاسیر مختلفی از نتایج بدست آمده می‌شود. اما چنانچه بتوان مدل رفتار مناسبی از حالت هیسترتیکی که در مصالح واقعی رخ می‌دهد را یافت، در آن صورت به هیچ میرایی اضافی نیاز نخواهد بود. اما این کار در عمل با دشواری‌های آزمایشگاهی و برنامه‌نویسی مواجه است.

در برنامه‌های مربوط به حوزه زمان، به منظور تدارک میرایی که تقریباً مستقل از فرکانس باشد، به طور معمول از میرایی رایلی استفاده می‌شود. هر چند که، میرایی رایلی حاوی دو جزء جاذب است که انرژی جذب شده به واسطه آن‌ها، وابسته به فرکانس است، اما اثرات وابسته به فرکانس به گونه‌ای آرایش می‌یابند، که فرکانس‌های مورد نظر حذف می‌شود. به عنوان گزینه‌ای دیگر، میرایی موضعی استفاده شده در تحلیل استاتیکی *FLAC* را می‌توان به طور دینامیکی، اما با ضریب میرایی متناسب با انتشار موج، استفاده کرد. میرایی موضعی در مسائل دینامیکی به دلیل اینکه راهی تقریبی برای به حساب آوردن میرایی هیسترتیک است، سودمند خواهد بود. هر چند که، به دلیل پیچیدگی در اضافه شدن بر موج‌وارها، بر مقدار آن به طور غیر واقعی افزوده خواهد شد (همانند حالتی که بر مولفه‌های فرکانس اضافه می‌شود).

ث - ۲ میرایی رایلی

در اصل میرایی رایلی در تحلیل سازه‌ها و سلسله مراحل الاستیک، برای مدهای نوسانات طبیعی و میرای سیستم مورد استفاده قرار می‌گیرد. از این رو معادلات در فرم ماتریسی بیان می‌شود.

با مولفه‌های متناسب با ماتریس‌های جرم (M) و سختی (K)، ماتریس میرایی چنین به دست می‌آید:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (\text{ث-۱})$$

که در آن α ثابت میرایی متناسب با جرم و β ثابت میرایی متناسب با سختی است.

برای یک سیستم با درجه آزادی چندگانه، نسبت میرایی بحرانی، ξ_i ، را در هر فرکانس زاویه‌ای سیستم، ω_i ، می‌توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (\text{ث-۲})$$

نسبت میرایی بحرانی ξ_i ، به عنوان جزئی از میرایی بحرانی برای مد i با فرکانس زاویه‌ای ω_i ، شناخته می‌شود. شکل ث-۱ تغییرات نسبت میرایی بحرانی نرمال را با فرکانس زاویه‌ای ω_i ، نشان می‌دهد. در این شکل، سه منحنی ارائه شده است: دو تا مربوط به مولفه‌های جرم و سختی، و سومی مجموع آن دو مولفه است. همان‌گونه در شکل ث-۱ ملاحظه می‌گردد، میرایی مولفه جرم در محدوده فرکانس زاویه‌ای پایین‌تر غالب بوده و این در حالی است که مولفه میرایی سختی در فرکانس‌های زاویه‌ای بالاتر چیره خواهد شد. منحنی بیان‌گر مجموع هر دو مولفه در مقدار زیر از نسبت میرایی بحرانی به حد کمینه خود می‌رسد:

$$\xi_{\min} = (\alpha\beta)^{1/2} \quad (\text{ث-۳})$$

$$\omega_{\min} = (\alpha/\beta)^{1/2} \quad (\text{ث-۴})$$

که از ترکیب معادلات ث-۳ و ث-۴ می‌توان ضرایب α و β را به ترتیب از روابط زیر بدست آورد:

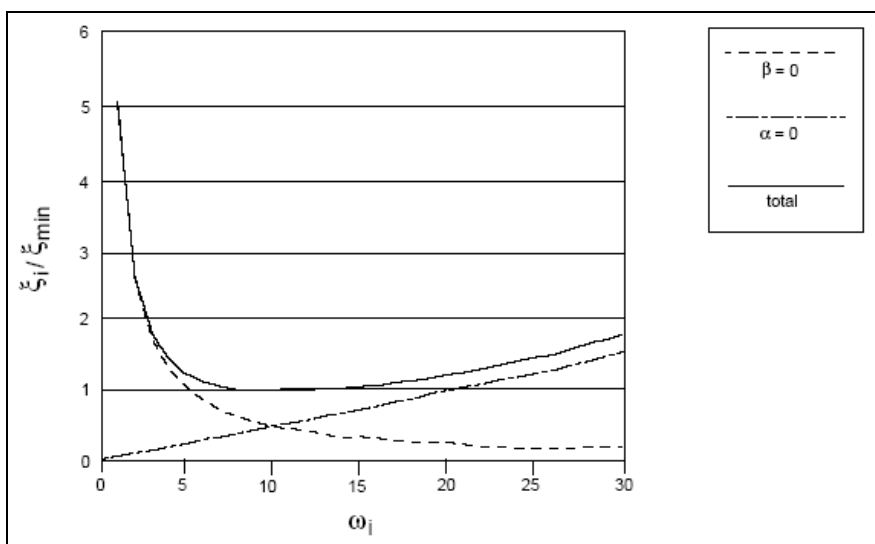
$$\alpha = \xi_{\min} \omega_{\min} \quad (\text{ث- ۵})$$

$$\beta = \xi_{\min} / \omega_{\min} \quad (\text{ث- ۶})$$

بنابراین فرکانس مرکزی چنین محاسبه می‌شود:

$$f_{\min} = \omega_{\min} / 2\pi \quad (\text{ث- ۷})$$

قابل ذکر است که در فرکانس ω_{\min} (یا f_{\min}) (و تنها در آن فرکانس) میرایی جرمی و میرایی سختی هر کدام نیمی از نیروی میرایی کل را تامین می‌کنند.



شکل ث- ۱- تغییرات نسبت میرایی بحرانی نرمال شده با فرکانس زاویه‌ای

در *FLAC* میرایی رایلی به واسطه دو پارامتر f_{\min} در واحد Hz و ξ_{\min} ، تعریف می‌گردند. از آنجایی که میرایی در محیط زمین‌شناختی معمولاً مستقل از فرکانس است، لذا ω_{\min} معمولاً طوری انتخاب می‌شود که در مرکز محدوده فرکانس‌های ارائه شده در شبیه‌سازی عددی (هر کدام از فرکانس‌های طبیعی مدل یا فرکانس‌های غالب تابع ورودی) قرار گیرد. در چنین حالتی می‌توان گفت که میرایی هیسترتیک به صورت تقریبی شبیه‌سازی خواهد شد (Itasca, 1999).

فهرست منابع و مراجع

- برگی، خسرو. (۱۳۸۲). *اصول مهندسی زلزله*، انتشارات دانشگاه تهران، چاپ چهارم، ۵۷۲ ص.
- چوپرا، آنیل. (۱۳۷۷). *دینامیک سازه‌ها و تعیین نیروهای زلزله (تئوری و کاربرد در مهندسی زلزله)*، ترجمه: شاپور طاحونی، انتشارات علم و ادب، ۵۴۴ ص.
- سازمان جغرافیائی نیروهای مسلح، اداره کل جغرافیائی. (۱۳۸۰). *فرهنگ جغرافیائی شهرستان‌های کشور: شهرستان تبریز*، انتشارات سازمان جغرافیائی نیروهای مسلح، ۲۰۹ ص.
- سازمان قطار شهری تبریز. (۱۳۸۱). *گزارش زمین‌شناسی خط شماره یک قطار شهری تبریز*.
- سازمان قطار شهری تبریز. (۱۳۸۳). *گزارش نتایج بررسی‌های زمین‌شناسی و ژئوتکنیکی خط شماره یک قطار شهری تبریز*.
- شرکت مهندسی الموت (۱۳۸۴). *گزارش مطالعات لرزه خیزی و لرزه زمین‌ساخت گستره خط شماره یک قطار شهری تبریز*، ۲۳۵ ص.
- شریفی بروجردی، محسن. (۱۳۸۳). *مدلسازی رفتار فضا‌های زیرزمینی در اثر اعمال بارهای دینامیکی - مطالعه موردی مغار نیروگاه کارون ۳*، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

صدقیانی، محمدحسین و فرزادبیگی، حبیب. (۱۳۸۰). بررسی روشهای تحلیل دینامیکی فضاهاى زیرزمینی

مقاوم در برابر زلزله، مجموعه مقالات پنجمین کنفرانس تونل، دانشکده فنی دانشگاه تهران، ص ۲۲۹-

۲۱۹.

فهیمی فر، احمد. (۱۳۸۲). تخمین خسارات ناشی از زلزله در تونلها و فضاهاى زیرزمینی و روش مهار خرابی،

نشریه جاده، شماره ۴۸، صفحه ۷۶-۸۹.

قربان بیگی، سعید. (۱۳۸۱). محاسبه تونلها با روش همگرایی- فشردگی، انتشارات دانشکده صنعت آب و برق

(شهید عباس پور)، ۱۸۶ ص.

کرامر، استیون. (۱۳۷۸). مهندسی ژئوتکنیک لرزه‌ای، ترجمه: سید مجدالدین میرمحمد حسینی و بابک

عارف پور، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۹۳۲ ص.

مستوفی‌نژاد، داود. (۱۳۸۶). سازه‌های بتن آرمه، انتشارات اردکان دانش، ج ۱، چاپ چهارم، ۷۲۰ ص.

معماربان، حسین. (۱۳۸۴). زمین‌شناسی مهندسی و ژئوتکنیک، انتشارات دانشگاه تهران، چاپ چهارم، ۹۵۴ ص

میکائیل، رضا. (۱۳۸۶). تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری تونل راه‌آهن کوهین در محور قزوین- رشت،

پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شاهرود.

Arthe Civil & Structure B.V. (2005). *Determination of final geotechnical and geo (hydro) logical parameters*

for calculations, Report No.: ACS05203-R06-S03, 26 p.

Arthe Civil & Structure B.V. (2006) - a. *Design and calculation of concrete segments*, Report No.: ACS05203-

R09-S04 & ACS05203-R09-S05, 57 p.

Arthe Civil & Structure B.V. (2006) - b. *Mortar and Grouting*, Report No.: ACS05203-R08-S05, 19 p.

CSI. (1995), *SAP 2000*, version 7.42, Computers and Structures Inc. Berkeley, California,

<http://www.csiberkeley.com>

CSI. (2007), *SAP 2000*, version 11.0.0, Computers and Structures Inc. Berkeley, California,

<http://www.csiberkeley.com>.

Dowding, C. H. and Rozen, A. (1978). *Damage to Rock Tunnels from Earthquake Shaking*, J. of the Geot.

Eng. Division, ASCE, Vol. 104, No. GT2.

Hashash, Y. M. Hook, J. J. Schmidt, B. and Yao J. I. (2001). *Seismic design and analysis of underground*

structures, Tunnelling & Underground Space Tech., Pergamon, Vol. 16, No. 3, pp. 247-293.

Hashash, Y. M., Park, D. and Chiang Yao, J. I. (2005). *Ovaling deformations of circular tunnels under seismic*

loading, an update on seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling &

Underground Space Tech., Pergamon, Vol. 20, pp. 435–441.

Huo, H. Bobet, A. Fernandez, G. and Ramirez, J. (2005). *Load transfer mechanisms between underground*

structure and surrounding ground: evaluation of the failure of the Daikai station, J. Geot. and Geoenviron.

Eng. ASCE, Vol. 131, No. 12, pp. 1522-33.

Hustrulid, W. (1999). *Blasting principles for open pit mining*, A. A. Balkema, Rotterdam, Vol. 2.

Imai, T. and Tonouchi, K. (1982). *Correlation of N-value with s-wave velocity and shear modulus*, Proc. 2nd

European Symp. on Penetration Testing, Amsterdam, pp. 57- 72.

Itasca. (1999). *FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua*, version 4.0.307, User's manual, Itasca

Consulting Group, Inc. Minneapolis, MN, <http://itascacg.com>.

Itasca. (2005). *FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua*, version 5.0.355, Itasca Consulting Group, Inc.

Minneapolis, MN, <http://itascacg.com>.

Japan Road Association, (1976). *Seismic countermeasures for petroleum pipelines*, Tech. committee for

petroleum pipeline. Tokyo.

Kawashima, K. (2000). *Seismic design of underground structure in soft ground: A review*, Geot. Aspects of

Underground Construction in Soft Ground, Kusakabe, Fujita & Miyazaki (Eds), A. A. Balkema,

Rotterdam, pp. 3- 20.

Kuesel, T.R. (1969). *Earthquake design criteria for subways*. Proc. ASCE. 95-ST: 1213-1231. New York.

Monsees, J. E. and Merritt, J. L. (1991). *Earthquake considerations in design of the Los Angeles metro*, Proc.

3rd US Conf. Lifeline Earthquake Eng. ASCE: 75-88, New York.

Muir Wood, A. M. (1972). *The circular tunnel in elastic ground*. Proc. Int. Symp. Underground Openings,

Lucerne, pp. 356- 369.

Otha, Y. and Gota, N. (1978). *Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes,*

Earthquake Eng. and Structural Dynamics, 6.

Owen, G. N., and Scholl, R. E. (1981). *Earthquake Engineering of Large Underground Structures,* prepared

for the Federal Highway Administration, FHWA/RD-80/195.

PCA. (1992), *PCACOL, Strength design of reinforced concrete column sections,* version 2.30, Portland

Cement Association.

Sakurai, A. Takahashi, C. Tutsumi, H. et al. (1967). *Seismic performance of high-voltage electricity pipeline*

in Matsushiro swarm, Tech. report, 67058, Central Electric Res. Ins. Abiko.

Sakurai, S. Kawashima, I. and Otani, T. (1994). *Environmental effects on critical strain of rocks,* Proc.

Symp. Developments in Geot. Eng. Bangkok, Thailand,. A. A. Balkema Rotterdam, pp. 359-363.

Sakurai, S. (1997). *Lessons Learned from Field Measurements in Tunnelling,* Tunnelling and

Underground Space Tech. Vol. 12, No. 4, pp. 453-460.

Example of an energy calibration report on a standard Schertmann, J. H. Smith, T. V. and Ho, R. (1978)

penetration test (ASTM Standard D 1586-67) drill rig, Geot. Testing J. ASTM, Vol. 1, No. 1, pp. 57- 61.

Schmidt, B. and Richardson, A. M. (1989). *Seismic Design of Shaft Linings,* ASME Symp. on Recent

Development on Lifeline Earthquake Eng. Honolulu.

Seed, H. B. Wong, R. T. Idriss, I. M. and Tokimatsu, K. (1986). *Moduli and damping factors for dynamic analysis of cohesionless soils*, J. Geot. Eng., ASCE, Vol. 112, No. GT11, pp. 1016- 1032.

Seismosoft. (2006), *Seismosignal*, version 3.1.0, <http://www.seismosoft.com>.

Sharma, S. and Judd, W. R. (1991). *Underground Opening Damage from Earthquakes*, Eng. Geo. No 30.

St. John, C. M. and Zahrah, T. F. (1987). *Aseismic Design of Underground Structures*, Tunnelling and Underground Space Tech. Vol. 2, No. 2.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*, John Wiley & Sons, Inc. New York. 510 p.

Terzaghi, K. Peck, R. B. and Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd ed., John Wiley & Sons, Inc. New York, NY.

U.S. Army Corps of Engineers (1997). *Engineering and design of tunnels and shafts in rock*, EM 1110-2-2901, Dep. of the U. S. Army, Washington, DC 20314-1000, 206 p.

U.S. NRC (1989). *Staff plans for accident management regulatory and research program*, SECY-89-012, USA.

Wang, J. M. (1985). *The Distribution of Earthquake Damage to Underground Facilities during the 1976 Tangshan Earthquake*, Earthquake Spectra, Vol. 1, No. 4.

Wang, J. N. (1993). *Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-art Approach*. Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc. New York, NY, Monograph 7, 147 p.

Wang, W. L. Wang, T. T. Su, J. J. Lin, C. H. Seng, C. R. and Huang, T. H. (2001). *Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi earthquake*, Tunnelling & Underground Space Tech.

Pergamon, Vol. 16, No. 2, pp. 133-150.

Abstract

This dissertation quantitatively considers qualitative effect of different levels of earthquake on urban structures such as metro tunnels. Main aim of this research is studying concrete lining behavior of circular shallow tunnels in sedimentary urban area under seismic loads. Tabriz Urban Railway Tunnels were studied as a case study. Seismic and geotechnical characters of area were studied and a static analyzing carried out using confinement-convergence and ground response cure resultant of *FLAC^{2D}*. Safety factors of critical parts of concrete lining of tunnel under static loads evaluated by using axial force-bending moment interaction curve. Also in static analyzing section, a method for modeling of non-uniform hybrid segmental lining of circular tunnels excavated by TBM presented by using sensitive analyzing of effective parameters on bending moment in joints. The results were verified by *SAP2000* software as well as *FLAC^{2D}* software. Then dynamic analyzing of case study was carried out using scaled accelogram and seismic investigation of sedimentary for selected sections in Design Base Level and Maximum Credible Level of earthquake. In this stage, static model was modified and dynamic specification of soil and accelogram were applied on model without sliding to evaluate dynamic response. Time history of *SAP2000* and analytical solutions were used to verify results of *FLAC^{2D}*. Finally performance of implemented lining and safety factor of critical parts of tunnel were evaluated considering all of the static and dynamic loads applied on model and combination coefficient of seismic design level. In conclusion, analyzing results show good performance of concrete lining under combined loads of seismic design levels. Therefore the objectives of designing satisfied in this analysis.



Shahrood University of Technology
Faculty of Mining Engineering, Petroleum and Geophysics

**Dynamic analysis of Tabriz urban railway tunnels line 1 using
numerical modeling**

By:

Akbar Salemi

Under supervision of

Dr. Farhang Sereshki

Dr. Mohammad Ataei

Consultant

Fariborz Salehi Alee

Saleh Balideh

A thesis submitted to graduate studies office

In partial fulfillment of requirement for the degree of
Master of Science
In
Mining Engineering

Summer 2008