

دانشگاه صنعتی شاهرود
دانشکده مهندسی معدن و ژئوفیزیک

پایان نامه دوره کارشناسی ارشد
گرایش مهندسی استخراج معدن

عنوان:

تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری تونل راه آهن کوهین محور قزوین - رشت

تهیه و تدوین:

رضا میکائیل

اساتید راهنما:

دکتر محمد عطایی

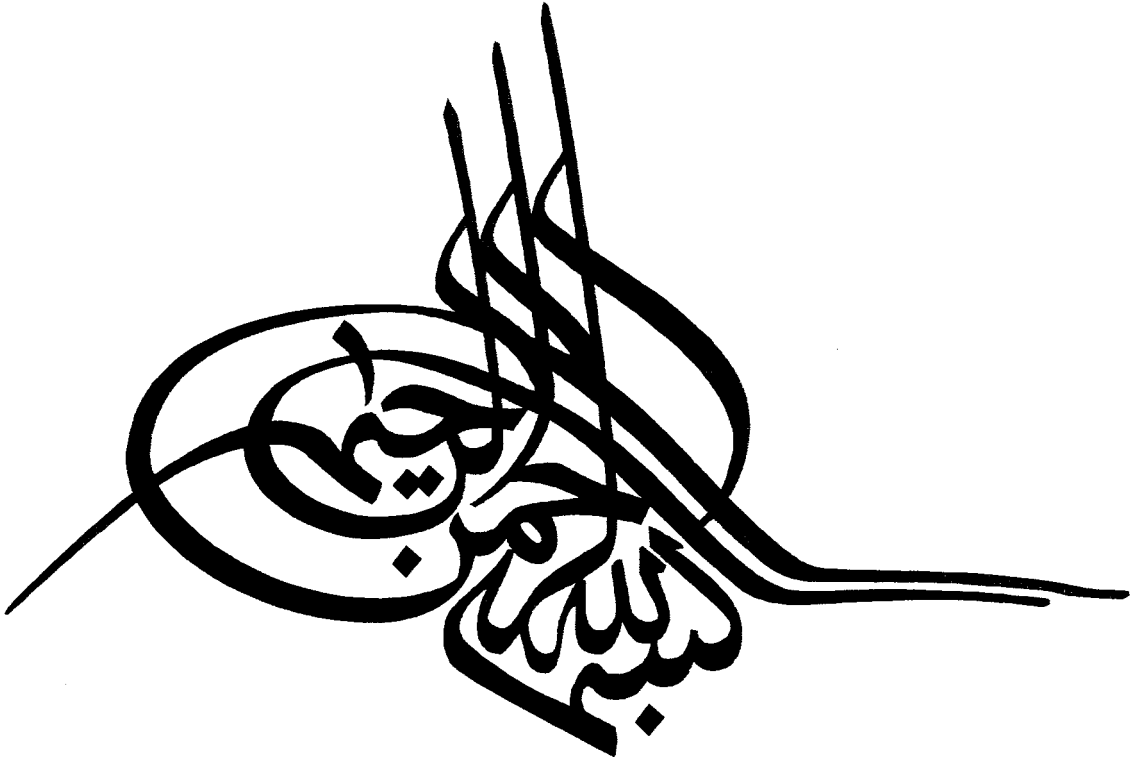
دکتر بهنام فردوسی

استاد مشاور:

دکتر فرامرز دولتی

۱۳۸۶

تابستان ۱۳۸۶



تقدیم به

پدر و مادر عزیز و تنها برادر مهربانم

من لم يشكر المخلوق لم يشكر الخالق

خداوند متعال را شاکر هستم که توفیق انجام این تحقیق را بر من ارزانی داشت. بی‌شک در این مسیر طولانی دست یاری عزیزان فراوانی همراه من بود که شایسته است تا مراتب سپاس‌گذاری خود را از آنان اعلام دارم. در ابتدا از اساتید راهنمای محترم خود، جناب آقای دکتر محمد عطایی و جناب آقای دکتر بهنام فردوسی به سبب کمک‌های ارزنده علمی و فکری‌شان کمال قدردانی و تشکر را دارم. همچنین مراتب سپاس خود را از جناب آقای دکتر فرامرز دولتی که سمت مشاوره مرا برعهده داشتند، ابراز می‌دارم. در ادامه لازم است از جناب آقایان مهندس وثوق و مهندس صادقی از شرکت مهندسی مشاور هراز راه که زمینه دسترسی به اطلاعات مورد نیاز را فراهم آوردند، قدردانی نمایم. در خاتمه از جناب آقای مهندس شریفی بروجردی به خاطر راهنمایی‌های ارزنده‌شان در بخش دینامیکی این پایان‌نامه، صمیمانه تشکر می‌نمایم. شادکامی و موفقیت روزافزون این عزیزان را از ایزد منان خواستارم.

چکیده

در این تحقیق پایداری بلند مدت استاتیکی و دینامیکی تونل راه آهن کوهین با استفاده از نرم افزار $FLAC^{2D}$ مورد بررسی قرار می گیرد. تونل راه آهن کوهین در قطعه اول راه آهن قزوین- رشت - بندر انزلی با یک گالری ۱۰۰ متری در بخش ورودی و یک گالری ۱۰ متری در قسمت خروجی، طولی معادل ۱۶۳۵ متر دارد. سست بودن ساختگاه تونل، بزرگی مقطع و قرارگیری بخش اعظم تونل در زیر سطح ایستابی از مهم ترین ویژگی هایی می باشد که در زمان اجراء، فعالیت تونل سازی را کاملاً تحت تأثیر قرار می دهد. مهم ترین مسئله در طراحی و اجرای این پروژه انتخاب مناسب الگوی حفاری و سیستم نگهداری، به منظور پایداری توده سنگ و کاهش گسترش ناحیه پلاستیسیته در اطراف تونل بوده است. در طراحی اولیه تونل راه آهن کوهین چندین طرح حفاری ارائه شد که در نهایت با مطالعه و بررسی های صورت گرفته، مناسب ترین طرح از نظر اجرائی و اقتصادی انتخاب شد. در ادامه با استفاده از روش همگرایی- همجواری و رسم منحنی مشخصه زمین با کمک نرم افزار $FLAC^{2D}$ و اعمال تریخیس تنش در مدل معادل با همگرایی به وجود آمده تا لحظه استقرار پوشش، سیستم نگهداری اولیه مناسب برای دو مقطع از طول تونل (روباره ۱۰۰ و ۴۰ متری از مرکز تونل با سطح ایستابی ۵۵ و ۲۵ متر از خط پروژه) پیشنهاد شده است. در نهایت پوشش نهایی باتوجه به نیروهای استاتیکی (ناشی از فشار روباره و آب) و دینامیکی (زلزله) با کمک روش های عددی و تحلیلی پیشنهاد شده است.

کلمات کلیدی: تونل راه آهن کوهین، مدل سازی تفاضل محدود، تحلیل استاتیکی، تحلیل دینامیکی

فهرست مطالب

فصل اول: مقدمه

- ۱-۱ ضرورت طراحی استاتیکی و دینامیکی سازه‌های زیرزمینی..... ۱
- ۲-۱ مراحل انجام تحقیق..... ۲

فصل دوم: معرفی ساختگاه تونل راه آهن کوهین

- ۱-۲ ضرورت انجام طرح..... ۷
- ۲-۲ خصوصیات ژئومکانیکی ساختگاه تونل کوهین..... ۹
- ۳-۲ خصوصیات هیدروژئولوژی ساختگاه تونل کوهین..... ۱۰
- ۴-۲ خصوصیات لرزه‌خیزی ساختگاه تونل کوهین..... ۱۱
- ۱-۴-۲ گسل شمال قزوین..... ۱۲
- ۲-۴-۲ گسل زنجان - میانه..... ۱۳

فصل سوم: طراحی پوشش اولیه و تحلیل استاتیکی پوشش نهایی تونل راه آهن کوهین

- ۱-۳ مقدمه..... ۱۴
- ۲-۳ مدل‌سازی با نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ ۱۵
- ۱-۲-۳ انتخاب محدوده مناسبی از توده سنگ اطراف تونل..... ۱۶
- ۲-۲-۳ انتخاب مدل رفتاری و تعیین پارامترهای آن..... ۱۷
- ۳-۲-۳ ترسیم هندسه تونل..... ۱۸

۲۱-۲-۳ حل مدل و به تعادل رساندن آن قبل از حفاری..... ۲۱

۲۱-۲-۳ حفاری تونل و نصب سیستم نگهداری اولیه در نرم افزار $FLAC^{2D}$ ۲۱

۲۲-۲-۳-۱ انتخاب گام پیشروی و فاصله جبهه کار از پوشش..... ۲۲

۲۲-۲-۳-۲ رسم منحنی مشخصه زمین..... ۲۲

۲۳-۲-۳-۳ اعمال ترخیص تنش معادل با همگرایی به وجود آمده تا لحظه استقرار پوشش..... ۲۳

۲۸-۲-۳-۴ نصب پوشش اولیه و تعیین نیروها و گشتاور خمشی به وجود آمده در پوشش اولیه تونل..... ۲۸

۳۴-۲-۳-۵ تحلیل پایداری پوشش اولیه..... ۳۴

۳۹-۲-۳-۶ نصب پوشش نهایی و تعیین نیروها و گشتاور خمشی به وجود آمده در پوشش نهایی تونل..... ۳۹

فصل چهارم: محاسبه نرخ نفوذ آب به داخل تونل

۱-۴ مقدمه..... ۴۲

۲-۴ معرفی و بررسی اعتبار $SEEP/W$ در پیش‌بینی نرخ نفوذ آب به داخل تونل..... ۴۳

۱-۲-۴ پیش‌بینی نرخ نفوذ آب به داخل تونل‌های دایره‌ای به کمک روش‌های تحلیلی..... ۴۶

۲-۲-۴ مدل‌سازی به کمک نرم‌افزار $SEEP/W$ ۴۷

۳-۴ محاسبه نرخ نفوذ آب در مراحل مختلف حفاری تونل راه‌آهن کوهین..... ۴۹

فصل پنجم: محاسبه فشار هیدرواستاتیکی وارده بر پوشش نهایی تونل راه‌آهن کوهین

۱-۵ مقدمه..... ۵۱

۲-۵ محاسبه فشار آب در پشت پوشش نهایی تونل‌ها..... ۵۲

۳-۵ محاسبه فشار آب وارده بر پوشش نهایی تونل راه آهن کوهین..... ۵۲

فصل ششم: تحلیل دینامیکی تونل راه آهن کوهین با استفاده از روش های تحلیلی و نیمه تحلیلی

۱-۶ مقدمه ۵۷

۲-۶ عمل کرد سازه های زیرزمینی در برابر زلزله..... ۵۸

۱-۲-۶ مطالعات Dowding & Rozen..... ۵۸

۲-۲-۶ مطالعات Sharma & Judd..... ۶۰

۳-۲-۶ جمع بندی نظرات محققین..... ۶۰

۳-۶ عوامل ایجاد خسارت در تونل ها..... ۶۲

۴-۶ روش طراحی دینامیکی سازه های زیرزمینی..... ۶۵

۱-۴-۶ تعریف ویژگی های دینامیکی منطقه..... ۶۶

۱-۱-۴-۶ تحلیل خطر زلزله..... ۶۷

۲-۱-۴-۶ تعیین زلزله طرح..... ۷۰

۳-۱-۴-۶ پارامترهای حرکت زمین..... ۷۰

۲-۴-۶ ارزیابی رفتار سازه های زیرزمینی در برابر زلزله..... ۷۳

۱-۲-۴-۶ معیار بارگذاری طراحی دینامیکی..... ۷۳

۲-۲-۴-۶ تحلیل دینامیکی سازه های زیرزمینی..... ۷۶

۵-۶ تحلیل دینامیکی تونل راه آهن کوهین با استفاده از روش های تحلیلی..... ۸۴

- ۱-۵-۶ پارامترهای لازم جهت تحلیل دینامیکی ۸۵
- ۲-۵-۶ محاسبه حداکثر جابه‌جایی، نیروها و گشتاور خمشی ۸۵
- ۱-۲-۵-۶ روش Penzien تحت شرایط لغزش کامل ۸۵
- ۲-۲-۵-۶ روش Penzien تحت شرایط بدون لغزش ۸۶
- ۳-۲-۵-۶ روش Wang تحت شرایط لغزش کامل ۸۶
- ۴-۲-۵-۶ روش Wang تحت شرایط بدون لغزش ۸۷
- ۳-۵-۶ مقایسه دو روش Wang و Penzien ۸۹
- ۴-۵-۶ ارزیابی دو روش تحلیلی Penzien و Wang با استفاده از روش‌های عددی ۸۹
- ۶-۶ تحلیل دینامیکی تونل راه‌آهن کوهین با استفاده از روش نیمه تحلیلی ۹۱

فصل هفتم: تحلیل دینامیکی تونل راه‌آهن کوهین با استفاده از روش‌های عددی

- ۱-۷ مقدمه ۹۶
- ۲-۷ تدوین تاریخچه زمانی زلزله طراحی ۹۷
- ۱-۲-۷ انتخاب شتاب‌نگاشت مناسب ۹۷
- ۲-۲-۷ اصلاح شتاب‌نگاشت منجیل ۱۰۰
- ۳-۷ مدل دینامیکی تفاضل محدود ۱۰۳
- ۱-۳-۷ شرایط مرزی ۱۰۳
- ۲-۳-۷ بارگذاری دینامیکی ۱۰۴

- ۱۰۶.....Rayleigh میرایی ۳-۳-۷
- ۱۰۷.....انتشار موج در مدل ۴-۳-۷
- ۱۰۹.....پاسخ دینامیکی مدل به زلزله ۴-۷
- ۱۰۹.....عمل کرد سیستم نگهداری ۱-۴-۷

فصل هشتم: طراحی پوشش نهایی تونل راه آهن کوهین

- ۱۱۹.....مقدمه ۱-۸
- ۱۲۰.....بارهای وارده بر پوشش نهایی ۲-۸
- ۱۲۰.....ترکیبات بارگذاری ۳-۸
- ۱۲۰.....روش مقاومت نهایی ۴-۸
- ۱۲۲.....طراحی پوشش نهایی برای مقطع ۴۰ متری آبدار ۵-۸
- ۱۲۶.....طراحی پوشش نهایی برای مقطع ۱۰۰ متری ۶-۸
- ۱۳۰.....طراحی پوشش نهایی برای مقطع ۴۰ متری خشک ۷-۸

فصل نهم: نتیجه گیری و پیشنهادات

- ۱۳۷.....نتایج تحلیل استاتیکی و هیدرواستاتیکی ۱-۹
- ۱۳۹.....نتایج تحلیل دینامیکی ۲-۹
- ۱۴۰.....پیشنهادات ۳-۹

۱۴۲.....	فهرست مراجع
۱۴۵.....	پیوست الف: روش همگرایی - همجواری
۱۵۱.....	پیوست ب: روش عددی تفاضل محدود (نرم افزار $FLAC^{2D}$)
۱۵۶.....	پیوست ج: مبانی مهندسی زلزله و طراحی دینامیکی در نرم افزار $FLAC^{2D}$
۱۷۹.....	پیوست د: توابع آماری - احتمالاتی مورد نیاز در برآورد خطر زلزله

فهرست جدول‌ها

- جدول ۱-۲ خصوصیات ژئومکانیکی ساختگاه تونل راه‌آهن کوهین ۱۰
- جدول ۲-۲ خصوصیات هیدروژئولوژی منطقه برای تحلیل جریان سیال ۱۱
- جدول ۱-۳ نیروها و گشتاور خمشی به وجود آمده در پوشش اولیه برای مقطع خشک ۴۰ متری ۲۹
- جدول ۲-۳ نیروها و گشتاور خمشی به وجود آمده در پوشش اولیه برای مقطع آبدار ۴۰ متری ۲۹
- جدول ۳-۳ نیروها و گشتاور خمشی به وجود آمده در پوشش اولیه برای مقطع ۱۰۰ متری ۲۹
- جدول ۴-۳ ضریب اطمینان پوشش اولیه در مراحل مختلف حفاری برای دو مقطع ۴۰ و ۱۰۰ متری ۳۶
- جدول ۵-۳ نیروها و گشتاور خمشی وارده تحت تأثیر فشار روباره بر نقاط مختلف پوشش برای مقطع ۴۰ متری آبدار ۳۹
- جدول ۶-۳ نیروها و گشتاور خمشی وارده تحت تأثیر فشار روباره بر نقاط مختلف پوشش برای مقطع ۱۰۰ متری آبدار ۴۰
- جدول ۷-۳ نیروها و گشتاور خمشی وارده تحت تأثیر فشار روباره بر نقاط مختلف پوشش برای مقطع ۴۰ متری خشک ۴۰
- جدول ۱-۴ معادلات تحلیلی حاکم بر جریان آب به داخل تونل‌ها ۴۷
- جدول ۲-۴ مقایسه نتایج مدل SEEP/W با روش‌های تحلیلی ۴۹
- جدول ۳-۴ پیش‌بینی مدل SEEP/W برای میزان نرخ نفوذ آب به داخل تونل راه‌آهن کوهین (به ازای واحد طول آن) در ۵۰
- مراحل مختلف حفاری برای مقطع ۴۰ متری
- جدول ۱-۵ نیروها و گشتاور خمشی وارده بر نقاط مختلف پوشش ناشی از فشار آب و وزن پوشش برای مقطع ۴۰ متری ۵۵
- جدول ۲-۵ نیروها و گشتاور خمشی وارده بر نقاط مختلف پوشش ناشی از فشار آب و وزن پوشش برای مقطع ۱۰۰ متری ۵۶
- جدول ۱-۶ نسبت بیشینه سرعت زمین به بیشینه شتاب زمین در سطح سنگ و خاک ۷۱

- ۸۰ جدول ۲-۶ کرنش‌های محوری و خمشی میدان آزاد در زمین
- ۸۱ جدول ۳-۶ روابط ارائه شده توسط Wang در روش اندرکنش زمین-سازه
- ۸۲ جدول ۴-۶ روابط ارائه شده توسط Penzien در روش اندرکنش زمین-سازه
- ۸۲ جدول ۵-۶ پارامترهای به‌کار رفته در دو روش Wang و Penzien
- ۸۴ جدول ۶-۶ روابط ارائه شده توسط Penzien برای محاسبه جابجایی پوشش
- ۸۴ جدول ۷-۶ پارامترهای انتخابی جهت تحلیل دینامیکی
- ۸۵ جدول ۸-۶ پارامترهای لازم جهت تحلیل دینامیکی
- ۸۵ جدول ۹-۶ خصوصیات پوشش برای مقطع ۴۰ متری
- ۸۵ جدول ۱۰-۶ نسبت شتاب در عمق به نسبت شتاب در سطح
- ۸۸ جدول ۱۱-۶ نتایج تحلیل دینامیکی تحت تأثیر گسل شمال قزوین
- ۸۸ جدول ۱۲-۶ نتایج تحلیل دینامیکی تحت تأثیر گسل زنجان
- ۸۹ جدول ۱۳-۶ مقایسه دو روش تحلیلی Wang و Penzien
- ۹۱ جدول ۱۴-۶ مقایسه دو روش تحلیلی Wang و Penzien و روش عددی تفاضل محدود تحت شرایط بدون لغزش
- ۹۲ جدول ۱۵-۶ نیروها و گشتاور خمشی در نقاط مختلف پوشش برای مقطع خشک ۴۰ متری در نرم‌افزار SAP2000
- ۹۳ جدول ۱۶-۶ نیروها و گشتاور خمشی در نقاط مختلف پوشش برای مقطع آبدار ۴۰ متری در نرم‌افزار SAP2000
- ۹۴ جدول ۱۷-۶ نیروها و گشتاور خمشی در نقاط مختلف پوشش برای مقطع ۱۰۰ متری در نرم‌افزار SAP2000
- ۹۹ جدول ۱-۷ مشخصات رکوردهای مورد استفاده در این مطالعه
- ۱۰۰ جدول ۲-۷ مشخصات حرکات نیرومند زمین در مؤلفه شرقی-غربی ایستگاه آب‌بر

- جدول ۳-۷ دامنه حرکات زمین برای زلزله اصلاح شده MCE
۱۰۳
- جدول ۴-۷ نیروهای وارده بر نقاط مختلف پوشش برای مقطع خشک ۴۰ متری تحت اثر زلزله منجیل
۱۱۴
- جدول ۵-۷ نیروهای وارده بر نقاط مختلف پوشش برای مقطع خشک ۴۰ متری تحت اثر زلزله چنگوره
۱۱۴
- جدول ۶-۷ نیروهای وارده بر نقاط مختلف پوشش برای مقطع آبدار ۴۰ متری تحت اثر زلزله منجیل
۱۱۸
- جدول ۷-۷ نیروهای وارده بر نقاط مختلف پوشش برای مقطع آبدار ۴۰ متری تحت اثر زلزله چنگوره
۱۱۸
- جدول ۸-۷ نیروهای وارده بر نقاط مختلف پوشش برای مقطع آبدار ۱۰۰ متری تحت اثر زلزله منجیل
۱۱۸
- جدول ۹-۷ نیروهای وارده بر نقاط مختلف پوشش برای مقطع آبدار ۱۰۰ متری تحت اثر زلزله چنگوره
۱۱۸
- جدول ۱-۸ ترکیب بارگذاری برای مقطع ۴۰ متری آبدار
۱۳۴
- جدول ۲-۸ ترکیب بارگذاری برای روباره ۱۰۰ متری
۱۳۵
- جدول ۳-۸ ترکیب بارگذاری برای روباره خشک ۴۰ متری
۱۳۶

فهرست شکل‌ها

- شکل ۱-۱ مراحل انجام تحقیق و ساختار پایان‌نامه ۴
- شکل ۱-۲ نقشه زمین‌شناسی قطعه اول راه آهن قزوین- رشت- انزلی و منطقه اجرای طرح ۸
- شکل ۲-۲ پلان عوارض محدوده گذر قطعه اول راه آهن کوهین به همراه توپوگرافی ۸
- شکل ۳-۲ ساختارها و گسل‌های اصلی در شعاع ۲۵۰ کیلومتری قطعه اول راه آهن قزوین-رشت-انزلی ۱۲
- شکل ۱-۳ ابعاد مدل ایجاد شده در نرم‌افزار برای روباره ۴۰ متری ۱۷
- شکل ۲-۳ نخستین الگوی حفاری ۲۰
- شکل ۳-۳ دومین الگوی حفاری ۲۰
- شکل ۴-۳ مشخصات هندسی به همراه مراحل مختلف حفاری برای مقطع خشک ۲۰
- شکل ۵-۳ مشخصات هندسی به همراه مراحل مختلف حفاری برای مقطع آبدار ۲۰
- شکل ۶-۳ کنتورهای تنش عمودی قبل از حفاری تونل ۲۱
- شکل ۷-۳ کنتورهای جابه‌جایی عمودی قبل از حفاری تونل ۲۱
- شکل ۸-۳ منحنی مشخصه زمین برای مقطع ۱۰۰ متری (رسم شده توسط نرم افزار $FLAC^{2D}$) ۲۳
- شکل ۹-۳ منحنی مشخصه زمین برای مقطع ۴۰ متری (رسم شده توسط نرم افزار $FLAC^{2D}$) ۲۳
- شکل ۱۰-۳ تغییرات نرخ ناهمجواری بر حسب فاصله از جبهه کار ۲۴
- شکل ۱۱-۳ تعیین میزان ترخیص تنش از روی نمودار GRC برای مقطع ۴۰ متری ۲۵
- شکل ۱۲-۳ همگرایی در بخش نخست حفاری برای مقطع ۴۰ متری ۲۵

- شکل ۳-۱۳ تعیین میزان ترخیص تنش از روی نمودار GRC برای مقطع ۱۰۰ متری ۲۵
- شکل ۳-۱۴ همگرایی در بخش نخست حفاری برای مقطع ۱۰۰ متری ۲۵
- شکل ۳-۱۵ کرنش برشی در اطراف تونل برای مقطع ۱۰۰ متری ۲۷
- شکل ۳-۱۶ جابه‌جایی در اطراف تونل برای مقطع ۱۰۰ متری ۲۷
- شکل ۳-۱۷ کرنش برشی در اطراف تونل برای مقطع ۴۰ متری ۲۸
- شکل ۳-۱۸ جابه‌جایی در اطراف تونل برای مقطع ۴۰ متری ۲۸
- شکل ۳-۱۹ نیروی محوری وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری خشک در بخش نخست حفاری ۳۰
- شکل ۳-۲۰ نیروی محوری وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری خشک در بخش دوم حفاری ۳۰
- شکل ۳-۲۱ نیروی محوری وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری خشک بعد از اتمام حفاری ۳۰
- شکل ۳-۲۲ گشتاور خمشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری خشک در بخش نخست حفاری ۳۰
- شکل ۳-۲۳ گشتاور خمشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری خشک در بخش دوم حفاری ۳۰
- شکل ۳-۲۴ گشتاور خمشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری خشک بعد از اتمام حفاری ۳۰
- شکل ۳-۲۵ نیروی برشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری خشک در بخش نخست حفاری ۳۱
- شکل ۳-۲۶ نیروی برشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری خشک در بخش دوم حفاری ۳۱
- شکل ۳-۲۷ نیروی برشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری خشک بعد از اتمام حفاری ۳۱
- شکل ۳-۲۸ نیروی محوری وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری آبدار در بخش نخست حفاری ۳۱
- شکل ۳-۲۹ نیروی محوری وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری آبدار در بخش دوم حفاری ۳۱
- شکل ۳-۳۰ نیروی محوری وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری آبدار بعد از اتمام حفاری ۳۱

- شکل ۳-۳۱ گشتاور خمشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری آبدار در بخش نخست حفاری ۳۲
- شکل ۳-۳۲ گشتاور خمشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری آبدار در بخش دوم حفاری ۳۲
- شکل ۳-۳۳ گشتاور خمشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری آبدار بعد از اتمام حفاری ۳۲
- شکل ۳-۳۴ نیروی برشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری آبدار در بخش نخست حفاری ۳۲
- شکل ۳-۳۵ نیروی برشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری آبدار در بخش دوم حفاری ۳۲
- شکل ۳-۳۶ نیروی برشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری آبدار بعد از اتمام حفاری ۳۲
- شکل ۳-۳۷ نیروی محوری وارده بر پوشش اولیه مقطع ۱۰۰ متری در بخش نخست حفاری ۳۳
- شکل ۳-۳۸ نیروی محوری وارده بر پوشش اولیه مقطع ۱۰۰ متری در بخش دوم حفاری ۳۳
- شکل ۳-۳۹ نیروی محوری وارده بر پوشش اولیه مقطع ۱۰۰ متری بعد از اتمام حفاری ۳۳
- شکل ۳-۴۰ گشتاور خمشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۱۰۰ متری در بخش نخست حفاری ۳۳
- شکل ۳-۴۱ گشتاور خمشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۱۰۰ متری در بخش دوم حفاری ۳۳
- شکل ۳-۴۲ گشتاور خمشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۱۰۰ متری بعد از اتمام حفاری ۳۳
- شکل ۳-۴۳ نیروی برشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۱۰۰ متری در بخش نخست حفاری ۳۴
- شکل ۳-۴۴ نیروی برشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۱۰۰ متری در بخش دوم حفاری ۳۴
- شکل ۳-۴۵ نیروی برشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۱۰۰ متری بعد از اتمام حفاری ۳۴
- شکل ۳-۴۶ کنترل مقطع ۴۰ متری خشک جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در طاق تونل بعد از مرحله اول حفاری ۳۷
- شکل ۳-۴۷ کنترل مقطع ۴۰ متری خشک جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در طاق تونل بعد از مرحله دوم حفاری ۳۷
- شکل ۳-۴۸ کنترل مقطع ۴۰ متری خشک جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در طاق تونل بعد از مرحله سوم حفاری ۳۷

- شکل ۳-۴۹ کنترل مقطع ۴۰ متری خشک جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در کف تونل بعد از مرحله سوم حفاری ۳۷
- شکل ۳-۵۰ کنترل مقطع ۴۰ متری آبدار جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در طاق تونل بعد از مرحله اول حفاری ۳۷
- شکل ۳-۵۱ کنترل مقطع ۴۰ متری آبدار جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در طاق تونل بعد از مرحله دوم حفاری ۳۷
- شکل ۳-۵۲ کنترل مقطع ۴۰ متری آبدار جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در طاق تونل بعد از مرحله سوم حفاری ۳۸
- شکل ۳-۵۳ کنترل مقطع ۴۰ متری آبدار جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در کف تونل بعد از مرحله سوم حفاری ۳۸
- شکل ۳-۵۴ کنترل مقطع ۱۰۰ متری جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در طاق تونل بعد از مرحله اول حفاری ۳۸
- شکل ۳-۵۵ کنترل مقطع ۱۰۰ متری جهت بررسی پوشش اولیه در طاق تونل بعد از مرحله دوم حفاری ۳۸
- شکل ۳-۵۶ کنترل مقطع ۱۰۰ متری جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در طاق تونل بعد از مرحله سوم حفاری ۳۸
- شکل ۳-۵۷ کنترل مقطع ۱۰۰ متری جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در کف تونل بعد از مرحله سوم حفاری ۳۸
- شکل ۳-۵۸ نیروی محوری وارده بر پوشش نهایی مقطع ۴۰ متری خشک تحت تأثیر فشار روباره ۴۰
- شکل ۳-۵۹ گشتاور خمشی وارده بر پوشش نهایی مقطع ۴۰ متری خشک تحت تأثیر فشار روباره ۴۰
- شکل ۳-۶۰ نیروی برشی وارده بر پوشش نهایی مقطع ۴۰ متری خشک تحت تأثیر فشار روباره ۴۰
- شکل ۳-۶۱ نیروی محوری وارده بر پوشش نهایی مقطع ۴۰ متری آبدار تحت تأثیر فشار روباره ۴۱
- شکل ۳-۶۲ گشتاور خمشی وارده بر پوشش نهایی مقطع ۴۰ متری آبدار تحت تأثیر فشار روباره ۴۱
- شکل ۳-۶۳ نیروی برشی وارده بر پوشش نهایی مقطع ۴۰ متری آبدار تحت تأثیر فشار روباره ۴۱
- شکل ۳-۶۴ نیروی محوری وارده بر پوشش نهایی مقطع ۱۰۰ متری تحت تأثیر فشار روباره ۴۱
- شکل ۳-۶۵ گشتاور خمشی وارده بر پوشش نهایی مقطع ۱۰۰ متری تحت تأثیر فشار روباره ۴۱
- شکل ۳-۶۶ نیروی برشی وارده بر پوشش نهایی مقطع ۱۰۰ متری تحت تأثیر فشار روباره ۴۱

- شکل ۴-۱ تونل دایره‌ای درون سفره نامحدود با سطح ایستابی افقی ۴۷
- شکل ۴-۲ مدل اجزاء محدود برای تونل دایره‌ای به همراه سطح ایستابی و بردارهای سرعت جریان آب ۴۸
- شکل ۴-۳ میزان آب ورودی به ازاء واحد طول تونل به همراه بردارهای سرعت جریان و خطوط هم پتانسیل ۴۸
- شکل ۴-۴ نمودار مقایسه نتایج مدل SEEP/W با روش‌های تحلیلی ۴۹
- شکل ۴-۵ میزان آب ورودی به ازاء واحد طول تونل به همراه بردارهای سرعت جریان و خطوط هم پتانسیل برای بخش نخست حفاری ۵۰
- شکل ۴-۶ میزان آب ورودی به ازاء واحد طول تونل به همراه بردارهای سرعت جریان و خطوط هم پتانسیل برای بخش دوم حفاری ۵۰
- شکل ۴-۷ میزان آب ورودی به ازاء واحد طول تونل به همراه بردارهای سرعت جریان و خطوط هم پتانسیل بعد از اتمام حفاری ۵۰
- شکل ۵-۱ مدل ساخته شده در نرم افزار SAP2000 ۵۴
- شکل ۵-۲ نیروهای محوری ایجاد شده از طرف فشار آب و وزن پوشش برای مقطع ۴۰ متری ۵۵
- شکل ۵-۳ گشتاور خمشی ایجاد شده از طرف فشار آب و وزن پوشش برای مقطع ۴۰ متری ۵۵
- شکل ۵-۴ نیروهای برشی ایجاد شده از طرف فشار آب و وزن پوشش برای مقطع ۴۰ متری ۵۵
- شکل ۵-۵ نیروهای محوری ایجاد شده از طرف فشار آب و وزن پوشش برای مقطع ۱۰۰ متری ۵۶
- شکل ۵-۶ گشتاور خمشی ایجاد شده از طرف فشار آب و وزن پوشش برای مقطع ۱۰۰ متری ۵۶
- شکل ۵-۷ نیروهای برشی ایجاد شده از طرف فشار آب و وزن پوشش برای مقطع ۱۰۰ متری ۵۶
- شکل ۶-۱ ارتباط بیشینه شتاب زمین با خسارات مشاهده شده در تونل‌ها ۵۹
- شکل ۶-۲ ارتباط بیشینه سرعت ذره زمین با خسارات مشاهده شده در تونل‌ها ۵۹
- شکل ۶-۳ مودهای اولیه تغییر شکل تونل‌ها در اثر عبور امواج لرزه ۶۴

- شکل ۴-۶ روش تحلیل و طراحی دینامیکی سازه‌های زیرزمینی ۶۶
- شکل ۵-۶ روش تحلیل قطعی خطر زلزله ۶۸
- شکل ۶-۶ موج برشی هارمونیک برخوردی با محور تونل ۷۹
- شکل ۷-۶ نیروها و گشتاور خمشی وارده به مقطع تونل بر اثر کرنش‌های محوری و انحنایی ۸۱
- شکل ۸-۶ ضریب پاسخ سازه K_1 برای تونل دایره‌ای ۸۳
- شکل ۹-۶ ضریب پاسخ محوری پوشش تونل K_2 ۸۳
- شکل ۱۰-۶ محل اعمال ماکزیمم نیروی محوری در $1/4$ قوس فوقانی ۹۰
- شکل ۱۱-۶ ماکزیمم نیروی محوری وارده به پوشش تونل تحت تأثیر زلزله منجیل ۹۱
- شکل ۱۲-۶ مدل ساخته شده در نرم‌افزار SAP2000 برای بخش آبدار ۹۲
- شکل ۱۳-۶ مدل ساخته شده در نرم‌افزار SAP2000 برای بخش خشک ۹۲
- شکل ۱۴-۶ مدل تغییر شکل مقطع خشک ۴۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله ۹۳
- شکل ۱۵-۶ نیروی محوری ایجاد شده در مقطع خشک ۴۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله ۹۳
- شکل ۱۶-۶ گشتاور خمشی ایجاد شده در مقطع خشک ۴۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله ۹۳
- شکل ۱۷-۶ نیروی برشی ایجاد شده در مقطع خشک ۴۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله ۹۳
- شکل ۱۸-۶ تغییر شکل مقطع آبدار ۴۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله ۹۴
- شکل ۱۹-۶ نیروی محوری ایجاد شده در مقطع آبدار ۴۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله ۹۴
- شکل ۲۰-۶ گشتاور خمشی ایجاد شده در مقطع آبدار ۴۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله ۹۴
- شکل ۲۱-۶ نیروی برشی ایجاد شده در مقطع آبدار ۴۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله ۹۴

- ۱۱۱ شکل ۷-۱۵ تاریخچه زمانی نیروی محوری وارده بر وسط کف تونل
- ۱۱۱ شکل ۷-۱۶ تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر طاق تونل
- ۱۱۱ شکل ۷-۱۷ تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر $1/4$ قوس فوقانی تونل
- ۱۱۲ شکل ۷-۱۸ تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر ابتدای قوس فوقانی تونل
- ۱۱۲ شکل ۷-۱۹ تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر وسط دیواره تونل
- ۱۱۲ شکل ۷-۲۰ تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر پائین دیواره تونل
- ۱۱۲ شکل ۷-۲۱ تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر $1/4$ کف تونل
- ۱۱۲ شکل ۷-۲۲ تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر وسط کف تونل
- ۱۱۳ شکل ۷-۲۳ تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر طاق تونل
- ۱۱۳ شکل ۷-۲۴ تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر $1/4$ قوس فوقانی تونل
- ۱۱۳ شکل ۷-۲۵ تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر ابتدای قوس فوقانی تونل
- ۱۱۳ شکل ۷-۲۶ تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر وسط دیواره تونل
- ۱۱۳ شکل ۷-۲۷ تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر پائین دیواره تونل
- ۱۱۳ شکل ۷-۲۸ تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر $1/4$ کف تونل
- ۱۱۴ شکل ۷-۲۹ تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر وسط کف تونل
- ۱۱۵ شکل ۷-۳۰ تاریخچه زمانی نیروی محوری وارده بر طاق تونل
- ۱۱۵ شکل ۷-۳۱ تاریخچه زمانی نیروی محوری وارده بر $1/4$ قوس فوقانی تونل
- ۱۱۵ شکل ۷-۳۲ تاریخچه زمانی نیروی محوری وارده بر ابتدای قوس فوقانی تونل

- ۱۱۵ شکل ۷-۳۳ تاریخچه زمانی نیروی محوری وارده بر $1/4$ قوس تحتانی تونل
- ۱۱۵ شکل ۷-۳۴ تاریخچه زمانی نیروی محوری وارده بر وسط قوس تحتانی تونل
- ۱۱۶ شکل ۷-۳۵ تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر طاق تونل
- ۱۱۶ شکل ۷-۳۶ تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر $1/4$ قوس فوقانی تونل
- ۱۱۶ شکل ۷-۳۷ تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر ابتدای قوس فوقانی تونل
- ۱۱۶ شکل ۷-۳۸ تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر $1/4$ قوس تحتانی تونل
- ۱۱۶ شکل ۷-۳۹ تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر وسط قوس تحتانی تونل
- ۱۱۷ شکل ۷-۴۰ تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر طاق تونل
- ۱۱۷ شکل ۷-۴۱ تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر $1/4$ قوس فوقانی تونل
- ۱۱۷ شکل ۷-۴۲ تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر ابتدای قوس فوقانی تونل
- ۱۱۷ شکل ۷-۴۳ تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر $1/4$ قوس تحتانی تونل
- ۱۱۷ شکل ۷-۴۴ تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر وسط قوس تحتانی تونل
- ۱۲۴ شکل ۸-۱ کنترل قوس فوقانی پوشش نهایی برای مقطع ۴۰ متری آبدار
- ۱۲۵ شکل ۸-۲ کنترل $1/4$ قوس تحتانی پوشش نهایی برای مقطع ۴۰ متری آبدار
- ۱۲۵ شکل ۸-۳ کنترل وسط قوس تحتانی پوشش نهایی برای مقطع ۴۰ متری آبدار
- ۱۲۸ شکل ۸-۴ کنترل قوس فوقانی پوشش نهایی برای مقطع ۱۰۰ متری
- ۱۲۹ شکل ۸-۵ کنترل شروع قوس فوقانی پوشش نهایی برای مقطع ۱۰۰ متری
- ۱۲۹ شکل ۸-۶ کنترل $1/4$ قوس تحتانی پوشش نهایی برای مقطع ۱۰۰ متری

- شکل ۷-۸ کنترل وسط قوس تحتانی پوشش نهایی برای مقطع ۱۰۰ متری
- ۱۳۰
- شکل ۸-۸ کنترل قوس فوقانی پوشش نهایی برای مقطع ۴۰ متری خشک
- ۱۳۲
- شکل ۹-۸ کنترل پایین دیواره پوشش نهایی برای مقطع ۴۰ متری خشک
- ۱۳۲
- شکل ۱۰-۸ کنترل ۱/۴ کف و وسط کف پوشش نهایی برای مقطع ۴۰ متری خشک
- ۱۳۳

مقدمه

۱-۱ ضرورت طراحی استاتیکی و دینامیکی سازه‌های زیرزمینی

باتوجه به توسعه روزافزون سازه‌های زیرزمینی، کاربری‌های متعدد آنها، هزینه‌های فراوانی که برای ساخت هر یک از این سازه‌ها صرف می‌شود و نیز اهمیت آنها در شبکه حمل و نقل بین شهری و داخل شهری و با در نظر گرفتن خطراتی که در صورت آسیب دیدگی آنها متوجه جان مردم می‌شود لازم است که مقاومت این سازه‌ها در برابر بارهای استاتیکی و دینامیکی مورد بررسی قرار داده شود. بخش نخست از طراحی یک سازه زیرزمینی طراحی استاتیکی می‌باشد. پایدارسازی در برابر بارهای استاتیکی ناشی از روبراه و نیروهای هیدرواستاتیکی آب مهم‌ترین فاکتور در بخش نخست طراحی می‌باشد. طراحی استاتیکی سازه‌های زیرزمینی متناسب با شرایط محیطی در برخی موارد به‌خصوص در شرایط آبدار پیچیده و مشکل می‌باشد. از جمله مشکلات می‌توان به سختی کار برای پرسنل و در برخی مواقع توقف کامل عملیات اشاره کرد. لذا در طراحی این قبیل سازه‌ها پیش‌بینی دقیق میزان آبدهی در طول مسیر می‌تواند در زمان اجراء، تأثیر مهمی در روند حفاری داشته باشد.

بخش دوم طراحی مربوط به طراحی دینامیکی می‌باشد. کشور ایران با قرار گرفتن بر روی کمربند زلزله‌خیز آلپ- هیمالیا یکی از مناطق فعال تکتونیکی است و همواره شاهد رویداد زلزله‌های فراوان

کوچک و بزرگ بوده است. به طوری که می‌توان گفت هر ده سال، یک زمین‌لرزه بزرگ به وقوع می‌پیوندد. با نگاهی به سابقه لرزه‌خیزی فلات ایران، زلزله‌های بوئین‌زهرها در سال ۱۳۴۱، دشت بیاض در سال ۱۳۴۷، طیس در سال ۱۳۵۷، گلباف کرمان در سال ۱۳۶۰، منجیل- رودبار در سال ۱۳۶۹ و بم در سال ۱۳۸۲ به چشم می‌آید که تلفات و زیان‌های مالی بی‌شماری را به دنبال داشته است. بنابراین مقاوم سازی تمامی سازه‌ها و تأسیسات مهم و زیربنایی کشور و آمادگی برای مدیریت بحران از جمله اقدامات و پیش‌بینی‌های اساسی در کاهش ضررهای جانی و مالی احتمالی است. خوشبختانه در سال‌های اخیر توجه زیادی به احداث سازه‌های زیرزمینی شده و فعالیت چشم‌گیری در این زمینه‌ها صورت پذیرفته شده است. به طوری که در برنامه توسعه کشور احداث بیش از ۱۵۰ کیلومتر تونل و حفر بیش از صدها هزار مترمکعب فضاهای زیرزمینی برای مقاصد مختلف در نظر گرفته شده است. بی‌شک احداث چنین سازه‌هایی در کشور لرزه‌خیز ایران نیازمند تدابیر خاص طراحی است.

۱-۲ مراحل انجام تحقیق

تونل راه‌آهن کوهین واقع در قطعه‌ی اول راه‌آهن قزوین- رشت- بندرانزلی با طول و مقطعی معادل با ۱۶۳۵ متر و ۱۲۰ متر مربع، یکی از تونل‌های بزرگ مقطع در حال اجراء در کشور می‌باشد. این تونل به منظور ایجاد راه ریلی بین شهرهای یاد شده در قسمت غربی رشته کوه البرز طراحی شده است. قطعه اول راه‌آهن مذکور از ایستگاه سیاه چشمه در کیلومتر ۱۵ راه‌آهن قزوین- زنجان با ارتفاع ۱۲۵۰ متر نسبت به سطح دریا شروع شده و با راستای تقریباً شمالی- جنوبی و طول ۱۷۲+۴۴ کیلومتر از کنار روستاهای دولت‌آباد، دستجرد، کندر، مشکین و یل‌آباد عبور می‌کند. انتهای قطعه‌ی مذکور در نقطه‌ای با

مختصات جغرافیایی ۲۲°، ۳۲'، ۴۹ طول شرقی و ۲۲°، ۱۲'، ۳۶ عرض شمالی، که دارای ارتفاعی معادل ۱۳۰۰ متر از سطح آب‌های آزاد می‌باشد، قرار داشته که نسبت به نقطه شروع خود ۵۰ متر بلندتر است. مطالعات انجام شده در ساخت‌گاه تونل نشان می‌دهد که تونل در رسوبات سازند هزار دره قرار داشته و جنس زمین پوشاننده آن از تناوب لایه‌های مختلفی برخوردار می‌باشد. نتایج حاصل از آزمایش‌های انجام شده بر روی گمانه‌های اکتشافی نشان دهنده پائین بودن ویژگی‌های ژئومکانیکی و متوسط بودن نفوذپذیری توده سنگی پوشاننده تونل می‌باشد. در این تحقیق مراحل طراحی برای دو مقطع ۴۰ و ۱۰۰ متری (مقاطع ۴۰ و ۱۰۰ متری هر کدام به ترتیب دارای ۴۰ و ۱۰۰ متر روباره از مرکز تونل می‌باشند) تونل راه‌آهن کوهین مورد بررسی قرار گرفته است. طراحی مقطع ۴۰ متری با توجه به قرارگیری این بخش از تونل در دو منطقه آبدار و خشک، در دو بخش جداگانه متناسب با شرایط محیطی در نظر گرفته شده است. مقطع ۱۰۰ متری بحرانی‌ترین مقطع از طول تونل راه‌آهن کوهین می‌باشد که در بخش آبدار خود دارای ۱۰۰ متر روباره از مرکز تونل و سطح ایستایی ۵۵ متر از خط پروژه می‌باشد. همان‌طور که در شکل ۱-۱ دیده می‌شود، فعالیت‌های این تحقیق از شش مرحله اصلی تشکیل شده است. در اولین مرحله طی یک جستجوی گسترده کتابخانه‌ای، منابع داخلی و خارجی در دسترس گردآوری شده تا زمینه علمی لازم برای انجام تحقیق فراهم شود.

مرحله دوم که فصل دوم این پایان‌نامه را دربر می‌گیرد به معرفی ساختگاه تونل راه‌آهن کوهین شامل جانمایی مجموعه و زمین‌شناسی ساختگاه تونل، مشخصات ژئومکانیکی، هیدروژئولوژیکی و لرزه‌خیزی منطقه پرداخته می‌شود.



شکل ۱-۱-۱- مراحل انجام تحقیق و ساختار پایان نامه

مرحله سوم که سه فصل از پایان‌نامه به آن اختصاص داده شده است به بررسی و تحلیل استاتیکی مسئله می‌پردازد. فصل سوم پایان‌نامه به طراحی سیستم نگهداری اولیه و تحلیل استاتیکی پوشش نهایی پرداخته شده است. در این فصل با استفاده از روش همگرایی - همجواری و رسم منحنی مشخصه زمین با کمک نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ و اعمال ترخیص تنش در مدل معادل با همگرایی به وجود آمده تا لحظه استقرار پوشش، سیستم نگهداری اولیه مناسب برای تونل پیشنهاد شده است و در ادامه به بررسی نیروها و گشتاورهای وارده از روباره به این پوشش پرداخته می‌شود در بخش آخر این فصل پوشش نهایی بتنی مناسب برای مقاطع مورد بررسی پیشنهاد شده و سپس نیروها و گشتاور خمشی ایجاد شده در پوشش تحت تأثیر فشار روباره محاسبه می‌شود. فصل چهارم مربوط به محاسبه نرخ نفوذ آب به داخل تونل با استفاده از روش‌های تحلیلی و عددی می‌باشد. در این فصل، با کمک نرم‌افزار SEEP/W میزان نرخ نفوذ آب ورودی به داخل تونل راه‌آهن کوهین در مراحل مختلف حفاری مورد ارزیابی و محاسبه قرار می‌گیرد. فصل پنجم مربوط به تحلیل فشارهای هیدرو استاتیکی ناشی از فشار آب برای دو مقطع مورد نظر می‌باشد در این فصل با استفاده از مدل‌سازی نیروهای آب و مقطع پوشش در نرم‌افزار SAP2000 به بررسی فشارهای هیدرو استاتیک ناشی از آب پرداخته شده است.

مرحله چهارم از این مطالعه شامل فصل‌های ششم و هفتم می‌باشد که به تحلیل دینامیکی پوشش نهایی تونل راه‌آهن کوهین پرداخته شده است. فصل ششم به تحلیل دینامیکی تونل کوهین با استفاده از روش‌های نیمه‌تحلیلی اختصاص داده شده است. با توجه به مطالعات لرزه‌خیزی انجام شده در ساختگاه تونل راه‌آهن کوهین و شناسایی گسل‌های اصلی در شعاع ۲۵۰ کیلومتری محور تونل، تحلیل دینامیکی برای دو گسل شمال قزوین و زنجان با استفاده از روش تحلیلی و مدل‌سازی در نرم‌افزار SAP2000

انجام شده است. فصل هفتم به تحلیل دینامیکی عددی تونل کوهین پرداخته شده است. انجام تحلیل دینامیکی عددی نیازمند داشتن بارگذاری زلزله طراحی است. بدین منظور شتابنگاشت متناسب با ویژگی‌های ساختگاه انتخاب شده و اصلاحات لازم برای تدوین تاریخچه زمانی بارگذاری زلزله MCE انجام شده است. انتشار موج زلزله و بررسی صحت مدل دینامیکی تفاضل محدود بخش دیگری از این فصل است. در پایان نیز به بررسی پاسخ دینامیکی سیستم نگهداری پیشنهاد شده پرداخته شده است.

مرحله پنجم شامل فصل هشتم می‌باشد که به ترکیب بارگذاری و طراحی و کنترل پوشش نهایی باتوجه به بارهای دینامیکی و استاتیکی پرداخته می‌شود. مرحله آخر این مطالعه که فصل نهم این پایان‌نامه را شامل می‌شود به جمع‌بندی و نتیجه‌گیری تحلیل‌های استاتیکی، هیدرواستاتیکی، تخمین نرخ نفوذ آب به داخل تونل و تحلیل‌های دینامیکی پرداخته می‌شود.

همچنین مباحث ابتدایی و پایه‌ای که ضرورتی برای ارائه آن در داخل پایان‌نامه احساس نشد، در قالب پیوست تدوین شده است. روش همگرایی- همجواری، روش عددی تفاضل محدود (نرم‌افزار $FLAC^{2D}$)، مبانی مهندسی زلزله شامل مکانیسم وقوع زلزله، کانون و مرکز سطحی زلزله، اندازه زلزله، مشخصات حرکات نیرومند زمین، طراحی دینامیکی در نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ و در انتها توابع آماری- احتمالاتی مورد نیاز در برآورد خطر زلزله مطالب این پیوست را تشکیل می‌دهند.

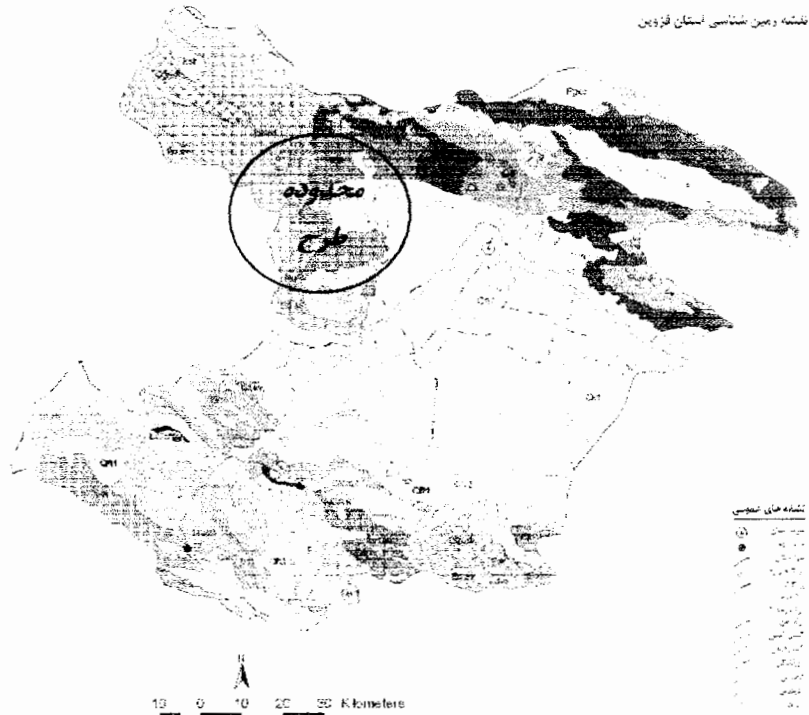
فصل دوم

معرفی ساختگاه تونل راه آهن کوهین

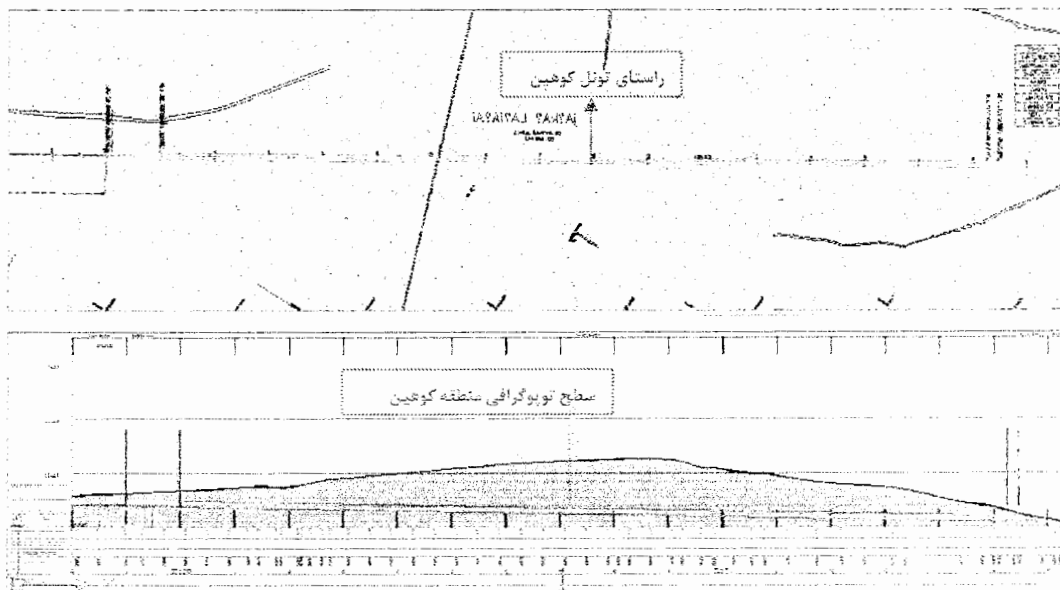
۱-۲ ضرورت انجام طرح

راه آهن قزوین-رشت-بندرانزلی به منظور ایجاد راه ریلی بین شهرهای یاد شده در قسمت غربی رشته کوه البرز احداث می شود. قرارگیری کوه های مرتفع در طول مسیر و ساختار ناهموار و کوهستانی منطقه و دارابودن شیب حداکثر طولی به همراه حداقل شعاع قوس ها، احداث ترانشه های بلند و تونل های طویل را در محور مطالعه شده ضروری ساخته است. شکل ۱-۲ نقشه زمین شناسی قطعه اول راه آهن قزوین-رشت- بندرانزلی و منطقه اجرای طرح را نشان می دهد. قطعه اول راه آهن مذکور از ایستگاه سیاه چشمه در ۱۵ کیلومتر راه آهن قزوین-زنجان با ارتفاع ۱۲۵۰ متر نسبت به سطح دریا شروع شده و با راستای تقریباً شمالی-جنوبی و طول ۱۷۲+۴۴ کیلومتر از کنار روستاهای دولت آباد، دستجرد، کندر، مشکین و یل آباد عبور می کند. انتهای قطعه مذکور در نقطه ای با مختصات جغرافیایی ۲۲°، ۳۲'، ۴۹ طول شرقی و ۲۲°، ۱۲'، ۳۶ عرض شمالی، که دارای ارتفاعی معادل ۱۳۰۰ متر از سطح آب های آزاد می باشد قرار داشته که نسبت به نقطه شروع خود ۵۰ متر بلندتر است. مطابق شکل ۲-۲ (پلان عوارض محدوده گذر قطعه اول راه آهن قزوین-رشت) کوهستانی و صعب العبور بودن ۱۵ کیلومتر انتهایی قطعه یاد شده در دامنه های جنوبی ارتفاعات کوهین به خوبی نمایان است و چنانچه مشاهده می شود گذر خط آهن از این منطقه کوهستانی با توجه به رعایت حداکثر شیب طولی و حداقل شعاع قوس قابل اعمال به خط پروژه راه آهن

بدون در نظر گرفتن تونل مشکل است و احداث تونل برای عبور از منطقه کوهستانی کوهین ضروری می‌باشد.



شکل ۱-۲ - نقشه زمین شناسی قطعه اول راه‌آهن قزوین - رشت - انزلی و منطقه طرح (National Iranian Oil Company, 1978)



شکل ۲-۲ - پلان عوارض محدوده گذر قطعه اول راه‌آهن کوهین به همراه سطح توپوگرافی

۲-۲ خصوصیات ژئومکانیکی ساختگاه تونل کوهین

مطالعات انجام شده در ساختگاه تونل کوهین نشان داد که تونل در رسوبات سازند هزاردره قرار داشته و جنس زمین دربرگیرنده آن از تناوب لایه‌های مختلفی از جنس ماسه‌سنگ رس‌دار، رس و لای، ماسه سنگ سست و بسیار هوازده همراه با رس و ... برخوردار می‌باشد. عدم وجود چند عامل مهم در محدوده ساختگاه تونل کوهین، موجب شد تا روش‌های موجود رده‌بندی توده سنگ از قبیل RMR، RSR و Q در این طرح به کار گرفته نشوند. از مهم‌ترین این عوامل می‌توان به جوان بودن و سنگ نشدن رسوبات نئوژن منطقه اشاره کرد. نهشته‌های ماسه‌سنگی و لای‌سنگی نئوژن به دلیل قرارگیری در سطح زمین و کامل نشدن عمل دیانز روی آن‌ها، در رده سنگ قرار نمی‌گیرد و از سوی دیگر باتوجه به چسبندگی کمی که بین ذرات تشکیل دهنده‌شان وجود دارند از لحاظ ژئوتکنیکی دارای مشخصات بهتری نسبت به خاک‌ها می‌باشند. عامل دیگری که باعث شده تا نتوان از رده‌بندی توده سنگی برای محدوده طرح استفاده کرد پوشیده بودن سطح منطقه با خاک هوازده سطحی و عدم رخنمون ناپیوستگی‌های احتمالی در محدوده مورد بررسی می‌باشد.

همراه با انجام عملیات گمانه‌زنی و شناسایی لایه‌های مختلف زمین، آزمایش‌های لازم برای تعیین مشخصات ژئومکانیکی توده دربرگیرنده تونل، روی نمونه‌های اخذشده از اعماق مختلف زمین صورت گرفت. نتایج حاصل از این آزمایش‌ها نشان‌دهنده پائین بودن ویژگی‌های ژئومکانیکی و متوسط بودن نفوذپذیری لایه‌های پوشاننده تونل می‌باشد. همچنین طرز قرائت و تشخیص نمونه‌ها به صورتی بوده که نمی‌توان یک لایه با ضخامت و مشخصات به‌خصوص را تا آخر پیگیری و رسم نمود. با جمع‌بندی نتایج

حاصل از آزمایش‌ها و معدل‌گیری از مقادیر ژئومکانیکی حاصل، ویژگی‌های ژئومکانیکی مندرج در جدول ۱-۲ را می‌توان برای تونل راه آهن کوهین منظور کرد.

جدول ۱-۲- خصوصیات ژئومکانیکی ساختگاه تونل راه آهن کوهین (هزارراه، ۱۳۸۳)

نسبت پواسون	چسبندگی	زاویه اصطکاک داخلی	مدول برشی	مدول الاستیسیته	دانسیته
-	C (Pa)	f (°)	G _m (Pa)	E _m (Pa)	ρ (kg/m ³)
۰/۴	۲×۱۰ ^۵	۳۴	۱/۰۷۱×۱۰ ^۸	۳×۱۰ ^۸	۲۰۵۰

۳-۲ خصوصیات هیدروژئولوژی ساختگاه تونل کوهین

سست بودن ساختگاه تونل، قرارگیری بخش اعظم تونل در زیر سطح ایستایی و بزرگی مقطع تونل از مهم‌ترین ویژگی‌های این تونل می‌باشد. وجود آب و هوای نیمه‌گرم و خشک، معتدل تا شدیداً سرد طی فصول مختلف، موجب فرسایش سنگ‌ها و تشکیل لایه هوازدهی خاک رس به صورت یک پوشش کلی در منطقه شده است. طبق آمارهای هواشناسی موجود، حداکثر درجه حرارت در این منطقه در گرم‌ترین روزهای تابستان به ۴۰+ درجه سانتی‌گراد و در سردترین روزهای زمستان به حداقل ۳۰- درجه سانتی‌گراد می‌رسد. حداکثر تعداد روزهای یخبندان برای شهر قزوین تا ۱۶ روز در سال گزارش شده است که به طور یقین در ارتفاعات کوهین بیشتر خواهد بود. مطالعه هیدروژئولوژی منطقه با در نظر گرفتن اثرات مجموعه‌ای از عوامل اقلیمی و زمین‌شناسی منطقه مورد نظر میسر خواهد شد که مهم‌ترین آن‌ها شامل میزان بارندگی، جنس سنگ‌ها و خصوصیات ساختاری منطقه می‌باشد. منطقه کوهین با راستای شرقی- غربی، به دلیل قرارگیری در مسیر حرکت ابرهای باران‌زای شمال کشور که از شمال به جنوب صورت می‌گیرد، دارای میزان مناسبی از بارندگی سالیانه است به طوری که براساس آمار گردآوری شده در نزدیک‌ترین ایستگاه هواشناسی، متوسط بارندگی سالیانه منطقه به حدود ۳۲۵ میلی‌متر می‌رسد. با توجه به ارتفاعات

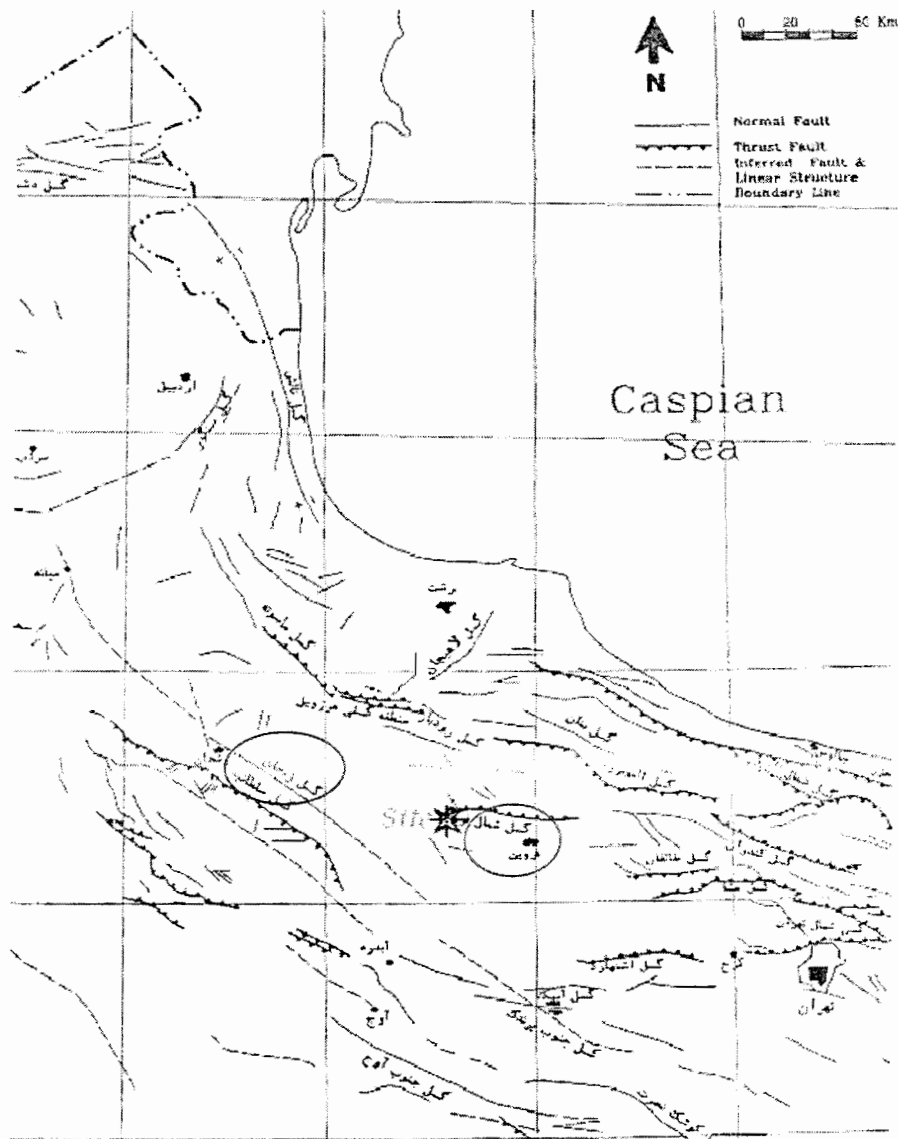
حدود ۱۵۰۰ متری منطقه کوهین نسبت به سطح آبهای آزاد، نزولات جوی طی بیشتر ایام سال در منطقه به صورت باران و در فصل زمستان به صورت برف می‌باشد. ضلع جنوبی ارتفاعات دربرگیرنده ساختگاه تونل، متأثر از شرایط لایه‌بندی، دارای شیب ملایمی به سوی جنوب می‌باشد که بخش شمالی آن نسبت به سمت مقابل، شیب تندتری دارد. رودخانه ملاعلی و سرشاخه‌های آن که در بخش شمالی ساختگاه تونل، به‌عنوان زه‌کش اصلی منطقه در تراز پائین‌تری نسبت به کف تونل قرار دارد، دارای جریان زیر سطحی یا سطحی می‌باشد. باتوجه به حفاری‌های انجام شده در منطقه ارتفاع سطح ایستابی از خط پروژه تونل برای دو مقطع ۴۰ و ۱۰۰ متری تونل کوهین به‌ترتیب برابر با ۲۵ و ۵۵ متر برآورد شده است. خصوصیات هیدروژئولوژی به‌کار رفته برای انجام تحلیل‌ها در جدول ۲-۲ آورده شده است.

جدول ۲-۲- خصوصیات هیدروژئولوژی منطقه برای تحلیل جریان سیال (هزارراه، ۱۳۸۳)

دانسیته	مدول حجمی	مقاومت کششی سیال	تخلخل	ضریب نفوذ پذیری
$\rho(\text{kg/m}^3)$	(Pa)	(Pa)	-	K (m/s)
1×10^3	1×10^4	۰	۰/۳	$3/06 \times 10^{-6}$

۲-۴ خصوصیات لرزه‌خیزی ساختگاه تونل کوهین

باتوجه به بررسی‌های محلی صورت‌گرفته و به دلیل پوشیدگی سطح زمین توسط خاک هوازده در محدوده ساختگاه تونل کوهین گسلی دیده نمی‌شود ولی براساس نقشه سائزموکتونیک ایران و نقشه زمین‌شناسی تاکستان، گسل‌های اصلی منطقه دارای راستای شرقی- غربی و شمال‌غرب- جنوب‌شرق می‌باشند. شکل ۲-۳ ساختارها و گسل‌های موجود در شعاع ۲۵۰ کیلومتری قطعه اول راه آهن قزوین- رشت- انزلی را نشان می‌دهد. دو گسل شمال قزوین و زنجان از جمله گسل‌های اصلی در محدوده طرح می‌باشند که با توجه به اهمیت و کاربرد این دو گسل در تحلیل‌ها، در این بخش به معرفی این دو گسل پرداخته می‌شود.



شکل ۲-۳- ساختارها و گسل‌های اصلی در شعاع ۲۵۰ کیلومتری قطعه اول راه آهن قزوین-رشت-انزلی (National Iranian Oil Company, 1978.)

۲-۴-۱ گسل شمال قزوین

از مهم‌ترین و مشخص‌ترین گسل‌های محدوده طرح می‌توان به گسل فشاری شمال قزوین اشاره کرد. این گسل با راستای شرقی-غربی و درازایی بیش از ۶۳ کیلومتر، حدود ۱۲ کیلومتری شمال محور راه آهن قرار دارد. در راستای این گسل سازند ائوسن کرج بر روی نهشته‌های آبرفتی هزاردره رانده شده است. گسل شمال قزوین نیز همانند راندگی شمال تهران خم هم‌تراز ۱۵۰۰ متر را دنبال می‌کند. اختلاف ارتفاع ناگهانی میان شهر قزوین (با میانگین ارتفاع ۱۲۵۰ متر بالای سطح آزاد دریا) و

نزدیک‌ترین قله به آن در فاصله ۳۰ کیلومتری شمال شرقی قزوین (قله قزلقلعه‌سی با ارتفاع ۲۷۰۰ متر) یکی از بارزترین ویژگی‌های توپوگرافی گستره قزوین است. روستای ترکش و چنارسوخته در شمال غربی شهر قزوین و در شمال گردنه کوهین، غربی‌ترین نقطه‌ای است که این گسل در روی زمین دیده می‌شود. این گسل به سمت غرب در دره استلک، وارد سازند ائوسن کرج شده و راستای آن در این سازند ناپدید می‌شود (هرازراه، ۱۳۸۵).

۲-۴-۲ گسل زنجان-میانه

خط ساختاری تبریز- زنجان با راستای شمال غربی- جنوب شرقی حد شمال پهنه زمین‌ساختی ارومیه- همدان را مشخص می‌کند. بخشی از این خط ساختاری که در ناحیه زنجان واقع است به نام گسل زنجان نامیده می‌شود. این خط ساختاری در راستای شمال غربی خود با گسل شمال تبریز مشخص می‌شود و در ادامه به میانه می‌رسد. راستای این گسل بلندی‌های ناحیه جنوبی دره قزل اوزن (شمال سلطانیه و ناحیه زنجان، که از جنس توف - آگلومرای سازند کرج می‌باشند) را به نحوی از هم جدا کرده که در یک فرورفتگی حاصل از عمل کرد این گسل، رودخانه ابهرچای همچنین شهرهای زنجان، سلطانیه و ابهر قرار گرفته‌اند. از دیدگاه ناحیه‌ای، این خط ساختاری را می‌توان از جنوب تاکستان (در جنوب شرقی ترین بخش راستای خود) تا شمال صوفیان و تبریز و سپس در ادامه در شمال غربی خوی به سوی مرز بازرگان (در شمال غربی‌ترین بخش خود) مشاهده کرد. در واقع این سیستم ساختاری یکی از مهم‌ترین ساختارهای بخش شمال غربی ایران بوده که در کل درازایی در حدود ۵۰۰ کیلومتر را شامل می‌شود (هرازراه، ۱۳۸۵).

فصل سوم

طراحی پوشش اولیه و تحلیل استاتیکی پوشش نهایی تونل راه آهن کوهین

۳-۱ مقدمه

بر خلاف سنگ‌های مستحکم که مسائل ناپایداری و گسیختگی آن‌ها از طریق مشخصات ساختاری کنترل می‌شود، موارد بسیاری نیز وجود دارد که در آن‌ها تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی در توده سنگ‌هایی اجراء می‌شوند که به علت درزه‌داری بسیار شدید و یا به‌خاطر ضعیف بودن سنگ بکر، از مقاومت پائینی برخوردار می‌باشند. از جمله مسائل مهم در طراحی و اجراء تونل‌ها در زمین‌هایی با مشخصات ژئومکانیکی پائین، تنش‌زدائی و گسترش بیش از حد ناحیه پلاستیک در بخش فوقانی فضای حفاری شده می‌باشد که ممکن است موجب ریزش شده و قسمت حفاری شده را پر کند. از این‌رو تعیین میزان پیشروی، زمان اجرای حفاری و نصب پوشش اولیه مناسب از جمله موارد مهم در طراحی این قبیل سازه‌ها می‌باشد که با اجراء و طراحی مناسب می‌توان از بروز حوادث و مشکلات مذکور جلوگیری کرد. هنگام ساخت فضای زیرزمینی حتی اگر تنش‌های برجا در حد متوسط خود باشند احتمال بروز گسیختگی ناشی از القاء تنش در توده سنگ‌های ضعیف دربرگیرنده وجود دارد. گسیختگی از این نوع که بیشتر در توده سنگ‌های ضعیف دربرگیرنده یک سازه زیرزمینی رخ می‌دهد، مشکلاتی را از لحاظ طراحی به‌وجود می‌آورد، به‌طوری که هم‌اکنون نه تنها هیچ‌گونه مدل ساده عددی برای آن وجود ندارد، بلکه محاسبات دقیق ضریب ایمنی که در طی آن بتوان محدوده مجاز و قابل قبول این‌گونه فرآیندهای گسیختگی را تعریف کند نیز در

دسترس نمی‌باشد. قضاوت مهندسی در خصوص کفایت طراحی سیستم نگهداری، بایستی بر اساس ارزیابی صحیحی از عواملی نظیر بزرگی و توزیع تغییر مکان در سنگ‌ها و همچنین بزرگی و نحوه توزیع تنش‌ها در المان‌های تشکیل دهنده سیستم نگهداری انجام شود. از آن‌جاکه اکثر حفاریات زیرزمینی شکل منظم ندارند و از طرفی تحت تأثیر شرایط محیطی خود می‌باشند، روش‌های فرم بسته برای محاسبه تنش‌ها، جابه‌جائی‌ها و شکست توده سنگ با محدودیت‌هایی مواجه خواهند شد. 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 بخش برای طراحی و مدل‌سازی پوشش اولیه و نهایی تونل راه آهن کوهین از روش عددی تفاضل محدود با کمک نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ استفاده شده است.

۲-۳ مدل‌سازی با نرم‌افزار $FLAC^{2D}$

تعیین پوشش اولیه مناسب به منظور حفظ پایداری فضای حفاری شده و کمک به ایجاد تعادل جدید در زمین از جمله موارد مهم در طراحی به‌شمار می‌آید. جهت تعیین پوشش اولیه از روش همگرایی-همجواری (پیوست الف) و رسم منحنی مشخصه زمین با کمک نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ استفاده شده است. در مدل‌سازی ابعاد مدل به اندازه‌ای در نظر گرفته شده است که محدوده تونل تحت اثر ناشی از مرزها قرار نگیرد. تحلیل رفتار پلاستیک مدل با استفاده از مدل موهر-کلمب و برای مدل کردن رفتار پوشش 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:

- ۱- انتخاب محدوده مناسبی از توده سنگ اطراف تونل

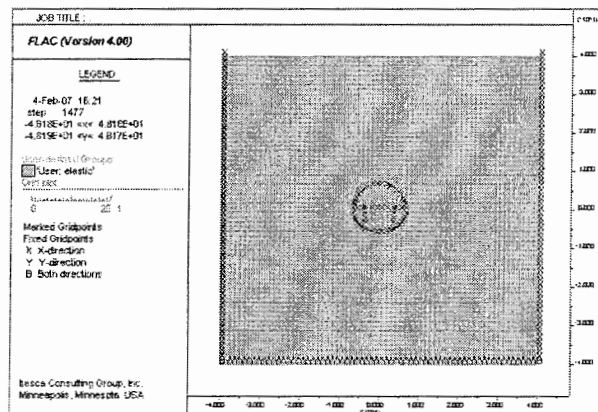
- ۲- انتخاب مدل رفتاری و تعیین پارامترهای آن
- ۳- ترسیم هندسه تونل (شامل هندسه مقطع تونل و بخش‌های مختلف حفاری)
- ۴- حل مدل و به تعادل رساندن آن قبل از حفاری
- ۵- حفاری بخش‌های مختلف تونل و نصب سیستم نگهداری موقت و تحلیل پایداری آن
- ۶- نصب سیستم نگهداری دائمی

۳-۲-۱ انتخاب محدوده مناسبی از توده سنگ اطراف تونل

ایده‌ی اولیه در این زمینه مربوط به حل دقیق ریاضی در محیط‌های الاستیک (روابط کرچ) می‌باشد که حداکثر زون تأثیر یک حفره زیرزمینی تا سه برابر قطر آن برآورد شده است. بدین ترتیب در صورتی که توده سنگ 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 1992).

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.

باتوجه به این که هدف از این تحقیق تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری تونلی به شکل تقریباً نعل اسبی با عرض و ارتفاع حدود ۱۲ متر می‌باشد اندازه طول مدل ۸۰ متر انتخاب شده است (ارتفاع مدل بر اساس عمق روباره برای تیپ‌های مختلف تونل متغیر بوده است). شکل ۳-۱ ابعاد مدل ساخته شده برای روباره ۴۰ متری را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۱- ابعاد مدل ایجاد شده در نرم افزار برای روباره ۴۰ متری

۳-۲-۲ انتخاب مدل رفتاری و تعیین پارامترهای آن

همان طوری که در پیوست ب-۳ اشاره شده است، چندین مدل رفتاری در برنامه $FLAC^{2D}$ موجود می باشد که بسته به شرایط مسئله می توان از یک یا چند نوع آن استفاده کرد. یکی از این مدل های رفتاری، مدل پلاستیک موهر- کلمب می باشد. این مدل نمایان گر موادی است که تنها در اثر برش به حد تسلیم می رسند. این مدل رفتاری در مکانیک سنگ و خاک برای حالت پلاستیک، مدل مرسوم می باشد (Itasca 1992).

پارامترهای مورد نیاز در مدل پلاستیک موهر- کلمب عبارتند از:

- ۱- جرم حجمی^۱
- ۲- مدول حجمی^۲
- ۳- مدول برشی^۳
- ۴- چسبندگی^۴
- ۵- زاویه اصطکاک^۵
- ۶- زاویه اتساع^۶
- ۷- مقاومت کششی^۷

- 1 - Density
- 2 - Bulk Modulus
- 3 - Shear Modulus
- 4 - Cohesion
- 5 - Friction Angle
- 6 - dilation Angle
- 7 - Tensile Strength

چنانچه هر یک از پارامترهای فوق تعریف نشوند، برنامه مقدار صفر را برای آن منظور می‌کند. مقادیر به‌کار رفته در مدل‌سازی با توجه به مقادیر درج شده در جدول ۲-۱ 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 خاک‌ها، سنگ‌ها و بتن مقدار زاویه اتساع عموماً کمتر از زاویه اصطکاک می‌باشد. طبق تحقیقات ورمر و دی بورست^۸ در سال ۱۹۸۴ برای مصالح ذکر شده مقدار زاویه اتساع تقریباً بین 0° تا 20° برآورد شده است (Itasca 1992).

۳-۲-۳ ترسیم هندسه تونل

تونل راه آهن کوهین واقع در قطعه اول راه آهن قزوین- رشت- بندرانزلی با طول و مقطعی معادل با ۱۶۳۵ متر و ۱۲۰ متر مربع، یکی از تونل‌های بزرگ مقطع در حال اجراء در کشور می‌باشد. با توجه به بزرگی سطح مقطع تونل (پوشش دو خط راه آهن) و سستی ساختگاه تونل، حفاری در چند مرحله و با کمک دستگاه رودهدر در دستور کار قرار گرفت. به منظور انتخاب الگوی مناسب حفاری، سه طرح پیشنهادی ذیل برای تونل راه آهن کوهین پیشنهاد شد که در نهایت با بررسی‌های به‌عمل آمده مناسب‌ترین طرح از لحاظ اجرائی و اقتصادی انتخاب شد. الگوهای ارائه شده به‌طور خلاصه عبارتند از:

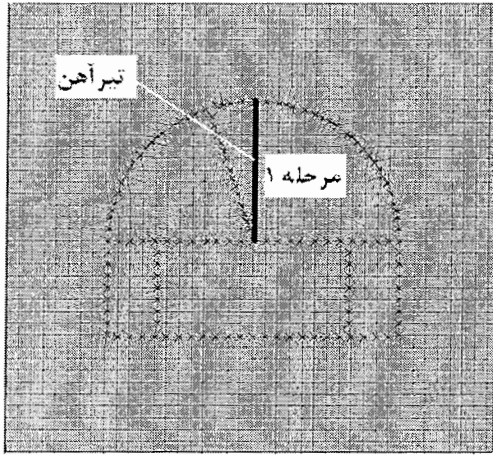
الف) بالا بردن خصوصیات ژئومکانیکی و کاهش گسترش ناحیه پلاستیک با انجام تزریق تحکیمی در اطراف تونل (شکل ۳-۲). در این الگو، حفاری در ۶ مرحله با انجام عملیات تزریق به شعاع ۵ متر در اطراف تونل بعد از حفاری تونل پیش‌رو پیشنهاد شد. از مزایای این طرح می‌توان به افزایش خصوصیات ژئومکانیکی و کاهش گسترش ناحیه پلاستیک و نفوذپذیری توده سنگ، سهولت در اجراء و نصب سیستم

نگهداری و افزایش گام پیشروی اشاره کرد. همچنین این الگو به دلیل عدم شرایط مناسب اجرائی برای انجام عملیات تزریق (پائین بودن خوردند منطقه) و صرف هزینه و زمان بالای اجراء عملیات، از نقطه نظر اجرائی و اقتصادی قابل قبول نبود.

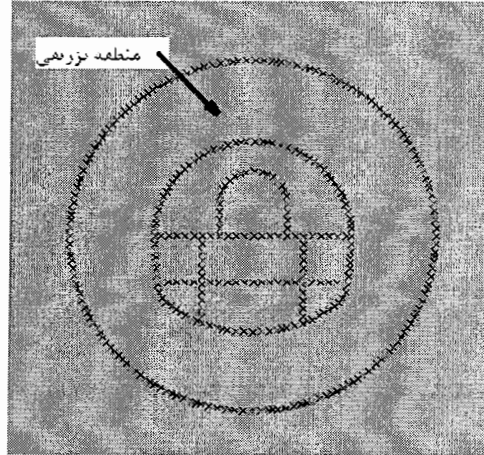
ب) کاهش گسترش منطقه پلاستیک و بالا بردن توان اجرائی عملیات. در این طرح حفاری در ۴ مرحله مطابق شکل ۳-۳ پیشنهاد شد. از مزایای این طرح می توان به سهولت در اجراء عملیات و نصب سیستم نگهداری اولیه و صرفه جوئی در زمان و هزینه در مقایسه با روش قبل اشاره کرد. یکی از مشکلات این طرح اعمال بیش از حد نیروها و لنگرهای خمشی در قسمت انتهایی پاطاق های کناری (به دلیل تمرکز بیش از حد تنش) بود که با هیچ پوششی قابل نگهداری نبود.

ج) طرح نهایی تونل راه آهن کوهین مطابق با شکل های ۳-۴ و ۳-۵ به ترتیب برای دو بخش خشک و آبدار تونل پیشنهاد شد. از مزایای این طرح نسبت به سایر طرح ها می توان به سهولت در عملیات اجرائی و نصب سیستم نگهداری اولیه، صرفه جوئی در زمان و هزینه اجراء، تعدیل نیروهای هیدرواستاتیکی ناشی از فشار آب و عدم تمرکز تنش های القایی در پوشش نهایی تونل اشاره کرد.

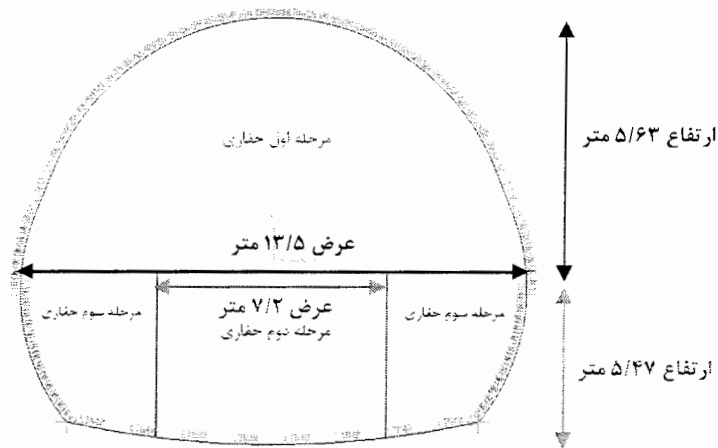
شکل های ۳-۴ و ۳-۵ به ترتیب مشخصات هندسی به همراه مراحل مختلف حفاری را برای دو مقطع خشک و آبدار تونل نشان می دهند. در این طرح حفاری در ۳ مرحله و به ترتیب با برداشتن طاق، پاطاق میانی و پاطاق های کناری انجام می شود. برای نمونه در مقطع خشک برای بخش نخست حفاری، طاق تونل به عرض ۱۳/۵ متر و ارتفاع ۵/۶۳ متر برداشته شده و در ادامه در بخش دوم حفاری، پاطاق میانی به عرض ۷/۲ متر و ارتفاع ۶/۱۲ متر حفاری می شود. در پایان پاطاق های کناری با ارتفاع ۶/۱۲ متر حفاری می شوند.



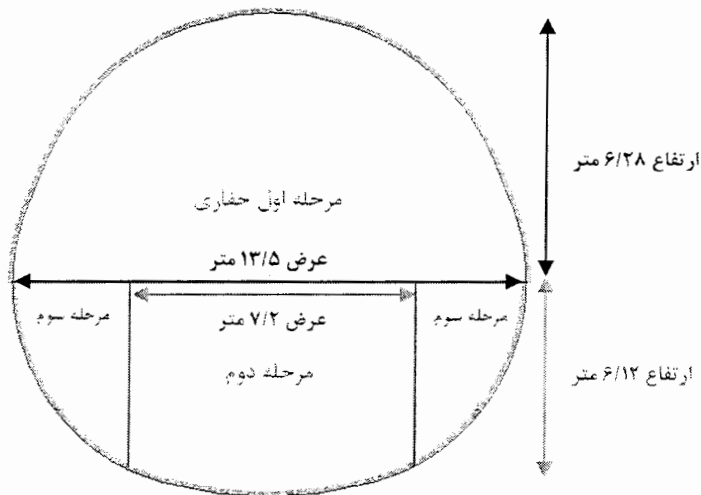
شکل ۳-۳- دومین الگوی حفاری



شکل ۳-۲- نخستین الگوی حفاری



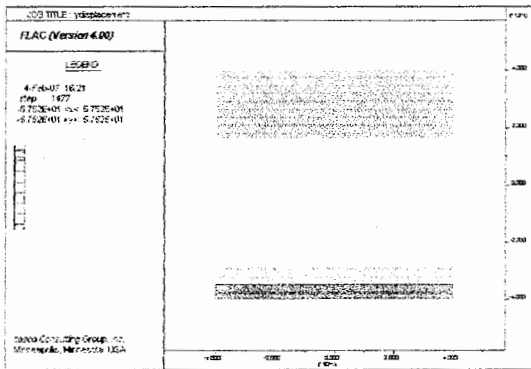
شکل ۳-۴- مشخصات هندسی به همراه مراحل مختلف حفاری برای مقطع خشک



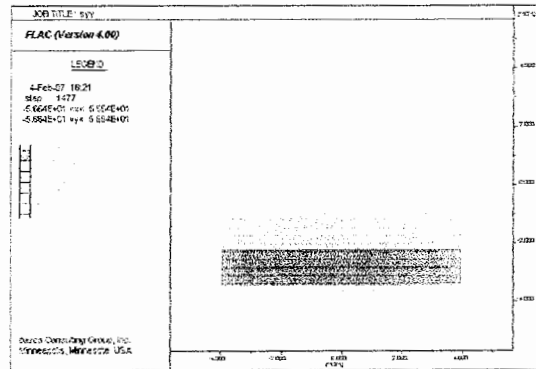
شکل ۳-۵- مشخصات هندسی به همراه مراحل مختلف حفاری برای مقطع آبدار

۳-۲-۴ حل مدل و به تعادل رساندن آن قبل از حفاری

در این بخش با الگو گرفتن از آنچه در طبیعت رخ می‌دهد، سعی شده است تا شرایط مدل هرچه بیش‌تر به واقعیت نزدیک‌تر شود. از آنجایی که قبل از حفاری تونل، زمین در تعادل قرار دارد و حفر تونل باعث ایجاد اغتشاش در وضعیت تنش‌ها و جابه‌جائی‌ها می‌شود، لازم است تا قبل از حفاری، مدل را با توجه به خصوصیات ژئومکانیکی، شرایط مرزی و تنش‌های برجای تعریف شده حل کرده و پس از به تعادل رساندن مدل جابه‌جائی‌ها در گره‌ها صفر شود. شکل‌های ۳-۶ و ۳-۷ به ترتیب کنتورهای تنش عمودی و جابه‌جائی قائم را قبل از حفر تونل، برای روبراه‌ی ۴۰ متری در شرایط طبیعی متعادل نشان می‌دهد. لازم به ذکر است با توجه به بررسی‌ها و تحلیل‌های انجام شده، نسبت تنش افقی به عمودی به‌کار برده شده در تحلیل‌ها برابر با ۰/۵ در نظر گرفته شده است.



شکل ۳-۷- کنتورهای جابه‌جائی عمودی قبل از حفاری تونل



شکل ۳-۶- کنتورهای تنش عمودی قبل از حفاری تونل

۳-۲-۵ حفاری تونل و نصب سیستم نگهداری اولیه در نرم‌افزار $FLAC^{2D}$

تخمین نگهداری اولیه مورد نیاز برای پایدارسازی تونل یکی از مسائل مهم در طراحی است. رسم منحنی مشخصه‌ی زمین با استفاده از روش عددی تفاضل محدود، تعیین میزان نرخ ناهمجواری از روی نمودار

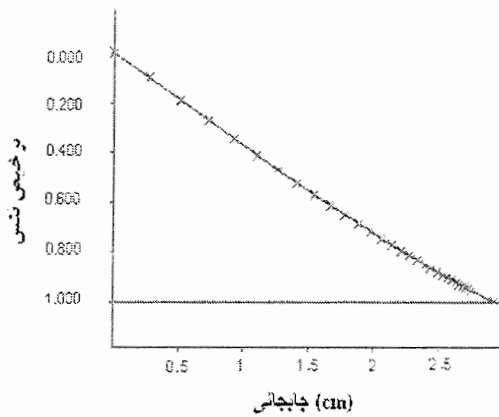
پانه^۹ و اعمال ترخیص تنش معادل با همگرایی ایجادشده تا قبل از استقرار پوشش اولیه در مدل عددی، می‌تواند مسئله بعد سوم که همان تأثیر گام پیشروی و فاصله جبهه کار از پوشش اولیه است را در مسائل دو بعدی حل کند. برای تعیین پوشش اولیه مناسب به منظور حفظ پایداری فضای حفاری شده و کمک به ایجاد تعادل جدید در زمین از روش همگرایی-همجواری و رسم منحنی مشخصه‌ی زمین با کمک نرم‌افزار FLAC^{2D} استفاده شده است. مراحل طراحی پوشش اولیه برای بخش نخست حفاری به ترتیب شامل مراحل زیر می‌باشد.

۳-۲-۵-۱ انتخاب گام پیشروی و فاصله جبهه کار از پوشش

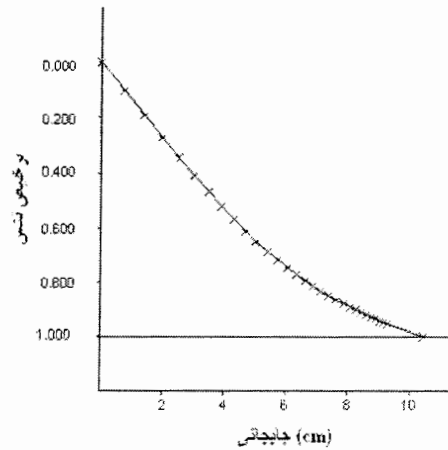
مرحله نخست از طراحی پوشش اولیه تونل راه آهن کوهین انتخاب گام پیشروی و فاصله جبهه کار از پوشش اولیه می‌باشد. در این طرح باتوجه به شرایط اجرائی، میزان گام پیشروی و فاصله جبهه کار از پوشش به ترتیب ۱/۵ و ۱ متر انتخاب شد.

۳-۲-۵-۲ رسم منحنی مشخصه زمین

دومین مرحله از طراحی پوشش اولیه تونل راه آهن کوهین، رسم منحنی مشخصه زمین می‌باشد. منحنی مشخصه زمین را می‌توان از حل الاستوپلاستیک در معرض تنش‌های یکنواخت درجا و فشار داخلی یکنواخت به دست آورد. در این بخش با استفاده از نرم‌افزار FLAC^{2D} منحنی مشخصه زمین برای بخش نخست حفاری رسم شد. شکل‌های ۳-۸ و ۳-۹ منحنی مشخصه زمین را برای دو مقطع ۴۰ و ۱۰۰ متری نشان می‌دهد. ماکزیمم جابه‌جائی به دست آمده از منحنی مشخصه زمین برای دو مقطع ۴۰ و ۱۰۰ متری با توجه به ترخیص کامل تنش، به ترتیب برابر با ۱۰/۵۴ و ۲/۸۴ سانتی‌متر برآورد شده است.



شکل ۳-۹- منحنی مشخصه زمین برای مقطع ۴۰ متری
(رسم شده توسط نرم افزار $FLAC^{2D}$)



شکل ۳-۸- منحنی مشخصه زمین برای مقطع ۱۰۰ متری
(رسم شده توسط نرم افزار $FLAC^{2D}$)

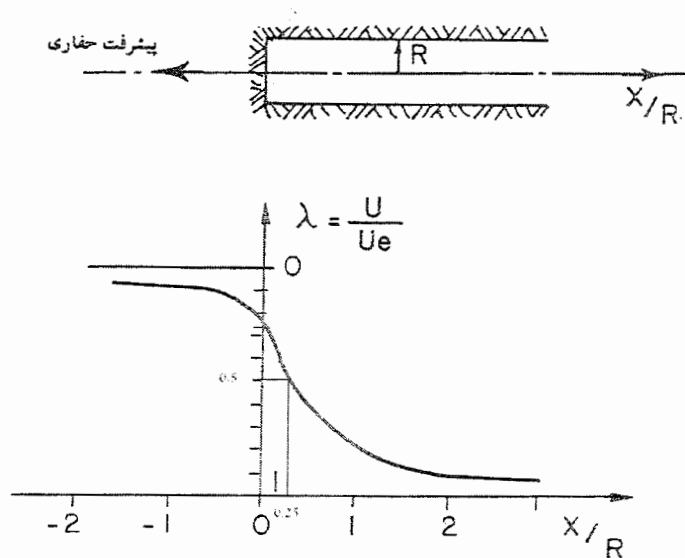
۳-۲-۵ اعمال ترخیص تنش معادل با همگرایی به وجود آمده تا لحظه استقرار پوشش

سومین مرحله از طراحی پوشش اولیه تونل راه آهن کوهین اعمال ترخیص تنش معادل با همگرایی به وجود آمده تا لحظه استقرار پوشش می باشد. برای محاسبه ترخیص تنش معادل با همگرایی به وجود آمده تا لحظه استقرار پوشش گام‌های محاسباتی به ترتیب زیر انجام شده است:

گام ۱- تعیین همگرایی و نرخ ناهمجواری بر حسب فاصله تا جبهه کار:

با تعیین همگرایی بر حسب فاصله تونل تا جبهه کار، می توان وضع نسبی بارها و جابه جایی به دست آمده از پیشروی جبهه کار را مشخص کرد. چشم پوشی از سهم همگرایی که تا لحظه استقرار پوشش به وجود می آید، نه تنها منجر به زیاد به حساب آوردن نیروی پوشش می شود، بلکه زمین و تعادل نهایی آن را هم آن طوری که باید منظور نمی کند. رفتار همگرایی تونل بر حسب فاصله جبهه کار را می توان در حالت دو بعدی و با کمک نمودار پانه (شکل ۳-۱۰) به دست آورد. این منحنی نرخ ناهمجواری (نرخ ناهمجواری U/U_e معادل است با نسبت جابه جایی به وجود آمده تا لحظه استقرار پوشش به جابه جایی ماکزیمم در اثر اعمال ترخیص تنش

کامل) را برحسب فاصله تا جبهه حفاری نشان می‌دهد. مقدار نرخ ناهمجواری برای بخش نخست حفاری از روی نمودار پانه و با توجه به نسبت فاصله جبهه کار از پوشش، برابر با 0.5 محاسبه شده است.

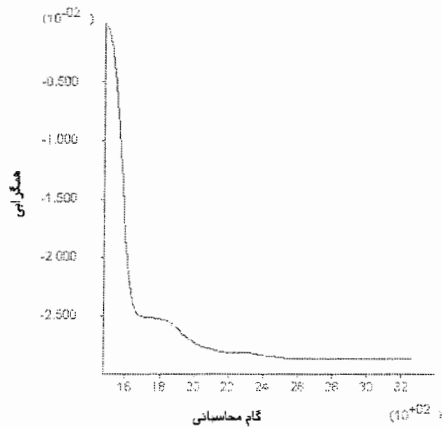


شکل ۳-۱۰- تغییرات نرخ ناهمجواری بر حسب فاصله از جبهه کار (پهنیا، ۱۳۷۳)

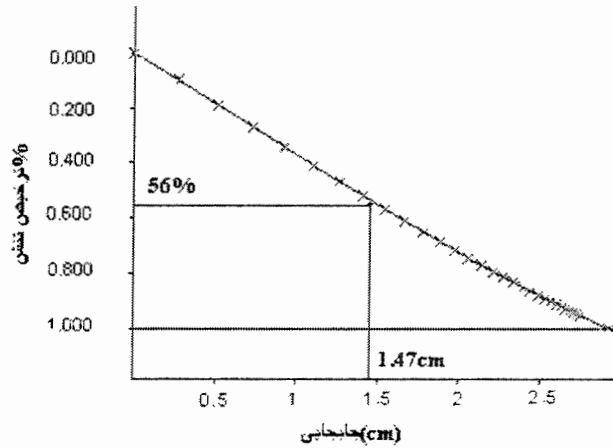
با توجه به مقادیر ماکزیمم جابه‌جائی به‌وجود آمده در طاق تونل در اثر ترخیص کامل تنش، مقدار جابه‌جائی به‌وجود آمده در اثر پیشروی جبهه کار (U) با توجه به نرخ ناهمجواری برای دو مقطع ۴۰ و ۱۰۰ متری به ترتیب برابر $5/27$ و $1/42$ سانتی‌متر تعیین شد.

گام ۲- تعیین مقدار ترخیص تنش

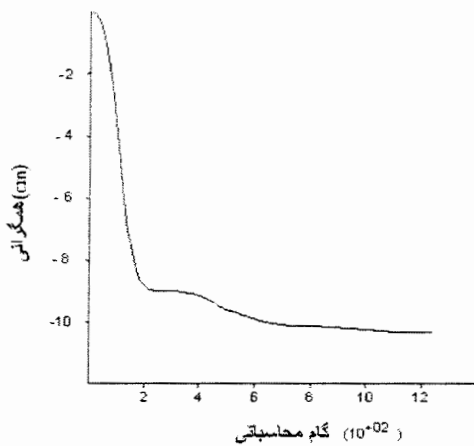
باتوجه به شکل‌های ۳-۱۱ و ۳-۱۳ و بررسی‌های انجام شده میزان ترخیص تنش اعمالی به مدل برای مقطع ۱۰۰ متری (معادل با $5/27$ سانتی‌متر جابه‌جائی)، ۷۲ درصد و برای مقطع ۴۰ متری (معادل با $1/42$ سانتی‌متر جابه‌جائی)، ۵۶ درصد محاسبه شد. شکل‌های ۳-۱۲ و ۳-۱۴ به‌ترتیب میزان همگرایی به‌وجود آمده در بخش نخست حفاری در نتیجه ترخیص تنش ۷۲ درصد برای مقطع ۱۰۰ متری و ترخیص تنش ۵۶ درصد برای مقطع ۴۰ متری را نشان می‌دهد.



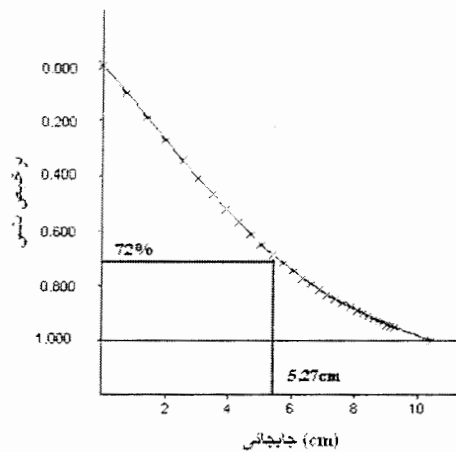
شکل ۳-۱۲- همگرایی در بخش نخست حفاری برای مقطع ۴۰ متری



شکل ۳-۱۱- تعیین میزان ترخیص تنش از روی نمودار GRC برای مقطع ۴۰ متری



شکل ۳-۱۴- همگرایی در بخش نخست حفاری برای مقطع ۱۰۰ متری



شکل ۳-۱۳- تعیین میزان ترخیص تنش از روی نمودار GRC برای مقطع ۱۰۰ متری

گام ۳- اعمال ترخیص تنش و بررسی پایداری فضای حفاری

در این مرحله با اعمال ترخیص تنش‌های محاسبه شده در مرحله قبل به مدل، به بررسی پایداری فضای حفاری شده پرداخته می‌شود. شکل‌های ۳-۱۵ تا ۳-۱۸ کرنش‌های برشی و جابه‌جایی‌های به‌وجود آمده در اطراف تونل را برای دو مقطع ۴۰ و ۱۰۰ متری در اثر اعمال ترخیص تنش نشان می‌دهند. برای ارزیابی پایداری فضای حفاری از رابطه ۳-۱ که توسط ساکورایی^{۱۰} در سال ۱۹۸۶ ارائه شد، استفاده شده است. این رابطه کرنش برشی بحرانی در حالت فشاری محصور نشده در اطراف تونل (E_c) را برحسب مدول

الاستیسیته محیط (E) بیان می‌کند. از آن‌جا که توده سنگ تحت تنش سه‌محوره قرار دارد، استفاده از ماکزیمم کرنش برشی برای ارزیابی پایداری تونل منطقی‌تر به نظر می‌رسد. ساکورائی و همکارانش در سال ۱۹۹۴ رابطه ۲-۳ را برای محاسبه کرنش برشی بحرانی در حالت سه محوری (γ_c) با استفاده از کرنش برشی بحرانی در حالت فشاری محصور نشده و نسبت پواسون (ν) پیشنهاد کردند (Sakurai, 1997):

$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 1.22 \quad (1-3)$$

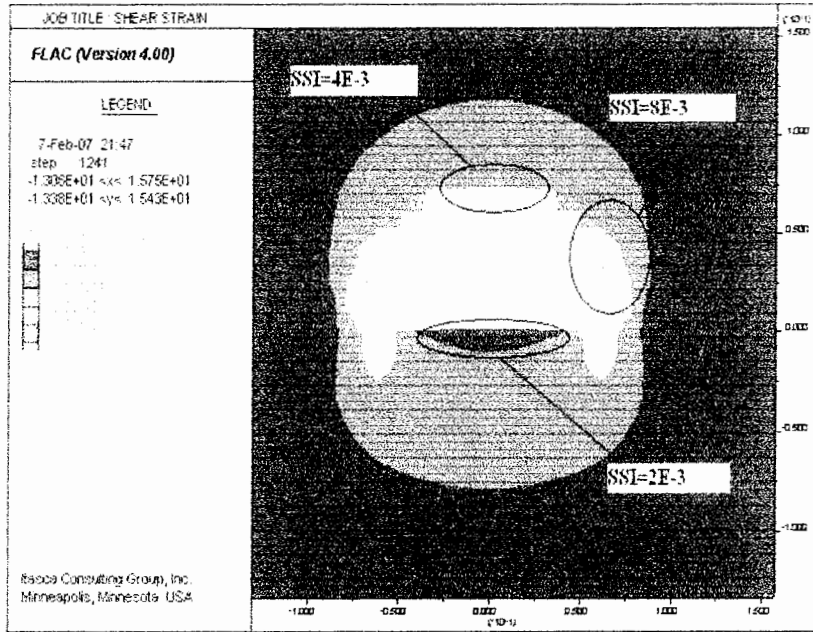
$$\gamma_c = (1 + \nu) \varepsilon_c \quad (2-3)$$

با جای‌گذاری مقادیر مدول الاستیسیته و نسبت پواسون در رابطه‌های ارائه شده می‌توان مقادیر کرنش برشی بحرانی در حالت سه محوری و کرنش بحرانی در حالت فشاری محصور نشده را محاسبه کرد:

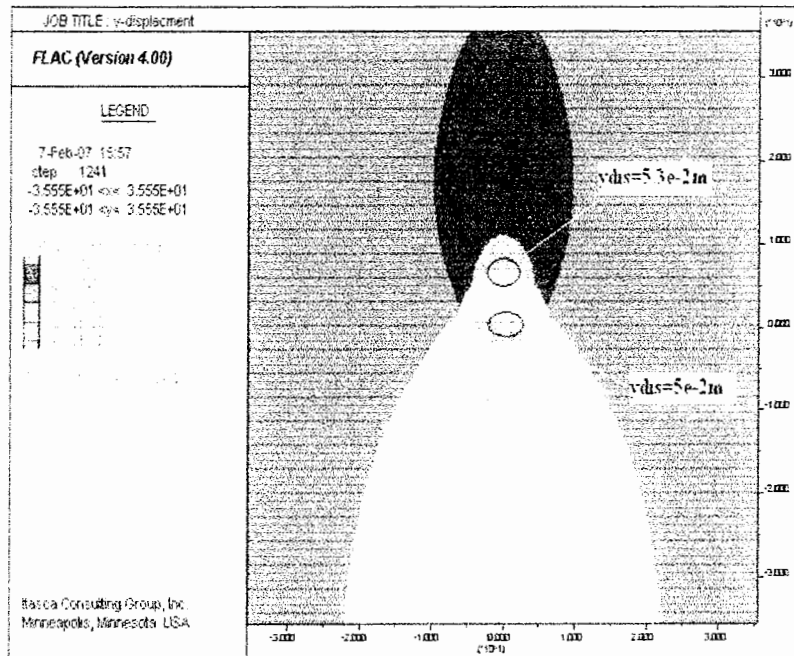
$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 1.22 \Rightarrow \varepsilon_c = 8.14e - 3$$

$$\gamma_c = (1 + \nu) \varepsilon_c \Rightarrow \gamma_c = 1.139e - 2$$

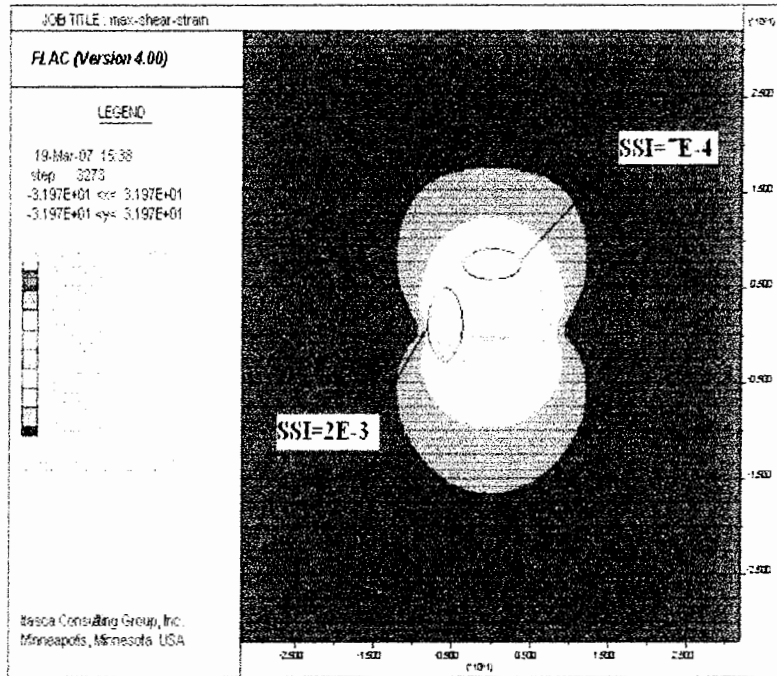
باتوجه به شکل‌های ۱۵-۳ و ۱۷-۳ حداکثر کرنش‌های برشی به‌وجود آمده در اطراف فضای حفاری برای دو مقطع ۴۰ و ۱۰۰ متری به‌ترتیب برابر با 2×10^{-3} و 8×10^{-3} محاسبه شد که به دلیل کم‌تر بودن مقادیر کرنش برشی به‌وجود آمده در اطراف تونل نسبت به مقادیر محاسبه شده از رابطه ۱-۳ و ۲-۳، می‌توان چنین استنباط کرد که فضای حفاری تحت تأثیر ترخیص تنش اعمالی، پایدار می‌باشد.



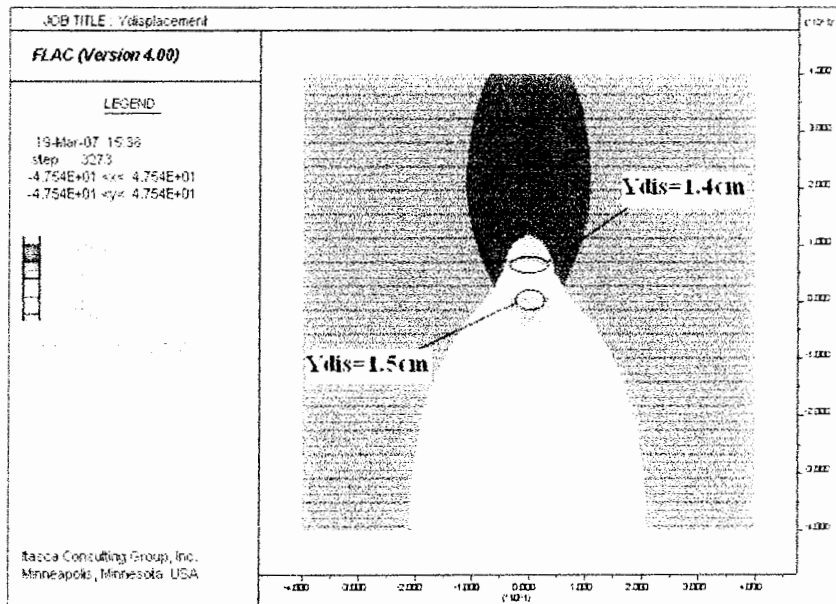
شکل ۳-۱۵- کرنش برشی در اطراف تونل برای مقطع ۱۰۰ متری



شکل ۳-۱۶- جابه‌جایی در اطراف تونل برای مقطع ۱۰۰ متری



شکل ۳-۱۷- کرنش برشی در اطراف تونل برای مقطع ۴۰ متری



شکل ۳-۱۸- جابجایی در اطراف تونل برای مقطع ۴۰ متری

۳-۲-۵-۴ نصب پوشش اولیه و تعیین نیروها و گشتاور خمشی به وجود آمده در پوشش اولیه تونل

باتوجه به تحلیل‌های انجام شده پوشش اولیه مناسب برای دو مقطع ۱۰۰ و ۴۰ متری به ترتیب، ۳۵

سانتی‌متر شاتکریت به همراه تیر آهن IPE200 در فواصل ۰/۵ متری و ۲۵ سانتی‌متر شاتکریت به همراه تیر

آهن IPE180 در فواصل ۱ متری پیشنهاد شد. نیروها و گشتاور خمشی به وجود آمده در مقطع پوشش اولیه به همراه مشخصات سیستم نگهداری اولیه در مراحل مختلف حفاری در جدول‌های ۱-۳ تا ۳-۳ و شکل‌های ۱۹-۳ تا ۴۵-۳ درج شده است.

جدول ۱-۳- نیروها و گشتاور خمشی به وجود آمده در پوشش اولیه برای مقطع خشک ۴۰ متری

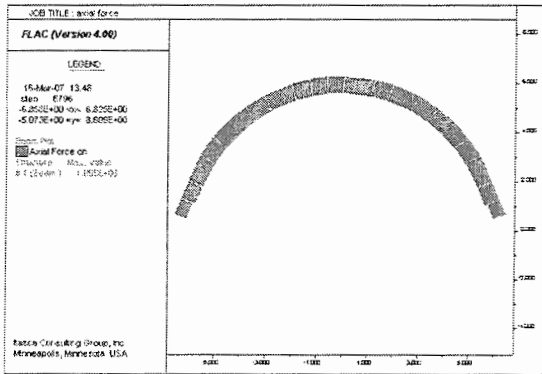
مراحل حفاری	مشخصات سیستم نگهداری اولیه	T_{max} ton	M_{max} ton-m	V_{max} ton
طاق تونل	۲۵ سانتی‌متر شاتکریت تر + تیر آهن IPE180 در فواصل ۱ متر (طاق تونل)	۱۰۵/۳	۲/۹۴	۳/۳۶
پاطاق میانی	۲۵ سانتی‌متر شاتکریت خشک + تیر آهن IPE180 در فواصل ۱ متر (طاق تونل)	۱۰۹/۵	۲/۰۰۵	۳/۶
پاطاق‌های کناری	۲۵ سانتی‌متر شاتکریت خشک + تیر آهن IPE180 در فواصل ۱ متر (طاق تونل)	۱۱۸/۶	۵/۷۹	۱۰/۴
	۲۵ سانتی‌متر شاتکریت تر + تیر آهن IPE180 در فواصل ۱ متر (کف تونل)	۸۰/۷	۵/۷۹	۴/۵۲

جدول ۲-۳- نیروها و گشتاور خمشی به وجود آمده در پوشش اولیه برای مقطع آبدار ۴۰ متری

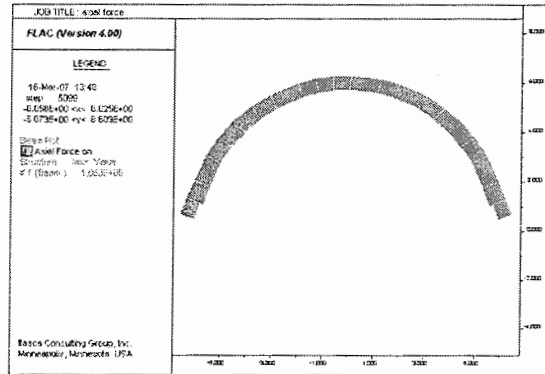
مراحل حفاری	مشخصات سیستم نگهداری اولیه	T_{max} ton	M_{max} ton-m	V_{max} ton
طاق تونل	۲۵ سانتی‌متر شاتکریت تر + تیر آهن IPE180 در فواصل ۱ متر (طاق تونل)	۱۰۷/۸	۲/۳۸۳	۲/۷۹
پاطاق میانی	۲۵ سانتی‌متر شاتکریت خشک + تیر آهن IPE180 در فواصل ۱ متر (طاق تونل)	۱۱۵/۲	۳/۰۴	۵/۰۳۸
پاطاق‌های کناری	۲۵ سانتی‌متر شاتکریت خشک + تیر آهن IPE180 در فواصل ۱ متر (طاق تونل)	۱۱۸/۴	۴/۶۰۲	۸/۰۵۱
	۲۵ سانتی‌متر شاتکریت تر + تیر آهن IPE180 در فواصل ۱ متر (کف تونل)	۸۵/۲۶	۴/۶۰۲	۴/۸۵۸

جدول ۳-۳- نیروها و گشتاور خمشی به وجود آمده در پوشش اولیه برای مقطع ۱۰۰ متری

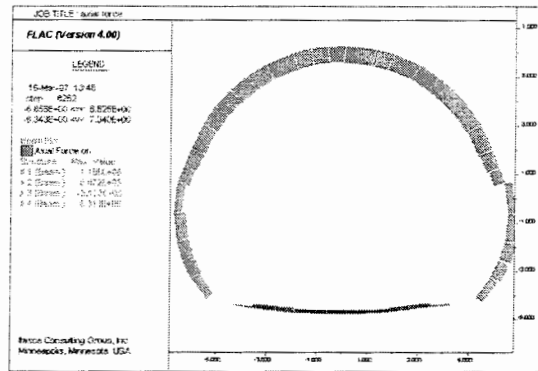
مراحل حفاری	مشخصات سیستم نگهداری اولیه	T_{max} ton	M_{max} ton-m	V_{max} ton
طاق تونل	۳۵ سانتی‌متر شاتکریت تر + تیر آهن IPE200 در فواصل ۰/۵ متر (طاق تونل)	۲۴۲/۹	۶/۹۷۵	۱۲/۰۶
پاطاق میانی	۳۵ سانتی‌متر شاتکریت خشک + تیر آهن IPE200 در فواصل ۰/۵ متر (طاق تونل)	۲۴۰/۹	۱۱/۶۴	۸/۰۴۳
پاطاق‌های کناری	۳۵ سانتی‌متر شاتکریت خشک + تیر آهن IPE200 در فواصل ۰/۵ متر (طاق تونل)	۲۵۰/۸	۱۳/۳۹	۹/۸۶۹
	۳۵ سانتی‌متر شاتکریت تر + تیر آهن IPE200 در فواصل ۰/۵ متر (کف تونل)	۹۲/۶۴	۹/۱۵۵	۹/۸۴۲



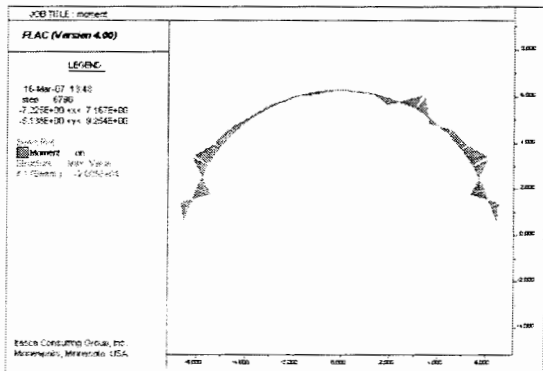
شکل ۳-۲۰- نیروی محوری وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری خشک در بخش دوم حفاری



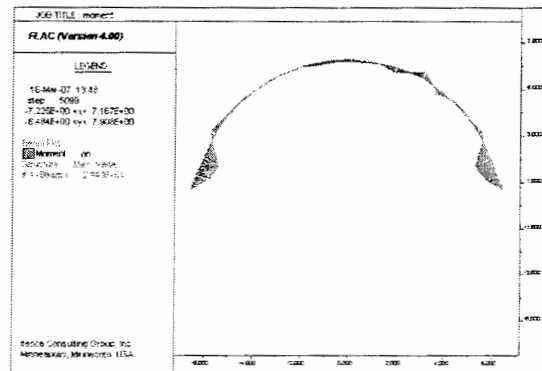
شکل ۳-۱۹- نیروی محوری وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری خشک در بخش نخست حفاری



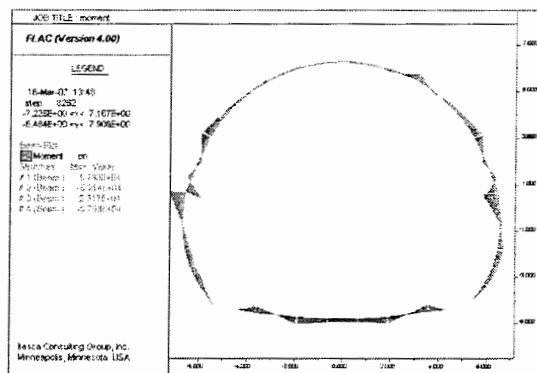
شکل ۳-۲۱- نیروی محوری وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری خشک بعد از اتمام حفاری



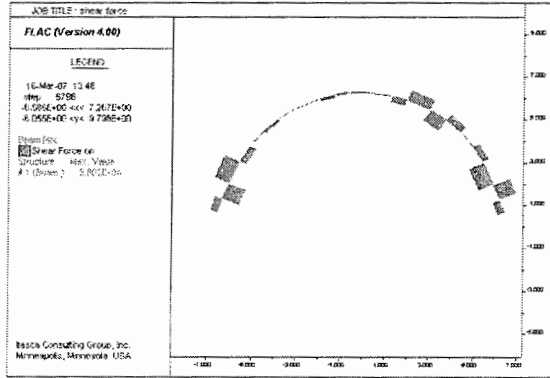
شکل ۳-۲۳- گشتاور خمشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری خشک در بخش دوم حفاری



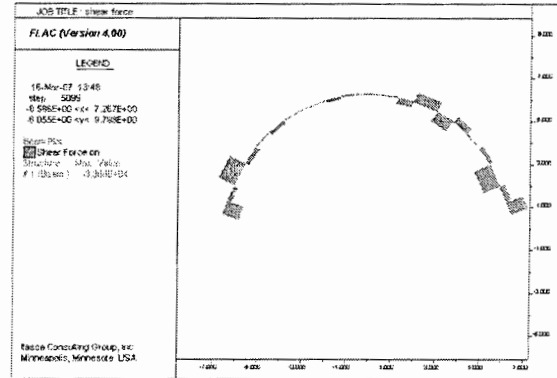
شکل ۳-۲۲- گشتاور خمشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری خشک در بخش نخست حفاری



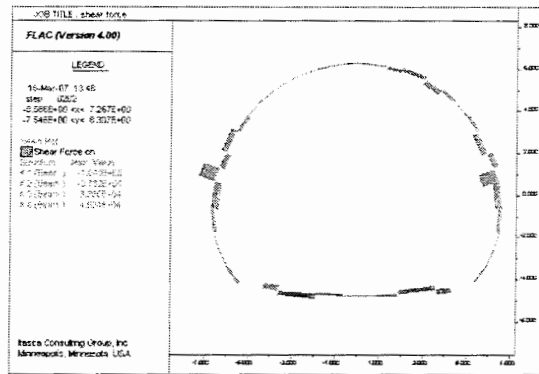
شکل ۳-۲۴- گشتاور خمشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری خشک بعد از اتمام حفاری



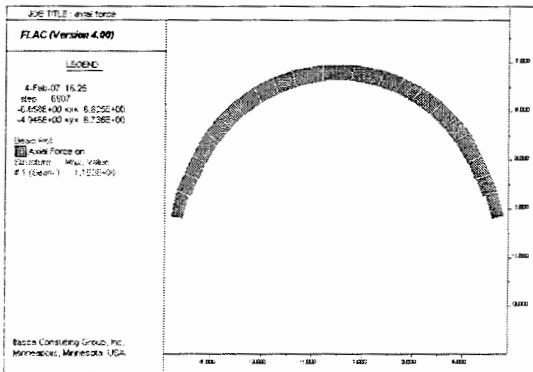
شکل ۳-۲۶- نیروی برشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری خشک در بخش دوم حفاری



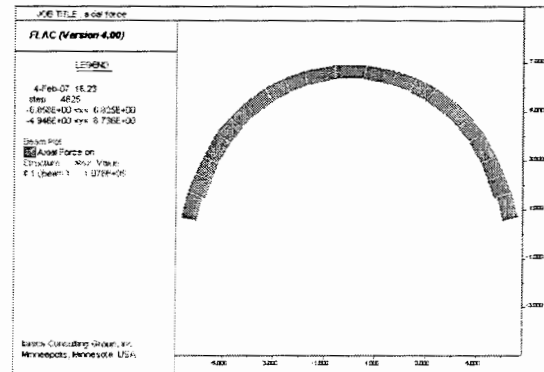
شکل ۳-۲۵- نیروی برشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری خشک در بخش نخست حفاری



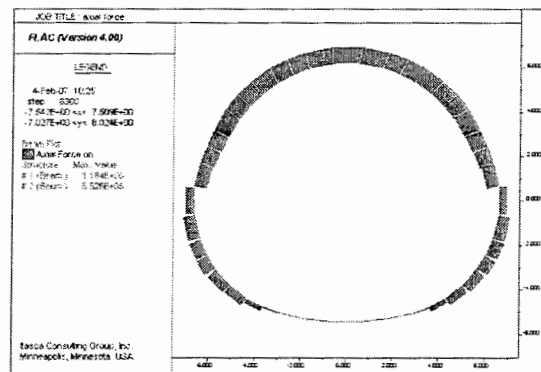
شکل ۳-۲۷- نیروی برشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری خشک بعد از اتمام حفاری



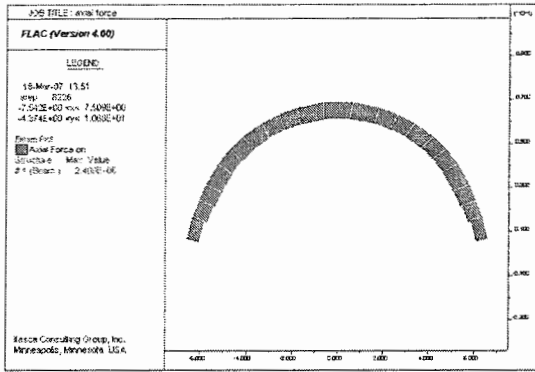
شکل ۳-۲۹- نیروی محوری وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری آبدار در بخش دوم حفاری



شکل ۳-۲۸- نیروی محوری وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری آبدار در بخش نخست حفاری

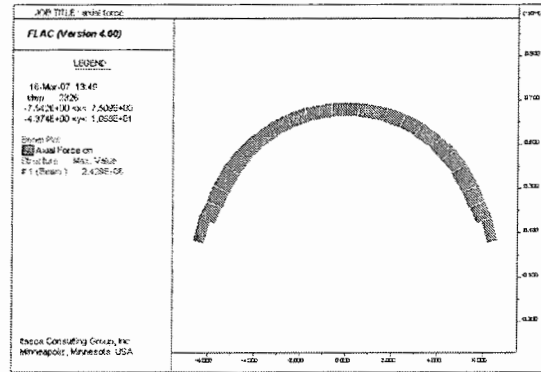


شکل ۳-۳۰- نیروی محوری وارده بر پوشش اولیه مقطع ۴۰ متری آبدار بعد از اتمام حفاری



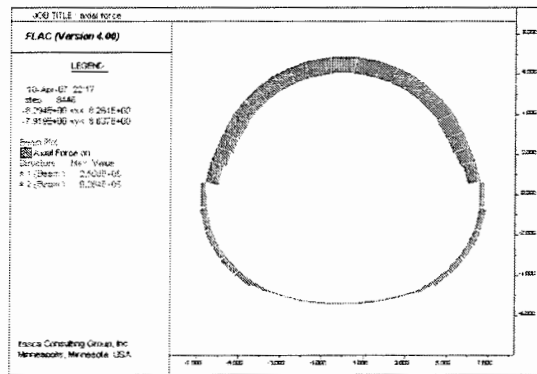
شکل ۳-۳۸- نیروی محوری وارده بر پوشش اولیه مقطع ۱۰۰

متری در بخش دوم حفاری

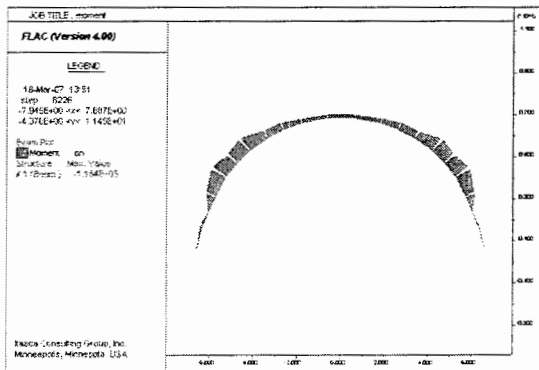


شکل ۳-۳۷- نیروی محوری وارده بر پوشش اولیه مقطع ۱۰۰

متری در بخش نخست حفاری

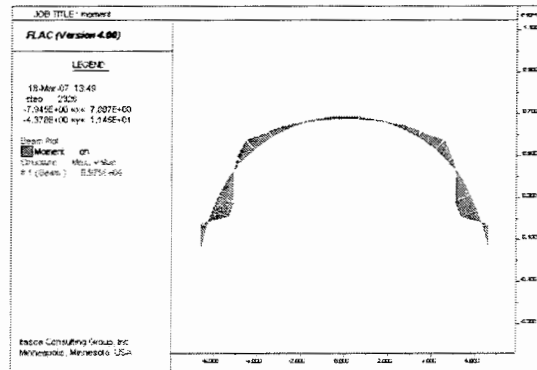


شکل ۳-۳۹- نیروی محوری وارده بر پوشش اولیه مقطع ۱۰۰ متری بعد از اتمام حفاری



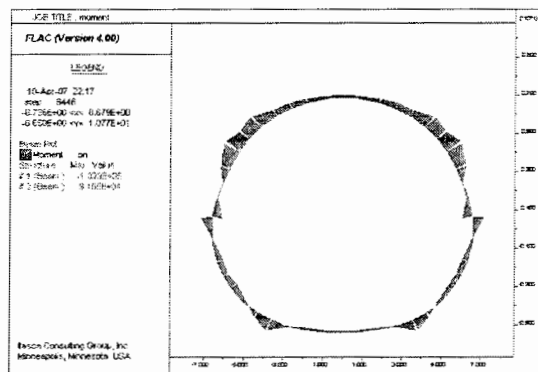
شکل ۳-۴۱- گشتاور خمشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۱۰۰

متری در بخش دوم حفاری

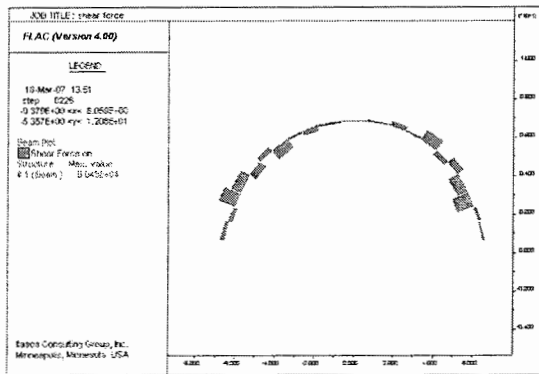


شکل ۳-۴۰- گشتاور خمشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۱۰۰

متری در بخش نخست حفاری

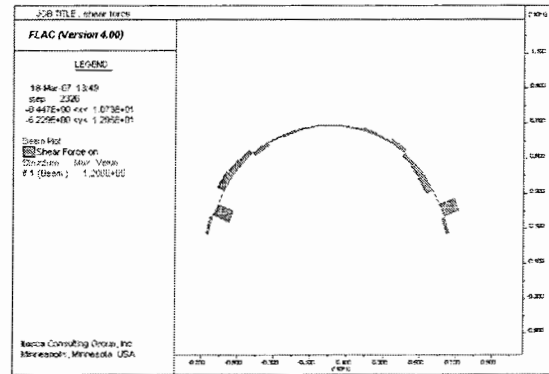


شکل ۳-۴۲- گشتاور خمشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۱۰۰ متری بعد از اتمام حفاری



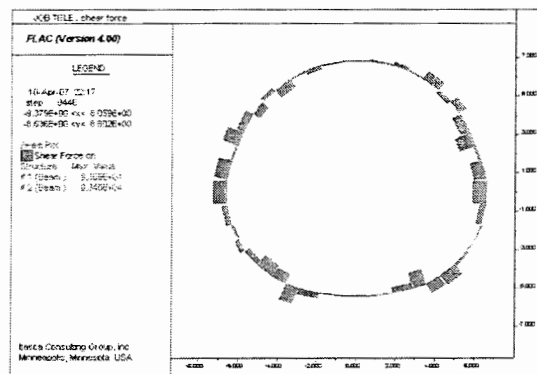
شکل ۳-۴۴- نیروی برشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۱۰۰ متری

در بخش دوم حفاری



شکل ۳-۴۳- نیروی برشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۱۰۰ متری

در بخش نخست حفاری



شکل ۳-۴۵- نیروی برشی وارده بر پوشش اولیه مقطع ۱۰۰ متری بعد از اتمام حفاری

۳-۲-۵- تحلیل پایداری پوشش اولیه

به‌طور کلی هدف از طراحی یک سازه، تأمین ایمنی در مقابل فروریختگی و تضمین عمل‌کرد مناسب در زمان بهره‌برداری است. چنان‌چه مقاومت واقعی یک سازه به‌طور دقیق قابل پیش‌بینی بود و در صورتی‌که 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 می‌شد. لیکن عوامل نامشخص و خطاهای احتمالی متعددی در تحلیل، طراحی و ساخت سازه‌ها وجود دارند که یک حاشیه ایمنی را در طراحی سازه‌ها طلب می‌کنند. روش تنش مجاز یکی از روش‌های طراحی سازه‌های بتن‌آرمه می‌باشد. این روش که به‌نام روش دیگر طراحی^{۱۱} در آئین‌نامه شناخته می‌شود، اولین روشی است که به‌صورت مدون

برای طراحی سازه‌های بتن آرمه 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 تنشی 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.

به منظور کنترل نیروها و گشتاور خمشی ایجاد شده در مقطع پوشش اولیه 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 دو مقطع ۴۰ و ۱۰۰ متری در جدول ۳-۴ آورده شده است. شکل‌های ۳-۳۶ تا ۳-۴۷ کنترل پوشش اولیه را برای دو مقطع ۴۰ و ۱۰۰ متری در طی مراحل مختلف حفاری در نرم‌افزار PCACol نشان می‌دهد. در ادامه برای کنترل نیروهای برشی وارده در پوشش از رابطه ۳-۳ استفاده شده است.

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

در این رابطه V_n مقاومت برشی اسمی یک مقطع مسلح، V_c مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن و V_s مقاومت برشی تأمین شده توسط تیر آهن IPE می‌باشد که برای محاسبه مقاومت برشی بتن و تیر آهن IPE می‌توان از رابطه‌های ۳-۴ و ۳-۵ استفاده کرد (کی‌نیا، ۱۳۸۴).

$$V_c = 0.45 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (4-3)$$

$$V_s = 0.34 f_y A \quad (5-3)$$

در رابطه ۳-۴ f_c' مقاومت فشاری بتن و b_w و d به ترتیب عرض و ارتفاع مقطع تحت برش می‌باشند. در رابطه ۳-۵ f_y و A به ترتیب مقاومت تسلیم فولاد و سطح مقطع تحت برش می‌باشند.

برای مثال برای کنترل نیروی برشی در مقطعی از جنس شاتکریت تر به ارتفاع ۳۵ سانتی‌متر و عرض ۱ متر به-همراه تیر آهن IPE200 با سطح مقطع $10/248$ سانتی‌متر مربع (پوشش اولیه طاق تونل در مرحله نخست حفاری مقطع ۱۰۰ متری) داریم:

$$V_c = 0.45 \times \sqrt{200} \times 35 \times 100 = 22.27 \text{ ton}$$

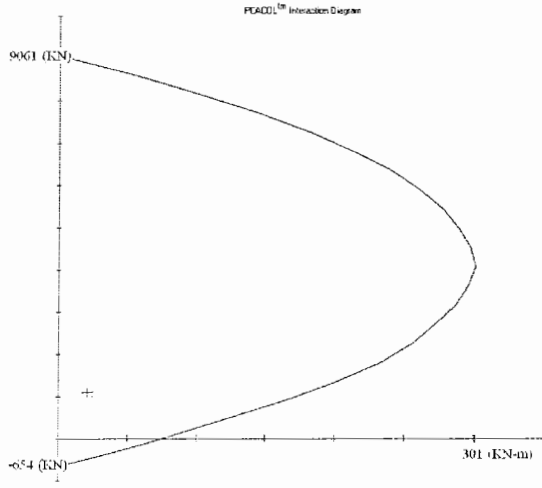
$$V_s = 0.34 \times 2400 \times 10.248 = 8.36 \text{ ton}$$

$$V_n = 22.27 + 8.36 = 30.63 \text{ ton}$$

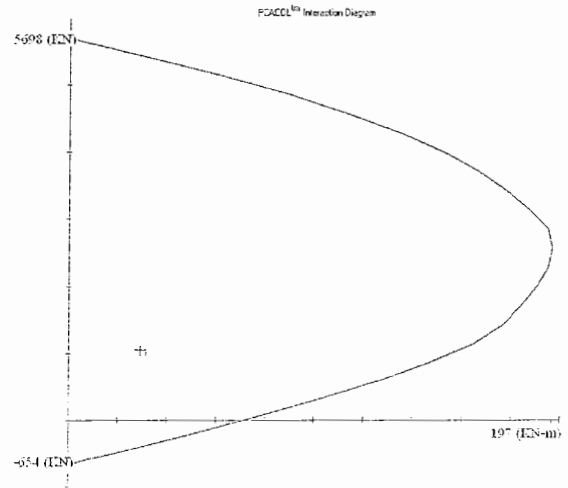
باتوجه به این که نیروهای برشی وارد شده به پوشش اولیه در مقطع ۱۰۰ متری کمتر از مقاومت برشی مقطع می‌باشد، می‌توان استنباط کرد که پوشش تحت نیروی برش وارده پایدار می‌باشد. نتایج بررسی‌ها برای دو مقطع ۴۰ و ۱۰۰ متری تحت نیروی برشی وارده نشان داد که پوشش اولیه در برابر این نیروها پایدار می‌باشد.

جدول ۳-۴- ضریب اطمینان پوشش اولیه در مراحل مختلف حفاری برای دو مقطع ۴۰ و ۱۰۰ متری

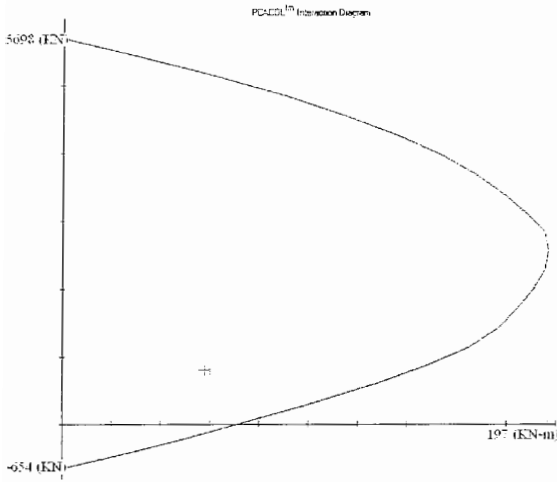
ضریب اطمینان			مراحل حفاری
مقطع خشک ۴۰ متری	مقطع آبدار ۴۰ متری	مقطع ۱۰۰ متری	
۴/۲۱	۴/۳	۲/۸	طاق تونل
۶/۹	۶/۱۹	۳/۸۷	پطاق میانی
۴/۶۸	۵/۲۳	۳/۵۸	پطاق‌های کناری
۳/۳۸	۳/۸۵	۴/۲	



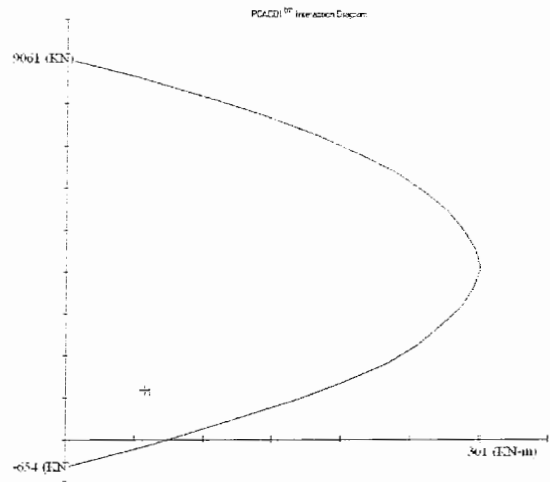
۴۷-۳- کنترل مقطع ۴۰ متری خشک جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در طاق تونل بعد از مرحله دوم حفاری



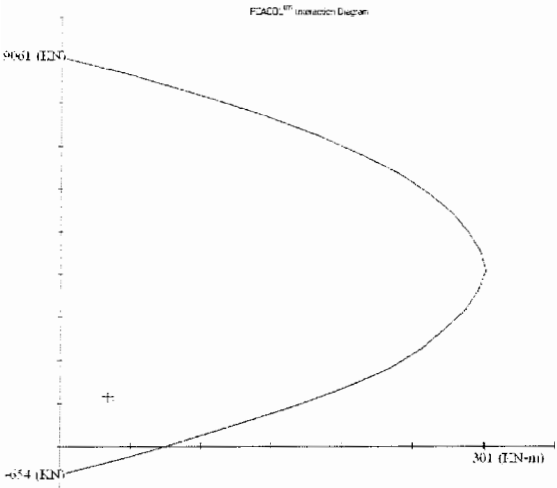
۴۶-۳- کنترل مقطع ۴۰ متری خشک جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در طاق تونل بعد از مرحله اول حفاری



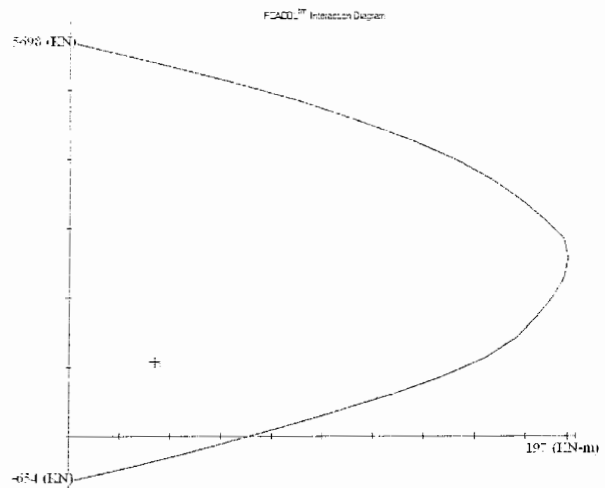
۴۹-۳- کنترل مقطع ۴۰ متری خشک جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در کف تونل بعد از مرحله سوم حفاری



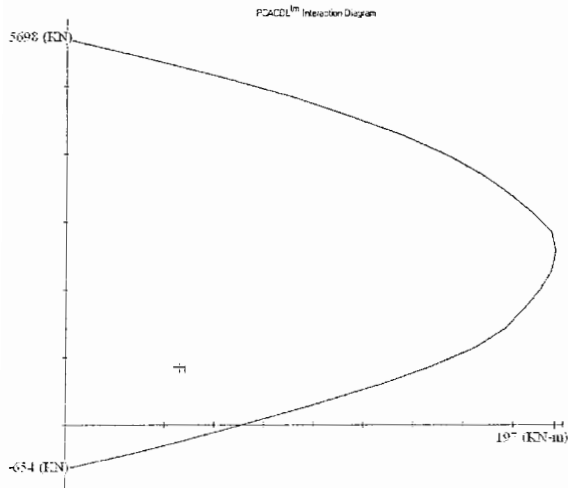
۴۸-۳- کنترل مقطع ۴۰ متری خشک جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در طاق تونل بعد از مرحله سوم حفاری



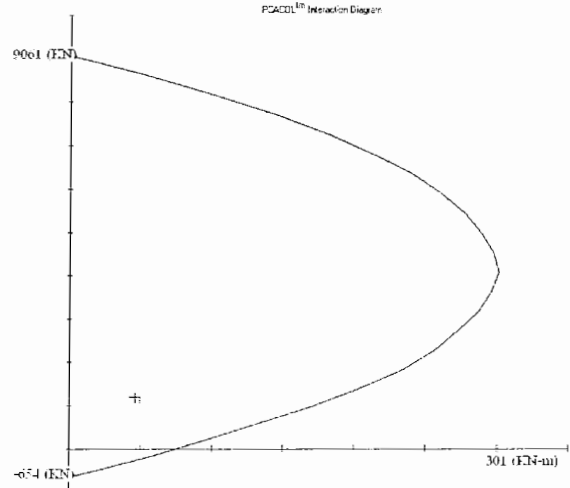
۵۱-۳- کنترل مقطع ۴۰ متری آبدار جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در طاق تونل بعد از مرحله دوم حفاری



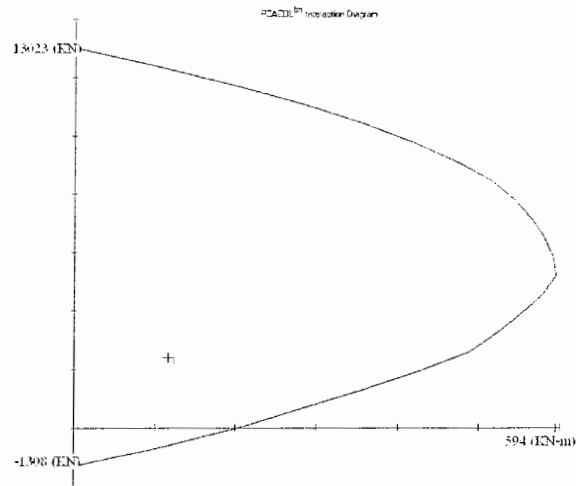
۵۰-۳- کنترل مقطع ۴۰ متری آبدار جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در طاق تونل بعد از مرحله اول حفاری



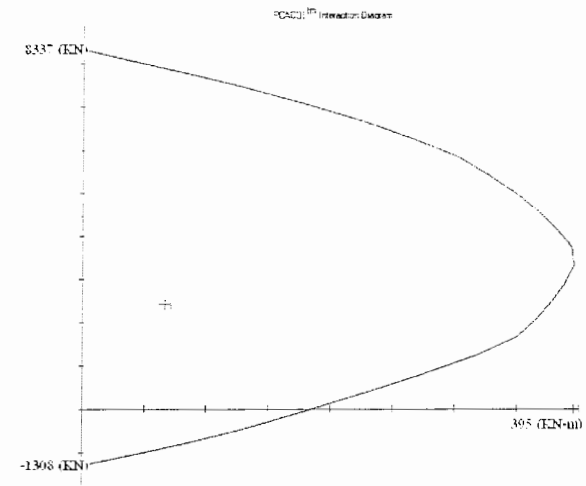
۳-۵۳- کنترل مقطع ۴۰ متری آبدار جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در کف تونل بعد از مرحله سوم حفاری



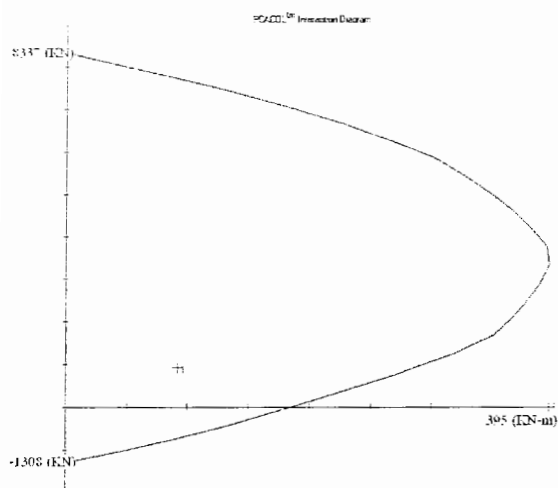
۳-۵۲- کنترل مقطع ۴۰ متری آبدار جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در طاق تونل بعد از مرحله سوم حفاری



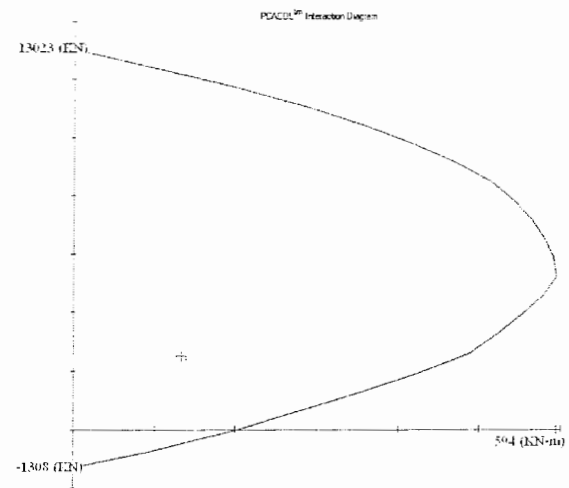
۳-۵۵- کنترل مقطع ۱۰۰ متری جهت بررسی پوشش اولیه در طاق تونل بعد از مرحله دوم حفاری



۳-۵۴- کنترل مقطع ۱۰۰ متری جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در طاق تونل بعد از مرحله اول حفاری



۳-۵۷- کنترل مقطع ۱۰۰ متری جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در کف تونل بعد از مرحله سوم حفاری



۳-۵۶- کنترل مقطع ۱۰۰ متری جهت بررسی پایداری پوشش اولیه در طاق تونل بعد از مرحله سوم حفاری

۳-۲-۶ نصب پوشش نهایی و تعیین نیروها و گشتاور خمشی به وجود آمده در پوشش نهایی تونل

بعد از اتمام عملیات حفاری و نصب پوشش اولیه، پوشش نهایی مناسب متناسب با شرایط محیطی (آبدار و خشک) طراحی شد. لذا با توجه به تحلیل‌های انجام شده متناسب با شرایط اجرائی و اقتصادی، مناسب‌ترین پوشش نهایی بتنی با مشخصات ذیل برای دو مقطع خشک و آبدار ۴۰ متری و مقطع ۱۰۰ متری پیشنهاد شد.

- پوشش بتنی به ضخامت ۴۰ سانتی‌متر برای مقطع ۴۰ متری خشک
- پوشش بتنی به ضخامت ۴۰ و ۶۰ سانتی‌متر به ترتیب در قوس فوقانی و قوس تحتانی برای مقطع ۴۰ متری آبدار
- پوشش بتنی به ضخامت ۵۰ و ۸۰ سانتی‌متر به ترتیب در قوس فوقانی و قوس تحتانی برای مقطع ۱۰۰ متری آبدار

در این بخش با مدل‌سازی و نصب پوشش بتنی در نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ میزان نیروها و گشتاور خمشی ایجاد شده در نقاط مختلف پوشش تحت تأثیر فشارهای روباره محاسبه شده و نتایج حاصل از این بررسی‌ها برای مقاطع مورد نظر در جدول‌های ۳-۵ تا ۳-۷ آورده شده است.

جدول ۳-۵- نیروها و گشتاور خمشی وارده تحت تأثیر فشار روباره بر نقاط مختلف پوشش برای مقطع ۴۰ متری آبدار

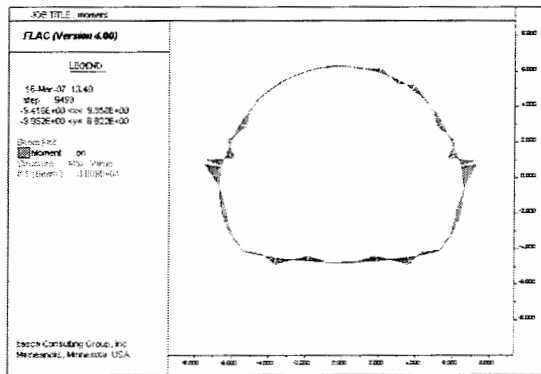
V_{max} (ton)	M_{max} (ton-m)	T_{max} (ton)	نقاط مختلف پوشش
۶/۵	۲/۵	۹۶/۳	بالای قوس فوقانی
۰/۷۷	۰/۸۵	۱۰۲/۳	۱/۴ قوس فوقانی
۴/۹	۵/۴	۴۹/۳	ابتدای قوس فوقانی
۴/۰۸	۱/۹	۵۷/۹	۱/۴ قوس تحتانی
۰/۲	۰/۶۹۷	۱۵/۹	وسط قوس تحتانی

جدول ۳-۶- نیروها و گشتاور خمشی وارده تحت تأثیر فشار روباره بر نقاط مختلف پوشش برای مقطع ۱۰۰ متری آبدار

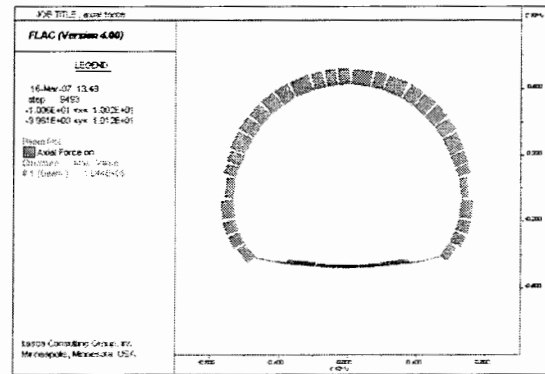
نقاط مختلف پوشش	T_{max} (ton)	M_{max} (ton-m)	V_{max} (ton)
بالای قوس فوقانی	۱۱۰/۸	۱/۷	۶/۸
۱/۴ قوس فوقانی	۱۱۶/۸	۸/۱	۰/۹
ابتدای قوس فوقانی	۶۷/۳	۱۰	۶/۷
۱/۴ قوس تحتانی	۷۳/۴	۴/۵	۶/۱
وسط قوس تحتانی	۱۳/۲	۸/۴	۵/۲

جدول ۳-۷- نیروها و گشتاور خمشی وارده تحت تأثیر فشار روباره بر نقاط مختلف پوشش برای مقطع ۴۰ متری خشک

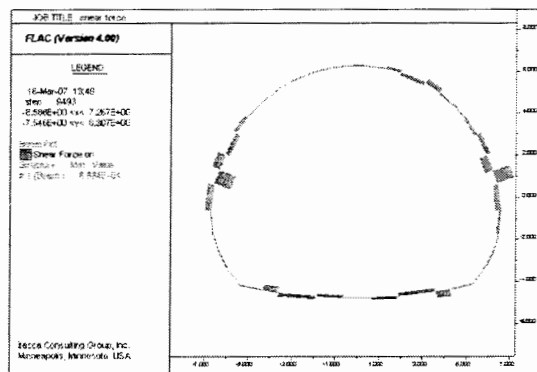
نقاط مختلف پوشش	T_{max} (ton)	M_{max} (ton-m)	V_{max} (ton)
بالای قوس فوقانی	۱۰۰/۷	۳/۹	۸/۱
۱/۴ قوس فوقانی	۹۸/۷	۳/۶	۸/۱
ابتدای قوس فوقانی	۱۰۴/۴	۳/۶۹	۸/۵۶
وسط دیواره	۷۶	۳/۰۸	۳/۷۲
پایین دیواره	۵۵/۳	۳/۲۸	۴/۰۳
۱/۴ کف	۲۴	۱/۲۸	۰/۸۹



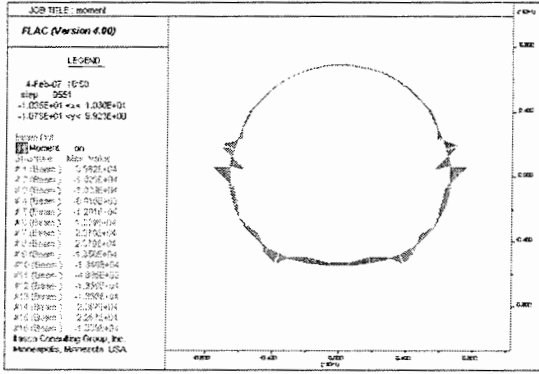
شکل ۳-۵۹- گشتاور خمشی وارده بر پوشش نهایی مقطع ۴۰ متری خشک تحت تأثیر فشار روباره



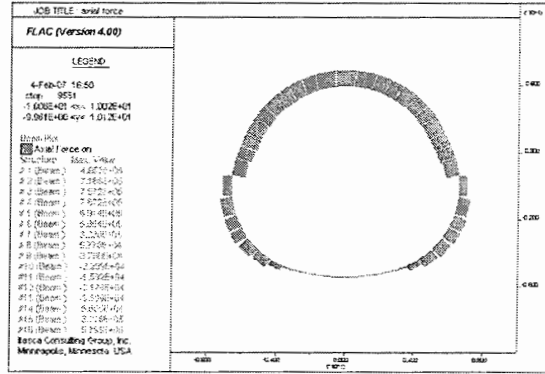
شکل ۳-۵۸- نیروی محوری وارده بر پوشش نهایی مقطع ۴۰ متری خشک تحت تأثیر فشار روباره



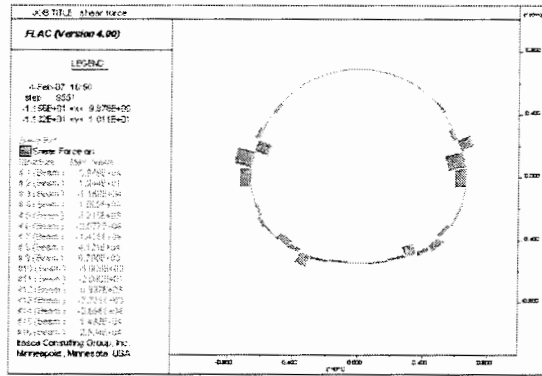
شکل ۳-۶۰- نیروی برشی وارده بر پوشش نهایی مقطع ۴۰ متری خشک تحت تأثیر فشار روباره



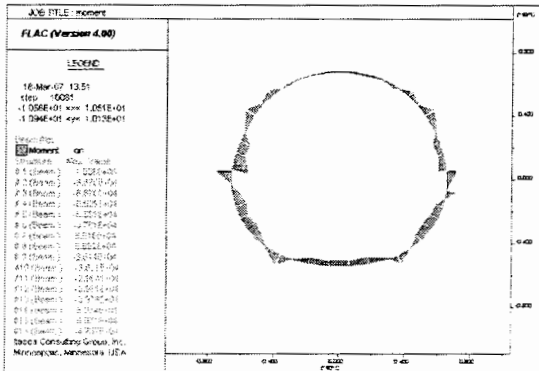
شکل ۳-۶۲- گشتاور خمشی وارده بر پوشش نهایی مقطع ۴۰ متری آبدار تحت تأثیر فشار روباره



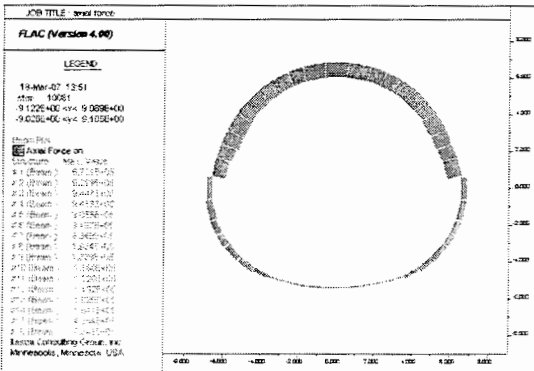
شکل ۳-۶۱- نیروی محوری وارده بر پوشش نهایی مقطع ۴۰ متری آبدار تحت تأثیر فشار روباره



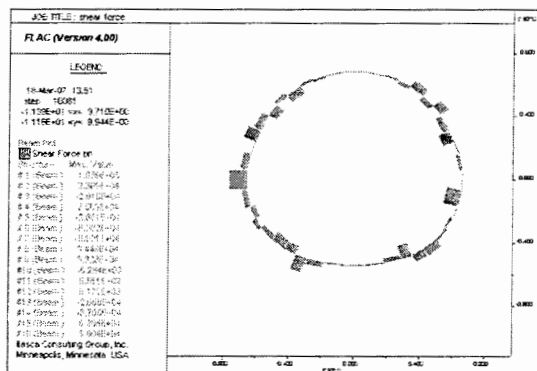
شکل ۳-۶۳- نیروی برشی وارده بر پوشش نهایی مقطع ۴۰ متری آبدار تحت تأثیر فشار روباره



شکل ۳-۶۵- گشتاور خمشی وارده بر پوشش نهایی مقطع ۱۰۰ متری تحت تأثیر فشار روباره



شکل ۳-۶۴- نیروی محوری وارده بر پوشش نهایی مقطع ۱۰۰ متری تحت تأثیر فشار روباره



شکل ۳-۶۶- نیروی برشی وارده بر پوشش نهایی مقطع ۱۰۰ متری تحت تأثیر فشار روباره

فصل چهارم

محاسبه نرخ نفوذ آب به داخل تونل

۱-۴ مقدمه

امروزه تخمین نرخ نفوذ آب به داخل تونل‌ها با توجه به گسترش روزافزون صنعت تونل‌سازی در کشورمان از اهمیت ویژه‌ای برخوردار شده است. بدون شک جریان آب به داخل تونل‌های در حال اجراء، یکی از مسائل مهمی است که ممکن است آثار نامطلوبی بر روند عملیات حفاری تونل داشته، و فعالیت تونل‌سازی را کاملاً تحت تأثیر قرار دهد لذا محاسبه نرخ نفوذ آب از نقطه نظر پیش‌بینی تمهیدات ایمنی در تونل‌سازی از اهمیت به‌سزائی برخوردار می‌باشد. روش‌های مختلفی از قبیل روش‌های عددی (اجزاء محدود، تفاضل‌های محدود و ...) و روش‌های تحلیلی (لی^۱، کاسترول^۲ و ...) برای محاسبه نرخ نفوذ آب به داخل تونل‌ها ارائه شده است که از این میان روش‌های تحلیلی با تکیه بر معادلات حاکم بر جریان آب و با در نظر گرفتن پارامترهایی نظیر نفوذپذیری، ارتفاع سطح ایستابی، شعاع تونل و ... به تخمین میزان نرخ نفوذ آب به داخل تونل‌ها می‌پردازند. فرمول‌های تحلیلی براساس یک‌سری شرایط مرزی و فرضیات خاص ارائه شده‌اند که سبب محدود شدن دامنه کاربرد آن‌ها در حل مسائل بسیار پیچیده هیدروژئولوژی تونل‌ها می‌شود. در مقابل مدل‌های عددی خصوصاً نرم‌افزارهای تجاری که بر مبنای معادله داری و قانون بقای جرم طراحی شده‌اند و قابلیت اعمال شرایط مرزی مختلف و معرفی ویژگی‌های هیدرودینامیکی لایه‌های

1 - Lei
2 - Karlsrud

آب‌دار به‌همراه مختصات هندسی مقطع تونل را دارند و از توانایی خوبی در مش‌بندی مسئله در حال بررسی برخوردار می‌باشند، می‌توانند میزان تراوش آب به داخل تونل‌ها را با دقت مناسب پیش‌بینی نمایند. در بحث پیش‌بینی میزان نرخ نفوذ آب به داخل تونل‌ها با استفاده از فرمول‌های تحلیلی کارهای زیادی گزارش شده است. سیزانو^۳ و همکاران مطالعاتی را درخصوص میزان آب ورودی به داخل تونل در سنگ‌های سخت انجام دادند. آن‌ها در تحقیق‌شان، از روش‌های آماری برای تحلیل پارامترهای مؤثر بر میزان نرخ نفوذ آب به داخل تونل بولمن کشور سوئد استفاده نمودند (Cesano, 2000). مولینرو^۴ و همکارانش با ارائه یک مدل عددی به بررسی مسائل هیدروژئولوژیکی تونل درحال ساخت در سنگ‌های خردشده تحت شرایط ناپایای جریان آب به داخل تونل‌ها پرداختند (Molinero, 2002). در این بخش با استفاده از نرم‌افزار SEEP/W به بررسی و تعیین میزان آب ورودی و تأثیر پیشرفت عملیات حفاری بر روی میزان نرخ نفوذ آب به داخل تونل راه‌آهن کوهین برای مقطعی از تونل با روباره ۴۰ متر و سطح ایستابی ۲۵ متر از خط پروژه پرداخته می‌شود.

۴-۲ معرفی و بررسی اعتبار SEEP/W در پیش‌بینی نرخ نفوذ آب به داخل تونل

نرم‌افزار SEEP/W برای تحلیل جریان آب در محیط‌های متخلخل تهیه شده است. این نرم‌افزار قادر است تا شرایط مختلف جریان از قبیل اشباع یا غیراشباع و محصور یا غیرمحصور بودن سفره با فرض این که ضرائب تراوایی و آب محتوی به‌صورت تابعی از فشار آب منفذی باشند را در حالت دوبعدی با استفاده از روش عددی اجزاء محدود تحلیل نماید. دامنه کاربرد این نرم‌افزار پروژه‌های مختلف ژئوتکنیکی، هیدروژئولوژیکی، زمین‌شناسی و معدن می‌باشد (SEEP/W, 2006, Doulati Ardejani, 2003). معادله

3 - Cesano
4- Molinero

اساسی جریان آب زیرزمینی به صورت دوبعدی و تحت شرایط اشباع و غیراشباع بودن جریان از تلفیق

قانون داریسی و معادله پیوستگی به صورت زیر به دست می آید (Freeze & Cherry, 1979).

$$\frac{\partial}{\partial x} (K_x \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (K_y \frac{\partial h}{\partial y}) = C \frac{\partial}{\partial t} (h) + Q \quad (1-4)$$

در این رابطه:

K_x و K_y : به ترتیب ضرائب نفوذپذیری در جهات x و y

h : هد هیدرولیکی

t : زمان

x و y : مختصات دکارتی

C : شیب منحنی مشخصه رطوبت

Q : یک منبع جریان مانند پمپاژ، تغذیه و...

هد هیدرولیکی توسط رابطه زیر با آب محتوی حجمی (θ) مرتبط می شود:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = C \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2-4)$$

در نرم افزار SEEP/W برای حل معادله جریان در حالت دوبعدی از روش تقریب زنی گالرکین^۵

استفاده شده است. این روش با در نظر گرفتن شرایط مرزی مناسب قادر به ارائه یک راه حل تقریبی

برای معادله (۱-۴) می باشد. معادله (۱-۴) را می توان به صورت زیر نوشت (Pinder, 1972):

$$L(h) = \frac{\partial}{\partial x} (K_x \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (K_y \frac{\partial h}{\partial y}) - C \frac{\partial}{\partial t} (h) - Q = 0 \quad (3-4)$$

در این رابطه L یک تابع عملگر می‌باشد که در سیستم جریان آب زیرزمینی تعریف می‌شود. برای حل رابطه (۳-۴) با استفاده از روش گالرکین به رابطه زیر که حل با سعی و خطا معروف است، نیاز می‌باشد.

$$h \approx h(x, y, t) = \sum_{i=1}^n h_i(t) N_i(x, y) \quad (4-4)$$

در این رابطه:

$h_i(t)$: هد هیدرولیکی در گره i

N : تعداد کل گره‌ها

$N_i(x, y)$: توابع شکل^۷

با ترکیب روابط (۳-۴) و (۴-۴) رابطه زیر به دست می‌آید (Pinder, 1972):

$$L[h(x, y, t)] = R \quad (5-4)$$

در این رابطه:

R : مقدار باقی مانده یا مقدار خطا می‌باشد.

اگر مقدار R برای تمامی گره‌ها صفر شود جواب دقیق حاصل می‌شود، یعنی

$$\int_D R W_i dD = 0 \quad i=1,2,\dots,n \quad (6-4)$$

در این رابطه:

W_i : توابع وزنی روی دامنه D که در روش گالرکین توابع وزنی با توابع شکل برابر می‌شوند. در تکنیک

گالرکین $L(h)$ به تمامی توابع شکل ارتوگونال می‌باشد. یعنی:

$$\iint L[h(x, y, t)] N_i(x, y) dx dy = 0 \quad i=1,2,3,\dots,n \quad (7-4)$$

6- Trial Solution
7- Shape function

توابع شکل N_i طوری انتخاب می‌شوند تا مقدار واحد در گره i و مقدار صفر برای سایر گره‌ها داشته باشند در این صورت $h_i(t)$ برابر h در n گره از دامنه D می‌باشد.

با جایگزین نمودن رابطه (۴-۴) در رابطه (۷-۴)، n معادله به صورت زیر (به شکل ماتریسی) به دست می‌آید.

$$[G]\{h\} + [H]\left\{\frac{dh}{dt}\right\} + \{F\} = 0 \quad (۸-۴)$$

در آن $[G]$ و $[H]$ ماتریس‌های n در n بوده که n معرف تعداد گره‌ها می‌باشد. این ماتریس‌ها به صورت زیر می‌باشند (Pinder, 1972).

$$G_{ij} = \iint_D \left[K_x \frac{dN_i}{dx} \frac{dN_j}{dx} + K_y \frac{dN_i}{dy} \frac{dN_j}{dy} \right] dx dy \quad (۹-۴)$$

$$H_{ij} = \iint_D C N_i N_j dx dy \quad (۱۰-۴)$$

$\{F\}$ بردار جریان بوده و به صورت زیر بیان می‌شود (Pinder, 1972):

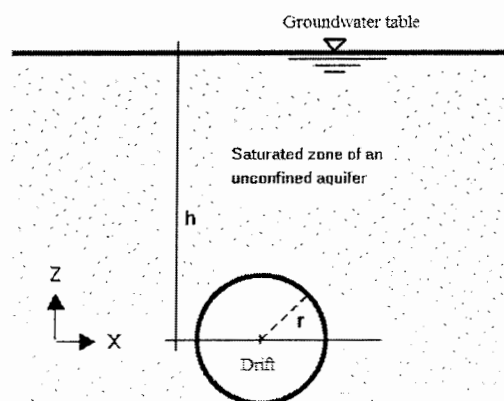
$$C_i = - \iint_D Q N_i dx dy - \int_{\beta} N_i \sum_{j=1}^n \left[K_x \frac{dN_j}{dx} l_x + K_y \frac{dN_j}{dy} l_y \right] h_j d\beta \quad (۱۱-۴)$$

در این بخش به منظور بررسی اعتبار نرم‌افزار SEEP/W، مقایسه‌ای بین روش‌های تحلیلی ارائه شده در این زمینه با نتایج مدل سازی عددی نرم‌افزار SEEP/W انجام می‌شود.

۴-۲-۱ پیش بینی نرخ نفوذ آب به داخل تونل‌های دایره‌ای به کمک روش‌های تحلیلی

روش‌های تحلیلی با تکیه بر معادلات حاکم بر جریان آب و با در نظر گرفتن پارامترهایی نظیر نفوذپذیری، ارتفاع سطح ایستابی، شعاع تونل و ... به تخمین میزان نرخ نفوذ آب به داخل تونل می‌پردازند. برخی از معادلات حاکم بر جریان آب در جدول ۴-۱ نشان داده شده است. این معادلات به منظور بررسی صحت و

سقم مدل اجزاء محدود (SEEP/W) به کار برده می‌شوند. شکل ۱-۴ تونل دایره‌ای شکل به شعاع r درون یک سفره نامحدود با سطح ایستابی به ارتفاع h را نشان می‌دهد.



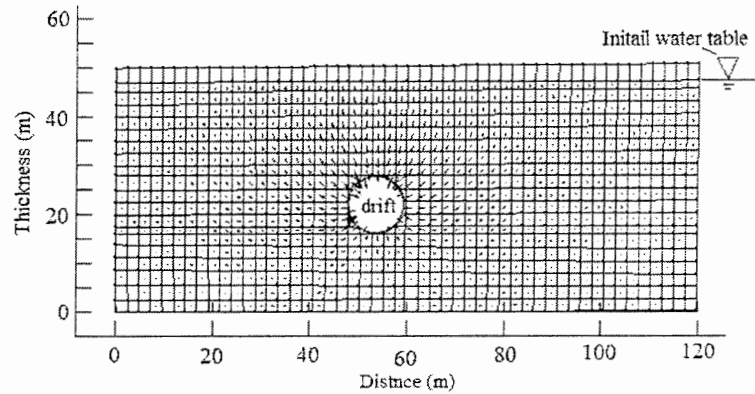
شکل ۱-۴- تونل دایره‌ای درون سفره‌ی نامحدود با سطح ایستابی افقی

جدول ۱-۴- معادلات تحلیلی حاکم بر جریان آب به داخل تونل‌ها

ردیف	معادلات تحلیلی	مرجع
۱	$Q = 2\pi K \frac{h}{\ln\left(\frac{2h}{r}\right)}$	Muskat (1937)
۲	$Q = 2\pi K \frac{h}{\ln\left(\frac{2h}{r} - 1\right)}$	Karlsruud (2001)
۳	$Q = 2\pi K \frac{h}{\ln\left(\frac{h}{r} + \sqrt{\frac{h^2}{r^2} - 1}\right)}$	Lei (1999)
۴	$Q = 2\pi k \frac{\lambda^2 - 1}{\lambda^2 + 1} \times \frac{h}{\ln \lambda} \quad \& \quad \lambda = \frac{h}{r} - \sqrt{\frac{h^2}{r^2} - 1}$	El Tani (1999)

۲-۲-۴ مدل‌سازی به کمک نرم‌افزار SEEP/W

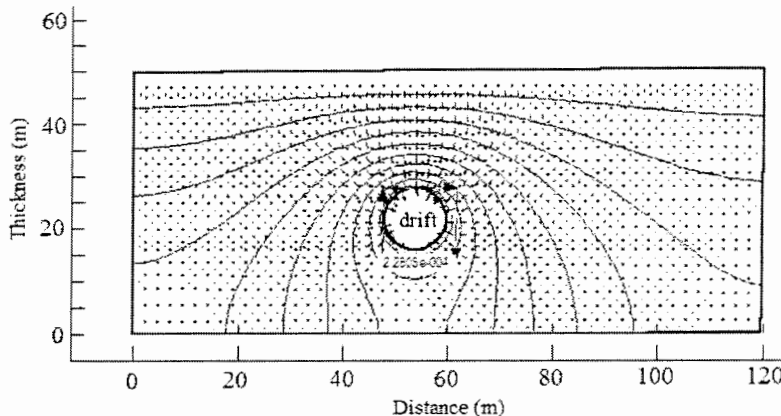
در این بخش به کمک نرم‌افزار SEEP/W به بررسی و پیش‌بینی نرخ نفوذ آب به داخل تونل‌های دایره‌ای پرداخته می‌شود. شکل ۲-۴ مدل اجزاء محدود تونل دایره‌ای شکل به شعاع $r = 6$ m درون یک سفره نامحدود با سطح ایستابی به ارتفاع $h = 25$ m از مرکز تونل را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۴- مدل اجزاء محدود برای تونل دایره‌ای به همراه سطح ایستابی و بردارهای سرعت جریان آب

این مدل متشکل از ۱۰۶۵ گره، ۹۹۴ المان به همراه ۲۰ لایه (هر کدام به ضخامت ۲/۳ متر) می‌باشد. میانگین نفوذپذیری و تخلخل سفره نامحدود به ترتیب $3/06 \times 10^{-6}$ متر برثانیه و $0/3$ در مدل به کار برده شده است. شکل ۳-۴ نتایج تحلیل جریان آب توسط مدل را بعد از ۵۰ بار تکرار نشان می‌دهد. در این شکل میزان آب ورودی به ازاء واحد طول تونل به همراه بردارهای سرعت جریان و خطوط هم‌پتانسیل نشان داده شده است. با توجه به بررسی‌های انجام شده میزان نرخ نفوذ آب به داخل تونل مورد نظر در شرایط پایا برابر با $2/28 \times 10^{-4}$ متر بر مجذور ثانیه به ازاء واحد طول تونل برآورد شده است. مقایسه نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی در پیش‌بینی میزان آب ورودی به داخل تونل مورد نظر با نتایج فرمول‌های تحلیلی، در جدول ۲-۴ و شکل ۴-۴ نشان داده شده است. نتایج حاصل از این بررسی‌ها نشان داد که دو

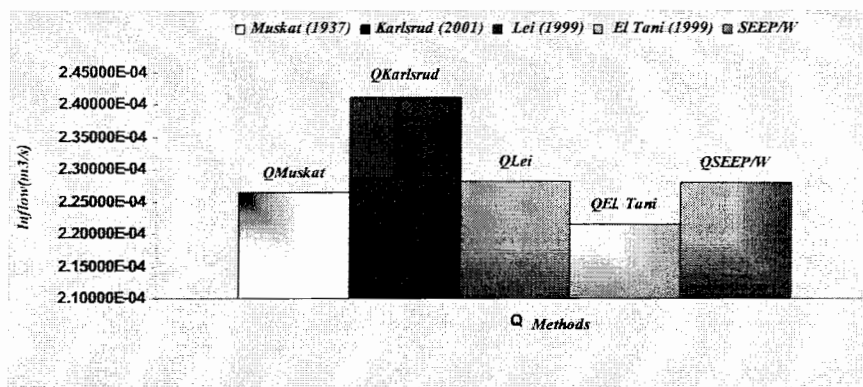
روش مذکور از توافق خوبی در محاسبه میزان نرخ نفوذ آب به داخل تونل برخوردار می‌باشند.



شکل ۳-۴- میزان آب ورودی به ازاء واحد طول تونل به همراه بردارهای سرعت جریان و خطوط هم پتانسیل

جدول ۴-۲- مقایسه نتایج مدل SEEP/W با روش‌های تحلیلی

روش‌های تحلیلی و عددی	$Q (m^2/s)$	درصد اختلاف
SEEP/W	$2/28 \times 10^{-4}$	-----
روش تحلیلی اول	$2/27 \times 10^{-4}$	۰/۴۴
روش تحلیلی دوم	$2/41 \times 10^{-4}$	۵/۷
روش تحلیلی سوم	$2/28 \times 10^{-4}$	۰
روش تحلیلی چهارم	$2/22 \times 10^{-4}$	۲/۶

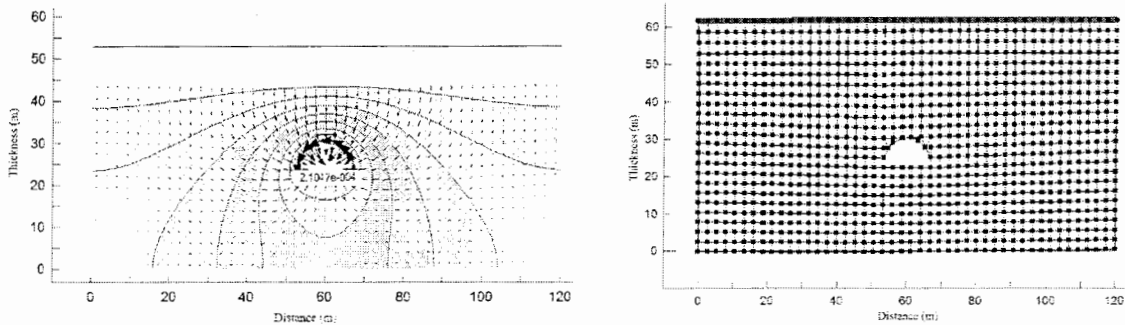


شکل ۴-۴- نمودار مقایسه نتایج مدل SEEP/W با روش‌های تحلیلی

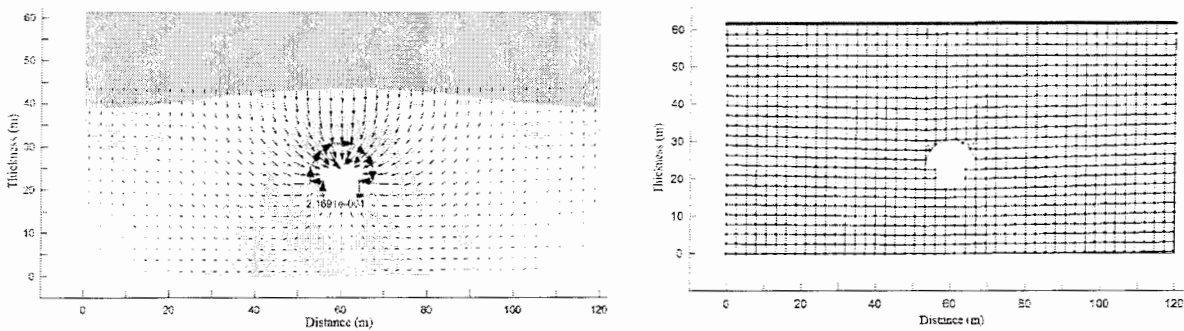
۴-۳ محاسبه نرخ نفوذ آب در مراحل مختلف حفاری تونل راه آهن کوهین

در این بخش توسط نرم‌افزار SEEP/W نرخ نفوذ آب به داخل تونل راه آهن کوهین برای مقطعی از تونل با روباره ۴۰ متر و سطح ایستابی ۲۵ متر از خط پروژه مدل سازی می‌شود. شکل‌های ۴-۵ تا ۴-۷ مدل‌های اجزاء محدود ساخته شده توسط نرم‌افزار SEEP/W به همراه بردارهای سرعت جریان و خطوط هم‌پتانسیل را برای بخش‌های مختلف حفاری نشان می‌دهد. مدل ساخته شده برای بخش نخست حفاری متشکل از ۱۱۰۰ گره و ۱۰۳۰ المان، بخش دوم حفاری متشکل از ۱۰۹۶ گره و ۱۰۲۴ المان و برای آخرین بخش حفاری مدل ساخته شده متشکل از ۱۰۹۱ گره و ۱۰۲۳ المان می‌باشد. میانگین نفوذپذیری و تخلخل سفره نامحدود به ترتیب $3/06 \times 10^{-6}$ متر بر ثانیه و $0/3$ در مدل به کار برده شده است. میزان نرخ نفوذ آب

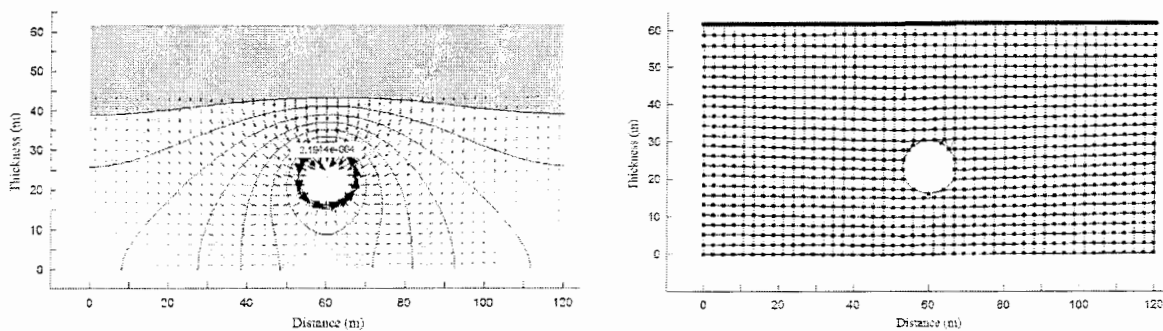
به داخل تونل راه آهن کوهین در مراحل مختلف حفاری برای مقطع ۴۰ متری در جدول ۳-۴ درج شده است.



شکل ۴-۵- میزان آب ورودی به ازاء واحد طول تونل به همراه بردارهای سرعت جریان و خطوط هم پتانسیل برای بخش نخست حفاری



شکل ۴-۶- میزان آب ورودی به ازاء واحد طول تونل به همراه بردارهای سرعت جریان و خطوط هم پتانسیل برای بخش دوم حفاری



شکل ۴-۷- میزان آب ورودی به ازاء واحد طول تونل به همراه بردارهای سرعت جریان و خطوط هم پتانسیل بعد از اتمام حفاری

جدول ۳-۴- پیش بینی مدل SEEP/W برای میزان نرخ نفوذ آب به داخل تونل راه آهن کوهین (به ازای واحد طول) در مراحل مختلف حفاری برای مقطع ۴۰ متری

مراحل مختلف حفاری	نرخ نفوذ آب (m ² /s)
حفر طاق تونل	$2/105 \times 10^{-4}$
حفر پاتاق میانی	$2/17 \times 10^{-4}$
حفر پاتاق کناری	$2/194 \times 10^{-4}$

فصل پنجم

محاسبه فشار هیدرواستاتیکی وارده بر پوشش نهایی تونل راه آهن کوهین

۵-۱ مقدمه

حفر تونل‌ها در زمین‌های آبدار مشکلات عدیده‌ای را به دنبال خواهد داشت از جمله این مشکلات، می‌توان به کاهش ضریب پایداری ساختاری توده سنگ، فرسایش و یا تخریب سیستم‌های نگه‌دارنده بتنی، افت سطح پی‌زومتری در لایه‌های خاکی رویی (که باعث نشست تحکیمی می‌شود)، ایجاد فشار آب اضافه بر روی پوشش نهایی و ... اشاره کرد. از جمله مسائل مهم در طراحی نگهداری این قبیل تونل‌ها، محاسبه فشار آب اعمال شده به پوشش نهایی می‌باشد. به طوری که پس از حفر تونل تا قبل از نصب پوشش نهایی، سطح آب زیرزمینی به علت نشست از دیواره‌ها تا ابتدای قوس فوقانی تونل افت کرده اما در ادامه بعد از نصب پوشش نهایی، به علت آب‌بند بودن پوشش، مجدداً سطح آب با گذشت زمان تا مقدار اولیه بالا می‌رود و در پشت پوشش جمع می‌شود، این امر باعث اعمال فشار قابل توجه به پوشش نهایی خواهد شد. از جمله روش‌های موجود برای محاسبه فشار آب وارده به پوشش نهایی در تونل‌ها می‌توان به روش‌های تحلیلی و نیمه تحلیلی اشاره کرد. در این بخش با کمک مدل‌سازی مقطع پوشش نهایی و محیط اطراف تونل در نرم‌افزار SAP2000، فشار آب وارده در پشت پوشش نهایی تونل راه آهن کوهین مدل‌سازی شده و در ادامه نیروها و گشتاورهای ایجاد شده در پوشش نهایی تحت فشار آب و وزن پوشش محاسبه می‌شود.

۵-۲- محاسبه فشار آب در پشت پوشش نهایی تونل‌ها

چنانچه به منظور نگهداری تونل‌ها از پوشش‌های بتنی استفاده شود به علت نفوذپذیر بودن پوشش، آب از میان منافذ و ترک‌های موجود در پوشش عبور کرده و جریان آب زیرزمینی برقرار خواهد شد. در چنین شرایطی تمام ستون آب زیرزمینی به‌عنوان بار خارجی مطرح نخواهد شد لذا به منظور طراحی پوشش نهایی تونل‌ها که زیر سطح آب زیرزمینی واقع شده‌اند، نباید تمام ستون آب واقع در روی پوشش را به‌عنوان بار خارجی وارده بر سیستم در نظر گرفت. اما اگر از پوشش‌های کاملاً آب‌بند و نفوذناپذیر در طراحی استفاده شود، تمام ستون آب به‌عنوان بار اعمال شده به پوشش از جانب سطح آب زیرزمینی در نظر گرفته می‌شود (با کمی اغراق می‌توان تمام ستون آب را به‌عنوان بار خارجی وارده به سیستم در نظر گرفت).

۵-۳- محاسبه فشار آب وارده بر پوشش نهایی تونل راه آهن کوهین

فشار هیدرواستاتیکی ناشی از حضور آب را می‌توان در دو بخش به پوشش تونل اعمال کرد ابتدا فشار یکنواخت پیرامون تونل که برابر با فشاری است که بر تاج طاق وارد می‌شود که این فشار، تنها فشار عمودی است که بر تونل اعمال می‌شود. در ادامه فشار مثلثی متناسب با عمق نقطه مورد نظر نسبت به طاق که بر تونل اعمال می‌شود.

مدل‌سازی فشار هیدرواستاتیکی ناشی از حضور آب و محیط اطراف تونل با استفاده از روابط تحلیلی و با کمک نرم‌افزار SAP2000 انجام شده است به‌منظور در نظر گرفتن واکنش‌های مقاوم زمین در محل‌هایی که تغییر شکل پوشش به طرف داخل توده خاک صورت می‌گیرد، لازم است که مقدار مدول واکنش زمین تعیین شود. با فرض دایروی بودن تونل در محاسبات کشسان مقدار مدول واکنش زمین از رابطه ۵-۱ قابل محاسبه می‌باشد.

$$k = \frac{E}{(1+\nu) \times R} \quad (1-5)$$

که در این رابطه R شعاع تونل E و ν به ترتیب مدول الاستیسیته و ضریب پواسون محیط دربرگیرنده تونل می باشند. لازم به ذکر است که این رابطه زمانی کاربرد دارد که زمین به حالت مقاوم درآمده باشد. با قرار دادن مقادیر مدول الاستیسیته، ضریب پواسون و شعاع تونل مطابق با مشخصات ژئوتکنیکی ساختگاه تونل مقدار k به صورت زیر محاسبه می شود:

$$k = \frac{E}{(1+\nu) \times R} = \frac{3 \times 10^8 \text{ pa}}{(1+0.4) \times (6m)} = 3571 \text{ ton/m}^3$$

در مدل سازی، محیط اطراف تونل به صورت فنرهایی با فاصله 0.3 متر و در طول 1 متر از طول تونل با سختی K_S انتخاب شده است. مقدار سختی فنرها را می توان به صورت زیر محاسبه کرد:

$$K_S = 1m \times 0.3m \times 3571 \text{ ton/m}^3 = 1071.3 \text{ ton/m}$$

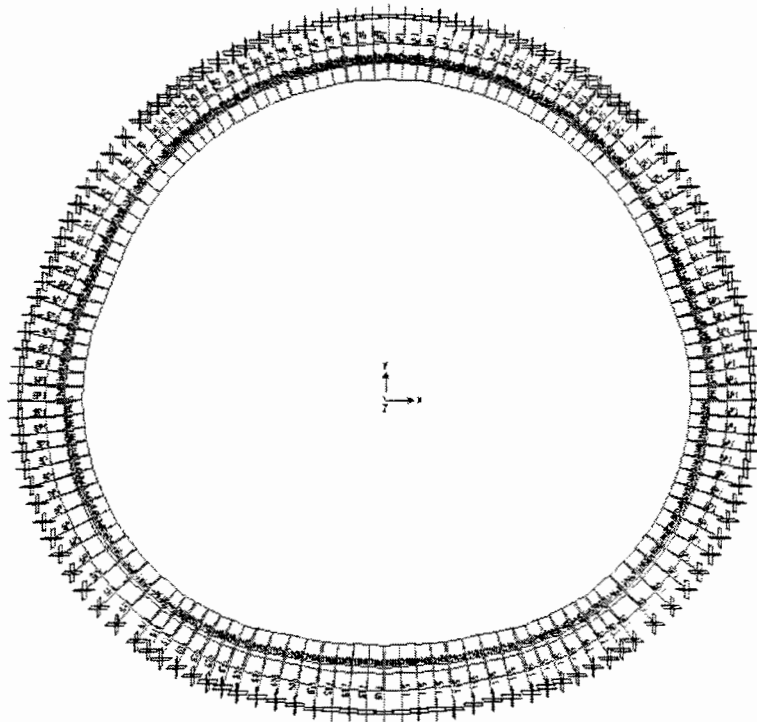
با معادل سازی سختی فنرها با میله های فولادی به طول یک متر، سطح مقطع میله ها از رابطه $5-2$ قابل محاسبه می باشد (بهینیا، ۱۳۷۳):

$$K_S = \frac{EA}{L} \quad (2-5)$$

در این رابطه A و L به ترتیب سطح مقطع و طول میله فولادی و K_S سختی فنرها می باشند. با قرار دادن مقادیر سختی فنر، طول میله فولادی و مدول الاستیسیته فولاد در رابطه بالا، سطح مقطع میله های فولادی به صورت زیر محاسبه می شوند:

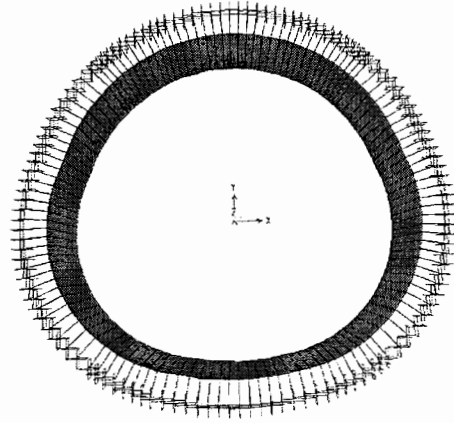
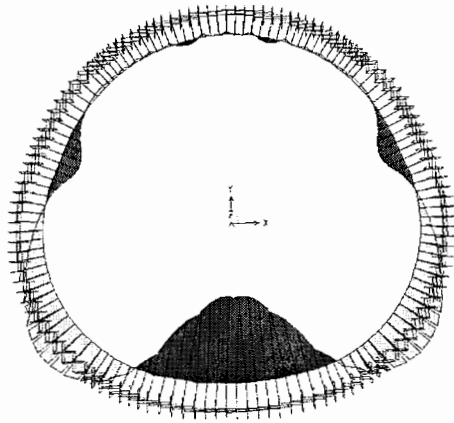
$$K_S = \frac{EA}{L} \Rightarrow 1071.3 \text{ ton/m} = \frac{(2.04 \times 10^7 \text{ ton/m}^2) \times A}{1m} \Rightarrow A = 0.525 \text{ cm}^2$$

بدین ترتیب در مدل سازی از میله های فولادی به طول ۱ متر و سطح مقطع $0/525$ سانتی متر مربع در اطراف تونل استفاده شده است. لازم به ذکر است که واکنش زمین هنگامی بسیج می شود که پوشش تغییر شکل یافته، زمین را به حالت مقاوم در می آورد. به عبارت دیگر سختی فنرها در جهت انبساط آنها صفر است. لذا در قسمتهایی از اطراف تونل و به خصوص در کف تونل که نیروی فنرها کششی می شود با قرار دادن مساحت آنها به مقدار صفر می توان آنها را حذف کرده و تغییر شکل پوشش و نیروهای داخلی ناشی از فشار آب را محاسبه کرد. شکل ۱-۵ مدل ساخته شده در نرم افزار SAP2000 را نشان می دهد.

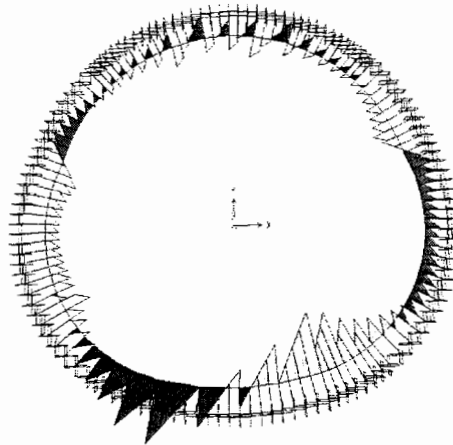


شکل ۱-۵- مدل ساخته شده در نرم افزار SAP2000

با اعمال نیروهای فشاری آب در دو حالت یکنواخت و مثلثی در نرم افزار SAP2000، نیروها و گشتاورهای ایجاد شده در نقاط مختلف پوشش تونل برای دو مقطع ۴۰ و ۱۰۰ متری با در نظر گرفتن وزن پوشش، محاسبه و نتایج در جدول های ۱-۵ و ۲-۵ و شکل های ۲-۵ تا ۷-۵ آورده شده است.



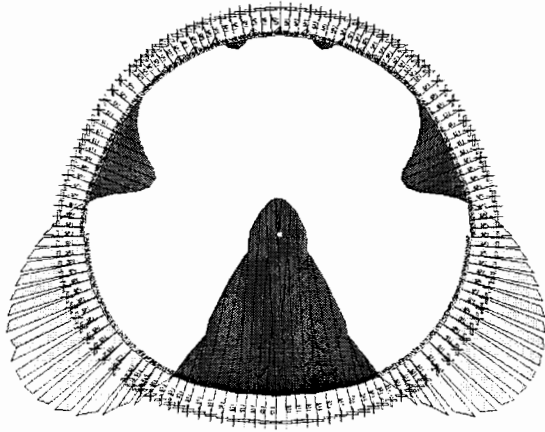
شکل ۵-۲- نیروهای محوری ایجاد شده از طرف فشار آب و شکل ۵-۳- گشتاور خمشی ایجاد شده از طرف فشار آب و وزن پوشش برای مقطع ۴۰ متری



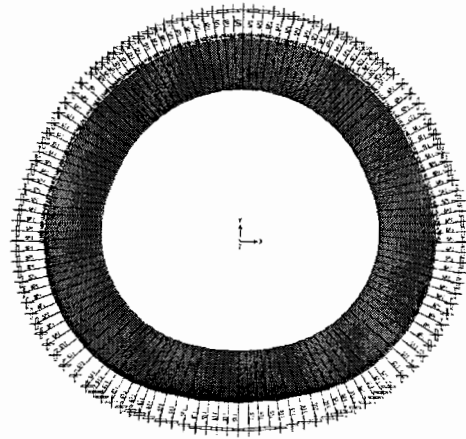
شکل ۵-۴- نیروهای برشی ایجاد شده از طرف فشار آب و وزن پوشش برای مقطع ۴۰ متری

جدول ۵-۱- نیروها و گشتاور خمشی وارده بر نقاط مختلف پوشش ناشی از فشار آب و وزن پوشش برای مقطع ۴۰ متری

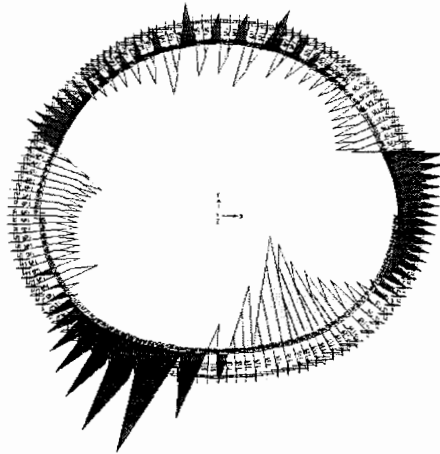
V_{max} (ton)	M_{max} (ton-m)	T_{max} (ton)	نقاط مختلف پوشش
۱۱/۰۶	۲/۱۶	۱۷۶/۵	بالای قوس فوقانی
۱/۸۷	۱/۱۸	۱۷۹/۲	۱/۴ قوس فوقانی
۹/۷۷	۶/۱۹	۱۸۴/۸	ابتدای قوس فوقانی
۴/۶۴	۳۰/۸۴	۱۹۳/۸	۱/۴ قوس تحتانی
۱۱/۸۹	۵۶/۱	۱۸۳/۳	وسط قوس تحتانی



شکل ۵-۶- گشتاور خمشی ایجاد شده از طرف فشار آب و وزن پوشش برای مقطع ۱۰۰ متری



شکل ۵-۵- نیروهای محوری ایجاد شده از طرف فشار آب و وزن پوشش برای مقطع ۱۰۰ متری



شکل ۵-۷- نیروهای برشی ایجاد شده از طرف فشار آب و وزن پوشش برای مقطع ۱۰۰ متری

جدول ۵-۲- نیروها و گشتاور خمشی وارده بر نقاط مختلف پوشش ناشی از فشار آب و وزن پوشش برای مقطع ۱۰۰ متری

V_{max} (ton)	M_{max} (ton-m)	T_{max} (ton)	نقاط مختلف پوشش
۲۴/۵۶	۵/۸۸	۳۶۶/۸	بالای قوس فوقانی
۰/۸۸	۴/۰۲	۳۶۹/۴	۱/۴ قوس فوقانی
۲۸/۵۵	۲۸/۲	۳۷۹/۸	ابتدای قوس فوقانی
۰/۵۳	۶۷/۰۹	۳۹۳/۷	۱/۴ قوس تحتانی
۲۳/۷۸	۱۳۱/۶۵	۳۶۶/۶	وسط قوس تحتانی

فصل ششم

تحلیل دینامیکی تونل راه آهن کوهین با استفاده از روش‌های تحلیلی و نیمه تحلیلی

۶-۱ مقدمه

بر مبنای اطلاعات ثبت شده، سازه‌های زیرزمینی نسبت به سازه‌های سطحی از آسیب‌پذیری بسیار کمتری در برابر زلزله برخوردار بوده و حتی بسیاری از تونل‌ها و فضاهای زیرزمینی که طراحی دینامیکی نداشته‌اند، در برابر زلزله‌های بزرگ مقاومت کرده‌اند. به‌عنوان مثال تونل زیرزمینی *Mexicocity* در زلزله سال ۱۹۸۵ مقاومت قابل توجهی نشان داد (فهیمی فر، ۱۳۸۲). همچنین متروی *Los Angeles* در زلزله *Northridge* سال ۱۹۹۴ با وجود خرابی‌های بسیار در سازه‌های سطحی، هیچ‌گونه خسارتی ندید. علی‌رغم این شواهد، گزارش‌های دیگری وجود دارند که مبین درجات مختلفی از خسارت در تونل‌ها و فضاهای زیرزمینی بوده است. در این میان می‌توان به خسارات قابل توجه وارد شده به سازه‌های زیرزمینی طی زلزله‌های اخیر *Kobe* ژاپن در سال ۱۹۹۵ و *Chi-Chi* تایوان در سال ۱۹۹۹ اشاره کرد. شاید بتوان گفت که تخریب ایستگاه *Daikai* راه آهن شهری *Kobe* در ۱۷ ژانویه ۱۹۹۵، تنها خرابی کامل از یک سازه زیرزمینی است که تاکنون گزارش شده است. در این زلزله ۳۰ ستون از ۳۵ ستون مرکزی ایستگاه ظرفیت تحمل بار خود را از دست داد و سقف آن فرو ریخت (Hashash et al, 2001). همچنین زلزله *Chi-Chi* تایوان در ۲۱ سپتامبر ۱۹۹۹ خسارات فراوانی را به تونل‌های سنگی 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). بنابراین می‌توان گفت که تونل‌ها به طور مطلق در برابر زلزله مصون نیستند. در این میان گروهی از سازه‌ها همچون تونل‌های راه و راه‌آهن، ایستگاه‌های مترو، نیروگاه‌های برق‌آبی زیرزمینی و ... که شریان‌های حیاتی جامعه محسوب می‌شوند از اهمیت ویژه‌ای برخوردار بوده و تحلیل پایداری و مقاوم‌سازی آن‌ها در مناطق لرزه‌خیز امری ضروری است.

۶-۲ عمل‌کرد سازه‌های زیرزمینی در برابر زلزله

۶-۲-۱ مطالعات Dowding & Rozen

مطالعات مختلفی در زمینه خسارات وارده بر فضاهای زیرزمینی در اثر زلزله انجام شده و اطلاعات آن جمع‌آوری شده است. روزن^۱ و داودینگ^۲ مطالعات گسترده‌ای بر روی ۷۱ مورد خسارت ثبت شده در تونل‌ها طی سیزده زلزله مختلف که بین سال‌های ۱۸۰۰ تا ۱۹۶۰ روی داده است، انجام دادند. این زلزله‌ها که ۶ مورد از آن‌ها در کالیفرنیا، ۶ مورد در ژاپن و ۱ مورد در آلاسکا روی داده است، دارای بزرگای محلی ۵/۸ تا ۸/۲ و عمق کانونی ۱۳ تا ۴۰ کیلومتر هستند. این محققین ارتباط خسارت گزارش شده در تونل‌ها را با پارامترهای حرکات نیرومند زمین (بیشینه شتاب و سرعت) مطالعه کرده که نتایج آن در شکل‌های ۶-۱ و ۶-۲ مشاهده می‌شود. در این شکل‌ها سه منطقه پاسخ متمایز شده است (نیکخواه و گشتاسبی، ۱۳۸۱):

1- Rozen

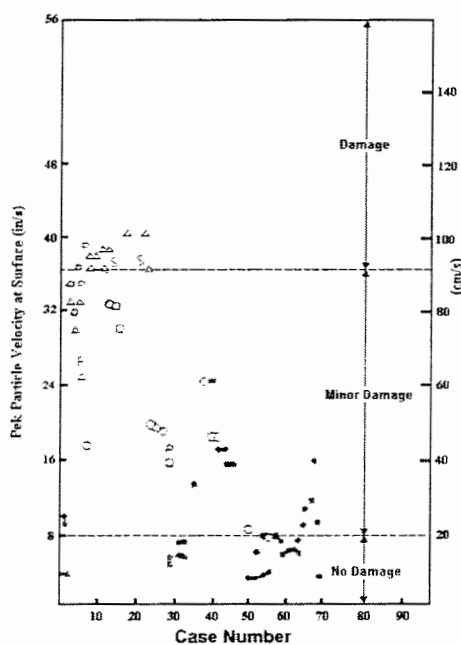
2- Dowding

• منطقه بدون خسارت (تا شتاب $g/19$): که در اثر این حرکات ترک‌های جدید ایجاد نشده و ریزش نیز اتفاق نمی‌افتد.

• منطقه با خسارت اندک (شتاب $g/19$ تا $g/52$): شامل شکل‌گیری ترک‌های جدید و ریزش‌های کوچک است.

• منطقه خسارت (شتاب بیش از $g/52$): که شامل شکل‌گیری ترک‌های شدید و ریزش سنگ‌های اصلی است. این وضعیت بیشتر در دهانه ورودی دیده می‌شود.

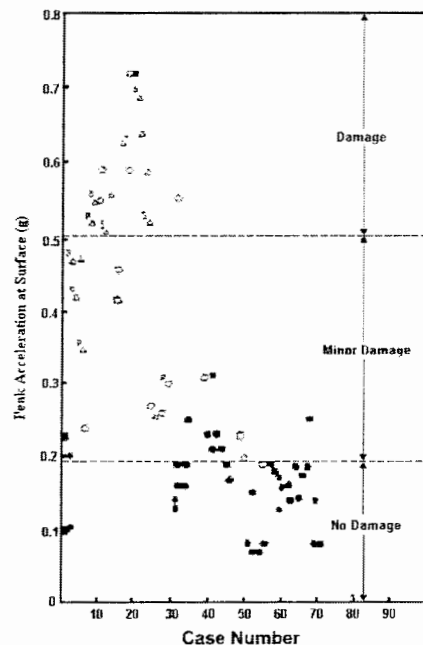
همان‌طور که در شکل‌های ۱-۶ و ۲-۶ دیده می‌شود، در آستانه خسارت (منطقه خسارت اندک) شتاب بیشینه حرکات زمین $g/19$ و بیشینه سرعت حرکات 20 cm/s است.



LEGEND

- No damage
- Minor damage, due to shaking
- △ Damage from shaking
- P₂ Near portal
- S₂ Shallow cover

شکل ۲-۶- ارتباط بیشینه سرعت ذره زمین با خسارات مشاهده شده در تونل‌ها



LEGEND

- No damage
- Minor damage, due to shaking
- △ Damage from shaking
- P₂ Near portal
- S₂ Shallow cover

شکل ۱-۶- ارتباط بیشینه شتاب زمین با خسارات مشاهده شده در تونل‌ها

۶-۲-۲ مطالعات Sharma & Judd

همچنین شارما^۱ و جود^۲ در سال ۱۹۹۱ از دیگر محققینی بودند که ۱۹۲ مورد گزارش رفتار سازه‌های زیرزمینی در برابر ۸۵ زلزله به وقوع پیوسته در سراسر جهان را بررسی کردند. نتیجه مطالعات آن‌ها نشان داد که پارامترهای زیر در پایداری فضاهای زیرزمینی مؤثر هستند:

- عمق روباره
- نوع سیستم نگهداری
- نوع سنگ در برگیرنده
- بزرگی و فاصله کانونی زلزله از تونل

از میان پارامترهای فوق عمق روباره از اهمیت بیش‌تری برخوردار است، به‌طوری که عموماً با افزایش عمق، از تعداد و میزان خسارات کاسته می‌شود. ۳۵ درصد از فضاهای زیرزمینی صدمه دیده، تونل‌های سطحی هستند که در عمق کم‌تر از ۵۰ متر قرار دارند. غالباً در عمق بیش‌تر از ۵۰ متر خسارت کم بوده و در عمق بیش از ۳۰۰ متر نیز نباید انتظار صدمه زیاد را داشت (شریفی بروجردی، ۱۳۸۳).

۶-۲-۳ جمع‌بندی نظرات محققین

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.

1- Sharma

2- Judd

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 بیش‌تری 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 این‌که فرکانس‌های بالا به‌سرعت 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 به وسیله گسلی که در طی زلزله تغییر مکان می‌دهد، قطع شود.

دو دلیل برای پایداری نسبی فضاهای زیرزمینی در برابر زلزله بیان شده است (فهیمی فر، ۱۳۸۲):

- پایداری نسبی فضاهای زیرزمینی با اثرات میرایی زمین در ارتباط می‌باشد و در مقابل تقویت حرکات زلزله در سطح باعث ایجاد خسارات سنگین در سازه‌های سطحی می‌شود.
- اندازه تنش ایجاد شده توسط زلزله تابع سرعت ذره است. از آنجاکه سرعت ذره در سنگ 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 سنگین خواهند شد.

۳-۶ عوامل ایجاد خسارت در تونل‌ها

عوامل ایجاد خسارت در تونل‌ها را در دو گروه تقسیم‌بندی می‌کنند (Hashash *et al.*, 2001):

- گسیختگی و شکست زمین^۱
- لرزش زمین^۲

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

1-Ground failure

2-Ground shaking

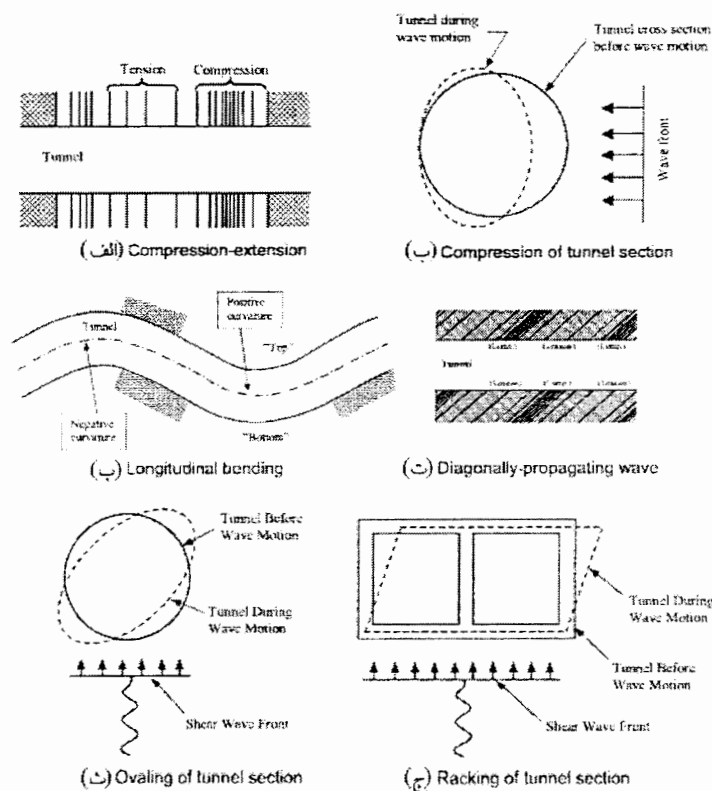
در برگیرنده بستگی دارد. روان‌گرایی و پایداری شیب از دیگر موارد شکست زمین می‌باشند که عمدتاً در دهانه ورودی تونل‌ها و حفاریات کم‌عمق رایج هستند. پتانسیل خسارت ناشی از شکست زمین را می‌توان از طریق اکتشافات زمین‌شناسی و بررسی‌های ژئوتکنیکی برآورد کرد. حتی با دقت در مکان‌یابی سازه این مشکل را می‌توان برطرف کرد. لرزش زمین به مرتعش شدن زمین در اثر عبور امواج زلزله اطلاق می‌شود. این پدیده در تونل‌های پوشش دار 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 مهمترین آن‌ها هستند. شایان ذکر است که خسارات حاصل از لرزش زمین با منبع قبلی خسارت تفاوت دارد، چراکه شکست زمین به اطلاعات ناکافی زمین‌شناسی و ژئومکانیکی مربوط شده و در طول محدودی از تونل اثر می‌گذارد (فهمیمی فر، ۱۳۸۲). با توجه 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 ۶-۳ مشاهده می‌شود، شکل می‌گیرد (Hashash *et al.*, 2001):

- تغییر شکل‌های محوری^۱
- تغییر شکل‌های خمشی^۲
- تغییر شکل‌های حلقوی^۳

1-Axial deformation
2-Bending deformation
3-Ovaling/Racking

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 کشش-فشارش در راستای تونل مشاهده می‌شود (شکل ۶-۳ الف و ب). تغییر شکل‌های خمشی در نتیجه مؤلفه‌هایی از امواج لرزه هستند که لرزش‌هایی عمود بر راستای تونل ایجاد می‌کنند (شکل ۶-۳ پ و ت). 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 به‌طور عمودی یا تقریباً عمودی به محور تونل برخورد کنند. این امواج منجر به خارج شدن مقطع از شکل طبیعی خود می‌شوند (شکل ۶-۳ ث و ج). ملاحظات طراحی در این حالت در راستای متقاطع با محور تونل انجام می‌شود.



شکل ۶-۳- مودهای اولیه تغییر شکل تونل‌ها در اثر عبور امواج لرزه (Hashash et al., 2001)

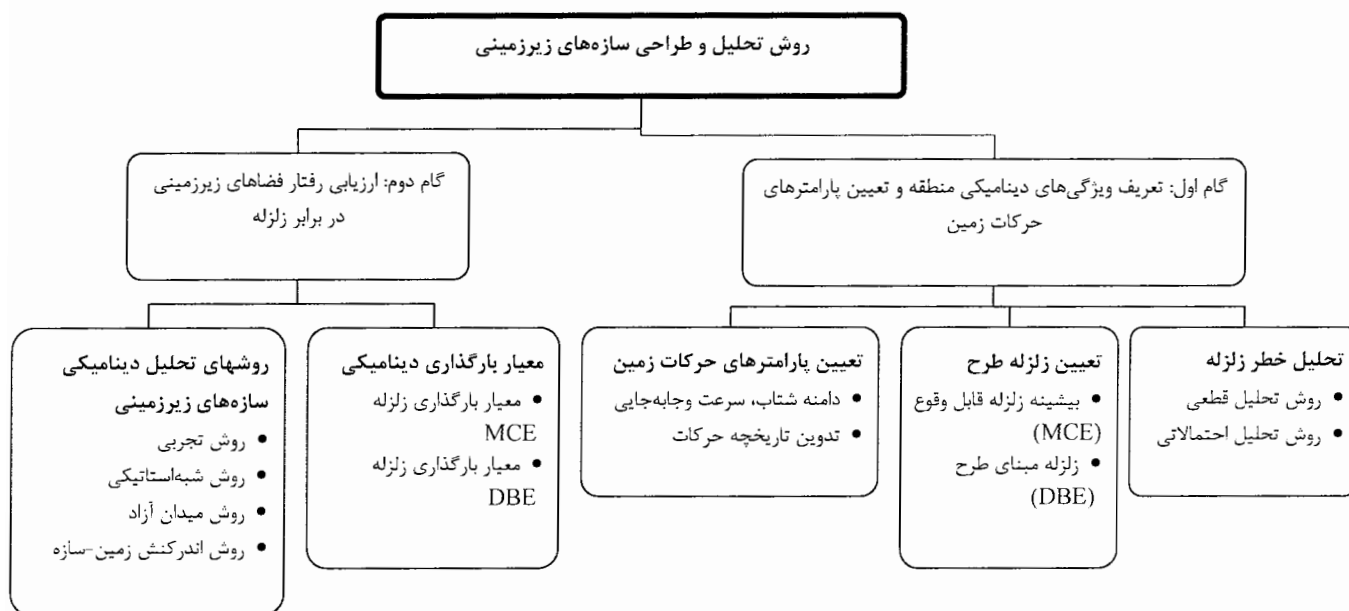
۴-۶ روش طراحی دینامیکی سازه‌های زیرزمینی

ارزیابی پاسخ دینامیکی سازه‌های زیرزمینی نیازمند درک و آگاهی از پتانسیل لرزه‌خیزی منطقه و نیز پاسخ زمین و سازه به چنین لرزشی است. هاشاش و همکاران در سال ۲۰۰۱ روش سیستماتیکی برای ارزیابی پاسخ دینامیکی سازه‌های زیرزمینی معرفی کرده‌اند (شکل ۴-۶). این روش از دو گام اصلی زیر تشکیل می‌شود (Hashash et al. 2001):

- تعریف ویژگی‌های دینامیکی منطقه و تعیین پارامترهای حرکات زمین

- ارزیابی رفتار سازه زیرزمینی در برابر زلزله طراحی

گام اول در بخش ۴-۶-۱ شرح داده می‌شود. گام دوم در بخش ۴-۶-۲ آورده خواهد شد. لازم به ذکر است که پس از تعیین پارامترهای حرکات نیرومند زمین در گام اول 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. گرچه روان‌گرایی و ناپایداری شیب دهانه 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 ۶-۴- روش تحلیل و طراحی دینامیکی سازه‌های زیرزمینی

۶-۴-۱ تعریف ویژگی‌های دینامیکی منطقه

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 به‌وسیله 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).

۶-۴-۱-۱ تحلیل خطر زلزله

تجربه‌ها و یافته‌های علمی نشان داده است که با استفاده از روش‌های آماری و احتمالاتی می‌توان ایمنی سازه‌ها را در مقابل زلزله تا حد مطلوب برآورد کرد. لذا از مفهومی تحت عنوان خطر زلزله^۱ استفاده می‌شود. خطر زلزله، پیش‌بینی احتمال وقوع یک زمین‌لرزه با شدت یا شتاب مشخص در یک ساختگاه معین در مدت مشخصی از زمان آینده می‌باشد (دانشجو، ۱۳۷۸).

بنابراین به‌منظور تعریف حد معین لرزش و پارامترهای طراحی زلزله نیاز به تحلیل خطر زلزله است. تحلیل خطر زلزله پتانسیل شکل‌گیری حرکات نیرومند زمین را با مطالعه گسل‌های فعال در منطقه و دوره‌های زمانی که این گسل‌ها انرژی ذخیره شده را آزاد می‌کنند، مورد بررسی قرار می‌دهد. به‌طور کلی دو روش تحلیل خطر زلزله وجود دارد: روش تحلیل خطر قطعی^۲ (DSHA) و روش تحلیل خطر احتمالاتی^۳ (PSHA) که در ادامه شرح آن می‌آید.

الف تحلیل قطعی خطر زلزله

در این روش ابتدا بایستی گسل‌های فعال منطقه در شعاع مورد نظر از ساختگاه شناسایی شود. فعال بودن یا نبودن یک گسل احتیاج به بررسی دقیق محل، آثار قبلی، عکس‌های هوایی و همین‌طور تخمین زمان وقوع زلزله‌های گذشته دارد. پس از مرحله شناسایی گسل‌ها، پارامترهای هر گسل مورد مطالعه قرار گرفته

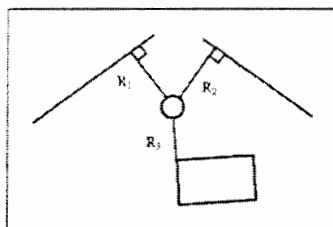
1-Seismic hazard

2-Deterministic Seismic Hazard Analysis

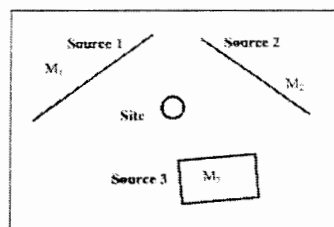
3-Probabilistic Seismic Hazard Analysis

و اندازه‌گیری می‌شود و در نهایت با استفاده از روابطه تجربی ارائه شده (پوست ج-۴-۴ بیان شده است)، پتانسیل زلزله‌خیزی هر گسل محاسبه می‌شود. آن‌گاه باتوجه به فاصله گسل مورد نظر از ساختگاه سازه و استفاده از روابط میرایی، بیشینه شتاب حاصل از هر گسل برآورد می‌شود. در نهایت از میان شتاب‌های حاصل از تمامی گسل‌های منطقه، شتاب بیشینه انتخاب می‌شود (دانشجو، ۱۳۷۸).

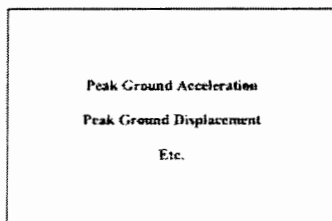
روش تحلیل قطعی خطر زلزله به‌طور شماتیک در شکل ۵-۶ نشان داده شده است. این روش چارچوب روشنی برای بدترین حالت لرزش ارائه می‌دهد اما اطلاعاتی در مورد احتمال وقوع زلزله مرجع، موقعیت وقوع آن و تناوب تکرار آن به‌دست نمی‌دهد.



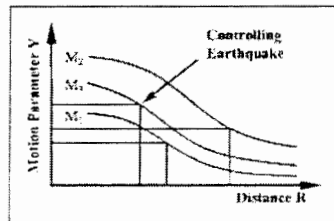
گام دوم: تعیین فاصله منابع لرزه تا ساختگاه



گام اول: شناسایی منابع لرزه در ساختگاه



گام چهارم: ارزیابی خطر زلزله در ساختگاه



گام سوم: اندازه‌گیری پارامترهای حرکات زمین

شکل ۵-۶- روش تحلیل قطعی خطر زلزله (Hashash et al., 2001)

ب تحلیل احتمالاتی خطر زلزله

در خلال ۲۰ تا ۳۰ سال گذشته استفاده از مفاهیم احتمالات باعث شده است که عدم قطعیت در اندازه، موقعیت و سرعت تکرار زلزله و همچنین تغییرات مشخصات حرکات زمین با بزرگا و موقعیت زلزله به‌طور

صریح در ارزیابی خطر زلزله مورد توجه قرار گیرد. تحلیل احتمالاتی خطر زلزله چارچوبی ارائه می‌دهد که در آن عدم قطعیت‌ها می‌تواند شناسایی شده و به صورت کمی درآید تا تصویر کامل‌تری از خطر زلزله ترسیم شود (Kramer, 1996).

در تحلیل احتمالاتی خطر زلزله، با رجوع به مرکز اطلاعات زلزله، آمار زلزله‌های به وقوع پیوسته در منطقه گردآوری می‌شود. سپس برای رعایت شرایط توابع توزیع زلزله، پیش‌لرزه‌ها و پس‌لرزه‌های زلزله‌های بزرگ حذف می‌شود (معمولاً بدین منظور در آمار یاد شده فقط بزرگ‌ترین زمین‌لرزه به وقوع پیوسته در یک دوره زمانی ۱ تا ۵ ساله انتخاب و مابقی حذف می‌شود). آن‌گاه برای تجزیه و تحلیل داده‌ها، بزرگای زلزله‌ها به مقیاسی یکسان تبدیل می‌شود. پس از این مرحله بر اساس روش‌های احتمالی ریشتر^۱ و گوتنبرگ^۲ و یا توابع مقادیر نهایی و با استفاده از توابع توزیع زمان زلزله (که به تفصیل در پیوست د توضیح داده شده‌اند)، می‌توان منحنی‌های خطر وقوع- بزرگا را ترسیم کرد. با استفاده از این منحنی‌ها می‌توان به ازاء هر مقدار از خطر وقوع زلزله، بزرگای زمین‌لرزه لازم برای طراحی را به دست آورد.

برای تعیین خطر وقوع شتاب بیشینه در محل ساختگاه، دقیقاً همان مراحل قبل طی می‌شود. با این تفاوت که در داده‌های بانک اطلاعاتی زلزله‌ها، با استفاده از روابط میرایی مناسب برای منطقه، بیشینه شتاب هر زلزله در ساختگاه سازه محاسبه می‌شود. پردازش داده‌ها بر مبنای بیشینه شتاب انجام شده و در نهایت منحنی‌های خطر وقوع- بیشینه شتاب به کمک روابط موجود (پیوست د) ترسیم می‌شود (دانشجو، ۱۳۷۸).

1-Richter
2-Gutenberg

۶-۴-۱-۲ تعیین زلزله طرح

پس از آن که خطر لرزه‌خیزی در منطقه شناسایی شد، لازم است تا مقدار زلزله طرح تعریف شود. برای تحلیل و طراحی سازه‌های حساس معمولاً دو زلزله ملاک محاسبات قرار می‌گیرد. این دو زلزله تحت عنوان بیشینه زلزله قابل انتظار^۱ و زلزله مبنای طرح^۲ نام‌گذاری شده‌اند. بیشینه زلزله قابل انتظار (MCE) بزرگ‌ترین زمین‌لرزه‌ای است که احتمال رویداد آن در ساختگاه سازه قابل انتظار است. در روش تحلیل احتمالاتی، زلزله MCE به‌صورت حادثه‌ای با احتمال وقوع اندک (بین ۵ تا ۱۰ درصد) در طول عمر سازه تعریف می‌شود. در این سطح امکان آسیب سازه وجود دارد لیکن نباید سبب فروریختن آن شود. چنان‌چه سازه‌ای از اهمیت کم‌تری برخوردار باشد، مسائل اقتصادی سبب می‌شود که از زلزله‌ای با سطح کمتر از MCE استفاده شود.

زلزله مبنای طرح (DBE) زمین‌لرزه‌ای است که حداقل یک بار در مدت عمر مفید سازه روی می‌دهد و نباید هیچ‌گونه خسارتی به سازه وارد سازد. خطر وقوع چنین زلزله‌ای در تحلیل احتمالاتی بین ۳۷ تا ۶۴ درصد در نظر گرفته می‌شود (Krinitzsky, 2002).

۶-۴-۱-۳ پارامترهای حرکت زمین

الف دامنه‌های شتاب، سرعت و جابه‌جائی

پس از تعریف بیشینه زلزله طرح و زلزله مبنای طرح ضروری است تا مجموعه پارامترهای حرکت زمین برای طراحی تعیین شوند. انتخاب این پارامترها منوط به نوع تحلیل مورد استفاده است. مقادیر بیشینه

1-Maximum Credible Earthquake

2-Design Base Earthquake

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 قوی‌تری 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 ۶-۱ 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 به ترتیب بیش از ۷۵۰ متر بر ثانیه، ۲۰۰ تا ۷۵۰ متر بر ثانیه و کم‌تر از ۲۰۰ متر بر ثانیه باشد.

جدول ۶-۱- نسبت بیشینه سرعت زمین به بیشینه شتاب زمین در سطح سنگ و خاک (Hashash et al., 2001)

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

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. لازمه‌ی 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 هستند و بتوان به‌طور مستقیم از آن استفاده کرد. معمولاً این اتفاق نمی‌افتد و بایستی حرکات زمین به‌طور غیرمستقیم تدوین شوند. اغلب روش‌های معمول در این زمینه را 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 جهت 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 نه‌تنها 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 (Kramer, 1996).

ج ناسازگاری مکانی حرکات زمین

در اغلب سازه‌های مهندسی، بزرگ‌ترین بعد سازه به قدر کافی کوچک است که بتوان فرض کرد حرکت زمین در دو انتهای آن یکسان می‌ماند. در سازه‌های طویل مانند تونل‌ها حرکات متفاوتی در نقاط مختلف اتفاق می‌افتد که از آن تحت عنوان ناسازگاری مکانی^۱ یاد می‌شود. این ناسازگاری مکانی تأثیر فراوانی بر پاسخ سازه برجای خواهد گذاشت. عوامل مؤثر بر این پدیده عبارتند از:

- اختلاف زمانی در رسیدن امواج به تونل
- تأثیرات منبع انتشار
- ناهم‌گونی مسیر انتشار
- تنوع زمین‌شناسی در ساختگاه تونل

حرکات ثبت شده نشان داده است که با افزایش فاصله و فرکانس، سازگاری مکانی کاهش می‌یابد. چنانچه طراح قصد داشته باشد کرنش و نیروی تفاضلی حاصل از این پدیده را در راستای تونل در نظر گیرد، آن‌گاه تدوین تاریخچه زمانی حرکات بسیار مهم است (Hashash *et al.*, 2001).

۲-۴-۶ ارزیابی رفتار سازه‌های زیرزمینی در برابر زلزله

۱-۲-۴-۶ 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

1-Spatial incoherence

اثر زلزله‌های طراحی MCE و DBE لازم است تا با استفاده از روش طراحی فاکتور بار^۱، 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. اگرچه این معیارها در طراحی پوشش تونل‌های سنگی قابل کاربرد نیست، اما می‌تواند با اعمال تغییراتی در آن مورد استفاده قرار گیرد (Hashash et al., 2001).

الف معیار بارگذاری برای زلزله MCE

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

$$U = D + L + EX + H + EQ \quad (۱-۶)$$

که U ظرفیت مقاومت سازه‌ای مورد نیاز

D و L تأثیرات مربوط به بار مرده و بار زنده

EX تأثیرات مربوط به بارگذاری پس از حفر فضا

H تأثیرات مربوط به فشار آب زیرزمینی

و EQ تأثیرات مربوط به پارامترهای حرکت زلزله MCE

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

- در ابتدا بایستی سازه با مقاومت کافی در برابر بارهای استاتیکی طراحی شود.

1-Load factor design method

- در ادامه باید شکل‌پذیری (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 (۶-۱) با تحلیل الاستیک ارضاء شود، نیازی به کنترل بیشتر نمی‌باشد. معمولاً معیار مقاومت در زلزله‌های با شدت کم و یا زمین‌های سنگی به راحتی ارضاء می‌شود.
- اگر مقاومت خمشی پوشش سازه در رابطه (۶-۱) کمتر از بارگذاری اعمال شده باشد، لازم است تا شکل‌پذیری کافی در نقاط بحرانی سازه فراهم شود. هدف از این کار جلوگیری از شکل‌گیری تغییر شکل‌های پلاستیک و نگهداشتن خسارت در سطح قابل قبول است.

ب معیار بارگذاری برای زلزله DBE

معیار بارگذاری در شرایط زلزله DBE به صورت زیر بیان می‌شود (Hashash et al., 2001):

$$U = 1.05D + 1.3L + \beta(EX + H) + 1.3EQ \quad (۶-۲)$$

چنانچه در رابطه فوق EX و H مقادیر زیادی داشته و از دقت کافی برخوردار نباشند، $\beta = 1.05$ در نظر گرفته می‌شود. در غیر این صورت $\beta = 1.3$ است. مراحل طراحی پوشش تونل در سطح زلزله DBE به صورت زیر بیان می‌شود:

- 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 (۶-۲) 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.

۶-۴-۲ 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 می‌توان روش‌های تحلیل دینامیکی سازه‌های زیرزمینی را به صورت زیر تقسیم‌بندی کرد (شریفی بروجردی، ۱۳۸۳):

- روش تجربی
- روش شبه استاتیکی^۱
- روش تغییر شکل میدان آزاد^۲
- روش اندرکنش زمین-سازه^۳

الف روش تجربی

ساده‌ترین و ابتدایی‌ترین معیار عمل‌کرد سازه‌های زیرزمینی در برابر زلزله، روش‌های تجربی هستند. این روش‌ها برپایه تجربیات، آزمایش‌ها و بررسی‌های انجام شده بر روی خرابی تونل‌ها در هنگام زلزله استوار

1-Pseudostatic analysis

2-Free field deformation approach

3-Soil-structure interaction approach

هستند. اگرچه روش‌های تجربی دینامیکی به‌خوبی روش‌های تجربی استاتیکی (به عنوان مثال روش‌های طبقه‌بندی مهندسی توده‌سنگ) توسعه نیافته‌اند، اما می‌توانند در سازه‌هایی با حساسیت کم‌تر و یا در اولین مراحل تحلیل دینامیکی مورد استفاده واقع شوند. شتاب افقی بیشینه و سرعت ذره‌ای بیشینه از جمله پارامترهایی هستند که عمدتاً در این روش استفاده می‌شوند. همان‌طور که در بخش ۶-۱-۱ بیان شد، روزن و داودینگ ارتباط میان این دو پارامتر را با میزان خسارت وارد بر تونل‌ها در اثر زلزله بررسی کردند. نتایج تحقیقات آن‌ها که در شکل‌های ۶-۱ و ۶-۲ مشاهده می‌شود، شتاب افقی $g/0.19$ و سرعت ذره‌ای 200 mm/s را آستانه خسارت تعیین کرده است. روشن است که طراحی دینامیکی سازه‌های زیرزمینی برپایه این پارامترها از ابهام زیادی برخوردار بوده و چندان قابل اعتماد نیست. از این‌رو لازم است تا از روش‌های دیگری که در ادامه می‌آید، استفاده شود (شریفی بروجردی، ۱۳۸۳).

ب روش شبه استاتیکی

اگرچه عبور امواج زلزله منجر به بارگذاری گذرای توده‌سنگ می‌شود، اما حالت تنش حاصل از آن می‌تواند به دو صورت دینامیکی یا شبه استاتیکی باشد. حالت تنش وابسته به نسبت λ/D است که λ طول موج و D بعد فضا است. هنگامی که نسبت λ/D کوچک بوده و مدت بارگذاری کوتاه باشد، یک میدان تنش دینامیکی در اطراف فضا ایجاد می‌شود. اما چنان‌چه نسبت λ/D بزرگ و مدت بارگذاری زیاد باشد، میدان تنش را می‌توان به‌صورت شبه استاتیکی فرض کرد. در این شرایط پاسخ سازه در برابر امواج زلزله با استفاده از یک بار معادل استاتیکی برآورد می‌شود. اگرچه این روش طبیعت بارگذاری گذرای امواج را در نظر نمی‌گیرد، اما بسیار ساده بوده و زمان و هزینه بسیار کم‌تری را طلب می‌کند (شریفی بروجردی، ۱۳۸۳).

ج 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 که سختی تونل نسبت به محیط دربرگیرنده آن به‌حدی 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^۱ 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 به‌صورت 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، صرف‌نظر می‌شود. لذا بایستی در تفسیر نتایج حاصل از این روش‌ها احتیاط کرد (Hashash et al., 2001).

اولین بار نیومارک^۲ 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 ۶-۶). زاهرا و جان^۳ در سال ۱۹۸۷ روش نیومارک 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

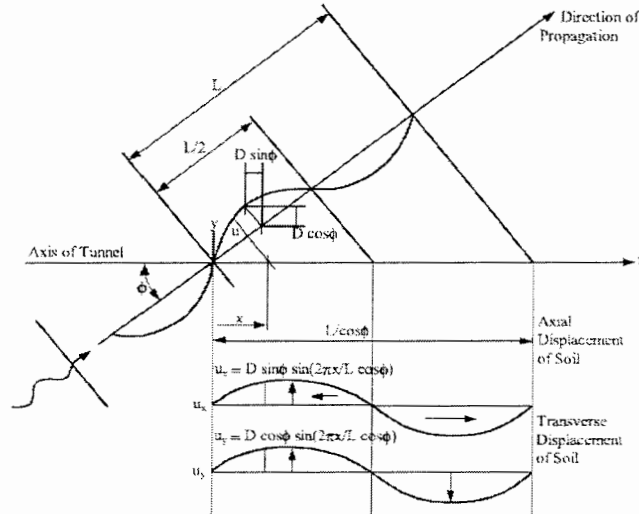
1-Closed form solution

2-Newmark

3-Zahra & St.John

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):



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

$$\varepsilon_P = \left[\frac{V_P}{C_P} \cos^2 \phi + r \frac{a_P}{C_P^2} \sin \phi \cos^2 \phi \right] \quad (۳-۶)$$

$$\varepsilon_S = \left[\frac{V_S}{C_S} \sin \phi \cos \phi + r \frac{a_S}{C_S^2} \cos^3 \phi \right] \quad (۴-۶)$$

که r شعاع تونل دایره‌ای

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

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

C_P و C_S 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 ۶-۲- 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	$\varepsilon_{l \max} = \frac{v_p}{C_p}, \phi = 0$	$\frac{1}{\rho_{\max}} = 0.385 \frac{a_p}{C_p^2}, \phi = 35.27$
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	$\varepsilon_{l \max} = \frac{v_s}{2C_s}, \phi = 45$	$\frac{1}{\rho_{\max}} = \frac{a_s}{C_s^2}, \phi = 0$

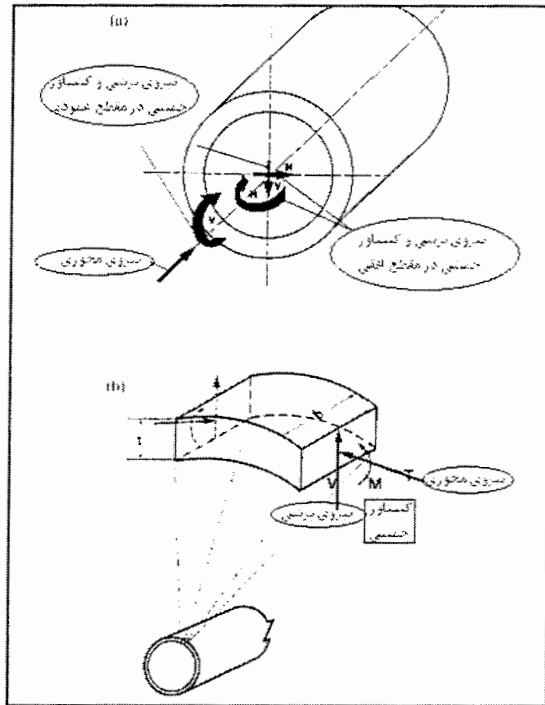
د روش اندرکنش زمین - سازه

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

روابط ارائه شده برای محاسبه و طراحی سازه‌ها توسط Wang و Penzien، به ترتیب در جدول‌های

۳-۶ و ۴-۶ درج شده است. پارامترهای به کار رفته در این روابط در جدول ۵-۶ و نیروهای وارده بر مقطع

تونل در اثر کرنش‌های محوری و انحنایی در شکل ۷-۶ نشان داده شده است.



شکل ۷-۶- نیروها و گشتاور خمشی وارده به مقطع تونل بر اثر کرنش‌های محوری و انحنایی (Hashash et al., 2001)

جدول ۳-۶- روابط ارائه شده توسط Wang در روش اندرکنش زمین-سازه (Hashash et al., 2001)

بدون لغزش	لغزش کامل	
$T_{\max} = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} r \gamma_{\max}$	$T_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m r \gamma_{\max}}{(1+\nu_m)}$	Wang (1993)
$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m r^2 \gamma_{\max}}{(1+\nu_m)}$	$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m r^2 \gamma_{\max}}{(1+\nu_m)}$	
$K_2 = 1 + \frac{F[(1-2\nu_m)-(1-2\nu_m)C] - \frac{1}{2}(1-2\nu_m)^2 + 2}{F[(3-2\nu_m)+(1-2\nu_m)C] + C\left[\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2\right] + 6 - 8\nu_m}$	$K_1 = \frac{12(1-\nu_m)}{2F + 5 - 6\nu_m}$	
$C = \frac{E_m(1-\nu_l^2)r}{E_l t(1+\nu_m)(1-2\nu_m)}$	$F = \frac{E_m(1-\nu_l^2)r^3}{6E_l I(1+\nu_m)}$	

جدول ۶-۴- روابط ارائه شده توسط Penzien در روش اندرکنش زمین-سازه (Hashash et al., 2001)

بدون لغزش	لغزش کامل	
$T_{\max} = \pm \frac{24E_1 I \Delta d_{\text{lining}}}{d^3(1-\nu_l^2)}$	$T_{\max} = \pm \frac{12E_1 I \Delta d_{\text{lining}}^n}{d^3(1-\nu_l^2)} = \pm \frac{6E_1 I R^n \gamma_{\max}}{d^2(1-\nu_l^2)}$	Penzien (2000)
$M_{\max} = \pm \frac{6E_1 I \Delta d_{\text{lining}}}{d^2(1-\nu_l^2)} = \pm \frac{3E_1 I R \gamma_{\max}}{d(1-\nu_l^2)}$	$M_{\max} = \pm \frac{6E_1 I \Delta d_{\text{lining}}^n}{d^2(1-\nu_l^2)} = \pm \frac{3E_1 I R^n \gamma_{\max}}{d(1-\nu_l^2)}$	
$V_{\max} = \pm \frac{24E_1 I \Delta d_{\text{lining}}}{d^3(1-\nu_l^2)} = \pm \frac{12E_1 I R \gamma_{\max}}{d^2(1-\nu_l^2)}$	$V_{\max} = \pm \frac{24E_1 I \Delta d_{\text{lining}}^n}{d^3(1-\nu_l^2)} = \pm \frac{12E_1 I R^n \gamma_{\max}}{d^2(1-\nu_l^2)}$	

جدول ۶-۵- پارامترهای به کار رفته در دو روش Wang و Penzien

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

برای محاسبه جابه‌جائی پوشش تحت شرایط لغزش کامل در روش Wang، می‌توان از روابط ۶-۴ و ۶-۵ استفاده کرد.

در این روش ضریب پاسخ پوشش تونل (K_1) را علاوه بر رابطه مندرج در جدول ۶-۳ می‌توان با استفاده از شکل ۶-۸ با داشتن نسبت انعطاف‌پذیری و ضریب پواسون زمین تعیین کرد. ضریب پاسخ

محوری پوشش (K_2) را می‌توان علاوه بر رابطه مندرج در جدول ۶-۳ با توجه به ضریب تراکم‌پذیری، ضریب

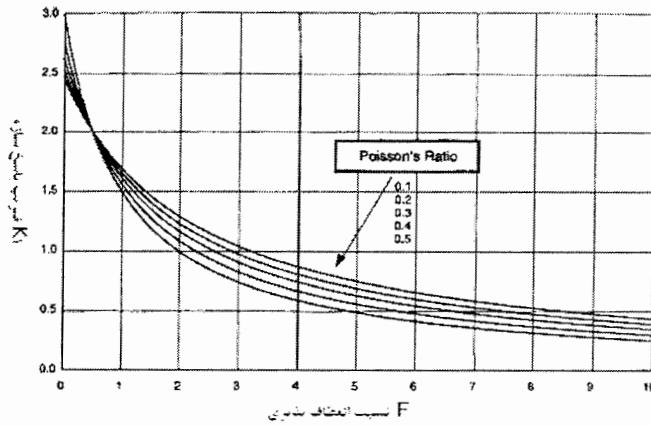
انعطاف‌پذیری و ضریب پواسون با استفاده از شکل‌های ۶-۹ محاسبه کرد. همان‌طور که در شکل ۶-۹ مشاهده

می‌شود در شرایطی که ضریب پواسون برابر با ۰/۵ باشد ضریب پاسخ محوری مستقل از ضریب تراکم‌پذیری عمل

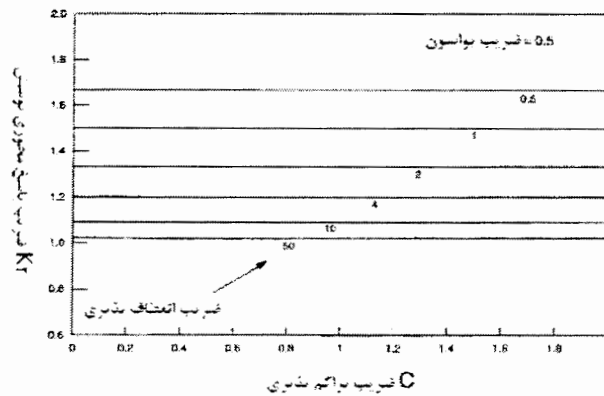
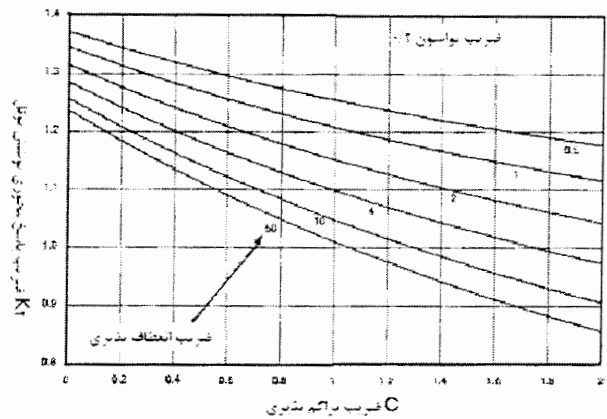
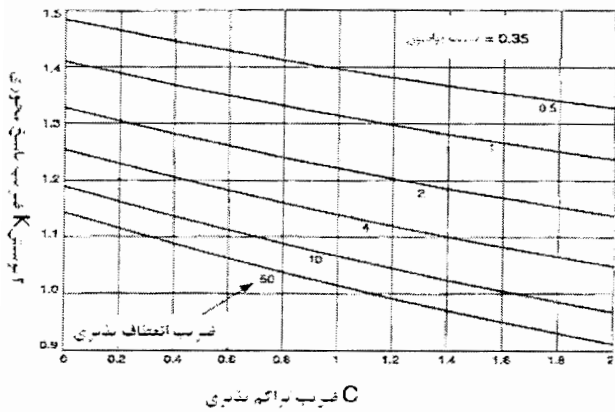
خواهد کرد.

$$\frac{\Delta d_{\text{lining}}}{\Delta d_{\text{free-field}}} = \frac{2}{3} K_1 F \quad (5-6)$$

$$F = \frac{E_m (1 - \nu_l^2) R^3}{6 E_L I (1 + \nu_m)} \quad (6-6)$$



شکل ۶-۸- ضریب پاسخ سازه K_1 برای تونل دایره ای (Hashash et al., 2001)



شکل ۶-۹- ضریب پاسخ محوری پوشش تونل K_2 (Hashash et al., 2001)

در روش Penzien با توجه به سختی پوشش در مقایسه با محیط اطراف پارامترهای a^n و R^n در شرایط لغزش کامل و پارامتر α و R برای شرایط بدون لغزش از روابط مندرج در جدول ۶-۶ محاسبه می شود و سپس نسبت تغییر شکل تونل به تغییر شکل میدان آزاد محاسبه شده و در نهایت تغییر شکل تونل محاسبه می شود

(Hashash et.al, 2001).

جدول ۶-۶- روابط ارائه شده توسط Penzien برای محاسبه جابه‌جایی پوشش (Hashash et al., 2001)

بدون لغزش	لغزش کامل
$\alpha = \frac{24E_1I(3-4\nu_m)}{d^3G_m(1-\nu_l^2)}$	$\alpha^n = \frac{12E_1I(5-6\nu_m)}{d^3G_m(1-\nu_l^2)}$
$R = \pm \frac{4(1-\nu_m)}{(\alpha+1)}$	$R^n = \frac{4(1-\nu_m)}{\alpha^n+1}$
$\Delta d_{\text{lining}} = R \frac{\gamma_{\text{max}} d}{2}$	$\Delta d_{\text{lining}}^n = R^n \frac{\gamma_{\text{max}} d}{2}$

۵-۶ تحلیل دینامیکی تونل راه‌آهن کوهین با استفاده از روش‌های تحلیلی

با توجه به مطالعات لرزه‌خیزی انجام شده در ساختگاه تونل راه‌آهن کوهین، حداکثر شتاب افقی در سطح زمین (در سطح MCE) 0.48 g و حداکثر شتاب قائم 0.33 g برآورد شده است (هرازراه، ۱۳۸۵). در این بخش تحلیل دینامیکی با توجه به دو گسل شمال قزوین و گسل زنجان با مشخصات مندرج در جدول ۶-۷ با استفاده از روش تحلیلی و مدل‌سازی در نرم‌افزار SAP2000 انجام شده است. بدین منظور ابتدا حداکثر جابه‌جائی ایجاد شده تحت وقوع زلزله توسط دو گسل مذکور با کمک فرمول‌های تحلیلی محاسبه و سپس با مدل‌سازی پوشش در نرم‌افزار SAP2000 و اعمال جابه‌جائی مورد نظر میزان نیروها و گشتاور حاصل از وقوع زلزله در سطح MCE برای دو مقطع خشک و آبدار ۴۰ متری و مقطع ۱۰۰ متری محاسبه می‌شود. با توجه به تشابه محاسبات، مراحل انجام محاسبات برای مقطع خشک ۴۰ متری و تحت تأثیر گسل شمال قزوین در زیر آورده شده است.

جدول ۶-۷- پارامترهای انتخابی جهت تحلیل دینامیکی

نام گسل	بزرگی زلزله مورد انتظار (Mw)	فاصله سایت تا گسل (Km)
گسل شمال قزوین	۶/۸	۵۰
گسل زنجان	۷/۲	۱۲۵

۶-۵-۱ پارامترهای لازم جهت تحلیل دینامیکی

مشخصات لرزه‌خیزی گسل شمال قزوین جهت تحلیل دینامیکی به‌همراه مشخصات نگهداری طراحی شده برای مقطع خشک ۴۰ متری در جدول ۶-۸ و ۶-۹ آورده شده است.

جدول ۶-۹- خصوصیات پوشش برای مقطع ۴۰ متری			جدول ۶-۸- پارامترهای لازم جهت تحلیل دینامیکی		
پارامتر	واحد	مقدار	پارامتر	واحد	مقدار
شعاع تونل	m	۶	بزرگای زلزله	M_w	۶/۸
ضخامت پوشش	m	۰/۴	فاصله مرکز زلزله تا سایت	K_m	۵۰
نسبت پواسون پوشش	-	۰/۱۵	شتاب ماکزیمم در سطح	g	۰/۴۸
ممان اینرسی پوشش	m^3	۰/۰۰۵۳۳۳۳۳	دانسیته محیط	Kg/m^3	۲۰۵۰
مدول الاستیسیته پوشش	Pa	۲۳۳۹۲۸۱۹۴۱۱	نسبت پواسون محیط	-	۰/۴
مقاومت تراکمی بتن	Kg/cm^2	۲۴۰	مدول الاستیسیته محیط	MPa	۳۰۰
عمق قرارگیری تونل	m	۴۰	مدول برشی محیط	MPa	۱۰۷
			سرعت انتشار موج S	m/s	۲۲۸/۶۲

۶-۵-۲ محاسبه حداکثر جابه‌جائی، نیروها و گشتاور خمشی

۶-۵-۲-۱ روش Penzien تحت شرایط لغزش کامل

الف) محاسبه میزان جابه‌جائی پوشش $\Delta d_{lining}''$

در این روش برای تعیین میزان جابه‌جائی پوشش تونل ($\Delta d_{lining}''$) نیاز به محاسبه پارامترهای α'' ، R'' و

پارامترهای α_s و γ_{max} می‌باشد. با توجه به جدول ۶-۱۰ نسبت شتاب زمین در عمق به نسبت شتاب

در سطح با توجه به قرارگیری تونل در عمق ۴۰ متری از سطح زمین ۰/۷ برآورد شده است.

جدول ۶-۱۰- 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

$$a_s = 0.7a_{\max} = 0.7 \times 0.48g = 0.336g$$

با استفاده از جدول ۶-۱ با توجه به بزرگای زلزله ۶/۸ ریشتر، سفت بودن خاک منطقه و باتوجه به فاصله ۵۰ کیلومتری سایت تا منبع، نسبت سرعت زمین به شتاب زمین، $۱۰۹/۵ (cm/s)/g$ برآورد شده است. حداکثر سرعت ذرات زمین در عمق مورد نظر برابر با $۳۶/۷۹۲$ سانتی‌متر بر ثانیه برآورد شده است.

$$V_s = (109.5 cm/s / g)(0.336g) = 36.792 cm/s$$

برای محاسبه کرنش برشی ماکزیمم می‌توان از رابطه زیر استفاده کرد (St. John & Zahrah 1987):

$$\gamma_{\max} = \frac{V_s}{C_s} = \frac{0.36792}{228.62} = 0.00161$$

$$\alpha^n = \frac{12 E_1 I (5 - 6\nu_m)}{d^3 G_m (1 - \nu_L^2)} = 0.02154$$

$$R^n = \frac{4(1 - \nu_m)}{\alpha^n + 1} = 2.3494$$

$$\Delta d_{\text{lining}}^n = R^n \frac{\gamma_{\max} d}{2} = 0.02269m$$

(ب) جهت تعیین نیروهای برشی، محوری و گشتاور خمشی ماکزیمم با توجه به جداول (۳-۳) و (۴-۳) داریم:

$$T_{\max} = 2.0517 \text{ ton}$$

$$M_{\max} = 12.2979 \text{ ton.m}$$

$$V_{\max} = 4.099 \text{ ton}$$

۶-۵-۲ روش Penzien تحت شرایط بدون لغزش

$$\alpha = \frac{24 E_1 I (3 - 4\nu_m)}{d^3 G_m (1 - \nu_L^2)} = 0.023194$$

$$R = \pm \frac{4(1 - \nu_m)}{(\alpha + 1)} = 2.3456$$

$$\Delta d_{\text{lining}} = R \frac{\gamma_{\max} d}{2} = 0.02265m$$

$$T_{\max} = 4.0926 \text{ ton}$$

$$M_{\max} = 12.278 \text{ ton.m}$$

$$V_{\max} = 4.0926 \text{ ton}$$

۶-۵-۳ روش Wang تحت شرایط لغزش کامل

$$F = \frac{E_m (1 - \nu_L^2) R^3}{6 E_L I (1 + \nu_m)} = 60.36$$

$$K_1 = \frac{12(1-\nu_m)}{2F+5-6\nu_m} = 0.05838$$

$$T_{\max} = 2.049 \text{ ton}$$

$$M_{\max} = 12.298 \text{ ton.m}$$

۴-۵-۶-۶ روش Wang تحت شرایط بدون لغزش

$$C = \frac{E_m(1-\nu_l^2)r}{E_l t(1+\nu_m)(1-2\nu_m)} = 0.671$$

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1-2\nu_m)-(1-2\nu_m)C] - \frac{1}{2}(1-2\nu_m)^2 + 2}{F[(3-2\nu_m)+(1-2\nu_m)C] + C\left[\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2\right] + 6 - 8\nu_m} = 1.0413$$

$$T_{\max} = 109.679 \text{ ton}$$

پیشنهاد شده است که مقدار M_{\max} برای حالت بدون لغزش برابر مقدار آن در شرایط لغزش کامل در نظر گرفته شود.

$$M_{\max} = 12.298 \text{ ton.m}$$

با توجه به تحلیل‌های صورت گرفته جابه‌جائی پوشش به‌همراه نیروها و گشتاور خمشی ماکزیمم برای مقاطع خشک و آبدار ۴۰ متری و مقطع ۱۰۰ متری تحت تأثیر دو زلزله ناشی از گسل‌های شمال قزوین و زنجان در جداول ۶-۱۱ و ۶-۱۲ آورده شده است. نتایج حاصل از این بررسی‌ها نشان داد که حداکثر جابه‌جائی ایجاد شده تحت تأثیر امواج زلزله (تحت تأثیر گسل زنجان) برای مقطع خشک ۴۰ متری ۲/۴۷ سانتی‌متر و برای مقاطع آبدار ۴۰ و ۱۰۰ متری به‌ترتیب برابر با ۲/۴۲ و ۲/۳۱ سانتی‌متر تحت شرایط لغزش کامل برآورد شده است. نکته حائز اهمیت در این بخش اختلاف بیش از حد دو روش در محاسبه نیروهای محوری تحت شرایط بدون لغزش می‌باشد. جهت رفع این ابهام، مقایسه‌ای مابین دو روش تحلیلی مذکور و روش عددی تفاضل محدود با کمک نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ صورت گرفت که نتایج حاصل از این بررسی در بخش ۴-۵-۶ آورده شده است.

جدول ۶-۱۱- نتایج تحلیل دینامیکی تحت تأثیر گسل شمال قزوین

Wang		Penzien		
لغزش کامل	بدون لغزش	لغزش کامل	بدون لغزش	
۰/۰۲۲۶۸۶	-	۰/۰۲۲۶۹	۰/۰۲۲۶۵	مقطع خشک ۴۰ متری
۲/۰۴۹	۱۰۹/۶۷	۲/۰۵۱۷	۴/۰۹۲۶	جابه‌جائی ماکزیمم m
۱۲/۲۹۸	۱۲/۲۹۸	۱۲/۲۹۷	۱۲/۲۷۸	نیروی محوری ماکزیمم ton
-	-	۴/۰۹۹	۴/۰۹۲۶	گشتاور خمشی ماکزیمم ton.m
۰/۰۲۲۲۴	-	۰/۰۲۲۲۴	۰/۰۲۲۱۷	نیروی برشی ماکزیمم ton
۳/۹۲۴	۱۱۲/۱۹	۳/۹۲۸	۷/۸۲۴	مقطع آبدار ۴۰ متری
۲۳/۵۵	۲۳/۵۵	۲۳/۵۴۶	۲۳/۴۷۳	جابه‌جائی ماکزیمم m
-	-	۷/۸۴۸	۷/۸۲۴	نیروی محوری ماکزیمم ton
۰/۰۲۱۲۱	-	۰/۰۲۱۲۱	۰/۰۲۱۰۷	گشتاور خمشی ماکزیمم ton.m
۸/۲۲۴	۱۱۶/۲۴۴	۸/۲۳۳	۱۶/۳۴	نیروی برشی ماکزیمم ton
۴۹/۳۵	۴۹/۳۵	۴۹/۳۵	۴۹/۰۳	مقطع آبدار ۱۰۰ متری
-	-	۱۶/۴۴	۱۶/۳۴۳	جابه‌جائی ماکزیمم m

جدول ۶-۱۲- نتایج تحلیل دینامیکی تحت تأثیر گسل زنجان

Wang		Penzien		
لغزش کامل	بدون لغزش	لغزش کامل	بدون لغزش	
۰/۰۲۴۷	-	۰/۰۲۴۷	۰/۰۲۴۷۲	مقطع خشک ۴۰ متری
۲/۲۴	۱۱۹/۶۹۴	۲/۲۴	۴/۴۶۶	جابه‌جائی ماکزیمم m
۱۳/۴۲	۱۳/۴۲	۱۳/۴۲	۱۳/۳۹۹	نیروی محوری ماکزیمم ton
-	-	۴/۴۷۴	۴/۴۶۶	گشتاور خمشی ماکزیمم ton.m
۰/۰۲۴۲	-	۰/۰۲۴۲	۰/۰۲۴۱۹	نیروی برشی ماکزیمم ton
۴/۲۸	۱۲۲/۴۳۶	۴/۲۸	۸/۵۴	مقطع آبدار ۴۰ متری
۲۵/۶۹۷	۲۵/۶۹۷	۲۵/۶۹۷	۲۵/۶۲	جابه‌جائی ماکزیمم m
-	-	۸/۵۶۶	۸/۵۳۹	نیروی محوری ماکزیمم ton
۰/۰۲۳۱	-	۰/۰۲۳۱۵	۰/۰۲۳	گشتاور خمشی ماکزیمم ton.m
۸/۹۸۵	۱۲۶/۸۵۹	۸/۹۸۵	۱۷/۸۳۶	نیروی برشی ماکزیمم ton
۵۳/۸۵	۵۳/۸۵۳	۵۳/۸۵	۵۳/۵۱	مقطع آبدار ۱۰۰ متری
-	-	۱۷/۹۵۲	۱۷/۸۳۵	جابه‌جائی ماکزیمم m

۶-۵-۳ مقایسه دو روش Wang و Penzien

اختلاف بیش از حد دو روش مذکور در محاسبه نیروهای محوری تحت شرایط بدون لغزش باعث شد تا مقایسه ای مابین دو روش مذکور و روش عددی تفاضل محدود انجام شود این اختلاف برای مقطع ۱۰۰ متری از تونل راه‌آهن کوهین تحت تأثیر گسل زنگان در جدول ۶-۱۳ آورده شده است. باتوجه به این جدول می‌توان گفت که نیروها و گشتاور خمشی محاسبه شده تحت شرایط لغزش کامل برای هر دو روش یکسان بوده در حالی که تحت شرایط بدون لغزش اختلافی در حدود ۶۰۰ درصد در محاسبه نیروهای محوری برای دو روش مذکور مشاهده می‌شود به طوری که در روش Penzien نیروهای محوری ماکزیمم تحت شرایط بدون لغزش تقریباً ۲ برابر مقدار آن در شرایط لغزش کامل بوده در حالی که این مقدار در روش Wang در حدود ۱۴ برابر بیش‌تر می‌باشد.

جدول ۶-۱۳- مقایسه دو روش تحلیلی Wang و Penzien

اختلاف %	Wang		Penzien		مقطع ۱۰۰ متری	
	بدون لغزش	لغزش کامل	بدون لغزش	لغزش کامل		
•	-	۰/۰۲۳۱	-	۰/۰۲۳۱۵	m	جاب‌جائی ماکزیمم
•	۶۱۱/۲۵	۸/۹۸۵	۱۲۶/۸۵۹	۸/۹۸۵	ton	نیروی محوری ماکزیمم
•	۰/۶۴	۵۳/۸۵	۵۳/۸۵۳	۵۳/۸۵	ton.m	گشتاور خمشی ماکزیمم
•	-	-	-	۱۷/۹۵۲	ton	نیروی برشی ماکزیمم

۶-۵-۴ ارزیابی دو روش تحلیلی Wang و Penzien با استفاده از روش‌های عددی

به‌منظور ارزیابی دو راه حل تحلیلی Wang و Penzien، از نرم افزار $FLAC^{2D}$ استفاده شده است. مدل - سازی تحت شرایط بدون لغزش برای روبراه ۱۰۰ متری با پوشش یکنواخت ۶۵ سانتی‌متری و تحت تأثیر زلزله منجیل صورت‌گرفته شده است. مقایسه نتایج دو روش تحلیلی Wang و Penzien و روش

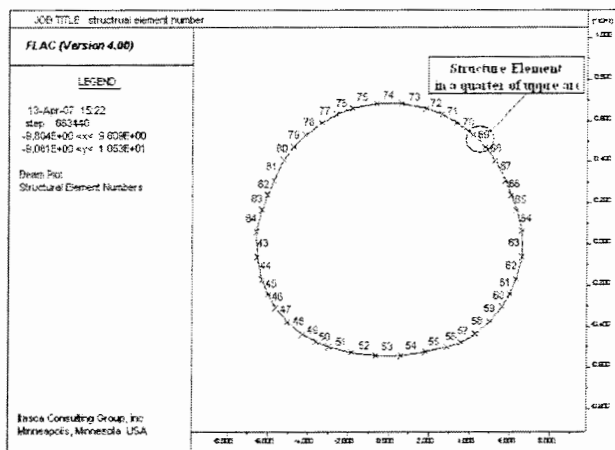
عددی تفاضل محدود تحت شرایط بدون لغزش در جدول ۶-۱۴ آورده شده است. با توجه به نتایج موجود می‌توان به موارد زیر اشاره کرد.

۱- مقادیر حداکثر گشتاور خمشی و نیروی برشی به‌دست آمده در روش عددی تفاضل محدود به خوبی با نتایج راه حل‌های تحلیلی مطابقت دارد.

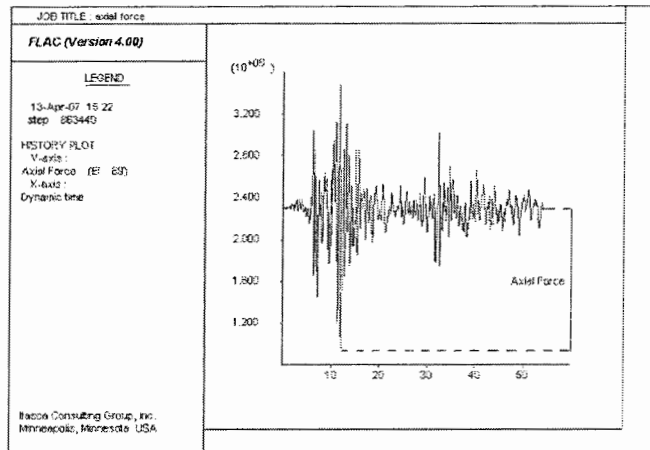
۲- پائین بودن اختلاف (کم‌تر از دو درصد) میان مقادیر حداکثر نیروی محوری به‌دست آمده در روش عددی تفاضل محدود با مقادیر به‌دست آمده در روش تحلیلی *Wang*.

۳- بالا بودن اختلاف (در حدود ۶۰۰ درصد) میان مقادیر حداکثر نیروی محوری به‌دست آمده در روش عددی تفاضل محدود با مقادیر به‌دست آمده در روش تحلیلی *Penzien*.

بنابراین می‌توان گفت روش *Penzien* در محاسبه حداکثر نیروی محوری از تخمین کم‌تری نسبت به دو روش تحلیلی *Wang* و روش عددی تفاضل محدود برخوردار می‌باشد. لذا می‌توان نتیجه گرفت روش تحلیلی *Wang* از دقت بیش‌تری در محاسبه نیروی محوری نسبت به روش *Penzien* برخوردار می‌باشد.



شکل ۶-۱۰- محل اعمال ماکزیمم نیروی محوری در ۱/۴ قوس فوقانی



شکل ۶-۱۱- ماکزیمم نیروی محوری وارده به پوشش تونل تحت تأثیر زلزله منجیل

جدول ۶-۱۴- مقایسه دو روش تحلیلی *Wang* و *Penzien* و روش عددی تفاضل محدود تحت شرایط بدون لغزش

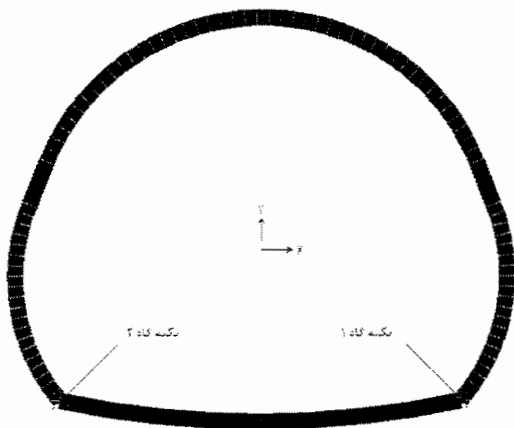
اختلاف دو روش	<i>Penzien</i>	اختلاف دو روش	<i>Wang</i>	<i>FLAC^{2D}</i>	مقطع ۱۰۰ متری
%۵۹۸/۱۶	۱۷/۸۳۶	%۱/۱۸۱	۱۲۶/۸۵۹	۱۲۴/۶	نیروی محوری ماکزیمم ۱۲۴/۶ ton
%۶/۱۹۳	۵۳/۵۱	%۷/۱۶۲	۵۳/۸۵۳	۵۰/۰۴	گشتاور خمشی ماکزیمم ۵۰/۰۴ ton.m
%۲/۱۶	۱۷/۸۳۵	-	-	۱۸/۳	نیروی برشی ماکزیمم ۱۸/۳ ton

۶-۶ تحلیل دینامیکی تونل راه‌آهن کوهین با استفاده از روش نیمه تحلیلی

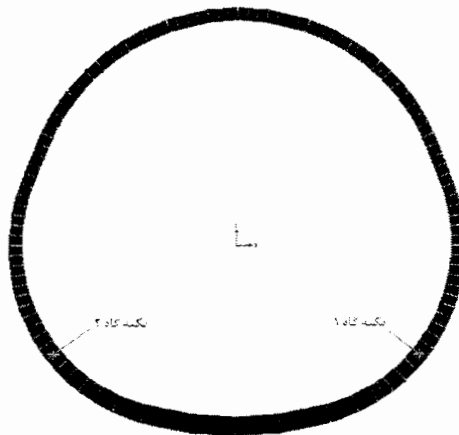
Wang و *Penzien* برای به دست آوردن نیروهای داخلی در تونل‌های با مقطع دایروی حل بسته‌ای ارائه کرده‌اند. با توجه به این که پوشش ثانویه تونل تقریباً به شکل دایروی است. ابتدا مقادیر نیروهای داخلی با استفاده از روابط ارائه شده توسط *Wang* و *Penzien* محاسبه شده، سپس مدل‌سازی پوشش تونل برای تحلیل در برابر زلزله به کمک نرم‌افزار SAP2000 انجام شد و حداکثر تغییر مکان‌های به دست آمده از روابط اندرکنش تغییر مکان بر آن اعمال شد.

شرایط تکیه‌گاهی مدل با سعی و خطا به نحوی تعیین شد که اولاً محل ماکزیمم لنگر خمشی در مدل -های SAP2000 با محل‌های ارائه شده در حل بسته یکسان باشد و ثانیاً نتایج تحلیل SAP2000 با نتایج روابط حل بسته اختلاف ناچیزی داشته باشد که این اختلاف ناشی از دایروی کامل نبودن تونل و ضخامت

متغیر کف‌بند در پوشش تونل می‌باشد. مدل‌های ساخته شده در نرم‌افزار SAP2000 به همراه مقادیر نیروها و گشتاورهای ایجاد شده در پوشش برای مقاطع ۴۰ و ۱۰۰ متری در شکل‌های ۶-۱۲ تا ۶-۲۵ و جدول‌های ۶-۱۵ تا ۶-۱۷ نشان داده شده است.



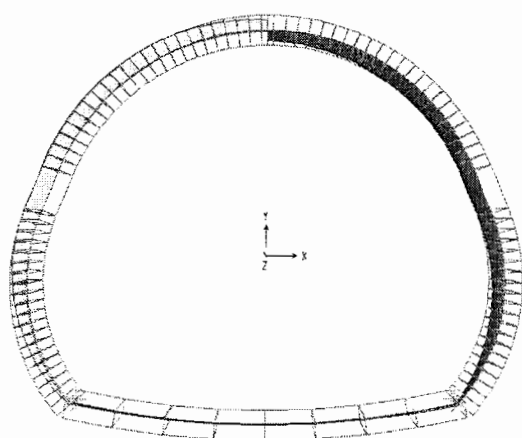
۶-۱۳- مدل ساخته شده در نرم‌افزار SAP2000 برای بخش خشک



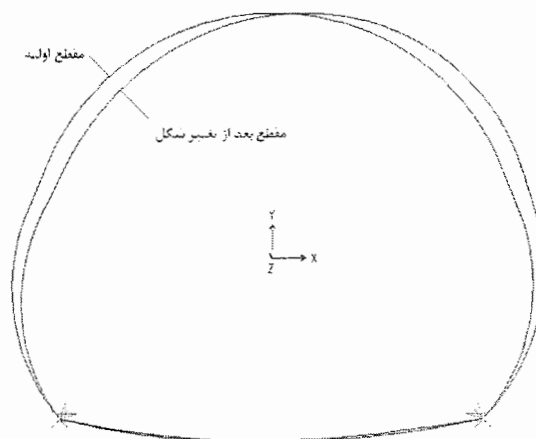
۶-۱۲- مدل ساخته شده در نرم‌افزار SAP2000 برای بخش آبدار

جدول ۶-۱۵- نیروها و گشتاور خمشی در نقاط مختلف پوشش برای مقطع خشک ۴۰ متری در نرم‌افزار SAP2000

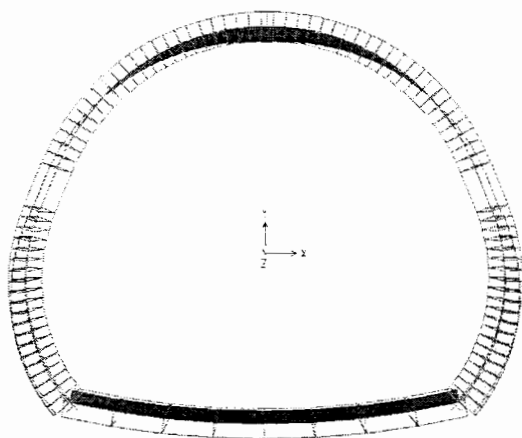
V_{max} ton	M_{max} ton-m	T_{max} ton	نقط مختلف پوشش
۳/۹۳	۰	۳/۸۶	بالای قوس فوقانی
۰/۳۹	۹/۶	۵/۳۳	۱/۴ قوس فوقانی
۲/۸۳	۳/۱	۴/۴	ابتدای قوس فوقانی
۴/۱۵	۲/۵۱	۳/۱۷	وسط دیواره
۵/۳۲	۱۵/۲	۰/۷۴	پائین دیواره
۳/۰۶	۷/۶۴	۰/۲۴	۱/۴ کف
۳/۰۹	۳/۰۹	۰/۰۸	وسط کف



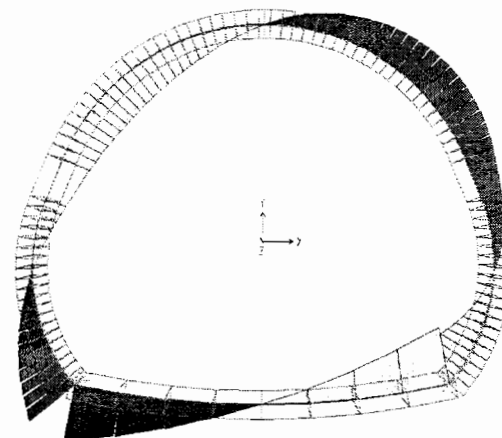
۱۵-۶- نیروی محوری ایجاد شده در مقطع خشک ۴۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله



۱۴-۶- تغییر شکل مقطع خشک ۴۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله



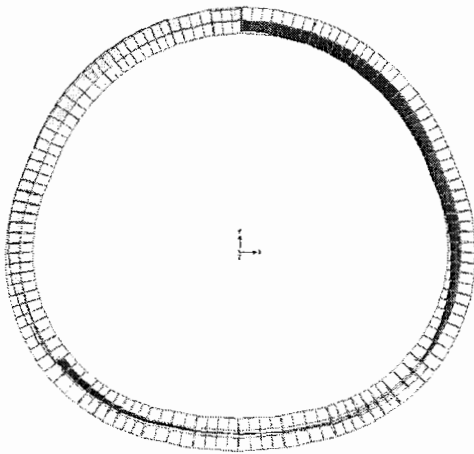
۱۷-۶- نیروی برشی ایجاد شده در مقطع خشک ۴۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله



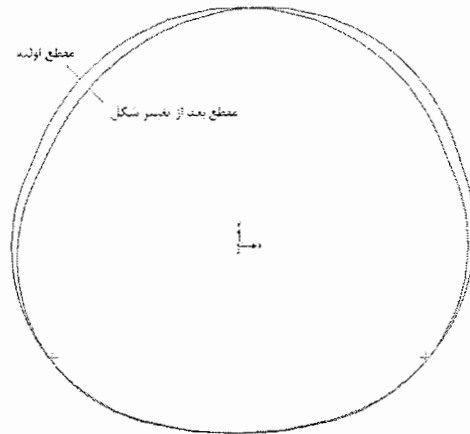
۱۶-۶- گشتاور خمشی ایجاد شده در مقطع خشک ۴۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله

جدول ۱۶-۶- نیروها و گشتاور خمشی در نقاط مختلف پوشش برای مقطع آبدار ۴۰ متری در نرم‌افزار SAP2000

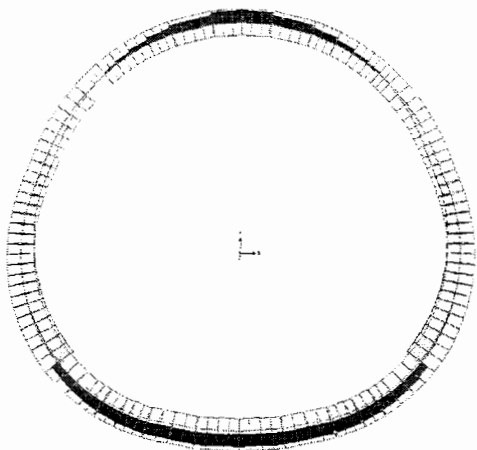
V_{max} ton	M_{max} ton-m	T_{max} ton	نقاط مختلف پوشش
۳/۵۶	۰	۴۳۳	بالای قوس فوقانی
۰/۷	۹/۲۸	۵/۵۶	۱/۴ قوس فوقانی
۳/۹۵	۲/۶۴	۳/۹۷	ابتدای قوس فوقانی
۲/۴۳	۱۹/۵۶	۲/۸۳	۱/۴ قوس تحتانی
۳/۷۲	۰	۰/۳۴	وسط قوس تحتانی



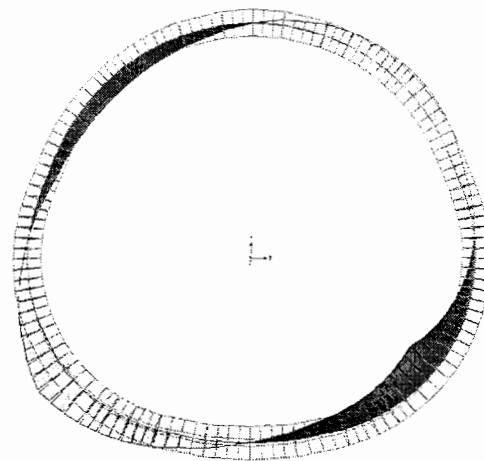
۱۹-۶- نیروی محوری ایجاد شده در مقطع آبدار ۴۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله



۱۸-۶- تغییر شکل مقطع آبدار ۴۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله



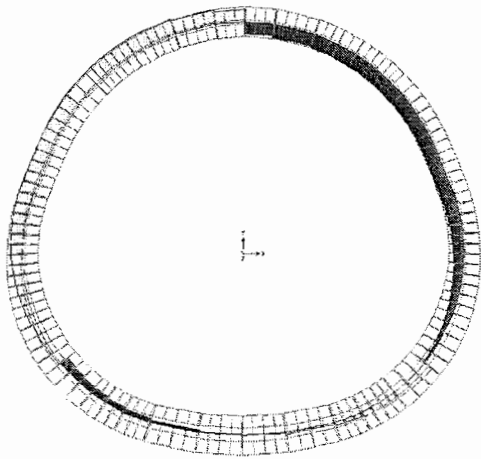
۲۱-۶- نیروی برشی ایجاد شده در مقطع آبدار ۴۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله



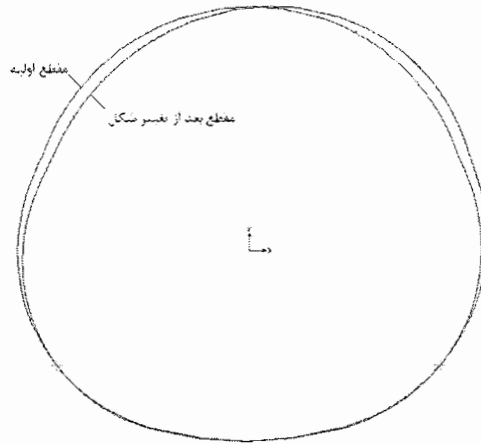
۲۰-۶- گشتاور خمشی ایجاد شده در مقطع آبدار ۴۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله

جدول ۶-۱۷- نیروها و گشتاور خمشی در نقاط مختلف پوشش برای مقطع ۱۰۰ متری در نرم‌افزار SAP2000

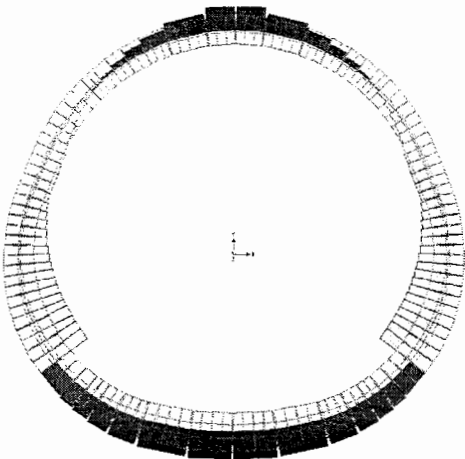
V_{max} ton	M_{max} ton-m	T_{max} ton	نقطه مختلف پوشش
۷/۵۳	۰	۹/۶	بالای قوس فوقانی
۱/۸	۱۸/۶۹	۱۲/۰۶	۱/۴ قوس فوقانی
۸/۸	۸/۴۲	۸/۴۵	ابتدای قوس فوقانی
۵/۶۵	۴۵/۴۷	۶/۵۸	۱/۴ قوس تحتانی
۸/۶۵	۰	۰/۵۶	وسط قوس تحتانی



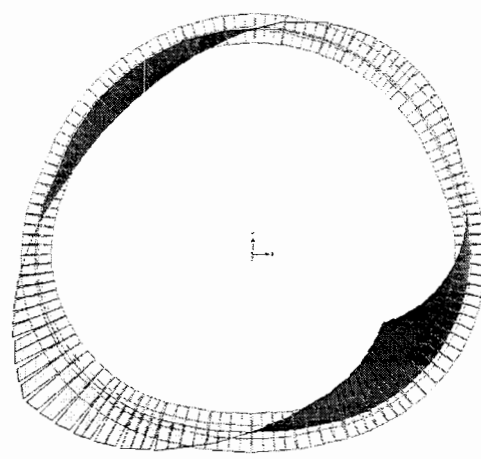
۲۳-۶- نیروی محوری ایجاد شده در مقطع ۱۰۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله



۲۲-۶- تغییر شکل مقطع ۱۰۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله



۲۵-۶- نیروی برشی ایجاد شده در مقطع ۱۰۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله



۲۴-۶- گشتاور خمشی ایجاد شده در مقطع ۱۰۰ متری تحت تأثیر امواج زلزله

فصل هفتم

تحلیل دینامیکی تونل راه‌آهن کوهین با استفاده از روش‌های عددی

۱-۷ مقدمه

به‌طور کلی سازه‌های زیرزمینی از استحکام بیش‌تری نسبت به سازه‌های سطحی در برابر زلزله برخوردار هستند. اما وجود برخی گزارش‌ها از خسارت تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی سبب شد تا بحث تحلیل و طراحی دینامیکی آن‌ها منتفی نشود. از این‌رو مقوله تحلیل و طراحی دینامیکی سازه‌های زیرزمینی حساس یا همان شریان‌های حیاتی که در مناطق لرزه‌خیز واقع شده‌اند، نیازمند توجه جدی است. تردیدی نیست که تونل راه‌آهن کوهین در آینده‌ای نزدیک به یکی از شریان‌های حیاتی کشور تبدیل خواهد شد. با توجه به مطالعات لرزه‌خیزی انجام شده در ساختگاه تونل راه‌آهن کوهین نشان داد که، ساختگاه طرح در منطقه‌ای با توان لرزه‌خیزی بالا واقع شده و وقوع زلزله‌ای با بیشینه شتاب افقی $g/48$ قابل پیش‌بینی است. بنابراین در ادامه تحلیل استاتیکی، تحلیل دینامیکی تونل راه‌آهن کوهین با استفاده از مدل کالیبره شده $FLAC^{2D}$ مورد توجه قرار می‌گیرد. بدین منظور براساس تحلیل خطر زلزله ساختگاه، تاریخچه زمانی بارگذاری در زلزله طراحی MCE تهیه شده و پاسخ دینامیکی مجموعه در سطح یاد شده مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۲-۷ تدوین تاریخچه زمانی زلزله طراحی

۱-۲-۷ انتخاب شتاب‌نگاشت مناسب

برخلاف اغلب بارهای دینامیکی، پیش‌بینی حرکات ناشی از زلزله بسیار دشوار بوده و تا زمانی که زلزله‌ای به وقوع نپیوندد، نمی‌توان به درستی در مورد مشخصات و حرکات آن اظهار نظر کرد. بایستی اذعان داشت که هر زلزله حرکات منحصر به فردی را به‌وجود می‌آورد که مشخصات آن وابسته به عوامل متعددی از جمله مکانیزم گسیختگی در منبع لرزه، محیط انتشار امواج و ویژگی‌های زمین‌شناسی ساختگاه است. مکانیزم گسیختگی گسل به‌حدی پیچیده بوده و طبیعت انتقال انرژی بین منبع و ساختگاه به‌حدی نامعین می‌باشد که بررسی آن برای کاربردهای معمول مهندسی عملی نیست. در تحلیل خطر زلزله تنها دامنه حرکات زمین مورد توجه قرار گرفته و از سایر پارامترهای حرکات، اطلاعات چندانی به‌دست نمی‌آید. بنابراین لازم است تا پس از مشخص شدن توان لرزه‌خیزی ساختگاه در طی تحلیل خطر زلزله، تاریخچه زمانی آن به‌گونه‌ای تدوین شود که بیش‌ترین انطباق را با شرایط لرزه‌زمین‌ساخت منطقه داشته باشد (شریفی بروجردی، ۱۳۸۳).

در این تحقیق به‌منظور انتخاب شتاب‌نگاشت مناسب از اصلاح شتاب‌نگاشت‌های واقعی استفاده شده است. در این روش شتاب‌نگاشت ثبت شده در زلزله‌ای که بیش‌ترین انطباق را با لرزه‌زمین‌ساخت و زمین‌شناسی ساختگاه مورد نظر داشته باشد، انتخاب می‌شود. براین اساس عواملی چون مکانیزم گسیختگی گسل عامل

زلزله، بزرگای زلزله، فاصله سطحی و لیتولوژی محل شتاب‌نگاشت مورد توجه قرار می‌گیرند. پس از بررسی‌های فراوان، شتاب‌نگاشت ساختگاه منجیل^۱ و چنگوره^۲ انتخاب شد.

زمین‌لرزه ۲۰ ژوئن ۱۹۹۰ میلادی (۳۱ خرداد ۱۳۶۹) منجیل

در اولین ساعت پس از نیمه شب (۳۰ دقیقه بامداد) روز ۳۱ خرداد ۱۳۶۹ هجری شمسی، مخرب‌ترین و هول‌ناک‌ترین زمین‌لرزه سده اخیر، منطقه وسیعی از شمال‌غربی ایران، واقع در استان‌های گیلان و زنجان را به شدت تکان داد. این زمین‌لرزه که بیش‌ترین خسارات خود را در استان‌های یاد شده، برجای گذاشت، در محدوده وسیعی از شمال، مرکز و غرب ایران احساس شد، به‌نحوی که محدوده تحت تأثیر با چهار درجه مرکالی شهرهایی همچون بهشهر در استان مازندران، دریای خزر، لنکران (جمهوری آذربایجان)، شمال غرب تبریز، ارومیه، جنوب سقز (استان کردستان)، و جنوب قم را دربرگرفت. این زمین‌لرزه شهر منجیل را به‌طور کامل منهدم و ویران کرد. زلزله به شهرهای رودبار، لوشان، گنجه خسارات زیادی وارد کرد و بیش از هزار پارچه از دهات و آبادی‌های پر جمعیت شمال ایران را به‌طور کلی ویران کرد. به غیر از تأثیری که خود زمین‌لرزه بر روی مناطق ویران گذاشت، زمین لغزش‌هایی که در اثر این زلزله به‌وقوع پیوست بسیاری از روستاهای محدوده تحت تأثیر را به‌کلی منهدم ساخت (مشاور هرازراه، ۱۳۸۵).

زمین‌لرزه ۲۲ ژوئن ۲۰۰۲ میلادی (اول تیرماه ۱۳۸۱) چنگوره-آوج

زمین‌لرزه ۸۱/۴/۱ چنگوره (آوج) با بزرگای $M_w = 6/3$ ناحیه وسیعی را در شمال باختری ایران به لرزه درآورد. این ناحیه در غرب جاده تاکستان به همدان در راستای روندهای ساختاری با تمایل شمال-شمال‌غربی و جنوب-جنوب‌شرقی در غرب روستای آبگرم و شمال و شمال غرب آوج واقع شده است.

1- MANJIL

2 - CHANGURE

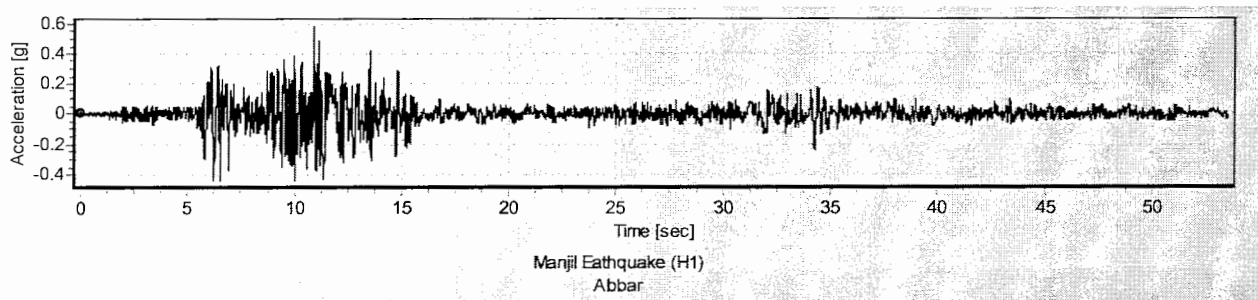
در اثر این زمین‌لرزه بر طبق آمارهای رسمی ۲۳۳ نفر کشته، در حدود ۱۵۰۰ نفر مجروح و بیش از ۵۰۰۰ نفر بی‌خانمان شدند. این زمین‌لرزه با تخریب نسبی حدود ۵۰ روستا و آسیب جدی به شهر آوج همراه بود (مشاور هرازراه، ۱۳۸۵).

مشخصات رکوردهای مورد استفاده در این مطالعه در جدول ۷-۱ درج شده است. باتوجه به تشابه روند محاسبات برای رکوردهای مذکور در این مطالعه روند محاسبات برای رکورد منجیل انجام گرفت.

جدول ۷-۱- مشخصات رکوردهای مورد استفاده در این مطالعه (مشاور هرازراه، ۱۳۸۵)

نام زمین‌لرزه	ایستگاه رکورد کننده	بزرگای زمین‌لرزه	فاصله از مرکز زمین‌لرزه	شرایط زمین‌شناسی ایستگاه	تاریخ رویداد
منجیل	آب بر	۷/۳	۱۹ کیلومتر	سنگی	۱۹۹۰/۶/۲۰
چنگوره آوج	کبودر آهنگ	۶/۳	۷۸ کیلومتر	سنگی	۲۰۰۲/۶/۲۲

ایستگاه‌های ثبت رکوردها دارای سه شتاب‌نگار قائم، شمالی- جنوبی و شرقی- غربی است. در این مطالعه مؤلفه شرقی- غربی که بزرگ‌ترین حرکات را ثبت کرده، مورد استفاده قرار گرفته شده است. شکل ۷-۱ تاریخچه زمانی شتاب برای مؤلفه شرقی- غربی زمین‌لرزه منجیل را نشان می‌دهد.



شکل ۷-۱- تاریخچه شتاب برای مؤلفه شرقی- غربی زلزله منجیل (مشاور هرازراه، ۱۳۸۵)

مشخصات حرکات این مؤلفه در جدول (۷-۲) درج شده است. لازم به ذکر است که مدت دوام حرکات بر مبنای تعریف Bolt، یعنی فاصله زمانی میان اولین و آخرین تجاوز از شتاب $0.05g$ محاسبه شده است.

جدول ۲-۷- مشخصات حرکات نیرومند زمین در مؤلفه شرقی- غربی ایستگاه آب‌بر

مدت دوام حرکات	فرکانس مرکزی	پارامترهای دامنه		
		بیشینه جابه‌جائی (cm)	بیشینه سرعت (cm/s)	بیشینه شتاب (g)
۴۹/۰۸ (sec)	۲/۹۴ (Hz)	۱۶/۷۹	۴۵/۱۱۳	۰/۵۸۸

۲-۲-۷ اصلاح شتاب‌نگاشت منجیل

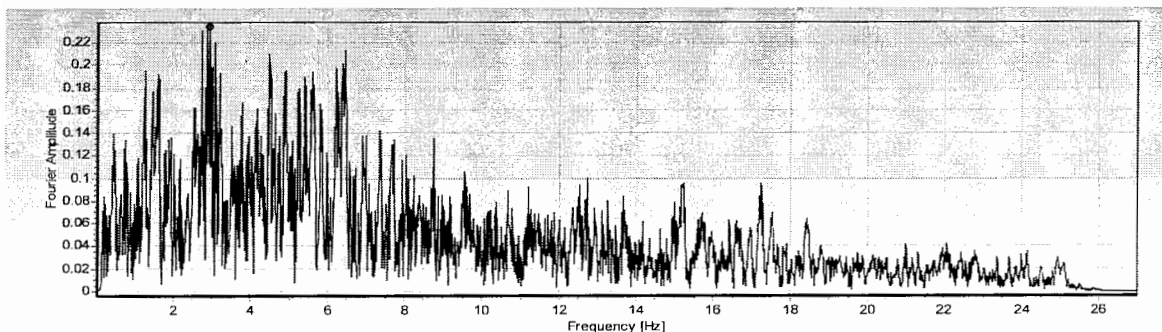
همان‌طور که در جدول ۲-۷ دیده می‌شود، بیشینه شتاب ثبت شده در ایستگاه آب بر، $g/۰/۵۸۸$ است. این مقدار با بیشینه شتاب به‌دست آمده از تحلیل خطر زلزله برای زلزله MCE که $g/۰/۴۸$ است، تفاوت دارد. بنابراین لازم است تا شتاب‌نگاشت پایه نسبت به مقادیر مورد نظر مقیاس شود. ضریب مقیاس به صورت نسبت بیشینه شتاب هدف به بیشینه شتاب پایه تعریف می‌شود. در مرحله بعدی باید محتوی فرکانس تاریخچه‌های زمانی شتاب اصلاح شود. به‌منظور جلوگیری از اعوجاج موج در مدل و انتشار صحیح آن، لازم است تا بزرگ‌ترین بعد المان کوچک‌تر از یک‌دهم تا یک‌هشتم طول موج بزرگ‌ترین فرکانس موج ورودی باشد. بزرگ‌ترین بعد المان را می‌توان به صورت زیر تعیین کرد (Itasca, 1999):

$$l_{\max} = \frac{C_s}{8.f_{\max}} \quad (۱-۷)$$

در این رابطه C_s سرعت موج برشی و f_{\max} بزرگ‌ترین فرکانس تاریخچه زمانی موج است که ۴۵ Hz می‌باشد. با توجه به این که حرکات افقی زلزله به‌صورت یک موج برشی مدل‌سازی خواهد شد، از این‌رو در رابطه اخیر سرعت موج برشی استفاده می‌شود. در فواصل دور از منبع لرزه می‌توان فرض کرد که امواج به‌صورت صفحه‌ای منتشر می‌شوند. بنابراین سرعت موج برشی در ساخت‌گاه تونل از رابطه‌ی زیر به‌دست می‌آید:

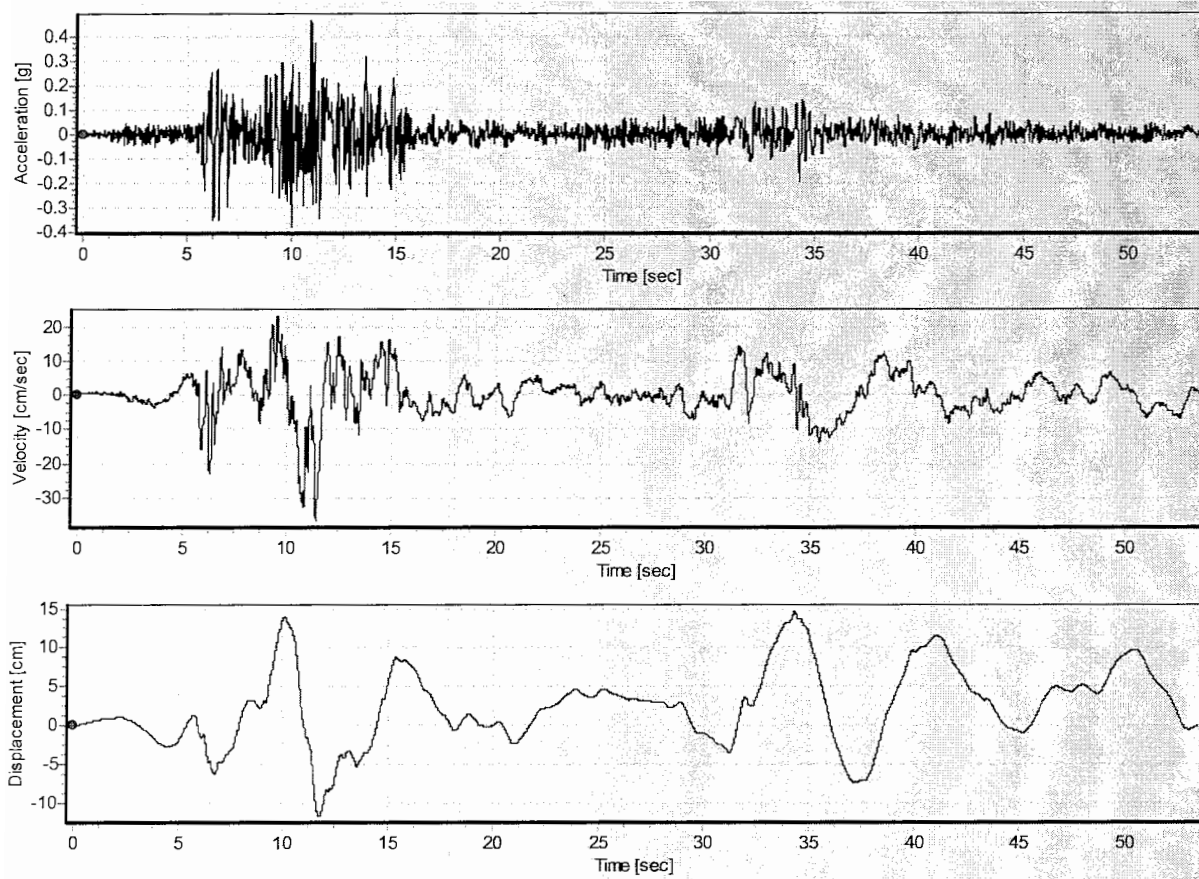
$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2-7)$$

با توجه به تحلیل‌های صورت گرفته سرعت موج برشی $228/6 \text{ m/s}$ به دست می‌آید. اکنون با جایگزینی مقادیر معلوم C_s و f_{\max} در رابطه ۷-۱ بزرگ‌ترین بعد المانی که می‌تواند در مدل اجزای مجزا استفاده شود، $0/634 \text{ m}$ است. بدیهی است که در چنین شرایطی تعداد المان‌های مدل افزایش یافته و در نتیجه زمان و حافظه مورد نیاز برای تحلیل به شدت افزایش می‌یابد. به منظور جلوگیری از این مشکل لازم است تا f_{\max} را کاهش داده، یا به بیان دیگر فرکانس‌های بالای تاریخچه زمانی شتاب را فیلتر کرد. شکل ۷-۲ دامنه فوریه را نسبت به فرکانس را بعد از فیلتر کردن فرکانس‌های بالاتر از ۲۵ هرتز را نشان می‌دهد. بدین ترتیب مدلی با ابعاد $1/2$ متر برای تحلیل انتخاب شد.



شکل ۷-۲- طیف دامنه فوریه تاریخچه شتاب منجیل

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 25 Hz حذف شده و با تبدیل معکوس فوریه، تاریخچه شتاب اصلاح شده به دست می‌آید. در شکل ۷-۳ تاریخچه شتاب، سرعت و جابه‌جائی اصلاح شده برای زلزله MCE نشان داده شده است. لازم به ذکر است که کلیه مراحل فوق با نرم‌افزار SeismoSignal انجام شده است.



شکل ۳-۷- تاریخچه شتاب، سرعت و جابجایی اصلاح شده برای زلزله منجیل

دامنه حرکات نیرومند زمین برای زلزله مورد نظر در جدول ۳-۷ آورده شده است. همان‌طور که دیده می‌شود، بیشینه شتاب زلزله MCE قدری کوچک‌تر از مقادیر هدف هستند. این تغییر در نتیجه فیلتر کردن شتاب‌نگاشت و از بین رفتن بخشی از انرژی آن به‌وجود آمده است. انرژی یا شدت کل یک شتاب‌نگاشت از رابطه زیر به‌دست می‌آید (Krammer, 1996):

$$I_0 = \int_0^{T_d} a^2(t) dt \quad (3-7)$$

که T_d مدت زمان ثبت حرکات زمین است. پس از تعیین انرژی شتاب‌نگاشت، قبل و بعد از فیلتر کردن مشخص می‌شود که تنها ۰/۱۵ درصد از انرژی کل در محدوده فرکانس بالاتر از ۲۵ Hz از بین رفته است. لذا خطای چندانی ایجاد نمی‌شود.

جدول ۳-۷- دامنه حرکات زمین برای زلزله اصلاح شده MCE

سطح زلزله طراحی	بیشینه شتاب (g)	بیشینه سرعت (cm/s)	بیشینه جابه‌جایی (cm)
زلزله MCE	۰/۴۷۸۹۹	۳۶/۶۶	۱۴/۷

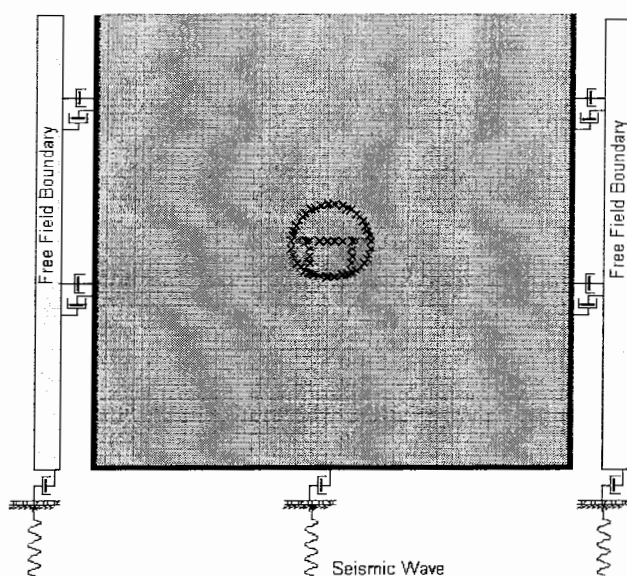
۳-۷ مدل دینامیکی تفاضل محدود

پس از پایان تحلیل استاتیکی لازم است تا تغییراتی در مدل کالیبره شده $FLAC^{2D}$ به وجود آمده تا آماده مدل‌سازی دینامیکی شود. این تغییرات شامل اعمال شرایط مرزی جدید، اعمال بارگذاری دینامیکی و تبدیل میرایی سیستم به میرایی رایلی است. البته نباید فراموش کرد که پارامترهای رفتاری ماده سنگ و سیستم نگهداری در هنگام بارگذاری دینامیکی متمایز از مقادیر استاتیکی‌شان هستند، اما از آن‌جا که اطلاعاتی در این زمینه در اختیار نیست، تغییری در پارامترها داده نشده و به مقادیر استاتیکی بسنده شده است.

۳-۷-۱ شرایط مرزی

در شروع تحلیل دینامیکی لازم است تا شرایط مرزی مدل تغییر یابد. در شکل ۳-۷-۴ شرایط مرزی جدید مدل که شامل مرزهای ویسکوز و میدان آزاد است، مشاهده می‌شود. در طرفین مدل مرزهای میدان آزاد تعبیه شده است. این مرزها با استفاده از میراگرهای افقی و قائم به مدل متصل می‌شوند. مرزهای میدان آزاد شرایطی را فراهم می‌کنند تا انتشار امواج در دوردست تحت تأثیر سازه قرار نگیرد. به عبارت دیگر این مرزها مدلی با ابعاد بی‌نهایت را شبیه‌سازی کرده که امواج دینامیکی بدون هیچ اغتشاشی در آن منتشر می‌شوند.

به‌منظور 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 به‌عمل می‌آید. همین روند حرکتی در ستون میدان آزاد نیز وجود دارد.



شکل ۷-۴- شرایط مرزی و بارگذاری دینامیکی مدل کالیبره شده $FLAC^{2D}$

۷-۳-۲ بارگذاری دینامیکی

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 کمتر از لایه‌های زیرین است، انکسار رخ می‌دهد. این پدیده سبب می‌شود که جهت انتشار امواج زلزله در لایه‌های افقی سطحی به‌صورت عمودی باشد (Krammer, 1996). براساس این

واقعیت بارگذاری دینامیکی به صورت یک موج صفحه‌ای برشی در نظر گرفته شده که از پایه مدل در جهت قائم منتشر می‌شود (شکل ۴-۷). اما این سؤال مطرح است که آیا می‌توان حرکات ثبت شده در سطح زمین را بدون هیچ‌گونه تغییری به پایه مدل (عمق ۱۰۰ و ۴۰ متری) اعمال کرد؟ پاسخ این سؤال نیازمند تحلیل پاسخ زمین^۱ است. تحلیل پاسخ زمین در حقیقت تعیین پاسخ توده خاک به حرکت بستر سنگی آن است. طی این تحلیل ثابت می‌شود که حرکت بستر سنگی تابع عمق نیست. زلزله ثبت شده در ساختگاه سنگی آب‌بر دارای چنین مشخصه‌ای است و حرکات سطح زمین در عمق نیز برقرار است (مشاور هرازراه، ۱۳۸۵).

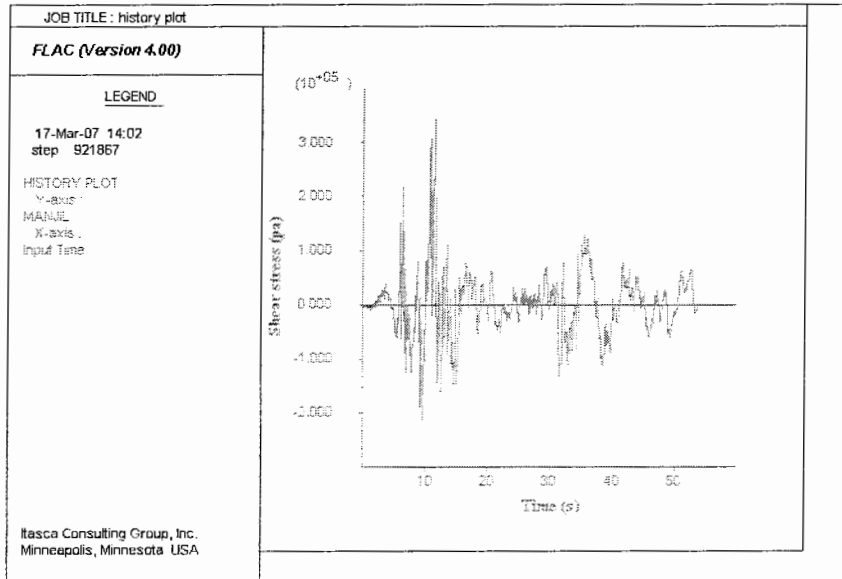
وجود مرزهای ویسکوز در پایه مدل سبب می‌شود که اعمال تاریخچه سرعت (شکل ۳-۷) به‌طور مستقیم امکان‌پذیر نباشد. از این رو لازم است تا تاریخچه سرعت به تاریخچه تنش تبدیل شود. با فرض موج صفحه‌ای این تبدیل به صورت زیر انجام می‌پذیرد:

$$\sigma_{xy} = -2(\rho C_s v) \quad (۴-۷)$$

که v سرعت حرکات زمین، نشان داده شده در شکل ۳-۷ است. ضرب ۲ به این دلیل است که نیمی از ورودی تنش در محل مرزهای ویسکوز جذب شده و تنها نیمی از آن که مقدار واقعی بار دینامیکی است به مدل اعمال می‌شود. حال با انتخاب حرکات نیرومند تاریخچه تنش و حذف باقیمانده آن، بارگذاری نهایی زلزله MCE مطابق شکل ۵-۷ به دست می‌آید. مدت زمان بارگذاری ۵۵ ثانیه است. این زمان که بیش‌تر از زمان حرکات نیرومند (۴۹/۰۸ ثانیه) می‌باشد به این دلیل انتخاب شده که جابه‌جائی در آن لحظه صفر است. عدم توجه به این مسأله سبب القاء جابه‌جائی ماندگاری در مدل می‌شود که اساساً واقعیت ندارد.

1-Ground response analysis

لازم به ذکر است که بیشینه تنش برشی برای زلزله MCE ۰/۳۴ مگا پاسکال است. اوج بارگذاری زلزله در لحظه ۱۱/۴۳۵ ثانیه رخ می‌دهد.

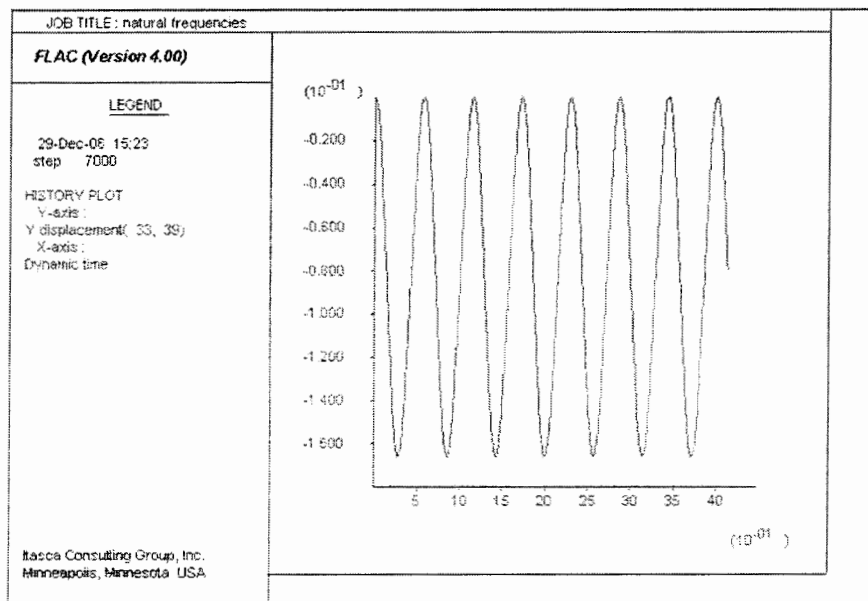


شکل ۷-۵- تاریخچه زمانی بارگذاری زلزله MCE

۳-۳-۷ میرایی Rayleigh

میرایی Rayleigh در نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ با دو مقدار فرکانس غالب (f_{min}) و نسبت میرایی بحرانی (ξ_{min}) مشخص می‌شود. روش تعیین f_{min} و ξ_{min} در پیوست توضیح داده شده است. همان‌طور که بیان شد نسبت میرایی وابسته به فرکانس است، اما محدوده‌ای از فرکانس را می‌توان یافت که در آن محدوده نسبت میرایی بحرانی مستقل از فرکانس است. بنابراین f_{min} که در برنامه استفاده می‌شود، باید در این محدوده واقع شده باشد. این فرکانس با ترکیبی از فرکانس مرکزی بار ورودی و فرکانس طبیعی سیستم قابل تعیین است. همان‌طور که در جدول ۷-۲ دیده می‌شود، فرکانس مرکزی شتاب‌نگاشت منجیل، ۲/۹۴ هرتز است. برای تعیین فرکانس طبیعی سیستم نیروی ثقل به‌طور ناگهانی و در حالت بدون میرایی به مدل اعمال می‌شود. در این شرایط مدل شروع به نوسان کرده و با ثبت تاریخچه حرکت قائم آن می‌توان

فرکانس طبیعی را تعیین کرد. همان‌طور که در شکل ۶-۷ مشاهده می‌شود، فرکانس طبیعی، ۲ هرتز به‌دست آمده است. با توجه به تحلیل‌های انجام شده، فرکانس غالب، $f_{\min} = 2/5$ Hz انتخاب شد.



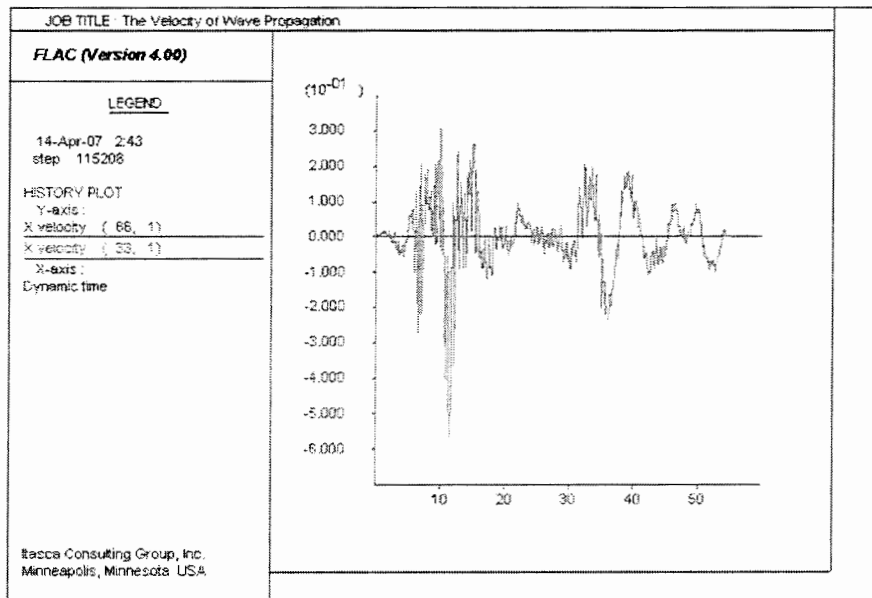
شکل ۶-۷ تاریخچه زمانی جابه‌جایی قائم برای مدل در شرایط ارتعاش آزاد نامیرا

نسبت میرایی بحرانی (ξ_{\min}) دومین پارامتری است که باید مشخص شود. این نسبت در سنگ‌ها کم‌تر از خاک است. اگرچه اندازه‌گیری در این زمینه انجام نشده است اما براساس تجربه مقدار ۲ تا ۵ درصد برای محیط و ۲ تا ۱۰ درصد برای پوشش مناسب به نظر می‌رسد (Itasca, 1999).

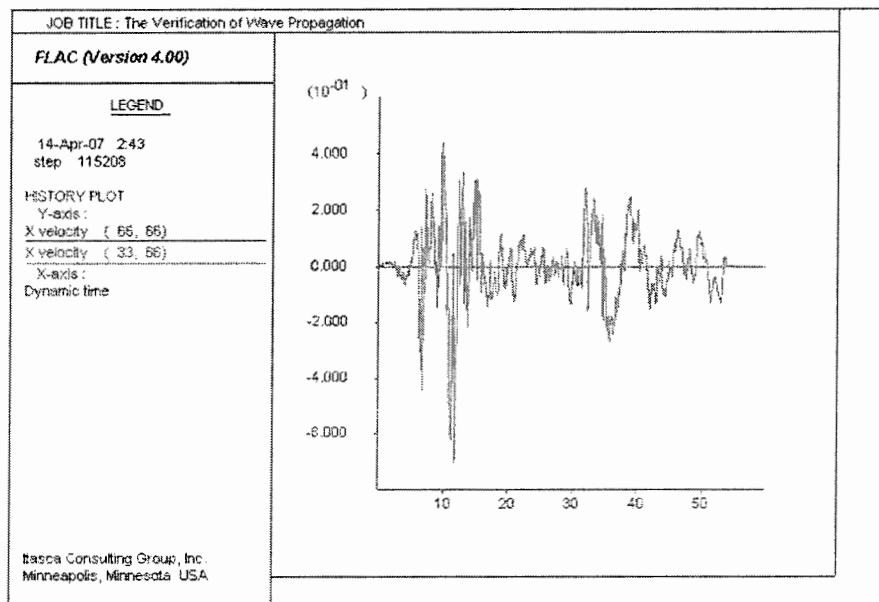
۴-۳-۷ انتشار موج در مدل

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 شد و رفتار الاستیک خطی برای مصالح انتخاب شد. سایر مشخصات مدل براساس مطالب شرح داده شده در بالا است. تاریخچه سرعت در پایه مدل و پایه میدان آزاد در شکل ۷-۷ نشان می دهد که انتشار موج در مدل اصلی و ستون میدان آزاد به درستی شبیه سازی شده است و هیچ گونه اعوجاجی به چشم نمی خورد. بیشینه سرعت در پایه مدل ۵۸/۴ سانتی متر در ثانیه است. افزایش سرعت نسبت به مقادیر بارگذاری اولیه که ۳۶/۶۶ سانتی متر در ثانیه است، مربوط به اثرات انعکاس موج در سطح زمین است. این تأثیر در تاریخچه سرعت ثبت شده در سطح زمین به خوبی مشخص است (شکل ۷-۸). همان طور که دیده می شود بیشینه سرعت حرکات ۷۰/۴ سانتی متر در ثانیه بوده که تقریباً دو برابر سرعت بارگذاری اولیه است.



شکل ۷-۷- تاریخچه زمانی سرعت افقی در پایه مدل و پایه ستون میدان آزاد



شکل ۷-۸- تاریخچه زمانی سرعت افقی در بالای مدل

۴-۷ پاسخ دینامیکی مدل به زلزله

در این بخش پاسخ دینامیکی تونل راه‌آهن کوهین برای دو مقطع خشک و آبدار تحت تأثیر دو زلزله منجیل و چنگوره تحت شرایط بدون لغزش مورد بررسی قرار گرفته شده است. لازم به ذکر است تحلیل-های دینامیکی برای دو مقطع آبدار ۴۰ و ۱۰۰ متری تنها تحت شرایط مکانیکی و با نادیده گرفتن جریان سیال و فشارهای منفذی (Mech=on و Flow=off) صورت گرفته شده است.

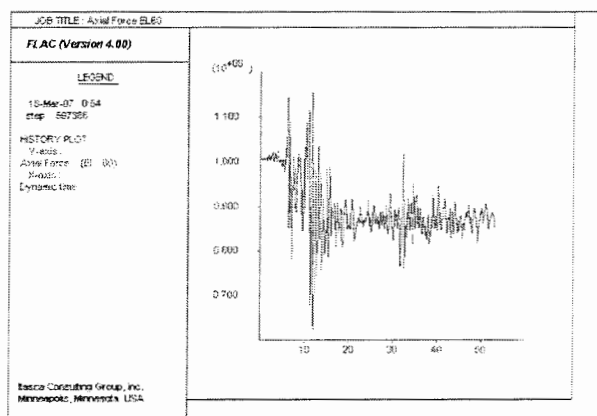
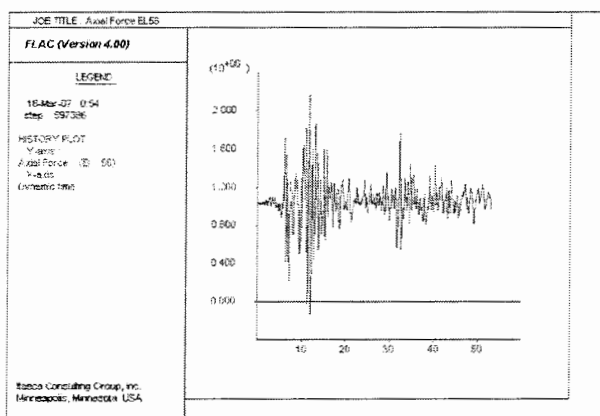
۱-۴-۷ عمل کرد سیستم نگهداری

به‌منظور تحلیل پایداری پوشش نهایی تونل راه‌آهن کوهین در ۷ نقطه از نقاط بحرانی پوشش در مقطع خشک و ۵ نقطه برای دو مقطع آبدار ۴۰ و ۱۰۰ متری نیروها و گشتاورهای وارده بر پوشش مورد بررسی قرار گرفته شده است. نتایج حاصل از بررسی‌های به‌عمل آمده در جداول (۴-۷) تا (۹-۷) و شکل‌های

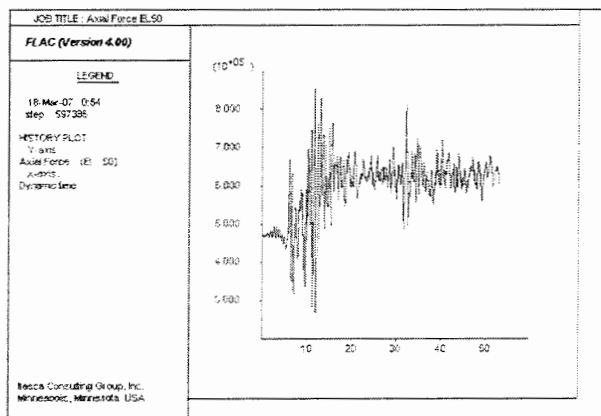
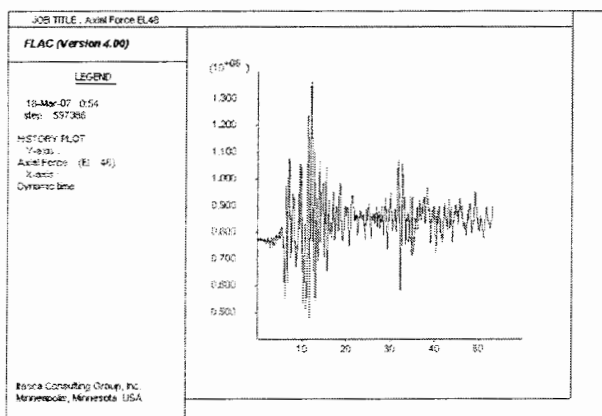
(۹-۷) تا (۴۴-۷) آورده شده است. لازم به ذکر است نیروها و گشتاورهای محاسبه شده در این بخش

در بحرانی‌ترین حالت برای نقاط مذکور برای تحلیل پایداری مورد ارزیابی قرار گرفته شده است.

نیروها و گشتاور خمشی برای مقطع ۴۰ متری در حالت خشک

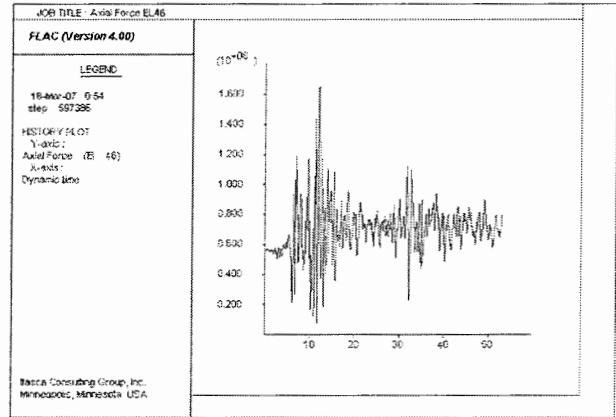
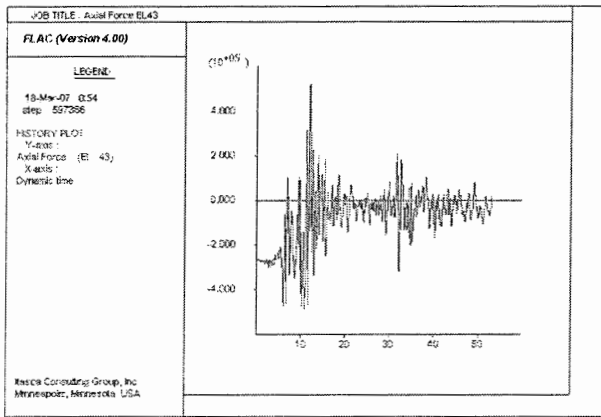


شکل ۹-۷- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارده بر طاق تونل / تاریخچه زمانی نیروی محوری وارده بر ۱/۴ قوس فوقانی تونل



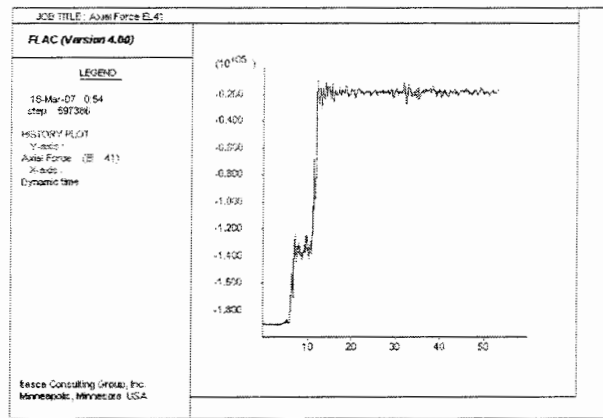
شکل ۱۲-۷- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارده بر وسط دیواره تونل

شکل ۱۱-۷- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارده بر ابتدای قوس فوقانی تونل

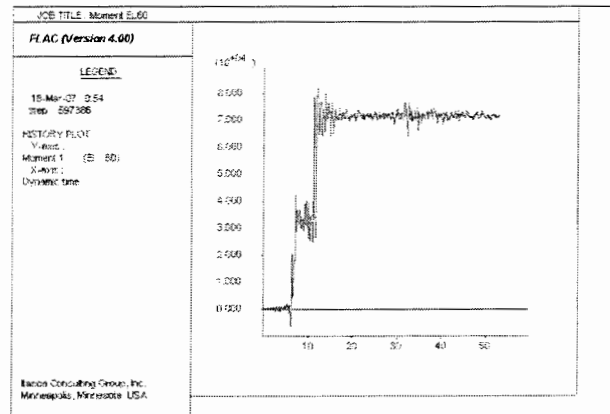
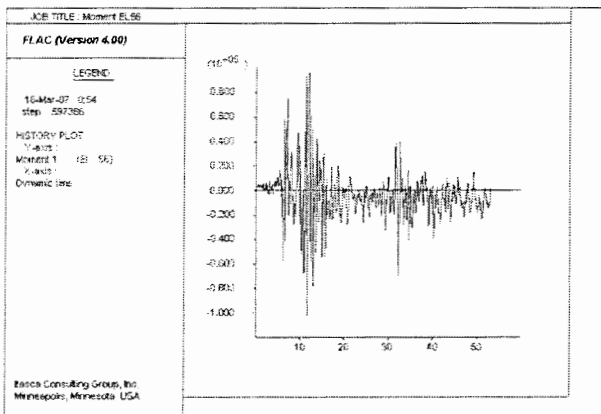


شکل ۷-۱۴ - تاریخچه زمانی نیروی محوری وارده بر ۱/۴ کف تونل

شکل ۷-۱۳ - تاریخچه زمانی نیروی محوری وارده بر پائین دیواره تونل

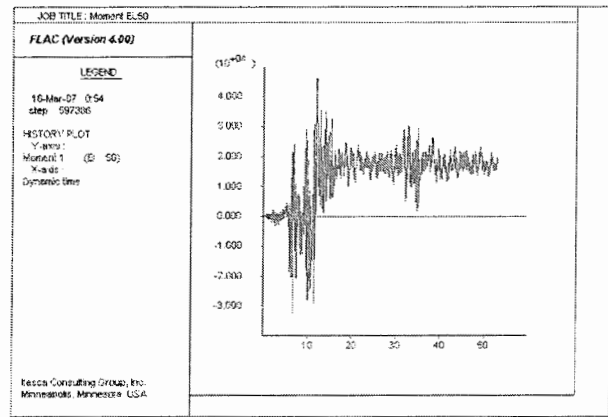
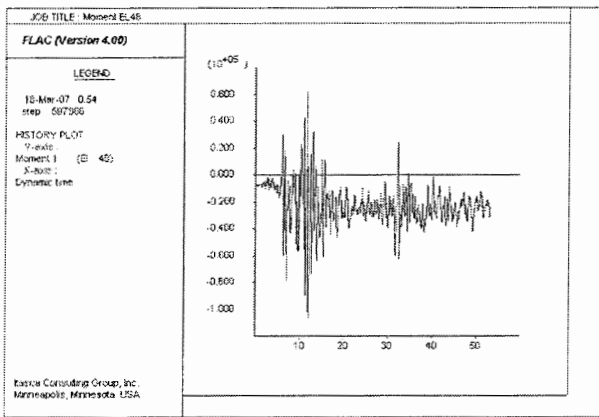


شکل ۷-۱۵ - تاریخچه زمانی نیروی محوری وارده بر وسط کف تونل



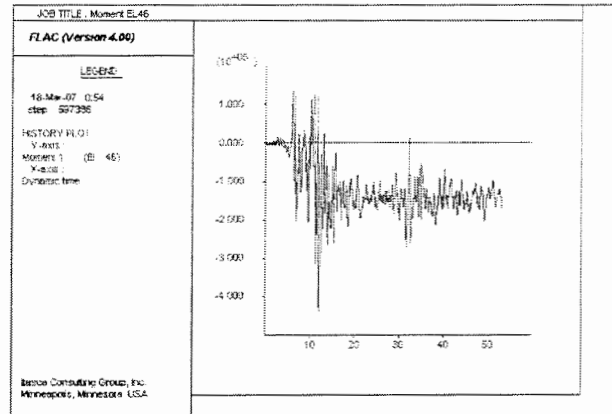
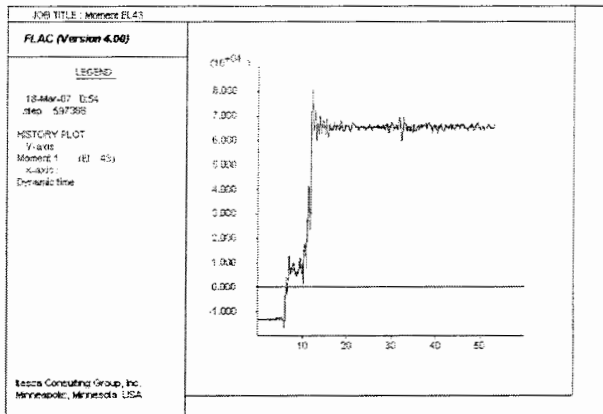
شکل ۷-۱۷ - تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر قوس فوقانی تونل

شکل ۷-۱۶ - تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر طاق تونل



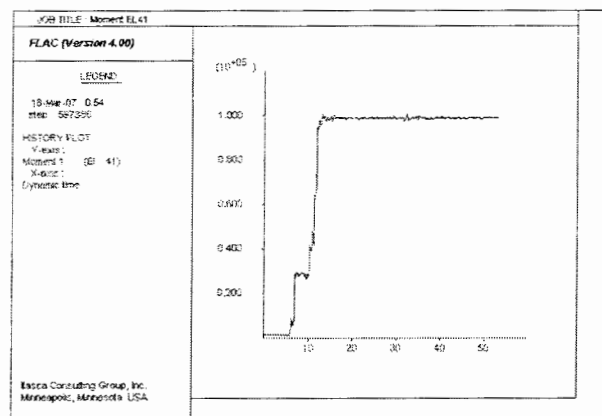
شکل ۷-۱۹- تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر وسط دیواره تونل

شکل ۷-۱۸- تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده ابتدای قوس فوقانی تونل

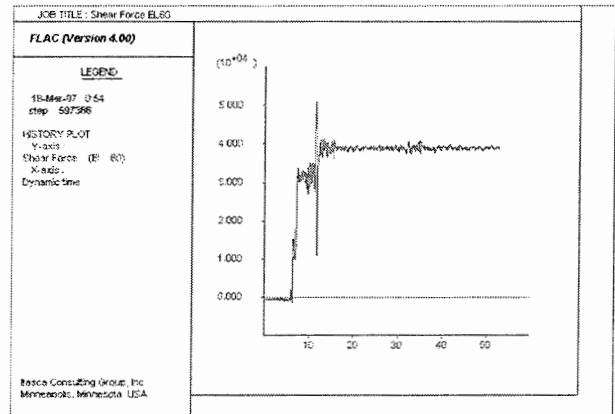
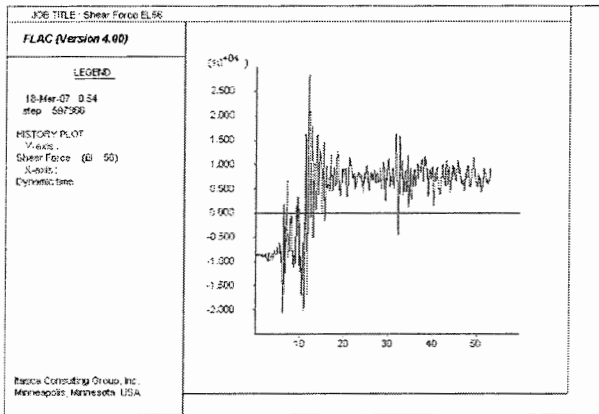


شکل ۷-۲۱- تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر ۱/۴ کف تونل

شکل ۷-۲۰- تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر پائین دیواره تونل

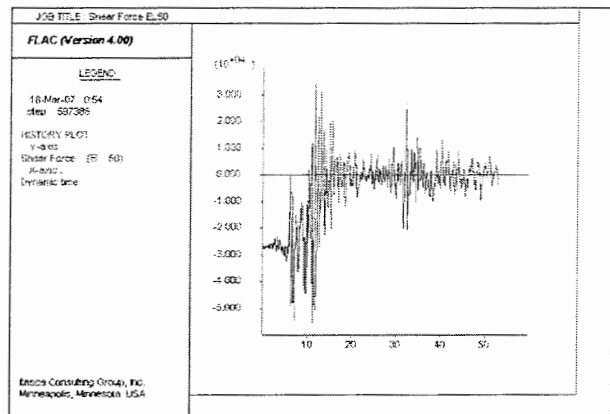
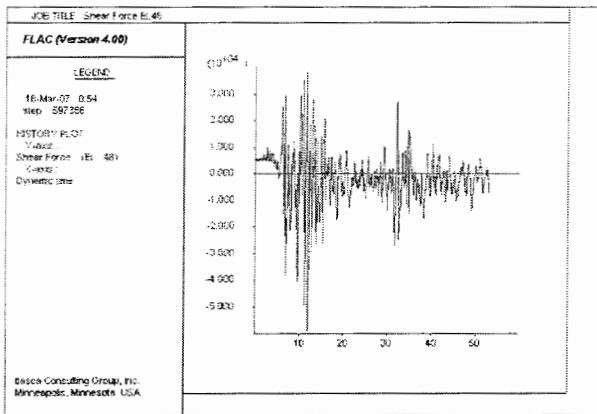


شکل ۷-۲۲- تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر وسط کف تونل



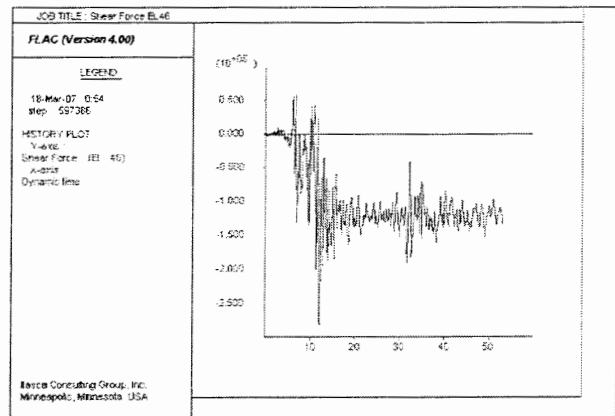
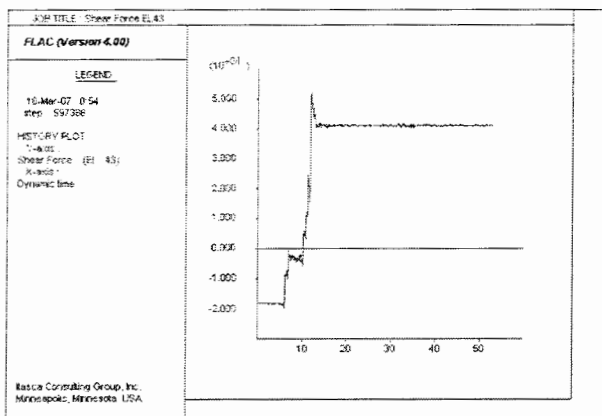
شکل ۷-۲۴- تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر ۱/۴ قوس فوقانی تونل

شکل ۷-۲۳- تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر طاق تونل



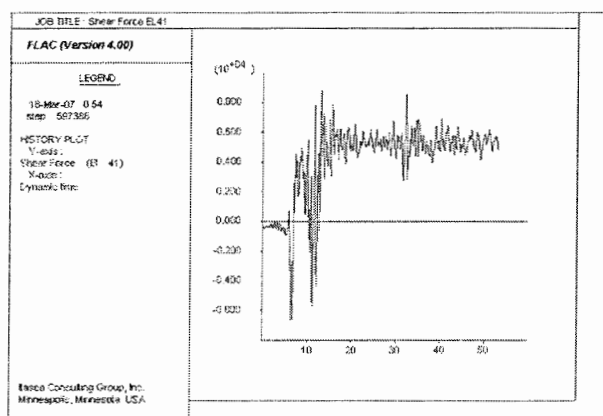
شکل ۷-۲۶- تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر وسط دیواره تونل

شکل ۷-۲۵- تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر ابتدای قوس فوقانی تونل



شکل ۷-۲۸- تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر ۱/۴ کف تونل

شکل ۷-۲۷- تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر پائین دیواره تونل



شکل ۷-۲۹- تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر وسط کف تونل

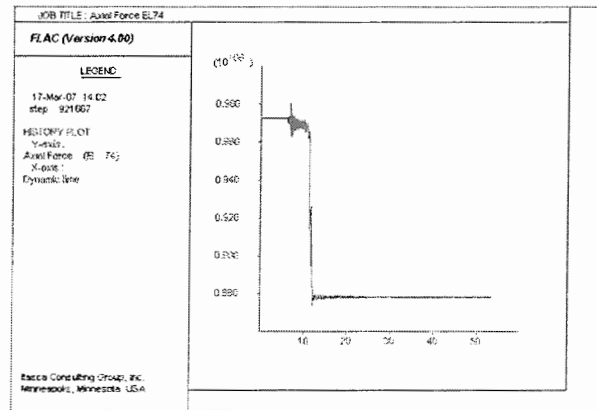
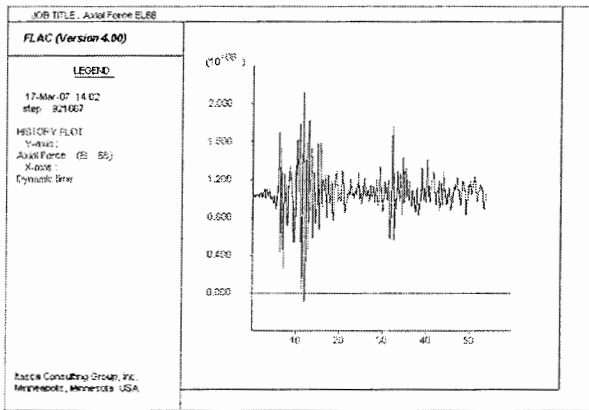
جدول ۷-۴- نیروهای وارده بر نقاط مختلف پوشش برای مقطع خشک ۴۰ متری تحت اثر زلزله منجیل

V_{max} ton	M_{max} ton-m	T_{max} ton	نقاط مختلف پوشش
۵/۱	۸	۳۸	بالای قوس فوقانی
۲/۹	۱۰/۲	۱۱۶	۱/۴ قوس فوقانی
۵/۹	۴/۶	۳۸/۳	ابتدای قوس فوقانی
۶/۶	۹/۸	۵۹	وسط دیواره
۲۷	۳۸/۸	۱۱۰	پائین دیواره
۶/۹	۹/۳	۷۸	۱/۴ کف
-۰/۹	۹/۸	۱۸	وسط کف

جدول ۷-۵- نیروهای وارده بر نقاط مختلف پوشش برای مقطع خشک ۴۰ متری تحت اثر زلزله چنگوره

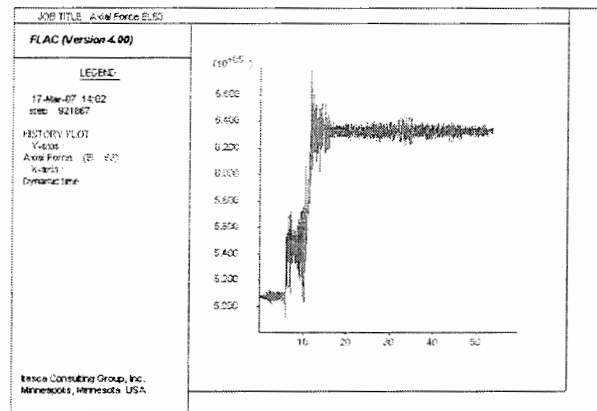
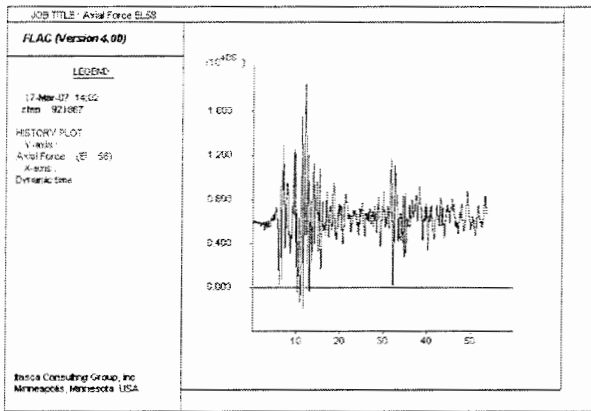
V_{max} ton	M_{max} ton-m	T_{max} ton	نقاط مختلف پوشش
۵/۳	۹/۹	۴۴	بالای قوس فوقانی
۳/۸	۱۰/۱	۱۲۱	۱/۴ قوس فوقانی
۵/۹	۳/۳	۳۸/۳	ابتدای قوس فوقانی
۵/۷	۱۰/۲	۴۴	وسط دیواره
۲۴	۳۹/۸	۷۹	پائین دیواره
۵/۳	۷/۲	۷۱	۱/۴ کف
۱/۲	۹/۱	۱۶	وسط کف

نیروها و گشتاور خمشی برای مقطع ۴۰ متری آبدار



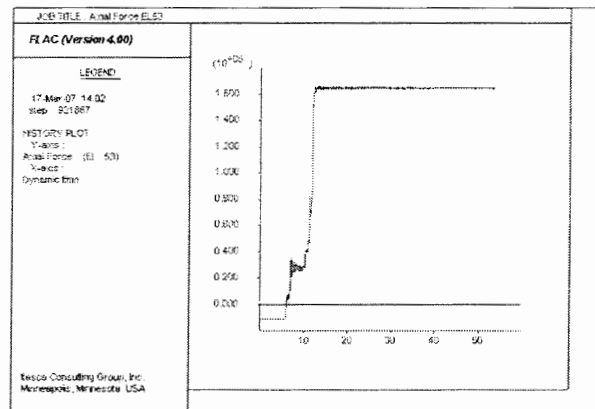
شکل ۷-۳۱- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارده بر ۱/۴ قوس فوقانی تونل

شکل ۷-۳۰- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارده بر طاق تونل

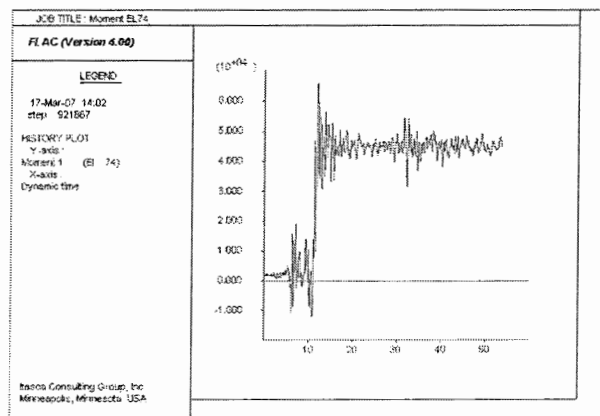
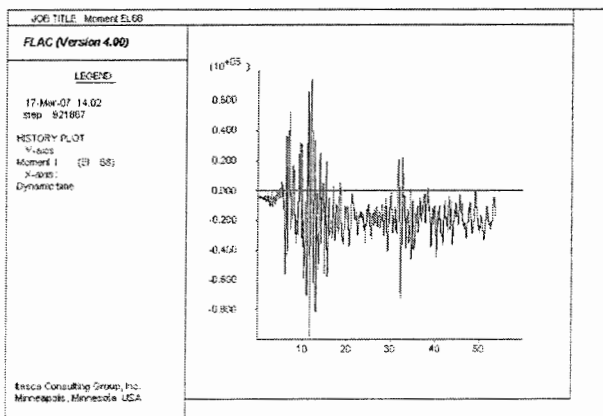


شکل ۷-۳۳- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارده بر ۱/۴ قوس تحتانی تونل

شکل ۷-۳۲- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارده بر ابتدای قوس فوقانی تونل

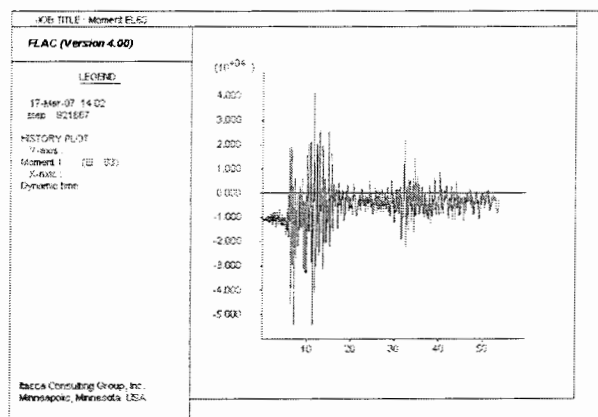
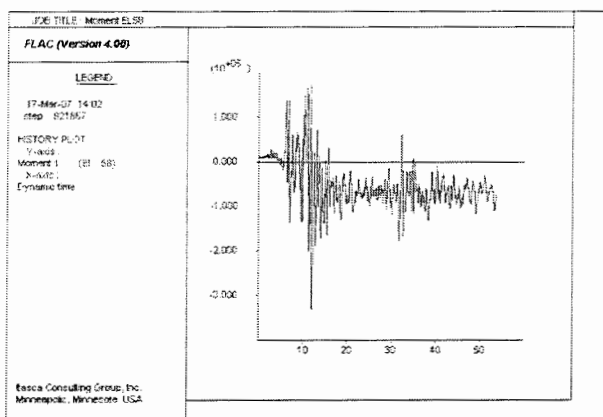


شکل ۷-۳۴- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارده بر وسط قوس تحتانی تونل



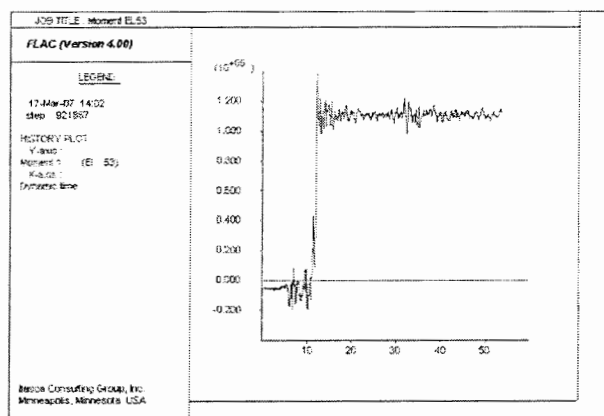
شکل ۷-۳۶- تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر ۱/۴ قوس فوقانی تونل

شکل ۷-۳۵- تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر طاق تونل

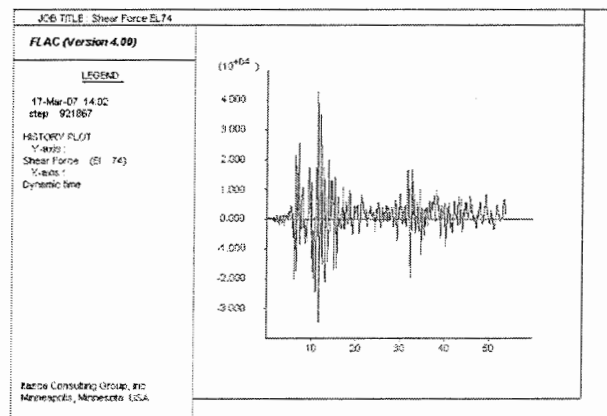
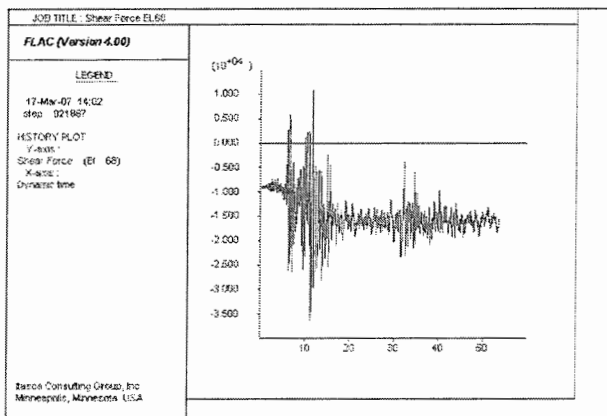


شکل ۷-۳۸- تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر ۱/۴ قوس تحتانی تونل

شکل ۷-۳۷- تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر ابتدای قوس فوقانی تونل

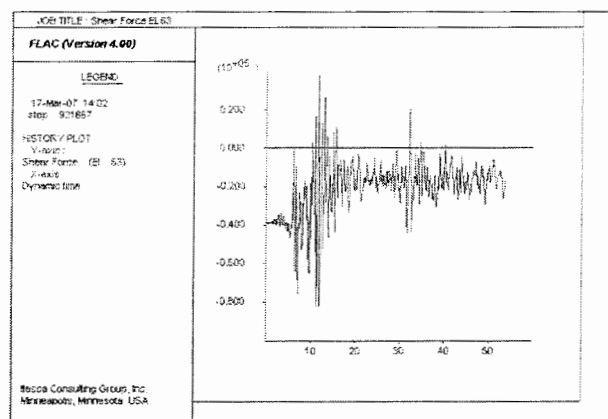
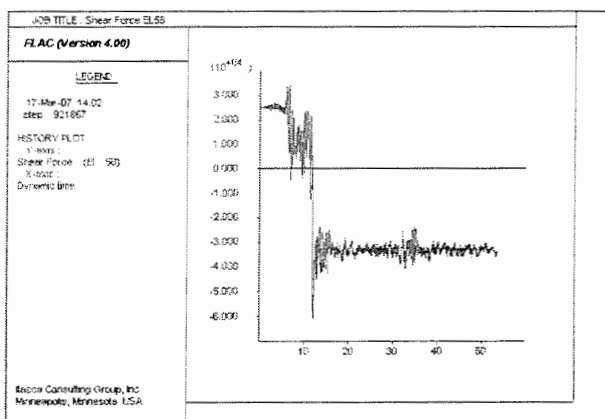


شکل ۷-۳۹- تاریخچه زمانی گشتاور خمشی وارده بر وسط قوس تحتانی تونل



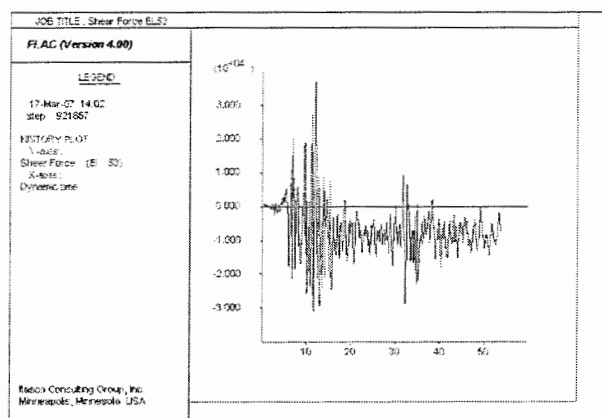
شکل ۷-۴۱- تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر ۱/۴ قوس فوقانی تونل

شکل ۷-۴۰- تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر طاق تونل



شکل ۷-۴۳- تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر ۱/۴ قوس تحتانی تونل

شکل ۷-۴۲- تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر ابتدای قوس فوقانی تونل



شکل ۷-۴۴- تاریخچه زمانی نیروی برشی وارده بر وسط قوس تحتانی تونل

جدول ۷-۶- نیروهای وارده بر نقاط مختلف پوشش برای مقطع آبدار ۴۰ متری تحت اثر زلزله منجیل

V_{max} ton	M_{max} ton-m	T_{max} ton	نقاط مختلف پوشش
۴/۳	۶/۳	۱۰	بالای قوس فوقانی
۲/۹	۹/۶	۱۱۲	۱/۴ قوس فوقانی
۷/۱	۵/۲	۱۷/۸	ابتدای قوس فوقانی
۸/۵	۳۴/۸	۱۲۳/۷	۱/۴ قوس تحتانی
۳/۸	۱۴/۳	۱۷/۳	وسط قوس تحتانی

جدول ۷-۷- نیروهای وارده بر نقاط مختلف پوشش برای مقطع آبدار ۴۰ متری تحت اثر زلزله چنگوره

V_{max} ton	M_{max} ton-m	T_{max} ton	نقاط مختلف پوشش
۴/۴	۷/۷	۱۰/۲	بالای قوس فوقانی
۲/۱	۸/۷	۱۱۳	۱/۴ قوس فوقانی
۶/۹	۵/۲	۱۹/۹	ابتدای قوس فوقانی
۵/۷	۲۸/۵	۱۱۸	۱/۴ قوس تحتانی
۳/۲	۹/۹	۱۵	وسط قوس تحتانی

جدول ۷-۸- نیروهای وارده بر نقاط مختلف پوشش برای مقطع آبدار ۱۰۰ متری تحت اثر زلزله منجیل

V_{max} ton	M_{max} ton-m	T_{max} ton	نقاط مختلف پوشش
۷	۴/۸	۸	بالای قوس فوقانی
۴/۴	۲۰/۱	۱۱۰/۳	۱/۴ قوس فوقانی
۱۸	۱۳/۲	۷۵	ابتدای قوس فوقانی
۶/۳	۵۳/۱	۱۵۲	۱/۴ قوس تحتانی
۱۰/۱	۱۱/۱	۴۴/۴	وسط قوس تحتانی

جدول ۷-۹- نیروهای وارده بر نقاط مختلف پوشش برای مقطع آبدار ۱۰۰ متری تحت اثر زلزله چنگوره

V_{max} ton	M_{max} ton-m	T_{max} ton	نقاط مختلف پوشش
۷	۵/۳	۷	بالای قوس فوقانی
۳/۴	۱۷/۳	۱۲۹	۱/۴ قوس فوقانی
۱۷/۱	۱۳/۴	۶۴	ابتدای قوس فوقانی
۶/۳	۵۱/۶	۱۴۱/۲	۱/۴ قوس تحتانی
۱۰/۱	۸/۸	۳۷/۴	وسط قوس تحتانی

فصل هشتم

طراحی پوشش نهایی تونل راه آهن کوهین

۸-۱ مقدمه

هدف از ایجاد مجموعه پوشش‌های اولیه و نهایی در تونل‌ها، پایدار ساختن زمین اطراف آن و تحت کنترل درآوردن نیروهای ناشی از حرکات زمین حفاری شده می‌باشد. مؤثرترین روش پایدارسازی زمین اطراف تونل، دادن اجازه به آن برای وقوع تغییر شکل‌های کنترل شده می‌باشد. بارهای ناشی از همگرایی زمین اطراف تونل عمدتاً توسط پوشش اولیه تحمل گشته و حتی با از بین رفتن پوشش اولیه در درازمدت، یک پوشش ثانویه معمولی نیز پاسخ‌گوی این بارها می‌باشد. آنچه در طراحی پوشش نهایی در این پروژه نقش تعیین کننده‌ای داشته است، نیروها و لنگرهای خمشی ناشی از فشار آب و زلزله می‌باشند. برای افزایش مقاومت پوشش نهایی و متعادل‌سازی نیروهای هیدرواستاتیکی آب، کفبند پوشش نهایی به صورت قوسی شکل در نظر گرفته شده است تا مقطعی بهینه طراحی شود مسئله مهم دیگر در طراحی پوشش نهایی نقش بارهای دینامیکی ناشی از زلزله می‌باشد که چگونگی ترکیب این بارها با بارهای ناشی از نیروهای استاتیکی از جمله موارد مهم در طراحی به‌شمار می‌آید. در این بخش بارهای وارده به پوشش نهایی به همراه نحوه ترکیب بارگذاری تعیین شده و در ادامه با استفاده از روش مقاومت نهایی و به کمک نرم‌افزار PCacol به بررسی و کنترل پوشش نهایی تحت تأثیر نیروها و گشتاور خمشی پرداخته می‌شود.

۸-۲ بارهای وارده بر پوشش نهایی

بارهای وارده بر پوشش نهایی عبارتند از:

- بارهای ناشی از همگرایی زمین پس از پایدارشدن آن توسط پوشش اولیه (H)
- بار مرده ناشی از وزن پوشش ثانویه (D)
- بار ناشی از فشار هیدرواستاتیک آب (F)
- بار زلزله (EQ)

۸-۳- ترکیبات بارگذاری

ترکیبات بارگذاری به کار رفته در طراحی پوشش نهایی به صورت زیر می باشد.

$$1- \frac{1}{4}(D+F+H)$$

$$2- D+F+H+EQ$$

ترکیب بار ۲ برگرفته از مقاله ITA برای زلزله‌ای با احتمال وقوع ۵ تا ۱۰ درصد در طول عمر مفید سازه و یا به عبارتی زلزله‌ای با دوره بازگشت ۲۴۰۰ ساله (زلزله MCE) می باشد که در این تحقیق به کار گرفته شده است (Hashash et al, 2001).

۸-۴ روش مقاومت نهایی (کی نیا، ۱۳۸۳)

روش مقاومت نهایی، که در آئین نامه ACI به نام روش طراحی بر مبنای مقاومت^۱ موسوم است، حاصل مطالعات گسترده روی رفتار غیرخطی بتن و تحلیل عمیق مسئله ایمنی در سازه‌های بتن آرمه می باشد. روند طراحی در این روش را می توان به صورت زیر خلاصه کرد:

1-Strength Design Method

۱- بار بهره‌برداری به وسیله ضریبی موسوم به ضریب بار افزایش داده می‌شود، بار حاصله را اصطلاحاً بار ضریب‌دار یا بار نهایی می‌نامند.

۲- بارهای ضریب‌دار بر سازه اعمال می‌شوند و به کمک روش‌های خطی آنالیز سازه‌ها، نیروی داخلی مقاطع محاسبه می‌شود، به این نیروی داخلی اصطلاحاً مقاومت لازم گفته می‌شود. لازم به ذکر است مقاومت لازم در یک مقطع شامل مقاومت خمشی، مقاومت برشی، مقاومت پیچشی و مقاومت بار محوری لازم است.

۳- برای هر مقطع، مقاومت طراحی آن از حاصل ضرب مقاومت اسمی در ضریبی کوچک‌تر از واحد، به نام ضریب کاهش مقاومت، به دست می‌آید. مقاومت اسمی، حداکثر مقاومتی است که مقطع قبل از گسیختگی از خود نشان می‌دهد (مقاومت اسمی یک مقطع مشتمل بر مقاومت خمشی، مقاومت برشی، مقاومت پیچشی و مقاومت بار محوری اسمی می‌باشد). ضریب کاهش مقاومت نیز ضریبی است که دربرگیرنده کاهش‌های احتمالی مقاومت عضو در اثر خطاهای ساخت و اجراء و همچنین اهمیت و نوع گسیختگی می‌باشد.

۴- طراحی مقطع در صورتی رضایت‌بخش تلقی می‌شود که در آن مقاومت لازم از مقاومت طراحی کم‌تر باشد. بدین ترتیب مشاهده می‌شود که ایمنی در این روش در دو مرحله تأمین می‌شود: افزایش بار به کمک ضرایب بار (برای منظور کردن عوامل احتمالی که سبب ازدیاد بار می‌شوند) و تقلیل مقاومت به کمک ضرایب کاهش مقاومت (برای در نظر گرفتن اثر عواملی که احتمالاً سبب کاهش مقاومت می‌شوند). لذا معیار طراحی در این روش را می‌توان به صورت زیر بیان کرد:

$$\text{مقاومت اسمی} \times \text{ضریب کاهش مقاومت} \leq \text{اثر بار بهره‌برداری} \times \text{ضریب بار}$$

$$\text{مقاومت طراحی} \leq \text{مقاومت لازم}$$

در این مطالعه کنترل و بررسی نیروها و گشتاور وارده بر مقطع پوشش با کمک روش مقاومت نهایی و توسط نرم افزار PCAcol انجام شده است.

۸-۵- طراحی پوشش نهایی برای مقطع ۴۰ متری آبدار

بحرانی‌ترین ترکیبات نیروی محوری و لنگر خمشی در قوس فوقانی پوشش با توجه به جدول ۸-۱ عبارت است از:

$$P_u = 327.75 \text{ ton}$$

$$M_u = 16.23 \text{ t.m}$$

مشخصات مقطع قوس فوقانی عبارت است از:

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{cover} = 5 \text{ cm}$$

مشخصات بتن و فولاد مصرفی عبارت است از:

$$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

با استفاده از نرم‌افزار PCAcol، ۴ آرماتور هر کدام به قطر ۱۴ میلی‌متر در واحد طول تونل و در دو وجه بالا و پائین مقطع (به عبارت دیگر ۴ آرماتور با قطر ۱۴ میلی‌متر به فواصل ۲۵ سانتی‌متر از یکدیگر در دو وجه بالا و پائین مقطع) پاسخ‌گوی بار وارده می‌باشد (شکل ۸-۱).

بحرانی‌ترین ترکیبات نیروی محوری و لنگر خمشی در ۱/۴ قوس تحتانی با توجه به جدول ۸-۱ عبارت است از:

$$P_u = 375.4 \text{ ton}$$

$$M_u = 67.54 \text{ t.m}$$

ابعاد مقطع در ۱/۴ قوس تحتانی عبارت است از:

$$h = 51cm$$

$$b = 100cm$$

$$cover = 5cm$$

با استفاده از نرم افزار PCACol، ۸ آرماتور به قطر ۲۵ میلی متر در وجه بالایی و ۴ آرماتور با همان قطر در وجه پائینی در واحد طول مقطع پاسخ گوی بار وارده می باشد (شکل ۸-۲).

بحرانی ترین ترکیبات نیروی محوری و لنگر خمشی در وسط قوس تحتانی با توجه به جدول ۸-۱ عبارت است از:

$$P_u = 278.91ton$$

$$M_u = 79.52t.m$$

ابعاد مقطع در وسط قوس تحتانی عبارت است از:

$$h = 60cm$$

$$b = 100cm$$

$$cover = 5cm$$

با استفاده از نرم افزار PCACol، ۸ آرماتور با قطر ۲۰ میلی متر در وجه بالایی و ۴ آرماتور با همان قطر در وجه پائینی در واحد طول مقطع پاسخ گوی بار وارده می باشد (شکل ۸-۳).

آرماتور حرارتی مورد نیاز در قوس فوقانی عبارت است از:

$$A_s = 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 100 \times 40 = 8cm^2$$

که آرماتور به کار رفته $\Phi 10@20cm$ می باشد. آرماتور حرارتی مورد نیاز در قوس تحتانی عبارت است از:

$$A_s = 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 100 \times 60 = 12cm^2$$

که آرماتور به کار رفته $\Phi 14@25cm$ می باشد.

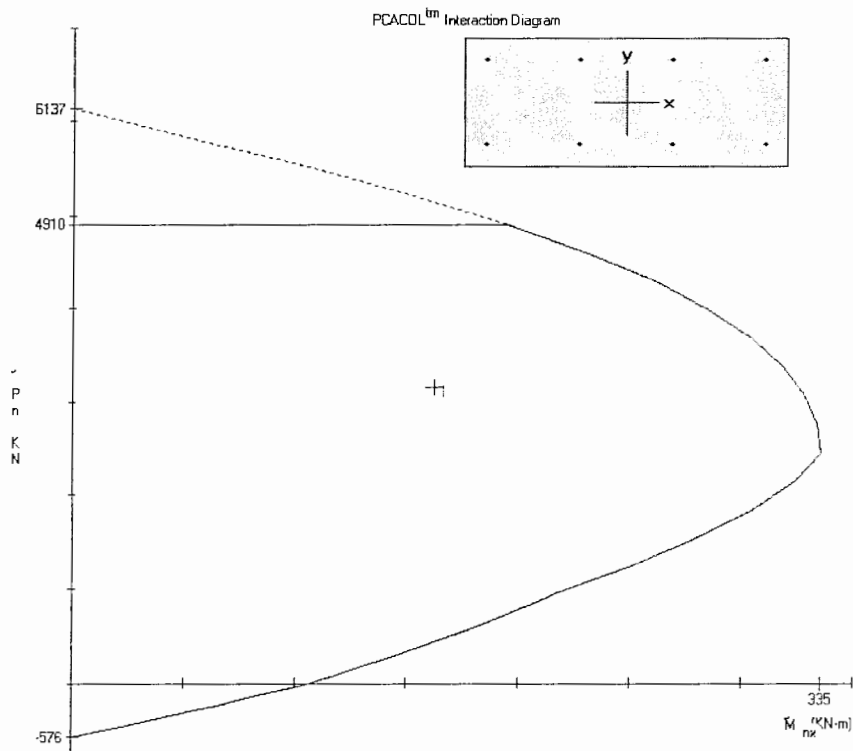
باتوجه به این که تمام مقطع قوس تحت فشار است و مقدار نیروی فشاری از $0.1f'_c A_g$ بیش تر است آرماتورهای طولی بایستی توسط تنگ‌هایی محصور شوند. برای میل‌گردهای طولی نمره ۳۲ و کمتر حداقل قطر تنگ ۱۰ میلی‌متر می‌باشد. فاصله تنگ‌ها بایستی از سه مقدار زیر کمتر باشد (آئین نامه سازه‌های بتنی، ۱۳۸۳):

- ۱۶ برابر قطر میل‌گردهای طولی

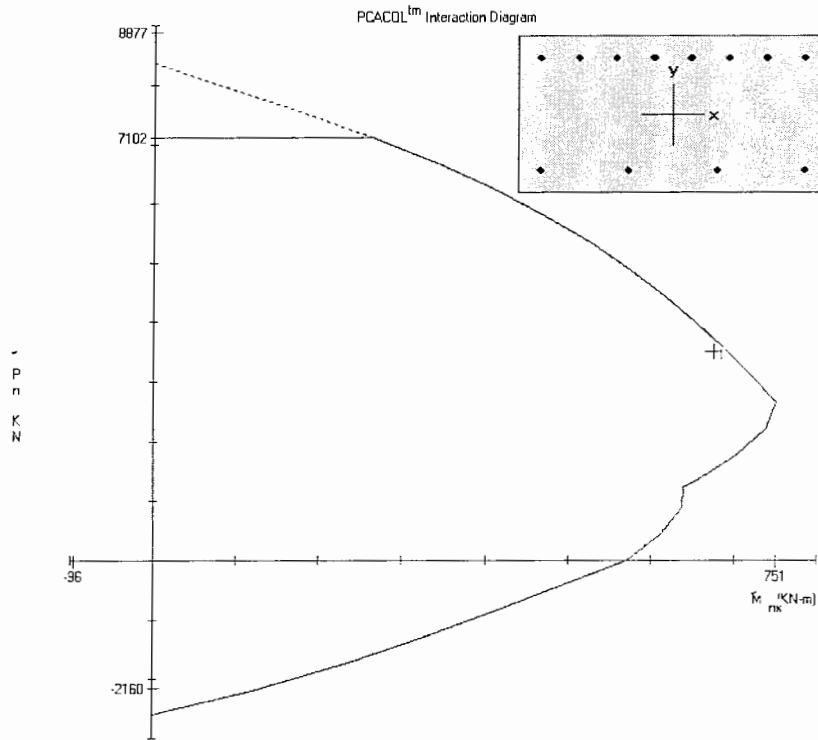
- ۴۸ برابر قطر تنگ

- بعد کوچک‌تر مقطع

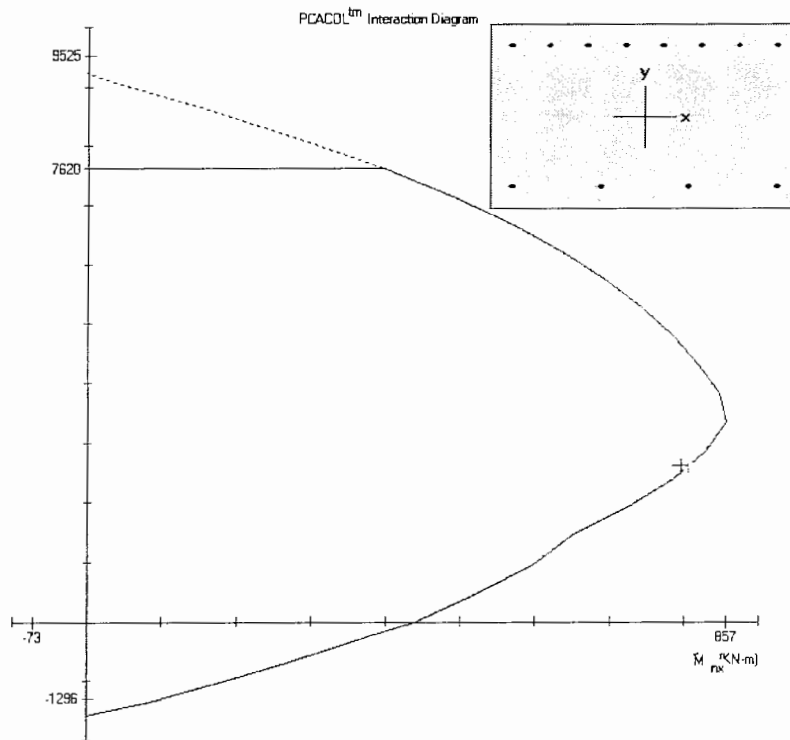
بنابراین تنگ‌های قوس فوقانی، خاموت بسته $\Phi 10@20cm$ و تنگ‌های قوس تحتانی خاموت بسته $\Phi 10@30cm$ می‌باشد.



شکل ۸-۱- کنترل مقطع قوس فوقانی برای مقطع ۴۰ متری آبدار



شکل ۸-۲- کنترل مقطع ۱/۴ قوس تحتانی برای مقطع ۴۰ متری آبدار



شکل ۸-۳- کنترل مقطع وسط قوس تحتانی در برای مقطع ۴۰ متری آبدار

۸-۶- طراحی پوشش نهایی برای مقطع ۱۰۰ متری:

بحرانی ترین ترکیبات نیروی محوری و لنگر خمشی در قوس فوقانی با توجه به جدول ۸-۲ عبارت است از:

$$P_u = 596.5 \text{ ton}$$

$$M_u = 32.22 \text{ t.m}$$

مشخصات مقطع قوس فوقانی عبارت است از:

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{cover} = 5 \text{ cm}$$

مشخصات بتن و فولاد مصرفی عبارت است از:

$$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

با استفاده از نرم افزار PCACol، ۴ آرماتور به قطر ۱۴ میلی متر در واحد طول مقطع در دو وجه پائینی و

بالائی مقطع، پاسخ گوی بار وارده می باشد (شکل ۸-۴).

بحرانی ترین ترکیبات نیروی محوری و لنگر خمشی در شروع قوس فوقانی با توجه به جدول ۸-۲ عبارت

است از:

$$P_u = 611.94 \text{ ton}$$

$$M_u = 53.48 \text{ t.m}$$

مشخصات مقطع در شروع قوس فوقانی عبارت است از:

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{cover} = 5 \text{ cm}$$

با استفاده از نرم افزار PCACol، ۷ آرماتور به قطر ۲۵ میلی متر در واحد طول مقطع در دو وجه پائینی و

بالائی مقطع، پاسخ گوی بار وارده می باشد (شکل ۸-۵).

بحرانی‌ترین ترکیبات نیروی محوری و لنگر خمشی در $1/4$ قوس تحتانی باتوجه به جدول ۲-۸ عبارت است از:

$$P_u = 619.1 \text{ ton}$$

$$M_u = 124.69 \text{ t.m}$$

ابعاد مقطع در $1/4$ قوس تحتانی عبارت است از:

$$h = 71 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{cover} = 5 \text{ cm}$$

با استفاده از نرم‌افزار PCACol، ۷ آرماتور به قطر ۲۵ میلی‌متر در واحد طول مقطع در دو وجه پائینی و بالائی مقطع، پاسخ‌گوی بار وارده می‌باشد (شکل ۸-۶).

بحرانی‌ترین ترکیبات نیروی محوری و لنگر خمشی در وسط قوس تحتانی باتوجه به جدول ۲-۸ عبارت است از:

$$P_u = 531.72 \text{ ton}$$

$$M_u = 196.07 \text{ t.m}$$

مشخصات مقطع در وسط قوس تحتانی عبارت است از:

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{cover} = 5 \text{ cm}$$

با استفاده از نرم‌افزار PCACol، ۱۰ آرماتور به قطر ۲۵ میلی‌متر در واحد طول مقطع در دو وجه پائینی و بالائی مقطع، پاسخ‌گوی بار وارده می‌باشد (شکل ۸-۷).

آرماتور حرارتی مورد نیاز در قوس فوقانی عبارت است از:

$$A_s = 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 100 \times 50 = 10 \text{ cm}^2$$

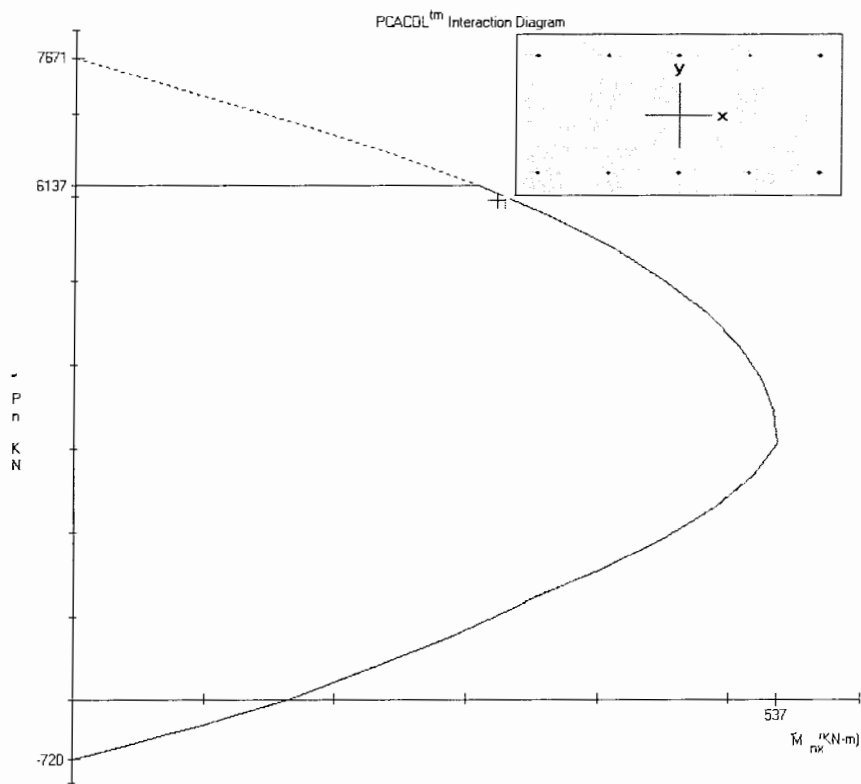
که آرماتور به کار رفته $\Phi 14@30cm$ می باشد. آرماتور حرارتی مورد نیاز در قوس تحتانی عبارت است از:

$$A_s = 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 100 \times 80 = 16cm^2$$

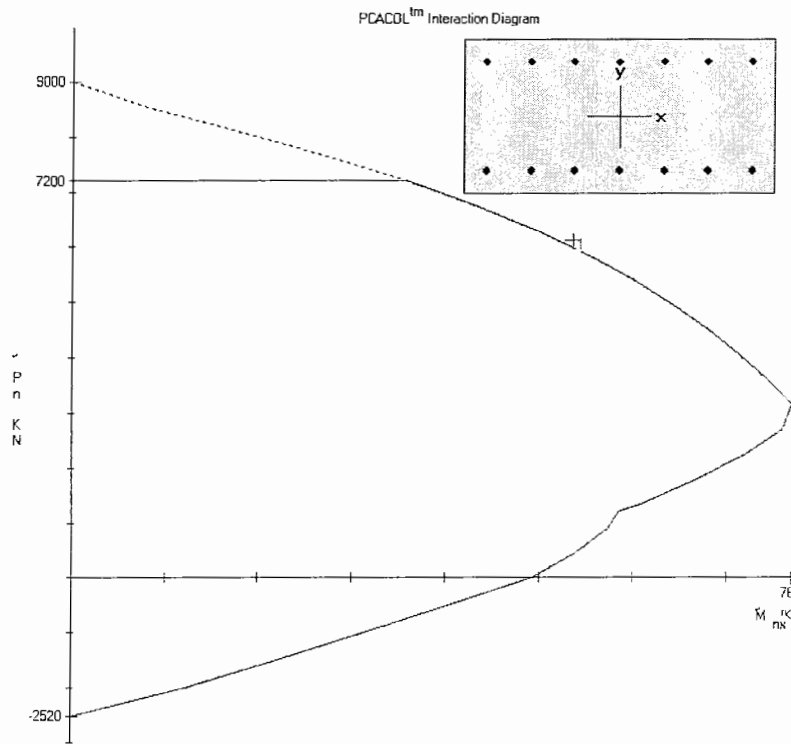
که آرماتور به کار رفته $\Phi 14@20cm$ می باشد.

تنگ‌های به کار رفته در قوس فوقانی، خاموت بسته $\Phi 10@20cm$ و تنگ‌های قوس تحتانی خاموت

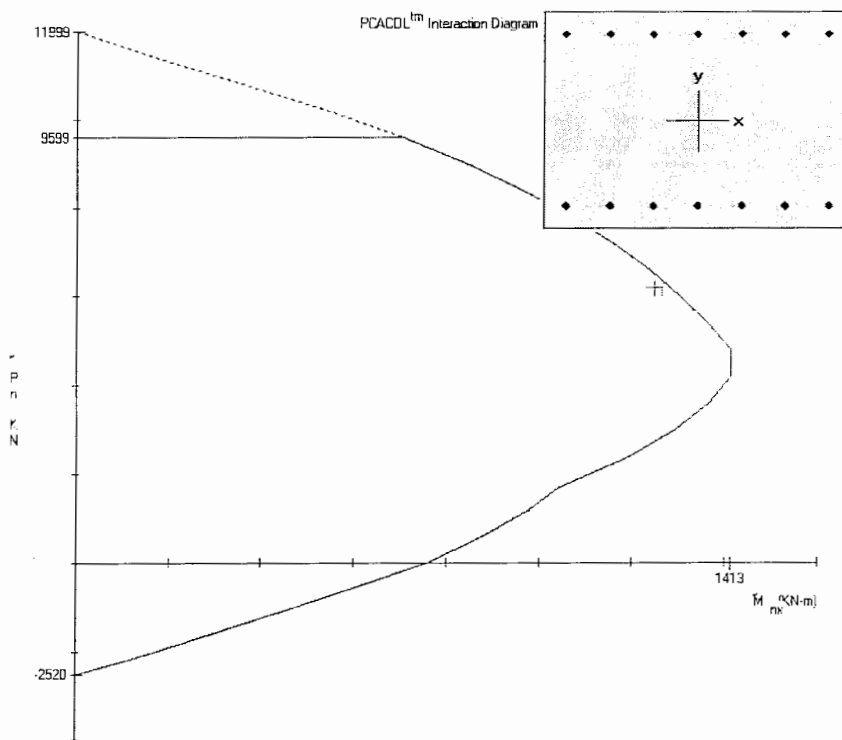
بسته $\Phi 10@40cm$ می باشد.



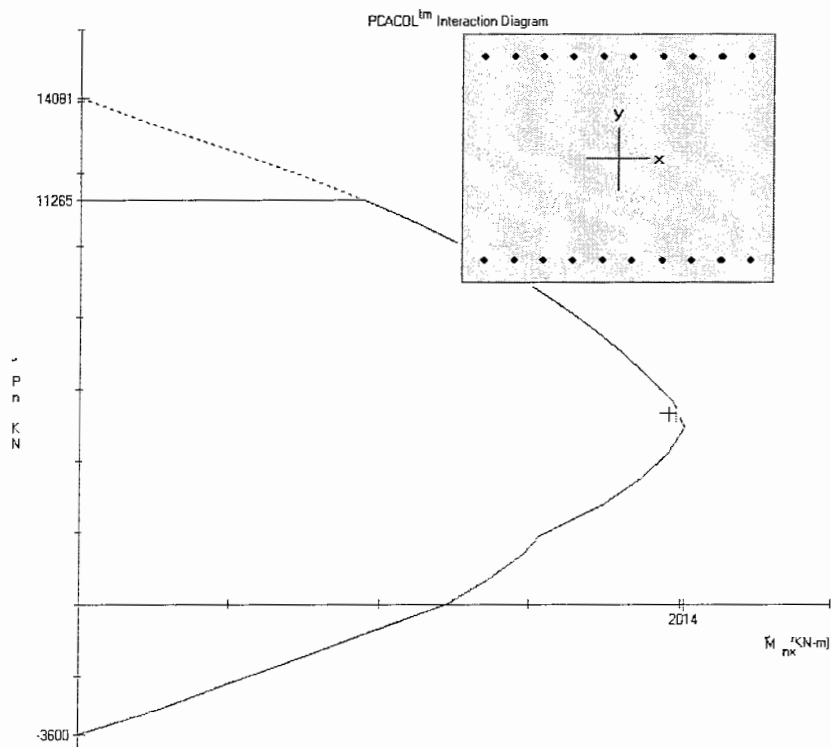
شکل ۸-۴- کنترل مقطع قوس فوقانی برای مقطع ۱۰۰ متری



شکل ۸-۵- کنترل مقطع شروع قوس فوقانی برای مقطع ۱۰۰ متری



شکل ۸-۶- کنترل مقطع ۱/۴ قوس تحتانی برای مقطع ۱۰۰ متری



شکل ۸-۷- کنترل مقطع وسط قوس تحتانی برای مقطع ۱۰۰ متری

۸-۷- طراحی پوشش نهایی برای مقطع ۴۰ متری خشک

بحرانی‌ترین ترکیبات نیروی محوری و لنگر خمشی در قوس فوقانی باتوجه به جدول ۸-۳ عبارت است از:

$$P_u = 219.79 \text{ ton}$$

$$M_u = 15.3 \text{ t.m}$$

مشخصات مقطع قوس فوقانی عبارت است از:

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{cover} = 5 \text{ cm}$$

مشخصات بتن و فولاد مصرفی عبارت است از:

$$f'_c = 240 \text{ kg / cm}^2$$

$$F_y = 4000 \text{ kg / cm}^2$$

با استفاده از نرم‌افزار PCACol، ۴ آرماتور به قطر ۱۴ میلی‌متر در واحد طول مقطع در دو وجه پائینی و

بالائی مقطع، پاسخ‌گوی بار وارده می‌باشد (شکل ۸-۸).

بحرانی ترین ترکیبات نیروی محوری و لنگر خمشی در پایین دیواره باتوجه به جدول ۳-۸ عبارت است از:

$$P_u = 174.51 \text{ ton}$$

$$M_u = 53.21 \text{ t.m}$$

مشخصات مقطع در پائین دیواره عبارت است از:

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{cover} = 5 \text{ cm}$$

با استفاده از نرم افزار PCACol، ۸ آرماتور به قطر ۲۵ میلی متر در واحد طول مقطع در دو وجه پائینی و

بالائی مقطع، پاسخ گوی بار وارده می باشد (شکل ۸-۹).

بحرانی ترین ترکیبات نیروی محوری و لنگر خمشی در ۱/۴ کف و وسط آن باتوجه به جدول ۳-۸ عبارت

است از:

$$P_u = 104.82 \text{ ton}$$

$$M_u = 11.44 \text{ t.m}$$

ابعاد مقطع در ۱/۴ قوس تحتانی و وسط عبارت است از:

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{cover} = 5 \text{ cm}$$

با استفاده از نرم افزار PCACol، ۴ آرماتور به قطر ۱۴ میلی متر در واحد طول مقطع در دو وجه پائینی و

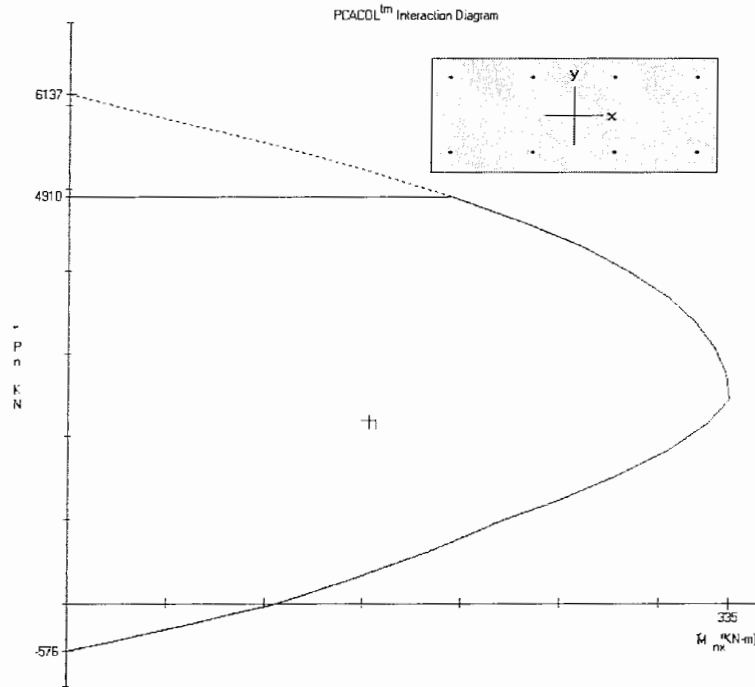
بالائی مقطع، پاسخ گوی بار وارده می باشد (شکل ۸-۱۰).

آرماتور حرارتی مورد نیاز در قوس فوقانی و کف عبارت است از:

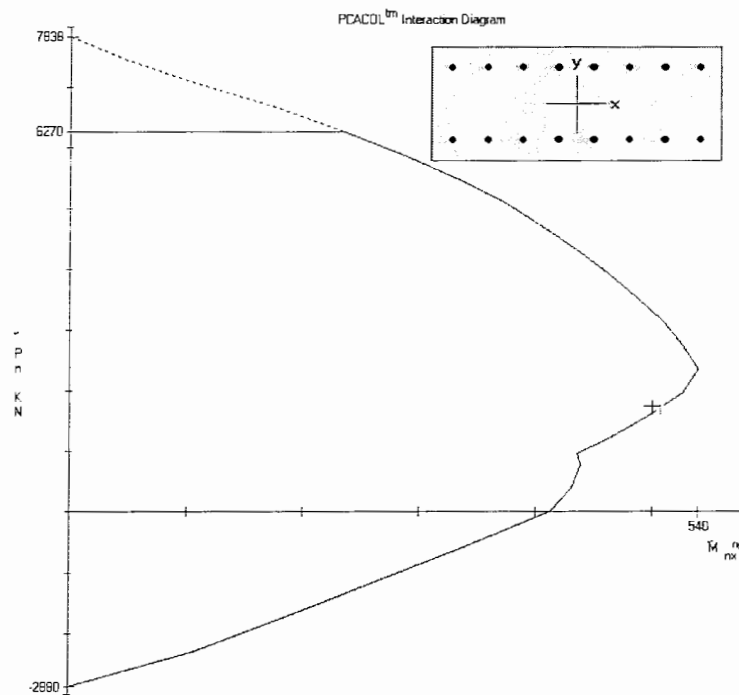
$$A_s = 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 100 \times 40 = 8 \text{ cm}^2$$

که آرماتور به کار رفته $\Phi 10 @ 20 \text{ cm}$ می باشد.

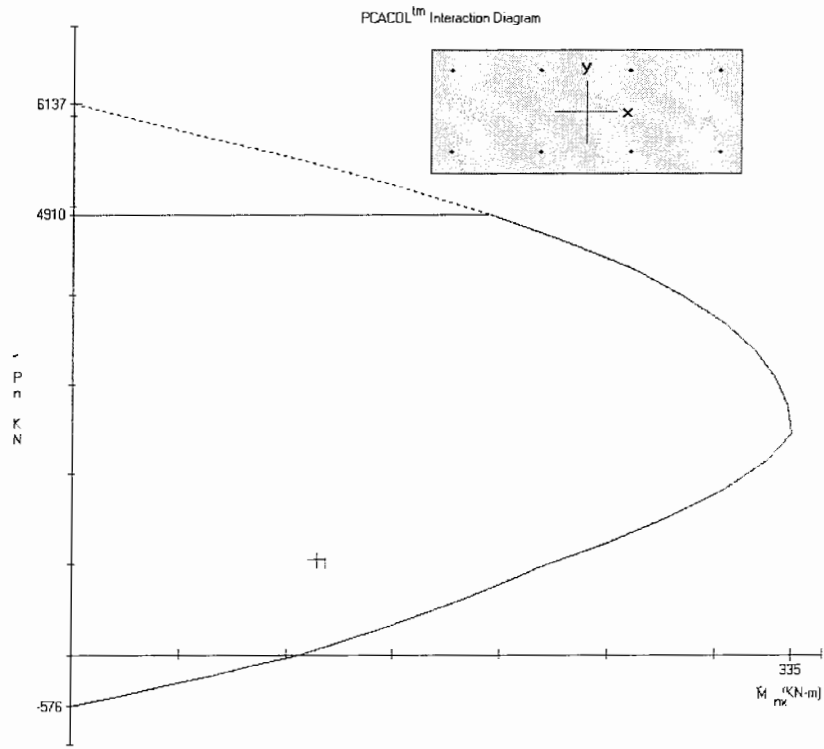
باتوجه به این که مقطع قوس تا وسط دیواره تحت فشار است و مقدار نیروی فشاری از $0.1f'_c A_g$ بیش تر است آرماتورهای طولی بایستی توسط تنگ‌هایی محصور شوند. بنابراین تنگ‌های به کار برده شده ، خاموت بسته $\Phi 10@20cm$ می باشد.



شکل ۸-۸- کنترل مقطع قوس فوقانی برای مقطع ۴۰ متری خشک



شکل ۸-۹- کنترل مقطع پایین دیواره برای مقطع ۴۰ متری خشک



شکل ۸-۱۰- کنترل مقطع ۱/۴ کف و وسط کف برای مقطع ۴۰ متری خشک

۸-۱- ترکیب بارگذاری برای مقطع ۴۰ متری آبدار

	D+F			H			EQ			1.4(D+F+H)			D+F+H+EQ			روش تحلیلی	
	P(ton)	M(t.m)	V(ton)	P(ton)	M(t.m)	V(ton)	P(ton)	M(t.m)	V(ton)	P _u (ton)	M _u (t.m)	V _u (ton)	P _u (ton)	M _u (t.m)	V _u (ton)	M _u (t.m)	V _u (ton)
بالای قوس فوقانی	۱۷۶/۵	۲/۱۶	۱۱/۰۶	۹۶/۳	۲/۵	۶/۵	۴/۳۳	۰	۳/۵۶	۳۸۱/۸۹	۶/۵۲	۲۴/۵۸	۳۷۷/۱	۴/۶۶	۲۱/۱۲		
۱/۴ قوس فوقانی	۱۷۹/۲	۱/۱۸	۱۱/۸۷	۱۰۲/۳	۰/۸۵	۰/۷۷	۵/۵۶	۹/۲۸	۰/۷	۳۹۴/۱	۲/۸۴۲	۳/۶۹۶	۲۸۷/۱	۱۱/۳۱	۳/۳۴		
ابتدای قوس فوقانی	۱۸۴/۸	۶/۱۹	۹/۷۷	۴۹/۳	۵/۴	۴/۹	۳/۹۷	۲/۶۴	۳/۹۵	۳۲۷/۷۵	۱۶/۲۳	۲۰/۵۴	۲۳۸/۱	۱۴/۳۳	۱۸/۶۲		
۱/۴ قوس تحتانی	۱۹۳/۸	۳۰/۸۴	۴/۶۴	۵۷/۹	۱/۹	۴/۰۸	۲/۸۳	۱۹/۵۶	۲/۴۳	۳۵۲/۴۱	۴۵/۸۴	۱۲/۲۱	۲۵۴/۶	۵۲/۳	۱۱/۱۵		
وسط قوس تحتانی	۱۸۳/۳	۵۶/۱	۱۱/۸۹	۱۵/۹	۰/۶۹۷	۰/۲	۰/۲۴	۰	۳/۷۲	۲۷۸/۹۱	۷۹/۵۲	۱۶/۹۳	۱۹۹/۵	۵۶/۷۹۷	۱۵/۸۱		

روش عددی D+F+H+EQ

P _u (ton)	M _u (t.m)	V _u (ton)
۲۸۲/۸	۱۰/۹۶	۲۱/۸۶
۲۹۳/۸	۱۱/۶۳	۵/۵۴
۲۵۱/۹	۱۶/۷۹	۲/۱۷۷
۳۷۵/۴	۶۷/۵۴	۱۷/۲۲
۲۱۶/۵	۷۱/۰۹۷	۱۵/۸۹

۲-۸- ترکیب بارگذاری برای روباره ۱۰۰ متری

	D+F			H			EQ			1.4(D+F+H)			D+F+H+EQ			روش تجلیلی	V _u (ton)
	P(ton)	M(t.m)	V(ton)	P(ton)	M(t.m)	V(ton)	P(ton)	M(t.m)	V(ton)	P _u (ton)	M _u (t.m)	V _u (ton)	P _u (ton)	M _u (t.m)	V _u (ton)		
بالای قوس فوقانی	۳۶۶/۸	۵/۸۸	۲۴/۵۶	۱۱۰/۸	۱/۷	۶/۸	۹/۶	۰	۷/۵۳	۶۶۸/۶۴	۱۰/۶۱۲	۴۳/۹	۴۸۷/۲	۷/۵۸	۳۸/۸۹		
۱/۴ قوس فوقانی	۳۶۹/۴	۴/۰۲	۰/۸۸	۱۱۶/۸	۸/۱	۰/۹	۱۲/۰۶	۱۸/۶۹	۱/۸	۶۸۰/۶۸	۱۶/۹۶۸	۲/۴۹۲	۴۹۸/۲	۳۰/۸۱	۳/۵۸		
ابتدای قوس فوقانی	۳۷۹/۸	۲۸/۲	۲۸/۵۵	۶۷/۳	۱۰	۶/۷	۸/۴۵	۸/۴۲	۸/۸	۶۱۱/۹۴	۵۳/۴۸	۴۹/۳۵	۴۴۵/۵۵	۴۶/۶۲	۴۴/۰۵		
۱/۴ قوس تحتانی	۳۹۳/۷	۶۷/۰۹	۰/۵۳	۷۳/۴	۴/۵	۶/۱	۶/۵۸	۴۵/۴۷	۵/۶۵	۶۵۳/۹۴	۱۰۰/۳۳	۹/۲۸۲	۴۷۳/۶۸	۱۱۷/۰۶	۱۲/۲۸		
وسط قوس تحتانی	۳۶۶/۶	۱۳۱/۶۵	۲۳/۷۸	۱۳/۲	۸/۴	۵/۲	۰/۵۶	۰	۸/۶۵	۵۳۱/۷۲	۱۹۶/۰۷	۴۰/۵۷	۳۸۰/۳۶	۱۴۰/۰۵	۳۷/۶۳		

روش عددی D+F+H+EQ

P _u (ton)	M _u (t.m)	V _u (ton)
۴۸۵/۶	۱۲/۳۸	۳۸/۳۶
۵۹۶/۵	۳۲/۴۲	۶/۱۸
۵۱۲/۱	۵۱/۴	۵۳/۳۵
۶۱۹/۱	۱۲۴/۶۹	۱۲/۹۳
۴۲۴/۲	۱۵۱/۱۵	۳۹/۰۸

۳-۸- ترکیب بارگذاری برای رویاره خشک ۴۰ متری

	D		H		EQ		1.4(D+H)		D+H+EQ		روش تحلیلی		
	P(ton)	M(t.m)	V(ton)	P(ton)	M(t.m)	V(ton)	P _u (ton)	M _u (t.m)	V _u (ton)	P _u (ton)		M _u (t.m)	V _u (ton)
بالای قوس فوقانی	۱/۴	۵/۶۴	۰/۱۵	۱۰۰/۷	۳/۹	۳/۹۳	۰	۱۴۲/۹۴	۱۳/۳۵۶	۱۱/۵۵	۱۰۵/۹۶	۹/۵۴	۱۲/۱۸
۱/۴ قوس فوقانی	۵/۰۹	۱/۵	۱/۹۸	۹۸/۷	۳/۶	۰/۳۹	۹/۶	۱۴۵/۳۱	۷/۱۴	۱۴/۱۱	۱۰۹/۲	۱۴/۷	۱۰/۴۷
ابتدای قوس فوقانی	۹/۰۱	۷/۲۳	۰/۳۳	۱۰۴/۴	۳/۶۹	۲/۸۳	۳/۱	۱۵۸/۷۷	۱۵/۲۸۸	۱۲/۴۵	۱۱۷/۸۱	۱۴/۰۲	۱۱/۷۲
وسط دیواره	۹/۹۹	۵/۰۳	۲/۸	۷۶	۳/۰۸	۴/۱۵	۲/۵۱	۱۲۰/۳۹	۱۱/۳۵۴	۹/۱۲۸	۸۹/۱۶	۱۰/۶۲	۱۰/۶۷
پایین دیواره	۹/۲۱	۱/۱۱۳	۹/۳۲	۵۵/۳	۳/۲۸	۵/۳۲	۱۵/۲	۹۰/۳۱۴	۲۰/۱۱۷۴	۱۸/۶۹	۶۵/۲۵	۲۹/۶۱	۱۸/۶۷
کف	۲/۸۲	۰/۸۶	۲/۸۶	۲۴	۱/۲۸	۳/۰۶	۷/۶۴	۳۷/۵۴۸	۲/۹۹۶	۵/۲۵	۲۷/۰۶	۹/۷۸	۶/۸۱
وسط کف	۳/۰۳	۲/۰۶	۰/۰۸۱	۱۹	۰/۲۶۹	۳/۰۹	۰	۳۰/۸۴۲	۴/۰۱۶	۰/۴۷۹	۲۲/۱۱	۲/۸۶۹	۳/۴۲۲

روش عددی D+H+EQ

P _u (ton)	M _u (t.m)	V _u (ton)
۱۴۰/۱	۱۷/۵۴	۱۲/۲۵
۲۱۹/۷۹	۱۵/۳	۱۲/۹۸
۱۵۱/۷۱	۱۵/۵۲	۱۴/۷۹
۱۴۴/۹۹	۱۷/۹۱	۱۲/۱۲
۱۷۴/۵۱	۵۳/۲۱	۴۰/۳۵
۱۰۴/۸۲	۱۱/۴۴	۱۰/۶۵
۴۰/۰۳	۱۲/۶۶	۱/۲۴۲

فصل نهم

نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۹-۱ نتایج تحلیل استاتیکی و هیدرواستاتیکی

- باتوجه به بزرگی سطح مقطع تونل (پوشش دو خط راه‌آهن)، سستی ساختگاه تونل و فشار بالای هیدرواستاتیکی آب در بخش‌های آبدار تونل، سه طرح پیشنهادی برای تونل راه‌آهن کوهین مورد بررسی قرار گرفت که در نهایت مناسب‌ترین طرح از لحاظ اجرائی و اقتصادی انتخاب شد. در این طرح برای بخش آبدار تونل، جهت تحمل نیروها و لنگرهای خمشی ناشی از فشار هیدرواستاتیکی آب (بارهای ناشی از همگرایی زمین عمدتاً توسط پوشش اولیه تحمل گشته و حتی با از بین رفتن پوشش اولیه در درازمدت، یک پوشش ثانویه معمولی نیز پاسخ‌گوی این بارها می‌باشد) کف‌بند پوشش نهایی به‌صورت قوسی شکل در نظر گرفته شده است تا مقطعی بهینه طراحی شود.
- هدف از ایجاد پوشش اولیه مناسب در تونل، پایدارسازی زمین و کنترل نیروهای ناشی از حرکات زمین می‌باشد که مؤثرترین روش پایدارسازی، دادن ترخیص تنش به محیط اطراف برای وقوع تغییر شکل‌های کنترل شده می‌باشد. در این طرح با رسم منحنی مشخصه زمین در

مدل تفاضل محدود، میزان ترخیص تنش معادل با همگرایی به وجود آمده در مدل محاسبه و در ادامه پایداری مقطع با استفاده از روش ارزیابی ساکورایی مورد بررسی قرار گرفت و در پایان پوشش اولیه مناسب با توجه به میزان گام پیشروی و فاصله پوشش تا سینه‌کار انتخاب شد. به طوری که برای مقطع ۴۰ متری، ۲۵ سانتی‌متر شاتکریت به همراه تیرآهن IPE180 به فواصل یک‌متر از یکدیگر و برای مقطع ۱۰۰ متری، ۳۵ سانتی‌متر شاتکریت به همراه تیرآهن IPE200 در فواصل نیم متری به عنوان پوشش اولیه تونل راه‌آهن کوهین پیشنهاد شد و در ادامه پایداری هر یک از پوشش‌ها توسط نرم‌افزار PCacol مورد ارزیابی قرار گرفت.

- یکی از مشکلات اساسی در حفر تونل‌های مدفون در زیر سطح ایستابی، هجوم آب به داخل فضای حفاری می‌باشد. این عامل مهندس طراح را در تعیین دقیق سرعت پیشروی و طراحی سیستم نگهداری در هنگام برنامه‌ریزی و طراحی پروژه دچار مشکل می‌کند. لذا به دلیل تأثیر مستقیم این پدیده بر سایر عملیات، محاسبه میزان نرخ نفوذ آب به داخل تونل الزامی می‌باشد. در طرح حاضر مقدار نرخ نفوذ آب در طی مراحل مختلف حفاری تونل با کمک نرم‌افزار عددی SEEP/W محاسبه شد. خطای نسبی نسبتاً پائین میان نتایج حاصل از روش‌های تحلیلی و مدل‌سازی در نرم‌افزار SEEP/W نشان دهنده صحت قابل قبول نتایج به دست آمده می‌باشد.
- پوشش نهایی تونل راه‌آهن کوهین با توجه به ترکیب نیروهای ناشی از فشار هیدرواستاتیک آب، فشار روباره و فشار دینامیکی ناشی از زلزله مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفت. ترکیب بارگذاری در دو حالت انجام شد و در ادامه با بررسی‌های صورت گرفته در نرم‌افزار PCacol، پایداری پوشش نهایی تحت تأثیر ماکزیمم نیروهای وارده مورد ارزیابی قرار گرفت.

- باتوجه به این‌که بخش اعظم تونل راه‌آهن کوهین در زیر سطح ایستایی واقع است محاسبه فشار هیدرواستاتیکی وارده بر پوشش یکی از موارد مهم در طراحی آن می‌باشد. در این طرح با کمک مدل‌سازی مقطع پوشش نهایی و محیط اطراف تونل در نرم‌افزار SAP2000، فشار آب وارده در پشت پوشش نهایی تونل راه‌آهن کوهین مدل‌سازی شد. فشار هیدرواستاتیکی ناشی از حضور آب در دو بخش به پوشش تونل اعمال شد ابتدا فشار یکنواخت پیرامون تونل که برابر با فشاری است که بر تاج طاق وارد می‌شود و در ادامه فشار مثلثی متناسب با عمق نقطه مورد نظر نسبت به طاق که بر پوشش نهایی تونل اعمال می‌شود. در پایان نیروها و گشتاورهای ایجاد شده در پوشش نهایی تحت فشار آب و وزن پوشش محاسبه شد.

۹-۲ نتایج تحلیل دینامیکی

- بررسی نتایج دو روش تحلیلی Penzien و Wang نشان از اختلاف بالای این دو روش در محاسبه نیروهای محوری در شرایط بدون لغزش می‌باشد به‌طوری‌که در برخی موارد بیش از ۶۰۰ درصد اختلاف میان دو روش نشان داده شده است. در این تحقیق با کمک نرم‌افزار FLAC^{2D} و استفاده از شتاب‌نگاشت منجیل به بررسی و تحلیل دینامیکی پوشش یکنواخت بتنی به ضخامت ۶۵ سانتی متر پرداخته شد. خطای نسبی نسبتاً پائین میان نتایج حاصل از روش تحلیلی Wang و مدل تفاضل محدود نشان داد که روش Wang از دقت بیشتری در تعیین نیروهای محوری در شرایط بدون لغزش نسبت به روش Penzien برخوردار می‌باشد.

- حضور سازه زیرزمینی رفتار مجموعه را در برابر انتشار امواج زلزله تحت تأثیر قرار می‌دهد. این تغییر در پاسخ سازه را با روش اندرکنش زمین-سازه بررسی می‌نمایند. روش‌های حل‌بسته‌ای در این زمینه توسعه داده شده است. این روش‌ها تنها در مقاطع دایره‌ای که جنس مصالح زمین و پوشش یکنواخت است، صادق هستند. از این‌رو در شرایط پیچیده زمین‌شناسی و مقاطع غیردایره‌ای استفاده از روش‌های عددی و نرم‌افزارهای جانبی ضروری است. با توجه به این‌که پوشش نهایی تونل راه‌آهن کوهین دارای شکل غیردایره‌ای می‌باشد و ضخامت پوشش در نقاط مختلف متفاوت است لذا برای بهتر ساختن تحلیل دینامیکی از نرم‌افزارهای $FLAC^{2D}$ و $SAP2000$ استفاده شده است. به‌طوری‌که نتایج تحلیل‌ها با استفاده از نرم‌افزارهای $FLAC^{2D}$ و $SAP2000$ به‌ترتیب در شرایط بدون لغزش و لغزش کامل به‌کار برده شده‌اند.

۳-۹ پیشنهادات

- در این تحقیق پاسخ دینامیکی تونل راه‌آهن کوهین برای دو مقطع خشک و آبدار تحت تأثیر دو زلزله منجیل و چنگوره تحت شرایط بدون لغزش با استفاده از روش عددی تفاضل محدود مورد بررسی قرار گرفته شده است. از آنجا که تحلیل‌های دینامیکی برای دو مقطع آبدار ۴۰ و ۱۰۰ متری تنها تحت شرایط مکانیکی و با نادیده گرفتن جریان سیال و فشارهای منفذی (Flow=off و Mech=on) انجام شده است لذا پیشنهاد می‌شود تا در مطالعات بعدی تغییرات فشارهای منفذی و جریان سیال که تحت امواج دینامیکی ایجاد می‌شوند در بررسی و آنالیز مدل دخالت داده شوند. به طوری که می‌توان تحلیل همزمان تنش‌ها در حالت دینامیک و جریان سیال را مدل‌سازی کرد. در این صورت در اثر اعمال بارهای دینامیکی و تغییر حجم

المان‌ها، فشار منفذی افزایش می‌یابد و سبب تغییر در رژیم جریان سیال در محیط متخلخل می‌شود. از سوی دیگر افزایش فشار منفذی سبب تغییر تنش مؤثر در نتیجه تغییر در کرنش‌ها و وضعیت تعادل گره‌ها می‌شود. به این ترتیب اندرکنش تغییر فرم‌های مکانیکی و جریان سیال را می‌توان بررسی کرد.

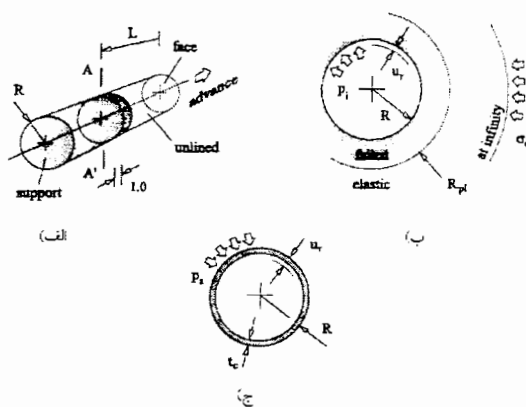
پیوست الف: روش همگرایی - همجواری

الف-۱ مقدمه

تخمین نگهداری مورد نیاز برای پایدارسازی تونل، در اصل یک مساله چهاربعدی می‌باشد که به کاهش مقاومت وابسته به زمان سنگ‌ها، توزیع مجدد سه‌بعدی نیروهای اطراف فضای حفاری و طبیعت غیر قابل اطمینان سنگ تا زمانی که تحت تأثیر سینه‌کار است بستگی دارد در چنین شرایطی روش همگرایی-همجواری چنین امکانی را برای ما فراهم می‌آورد. این روش اغلب جهت تخمین بار روی نگهداری پشت سینه‌کار استفاده می‌شود. وقتی سیستم نگهداری بلافاصله در نزدیکی سینه‌کار تونل نصب می‌شود، همه بار روی این سیستم منتقل نمی‌شود، بلکه قسمتی از بار که در اطراف حفاری توزیع مجدد یافته، توسط خود سینه‌کار تحمل می‌شود. با پیشروی تونل تأثیر سینه‌کار^۱ کاهش می‌یابد و سیستم نگهداری باید مقدار بیش‌تری از بار را که قبلاً توسط سینه‌کار تحمل می‌شد تحمل کند. وقتی سینه‌کار به اندازه کافی از نگهداری دور می‌شود، تمام بار توسط نگهداری تحمل می‌شود که به آن بار کامل طراحی^۲ گفته می‌شود. مسأله فوق در شکل (الف-۱-الف) تشریح شده است. همان‌طوری که در این شکل نشان داده شده است تونلی به شعاع R در داخل توده سنگی با میدان تنش اولیه یکنواخت حفر شده است و نگهداری دایره‌ای شکلی در مقطع A-A' که در فاصله L از سینه‌کار قرار دارد، نصب شده است (فرض شده که نگهداری در

1- Face effect
2-full design load

جهت محور تونل طول واحد دارد). متغیرهایی که در تحلیل وجود دارد در شکل (الف-۱-ب) نشان داده شده است این شکل در واقع مقطعی از حفاری را در موقعیت A-A' نشان می‌دهد، که در آن σ_0 مبین تنش میدان دور هیدرواستاتیک اعمالی بر توده سنگ و R_{pi} شعاع گسترش منطقه شکست (یا زون پلاستیک) در اطراف تونل می‌باشد. برای ساده‌سازی مسأله فرض شده است که تمام تغییر شکل‌ها در صفحه عمود بر محور تونل رخ می‌دهند (مسأله کرنش صفحه‌ای است). در عین حال u_r جابه‌جایی شعاعی و p_i فشار یکنواخت اندرکنش نگهداری روی دیواره‌های تونل را نشان می‌دهد. شکل (الف-۱-ج) مقطعی از نگهداری حلقوی دایره‌ای شکل به ضخامت t_e و شعاع خارجی R را نشان می‌دهد، که در مقطع A-A' نصب شده است. فشار یکنواخت p_s مبین بار منتقل شده توسط توده سنگ به نگهداری است، u_r نشان دهنده جابه‌جایی است که توسط p_s ایجاد می‌شود. برای سازگاری جابه‌جایی‌ها در سطح مشترک سنگ-نگهداری، جابه‌جایی شعاعی نگهداری باید مساوی با جابه‌جایی شعاعی دیواره سنگی تونل u_r باشد.

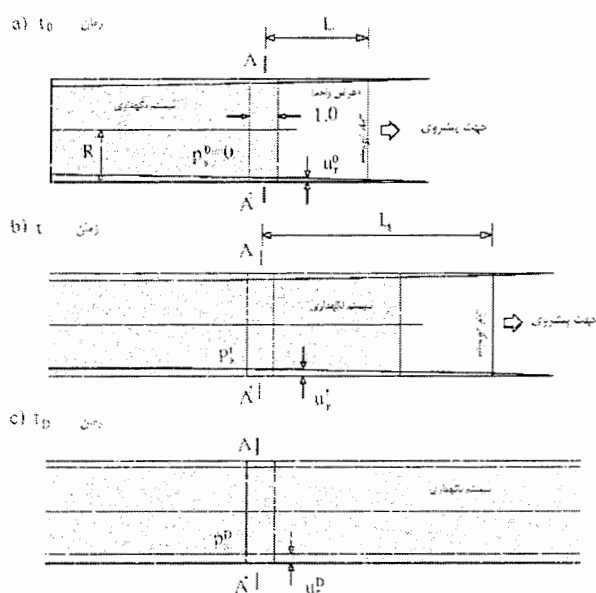


شکل الف-۱-الف) تونل استوانه‌ای شکل به شعاع R حفر شده در داخل توده سنگ. ب) سطح مقطع توده سنگ در مقطع A-A'.
ج) سطح مقطع نگهداری دایره‌ای شکل نصب شده در مقطع A-A'.

اساس روش همگرایی-همجواری در شکل‌های (الف-۲-a) تا (الف-۲-c) تشریح شده است. در موقعیت زمان شروع t وقتی که پوشش در مقطع A-A' به فاصله L از سینه‌کار نصب شده است، همگرایی شعاعی

زمین به مقدار u_r^0 است. اگر جبهه کار حفاری پیشروی نکرده باشد فرض می‌شود که توده سنگ باری را بر روی پوشش منتقل نمی‌کند، یعنی در این مرحله $p_s^0 = 0$ است (شکل الف-۲-ا). (کاهش مقاومت سنگ‌ها با زمان و تغییر شکل‌های وابسته به زمان در این تحلیل بررسی نشده‌اند)

با پیشروی تونل به سمت راست، زمین و نگهداری با هم تغییر شکل می‌یابند و نگهداری قسمتی از باری که سینه کار قبلاً تحمل می‌کرد را دریافت می‌کند. شکل (الف-۲-ب) این وضعیت را نشان می‌دهد. در زمان t وقتی مقطع در فاصله L_1 از سینه کار قرار دارد مقدار همگرایی زمین $u_r' > u_r^0$ و مقدار فشار منتقل شده از توده سنگ بر روی نگهداری p_s' است.



شکل الف-۲- اعمال بار بر روی نگهداری نصب شده مقطع A-A' در نتیجه پیشروی سینه کار تونل

وقتی جبهه کار تونل به اندازه کافی به سمت جلو پیشروی کرد شکل (الف-۲-ج)، سیستم زمین و نگهداری در مقطع A-A' به تعادل می‌رسند و نگهداری بار نهایی (یا بار طراحی) p_s^D را تحمل می‌کند. در زمان t_D تأثیر سینه کار از بین رفته، زمین و نگهداری با هم به مقدار نهایی u_r^D همگرا شده‌اند. از شکل (الف-۲)

می‌توان دریافت که تعیین بار منتقل شده روی نگهداری نیاز به تحلیل اندرکنش بار- تغییر شکل المان‌های در برگیرنده سیستم دارد. سه مؤلفه اساسی روش همگرایی- همجواری موارد زیر هستند:

۱- پروفیل تغییر شکل طولی LDP^1

۲- منحنی اندرکنش زمین GRC^2

۳- منحنی مشخصه نگه‌داری SCC^3

منحنی LDP نمایش گرافیکی جابه‌جایی شعاعی است که در طول محور حفاری استوانه‌ای شکل بدون نگهداری به‌وقوع می‌پیوندد، برای مقطع جلو و پشت سینه‌کار رسم می‌شود. مانند آن‌چه که در دیاگرام بالایی شکل الف-۳ رسم شده است.

محور افقی فاصله (X) مقطع آنالیز شده را از سینه‌کار تونل نشان می‌دهد، محور عمودی جابه‌جایی شعاعی u_r متناظر با آن است. دیاگرام نشان می‌دهد که در فاصله‌ای از پشت سینه‌کار تونل تأثیر سینه‌کار خیلی جزئی بوده بنابراین در فاصله بیشتر از این مقدار مقطع تونل بدون نگهداری به مقدار نهایی خود u_r^M همگرا خواهد شد. به‌طور مشابه در فاصله‌ای از جلوی سینه‌کار پیشروی تونل تأثیری بر روی توده سنگ نخواهد داشت و جابه‌جایی شعاعی صفر است.

منحنی GRC بیان‌گر رابطه بین کاهش فشار داخلی p_i و افزایش جابه‌جایی شعاعی دیواره‌ها u_r است، این روابط به خواص مکانیکی توده سنگ بستگی دارد، که از حل الاستوپلاستیک تغییر شکل‌های اطراف تونل به‌دست می‌آید. GRC به‌صورت منحنی OEM است در دیاگرام پایین شکل (الف-۳) نشان داده شده است، از نقطه O جایی که فشار داخلی p_i برابر با تنش اولیه σ_0 تا نقطه M مطابق با محلی که فشار

1- Longitudinal Deformation Profile
2- Ground Reaction Curve
3- Support Characteristic Curve

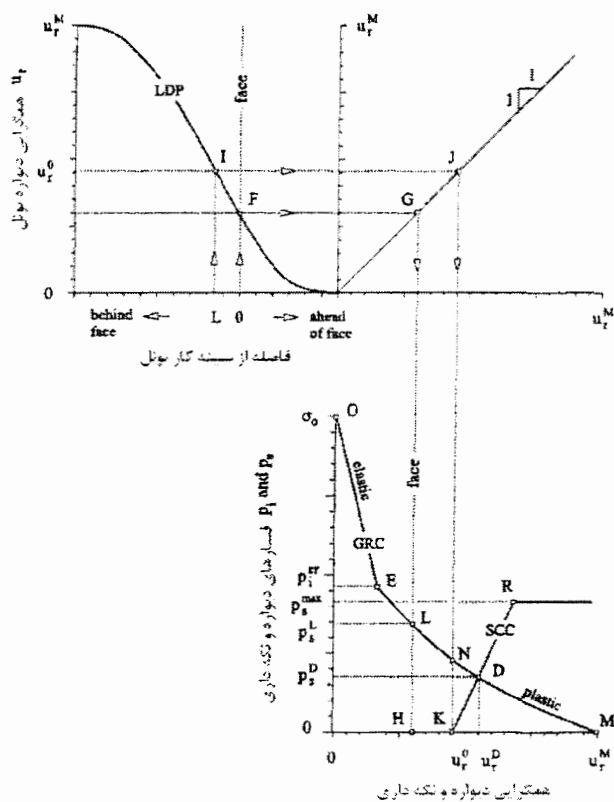
داخلی برابر با صفر و جابه‌جایی شعاعی ماکزیمم مقدار u_r^M خود را داراست گسترش یافته است. نقطه E فشار داخلی p_i^{cr} نشان می‌دهد، که در آن همگرایی متناظر به حد الاستیک سنگ در دیواره تونل رسیده است. اگر فشار داخلی کم‌تر از این مقدار باشد منطقه شکسته شده تا مقدار R_{p1} در اطراف تونل گسترش می‌یابد (شکل الف-۱-ب).

منحنی مشخصه نگهداری SCC به‌طور مشابه، به‌صورت روابط بین افزایش فشار p_s بر روی نگهداری و افزایش جابه‌جایی شعاعی نگهداری تعریف می‌شود. این روابط به مشخصات هندسی و مکانیکی نگهداری وابسته است. SCC به‌صورت منحنی KR در دیاگرام پایین شکل (الف-۳) نشان داده شده است. نقطه K متناظر با فشار نگهداری صفر یعنی بالافاصله بعد از نصب سیستم نگهداری و نقطه R متناظر با فشار p_s^{Max} است، که گسیختگی در نگهداری را باعث می‌شود است.

بررسی روابط موجود بین LDP، GRC و SCC به ما این امکان را می‌دهد تا فشار p_s را که زمین به نگهداری با پیشرفت سینه‌کار منتقل می‌کند را به‌دست آوریم. نصب نگهداری در مقطع A-A' در زمان t_0 در شکل الف-۲ متناظر با نقطه I در روی پروفیل تغییر شکل طولی LDP (شکل الف-۳) با مختصات $X=L$ و $u_r = u_r^0$ است. نقطه J در سمت راست دیاگرام بر روی محور افقی برابر با مقدار $u_r = u_r^0$ است و متناظر با نقطه K در روی منحنی مشخصه نگهداری SCC است. در صورتی که سینه‌کار پیشروی نکند پایداری توسط سینه‌کار برقرار می‌شود و کل بار توزیع مجدد یافته در اثر حفاری را سینه‌کار تحمل می‌کند، بنابراین جزء قائم KN در دیاگرام پایین شکل الف-۳ مطابق با فشاری است که توسط سینه‌کار در زمان t_0 تحمل می‌شود. با پیشروی سینه‌کار نگهداری و تونل هر دو به یک اندازه تغییر شکل می‌یابند، فشار p_s روی نگهداری افزایش می‌یابد و تأثیر محدود کننده p_i کاهش پیدا می‌کند. در زمان t_D در شکل

(الف-۲-ج) وقتی تأثیر نگهدارنده سینه‌کار به‌طور کامل محو شده است، سیستم در نقطه D یعنی در محل تقاطع GRC و SCC به تعادل می‌رسد (شکل الف-۳). فشار p_s^D که برای نقطه D تعریف می‌شود، نشان دهنده فشار نهایی (یا فشار طراحی^۱) است، که توسط توده سنگ به نگهداری منتقل می‌شود

(C. Carranza-Torres and C. Fairhurst, 2000)



شکل الف-۳- طرح شماتیکی از منحنی‌های LDP، GRC و SCC

1- Design load

پیوست ب: روش عددی تفاضل محدود (نرم افزار $FLAC^{2D}$)

ب-۱ مقدمه

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

۱- روش‌های مرزی^۱

در این روش تنها مرز حفره به المان‌هایی تقسیم می‌شوند و توده سنگ به عنوان یک محیط پیوسته نامحدود در نظر گرفته می‌شود.

۲- روش‌های ناحیه‌ای^۲

در این روش توده سنگ 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^۳ و تفاضل محدود^۴ جزء روش‌های ناحیه‌ای هستند که در آن‌ها توده سنگ به عنوان یک محیط پیوسته در نظر گرفته می‌شود. روش المان مجزاء^۵ 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

1- Boundary Methods
2-Domain Methods
3-Finite Element
4- Finite Difference
5- Distinct Element

هر روش می‌توان این دو دسته کلی را به صورت مدل‌های ترکیبی^۱ به کار برد. در روش‌های ناحیه‌ای جهت المان‌بندی توده‌سنگ، ایجاد شبکه مش‌بندی 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 المان‌بندی می‌شود و توده سنگ 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 خطا ناشی از اندرکنش مرز خارجی و حفره به حداقل قابل قبول کاهش یابد. از طرف دیگر از آنجایی‌که در روش‌های مرزی توده سنگ به عنوان یک محیط پیوسته نامحدود در نظر گرفته می‌شود، تنها لازم است تنش‌هایی که در داخل توده سنگ 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^۲ که با پارامترهایی کنترل می‌شوند تغییر می‌کنند. فرمول‌بندی روش اجزاء محدود براساس مینیمم کردن انرژی محلی یا سراسری است. هر دو روش اجزاء محدود و تفاضل محدود مجموعه‌ای از

1- Hybrid Models
2- Shape Functions

معادلات جبری تولید می‌کنند. می‌توان نشان داد که در حقیقت هر دو روش از یک فرم ضعیف^۱ شده با توابع وزنی^۲ مختلف به دست می‌آیند.

ب-۳- نرم افزار FLAC

واژه *FLAC* از عبارت *Fast Lagrangian Analysis of Continua* که به معنی تحلیل سری لاگرانژی محیط می‌باشد گرفته شده است. این برنامه را دکتر پتر کاندل^۳ در سال ۱۹۸۶ جهت انجام تحلیل‌های مهندسی با میکرو کامپیوترها، توسعه داد. *FLAC* یک نرم‌افزار تفاضل محدود صریح^۴ 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 گرادینان 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^۵) 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^۶ است که امکان شبیه‌سازی مصالح خطی را نیز میسر می‌سازد.

مدل‌های رفتاری در برنامه *FLAC* عبارتند از:

-
- 1- Weak Form
 - 2- Weighted Residual Methods
 - 3- Peter Cundall
 - 4- Explicit Finite Difference
 - 5- Large- Strain Mode
 - 6- Built-In Constitutive Models

۱- مدل الاستیک، ایزوتروپ^۱

۲- مدل الاستیک، ایزوتروپ- صفحه ای^۲

۳- مدل پلاستیک موهر- کلمب^۳

۴- مدل درزه دار^۴

۵- مدل سخت شوندگی و نرم شوندگی^۵

۶- مدل تسلیم مجدد^۶

مراحل محاسباتی برنامه FLAC^{2D} بدین صورت است که ابتدا با استفاده از معادلات حرکت، سرعتها و جابه جایی های ناشی از نیروها و تنشها به دست می آیند. سپس نرخهای کرنش از سرعتها و تنشهای جدید از نرخهای کرنش محاسبه می شوند و این یک پله زمانی^۷ برای هر سیکل می باشد و در هر مرحله تمام مقادیر قبلی با مقادیر جدید جایگزین می شوند. تصور بعضی بر آن است که روش تفاضل محدود به شبکه های المانی مستطیلی محدود می شود که در واقع چنین نیست. ویلکینز^۸ در سال ۱۹۶۴ روشی را برای به دست آوردن معادلات تفاضل محدود برای المان هایی با شکل دل خواه ارائه کرده است. (این روش در برنامه FLAC استفاده شده است) که با استفاده از آن می توان المان هایی با شکل دل خواه داشت و هر المان می تواند مصالحی با خصوصیات مخصوص خودش داشته باشد (همانند روش اجزاء محدود). از آنجائی که در روش حل صریح نیاز به تشکیل ماتریس سختی کل نمی باشد. یک موضوع جزئی در مد

-
- 1- Elastic Isotropic
 - 2- Elastic Transversely Isotropic
 - 3- Mohr-Coulomb Plasticity
 - 4- Ubiquitous Joint
 - 5- Strain Hardening\Softening
 - 6- Double-Yield (Experimental)
 - 7- Time Step
 - 8- Wilkins

کرنش بزرگ، به‌هنگام‌کردن^۱ مختصات در هر پله زمانی است. جابه‌جایی‌های تدریجی به مختصات‌ها افزوده می‌شوند به‌طوری‌که شبکه به‌همراه مصالح حرکت کند و تغییر شکل دهد این اصطلاحاً یک فرمولاسیون لاگرانژی است. در مقابل در یک فرمولاسیون اویلری^۲ مصالح نسبت به یک شبکه ثابت حرکت می‌کنند و تغییر شکل می‌دهند (Itasca 1992).

1- Update
2-Eulerian

پیوست ج: مبانی مهندسی زلزله و طراحی دینامیکی در نرم افزار $FLAC^{2D}$

ج-۱ مقدمه

مهندسی زلزله^۱ به اثرات زلزله بر انسان‌ها و محیط آن‌ها و همچنین روش‌های کاهش این آثار می‌پردازد. این رشته بسیار جوان بوده و عمده توسعه آن در ۳۰ الی ۴۰ سال اخیر اتفاق افتاده است. مهندسی زلزله رشته‌ای گسترده است که در آن مفاهیمی از زمین‌شناسی، زلزله‌شناسی، مهندسی ژئوتکنیک و سایر مباحث فنی مطرح می‌شود. هنگامی که سازه‌ای مهندسی احداث می‌شود، علی‌الخصوص اگر از ریسک و خطر زیادی برخوردار باشد، آگاهی از لرزه‌خیزی^۲ ساختگاه از نکات پر اهمیتی 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، ۱۳۷۴):

- 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 بر حسب افزایش فاصله از کانون

1-Earthquake engineering

2-Seismicity

• تعیین پارامترهای اصلی زمین لرزه

ج-۲ مکانیسم وقوع زلزله

نظریه‌های گوناگونی در خصوص مکانیسم‌هایی که باعث وقوع زلزله می‌شوند وجود دارد اما واضح است که علل وقوع زلزله ارتباط نزدیکی به تحولات تکتونیکی زمین دارد. براساس نظریه تکتونیک صفحه‌ای^۱، پوسته زمین متشکل از صفحاتی است که نسبت به یکدیگر در حال حرکت می‌باشند. Richter در سال ۱۹۵۸ نظریه بازگشت الاستیک^۲ 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 (Kramer, 1996).

این مکانیسم مهم‌ترین علت ایجاد فعالیت‌های لرزه‌ای در سراسر جهان است. اما منابع دیگری نیز هستند که سبب ایجاد حرکات لرزه‌ای و در نتیجه وقوع زلزله‌های کوچک می‌شوند. زلزله گاه بر اثر حرکات آتشفشانی رخ می‌دهد. آتشفشان‌ها سبب آزاد شدن مقدار زیادی انرژی به خصوص نزدیک سطح زمین می‌شوند که ممکن است باعث ایجاد حرکات بزرگ شوند. امواج زلزله ممکن است در اثر

1-Plane tectonics
2-Elastic rebound theory

انفجارات زیرزمینی مواد شیمیایی یا تجهیزات هسته‌ای تولید شوند. همچنین فروریختن سقف معادن و غارها یا انفجار سنگ در معادن می‌تواند زلزله‌های محلی خفیف ایجاد نماید. در اثر آب‌گیری مخزن سدهای بزرگ نیز فعالیت‌های لرزه‌ای محلی نیز مشاهده شده است (Kramer, 1996).

ج-۳ کانون و مرکز سطحی 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^۱ زلزله نامیده می‌شود. تصویر کانون در سطح زمین را مرکز سطحی زلزله^۲ می‌نامند. فاصله بین یک ناظر یا ساختگاه مورد نظر از مرکز سطحی زلزله تا مرکز سطحی و فاصله بین ناظر و کانون به فاصله کانونی زلزله مشهور است (Kramer, 1996).

زمین‌لرزه‌ها را بر مبنای عمق کانونی به صورت زیر طبقه‌بندی می‌کنند (معماریان، ۱۳۷۴):

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

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

1-Hypocenter (Focus)

2-Epicenter

ج-۴ اندازه زلزله

ج-۴-۱ شدت زلزله

برای بیان اندازه یک زلزله معمولاً از دو نوع مقیاس استفاده می‌شود. قدیمی‌ترین معیار اندازه زلزله، شدت زلزله^۱ 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^۲ که توسط دانشمندان ایتالیایی پایه گذاری شده، کاربرد فراوانی پیدا کرده است. این مقیاس شدت زلزله را به دوازده درجه تقسیم می‌کند. شدت یک زلزله را نمی‌توان با درجه معینی تعیین نمود بلکه فقط امکان دارد خطوط هم‌شدت را ترسیم کرد (دانشجو، ۱۳۷۸).

ج-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 (Kramer, 1996):

1-Intensity

2-Modified Mercali Intensity

بزرگای محلی ریشتر^۱: Richter در سال ۱۹۳۵ با بهره‌گیری از لرزه‌نگار Wood-Anderson یک مقیاس بزرگا برای زلزله‌های کم‌عمق (فاصله مرکز سطحی کمتر از ۶۰۰ کیلومتر) تعریف نمود. این بزرگی به‌صورت لگاریتم دامنه بیشینه (بر حسب میکرومتر) 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^۲: 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 بزرگ از مرکز سطحی زلزله، امواج حجمی معمولاً میرا گشته و حرکات زمین در نتیجه امواج سطحی است. Gutenberg & Richter در سال ۱۹۳۶ بزرگای موج سطحی را که بر پایه دامنه امواج Raylieh با پریود حدود ۲۰ ثانیه است، به‌صورت زیر ارائه نمودند:

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

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 ۱۰۰۰ کیلومتر) به‌کار می‌رود.

1-Richter magnitude
2-Surface wave magnitude

بزرگای موج حجمی^۱: 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 برپایه چند سیکل اولیه امواج P است که در سال ۱۹۴۵ توسط Gutenberg ارائه شد:

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

که A دامنه موج P برحسب میکرومتر و T پریود موج (معمولاً حدود ۱ ثانیه) است.

بزرگای گشتاور^۲: مقیاس‌های بزرگای فوق‌الذکر، کمیت‌های تجربی هستند که برپایه 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 بزرگای که در معرض این پدیده نیست، بزرگای گشتاور است که توسط رابطه زیر بیان می‌شود:

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

در این رابطه M_o گشتاور لرزه‌ای^۳ برحسب دین-سانتی‌متر می‌باشد ($1 \text{ dyn-cm} = 1 \times 10^{-7} \text{ N.m}$). گشتاور لرزه‌ای به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$M_o = \mu A \bar{D} \quad (\text{ج-۴})$$

1-Body wave magnitude
2-Moment magnitude
3-Scismic moment

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.

ج-۴-۳ انرژی زلزله

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

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

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

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

ج-۴-۴ تخمین بیشینه بزرگای زلزله

جهت برآورد بیشینه بزرگای زلزله در هر ایالت 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 گسل‌ها، طول گسل از مشخصه‌های اصلی زلزله به شمار می‌رود. از این رو محققین رابطه‌ای بین طول گسل و بزرگای زلزله را به صورت زیر پیشنهاد می‌دهند:

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

که a و b مقادیر ثابت رابطه فوق است. از آنجا که 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 کیلومتر، 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 (ج-۶) قرار می‌دهند (Kramer, 1996).

Slemmons با مطالعه بر روی گسل‌های دنیا مقادیر $a = 5/15$ و $b = 1/18$ را به دست آورده است. مهاجر اشجعی و نوروزی نیز با بررسی گسل‌های ایران مقادیر $a = 5/4$ و $b = 1$ را به دست آورده‌اند.

ج-۵ حرکات نیرومند زمین^۱

حرکات زمین ناشی از زلزله کاملاً پیچیده است. حرکت زمین در یک نقطه مشخص با سه مؤلفه تغییر مکان و سه مؤلفه دوران تعریف می‌شود. در عمل معمولاً از مؤلفه‌های دوران صرف نظر می‌شود و تنها سه مؤلفه عمود برهم تغییر مکان اندازه‌گیری می‌شود. دستگاه‌های مختلفی جهت اندازه‌گیری حرکت زمین وجود دارد. لرزه‌نگارها^۲ بسیار حساس بوده و قادر به اندازه‌گیری حرکات نسبتاً ضعیف زمین که توسط انسان قابل حس نیست، می‌باشد. حرکات نیرومند زمین توسط شتاب‌نگار^۳ اندازه‌گیری شده و نتایج آن شتاب‌نگاشت^۴ نامیده می‌شود (دانشجو، 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

1-Strong ground motion

2-Seismograph

3-Accclerograph (accelerometer)

4-Accelerogram

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 (Kramer, 1996):

- دامنه^۱
- محتوی فرکانس^۲
- مدت^۳

ج-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^۴ (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 روابط متعددی بین شتاب-بزرگا پیشنهاد شده است. اگرچه این روابط چندان دقیق نمی‌باشد، اما در تخمین PHA به خصوص هنگامی که تنها اطلاعات بزرگای زلزله در دست می‌باشد، بسیار مفید است.

1-Amplitude
2-Frequency content
3-Duration
4-Peak Horizontal Acccleration

سرعت افقی بیشینه^۱ (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.

جابه‌جایی بیشینه^۲ عمدتاً با مؤلفه‌های حرکات زلزله در فرکانس‌های پایین‌تر همراه است. به دلیل خطاهای پردازش در انتگرال‌گیری شتاب‌نگارها، معمولاً جابه‌جایی بیشینه نسبت به PHA و PHV کمتر متداول است.

ج-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 فوری^۳ به صورت مجموع یک‌سری 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:

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

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^۴ و رسم تغییرات فاز فوریه در مقابل

1-Peak Horizontal Velocity
2-Peak Horizontal Displacement
3-Fourier transform
4-Fourier amplitude spectrum

فرکانس (ϕ_n بر حسب ω_n) به طیف فاز فوریه^۱ 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 واضح‌تر ترسیم می‌نماید (Kramer, 1996).

یکی از پارامترهایی که می‌توان از طیف دامنه فوریه حرکت زمین به دست آورد، پریود غالب^۲ (یا فرکانس مرکزی) است. پریود غالب که بیان‌گر محتوی فرکانس حرکت زمین است، پریود ارتعاش متناظر با مقدار بیشینه دامنه طیف فوریه است. برای پرهیز از اثرات نامطلوب تک‌قله‌های طیف دامنه فوریه، پریود غالب عمدتاً از روی طیف هموار شده به دست می‌آید. مطالعات نشان می‌دهد که با سخت‌تر شدن نوع خاک مقدار پریود غالب زلزله کاهش می‌یابد. در سنگ و خاک سخت، حرکات زمین فرکانس‌های محدودی را شامل می‌شود. به همین دلیل محتوای فرکانس به صورت 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 به صورت باند پهن مشاهده می‌شود. بزرگای زلزله نیز عاملی تأثیرگذار بر فرکانس مرکزی است به طوری که با افزایش بزرگای زلزله، فرکانس مرکزی کاهش می‌یابد (حامدی و تهرانی زاده، ۱۳۸۱).

ج-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

1-Fourier phase spectrum

2-Predominant period (central frequency)

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 & Trifunac ارائه شده است. براین 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 به صورت 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 بزرگا، زمان دوام حرکات افزایش می‌یابد (حامدی و تهرانی زاده، ۱۳۸۱).

ج-۶ کاهندگی امواج زلزله

ج-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^۱ (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. براین اساس امواج به سه شکل صفحه‌ای،

کروی^۲ و استوانه‌ای^۳ در محیط منتشر می‌شوند. این عامل بدون تغییر در انرژی موج، تنها موجب کاهش دامنه آن

می‌شود. در یک محیط همگن، ایزوتوپ با رفتار الاستیک خطی می‌توان رابطه تجربی زیر را برای میرایی هندسه

برقرار نمود:

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

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 زائیده این

واقعیت 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 ایزوتوپ بدون میرایی حرکت کرده و دامنه آن تغییر

نمی‌کند.

1-Attenuation
2-Spherical wave
3-Cylindrical wave

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).

ج-۶-۲ میرایی حرکات زمین

بنابر مکانیسم‌هایی که در بخش ج-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:

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

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

ج-۷ اعمال بار دینامیکی

از آنجاکه الگوریتم روش اجزاء مجزا مبتنی بر نیرو، شتاب، سرعت و جابجایی مؤلفه‌های جرم است، لذا به راحتی در مسائل دینامیکی به کار گرفته می‌شود. بارگذاری دینامیکی عمدتاً به صورت یک تاریخچه است که به مدل اعمال می‌شود. بار دینامیکی به صورت گام به گام و به وسیله اندرکنش فنر و میراگر در نقاط تماس مدل در طول مدل انتشار می‌یابد. بدین ترتیب شتاب، سرعت و جابجایی هر المان با استفاده از معادلات حرکت محاسبه خواهد شد.

ج-۸ مدل سازی دینامیکی (Itasca, 1999)

نرم افزار FLAC^{2D} قابلیت تحلیل دینامیکی دو بعدی در شرایط کرنش صفحه‌ای و تنش صفحه‌ای را داراست. باتوجه به این که FLAC^{2D} از المان‌های سازه‌ای برای مدل سازی سیستم نگه‌داری استفاده می‌کند، بنابراین امکان تحلیل اندرکنش سنگ-سازه در بارگذاری دینامیکی وجود دارد. در هنگام ساخت مدل دینامیکی توسط FLAC^{2D} بایستی سه عامل زیر مورد توجه قرار گیرد:

- شرایط مرزی و بارگذاری دینامیکی

- میرایی مکانیکی^۱

- عبور موج از درون مدل

در ادامه این پیوست هر یک از عوامل ذکر شده شرح داده می‌شود.

ج-۹ شرایط مرزی و بارگذاری دینامیکی

ج-۹-۱ مرزهای ویسکوز (آرام)

در مدل‌سازی مسائل ژئومکانیکی لازم است تا ابعاد مدل با مرزهای مصنوعی محدود شود. وجود این مرزها در مسائل دینامیکی سبب می‌شود که امواج برخوردی به آن‌ها منعکس شده و مجدداً وارد مدل شود. استفاده از مدل‌های بزرگ، با توجه به میرایی زیاد امواج در حین انتشار می‌تواند از خطای محاسبات بکاهد. اما چنین راه‌حلی منجر به افزایش زمان محاسبات شده و عملاً کارایی چندانی نخواهد داشت. گزینه بهتری که مطرح می‌شود استفاده از مرزهای ویسکوز^۲ (آرام) است. روابط مختلفی در این زمینه ارائه شده است که برنامه FLAC^{2D} از مرزهای ویسکوز پیشنهاد شده توسط Lysmer & Kuhlemeyer بهره می‌گیرد. این روش مبتنی بر استفاده از میراگرهای عمودی و برشی در مرزهای مدل است که انرژی امواج برخوردی را جذب و از بازتاب آن به‌داخل مدل جلوگیری می‌نماید. مقدار نیروهای سطحی ویسکوز عمودی و برشی که این میراگرها در هر گام زمانی اعمال می‌کنند، از روابط زیر به‌دست می‌آید:

1-Mechanical damping

2-Viscous (quiet) boundary

$$t_n = -\rho \cdot C_p \cdot v_n \quad (10-ج)$$

$$t_s = -\rho \cdot C_s \cdot v_n \quad (11-ج)$$

چنانچه زاویه امواج برخوردی به مرزها بیش از ۳۰ درجه باشد، این روش بهطور کامل انرژی امواج برخورد را جذب می‌نماید. در صورتی که زاویه برخورد کمتر از مقدار یاد شده باشد انرژی بهطور کامل جذب نمی‌شود.

ج-۹-۲ مرزهای میدان آزاد

در مدل‌سازی سازه‌های سطحی مانند سدها و یا سازه‌های زیرزمینی نزدیک به سطح، شرایط مرزی در اطراف مدل بایستی قابلیت حرکت میدان آزاد زمین را بهوجود آورد. حرکت میدان آزاد به این مفهوم است که موج عبوری از نزدیک مرزها تحت تأثیر پاسخ سازه قرار نگرفته و شکل و دامنه موج مشابه موج ورودی باشد. مرز میدان آزاد^۱ در تحلیل‌های دینامیکی را می‌توان معادل مرز جابجایی یا تنش در تحلیل‌های استاتیکی دانست. دربرخی موارد ممکن است وجود مرزهای عادی کافی باشد. به‌عنوان مثال اگر یک موج برشی به ضلع AC در شکل ج-۱ اعمال شود، تنها کافی است مرزهای AB و CD در جهت y بسته شود. این مرزها بایستی در فاصله کافی قرار داشته تا اثرات بازتاب موج را کاهش داده و شرایط حرکت میدان آزاد را بهوجود آورد. اما در سنگ‌ها که ضریب میرایی کوچک است، افزایش ابعاد مدل نتیجه مطلوبی را در پی ندارد. گزینه دیگری که مطرح می‌شود، اعمال حرکت میدان آزاد در مرزها به‌گونه‌ای است که شرایط ویسکوز بودن را نیز حفظ نمایند. روشی که در نرم‌افزار FLAC^{2D} استفاده می‌شود، انجام محاسبات میدان آزاد یک‌بعدی به موازات مرزهای مدل اصلی است.

1-Free field boundary

مرزهای جانبی توسط میراگرهای ویسکوز به گره‌های مرز میدان آزاد متصل شده و نیروی نامتعادل کننده‌ای که در میدان آزاد محاسبه می‌شود به مدل اصلی اعمال می‌شود. این نیروها در هر دو مرز چپ و راست مطابق روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$F_x = -\rho C_P (v_x^m - v_x^{ff}) + \sigma_{xx}^{ff} \Delta S_y \quad (ج-۱۲)$$

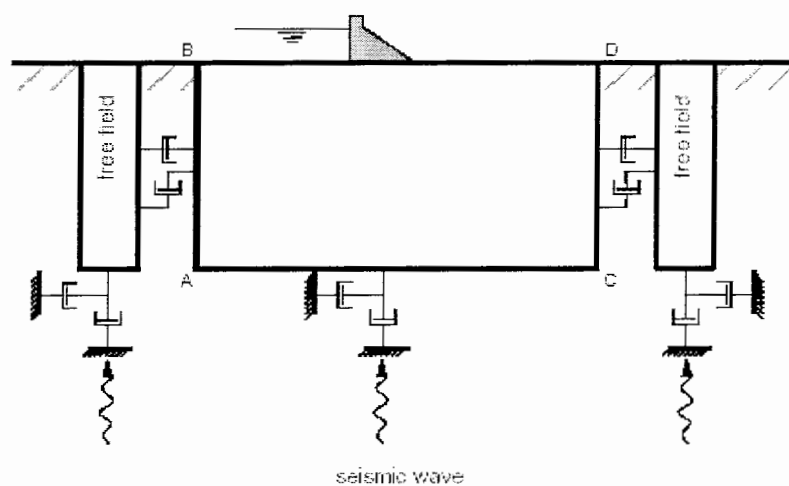
$$F_y = -\rho C_S (v_y^m - v_y^{ff}) + \sigma_{yx}^{ff} \Delta S_y \quad (ج-۱۳)$$

که v_x^m و v_y^m سرعت گره واقع بر مرز اصلی در جهت x و y

و v_x^{ff} و v_y^{ff} سرعت گره واقع بر مرز میدان آزاد در جهت x و y

و σ_{xx}^{ff} و σ_{yx}^{ff} تنش افقی متوسط و تنش برشی متوسط در گره میدان آزاد

و ΔS_y ابعاد متوسط المان عمودی در مرز میدان آزاد است.



شکل ج-۱- مرز میدان آزاد در تحلیل لرزه‌ای سازه‌های سطحی (Itasca, 1999)

لذا با شکل‌گیری شرایط میدان آزاد که معادل با مدلی با ابعاد بی‌نهایت است، موج صفحه‌ای بدون هیچ اغتشاشی منتشر می‌شود.

ج-۹-۳ بارگذاری دینامیکی

بار ورودی دینامیکی در $FLAC^{2D}$ را می‌توان به صورت تاریخچه سرعت، تنش و یا نیرو اعمال نمود. لازم به ذکر است که در زمینه اعمال تاریخچه سرعت به مرزهای خارجی مدل محدودیت وجود دارد، به طوری که این بارگذاری در مرزهای ویسکوز امکان پذیر نیست. برای غلبه بر این مشکل می‌توان تاریخچه سرعت را با فرض شرایط موج صفحه‌ای و استفاده از رابطه (ج-۱۴) به تاریخچه تنش تبدیل نمود:

$$\sigma_n = 2(\rho.C_p.v_n) \quad (\text{ج-۱۴})$$

$$\sigma_s = 2(\rho.C_s.v_s) \quad (\text{ج-۱۵})$$

σ_s و σ_n تنش عمودی و برشی اعمالی

و v_s و v_n سرعت ذرات در جهت عمودی و برشی هستند.

مضرب ۲ در روابط بالا به این دلیل است که نیمی از ورودی تنش در محل مرزهای ویسکوز جذب شده و تنها نیمی از آن که مقدار واقعی بار دینامیکی است، به مدل اعمال می‌شود.

ج-۱۰ میرایی مکانیکی

سیستم‌های دینامیکی طبیعی در حال نوسان به دلیل وجود میرایی به تدریج انرژی‌شان را از دست می‌دهند. میرایی یک سیستم در واقع افت انرژی است که در نتیجه اصطکاک داخلی مصالح و لغزش سطوح ضعف آن شکل می‌گیرد. نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ از میرایی Rayleigh استفاده می‌کند. این نوع میرایی که در ابتدا برای تحلیل دینامیک سازه استفاده شد، به شکل زیر تعریف می‌شود:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (\text{ج-۱۶})$$

که C ، M و K به ترتیب ماتریس میرایی، جرم و سختی سازه

و α و β به ترتیب ثابت‌های میرایی متناسب با جرم و سختی هستند.

برای یک سیستم با چند درجه آزادی، نسبت میرایی بحرانی^۱ (ξ_i) در هر فرکانس زاویه‌ای ω_i را می‌توان به شکل زیر نوشت:

$$\alpha + \beta\omega_i^2 = 2\omega_i\xi_i \quad (\text{ج-۱۷})$$

بنابراین نسبت میرایی بحرانی به صورت زیر در می‌آید:

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta\omega_i \right) \quad (\text{ج-۱۸})$$

شکل ج-۲ تغییرات نسبت میرایی بحرانی تصحیح شده را بر حسب فرکانس زاویه‌ای ω نشان می‌دهد. سه منحنی موجود در این شکل مؤلفه‌های میرایی متناسب با جرم^۲، میرایی متناسب با سختی^۳ و میرایی کل که جمع دو مؤلفه قبلی است، می‌باشد. همان‌طور که مشاهده می‌شود میرایی متناسب با جرم در فرکانس‌های پایین، میرایی غالب سیستم را برعهده داشته و بالعکس در فرکانس‌های بالا، میرایی متناسب با سختی این نقش را برعهده دارد. همان‌طور که دیده می‌شود، میرایی کل دارای یک نقطه کمینه است:

$$\xi_{\min} = (\alpha\beta)^{1/2} \quad (\text{ج-۱۹})$$

$$\omega_{\min} = \left(\frac{\alpha}{\beta} \right)^{1/2} \quad (\text{ج-۲۰})$$

یا

$$\alpha = \xi_{\min} \omega_{\min} \quad (\text{ج-۲۱})$$

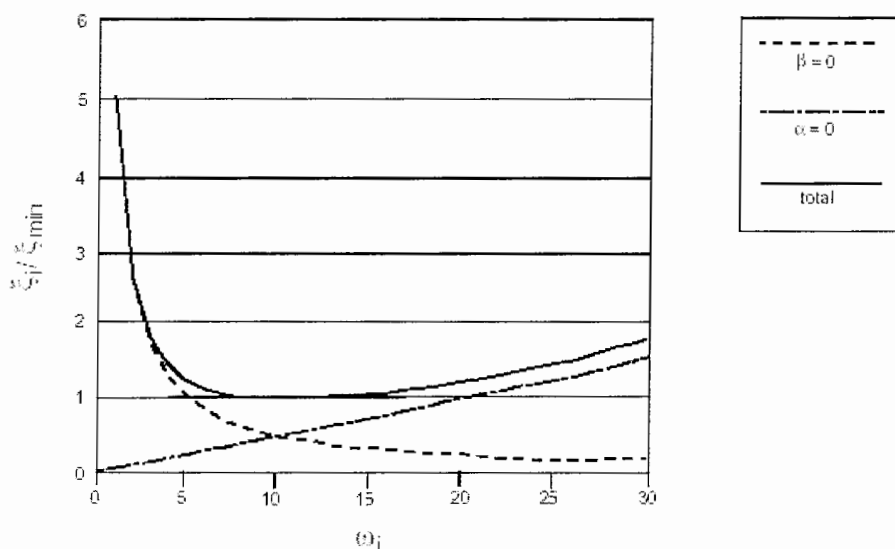
$$\beta = \xi_{\min} / \omega_{\min} \quad (\text{ج-۲۲})$$

1-Critical damping ratio

2-Mass proportional damping

3-Stiffness proportional damping

بایستی توجه داشت که در فرکانس زاویه‌ای ω_{min} (یا f_{min})، میرایی متناسب با جرم و میرایی متناسب با سختی مساوی یکدیگر هستند.

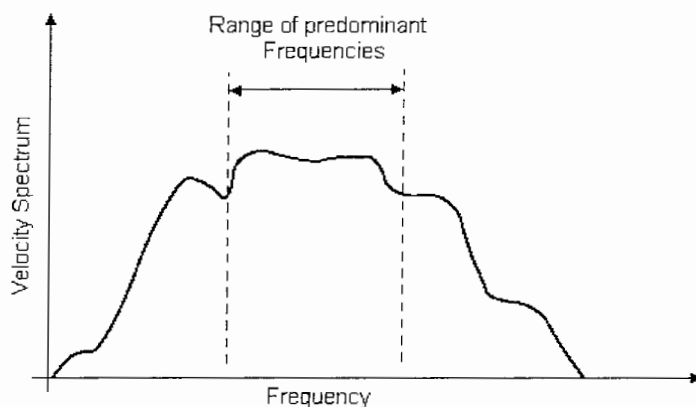


شکل ج-۲- تغییر ضریب میرایی تصحیح شده نسبت به فرکانس (Itasca, 1999)

در نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ میرایی Rayleigh با دو مقدار f_{min} و ξ_{min} مشخص می‌شود. همان‌طور که در شکل ج-۲ مشاهده می‌شود، ω_{min} مساوی ۱۰ رادیان بر ثانیه است. روشن است که نسبت میرایی در محدوده فرکانس ۱:۳ ثابت است (یعنی فرکانس ۵ تا ۱۵). با توجه به این که میرایی زمین عموماً مستقل از فرکانس است، لذا باید سعی شود که در $FLAC^{2D}$ ، f_{min} در مرکز محدوده فرکانس یاد شده انتخاب شود. با انجام یک تحلیل طیفی از تاریخچه سرعت، طیف پاسخی^۱ مطابق شکل ج-۳ به دست می‌آید. چنانچه بزرگ‌ترین فرکانس غالب بیش از سه برابر کمترین فرکانس غالب باشد، آن‌گاه محدوده ۱:۳ در طیف وجود خواهد داشت که عمده انرژی دینامیکی در آن محدوده جای می‌گیرد. بدین ترتیب ایده اصلی در تحلیل دینامیکی تنظیم f_{min} میرایی Rayleigh به گونه‌ای است که محدوده

1-Response spectrum

۳: ۱ آن با محدوده فرکانس‌های غالب در مسأله منطبق شود. شایان ذکر است که فرکانس‌های غالب نه فرکانس بار ورودی است و نه فرکانس مودهای طبیعی سیستم است، بلکه ترکیبی از دو حالت قبلی است.



شکل ج-۳- تغییر ضریب میرایی تصحیح شده نسبت به فرکانس (Itasca, 1999)

در مصالح ژئومکانیکی ξ_{min} معمولاً ۲ تا ۵ درصد میرایی بحرانی در نظر گرفته می‌شود. در مدل‌هایی با رفتار مصالح الاتوپلاستیک یا ناپیوستگی‌هایی با مقاومت برشی کم، بخش قابل توجهی از انرژی موج در طی جریان پلاستیک یا لغزش از بین می‌رود. از این رو لازم است در مدل‌هایی که امکان وقوع جابجایی‌های بزرگ وجود دارد، تنها درصد کوچکی (مثلاً ۰/۵ درصد) از میرایی بحرانی انتخاب شود.

ج-۱۱ انتشار موج

قبل از انجام هر تحلیل دینامیکی اصلی لازم است انتشار موج در محیط بکر مورد بررسی قرار گرفته تا از اعوجاج آن جلوگیری شود. Kuhlemeyer & Lysmer نشان دادند که مدل‌سازی دقیق عبور موج در گرو ابعاد المان است. براین اساس لازم است تا بزرگ‌ترین بعد المان l ، کوچکتر از یک‌دهم تا یک هشتم طول موج بزرگ‌ترین فرکانس موج ورودی باشد:

$$l \leq \frac{\lambda_{\max}}{10} \text{ و } \lambda_{\max} = \frac{C}{f_{\max}} \quad (\text{ج-۲۳})$$

که C سرعت موج عبوری P یا S است.

در بارهای دینامیکی با فرکانس زیاد (مانند امواج آتشفکری)، ضروری است تا از المان‌های با ابعاد بسیار کوچک استفاده شود. این مسأله سبب می‌شود که حافظه و زمان مورد نیاز جهت تحلیل به شدت افزایش یابد و از بازدهی محاسبات کاسته شود. در چنین مواردی با علم به این که اغلب انرژی بار ورودی مربوط به فرکانس‌های پایین است، می‌توان فرکانس‌های بالای موج را فیلتر نمود و از المان‌های بزرگتر استفاده کرد. فیلتر کردن موج ورودی با استفاده از روش تبدیل فوریه که به اختصار در پیوست ج-۵ معرفی شد، انجام می‌شود. بدین ترتیب تاریخچه موج ورودی از حوضه زمان به حوضه فرکانس تبدیل می‌شود. سپس فرکانس‌های بیشتر از f_{\max} حذف شده و با تبدیل فوریه معکوس، تاریخچه موج ورودی به حوضه زمان بازگردانده می‌شود.

پیوست د: توابع آماری- احتمالاتی مورد نیاز در برآورد خطر زلزله

د-۱ مقدمه

پدیده زلزله را می‌توان هم از نظر بزرگی و هم از نظر زمان وقوع آن فرآیندی تصادفی فرض کرد و با استفاده از روش‌های آماری- 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، با توجه به طول عمر مفید سازه، و زلزله‌ای با درصد خطر مشخص با توجه به اهمیت سازه می‌باشد، تا احتمال وقوع زلزله‌های بزرگ‌تر از آن بیشتر نباشد.

د-۲ 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 مورد نظر، 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 (دانشجو، ۱۳۷۸):

$$\log N_c = a - bM \quad (د-۱)$$

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.

د-۳ 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^۱ 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 (دانشجو، ۱۳۷۸).

د-۳-۱ تابع تجمعی احتمال نوع I^۲

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

$$P(M \leq M_i) = \exp[-C \exp[B(-M_i)]] \quad (2-d)$$

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:

$$P(a \leq a_i) = \exp[-C \exp[B(-\ln a_i)]] \quad (3-d)$$

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

1-Extreme value theory
2-Type I extreme value distribution

د-۳-۲ تابع تجمعی احتمال نوع III^۱

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:

$$P(M \leq M_i) = \exp[-C \exp[B \ln(M_{\max} - M_i)]] \quad (۴-د)$$

$$P(a \leq a_i) = \exp[-C \exp[B \ln(\ln a_{\max} - \ln a_i)]] \quad (۵-د)$$

د-۳-۳ تابع تجمعی احتمال نوع S^۲

این تابع زمانی قابل استفاده است که علاوه بر مشخص بودن حد بالای زلزله (M_{\max} یا a_{\max}) یک نقطه عطف (M_{a_e} یا a_{a_e}) 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:

$$P(M \leq M_i) = \exp\left[-C \exp\left[B \ln\left(\frac{M_{\max} - 2M_{a_e} + M_i}{M_{\max} - M_i}\right)^{1/2}\right]\right] \quad (۶-د)$$

$$P(a \leq a_i) = \exp\left[-C \exp\left[B \ln\left(\frac{\ln a_{\max} - 2 \ln a_{a_e} + \ln a_i}{\ln a_{\max} - \ln a_i}\right)^{1/2}\right]\right] \quad (۷-د)$$

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.

1-Type III extreme value distribution

2-Type S extreme value distribution

باتوجه به این که متغیرهای تصادفی این توابع مستقل از یکدیگر هستند، لذا بایستی آمار پیش‌لرزه‌ها و پس‌لرزه‌ها^۱ که در زمین‌لرزه‌های بزرگ ثبت می‌شود و محدودش‌کننده شرایط یاد شده است از داده‌های بانک اطلاعاتی کنار گذاشته شود.

د-۴ توابع توزیع احتمال زمان برای وقوع زلزله

نقص تابع توزیع *Gutenberg & 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^۲ و تابع توزیع دوجمله‌ای^۳ سادگی و مقبولیت بیشتری دارند (دانشجو، ۱۳۷۸).

د-۴-۱ تابع توزیع احتمال پواسون

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

$$P_n(t) = \frac{(p \cdot t)^n \exp(-p \cdot t)}{n!} \quad (۸-۵)$$

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.

1-Foreshock and aftershock
2-Poisson distribution
3-Binomial distribution

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

$$P_0(t, n=0) = \exp(-p \cdot t) \quad (9-د)$$

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:

$$P(t, n \geq 1) = 1 - \exp(-p \cdot t) \quad (10-د)$$

د-۴-۲ تابع توزیع احتمال دوجمله‌ای

معادله کلی تابع توزیع دوجمله‌ای به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$P(x) = \frac{n!}{x!(n-x)!} p^x q^{n-x} \quad (11-د)$$

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 (۱۱-د) به صورت زیر درمی‌آید:

$$P(0) = q^n \quad (12-د)$$

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

$$P(x \geq 1) = 1 - q^n \quad (13-د)$$

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

$$P_t = 1 - q^t \quad (14-d)$$

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

د-۵ 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 (T_R) آن می گویند. بدیهی است که از نظر آماری احتمال سالیانه وقوع (p) زلزله ای با بزرگای M عکس دوره بازگشت آن زلزله است (دانشجو، ۱۳۷۸):

$$p = \frac{1}{T_R} \quad (15-d)$$

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 می شود. بنابراین اگر در دامنه زمانی جمع آوری داده های 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 (دانشجو، ۱۳۷۸):

$$T_R = \frac{T}{N_c} \quad (16-d)$$

پس با استفاده از رابطه (د-۱۵) می توان نوشت:

$$p = \frac{N_c}{T} \quad (17-د)$$

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

$$p = 1 - q \quad (18-د)$$

عدم وقوع زلزله با بزرگای M و بیشتر به مفهوم آن است که زلزله رخ نداده و یا زلزله با بزرگای کوچکتر از M ($M_i < M$) 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:

$$q = P(M_i \leq M) \quad (19-د)$$

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

به‌عنوان مثال اگر در یک منطقه لرزه‌خیز 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.

د-۶ خطر وقوع زلزله

خطر زلزله^۱ به مفهوم احتمال وقوع زلزله با بزرگای M و بیشتر در مدت زمان موردنظر 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 (د-۱۰) و (د-۱۳)، روابط خطر زلزله به دست می‌آید (دانشجو، ۱۳۷۸):

1-Seismic risk

$$R_t = 1 - \exp(-p \cdot t) \quad (20-د)$$

$$R_t = 1 - q^t \quad (21-د)$$

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:

$$p = \frac{-\ln(1 - R_t)}{t} \quad (22-د)$$

$$q = (1 - R_t)^{1/t} \quad (23-د)$$

در نهایت دوره بازگشت زلزله طرح را می‌توان با استفاده از روابط (د-۱۵) و (د-۲۲) به صورت زیر بیان کرد:

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - R_t)^{1/t}} \quad (24-د)$$

فهرست مراجع

- 1- Carranza C.-Torres and C. Fairhurst , (2000). Application of the Convergence-Confinement Method of Tunnel Design to Rock Masses That Satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 15, No. 2, pp. 187-213.
- 2- Cesano D., B, Olofsson and A. C.(2000). Bagtzoglou Parameters Regulating Groundwater Inflows into Hard Rock Tunnels--a Statistical Study of the Bolmen Tunnel in Southern Sweden *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 15, No. 2, pp. 153-165
- 3- Doulati Ardejani F., Singh R.N., Baafi E.Y. and Porter I. (2003). A finite element model to: 1. Predict groundwater inflow to surface mining excavations. *Journal of the International Mine Water Association (IMWA)*, 22 (1), pp.31-38.
- 4- El Tani M. (1999). Water inflow into tunnels. *Proceedings of the World Tunnel Congress ITA-AITES 1999, Oslo, Balkema*, pp. 61–70.
- 5- Freeze RA, Cherry JA (1979) *Groundwater*, Prentice-Hall Inc, Englewood Cliffs NJ, 604 pp
- 6- GEO-SLOPE International, Ltd. (2006) SEEP/W for finite element seepage analysis, Available online at: <http://www.geo-slope.com/products/seepw.asp>
- 7- Hashash Y. M., Hook J. J., Schmidt B., Yao J. I. (2001). Seismic design and analysis of underground structures, *Tunnelling & Underground Space Technology*, Pergamon, Vol. 16, No. 3, pp. 247-293
- 8- Hustrulid W. (1999). *Blasting principles for open pit mining*, Balkema, Rotterdam, Vol. 2
- 9- Itasca Consulting Group. (1992). *Flac version 3. 0 User's manual*, Minneapolis
- 10- Itasca Consulting Group. (1999). *Flac version 4.10 User's manual*, Minneapolis
- 11- Itasca Consulting group. (2001). *FLAC^{2D} version4 user manual Lined Tunnel Construction in Saturated Ground*.

- 12- Jorge Molinero a, Javier Samper a, Rube'n Juanes b, (2002). Numerical modeling of the transient hydrogeological response produced by tunnel construction in fractured bedrocks *Engineering Geology* 64 369–386.
- 13- Karlsrud K. (2001). Water control when tunnelling under urban areas in the Oslo region. NFF publication No. 12, 4: 27–33, NFF.
- 14- Kramer S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*, Prentice Hall, Upper Saddle River
- 15- Krinitzsky E. L. (2002). How to obtain earthquake ground motions for engineering design, *Eng. Geol.*, Elsevier, Vol. 65, No. 1, pp. 1-16
- 16- Lei S. (1999). An analytical solution for steady flow into a tunnel. *Ground Water* 37: 23–26.
- 17- Muskat M. (1937). *The flow of homogeneous fluid through porous media*, McGraw Hill, pp. 175–181.
- 18- National Iranian Oil Company., (1978). *Geological Map of Iran, Scale 1:1000000 Sheet No.1 North-West Iran.*
- 19- National Iranian Oil Company., (1978). *Geological Map of Iran, Scale 1:1000000 Sheet No.4 South-West Iran.*
- 20- Pinder G.F., Frind E.O., 1972, Application of Galerkin procedure to aquifer analysis, *Water Resources Research* 8(1), pp.108-120
- 21- Sakurai, S.; Kawashima, I.; and Otani, T. (1994). Environmental effects on critical strain of rocks. *Proc. Symp. Developments in Geotechnical Engineering*, Bangkok, Thailand, 359-363. Rotterdam: A. A. Balkema.
- 22- Sakurai, S. (1997). Lessons Learned from Field Measurements in Tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 12, No. 4, pp. 453-460, 1997
- 23- St. John C. M., Zahra T. F. (1987). A seismic design of underground structures, *Tunneling and underground space Technology*, Vol. 2, No. 2, pp. 165-197

24- Wang W. L., Wang T. T., Su J. J., Lin C. H. Seng C. R., Huang T. H. (2001). Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi earthquake, *Tunnelling & Underground Space Technology*, Pergamon, Vol. 16, No. 2, pp. 133-150

۲۵- برگی، خسرو. (۱۳۷۴). مبانی مهندسی زلزله، انتشارات دانشگاه تهران

۲۶- بهنیا، ابولحسن و بهنیا، کامبیز (۱۳۷۳). بناهای زیرزمینی طراحی- اجرا- نگهداری، انتشارات دانشگاه تهران

۲۷- حامدی، فرزانه و تهرانی‌زاده، محسن. (۱۳۸۱). بررسی حداکثر حرکات زمین، مدت دوام حرکات شدید و

محتوی فرکانسی زلزله‌های ایران، نشریه امیرکبیر، شماره ۵۰، صفحه ۳۱۸-۳۰۷

۲۸- دانشجو، فرهاد. (۱۳۷۸). مبانی مهندسی زلزله و آنالیز ریسک، انتشارات دانش‌فردا

۲۹- رضانقیه، مجید (۱۳۸۳). آئین نامه سازه‌های بتنی ACI318-02 و تفسیر ACI318R-02، انتشارات ارکان

۳۰- 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

۳۱- صدقیانی، محمدحسین و فرزادبیگی، حبیب. (۱۳۸۰). بررسی روشهای تحلیل دینامیکی فضاهای زیرزمینی

مقاوم در برابر زلزله، مجموعه مقالات پنجمین کنفرانس تونل، دانشکده فنی دانشگاه تهران، صفحه ۲۲۹-۲۱۹

۳۲- فهیمی‌فر، احمد. (۱۳۸۲). تخمین خسارات ناشی از زلزله در تونلها و فضاهای زیرزمینی و روش مهار خرابی،

نشریه جاده، شماره ۴۸، صفحه ۷۶-۸۹

۳۳- کی‌نیا، امیرمسعود. (۱۳۸۴). آنالیز و طراحی سازه‌های بتن آرمه، انتشارات جهاد دانشگاهی واحد اصفهان

۳۳- معماریان، حسین. (۱۳۷۴). زمین‌شناسی مهندسی و ژئوتکنیک، انتشارات دانشگاه تهران

۳۴- نیکخواه، مجید و گشتاسبی گوهرریزی، کامران. (۱۳۸۱). خسارتهای ناشی از زلزله در تونلها، نشریه ژئوتکنیک و

مقاومت‌مصالح، شماره ۸۸، صفحه ۲۹-۲۳

۳۵- مهندسین مشاور هرازراه. (۱۳۸۳). دومین گزارش تونل راه‌آهن کوهین محور قزوین- رشت- بندرانزلی

۳۶- مهندسین مشاور هرازراه. (۱۳۸۵). گزارش لرزه خیزی تونل راه‌آهن کوهین محور قزوین- رشت- بندرانزلی

Abstract

In this research, static and dynamic stability analysis of Kuhin railway tunnel is accomplished using *FLAC^{2D}*. Kuhin railway tunnel is located in the first part of Ghazvin-Rasht-Bandar Anzali railway, that has 1635m length and contains a 100m gallery in entrance and 10m gallery in outgoing part. Soft ground condition for tunnel location, large tunnel section, and locating major part of tunnel below ground water table are main problems that affect in lining design and stability analyses. Optimum excavation pattern and support system are main problems in design and implementation of project due to mass rock stabilization and reduction of plastic zone of tunnel. In primary design of tunnel, several excavation patterns are suggested and best pattern is selected with attention to the performance and economic characteristics. Suitable primary support systems for two section of tunnel (with 100m and 40m overburden and 55m and 25m water table from project line) are suggested by use of convergence-confinement method, drawing ground reaction curve and relaxed tunnel traction in numerical modeling that equivalent with convergence of tunnel, by use of *FLAC^{2D}* software. Finally permanent lining is suggested by use of numerical and analytical methods with consideration to seismic & static loading.

Keywords: Kuhin railway tunnel, Distinct element modeling, Static analysis, Seismic analysis