جمهوری اسلامی ایران
سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور

راهنمای طراحی و اجرای پوشش داخلی تونل‌های راه و راه‌آهن

ضابطه شماره ۶۸۴

معاونت فنی و توسعه امور زیربنایی
امور نظام فنی و اجرایی
nezamfanni.ir

وزارت راه و شهرسازی
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
bhrc.ac.ir

۱۳۹۴

باسمه تعالی

ریاست جمهوری
سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور
رییس سازمان

بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران	**شماره:**	**۹۴/۱۹۳۱۳۹**
	تاریخ:	**۱۳۹۴/۰۸/۰۵**

موضوع: راهنمای طراحی و اجرای پوشش داخلی تونل‌های راه و راه‌آهن

به استناد ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و مواد (۶) و (۷) آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی- مصوب سال ۱۳۵۲ و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور (موضوع تصویب‌نامه شماره ۴۲۳۳۹/ت۳۳۴۹۷هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیأت محترم وزیران)، به پیوست ضابطه شماره ۶۸۴ با عنوان «راهنمای طراحی و اجرای پوشش داخلی تونل‌های راه و راه‌آهن»از نوع گروه سوم ابلاغ می‌شود.

رعایت مفاد این ضابطه در صورت نداشتن ضوابط بهتر، از تاریخ ۱۳۹۵/۰۱/۰۱ الزامی است.

امور نظام فنی و اجرایی این سازمان دریافت‌کننده نظرات و پیشنهادهای اصلاحی در مورد مفاد این ضابطه بوده و اصلاحات لازم را اعلام خواهد کرد.

محمد باقر نوبخت

خواننده گرامی

امور نظام فنی و اجرایی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این ضابطه کرده و آن را برای استفاده به جامعه‌ی مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلط‌های مفهومی، فنی، ابهام، ایهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این‌رو، از شما خواننده‌ی گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هر گونه ایراد و اشکال فنی، مراتب را بصورت زیر گزارش فرمایید:

۱- شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.

۲- ایراد مورد نظر را بصورت خلاصه بیان دارید.

۳- در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.

۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.

کارشناسان این امور، نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت. پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه: تهران، میدان بهارستان، خیابان دانشسرا، ، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی و کشور، امور نظام فنی و اجرایی ـ مرکز تلفن ۳۳۲۷۱

Email: info@nezamfanni.ir web: nezamfanni.ir

باسمه تعالی

پیشگفتار

استفاده از ضوابط، معیارها و استانداردها در مراحل تهیه طرح، اجرا، بهره‌برداری و نگهداری طرح‌های عمرانی به لحاظ توجیه فنی و اقتصادی طرح‌ها، کیفیت طراحی و اجرا (عمرمفید) و هزینه‌های نگهداری و بهره‌برداری، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می‌باشد. نظام فنی و اجرایی کشور به کارگیری معیارها، استانداردها و ضوابط فنی در مراحل تهیه و اجرای طرح و نیز توجه لازم به هزینه‌های نگهداری از طرح‌ها را مورد تأکید جدی قرار داده است.

بنا بر مفاد ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور موظف به تهیه و ابلاغ ضوابط، مشخصات فنی، آیین‌نامه‌ها و استانداردهای اجرایی مورد نیاز طرح‌های عمرانی کشور می‌باشد. با توجه به تنوع و گستردگی طرح‌های عمرانی، طی سالهای اخیر سعی شده است در تهیه و تدوین این گونه مدارک علمی از مراکز تحقیقاتی و توان فنی دستگاه‌های اجرایی ذیربط استفاده شود. از این رو ضابطه شماره ۶۸۴ با عنوان «راهنمای طراحی و اجرای پوشش داخلی تونل‌های راه و راه‌آهن » با همکاری پژوهشکده حمل و نقل مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی و بهره‌مندی از توان علمی و تخصصی جمعی از کارشناسان باتجربه کشور تهیه شده است.

علیرغم تلاش، دقت و وقت زیادی که برای تهیه این مجموعه صرف گردیده، معهذا این مجموعه مصون از وجود اشکال و ابهام در مطالب آن نیست. لذا در راستای تکمیل و پربار شدن این آیین‌نامه از کارشناسان محترم درخواست می‌شود موارد اصلاحی را به امور نظام فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور ارسال کنند. کارشناسان سازمان پیشنهادهای دریافت شده را بررسی کرده و در صورت نیاز به اصلاح در متن ضابطه، با همفکری نمایندگان جامعه فنی کشور و کارشناسان مجرب این حوزه، نسبت به تهیه متن اصلاحی، اقدام و از طریق سایت اینترنتی معاونت برای بهره‌برداری عموم اعلام خواهند کرد. به همین منظور و برای تسهیل در پیدا کردن آخرین ضوابط ابلاغی معتبر، در سمت میانی بالای صفحات ضابطه، تاریخ تدوین مطالب آن صفحه درج شده است که در صورت هرگونه تغییر در مطالب هر یک از صفحات، تاریخ به روزرسانی آن نیز اصلاح خواهد شد. از این‌رو همواره مطالب صفحات دارای تاریخ جدیدتر معتبر خواهد بود.

بدینوسیله از تلاش و جدیت رئیس و کارشناسان امور نظام فنی و اجرایی، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ناظرین و مجری محترم پروژه و همچنین از تمام عزیزان متخصص همکار در امر تهیه و نهایی کردن این ضابطه تشکر و قدردانی می‌شود و از ایزد منان توفیق روز افزون همه این بزرگواران را آرزومند است.

غلامرضا شافعی

معاون فنی و توسعه امور زیربنایی

پاییز ۱۳۹۴

تهیه و کنترل «راهنمای طراحی و اجرای پوشش داخلی تونل‌های راه و راه‌آهن»

[ضابطه شماره ۶۸۴]

مجری طرح :

عباس مجدی	دکترای تونل‌سازی	دانشگاه تهران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشکده مهندسی معدن

اعضای همکار مجری :

مسعود ظهیری	کارشناس ارشد معدن	شرکت مهندسی خاور تونل
حامد عجم زاده	کارشناس ارشد معدن	شرکت مهندسی خاور تونل
مجتبی غلامی	کارشناس ارشد معدن	شرکت مهندسی خاور تونل
آزاد اکبری	کارشناس ارشد عمران	شرکت متروی تهران
محمد هاشم عرب زاده	کارشناس ارشد معدن	مهندسین مشاور ساحل
سینا عمو شاهی	کارشناس ارشد معدن	مهندسین مشاور ساحل
ذوالفقار صفرزاده گندشمین	کارشناس ارشد عمران	عضو هیأت علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

اعضای گروه نظارت:

محمود وفائیان	دکترای عمران- ژئوتکنیک	دانشگاه صنعتی اصفهان، دانشکده مهندسی عمران
محمد رضا ملکی جوان	دکترای عمران- ژئوتکنیک	اداره کل فنی و امور مهندسین مشاور وزارت راه و شهرسازی

اعضای گروه ارزیابی پروژه:

سید محمد منصورزاده	کارشناس ارشد عمران	پژوهشکده حمل و نقل مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
کیومرث عماد	دکترای عمران- سازه	پژوهشکده حمل و نقل مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

اعضای گروه هدایت و راهبری پروژه:

سید محمد منصورزاده	کارشناس ارشد عمران	پژوهشکده حمل و نقل مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
کیومرث عماد	دکترای عمران- سازه	پژوهشکده حمل و نقل مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
امیر محجوب	دکترای عمران- سازه هیدرولیکی	پژوهشکده حمل و نقل مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
زهرا گواشیری	کارشناس ارشد عمران	پژوهشکده حمل و نقل مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
محمد رضا سلیمانی کرمانی	دکترای عمران- راه و ترابری	پژوهشکده حمل و نقل مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
علیرضا توتونچی	کارشناس ارشد عمران	سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور
طاهر فتح اللهی	کارشناس ارشد عمران	سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور

فهرست

عنوان	شماره صفحه
فصل اول: کلیاتی در مورد تونلهای راه و راه‌آهن	۱
۱-۱- مقدمه	۳
۱-۲- کاربرد و اهمیت احداث تونلهای راه و راه آهن	۴
۱-۲-۱- کاربرد و اهمیت احداث تونلهای راه و راه آهن در کشورهای مختلف	۴
۱-۲-۲- کاربرد و اهمیت احداث تونلهای راه و راه آهن در کشور ایران	۴
فصل دوم : انتخاب مسیر و مشخصات هندسی تونل‌ها	
۲-۱- انتخاب مسیر های راه و راه آهن	۱۱
۲-۲- شکل مقطع تونل های راه و راه آهن	۱۱
۲-۲-۱- مقطع دایره	۱۱
۲-۲-۲- مقطع چهارگوش	۱۲
۲-۲-۳- مقطع ⊓ شکل	۱۲
۲-۲-۴- مقطع نعل اسبی	۱۲
۲-۳- مشخصات هندسی تونل های راه	۱۵
۲-۳-۱- مقطع عرضی تونلهای راه	۱۵
۲-۳-۲-مقطع طولی تونل های راه	۲۰
۲-۴- مشخصات هندسی تونل های راه آهن	۲۰
۲-۴-۱- مقطع عرضی تونل های راه آهن	۲۱
۲-۴-۲-مقطع طولی تونل های راه آهن	۲۳
فصل سوم : بررسی شرایط زمین شناسی	
۳-۱- کلیات	۲۷
۳-۲- مصالح زمین شناسی	۲۷
۳-۲-۱- کانی	۲۷
۳-۲-۱-۱- شناسایی کانی ها	۲۹
۳-۲-۲- سنگ	۳۳
۳-۲-۳- خاک	۳۹
۳-۲-۳-۱- اجزاء تشکیل دهنده خاکها	۴۰
۳-۲-۳-۲- رده بندی مهندسی خاکها	۴۱
۳-۳-چینه شناسی	۴۱
۳-۴- ساخت های زمین شناسی	۴۷
۳-۴-۱- ساخت های سنگ آذرین	۴۷
۳-۴-۲- لایه بندی	۴۷

۳-۴-۳- چین خوردگی ۴۹
۳-۴-۴- گسل ۵۱
۳-۴-۵- درزه ۵۳
۳-۴-۶- زمین آماس پذیر ۵۵
۳-۴-۷- زمینهای مچاله شونده ۵۶
۳-۴-۸- زمین های رانشی ۵۸
۳-۴-۹- کارستی شدن ۵۹
۳-۴-۱۰- شیستوزیته ۶۰
۳-۵- فرآیندهای زمین شناسی ۶۱
۳-۵-۱- زمین لغزه ۶۱
۳-۵-۲- زمین لرزه ۶۳
۳-۵-۲-۱- امواج زمین لرزه ۶۶
۳-۵-۲-۲- شدت و بزرگی زمین لرزه ۶۷
۳-۵-۲-۴- کانون و مرکز زمین لرزه ۶۹
۳-۵-۲-۵- پیش بینی زمین لرزه ۶۹
۳-۵-۲-۶- رفتار سنگ در برابر زمین لرزه ۶۹
۳-۵-۲-۷- رفتار خاک در برابر زمین لرزه ۷۲
۳-۵-۲-۸- بررسی تاریخی وقوع زمین لرزه ها ۷۲
۳-۵-۲-۹- برآورد پارامترهای لرزه خیزی ۷۳
۳-۶- آبهای زیرزمینی ۷۷
فصل چهارم : بررسیهای زمین شناسی مهندسی و اکتشافات ژئوتکنیکی
۴-۱-کلیات ۸۱
۴-۱-۱- مرحله شناسایی ۸۱
۴-۱-۲- مرحله مقدماتی ۸۱
۴-۱-۳- مرحله طراحی تفصیلی ۸۳
۴-۱-۴- مرحله اجرا ۸۳
۴-۱-۵- مرحله بهره برداری نگهداری ۸۳
۴-۲- مطالعه بر روی نقشه ها، عکس های هوایی و تصاویر ماهواره ای ۸۳
۴-۲-۱- نقشه های توپوگرافی ۸۳
۴-۲-۲- نقشه های زمین شناسی ۸۴
۴-۲-۳- عکسهای هوایی و تصاویر ماهواره ای ۸۵
۴-۲-۴- تهیه نقشه های زمین شناسی مهندسی ۸۸
۴-۳- مطالعه و برداشت ناپیوستگی‌های سنگ ۹۰
۴-۳-۱- جهت داری ۹۲

۴-۳-۲- فاصله داری ۹۳
۴-۳-۳- تداوم ۹۴
۴-۳-۴- ناهمواری ۹۵
۴-۳-۵- مقاومت دیواره‌ها ۹۵
۴-۳-۶- هوازدگی ۹۶
۴-۳-۷- بازشدگی ۹۸
۴-۳-۸- پرشدگی ۹۹
۴-۳-۹-تعداد دسته درزه ها ۱۰۱
۴-۳-۱۰- اندازه قطعات ۱۰۲
۴-۴- اکتشافات ژئوتکنیکی ۱۰۴
۴-۵- اکتشافات ژئومکانیکی سنگها ۱۰۷
۴-۵-۱- آزمون های آزمایشگاهی بر روی سنگها جهت تعیین پارامتر های مورد نیاز طراحی پوشش داخلی تونل ها ۱۰۷
۴-۵-۱-۱- روش محاسبه مقاومت فشاری تک محوره سنگ (UCS) ۱۰۹
۴-۵-۱-۲- روش محاسبه پارامتر های مقاومتی چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی ۱۱۱
۴-۵-۱-۳- روش محاسبه مقاومت کششی سنگ (UTS) ۱۱۱
۴-۵-۱-۴- روش محاسبه پارامترهای مقاومت برشی درزه ها ۱۱۱
۴-۵-۱-۵- روش بدست آوردن شاخص دوام سنگ ها ۱۱۲
۴-۵-۲-آزمایشهای برجا بر روی سنگها جهت تعیین پارامترهای مورد نیاز طراحی پوشش داخلی تونل ها ۱۱۳
۴-۵-۲-۱- آزمایش بارگذاری صفحه ای (جکینگ) ۱۱۳
۴-۵-۲-۲- آزمایش مقاومت برشی مستقیم برجا در سنگ ۱۱۴
۴-۵-۲-۳- آزمایش دیلاتومتری ۱۱۵
۴-۵-۲-۴- آزمایش شکاف دیواره گمانه (اسلاتر) ۱۱۶
۴-۵-۲-۵- روش شکست هیدرولیکی ۱۱۷
۴-۵-۲-۶- روش بیش مغزه گیری ۱۱۸
۴-۵-۲-۷- آزمایش لوژان ۱۱۸
۴-۶- اکتشافات ژئوتکنیکی خاکها ۱۱۹
۴-۶-۱- آزمون های آزمایشگاهی بر روی خاکها جهت تعیین پارامترهای مورد نیاز طراحی پوشش داخلی تونل ها ۱۲۰
۴-۶-۱-۱- آزمایش دانه بندی مکانیکی خاک (مطابق با استانداردهای AASHTO T۸۸-۷۰ , ASTM D۴۲۲-۶۳، BS۱۳۷۷-۱۹۹۰) ۱۲۰
۴-۶-۱-۲- آزمایش دانه بندی هیدرومتری (مطابق با استانداردهای AASHTO T۸۸-۷۰ , ASTM D۴۲۲-۹۰، BS۱۳۷۷-۱۹۹۰) ۱۲۰
۴-۶-۱-۳- آزمایش تعیین حدود اتربرگ در خاک ها ۱۲۰

۴-۶-۱-۴- آزمایشهای شیمیایی ۱۲۱
۴-۶-۱-۵- آزمایش برش مستقیم ۱۲۲
۴-۶-۱-۶- آزمایش تعیین مقاومت فشاری تک محوری خاک های چسبنده ۱۲۲
۴-۶-۱-۷- آزمایش تعیین مقاومت فشاری سه محوری ۱۲۲
۴-۶-۱-۸- آزمایشهای نفوذ پذیری ۱۲۳
۴-۶-۲- آزمایشهای برجا بر روی خاکها جهت تعیین پارامترهای مورد نیاز طراحی پوشش داخلی تونل ها ۱۲۴
۴-۶-۲-۱- آزمایش ضربه و نفوذ استانداردS.P.T ۱۲۴
۴-۶-۲-۲- آزمایش بارگذاری صفحه ای ۱۲۵
۴-۶-۲-۳- آزمایش تعیین وزن مخصوص خاک در محل ۱۲۵
۴-۶-۲-۴- آزمایش پرسیومتر ۱۲۵
۴-۶-۲-۵- آزمایش برش مستقیم برجا ۱۲۶
۴-۷- اکتشافات ژئوفیزیک ۱۲۸
۴-۷-۱- برداشتهای ژئوالکتریکی ۱۲۹
۴-۷-۱-۱- روش برداشت و تفسیر منحنی های ژئوالکتریک ۱۳۰
۴-۷-۲- برداشت گرانی سنجی ۱۳۲
۴-۷-۳- امواج لرزه ای و ساختمان زمین ۱۳۲
۴-۷-۴- استفاده از رادارهای الکتریکی GPR ۱۳۳
فصل پنجم: انواع سیستم های نگهداری تونل‌ها
۵-۱- کلیات ۱۳۹
۵-۲- بررسی انواع مختلف سیستم های نگهداری تونل‌ها ۱۴۱
۵-۲-۱- پیش نگهدارنده ها ۱۴۱
۵-۲-۱-۱- تزریق ۱۴۳
۵-۲-۱-۲- روشهای پیش تیر زنی یا فورپلینگ ۱۴۳
۵-۲-۱-۳- انجماد ۱۴۴
۵-۲-۱-۴- زهکشی ۱۴۴
۵-۲-۱-۵- هوای فشرده ۱۴۶
۵-۲-۲- سیستم نگهداری اولیه ۱۴۶
۵-۲-۲-۱- رک بولتها و میل مهارها ۱۴۶
۵-۲-۲-۲- شاتکریت ۱۴۹
۵-۲-۲-۳-توریهای سیمی (مش) ۱۵۲
۵-۲-۲-۴- قابهای فلزی ۱۵۲
۵-۲-۲-۵- تیرهای مشبک (لتیس گیردرهای) ۱۵۴
۵-۲-۳- سیستم نگهداری ثانویه تونلها (پوشش داخلی) ۱۵۵

۵-۲-۳-۱- پوشش داخلی بتن برجا ۱۵۶
۵-۲-۳-۲- قطعات پیش ساخته بتنی (سگمنت) ۱۵۷
۵-۲-۳-۳-صفحات فلزی (فولادی و چدنی) ۱۵۹
فصل ششم: تحلیل پایداری تونلها با استفاده از روشهای تجربی
۶-۱- کلیات ۱۶۵
۶-۲- تئوری بار سنگ ترزاقی ۱۶۶
۶-۲-۱- تئوری ترزاقی اصلاح شده توسط دیر و همکاران ۱۶۹
۶-۲-۲- تئوری ترزاقی اصلاح شده برای تونلها و مغارها توسط سینگ و همکاران (۱۹۹۵) ۱۷۲
۶-۳- شاخص کیفیت سنگ (RQD) ۱۷۴
۶-۴- امتیاز توده سنگ (RMR) ۱۷۶
۶-۴-۱- تعیین چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی توده سنگ ۱۸۱
۶-۴-۲- تعیین متوسط زمان خود ایستایی برای سقفهای قوسدار ۱۸۱
۶-۴-۳- تعیین مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ بر اساس RMR ۱۸۲
۶-۴-۴- تخمین فشار نگهداری بر اساس RMR ۱۸۳
۶-۴-۵- ملاحظات ۱۸۳
۶-۵- سیستم کیفیت توده سنگ (Q) ۱۸۴
۶-۵-۱- جهتداری درزه ها و سیستم Q ۱۹۰
۶-۵-۲- اصلاحات سیستم طبقه بندی Q ۱۹۰
۶-۵-۳- جمع آوری اطلاعات فیلد (صحرایی) ۱۹۱
۶-۵-۴- طبقه بندی توده سنگ بر اساس سیستم Q ۱۹۲
۶-۵-۵- تخمین فشار نگهداری بر اساس سیستم Q ۱۹۳
۶-۵-۵-۱- با استفاده از روش بارتون و همکاران (۱۹۷۴) ۱۹۳
۶-۵-۵-۲- رابطه سینگ و همکاران (۱۹۹۲) ۱۹۴
۶-۵-۶- دهانه خود نگهدار ۱۹۷
۶-۵-۷- طراحی نگهداری ۱۹۸
۶-۵-۸- مقایسه طبقه بندیهای RMR و Q ۲۰۰
۶-۶- شاخص مقاومت زمین شناسی (GSI) ۲۰۱
۶-۷- تخمین پارامترهای توده سنگ با استفاده از طبقه بندی مهندسی سنگها ۲۰۳
۶-۷-۱- مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ ۲۰۳
۶-۷-۲- مقاومت فشاری توده سنگ ۲۰۷
فصل هفتم: تحلیل پایداری تونل‌ها با استفاده از روشهای تحلیلی
۷-۱-کلیات ۲۱۱
۷-۲- روش همگرایی-همجواری ۲۱۱
۷-۲-۱- اصول کلی روش همگرایی-همجواری ۲۱۲

۷-۲-۲- نحوه رسم منحنی مشخصه زمین ۲۱۵
۷-۲-۳- کاربرد روش همگرایی-همجواری برای سطح مقطع های غیر دایروی ۲۱۹
۷-۲-۴- کاربرد روش همگرایی-همجواری برای تنش های اولیه غیر ایزوتروپ ۲۲۱
۷-۲-۵- کاربرد روش همگرایی-همجواری برای خاک ۲۲۲
۷-۲-۶- نحوه بدست آوردن منحنی واکنش سیستم نگهداری ۲۲۴
۷-۳- ارزیابی کارایی سیستم نگهداری ۲۳۰
۷-۴- روش قوس سنگی مسلح شده لانق ۲۳۲
فصل هشتم: تحلیل پایداری تونلها با استفاده از روشهای عددی
۸-۱-کلیات ۲۳۷
۸-۲- روش المان محدود (Finite Element Method) ۲۳۹
۸-۳- روش تفاضل محدود(Finite Difference Method) ۲۴۰
۸-۴-روش المان مرزی (Boundary Element Method) ۲۴۰
۸-۵- روش المان مجزا (Distinct Element Method) ۲۴۰
۸-۶-مراحل مدلسازی عددی ۲۴۱
۸-۶-۱-انتخاب محدوده مناسبی از توده سنگ و خاک اطراف تونل ۲۴۱
۸-۶-۲- انتخاب مدل رفتاری و تعیین پارامترهای آن ۲۴۳
۸-۶-۳- اعمال شرایط مرزی و تنشهای برجا ۲۴۵
۸-۶-۴-اعمال وزن روباره ۲۴۵
۸-۶-۵-حل مدل تا رسیدن به تعادل قبل از حفاری ۲۴۵
۸-۶-۶-حفر تونل ۲۴۵
۸-۶-۷-حل مدل ۲۴۵
۸-۷- مثالهای موردی ۲۴۵
۸-۷-۱- مدلسازی تونل اصفهان-شیراز با استفاده از نرم افزار FLAC ۲۴۵
۸-۷-۲- مدلسازی تقاطع تونل ۴ غربی معدن زغالسنگ پروده ۵ طبس با استفاده از نرم افزار FLAC۳D ۲۴۶
۸-۷-۳-مدلسازی تونل زاب با استفاده از نرم افزار UDEC ۲۴۸
۸-۷-۴- مدلسازی تونل راه آهن مراغه-ارومیه با استفاده از نرم افزار ۳DEC ۲۴۹
۸-۷-۵-آنالیز گوه ای تونل راه جلفا کردشت با استفاده از نرم افزار Unwedge ۲۴۹
۸-۷-۶- مدلسازی تونل راه تنگ قیر با استفاده از نرم افزار Phase۲ ۲۵۰
۸-۷-۷- مدلسازی تونل حمیل با استفاده از نرم افزار Plaxis ۲۵۰
فصل نهم: بررسی اثرات زلزله بر روی پوشش داخلی تونلها
۹-۱- کلیات ۲۵۳
۹-۲- بررسی تغییر شکلهای ایجاد شده در تونل در اثر زمین لرزه ۲۵۳
۹-۳- محاسبه تغییرشکل برشی میدان آزاد ۲۵۴
۹-۳-۱- تغییرشکل برشی میدان آزاد بوجود آمده در پوشش داخلی تونل ها ۲۵۶

۹-۴- تعیین نسبت قابلیت فشردگی و انعطاف پذیری سازه ۲۵۷
۹-۵- اعوجاج تونل های دایروی تحت شرایط اندرکنش زمین-نگهداری ۲۵۸
۹-۵-۱- حالت لغزش کامل ۲۵۸
۹-۵-۲- حالت بدون لغزش ۲۵۹
۹-۶- اعوجاج تونل های مستطیلی در روش اندرکنش تغییر مکان ۲۶۱
۹-۷-مثال عددی $\Delta_{structure}$ ناشی از زلزله ۲۶۴
۹-۸- مدل‌سازی سازه و خاک و اعمال نیروی زلزله ۲۶۷
فصل دهم: تحلیل سازه ای پوشش داخلی تونلها
۱۰-۱- کلیات ۲۷۳
۱۰-۲- تبیین پارامترهای مورد نیاز جهت طراحی پوشش داخلی تونلها ۲۷۳
۱۰-۳- روشهای طراحی سازه های بتنی ۲۷۷
۱۰-۳-۱- روش تنشهای مجاز ۲۷۷
۱۰-۳-۲- روش مقاومت نهایی ۲۷۸
۱۰-۳-۳- روش طراحی بر مبنای حالات حدی ۲۷۸
۱۰-۴- بارگذاری ۲۷۹
۱۰-۴-۱- بارهای مرده ۲۷۹
۱۰-۴-۱-۱- بار مرده تنش عمودی زمین ۲۷۹
۱۰-۴-۱-۱-۱- روشهای مختلف پیش بینی بار سنگ ۲۷۹
۱۰-۴-۱-۱-۲- روشهای مختلف پیش بینی بار خاک ۲۸۳
۱۰-۴-۱-۲- بار مرده تنش جانبی زمین ۲۸۵
۱۰-۴-۱-۳-بار مرده شامل وزن سازه و بخش های غیر سازه ای ۲۸۸
۱۰-۴-۱-۴- بار مرده شامل بار وزنی پوشش های سطحی، تاسیسات و مستحدثات ۲۸۸
۱۰-۴-۱-۵- بار مرده زیر سازی ۲۸۹
۱۰-۴-۲- بار زنده ۲۸۹
۱۰-۴-۲-۱- بارگذاری سطحی-ترافیک ۲۸۹
۱۰-۴-۲-۲- بارهای ناشی از وزن و ترافیک داخل تونل ۲۹۰
۱۰-۴-۲-۳- بار ناشی از تصادف ماشین ها و خروج از خط قطارها ۲۹۰
۱۰-۴-۲-۴- بار زنده ناشی از عبور افراد ۲۹۰
۱۰-۴-۳- بار محیطی ۲۹۰
۱۰-۴-۳-۱- بار ناشی از زمین لرزه ۲۹۰
۱۰-۴-۳-۲- بار ناشی از فشار آب ۲۹۱
۱۰-۴-۳-۳- بار ناشی از تغییر دما ۲۹۱
۱۰-۵- ترکیب بارها ۲۹۱
۱۰-۶- فرآیند طراحی پوشش داخلی تونلها ۲۹۵

۱۰-۷- محاسبه نیروها و ممان ها بر روی پوشش داخلی تونلها با روشهای مختلف ۲۹۷
۱۰-۸- رسم منحنی اندکنش نیرو-ممان ۲۹۷
۱۰-۹- آنالیز سازه ای پوشش داخلی تونلها با استفاده از روشهای عددی ۲۹۸
۱۰-۹-۱- مدل رینگ لایه ای ۲۹۹
۱۰-۹-۱-۱- مدل تیروفنر ۳۰۰
۱۰-۹-۱-۲- مدل سه بعدی ۳۰۵
۱۰-۹-۲- مدل پیوسته ۳۱۰
۱۰-۱۰- نحوه تنظیم گزارش طراحی پوشش داخلی تونلها ۳۱۷
فصل یازدهم: مصالح مصرفی در ساخت بتن مسلح
۱۱-۱- بررسی مصالح مصرفی در ساخت بتن مسلح ۳۲۱
۱۱-۱-۱- سیمان ۳۲۱
۱۱-۱-۲- سنگدانه ها ۳۲۲
۱۱-۱-۳- آب ۳۲۳
۱۱-۱-۴- مواد افزودنی ۳۲۴
۱۱-۱-۵- آرماتور ۳۲۶
۱۱-۲- انبار کردن و نگهداری مصالح بتن ۳۲۷
۱۱-۳- واحد تولید مرکزی بتن (سیستم بچینگ) ۳۲۷
۱۱-۴- حمل بتن ۳۲۸
۱۱-۵- عمل آوری بتن ۳۲۸
۱۱-۶- نمونه برداری از بتن و انجام آزمایشات مربوطه ۳۳۰
۱۱-۷- جاگذاری آرماتور ۳۳۱
۱۱-۷-۱- آماده نمودن آرماتورها ۳۳۲
۱۱-۷-۲- نگهداری آرماتورها در قالب ها ۳۳۲
۱۱-۷-۳- رواداری ۳۳۲
۱۱-۷-۴- نقشه های اجرائی ۳۳۲
۱۱-۷-۵- وصله کردن آرماتور ۳۳۳
۱۱-۷-۶- حداقل پوشش محافظ بتنی روی آرماتور ۳۳۳
فصل دوازدهم : ساخت، حمل و نصب پوشش داخلی بتن پیش ساخته (سگمنتی)
۱۲-۱- کلیات ۳۴۱
۱۲-۲- انواع پوشش داخلی سگمنتی ۳۴۲
۱۲-۲-۱- سگمنت شش وجهی یا لانه زنبوری ۳۴۳
۱۲-۲-۲- سگمنت مستطیلی ۳۴۴
۱۲-۲-۲-۱- رینگ عادی ۳۴۴
۱۲-۲-۲-۲- رینگ چپ و راست ۳۴۵

۱۲-۲-۳- سگمنت متوازی الاضلاع ۳۴۵
۱۲-۲-۴- سگمنت ذوزنقه ای ۳۴۶
۱۲-۳- طراحی کارخانه قطعات پیش ساخته بتنی (سگمنت) ۳۴۸
۱۲-۳-۱- طراحی محل احداث کارخانه سگمنت سازی ۳۴۸
۱۲-۳-۲- تعیین تعداد نیروی انسانی مورد نیاز در کارخانه سگمنت سازی ۳۴۸
۱۲-۳-۳- تعیین ماشین آلات و تجهیزات مورد نیاز کارخانه سگمنت سازی ۳۴۸
۱۲-۳-۴- طراحی فضاهای مورد نیاز برای کارخانه سگمنت سازی ۳۴۹
۱۲-۳-۵- چرخه تولید در کارخانه سگمنت ۳۵۱
۱۲-۴- ساخت قطعات پیش ساخته بتنی (سگمنت) ۳۵۵
۱۲-۴-۱- ساخت و آماده سازی قالب برای قطعات بتنی پیش ساخته ۳۵۷
۱۲-۴-۲- جاگذاری قفسه آرماتور ۳۵۷
۱۲-۴-۳- بتن ریزی قالبها ۳۵۷
۱۲-۴-۴- تراکم و تحکیم بتن ۳۶۰
۱۲-۴-۵- پرداخت سطوح نهایی بتن ۳۶۰
۱۲-۴-۶- عمل آوری بتن با بخار ۳۶۱
۱۲-۴-۷- خارج کردن قطعات سگمنتی از قالب ۳۶۱
۱۲-۴-۸- عمل آوری با آب ۳۶۲
۱۲-۴-۹- کنترل رواداری های مجاز ۳۶۲
۱۲-۵- حمل و دپو کردن قطعات سگمنتی در مراحل مختلف تولید ۳۶۴
۱۲-۶- نصب ضربه گیر به قطعات سگمنتی ۳۶۴
۱۲-۷- نوار آببند (گسکت) ۳۶۶
۱۲-۸- حمل قطعات سگمنتی به داخل تونل جهت نصب ۳۶۷
۱۲-۹- نصب قطعات سگمنتی توسط دستگاه حفار TBM ۳۶۸
۱۲-۱۰- اتصالات سگمنتی ۳۷۱
۱۲-۱۰-۱- اتصالات بولتی ۳۷۱
۱۲-۱۰-۲- اتصالات داولی ۳۷۲
۱۲-۱۱- بندکشی بین قطعات سگمنتی ۳۷۴
۱۲-۱۲- تزریق ۳۷۴
۱۲-۱۳- آسیب دیدگی سگمنتها ۳۷۴
۱۲-۱۳-۱- آسیب دیدگی سگمنتها در مرحله تولید و انبار ۳۷۵
۱۲-۱۳-۲- آسیب دیدگی سگمنتها در مرحله حمل ۳۷۶
۱۲-۱۳-۳- آسیب در مرحله نصب ۳۷۷
۱۲-۱۳-۴- آسیب در مرحله پیشروی ماشین ۳۷۷
۱۲-۱۴- استفاده از قطعات سگمنتی در حفاری به روش کند و پوش و یا حفاری تونلها بدون استفاده از ۳۸۰

ماشین آلات تمام مقطع و سپردار (TBM)
فصل سیزدهم : اجرای پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ)
۱۳-۱- کلیات ۳۸۹
۱۳-۲- روشهای عایق بندی و آببند نمودن سازه های زیر زمینی ۳۹۱
۱۳-۲-۱- مصالح آببندی ژئوممبران PVC ۳۹۱
۱۳-۲-۱-۱- لایه بندی سیستم آب بندی ژئوممبران PVC ۳۹۳
۱۳-۲-۲- مصالح آب بند پاششی ۳۹۴
۱۳-۲-۳- مواد افزودنی در بتن ۳۹۴
۱۳-۳- آرماتور بندی ۳۹۴
۱۳-۴- قالب بندی تونلها ۳۹۹
۱۳-۴-۱- انواع قالبها در تونل سازی ۳۹۹
۱۳-۴-۱-۱- قالبهای سنتی ۳۹۹
۱۳-۴-۲- قالبهای لغزان ۴۰۲
۱۳-۴-۳- اجرای قالب بندی تونل در سیستم قالبهای لغزان ۴۰۳
۱۳-۴-۳-۱- قالببندی و بتن ریزی جدولها ۴۰۴
۱۳-۴-۳-۲- قالببندی و بتن ریزی کف تونل ۴۰۴
۱۳-۴-۳-۳- قالبهای قوس ۴۰۵
۱۳-۵- نحوه بتن ریزی پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ) ۴۱۰
۱۳-۵-۱- بتن ریزی به روش شیب پیوستهٔ پیشرونده ۴۱۰
۱۳-۵-۲- بتن ریزی به روش تیغه ای ۴۱۰
۱۳-۶- لرزاندن بتن و دسترسی به قالب ۴۱۱
۱۳-۷- باز کردن قالبها ۴۱۱
۱۳-۸- تلرانسها ۴۱۱
۱۳-۹- تعیین نرخ متوسط پیشروی پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ) ۴۱۲
فصل چهاردهم: بررسی هزینه ساخت پوشش داخلی تونل های راه و راه آهن
۱۴-۱- کلیات ۴۱۷
۱۴-۲- بررسی هزینه ساخت پوشش داخلی تونل های راه و راه آهن ۴۱۷
۱۴-۲-۱- هزینه های نیروی انسانی ۴۱۷
۱۴-۲-۲- هزینه ماشین آلات ۴۱۹
۱۴-۲-۳- هزینه مصالح مصرفی ۴۱۹
۱۴-۲-۴- تاثیر زمان بر هزینه ساخت پوشش داخلی تونل های راه و راه آهن ۴۱۹
۱۴-۳- روشهای برآورد هزینه های ساخت پوشش داخلی تونل ها ۴۲۰
۱۴-۳-۱- روش تخمینی ۴۲۰
۱۴-۳-۲- روش فهرست واحد بها ۴۲۰

۱۴-۳-۳- آنالیز جزء به کل ۴۲۲
۱۴-۴- تحلیل هزینه تولید پوشش داخلی تونلهای راه و راه آهن نسبت به دیگر هزینه های ساخت تونل ۴۲۳
۱۴-۵- پارامترهای موثر در هزینه های ساخت پوشش داخلی تونلها ۴۲۶
فصل پانزدهم: مطالعات موردی (CD ضمیمه گزارش)
۱۵-۱- تونل راه تنگ سعادت شهر ۴۳۱
۱۵-۲- تونلهای راه کرک ۴۳۵
۱۵-۳- تونل مانش ۴۳۹
۱۵-۴- تونل راه امام زاده هاشم ۴۴۲
۱۵-۵- تونل راه آهن استوربلت ۴۴۶
۱۵-۶- تونل راه آهن کوهین ۴۵۰
منابع ۴۵۳

فصل اول

کلیاتی در مورد تونلهای راه و راه‌آهن

۱-۱- مقدمه

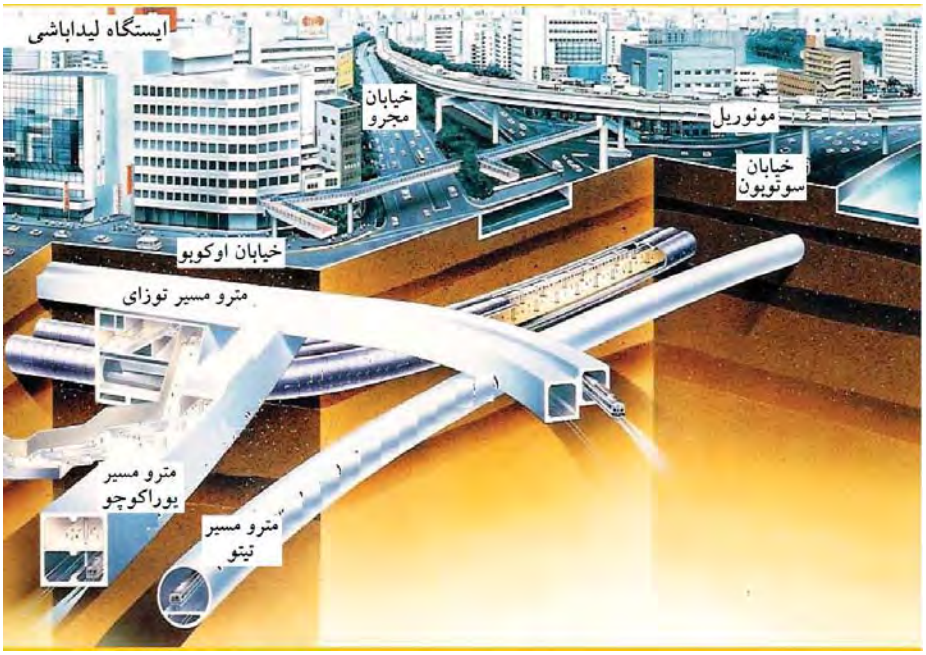
از دیرباز تاکنون حفر فضاهای زیرزمینی در رابطه با رفع نیازهای گوناگون زندگی بشری مورد توجه بوده است و روز به روز بر این توجه افزوده می‌شود. امروزه فضاهای زیرزمینی با ابعاد متفاوت، برای کاربردهای گوناگون ساخته می‌شوند و به مرور محدودیت‌های فنی موجود برای ساخت این سازه‌ها از بین می‌رود. تونل‌ها سازه‌های زیرزمینی هستند که برای مقاصد مختلف از جمله ارتباطات زیرزمینی، اهداف صنعتی، معدنی و حمل و نقل راحت در شرایطی که مشکلات طبیعی یا خطرات خاصی در مسیر وجود دارد، احداث می‌شوند. تونل‌ها با توجه به تقسیم بندی پذیرفته شده موجود در سه زمینه صنایع، معادن و حمل و نقل احداث می‌شوند.

شکل (۱-۱) تقسیم بندی تونل‌ها را بر اساس نوع کاربری نشان می‌دهد.

شکل (۱-۲) اهمیت فضاهای زیرزمینی را برای یک شهر مدرن نشان می‌دهد.



شکل ۱-۱- تقسیم بندی تونل‌ها براساس نوع کاربری [۱]



شکل ۱-۲- اهمیت فضاهای زیرزمینی برای یک شهر مدرن[۲]

۱-۲- کاربرد و اهمیت احداث تونل‌های راه و راه‌آهن

در قرن حاضر، پیشرفت تکنولوژی و افزایش دستاوردهای آن از یک سو، افزایش روزافزون جمعیت و نیاز آنان به تکنولوژی برتر از سوی دیگر، فضای محیطی وسیعی را می‌طلبد. جمعیت جهان به شدت در حال افزایش است و فضاهای موجود پاسخگوی نیازهای این جمعیت رو به رشد نیست. از اینرو توسعه زیرزمینی شهرها از اولویت زیادی برخوردار شده است. بطوریکه برنامه ریزی برای توسعه شهرها، تا حد زیادی معادل احداث تونل‌ها و فضاهای زیرزمینی جدید و مدرن ارزیابی می‌شود. برخورداری از راه‌های ارتباطی مناسب و کارآمد از جمله فاکتورهایی است که نشانگر توانایی کشورها در زمینه حمل و نقل کالا و مسافر می‌باشد. از طرفی با توجه به موقعیت‌های متفاوت مورفولوژی زمین و ناهمواری‌ها و موانع موجود در ایجاد ارتباطات، حفر تونل در دل کوه‌ها و یا در اعماق دریاها از اهمیت فراوانی برخوردار شده است. تونل‌ها با ایجاد امکان حمل و نقل سریع و جذاب، مراکز صنعتی را که نیازمند شاهراه‌های حمل و نقل برای توجیه اقتصادی فعالیت‌هایشان هستند، بدون هیچ اختلال و مشکلی به یکدیگر متصل می‌کنند[۳].

با توجه به موارد اشاره شده، امروزه ساخت تونل‌های راه و راه آهن به عنوان یکی از مهمترین شاخه‌های صنایع و از فاکتورهای قابل توجه رشد اقتصادی کشورها محسوب می‌شود.

۱-۲-۱- کاربرد و اهمیت احداث تونل‌های راه و راه آهن در کشورهای مختلف

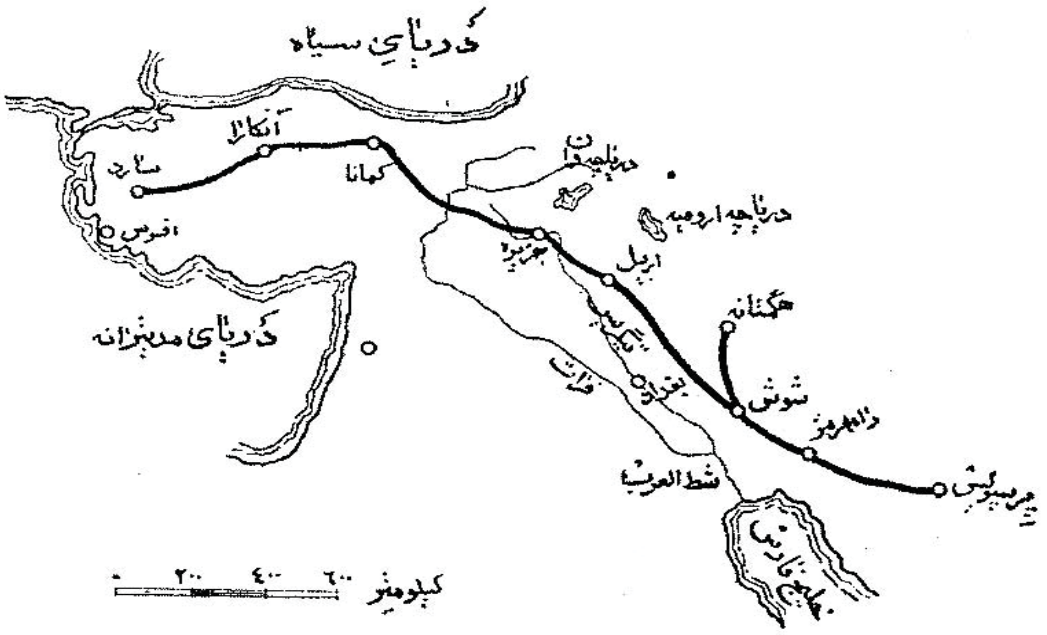
علیرغم پیشرفت‌های چشمگیر در پروژه‌های تونل‌سازی، احداث تونل‌های راه و راه آهن در نقاط مختلف جهان از همگنی مناسبی برخوردار نبوده و اختلاف فاحشی بین کشورهای جهان وجود دارد. بطور مثال کشورهای آفریقایی، آسیای مرکزی و غربی، آمریکای جنوبی از این لحاظ از کشورهای اروپایی، آمریکای شمالی و آسیای جنوب شرقی به شدت عقب مانده‌اند و علیرغم نیازهای موجود از سهم بسیار ناچیزی برخوردارند.

۱-۲-۲- کاربرد و اهمیت احداث تونل‌های راه و راه آهن در ایران

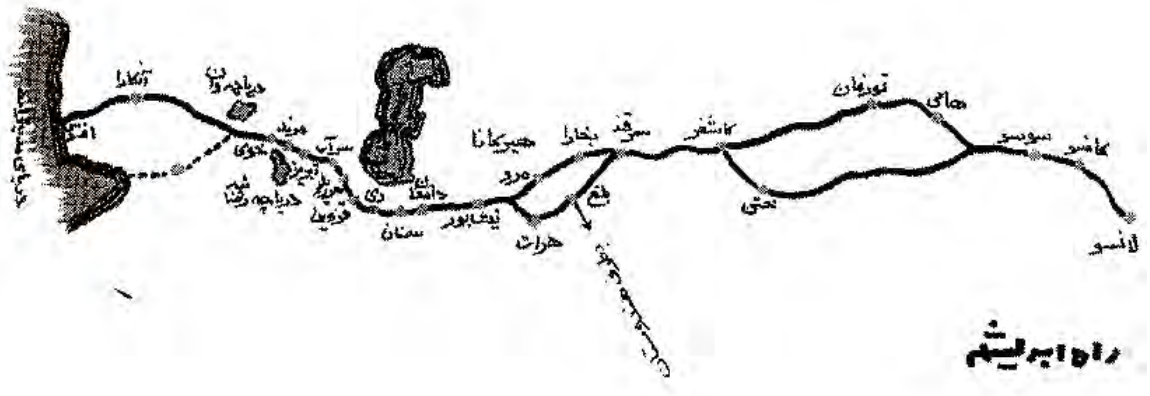
راه و راهسازی از دیرباز بدلیل وجود تمدنی کهن در کشور ما مورد توجه بوده بطوری‌که راه موسوم به راه شاهی بطول ۲۵۰۰ کیلومتر با ۱۱۱ کاروانسرا که در زمان داریوش اول هخامنشی ساخته شده بود و از شوش تا سارد ادامه داشت، بعنوان اولین راه دارای سازماندهی در بیست و پنج قرن پیش ثبت گردید(شکل ۱-۳)[۵]. همچنین عبور جاده قدیمی ابریشم بعنوان شاهراه بازرگانی دنیای قدیم با طول بیش از ۸۰۰۰ کیلومتر که از مرزهای شمال غربی چین شروع شده و پس از عبور از فلات ایران به بندر انطاکیه در دریای مدیترانه ختم می‌گردید، نقش ایران را بعنوان شاهرگ اقتصادی دوره‌های گذشته نشان می‌دهد(شکل ۱-۴). در حال حاضر نقش موثر ایران در ارتباط شرق و غرب آسیا و اروپا و همچنین تشخیص کریدور شمال ایران به عنوان اقتصادی‌ترین مسیر انتقال از آسیای مرکزی و شرقی به اروپا و مسیر مناسب برای کشورهای آسیای میانه به منظور انتقال کالاهای خود از بنادر جنوبی ایران توسط کارشناسان جهانی به اثبات رسیده است. وجود بندر چابهار به عنوان اقتصادی‌ترین گزینه بندرگاه اقیانوسی، تنگه هرمز و امکان اتصال دو سوی سواحل خلیج فارس و حمل و نقل سریع کالا از این طریق و بسیاری دیگر از موارد و فرصت‌ها به علت موقعیت سوق الجیشی کشور ایران به وجود آمده‌اند. در صورتی‌که این فرصتها را در کنار جغرافیای ناهمگون و کوهستانی ایران مورد توجه قرار دهیم، نیاز مبرم در جهت رفع کمبود تونل‌های راه و راه آهن حیاتی بنظر می‌رسد[۶].

بعنوان مثال آمار تونل‌های کشور به تفکیک طول آنها در مقایسه با یکی از کشورهای اروپایی نظیر نروژ را می‌توان در جدول (۱-۱) مشاهده نمود. همچنین در جدول (۱-۲) نیز تونل‌های بالای ۱۰۰۰ متر کشور به دلیل آنکه از اهمیت بیشتری برخوردار هستند با ذکر ویژگی‌های هر یک آورده شده است.

همچنین جدول (۱-۳) معرف طول تونل‌های بیش از ۵ کیلومتر در بعضی از کشورهای جهان را نشان می‌دهد.



شکل ۱-۳- راه موسوم به راه شاهی[۵]



شکل ۱-۴- راه ابریشم[۵]

جدول۱-۱- تونل‌های راه ایران در مقایسه با کشور نروژ به تفکیک طول[۷]			
تونل‌های راه ایران		تونل‌های کشور نروژ	
مسافت تونل به متر	تعداد	مسافت تونل به متر	تعداد
مابین ۲۵۰-۴۰	۸۹	کمتر از ۵۰۰	۵۷۴
مابین ۵۰۰-۲۵۰	۳۱		
مابین ۷۵۰-۵۰۰	۱۹	مابین ۳۰۰۰-۵۰۰	۳۵۸
مابین ۱۰۰۰-۷۵۰	۶		
مابین ۲۱۴۵-۱۰۰۰	۱۰	بزرگتر از ۳۰۰۰	۵۸
مجموع	۱۵۵	مجموع	۹۹۰

جدول۱-۳- تونل‌های راه بطول بیش از ۱۰۰۰ متر ایران به تفکیک طول[۷]

ردیف	نام تونل	نام محور	نوع راه	طول تونل(متر)	عرض تونل(متر)	ارتفاع تونل(متر)	شیب (درصد)	کنار گذر	پوشش داخلی
۱	شماره ۵ (امیرکبیر)	کرج- چالوس	اصلی	۲۱۴۵	۸/۴	۶/۵	-۳	ندارد	سنگ طبیعی و بتن
۲	شماره۴	بابا میدان- دشت روم	-	۲۰۱۱	۱۰	۷	۰	-	بتن
۳	سیرچ (آزادی)	کرمان- شهداد	فرعی	۲۰۰۵	۱۰	۴/۲	۶	ندارد	سنگی
۴	شماره۱۱ (کندوان)	کرج- چالوس	اصلی	۱۸۶۰	۵	۵/۵	۵	دارد	مالون
۵	فتح۳	شهرکرد- خوزستان	اصلی	۱۶۴۰	۹	۶/۵	۰	-	سنگی (مالون)
۶	ونا	تهران- هراز	اصلی	۱۵۱۱	۹/۵	۶/۵	۵	ندارد	سنگ طبیعی و بتن
۷	امامزاده‌هاشم(ع)	تهران- هراز	اصلی	۱۳۰۴	۱۰/۷	۶	۵	ندارد	فلزی
۸	آزادی	ایلام- سرابه	شریانی (اصلی)	۱۲۰۰	۱۰	۶/۷	۳	ندارد	سنگی
۹	قافلانکوه	میانه-زنجان	شریانی خاص	۱۰۹۴	۷/۸	۴/۵		دارد	سنگی
۱۰	شماره۵	بابامیدان- دشت روم		۱۰۷۹	۱۰	۷	۰	-	بتن

جدول ۱-۳- تعداد ۵۰ تونل ساخته شده در جهان با طول بیش از ۵ کیلومتر[۴]

ردیف	کشور	نام تونل	طول (m)	تعداد مسیر	عرض مفید (cm)	ردیف	کشور	نام تونل	طول (m)	تعداد مسیر	عرض مفید (cm)
۱	سوئیس	SAINT GOTHARD	۱۶۹۱۸	۲	۸۷۰	۲۶	ژاپن	KARISAKA	۶۶۲۵ ۱۰۹۲ ۶	۲	۶۵۰
۲	اطریش	ARLBERG	۱۳۹۷۲	۲	۷۵۰	۲۷	سوئیس	SAN BERNARDINO	۶۶۰۰	۲	۷۵۰
۳	تایوان	PINGLIN	۱۳۰۰۰	۲	۷۶۰	۲۸	اطریش	TAUERN	۶۴۰۱	۲	۷۵۰
۴	ایتالیا - فرانسه	FREJUS	۱۲۸۶۵	۲	۹۰۰	۲۹	نروژ	FJAERLAND	۶۳۸۵	۲	۶۰۰
۵	ایتالیا - فرانسه	MONT BLANC	۱۱۶۰۰	۲	۷۰۰	۳۰	ژاپن	HIGO	۶۳۴۰	۲	۷۰۰
۶	نروز	GUDVANGA	۱۱۴۰۰	۲	۶۰۰	۳۱	ژاپن	KAKUTOU	۶۲۱۳	۲	۷۰۰
۷	ژاپن	KANETSU SOUTHBOND NORTHBOUND	۱۱۰۱۰	۲	۷۰۰	۳۲	سوئیس - ایتالیا	GRAND ST BERNARD	۵۸۲۸	۲	۷۵۰
۸	ایتالیا	GRAN SASSO	۱۰۱۷۳	۲	۷۵۰	۳۳	سوئیس	KERENZERBEG	۵۷۶۰	۲	۷۷۵
۹	اطریش	PLABUTSCH	۹۷۵۵	۲	۷۵۰	۳۴	نروژ	TOSEN	۵۷۴۵	۲	۶۰۰
۱۰	ژاپن	BAIE DE TOKYO	۹۵۰۰	۲	۷۰۰	۳۵	نروژ	HAUKELI	۵۶۸۸	۲	۵۵۰
۱۱	سوئیس	SEELISBERG	۹۲۸۰	۲	۷۵۰	۳۶	ژاپن	HAN-NA	۵۵۷۷	۲	۶۰۰
۱۲	ایسلند	ISAFJODUR	۹۰۰۰	۱-۲	۷۵۰	۳۷	ژاپن	KANDEN	۵۵۱۰	-	-
۱۳	ایسلند	STRAKAR	۸۸۰۰	-	-	۳۸	اطریش	BOSRUCK	۵۵۰۰	۲	۷۵۰
۱۴	ژاپن	ENASAN EASTBOUND WESTBOUND	۸۶۲۵ ۸۴۸۹	۲	۷۰۰	۳۹	اطریش	KATSCHBERG	۵۴۳۹	۲	۷۵۰
۱۵	فرانسه - اسپانیا	SOMPORT	۸۶۰۰	۲	۹۰۰	۴۰	ژاپن	KANPUH-ZAN	۵۴۳۲	۲	۶۵۰
۱۶	اطریش	GLEINALM	۸۳۲۰	۲	۷۵۰	۴۱	ایتالیا	SELS IV	۵۴۰۰	۲	۹۸۰
۱۷	نروژ	STEIGEN	۸۰۴۰	۲	۶۰۰	۴۲	ایسلند	HVLFJORD	۵۳۰۰	۲	
۱۸	یوگسلاوی سابق	KARAWANKEN	۷۸۶۴	۲	۷۵۰	۴۳	اطریش	FELBERTAUERN	۵۲۸۱	۲	۷۰۰
۱۹	نروژ	SVARTISEN	۷۶۳۰	۲	۵۵۰	۴۴	نروژ	TAFJORD	۵۲۷۷	۲	۶۰۰
۲۰	نروژ	HOYANGER	۷۵۲۲	۲	۶۰۰	۴۵	اسپانیا	VIELLA	۵۱۳۳	۲	۵۵۰
۲۱	نروژ	VALLAVIK	۷۵۱۱	۲	۶۰۰	۴۶	اطریش	SCHMITTEN	۵۱۰۹	۲	۷۵۰
۲۲	ژاپن	SHIN KOBE	۷۱۷۵	۲	۶۵۰	۴۷	اطریش	ROPPENER	۵۱۰۰	۲	۷۵۰
۲۳	فرانسه	MARURICE LEMAIRE	۶۸۷۲	۲	۶۸۰	۴۸	نروژ	FREIFJORD	۵۰۸۶	۲	
۲۴	اطریش	PFANDER	۶۷۱۹	۲	۷۵۰	۴۹	کرواسی	UCKA	۵۰۶۲	۲	۷۵۰
۲۵	نروژ	INNSFJORO	۶۶۰۰	۲	-	۵۰	اسپانیا	EIERRA DEL CADI	۵۰۲۶	۲	۹۰۰

فصل دوم

انتخاب مسیر و مشخصات هندسی تونل‌ها

۲-۱- انتخاب مسیرهای راه و راه آهن

در برخی موارد پیش بینی تونل در مسیر مورد مطالعه، منطقی و ضروری تشخیص داده می‌شود. انتخاب تونل ممکن است به دلایل اقتصادی، کاهش طول مسیر، عبور بهترین راه در ارتفاع، حفاظت در دامنه‌های برفگیر، بهمن گیر و محل‌های با خطر لغزش و ریزش صورت گیرد[۸].

عوامل موثر در انتخاب مسیر راه و راه آهن بشرح ذیل می‌باشد:

۱- انتخاب پلان مسیر نسبت به تعداد روستاها، شهرک‌ها و شهرهای تحت پوشش آن
۲- پروفیل مسیر و مشخصات هندسی (قوس‌های قائم و افقی) و طول آن
۳- محل قرارگیری عمق تونل‌های مسیر در پروفیل
۴- شرایط زمین‌ساختی و وضعیت تنش‌های برجای مسیرهای پیشنهادی
۵- ابعاد هندسی تونل‌های مسیر
۶- طراحی سیستم‌های نگهداری
۷- انتخاب روش‌های حفاری مناسب و ساخت تونل‌های مسیر
۸- طراحی زهکشی و آب‌بندی تونل‌های مسیر
۹- طراحی سیستم‌های تهویه و روشنایی تونل‌های مسیر
۱۰- ابزاربندی و ابزارنگاری تونل‌ها ضمن حفاری و در طول عمر بهره‌برداری آنها
۱۱- اثرات روانی، اجتماعی و اقتصادی مسیر
۱۲- برآورد هزینه‌های ساخت و نگهداری تونل‌های مسیر (توجیه فنی و اقتصادی)

۲-۲- شکل مقطع تونل‌های راه و راه آهن

یکی از پارامترهای مهم در طراحی پوشش داخلی تونل‌ها مشخصات هندسی تونل‌ها شامل شکل، اندازه مقطع و شیب تونل می‌باشد. انتخاب شکل مقطع و ابعاد تونل تابع هدف احداث تونل، سیستم حفر، شیوه بارگیری و روش نگهداری دائمی آن است. در مواردی که استفاده از شکل‌های مختلف امکان پذیر باشد باید شکلی را انتخاب کرد که هزینه‌های کلی احداث تونل به حداقل برسد[۸].

مقطع تونل‌ها می‌تواند بصورت دایره‌ای، چهارگوش، نعل اسبی و یا ⊔ شکل (شکل حرف انگلیسی D که معادل ۹۰ درجه در جهت خلاف عقربه‌های ساعت چرخش یافته می‌باشد که به غلط تونل‌های با مقطع D شکل نام گرفته است) باشد. البته در صورت حفاری مقطع بصورت دایره‌ای، شکل مقطع نهایی را با استفاده از دال‌های بتنی بصورتی اصلاح می‌نماید که کف تونل بصورت مسطح و قابل استفاده بعنوان تونل‌های راه و راه آهن باشد[۹].

۲-۲-۱- مقطع دایره

مقطع دایره از نظر حفاری بوسیله ماشین‌های تونل زنی (TBM) و مقاومت در برابر تنش‌های وارده، بسیار مناسب است. در مقابل، انحنای پایین تونل از جمله معایب این مقطع به حساب می‌آید زیرا پس از خاتمه حفاری با صرف هزینه باید آن را به حالت مسطح درآورد[۹].

در زمین‌های نامناسب و نرم، بویژه در مواردی که احتمال تورم و آماس زمین وجود دارد، معمولاً مقطع دایره بدلیل سهولت در حفر و نصب سیستم نگهداری موقت و دائم مناسب‌ترین مقطع است[۱۰]. شکل (۲-۱) دو نمونه تونل با مقطع دایره را نشان می‌دهد.

۲-۲-۲- مقطع چهارگوش(باکس)

در مواردی‌که فشار جانبی موثر بر دیواره تونل و یا ضخامت روباره کم باشد، حفر تونل‌های چهار گوش با دیواره‌های نسبتاً قائم و کف مسطح، مقرون بصرفه است. در صورت لزوم سقف این تونل‌ها را می‌توان به صورت قوسی انتخاب کرد زیرا استفاده از این سیستم، بویژه در مورد تونل‌های کوچک ارزانتر تمام می‌شود[۱۱].

شکل (۲-۲) دو نمونه تونل با مقطع چهارگوش را نشان می‌دهد.

۲-۲-۳- مقطع ⊃ شکل

در این تونل‌ها، دیواره تونل تقریباً قائم و قسمت بالای آن قوسی شکل یا نیم دایره است. به علت آنکه در سنگ‌های محکم، دیواره قائم تونل به آسانی در برابر تنش‌های وارده مقاومت می‌کند، لذا این مقطع در تونل‌های سنگی بیشتر معمول است[۹]. مقطع این تونل به شکل حرف انگلیسی D که معادل ۹۰ درجه در جهت خلاف عقربه‌های ساعت چرخش یافته می‌باشد که به اشتباه تونل‌های با مقطع D شکل نام گرفته است.

شکل (۲-۳) دو نمونه تونل با مقطع ⊃شکل را نشان می‌دهد.

۲-۲-۴- مقطع نعل اسبی

اغلب تونل‌های راه و راه آهن به شکل نعل اسبی هستند. بخش بالای تونل به شکل نیم دایره و دیواره‌ها و کف آن نیز منحنی است. شعاع قوس دیواره‌ها و کف تونل معمولاً دو برابر شعاع بخش بالایی است (شکل۲-۴).

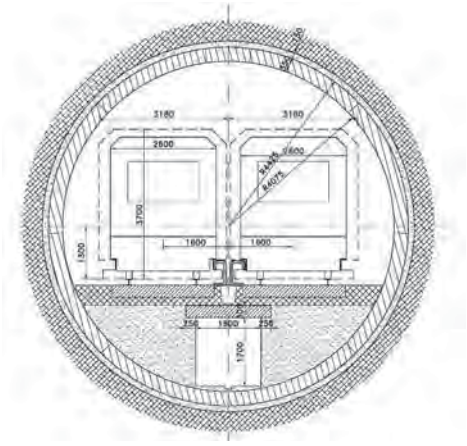
از محاسن مقطع نعل اسبی این است که برای نگهداری تونل می‌توان از قاب‌های فلزی استفاده کرد و از این نظر امتیازات مقطع تونل دایره‌ای شکل را دارد، با این تفاوت که کف آنها تقریباً مسطح است. کف مسطح علاوه بر آنکه برای کاربرد تونل مناسب است، بلکه موجب آسانی حفر تونل بوسیله مواد منفجره نیز می‌شود. از جمله امتیازات دیگر این مقطع، سهولت بارگیری و حمل مواد حفر شده است[۱۱].

شکل‌های (۲-۴) و (۲-۵) نماهای شماتیک از تونل‌های راه و راه آهن با مقطع نعل اسبی را نشان می‌دهد.

شکل (۲-۶) نسبت بین شعاع‌های مختلف تونل‌های نعل اسبی را نشان می‌دهد.



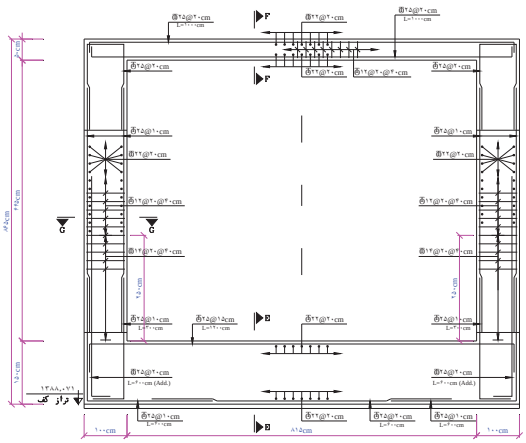
شکل ۲-۱- الف- تونل با مقطع دایره قبل از کف سازی



شکل ۲-۱- ب- تونل راه آهن دو خطه با مقطع دایره پس از کف سازی



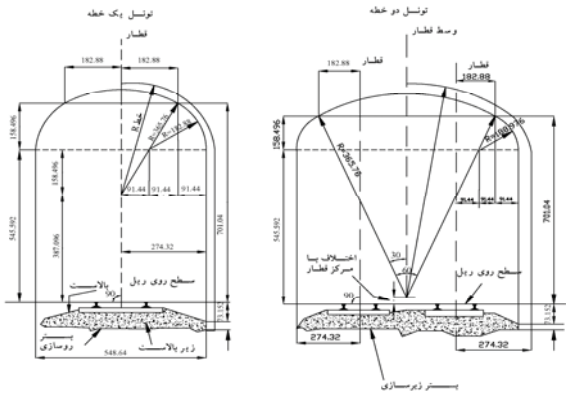
شکل ۲-۲- الف- نمایی از یک تونل با مقطع چهارگوش



شکل ۲-۲-ب- سازه نهایی یک تونل با مقطع چهارگوش



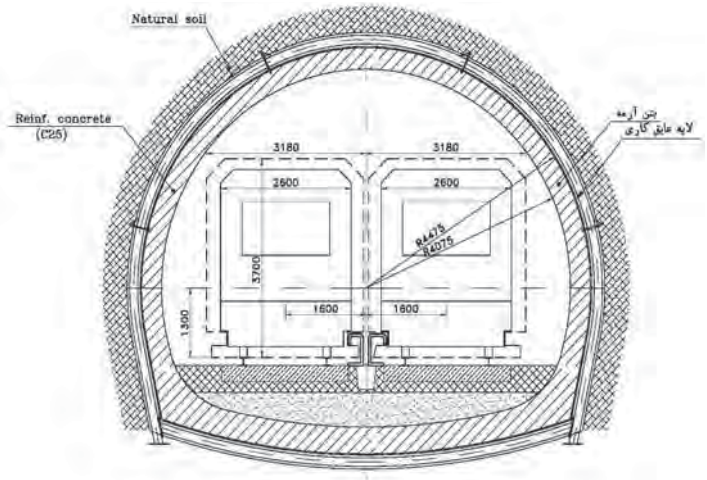
شکل ۲-۳-الف-نمایی از یک تونل با مقطع ∩شکل



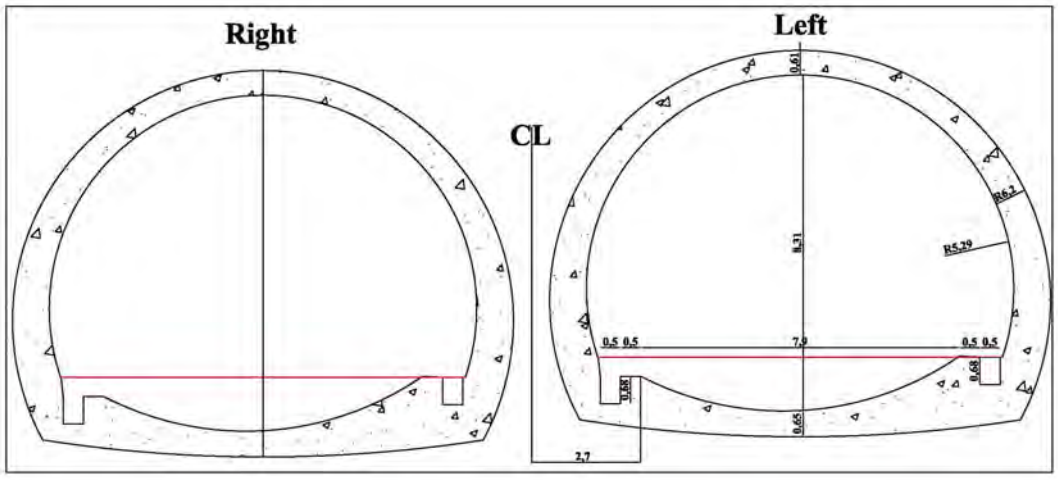
شکل ۲-۳- ب- مقطع ∩ شکل تونل‌های راه آهن دو خطه و یک خطه [۱۲]



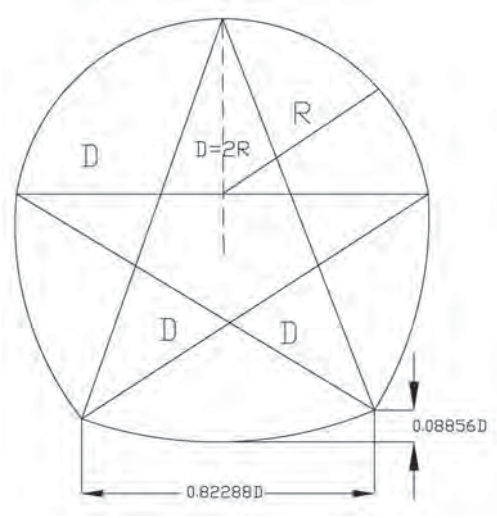
شکل ۲-۴-الف- دو نما از تونل با مقطع نعل اسبی



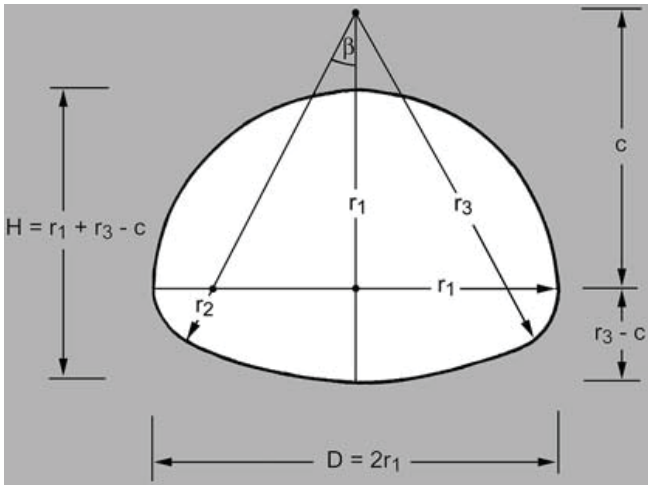
شکل ۲-۴- ب- تونل راه آهن دو خطه با مقطع نعل اسبی پس از کف سازی



شکل ۲-۵- تونلهای راه یک طرفه با مقطع نعل اسبی



D: قطر تونل
R: شعاع تونل
[۱۱]



$$Sin\ \beta = \frac{r_1 - r_2}{r_3 - r_2}$$

$$c = \sqrt{r_3^2 - 2 r_2 (r_3 - r_1) - r_1^2}$$

$$A = \frac{\pi}{2} r_1^2 + \left(\frac{\pi}{2} - \beta \right) r_2^2 + \beta r_3^2 - (r_1 - r_2) c$$

A: مساحت و β بر حسب رادیان[۱۳]

شکل ۲-۶- نسبت بین شعاع‌های مختلف در تونل‌های نعل اسبی[۱۱]

۲-۳- مشخصات هندسی تونل‌های راه

تونل سازه‌ای پر هزینه است و به همین علت در راه‌های کم اهمیت یا کم ترافیک (مثلاً راه‌های فرعی درجه ۱ و ۲)، از پیش بینی تونل پرهیز می‌شود[۸].

تونل‌های راه معمولاً دو خطه یا سه خطه است و بر حسب نوع مسیر به دو صورت زیر تقسیم بندی می‌شوند:

۱- تونل‌های یکطرفه که معمولاً هر یک از جهت‌های رفت و برگشت دارای تونل مستقل است و در آزادراه‌ها و بزرگراه‌ها ساخته می‌شوند.

۲- تونل‌های دوطرفه که معمولاً در راه‌های اصلی ساخته می‌شوند.

در حال حاضر تونل‌های راه بصورت دو طبقه نیز اجرا می‌شوند[۸]. شکل (۲-۷) نماهای مختلفی از تونل‌های راه را نشان میدهد.

۲-۳-۱- مقطع عرضی تونل‌های راه

ابعاد مقطع عرضی تونل‌های راه، تابع چگالی، نوع ترافیک، طول تونل و تعداد تونل‌هایی که بطور سری پشت سر هم در امتداد یکدیگر قرار می‌گیرند، می‌باشند[۸].

مطابق آئین نامه طرح هندسی راههای ایران در طراحی مقطع عرضی تونل نکات ذیل را باید مورد توجه قرار داد:

۱- پیش بینی فضای لازم جهت تامین نیاز ترافیک آینده(لااقل بیست سال پس از افتتاح تونل)

۲- در راههای با بیش از سه خط عبور، بجای یک تونل با مجرای بزرگ، احداث دو تونل با مجرای کوچک، به دلایل زیر توصیه می‌شود:

الف) با ساختن تونل در ابتدا می‌توان از آن به صورت دو طرفه استفاده کرد.

ب) با ساختن تونل دوم از هر تونل می‌توان در یک جهت استفاده کرد.

پ) هزینه ساخت دو تونل با مجرای کوچک، از یک تونل با مجرای بزرگ کمتر است.

ت) در آینده دور می‌توان تونل سوم را ساخت و از یکی از تونل‌ها برای یک جهت و از تونل دیگر برای جهت مخالف ولی از تونل سوم (که معمولاً تونل وسط خواهد بود) برای جهت تراکم استفاده کرد. به این ترتیب جهت عبور از تونل وسط، بسته به جهت تراکم ترافیک، در ساعت‌های مختلف اوج روز تغییر می‌کند.

۳- پیش بینی فضای مناسب برای روشنایی و تهویه تونل‌ها در صورت نیاز.

۴- خط‌های اصلی

الف) تعداد خط‌های عبور

تعداد خط‌های عبور داخل تونل، همانند قسمت‌های معمولی راه است. چنانچه در توسعه آتی راه افزایش خط‌های عبور منظور شده باشد، وضع نهایی خط‌ها را ملاک عمل قرار داده و تونل را طبق وضع نهایی ساخته یا احداث تونل دیگری را برای تامین توسعه آینده، در نظر گرفته می‌شود.

ب) عرض خط‌های عبور

طبق آئین نامه طرح هندسی راه‌ها و همچنین استاندارد AASHTO پهنای هر خط عبور تونل در مسیر آزادراه، بزرگراه، راه اصلی و راه فرعی بهتر است با توجه به آینده دور، ۳/۶۵ متر درنظر گرفته شود[۸ و ۱۵]. در حالت‌های استثنایی برای راه‌های اصلی و فرعی، می‌توان این عرض را حتی تا ۳ متر کاهش داد، مشروط بر اینکه ترافیک آینده مسیر تونل کمتر از ۴۰۰۰ وسیله نقلیه در روز و درصد وسایل نقلیه سنگین، کمتر از ٪۱۰ باشد[۸].

۵- نوارهای کناری (شانه تونل) سمت راست و چپ

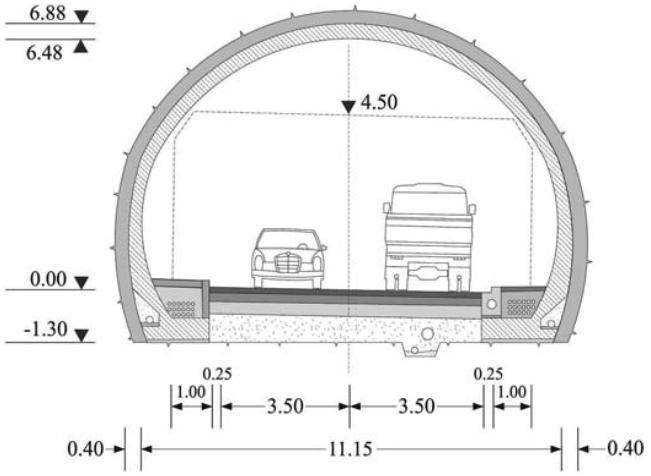
شانه‌های تونل مانند راه در طرفین خط‌های اصلی قرار می‌گیرند و بدون وجود اختلاف سطحی به آن متصل می شوند. این شانه‌ها فاقد هرگونه ممانعتی است و برای جلوگیری از اثر دیوار کناری روی خط عبور در نظر گرفته شده است. در ضمن از شانه‌های سمت راست برای توقف اضطراری نیز استفاده می‌شود. عرض این شانه‌ها در جدول (۲-۱) ارائه شده است.



شکل ۲-۷- الف- تونل‌های راه یک طرفه سه خطه[۱۴]



شکل ۲-۷-ب- تونل راه دو طبقه[۱۴]



شکل ۲-۷-ج-تونل راه دو طرفه[۱۳]

جدول ۲-۱- عرض شانه مورد نیاز در تونل‌ها[۸]

نوع راه	نوع تونل	سرعت طرح (km/hr)	شانه سمت راست(m)	شانه سمت چپ(m)	ملاحظات
آزادراه یا بزرگراه	تونل یک طرفه با طول کمتر از ۱۰۰۰متر	۸۰	۱/۸۵	./۵	-
	تونل یک طرفه با طول بیش از ۱۰۰۰متر	۸۰	۱/۸۵	./۵	هر ۵۰۰ متر یک پارکینگ
اصلی	تونل دو طرفه با طول کمتر از ۱۰۰۰متر	۶۰	۱	۱	-
	تونل دو طرفه با طول بیش از ۱۰۰۰متر	۶۰	۱	۱	هر ۵۰۰ متر یک پارکینگ

۶- پارکینگ اضطراری

در تونل‌های با طول بیش از ۱۰۰۰ متر توصیه می‌شود که در هر ۵۰۰ متر یک پارکینگ با مشخصاتی که در شکل (۲-۸) نشان داده شده است، احداث شود در تونل‌های دو طرفه بهتر است که پارکینگ‌های دو طرفه در مقابل هم قرار نگیرد.

۷- پیاده روها

معمولاً ورود عابران پیاده به داخل تونل‌های برون شهری مجاز نیست و پیاده روها فقط برای استفاده ماموران بهره‌برداری و کسانی که وسایل نقلیه آنها دچار خرابی شده است، احداث می‌شود. این پیاده روها باید دارای شرایط زیر باشند.

الف- در تونل با مقطع منحنی، حداقل عرض پیاده رو ۶۰ سانتیمتر باشد.

ب- در تونل با دیواره‌های قائم، حداقل عرض پیاده رو ۷۵ سانتیمتر باشد.

ج- حداقل ارتفاع پیاده رو از لبه راه ۲۰ سانتیمتر و حداکثر آن ۴۰ سانتیمتر باشد. توضیح اینکه هر چه ارتفاع پیاده رو بیشتر باشد امنیت عابر پیاده در مقابل تصادف بیشتر و دسترسی به آن نیز مشکل‌تر است.

شکل (۲-۹) مقطع تونل راه را با در نظر گرفتن پیاده رو، شانه، زهکشی و فضای ویژه پارکینگ اضطراری نشان می‌دهد.

۸- ارتفاع

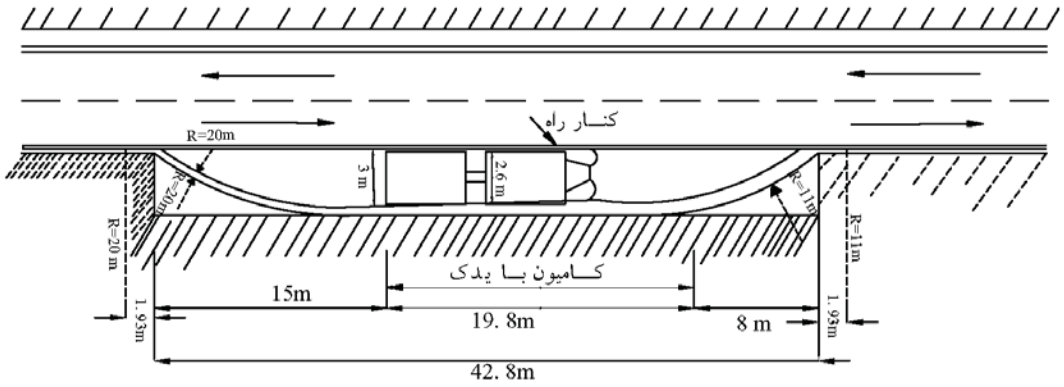
حداقل ارتفاع آزاد تونل از سطح سواره رو تا تاسیسات تونل مانند روشنایی و سیستم‌های تهویه ۵/۲۰ متر (۵/۱۰ متر مجاز بعلاوه ۱۰ سانتی متر روکش آسفالت آتی) است[۸]. در صورتی‌که تونل نیاز به روشنایی داشته باشد و نتواند فضای موجود در مقطع تونل برای تامین نیازمندی‌های فوق استفاده کرد، ناچار فضای اضافی مناسب برای روشنایی و یا سیستم تهویه با توجه به رعایت معیارهای حداقل فضای آزاد در نظر گرفته می‌شود(شکل۲-۱۰).

مطابق با استاندارد AASHTO ارتفاع تونل‌های بزرگراهی که کامیون رو نیز باشند، پس از نصب سیستم نگهدارنده باید حداقل ۴/۷۸ متر به اضافه ضخامتی که برای روکش در نظر گرفته شده است، باشد[۱۵].

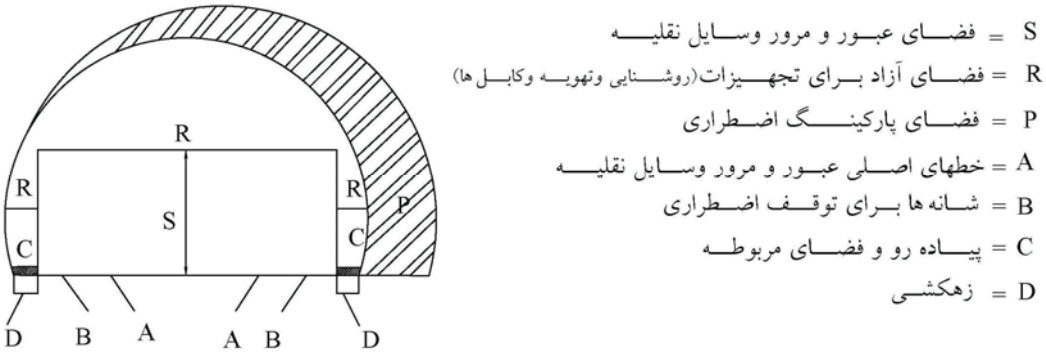
شکل (۲-۱۰) ارتفاع مجاز تونل‌های راه را با درنظر گرفتن مجاری تهویه نشان می‌دهد.

۹- شیب عرضی

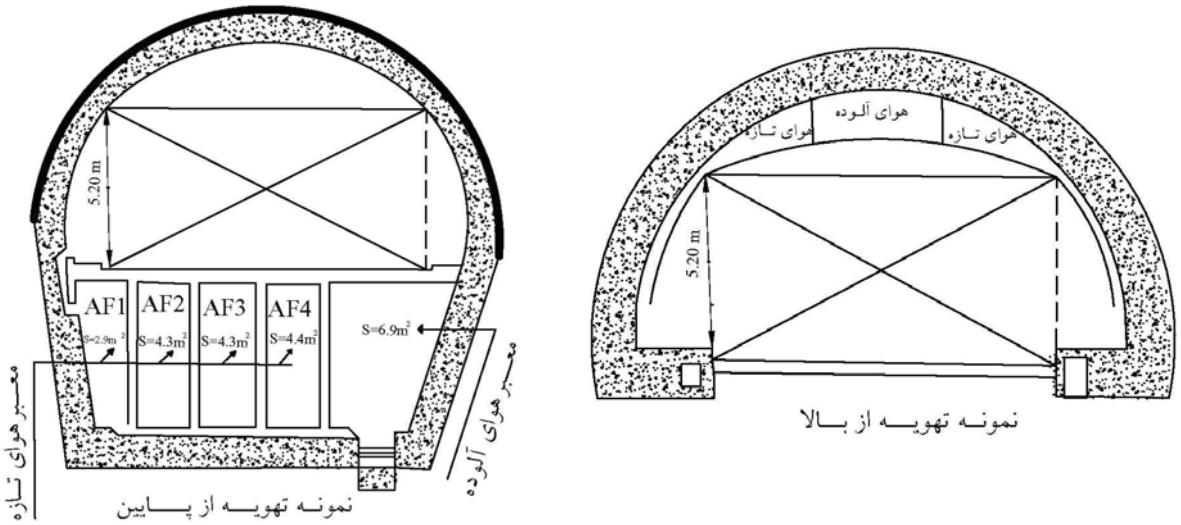
شیب عرضی سطح راه تونل‌ها ٪۱ تا ٪۱/۵ می‌باشد.



شکل ۲-۸- مشخصات هندسی پارکینگ اضطراری در تونل راه[۸]



شکل ۲-۹- مقطع تونل راه با در نظر گرفتن پیاده رو، شانه، زهکشی و فضای ویژه پارکینگ اضطراری[۸]



شکل ۲-۱۰- ارتفاع مجاز تونل‌های راه با درنظر گرفتن مجاری تهویه[۸]

۱۰- تعیین سرعت طرح

سرعت طرح برای تونل اغلب از مسیر راهی که تونل در آن قرار گرفته، کمتر است. مقدار سرعت طرح انتخاب شده نه تنها در تعیین مشخصات هندسی تونل دخالت می‌کند، بلکه در موارد زیر نیز موثر است:

الف- طول مربوط به روشنایی اضافی ورودی

ب- آغاز روشنایی کمتر در جایی که فاصله دید از فاصله دید توقف بیشتر باشد.

عمل فشرده شدن هوای تونل توسط وسایل نقلیه (اثر پیستونی وسایل نقلیه در امر تهویه)

ج- آلودگی هوای تونل

سرعت طرح تونل در آزادراه‌ها و بزرگراه‌ها، ۸۰ کیلومتر در ساعت و در راه‌های اصلی ۶۰ کیلومتر در ساعت می‌باشد.

۱۱- گنجایش تونل

وسایل نقلیه با در نظر گرفتن شرایط ویژه داخل تونل، مانند وجود دود (کاهش قدرت دید) و چرب بودن سطح سواره رو (کاهش قدرت ترمز) سعی در افزایش فاصله نسبت به وسیله نقلیه جلویی دارد. با توجه به این شرایط گنجایش تونل‌ها از ظرفیت مربوط به راه‌های موجود در هوای آزاد در شرایط مساوی سرعت، ٪۱۰ کمتر است.

۱۲- پله

پله‌های طرفین، مرز بخش قابل عبور تونل را مشخص می‌کند و اثر دیوار تونل بر ترافیک خودروها را کاهش می‌دهد. پله بصورت جدول، از کف بلندتر و برای استفاده اضطراری پیاده است.

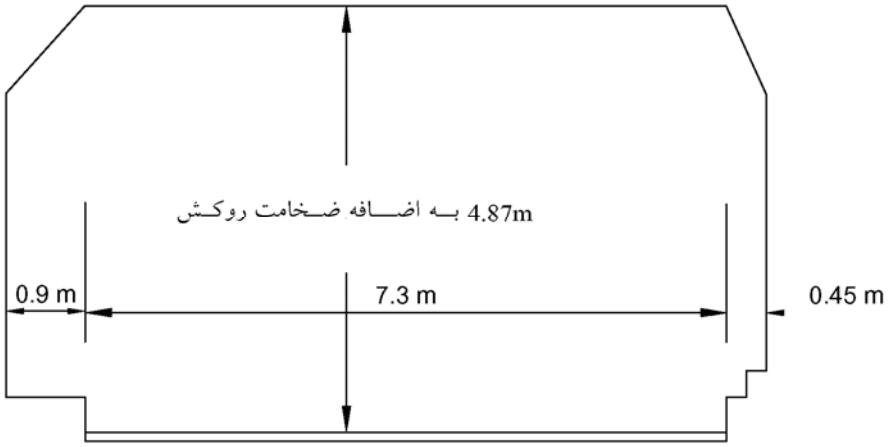
در تونل‌های راه، بطور کلی راننده و سرنشینان خودروهایی که دچار نقص فنی شده‌اند و مامورین نگهداری، از پیاده رو اضطراری استفاده می‌کنند. تخلیه آب و عبور کابل، معمولاً از طریق محل عبور زیر پیاده رو صورت می‌گیرد.

شکل (۲-۱۱) مقطع عرضی تونل‌های راه طبق استاندارد AASHTO را نشان می‌دهد.

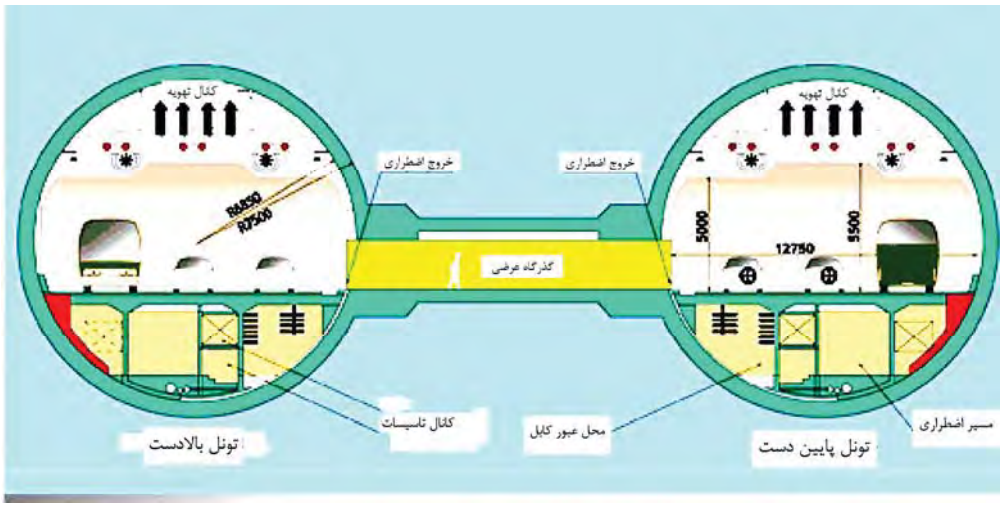
شکل (۲-۱۲) نمایی از دو تونل را یک طرفه سه خطه را نشان می‌دهد.

۲-۳-۲- مقطع طولی تونل‌های راه

در سربالایی‌ها شیب تونل‌های راه بیشتر از ۵۰۰ متر نباید از ٪۲ تجاوز کند. توصیه می‌شود که این شیب در محدوده ٪۱/۵ باقی بماند. در سرازیری‌ها حداکثر شیب در تونل‌های کوتاه تر از ۵۰۰ متر بهتر است از ٪۴ تجاوز نکند[۸].



شکل ۲-۱۱- مقطع عرضی تونل‌های راه طبق استاندارد AASHTO [۱۵]



شکل ۲-۱۲- نمایی از دو تونل راه یک طرفه سه خطه[۱۴]

۲-۴- مشخصات هندسی تونل‌های راه آهن

با توجه به پروفیل مسیر راه آهن که در مرحله طراحی مسیر مشخص می‌گردد، موقعیت مسیر راه آهن نسبت به تراز سطح زمین در ۳ حالت ذیل می‌تواند قرار گیرد:

- مسیر در تراز همسطح (روی زمین)
- مسیر در تراز بالای سطح زمین (در ارتفاع)

- مسیر در تراز زیرزمین (تونل)

در شرایطی که خط پروژه راه آهن برحسب پروفیل طراحی شده در تراز زیرزمین واقع شود، لازم است برای حفاظت مسیر در زیرزمین از تونل استفاده شود.

شکل (۲-۱۳) مقطع عرضی تونل یک خطه راه آهن را طبق استاندارد UIC[۱] نشان می‌دهد[۱۶].

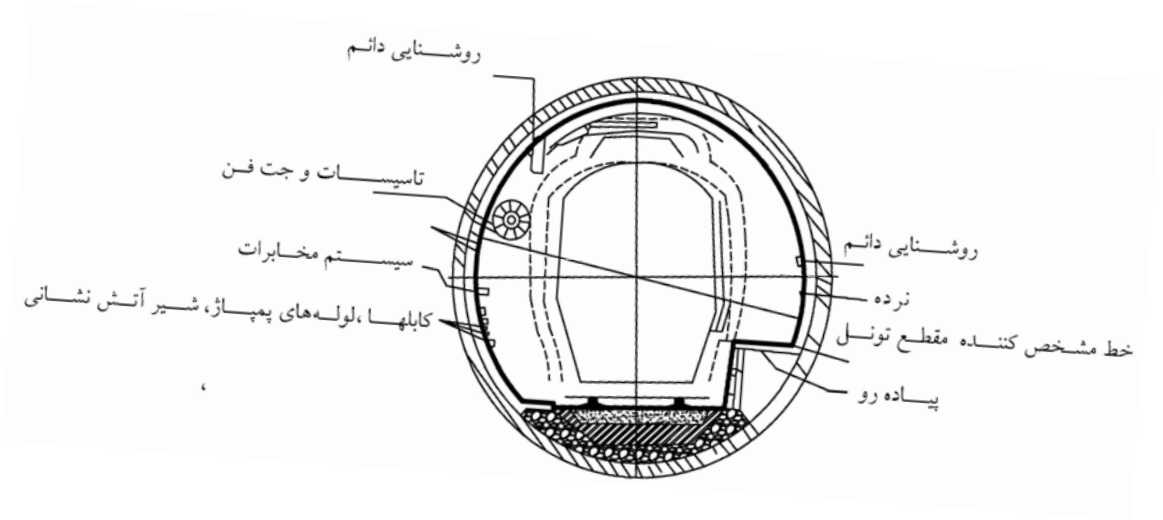
۲-۴-۱- مقطع عرضی تونل‌های راه آهن

مقطع تونل‌های راه آهن باید به گونه‌ای در نظر گرفته شود تا حداقل فضای آزاد را با احتساب فضای مورد نیاز برای امنیت عبور قطار (قواره راه آهن) در نظر گیرند. در تونل‌های دو یا چند خطه فاصله محور به محور دو خط مجاور باید با فاصله محور به محور خطوط اصلی در بیرون تونل یکسان در نظر گرفته شود[۱۷].

اگر چه ممکن است فضای مفید تونل‌های راه و راه آهن بدلیل نوع قطار یا ابعاد تجهیزات متفاوت باشد ولی معمولاً با حداقل فضای مفید[۲] تونل‌های راه آهن مشابه هستند[۱۲].

جدول (۲-۲) ابعاد تیپیک[۳] تونل‌های راه آهن را در چند کشور نشان می‌دهد.

در شکل‌های (۲-۱۴) و (۲-۱۵) مقاطع عرضی و حداقل فضای مفید چند نمونه تونل‌های راه‌آهن را طبق استانداردهای مختلف نشان می‌دهد.

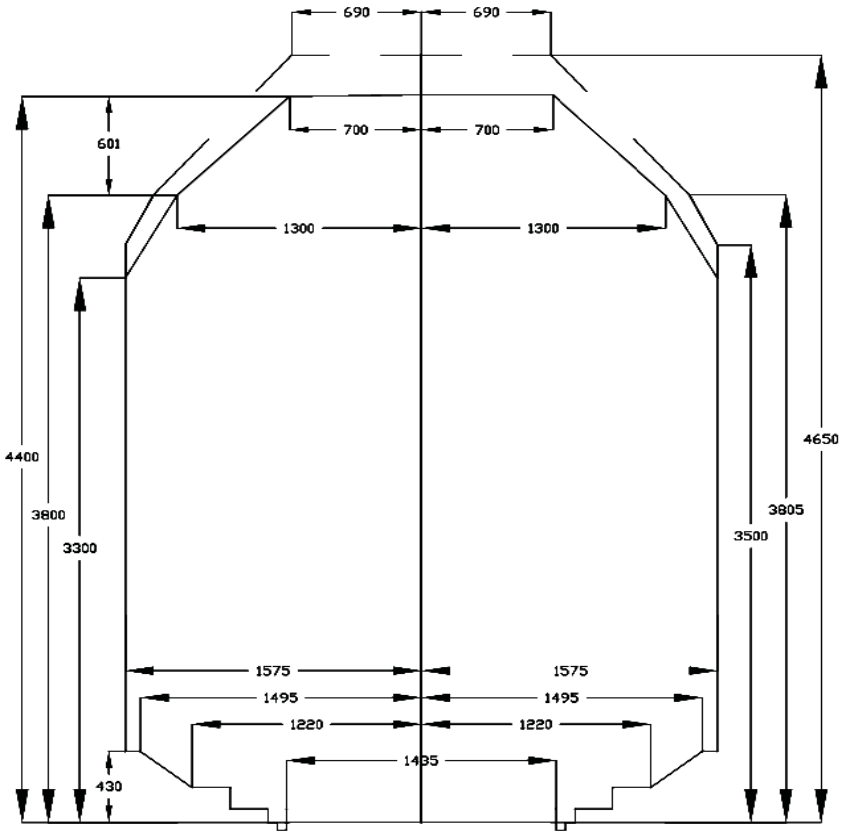


شکل ۲-۱۳- مقطع عرضی تونل یک خطه راه آهن طبق استاندارد UIC [۱۶]

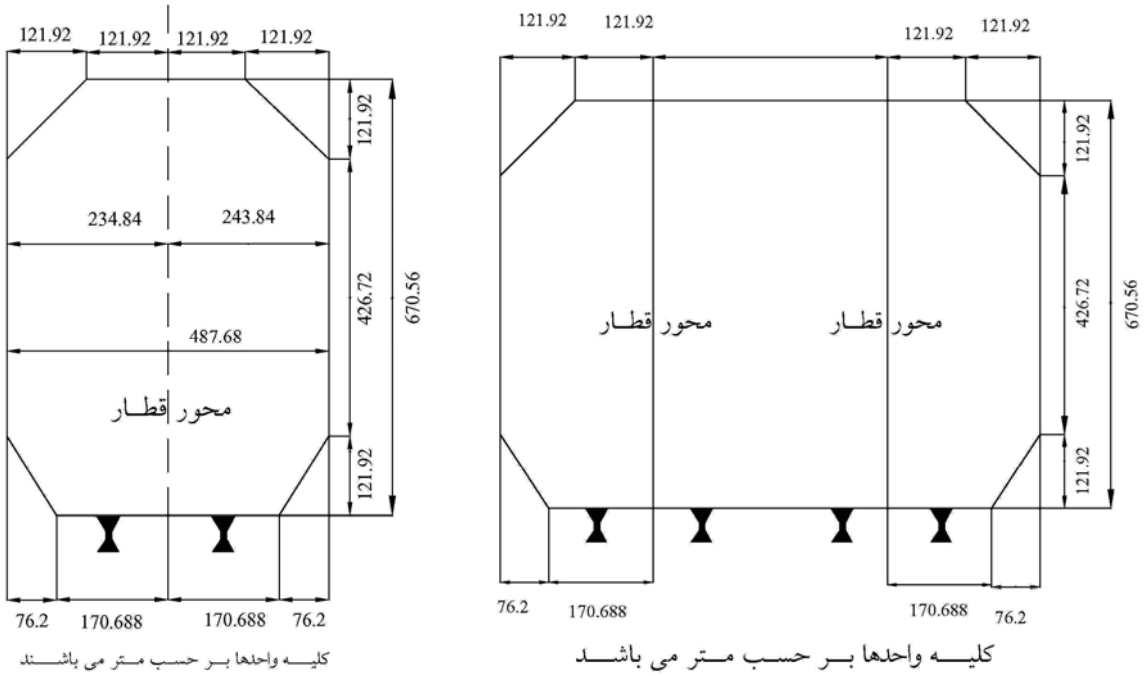
۱ International Union of Railway
۲ Clearance
۳ Typical dimensions

جدول ۲-۲- ابعاد تونل‌های راه آهن در چند کشور[۱۸]

انواع تونل	نام کشور	عرض تونل(m)	ارتفاع طاق تونل تا بالای ریل(m)
تونلهای دو خطه	ایتالیا	۸	۶
	فرانسه	۸	۵/۸
	آلمان	۸/۲	۶/۲
	استرالیا	۸/۲	۶/۴
تونلهای تک خطه	ایتالیا	۴/۶	۵
	استرالیا	۵/۵	۵
	سوئیس	۵/۲	۵/۸
	هند	۴/۷۲	۶



شکل ۲-۱۴- مقطع عرضی و حداقل فضای مفید تونل‌های راه آهن طبق آئین نامه طرح هندسی راه آهن ایران[۱۷]



شکل ۲-۱۵- مقطع عرضی و حداقل فضای مفید تونل‌های راه آهن طبق توصیه انجمن مهندسین راه آهن آمریکا[۱۱]

۲-۴-۲-مقطع طولی تونل‌های راه آهن

مسیر تونل‌های راه آهن حتی الامکان باید مستقیم در نظر گرفته شود. البته تونل‌های دارای پیچ هم در بسیاری موارد بویژه در مناطق کوهستانی مورد استفاده واقع شده‌اند. پیچ تونل‌های راه آهن غالباً دارای قوس اتصال تدریجی حلزونی (کلوتوئید) در دو انتهای پیچ می‌باشد[۱۱].

طبق استاندارد AASHTO در صورت امکان شیب تونل‌های مستقیم راه آهن نباید بیشتر از ۷۵ درصد شیب حداکثر در خارج تونل باشد. این شیب باید حدود ۹۰۰ متر از تونل و ۳۰۰ متر بعد از آن نیز حفظ شود. تونل‌های دارای پیچ باید همانند شیب خطوط خارج از تونل در قسمت‌های پیچ دار مورد تعدیل قرار گیرد[۱۵].

برای زهکشی آب‌های سطحی لازم است شیب طولی در داخل تونل به گونه‌ای باشد که کلیه آبهای ورودی از یک یا دو طرف تونل به خارج هدایت شود. بهتر است شیب طولی تونل از ۳/۵ در هزار کمتر نباشد. اگر طول تونل از ۳۰۰ متر بیشتر باشد شیب حداکثر مجاز از ۱۵ در هزار کاهش می‌یابد[۱۷].

فصل سوم

بررسی شرایط زمین‌شناسی

۳-۱- کلیات

به طور کلی در ارتباط با زمین‌شناسی[۴] محیط، طراحی و احداث هر نوع سازه‌ای در طبیعت باید به گونه‌ای انجام شود که تعادل متقابل بین سازه و شرایط زمین‌شناسی به وجود آید.

برای حصول به این هدف، دو موضوع زیر حائز اهمیت می‌باشد:

- شناخت کامل تمامی عوامل سازه مورد طراحی و اجرا از جمله عوامل استاتیکی، دینامیکی، زیست‌محیطی، تاثیرات شیمیایی و ... موثر بر محیط.
- شناخت زمین‌شناسی محیط از جمله عوامل شکل دهندهٔ آن نظیر زمین ریخت شناسی (مورفولوژی)، عوامل تکتونیکی، تاثیرات عوامل جوی و آبشناسی [۵] و شاخص‌های فیزیکی و شیمیایی و تاثیر آنها بر روی سازه موردنظر.

مورد اول توسط طراح سازه مشخص می‌شود که به عنوان داده برای برنامه‌ریزی مطالعات زمین‌شناسی مهندسی به کار گرفته می‌شود و مورد دوم با کوشش مهندس زمین‌شناس و براساس روش‌های مختلف اکتشافی در مرحلهٔ طراحی به دست می‌آید[۱۹].

شکل (۳-۱) نمودار مراحل طراحی سیستم نگهداری فضاهای زیرزمینی را نشان می‌دهد[۲۰].

۳-۲- مصالح زمین شناسی

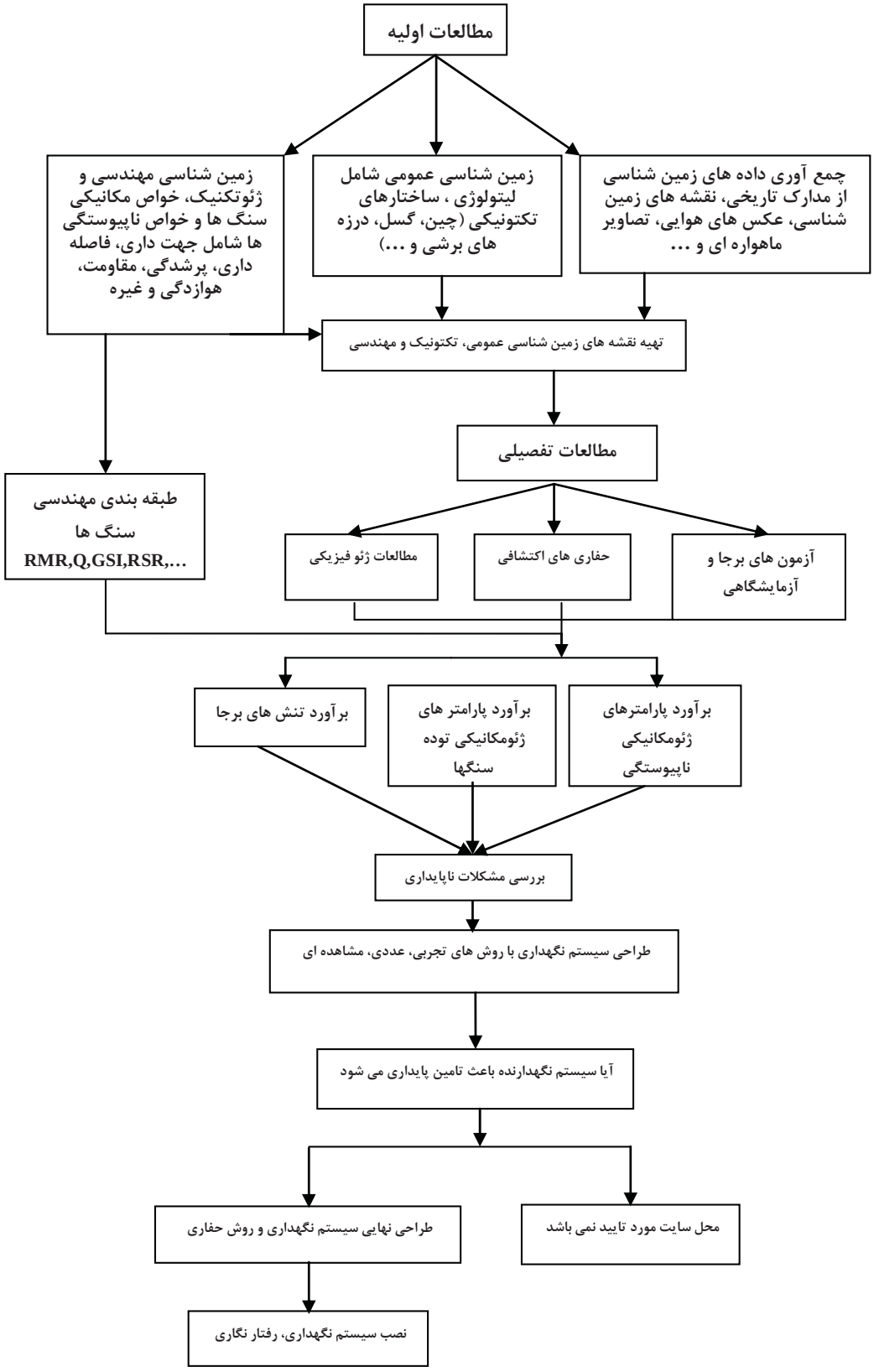
۳-۲-۱- کانی

کانی‌ها مواد جامد، طبیعی، غیرآلی، معمولاً متبلور، همگن و با ترکیب شیمیایی مشخص هستند. تشخیص سنگهای سازنده پوسته زمین نیاز به شناسایی اجزاء تشکیل دهنده آن یعنی کانی‌ها دارد. از حدود ۳۰۰۰ کانی در طبیعت حدود ۲۵ کانی در سنگهای پوسته زمین به وفور یافت می‌شوند[۲۱]. ویژگی کانی‌ها بر خواص مهندسی سنگ موثر است خصوصاً زمانیکه کانی مورد نظر بخش عمده‌ای از سنگ را تشکیل دهد. سیلیکات‌های بی آب (فلدسپات، کوارتز، هورنبلند، اوژیت، اولیوین) به نحو قابل توجهی از دیگر کانی‌ها سخت‌تر و مقاوم‌تر بوده و وجود آنها در یک سنگ می‌تواند بر مقاومت سنگ، قابلیت حفاری و تغییرشکل پذیری آن تاثیر گذار باشد. وجود مقادیر زیاد از کانی‌های نسبتاً نرم مثل میکا یا کلسیت در یک سنگ‌می تواند منجر به شکست سریع ناشی از پروسه هوازدگی شود. کانی‌های دارای کلیواژ می‌توانند منجر به آنیزوتروپی (ناهمسانگردی) سنگ شوند[۲۲]

---

۴ Geological Environment

۵ Hydrology



شکل ۳-۱- نمودار مراحل طراحی سیستم نگهداری فضاهای زیرزمینی[۲۰]

۳-۲-۱-۱- شناسایی کانی‌ها

کانی‌ها دارای خواص فیزیکی و شیمیایی منحصر بخود می‌باشند که می‌توان با مقایسه آنها در نمونه‌های دستی (شناسایی ماکروسکوپی) یا مقاطع نازک و صیقلی زیر میکروسکوپ (شناسایی میکروسکوپی) آنها را شناسایی نمود.

الف) شناسایی ماکروسکوپی کانی‌ها

خواص فیزیکی و شیمیایی کانی‌ها که در شناسایی ماکروسکوپی آنها موثر هستند، عبارتند از[۲۳]:

- جلا: توانایی در منعکس کردن، متفرق کردن و یا جذب نور
- رنگ و رنگ خاکه
- سختی: جدول (۳-۱) معیار سختی موس را نشان می‌دهد.
- رخ:
- شکستگی:
- چگالی نسبی
- طعم، بو و لمس
- خاصیت مغناطیسی
- واکنش با اسید

جدول (۳-۲) ویژگی‌های ماکروسکوپی تعدادی از کانی‌های سنگ ساز را نشان می‌دهد[۲۵].

شکل (۳-۲) نمونه‌های ماکروسکوپی تعدادی از کانی‌های سنگ ساز را نشان می‌دهد.

جدول ۳-۱- سری موس برای تعیین درجه سختی کانی‌ها[۲۴]

درجه سختی	نام کانی	نمونه‌های دیگر برای مقایسه
۱	تالک	-
۲	ژیپس	ناخن حدود ۲/۵
۳	کلسیت	سکه مسی حدود ۳
۴	فلوریت	-
۵	آپاتیت	چاقوی جیبی حدود ۵
۶	فلدسپات	شیشه پنجره حدود ۵/۵
۷	کوارتز	سوهان فولادی حدود ۶/۵
۸	توپاز	چینی بدون لعاب حدود ۷
۹	کرندوم	-
۱۰	الماس	-

ب) شناسایی میکروسکوپی کانی‌ها

کانی شناسی یک سنگ عموماً با بررسی مقاطع نازک و صیقلی سنگ در زیر میکروسکوپ‌های پلاریزان و انعکاسی انجام می‌شود. جهت تهیه مقاطع نازک ابتدا نمونه مورد نظر با توجه به اندازه و سختی آن توسط دستگاه برش، به اندازه ۵×۱۵×۳۵ میلیمتر برش می‌دهند، سپس یک سطح نمونه را توسط دستگاه ساب و با استفاده از پودرهای ساینده، کاملاً صاف کرده و نمونه را با چسب‌های کانادابالزام بر روی لام چسبانده و با دستگاه دیسکوپلان آن را تا حد نمونه استاندارد سایش می‌دهند و با لامل کردن، نمونه قابل مطالعه با میکروسکوپ پلاریزان می‌شود.

جدول ۳-۲- ویژگیهای برخی از مهمترین کانی‌های سنگ ساز[۲۵]

نام کانی	ترکیب شیمیایی	رنگ خاکه	رنگ	سختی	چگالی نسبی	ویژگیهای شاخص
الف) جلای فلزی						
گالن	PbS	خاکستری	خاکستری نقره ای	۲/۵	۷/۶	رخ مکعبی کامل
منیتیت	Fe_3O_4	سیاه	سیاه تا خاکستری تیره	۶	۵/۲	مغناطیسی است
گرافیت	C	سیاه	خاکستری فولادی	۱	۲	لمس چرب
کالکوپیریت	$CuFeS_2$	سیاه متمایل به سبز	زرد طلایی	۴	۴/۳	ممکن است کدر و به رنگ بنفش باشد.
پیریت	FeS_2	سیاه متمایل به سبز	زرد برنجی	۶-۶/۵	۵	بدون رخ
هماتیت	Fe_2O_3	قهوه‌ای متمایل به قرمز	سیاه تا قهوه‌ای تیره	۵-۶/۵	۵	بدون رخ
لیمونیت	$F_2O_3H_2O$	قهوه‌ای متمایل به زرد	قهوه‌ای متمایل به زرد و سیاه	۵-۵/۵	۳/۵-۴	سخت بدون شکل یا به صورت رشته‌های شعاعی
ب) جلای غیرفلزی، تیره رنگ						
گروه پیروکسن	(اوژیت)		سبز تیره تا سیاه	۶	۳/۵	دو دسته رخ عمود بر هم، بلورهای منشوری با ۸ سطح جانبی
گروه آمفیبول	(هورنبلند)		سبز تیره، سیاه، قهوه ای	۶	۳-۳/۵	دو دسته رخ با زاویه ۶۰ و ۹۰ درجه، بلورهای منشوری طویل با ۶ سطح جانبی
الیوین	$(MgFe)_2SiO_4$		سبز الیوینی	۶/۵-۷	۳/۵-۴/۵	شکست صدفی، شفاف تا نیمه شفاف
گروه گرونا	(سیلیکاتهای Fe,Mg,Ca,Al)		قرمز، قهوه ای، زرد	۷-۷/۵	۳/۵-۴/۵	شکست صدفی، بلورهای ۱۲ سطحی
بیوتیت			قهوه‌ای تا سیاه	۲/۵-۳	۳-۳/۵	یک رخ کامل، ورقه‌های نازک
کلریت	(سیلیکات آبدار Al,Fe,Mg)		سبز	۲-۲/۵	۲/۵-۳/۵	یک جهت رخ
اسفالریت	ZnS	قهوه‌ای متمایل به زرد تا سفید	قهوه‌ای متمایل به زرد	۳/۵-۴	۴	رخ در ۶ جهت
هماتیت	Fe_2O_3	قرمز	قرمز	۱/۵		خاک مانند، بدون رخ
لیمونیت	$F_2O_3H_2O$	قهوه‌ای متمایل به زرد	قهوه‌ای تا قهوه‌ای تیره	۱/۵		توده خاکی متراکم، بدون رخ
ج) جلای غیر فلزی به رنگ روشن (گروه فلدسپات)						
فلدسپات پتاسیم	$KAlSi_3O_8$		صورتی، سفید یا سبز	۶-۶/۵	۲/۵	دو دسته رخ با زاویه ۹۰ درجه
فلدسپات پلاژیوکلاز	$CaAl_2Si_2O_8$		سفید آبی، خاکستری	۶-۶/۵	۲/۵	دو دسته رخ، برروی برخی از سطوح رخ خطوطی وجود دارد.
کوارتز	SiO_2 (سیلیکات)		متنوع	۷	۲/۶۵	شکست صدفی، بلورهای با ۶ سطح جانبی، شفاف تا نیمه شفاف
مخفی بلورها	(کوارتز) (آگات) (فلینت) (چرت) (ژاسپ) (اپال)		(نواری) تیره روشن قرمز روشن	۶-۶/۵		نیمه شفاف تا کدر بدون رخ
هالیت	NaCl		بی رنگ، سفید	۲-۲/۵	۲	رخ مکعبی کامل، قابل حل در آب، شورمزه
ژیپس	$CaSO^{4,2}H^2O$		سفید	۲	۲/۳	رخ کامل در یک جهت، شفاف
کلسیت	$CaCo^3$		بیرنگ، سفید، تا زرد کمرنگ	۳	۲/۷	سه رخ کامل با زاویه حدود ۷۵ درجه، نیمه شفاف تا کدر، در HCL می‌جوشد

ادامه جدول ۳-۲- ویژگیهای برخی از مهمترین کانی‌های سنگ ساز[۲۵]

نام کانی	ترکیب شیمیایی	رنگ خاکه	رنگ	سختی	چگالی نسبی	ویژگیهای شاخص
دلومیت	$Ca,Mg(CO_3)_2$		متغیر،معمولاً سفید یا صورتی	۴-۳/۵	۲/۸	رخ مثل کلسیت، پودر کانی در HCL می‌جوشد، نمونه هوازده چروکیده و پوست فیل مانند است
فلوئویت	CaF_2		بیرنگ، آبی، سبز، زرد، بنفش	۴	۳	رخ خوب در ۴ جهت، بلورهای مکعبی، شفاف تا نیمه شفاف
موسکویت			ورقه‌های نازک کانی بی رنگ است	۳-۲	۲/۸	رخ کامل در یک جهت، ورقه‌های نازک کشسان به دست می‌دهد
تالک	$KAl_2(AlSi_3O_{10})(OH)_2$		سبز تا سفید	۱	۲/۸	لمس صابونی، به صورت ورقه ورقه یا توده متراکم
کائولینیت	$Al_4Si_4O_{10}(OH)_8$		سفید تا قرمز	۱/۲		رخ قابل مشاهده نیست. با آب خمیر می‌شود.
نفلین	$Na_8K_2AL_8Si_9O_{34}$		متنوع	۶-۵	۲/۶	شکست صدفی



کلسیت



فلدسپات



کوارتز



مسکویت

شکل ۳-۲- نمونه‌های دستی تعدادی از کانیها

جهت تهیه مقاطع صیقلی[۶] ابتدا نمونه را برش داده و با صاف کردن یک سطح نمونه آن را در کف قالب گذاشته و با ریختن چسب پلی استر بر روی آن، قالب نمونه آماده می‌شود. سپس نمونه را با استفاده از کاغذ سنباده سایش داده تا کاملاً صاف و صیقلی شود و قابل مطالعه با میکروسکوپ انعکاسی گردد.

شکل (۳-۳) تجهیزات ساخت مقاطع نازک را نشان می‌دهد.



دستگاه برش بزرگ دارای ضخامت حدود ۳ میلیمتر جهت برش نمونه‌ها



دستگاههای ساب ایستاده جهت سایش نمونه‌ها



مقاطع صیقلی



میکروسکوپ پلاریزان مجهز به دوربین دیجیتالی و سیستم کامپیوتری

شکل ۳-۳- تجهیزات ساخت مقاطع نازک و صیقلی و نحوه تفسیر آنها

در شناسایی میکروسکوپی کانی‌ها در واقع با استفاده از ویژگی‌های نوری کانی‌ها انواع مختلف آنها از هم تفکیک شده و بر اساس آنها ضمن نامگذاری سنگ‌ها، کار تفسیر ساخت و بافت کانی‌ها انجام می‌گیرد[۲۶].

توصیف میکروسکوپی سنگ‌ها برای اهداف مهندسی شامل کلیه اجزا و عواملی است که با مطالعه ماکروسکوپی نمونه سنگ قابل دسترسی نیستند. پارامترهایی که در مطالعات میکروسکوپی سنگ‌ها مشخص می‌شوند، عبارتند از[۲۷]:

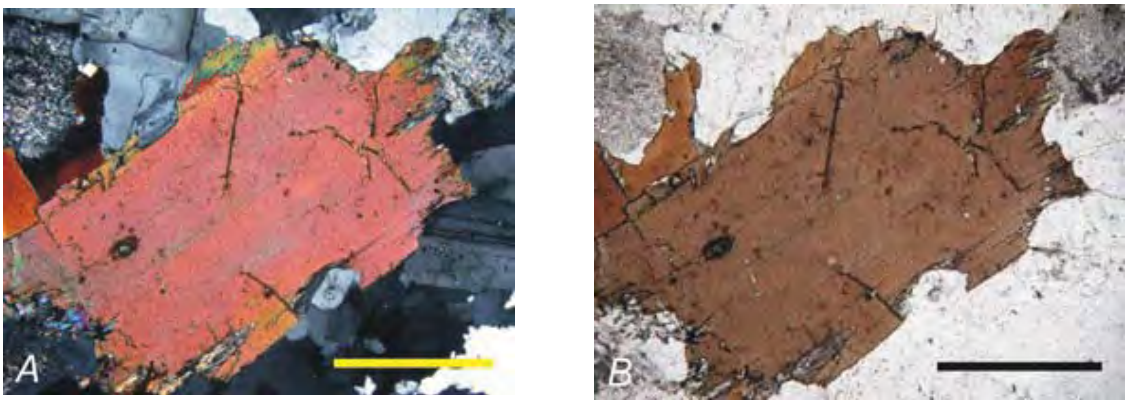
- بافت
- ترکیب کانی شناسی سنگ

---

۶ تعدادی از کانیها در مقاطع نازک تیره می‌باشند و نور از آنها عبور نمی‌کند(مانند کانی‌های گوگرد، آرسنیک و اکسیدهای فلزی) جهت مطالعه این نوع کانی‌ها خاصیت انعکاس نور مورد استفاده می‌گیرد. در این روش از مقاطع صیقلی و میکروسکوپ‌های انعکاسی استفاده می‌گردد.

- درصد کانیها در سنگ
- شکل، ابعاد، جهت گیری و نحوه تماس دانه‌ها
- تحلیل توزیع و پراکندگی ابعادی
- درجه هوازدگی
- پراکندگی ریز ترکها
- دگرسانی
- تخلخل
- نوع زمینه یا سیمان سنگ

شکل (۳-۴) شکل نمونه‌های میکروسکوپی تعدادی از کانی‌ها را نشان می‌دهد.



بیوتیت زیر نور پلاریزان بیوتیت زیر نور معمولی

شکل ۳-۴- شکل تعدادی از کانی‌ها زیر میکروسکوپ

۳-۲-۲- سنگ

از اجتماع و بهم پیوستن یک یا چند کانی سنگ ایجاد می‌گردد. سنگ‌های سازنده پوسته زمین بسیار متنوع هستند. سنگ‌ها از روی فرآیندهای تشکیل دهنده‌شان به سه گروه آذرین، دگرگونی و رسوبی تقسیم می‌شوند[۲۵].

سنگ‌هایی که از تبلور یا انجماد مواد مذاب درونی یا همان ماگما ایجاد می‌شوند سنگ آذرین نام دارند. سنگ‌های آذرین را با توجه به محل تشکیل به دو گروه آذرین بیرونی (آتشفشانی) و آذرین درونی (نفوذی) تقسیم می‌کنند. مواد مذاب سازنده سنگ‌های آذرین از بخش‌های مختلف پوسته یا قسمت‌های فوقانی گوشته زمین سرچشمه می‌گیرند.

جدول (۳-۳) مشخصات تعدادی از سنگ‌های آذرین را نشان می‌دهد[۲۲].

شکل (۳-۵) شکل تیپیک تعدادی از سنگ‌های آذرین را نشان می‌دهد.

بر اثر عملکرد آب و هوا و موجودات زنده، سنگ‌های سخت سازنده پوسته زمین به تدریج تجزیه و خرد می‌شوند. ذرات سنگی یا مواد محلولی که به این ترتیب ایجاد می‌شود، توسط عوامل مختلفی چون رودها، یخچال‌ها و باد در سطح زمین حمل می‌شوند و هر جا که شرایط مناسب باشد به صورت لایه‌های رسوبی برجای گذارده می‌شوند. این لایه‌های رسوبی متشکل از ذرات ناپیوسته، با گذشت زمان به تدریج سفت و سخت می‌شوند و گروهی از سنگ‌ها به نام سنگ‌های رسوبی را می‌سازند[۲۵]. جدول (۳-۴) مشخصات تعدادی از سنگ‌های رسوبی را نشان می‌دهد[۲۲]. شکل (۳-۶) شکل تیپیک تعدادی از سنگ‌های رسوبی را نشان می‌دهد.

جدول شماره ۳-۳- طبقه‌بندی سنگ‌های آذرین[۲۲]

پارامترها	اسیدی	حد واسط	بازیک	الترابازیک
	سنگ‌های روشن	سنگ‌های دارای رنگ روشن تا تیره	سنگ‌های تیره	سنگ‌های دارای رنگ تیره
خیلی درشت دانه (۶۰ میلیمتر)	سنگهایی درشت بلوری هستند که کانی‌های اصلی آنها کوارتز، میکا و فلدسپات بوده و گاهاً دارای کانی‌های کمیاب می‌باشند. **پگماتیت**			
درشت دانه (۲ میلیمتر)	حداقل ۵۰٪ سنگ را کانی‌های درشت تشکیل داده به گونه‌ای که کانی‌ها را می‌توان شناسایی و تشخیص داد			سنگ دانه درشت و تیره رنگ (نسبتاً تیره تا سیاه) با بافت گرانولار، دارای الیوین و اوژیت و بدون فلدسپار میباشد **پریدوتیت**
	سنگ دارای رنگ روشن و بافت یکدست، اکثر ذرات تقریباً هم اندازه و حاوی بیش از ۲۰٪ کوارتز و فلدسپار است. **گرانیت**	سنگ دارای رنگ تقریباً تیره بافت کم و بیش اکی گرانولار و دارای هورنبلند و کمتر از ۲۰٪ کوارتز و فلدسپار می‌باشد. **دیوریت**	سنگ دارای رنگ تیره و اغلب سبز رنگ با پلاژیوکلاز فراوان (در حدود ۶۰٪) همراه با اوژیت گاهی اولیوین، سنگ دارای چگالی بالایی است. **گابرو**	
متوسط دانه (۰/۰۶ میلیمتر)	بیش از ۵۰٪ سنگ را کانی‌های دانه متوسط تشکیل داده‌اند به گونه‌ای که در نمونه دستی ذرات قابل مشاهده می‌باشند اما شناسایی نوع کانی به سختی امکانپذیر می‌باشد.			سنگ دارای رنگ سبز خاکستری تا سیاه ، دارای شکستگی ریز و تراشه مانند، دارای لمس صابونی (مومی) و رگه‌های متقاطع از کانی‌های سبز و لایه‌ای می‌باشند. **سرپانتینیت**
	سنگ شبیه به گرانیت است اما بلورهای آن معمولاً خیلی کوچکتر است. **میکرو گرانیت**	سنگ شبیه به دیوریت هستند اما بلورهای آن معمولاً خیلی کوچکتر هستند. **میکرو دیوریت**	سنگ شبیه به گابرو است با رنگ سبز و بافت گرانولار و کانی منفرد آن به سختی می‌توان شناسایی کرد و نسبتاً سنگین و دارای چگالی بالایی است. **دولریت**	
ریز دانه (کوچکتر از ۰/۰۶میلیمتر)	بیش از ۵۰ درصد سنگ را کانی‌های ریزدانه تشکیل داده‌اند به گونه‌ای که در نمونه دستی ذرات قابل مشاهده و شناسایی نمی باشند.			
	سنگ دارای رنگ روشن، قهوه‌ای متمایل به قرمز کم رنگ یا خاکستری متمایل به صورتی **ریولیت** سنگ دارای رنگ روشن، دانسیته بسیار پائینی و منافذ (خلل و فرج) بسیار زیاد میباشد. **پومیس**	سنگ دارای رنگ تیره (خاکستری، ارغوانی، قهوه‌ای و یا سبز) و اغلب دارای بافت پورفیری می باشد. **آندزیت**	سنگ سالم دارای رنگ تیره و در هنگام هوازدگی به رنگ قرمز یا سبز تبدیل می شود و اغلب دارای بافت حفره‌ای است. **بازالت**	
شیشه ای	سنگ بصورت شیشه‌ای و بندرت دارای فتوکریستال می‌باشد. رنگ سنگ اغلب تیره، دارای ویژگی‌های شیشه‌ای و شکست صدفی می‌باشند. **ابسیدین** سنگ بصورت شیشه‌ای و بندرت دارای فتوکریستال می‌باشد. ممکن است به رنگهای سیاه، قهوه‌ای و سبز دیده شود. **پیچستون**			

جدول ۳-۴- طبقه بندی سنگهای رسوبی[۲۲]

گروه	لایه‌ها رسوبی آواری	رسوبات پیرو کلاستیک (آذرآواری)		رسوبات بیو شیمیایی و شیمیایی	
				لایه بندی	توده ای
ترکیب شیمیایی و بافت / اندازه ذرات	کوارتز، خرده سنگ، فلدسپات و دیگر کانی‌ها	بیش از ۵۰٪ سنگ را کانی‌های کربناته تشکیل می‌دهد (با معرف HcL واکنش می‌دهد).	بیش از ۵۰٪ سنگ را ذرات آتشفشانی تشکیل می‌دهند. سنگ اغلب از کانی‌ها یا قطعات سنگ آذرین در زمینه ماتریکس دانه ریز شکل گرفته است.	سنگ‌های دارای کانیهای کربناته به صورت رسوبی پخش شده‌اند و فابریک آنها قابل شناسایی نیست.	اغلب بافت رسوبات قابل شناسایی نیست.
دانه درشت بزرگتر از ۲ میلیمتر	سنگ از ذرات کم و بیش مدور در یک ماتریکس ریزدانه تشکیل شده است. **کنگلومرا** سنگ از ذرات تیز و گوشه دار در زمینه ماتریکس ریزدانه تشکیل شده است. **برش**	**کلسی رودایت**	ترکیب سنگ شامل ۱) دانه‌های گرد در یک ماتریکس ریز دانه **آگلومرا** ۲) دانه‌های زاویه دار در زمینه ماتریکس ریزدانه **برش‌های ولکانیکی**	سنگ دارای بافت کریستالین و ترکیب شیمیایی انها کربنات کلسیم (۹۰٪) میباشد. با معرف HcL واکنش می دهد **آهک** سنگ بصورت کریستالین و دارای رنگ متمایل به زرد می‌باشد، که با معرف HcL واکنش می دهد دولومیت سنگ آهک	سنگ دارای بافت کریستالی دارای مزه شور و ممکن است بتوان با ناخن بر روی آن خط انداخت **هالیت(سنگ نمک)** سنگ دارای بافت کریستالی با ناخن خط بر می‌دارد و در اثر حرارت دادن کانی‌های آن تبدیل به گچ سفید رنگ میشوند. **ژیپس** سنگ دارای بافت کریستالین و رنگ سفید تا آبی کمرنگ می‌باشد، سختی آن نسبت به ژیپس بیشتر است و دارای سه کلیواژ ارتو گونال است. **انیدریت** سنگ دارای رنگ سیاه تا متمایل به قهوه‌ای و وزن مخصوص پائین (۱/۹-۱/۸) دارای شکستگی صدفی و جلای براق و یا شکست بصورت قطعات تقریباً مکعبی می‌باشد.. **ذغال**
متوسط دانه کوچکتر از ۲ میلیمتر و بزرگتر از ۰/۰۰۲ میلیمتر	اگر ترکیب سنگ بصورت: ۱) کانی اصلی کوارتز و قطعات خرد شده باشد. **ماسه سنگ** ۲) ۹۵٪ کوارتزو فضای بین ذرات خالی یا بوسیله سیمان شیمیایی پرشده باشد **کوارتز ماسه سنگ** ۳) ۷۵٪ کوارتز و خرده سنگ و دارای ۲۵٪ فلدسپار، ذرات معمولاً زاویه دار، فضای بین ذرات ممکن است خالی باشد و یا توسط سیمان پر شده باشد **آرکوز** ۴) ۷۵٪ کوارتز و خرده سنگ با ۱۵٪ ذرات ریز آواری **آرژیلیت ماسه سنگ**	**کلسی آرنایت**	کانی‌های زاویه دار در حد ماسه و قطعات سنگ در ماتریکس ریزدانه **توف**		

ادامه جدول ۳-۴- طبقه بندی سنگهای رسوبی[۲۲]

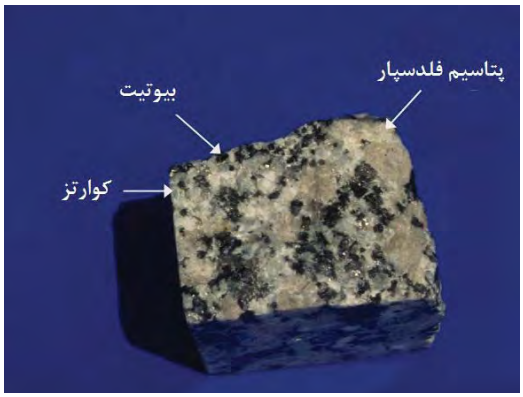
دانه ریز کوچکتر از ۰/۰۰۲ میلیمتر **خیلی دانه ریز**	بیش از ۵۰٪ ذرات دانه ریز میباشند و دارای لمس کمی زبر است. **سیلت استون** سنگ بصورت هموژن و دانه ریز و دارای لمس زبر تا نرم **مادستون** سنگ شبیه به سنگ مادستون است با این تفاوت که با معرف شیمیایی واکنش می‌دهد. **مادستون کالکارز** بیش از ۵۰٪ ذرات دانه ریز و دارای لمس نرم می‌باشند. کلی استون سنگ دارای حالت متورق و لایه‌های نازک و دارای دانه‌های ریز تا بسیار ریز است. **شیل**	**کلسی سیلتیت** **چالک(بیوکلاسیک)** **کلسی- لوتایت**	سنگ از ذرات دانه ریز در حد سیلت در زمینه ماتریکس ریزدانه تشکیل شده است. و ماتریکس ذرات ریزدانه در نمونه دستی مشاهده نمی گردد. **توف دانه ریز** **توف خیلی دانه ریز**	سنگ کریستاله که حاوی بیش از ۹۰٪ کربنات منیزیم بوده و در مقابل HcL غلیظ واکنش می‌دهند و به آرامی در برابر CO_2 به قطعات ریز تبدیل می گردد. **دولومیت**	سنگ سیاهرنگ و یا خاکستری تیره، دارای شکستگی‌های صدفی و دارای لبه‌های تیز میباشد. سنگ را نمی توان توسط چاقو خراش داد و در اصطلاح عامیانه به آن سنگ چخماق گویند. **فلینت** شبیه به فلینت است ولیکن سخت تر و شکستگی‌های آن کم و بیش مسطح است. **چرت**

وقتی که سنگ‌های آذرین یا رسوبی در شرایط فشار و دمای متفاوت با آنچه که در آن تشکیل شده‌اند، قرار بگیرند ممکن است بدون آنکه ذوب شوند شکل ظاهریشان عوض شود، یا اینکه کانیهای جدیدی در آنها تشکیل گردد. مدفون شدن سنگ‌های قدیمی‌تر در اعماق زیاد (فشار زیاد) یا مجاورت با سنگ‌ها یا توده‌های آذرین (دمای زیاد) می‌تواند چنین تغییراتی را به همراه داشته باشد. به سنگ‌هایی که اینگونه تشکیل می‌شوند، سنگ‌های دگرگونی گفته می‌شود[۲۵].

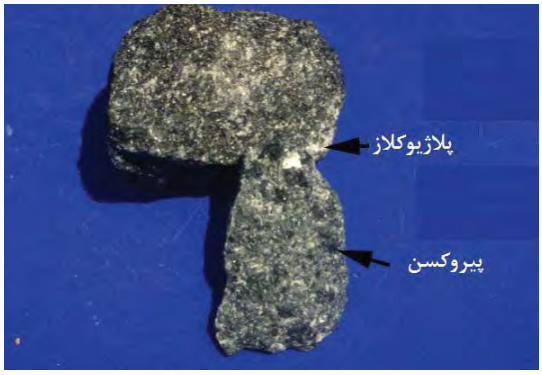
جدول (۳-۵) مشخصات تعدادی از سنگ‌های دگرگونی را نشان می‌دهد. شکل (۳-۷) شکل تیپیک تعدادی از سنگ‌های دگرگونی را نشان می‌دهد.

بررسی فرآیندهای فعال در پوسته زمین نشان می‌دهد که سنگ‌ها در طول زمان طولانی زمین‌شناسی به یکدیگر تبدیل می‌شوند. به عنوان مثال سنگ آذرینی که در اعماق درست شده است، ممکن است بر اثر فرسایش و حذف لایه‌های فوقانی به سطح زمین بیاید و بر اثر عوامل بیرونی خرد و تجزیه و به اصطلاح هوازده شود. تجمع ذرات ناشی از هوازدگی، لایه‌های رسوبی و به دنبال آن سنگ‌های رسوبی را می‌سازد. سنگ‌های رسوبی (یا آذرین یا دگرگونی) ممکن است به دلایلی چون پوشیده شدن توسط سنگ‌های جدید یا قرار گرفتن در محل‌های با دمای زیاد تغییراتی را متحمل شوند و به سنگ دگرگونی تبدیل گردند. سنگ دگرگونی (یا آذرین یا رسوبی) قبلی ممکن است آن اندازه گرم شود که ذوب گردد. از انجماد ماگمای حاصل بار دیگر سنگ آذرین جدید متولد می‌شود. تغییرات مداوم سنگ‌ها به یکدیگر را

می‌توان در نموداری که چرخه سنگ نام دارد، نشان داد[۲۵]. شکل (۳-۸) نمودار چرخه سنگ در طبیعت را نشان می‌دهد[۲۸].



گرانیت



گابرو

شکل ۳-۵- شکل تیپیک تعدادی از سنگ‌های آذرین



ماسه سنگ



شیل

شکل ۳-۶- شکل تیپیک تعدادی از سنگ‌های رسوبی

یکی از مسائل مهمی که در زمان بررسی سنگ‌ها باید در نظر گرفت، تفکیک سه گروه اصلی سنگ‌ها یعنی سنگ‌های آذرین، دگرگونی و رسوبی، از یکدیگر است. البته باید توجه داشت که در برخی موارد دو نمونه سنگ متعلق به دو گروه مختلف (مثلاً یک ماسه سنگ با یک بازالت یا یک سنگ رسوبی شیمیایی با یک سنگ آتشفشانی شیشه‌ای) به سادگی از یکدیگر قابل تفکیک و شناسایی نیستند. در چنین مواردی حالت و مشخصات رخنمون سنگ در صحرا و شکل بیرون‌زدگی آن اطلاعات با ارزشی جهت شناسایی آن بدست خواهد داد[۲۵].

باید توجه داشت که آنچه تاکنون در مورد سنگ‌ها و نحوه شناسایی آنها ذکر شد، تنها در زمان بررسی‌های کلی که دستیابی به پاسخی قطعی و دقیق مورد نظر نیست، می‌تواند چاره ساز باشد. شناسایی سنگ‌ها در نمونه دستی یا در محل رخنمونشان در صحرا به تمرین زیاد و تجربه طولانی نیاز دارد. با این وجود گاه دیده می‌شود که یک زمین شناس باتجربه نیز از تشخیص یک نمونه سنگ عاجز می‌ماند. در چنین مواردی است که نمونه به آزمایشگاه ارسال شده و در آنجا پس از تهیه مقاطع نازک از آن، سنگ را در زیر میکروسکوپ‌های پلاریزان مورد بررسی دقیق قرار می‌دهند. برای

تشخیص درصد عناصر و ترکیب‌های سازنده سنگ روش‌های پیچیده تری، از جمله پراش اشعه ایکس[۷](XRD) وجود دارد[۲۵].

جدول ۳-۵- مشخصات تعدادی از سنگ‌های دگرگونی [۲۲]

اندازه ذرات	فولیاسیون	توده ای
درشت دانه (بزرگتر از ۲ میلیمتر)	سنگ مخلوطی از سنگهای دگرگونی شیست و گنیس و سنگ آذرین ریزدانه میباشد، فولیاسیون به صورت نامنظم در روی زمین دیده می‌شود. میگماتیت سنگ به صورت تناوبی از لایه‌های روشن (کوارتز و فلدسپار) و لایه‌های تیره (بیوتیت و هورنبلند) می‌باشد، فولیاسیون اغلب در نمونه‌های صحرایی دیده می‌شود. گنیس	سنگ دارای ذرات کانی که به صورت اتفاقی جهت یابی شده اند(ذرات ریز تا درشت) دارای مقاومت بالا است هورنفلس سنگ دارای بیش از ۵۰٪ کلسیت (با معرف شیمیایی Hcl واکنش میدهد)، رنگ روشن و بافت دانه‌ای است. ماربل
متوسط دانه (۰/۰۶- ۲میلیمتر)	سنگ بصورت عمده‌ای از کانی‌های ورقه‌ای میکا تشکیل شده است. بگونه‌ای که فولیاسیون را می‌توان به راحتی در توده سنگ مشاهده نمود. شیست سنگ اغلب از کانی‌های سوزنی و ستونی با جهت یافتگی منظم تشکیل شده است. دارای فولیاسیون کمتر با کریستالهای بزرگ منفرد و به صورت خال دار می‌باشد. فیلیت	ماده اصلی تشکیل دهنده سنگ دولومیت است (دولومیت با معرف Hcl به راحتی واکنش نمی دهد). ماربل دولومیتی سنگ دانه درشت تا متوسط با بافت گرانولار و گاهاً لایه‌ای است، این نوع سنگ با دگرگونی ناحیه‌ای همراه می‌شود. گرانولیت
ریزدانه (۰/۰۶ میلیمتر)	سنگ از ذرات ریز تشکیل شده است (ذرات در نمونه دستی قابل تفکیک نمیباشد) با جهت یافتگی مشخص به گونه‌ای که به راحتی در صفحات نازک جدا می‌شوند. اسلیت	کانی اصلی سنگ کوارتز (۹۵٪) می‌باشد، ذرات به صورتی اتفاقی جهت یابی شده‌اند و بافت سنگ گرانولار است. کوارتزیت (متاکوارتزیت)



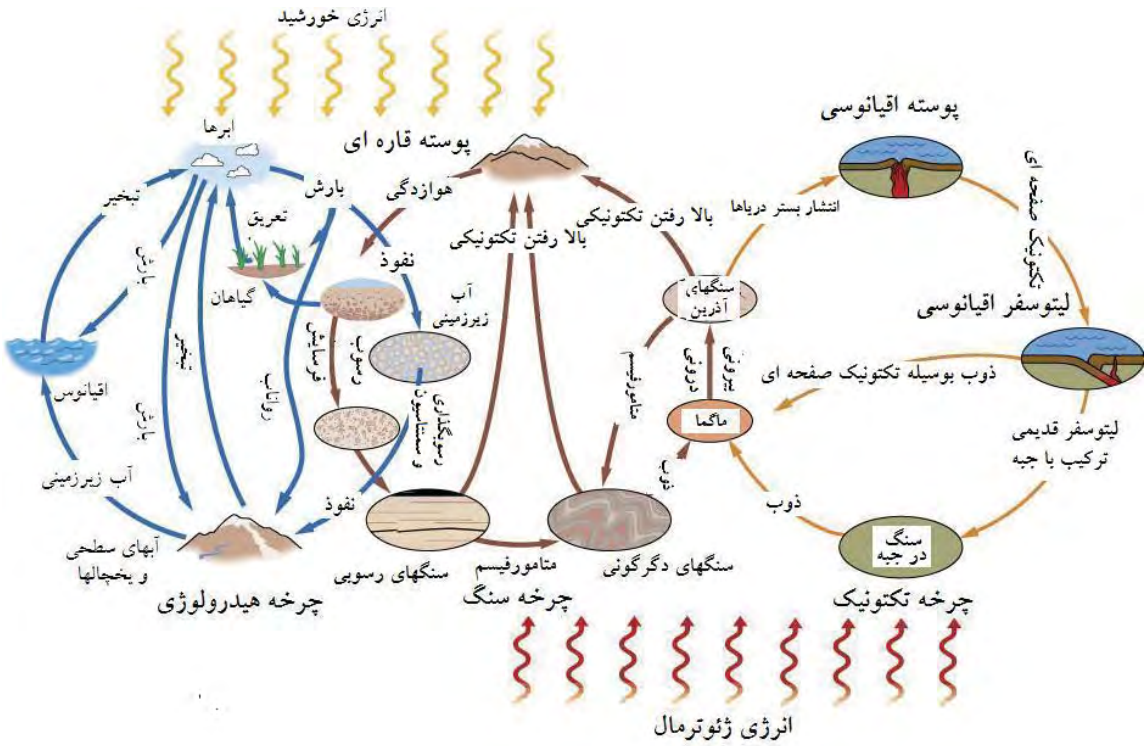
گنایس



کوارتزیت

شکل ۳-۷- شکل تیپیک تعدادی از سنگ‌های دگرگونی

۷ X Ray Difraction



شکل ۳-۸- چرخه سنگ در طبیعت[۲۸]

۳-۲-۳- خاک

تجزیه و تخریب توده سنگ بر اثر فرآیند هوازدگی، ذرات منفصلی را به وجود می‌آورد که خاک برجا نام دارد. این ذرات توسط عوامل مختلفی از جمله گرانش زمین، آب جاری، باد و یخچال‌ها حمل می‌شوند و در نقطه‌ای دیگر رسوبات (خاک‌های) تازه را می‌سازند. خاک‌ها را بر مبنای منشاء می‌توان به انواع مختلفی چون خاک برجا، واریزه‌ای، آبرفتی، بادی و یخچالی تقسیم کرد. گروه‌های فوق را می‌توان بر طبق نحوه و محل رسوب به زیر گروه‌هایی مثل: رسوبات بستر رود، دریاچه، خلیج دهانه‌ای، ساحلی، دریایی، تلماسه‌ای و لس تقسیم کرد. شرایط اقلیمی، همان گونه که در تجزیه و تخریب توده‌های سنگی موثر است، در تشکیل و ایجاد انواع مختلف خاک نیز نقش اساسی دارد[۲۹].

جدول (۳-۶) و شکل (۳-۹) افق‌های مختلف خاک برجا را نشان می‌دهد.

اختلاف بین رفتار خاک و سنگ بدینصورت است که توصیف رفتار سنگ‌ها پیچیده تر از خاک‌ها است. صرفنظر از مقاومت بیشتر سنگ دست نخورده، تفاوت عمده بین رفتار سنگ و خاک ناشی از وجود ناپیوستگی‌های موجود در توده سنگ می‌باشد. محدوده این ناپیوستگی‌ها از ترک‌های موجود در بافت سنگ سالم تا گسل‌های اصلی در توده سنگ متغیر می‌باشد[۲۹]. از دیگر تفاوت‌های بین خاک و سنگ این است که خاک دارای تورق نیست (یعنی تعداد پیوندهای تبلوری در آنها نسبتاً اندک است) و به علت دانه‌ای بودن دارای تخلخل قابل ملاحظه‌ای می‌باشد[۳۰].

۳-۲-۳-۱- اجزاء تشکیل دهنده خاکها

فازهای خاک‌های طبیعی ممکن است شامل اجزاء بسیار گوناگونی باشد که می‌توان آنها را کلاً در سه گروه زیر طبقه‌بندی کرد:

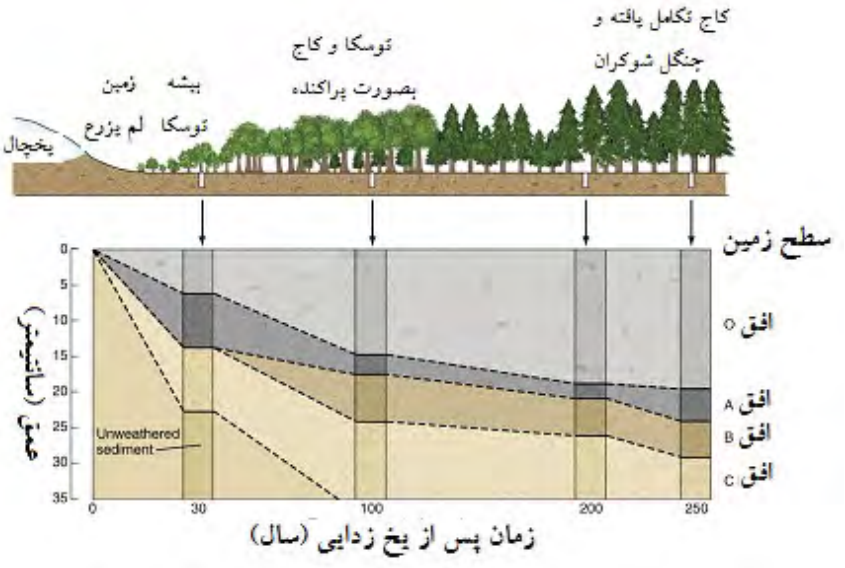
(۱) دانه‌های جامد کانی‌ها

(۲) آب به اشکال و حالات مختلف

(۳) حباب‌های گازی

جدول ۳-۶- ویژگی‌های افق‌های یک خاک برجا[۲۹]

افق	ویژگیهای زمین شناسی	ویژگیهای ژئوتکنیکی
A (بالایی)	بیشترین فعالیتهای حیاتی خاک در اینجا متمرکز است. به دلیل دارا بودن گیاخاک فراوان به رنگ خاکستری مایل به سیاه است. از بالا به پایین از مواد گیاهی تجزیه نشده آن کاسته می‌شود. بخشی از مواد آن به صورت کربناتها، سولفاتها و کلریدهای محلول یا به صورت ذرات رس کلوئیدی شسته شده و به افق (B) رفته است	بیش از افقهای دیگر در معرض عوامل جوی است. به دلیل دارا بودن گیاخاک فراوان پوک است. بسیار تراکم پذیر است. نسبت به افق **B** ماسه بیشتری دارد. ضخامت آن از صفر تا چند متر متغیر است. در راهسازی و پروژه‌های مشابه، بخش سطحی خاک که حاوی باقیمانده گیاهی و مواد آلی تجزیه نشده است برداشته می‌شود، حتی ریشه درختان نیز از بخشهای عمیقتر بیرون کشیده می‌شوند.
B (میانی)	گیاخاک و مواد آلی آن کمتر از افق **A** است. محل ته نشین شدن مواد شسته شده از افق **A** است. رنگ آن روشنتر از افق **A** است.	این افق تماماً از مواد سست و ناپیوسته ساخته شده است. ضخامت آن ممکن است تا چندین متر برسد. مقدار رس آن بیش از افقهای **A** و **C** است. در راهسازی جهت خاکریز مصرف می‌شود.
C (پائینی)	مخلوطی از قطعات سنگ مادر و ذرات هوازده است. گرچه بخشی از نیمرخ خاک است ولی در واقع خاک محسوب نمی شود(درعمل، منطقه تغییرات تدریجی بین سنگ بستر وخاک است).	به سمت پایین ذرات آن درشت تر و سالمتر می‌شود. به دلیل نداشتن ذرات ریز، کمتر جهت خاکریزمصرف می‌شود.
D (R) (سنگ مادر)	ممکن است از هر نوع سنگ، رسوبات دانه درشت یا دانه ریز یا خاک قبلی باشد.	-



شکل ۳-۹- ضخامت افق‌های مختلف خاک برجا بر اساس نوع محیط[۲۸]

دانه‌های جامد کانی‌ها در خاک‌ها شامل شبکه‌ای از دانه‌های کانی است که از نظر شکل، ترکیب و اندازه (از یک سانتیمتر برای دانه‌های شنی تا نازک‌ترین ذرات کلوئیدی کمتر از یک میکرون در مورد دانه‌های رسی) متفاوت می‌باشد.

فاکتور مهم در ارزشیابی خواص دانه‌های جامد خاک ترکیب کانی‌های آن است. از اینرو، بعضی از کانی‌ها مانند کوارتز و فلدسپار، فقط بطور آهسته با آب اطراف خود تاثیر متقابل دارد. در حالیکه سایر کانی‌ها مثلاً مونت موریلونیت ممکن است اساساً بطور فعال‌تری و در فرآیندهای متفاوت دیگری تحت تاثیر آب مجاورشان قرار گیرند. هرچه ذرات یک نمونه خاک کوچکتر باشد، سطح مخصوص آنها (در هر سانتیمتر مکعب و یا در هر گرم) بزرگتر خواهد بود. بعنوان نمونه ذرات کائولن (یک کانی رسی) سطح مخصوص برابر ۱۰ m^2/g دارد در حالیکه مونت موریلونیت دارای سطح مخصوص بزرگی حدود ۸۰۰ m^2/g می‌باشد که این سطح مخصوص ضرورتاً بر خواص خاک‌های طبیعی تاثیر می‌گذارد. وجود ذرات میکا (که بسیار لغزنده است و مقاومت برشی ناچیزی دارد) تاثیر اساسی بر خواص فیزیکی خاک‌هائی که شامل چنین ذراتی می‌باشد، دارد[۳۰].

۳-۲-۳-۲- رده بندی مهندسی خاکها

رده بندی انواع خاکها و شناسایی خواص خاکها بر اساس رده یا گروه آنها، حایز اهمیت زیادی در تقریباً تمام کارهای اجرایی است، زیرا خواص مکانیکی و فیزیکی خاکها تابعی از جنس، شکل، اندازه و چگونگی توزیع اندازه دانه‌ها می‌باشد[۳۱]. جداول (۳-۷) و (۳-۸) نمونه‌هایی از طبقه بندی مهندسی خاکها را نشان می‌دهد.

۳-۳-چینه شناسی

چینه‌شناسی شاخه‌ای از علم زمین شناسی است که درباره نحوه تشکیل، توالی، و ارتباط بین سنگ‌های لایه لایه، یعنی چینه‌های پوسته زمین بحث می‌کند.

بررسی سه گروه سنگ‌های سازنده پوسته زمین اطلاعات با ارزشی را در مورد نحوه تشکیل سنگ‌ها، محیط تشکیل آنها و بالاخره تغییرات ثانویه که بعد از تشکیل در سنگ‌ها به وقوع پیوسته، بدست می‌دهد. از میان گروه‌های سه گانه رسوبی، آذرین و دگرگونی، بیشترین اطلاعات را می‌توان از سنگ‌های رسوبی لایه لایه، مخصوصاً نمونه‌های فسیل‌دار آنها بدست آورد. زمین شناسان توانسته‌اند با تحلیل این گونه داده‌ها مقیاس دقیقی برای زمان زمین شناسی تدارک ببینند و بر مبنای آن رخدادهای تاریخی طولانی زمین را منظم نمایند[۳۲].

در زمین شناسی برای تعیین سن، دو روش اصلی وجود دارد. یکی «سن نسبی» است که از راه مقایسه تعیین می‌شود و تقدم و تاخر یک یا چند حادثه را نسبت به یکدیگر نشان می‌دهد و دیگری تعیین «سن مطلق» است که زمان وقوع حادثه را به طور مستقیم بدست می‌آورد.

در بررسی‌های مربوط به سن نسبی برای اینکه بتوان قدیمی‌تر بودن یک پدیده را نسبت به دیگری تعیین کرد باید چند اصل مهم زمین شناسی - فیزیکی را در نظر گرفت[۳۳]:

الف) اصل افقی بودن و تداوم اولیه لایه‌ها: لایه‌های رسوبی همواره به صورت افقی برجای گذارده می‌شوند. پس در مواردی که لایه‌های چین خورده مشاهده می‌شود، باید نتیجه گرفت که چین خوردگی بعد از تشکیل لایه‌ها انجام شده است.

ب) اصل رویهم قرار گرفتن لایه‌ها: در محیط رسوبگذاری لایه‌ها به طور افقی و یکی به روی دیگری قرار می‌گیرند. بنابراین، هر لایه بالایی جدیدتر از لایه زیرین خود است. از این اصل می‌توان در جاهایی که لایه‌ها به دلیل شدت چین خوردگی برگشته اند، استفاده کرد.

جدول ۳-۷- طبقه بندی خاک‌ها بر اساس روش متحد (USC[۸]) [۳۱]

گروه اصلی		زیر گروهها	علامت اختصاری	آزمایشات طبقه بندی که باید اجرا شود	شرح و شناخت
خاکهای درشت دانه	تخته سنگ و قلوه سنگ	شنهای پاره سنگی	-	روش مکانیکی	خاکهایی که عمدتاً از پاره سنگهای با اندازه بزرگتر از ۲۰۰ میلیمتر (یا **Boulders**) با دانه‌های بین ۲۰۰ و ۸۰ میلی متر (یا **Cobble**) تشکیل شده است.
	شن و خاکهای شنی	مخلوط منظمی از شن و ماسه با اندکی ریزدانه	GW	روش مکانیکی	خاکهای با مقدار مشابهی دانه‌های بین ۸۰ و ۲۰ میلیمتر، مقاومت زیاد یا متوسط آنها نشان می دهد که ذرات رسی وجود دارد و عدم مقاومت نشان دهنده عدم ذرات رسی است.
		مخلوط منظمی از شن و ماسه با اندکی ذرات رسی	GC	روش مکانیکی، احتمالاً حدود خمیری و روانی	
		شن یکنواخت کمی یا اصلاً ذرات ریز	GU	روش مکانیکی	
		مخلوط ضعیفی از شن و ماسه بدون یا با مقداری ذرات ریییز	GP	روش مکانیکی، روش مکانیکی - احتمالاً حدود خمیری و روانی	
		مخلوطی از شن و ماسه با ذرات ریز اضافی	GF		
	ماسه‌ها و خاکهای ماسه ای	ماسه‌ها با دانه بندی منظم و ماسه‌های شنی اندکی یا اصلاً مواد دانه ریز	SW	روش مکانیکی	خاکهای با مقادیر مشابهی ذرات بین ۲ میلی متر و ۶۳ میکرون - اکثریت ذرات با چشم قابل تشخیص است. هنگامیکه بین انگشتان مالیده شود ریگدار احساس می‌شود. مقاومت زیاد یا متوسط مشخص کننده وجود ذرات رسی است. مقاومت اندک نشان دهنده عدم خاک رسی است.
		ماسه با دانه بندی منظم با مقداری مواد رسی	SC	روش مکانیکی - احتمالاً حدود خمیری و روانی	
		ماسه‌های یکنواخت - اندکی یا اصلاً دانه ریز	SU	روش مکانیکی	
		ماسه‌ها با دانه بندی ضعیف- اندکی یا اصلاً دانه ریز	SP	روش مکانیکی	
		ماسه‌های با مقادیر اضافی دانه ریز	SF	روش مکانیکی احتمالاً حدود روانی وخمیری	

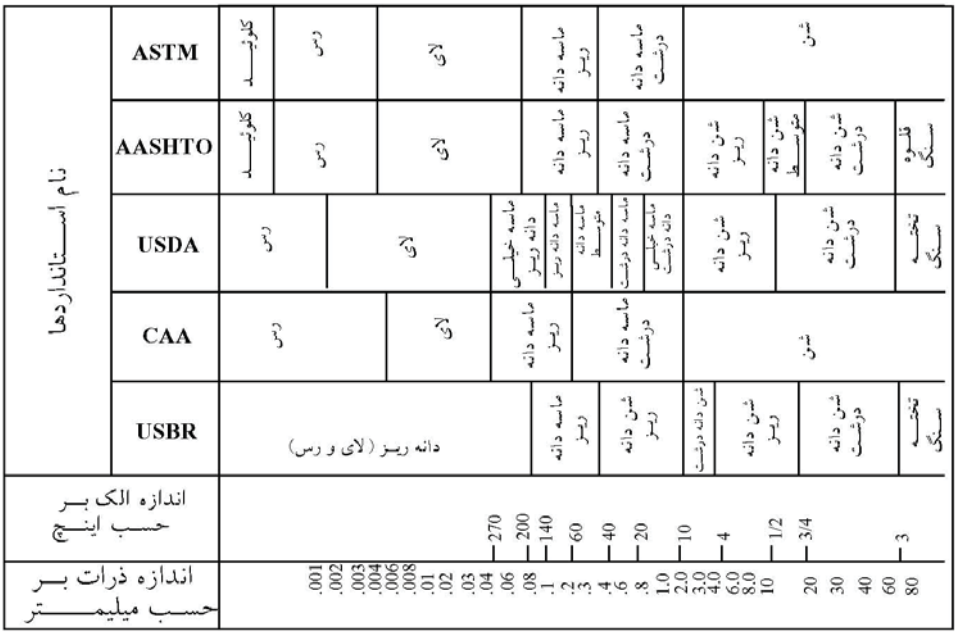
۸ Unified Soil Classification

ادامه جدول ۳-۷- طبقه بندی خاکها بر اساس روش متحد (USC) [۳۱]

گروه اصلی		زیر گروهها	علامت اختصاری	آزمایشات طبقه بندی که باید اجرا شود	شرح و شناخت
خاکهای ریزدانه حاوی اندکی (یا اصلاً) مواد درشت دانه	خاکهای ریز دانه با خمیری پایین	لایه‌های (مواد غیر آلی)، آرد سنگ، ماسه‌های ریز سیلیتی، با خمیرمانندی کم	ML	روش مکانیکی، احتمالاً حدود روانی و خمیری	خاکها با حد روانی کمتر از ۳۵٪ و عموماً با کمتر از ۲۰٪ خاک رس، بین انگشتان ریگ دار احساس نمی شود در حالت مرطوب به آسانی قابل رشته شدن نیست. خاصیت اتساع[۹] دارد
		لایه‌های رسی (غیر آلی)	CL	حدود خمیری و روانی	
		لایه‌های آلی با خمیرمانندی پائین	OL	حدود خمیری و روانی از شرایط طبیعی بعد از خشک شدن در حرارت	
	خاکهای ریز دانه با خمیری متوسط	رسهای لایی (غیر آلی) و رسهای ماسه ای	MI	روش مکانیکی احتمالاً حدود خمیری و روانی	خاکها با حد روانی بین ۳۵٪ تا ۵۰٪ و عموماً شامل ۴۰-۲۰٪ خاک رس، در حالت مرطوب به آسانی رشته می‌شود. خاصیت اتساع ندارد، هنگام خشک شدن خاصیت آب رفتگی ندارد.
		رسهای غیر آلی با خمیر مانندی متوسط	CI	حدود خمیری و روانی	
		رسهای آلی با خمیری مانندی متوسط	OI	حدود خمیری و روانی از شرایط طبیعی بعد از خشک شدن در حرارت	
	خاکهای ریز دانه با خمیری زیاد	خاکهای با فشردگی پذیری زیاد- میکایی یا دیاتومه ای	MH	روش مکانیکی (سرند) احتمالاً حدود خمیری و روانی	خاکها با حد روانی بیش از۵۰٪ و عموماً با مواد رسی بیش از ۴۰٪، در حالت مرطوب به آسانی قابل رشته شدن است. هنگام لمس چرب احساس می‌شود. هنگام خشک شدن مقدار قابل ملاحظه‌ای آبگرفتگی نشان می‌دهد (تمام خاکهای با خاصیت فشردگی پذیری زیاد)
		رسهای (غیرآلی) با خمیری مانندی بالا	CH	حدود روانی و خمیری	
		رسهای آلی با خمیری مانندی بالا	OH	حدود خمیری و روانی از شرایط طبیعی و بعد از خشک شدن در حرارت	
	خاکهای آلی پیت و سایر خاکهای آلی مردابی		PT	مقدار درصد رطوبت	معمولاً قهوه‌ای یا سیاه رنگ، خیلی فشردگی پذیر، به آسانی با چشم قابل تشخیص است.

۹ Dilatancy

جدول ۳-۸- مقایسه استانداردهای نامگذاری و رده بندی خاکها[۳۱]



ج) اصل توالی جانوران و گیاهان و تشابه لایه‌ها از نظر دیرین شناسی: دانش «دیرین شناسی[۱۰]» مشخص کرده است که جانداران کره زمین همه باهم در یک زمان به وجود نیامده‌اند، بلکه ابتدا جانوران ساده تر ظهور کرده‌اند و به تدریج به جانداران تکامل یافته‌تر تبدیل شده‌اند. وقتی اوضاع در محیط خاصی تغییر می‌کرده است تنها جاندارانی می‌توانسته‌اند به زندگی خود ادامه دهند که خصوصیات بدنی یا رفتاری مساعد برای زندگی در محیط جدید داشته‌اند، یا تغییر متناسب با محیط در آنها بوجود آمده است. بقایای جانداران دارای خصوصیات جدید و انتقال آنها به نسل‌های بعدی باعث می‌شده است تا گروه‌های جدیدی بوجود آیند که با گروه‌های قبلی تفاوت داشته‌اند. ادامه این عمل در طول چند میلیارد سال عمر زمین، عالم جانداران را بسیار متنوع ساخته است. در این تحول دراز مدت، تغییر ساخت بدنی و رفتار جانداران غالباً در جهت پیچیدگی بوده است. بعبارت دیگر، اعضاء و دستگاه‌های بدن جانداران مختلف نسبت به گروه‌های قبلی خود، پیچیده‌تر و به اصطلاح کامل‌تر شده‌اند. به کار بردن اصطلاح «تکامل» برای این تحول نیز ناشی از همین پدیده است.

پیوستگی انواع جانداران در طول زمان، همگام با تکامل آنها را اصل توالی جانداران می‌نامند. فسیل‌ها، یعنی آثار و بقایای موجودات زنده‌ای که طی دوران‌های مختلف و تحت شرایط مساعد در لایه‌های رسوبی محفوظ مانده‌اند در تعیین سن نسبی و پیگیری ادامه لایه‌ها و تشخیص ارتباط آنها با همدیگر نقش مهمی دارند. مثلاً لایه‌های رسوبی معمولاً تا فاصله زیادی ادامه دارند ولی ممکن است در بعضی قسمت‌ها قطع شوند، یا زیر پوشش گیاهی از نظر مخفی باشند. یکی از راههای پیگیری و ادامه لایه‌های رسوبی و تشخیص ارتباط بین آنها استفاده از فسیل‌های موجود در آنها می‌باشد.

۱۰ Paleontology

د) اصل تغییرات بعدی: لایه‌های رسوبی پس از تشکیل بر اثر فرآیندهای درونی و بیرونی تغییرشکل می‌یابند. این تغییرشکل‌ها معمولاً بعد از رسوبگذاری لایه‌ها اتفاق افتاده است. در اغلب موارد با بررسی ساخت‌های مختلفی که در سنگ وجود دارد می‌توان توالی (سن نسبی) آنها را تعیین کرد.

در بررسی‌های مربوط به سن مطلق تجربیات گوناگونی صورت گرفته که موفق‌ترین آنها روشهای رادیواکتیو است. تجزیه تدریجی مواد رادیواکتیو و تبدیل آنها به ایزوتوپ‌های پایدار، در هر عنصر رادیواکتیو با سرعتی خاص انجام می‌شود. مدت زمانی که طول می‌کشد تا نیمی از یک عنصر رادیواکتیو تجزیه شود «نیمه عمر» آن عنصر نامیده می‌شود. به عبارت دیگر بعد از هر نیمه عمر، ۵۰ درصد از عنصر رادیواکتیو به یک عنصر جدید تبدیل می‌شود و چون مشخص شده است که مقدار معینی از یک عنصر رادیواکتیو (ناپایدار) طی چه مدتی به چه مقدار عنصر غیررادیواکتیو (پایدار) تبدیل می‌شود. لذا می‌توان با مقایسه مقدار عنصر پایدار و عنصر رادیواکتیو باقیمانده در یک نمونه سنگ، سن مطلق آن را معلوم کرد. بطور مثال اورانیوم ۲۳۸ دارای نیمه عمر ۴۵۱۰ میلیون سال و اورانیوم ۲۳۵ دارای نیمه عمر ۷۱۳ میلیون سال است[۳۳].

بر اساس بررسی‌هایی که بر روی فسیل‌ها، تعداد و تنوع جانداران، انقراض آنها در مدتی کوتاه، حوادث کوه‌زایی و ناپیوستگی‌ها صورت گرفته عمر زمین به بخشهایی تقسیم شده است. بدین ترتیب بخشی از تاریخ زمین که در آن آثار حیات (فسیل‌ها) یافت شده به سه «دوران» به نام‌های دیرینه زیستی (پالئوزوئیک)، میانه زیستی (مزوزوئیک) و نوزیستی (سنوزوئیک) تقسیم شده است. دوران‌های سه گانه فوق هر یک به چند دوره و هر دوره به بخش‌های زمانی کوچکتری به نام دور تقسیم شده است. به کلیه زمان‌های قبل از این سه دوران، یعنی پیش از حدود ۵۷۰ میلیون سال قبل پرکامبرین اطلاق می‌گردد[۳۴].

شکل (۳-۱۰) نحوه تقسیم بندی زمانی زمین را نشان می‌دهد.

شکل (۳-۱۱) تشخیص لایه‌های مختلف زمین را با استفاده از چینه شناسی نشان می‌دهد.

در واحدهای سنگی چینه‌شناسی آنچه که مورد تاکید است ویژگی‌های انواع سنگ‌های تشکیل دهنده چینه‌هاست، که قسمت عمده آن از یک نوع سنگ معین یا مجموعه‌ای از سنگ‌های مشخص درست شده باشد. هر واحد سنگی چینه شناسی ممکن است از یکی از گروه‌های سنگ‌های رسوبی، آذرین و دگرگونی یا مجموعه‌ای از دو یا هر سه نوع از این گروه‌ها درست شده باشد. این واحدها عبارتند از[۳۴]:

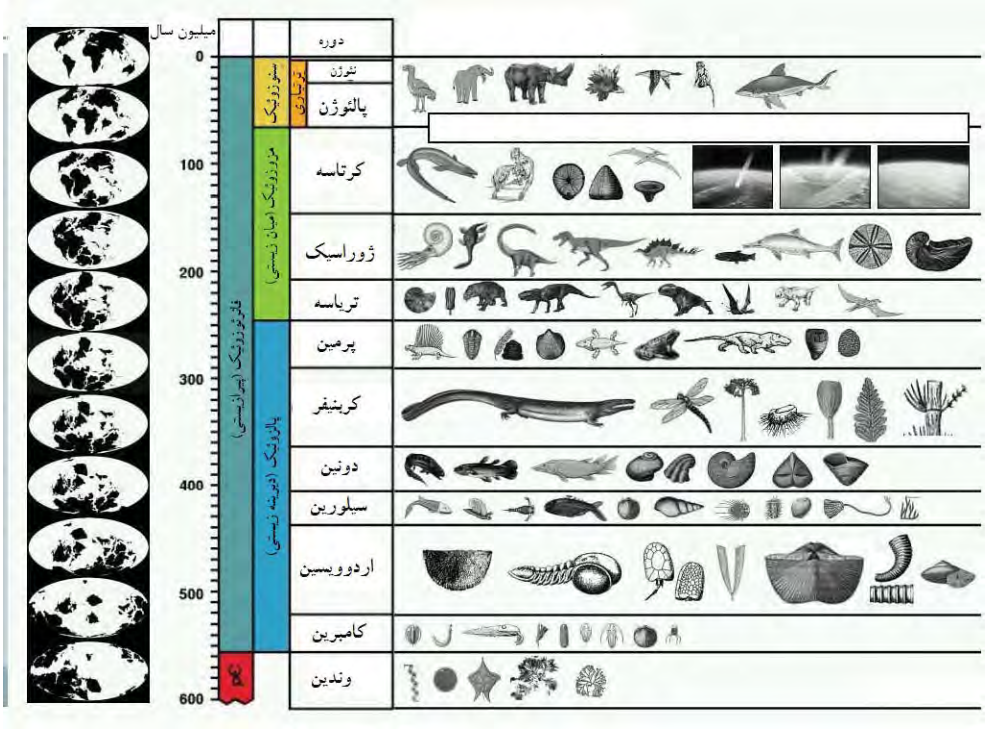
الف- لایه: کوچکترین واحد سنگی چینه شناسی است و به واسطه داشتن ویژگی‌های مشخص، از لایه‌های بالا و پایین خود تمیز داده می‌شود.

ب- بخش: واحد دیگری است مرکب از چند لایه که از نظر ویژگی‌های سنگ شناسی مشخص است و در بین قسمت‌های دیگر به آسانی تمیز داده می‌شود.

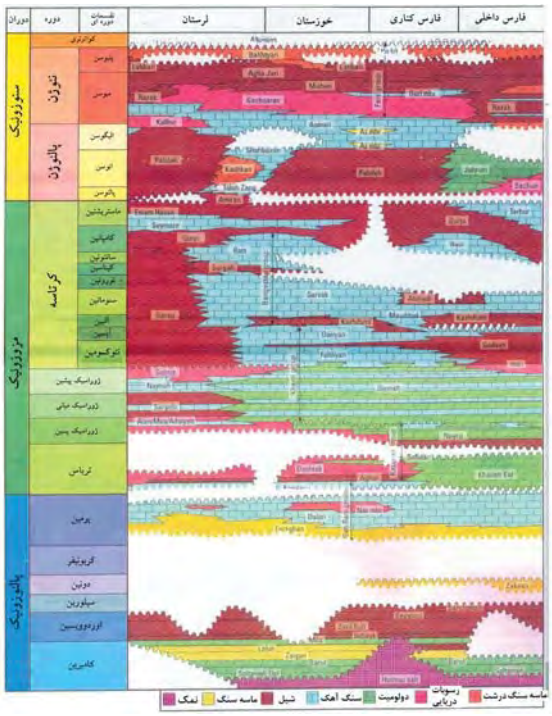
ج- سازند: واحد اصلی چینه شناسی و عبارت از مجموعه لایه‌هایی است که دارای صفحات سنگ شناسی مشخص باشند. بالا و پایین سازند مشخص است و گسترش صحرایی آن به حدی است که قابل نقشه برداری است.

د- گروه: واحدی بزرگتر از سازند است و از دو یا چند سازند پیاپی تشکیل می‌گردد که با وجود تفاوتهایی که با هم دارند، ویژگیهای سنگ شناسی مشترکی بین آنها یافت می‌شود.

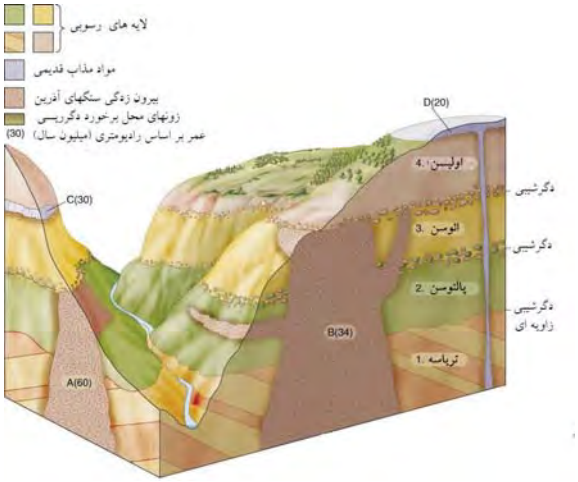
شکل (۳-۱۲) سازندهای زمین شناسی منطقه‌ای از کشور ما را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۱۰- نحوه تقسیم بندی زمانی زمین



۳-۱۲- توالی سازندهای زمین شناسی منطقه‌ای از کشور ایران [۳۴]



شکل ۳-۱۱- تشخیص لایه‌های مختلف زمین با استفاده از چینه شناسی[۲۸]

۳-۴- ساخت‌های زمین شناسی

بر اثر عملکرد متقابل مواد تشکیل دهنده پوسته زمین با فرآیند تغییرشکل دهنده بیرونی و درونی، اشکال و ساخت‌های زمین شناسی متنوعی بوجود می‌آید. یکی از هدف‌های اصلی زمین شناسی، شناسایی و تعبیر و تفسیر این «ساختها» در صحرا و به نقشه در آوردن آنهاست. ساختمان زمین شناسی در هر سه گروه اصلی سنگ‌ها، یعنی آذرین، دگرگونی و رسوبی ایجاد می‌شود[۲۵].

ساخت‌های متنوع موجود در سنگ‌ها را می‌توان به دوگروه عمده «ساخت‌های اولیه» که همزمان با تشکیل سنگ ایجاد شده‌اند و «ساخت‌های ثانویه» که نتیجه تغییرات بعدی به روی سنگ هستند، تقسیم بندی کرد. ساخت‌های اولیه ممکن است در هر سنگی به وجود آیند. لایه بندی و انواع ساخت‌های موجود در سطح و داخل لایه‌ها از ساخت‌های اولیه سنگ‌های رسوبی هستند. اشکالی مانند باتولیت، دایک و جریان گدازه نیز جزء ساخت‌های اولیه سنگ‌های آذرین به حساب می‌آیند[۲۵].

ساخت‌های ثانویه اغلب بر اثر نیروهایی که پس از تشکیل سنگ عمل نموده‌اند ایجاد می‌شوند. مجموعه فرآیندهایی که باعث تغییرشکل فیزیکی ثانوی سنگ‌ها و ایجاد ساخت‌های مختلف در آنها می‌شوند، «تکتونیک» نام دارد. عمده ساخت‌های ثانویه را می‌توان چین خوردگی، گسل، درزه، و ... نام برد[۲۵].

۳-۴-۱- ساخت‌های سنگ آذرین

توده سنگ‌های آذرین که از سخت و جامد شدن مواد مذاب در داخل یا سطح زمین ایجاد می‌شوند، اشکال بسیار متنوعی دارند. زمانیکه مواد مذاب در داخل پوسته زمین جا گرفته و همانجا منجمد می‌شود، اشکال مختلفی را بوجود می‌آورد که ساخت‌های سنگ آذرین می‌نامند. این ساخت‌ها از نظر شرایط تشکیل و همچنین موقعیت و طرز قرار گرفتن در سنگ درونگیر انواع مختلفی دارند[۳۴].

جدول (۳-۷) ویژگی‌های انواع مختلف ساخت‌های سنگ آذرین را نشان می‌دهد.

شکل (۳-۱۳) شکل انواع مختلف ساخت‌های سنگ آذرین را نشان می‌دهد.

۳-۴-۲- لایه بندی

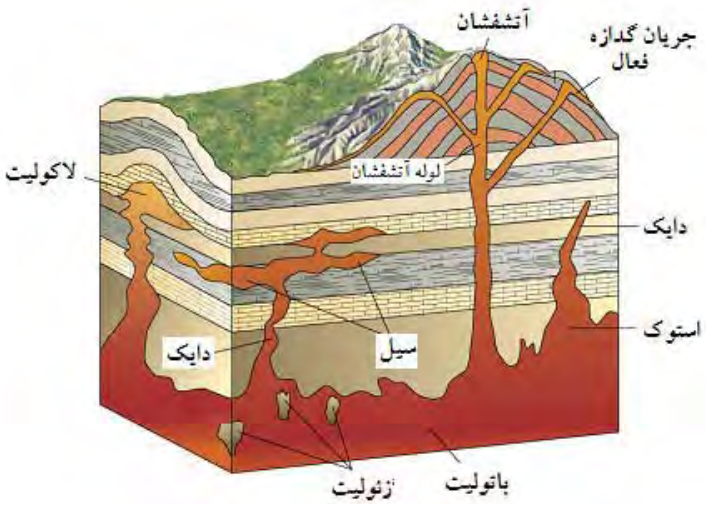
یکی از بارزترین مشخصات سنگ‌های رسوبی لایه بندی و یا تشکیل آنها از لایه‌های متعدد است[۳۵]. لایه بندی ممکن است در نتیجه تغییر در درشتی و یا نوع مواد بوجود آمده و یا در نتیجه انقطاع در امر رسوبگذاری حاصل شده باشد. تغییرات در نوع رسوبات ممکن است در نتیجه عوامل زیر حاصل شود[۳۵]:

- تغییرات ناشی از جریان‌های آب
- تغییرات فصلی
- تغییرات اقلیمی
- نوسانهای سطح آب دریا
- تغییرات بارز در نوع و تعداد موجودات

ضخامت لایه‌های رسوبی ممکن است از یک میلیمتر در یک شیل تا چندین متر و یا بیشتر در رسوبات آهکی و یا آواری تغییر کند. در صورتیکه هیچ نوع لایه‌بندی مشخص در محیط وجود نداشته باشد به آن توده‌ای گفته می‌شود.

جدول ۳-۹- ساخت‌های سنگ آذرین[۲۵]

ساخت	ویژگیها	شکل برونزد درسطح
باتولیت	توده‌های بزرگ و بدون کف شناخته شده و با مساحت رخنمون بیش از ۱۰۰ کیلومتر مربع است.	نامنظم
استوک	باتولیت کوچک است با سطح رخنمون کمتر از ۱۰۰ کیلومتر مربع.	مشابه باتولیت
لاکولیت	به صورت عدسی بزرگی در میان سنگهای لایه‌ای نفوذ کرده است. شکل آن در سطح افق کم و بیش دایره‌ای و کف آن مسطوی است.	اغلب به دلیل خم شدن و بالا آمدن لایه‌های رویی، تپه‌های گنبدی شکل ایجاد می‌کند.
لوپولیت	توده‌های فرورفته که احتمالاً بر اثر نشت زمین پس از تزریق مواد ایجاد شده‌اند.	فرورفته و حوضه مانند.
پلوتون	توده‌ای به هر شکل و اندازه که نمی توان آن را دقیقاً یکی از اشکال پیش گفته دانست.	-
دایک	بر اثر پر شدن شکافی که لایه را قطع می‌کند ایجاد شده و اغلب نازک و حالت ورقه‌ای دارد	جوانتر از سنگهای درونگیر(اطراف) خود است. اغلب به طور متفاوتی هوازده شده و معمولاً خط واره‌های برجسته مقاومتی را می‌سازد.
سیل	بر اثر تزریق ماگما در حد فاصل لایه‌ها ایجاد شده است. سنگهای دوسوی آن پخته شده‌اند (در مورد جریان گدازه تنها لایه زیرین پخته شده است). وقتی نزدیک به سطح ایجاد شوند، سیلها نیز درزه‌های منشوری را که از ویژگیهای جریانهای گدازه است، می‌سازند.	در لایه‌های شیب دار به طور متفاوتی هوازده شده خط واره برجسته‌ای را می‌سازند، در آب و هوای مرطوب دایکها و سیلها اغلب با سرعت بیشتری نسبت به سنگهای اطراف تجزیه شده و یک خط واره فرو رفته را می‌سازند.
دودکش آتشفشان	مسیر تامین گدازه برای یک آتشفشان خاموش که از ماگمای جامد شده ساخته شده است.	پس از فرسایش و برداشته شدن مواد آذر آواری به صورت مخروط یا استوانه‌ای مشخص و پر شیب برجای می‌ماند.
جریان گدازه	گدازه‌هایی که در سطح جریان یافته و سرد شده‌اند اغلب ورقه‌های بزرگ و ضخیمی را می‌سازند که ممکن است در نزدیکی سطح دارای درزه‌های ستونی باشد	سن جوان و به صورت دشتهای گسترده مسطح تا سطوح بسیار ناهموار دیده می‌شوند.

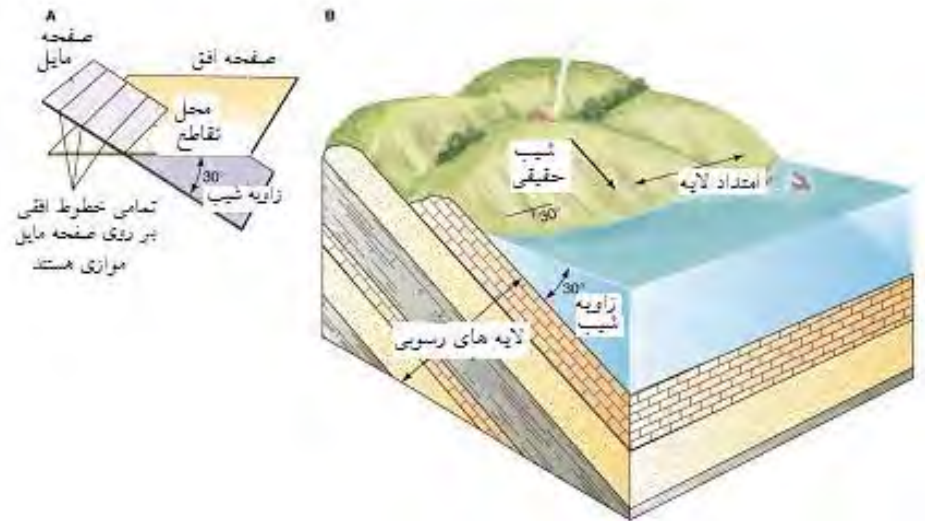


شکل ۳-۱۳- شکل انواع مختلف ساخت‌های سنگ آذرین[۲۸]

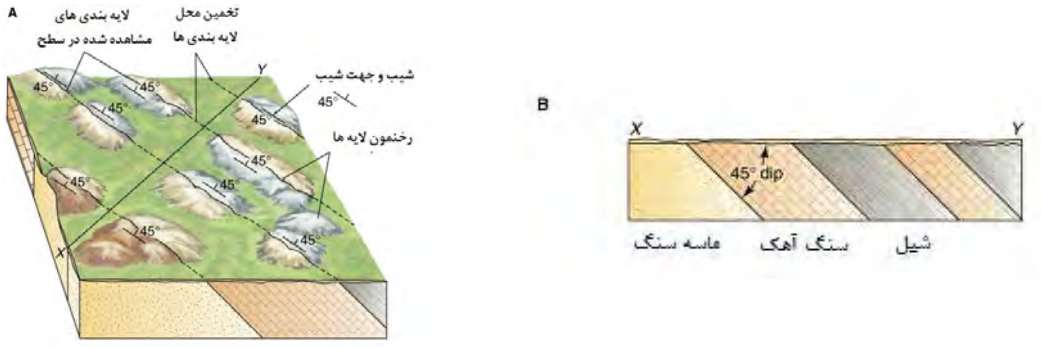
معمولاً لایه‌ها در زمان تشکیل بصورت افق و تقریباً موازی با سطح محل رسوبگذاری تشکیل می‌شوند. اما در خیلی از نقاط سطح رسوبگذاری مسطح نبوده و زمین آن دارای پستی و بلندی و یا شیب‌هایی است که بندرت حتی تا ۳۰ درجه هم ممکن است برسد. شیب‌های زیاد اولیه را عموماً میتوان در حوزه‌های کوچک و محدود مشاهده نمود[۳۶].

شکل (۳-۱۴) نمای سه بعدی از لایه‌بندی و نحوه نمایش آن را نشان می‌دهد.

شکل (۳-۱۵) نمونه‌ای از یک لایه‌بندی و نحوه نمایش شیب و امتداد آن را بر روی نقشه نشان می‌دهد.



شکل ۳-۱۴- نمای سه بعدی از یک لایه بندی[۲۸]



شکل ۳-۱۵- نحوه نمایش شیب و امتداد یک لایه در نقشه [۲۸]

۳-۴-۳- چین خوردگی

یکی از معمول‌ترین پدیده‌های ساختاری سنگ‌ها، چین خوردگی است که اگر چه در سنگ‌های لایه‌ای به خوبی مشخص است، اما در حالت کلی، چین خوردگی در تمام انواع سنگ‌ها اتفاق می‌افتد[۲۵]. در صورتیکه طبقات بیشتر از حالت ارتجاعی خود تحت فشار قرار گیرند خمش و یا موج‌هایی در آنها ایجاد می‌شود که به آن چین خوردگی می‌گویند[۳۶]. علت چین خوردگی ممکن است تابع عوامل مختلفی مانند تزریق مواد از زیر، فشار ناشی از وزن مواد فوقانی و نیروهای تکتونیکی جهت دار باشد. ابعاد چین‌های حاصله در سنگ‌ها در مقیاس وسیعی متفاوت است و طول موج چین از چند سانتیمتر تا چندین کیلومتر تغییر می‌کند[۳۶].

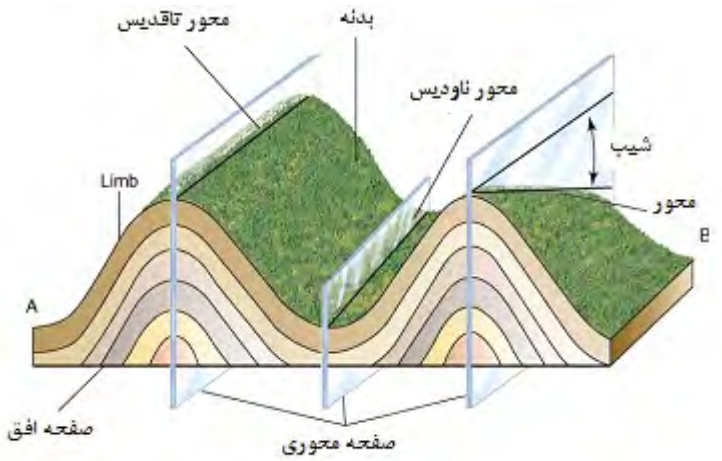
شکل(۳-۱۶) ساختمان عمومی یک چین را نشان می‌دهد.

شکل (۳-۱۷) نحوه نمایش چین خوردگی را بر روی نقشه نشان می‌دهد.

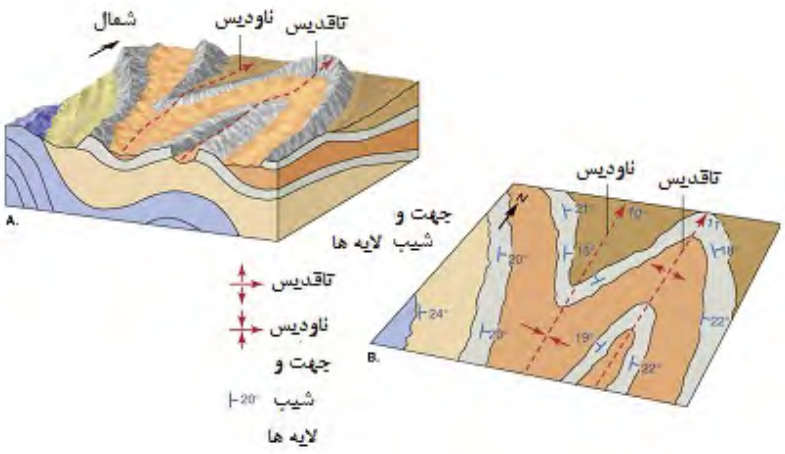
شکل (۳-۱۸) نمونه‌ای از رخنمون یک چین خوردگی در طبیعت را نشان می‌دهد.

بروز چین خوردگی در سنگ‌ها، سبب ایجاد تغییرات ژئومکانیکی در آنها می‌شود که از جمله آنها می‌توان به ایجاد درز و ترک در سنگ‌های مقاوم و نیز توسعه تنش‌های برشی در منطقه فشاری چین اشاره کرد. در مورد سنگ‌های چین خورده، اغلب پدیده تمرکز تنش نیز اتفاق می‌افتد و در مواردی که میزان این تنش‌ها زیاد باشد، ممکن است به هنگام حفر تونل، پدیده انفجار سنگ را در پی داشته باشد[۱۱].

وجود چین خوردگی در سنگ سبب کاهش مقاومت آن می‌شود و در اثر احداث تونل ممکن است درز و شکاف‌های بیشتری را در سنگ سبب شود. شکل (۳-۱۹) مثال‌هایی از تاثیر چین خوردگی را در حفر تونل نشان می‌دهد.



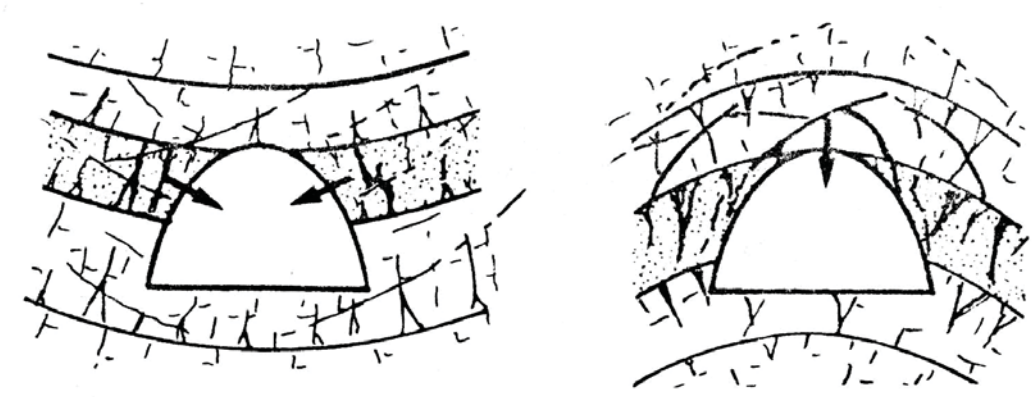
شکل ۳-۱۶- نمای عمومی یک چین و اجزا آن[۲۸]



شکل ۳-۱۷- نحوه نمایش چین خوردگی بر روی نقشه[۲۸]



شکل۳-۱۸- رخنمون یک چین در طبیعت (مسیر جاده تهران- چالوس)



شکل ۳-۱۹- وجود شرایط ناپایدار در سقف و دیواره تونل به علت درز و شکاف‌های ناشی از چین خوردگی[۱۰]

۳-۴-۴- گسل

گسلها دسته‌ای از شکستگیها هستند که سنگهای واقع در دو سوی آنها نسبت به هم حرکت کرده‌اند. مقدار این جابجایی ممکن است از چند میلیمتر تا صدها متر باشد. اندازه طول گسلها نیز بسیار متغیر و از چند سانتیمتر تا هزاران کیلومتر می‌باشد[۳۷].

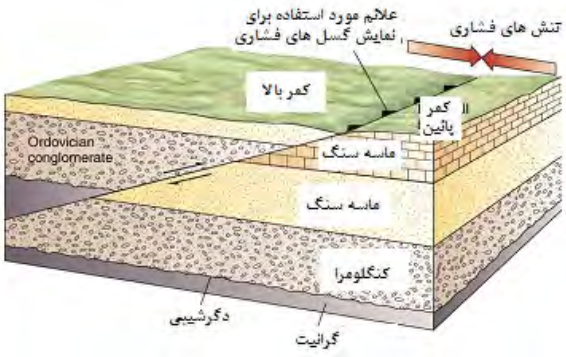
شکل (۳-۲۰) نمایی عمومی از یک گسل را نشان می‌دهد.

شکل (۳-۲۱) نمونه‌ای از یک گسل در طبیعت را نشان می‌دهد.

شکل (۳-۲۲) انواع گسل را نشان می‌دهد.

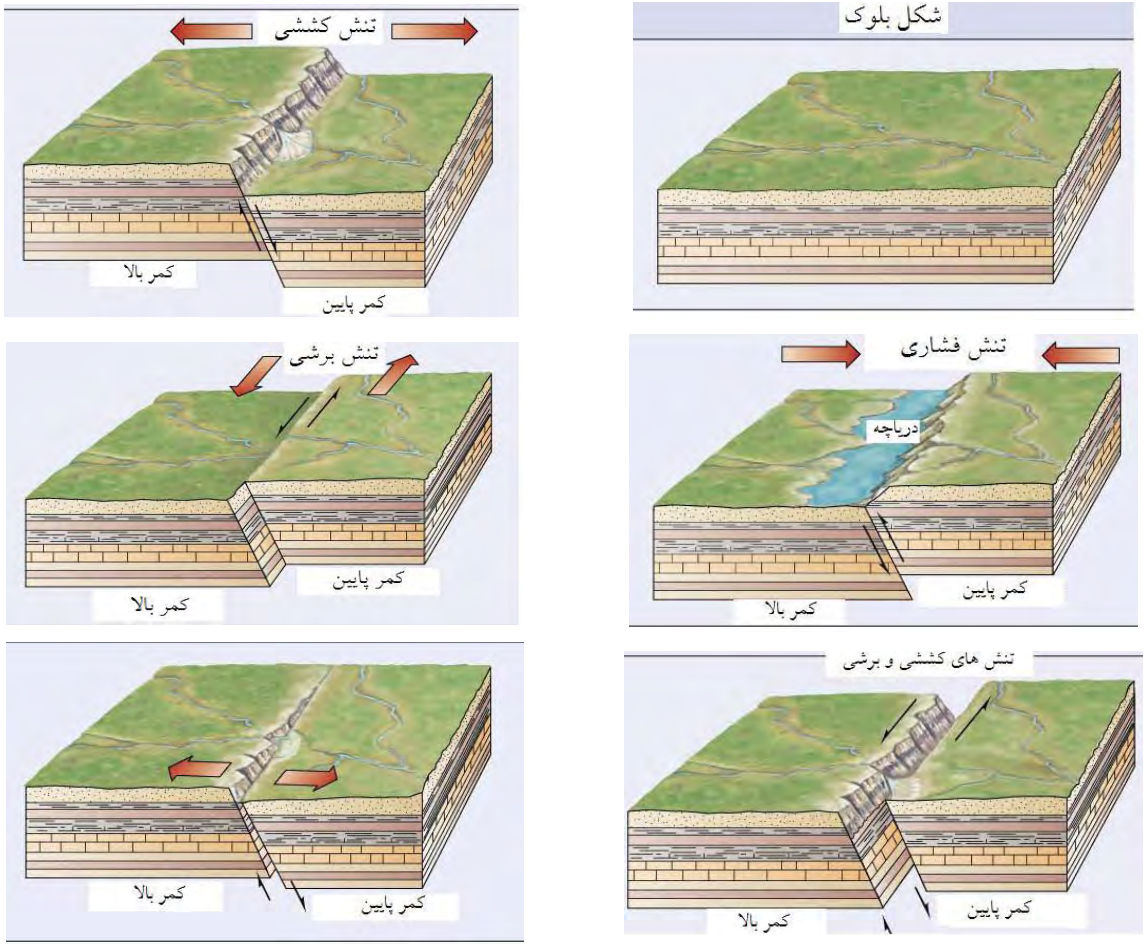


شکل ۳-۲۱- نمونه‌ای از یک گسل در طبیعت[۳۸]



شکل۳- ۲۰- نمایی عمومی از یک گسل[۲۸]

وجود گسل سبب ایجاد صفحات شکستگی در سنگ می‌شود که پس از حفر تونل، احتمال لغزش قطعات سنگ را به دنبال دارد. در مورد مسائلی که ممکن است به هنگام حفر تونل در سنگ‌های گسل خورده پیش آید، به موارد زیر می‌توان اشاره کرد[۱۱]:



شکل۳-۲۲- انواع گسل[۲۸]

الف- در چندین مورد، حرکات مکرر ادواری زمین دیده شده است. اگر در منطقه فعالیتهای تکتونیکی و آذرین هنوز فعال باشند، این امر اهمیت بیشتری دارد.

ب- در بسیاری موارد، گسل‌ها معبری برای حرکت آب‌های زیرزمینی هستند و در عین حال، در بعضی موارد ممکن است با جابجا کردن سنگ‌ها و قرار دادن سنگ‌های نفوذناپذیر در برابر سنگ‌های نفوذپذیر، مانند یک سد طبیعی مانع حرکت آب زیرزمینی شوند. حرکت آب زیرزمینی از میان بعضی از سنگ‌ها مانند سنگ آهک ممکن است سبب فرسایش درونی و ایجاد حفره در سنگ شود و در سنگ‌های دیگر، دگرسانی سنگ را به دنبال داشته باشد.

ج- لغزش سنگ‌ها در دو سمت صفحه گسل، سبب دگرگونی سنگ‌های طرفین می‌شود.

د- ضخامت منطقه خرد شده گسل ممکن است به دهها متر برسد. بدیهی است این منطقه حاوی سنگ‌های خرد شده و به شدت ضعیف است و اگر چه در ابتدای تشکیل گسل در بین قطعات سنگ خرد شده فضای خالی وجود دارد ولی به مرور این فضای خالی با قطعات ریزتر و رسوبات پر می‌شود و برش گسل[۱۱] را تشکیل می‌دهد. منشاء این خرده سنگ‌ها ممکن است سنگ‌های بالا یا پایین صفحه گسل باشد.

ه- سنگ‌های خرد شده ناشی از حرکت و لغزش دیواره‌های گسل، که در امتداد صفحه گسل متمرکز هستند، معمولاً به نام گوج[۱۲] نامیده می‌شوند. در بعضی موارد این گوج‌ها حاوی مواد رسی هستند که در اثر جذب آب، توده خمیری شکلی را تشکیل می‌دهند که ممکن است به مرور زمان به سمت تونل حرکت کنند و سبب ریزش‌های خطرناکی در داخل تونل شوند.

در مواردی که تونل با منطقه ضخیمی از گوج گسل برخورد کند و سطح ایستابی بالاتر از تراز تونل باشد، خطر رانش این توده‌ها به داخل تونل وجود دارد. بدین ترتیب آگاهی از وضعیت و ضخامت گوج گسل از جمله نکات مهمی است که باید در طراحی تونل مورد توجه قرار گیرد.

و- سطوح گسل، نشانگر صفحات با اصطکاک ضعیف‌اند. بنابراین در امتداد این صفحات، احتمال لغزش سنگ‌ها به داخل تونل وجود دارد.

ز- گسل و شکستگی‌های همراه آن معبر مناسبی برای نفوذ آب زیرزمینی به اعماق و به داخل سنگ‌های طرفین گسل هستند. این امر سبب دگرسانی و هوازدگی سنگ‌ها و در نتیجه کاهش مقاومت آن‌ها تا عمق قابل توجهی نسبت به سطح زمین می‌شود.

ح- وضعیت نسبی امتداد گسل و تونل نیز از جمله مسائل مهمی است که در طراحی تونل باید مدنظر قرار گیرد زیرا طولی از تونل که در معرض گسل و تبعات آن قرار می‌گیرد، تابع این وضعیت نسبی است.

شکل (۳-۲۳) مثال‌هایی از نقش گسل در ناپایداری تونل‌ها را نشان می‌دهد.

۳-۴-۵- درزه

درزه‌ها نوعی از شکستگی‌ها هستند که در امتداد آنها هیچ گونه جابجایی صورت نگرفته است.

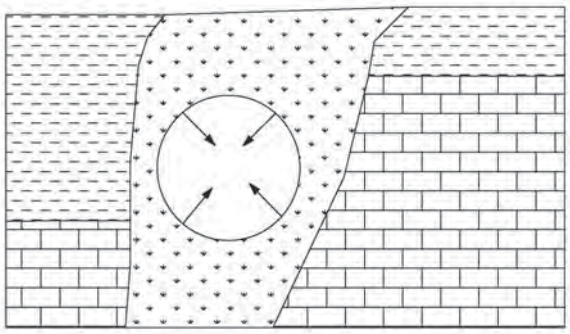
---

۱۱ Breccia

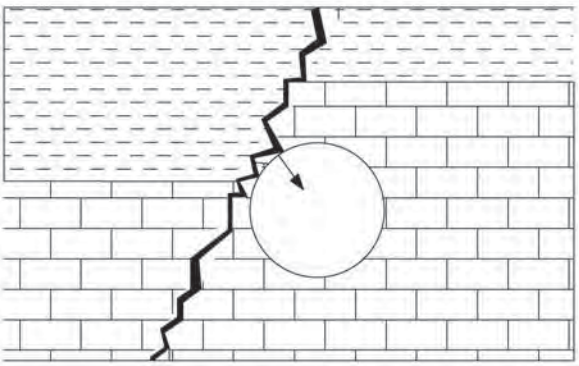
۱۲ Gouge

درزه‌ها معمولاً به صورت دسته‌های موازی هم، در سنگ‌ها دیده می‌شوند. معمولاً در بین دسته درزه‌ها، دو دسته از آنها از نظر فراوانی مهمتر هستند که این دو دسته درزه تقریباً بر هم عمود هستند. بعضی از محققین اعتقاد دارند که در سنگ‌های آذرین درشت دانه، خصوصاً گرانیت، معمولاً سه دسته درزه مشخص دیده می‌شود که در اثر آنها، سنگ به قطعه‌های منشوری شکل تقسیم می‌شود. در مورد سنگ‌های رسوبی نیز در اکثر موارد سه دسته درزه وجود دارد که یکی از آنها به موازات لایه بندی است، حال آنکه دو دسته دیگر تقریباً به حالت عمود بر سطح لایه بندی قرار دارند[۱۰].

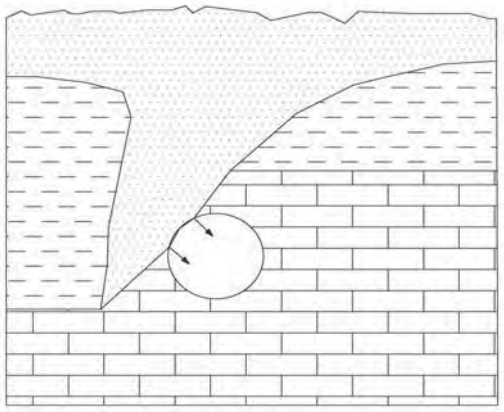
شکلهای (۳-۲۴) و (۳-۲۵) نمونه‌هایی از گسل و درزه در طبیعت را نشان می‌دهد.



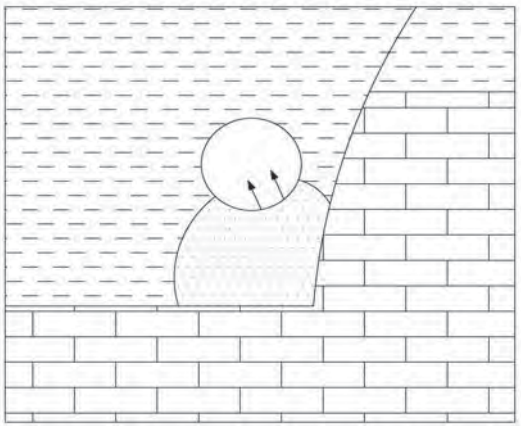
گوج گسل مقاومت کمی دارد که به هنگام حفر تونل باید مورد توجه قرار گیرد



گسل‌ها معبر مناسبی برای حرکت آب زیرزمینی و ورود آن به داخل تونل هستند



در امتداد سطح گسل اصطکاک کم و چسبندگی سنگ‌ها ضعیف است. بنابراین احتمال ریزش در این قسمت‌ها وجود دارد.



به علت عبور آب‌های زیرزمینی از شکاف گسل، احتمال هوازدگی عمیق سنگها در حوالی گسل وجود دارد.

شکل ۳-۲۳- مثال‌هایی از نقش گسل در ناپایداری تونل‌ها[۱۰]



شکل ۳-۲۴- برش عرضی از گسل در مجاورت تونل کندوان



شکل ۳-۲۵- درزه‌ای با پرشدگ

فاصله درزه‌ها در سنگ آهک و ماسه سنگ بعضاً چند متر و در مورد شیل‌ها، این فاصله کمتر است. در مورد سنگهای دگرگونی نیز معمولاً دو یا چند دسته درزه دیده می‌شود که یکی از آنها به موازات سطح تورق سنگ است[۳۹].

معمولاً با افزایش عمق سنگ فاصله درزه‌ها افزایش و عرض آنها کاهش می‌یابد. از آنجا که درزه‌ها نیز مانند گسل‌ها و چین‌خوردگی‌ها، حاصل تاثیر عوامل تکتونیکی موثر بر سنگ هستند، لذا همیشه بین این ساختارها، رابطه‌ای وجود دارد. بدین ترتیب در حوالی محور چین خوردگی‌ها و سطح گسل‌ها، درزه‌های فراوانی را باید انتظار داشت. البته در بعضی موارد دسته درزه‌هایی بدون ارتباط با سایر ساختارهای تکتونیکی دیده می‌شود که منشاء آنها را باید جدا از منشاء ساختارهای تکتونیکی یاد شده، جستجو کرد.

باید توجه داشت که وضعیت درزه‌ها در سطح سنگ‌ها با آنچه که به هنگام حفر تونل دیده می‌شود، متفاوت است. زیرا بسیاری از عوامل هوازدگی در گسترش درزه‌های سطحی سنگ دخیل هستند و از آنجا که عمق نفوذ عوامل هوازدگی محدود است، لذا در حالت کلی در محور تونل، بجز در حوالی دهانه تونل اثر نمی‌کنند.

شکل (۳-۲۶) مثال‌هایی از تاثیر درزه در پایداری تونل را نشان می‌دهند.

بطور کلی می‌توان گفت که وجود درزه، سبب ضعیف شدن توده سنگ می‌شود و بنابراین زمان پایداری سنگ را تغییر می‌دهد. درزه‌ها، مدل شکستگی سنگ‌ها را هم تغییر می‌دهند و در خطرات ریزش سنگ به هنگام حفر تونل نیز تاثیر می‌گذارند. بدین ترتیب به هنگام طراحی سیستم حفاری و نگهداری تونل، حتماً باید وضعیت سیستم درزه‌های سنگ را مدنظر قرار داد[۳۹].

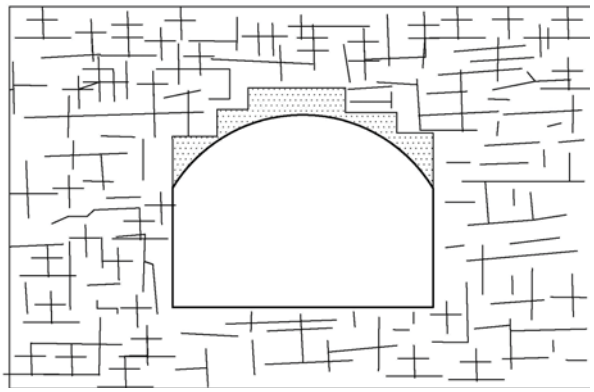
۳-۴-۶- زمین آماس پذیر

آماس کف تونل یکی از پدیده‌های عادی تونلسازی در زمین‌های آماس پذیر، بویژه در سنگ‌های رسوبی ضعیف است. منظور از زمین آماس پذیر، خاک‌ها و مواد سنگی سست و شکل پذیری است که در اثر آب و در نتیجه تاثیر نیروی وزن به سمت تونل رانده می‌شوند و وضعیت تنش در اطراف تونل را به هم می‌زنند. شکلهای (۳-۲۷)، (۳-۲۸) و (۳-۲۹) مثال‌هایی از مسائل مربوط به زمین‌های تورم پذیر در ارتباط با حفر تونل نشان داده شده است[۱۰].

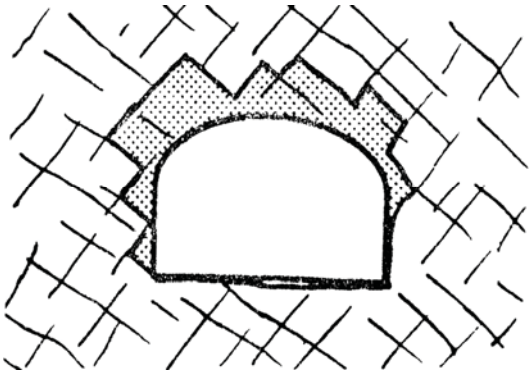
از کانیهای رسی بعنوان عوامل آماس نام می‌برند. آب در سطح خارجی کانی‌های رسی جذب می‌شود و در سطح داخلی کانی‌های رسی لایه‌های متورم شونده قرار گرفته‌اند. فشار تورم بستگی به فاصله بین ذره‌ای داشته و همچنین

تابعی از فاصله میان توده‌های مابین لایه‌های متورم شونده می‌باشد. عمده کانیهای رسی شامل کائولینیت، مونت موریلونیت و ایلیت می‌باشند.

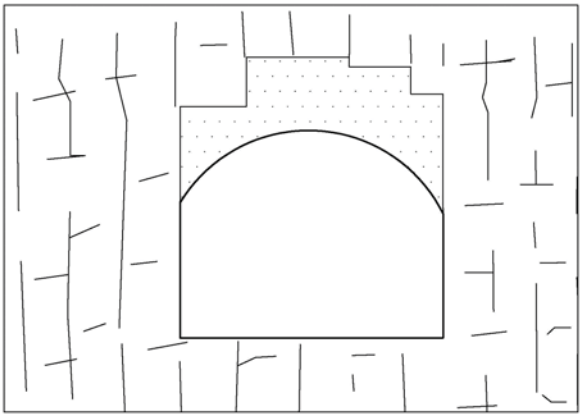
سنگهایی از قبیل گوج گسل، لای سنگ، سنگ رس و سنگ‌های دگرسان شده آذرآواری و نیز سنگ‌های میکادار معمولاً خاصیت آماس پذیری دارند[۱۰].



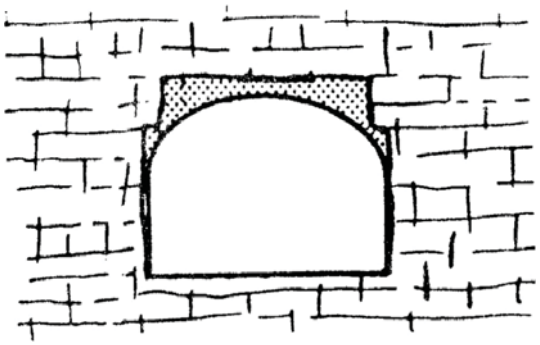
وجود دسته درزه‌های موازی و در عین حال عمود بر هم سبب می‌شود که توده سنگ به قطعه‌هایی تقسیم شود که خطر سقوط آن به داخل تونل وجود دارد.



در مواردی که سطح درزه‌های اصلی منطقه به حالت مایل باشد، احتمال سقوط قطعه‌های سنگ به داخل تونل وجود دارد.



در مواردی که سطح لایه بندی قائم باشد، وجود دسته درزه‌های افقی سبب سقوط قطعه‌های سنگ به داخل تونل می‌شود.

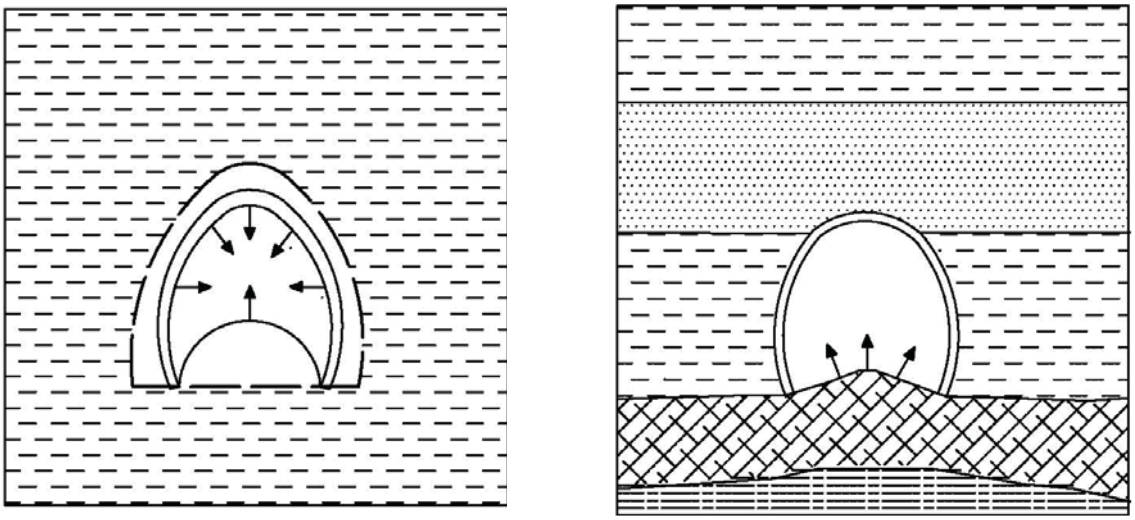


در مواردی که لایه‌ها افقی باشند، وجود دسته درزه‌های قائم سبب تفکیک توده سنگ به قطعه‌های ورقه ای شکل می‌شود و ناپایداری سقف تونل را به دنبال دارد.

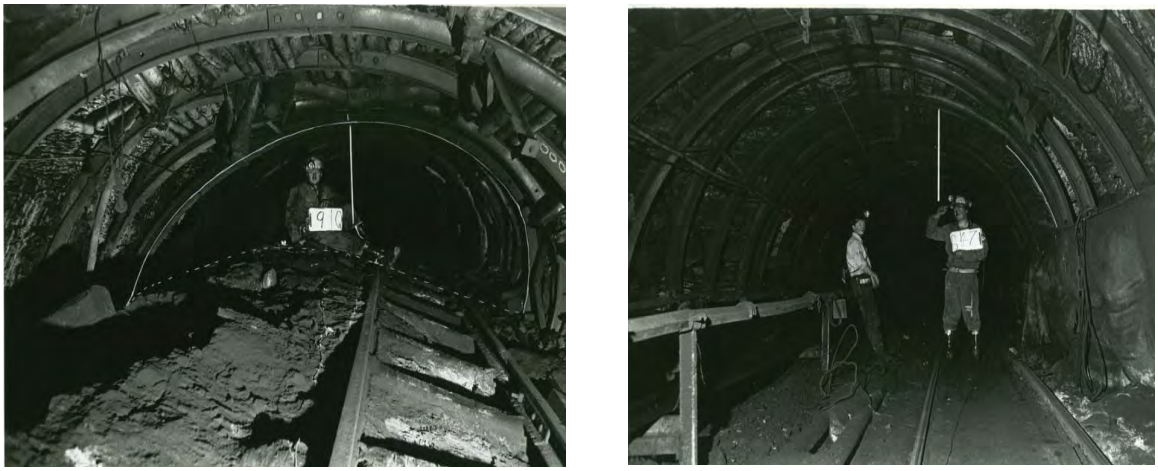
شکل ۳-۲۶- مثال‌هایی از تاثیر درزه در پایداری تونل[۱۰]

۳-۴-۷- زمینهای مچاله شونده

در ابتدا به دلیل اینکه در هر دو سنگ آماس پذیر و مچاله شونده تغییر شکلهای بزرگی ایجاد می‌شد، تفاوت زیادی بین این دو نوع سنگ قائل نشده و این دو نوع سنگ در یک گروه قرار می‌گرفت. اولین تعریف علمی برای سنگ‌های مچاله شونده توسط ترزاقی ارائه شد. طبق تعریف وی سنگهایی که بدون افزایش حجم محسوس به آرامی به درون تونل پیشروی کنند مچاله شونده می‌باشند[۴۰]. طبق تعریف انجمن بین المللی مکانیک سنگ، آن دسته از سنگ‌ها که برش وابسته به زمان سنگ، سبب حرکت پیرامون تونل به سمت داخل شود مچاله شونده هستند.



شکل ۳-۲۷- تاثیر زمین آماس پذیر بر روی پایداری تونل[۱۰]



(الف)



(ب)

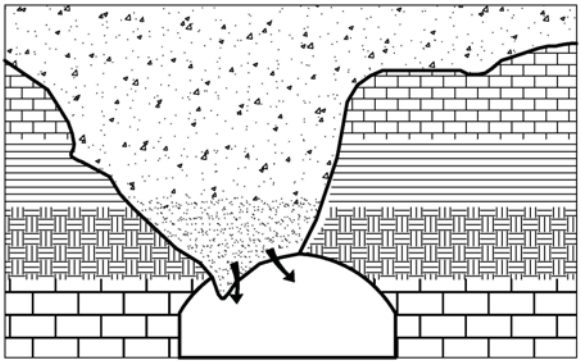
شکل ۳-۲۸- (الف) و (ب) دو نمونه تاثیر زمین آماس پذیر بر روی حفاری تونل[۱۱]

۳-۴-۸- زمین‌های رانشی

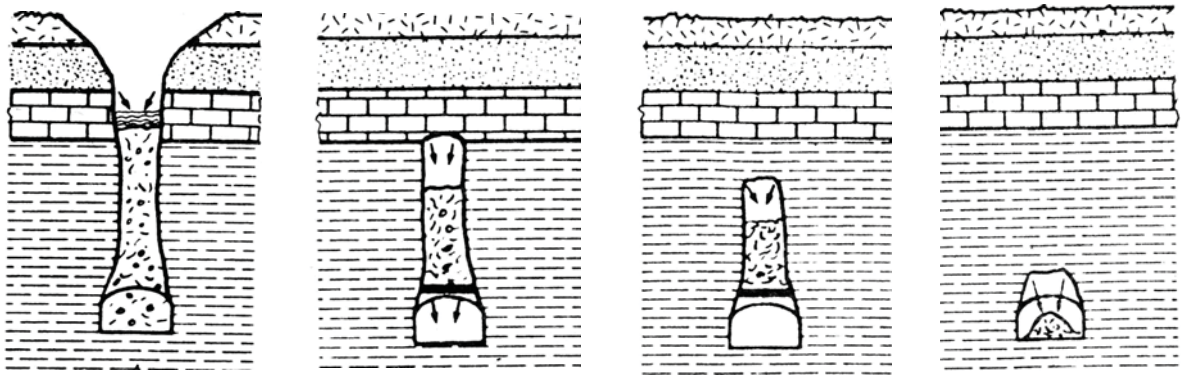
در مواردی که احتمال جریان آزاد مواد خاکی به داخل تونل وجود داشته باشد، به منظور مقابله با آن باید تمهیدات ویژه ای را برای حفاری و پوشش نگهداری تونل در نظر گرفت. اگرچه در مناطق گرم و خشک، به ویژه وقتی که تونل در مواد سست و نامتراکمی حفر می‌شود که در نزدیکی سطح زمین قرار دارند، احتمال فروکش مواد به صورت خشک وجود دارد، اما در حالت کلی مواد رانشی حاوی مقدار قابل توجهی آب و به حالت اشباع هستند[۱۰]. شکل (۳-۲۹) مثالی از فروکش مواد به داخل تونل را نشان می‌دهد. بطوری که دیده می‌شود، تونل در رسوبات یک رودخانه قدیمی مرکب از مواد نامتراکم مثل شن و ماسه حفر شده است. معمولاً فروکش این مواد وقتی اتفاق می‌افتد که به حالت اشباع باشند.

فروکش مواد ممکن است پس از حفر تونل نیز اتفاق افتد. در چنین مواردی در اثر تداوم ریزش‌ها، حفرات بزرگی ایجاد می‌شود که امکان دارد آب به داخل آن راه یابد و سفره آب زیرزمینی تشکیل شود. مراحل مختلف چنین اتفاقی در شکل (۳-۳۰) نشان داده شده است.

شکل‌های (۳-۳۱) و (۳-۳۲) نمونه‌های عینی از فروکش زمین به داخل تونل را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۲۹- فروکش مواد نامتراکم به داخل تونل به هنگام برخورد تونل با رسوبات رودخانه ای قدیمی[۱۰]



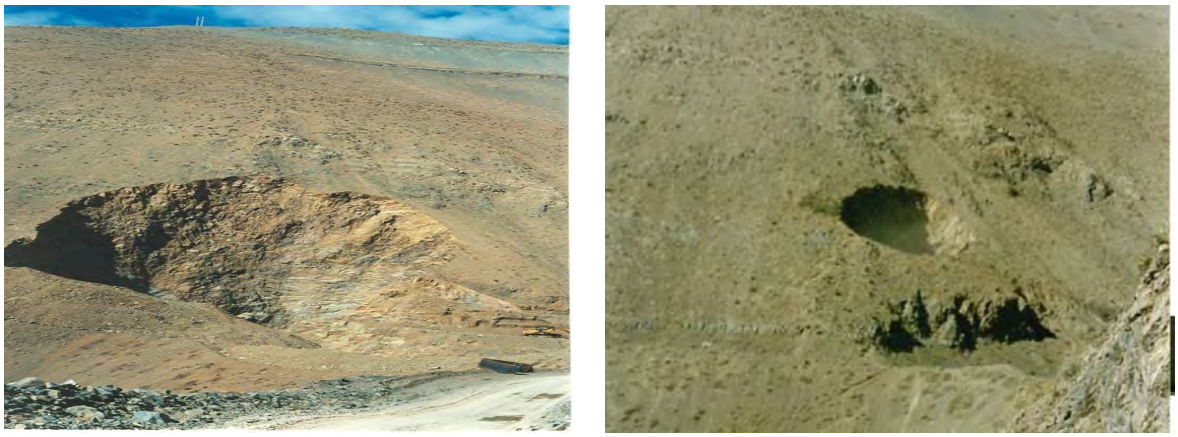
(د) (ج) (ب) (الف)

در شکل (الف)، حجم قابل توجهی از مواد به داخل تونل ریزش کرده است. در شکل (ب) برای کنترل سقف تونل وسیستم نگهداری موقت نصب شده اما ریزش به حالت دودکش مانند به سمت بالا گسترش یافته است. در بعضی موارد، به علت افزایش حجم ظاهری مواد ریزشی، گسترش دودکش به سمت بالا متوقف می‌شود اما در پاره ای از حالات ممکن است گسترش آن ادامه یابد و به آبخیز موجود در طبقات بالا برسد(شکل ج). این امر سبب می‌شود که مواد ریزشی اشباع شوند و فشار ناشی از آنها که بر وسایل نگهداری موقت تاثیر می‌کند، افزایش یابد. اگر فشار موثر به اندازه کافی زیاد باشد، سبب انهدام وسیله نگهداری موقت شده و باعث می‌شود که دودکش ریزش تا سطح زمین گسترش یابد (شکل د).

شکل ۳-۳۰- فروکش‌های متوالی مواد سست[۱۰]



شکل ۳-۳۱- نمایی از فروکش مواد به داخل تونل

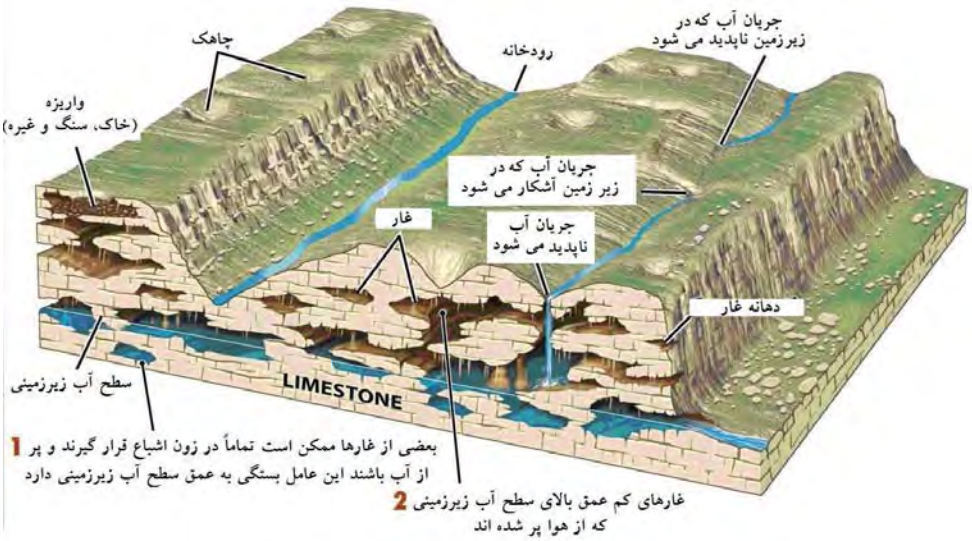


شکل ۳-۳۲- دو نما از فروکش مواد به داخل تونل[۴۱]

۳-۴-۹- کارستی شدن

پدیده کارستی شدن در نتیجه انحلال سنگ در آب زیرزمینی بوجود می‌آید (نام کارست از منطقه‌ای در کشور یوگسلاوی سابق گرفته شده که در آنجا بخشهای نزدیک به سطح زمین عمدتاً از سنگ آهک حفره دار و غاردار درست شده است) این پدیده در سنگ‌های آهکی از اهمیت بسیار زیادی برخوردار است هر چند که بعضی از سایر سنگ‌ها از جمله دولومیت، ژیپس و حتی مارن هم می‌توان چنین پدیده‌ای را کم و بیش مشاهده نمود(شکل ۳-۳۳). ایجاد حفرات کارستی که گاه به ابعاد چند ده متری و در مواردی چند صد کیلومتری (همانند غار شاپور و یا غار علی صدر) می‌رسد، در آهک‌ها بکرات مشاهده شده و گزارش گردیده است. لذا در صورتیکه حفرات کارستی حاوی آب باشند ممکن است مقادیر بسیار زیادی آب زیرزمینی را به سمت تونل هدایت نمایند. در صورت برخورد به چنین حفراتی در حین حفاری تونل، خطرات زیادی متوجه افراد، تجهیزات و روند حفاری می‌گردد(۳-۳۴).

توپوگرافی نواحی کارستی دارای بریدگی‌ها، شیارها و حفره‌هایی است که در اثر ریزش سقف غارها و حفرات زیرزمینی ایجاد شده است. ویژگیهای دیگر این مناطق عبارتند از: محو ناگهانی یک رودخانه، وجود چشمه‌های پرآب که در واقع محل خروج مجدد رودهای زیرزمینی است، وجود دهانه‌هایی در سطح زمین که با بالا آمدن سطح آب زیرزمینی به صورت چشمه و با پایین رفتن آب به صورت دهانه مکنده عمل می‌کنند.



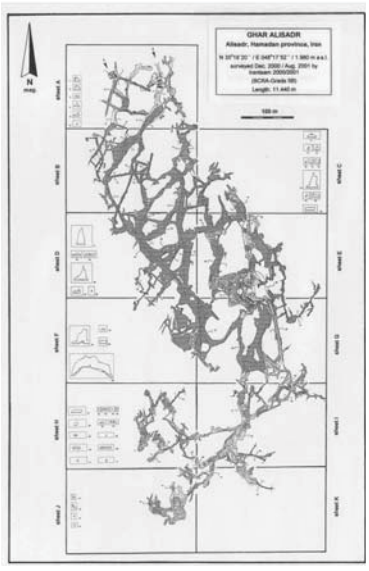
شکل ۳-۳۳- نمای سه بعدی از سنگهای کارستی[۲۸]

۳-۴-۱۰- شیستوزیته

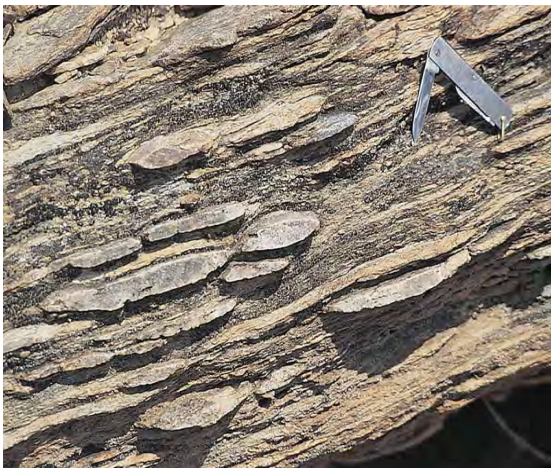
بطور معمول سنگهای حاوی رس در طی فرآیندهای تکتونیکی دچار پدیده شیستوزیته(تورق) می‌گردند. این پدیده موجب خردشدگی توده سنگ می‌گردد، بگونه‌ای که سنگ به راحتی در امتداد صفحات این ورقات جدا می‌شود. بدیهی است که تورق موجب کاهش مقاومت و افزایش ضریب نفوذپذیری توده سنگ می‌شود.

شکل (۳-۳۵) نمونه‌هایی از شیستوزیته را نشان می‌دهد.

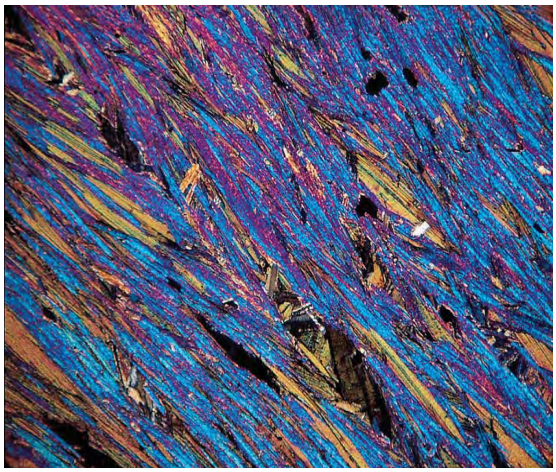




شکل ۳-۳۴- نمایی از نقشه غار علیصدر که موید گسترش طولی یک منطقه کارستی و همچنین حجم فضای خالی موجود در آن



الف- نمایی از پدیده شیستوزیته در طبیعت



ب- نمایی از شیستوزیته در زیر میکروسکوپ

شکل ۳-۳۵- دو نمونه از شیستوزیته[۲۸]

۳-۵- فرآیندهای زمین شناسی

۳-۵-۱- زمین لغزه

مطالعه علمی و جامع پدیده زمین لغزش و پایداری شیبهای طبیعی منطقه بدلایل متعدد، یکی از مسائل مهم و حساس در پروژه‌های عمده عمرانی، همچون احداث تونلهای راه و راه آهن می‌باشد و عدم توجه به این مساله خسارات جبران ناپذیری را می‌تواند به دنبال داشته باشد.

زمین لغزش عبارتست از کلیه حرکات و گسیختگی‌های شیبی یا دامنه ای[۱۳] نسبتاً سریع که تحت تاثیر غلبه نیروهای مخرب، محرک یا مهاجم بر نیروهای مقاوم که در سطوح شیبدار بوقوع می‌پیوندند. مضافاً اینکه در زمین لغزش-ها مرزهای گسیختگی بارز و مشخص هستند، حتی در زمین لغزش‌های قدیمی منطقه لغزشی مورفولوژی خاص خود را دارد و کاملاً قابل تمایز است[۴۲]. شکل (۳-۳۶) انواع زمین لغزه را نشان می‌دهد.

عوامل متعددی مانند شرایط زمین شناسی، شرایط هیدرولوژی و هیدروژئولوژی، وضعیت توپوگرافی و مرفولوژی، آب و هوا و هوازدگی بر پایداری یک شیب تاثیر می‌گذارند و می‌توانند باعث ایجاد لغزش شوند. عوامل ذکر شده در زیر هر کدام به نحوی می‌توانند در ایجاد ناپایداری و وقوع لغزش موثر باشند[۴۲]:

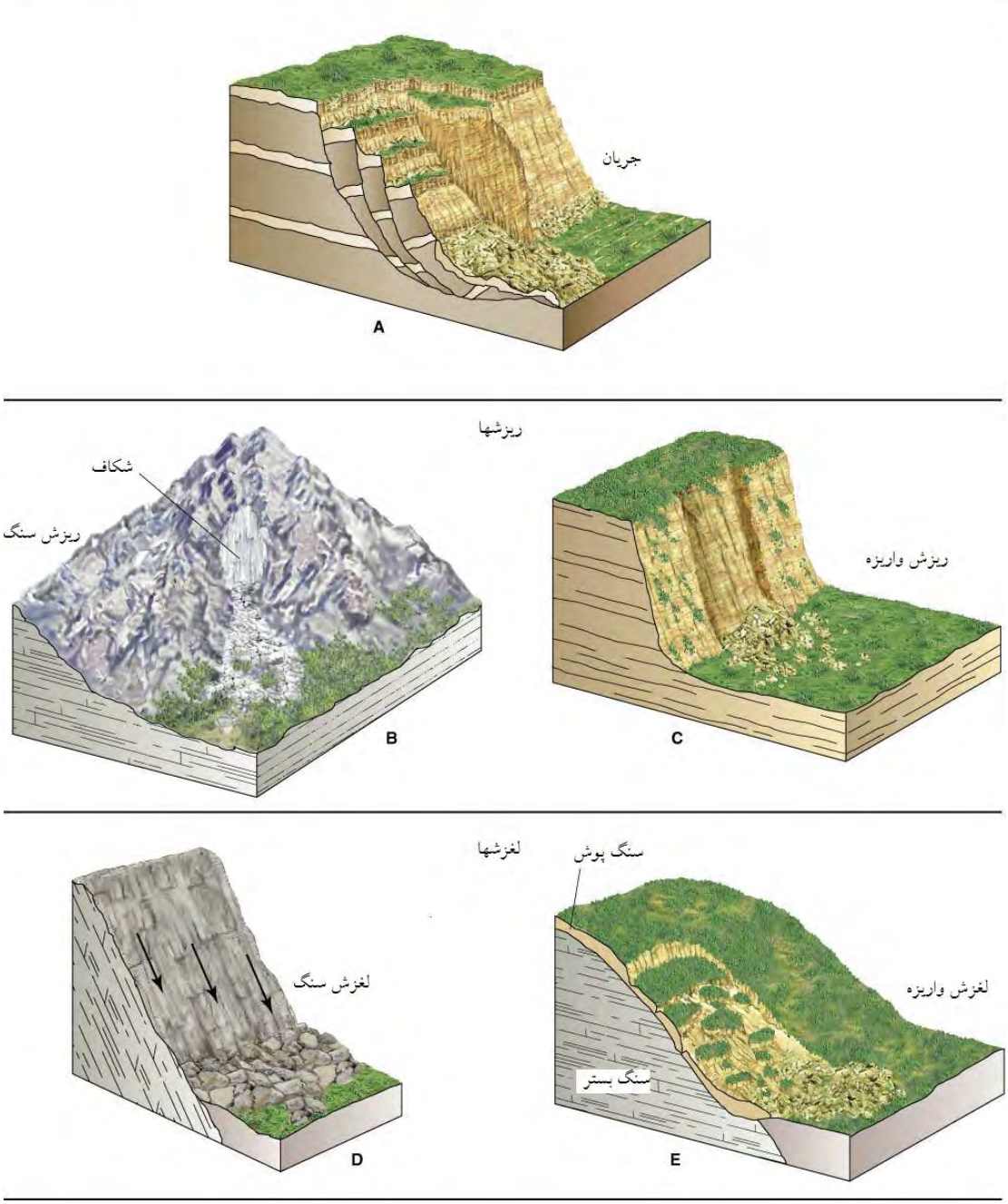
۱- تغییرات ساختاری
۲- زمین لرزه و لرزش
۳- تاثیر فصلی
۴- تراوش از چشمه‌ها یا منابع صنعتی آب
۵- تغییر در ارتفاع سطوح شیبدار
۸- حرکات تکتونیکی
۹- اثر باران و ذوب برف
۱۰- افت سریع سطح آب
۱۱- تغییر در شیب دامنه
۱۲- تاثیر پوشش گیاهی

۱۳ Slope movment

۶- وزن توده
۷- شرایط ژئوتکنیکی و لیتولوژیکی
۱۳- تغییر کاربری زمین
۱۴- شدت هوازدگی

شکل (۳-۳۷) خرابی‌های ناشی از وقوع زمین لغزه را نشان می‌دهد.

شکستهای دامنه ای



شکل ۳-۳۶- انواع زمین لغزه[۲۸]



مکانی دارای پتانسیل خطر وقوع زمین لغزش (جاده چالوس)



وقوع زمین لغزش و خرابی جاده





ریزش ترانشه ورودی یک تونل در اثر زمین لغزش[۴۵]

شکل ۳-۳۷- خرابی‌های ناشی از وقوع زمین لغزه

۳-۵-۲- زمین لرزه

زمین لرزه عبارت است از لرزش‌های قابل اندازه گیری سطح زمین که توسط امواج حاصل از رها شدن ناگهانی انرژی در درون زمین بوجود می‌آید. آثار سطحی زمین لرزه ممکن است به صورت صدمه به سازه‌ها، گسلش و حرکت پوسته، نشست زمین و آبگونگی، گسیختگی دامنه‌ها در خشکی و دریا و سرانجام ایجاد امواج در محیطهای آبی باشد[۲۹].

علت اساسی پدید آمدن زمین لرزه‌ها، افزایش کرنش‌های حاصل از حرکت صفحه‌های پوسته‌ای زمین است. در حقیقت این محل رخداد و ماهیت گسیختگی‌های زمین لرزه‌ها است که حدود مرزی پوسته‌ای را مشخص می‌کند[۴۳].

شکل (۳-۳۸) نحوه وقوع زمین لرزه را نشان می‌دهد.

در صورتیکه محل وقوع زمین لرزه‌های مهم بر روی یک نقشه جهان نما منتقل شود، الگویی خاص بدست خواهد آمد که علاوه بر تعیین محلهای پر خطر می‌تواند دستمایه‌ای برای توضیح علت وقوع زمین لرزه‌ها باشد. بررسی پراکندگی زمین لرزه‌های جهان نشان می‌دهد که حدود ۹۰ درصد آنها در حاشیه و لبه ورقه‌های سنگ کره واقع

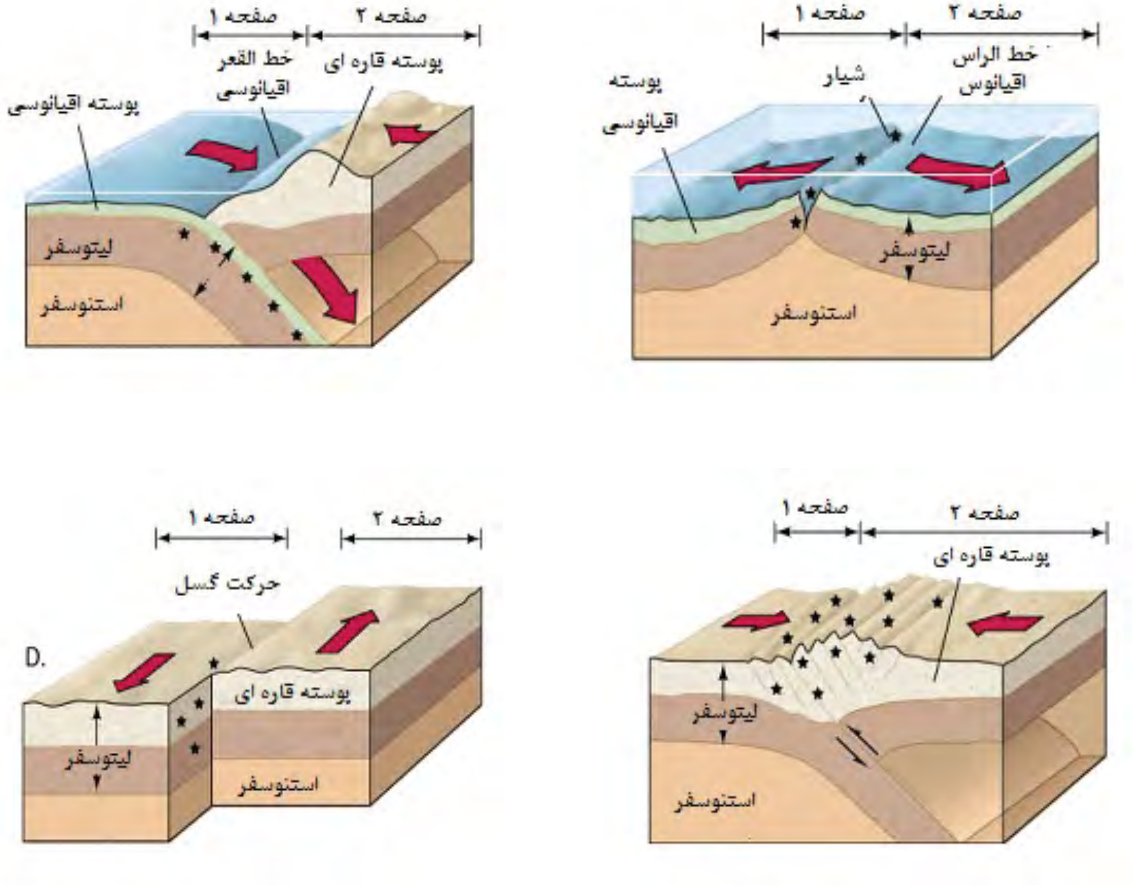
شده‌اند از این میان حاشیه‌های مخرب، یعنی جاهایی که قسمتی از پوسته به زیر بخش دیگر رانده می‌شود، بیشترین تراکم زمین لرزه‌ها را نشان می‌دهد. شکل (۳-۳۹) محل وقوع زمین لرزه‌های مهم را در جهان نشان می‌دهد[۴۴].

شکل (۳-۴۰) حرکت نسبی صفحات پوسته زمین را نشان می‌دهد.

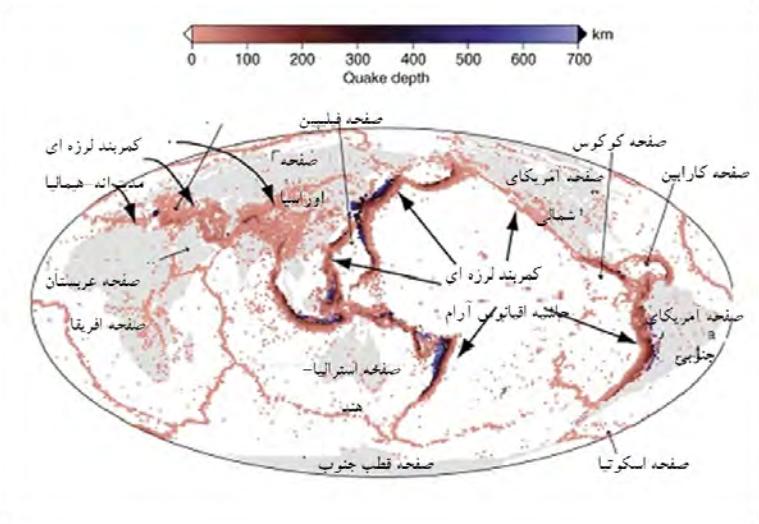
مدل‌های زمین ساخت صفحه‌ای که بر پایه تجزیه و تحلیل گسترش جهانی بستر اقیانوس‌ها، سامانه گسل‌ها و بردارلغزشی گسل‌ها استوار است، نشان می‌دهد که صفحه عربی با راستای شمال- شمال غربی با آهنگی حدود ۲/۵ تا ۳ سانتی متر در سال به سوی صفحه اوراسیا در حرکت است. نتیجه این حرکت رو به شمال رویداد زمین لرزه‌های زیادی در فلات ایران زمین، سرزمین‌های بلند شرقی ترکیه و قفقاز می‌باشد[۴۶]. فلات ایران در چند صد سال اخیر شاهد وقوع لرزه‌های مخرب و ویرانگری بوده که تلفات و خسارات سنگینی را به همراه داشته است. به عنوان نمونه در سده بیستم میلادی بیش از یکصد هزار نفر تلفات جانی و خسارات مالی فراوان ناشی از وقوع زمین لرزه‌هایی در سیلاخور، دشت بیاض، طبس، قائنات، رودبار منجیل، آوج، بم، زرند و... گزارش شده است.

شکل (۳-۴۱) حرکت صفحه عربی را به سوی صفحه اوراسیا نشان می‌دهد.

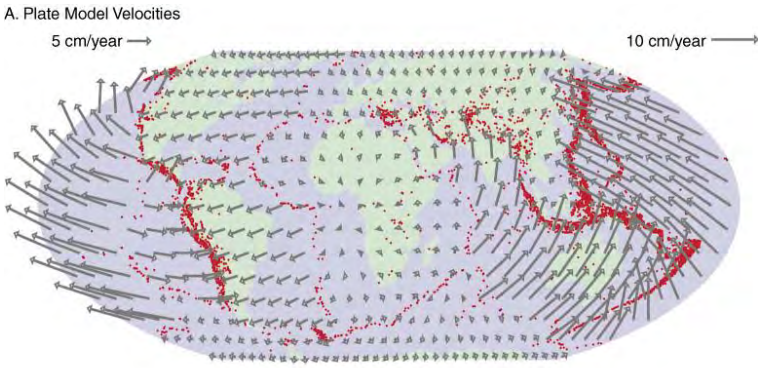
شکل (۳-۴۲) جانمایی زمین لرزه‌های بوجود آمده در ایران را نشان می‌دهد.



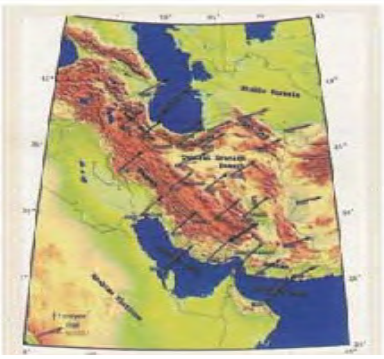
شکل ۳-۳۸- نحوه وقوع زمین لرزه[۱۳]

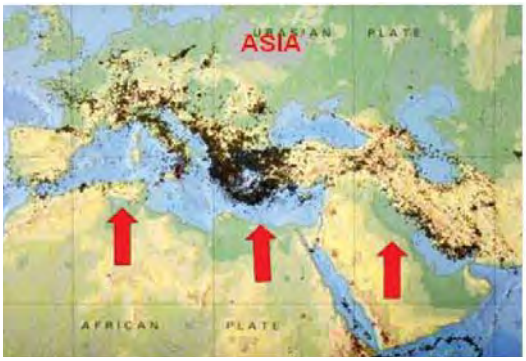


۳-۳۹- محل وقوع زمین لرزه‌های مهم در جهان[۲۸]

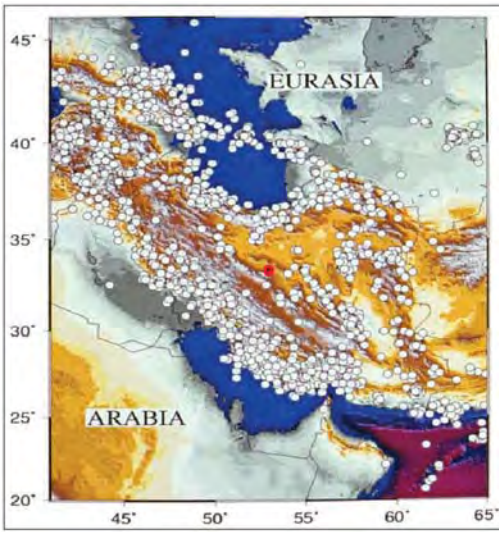


شکل ۳-۴۰- حرکت نسبی صفحات پوسته زمین[۲۸]





شکل ۳-۴۱- حرکت صفحه عربی به سوی صفحه اوراسیا و قرار داشتن فلات ایران بین دو صفحه [۲۸]



شکل ۳-۴۲- جانمایی زمین لرزه‌های بوجود آمده در ایران[۴۷]

اگر چه در شرایط کنونی پیشگویی زمان دقیق زمین لرزه‌ها و یا پیش گیری از وقوع آنها امکانپذیر نبوده، اما کاهش زیانهای ناشی از زمین لرزه‌ها امکان پذیراست. تجربه بسیاری از کشورها که مشابه فلات ایران در معرض خطر زمین لرزه‌های بزرگ قرار دارند اما تلفات و خسارات به مراتب کمتری را متحمل می‌شوند، نشان داده است که با مطالعات دقیق و استفاده از داده‌های زمین لرزه‌های گذشته و حال و بهره گیری از این مطالعات در احداث سازه‌ها می‌توان خسارات ناشی از زمین لرزه‌ها را کاهش داد. از اساسی‌ترین اطلاعات مورد نیاز در مورد زمین لرزه‌ها دانستن محل دقیق وقوع زمین لرزه‌ها (مختصات مرکز)، ژرفای کانونی، بزرگی یا شدت مطلق آنها با دقت کافی می‌باشد. این پارامترها در برآورد میزان خطر زمین لرزه‌های محتمل در مناطق مختلف نقش اساسی دارند.

۳-۵-۲-۱- امواج زمین لرزه

ارتعاشات ناشی از زمین لرزه می‌تواند به شکل امواج مختلف طولی، عرضی یا برشی فضای زیرزمینی را تحت تاثیر قرار دهند و لذا امکان وقوع تغییر شکلهای گوناگونی در مقاطع یا سازه‌های زیرزمینی در اثر ارتعاش وجود دارد. امواج اولیه یا P که به موزات محور طولی تونل یا سازه زیرزمینی انتشار می‌یابند، تونل را در جهت طولی دچار فشار یا کشش می‌کنند که می‌تواند باعث ایجاد ترکهای کششی یا خرد شدگی‌های فشاری در امتداد آن گردد. امواج برشی یا S که بخش اصلی انرژی را انتقال می‌دهند، چنانچه در جهت طولی تونل انتشار یابند باعث ارتعاش در جهت عمود بر محور تونل شده و با ایجاد جابجایی‌های برشی، آسیب‌های زیادی را به فضای زیرزمینی وارد می‌کنند. چنانچه جهات برخورد این امواج با تونل مایل یا عمود بر محور تونل باشد، باز هم اشکال دیگری از تغییر مکان در فضای زیرزمینی ایجاد می‌گردد.

امواج زمین لرزه دارای انواع مختلفی است که هر کدام از این امواج تاثیر خاص خود را بر سازه زیر زمینی اعمال می‌کند. با توجه به این موضوع، هر کدام از امواج بصورت جداگانه مورد بررسی قرار می‌گیرد.

- امواج فشاری:

امواج فشاری PW، معمولا همراه با امواج برشی افقی HSW می‌باشند.HSW مولفه قائم و PW مولفه محوری امواج فشاری می‌باشد.PW بر روی سازه‌های زیر زمینی فشار و کشش طولی ایجاد می‌کند در حالی که HSW سازه خاکی را به جنبش جانبی وادار میکند.HSW اثر جدی بر روی سازه‌های بلند دارد ولی تاثیر چندانی بر روی سازه‌های زیرزمینی ندارد. تونلها و سازه‌های زیرزمینی طولی انعطاف پذیر، بر اساس انعطافپذیری اتصال حلقوی بر اثرات امواج HSW فائق می‌ایند.PW سریعترین موج انتشار یافته از زمین لرزه است. بنابراین اولین موجی است که ساختگاه سازه را تحت تاثیر قرار می‌دهد[۲۹].

- امواج برشی قائم:

امواج برشی قائم اصلیترین نوع امواج بوده که حدوداً شامل دوسوم انرژی آزاد شده هستند.VSW باعث جابجائی قائم سیستم سازه‌ای می‌شود که برای سازه‌های بزرگ بسیار خطرناک است ولی تاثیر زیادی بر روی تونلها و سازه‌های زیرزمینی ندارد.VSW نسبت به HSW کندتر حرکت می‌کند، لذا فاصله زمانی بین VSW و HSW کاملاً وابسته به فاصله ساختگاه تا مرکز زمین لرزه است.

- امواج رایلی[۱۴] RW

در امواج رایلی، جهت چرخش ذرات در بالاترین قسمت آنها، در خلاف جهت حرکت موج می‌باشد و حرکات ذرات در سطح مسیر به صورت بیضی است که قطر بزرگ آن عمود بر انتشار موج است. تاثیر امواج رایلی همانند امواج برشی قائم برای سازه‌های بزرگ می‌باشد. سیستمهای زیرزمینی متحمل تغییر مکانهای قائم بر اساس ارتفاعشان می‌شوند.

- امواج لاو[۱۵] LW :

این امواج شکل ویژه‌ای از امواج HSW هستند، که جابجائی‌های جانبی با عمق خاک کاهش می‌یابد. بطور کلی این امواج تنها عامل تهدید کننده سازه‌های زیرزمینی هستند. سازه تحت اثر این امواج متحمل تغییرات دینامیکی جانبی می‌شود. مقدار جابجائی جانبی بین بالا و پایین سازه متفاوت است. اگر اضافه تنش ایجاد شده توسط امواج لاو از مرز ایمنی فزونی یابد، سختی جانبی سازه زیرزمینی باید برای متناسب شدن با شرایط بارگذاری افزایش یابد.

شکل (۳-۴۳)امواج مختلف ناشی از زمین لرزه را نشان می‌دهد.

شکل (۳-۴۴) نحوه ثبت امواج مختلف زمین لرزه را توسط دستگاههای شتاب نگاشت نشان می‌دهد.

۳-۵-۲-۲- شدت و بزرگی زمین لرزه

برای نمایش کیفی یا کمی زمین لرزه در سطح زمین از دو مقیاس «شدت» و «بزرگی» استفاده می‌شود. شدت زمین لرزه مقدار کیفی است و مبتنی بر نحوه تاثیرپذیری اشیاء واقع در سطح زمین از زمین لرزه است. در مقابل، بزرگی مقدار کمی بوده و از روی دستگاههای لرزه نگاشت محاسبه می‌شود.

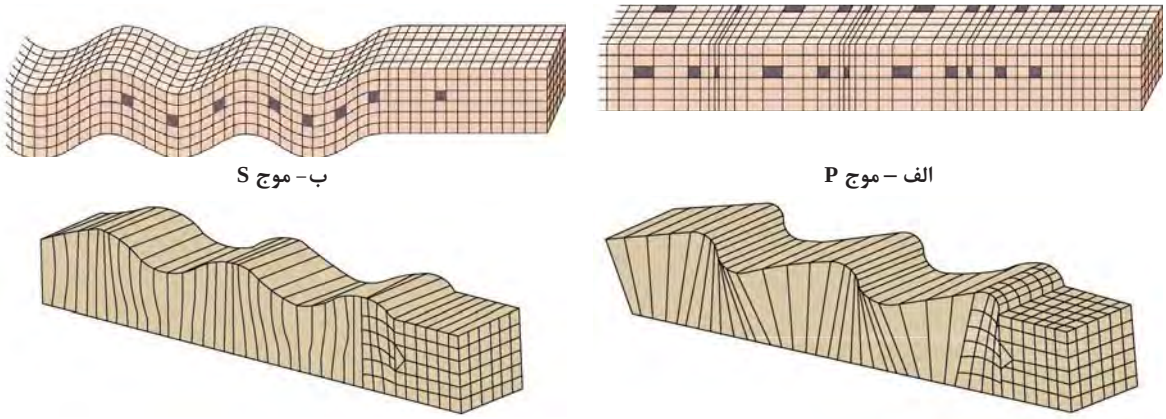
شدت(MM[۱۶] یا I): به منظور ایجاد مبنایی برای ثبت نیروی یک زمین لرزه، برای مقایسه آن با زمین لرزه‌های دیگر همچنین آگاهی از تغییرات نیروی آن با دور شدن از مرکز زمین لرزه (استهلاک)، مقیاس‌هایی برای شدت زمین لرزه

---

۱۴ Rayleigh Wave
۱۵ Love Wave
۱۶ Modified Mercalli Scale

ایجاد شده است. در این مقیاس رابطه حرکت زمین با خسارات وارده به سازه‌هایی با کیفیت‌های ساختمانی متفاوت نشان داده شده است (جدول ۳-۱۰).

بزرگی (M): مفهوم بزرگی اولین بار در سال ۱۹۳۵ جهت بیان کل انرژی امواج زمین لرزه که از کانون منتشر می‌شوند، توسط ریشتر ارائه گردید. مقیاس ریشتر مبتنی بر داده‌های ثبت شده زمین لرزه‌های کم عمق کالیفرنیای جنوبی است. ریشتر بزرگی زمین لرزه‌های محلی (ML) را به صورت «لگاریتم بر پایه ۱۰ بزرگترین دامنه موج (به هزارم میلیمتر) که توسط یک لرزه نگار استاندارد واقع در ۱۰۰ کیلومتری مرکز زمین لرزه ثبت شده باشد»، در نظر گرفت. بعدها رابطه‌هایی برای حالتی که ایستگاه‌های اندازه گیری در فاصله ۱۰۰ کیلومتری نباشند و همچنین اختلاف بین مسیر حرکت زمین لرزه‌های با کانون کم عمق و عمیق ابداع شده است[۲۹].



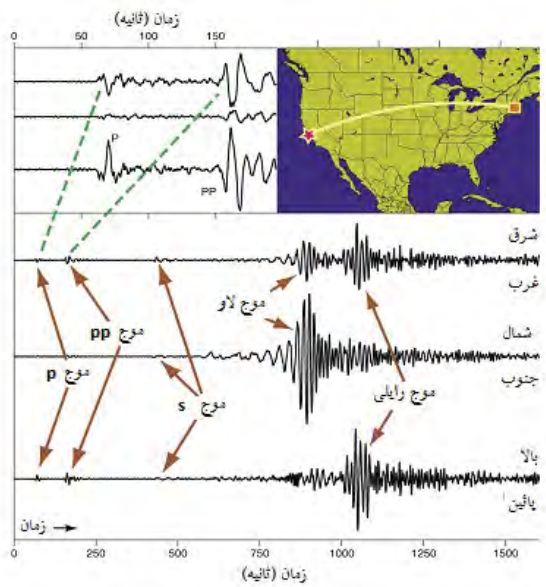
الف – موج P

ب- موج S

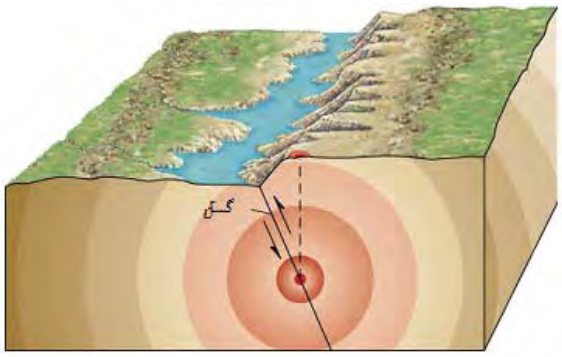
ج- موج لاو

د- موج رایلی

شکل ۳-۴۳- امواج مختلف ناشی از زمین لرزه



شکل ۳-۴۴- نحوه ثبت امواج مختلف زمین لرزه توسط دستگاههای شتاب نگاشت[۲۸]



شکل ۳-۴۵- شکل شماتیک از کانون، مرکز و امواج زمین لرزه[۲۸]

معمولاً بزرگی زمین لرزه‌ها تحت عناوین (Ms) برای بزرگای امواج سطحی، (Mb) بزرگای امواج حجمی و یا سایر بزرگای زمین لرزه‌ها (M با اندیس‌های مختلف) ثبت می‌گردید. زمین لرزه‌های پیش از قرن بیستم اکثراً بر حسب Ms اعلام شده‌اند ولی زمین لرزه‌های قرن بیستم تاکنون بیشتر بر حسب Mb بیان شده‌اند و تنها برای بعضی از زمین لرزه‌ها هر دو بزرگا آورده شده است. با استفاده از زمین لرزه‌هایی که برای آنها هر دو بزرگا (Ms,Mb) ذکر شده و با بکارگیری روش آماری کمترین مربعات و یافتن معادله بهترین خط از میان آنها روابط (۳-۱) و (۳-۲) برای بزرگا (Ms) ارائه گردید.

$Ms= ۱,۴۰۴۳ Mb - ۲,۵۱۸۹$ (۳-۱) [۴۸]

$Ms= ۱,۲۱ Mb - ۱,۲۹$ (۳-۲) [۲۹]

۳-۵-۲-۴- کانون و مرکز زمین لرزه

زمین لرزه‌ها معمولاً با شکستگیهای بزرگ یعنی گسلها در پوسته و گوشته بالایی همراه هستند. کانون زمین لرزه محلی است که اولین لغزش بر روی گسلها اتفاق می‌افتد و دفعتاً بخشی از سنگهای گسل در آن نقطه بر هم می‌لغزند.

مرکز زمین لرزه نقطه‌ای است بر سطح زمین که در بالای کانون قرار دارد (شکل ۳-۴۵).

۳-۵-۲-۵- پیش بینی زمین لرزه

پیش بینی محل، بزرگی و زمان وقوع زمین لرزه که از وظایف لرزه شناسان است، برای طراحی سازه‌ها بر مبنای لرزه خیزی و همچنین آگاهی قبلی از یک حادثه محتمل، بسیار لازم است. برای پیش بینی وقوع زمین لرزه عوامل چندی را باید مورد توجه قرار داد.

الف) تحلیل آماری داده‌های تاریخی (تحلیل رخداد مجدد زمین لرزه).

ب) اندازه گیری حرکت گسل‌ها، خم شدن و تغییر شکل زمین و افزایش تنش در آن

ج) تغییر در سرعت امواج لرزه‌ای (تئوری اتساع[۱۷] که نسبت امواج فشاری به امواج برشی را درنظر می‌گیرد و بر مبنای اندازه گیری متوالی زمان ورود امواج P و مقایسه آن با زمان ورود امواج S استوار است).

د) تغییر در میدان مغناطیسی و دیگر مشخصات ژئوفیزیکی زمین.

خسارات وارده بر روی یک سازه متاثر از عوامل چندی از جمله شرایط زمین شناسی (نوع خاک، عمق و ساخت سنگ، عمق سطح ایستابی)، عمق کانون، فاصله تا مرکز زمین لرزه، مدت لرزش، تراکم جمعیت و کیفیت سازه‌ها است.

۳-۵-۲-۶- رفتار سنگ در برابر زمین لرزه

در محیط سنگی زمین لرزه بیشترین تاثیر را بر روی ناپیوستگی‌های سنگ بویژه گسل‌ها دارد. در ارتباط با اهمیت گسل‌ها در مهندسی زمین لرزه می‌توان گفت که زمین لرزه‌های با عمق کانونی کم، که معمولاً مخربترین زمین لرزه‌ها هستند، اغلب در ارتباط با گسل‌ها می‌باشند. گسل ممکن است یک شکستگی منفرد یا مشتمل بر سیستمی متشکل از شاخه‌های فرعی باشد. بنابراین شناسایی گسل عاملی مهم در مطالعات مربوط به ارزیابی احتمال وقوع و بزرگی زمین لرزه است.

---

۱۷ Dilatancy Theory

جدول ۳-۱۰- مقیاس شدت زمین لرزه[۲۹]

بزرگی(M)	شدت	تاثیرها
۳	I	احساس نمی شود
	II	توسط شخص در حال استراحت یا در طبقات بالای ساختمان احساس می‌شود.
	III	در داخل ساختمان احساس می‌شود. اشیاء آویزان تکان می‌خورند. ارتعاشی مثل گذر کامیونهای سبک دارند. مدت لرزش قابل برآورد است .ممکن است زمین لرزه بحساب نیاید.
۴	IV	اشیاء آویزان تاب می‌خورند. ارتعاشی مثل گذر کامیونهای سنگین یا احساس ضربتی مثل برخورد یک توپ سنگین به دیوار دارد. ماشینهای پارک شده تکان می‌خورند. پنجره‌ها، بشقاب‌ها و درها به صدا در می‌آیند. شیشه‌ها به صدا در می‌آیند. ظروف سفالی بهم می‌خورند. در حد فوقانی IV دیوارهای چوبی و قابها ترک بر می‌دارند.
	V	در خارج ساختمان احساس می‌شود. جهت آن قابل برآورد است. افراد خواب بیدار می‌شوند. مایعات به حرکت در می‌آیند و برخی از آنها به خارج ظرف خود می‌ریزند. اشیاء ناپایدار کوچک جابجا یا واژگون می‌شوند. درها تکان می‌خورند و باز و بسته می‌شوند. ساعتهای آونگی متوقف شده، به حرکت آمده یا سرعتشان تغییر می‌کند.
۵	VI	توسط همه احساس می‌شود. بسیاری از افراد متوحش شده از ساختمانها خارج می‌شوند. اشخاص به طور نامتعادلی حرکت می‌کنند. پنجره‌ها و بشقابها و ظروف شیشه‌ای می‌شکنند. اشیاء کتابها و چیزهای دیگر از قفسه به خارج می‌ریزند. عکسها از دیوار فرو می‌افتد. مبلها جابجا شده یا واژگون می‌شوند. گچهای ضعیف یا ساختمانهای نوع D ترک بر می‌دارند. زنگهای کوچک کلیسا و مدارس به صدا در می آیند. درختان و بوته‌ها تکان می‌خورند.
۶	VII	ایستادن مشکل می‌شود. توسط رانندگان وسیله نقلیه احساس می‌شود. اشیاء آویزان شدیداً نوسان می‌کنند. مبلها و وسایل چوبی می شکنند. بناهای نوع D صدمه می‌بینند و ترک برمی دارند. دودکشهای ضعیف در محل اتصالشان به سقف می‌شکنند. قطعات گچ، آجرهای سست، سنگ و کاشی سقوط می‌کنند، برخی از بناهای نوع C ترک برمی دارند. امواج آب در سطح حوضها و آبگیرها گل آلود می شوند. لغزشها و حفرات کوچکی در سواحل شنی و ماسه‌ای ایجاد می‌شوند. زنگهای بزرگ کلیساها به صدا در می‌آیند. نهرهای آبیاری صدمه می‌بینند.
	VIII	هدایت وسایل نقلیه مشکل می‌شود. بناهای نوع C صدمه می‌بینند و بخشی از آنها فرو می‌ریزند. به بناهای نوع B کمی صدمه وارد می‌آید بناهای نوع A بدون صدمه باقی می‌مانند. گچ کاریها و برخی از دیوارها فرو می‌ریزند دودکشها و بناهای یادبود، برجها و مخازن مرتفع می‌چرخند و فرو می‌ریزند. دیوارهای جدا کننده‌ای که محکم نباشد از محل خود خارج می‌شوند. شمعهای فرسوده شده می‌شکنند. شاخه‌های درختان می‌شکنند. میزان دما و جریان آب چشمه‌ها و چاهها تغییر می‌کند. در زمینهای مرطوب و دامنه‌های پرشیب ترکهایی ایجاد می‌شود.
۷	IX	عموم مردم احساس وحشت می‌کنند. بناهای نوع D کاملاً تخریب می‌شوند، بناهای نوع C به شدت صدمه می‌بینند و گاه کاملاً فرو می ریزند، بناهای نوع B بطور جدی صدمه می‌بینند. ساختمانهای پیش ساخته، اگر خوب بهم متصل نشده باشند، از محل پی جابجا می شوند مخازن شدیداً صدمه می‌بینند. لوله‌های زیرزمینی می‌برند. ترکهای آشکاری در زمین ایجاد می‌شود. در زمینهای آبرفتی، ماسه و گل به خارج فوران می‌کنند.
۸	X	پی اغلب بناهای معمولی و پیش ساخته تخریب می‌شود. برخی از سازه‌های چوبی خوب ساخته شده و پلها تخریب می‌شوند. سدها و خاکریزها صدمه جدی می‌بینند. زمین لغزه‌های بزرگ به وقوع می‌پیوندد. آب از ساحل کانالها، رودخانه‌ها، دریاچه‌ها و غیره به خارج می ریزد. ماسه و گل در سواحل و زمینهای هموار به طور افقی جابجا می‌شوند. ریلهای راه آهن کمی خم می‌شوند.
	XI	ریلها به شدت خم می‌شوند. خطوط لوله‌های زیرزمینی کاملاً از سرویس خارج می‌شوند.
	XII	خسارت تقریباً به طور کامل است. توده‌های سنگی بزرگ جابجا می‌شوند. اشیاء به هوا پرتاب می‌شوند.

بناهای نوع A : طراحی، مصالح پیوند دهنده (ملات) و اجرای استادانه‌ای دارند. بصورت مسلح، مخصوصاً در جهت افقی، ساخته شده‌اند. بخشهای مختلف آنها با استفاده از فولاد، بتن و غیره به یکدیگر پیوند یافته‌اند. بنحوی طراحی شده‌اند که در مقابل نیروهای جانبی مقاومت کنند.

بناهای نوع B : مصالح پیوند دهنده (ملات) و اجرای استادانه‌ای دارند ولی جهت مقاومت در مقابل نیروهای جانبی طراحی نشده‌اند.

بناهای نوع C : از مصالح پیوند دهنده و مهارت معمولی در اجرا برخوردارند. نقاط ضعف شدیدی ندارند ولی مصالح مسلح نشده و برای مقابله با نیروهای افقی نیز طراحی نشده‌اند.

بناهای نوع D : مصالح ضعیف از جمله خشت خام و ملات ضعیف دارند و یا سطح پائینی را از نظر استاندارد اجرا دارا می‌باشند، در جهت افقی ضعیف‌اند.

در بررسی‌های مربوط به طراحی بر مبنای لرزه خیزی، معمولاً نقشه‌های لرزه خیزی به روی نقشه‌های زمین شناسی قرار داده می‌شوند تا با این وسیله رابطه زمین لرزه با ساختهای تکتونیکی مشخص شود. در صورتی که زمین لرزه‌های ایران را به روی نقشه زمین شناسی ایران (گسل‌ها) قرار گیرد، رابطه نزدیکی بین این دو در اغلب نقاط مشاهده می‌شود.

در زمان بررسیهای مهندسی برای طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زمین لرزه، موارد زیر باید در ارتباط با گسل مورد توجه قرار گیرد:

۱- تائید وجود گسل(یا گسل‌ها)

۲- تعیین میزان فعالیت گسل مستعد (فعال، غیر فعال)

۳- مقدار و شکل جابه جایی (امتداد لغز، شیب لغز و ...)

۴- تخمین بزرگی زمین لرزه‌ای که بر اثر کسیختگی ایجاد خواهد شد (عموماً به طول گسیختگی بستگی دارد).

۵- برآورد شتاب زمین لرزه در ساختگاه با توجه به تضعیف و استهلاکی که در فاصله بین گسل عامل تا ساختگاه وجود خواهد داشت.

در نقاط مختلف دنیا، مخصوصاً در ایالات متحده و ژاپن، با توجه به داده‌های لرزه خیزی فراوانی که در دست است، روابط چندی در مورد رابطه گسل و زمین لرزه ارائه شده است که از آن میان می‌توان موارد زیر را نام برد:

الف) رابطه طول گسیختگی گسل با بزرگی زمین لرزه حاصل

ب) رابطه فاصله از گسل ایجاد کننده زمین لرزه (گسل عامل) با شتاب ثقل

ج) رابطه میزان جابجایی گسل با بزرگی زمین لرزه

توان لرزه‌زایی گسل‌ها: بزرگی زمین‌لرزه‌ای که به سبب جنبش دوباره پاره‌ای از درازای گسل روی می‌دهد را توان لرزه‌زایی گسل می‌گویند که با درازای بخش جابجا شده آن در ارتباط است. در زمین لرزه‌های بزرگ طول مدت لرزش نیز تا حدی زیادی به طول گسیختگی وابسته است. به این ترتیب که هرچه طول بخش گسل خورده بیشتر باشد، طول مدت زمان دریافت امواج زمین لرزه در یک محل خاص بیشتر می‌شود.

مطالعات زیادی در رابطه با بزرگی زمین‌لرزه و درازای گسل انجام شده و روابط تجربی زیادی هم در این ارتباط ارائه گردیده است. در قسمت ذیل تعدادی از این روابط آورده شده اند:

نوروزی (۱۹۸۵)[۴۹]	(۳-۳)	$Ms=Log(L_1)+5,4$
آمبرسیز (۱۹۸۸)[۵۰]	(۴-۳)	$Ms=4,629+1,429Log(L_1)$
کاپراسمیت- ولز(۱۹۹۰)[۵۱]	(۵-۳)	$Mw=5,16+1,12Log(L_1)$
بونیلا (۱۹۸۴)[۵۱]	(۶-۳)	$Ms=5,17+1,237Log(L)$
زارع (۱۳۷۴)[۵۱]	(۷-۳)	$M_W=3,66+0,91Ln(L_2)$
[۲۹]	(۸-۳)	$Ms=6,03+0,76Log(L)$

که در این روابط: L طول گسل، L_1 طول ۵۰ درصد از L، L_2 طول ۳۷ درصد از L بر حسب کیلومتر و Ms و M_W بزرگی زمین‌لرزه می‌باشند. شکل (۳-۴۶) نحوه محاسبه توان لرزه زایی چند نمونه گسل را طبق روابط فوق نشان می‌دهد.

جابجایی گسل: در سالهای اخیر بررسیهای متعددی برای تعیین رابطه بین مقدار جابجایی و طولی از گسل که در آن جابجایی رخ داده و همچنین بزرگی زمین لرزه حاصله، صورت گرفته است. میزان جابجایی در طول گسل ممکن است از نقطه‌ای به نقطه دیگر متفاوت باشد، تا حدی که برخی از گسل‌ها ممکن است اصلاً جابجایی نشان ندهند. با این حال میزان جابجایی گسل را به طور کلی می‌توان با بزرگی زمین لرزه طبق رابطه ذیل محاسبه کرد.

$$Ms= 6,95 + 0,723 \text{ Log } D \qquad (۹-۳)$$

که در این رابطه: D میزان جابجاشدگی گسل برحسب متر می‌باشد.

با احتساب توان لرزه‌زایی هر گسل با استفاده از روابط (۳-۳) تا (۳-۸) و قرار دادن آن در رابطه (۳-۹) میزان جابجاشدگی گسل‌ها بر اساس توان لرزه زایی محاسبه می‌شود.



نام گسل		شمال تهران	مشا **	تلو	سرخه حصار*
طول گسل (کیلومتر)		۷۵	۱۵۰	۱۳	۱۰
توان لرزه زایی طبق روابط (۳-۳) تا (۳-۸)	(۳-۳)	۶/۹۷	۷/۲۸	۶/۲۱	۶/۱۰
	(۳-۴)	۶/۸۸	۷/۳۱	۵/۷۹	۵/۶۳
	(۳-۵)	۶/۹۲	۷/۲۶	۶/۰۷	۵/۹۴
	(۳-)	۷/۱۲	۷/۴۹	۶/۱۸	۶/۰۳
	(۳-۷)	۶/۶۸	۷/۳۱	۵/۰۹	۴/۸۵
	۳-۸	۷/۲۳	۷/۴۶	۶/۶۵	۶/۵۶

*طول گسل سرخه حصار و قصر فیروزه با هم برابر هستند. بنابراین در محاسبات توان لرزه زایی گسل سرخه حصار مورد محاسبه قرار گرفت.

**طول گسل مشا حدود ۴۰۰ کیلومتر می‌باشد که با توجه به اینکه بزرگترین زمین لرزه گزارش شده در ایران ۷٫۷ بوده بنابراین ۱۵۰ کیلومتر از آن مورد محاسبه قرار گرفته است.

شکل ۳-۴۶- نحوه محاسبه توان لرزه زایی چند نمونه گسل

۳-۵-۲-۷- رفتار خاک در برابر زمین لرزه

بر اثر اعمال تنش برشی به خاک، که ناشی از امواج زمین لرزه رسیده از سنگ بستر است، خاک تحریک می‌شود. خاکها را می‌توان با توجه به پاسخی که به حرکات سنگ بستر می‌دهند، به دو گروه تقسیم کرد[۱۵].

- خاکهای پایداری که با تغییرشکل کشسان و خمیرسان باعث میرایی حرکت لرزه‌ای می‌شوند، با این حال هنوز تا حدی مقاومت خود را حفظ می‌کنند.
- خاکهای ناپایدار که به طور ناگهانی متراکم شده یا بر اثر آبگونگی به طور کامل مقاومتشان را از دست می‌دهند.

لرزشهای ناشی از زمین لرزه می‌تواند چند پدیده مهم را در خاک باعث شود که عبارتند از:

- تراکم خاکهای دانه‌ای که منجر به نشست سطح زمین می‌شود و می‌تواند در محدوده وسیعی اتفاق بیافتد.
- آبگونه شدن ماسه‌های ریز و ماسه‌های لای دار که منجر به از بین رفتن کامل مقاومت خاک شده و باعث نشست و حتی برگشتن سازه‌ها و گسیخته شدن دامنه‌ها می‌شود.
- کاهش مقاومت در خاکهای چسبنده نرم که منجر به نشست سازه‌ها شده و می‌توان برای سالها ادامه داشته باشد. این پدیده بر اثر نوعی آبگونی نیز حاصل می‌شود.
- پدیده روانگرایی : روانگرایی به واکنش خاک در برابر بارهای دینامیکی یا تحریک ناشی از امواج برشی زودگذر اطلاق می‌شود که در نتیجه آن مقاومت خاک به طور کامل از بین رفته و خاک حالتی آبگونه به خود می‌گیرد.

۳-۵-۲-۸- بررسی تاریخی وقوع زمین لرزه‌ها

یکی از داده‌های مهم و اساسی برای مطالعات لرزه خیزی و برآورد خطر زمین لرزه، بررسی عمیق و دقیق تاریخچه زمین لرزه‌های گذشته است. بدیهی است که برای دستیابی به ویژگیهای لرزه زمین ساختی باید تاریخچه زمین لرزه‌های منطقه مورد مطالعه را در طول زمان زیادی گردآوری نموده و بررسی کرد. چنانچه در بررسی فراوانی رویداد زمین لرزه‌ها از دوره کوتاهی (مثلاً فقط زمین لرزه‌های سده بیستم) استفاده شود، در این حالت پارامترهای محاسبه شده نمی توانند به خوبی بیانگر لرزه خیزی منطقه باشند.

- زمین لرزه‌های تاریخی (قبل از سده بیستم)

شناخت ما از زمین لرزه‌های تاریخی منحصر به کتابهای تاریخی، سفرنامه‌ها و نوشتارهای اندک علمی در این زمینه بوده و متاسفانه آگاهی اندکی درباره مرکز زمین لرزه‌های تاریخی وجود دارد. چون برای دستیابی به ویژگیهای دانش زمین لرزه تاریخی، از شرح تاریخی مانده از زمین لرزه‌ها در نوشتارهای کهن همراه با استفاده از دستورهای آزمایشی موجود بهره گیری می‌شود، روشن است که در این راه مشکلات و کمبودهای زیادی وجود دارد. رویدادنویسان پیشین گهگاهی چند زمین لرزه رویداده در دوره‌ای را چنان به نوشتار کشیده‌اند که گویی همه آنها شرح رویداد یگانه‌ای است. در این صورت این کوتاهی سبب برآورد کم شمار زمین لرزه‌های گذشته در یک دوره و یا برآورد بیش از حد واقعی آن زمین لرزه می‌شود[۵۲].

از آنجا که بیشترین رویدادنویسان گذشته در شهرهای بزرگ زندگی می‌کردند، در این صورت ممکن است شرح زمین لرزه‌های آنها شرح لرزش‌های کوچکی باشد که از یک زمین لرزه بزرگ دور دست در شهر احساس شده باشد از سویی دیگر داده‌های مربوط به زمین لرزه‌های دور دست تاریخی برگرفته از سفرنامه‌ها ممکن است با گزافه گویی یا بزرگ نمایی همراه باشد.

دو نکته بنیادی در بررسی شدت بزرگی زمین لرزه‌های تاریخی، توجه کردن به چگونگی گسترش جمعیت و زیاده انگاری و بزرگ نمودن این رویداد طبیعی در گذشته است. زمین لرزه‌ها در پهنه‌های کویری و یا با جمعیت بسیار کم نیز قرار داشته است. در نتیجه باید توجه داشت که وجود نوشتاری از شرح زمین لرزه‌ای در شهری بزرگ نشان دهنده وجود مرکز آن زمین لرزه در آن شهر نخواهد بود.

- زمین لرزه‌های دستگاهی

زمین لرزه دستگاهی، به زمین لرزه‌هایی اطلاق می‌گردند که داده‌های آن بوسیله دستگاههای لرزه نگاری بدست آمده باشند. داده‌های دستگاهی دهه‌های اولیه سده بیستم دارای خطاهای گوناگونی بوده‌اند. همزمان با تکمیل دستگاهها و افزایش شمار ایستگاه‌های لرزه نگاری، این خطا بویژه برای زمین لرزه‌های بزرگ کم شده است.

پس از آغاز کار شبکه جهانی استاندارد زمین لرزه شناسی و گسترش شبکه لرزه نگاری کشور ما، خطای داده‌های لرزه‌نگاری دستگاهی کمتر از پیش شده، ولی در حال حاضر نیز شناخت جایگاه جنبش بیشتر گسل‌ها از روی داده‌های بدست آمده از ایستگاه‌های لرزه نگاری محلی و یا جهانی ممکن نیست. پیوند داده‌های لرزه نگاری دستگاهی با گسلهای هر پهنه به مرکزیابی و کانونیابی دقیق زمین لرزه‌ها نیازمند است[۵۳].

جدول (۳-۱۱) زمین لرزه‌های دستگاهی ثبت شده برای شهر اصفهان را نشان می‌دهد.

۳-۵-۲-۹- برآورد پارامترهای لرزه خیزی

پارامترهای لرزه‌خیزی به طور کلی بیان کننده سیمای لرزه خیزی یک گستره می‌باشند و بر اساس آنها احتمال رویداد و دوره بازگشت جنبش نیرومند زمین و بزرگای زمین لرزه برآورد می‌گردد. برای بدست آوردن پارامترهای لرزه خیزی می‌توان از روشهای مختلف آماری مانند روش‌های گوتنبرگ- ریشتر و کیکو- سلوول استفاده نمود. فرضیات اساسی که در اینگونه مطالعات باید مورد توجه قرار گیرند به شرح زیر می‌باشد:

- تبعیت زمین لرزه‌ها از فرآیند پوآسونی به معنای مستقل نمودن رویداد زمین لرزه‌ها در حوزه زمان و مکان از یکدیگر

جدول۳-۱۱- لیست زمین لرزه‌های ثبت شده دستگاهی شهر اصفهان

منبع	بزرگی زمین لرزه			سال
	ML	MS	MB	
ISC			۴/۰	۱۹۸۲
ISC			۴/۶	۱۹۸۲
ISC			۴/۷	۱۹۸۳
ISC			۴/۱	۱۹۸۳
ISC			۴/۹	۱۹۸۳
ISC			۴/۵	۱۹۸۳
ISC			۴/۲	۱۹۸۴
ISC			۵/۰	۱۹۸۴
ISC			۴/۹	۱۹۸۴
ISC			۴/۶	۱۹۸۴
ISC			۴/۴	۱۹۸۴
ISC			۴/۱	۱۹۸۴
ISC			۴/۵	۱۹۸۵
ISC			۴/۷	۱۹۸۵
ISC			۵/۲	۱۹۸۵
ISC			۴/۴	۱۹۸۵
ISC			۴/۴	۱۹۸۵
ISC			۴/۲	۱۹۸۵
ISC			۵/۲	۱۹۸۵
ISC			۴/۵	۱۹۸۶
ISC			۴/۶	۱۹۸۶
ISC			۴/۹	۱۹۸۶
ISC			۴/۳	۱۹۸۶
IS-A			۴/۳	۱۹۸۶
ISC			۴/۳	۱۹۸۶
ISC			۴/۶	۱۹۸۷
ISC			۴/۵	۱۹۸۷
ISC			۴/۲	۱۹۸۷
ISC			۴/۵	۱۹۸۷
ISC			۵/۰	۱۹۸۷
ISC			۴/۴	۱۹۸۸
ISC		۴/۴	۴/۳	۱۹۸۸
ISC			۴/۶	۱۹۸۸
ISC		۶/۲	۵/۴	۱۹۸۸
ISC			۴/۸	۱۹۸۸
ISC			۴/۵	۱۹۸۸
ISC			۴/۱	۱۹۸۸
ISC			۴/۸	۱۹۸۸
ISC			۴/۲	۱۹۸۸
ISC			۴/۹	۱۹۸۸
ISC			۴/۵	۱۹۸۹
ISC			۴/۴	۱۹۸۹
ISC			۴/۶	۱۹۸۹
ISC			۴/۵	۱۹۸۹
ISC			۴/۲	۱۹۸۹
ISC			۴/۵	۱۹۸۹
ISC			۴/۱	۱۹۸۹
ISC			۴/۸	۱۹۸۹
ISC			۴/۵	۱۹۸۹
ISC			۴/۱	۱۹۸۹
ISC			۴/۷	۱۹۸۹
ISC			۴/۴	۱۹۸۹
ISC			۴/۱	۱۹۸۹
ISC			۵/۲	۱۹۸۹
ISC			۴/۱	۱۹۸۹
ISC			۴/۳	۱۹۸۹
ISC			۴/۸	۱۹۹۰
ISC			۴/۲	۱۹۹۰
ISC			۴/۱	۲۰۰۰
ISC			۴/۳	۲۰۰۰
ISC			۴/۳	۲۰۰۰

منبع	بزرگی زمین لرزه			سال
	ML	MS	MB	
ISC			۴/۷	۱۹۷۳
ISC			۴/۵	۱۹۷۳
IS-A		۵/۵	۵/۴	۱۹۷۳
ISC			۵/۰	۱۹۷۳
ISC			۴/۳	۱۹۷۴
ISC			۴/۳	۱۹۷۴
ISC			۴/۹	۱۹۷۴
ISC			۴/۴	۱۹۷۴
ISC			۴/۶	۱۹۷۴
ISC			۴/۸	۱۹۷۴
ISC			۵/۰	۱۹۷۴
ISC			۵/۲	۱۹۷۵
ISC			۵/۲	۱۹۷۵
ISC			۴/۲	۱۹۷۵
ISC			۴/۰	۱۹۷۵
ISC			۴/۷	۱۹۷۶
ISC			۴/۲	۱۹۷۶
ISC			۴/۲	۱۹۷۶
ISC			۴/۱	۱۹۷۶
ISC			۴/۲	۱۹۷۶
ISC			۵/۱	۱۹۷۶
ISC			۴/۸	۱۹۷۷
ISC			۴/۱	۱۹۷۷
IS-A		۶/۱	۵/۴	۱۹۷۷
ISC			۵/۰	۱۹۷۷
ISC			۴/۴	۱۹۷۸
ISC			۴/۳	۱۹۷۸
ISC			۴/۴	۱۹۷۸
ISC		۴/۹	۴/۷	۱۹۷۸
ISC			۵/۰	۱۹۷۸
ISC			۴/۳	۱۹۷۸
ISC		۴/۴	۵/۲	۱۹۷۸
ISC			۴/۴	۱۹۷۸
ISC		۶/۲	۵/۶	۱۹۷۸
ISC			۴/۳	۱۹۷۸
ISC			۴/۴	۱۹۷۹
ISC			۴/۳	۱۹۷۹
ISC		۳/۷	۴/۲	۱۹۷۹
ISC			۴/۱	۱۹۷۹
ISC		۴/۹	۵/۰	۱۹۷۹
ISC			۴/۶	۱۹۷۹
ISC			۴/۵	۱۹۷۹
ISC			۴/۴	۱۹۷۹
ISC			۴/۶	۱۹۷۹
ISC			۴/۲	۱۹۷۹
ISC			۴/۲	۱۹۷۹
ISC			۴/۶	۱۹۷۹
ISC			۴/۵	۱۹۸۰
ISC			۴/۷	۱۹۸۰
ISC			۴/۴	۱۹۸۱
ISC			۴/۳	۱۹۸۱
ISC			۴/۹	۱۹۸۱
ISC			۴/۸	۱۹۸۱
ISC			۴/۶	۱۹۸۲
ISC			۴/۶	۱۹۸۲
ISC			۴/۲	۱۹۸۲
ISC			۴/۷	۱۹۸۲
ISC			۴/۶	۱۹۸۲
ISC			۴/۴	۱۹۹۵
ISC			۴/۰	۱۹۹۵
ISC			۴/۳	۱۹۹۵

منبع	بزرگی زمین لرزه			سال
	ML	MS	MB	
AMB		۶/۸	–	۱۰۵۲
AMB		۵/۸	–	۱۰۸۵
AMB		۶/۲		۱۳۱۶
AMB		۵/۷		۱۳۴۴
AMB		۶/۶		۱۴۵۹
AMB		۶/۵		۱۶۶۶
AMB		۵/۹		۱۷۵۵
AMB		۶/۲		۱۷۷۸
AMB		۶/۴		۱۸۴۴
AMB		۵/۵		۱۸۵۳
AMB		۵/۵		۱۸۵۳
AMB		۵/۷		۱۸۷۵
AMB		۵/۸		۱۸۷۶
AMB		۶/۰	۶/۳	۱۹۲۹
AMB		۶/۳		۱۹۳۴
NAB		۵/۰		۱۹۳۶
NAB		۴/۵		۱۹۳۶
NOW			۵/۶	۱۹۳۹
NAB		۵/۳		۱۹۳۹
AMB		۵/۵		۱۹۴۴
NAB		۵/۷	۶/۲	۱۹۵۱
NAB		۵/۵		۱۹۵۲
NAB			۴/۸	۱۹۵۶
NAB			۴/۳	۱۹۵۷
NAB			۴/۱	۱۹۵۷
NOW			۴/۵	۱۹۵۸
NOW			۴/۵	۱۹۵۸
NOW			۴/۷	۱۹۵۹
NOW			۴/۸	۱۹۶۰
NOW			۵/۰	۱۹۶۰
N.BA			۵/۰	۱۹۶۰
NAB			۴/۳	۱۹۶۰
N.US			۵/۳	۱۹۶۳
NOW		۴/۶		۱۹۶۳
N.US			۴/۵	۱۹۶۳
NOW		۳/۹	۴/۶	۱۹۶۴
NOW		۴/۷	۵/۱	۱۹۶۴
N.IS			۴/۷	۱۹۶۵
ISC			۴/۹	۱۹۶۵
NEIC			۴/۹	۱۹۶۵
ISC			۴/۶	۱۹۶۶
ISC			۴/۸	۱۹۶۶
N.IS			۵/۱	۱۹۶۷
I.US			۴/۵	۱۹۶۷
N.IS			۴/۹	۱۹۶۷
ISC			۴/۵	۱۹۶۷
NEIC			۴/۶	۱۹۶۷
ISC			۴/۶	۱۹۶۷
NEIC			۴/۶	۱۹۶۸
ISC			۴/۹	۱۹۶۹
ISC			۴/۸	۱۹۶۹
ISC			۵/۰	۱۹۶۹
ISC			۴/۸	۱۹۷۰
ISC			۴/۰	۱۹۷۰
ISC			۵/۰	۱۹۷۲
ISC			۴/۷	۱۹۷۳
ISC			۵/۰	۱۹۷۳
ISC			۴/۳	۱۹۷۳
ISC			۴/۴	۱۹۹۰
ISC			۴/۱	۱۹۹۰
ISC			۴/۱	۱۹۹۱

جدول۳-۱۱- لیست زمین لرزه‌های ثبت شده دستگاهی شهر اصفهان

ISC		۳/۵	۴/۲	۲۰۰۰	ISC				۱۹۹۵	۴/۲			ISC	۱۹۹۱
ISC		۳/۴	۴/۱	۲۰۰۰	ISC				۱۹۹۵	۴/۰			ISC	۱۹۹۱
ISC			۴/۰	۲۰۰۰	ISC				۱۹۹۵	۴/۵			ISC	۱۹۹۱
ISC		۴/۳	۴/۵	۲۰۰۰	ISC				۱۹۹۶	۴/۷		۵/۱	ISC	۱۹۹۱
ISC			۴/۱	۲۰۰۰	ISC				۱۹۹۶	۴/۳		۵/۵	ISC	۱۹۹۱
ISC			۴/۴	۲۰۰۱	ISC				۱۹۹۶	۴/۳			ISC	۱۹۹۱
ISC			۴/۰	۲۰۰۱	ISC				۱۹۹۶	۴/۳			ISC	۱۹۹۱
ISC			۴/۳	۲۰۰۱	ISC				۱۹۹۶	۴/۲			ISC	۱۹۹۲
NEIC			۴/۷	۲۰۰۱	ISC				۱۹۹۶	۴/۸			ISC	۱۹۹۲
NEIC			۴/۳	۲۰۰۱	ISC				۱۹۹۶	۴/۴			ISC	۱۹۹۲
NEIC			۴/۵	۲۰۰۲	ISC				۱۹۹۶	۴/۲			ISC	۱۹۹۲
NEIC			۴/۳	۲۰۰۲	ISC				۱۹۹۶	۴/۰			ISC	۱۹۹۲
NEIC			۴/۵	۲۰۰۲	ISC				۱۹۹۶	۴/۱			ISC	۱۹۹۳
NEIC			۴/۷	۲۰۰۲	ISC				۱۹۹۶	۴/۳			ISC	۱۹۹۳
IDC			۴/۱	۲۰۰۲	ISC				۱۹۹۶	۴/۱			ISC	۱۹۹۳
IDC			۴/۰	۲۰۰۲	ISC				۱۹۹۶	۴/۷			ISC	۱۹۹۳
IDC			۴/۰	۲۰۰۲	ISC				۱۹۹۷	۴/۴			ISC	۱۹۹۳
IDC			۴/۲	۲۰۰۲	ISC				۱۹۹۷	۴/۱			ISC	۱۹۹۳
IDC			۴/۰	۲۰۰۲	ISC				۱۹۹۸	۴/۶			ISC	۱۹۹۳
IDC			۴/۱	۲۰۰۲	ISC				۱۹۹۸	۴/۲			ISC	۱۹۹۳
IDC			۴/۱	۲۰۰۲	ISC		۳/۶		۱۹۹۸	۴/۳			ISC	۱۹۹۳
NEIC			۴/۶	۲۰۰۲	ISC				۱۹۹۸	۴/۳		۴/۸	ISC	۱۹۹۳
IDC			۴/۰	۲۰۰۳	ISC		۴/۹		۱۹۹۸	۴/۹			ISC	۱۹۹۴
IIEES	۴/۳			۲۰۰۳	ISC		۳/۵		۱۹۹۸	۴/۲			ISC	۱۹۹۴
IIEES	۴			۲۰۰۳	ISC		۳/۸		۱۹۹۸	۴/۳			ISC	۱۹۹۴
IIEES	۴/۵			۲۰۰۳	ISC		۴/۶		۱۹۹۸	۵/۱			ISC	۱۹۹۴
IIEES	۴/۷			۲۰۰۳	ISC		۳/۳		۱۹۹۸	۴/۳			ISC	۱۹۹۴
IIEES		۴/۲		۲۰۰۴	ISC		۳/۹		۱۹۹۸	۴/۳			ISC	۱۹۹۴
IIEES	۴			۲۰۰۴	ISC		۳/۸		۱۹۹۸	۴/۵			ISC	۱۹۹۴
IIEES	۴/۲			۲۰۰۴	ISC				۱۹۹۹	۴/۱			ISC	۱۹۹۴
IDC			۴/۱	۲۰۰۴	NEIC				۱۹۹۹	۴/۳			ISC	۱۹۹۵
IIEES	۴			۲۰۰۴	ISC		۳/۰		۱۹۹۹	۴/۰			ISC	۱۹۹۵
IIEES	۴/۶			۲۰۰۴	ISC		۴/۳		۱۹۹۹	۴/۶			ISC	۱۹۹۵
IIEES	۴			۲۰۰۴	ISC		۴/۳		۱۹۹۹	۴/۸			ISC	۱۹۹۵
IIEES	۴/۲			۲۰۰۵	ISC				۱۹۹۹	۴/۰			ISC	۱۹۹۵
IIEES	۴/۳			۲۰۰۵	ISC				۱۹۹۹	۴/۲			ISC	۱۹۹۵
IIEES	۴			۲۰۰۵	ISC				۲۰۰۰	۴/۳			ISC	۱۹۹۵

منابع:

AMB: Ambrasys, N.N.Melville,C.P.,۱۹۸۲
IIEES: International Instiute of Earthquake Engineering and Seismology
ISC: International Seismological Centre,UK
NAB: Nabavi, Institute of Geophysics-Tehran University
NOW: Nowroozi

- همگن بودن گستره در نظر گرفته شده از نظر لرزه خیزی و دارا بودن خصوصیات مشخص لرزه‌ای (در صورت در نظر گرفتن استانهای لرزه زمینساخت یا گستره‌های لرزه‌ای ناحیه).
- استفاده از توابع توزیعی که توان محاسبه دقیق روابط بزرگا- فراوانی را همخوان با لرزه‌خیزی واقعی گستره طرح داشته باشد. نظیر تابع توزیع دو کرندار گوتنبرگ- ریشتر که دارای حد بالا و پایین برای وارد نمودن بزرگای زمین لرزه‌ها در محاسبات می‌باشد.
- بکارگیری روشهای آماری مناسب و همخوان با تابع توزیع بکار گرفته شده نظیر روش آماری تخمین بیشینه درست نمایی که در روش کیکو- سلوول از آن استفاده شده است.

- امکان انجام دسته بندیهای مناسب برای زمین لرزه‌ها با توجه به دقت ثبت بزرگا و پراکندگی زمین لرزه‌ها نسبت به بزرگا و زمان و همچنین استفاده صحیح از زمین لرزه‌های تاریخی (در صورت وجود) به همراه زمین لرزه‌های ثبت شده دستگاهی سده بیستم.
- توان وارد نمودن عدم قطعیت (خطا) بزرگی زمین لرزه‌ها بصورت متغیر برای دسته بندیهای مختلف در محاسبات
- در نظر گرفتن بزرگای آستانه و حداکثر بزرگای پذیرفتنی M_{max} برای دسته بندیهای مختلف.

روش گوتنبرگ- ریشتر (G-R)

تابع توزیع مقدماتی یا پایه روش گوتنبرگ- ریشتر در سال ۱۹۵۶ ارائه گردید. در این رابطه فراوانی تجمعی زمین لرزه‌ها (Nc) به طور خطی و با در نظر گرفتن رابطه ساده زیر به بزرگی زمین لرزه نسبت داده می‌شود[۲۹]:

$$LogN_c=a-bM \qquad (۱۰-۳)$$

که در این رابطه: N_c = تعداد لرزشهای دارای بزرگی M یا قویتر از آن در واحد زمان

a و b = ثابتهایی هستند که با توجه به تحلیل آماری داده‌های ثبت شده برای هر منطقه تعیین می‌شوند.

$a = Log_{۱۰}N(o)$ یا لگاریتم تعداد زمین لرزه‌های قویتر از $M=۰$ برای محدوده مشخصی از زمان (تعداد زمین لرزه در سال)

$b = \{[۱-f(M)]/M\}\ Log_{۱۰}$ که در آن f(M) عبارت از احتمال توزیع تجمعی[۱۸] بزرگی زمین لرزه‌ها است

با بکارگیری این رابطه ساده نیز می‌توان با انجام یک دسته بندی مناسب برای بزرگای زمین لرزه‌ها، رابطه لرزه خیزی و ضرایب مربوط به آن را (ضرایب a,b) به دست آورد. اما با توجه به محدودیتهای این رابطه، از یک طرف امکان استفاده از زمین لرزه‌های تاریخی وجود نداشته و از سوی دیگر بدلیل نداشتن حد بالا و پایین برای بزرگا نتایج بدست آمده تنها تابع ماهیت ریاضی رابطه بوده و با واقعیات لرزه‌خیزی منطقه ممکن است سازگار نباشد. لذا نتایج تنها برای فاصله‌های زمانی که اطلاعات لرزه‌ای نسبتاً همگن و پیوسته باشند (زمین لرزه‌های دستگاهی ثبت شده در سده بیستم) و در بازه محدودی از بزرگی زمین لرزه (بین ۴/۳ تا ۷/۵) نسبتاً قابل قبول می‌باشد[۲۹].

- روش تخمین بیشینه درست نمایی (کیکو- سلوول)

روش ارائه شده توسط کیکو حاصل از مطالعات این محقق طی سال‌های ۲۰۰۰- ۱۹۸۸ بوده و دارای قابلیتهای بسیار زیادی بخصوص در بکارگیری زمین لرزه‌های آمیخته و ناهمگون است که با شرایط داده‌های لرزه‌ای کشور ایران منطبق می‌باشد. در این روش جهت بدست آوردن پارامترهای لرزه خیزی از داده‌های مربوط به زمین لرزه‌های مختلف که در دوره‌های زمانی مختلف و با عدم قطعیتها و دقتهای متفاوت در کاتالوگهای لرزه وجود دارد، به نحو مناسبی استفاده می‌شود. بر اساس روش ارائه شده توسط کیکو وسلوول برنامه کامپیوتری نیز توسط این محققین تهیه گردیده است[۵۴].

۱۸ Cumulative Distribution

۳-۶- آبهای زیرزمینی

آب، علیرغم اهمیت آن بعنوان یک مایه حیاتی بشر، به تعبیری دشمن مهندسین فضاهای زیرزمینی تلقی می‌گردد. مدارک تاریخی موجود نشان میدهد که انسان نه فقط بعلت نیاز مبرم به آب بلکه توام به ترس از قدرت تخریبی آن، احترام خاصی برای آب قائل بوده است[۵۵]. شکل (۳-۴۷) چرخه آب در طبیعت را نشان می‌دهد.

حفاری تونل در زمین علاوه بر بهم خوردگی جهت و شدت تنش اولیه زمین اطراف، بعنوان یک معبر ثانویه آب موجب تغییر مسیر طبیعی آبهای زیرزمینی از محیط اطراف به سمت تونل می‌گردد. در نتیجه این تغییرات فشار روی پوشش نگهداری تونل بطور غیریکنواخت توزیع می‌گردد که موجب تغییرشکل و تغییرمکان غیریکنواخت آن می‌شود[۵۶].

عمده اثرات تخریبی آب بر تونل‌ها به سه دسته تقسیم بندی می‌شود. اثرات بیرونی که بر ساختگاه تونل تاثیر می‌گذارد مانند ناپایداری لایه‌های زمین شناسی و بروز لغزش یا فروریزش لایه‌ها، کاهش مقاومت طبیعی سنگها و خاکهای اطراف، شستشوی خاکهای ریز دانه اطراف و ریزش آنها به درون تونل و آماس کف تونل در اثر جذب آب و ... . اثرات سازه‌ای که بر پوشش نگهداری تونل‌ها تاثیر می‌گذارد مانند خوردگی آرماتورهای پوشش نگهداری موقت و دائم تحت تاثیر فعل و انفعلات، کاهش مقاومت بتن پوشش نگهداری در اثر فرسایش داخلی و... . اثرات کاربردی که در امور بهره برداری تونل اختلال ایجاد می‌کند مانند تاثیرات آب و رطوبت بر روی تاسیسات الکتریکی و مکانیکی داخل تونل، نفوذ گازهای سمی محلول در آب به داخل تونل و خطرات آن و ... [۵۴]. شکل‌های (۳-۴۸) و (۳-۴۹) هجوم آب به داخل فضاهای زیرزمینی بدلیل بالا بودن سطح آب از آن فضاها را نشان می‌دهد.



شکل۳-۴۷- چرخه آب در طبیعت[۲۸]



شکل ۳-۴۸- هجوم آب به داخل شفت ورودی یک تونل بدلیل پایین بودن سطح تونل از سطح آب زیرزمینی[۲۸]



شکل۳-۴۹ - تشکیل یک رودخانه در کف تونل بدلیل هجوم آب زیرزمینی به داخل آن[۲۸]

فصل چهارم

بررسی‌های زمین شناسی مهندسی و اکتشافات ژئوتکنیکی

۴-۱-کلیات

کلیهٔ پارامترهای اساسی، مشخصه‌ها و ویژگیهای زمین ساختی، ژئومکانیکی، فرآیندهای زمین شناسی و ... با عملیات صحرایی و آزمایشگاهی، شناسایی و تهیه می‌شوند. نهایتاً اطلاعات مورد نیاز طرح و اجرا با دقت کافی به منظور حصول به اهداف موردنظر از این طریق تامین می‌شود. هر چه اطلاعات به دست آمده دقیق تر باشد، به همان نسبت طراح می‌تواند با هزینه کمتر و اطمینان بیشتری، طرح خود را ارائه دهد و اجرا کند[۱۹].

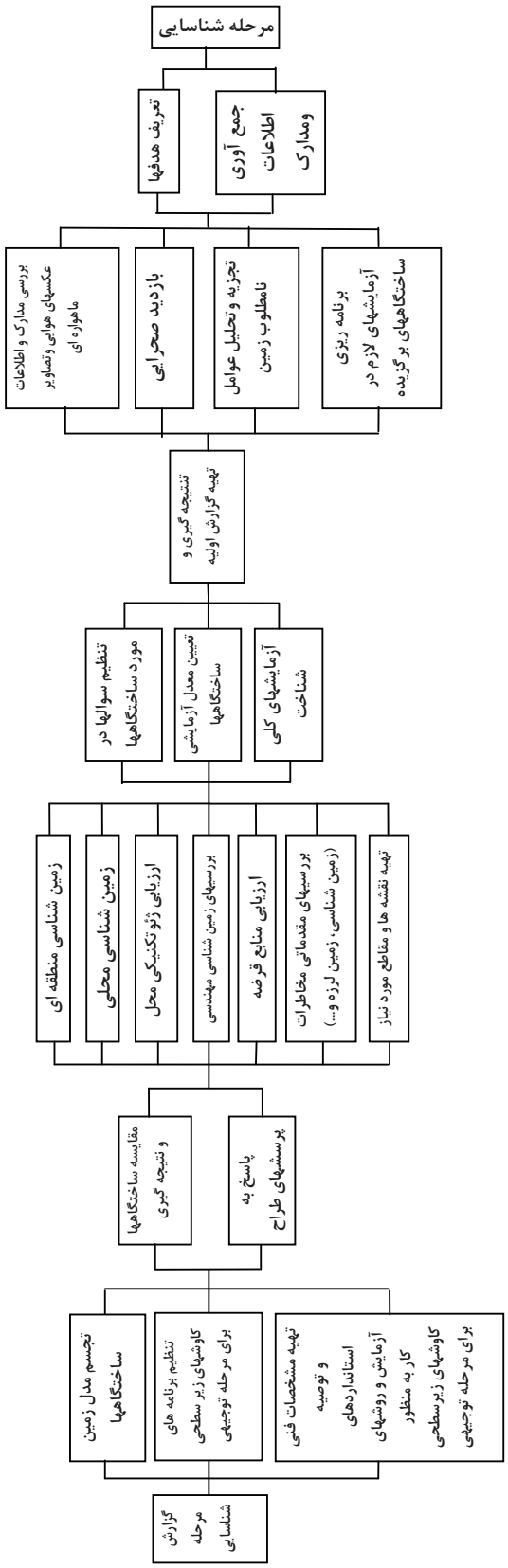
بطور کلی بررسی‌های ژئوتکنیکی شامل مطالعات زمین‌شناسی، زمین‌شناسی مهندسی، مکانیک خاک، مکانیک سنگ، ژئوفیزیک کاربردی، لرزه شناسی، مهندسی زمینلرزه و مهندسی پی می‌باشد که در ۵ مرحله از زمان تعریف پروژه تا اتمام پروژه ادامه می‌یابد. مراحل پنج گانه بشرح بخشهای ذیل می‌باشد:

۴-۱-۱- مرحله شناسایی

مرحله شناسایی معمولاً در مواردی که بررسی کننده آشنایی و تجربه قبلی از منطقه نداشته، یا پروژه در محلی بکر و توسعه نیافته واقع شده و یا اینکه وسعت و اهمیت زیادی برخوردار باشد، انجام می‌شود. در این مرحله شرایط نامناسب یا بالقوه خطرناک مثل گسلهای فعال، دامنه‌های ناپایدار از خاک ضعیف و بطور کلی شرایطی که ایمنی سازه را تهدید می‌نماید یا مخارج را به شدت بالا می‌برد، مورد بررسی و شناسایی قرار می‌گیرند. مطالعات مربوط به مرحله شناسایی، معمولاً توسط بررسیهای سطحی منطقه مورد نظر در مواردی نادر با انجام اکتشافات زیرزمینی و نمونه گیری محدود تکمیل می‌شود[۲۵]. شکل(۴-۱) چارت مراحل کاری را در مرحله شناسایی نشان می‌دهد[۵۷].

۴-۱-۲- مرحله توجیهی

مرحله طراحی توجیهی یا مقدماتی، معمولاً برای مواردی انجام می‌شود که محل و ابعاد سازه و بارهای وارده از طرف سازه موردنظر به زمین معلوم است. هدف اصلی در این قسمت تعیین تفصیلی نحوه توزیع مصالح، ساختهای زمین شناسی و ویژگیهای مهندسی آنها و همچنین ارزیابی شرایط خطر آفرین و محدود کننده است. اطلاعات مربوط به مرحله توجیهی توسط اکتشافات زیرزمینی، نمونه گیری از مصالح و آزمایش بر روی آنها انجام می‌شود. در برخی از پروژه‌ها مراحل شناسایی و توجیهی با یکدیگر ادغام شده و بطور همزمان اجراء می‌شوند. در صورتیکه پروژه مورد نظر از پیچیدگی برخوردار نباشد بررسی‌های ژئوتکنیکی را می‌توان به همین مرحله ختم نمود[۵۸].



شکل ۴-۱- چارت مراحل کاری در مرحله شناسایی[۵۷]

۴-۱-۳- مرحله طراحی تفصیلی

معمولاً این مرحله در مورد محلهایی که از شرایط پیچیده‌ای برخوردار هستند، بنحوی که طراح مجبور به تغییر محل سازه، تغییر در ابعاد آن و یا تعدیل طراحی آن شود، انجام می‌گیرد. هدف دیگر از انجام این مرحله آگاهی دقیقتر از مسائل اقتصادی مربوط به طرح است. در طی مرحله تفصیلی اطلاعات تکمیلی لازم توسط اکتشافات زیرزمینی دقیق، نمونه‌گیری و انجام آزمون‌های آزمایشگاهی یا آزمایشهای برجایی که در مقیاس طبیعی انجام می‌شوند، بدست می‌آید[۵۹].

۴-۱-۴- مرحله اجرا

در این مرحله شرایط پیش بینی نشده زمین شناسی که در طول احداث سازه بروز می‌کند، مورد توجه قرار می گیرد. این مرحله بیشتر در مورد سازه‌های عظیم یا سازه‌هایی که دارای پی عمیق یا طراحی غیرمتعارف هستند، به اجرا در می‌آید. تکمیل و ادامه اکتشافات زیرزمینی، نمونه گیری از مصالح و انجام آزمونهای برجا و آزمایشگاهی لازم و رفتارسنجی شرایط زمین و پی، از فعالیتهای مرحله اجرا است. رفتار دامنه‌های ناپایدار، سطح ایستایی آب زیرزمینی، سازه‌های نگهدارنده، نشست خاکریزها و پی‌ها و تاثیر آن بر سازه‌های مجاور و همچنین تنشها و تغییرشکلهای ایجاد شده در زمین، توسط ابزارهای خاصی در تمام طول احداث سازه، سنجیده می‌شود[۶۰].

۴-۱-۵- مرحله بهره برداری و نگهداری

در این مرحله معمولاً پس از ساختمان سازه‌های سنگین یا موارد دیگری که انتظار نشست می‌رود، همچنین برای سازه‌های نگهدارنده در نقاط بحرانی مثل سدها، دامنه‌ها و تونلها، به اجرا در می‌آید. به این منظور با نصب دستگاهها و ابزارهای مناسب، رفتار زمین و سازه در طول زمان به دقت سنجیده می‌شود. و به این ترتیب هشدار لازم در مورد احتمال وقوع بلایای طبیعی، تغییرشکلهای غیر مجاز سازه و مواردی مانند آن به دست می‌آید.

تعبیر و تفسیر اطلاعاتی که در طی مراحل مختلف اکتشافات ژئوتکنیکی حاصل می‌شود. مهندسان را قادر می‌سازد تا از آنها جهت بهینه سازی پروژه‌هایی که در آینده به اجرا در خواهد آمد، استفاده نمایند[۶۱].

۴-۲- مطالعه بر روی نقشه‌ها، عکس‌های هوایی و تصاویر ماهواره ای

در بررسی‌های ژئوتکنیکی خطی، مانند مطالعه مسیر راهها و کانالهای آب یا خطوط انتقال نیرو، تعبیر و تفسیر نقشه‌های توپوگرافی، زمین شناسی، عکسهای هوایی و تصاویر ماهواره‌ای معمولاً اطلاعات با ارزشی بدست می‌دهد. در بخش‌های ذیل کاربری هر یک مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۴-۲-۱- نقشه‌های توپوگرافی

یکی از منابع قابل دسترس جهت انجام بررسیهای اولیه نقشه‌های توپوگرافی است. این نقشه‌ها اغلب مبنای مناسبی جهت تهیه نقشه‌های زمین شناسی یا زمین شناسی مهندسی هستند. نقشه‌های توپوگرافی پستی و بلندیهای سطح زمین را توسط خطوط (منحنی‌های) تراز نشان می‌دهند. هر یک از این خطوط از به هم پیوستن نقاط هم ارتفاع در سطح زمین به وجود آمده‌اند. در واقع خطوط تراز فصل مشترک سطح زمین با صفحات افقی فرضی هستند[۶۲]. بنابراین

نقشه‌های توپوگرافی که در آنها شکل سطح و عوامل مهم سطحی در یک سایت نمایش داده می‌شود، یکی از نیازهای واقعاً اساسی در همه تحقیقات صحرایی می‌باشد. در کشور ما نقشه‌های توپوگرافی عمدتاً توسط سازمان نقشه برداری کشور تهیه می‌شود. مقیاس این نقشه‌ها ۱/۲۵۰۰۰۰، ۱/۱۰۰۰۰۰، ۱/۵۰۰۰۰، ۱/۲۰۰۰۰ و ۱/۱۰۰۰۰ است[۲۹]. برای تهیه نقشه‌های توپوگرافی با مقیاس‌های بزرگتر نیاز به انجام عملیات نقشه برداری در سایت مورد نظر می‌باشد. شکلهای (۴-۲) تا (۴-۴) کاربرد نقشه‌های توپوگرافی را در طراحی مسیر راه و راه آهن نشان می‌دهد.

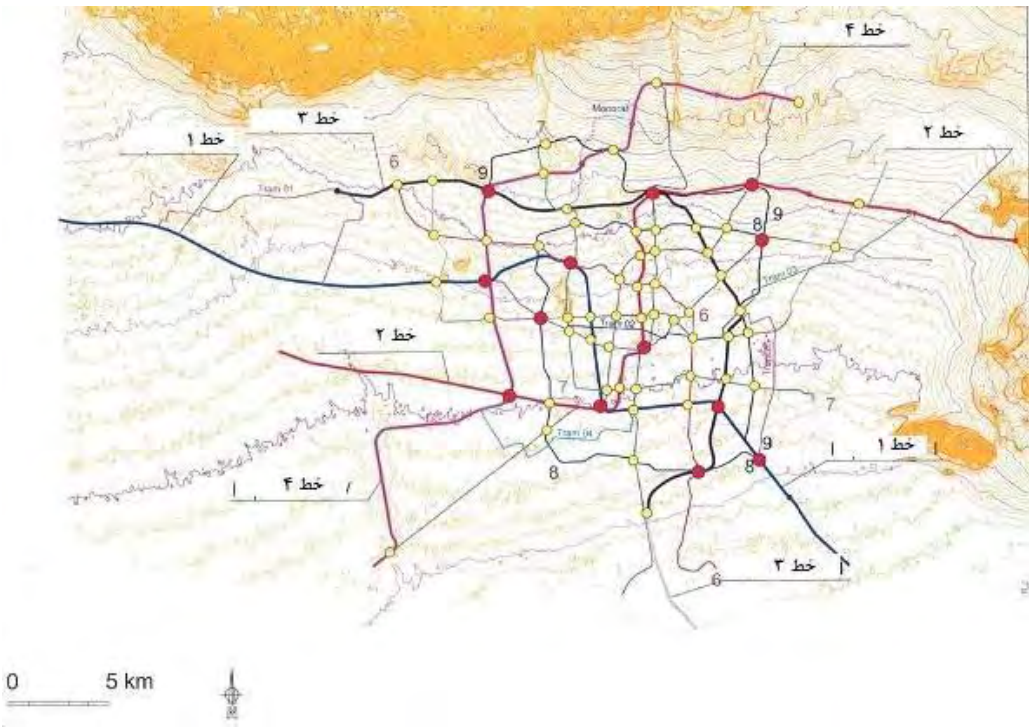
۴-۲-۲- نقشه‌های زمین شناسی

اطلاعات متنوع و مهمی را می‌توان از نقشه‌های زمین شناسی به دست آورد. این نقشه‌ها عمدتاً حاوی اطلاعاتی در مورد نحوه انتشار و جنس مواد (سنگ و خاک)، اشکال ساختی موجود (لایه بندی، چین، گسل و...)، نوع موقعیت محلی کانسار و بالاخره توالی زمانی و سن نسبی بخشهای مختلف است.

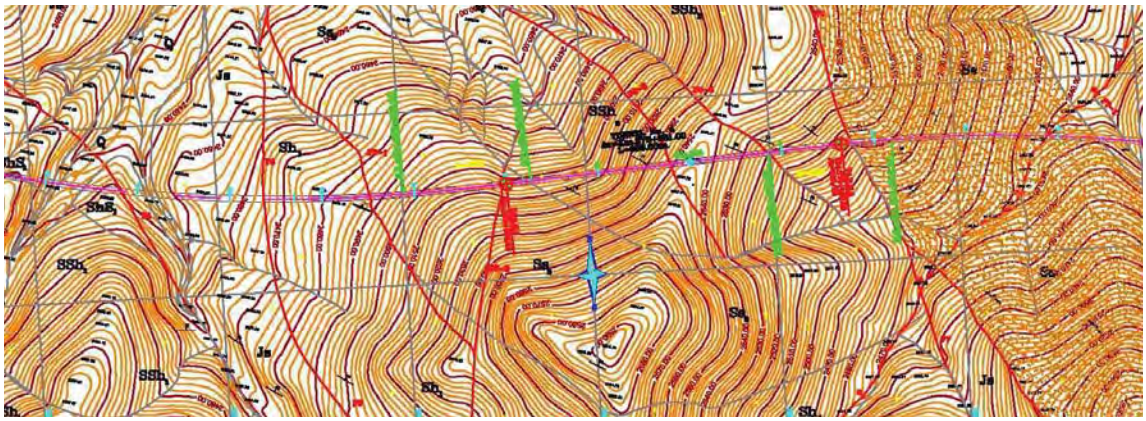
رایجترین نوع نقشه‌های زمین شناسی وضعیت زمین شناسی سطح زمین را آنگونه که هست نشان می‌هد. دسته دیگر که «نقشه‌های سنگ بستر» نام دارند، زمین شناسی را پس از حذف پوشش سطحی یعنی آبرفتها، خاک، گیاهان و مانند آن، نشان می‌دهند. نقشه‌های زمین شناسی همچنین ممکن است برای مقاصدی خاص تهیه شوند. از آن جمله می‌توان نقشه‌های ساختمانی و تکتونیکی، نقشه‌های خاک شناسی و نقشه‌های لرزه خیزی و .... نام برد[۲۹].

نقشه‌های زمین شناسی در کشور ما در مقیاسهای ۱/۱۰۰۰۰۰۰ ، ۱/۲۵۰۰۰۰ و ۱/۱۰۰۰۰۰ و عمدتاً توسط سازمان زمین شناسی کشور تهیه می‌شود[۲۹].

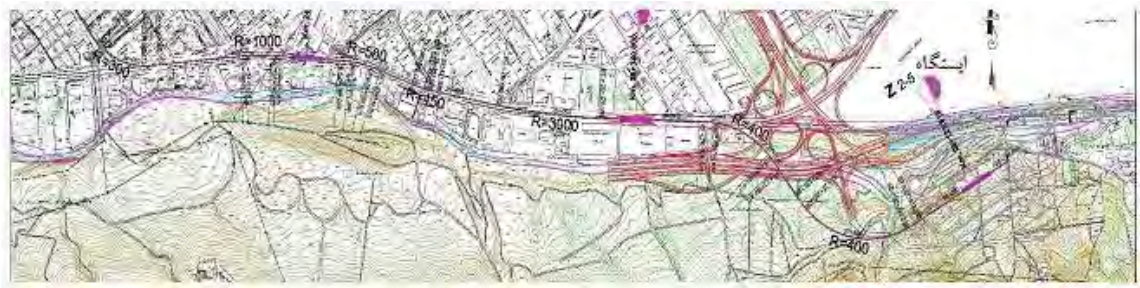
شکل (۴-۵) نقشه زمین شناسی گستره تهران را نشان می‌دهد.



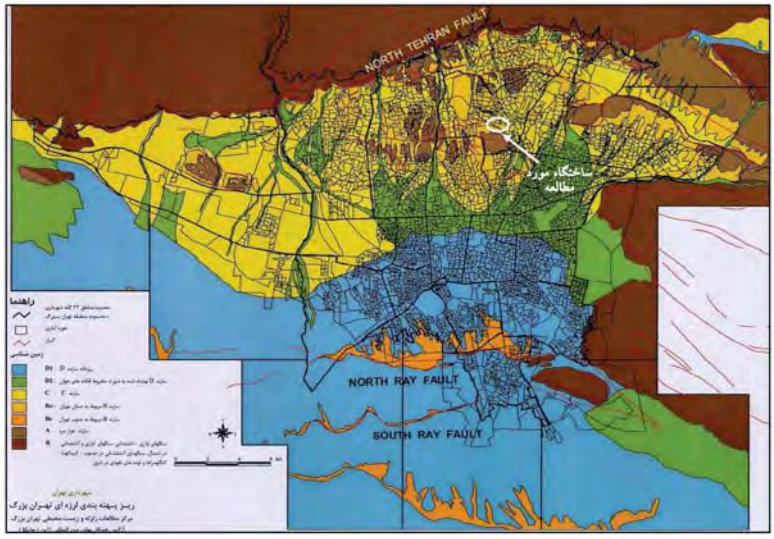
شکل ۴-۲- نقشه توپوگرافی گستره تهران و نواحی اطراف و طراحی مسیرهای پیش بینی شده برای راه آهن شهری و بین شهری بر روی نقشه



شکل ۴-۳- یک نمونه نقشه توپوگرافی و مسیر راه طراحی شده بر اساس آن



شکل ۴-۴-یک نمونه نقشه توپوگرافی و مسیر راه آهن شهری طراحی شده بر اساس آن



شکل ۴-۵- نقشه زمین شناسی گستره تهران

۴-۲-۳- عکسهای هوایی و تصاویر ماهواره ای

روشهای مختلف «دور سنجی» اعم از عکسهای هوایی و تصاویر ماهواره‌ای امروزه بطور گسترده‌ای در اکتشافات زمین شناسی و ژئوتکنیکی بکار گرفته می‌شود. تصاویر ماهواره ای، که توسط سنجنده‌های مستقر در ماهواره‌ها و ایستگاههای فضایی تهیه می‌شود، هر روز که می‌گذرد کاربردهای جدیدی پیدا می‌کنند. امروزه از این تصاویر بطور وسیعی در

بررسیهای زمین شناسی، معدنی و ژئوتکنیکی مخصوصاً در مقیاسهای بزرگ و ناحیه‌ای استفاده می‌شود. قدرت تفکیک بیشتر و مقیاسهای بزرگتری که نسلهای جدیدتر این تصاویر پیدا کرده‌اند کاربرد آنها را هرچه بیشتر گسترش داده است.

یکی از روشهای کارآمد در گردآوری اطلاعات از زمین، بکارگیری عکسهایی است که توسط هواپیما گرفته می‌شود. این عکسها در واقع تصویر قائم یا نزدیک به قائمی از سطح زمین است که طبیعت را به همان صورتی که هست به داخل آزمایشگاه و محل کار می‌آورد. بنحوی که شخص قادر می‌شود با مطالعه آنها بسیاری از مسائل را بدون رفتن به محل و بررسی مستقیم مورد شناسایی قرار دهد. برای تهیه این عکسها، هواپیمایی که دوربین عکاسی خاصی به زیر آن بسته شده است در یک مسیر مستقیم و با سرعت و ارتفاع ثابت حرکت می‌کند و در فواصل زمانی مشخص از زمین عکسبرداری می‌کند.

در مناطق مملو از ساختمان، عکس‌های هوایی قادر به نشان دادن زمین بکر و اولیه نمی باشند ولی معمولاً می‌توان عکس‌های قبل از ساخت و ساز را پیدا کرد و با عکسهای جدید مقایسه کرد.

در کشور ما عکسهای هوایی توسط سازمان جغرافیایی ارتش، در مقیاس ۱/۵۵۰۰۰ ، ۱/۲۰۰۰۰ و ۱/۱۰۰۰۰ تهیه می‌شود[۲۹].

استفاده از عکسهای هوایی و تصاویر ماهواره ای، مخصوصاً برای نقاطی که نقشه‌های چاپ شده از آنها در دست نیست، تقریباً تنها راه بررسی دقیق و صحیح منطقه است. در مقابل، در نقاطی که نقشه زیادی از آن در دسترس است از عکسهای هوایی و تصاویر ماهواره‌ای می‌توان به عنوان عامل تکمیل کننده، مخصوصاً برای شناسایی نقاط و قسمتهای ناپایداری که به سادگی در درون زمین قابل تشخیص نیست و در نقشه‌های موجود ذکری از آنها به میان نیامده است، استفاده کرد[۲۹].

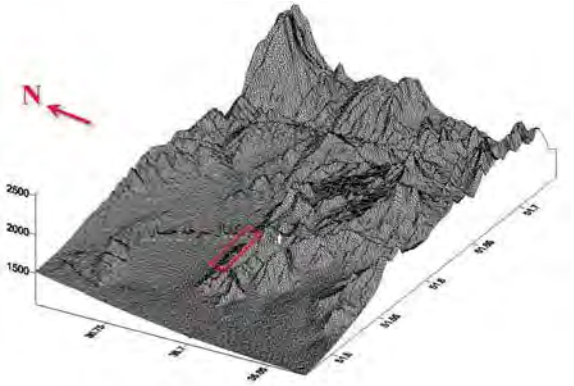
شکلهای(۴-۶) تا (۴-۱۰) کاربری‌های مختلف عکسهای هوایی و تصاویر ماهواره‌ای را نشان می‌دهد.



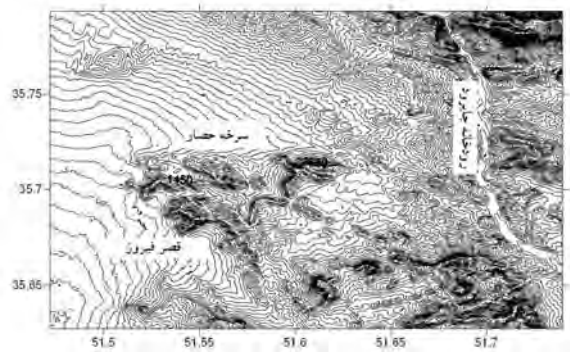
شکل ۴-۶-نمایش مسیر راه آهن و عوارض سطحی موجود با استفاده از تصویر ماهواره‌ای Google Earth و پردازش‌های کامپیوتری بر روی آن



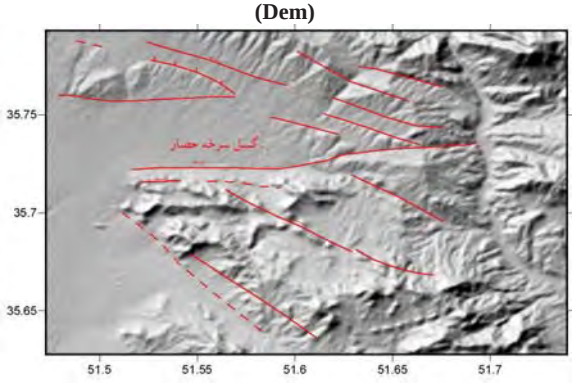
شکل ۴-۷- بررسی تغییرات صورت گرفته بر روی ساختگاه مورد مطالعه در طی زمانهای مختلف با استفاده از عکسهای هوایی



شکل ۴-۸- توپوگرافی سه‌بعدی تهیّه شده از تصاویر ماهواره‌ای (Dem)



شکل ۴-۹- توپوگرافی تهیّه شده از تصاویر ماهواره‌ای (SRTM)



(الف)



(ب)

شکل ۴-۱۰- (الف) و (ب) نمایش گسل‌ها با استفاده از عکسهای هوایی و تصاویر ماهواره‌ای

۴-۲-۴- تهیه نقشه‌های زمین شناسی مهندسی

داده‌های گرد آوری شده مناسب از منابع مختلف و اطلاعات کسب شده از نقشه‌های زمین شناسی، نقشه‌های توپوگرافی و عکسهای هوایی را می‌توان در نوع خاصی از نقشه به نام «نقشه زمین شناسی مهندسی» گرد آوری کرد.

برای تهیه نقشه زمین شناسی مهندسی معمولاً یک نقشه توپوگرافی که مقیاس آن با توجه به وسعت منطقه مورد مطالعه و هدف بررسیها انتخاب شده است، بعنوان مبنا در نظر گرفته می‌شود. سپس اطلاعات در دسترس، مثل نوع مشخصات سنگ و خاک، اشکال ناهمواریهای عمده، شرایط آب سطحی و زیرزمینی و نقاط مخاطره آمیزی چون زمین لغزه‌ها و حفرات ریزشی، بر روی آن رسم می‌شود. به منظور تسهیل بررسیهای آتی، کلیه حفاریها و برشهای موجود و دیگر رخنمونها به همراه نقاط سئوال برانگیز نیز به نقشه در می‌آید. نقشه زمین شناسی مهندسی، حاصل و نتیجه نهایی بکارگیری روشهای بررسی و شناسایی سطحی است. نقشه زمین شناسی مهندسی مقدماتی، بعدها و پس از انجام عملیات شناسایی صحرایی و در مراحل بررسی‌های ژئوتکنیکی بتدریج تکمیل تر می‌شود. به طور کلی یک نقشه زمین شناسی مهندسی باید اطلاعاتی در مورد همه یا بخشی از موارد زیر ارائه نماید[۲۹]:

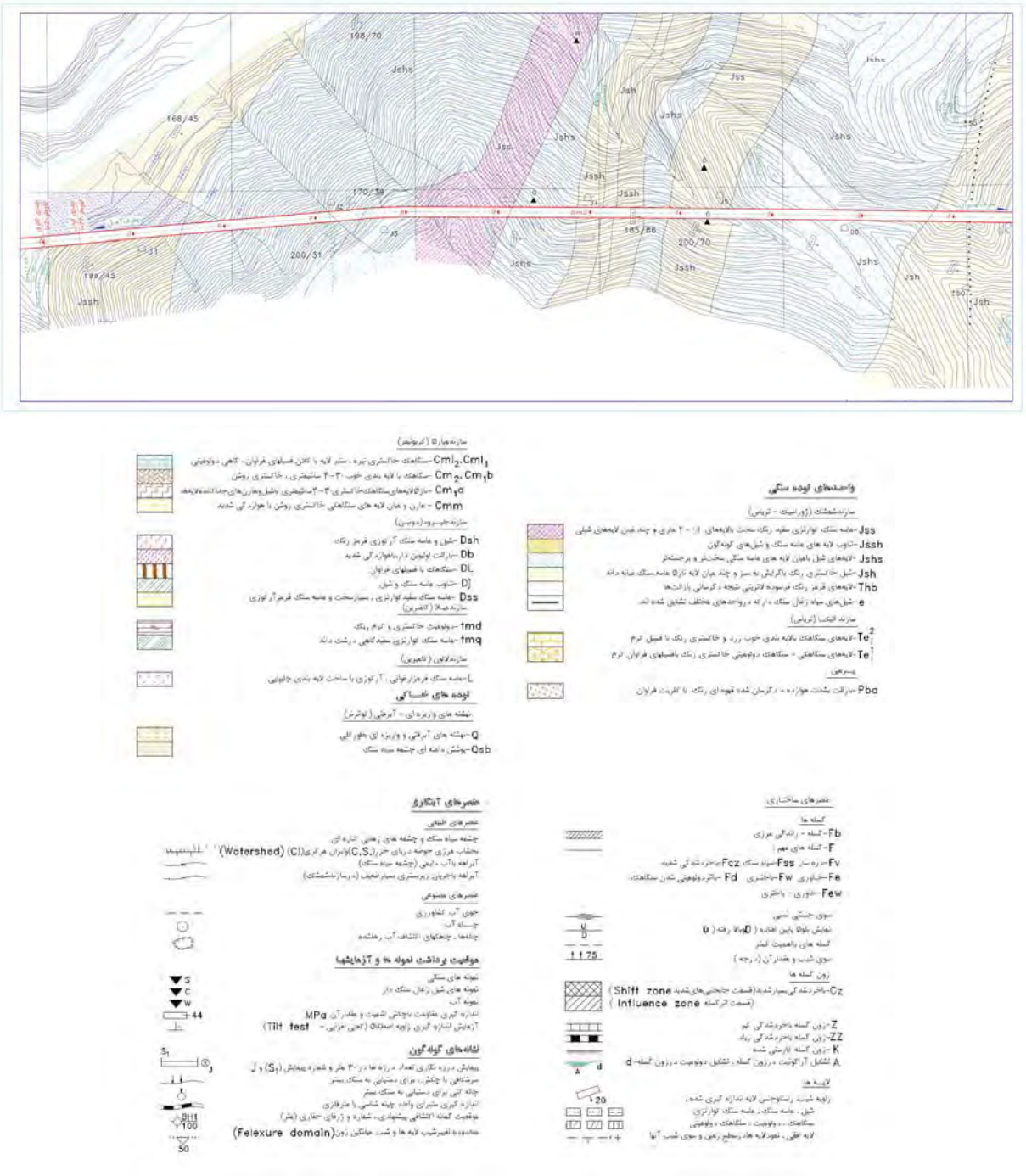
- اطلاعات واقعی و قابل استفاده در فعالیتهای عمرانی مختلف چون برنامه ریزی منطقه ای، انتخاب محل سازه و مناسب‌ترین روش احداث آن را فراهم کند.
- تغییرات منفی را که ممکن است بر اثر اجرای طرح پیشنهاد شده در وضعیت زمین حاصل شود، پیش بینی نموده و توصیه‌های لازم را برای پیشگیری، ارائه نماید.
- اطلاعات را به گونه‌ای نمایش دهد که برای متخصصانی که لزوماً زمین شناس نیستند نیز به راحتی قابل استفاده باشد.

در جدول (۴-۱) مهمترین داده‌هایی که برروی نقشه‌های زمین شناسی نشان داده می‌شود، فراهم آمده است.

شکل (۴-۱۱) نقشه زمین شناسی مهندسی برای دو مسیر راه و راه آهن را نشان می‌دهد.

جدول ۴-۱- اطلاعات زمین شناسی برروی نقشه‌های زمین شناسی مهندسی[۲۹]

عنوان	مهمترین مواردی که در نقشه نشان داده می‌شود	نحوه نمایش داده‌ها با توجه به مقیاس نقشه
مصالح زمین شناسی (سنگ و خاک)	مرز میان واحدهای سنگی و خاکی که بر روی نقشه‌های زمین شناسی مهندسی دارای مقیاسهای مختلف نشان داده می‌شود باید مشخص کننده محدوده واحدهایی باشد که از نظر خواص اساسی زمین شناسی مهندسی تا اندازه‌ای همگن هستند. به این منظور باید ویژگیهایی از سنگ و خاک که با خواص (مانند مقاومت، تغییر شکل پذیری، دوام و نفوذپذیری) در ارتباط هستند، انتخاب شوند. مهمترین ویژگیها عبارت‌اند از: ترکیب کانی شناسی، ویژگیهای بافتی و ساختی، میزان رطوبت، درجه هوازدگی و دگرسانی و درزه داری.	"گونه‌های زمین شناسی مهندسی" تنها بر روی نقشه‌های بزرگ مقیاس به کار می‌روند. "گونه سنگ شناسی" بر روی نقشه‌های بزرگ مقیاس و در صورت امکان میان مقیاس به کار می‌روند. "مجموعه‌های سنگ شناسی" در نقشه‌های میان مقیاس و گاهی کوچک مقیاس به کار می‌روند. "رشته سنگ شناسی" تنها در نقشه‌های کوچک مقیاس به کار می‌رود.
آبزمین شناسی	نحوه توزیع آبهای سطحی و زیرزمینی، نحوه نفوذ آب، حجم ذخیره آب، جهت و سرعت جریان آب زیرزمینی، چشمه‌ها و تراوشها از هر یک از افقهای آبدار، عمق سطح ایستابی و دامنه نوسان آن، مناطق دارای آب تحت فشار و سطح پیزومتریک، خواص شیمیایی چون شوری، خورندگی، PH، وجود باکتریها یا آلوده کننده‌های دیگر.	در نقشه‌های کوچک مقیاس اطلاعات توسط نمادها و اعداد ارائه می‌شود. در نقشه‌های میان مقیاس سطح ایستابی را می‌توان با خطوط تراز نشان داد و دامنه نوسان آن را با اعداد مشخص کرد. در نقشه‌های بزرگ مقیاس وضعیت آب زیرزمینی را می‌توان با خطوط هم ارتفاع، هم عمق و هم فشار نشان داد. دانسته‌های موجود درباره نوسان آب با اعداد نشان داده می‌شود.
زمین ریخت شناسی	علاوه بر توپوگرافی سطحی، موارد زیر نیز باید مورد توجه قرار گیرد: رابطه میان شرایط سطحی و وضعیت زمین شناسی، خاستگاه، گسترش و سن هر یک از عناصر زمین ریخت شناسی، تاثیر شرایط زمین ریخت شناسی بر روی آبشناسی و فرایندهای مخرب زمین شناسی، پیش بینی گسترش اشکال زمین ریخت شناسی در آینده نزدیک (مثل فرسایش جانبی سواحل رودخانه‌ها، حرکت تلماسه‌ها، فروریزش در مناطق کارستی یا معدنکاری شده).	در همه مقیاسها توپوگرافی سطحی توسط خطوط تراز نشان داده می‌شود. در نقشه‌های کوچک مقیاس عناصر مهم با نماد نقطه‌ای نشان داده می‌شوند. درنقشه‌های میان مقیاس و بزرگ مقیاس مرزهای واقعی و جزئیات زمین ریخت شناسی را می‌توان نشان داد.
زمین پویایی	اشکال فرسایشی همانند آبروها، دامنه تپه‌ها و سواحل رودها و دریاهایی که شدیداً در حال فرسایش هستند، تلماسه‌ها و اشکال مشابه، نقاط مستعد برای حرکت دامنه‌ای و اشکالی که نتیجه این حرکات هستند، چاله‌های کارستی و اشکالی چون دره‌های کور و دره‌های خشک با دیواره پر شیب، محلهای مستعد رگاب و چشمه‌های ناشی از رگاب، تعیین خاکهایی که مستعد تغییرات حجمی (انقباض یا آماس) هستند، گسلهای فعال و لرزه زا، زمینهایی که در حال بالا آمدن یا فرونشینی هستند، فراوانی، شدت، فعالیت، ماهیت، محل و گسترش فرآورده‌های آتشفشانی. علاوه بر گسترش و نحوه توزیع اشکال زمین پویایی، باید هرجا که امکانپذیر است سن و درجه فعالیت آنها نیز تعیین گردد.	در نقشه‌های کوچک مقیاس داده‌های نقطه‌ای مربوط به اشکال زمین پویایی را می‌توان توسط نمادها نشان داد . در نقشه‌های میان مقیاس باید مناطق بروز اشکال زمین پویایی مشخص شود و هرچه که امکان پذیر است محدوده هر یک از اشکال نشان داده شود. در نقشه‌های بزرگ مقیاس می‌توان مرز واقعی هر یک از اشکال و هرجا که امکان پذیر باشد ساختمان درونی آنها را نشان داد.



شکل ۴-۱۱- یک نمونه نقشه زمین شناسی مهندسی

۴-۳- مطالعه و برداشت ناپیوستگی‌های سنگ

ویژگی‌های مهندسی سنگ بکر به مشخصات اجزای تشکیل دهنده آن و نحوه پیوند آنها با یکدیگر وابسته است. در مقابل رفتار توده سنگ تا حد زیادی به نوع، فاصله و دیگر مشخصات ناپیوستگی‌های آن بستگی دارد. بطور کلی

مشخصات مواد سنگی تحت الشعاع مشخصات ناپیوستگی‌های موجود در توده سنگ قرار می‌گیرد. البته این موضوع به معنای آن نیست که در زمان بررسی توده سنگ‌ها از تعیین مشخصات ماده سنگ صرف نظر شود. به علاوه در برخی نقاط، مثل مناطقی که فاصله درزه‌ها از هم زیاد است و یا مواد سنگی سست و دگرسان شده‌اند، مشخصات سنگ بکر می‌تواند تا حدی بر رفتار کلی توده سنگ تأثیر بگذارد. در طی چند دهه گذشته با ابداع آزمایش‌های گوناگون کوشش‌های فراوانی برای شناسایی سنگ و تعیین مشخصات فیزیکی و مکانیکی آن صورت گرفته است[۶۳]. بررسی‌های روش‌هایی که در سال‌های اخیر برای طبقه‌بندی ژئوتکنیکی سنگ‌ها ابداع شده (از جمله Q, RMR, RSR, RQD و ...) نشان می‌دهد که همه آنها بدون استثنا بر ناپیوستگی‌های توده سنگ تأکید دارند. کسب داده‌های قابل اطمینان از ناپیوستگی‌های سنگ تقریباً برای انجام دادن هر نوع کار مهندسی از ضروریات است. بنابراین در این بخش نحوه مطالعه و برداشت ناپیوستگی‌ها مورد بحث قرار می‌گیرد.

ناپیوستگی سنگ را با سه روش عمده می‌توان برررسی نمود:

- بررسی رخنمون‌های طبیعی و مصنوعی سنگ در صحرا
- دیواره گمانه‌های حفاری شده
- روش‌های فتوگرامتری[۱۹]

از میان روش‌های بالا، روش اول یعنی بررسی‌های صحرایی توده سنگ با کمترین وسائل قابل انجام بوده و لذا بیش از دو روش دیگر بکار گرفته می‌شود. باید توجه داشت که هر چه توصیف توده سنگ بهتر و کامل تر انجام شده و با مقیاس کمی بیان شود، نیاز طراح به آزمونهای برجا که معمولاً بسیار پرخرج هستند را کاهش خواهد داد[۶۳].

قبل از آغاز برداشت صحرایی ناپیوستگی‌ها، باید کلیه اطلاعات موجود در منطقه، شامل گزاره‌ها، عکس‌های هوایی و نقشه‌های زمین شناسی گردآوری شوند و در صورت لزوم نقشه زمین شناسی جدیدی با مقیاس مناسب تهیه گردد. تنها پس از آشنایی با زمین شناسی منطقه است که می‌توان صحیح ترین و کاراترین روش برداشت و بررسی ناپیوستگیها را انتخاب کرد. پس از اینکه محل رخنمونهای طبیعی و مصنوعی سنگ مشخص گردید، باید آنها را بر مبنای تراکم و شکل ناپیوستگی به محدوده‌های ساختاری[۲۰] مجزا تقسیم کرد. بررسی ژئوتکنیکی مربوط به هر محدوده باید به طور جداگانه صورت گیرد. برداشت صحرایی ناپیوستگی به دو صورت پیشداوری (اریب[۲۱]) و تصادفی[۲۲] امکانپذیر است. در شرایطی که بتوان زمین را به واحدها و محدوده‌های ساختاری تقسیم نمود، ترجیحاً روش اول بکار گرفته می‌شود. به این ترتیب که در هر محدوده تنها ناپیوستگی‌هایی که در ارتباط با پایداری، مهم تشخیص داده شده اند، توصیف می‌شوند. در غیر اینصورت روش نمونه برداری تصادفی بکار گرفته می‌شود. در این روش، معمولاً کلیه ناپیوستگی‌هایی که در امتداد یک خط ثابت با منطقه مشخصی از رخنمون وجود دارند، برداشت می‌شوند. موقعیت فضایی ناپیوستگی‌ها و وضعیت سطح هر کدام از آنها عناوین دو گروه اصلی اندازه گیری صحرایی‌اند.

الف- موقعیت فضایی ناپیوستگی‌ها (جهت داری، تعداد دسته‌ها، فاصله، اندازه قطعات و تداوم درزه)

ب- وضعیت سطح ناپیوستگی (ناهمواری، مقاومت دیواره، پرشدگی و نشت آب)

---

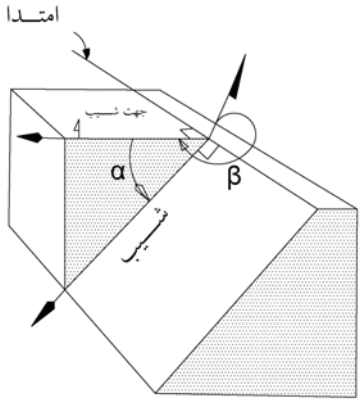
۱۹ Photogrammetric Method
۲۰ Structural Domains
۲۱ Biased
۲۲ Random

۴-۳-۱- جهت داری[۲۳]

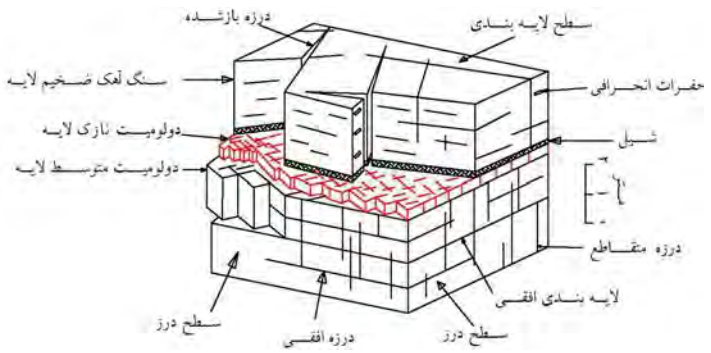
در صورتیکه ناپیوستگی، یک سطح مسطوی در نظر گرفته شود، جهت داری آن در فضا با آزیموت امتداد ناپیوستگی (زاویه بین امتداد ناپیوستگی و شمال واقعی در جهت عقربه‌های ساعت) و مقدار شیب آن با زاویه بین جهت شیب (خط عمود بر امتداد ناپیوستگی) و سطح افق اندازه گیری می‌شود (شکل ۴-۱۲).

ساده ترین روش تعیین جهت‌داری ناپیوستگی‌ها استفاده از قطب نمای زمین شناسی[۲۴] و شیب سنج[۲۵] است. دقت اندازه گیری‌هایی که به این نحو انجام می‌شود به عواملی مثل قابلیت دسترسی و گسترش فضایی رخنمون سنگ، درجه ناهمواری سطح ناپیوستگی، آنومالی‌های مغناطیسی محلی[۲۶] (ناشی از لوله‌های آهنی، ریل‌های راه آهن یا تجمع کانی‌های مغناطیسی) و بالاخره خطاهای انسانی وابسته است.[۶۳].

یکی از مهمترین مسائل در مورد جهت داری و تعداد دسته درزه‌های یک توده سنگ، نحوه نمایش و ارائه آنها است. زیرا به دلیل فضای محدود نقشه، نمایش تک تک آنها اغلب امکان پذیر نیست. یکی از گویاترین روش‌های نمایش وضعیت ناپیوستگی‌ها استفاده از«نمودارهای سه بعدی»است. در یک نمودار سه بعدی موارد زیادی از جمله محدوده‌های ساختاری، موقعیت فضایی ناپیوستگی‌ها و دیگر ساختهای موجود در سنگ، وضعیت دامنه‌ها و تکیه گاه‌ها و بالاخره رابطه همه آنها با سازه مورد نظر را می‌توان نشان داد (شکل۴-۱۳).



شکل۴-۱۲- نمایش سه بعدی امتداد شیب و جهت شیب [۶۳] α: شیب، β: جهت شیب



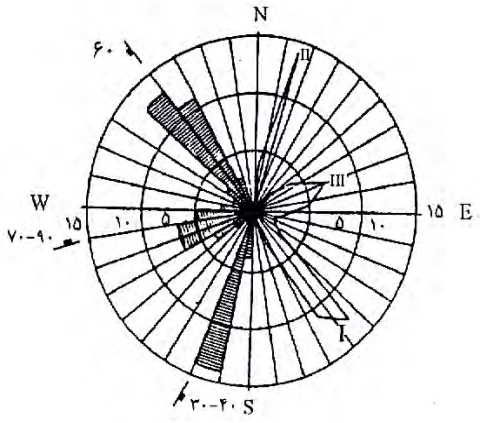
شکل۴-۱۳- نمایش ناپیوستگی سنگ بصورت سه بعدی[۶۳].

از دیگر روش‌های نمایش داده‌های مربوط به جهت داری، استفاده از«نمودارگلسرخی[۲۷]» است. ضعف این روش عدم توانایی آن در نشان دادن شیب درزه است. برای رفع این مشکل باید شیب متوسط هر دسته درزه در کنار آن نوشته شود. نقض دیگر این نمودارها این است که تمرکزهایی را که تعداد بیشتری اندازه گیری در خود جای داده اند، بیش از اندازه بزرگ جلوه داده و تمرکزهای با تراکم کمتر را به نحو اغراق آمیزی کوچک نشان می‌دهد (شکل۴-۱۴)[۶۳].

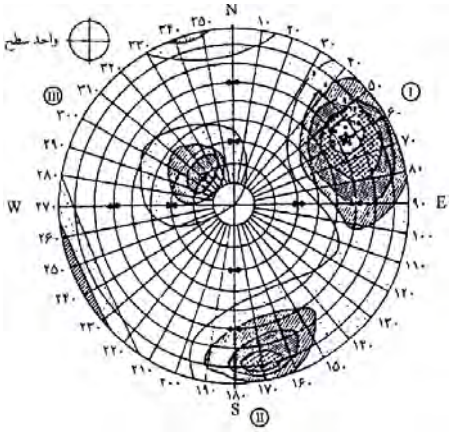
---

۲۳ Orientation
۲۴ Compass
۲۵ Clinometers
۲۶ Local magnetic Anomalies
۲۷ Rose Diagram

امروزه با بکارگیری تصویرهای کروی و نمایش ناپیوستگی‌ها در شبکه‌های استریوگرافیک[۲۸] ضمن رفع مشکلات مذکور، تصویر دقیقی از موقعیت فضایی درزه‌ها و دسته درزه‌ها ترسیم می‌شود(شکل۴-۱۵).



شکل۴-۱۴- دو روش نمایش داده‌های مربوط به جهت داری در نمودار گلسرخی[۶۳]



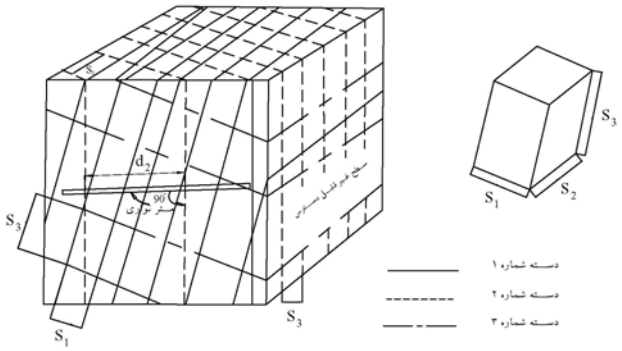
شکل۴-۱۵- نمایش پراکندگی سه دسته از ناپیوستگی‌ها بر روی شبکه استریوگرافیک اشمیت: دسته درزه‌های I وII تقریباً بر یکدیگر عمودند و دسته درزه‌های کم اهمیت ترIII کم و بیش حالت افقی دارد[۶۳]

۴-۳-۲- فاصله داری[۲۹]

از عوامل موثر در بررسی توده سنگ، فاصله بین دو ناپیوستگی متوالی است که معمولاً بصورت میانگین فواصل عمودی بین درزه ای موجود در یک دسته درزه در نظر گرفته می‌شود (شکل۴-۱۶). فاصله ناپیوستگی‌ها تاثیر قابل ملاحظه ای بر مقاومت توده سنگ دارد. علاوه بر آن، فاصله ناپیوستگی‌ها به همراه عواملی چون جهت داری و تعداد دسته درزه‌ها، شکل و اندازه قطعات حاصله را کنترل می‌کند[۶۳]. جدول (۴-۲) دسته بندی ناپیوستگی‌ها را از نظر فاصله نشان می‌دهد.

جدول۴-۲- دسته بندی ناپیوستگی‌ها از نظر فاصله[۶۳]

ردیف	فاصله ناپیوستگیها	مقدار (متر)
۱	بسیار دور	>۲
۲	دور	۲ – ۰/۶
۳	متوسط	۰/۶ – ۰/۲
۴	نزدیک	۰/۲ – ۰/۰۶
۵	بسیار نزدیک	<۰/۰۶



شکل۴-۱۶- اندازه گیری فاصله بین درزه‌ها در رخنمون توده سنگ[۶۳]

۲۸ Stereographic Nets
۲۹ Spacing

۴-۳-۳- تداوم[۳۰]

تداوم یا به عبارت دیگر گسترش فضایی یک ناپیوستگی، از مشخصات مهم دیگری است که به سادگی نمی‌توان آن را بطور کمی بیان کرد. در یک تودهٔ سنگی اغلب یک دسته از ناپیوستگی‌ها نسبت به بقیه تداوم بیشتری دارند. در چنین مواردی دسته فرعی تر در برخورد به دسته با تداوم بیشتر قطع می‌شود. در تونل‌ها ممکن است گسیختگی در آغاز یک پدیده موضعی باشد، ولی تداوم ناپیوستگی‌ها شرایط را برای ریزش مهیا سازد. در این حالت ناپیوستگی‌های بدون خمیدگی و جابجایی که بین ۵ تا۱۰ متر تداوم دارند، بیشترین تأثیر را بر پایداری تونل می‌گذارند[۶۳].

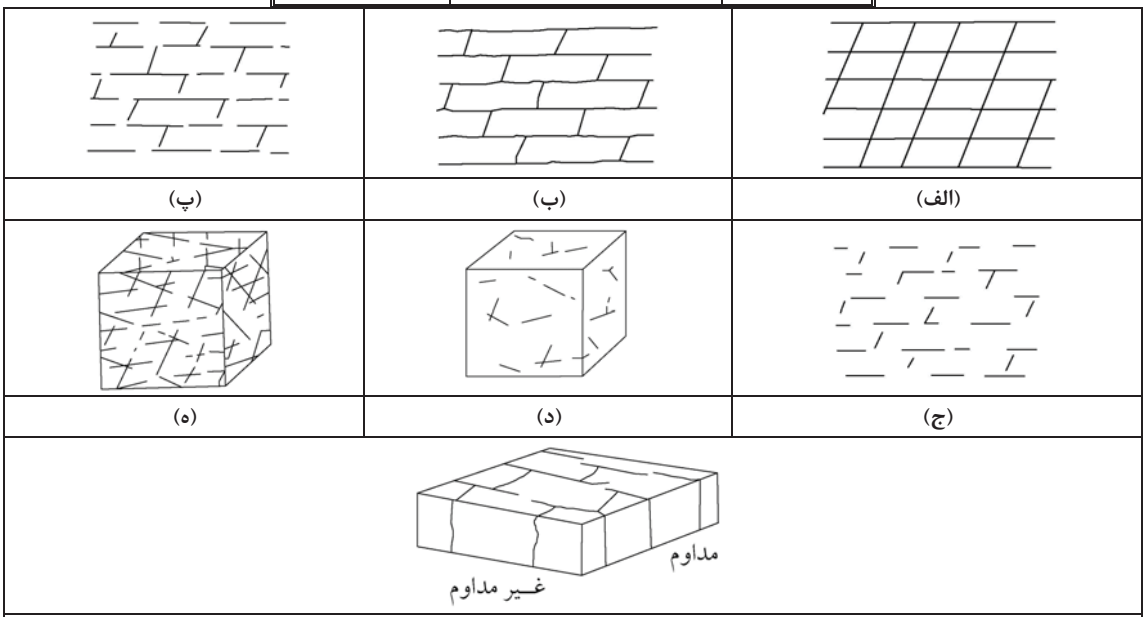
دسته درزه‌های توده سنگ را می‌توان بر مبنای تداوم آنها به انواع منظم، نیمه منظم و نامنظم تقسیم کرد.

جدول (۴-۳) مقادیر کمی برای دسته بندی تداوم ناپیوستگی‌ها را نشان می‌دهد.

(شکل ۴-۱۷) تداوم نسبی دسته درزه‌ها را در توده سنگ نمایش می‌دهد.

جدول۴-۳- مقادیر کمی برای دسته بندی تداوم ناپیوستگی‌ها[۶۳]

ردیف	دسته بندی ناپیوستگی‌ها	تداوم(متر)
۱	بسیار کم	<۱
۲	کم	۱ - ۳
۳	متوسط	۳ - ۱۰
۴	زیاد	۱۰ - ۲۰
۵	بسیار زیاد	>۲۰



شکل۴-۱۷- نمایش تداوم نسبی دسته درزه‌ها در سنگ الف) دو دسته درزه منظم مداوم ب)یک دسته درزه منظم مداوم و یک دسته درزه متقاطع با تداوم کمتر پ)دو دسته درزه منظم نیمه مداوم ج)دو دسته درزه منظم غیرمداوم د، ه، و)نمایش تداوم درزه‌ها در اشکال سه بعدی[۶۳]

۳۰ Continuity

۴-۳-۴- ناهمواری[۳۱]

ناهمواری یا زبری معرف درجه ناصافی یا تموج ذاتی سطح ناپیوستگی است. در مکانهایی که دو دیواره ناپیوستگی در تماس مستقیم با هم هستند، ناهمواری نقش مهمی در مقاومت برشی توده سنگ ایفا می‌کند. با افزایش عرض بازشدگی و ضخامت مواد پرکننده یا وجود هر نوع جابجایی قبلی، از اهمیت ناهمواری به سرعت کاسته می‌شود. در جاهایی که بتوان جهت بالقوه لغزش احتمالی را حدس زد، بهتر است مقدار ناهمواری در همین راستا اندازه گیری شود[۶۳].

در جدول(۴-۴) عبارات نه گانه توصیفی ارائه شده است. در این جدول ناهمواری‌ها در مقیاس متوسط به سه دسته پله ای، مواج و مسطح تقسیم می‌شوند. ناهمواری‌های کوچک مقیاس که بر روی انواع یاد شده قرار می‌گیرند بنوبه خود به گروه‌های سه گانه زبر(یامنظم)، نرم و حاوی خش لغزه (واژه «خش لغزه[۳۲]»باید زمانی به کار گرفته شود که نشانه مشخصی از جابجایی برشی قبلی در سطح ناپیوستگی مشاهده شود) تقسیم می‌شوند. در مورد اخیر باید جهت خش لغزه‌ها را نیز قید کرد. زیرا مقاومت برشی ممکن است در جهات مختلف تغییر کند. نمونه نیمرخ ناهمواری نه گانه یاد شده در شکل (۴-۱۸) آورده شده است.

جدول۴-۴- گروه بندی ناهمواری سطح ناپیوستگی‌ها[۶۳]

ناهمواریهای کوچک مقیاس / ناهمواریهای متوسط مقیاس	زبر	نرم	با خش لغزه
پله‌ای	I پله‌ای زبر	II پله‌ای نرم	III پله‌ای با خش لغزه
مواج	IV مواج زبر	V مواج نرم	VI مواج با خش لغزه
مسطح	VII مسطح زبر	VIII مسطح نرم	IX مسطح با خش‌لغزه

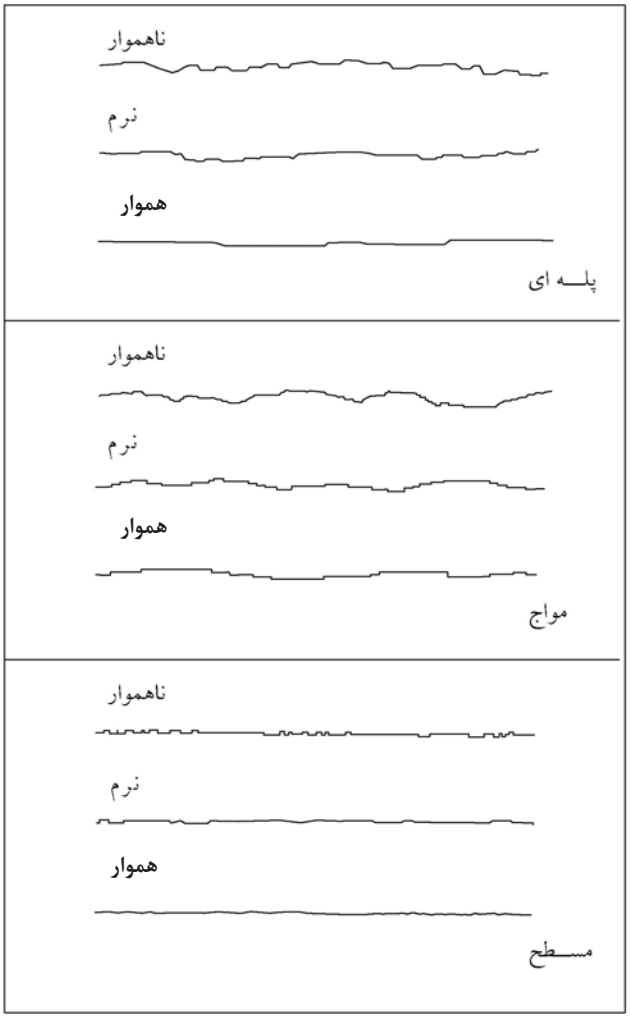
۴-۳-۵- مقاومت دیواره‌ها

سطح ناپیوستگی ممکن است هوازده و یا در اثر فرآیند گرمابی دگرسان شده باشند. مقاومت دیواره‌های سطوح ناپیوستگی به مراتب کمتر از بقیه نقاط سنگ است. بطور کلی مقاومت دیواره‌ها، مخصوصاً زمانیکه پرشدگی وجود ندارد و دو دیواره با هم در تماس مستقیم هستند، تاثیر مهمی بر مقاومت برشی توده سنگ دارد.

پوسته نازکی از سطح دیواره ناپیوستگی را که بر مقاومت برشی و تغییرشکل پذیری تأثیر می‌گذارد می‌توان به کمک آزمون‌هایی ساده ارزیابی کرد. مثلاً مقاومت فشار تک محوری ظاهری سنگ را می‌توان با چکش اشمیت یا آزمودن با دست و چکش زمین شناسی برآورد نمود. [۶۳]. جدول (۴-۵) مقاومت ناپیوستگی‌ها را نشان می‌دهد.

---

۳۱ Roughness
۳۲ Slickenside



شکل۴-۱۸- نیمرخ‌های نمونه وار از ناهمواری سطح ناپیوستگی‌ها و نامگذاری پیشنهادی برای هر یک، طول هر نیمرخ دامنه ای از ۱ تا ۱۰ متر دارد و مقیاس‌های قائم و افقی در نمودارها مساوی است[۶۳]

۴-۳-۶- هوازدگی

هوازدگی به دو صورت تخریب مکانیکی و تجزیه شیمیایی و حل کردن مواد تشکیل دهنده بر روی سنگ تاثیر می گذارد. هوازدگی مکانیکی و شیمیایی معمولاً با هم اتفاق می‌افتند، ولی با توجه به آب و هوای منطقه، ممکن است یکی از این دو غالب باشد. بر اثر هوازدگی مکانیکی ناپیوستگی موجود باز شده و شکستگی‌های جدیدی حاصل می‌شود.[۶۳]. جدول (۴-۶) عوامل موثر در میزان و سرعت هوازدگی یک نمونه سنگ را نشان می‌دهد.

درجه هوازدگی توده سنگ با توصیف کیفی هوازدگی یا تجزیه کلی سنگ بیان می‌شود (جدول ۴-۷). درجه هوازدگی یا میزان تجزیه متن سنگی که دیواره یک ناپیوستگی یا یک دسته از ناپیوستگی‌ها را نیز شامل می‌شود بگونه ای که در جدول (۴-۸) پیشنهاد شده است، انجام می‌گیرد.

جدول۴-۵- شناسایی فوری مقاومت خاک و سنگ یکپارچه و مقاومت دیواره ناپیوستگی‌ها و مواد پرکننده آنها در صحرا[۶۳]

درجه	توصیف	روش شناسایی در صحرا	دامنه تقریبی مقاومت فشاری تک محوری (MPa)
S_1	رس بسیار نرم	مشت بسته به سهولت، چندین اینچ به داخل آن فرو می‌رود.	<۰/۰۲۵
S_2	رس نرم	انگشت شست به سهولت، چندین اینچ به داخل آن فرو می‌رود.	۰/۰۲۵ – ۰/۰۵
S_3	رس نسبتاً سفت	انگشت شست با فشار متوسط، چندین اینچ به داخل آن فرو می‌رود.	۰/۰۵ – ۰/۱
S_4	رس سفت	انگشت شست به سادگی در سطح آن فرو می‌رود، ولی نفوذ بیشتر نیاز به فشار زیاد دارد.	۰/۱ – ۰/۲۵
S_5	رس خیلی سفت	ناخن انگشت شست به سهولت در آن فرو می‌رود.	۰/۲۵ – ۰/۵
S_6	رس سخت	ناخن انگشت شست به سختی در آن فرو می‌رود.	>۰/۵
R_0	سنگ بسیار بسیار ضعیف	ناخن انگشت شست به سختی در آن فرو می‌رود.	۰/۲۵ – ۱
R_1	سنگ بسیار ضعیف	با یک ضربه نوک چکش خرد می‌شود. با چاقوی جیبی می‌توان ورقه‌ای از آن جدا کرد.	۱ - ۵
R_2	سنگ ضعیف	به سختی ورقه‌ای از آن توسط چاقوی جیبی جدا می‌شود. بر اثر ضربه با نوک چکش زمین شناسی فرو رفتگی‌های کم عمقی در آن سنگ ضعیف ایجاد می‌شود.	۵ - ۲۵
R_3	سنگ متوسط	نمی‌توان با چاقوی جیبی آن را خراش انداخت یا ورقه‌ای از آن جدا کرد. با یک ضربه چکش زمین شناسی می‌شکند.	۲۵ - ۵۰
R_4	سنگ قوی	شکستن نمونه به بیش از یک ضربه چکش زمین شناسی نیاز دارد.	۵۰ - ۱۰۰
R_5	سنگ بسیار قوی	شکستن نمونه به تعداد زیادی ضربه چکش زمین شناسی نیاز دارد.	۱۰۰ - ۲۵۰
R_6	سنگ بسیار بسیار قوی	با ضربات چکش زمین شناسی فقط می‌توان تراشه‌هایی از نمونه جدا کرد.	>۲۵۰

۱- درجات S_1 تا S_6 معرف خاک‌های چسبنده است. ۲- مقاومت دیواره ناپیوستگی‌ها معمولاً درجات R_0 تا R_6 است در صورتی که مواد پرکننده ناپیوستگی مقاومتشان از S_1 تا S_6 است.۳- برای دست یابی به اعداد کمی و دقیق تر پیشنهاد می‌شود که در مورد S_1 تا S_6 آزمون «نفوذ سنج» که در مکانیک خاک رایج است استفاده شود. در موارد R_2 تا R_6 نیز می‌توان چکش اشمیت را بکار گرفت (تعیین مقاومت موارد R_0 تا R_1 با چکش اشمیت امکان پذیر نیست).

جدول ۴-۶ عوامل موثر در نوع و سرعت هوازدگی[۶۳]

عامل	شرح
سنگ مادر	الف) ترکیب کانی شناسی: کانی‌های مختلف سازنده سنگ در مقابل هوازدگی مقاومتهای مختلف از خود نشان می‌دهند. علاوه بر آن درجه اتصال بین کانیهای مختلف سازنده سنگ نیز عاملی موثر است. ب) بافت سنگ: سنگهای متراکمتر در مقابل هوازدگی مقاومترند، در مقابل سنگهای غیرمتراکم یا متخلخل شرایط مناسبی برای نفوذ آب و هوا و سرعت بخشیدن به هوازدگی ایجاد می‌کنند. ج) ساخت سنگ: وجود لایه بندی، گسل، درزه و شکاف، سنگ را به قطعات کوچکتری تقسیم می‌کند و سطح تماس آن را با عوامل مخرب بیشتر میگرداند
توپوگرافی	در زمینهای دارای شیب زیاد، مواد هوازده پس از جدا شدن از سنگ مادر براثر وزن خود، یا عوامل دیگر، از محل دور شده و در نتیجه سطح تازه‌ای از سنگ در مقابل هوازدگی قرار می‌گیرد. درچنین نقاطی سرعت هوازدگی زیاد و پوشش مواد هوازده در روی سنگ مادر کم است. در مقابل، در زمینهای هموار مواد هوازده به صورت پوششی در روی سنگ مادر باقی می‌ماند و از هوازدگی بیشتر آن جلوگیری به عمل می‌آورد.
شرایط اقلیمی	چون رطوبت و حرارت عواملی موثر در تسریع واکنشهای شیمیایی هستند لذا در نواحی گرم و مرطوب هوازدگی بیش از مناطق سرد و خشک است. علاوه بر آن نوع و فراوانی گیاهان و جانوران، که با نوع اقلیم منطقه در ارتباط هستند، نیز در تسریع هوازدگی موثرند.
زمان	در شرایط مساوی، هرچه سنگ قدیمی تر باشد احتمال اینکه هوازدگی بیشتری را تحمل کرده باشد، بیشتر است. به طور کلی سرعت تجزیه سنگها کم است، مگر آنکه آب در سنگ حرکت کند.
انسان	تغییرات سطح ایستایی و نفوذ آبهای آلوده، که تجزیه برخی از سنگها را تسریع می‌کند، از عواملی است که معمولاً بر اثر فعالیتهای بشری و شهر سازیها ایجاد می‌شود. ریزش باران اسید، که در شهرهای صنعتی فراوان است، عامل مهم دیگری در تشدید هوازدگی و تجزیه سنگها است.

جدول۴-۷- روش توصیف کمی ناپیوستگی‌های سنگ[۶۳]

نشانه و شدت هوازدگی	توصیف	درجه
تازه(F)	هیچ‌گونه نشانه قابل توجهی از هوازدگی وجود ندارد. رنگ برگشتگی جزئی در سطح ناپیوستگی‌های عمده دیده می‌شود.	I
کمی هوازده(WS)	رنگ برگشتگی معرف هوازدگی مواد سنگی و سطوح ناپیوستگی‌ها است. رنگ تمام مواد سنگی ممکن است با هوازدگی تغییر کرده باشد. همچنین سطح خارجی سنگ ممکن است تا حدی از نمونه هوانزده مقاومت کمتری داشته باشد.	II
نسبتاً هوازده(WM)	کمتر از نیمی از مواد سنگی تجزیه شده و یا به خاک تبدیل شده است. سنگ تازه با رنگ برگشته به صورت شبکه پیوسته با قطعات مجزا دیده می‌شود.	III
به شدت هوازده(WH)	بیش از نیمی از مواد سنگی تجزیه شده و یا به خاک تبدیل شده است. سنگ تازه با رنگ برگشته به صورت شبکه پیوسته با قطعات مجزا دیده می‌شود.	IV
کاملاً هوازده(WC)	همه مواد سنگی تجزیه شده و یا به خاک تبدیل شده است، ولی ساخت اولیه توده سنگ عمدتاً باقی مانده است.	V
خاک برجا(RS)	همه مواد سنگی به خاک تبدیل شده‌اند. ساخت و فابریک سنگ اولیه از بین رفته است. تغییر زیادی در حجم ایجاد شده، ولی خاک حاصل جابجایی قابل ملاحظه‌ای نداشته است.	VI

جدول۴-۸- نحوه توصیف میزان هوازدگی مواد سنگی[۳۳][۶۳]

عنوان و نشانه	توصیف
تازه	هیچ گونه نشانه هوازدگی مواد سنگی دیده نمی‌شود.
رنگ برگشته	رنگ اولیه سنگ تازه تغییر یافته است. میزان تغییر رنگ اولیه باید قید شود. اگر تغییر رنگ وابسته به کانی خاصی باشد باید قید شود.
تجزیه شده	هوازدگی تا حد تبدیل سنگ به خاک پیشرفته است که در آن فابریک اولیه سنگ هنوز دست نخورده است، ولی همه یا بخشی از کانی‌ها تجزیه شده است.
تخریب شده	هوازدگی با حد تبدیل سنگ به خاک پیشرفته است که در آن فابریک اولیه سنگ هنوز دست نخورده است. سنگ خرد و پودر می‌شود، ولی کانی‌ها تجزیه نشده‌اند.

۴-۳-۷- بازشدگی[۳۴]

بازشدگی به فاصله عمودی بین دو دیواره یک ناپیوستگی اطلاق می‌شود که ممکن است از هوا یا آب پر شده باشد. بازشدگی را باید با عرض پرشدگی که در مورد ناپیوستگی‌های پر شده به کاربرده می‌شود، تمیز داد. ناپیوستگی‌های پر شده (مثلاً با رس) که بخشی از آنها شسته شده هستند را می‌توان تحت عنوان بازشدگی مورد بررسی قرارداد.

به جز در مواردی که سطح ناپیوستگی بسیار مسطح و هموار است، بازشدگی ۰/۱ میلیمتر یا یک میلیمتر تفاوت چندانی در میزان مقاومت برشی ندارند، ولی می‌توانند بطور غیرمستقیم و با تأثیر بر قابلیت انتقال هیدرولیکی، مقدار تنش عمودی موثر و به تبع آن مقاومت برشی را تغییر دهند.

۳۳هر یک از مراحل هوازدگی ذکر شده در این جدول را می‌توان با عباراتی چون«کمی»، «تا حدی» و به «شدت» به زیر گروه هایی تقسیم کرد.

۳۴ Aperture

بازشدگی‌ها بر مبنای قابلیت انتقال آب و نقش آنها در سست کنندگی توده سنگ ثبت می‌شوند. عواملی چون فشار آب داخل درزه، هجوم سیالات به داخل حفاری‌ها و فرار ناخواسته آنها متأثر از بازشدگی ناپیوستگی‌هاست[۶۳].

میزان باز شدگی ناپیوستگی‌ها با توجه به جدول(۴-۹) توصیف می‌شود.

جدول ۴-۹- طبقه بندی برای توصیف بازشدگی ناپیوستگی‌های سنگ[۶۳]

میزان بازشدگی		طبقه توصیفی	وضعیت شکستگی
<۰/۱	mm	کاملاً بسته	شکستگی‌های بسته
۰/۱ – ۰/۲۵	mm	بسته	
۰/۲۵ – ۰/۵	mm	نسبتاً بسته	
۰/۵ – ۲/۵	mm	کمی باز	شکستگی‌های باز
۲/۵ – ۱۰	mm	نسبتاً باز	
>۱۰	mm	باز	
۱ - ۱۰	Cm	خیلی باز	شکستگی‌های خیلی باز
۱۰ - ۱۰۰	Cm	بینهایت باز	
>۱۰۰	Cm	غار مانند	

۴-۳-۸- پرشدگی[۳۵]

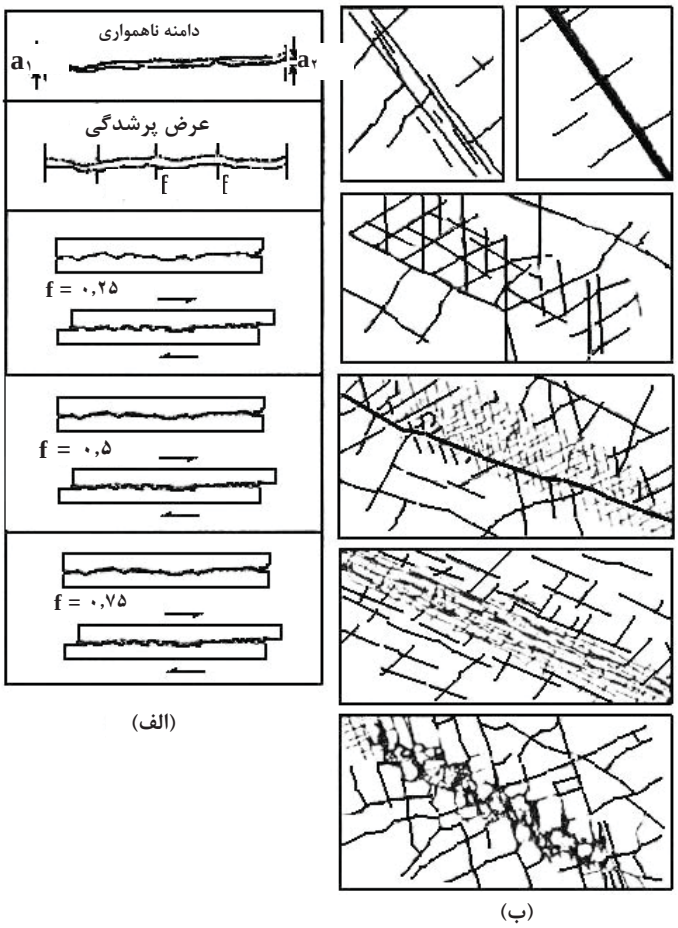
پرشدگی به حالتی اطلاق می‌شود که فاصله بین دو دیواره یک ناپیوستگی از موادی نظیرکلسیت، کلریت، رس، لای (سیلت)، گوژ و موادی مشابه پر شده است. فاصله عمودی بین دو دیواره ناپیوستگی پر شده را عرض پرشدگی می‌گویند و باید آن را از بازشدگی تمیز داد. پرشدگی ناپیوستگی‌ها می‌تواند نقش موثری در ویژگی‌های سنگ از جمله مقاومت برشی، تغییرشکل پذیری و نفوذپذیری آن داشته باشد شکل (۴-۱۹) انواع پرشدگی ناپیوستگی‌ها را نشان می‌دهد[۶۳].

جدول (۴- ۱۰) توصیف صحرایی رطوبت و نفوذپذیری مواد پرکننده ناپیوستگی‌ها را نشان می‌دهد.

جدول ۴- ۱۰- توصیف صحرایی رطوبت و نفوذپذیری مواد پرکننده ناپیوستگی‌ها[۶۳]

درجه	شرح
W_1	مواد پرکننده کاملاً تحکیم یافته و خشک هستند. به دلیل نفوذپذیری کم احتمال جریان قابل توجه وجود ندارد.
W_2	مواد پرکننده مرطوب هستند، ولی هیچگونه آب آزادی وجود ندارد.
W_3	مواد پرکننده خیس هستند و گاهی قطره آب می‌چکد.
W_4	مواد پرکننده آثاری از شسته شدن یا جریان دائم آب را نشان می‌دهند (شدت جریان بر حسب لیتر بر دقیقه برآورد می‌شود).
W_5	مواد پرکننده به طور محلی شسته شده و در محل مسیرهای شسته شده، جریان قابل ملاحظه آب وجود دارد(مقدار نشت بر حسب لیتر بر دقیقه و برآورد فشار به صورت کم، متوسط یا زیاد بیان می‌شود).
W_6	مواد پرکننده بطور کامل شسته شده اند، فشار آب خروجی، مخصوصاً وقتی که برای بار اول به آن برخورد می شود بسیار زیاد است (برآورد مقدار بر حسب لیتر بر دقیقه و برآورد فشار به صورت کم، زیاد، متوسط بیان می‌شود).

۳۵ Filling



شکل۴-۱۹- انواع پرشدگی ناپیوستگی‌ها الف)در حالت پرشدگی ساده، عرض پرشدگی و دامنه ناهمواری سطح ناپیوستگی می‌تواند برای برآورد مقدار جابجایی برشی تا حد رسیدن به تماس سنگ به سنگ به کار آید (a=دامنه ناهمواری،f=عرض پرشدگی) ب)طرح‌های شماتیک از پرشدگی مرکب ناپیوستگی‌های سنگ[۶۳]

بنابراین باید کوشش شود که موارد فوق به طور کلی کمی توصیف شود و با رسم طرح‌های شماتیک یا تهیه عکس‌های رنگی از حالات بارز، وضعیت ناپیوستگی تا حد امکان تشریح شود.

در مواردی که سازه ای مثل تونل در توده سنگ حفرمی‌شود، بهتر است که چگونگی جریان کلی آب به داخل هر بخش از سازه توصیف شود. بهترین زمان برای این عمل بلافاصله بعد از حفاری است، چرا که در بسیاری موارد سطح آب به سرعت افت می‌کند. در جدول (۴-۱۱) طبقه بندی برای نشت آب از داخل ناپیوستگی‌های پرنشده و پرشده و درجدول (۴-۱۲) طبقه بندی پیشنهادی برای توصیف نشت جریان آب از توده سنگ آورده شده است.

جدول۴-۱۱- طبقه بندی برای نشت آب از داخل ناپیوستگی‌های پرنشده و پرشده[۶۳]

نوع	درجه	شرح
ناپیوستگی‌های پر نشده	I	ناپیوستگی خیلی بسته و خشک است و جریان آب از خلال آن محتمل به نظر نمی رسد.
	II	ناپیوستگی خشک است و اثری از جریان آب دیده نمی شود.
	III	ناپیوستگی خشک است، ولی شواهدی از جریان آب وجود دارد (آثار و رنگ برگشتگی و زنگ زدگی)
	IV	ناپیوستگی مرطوب، ولی جریان آزاد آب وجود ندارد.
	V	نشت آب از ناپیوستگی مشاهده می‌شود. گاهی قطره‌ای آب خارج می‌شود ولی جریان مداوم آب وجود ندارد.
	VI	آب بطور مداوم از ناپیوستگی جریان دارد. در این صورت مقدار آن برحسب لیتر بر ثانیه برآورد شده و فشار آن به صورت کم، متوسط یا زیاد بیان می‌شود.
ناپیوستگی‌های پر شده	I	مواد پرکننده کاملاً تحکیم یافته و خشک‌اند. به دلیل نفوذ پذیری کم احتمال جریان قابل توجه وجود ندارد.
	II	مواد پرکننده مرطوب هستند، ولی هیچگونه آب آزادی وجود ندارد.
	III	مواد پر کننده خیس هستنند و گاهی قطره آب می‌چکد.
	IV	مواد پرکننده آثاری از شسته شدن یا جریان دائم آب را نشان می‌دهند (شدت جریان بر حسب لیتر بر دقیقه برآورد می‌شود).
	V	مواد پرکننده به طور محلی شسته شده و در محل مسیرهای شسته شده، جریان قابل ملاحظه آب وجود دارد(مقدار نشت بر حسب لیتر بر دقیقه و برآورد فشار به صورت کم، متوسط یا زیاد بیان می‌شود).
	VI	مواد پرکننده بطور کامل شسته شده اند، فشار آب خروجی، مخصوصاً وقتی که برای بار اول به آن برخورد می‌شود بسیار زیاد است (برآورد مقدار بر حسب لیتر بر دقیقه و برآورد فشار به صورت کم، زیاد، متوسط بیان می‌شود).

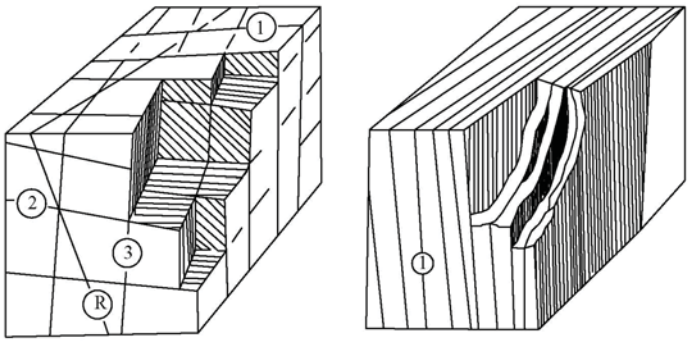
جدول۴-۱۲- طبقه بندی پیشنهادی برای نشت آب از توده سنگ در یک تونل[۶۳]

درجه	شرح
I	دیواره‌ها و سقف خشک است. هیچگونه نشت قابل اندازه گیری دیده نمی شود
II	نشت ناچیز و مخصوصاً به صورت چکیدن آب از ناپیوستگی‌هااست.
III	نشت متوسط و مخصوصاً به صورت جریان یکنواخت از ناپیوستگی‌هاست (برآورد جریان بر حسب لیتر بر دقیقه در ۱۰ متر طول حفاری)
IV	جریان زیاد و مخصوصاً بصورت جریان یکنواخت از ناپیوستگی‌هاست (برآورد جریان بر حسب لیتر بر دقیقه در ۱۰ متر طول حفاری)
V	جریان بطور استثنایی زیاد است. باید مبدا جریان شدید مشخص شود(برآورد جریان بر حسب لیتر بر دقیقه در ۱۰ متر طول حفاری).

۴-۳-۱۰-تعداد دسته درزه‌ها

رفتار مکانیکی و شکل ظاهری توده سنگ متأثر از تعداد دسته درزه‌هایی است که یکدیگر را قطع کرده‌اند. رفتار مکانیکی از این نظر تأثیر می‌پذیرد که تعداد دسته درزه‌ها، میزان تغییر شکل سنگ را قبل از آنکه نیاز به گسیختگی بخش‌های سنگ بکر باشد، نشان می‌دهد. تعداد دسته درزه‌ها علاوه بر تعیین شکل ظاهری توده سنگ، میزان حفاری ناخواسته در زمان آتشباری را نیز کنترل می‌کنند(شکل۴-۲۰).

در دامنه‌های سنگی، تعداد دسته درزه‌ها همراه با جهت داری آنها نسبت به سطح آزاد دامنه، ممکن است مهم ترین عامل ناپایداری باشند. در شرایطی که تعداد دسته درزه‌ها زیاد و فاصله درزه کم باشد، ممکن است گسیختگی بالقوه از حالت لغزش و یا واژگونی به گسیختگی‌های چرخشی و دایره ای (مشابه حالت خاک) تبدیل شود[۶۳].



سه دسته درزه یک دسته درزه

شکل۴-۲۰- رابطه تعداد دسته درزه‌ها با رفتار مکانیکی و شکل ظاهری توده سنگ[۶۳]

۴-۳-۱۱- اندازه قطعات

اندازه قطعات، یکی از بهترین شاخص‌های تعیین کننده رفتار سنگ است. ابعاد قطعه توسط فاصله ناپیوستگی‌ها، تعداد دسته درزه‌ها و تداوم آنها تعیین می‌شود. تعداد دسته درزه‌ها و جهت داری آنها شکل قطعات حاصله را تعیین می‌کند. تلفیق دو ویژگی اندازه قطعات و مقاومت برشی بین دو قطعه، رفتار مکانیکی توده سنگ را در یک شرایط تنش خاص مشخص می‌کند. توده‌های سنگی حاوی قطعات بزرگ کمتر تغییرشکل می‌یابند و در حفاری‌های زیرزمینی قوس‌های پایداری را می‌سازند[۶۳].

به منظور توصیف اندازه و شکل قطعات در توده‌های سنگی می‌توان از مفاهیم مندرج در جداول(۴-۱۳) و (۴-۱۴) استفاده کرد. جدول (۴-۱۵) نحوه گزارش ثبت ناپیوستگیها را نشان می‌دهد.

جدول۴-۱۳- توصیف اندازه قطعات[۶۳]

تعداد درز در متر مکعب	توصیف قطعات
<۱	قطعات بسیار بزرگ
۱ - ۳	قطعات بزرگ
۳ - ۱۰	قطعات متوسط
۱۰ - ۳۰	قطعات کوچک
>۳۰	قطعات بسیار کوچک

جدول۴-۱۴- شکل قطعات در توده سنگ[۶۳]

شکل قطعات	شرح
توده‌ای	درزه‌های محدود یا بافاصله
قطعه‌ای	ابعاد قطعات تقریباً یکسان است.
صفحه‌ای	یک بعد قطعات به مقدار قابل ملاحظه‌ای کوچکتر از دو بعد دیگر است.
ستونی	یک بعد قطعات به مقدار قابل ملاحظه‌ای بزرگتر از دو بعد دیگر است.
نامنظم	تنوع گسترده اندازه و شکل قطعات
خردشده	به شدت خرد شده یا حبه قندی

۴-۱۵- برگه پیشنهادی برای ثبت ناپیوستگی‌های سنگ[۶۴]

۲- عنوان:			۵-تاریخ			سال	ماه	روز
۳- محل:			۴- برداشت کننده:					

ملاحظات(ارائه اطلاعات، بیشتر به بصورت توصیفی)	نشت آب	مقاومت مواد پرکننده	پرشدگی	باز شدگی	مقاومت دیواره	ناهمواری	فاصله	تداوم	جهت داری (درجه) شیب	جهت داری (درجه) جهت شیب (آزیموت)	نوع ناپیوستگی	ایستگاه
۲۳	۲۲	۲۱	۲۰	۱۹	۱۸	۱۷	۱۶	۱۵	۱۴	۱۳	۱۲	۱۱

۲۱- مقاومت مواد پرکننده	۲۰- پرشدگی	۱۹- بارشدگی(میلیمتر)	۱۸- مقاومت دیواره	۱۷- ناهمواری	۱۶- فاصله(متر)	۱۵- تداوم	۱۴- ناپیوستگی
مشابه بند ۱۸	۰ - تمیز	۱- زیر ۱/.	۱- تازه	۱- پله ای	۱- زیر ۲	۱- زیر ۱	۰- نامشخص
۱۸- جریان آب	۱-رنگ برگشتگی	۲- ۱/. تا ۵/.	۲- کمی هوازده	۲- مواج	۲- ۲تا ۶/.	۲- ۳ تا۱	۱- زون گسله
۱- خشک	۲- رس	۳- ۵/. تا ۲/۵	۳- نسبتاً هوازده	۳- مسطح	۳- ۶/. تا ۲/.	۳- ۱۰تا۳	۲- گسله
۲-نم	۳- لای	۴- ۲/۵ تا ۱۰	۴- به شدت هوازده	a- زبر	۴- ۲/. تا ۰۶/.	۴- ۲۰تا۱۰	۳- درزه
۳- مرطوب	۴- کلسیت	۵- بالای ۱۰	۵-کاملاً هوازده	b- نرم	۵- بالای ۰۶/.	۵- بالای ۲۰	۴- رخ
۴- جریان کند آب	۵- ژیپس		۶- خاک برجا	c- با خش لغزه			۵- شیستوزیته
۵- جریان شدید	۶- اکسیدها						۶- شکاف
	۷- کوژ						۷- ترک کششی
	۸- مواد گرمایی						۸- فولیاسیون
	۹- (درج اطلاعات بیشتر در ملاحظات)						۹- لایه بندی

۴-۴- اکتشافات ژئوتکنیکی

حفر گمانه‌ها و چاههای اکتشافی روش شناسایی وضعیت، ضخامت، جنس و مشخصات فیزیکی و مکانیکی سنگها و خاکهایی است که تونل از آنها عبور می‌کند. به کمک این گمانه‌ها، اطلاعاتی در مورد وضعیت آبهای زیرزمینی منطقه نیز حاصل می‌شود. این اهداف با انجام آزمایش مختلف بر روی نمونه‌های حاصل از حفر این گمانه‌ها و نیز انجام بعضی از آزمایشهای برجا در داخل گمانه حاصل می‌شود.

گمانه‌های اکتشافی، مخصوصاً اگر با مغزه گیری همراه باشد، بیشترین اطلاعات را در مورد شرایط حکمفرما در زیرزمین بدست می‌دهد. در طول پیشرفت حفاری باید مغزه‌های حفاری بطور مرتب مورد بررسی قرار گرفته و در اعماق مناسب آزمایشهای ژئوتکنیکی لازم انجام گیرد. مغزه‌های حفاری به ترتیب خاص و در جعبه‌های مخصوص برای بررسی‌های بیشتر در آینده یا استفاده احتمالی محفوظ نگاه داشته می‌شود (شکل ۴-۲۱)[۶۵].



الف- حفاری گمانه ماشینی



ب- حفاری چاه دستی



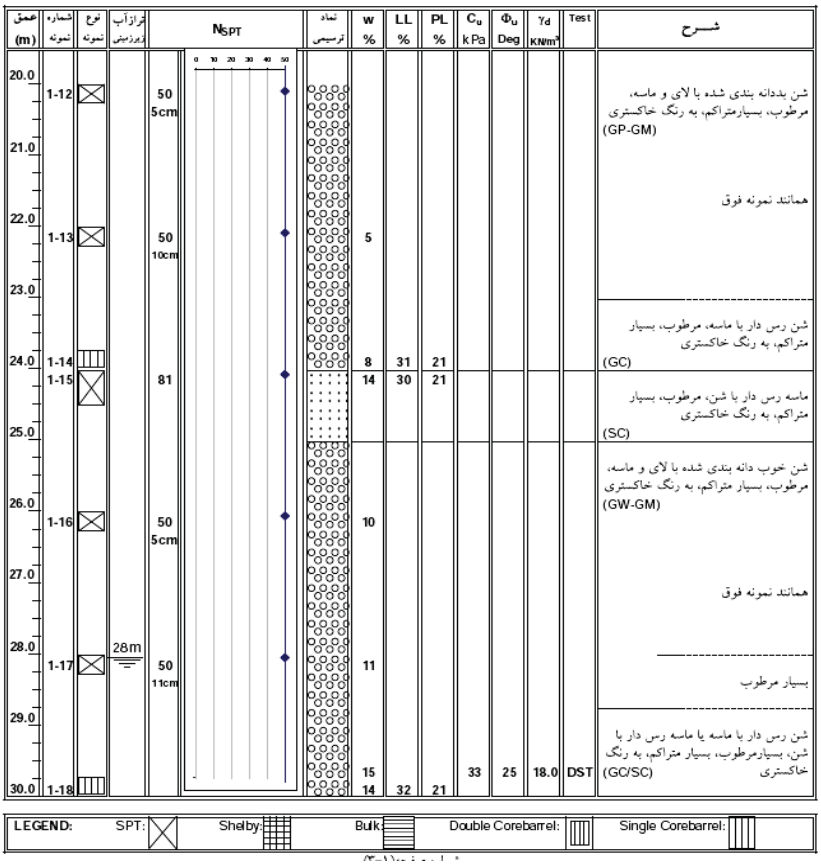
ج- جعبه‌های مخصوص مغزه‌های حاصل از حفاری



د- مشاهده عینی از مشخصات زمین داخل چاههای حفر شده

شکل ۴-۲۱- عملیات حفر گمانه ماشینی و چاه دستی

برای آنکه اطلاعات حاصل از گمانه‌ها همواره در دسترس باشد و بتوان آنها را با اطلاعات گمانه‌های دیگر مقایسه کرده و نتایج را تطبیق داد، همزمان با حفر گمانه نمودار آن ثبت و رسم می‌شود. در این نمودار که به نام «لاگ گمانه[۳۶]» معروف است، کلیه اطلاعات حاصل از گمانه از قبیل جنس و ضخامت سنگهای مختلف، رنگ، دانه بندی خاک، وضعیت، تخلخل و مواد دیگر درج می‌شود. اطلاعاتی از قبیل نوع سرمته و مغزه گیر به کار رفته و مشخصات کل حفاری و نیز وضعیت آب زیرزمینی، از جمله نکات دیگری است که باید درج و ثبت شود (شکل ۴-۲۲)[۶۶].



شکل ۴-۲۲- لاگ گمانه در محیط‌های خاکی

جهت انجام صحیح عملیات اکتشافی باید موارد ذیل را بعنوان استراتژی عملیات ژئوتکنیک در نظر گرفت[۲۲]:

۱- بعلت پیچیدگی‌های زمین‌شناسی و تنوع پروژه‌ها، هیچ دو تونلی شبیه هم نیستند. بنابراین ارائه یک قانون خیلی سفت و سخت درباره میزان اکتشافات لازم یا روش مناسب اکتشاف ژئوتکنیکی مشکل و غیرعملی می‌باشد. با این وجود برخی قوانین تجربی می‌تواند در برنامه‌ریزی اکتشافات ژئوتکنیکی مفید باشند:

---

۳۶ Well Log

- برنامه ریزی اکتشافات ژئوتکنیکی باید بنحوی باشد که بهترین، بدترین و شرایط متوسط برای کارهای زیرزمینی در نظر گرفته شوند. باید شرایطی که می‌توانند منجر به بروز خطرات و مشکلات بزرگی در حین اجرا شوند تعریف شده و محل آن‌ها معلوم شوند.
- باید از زمین شناسان با تجربه و ماهر برای تفسیر دقیق شرایط زمین شناسی استفاده کرد.
- باید از باصرفه‌ترین روشها برای تهیه اطلاعات استفاده کرد.
- باید روش اجرا پیش بینی شده و اطلاعات لازم برای انتخاب روش اجرا و برآورد هزینه‌ها تهیه شوند.
- باید حالات مختلف گسیختگی پتانسیل یابی شده و انواع آنالیزهای لازم برای سازه پیش بینی شوند. ضمناً اطلاعات لازم برای آنالیز آنها باید تهیه شوند (مانند تنشهای برجا، مقاومت و مدول تغییرشکل پذیری برای مدلسازی عددی).
- باید حداقل یک گمانه در هر محلی که شفت و پرتال اجرا خواهد شد، حفر شود.

۲- پیچیدگی و ابعاد یک سازه زیرزمینی تاثیر زیادی بر میزان اکتشافات لازم می‌گذارد. برای نمونه برای یک تونل طولانی و با قطری کم، نیاز به انجام اکتشافات دقیق نیست بلکه باید از یک روش تونلسازی استفاده کرد که در شرایط مختلف بتواند نیاز پروژه را پاسخگو باشد. در حالیکه ساخت یک مغار زیرزمینی بزرگ (مانند نیروگاه) مشکلتر بوده و نیاز به حفر گمانه‌های بیشتر، اطلاعات طراحی قابل اتکا و بعضاً یک تونل اکتشافی دارد.

۳- بعضی اوقات حتی کاملترین اکتشافات نیز اطلاعات کاملی در خصوص پیش‌بینی تمام داده‌های مربوطه و شرایط اجرا در اختیار ما قرار نمی دهد. به عنوان مثال می‌توان به نهشته‌های آبرفتی و سنگهای چین خورده و گسله اشاره کرد. در چنین شرایطی بررسی نقطه به نقطه تغییرات در حین اکتشافات معمول، امری غیرممکن است. در چنین مواردی، استراتژی طراحی باید شرایط متوسط و یا محتملترین شرایطی را که ممکن است با آن مواجه شد را با روشهای مقرون بصرفه در نظر بگیرد.

۴- در مناطق کوهستانی، دسترسی به سطح زمین در بالای مسیر تونل برای انجام حفاری‌های اکتشافی، مشکل و یا بسیار گران می‌باشد. بنابراین برای بسیاری از تونل‌های راه که در چنین مناطقی واقع شده اند، اطلاعات اکتشافی تنها از قسمت پرتال تونل بدست می‌آیند. در چنین مواردی باید حداکثر استفاده را از تکنیکهای دورسنجی و برداشتهای زمین شناسی سطحی و تعمیم شرایط زمین شناسی تا عمقی که تونل در آن قرار گرفته است، انجام داد. تونل باید طوری طراحی شود تا برای مواجهه با بدترین شرایط آماده باشد هر چند که این شرایط در طول اجرا بوجود نیاید. یک راهکار دیگر را در این شرایط می‌توان حفر گمانه‌های افقی طویل از پرتال و یا از سینه کار تونل نام برد.

۵- سوالی که غالباً مطرح می‌شود این است برای طراحی یک سازه زیرزمینی چقدر اطلاعات لازم است؟ پاسخ این سوال ریشه در هزینه‌ها دارد. بطوریکه اگر حفر گمانه بعدی منجر به اطلاعاتی نشود که هزینه ساخت را به اندازه حفر یک گمانه کم نکند، در این صورت می‌توان گفت که اطلاعات تهیه شده کفایت می‌کنند. البته در عمل چنین ارزیابی آسان نیست، چرا که نتایج حاصل از حفر گمانه بعدی برای ما ناشناخته بوده و باید بر اساس قضاوت مهندسی تصمیم گیری کرد.

۶- میزان اکتشافات لازم را می‌توان با روش‌های متعددی تعیین کرد:

- هزینه تمام اکتشافات ژئوتکنیکی (حفر گمانه‌ها، آزمایش‌ها، ژئوفیزیک) بصورت درصدی از هزینه اجرا
- فاصله تیپیک بین گمانه‌ها
- متراژ گمانه‌های حفاری شده برای هر ۱۰۰ متر از تونل

۷- میزان اکتشافات لازم با توجه به فاکتورهای زیر تغییر می‌کند: پیچیدگی زمین شناسی، محیط زیست پروژه، عمق تونل، کاربری نهایی تونل، دسترسی به اکتشافات و هزینه‌های نسبی هر گمانه.

۸- یک راهنمای کاربردی برای ارزیابی مناسب بودن یک برنامه اکتشافی در جدول (۴-۱۵) ارائه شده است. این راهنما با مبنایی که یک مورد ساده است شروع شده و برای شرایط دیگر مقادیر لازم را بطور نسبی ارائه می‌کند. مورد مبنا تونل زهکشی به قطر ۶ متر بوده، ساختمان زمین شناسی نسبتاً پیچیده‌ای داشته، در منطقه حاشیه شهر واقع شده و عمق آن حدوداً ۳۰ متر است.

جدول ۴-۱۵- راهنمای مربوط به بررسی‌های اکتشافی در تونل‌ها[۲۲]

موارد اکتشافی	هزینه حفر گمانه، انجام آزمایش (به صورت درصدی از هزینه اجرا)	فاصله گمانه‌ها	طول گمانه در ۱۰۰ متر تونل
مورد مبنا موارد حد بالا برای موارد و شرایط ذکر شده اعداد مربوط به مورد مبناء در ضرایب زیر ضرب شوند :	۰/۴-۰/۸ ۰/۳-۱۰	۱۵۰-۳۰۰m ۱۵-۱۰۰۰m	۱۵-۲۵m ۵-۱۰۰۰m
ساختمان زمین شناسی ساده	۰/۵	۲-۲/۵	۰/۵
ساختمان زمین شناسی پیچیده	۲-۳	۰/۳-۰/۵	۲-۳
خارج از شهر	۰/۵	۲-۲/۵	۰/۵
فضای خارج شهر متراکم	۲-۴	۰/۳-۰/۴	۲-۵
تونل عمیق	۰/۸-۱	افزایش فاصله گمانه‌ها با نسبت خطی با عمق تونل	
دسترسی سطحی ضعیف	۰/۵-۱/۵	۵-۱۰	متغیر
شفت و پرتال	موجود نیست	حداقل یکی	موجود نیست
مسائل خاص	۱/۵-۲	۰/۲-۰/۵ بسته به محل	متغیر

۴-۵- اکتشافات ژئومکانیکی سنگها

۴-۵-۱- آزمون‌های آزمایشگاهی بر روی سنگها جهت تعیین پارامترهای مورد نیاز طراحی پوشش داخلی تونل‌ها

به کمک آزمون‌های آزمایشگاهی می‌توان یک برآورد کمّی از خواص نمونه‌های سنگ بکر انجام داد. آزمون‌های آزمایشگاهی لزوماً معرف خواص توده سنگ برجا نیستند چرا که درزه‌ها، صفحات ضعیف و دیگر نواقص موجود در سنگ برجا، در نمونه‌های آزمایشگاهی دیده نمی شوند. علاوه بر این، مکانیزم رفتار سنگ در آزمایشگاه همواره مشابه مکانیزم رفتار سنگ برجا نمی باشد. با این وجود آزمون‌های آزمایشگاهی برای تعیین رفتار برجای سنگها، راهنمای خوبی محسوب می‌شوند. برای تعیین خواص معرف شرایط برجا لازم است تا آزمایشهای برجا انجام گیرند.

استانداردها و روش آزمایشهای مکانیک سنگ در استانداردهای ASTM، توصیه‌های ISRM و هندبوک Rock Testing موجود هستند. برخی از این آزمایش‌ها را می‌توان بعنوان آزمایشهای شاخص برشمرد که معمولاً برای

مقایسه استفاده می‌شوند. درحالیکه دیگر آزمایش‌ها مستقیماً خصوصیاتی از سنگ را اندازه می‌گیرند. متداولترین آزمون‌های آزمایشگاهی مکانیک سنگی که برای سازه‌های زیرزمینی استفاده می‌شوند در جدول (۴-۱۶) ارائه شده‌اند.

جدول ۴-۱۶- متداولترین آزمون‌های آزمایشگاهی مکانیک سنگی

خصوصیات سنگ	پارامتر / مشخصات
خصوصیات شاخص	دانسیته
	تخلخل
	درصد رطوبت
	دوام در برابر تورق
	شاخص تورم
	شاخص بار نقطه ای
	سختی و ساینده‌گی
مقاومت	مقاومت فشاری تک محوری
	مقاومت فشاری سه محوری
	مقاومت کششی برزیلی
	مقاومت برشی درزه‌ها
تغییرشکل پذیری	مدول یانگ
	ضریب پواسون
وابسته به زمان	مشخصات خزش
نفوذپذیری	ضریب نفوذپذیری

موارد زیر برخی از کاربردهای خاص آزمایش‌ها و داده‌های حاصل از آنها را نشان می‌دهد:

۱-تنوع سنگ

الف- آزمایش‌های شاخص، ب- آزمایش‌های بار نقطه‌ای

۲- پایداری در سنگهای همگن (محیط پیوسته) (شکل ۴-۲۳)

الف- مقاومت فشاری تک محوری (UCS)، ب- تنش برجا

۳- پایداری در سنگهای درزه دار (محیط ناپیوسته) (شکل ۴-۲۳)

الف- داده‌ها و اطلاعات شاخص توده سنگ، ب- مقاومت فشاری تک محوری (UCS)، پ- مقاومت برشی درزه‌ها، ت- تنش برجا

۴- فشار و جریان آبهای زیرزمینی

الف- نفوذپذیری برجا، ب- فشار آب برجا، پ – تخلخل، ت - اطلاعات آزمایشهای پمپاژ

۵- حساسیت نسبت به تغییرات مقدار آب و در معرض هوا قرار گرفتن

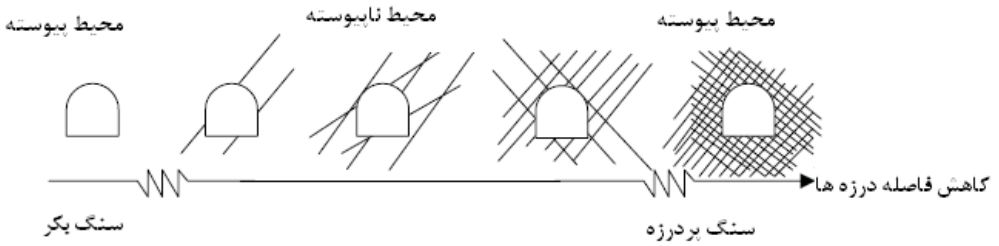
الف- آزمایش دوام در برابر تورق، ب- شاخص تورم، پ- دانسیته، ت- میزان رطوبت، ث- کانی شناسی

۶- مدلسازی کامپیوتری (روشهای عددی، روشهای تعادل حدی و ...)

الف- تنش برجا، ب- مدول یانگ، پ- ضریب پواسون، ت- اطلاعات و داده‌های مربوط به مقاومت تک محوری و سه محوری

بطور کلی پارامترهای سنگ را می‌توان به دو دسته کلی پارامترهای مقاومتی[۳۷] و تغییر شکل پذیری (سختی)[۳۸] دسته بندی کرد. پارامترهای مقاومتی شامل چسبندگی (C)، زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)، مقاومت فشاری تک محوری (UCS) و مقاومت کششی می‌باشد. پارامترهای تغییر شکل پذیری نیز شامل مدول یانگ (E) و ضریب پواسون (υ) می باشند.

همانطور که ذکر شد، روش بدست آوردن پارامترهای مذکور مفصلاً در استانداردهای ASTM و ISRM ارائه شده است. صرفاً در اینجا در مورد روش بدست آوردن مهمترین پارامترهای لازم برای طراحی تونلها توضیحاتی داده می‌شود.



شکل ۴-۲۳- شکل شماتیک محیطهای پیوسته و ناپیوسته[۲۲]

۴-۵-۱-۱- روش محاسبه مقاومت فشاری تک محوری سنگ (UCS)[۳۹]

مقامت فشاری تک محوری سنگ را می‌توان با استفاده از سه روش مقاومت سنجی مختلف نظیر مقاومت فشاری تک محوری، بار نقطه‌ای و چکش اشمیت بدست آورد.

الف- آزمایش مقاومت فشاری تک محوری (نامحصور)

این آزمایش متداولترین آزمون آزمایشگاهی برای مطالعات مکانیک سنگی بر روی ماده سنگ می‌باشد. در این آزمایش نمونه سنگ در داخل یک فریم قرار داده شده و توسط یک جک با ظرفیت مناسب بارگذاری می‌گردد. برای نمونه‌های با قطر مختلف از جکهای با ظرفیت مختلف (تا ۴۵۰ تن) استفاده می‌شود. برای اینکه بارگذاری کاملاً غیرنقطه‌ای باشد از یک مفصل کروی بر روی نمونه استفاده می‌شود. بارگذاری تحت سرعت کنترل شده تا زمان وقوع شکست در سنگ ادامه می‌یابد. در صورتیکه از فریمهای غیرصلب برای بارگذاری نمونه‌ها استفاده گردد، تنها می‌توان مقدار مقاومت نهایی سنگ را ثبت نمود و اطلاعی از رفتار پس از شکست در اختیار قرار نمی گیرد. در صورتیکه آگاهی از رفتار پس از شکست سنگ[۴۰] ضروری باشد باید از فریمهای صلب استفاده کرد. با استفاده از این آزمایش همچنین می توان مدول یانگ و ضریب پواسون را نیز بدست آورد[۶۷ و ۶۸].

ب- آزمایش مقاومت فشاری تک محوری با استفاده از دستگاه MTS[۴۱]

دستگاه پرس صلب کنترل اتوماتیک MTS، دارای بدنه‌ای کاملاً صلب بوده که آن را قادر می‌سازد تا بتواند رفتار سنگ‌های با مقاومت بسیار بالا را در شرایط بارگذاری تک محوری و سه محوری تعیین نماید. بدین ترتیب می‌توان

---

۳۷ Strength parameters
۳۸ Deformability (stiffness) parameters
۳۹ Uniaxial Compressive Strength (UCS)
۴۰ Post failure behaviour
۴۱ Material Testing System (MTS)

سازه‌هایی را که در آن سنگ تا سرحد مقاومت نهایی اش بارگذاری شده را نیز طراحی نمود. شرایط مختلف بارگذاری در این دستگاه بصورت کاملاً کامپیوتری برنامه ریزی شده و قابل تعریف می‌باشد. دستگاه مذکور دارای ظرفیت ۴۵۰ تن در فشار و ۲۴۰ تن در کشش می‌باشد. با استفاده از سنسورهای مختلفی که همراه دستگاه وجود دارد می‌توان کرنشهای طولی، عرضی و نیروهای قائم را بدقت تعیین و در حین آزمایش بصورت دیجیتالی ثبت کرد. در این دستگاه می‌توان بارگذاری ثابت، جابجایی ثابت، کرنش طولی و یا عرضی ثابت و بارگذاری دینامیکی را تعریف و با دقت اعمال کرد. سپس نتایج را در فایل کامپیوتری ثبت کرده تا برای طراحیهای بعدی مورد استفاده قرار گیرند. شکل (۴-۲۴) دستگاه MTS موجود در آزمایشگاه مکانیک سنگ دانشگاه تهران را نشان می‌دهد که علاوه بر تعیین مقاومت سنگ‌های بسیار مقاوم، به سهولت می‌تواند رفتار پس از شکست آنها را نیز تعیین کند.

پ- آزمایش شاخص بار نقطه ای

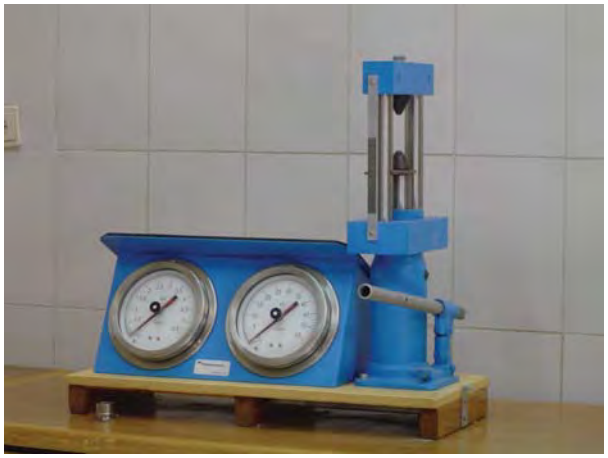
در این آزمایش، نمونه سنگ (که می‌تواند به شکل مغزه و یا کلوخه‌ای نامنظم باشد) توسط اعمال بار نقطه‌ای از طریق یک جفت فک مخروطی شکل با نوک کروی شکسته می‌شود (شکل ۴-۲۵). در هنگام شکست نمونه، مقدار بار اعمالی بر روی گیجهای موجود ثبت شده و سپس اندیس بار نقطه‌ای و مقاومت تک محوری سنگ تعیین می‌شود. این دستگاه قابل حمل بوده و وسیله مناسبی برای مطالعات اولیه و صحرایی می‌باشد[۶۸ و ۶۹].

ت- آزمایش چکش اشمیت

این آزمایش برای تعیین سختی و مقاومت سنگ در صحرا و یا در آزمایشگاه طراحی شده و عمدتاً در مورد سنگهای با سختی متوسط کاربرد دارد. ضمناً به کمک این آزمایش می‌توان سختی سطوح درزه سنگی را نیز برآورد نمود. برای انجام این آزمایش، میله چکش روی نمونه قرار گرفته و با فشار دادن چکش به سنگ، فنر داخل چکش فشرده می‌شود. در اثر انرژی ذخیره شده، ضامن فنر در سطح انرژی تراکمی مشخصی آزاد شده و به وزنه‌ای که روی میله چکش قرار گرفته ضربه می‌زند. ارتفاع و جهش وزنه از روی خط کش دستگاه قرائت شده و به عنوان مقیاسی برای تعیین سختی سنگ استفاده می‌شود(شکل ۴-۲۶)[۶۸].



شکل ۴-۲۴- دستگاه MTS موجود در آزمایشگاه مکانیک سنگ دانشگاه تهران



شکل ۴-۲۵- دستگاه آزمایش بار نقطه ای

۴-۵-۱-۲- روش محاسبه پارامترهای مقاومتی چسبندگی (C) و زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)

با استفاده از نتایج آزمایش مقاومت فشاری سه محوری می‌توان مقادیر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی را بدست آورد.

الف) آزمایش مقاومت فشاری سه محوری[۴۲]

از این آزمایش برای شبیه سازی شرایط تنش سه محوری که در اعماق زمین به سنگها وارد می‌گردد، استفاده می شود. ساده‌ترین روش اعمال تنش سه محوری در آزمایشگاه به نمونه سنگ، استفاده از سلول هوک می‌باشد که توسط آن ضمن اعمال یک فشار جانبی هیدرولیکی، نمونه تحت تنش قائم نیز قرار می‌گیرد. با انجام این آزمایش تحت مقادیر مختلف تنش جانبی، پوش گسیختگی سنگ ترسیم شده و بر اساس آن پارامترهای مقاومتی چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی تعیین می‌گردند (شکل ۴-۲۷).



شکل ۴-۲۶- چکش اشمیت



شکل ۴-۲۷- سلول هوک جهت انجام آزمایش مقاومت فشاری سه محوری

۴-۵-۱-۳- روش محاسبه مقاومت کششی سنگ (UTS)

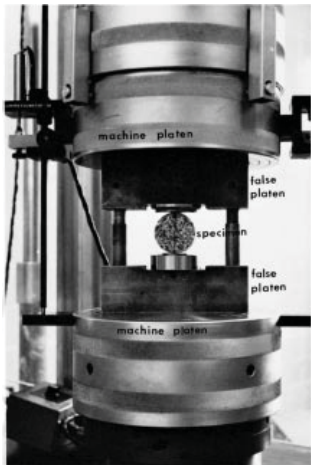
به دلیل مشکلات اندازه گیری مستقیم مقاومت کششی سنگ معمولاً از آزمایش برزیلی[۴۳] برای این منظور استفاده می‌شود. در این آزمایش نمونه‌هایی به شکل دیسکی بین دو فک بصورت قطری تحت بارگذاری قرار گرفته تا با گسترش یک ترک قائم کششی گسیخته شود. با توجه به روابطی که در این زمینه موجود است مقاومت کششی سنگ برآورد می‌شود. نمونه‌ای از شکست کششی ماسه سنگ با استفاده از آزمایش برزیلی در شکل (۴-۲۸) نشان داده شده است[۷۰].

۴-۵-۱-۴- روش محاسبه پارامترهای مقاومت برشی درزه‌ها

جهت بدست آوردن پارامترهای برشی درزه‌ها از آزمایش مقاومت برشی درزه[۴۴] استفاده می‌شود. در این آزمایش مقاومت برشی نمونه در امتداد یک ناپیوستگی و یا سطح ضعیف از پیش تعیین شده اندازه گیری می‌شود. نمونه سنگ در پلاستر یا سیمان تثبیت شده، سپس بین دو فک (که یکی ثابت و دیگری متحرک می‌باشد) قرار می‌گیرد و در حالی

۴۲ Triaxial compressive test
۴۳ Brazilian Test
۴۴ Direct shear test on joints

که تحت اثر نیرویی قائم قرار دارد، توسط نیروی افقی تحت برش قرار می‌گیرد. در اثنای انجام آزمایش، نیروهای قائم و برشی و همچنین جابجایی قائم و برشی اندازه گیری می‌شود[۷۱]. در شکل (۴-۲۹) نمای کلی این آزمایش نشان داده شده است[۷۲].



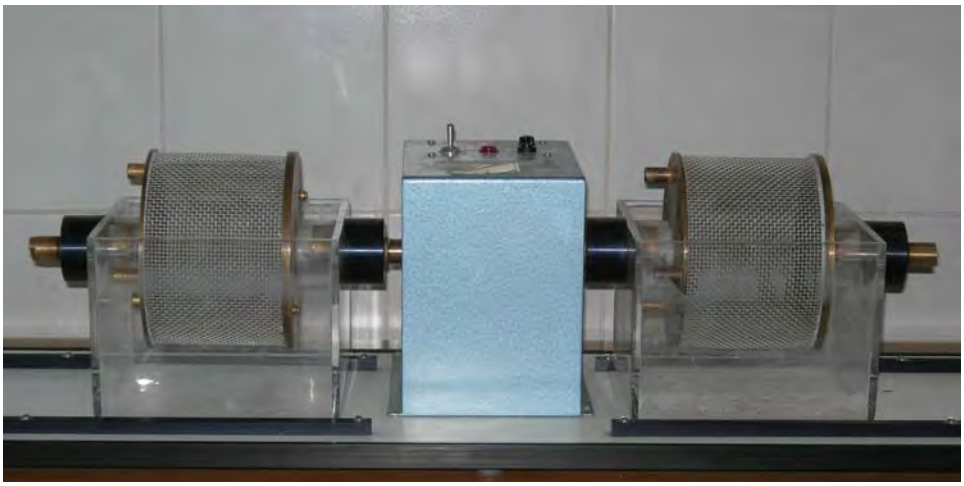
شکل ۴-۲۸- آزمایش برزیلی جهت تعیین مقاومت کششی[۷۰]



شکل ۴-۲۹- نمای کلی تجهیزات مورد نیاز برای آزمایش مقاومت برشی درزه[۷۲]

۴-۵-۱-۵- روش بدست آوردن شاخص دوام[۴۵] سنگ‌ها

این آزمایش برای تعیین میزان دوام یک نمونه سنگ تحت تاثیر مراحل متوالی تر و خشک شدن طراحی شده است. شاخص دوام برابر با درصد وزن مواد باقی مانده از نمونه سنگی پس از تر و خشک شدن متوالی به وزن اولیه تعریف شده که نشانگر میزان پایداری سنگ در برار هوازدگی طبیعی است. هر چه مقدار این شاخص بیشتر باشد، میزان فرسایش، انحلال و خرد شدن در برابر هوازدگی کمتر است. نمایی از دستگاه اندازه گیری شاخص دوام در شکل (۴-۳۰) نشان داده شده است[۷۳].



شکل ۴-۳۰- دستگاه اندازه گیری شاخص دوام

۴۵ Slake-Durability

۴-۵-۲-آزمایشهای برجا بر روی سنگها جهت تعیین پارامترهای مورد نیاز طراحی پوشش داخلی تونل‌ها

متداولترین آزمایشهای برجای موجود در کارهای زیرزمینی در جدول (۴-۱۷) ارائه شده‌اند. برای آگاهی از نحوه نجام این آزمایشها و جزییات آنها می‌توان به استانداردهای ASTM و همینطور توصیه‌های ISRM و هندبوک Rock Testing استفاده نمود. صرفاً در این قسمت در مورد روش بدست آوردن مهمترین پارامترهای لازم برای طراحی تونلها توضیحاتی داده می‌شود.

۴-۵-۲-۱- آزمایش بارگذاری صفحه‌ای (جکینگ)

آزمایش بارگذاری صفحه‌ای یکی از آزمایش‌های برجا مکانیک سنگ است که برای تعیین مدول‌های تغییر شکل و الاستیک توده سنگ بکار می‌رود. در این روش مدول تغییر شکل الاستیک توده سنگ با استفاده از نتایج جابجایی توده سنگ، ناشی از بار نرمال اعمال شده، محاسبه می‌گردد.

محل آزمایش معمولاً یک تونل اکتشافی می‌باشد که در آن دیواره‌های تونل، نیروی عکس العمل باری را که توسط جکها اعمال شده است و هم جهت با بار ناشی از سازه می‌باشد را ایجاد می‌کند. انجام این آزمایش در سطح زمین نیز میسر می‌باشد که در اینصورت نیروی عکس العمل توسط کابل‌های میخ شده در عمق زمین مهیا می‌شود[۷۴].

جدول (۴-۱۸) مشخصات فنی تجهیزات بارگذاری صفحه‌ای و شکل (۴- ۳۱) نحوه انجام آزمایش را نشان می‌دهد.

جدول ۴-۱۷ روش‌های متداول آزمایش برجا

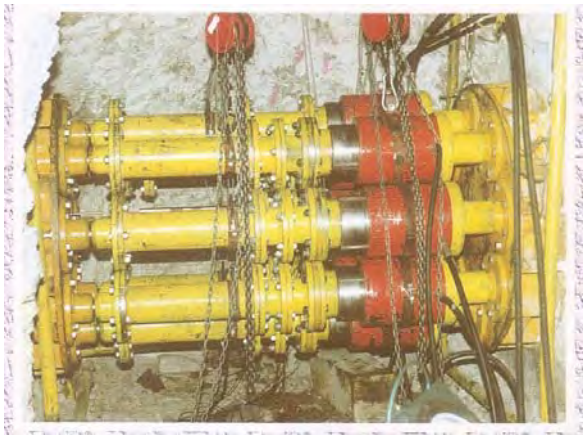
پارامتر	روش آزمایش
تنشهای برجا	شکست هیدرولیکی
	آزمایش بیش مغزه گیری
	آزمایش USBM [۴۶]
	اندازه گیری تنشهای سه محوری برجا
مدول تغییر شکل	آزمایش بارگذاری صفحه ای
	آزمایش دیلاتومتری
	آزمایش جک تخت
	آزمایش جک شعاعی
	آزمایش جک گودمن[۴۷]
	فشارسنج (سنگ نرم)
مقاومت برشی	آزمایش برش یا پیچش
	آزمایش برش مستقیم
	فشار سنج (سنگ نرم)
نفوذپذیری	آزمایش لوژان
	روش فشار ضربه‌ای (پالسی)
	آزمایشهای پمپاژ

۴۶ United states bureau of mines
۴۷ Goodman jack

جدول ۴-۱۸- مشخصات فنی دو نمونه تجهیزات بارگذاری صفحه ای

مشخصات فنی تجهیزات	دسته اول	دسته دوم
قطر صفحه صلب بار گذاری	۱ متر	۱ متر
تعداد جکها	۸ عدد	۸ عدد
فشار اسمی جکها	۵۵۰ بار	۷۰۰ بار
نیروی اسمی هر جک	۱۰۰ تن	۱۲۵ تن
حداکثر طول تجهیزات	۳/۱ متر	۳/۱ متر
اکستنسومتر	۵ نقطه ای	۵ نقطه ای
سنسورها	LVDT و گیج مکانیکی	LVDT و گیج مکانیکی
دقت قرائت	۰/۰۰۲ میلیمتر	۰/۰۰۲ میلیمتر
فشار پمپ هیدرولیکی برق	۵۵۰ بار	۵۵۰ بار





شکل ۴- ۳۱- نحوه انجام آزمایش بارگذاری صفحه‌ای در سنگ

۴-۵-۲-۲-آزمایش مقاومت برشی مستقیم برجا در سنگ

هنگامی که سازه‌ای در شیب تندی قرار گرفته باشد و یا بارهای جانبی قابل ملاحظه‌ای وجود داشته باشند، ممکن است پی سازه در اثر شکست برشی، حتی در تنش‌های بسیار کمتر از حد مجاز باربری سنگ، دچار گسیختگی و مشکل شود. سطح شکستگی برشی می‌تواند سطح یک شکستگی تقریباً موازی با جهت بار اعمالی باشد و یا تلفیقی از سطوح شکست و شکستگی در سنگ یکپارچه باشد. مورد اول می‌تواند در سنگ بشدت درزه دار اتفاق بیفتد، در حالیکه مورد دوم در سنگ‌های با درزه داری کم مشاهده می‌شود. پارامترهای مقاومتی سطح برش را می‌توان هم توسط آزمایش مقاومت برشی مستقیم آزمایشگاهی و هم توسط آزمایش مقاومت برشی مستقیم برجا محاسبه نمود. درجاهائیکه بدست آوردن نمونه دست نخورده ممکن نباشد و یا نمونه به اندازه کافی برای آزمون آزمایشگاهی نباشد، آزمایش‌های برجا موضوعیت پیدا می‌کنند. با این آزمایش، مقاومت برشی مستقیم نهایی و ماندگار سنگ بصورت تابعی از تنش عمودی اعمال شده بر صفحه برش تعیین می‌گردد. صفحه برش معمولاً سطح یک ناپیوستگی مثل درزه و ترک، لایه بندی، تورق، گسل و یا فصل مشترک سنگ با بتن یا خاک می‌باشد[۷۵].

جدول (۴-۱۹) مشخصات فنی تجهیزات آزمایش برش مستقیم برجا را در سنگ نشان می‌دهد.

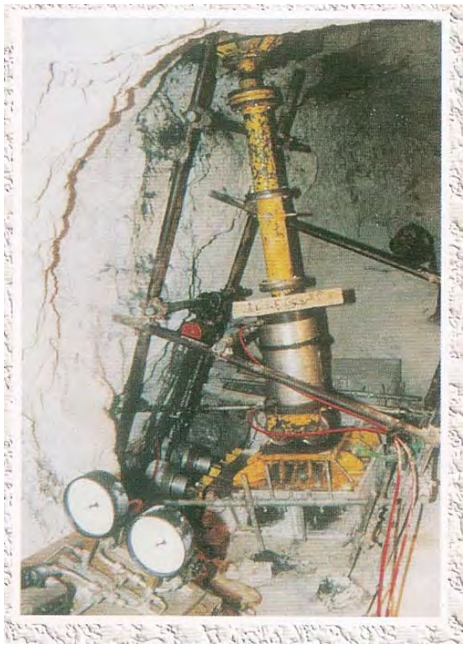
شکل (۴- ۳۲) نحوه انجام آزمایش برش مستقیم برجا در سنگ را نشان می‌دهد.

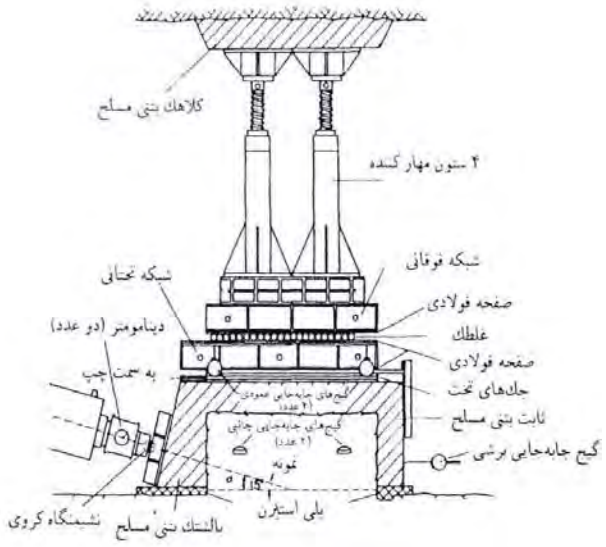
جدول ۴-۱۹- مشخصات فنی تجهیزات آزمایش برش مستقیم برجا

سایز بلوک	۷۰×۷۰ سانتی متر
ظرفیت جک عمودی	۲۰۰ تن (۴MPa)
ظرفیت جکهای برشی	۲۰۰ تن (۱۰ ×۲ Ton) (۴MPa)
دقت قرائت گیج‌های مکانیکی	۰/۱۰ میلی متر









شکل۴- ۳۲- نحوه انجام آزمایش برش مستقیم برجا در سنگ[۷۵]

۴-۵-۲-۳- آزمایش دیلاتومتری

آزمایش دیلاتومتری یکی از آزمایش‌های برجا مکانیک سنگ، برای تعیین مدول تغییر شکل توده سنگ می‌باشد. در این آزمایش، بار یکنواختی بصورت شعاعی به دیواره‌های گمانه وارد می‌شود و جابجایی‌های ناشی از آن توسط تعدادی

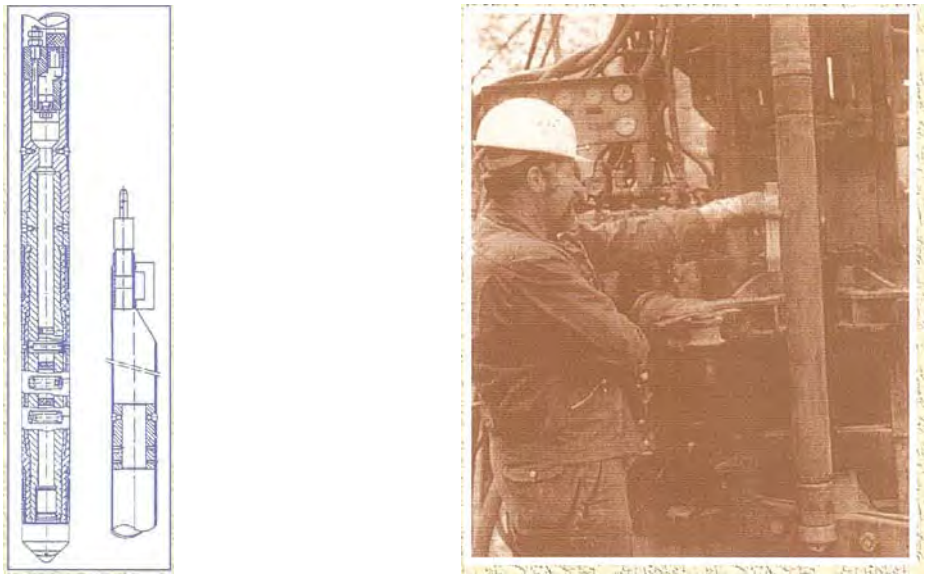
LVDT تعبیه شده در غشای لاستیکی دیلاتومتر اندازه گیری می‌شوند. ابزارهای اندازه گیری نسبت بهم زاویه دار می‌باشند و از اینرو می‌توان میزان آنیزوتروپی را در توده سنگ تعیین کرد[۶۸].

جدول (۴-۲۰) مشخصات فنی تجهیزات آزمایش دیلاتومتری را نشان می‌دهد.

شکل (۴- ۳۳) تجهیزات آزمایش دیلاتومتری را نشان می‌دهد.

جدول ۴-۲۰- مشخصات فنی یک نمونه دیلاتومتر

قطر حداقل:	۹۵ میلیمتر
قطر حداکثر:	۱۱۵ میلیمتر
طول پکر:	۱۰۰۰ میلیمتر
حداکثر فشار موثر پکر:	۱۰۰ بار (۱۰Mpa)
طول(باتیوب محافظ کوتاه):	۱۷۷۰ میلیمتر
طول(باتیوب محافظ بلند):	۴۹۰۰ میلیمتر ۴۹ کیلوگرم
وزن:	۴۹ کیلوگرم



شکل ۴- ۳۳- تجهیزات آزمایش دیلاتومتری

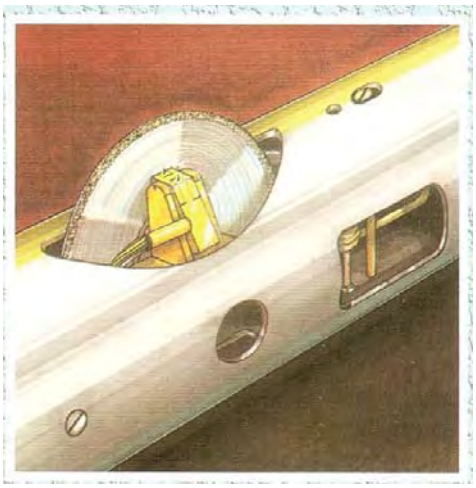
۴-۵-۲-۴- آزمایش شکاف دیواره گمانه (اسلاتر)

آزمایش شکاف دیواره گمانه یکی از تکنیک‌های قابل اطمینان برای اندازه گیری دقیق تنش برجا می‌باشد. این تکنیک برای عملیات سریع و تعداد زیاد اندازه گیری در گمانه طراحی شده است. روش شکاف دیواره گمانه جزء دسته روش‌های آزادسازی تنش می‌باشد. در این روش یک شکاف قوسی شکل بطور شعاعی در دیواره چال ایجاد می‌شود و تغییرات کرنش مماسی در دیواره گمانه و در مجاورت شکاف یعنی جائیکه رهاسازی تنش صورت گرفته است، توسط یک سنسور مخصوص با حساسیت بالا اندازه گیری می‌شود. برای تعیین تنش‌های برجا در دو بعد باید شش شکاف در دیواره گمانه ایجاد گردد، که این شش شکاف با فاصله ۱۲۰ درجه نسبت بهم، در هر دسته سه تایی و هر دسته در مجاورت هم

بفاصله ۱۰ سانتیمتر و با اختلاف شعاعی ۳۰ درجه، در دیواره گمانه ایجاد می‌شود. مجموعه این شش شکاف و رهاسازی کرنش مربوط به آنها مجموعاً تشکیل یک آزمایش را می‌دهند. با استفاده از نتایج چنین آزمایشی می توان دامنه و جهت تنش‌های حداکثر و حداقل را در صفحه‌ای عمود بر محور گمانه محاسبه نمود. با انجام آزمایش در سه جهت مختلف می‌توان تنش‌های اصلی برجا را در سه بعد تعیین کرد.

شکل (۴- ۳۴) نحوه انجام آزمایش اسلاتر را نشان می‌دهد.





مشخصات فنی یک نمونه دستگاه اسلاتر

دستگاه اصلی:	**تیغه الماسه:**
قطر: ۹۰ میلیمتر	**قطر: ۹۰ میلیمتر**
طول: ۱۳۰۰ میلیم ر	**ضخامت: ۱/۰ میلیمتر**
وزن: ۱۳/۵ کیلوگرم	**قبلیت برش خشک و مرطوب را دارا است**
توربین هوا:	**سنسور کرنش سنج**
سرعت: ۱۲۰۰۰ دور بر دقیقه	
قدرت: ۹۰۰ وات	
مصرف هوا: ۱۰۳ متر مکعب در دقیقه	

شکل ۴- ۳۴- مشخصات فنی و شکل یک نمونه تجهیزات انجام آزمایش اسلاتر

۴-۵-۲-۵- روش شکست هیدرولیکی

این روش برای اندازه گیری میدان تنش برجای توده سنگ در عمق زمین به کار می‌رود و با استفاده از آن می‌توان مقدار و جهت تنش‌های اصلی بزرگتر و کوچکتر را در صفحه‌ای عمود بر امتداد گمانه تعیین نمود.

در این روش، اعمال فشار هیدرولیکی به قسمتی از یک گمانه که توسط پکر جدا شده است باعث ایجاد ترک، گسترش شکستگی و یا باز شدن مجدد ترکهای موجود می‌گردد. میزان این فشار به میدان تنش برجا بستگی دارد و جهت گسترش ترکها نشان دهنده جهت تنش‌های اصلی می‌باشد. برای تعیین تنش برجا در اعماق بیشتر از ۵۰ متر، شکست هیدرولیکی تنها روش ممکن و نسبتاً موفق است. این روش در گمانه‌هایی با اقطار مختلف و نیز چالهای کوتاه قابل اجرا می‌باشد. عدم نیاز به اطلاعات کامل در مورد ویژگیهای الاستیک سنگ و همچنین امکان اجرای آن در زیر

سطح آب زیرزمینی از مزایای این روش است. دقت این روش در مورد سنگ‌های شکننده، همگن، الاستیک، همسانگرد و غیر متخلخل به حداکثر می‌رسد[۷۶]. شکل (۴- ۳۵) نحوه انجام آزمایش شکست هیدرولیکی را نشان می‌دهد.

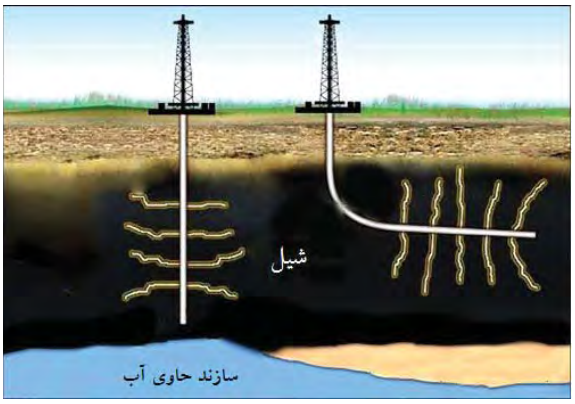
۴-۵-۲-۶- روش بیش مغزه گیری

در این روش در کف گمانه‌ای که قبلاً حفر شده، سوراخ باریکی حفر می‌کنند و در آن دستگاه کرنش سنج قرار می دهند و بدین ترتیب تغییر شکل حاصله را اندازه گیری می‌کنند. سپس با مغزه گیری از کف گمانه، بخشی را که کرنش سنج در آن نصب شده است، از بقیه سنگها جدا می‌سازد. با مقایسه کرنش اولیه و آنچه که پس از مغزه گیری مجدد برجا می‌ماند، وضعیت تنشهای برجا محاسبه می‌شود[۷۷].

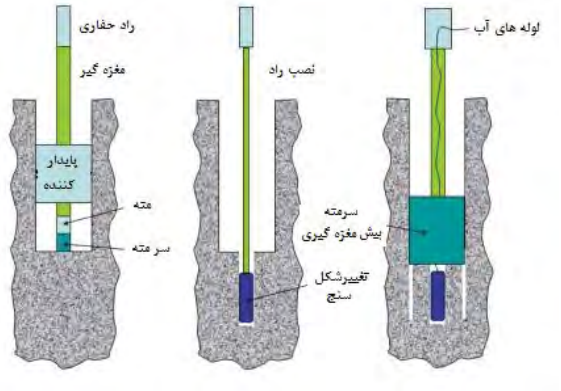
این روش شامل تکنیکهای اندازه گیری تنش و کرنش آزاد شده می‌باشد. این روش شامل یک اندازه گیری سه بعدی کرنش آزادشده که در بدنه سنگهای اطراف احاطه شده است، می‌باشد. تانسور تنش سه بعدی متعاقباً می‌تواند با اطلاعات تانسور تسلیم شده سنگ بصورت کامل محاسبه شود.

دو مانع جهت اندازه گیری تنش وجود دارد که مزیتهای این روش را محدود می‌کند. اولاً اندازه گیری‌ها باید در نزدیکی سطح زمین باشد و کرنش آزاد شده در یک محدوده خیکی کوچک (میلیمتر مربع تا سانتیمتر مربع) تعیین می‌شود. همچنین نشان داده شده است که اندازه گیریهای نزدیک سطح زمین (نزدیکتر از حد معمول) متاثر از توپوگرافی محلی، آنیزوتروپی سنگ و شکست طبیعی می‌باشد[۷۲].

شکل (۴- ۳۶) نحوه انجام آزمایش بیش مغزه گیری را نشان می‌دهد.



شکل ۴- ۳۵- نحوه انجام آزمایش شکست هیدرولیکی[۷۲]



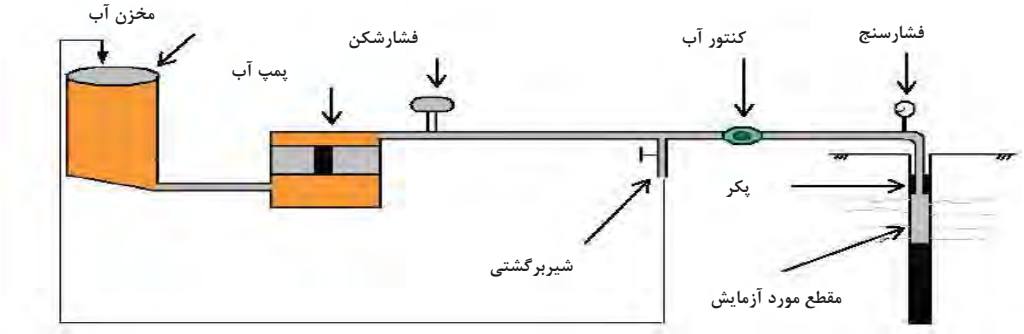
شکل ۴- ۳۶- نحوه انجام آزمایش بیش مغزه گیری[۷۲]

۴-۵-۲-۷- آزمایش لوژان

بررسی و شناخت خاصیت نفوذپذیری محیط‌های سنگی بمنظور ارزیابی و محاسبه پوشش داخلی تونلها از اهمیت خاصی برخوردار می‌باشد. نفوذپذیری عبارتست از قابلیت سنگ برای عبور دادن مایعات از داخل خود بدون اینکه تغییری در ساختمان آن ایجاد شود.

تعیین تراوایی سنگهای درزه‌دار معمولاً بوسیله آزمایش فشار آب معروف به آزمایش لوژان صورت می‌گیرد. در این آزمایش قسمتی از طول گمانه با پکر مسدود شده و آب با فشار به آن تزریق می‌شود. نفوذپذیری توده سنگ با توجه به نرخ خورند آب، فشار آزمایش و طول مقطع آزمایش تعیین می‌شود[۷۸]. شکل (۴-۳۷) نحوه انجام آزمایش لوژان را نشان می‌دهد.

فشارهای آزمایش بصورت پله ای تا فشار ماکزیمم افزایش و سپس به فشار اولیه کاهش می‌یابند. با مقایسه نتایج بدست آمده در این پله‌های فشار، رفتار جریان در درزه‌ها تعیین گردیده و مقدار آبی که طی آزمایش با فشار به درون درزه‌ها رانده می‌شود، در یکای زمان و فشار ثبت می‌گردد و با توجه به آن، مقدار نفوذپذیری معرف برای مقطع مورد آزمایش انتخاب می‌شود[۷۹].



شکل ۴-۳۷- تجهیزات و نحوه اجرای آزمایش لوژان[۸۰]

۴-۶- اکتشافات ژئوتکنیکی خاکها

خاک از یک طرف به عنوان مصالح مانند خاکریزها، سدهای خاکی و... و از طرف دیگر به عنوان یک محیط طبیعی مانند محل حفر تونل‌ها مورد توجه مهندسین و طراحان قرار می‌گیرد که در تمام موارد، شناخت خواص فیزیکی و مکانیکی خاک ضرورت غیرقابل اجتناب دارد. بررسی صحرایی خاکها منجربه نمونه‌هایی می‌شود که ممکن است مستقیماً و بطور برجا در محل آزمایش شده یا برای بررسی به آزمایشگاه ارسال شوند. در مطالعات آزمایشگاهی و صحرایی می توان به اهداف ذیل دست یافت:

- تعیین نوع و ضخامت قشرهای خاک
- ارزیابی خصوصیات فیزیکی و مکانیکی لایه‌های خاک
- بررسی مقاومت مجاز لایه‌های خاک بر اساس گسیختگی برشی خاک
- تعیین پروفیل خاک زیر سطحی محدوده مورد بررسی
- تعیین عمق آب زیرزمینی در محدوده مورد بررسی
- تعیین پارامترهای موثر در پایداری و تغییر شکل پذیری لایه‌های خاک
- تعیین پارامترهای مورد نیاز جهت طراحی بخشهای مدفون سازه
- تعیین مشخصه‌های خاک جهت تعیین نیروی زلزله
- بررسی امکان بروز نابهنجاریهای ژئوتکنیکی
- انجام آزمایشهای شیمیایی جهت تعیین نوع سیمان مورد استفاده در پوشش نگهداری تونل

آزمونهای آزمایشگاهی و برجا که بمنظور تعیین پارامترهای فوق در خاک انجام می‌شوند، مطابق جدول (۴-۲۰) می‌باشند:

جدول ۴-۲۰- آزمونهای آزمایشگاهی و برجا بمنظور تعیین پارامترهای خاک در ساختگاه تونل

آزمونهای آزمایشگاهی	آزمونهای برجا
آزمایش دانه بندی	آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد (SPT)
آزمایش هیدرومتری	آزمایش بارگذاری صفحه ای
آزمایش تعیین حدود اتربرگ	آزمایش تعیین وزن مخصوص خاک
آزمایش تعیین درصد رطوبت طبیعی	آزمایش دانسیته برجا و رطوبت طبیعی
آزمایشهای شیمیایی	آزمایش پرسیومتر
آزمایش مقاومت فشاری تک محوری	آزمایش برش مستقیم برجا
آزمایش مقاومت فشاری سه محوری	_
آزمایش برش مستقیم	_
آزمایش نفوذپذیری	_

۴-۶-۱- آزمون‌های آزمایشگاهی بر روی خاکها جهت تعیین پارامترهای مورد نیاز طراحی پوشش داخلی تونل‌ها

۴-۶-۱-۱- آزمایش دانه بندی مکانیکی خاک (مطابق با استانداردهای ASTM D۴۲۲-۶۳ , AASHTO T۸۸-۷۰، BS۱۳۷۷-۱۹۹۰)

دانه بندی به نحوه توزیع دانه‌های با اندازه مختلف در نمونه خاک اطلاق می‌شود. منظور از دانه بندی مکانیکی جداسازی دانه‌های خاک در اندازه‌های مختلف است که هر قسمت به صورت درصدی از ذرات نسبت به کل نمونه خاک بیان می‌شود. تعیین منحنی دانه بندی خاک برای طبقه بندی خاک، تعیین ظرفیت باربری خاک و احداث انواع سازه‌های زیرزمینی در خاک مورد استفاده قرار می‌گیرد[۸۱ و ۸۲].

۴-۶-۱-۲- آزمایش دانه بندی هیدرومتری (مطابق با استانداردهای ASTM D۴۲۲-۹۰ , AASHTO T۸۸-۷۰، BS۱۳۷۷-۱۹۹۰)

در قسمت دانه ریز خاک مثل لای، رس و ماسه خیلی ریزدانه برای اندازه گیری قطر دانه‌ها از روش هیدرومتری استفاده می‌شود. این آزمایش بر اساس اندازه گیری وزن مخصوص یا گرم در لیتر دانه‌های خاک معلق در آب می‌باشد که با گذشت زمان به تدریج که دانه رسوب می‌کند وزن مخصوص مایع کاسته می‌شود. لذا میزان کاهش وزن مخصوص مبنای محاسبه مقدار و اندازه ذرات معلق در آب می‌باشد[۸۱ و ۸۲].

۴-۶-۱-۳- آزمایش تعیین حدود اتربرگ[۴۸] در خاک‌ها

رفتار تمام خاکها بخصوص رسها بنحو قابل توجهی در اثر وجود آب تغییر می‌کند. یک نمونه خاک رسی با توجه به درصد آب خود می‌تواند تقریباً شبیه به یک مایع عمل کند و جاری شود و یا اینکه کاملاً سخت گردد. حدود روانی و

۴۸ Atterberg limit

خمیری خاکها به مقدار و نوع رس در خاک بستگی دارد و همین فاکتور که به حدود اتربرگ معروف می‌باشد، اساس طبقه بندی خاکهای چسبنده را تشکیل می‌دهد[۸۱ و ۸۲].

- آزمایش تعیین حد روانی[۴۹] (مطابق با استانداردهای AASHTO T۸۹-۶۸ , ASTM D۴۲۳-۶۶، BS-۱۳۷۷-۱۹۹۰)

حد روانی عبارت است از مقدار رطوبتی که خاک مقاومت برشی کوچکی دارد، بنحوی که هرگاه یک شیار با عرض استاندارد در میان خاک ایجاد گردد با تکان دادن نمونه در شرایط معین، لبه‌های شیار بسته شود(مقدار رطوبتی که نمونه خاک تحت ۲۵ ضربه فاصله ۱۳ میلیمتری تحتانی در شیار بهم وصل گردد). هدف از این آزمایش تعیین درصد رطوبتی است که در آن مخلوط آب و خاک به صورت مایع جریان پیدا می‌کند[۸۱ و ۸۲].

- آزمایش تعیین حد خمیری[۵۰] (مطابق با استانداردهای AASHTO T۹۰-۷۰, ASTM D۴۲۴-۵۹، BS۱۳۷۷-۱۹۹۰)

حد خمیری عبارت است از مقدار رطوبتی که نمونه خاک در آن شرایط وقتی به صورت رشته‌ای به ضخامت مشخص، لوله شود آغاز به ترک دار شدن می‌کند. حد خمیری در واقع مرز بین حالتهای مایع و خمیری است. هدف از این آزمایش تعیین درصد رطوبتی است که در آن خاک به حالت خمیر شکل پذیر باشد و کمتر از این حد خاک ترک برمی دارد[۸۱ و ۸۲].

- آزمایش تعیین حد چروکیدگی[۵۱] (مطابق استانداردهای ASTM D۴۲۷-۶۱ , AASHTO ۹۲-۶۸، BS۱۳۷۷-۱۹۹۰)

حد انقباض عبارت از حداکثر درصد رطوبتی می‌باشد که کاهش آن در نمونه خاک موجب کاهش در حجم خاک نگردد. حد انقباض در واقع مرز بین حالتهای نیمه جامد و جامد خاک است. هدف از این آزمایش تعیین درصد رطوبتی است که کمتر از آن حد، خاک تغییر حجم ندهد. به وسیله این آزمایش اطلاعاتی به دست می‌آید که می‌توان حد انقباض، نسبت انقباض، انقباض حجمی و انقباض یک جهتی را به دست آورد[۸۱ و ۸۲].

- آزمایش تعیین درصد رطوبت طبیعی خاک (مطابق با استانداردهای AASHTO T۲۹۳-۷۳ ، ASTMD ۲۲۱۶-۷۱، BS۱۳۷۷-۱۹۹۰)

درصد رطوبت خاک عبارت از نسبت جرم آب موجود به جرم خاک خشک در یک نمونه خاک مورد نظر است و معمولاً برحسب درصد بیان می‌شود. این آزمایش برای تعیین در صد وزنی رطوبت خاک با چهار روش استفاده از اون، روش حمام ماسه، روش کربید کلسیم و روش پیکنومتر انجام می‌شود[۸۱ و ۸۲].

۴-۶-۱-۴- آزمایشهای شیمیایی (مطابق با استاندارد BS۱۳۷۷-۱۹۹۰)

وجود برخی از مواد شیمیایی مازاد بر محدوده مجاز در خاکها مانند سولفات، کلراید و مقدار اسیدیته (PH) می‌تواند موجب تاثیرات مضر جدی روی مواد پوشش نگهداری تونل گردد. بنابراین پس از تعیین مواد شیمیایی در خاک در شرایطی که مقدار این مواد بیش از حد مجاز باشد، باید تمهیدات لازم برای مقابله با آنها اندیشیده شود[۸۱ و ۸۳].

---

۴۹ Liquid limit
۵۰ Plastic limit
۵۱ Shrinkage limit

۴-۶-۱-۵- آزمایش برش مستقیم (مطابق با استاندارد BS۱۳۷۷-۱۹۹۰ ، ASTM D۲۰۸۰-۷۲)

مقاومت برشی یک توده خاک را واکنش در قبال لغزش در امتداد صفحات داخلی آن تعریف می‌کنند. با استفاده از این آزمایش می‌توان خصوصیات تنش - کرنش خاکها و همچنین پارامترهای برشی مانند چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاکها را تعیین کرد. پارامترهای برشی برای محاسبه ظرفیت ایمن باربری خاکها، مقاومت برشی خاک، چسبندگی، تنش نرمال، زاویه مقاومت برشی می‌باشند[۸۱ و ۸۲].

انواع آزمایشات آزمایشگاهی برش مستقیم بشرح ذیل می‌باشد:

(الف) آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده(UU) یا آزمایش سریع

در این آزمایش نمونه در حالت طبیعی خود و بدون اعمال هرگونه فشار از خارج مورد آزمایش قرار می‌گیرد و بعلاوه اجازه داده نمی شود که آب منفذی در حین آزمایش از نمونه خارج گردد. این آزمایش را روی هر دو نمونه دست خورده و دست نخورده می‌توان انجام داد[۸۴].

(ب) آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده یا سریع تحکیم یافته(CU)

در این آزمایش فشار نرمال اولیه پس از استقرار نمونه در جعبه برش روی نمونه وارد می‌شود و بنابراین نمونه مزبور تحکیم می‌گردد. این آزمایش را روی هر دو نمونه دست خورده و دست نخورده می‌توان انجام داد[۸۴].

(ج) آزمایش زهکشی شده (CD)

در این آزمایش اجازه داده می‌شود که هرگاه آب منفذی در نمونه وجود داشته باشد، در حین اعمال تنش‌های نرمال و برشی در طول آزمایش از آن خارج شود. نمونه مورد آزمایش با سرعت تغییرشکل کم و بگونه‌ای برش داده می شود که فشار منفذی درون نمونه در تمام مدت آزمایش افزایش پیدا نکند. این آزمایش را روی هر دو نمونه دست خورده و دست نخورده می‌توان انجام داد[۸۴]. شکل (۴-۳۸) نمونه ایی از دستگاه برش مستقیم در آزمایشگاه را نشان می‌دهد.

۴-۶-۱-۶- آزمایش تعیین مقاومت فشاری تک محوری خاک‌های چسبنده(مطابق با استانداردهای (ASTM D۲۱۶۶-۶۶, BS۱۳۷۷-۱۹۹۰)

مقاومت فشاری تک محوری نمونه خاک عبارتست از نسبت بار گسیختگی به سطح مقطع نمونه در شرایطی که هیچگونه فشار محصورکننده بر آن وارد نشده باشد. هدف از این آزمایش تعیین تقریبی و سریع مقاومت فشاری تک محوری خاکی است که دارای چسبندگی کافی و مناسب جهت انجام این آزمایش می‌باشد. کاربرد آن برای خاکهای دانه ریز چسبنده- اصطکاکی به تنهایی کافی نیست، زیرا با استفاده از این آزمایش مقاومت اصطکاکی نمونه قابل اندازه گیری نیست [۸۱ و ۸۲].

۴-۶-۱-۷- آزمایش تعیین مقاومت فشاری سه محوری(مطابق با استاندارد (AASHTO T۲۳۴-۷۰ , ASTM D۲۸۵۰-۷۰, BS۱۳۷۷-۱۹۹۰)

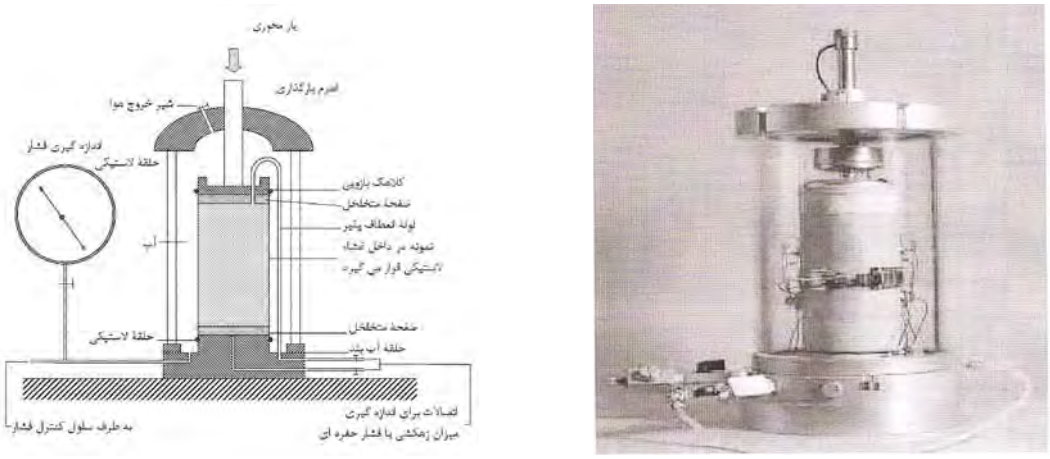
روش آزمایش فشاری سه محوری متنوع‌ترین و بهترین روش موجود برای آزمایش برش در خاکها می‌باشد. در این روش نمونه خاک استوانه‌ای شکل تحت تنشهای سه جانبه قرار می‌گیرد. با این آزمایش می‌توان پارامترهای برشی خاک را تعیین کرد[۸۱ و ۸۲].

انواع آزمایشات سه محوری که به شرایط زهکشی بستگی دارند را می‌توان آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده(UU) یا آزمایش سریع، آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده یا سریع تحکیم یافته (CU) و آزمایش زهکشی شده (CD) نام برد[۸۴].

شکل (۴-۳۹) تصویری شماتیک از دستگاه آزمایش سه محوری خاک را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۳۸- نمونه‌ای از دستگاه برش مستقیم در آزمایشگاه



شکل ۴-۳۹- تصویری شماتیک از دستگاه آزمایش سه محوری

۴-۶-۱-۸- آزمایش نفوذپذیری (مطابق با استانداردهای (ASTM D۲۴۳۴-۶۸ ،AASHTO T۲۱۵-۶۶ ، BS۱۳۷۷-۱۹۹۰)

منظور از تعیین نفوذپذیری، تعیین سرعت حرکت آب در محیط خاکی می‌باشد. ضریب نفوذپذیری تابع اندازه دانه‌ها، تراکم، نوع کانیهای تشکیل دهنده خاک و درجه حرارت آب می‌باشد. نفوذپذیری خاکها را در آزمایشگاه با یکی از روشهای بار ثابت و یا بار افتان می‌توان اندازه گیری کرد[۸۵].

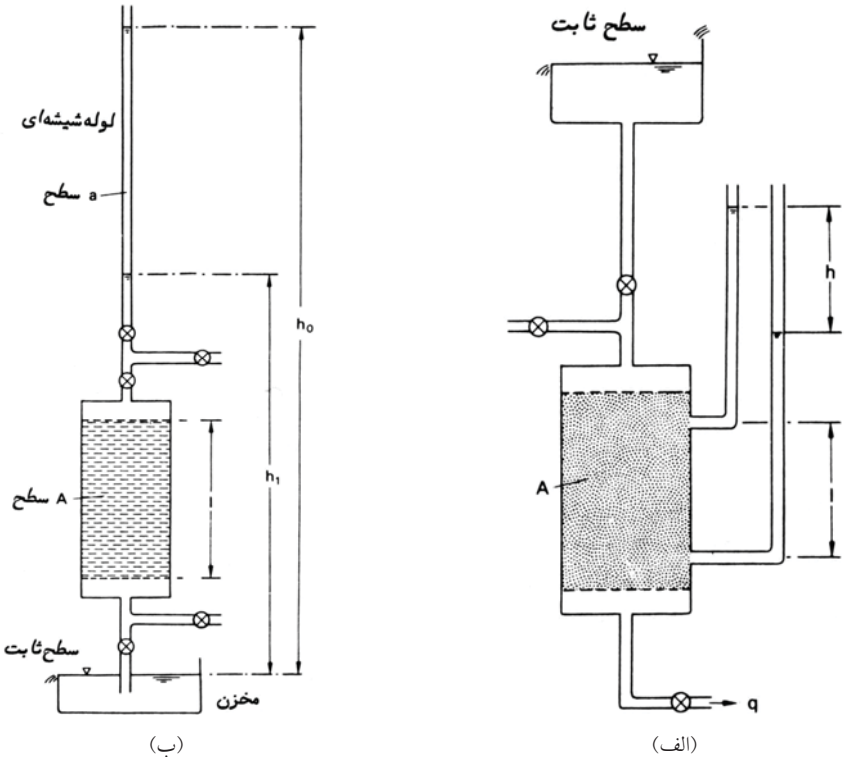
در روش بار ثابت با ثابت نگهداشتن سطح ارتفاع آب در داخل لوله ورودی به سطح فوقانی نمونه و جمع آوری مقدار آب خروجی از انتهای سطح تحتانی آن در مدت زمان معین، میتوان ضریب نفوذپذیری را طبق قانون دارسی محاسبه نمود.[۸۶]

در روش بار افتان ورود آب در داخل لوله ورودی متصل به نمونه خاک را در یک زمان معینی قطع نموده و ارتفاع آن را در همان موقع اندازه گیری میکنند. ارتفاع آب لوله در اثر نفوذپذیری نمونه افت می‌نماید. لذا با فواصل کوتاه زمانی اندازه گیری ارتفاع آب در داخل لوله تکرار میشود. افت حاصل بین دو زمان متوالی مبین مقدار آب از دست رفته در اثر نفوذپذیری نمونه خاک میباشد.[۸۶] شکل (۴-۴۰) تعیین نفوذپذیری خاک را در آزمایشگاه نشان می‌دهد.

۴-۶-۲- آزمایشهای برجا بر روی خاکها جهت تعیین پارامترهای مورد نیاز طراحی پوشش داخلی تونل‌ها

۴-۶-۲-۱- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد S.P.T (مطابق با استانداردهای ASTM D۱۵۸۶-۹۹، BS۱۳۷۷-۱۹۹۰)

این آزمایش به منظور تعیین مقاومت خاک در برابر نفوذ یک نمونه گیر فولادی به شکل استوانه و تهیه نمونه دست خورده خاک برای شناسایی آن مورد استفاده قرار می‌گیرد. مقاومت نفوذ را می‌توان به خصوصیات خاک و تغییرات آن ارتباط داد. آزمایش با استفاده از سقوط یک چکش به وزن ۶۳/۵ کیلوگرم و از ارتفاع ۷۶ سانتیمتر که روی یک کلاهک قرار دارد انجام شده و تعداد ضربات لازم (N) برای ۳۰ سانتیمتر نفوذ نمونه‌گیر فولادی بعنوان مقاومت نفوذ درنظر گرفته می‌شود. توسط این آزمون می‌توان ویژگیهایی مانند اندازه زاویه داخلی در خاکهای دانه‌ای و میزان سفتی در خاکهای چسبنده را برآورد نمود[۸۱ و ۸۳ و ۸۷]. شکل (۴-۴۱) نحوه انجام آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد S.P.T را نشان می دهد.



(الف) (ب)

شکل۴-۴۰- اندازه گیری قابلیت نفوذ پذیری خاک با روش‌های آزمایشگاهی[۸۶]

الف- روش پتانسیل ثابت ب- روش افت پتانسیل

a: سطح مقطع لوله برای ورود آب به داخل نمونه خاک، A: سطح مقطع نمونه خاک، l: طول نمونه خاک، t: مدت زمان بین دو اندازه گیری متوالی ارتفاع آب در داخل لوله، h_1: ارتفاع آب اندازه گیری شده در داخل لوله در زمان اولیه، h_2: ارتفاع آب اندازه گیری شده در داخل لوله در زمان ثانویه، q: حجم آب خروجی در واحد زمان (متر مکعب)



شکل ۴-۴۱- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد S.P.T در داخل چاه اکتشافی

۴-۶-۲-۲- آزمایش بارگذاری صفحه ای

جهت دستیابی به خصوصیات نشست پذیری لایه‌های خاک و مدول تغییرشکل، این آزمایش در چاهک‌های دستی و در ارتفاعهای مشخص به صورت قائم و افقی انجام می‌گردد. با استفاده از نتایج این آزمایش می‌توان ظرفیت مجاز باربری، میزان تراکم نسبی و مدول واکنش بستر خاک را تعیین نمود. اساس این آزمایش که بارگذاری ورقه‌ای نیز نامیده می‌شود، این است که روی ورقه‌ای صلب و محکم (با قطر ۳۰ سانتیمتر یا عرض مربع معادل۲۶/۷ سانتیمتر) که روی زمین موردنظر قرار می‌گیرد، مستقیماً بارگذاری (در هر مرحله آزمایش حدود یک تن) می‌شود و تغییر مکان قائم (نشست) آن ورقه اندازه گیری می‌گردد.

شکل (۴-۴۲) نمونه‌ای از نحوه انجام آزمایش بارگذاری صفحه‌ای در خاک را نشان می‌دهد[۸۲ و ۳۱].

۴-۶-۲-۳- آزمایش تعیین وزن مخصوص خاک در محل

این آزمایش به دو روش مخروط ماسه طبق استانداردهای AASHTO T۱۹۱-۶۱، ASTM D۱۵۵۶-۶۴ و بالون لاستیکی طبق استانداردهای AASHTO T۲۰۵-۶۴، ASTM D۲۱۶-۶۶ برای به دست آوردن وزن مخصوص خاک در حالت طبیعی یا یک لایه خاک کوبیده شده با استفاده از ماسه کالیبره شده انجام می‌گیرد. دستگاه بالون لاستیکی برای اندازه گیری وزن مخصوص خاک‌های نرم که تحت فشار کم تغییر شکل می‌دهند، مناسب نمی باشد. به عبارت دیگر چاله دانسیته حفر شده در خاک نرم در اثر فشار بالون تغییر شکل داده و اندازه حجم واقعی آن مشخص نمی شود[۸۲].

۴-۶-۲-۴- آزمایش پرسیومتر (مطابق با استاندارد ((۱۹۹۴)ASTMD۴۷۱۹)

پرسیومتر سوندی استوانه‌ای شکل و دارای غشای انعطاف پذیر و منبسط شونده است که برای اعمال فشار یکنواخت به دیواره گمانه طراحی شده است. در آزمایش پرسیومتری، ابتدا سوند پرسیومتر داخل زمین و در عمق مورد نظر قرار گرفته و سپس توسط فشار گاز، آب یا روغن منبسط می‌گردد. منحنی فشار- جابجایی(حجم) و سپس منحنی تنش- کرنش ترسیم و با استفاده از آن مقاومت خاک و مدول الاستیک آن در اعماق مختلف تعیین می‌شود[۸۸].

شکل (۴-۴۳) نحوه انجام آزمایش پرسیومتر را نشان می‌دهد.



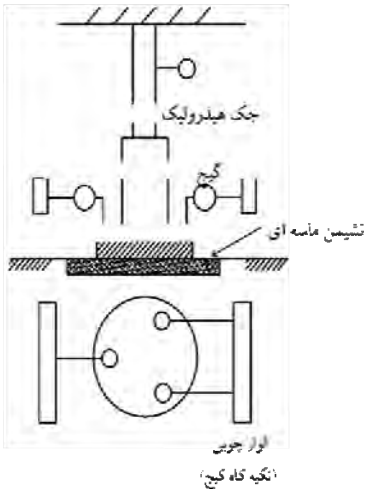
تجهیزات تفکیک شده آزمایش بارگذاری صفحه ای



نصب تجهیزات آزمایش بارگذاری صفحه‌ای در داخل چاه اکتشافی



آزمایش بارگذاری صفحه‌ای عمودی



نمای کلی آزمایش بارگذاری صفحه ای



آزمایش بارگذاری صفحه‌ای افقی



قرارگیری گیج‌ها در محل‌های مختلف جهت ثبت نتایج آزمایش بارگذاری صفحه‌ای

شکل ۴-۴۲- نحوه انجام آزمایش بارگذاری صفحه‌ای در خاک

۴-۶-۲-۵- آزمایش برش مستقیم برجا

این آزمایش جهت تعیین پارامترهای مقاومتی خاک مورد استفاده قرار می‌گیرد و بعلت هزینه بالای آزمایشات آزمایشگاهی

تعیین مقاومت خاک، از همه متداولتر و همچنین دقیقتر می‌باشد. در آزمایش برش برجا روال کار به این صورت می‌باشد که ابتدا نمونه را در چندین مرحله تحت بارهای مختلف تحکیم می‌نمایند و پس از آن بارهای برشی در بارهای نرمال متفاوت، بتدریج اعمال می‌شود تا نمونه دچار گسیختگی گردد. بدین ترتیب در هر بار نرمال، یک نیروی برشی حداکثر وجود دارد که با توجه به معیار گسیختگی موهر- کولمب می‌توان پارامترهای مقاومت برشی شامل چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی را تعیین کرد[۸۹ و ۹۰]. شکل (۴-۴۴) نحوه انجام آزمایش برش مستقیم برجا را نشان می‌دهد.



کپسول گاز ازت و شلنگهای فشار قوی



سوند پرسیومتر



تابلوی کنترل پرسیومتر

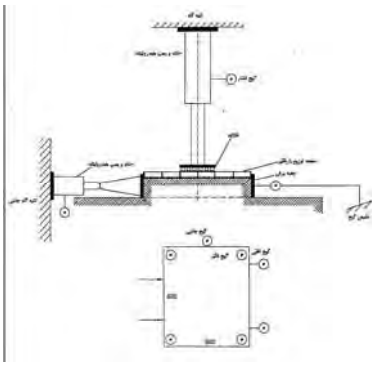


انجام آزمایش پرسیومتر

شکل ۴-۴۳- نحوه انجام آزمایش پرسیومتر



آزمایش برش مستقیم برجا



نمای کلی آزمایش برش مستقیم برجا





قرار گیری گیج‌ها در محل‌های مختلف جهت ثبت نتایج آزمایش برش مستقیم برجا

شکل ۴-۴۴- نحوه انجام آزمایش برش مستقیم برجا در خاک

۴-۷- اکتشافات ژئوفیزیک

در مورد پروژه‌های مهندسی بزرگ، کاوشهای ژئوفیزیکی ممکن است به منظور بدست آوردن داده‌های زیرزمینی در یک ناحیه وسیع و با هزینه معقول، جزیی از بررسیهای صحرایی باشد. داده‌های به دست آمده ممکن است باعث کمک به حذف گزینه‌های نامساعد، تعیین موقعیت گمانه‌های اکتشافی در نواحی حساس شده و از تکرار حفاریهای غیرضروری در زمینهای نسبتاً یکنواخت جلوگیری کند. برداشتهای ژئوفیزیکی نه تنها به تعیین موقعیت گمانه‌ها کمک می‌کند، بلکه تغییرات وضعیت زیرزمینی بین گمانه‌ها را نیز آشکار می‌سازد. در مکانی که گمانه‌ها حفر شده‌اند داده‌هایی در مورد لایه‌ها به دست می‌دهند ولی در مورد زمین مابین آنها اطلاعات کافی ارائه نمی‌دهند. در زمینه تعبیر و تفسیر و انطباق نتایج ژئوفیزیکی، گمانه‌ها نقش اساسی را به عهده دارند و ترکیب مناسبی از روشهای مستقیم و غیرمستقیم اغلب منجر به نتایج با کیفیت خوبی می‌شود[۹۲].

هدف از اکتشافات ژئوفیزیکی کشف پدیده‌های زمین شناسی با روش‌های غیرمستقیم است. در روش‌های مختلف ژئوفیزیکی، یکی از ویژگیهای زمین در نقاط مختلف اندازه گیری می‌شود و هرگاه بین مشخصه فیزیکی طبقات مورد بررسی و زمین اطراف تفاوت چشمگیری وجود داشته باشد با تجزیه و تحلیل داده‌های حاصل، می‌توان به وجود طبقات مورد نظر پی برد. از جمله امتیازات روش‌های ژئوفیزیکی می‌توان ارزانی، سریع بودن و عدم نیاز به حفاری را نام برد. البته اطلاعات حاصل از روش‌های ژئوفیزیکی قطعی نیست و در بسیاری موارد باید نتایج حاصله را با استفاده از روش‌های دیگر تایید کرد. در واقع مهمترین کاربرد روشهای ژئوفیزیکی در اکتشاف ساختگاه تونل‌ها، تعیین موقعیت‌های

غیرعادی است که باید به وسیله روش‌های مستقیم و دقیق تر بررسی شوند. برنامه ریزی و انجام دادن بررسیهای ژئوفیزیکی در مراحل مختلف طرح باید متناسب با اهداف هر مرحله و ابعاد منطقه مورد مطالعه باشد[۹۳].

جدول(۴-۲۱) کاربرد روشهای ژئوفیزیکی در اکتشاف تونلها و فضاهای زیرزمینی را نشان می‌دهد.

از میان روش‌های شرح داده شده در جدول (۴-۲۱) برداشتهای مقاومت ویژه الکتریکی، برداشتهای گرانی، برداشتهای لرزه‌ای و برداشتهای الکتریکی GPR[۵۲] که در ساختگاه تونل کاربرد بیشتری نسبت به سایر برداشتهای ژئوفیزیکی دارند، بررسی می‌شوند.

۴-۷-۱- برداشتهای ژئوالکتریکی

امروزه روشهای کاوش مبتنی بر اندازه‌گیری مقاومت ویژه الکتریکی با تراکم زیاد برای ترسیم سیمای زمین شناسی محور تونل و پیمایش آن به عنوان وسیله‌ای نوین کاربرد وسیع یافته است. اساس روش ژئوالکتریکی در کاوش‌های ژئوفیزیک مهندسی بر پایه اندازه گیری خواص الکتریکی سنگ‌ها و خاکها استوار است. روشهای گوناگونی برای بررسی ناهنجاری‌های الکتریکی سنگ‌ها و خاکها وجود دارد که قابلیت هدایت پتانسیل‌های خودزا، القاپذیری الکتریکی و مقاومت ویژه الکتریکی از جمله خواص مورد مطالعه در این روش‌ها است. مقاومت ویژه الکتریکی یکی از خواص بسیار مهم سنگ‌ها است که برای تعیین تغییرات جانبی و قائم قابلیت هدایت الکتریکی درون زمین بکار می‌رود. اندازه گیریهای آزمایشگاهی مقاومت ویژه برای اکثر انواع کانیهای شناخته شده، صورت گرفته است[۹۵]. در جدول (۴-۲۲) مقادیر مقاومت ویژه برای تعدادی از کانیها، سنگها و خاکها ارائه شده است. با مقایسه مقادیر مقاومت ویژه اندازه گیری شده در صحرا و مقادیر ارائه شده در جدول (۴-۲۲) می‌توان به جنس مصالح درون زمین پی برد.

جدول۴-۲۱- کاربرد روشهای ژئوفیزیکی در اکتشاف تونلها و فضاهای زیرزمینی[۲۹] و [۹۴]

روش آزمایش	کاربرد
گرانی سنجی	چگالی زمین را اندازه گیری می‌کند و توسط آن می‌توان از تغییرات جانبی زمین مورد نظر آگاه شد. این روش در هر نوع زمین تا عمق ۱۰۰۰ متری قابل اجراست. با این تذکر که شدت علائم بازیافتی با مجذور عمق کاهش می‌یابد.
مغناطیس سنجی	شدت جریان مغناطیسی را اندازه گیری می‌کند. در هر نوع زمین و مخصوصاً سنگهای آذرین قابل اجراست. کاربرد آن عمدتاً در تعیین محل اجسام فلزی(مثل لوله‌های فلزی) و نیز نشان دادن محل گسلهاست.
مقاومت مخصوص	هدایت الکتریکی سنگها را اندازه گیری می‌کند. در هر نوع زمین و تا عمق موثر ۱۰۰۰ متر قابل استفاده است. از این روش در اکتشاف مواد معدنی، منابع شن و ماسه، محل لایه‌های آب دار و تعیین سطح ایستایی سفره آب و همچنین سنگ بستر استفاده می‌شود.
الکترومغناطیسی	از این روش در بخشهای نزدیک به سطح و در هر نوع زمین می‌توان استفاده کرد. با این تذکر که این روش کاربرد محدودی دارد و بیشتر برای تعیین محل لایه‌های آبدار بکار می‌رود.
لرزه نگاری	زمان حرکت امواج ناشی از انفجار یا ضربه را تعیین می‌کند. در هر نوع زمین و تا عمق حداکثر ۳۰۰ متر موثر است. از آن در شناسائی عمق سنگ بستر، تعیین سرعت امواج P و S که در تعیین مشخصات فیزیکی و ساختمانی زمین به کار می‌آیند و تشخیص محل گسستگیهایی مانند گسل استفاده می‌شود. برای لایه‌های پرشیب نامناسب و در کارهای کوچک غیراقتصادی است. به طور کلی روشی پر هزینه است ولی می‌تواند محدوده وسیعی را بپوشاند.
چاه نگاری ژئوفیزیکی	با استفاده از انواع روشهای ژئوفیزیکی، مخصوصاً روشهای رادیواکتیو، اطلاعات با ارزشی در مورد جنس و مشخصات فیزیکی و ساختمانی سنگ در امتداد گمانه به دست می‌دهد.
بررسی تلویزیونی	از تازه‌ترین و کاراترین روشها است و توسط آن زمین شناس و مهندس طراح می‌تواند به طور مستقیم از شرایط زمین در امتداد گمانه آگاهی یابند.
رادارهای GPR	مانند روش لرزه نگاری است، با این تفاوت که به جای امواج لرزه‌ای از امواج الکتریکی استفاده می‌شود ولی در اعماق بیش از ۵۰ متر کاربرد ندارد.

۵۲Ground Penetrating Radar

جدول ۴-۲۲- مقادیر مقاومت ویژه برای تعدادی از کانیها، سنگها و خاکها[۹۳]

مقاومت ویژه	مواد زمین	مقاومت ویژه	مواد زمین
محدوده R (اهم متر)	کانی‌های دیگر	متوسط R (اهم متر)	فلزات
10^{12}-10^{13}	کلسیت	$1,7\times10^{-8}$	مس
10^{9}-10^{10}	انیدریت	$2,4\times10^{-8}$	طلا
10-10^{13}	نمک	$1,6\times10^{8}$	نقره
10-10^{11}	زغال	10^{-3}	گرافیت
محدوده R	سنگهای بلورین	10^{-7}	آهن
10^{2}-10^{6}	گرانیت	$2,2\times10^{-7}$	سرب
10^{4}-10^{5}	دیوریت	$7,7\times10^{-8}$	نیکل
10^{3}-10^{6}	گابرو	$1,1\times10^{-7}$	قلع
10^{2}-10^{4}	آندزیت	$5,8\times10^{-8}$	روی
10-10^{7}	بازالت	متوسط R	کانسارهای سولفوری
10^{2}-10^{3}	پریدوتیت	10^{-4}	کالکوسیت
10-10^{4}	شیست	4×10^{-3}	کالکوپیریت
10^{4}-10^{6}	گنایس	3×10^{-1}	پیریت
10^{2}-10^{7}	اسلیت	10^{4}	پیروتیت
10^{2}-10^{8}	مارابل	10	مولیبدنیت
10-10^{8}	کوارتزیت	2×10^{-3}	گالن
محدوده R	سنگهای رسوبی	10^{2}	سفالریت
10-10^{3}	شیل	محدوده R	کانسارهای اکسیدی
1-10^{8}	ماسه سنگ	10^{2}-10^{4}	بوکسیت
50-10^{7}	آهک	1-10^{6}	کرومیت
10^{2}-10^{4}	دولومیت	10^{-3}-300	کوپریت
محدوده R	رسوبات سخت نشده	10^{-3}-10^{7}	هماتیت
1-10^{3}	ماسه	10^{-5}-10^{4}	مگنتیت
1-10^{2}	رس	10^{-3}-10^{2}	ایلمنیت
1-10^{2}	مارل	10-10^{3}	روتیل
محدوده R	آب زیر زمینی	محدوده R	کانی‌های سیلیکاته
0,1-10^{3}	آب قابل حمل چاه	10^{10}-10^{15}	کوارتز
0,3-1	آب شور	10^{2}-10^{14}	موسکویت
0,2	آب دریا	10^{2}-10^{6}	بیوتیت
0,05-0,2	شورابه خیلی شور	10^{2}-10^{6}	هورنبلند
		10^{2}-10^{4}	فلدسپار
		10^{3}-10^{4}	اولیوین

۴-۷-۱-۱- روش برداشت و تفسیر منحنی‌های ژئوالکتریک

در این روش با اعمال یک شدت جریان معین به درون زمین و اندازه گیری اختلاف پتانسیل‌های ایجاد شده، می توان به تغییرات مقاومت ویژه الکتریکی سنگ‌ها و خاکها و یا قابلیت هدایت الکتریکی و بالطبع به کیفیت مصالح پی برد[۹۳].

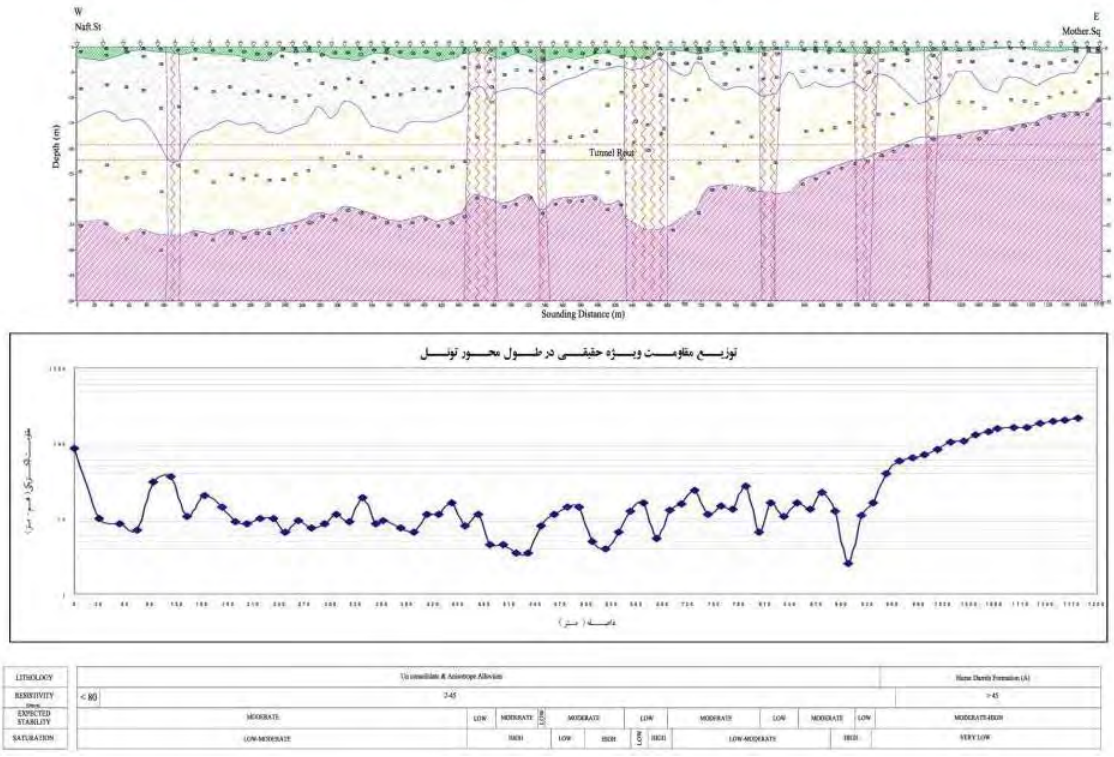
در ساختگاه تونل با استفاده از برداشتهای ژئوالکتریک اهداف ذیل قابل دسترسی است:

- شناسایی و تفکیک لایه‌های روباره محور تونل از دیدگاه الکتریکی و رده بندی مقادیر مقاومت ویژه الکتریکی آنها در محدوده محور تونل
- شناسایی و تفکیک زون‌های خرد شده و اشباع و گسترش قائم و جانبی آنها در محدوده محور تونل
- شناسایی و تفکیک مناطق متراکم و پایدار از مناطق ضعیف و ریزشی نرم و ناپایدار در محدوده محور تونل

شکل (۴-۴۵) نحوه اجرای روش ژئوالکتریک را نشان می‌دهد. شکل (۴-۴۶) پروفیل زمین شناسی ترسیم شده حاصل از تفسیر نتایج برداشتهای ژئوالکتریک واقع در مسیر اصلی یک تونل را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۴۵- نحوه اجرای روش ژئوالکتریک

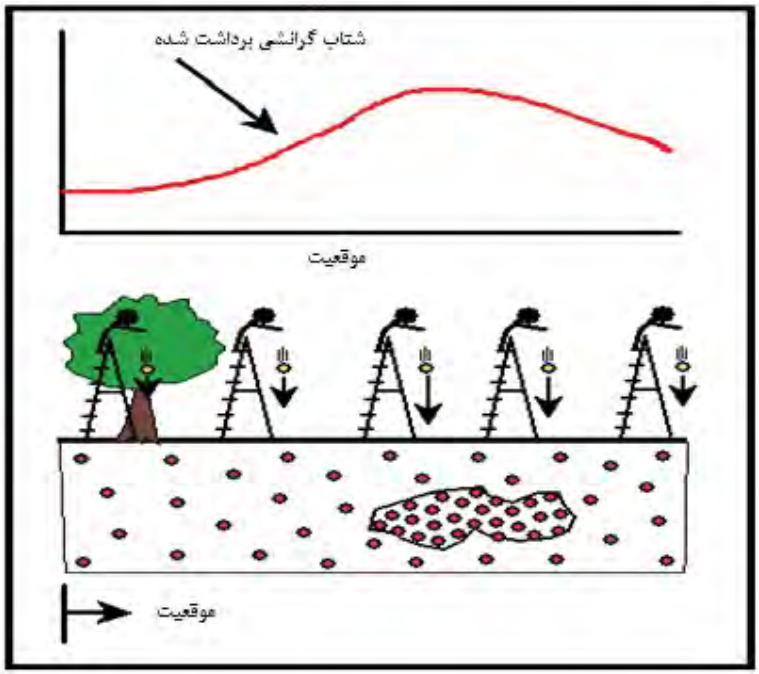


شکل ۴-۴۶- تفکیک ضخامت لایه‌های مختلف نسبت به عمق با استفاده ازتفسیر مقادیر مقاومت ویژه الکتریکی در برداشتهای ژئوالکتریک

۴-۷-۲- برداشت گرانی سنجی

پدیده‌های زمین روی میدان گرانی زمین اثر می‌گذارند. می‌توان این اثرات را با مقایسه اندازه گرانی با مقادیر مربوطه گرانی نرمال تشخیص داد. قبل از انجام این مقایسه باید ابتدا بعضی تصحیحات برای شکل و ارتفاع توپوگرافی مکانی که گرانی اندازه گیری شده، معرفی شود. سپس می‌توان از گرانی اندازه گرفته شده گرانی نرمال تصحیح شده را کم کرده تا مقداری به دست آورد که آنومالی گرانی نامیده می‌شود. آنچه که از دیدگاه گرانی سنجی اهمیت دارد بررسی شتاب گرانش مربوط به تغییرات جانبی چگالی است(شکل ۴-۴۷)[۹۳].

در مطالعات میکروگرانی سنجی ساختگاه تونل با استفاده از تغییرات چگالی میتوان علاوه بر شناسایی و تفکیک لایه‌های روباره محور تونل، مناطق متراکم و پایدار را از مناطق نامتراکم تشخیص داد. بررسی گرادیان ناهنجاری می‌تواند پدیده‌هایی که باعث تغییرات جانبی چگالی شوند (مانند گسلها) را مشخص نماید



شکل ۴-۴۷- تغییرات شتاب گرانش در اثر تغییرات جانبی چگالی

۴-۷-۳- امواج لرزه‌ای و ساختمان زمین

کاربرد عملی این روش برداشت لرزه‌ای کوتاهی از لایه خاک و سنگ بوده که در محل یک سازه قرار دارد. اساس کار روش‌های مختلف لرزه نگاری، تعیین خصوصیات درونی زمین با استفاده از زمان سیر امواج کشسانی است. امواج کشسانی بسته به چشمه مولد آنها و محیط انتشار می‌توانند به دو صورت کلی امواج حجمی و امواج سطحی منتشر شوند. امواج حجمی در داخل ماده منتشر شده و خود به دو گروه امواج طولی یا اولیه (P) و امواج عرضی یا ثانویه (S) تقسیم می‌شوند. از آنجا که این امواج در توده ماده منتشر می‌شوند، خصوصیات کشسانی ماده اثرات مستقیمی بر وضعیت انتشار آنها می‌گذارد و در نتیجه می‌توان از آنها جهت مطالعات مهندسی استفاده نمود. در صورتیکه امواج سطحی در مرز لایه‌های دارای خواص کشسانی متفاوت پدید می‌آیند و کاربرد آنها بیشتر در مطالعات زلزله شناسی و

زمین شناسی ناحیه ای است. سرعت انتشار امواج حجمی به چگالی و خصوصیات کشسانی محیط انتشار بستگی دارد اما در یک محیط مشخص، همواره سرعت موج P ازS بیشتر است و به همین دلیل آنها را امواج اولیه و ثانویه می‌نامند. بر همین اساس و با استفاده از نمودارهای زمان – مسافت‌های بدست آمده، می‌توان ضخامت و سرعت سیر موج در هر لایه را مشخص نمود. شکل (۴-۴۸) شمایی از لایه‌های مرکب و منحنی زمان- مسافت متناظر با آن که توسط امواج لرزه‌ای برداشت شده را نشان می‌دهد[۹۵].

برداشت لرزه‌ای شامل قرار دادن چند گیرنده (ژئوفون) در محلهای مختلف و سپس بکارگیری آنها برای کشف نوسانات تولید شده بر اثر یک منبع انرژی است. گیرنده‌ها نوسانات مکانیکی را تبدیل به جریان الکتریکی نموده که به ثبت کننده منتقل شده و ثبت کننده طوری طراحی شده تا اطلاعات را به شکلی که بتواند قابل نمایش و تحلیل باشد ذخیره کند. وسایل و ابزار برای برداشتهای لرزه‌ای عبارتند از: گیرنده‌ها(ژئوفون)، کابلها، ثبت کننده‌ها و منابع انرژی.

شکل(۴-۴۹) نمایی شماتیک از چگونگی تولید و ثبت امواج لرزه‌ای را نشان می‌دهد.

با استفاده از روش لرزه نگاری در ساختگاه تونل می‌توان اطلاعات بدست آمده از مطالعات الکتریکی و گرانی را به طور دقیقتری بررسی نمود و به اهداف ذیل دسترسی پیدا کرد :

- تعیین عمق و شکل لایه‌های زمین در محل ناهنجاری‌ها
- تعیین سرعت‌های انتشار امواج طولی و عرضی در لایه‌ها و تغییرات جانبی آنها
- برآورد ضرایب کشسانی لایه‌ها و تغییرات جانبی آنها

به عنوان مثال (۴-۴۰) از برداشت لرزه نگاری امواج P و S و ترسیم مقاطع هم سرعت برای این امواج در طول مسیر اصلی تونل به دست آمده‌اند.

۴-۷-۴- استفاده از رادارهای الکتریکی GPR[۵۳]

اساس کار این روش مانند روش لرزه نگاری است، با این تفاوت که به جای امواج لرزه‌ای از امواج الکتریکی استفاده می‌شود. کاربرد اصلی این روش شناسایی مناطق و زون‌های دارای شکستگی است که تا حد قابل قبولی می‌تواند آنها را شناسایی کند. این روش فقط برای اعماق کم و تا حدود ۵۰ مترقابل کاربرد است و در اعماق پایین تر قادر به شناسایی ساختارهای زمین شناسی مختلف نیست[۹۴].

مثال زیر یک نمونه عملی از کاربرد GPR را در احداث تونل‌ها نشان می‌دهد.

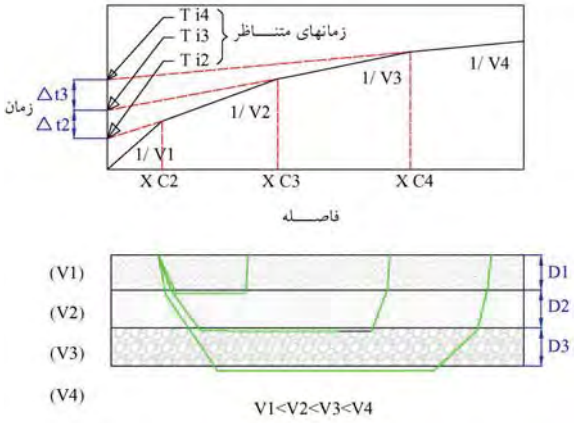
شکل (۴-۵۱) پروفیل زمین شناسی حاصل از مطالعات ژئوتکنیک در محدوده‌ای از تونل قبل از احداث را نشان می دهد.

همانطور که در شکل مشاهده می‌شود مسیر تونل تماماً در محیط‌های خاکی قرار گرفته و کف تونل بالاتر از سنگ بستر قرار دارد. اما در حین حفاری، سینه کار تونل به سنگ آهکی دولومیتی برخورد نموده و پس از مدتی کل مقطع تونل وارد محیط سنگی گردید.

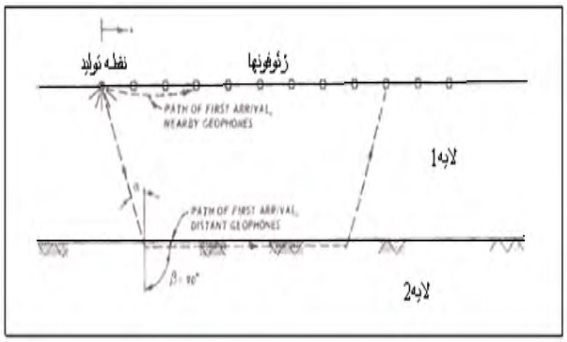
به منظور شناسایی کامل گسترش طولی و ارتفاعی لایه سنگی از برداشتهای ژئوفیزیکی با روش GPR، استفاده گردید(۴-۵۲).

۵۳Ground Penetrating Radar

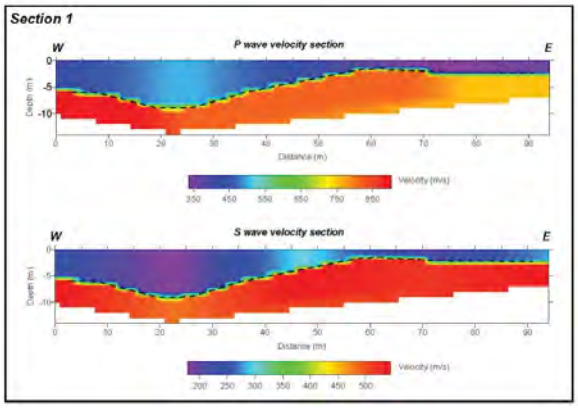
پس از حفاری تونل و برداشت ارتفاع لایه سنگی و تهیه نقشه در مقاطع مختلف از سینه کار تونل، این اطلاعات با نتایج حاصل از داده‌های GPR به صورت پروفیل زمین شناسی مدل گردید که نتایج آن در شکل ارائه گردیده است. همانطور که از شکل (۴-۵۲) نتیجه می‌شود، می‌توان از روش GPR با درصد خطای کمی جهت تشخیص لایه‌های مختلف زمین شناسی استفاده نمود. شکل (۴-۵۳) سینه کار تونل را قبل و بعد از برخورد به لایه سنگی نشان می‌دهد.



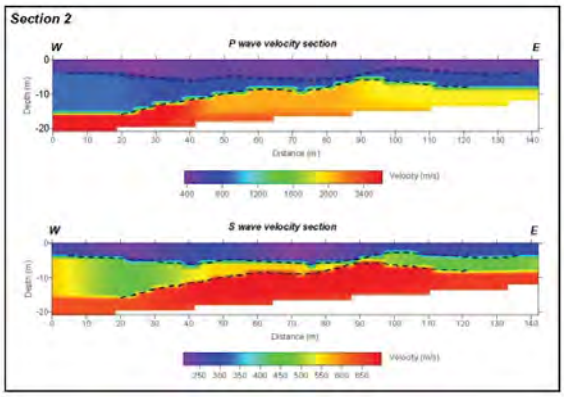
شکل ۴-۴۸- شمایی از لایه‌های مرکب و منحنی زمان- مسافت متناظر با آن که توسط امواج لرزه‌ای بدست آمده است[۹۵]



شکل۴-۴۹- نمایی شماتیک از چگونگی تولید و ثبت امواج لرزه ای[۹۵]



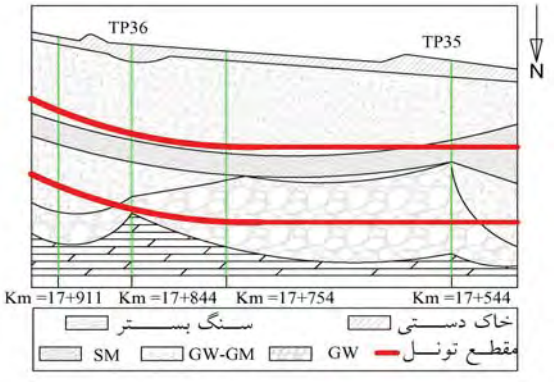
(الف)



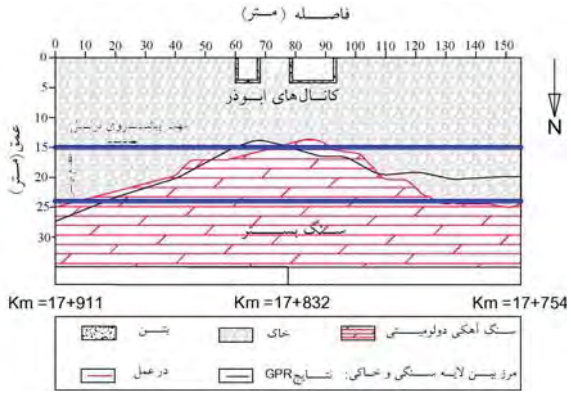
(ب)

شکل ۴-۵۰- نقشه‌های هم سرعت موج **P** و **S** (الف) دو لایه و مرز مشترک (ب) سه لایه و مرز مشترک

در مورد علت عدم رؤیت لایه سوم در شکل(الف) می‌توان به عمق زیاد لایه یا اختلاف سرعت کم در مرز آن لایه اشاره نمود .

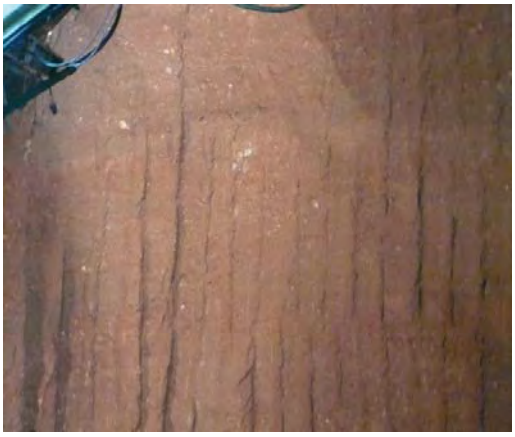


شکل -۴-۵۱- پروفیل زمین شناسی حاصل از مطالعات ژئوتکنیک



شکل۴-۵۲- مطابقت خوب پروفیل لایه سنگی ثبت شده در حین

در محدوده‌ای از تونل قبل از احداث



مقطع سینه کار تونل قبل از برخورد به لایه سنگی

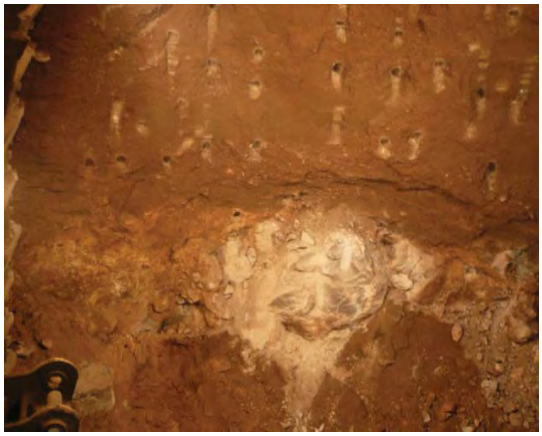
حفاری تونل با نتایج حاصل از اطلاعات GPR



لایه سنگ در ارتفاع چهار متری از مقطع سینه کار تونل در کیلومتر حدود۹۵۰+۱۷(بر اساس شکل ۴-۶۰)



لایه سنگ در تمام مقطع سینه کار تونل در کیلومتر حدود ۸۳۰+۱۷(بر اساس شکل ۴-۶۰)



لایه سنگ در ارتفاع سه متری از مقطع تونل (کاهش ارتفاع لایه سنگی) در کیلومتر حدود۷۷۰+۱۷(بر اساس شکل ۴-۶۰)

شکل ۴-۵۳- وضعیت لایه سنگی در مقاطع مختلف تونل

فصل پنجم

انواع سیستم‌های نگهداری تونل‌ها

۵-۱- کلیات

روش‌های مختلفی برای حفر تونلها ابداع و مورد استفاده قرار گرفته‌اند. این روش‌ها به طور عام دارای نقاط مشترک بوده ولی در اجرا هر کدام آنها با هم تفاوت داشته و از هم جدا می‌باشند.

به دلیل کاهش ریسک فنی و هزینه و زمان، همیشه باید بهترین روش برای حفاری تونل انتخاب و اجرا گردد. انتخاب روش بهینه برای حفر تونل مستلزم شناخت کامل از روش‌های حفر تونل و معیارهای تأثیرگذار بر آنها می‌باشد.

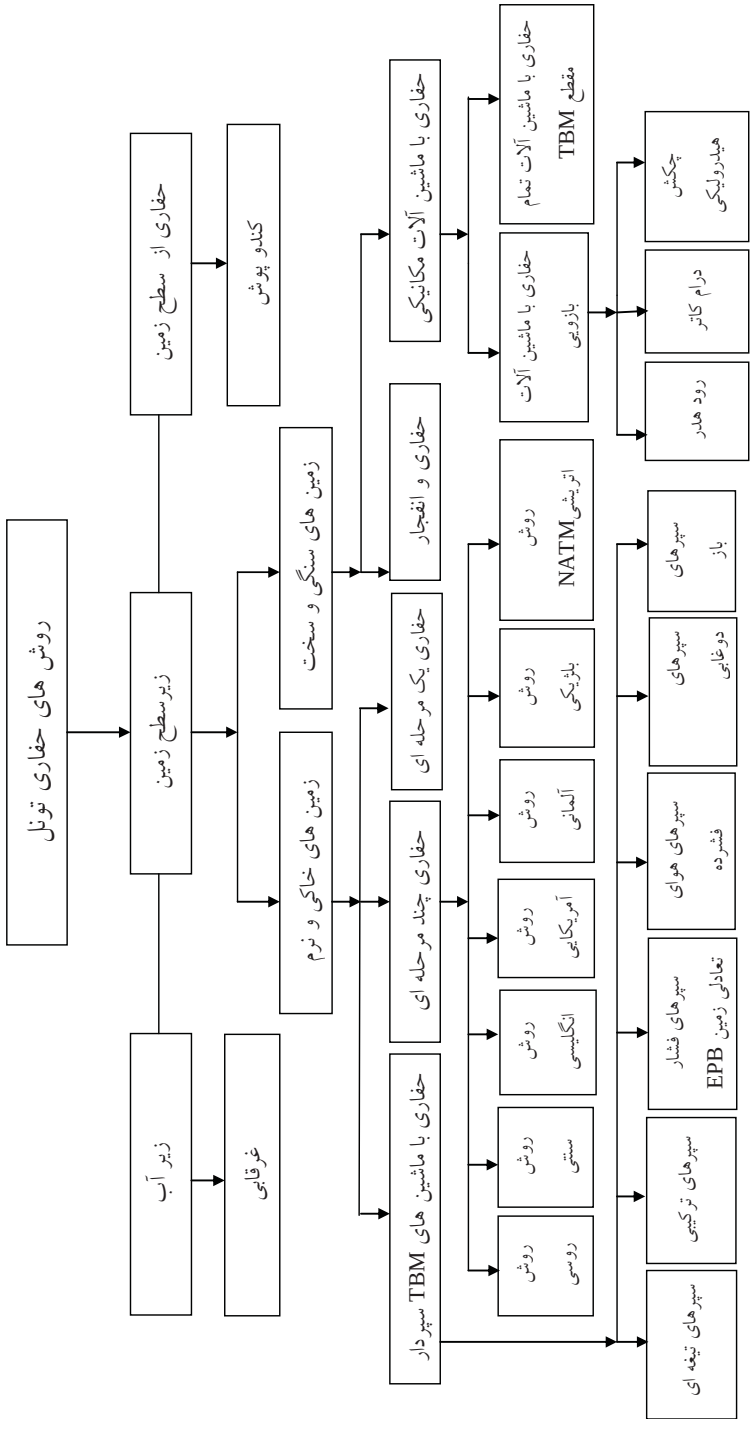
شاید هرگز نتوان پروژه‌ای را پیدا کرد که روش بکار گرفته شده در آن کاملاً منطبق با شرایط زمین ساختی و ژئومکانیکی موجود در منطقه باشد، بلکه همواره هدف مهندسان صنعت تونل این بوده که روش انتخابی بیشترین سازگاری را با محیط داشته باشد و باصرف کمترین هزینه و بوجود آمدن کمترین مشکل در عملیات اجرائی، تونل در زمان مشخص به پایان برسد.

آشنائی با تجهیزات و امکانات روشهای حفر تونل جهت انجام هر گونه تصمیم گیری برای انتخاب روش مناسب بسیار ضروری است. با توجه به شرایط زمین ساختی متفاوتی که در طبیعت وجود دارد بطوریکه خصوصیات زمین از سنگ متراکم سخت تا لایه‌های خیلی نرم و سست متغیر میباشد، روش‌های مختلفی برای حفاری تونل تاکنون توسعه یافته است. روشهای حفاری تونل می‌تواند بر اساس نحوه ترتیب انجام عملیات، انتقال انرژی، ابزار و طریقه حفاری طبقه بندی شوند.

جهت انتخاب روش بهینه حفاری تونل پارامترهای متعددی باید مورد مطالعه و ارزیابی قرار گیرند که اهم آنها را میتوان ذیلاً اشاره نمود:

۱- مشخصات هندسی: الف-شیب، ب- قوس عمودی و افقی در مسیر، ج- شکل مقطع تونل، د-قطر و یا ابعاد تونل، ه-طول تونل.
۲- مشخصات زمین ساختمانی و ژئومکانیکی منطقه
۳- پارامترهای اقتصادی: الف-هزینه سرمایه‌ای اولیه، ب- هزینه تعمیر و نگهداری، ج-هزینه سوخت و روغن، د-هزینه برق، ه-هزینه تأمین نیروی انسانی، و-هزینه مصالح و ابزار مورد نیاز برای هر روش.
۴- شرایط پروژه و زیرساخت‌های موجود: الف-راه‌های دسترسی، ب-تأمین انرژی، ج-تأمین آب، ه- آماده سازی برای هر روش.
۵- زمان به اتمام رسیدن پروژه
۶- مسائل زیست محیطی

شکل (۵-۱) انواع روشهای حفر تونل را نشان می‌دهد.



شکل (۵-۱) روش های حفاری تونل

۵-۲- بررسی انواع مختلف سیستم‌های نگهداری تونل‌ها

اولین قدم بعد از انتخاب روش حفاری تونل، کنترل پایداری تونل‌ها جهت تامین ایمنی لازم در زمان حفاری و همین طور پایداری بلند مدت آنها است.

بطور کلی زمین در شرایط طبیعی، تحت نیروی ثقل و نیروهای تکتونیکی قرار دارد. در اثر حفر تونل تعادل میان این نیروها به هم می‌خورد و وضعیت تنش جدیدی بوجود می‌آید که ممکن است زمین اطراف تونل را به مرحله گسیختگی ببرد. بطور مثال در توده سنگها، درزه‌های طبیعی و درزه‌های ایجاد شده در اثر حفاری تونل می‌تواند موجب ناپایداری زمین اطراف تونل شده و ممکن است که این ناپایداری بصورت سقوط چند بلوک تا فروکش کامل زمین اطراف تونل بیانجامد. نصب سیستم نگهداری به سه طریق ذیل باعث جلوگیری از ناپایداری تونل‌ها خواهد شد:

- نگهداری بلوکهای رها شده
- اعمال فشار محصور به زمین اطراف دیواره تونل
- بهسازی و تحکیم زمین

شکل (۵-۲) انواع سیستم‌های نگهداری تونلها را نشان می‌دهد.

۵-۲-۱- پیش نگهدارنده‌ها

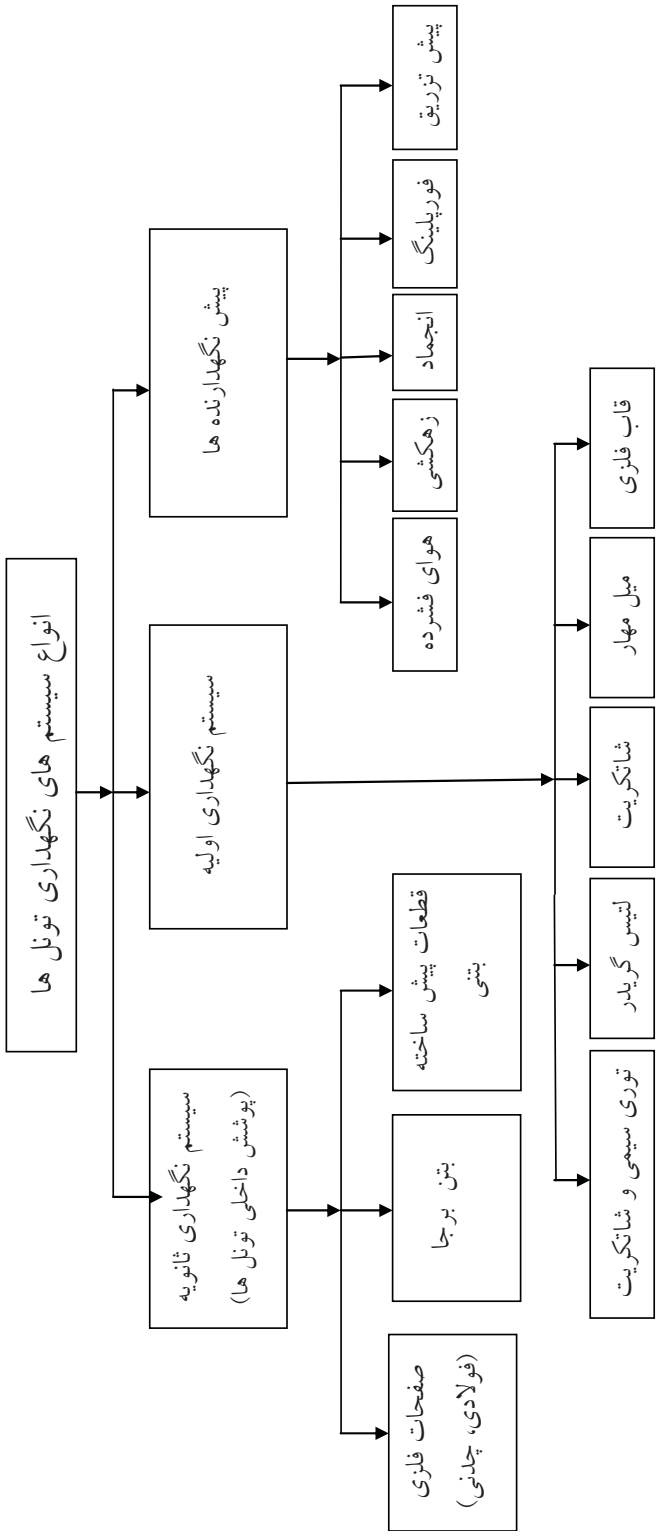
بهسازی زمین یا روندهای تقویت آن برای تونلسازی در زمین‌های نرم و شرایط ژئوتکنیکی مشکل، ضرورت دارد. در زمینهای رانشی[۵۴] همچون ماسه‌ها با لایه‌های آبدار، سنگهای فشارنده[۵۵] یا خرد شده و جاهایی که بدون حفاظ ماندن ناحیه ای کوچک برای زمانی کوتاه خطرناک باشد و در حقیقت زمان خود نگهداری به اندازه ای کم باشد که نصب نگهداری باید جلوتر از حفاری صورت گیرد، انجام پیش نگهداری ضرورت خواهد یافت[۹۶].

برای حل مشکلات تونلسازی در سنگهای ناسالم و زمین‌های ریزشی اعم از قبل از حفاری و یا ضمن حفاری راه حل عمومی وجود ندارد بلکه بسته به شرایط خاص پروژه روش اجرایی متناسب به آن ارائه می‌گردد.

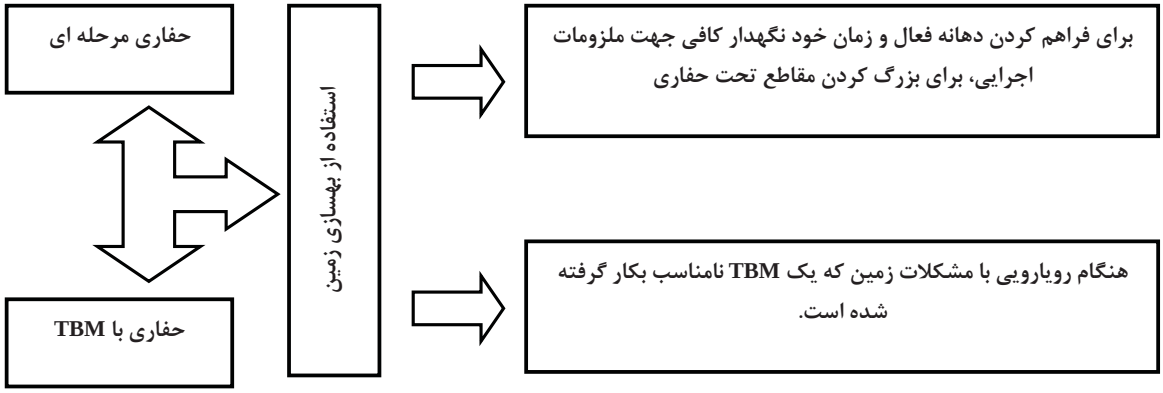
شکل (۵-۳) لزوم استفاده از روشهای بهسازی زمین را در تونلسازی نشان می‌دهد.

روشهای مختلف بهسازی زمین جهت تسهیل در حفاری تونل و جلوگیری از ریزش بصورت روشهای ذیل می‌باشد.

۵۴Running ground
۵۵ Squeezing rock



شکل (۵-۲) انواع سیستم های نگهداری تونلها



شکل ۵-۳- لزوم بهسازی در تونلسازی[۹۷]

۵-۲-۱-۱- تزریق

تزریق روشی است که بوسیله آن مخلوطی از سیمان و آب و یا تلفیقی از چند ماده مختلف (آمیزه تزریق) با فشار مناسب به داخل خلل و فرج و درز و شکاف و یا حفره‌های تشکیلات سنگی و خاکی رانده می‌شود تا موجب بهبود مشخصات فیزیکی و مکانیکی آنها گردد. در حقیقت این عمل باعث کاهش نفوذپذیری، کاهش بهم فشردگی، افزایش مدول تغییر شکل و افزایش مقاومت و ظرفیت باربری محیط می‌شود [۹۸].

معمولاً انواع روشهای تزریق را به دو صورت در حفاری تونلها می‌توان بکار برد: از این روشها می‌توان بعنوان روشهای حفاظتی[۵۶] قبل از حفر تونل که به آن پیش تزریق[۵۷] می‌گویند یا به عنوان روشهای بهسازی[۵۸] پس از حفر تونل که به آن پس تزریق[۵۹] می‌گویند استفاده کرد[۴۵].

شکل(۵-۴) دو روش پیش تزریق تونل‌ها را جهت تسهیل در حفاری نشان می‌دهد.

۵-۲-۱-۲- روشهای پیش تیر زنی یا فورپلینگ

در روشهای فورپلینگ عمدتاً چالهایی به موازات محور تونل از بالای سینه کار حفر می‌شود و تثبیت سینه کار و زمین اطراف با نصب لوله‌های فولادی، پلی اتیلن و فایبرگلاس و انجام تزریق در این چالها و اطراف آن، صورت می‌گیرد به بیان دیگر در این روش قوسی از ستونهای افقی (چتر حفاظتی) بر روی تونل تشکیل می‌گرد.

مزایای استفاده از روش فورپلینگ بشرح ذیل می‌باشد[۱۰۱]:

۱. این روش از نظراجرا بسیارساده است و نیاز به ماشین آلات خاص که خارج از محدوده تونلسازی بصورت متعارف می‌باشد، ندارد و یک روش انعطاف پذیر و قابل ترکیب با دیگر تکنیکها و روشهای تحکیمی می‌باشد.

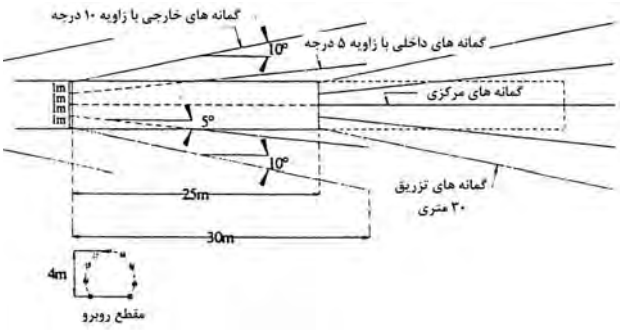
---

۵۶ Preserving intervention method
۵۷ pre-grouting
۵۸ Improvement methods
۵۹ post-grouting

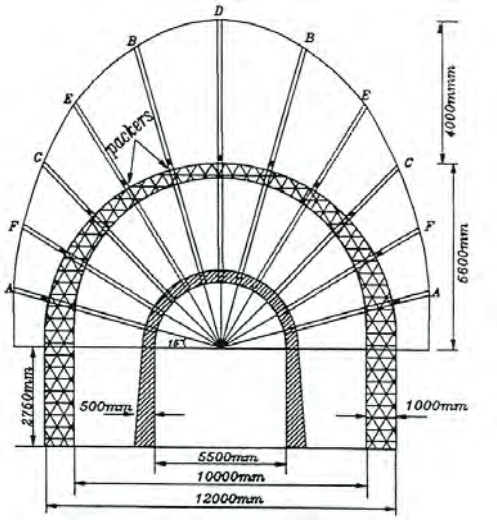
۲. با اجرای این روش پایداری جبهه کار افزایش یافته و از نشستهای سطحی تونلهای حفرشده به مقدار زیادی جلوگیری می‌شود. همچنین ایمنی حین اجرای عملیات حفاری تونل با تحکیم سقف، افزایش می‌یابد.

۳. شکلهای (۵-۵) و (۵-۶) روش اجرای فورپلینگ را نشان می‌دهد.

شکل (۵-۷) انواع قوسهای تقویت کننده (چترهای حفاظتی) اطراف تونلها را با استفاده از روشهای پیش تزریق یا فورپلینگ نشان می‌دهد.



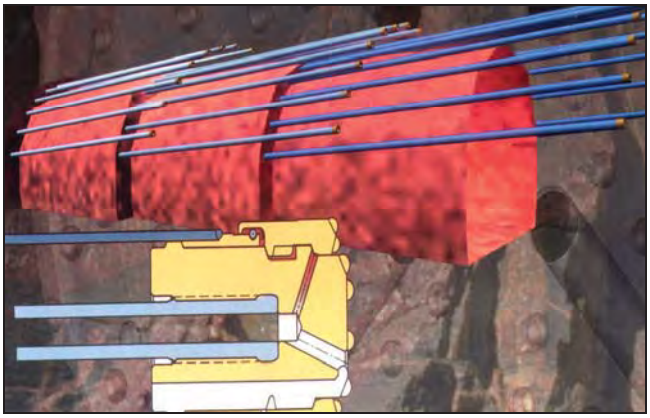
پیش تزریق با استفاده از روش چتری



C, B, A گمانه‌های اولیه – F, E گمانه‌های ثانویه

تزریق تحکیمی با استفاده از گمانه‌های با آرایش بادبزنی از داخل گالری پیشرو

شکل ۵-۴- دو روش مختلف پیش تزریق تونل‌ها[۹۹ و ۱۰۰]

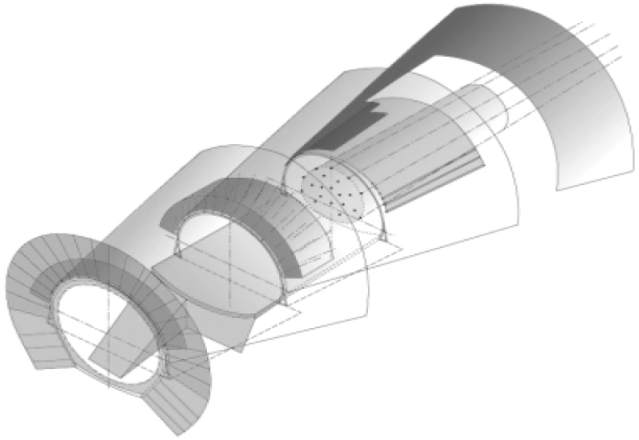


شکل ۵-۵- شمای سه بعدی از اجرای روش فورپلینگ[۱۰۱]





شکل ۵-۶- دو نما از نحوه اجرای فورپلینگ در تونلها



شکل ۵-۷ – انواع قوس‌های تقویت‌کننده (چترهای حفاظتی) اطراف یک تونل[۹۷]

۵-۲-۱-۳- انجماد

در این روش هدف پایین آوردن دمای آب موجود در فضاهای خالی توده خاکی و سنگی به زیر نقطه انجماد آن است. آبهای منجمد شده بعنوان یک سیمان عمل کرده لذا زمان خود ایستایی زمین افزایش می‌یابد. عموماً مواد مورد استفاده برای انجماد، شورآب یا نیتروژن مایع است. فرآیند انجماد آب باعث افزایش حجم آب موجود در محیط می‌شود که ممکن است مشکلات زیادی برای پروژه بدنبال داشته باشد. نشست سطح زمین پس از انجام عملیات حفاری زیرزمینی از جمله مشکلات اصلی این روش بشمار می‌رود[۱۰۲]. انجماد روشی پرهزینه بوده و فقط در شرایط خاص و استثنایی کاربرد دارد.

۵-۲-۱-۴- زهکشی

شامل تکنیکهایی است که هدف از اجرای آنها دور کردن آب از محیط، خارج کردن آن از توده سنگ و خاک و تحت کنترل درآوردن و هدایت آن به خارج از محدوده پروژه است. در صورت زهکشی و حذف بار هیدرولیکی وارد بر سینه کار

پایداری بهتری برای جبهه کار پیشروی ایجاد می‌شود. البته کاهش سطح پیزومتریک آب، انتقال ذرات ریز از محل، تجزیه ژیپس، تحکیم و دیگر عوامل امکان ایجاد نشست در سطح زمین پس از زهکشی خواهد شد[۱۰۲].

۵-۲-۱-۵- هوای فشرده

هوای فشرده برای بهبود زمینهای ناپایدار مورد استفاده قرار می‌گیرد. عمده کاربرد این روش جلوگیری از ریزش مواد ریزشی و نرم به محوطه حفاری است. فشار هوا در جبهه کار تونل آب را در توده پس زده و ضمن خشک نمودن آن مقاومت زمین را بالا می‌برد. فشار هوا نباید تا آن حد بالا باشد که موجب راندن آب به سطح زمین یا تخریب ساختار خاک گردد.

۵-۲-۲- سیستم نگهداری اولیه

سیستم نگهداری اولیه معمولاً همراه با حفاری تونل نصب و اجرا می‌شود و هدف از اجرای آن تثبیت و حفظ تونل پس از حفاری و تامین ایمنی کارگران و تجهیزات می‌باشد. سیستم نگهداری اولیه می‌تواند شامل موارد ذیل باشد که یا به تنهایی یا بصورت ترکیبی استفاده می‌شوند:

- میل مهارها و راک بولتها
- شاتکریت
- توری سیمی (مش) و شاتکریت
- قابهای فلزی
- تیرهای مشبک (لتیس گریدر)

۵-۲-۲-۱- راک بولتها و میل مهارها

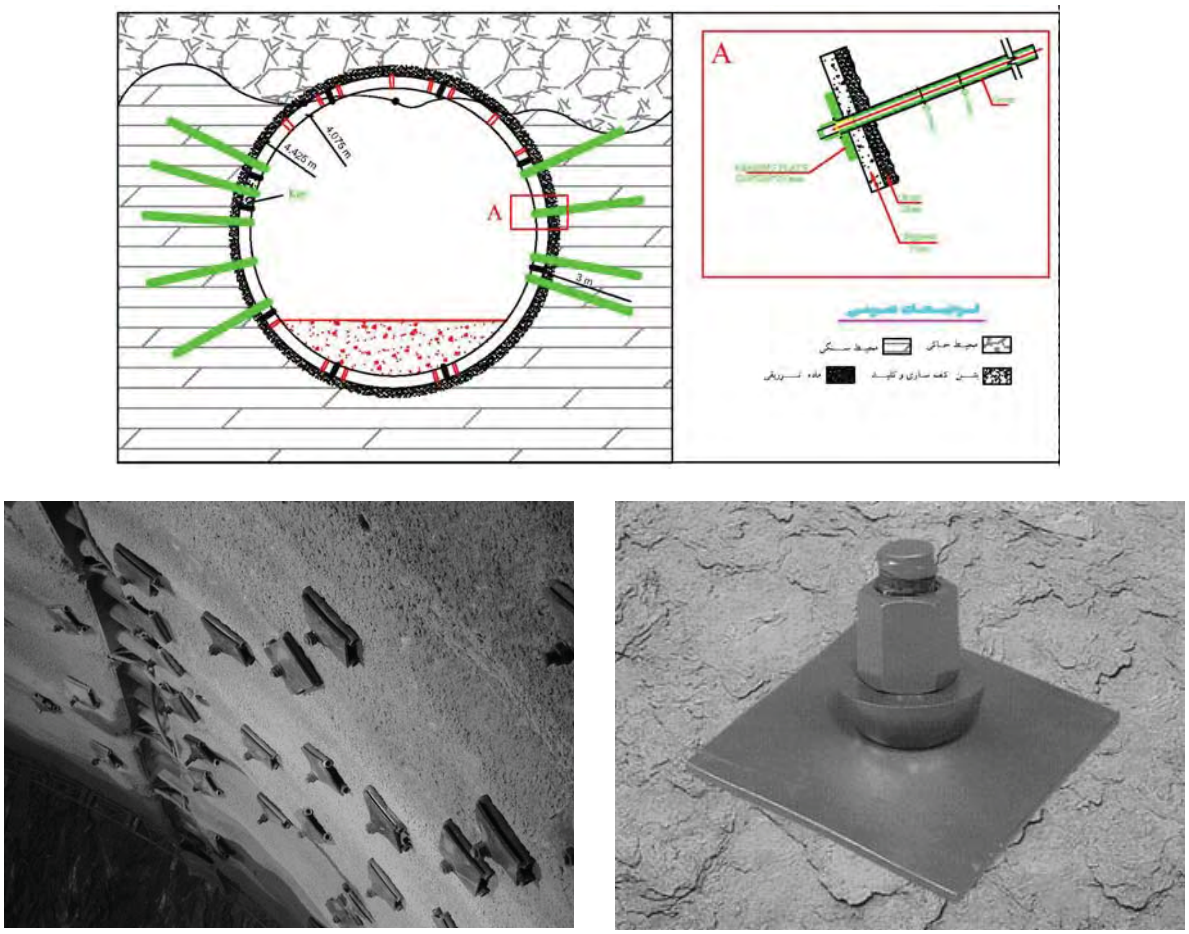
اجرای راک بولت و میل مهار عبارت از داخل کردن میله‌ای در یک چال و سپس محکم نمودن آن به زمین از طریق گیرانداختن، چسباندن و یا اصطکاک می‌باشد. این نوع نگهداری‌ها از مزایای بسیاری برخوردار هستند که مهمترین آنها عبارتند از[۱۰۳]:

- امکان مکانیزه کردن عملیات راک بولت زنی و میل مهار کوبی
- اشغال عرض کمتر تونل
- نگهداری مقاطع بزرگ بویژه مغارهای مرتفع که نگهداری آنها با هیچ یک از روش‌های نگهداری دیگر ممکن نیست.

از سوی دیگر دو ویژگی میل مهار و راک بولت، آنها را از سایر نگهداری‌ها متمایز می‌سازد[۱۰۳]:

- راک بولت و میل مهار و همچنین صفحه آنها، نیروی محصورکننده به دیواره تونل اعمال می‌کند که باعث ایجاد نیروی عکس العمل یکنواختی در زمین، در همان دیواره و در همان راستا می‌شود. اما در دیگر وسایل نگهداری این نیروی عکس العمل در دیواره مقابل ایجاد می‌شود.
- داخل شدن میله فولادی در زمین موجب افزایش مقاومت توده می‌شود (شبیه به عملکرد آرماتور در بتن مسلح).

شکل (۵-۸) نحوه استفاده از راک بولت را نشان می‌دهد.



شکل ۵-۸- استفاده از راک بولت جهت تحکیم سقف و دیواره تونل[۱۰۴]

معمولاً راک بولتها را بر حسب نوع عملکرد و روش نصب به دو نوع تقسیم می‌کنند:

۱. راک بولتها با مهار نقطه ای[۶۰]

۲. راک بولتها با مهار تمام طول یا تزریقی[۶۱]

انواع دیگری از راک بولتها نیز امروزه مورد استفاده هستند که برای شرایط خاصی طراحی می‌شوند. برای مثال می توان راک بولتهای تسلیمی[۶۲] را نام برد که در سنگهای ضعیف یا نرم کاربرد دارند.

- **راک بولتهای با مهار نقطه ای(پیچ تحت کشش)**

راک بولتهای با مهار نقطه‌ای از سه بخش تشکیل شده‌اند که عبارتند از:

---

۶۰ Point anchored
۶۱ Full length anchored
۶۲ Yieldable

الف- بخش انتهایی که باید در داخل سنگ گیردار شود.

ب- بخش بدنه که همان میله اصلی راک بولت است.

ج- بخش ابتدایی یا سر راک بولت که بوسیله پیچ و مهره در سطح سنگ تثبیت می‌گردد.

بر حسب نوع مکانیسم گیردار شدن انتهای راک بولت، این نوع راک بولت‌ها را می‌توان در سه گروه اصلی طبقه بندی نمود:

۱- راک بولت با انتهای شکافتنی[۶۳]

۲- راک بولت با انتهای پوسته منبسط شونده[۶۴]

۳- راک بولت با انتهای تزریقی[۶۵]

قطر بدنه راک بولتها متفاوت می‌باشد و معمولاً حدود ۱۶ تا ۲۵ میلیمتر ساخته می‌شود. سطح میله پیچ ممکن است صاف یا عاجدار باشد. تنش تسلیم پیچهای فولادی عامل اصلی طراحی و انتخاب تعداد و ابعاد آنها در یک پروژه می باشد. فولاد سازنده پیچها تنش تسلیمی بین ۲۰۰ تا ۵۰۰ مگاپاسکال(ASTM ۷۶) دارد.

- راک بولت‌ها با مهار تمام طول(تزریقی)

در لایه‌هایی که راک بولتها با مهار نقطه‌ای کارایی لازم را ندارند و یا از جابجاییهای مختصر به موازات لایه‌ها باید ممانعت به عمل آید از راک بولتهای با مهار تمام طول استفاده می‌شود. کاربرد این نوع راک بولتها در سالهای اخیر که رزین‌های سریعاً سفت شونده توسعه یافته اند، بشدت افزایش یافته بطوریکه حتی در محل‌هایی که کارهای عمرانی در آن قبلاً بسیار مشکل و یا غیر ممکن بوده امروز با استفاده از این نوع راک بولتها به آسانی انجام می‌گیرد.

عموماً راک بولت‌ها با مهار تمام طول از سه قسمت ذیل تشکیل شده اند:

الف- قسمت میله فولادی(ساقه)

ب- پلیت باربر و تزریقی که ممکن است سیمان یا رزین باشد(همین ماده تزریقی است که این راک بولتها را از راک بولتهای با مهار نقطه‌ای متفاوت می‌کند)

ج- جدار میله راک بولت که به صورت عاجدار است و انتهایی به شکل مخروطی یا تبری دارد که به سهولت وارد مواد تزریقی داخل چال می‌گردد.

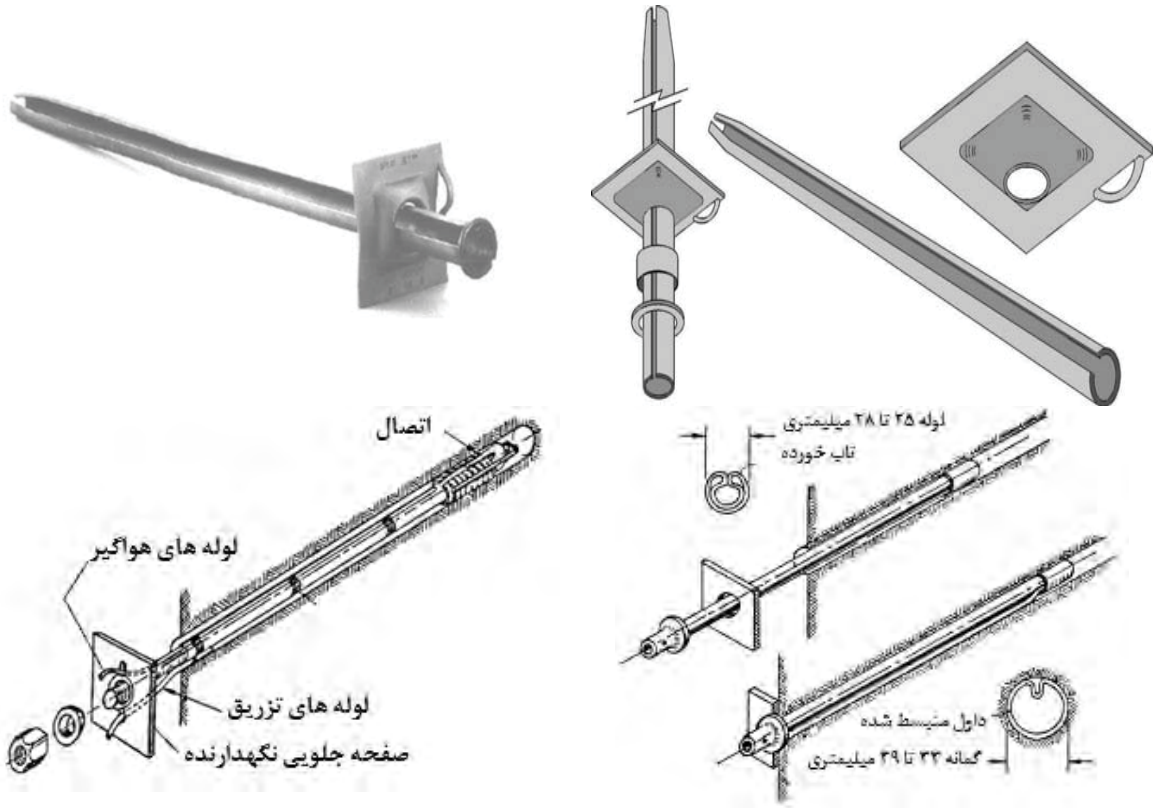
شکل (۵-۹) انواع مختلف راک بولت را نشان می‌دهد.

---

۶۳ Slot and wedge bolt or slotted bolt

۶۴Expansion shell

۶۵ Grouted anchorage



شکل ۵-۹- انواع مختلف راک بولت‌ها

۵-۲-۲-۲- شاتکریت

بتن یا ملاتی که توسط هوای فشرده بر روی سطح پاشیده می‌شود را شاتکریت می‌نامند.

وظیفه شاتکریت در تونل سازی این است که پوششی نیمه سخت را بلافاصله برروی سنگ یا خاک حفاری شده ایجاد کند. شاتکریت برای آنکه خوب به سطح سنگ بچسبد باید دارای مقاومت اولیه بالا، درجه بالای شکل پذیری و چقرمگی بوده و جلوی حرکت زمین را بگیرد. شاتکریت با قابلیتی که برای تحمل برش و لنگر داشته و با توجه به قدرت چسبندگی به سطح سنگ، از لغزش گوه‌های دارای امکان و استعداد ریزش جلوگیری می‌کند. شاتکریت همچنین می تواند مانند یک پوسته عمل کرده و بارهای شعاعی را تحمل کند[۲۲].

شاتکریت در زمین‌های نرم به عنوان محافظت کننده دیواره و سقف تونل از هوازدگی و تخریب تدریجی عمل می کند. بعلاوه شاتکریت در تونل‌هایی که نگهداری آنها با میل مهار انجام شده است، به عنوان مکمل نگهداری (همراه با توری سیمی) به کار گرفته می‌شود.

مصالح مورد استفاده در شاتکریت شامل سیمان، شن، ماسه، آب و احتمالاً مواد افزودنی و در بعضی شرایط نیز الیافهای فولادی یا پلاستیکی هستند. مواد افزودنی مورد استفاده در شاتکریت شامل زودگیرها، روان سازها و ضد یخ‌ها هستند.

شاتکریت در بعضی از زمین‌ها مثل مارن که در هوای آزاد قابلیت تورم و تورق دارند، می‌تواند بسیار مفید باشد و از هوازدگی آنها جلوگیری کند. اما اگر زمین آبدار باشد، شاتکریت کارایی چندانی نداشته و چسبندگی خوبی با زمین ایجاد نمی کند، علاوه بر این آبهای زیرزمینی معمولاً سولفاته هستند و سیمان را از بین می‌برند.

شکل (۵-۱۰) نحوه اجرای شاتکریت را نشان می‌دهد.
شاتکریت به دو روش شاتکریت با مخلوط خشک[۶۶] و شاتکریت با مخلوط تر[۶۷] اجرا می‌شود.

- شاتکریت با مخلوط خشک

در این روش مصالح بصورت خشک با یکدیگر مخلوط شده و در هنگام پاشیدن روی سطح کار توسط نازل[۶۸] آب اضافه می‌شود.

از این روش برای کارهای تعمیراتی، روکش و تعمیرات به ضخامت کمتر از ۱۰ Cm استفاده می‌شود و از طرفی بدلیل فقدان مصالح سنگی درشت دانه، از این روش برای کارهایی که مقاومت مکانیکی مطرح نباشد، استفاده می‌شود.

- شاتکریت با مخلوط تر

در این روش بتن با اسلمپ پایین به داخل پمپ شاتکریت ریخته می‌شود و پس از عبور لوله انتقال به سرنازل رسیده و از آنجا به سطح کار پاشیده می‌شود. از مخلوط تر در مکانهائی که مقاومت فشاری مورد نظر است، استفاده می‌شود و از طرفی در این روش امکان اجرای دیوار بتنی با ضخامت ۵۰Cm و ۲۰Cm برای سقف در یک مرحله امکان پذیر است. در جدول (۵-۱) دو روش شاتکریت با مخلوط خشک و شاتکریت با مخلوط تر را مقایسه می‌کند.

جدول (۵-۲) نحوه کاربرد شاتکریت در حفریات زیرزمینی، برای شرایط مختلف توده سنگ را نشان می‌دهد.

جدول ۵-۱- مقایسه دو روش شاتکریت با مخلوط خشک و شاتکریت با مخلوط تر

شاتکریت با مخلوط تر	شاتکریت با مخلوط خشک
هنگام پخش ریخت و پاش کمتر است گرد و غبار کمتر تولید می‌کند کنترل نسبت آب به سیمان عملی است سهولت بیشتر در کنترل کیفی مصالح بعلت یکسانی تولید مصالح در بتن و شاتکریت نحوه اجرای شاتکریت تر چندان به مهارت حساسیت ندارد، زیرا تنظیم آب بعهده اجراء کننده نمی باشد. مامور بتن پاش مستقیماً سرعت برخورد ذرات و دانه‌ها را کنترل می‌کند و به این ترتیب تراکم مخلوط با تنظیم جریان هوا در دهانه پخش، عملی می‌شود دستگاه به آسانی تمیز می‌شود هزینه نگهداری کمتر است.	با شرایط متغیر زمین انطباق بیشتری دارد، بویژه وقتی که با آب مواجه می شود. وسایل و دستگاههای مورد نیاز در مخلوط خشک نوعاً ارزانتر بوده و مجموعه بیشتری از وسائل در اختیار است. ماشین‌های مخلوط خشک نوعاً کوچکتر هستند و به این ترتیب قابلیت انطباق بیشتر در تونل‌هایی که با محدودیت فضا روبرو هستند، دارند. ممکن است به همه دانه‌ها آب نرسد و هیدراته نشده باقی بمانند. در محل کارگاه گرد و غبار ناشی از پراکنده شدن دانه سیمان زیاد است. بدلیل نچسبیدن ملات (بدلیل هیدراته نشدن) پرت کار زیاد است.

۶۶ Dry Mix Shotcrete
۶۷ Wet Mix Shotcrete
۶۸ Nozzle

جدول ۵-۲- نحوه کاربرد شاتکریت در حفریات زیرزمینی، برای شرایط مختلف توده سنگ[۲۲]

مشخصات توده سنگ	رفتار توده سنگ	ضروریات سیستم نگهداری	نحوه کاربرد شاتکریت
سنگ متراکم دگرگونی یا آذرین، شرایط تنش پایین	خرد نمی شود، ورقه ورقه نمی شود و نمی شکند.	لازم نیست	-
سنگ متراکم رسوبی، شرایط تنش کم	در اثر رطوبت ممکن است در شیلها، لای سنگها و یا سنگ‌های رسی فروپاشی صورت گیرد	آب‌بندی سطوح برای جلوگیری از فروپاشی	استفاده از شاتکریت ساده به ضخامت ۲۵ سانتیمتر در سطوح دائم هرچه سریعتر بعد از حفاری، در صورت لزوم تعمیر شاتکریت در اثر صدمات ناشی از آتشباری
سنگ متراکم با یک گسل پهن منفرد یا زون برشی	گسل ممکن است سست و قابل فرسایش باشد و باعث بروز مشکلات نگهداری در سنگ درزه دار مجاور شود.	نگهداری وآب بندی سطحی در اطراف مناطق سست ناشی از گسل یا زون برشی	برداشت مواد سست تا عمقی برابر با پهنای گسل یا ناحیه برشی و نصب میلگرد تا سنگ سالم جانبی، در صورت لزوم می‌توان برای نگهداری موقت ریزش سنگ از توری سیمی جوش خورده استفاده کرد. قسمتهای خالی را باید با شاتکریت ساده پر کرد. حداقل برابر عرض گوژ گسل باید شاتکریت تقویت شده با الیاف فولادی را بطور عرضی بکار برد.
سنگ متراکم دگرگونی یا آذرین، شرایط تنش بالا	خرد شدن و لایه لایه شدن سطحی و امکان خطر ناشی از ترکش سنگ	حفظ سنگ شکسته و کنترل تورم یا انبساط توده سنگ	استفاده از یک لایه شاتکریت به ضخامت ۵۰ میلیمتر بر روی توری سیمی جوش خورده که به صفحات اتصال راک بولت وصل شده است، یا کاربرد شاتکریت تقویت شده با الیاف فولادی به ضخامت ۵۰ میلیمتر بر روی سنگ و نصب راک بولت با صفحات اتصال، سپس اجرای لایه دوم شاتکریت به صفحات ۲۵ میلیمتر، ادامه استفاده از شاتکریت تا پایین دیواره‌های جانبی در موارد لزوم
سنگ متراکم رسوبی، شرایط تنش بالا	خرد شدن و پوسته پوسته سطحی و امکان فشارندگی در شیل‌ها وسنگهای نرم	حفظ سنگ شکسته و کنترل فشارندگی	اجرای یک لایه ۷۵ میلیمتری شاتکریت مسلح به الیاف فولادی که مستقیماً بر روی سنگ تمیز پاشیده می‌شود. گاه استفاده از راک بولت یا داول نیز برای نگهداری کاملتر لازم است.
سنگ دگرگونی یا آذرین با تعداد کمی درزه‌های فاصله دار، شرایط تنش پایین	امکان ریزش یا لغزش گوه‌ها یا بلوکها در اثر نیروی وزن	تامین نگهداری علاوه بر راک بولت و یا کابل‌های مهاری موجود	استفاده از شاتکریت مسلح به الیاف فولادی به ضخامت ۵۰ میلیمتری بر روی سطوح سنگ در نقاطی که درزه‌ها رخنمون دارند.
سنگ رسوبی با تعداد معدودی صفحات لایه بندی یا درزه‌های فاصله دار، شرایط تنش پایین	امکان ریزش یا لغزش گوه‌ها یا بلوکهای سنگی در اثر وزن وجود دارد.. رخنمون سطوح ممکن است به سرعت تخریب شود.	تامین نگهداری علاوه بر راک بولتها یا کابل‌های مهاری موجود، آببندی رخنمون سطوح لایه بندی ضعیف	استفاده از شاتکریت مسلح به الیاف فولادی به ضخامت ۵۰ میلیمتری بر روی سطوح ستگ که در آن ناپیوستگی مشخص است، با توجه خاص به آثار سطوح لایه بندی
سنگ دگرگونی یا سنگ آذرین درزه دار، شرایط تنش بالا	ترکیب شکست‌های ساختاری و تنشی پیرامون محدوده تونل	حفظ سنگ شکسته و کنترل انبساط توده سنگ	استفاده از شاتکریت ساده به ضخامت ۷۵ میلیمتر بر روی توری فلزی جوش خورده که به صفحات اتصال راک بولت‌ها متصل شده است یا استفاده از شاتکریت تقویت شده با الیاف فولادی به ضخامت ۷۵ میلیمتر بر روی سنگ، نصب راک بولت با صفحات اتصال و سپس اجرای لایهٔ دوم شاتکریت به ضخامت ۲۵ میلیمتر، در جایی که تمرکز تنش بالا است، ممکن است لایه‌های شاتکریت ضخیم تری مورد نیاز باشد.
سنگ سست لایه لایه و درزه دار رسوبی، شرایط تنش بالا	پوسته پوسته شدن، خرد شدن و احتمال فشارندگی	کنترل فشارندگی و شکستگی توده سنگ	اجرای هر چه سریع‌تر شاتکریت مسلح به الیاف فولادی به ضخامت ۷۵ میلیمتر بر روی سطوح تمیز سنگ، نصب راک بولت همراه با صفحهٔ اتصال از میان شاتکریت، اجرای لایه دوم شاتکریت به ضخامت ۷۵ میلیمتر
سنگ دگرگونی یا آذرین، درزه‌های زیاد، شرایط تنش پایین	ریزش گوه و بلوک‌های کوچک ناشی از برخورد صفحات درزه	جلوگیری از ریزش پیشرونده	اجرای شاتکریت مسلح به الیاف فولادی به ضخامت ۵۰ میلیمتر بر روی سطوح تمیز سنگ در سقف تونل، ممکن است برای نگهداری کامل‌تر بلوک‌های بزرگ، نصب راک بولت یا داول نیز ضرورت یابد.
سنگ رسوبی لایه لایه و یا با درزهٔ زیاد، شرایط تنش پایین	جدایش لایه‌ها در حفریات زیرزمینی با دهنهٔ بزرگ و ریزش در امتداد لایه بندی در جبهه کارهای شیبدار	کنترل جدایش لایه و ریزش	برای کنترل جدایش لایه‌ها باید از راک بولت و داول استفاده کرد. اجرای شاتکریت مسلح به الیاف فولادی به ضخامت ۷۵ میلیمتر بر روی آثار صفحات لایه بندی قبل از نصب راک بولت
سنگ‌های بسیار پر درزه دگرگونی یا آذرین، کنگلومرا یا آکنده‌های سیمانی شده، شرایط تنش بالا	فشارندگی و جریان پلاستیک توده سنگ در اطراف فضای زیرزمینی	کنترل شکستگی و انبساط توده سنگ	اجرای هر چه سریع تر شاتکریت مسلح به الیاف فولادی به ضخامت ۱۰۰ میلیمتر و نصب راک بولت همراه با صفحهٔ اتصال از میان شاتکریت، اجرای لایهٔ دوم شاتکریت اضافی به ضخامت ۵۰ میلیمتر در موارد ضروری، در صورت لزوم، سیستم نگهداری تا پایین دیواره‌های جانبی ادامه یابد.

- شاتکریت الیافی

به علت اینکه شاتکریت غیرمسلح یک ماده شکننده ودارای مقاومت کششی خیلی کمی می‌باشد، باید دربرابر تنشهای وارده تقویت گردد که به این منظور امروزه از توری سیمی (مش) یاالیاف مصنوعی جهت تقویت آن استفاده می‌شود. در شاتکریت الیافی از سیلیکافوم که در مخلوط سیمان و یا از فیبرهای فولادی یا شیشه ای که به مخلوط شاتکریت اضافه می‌شود، استفاده می‌گردد.

۵-۲-۲-۳-توریهای سیمی (مش)

با استفاده از توریهای سیمی، قطعاتی را که امکان نگهداری آنها توسط میل مهار وجود ندارد و یا لق و جدا شده هستند را می‌توان در جای خود نگهداشت. همچنین از توری‌های سیمی بصورت ترکیبی با شاتکریت نیز می‌توان استفاده نمود.

توریهای سیمی به دو صورت مختلف می‌باشد[۱۰۳]:

- توریهای بافته شده که بسیار انعطاف پذیر و قابل حمل بوده و به راحتی روی سقف یا دیواره تونل نصب می‌شوند و شکل ناهمواریهای زمین را به خود می‌گیرند.
- توریهای جوش شده شامل دو رشته میلگرد نازک عمود بر هم که محل اتصال آنها به هم جوش شده و به همین دلیل بسیار صلب تر از توریهای بافته شده هستند.

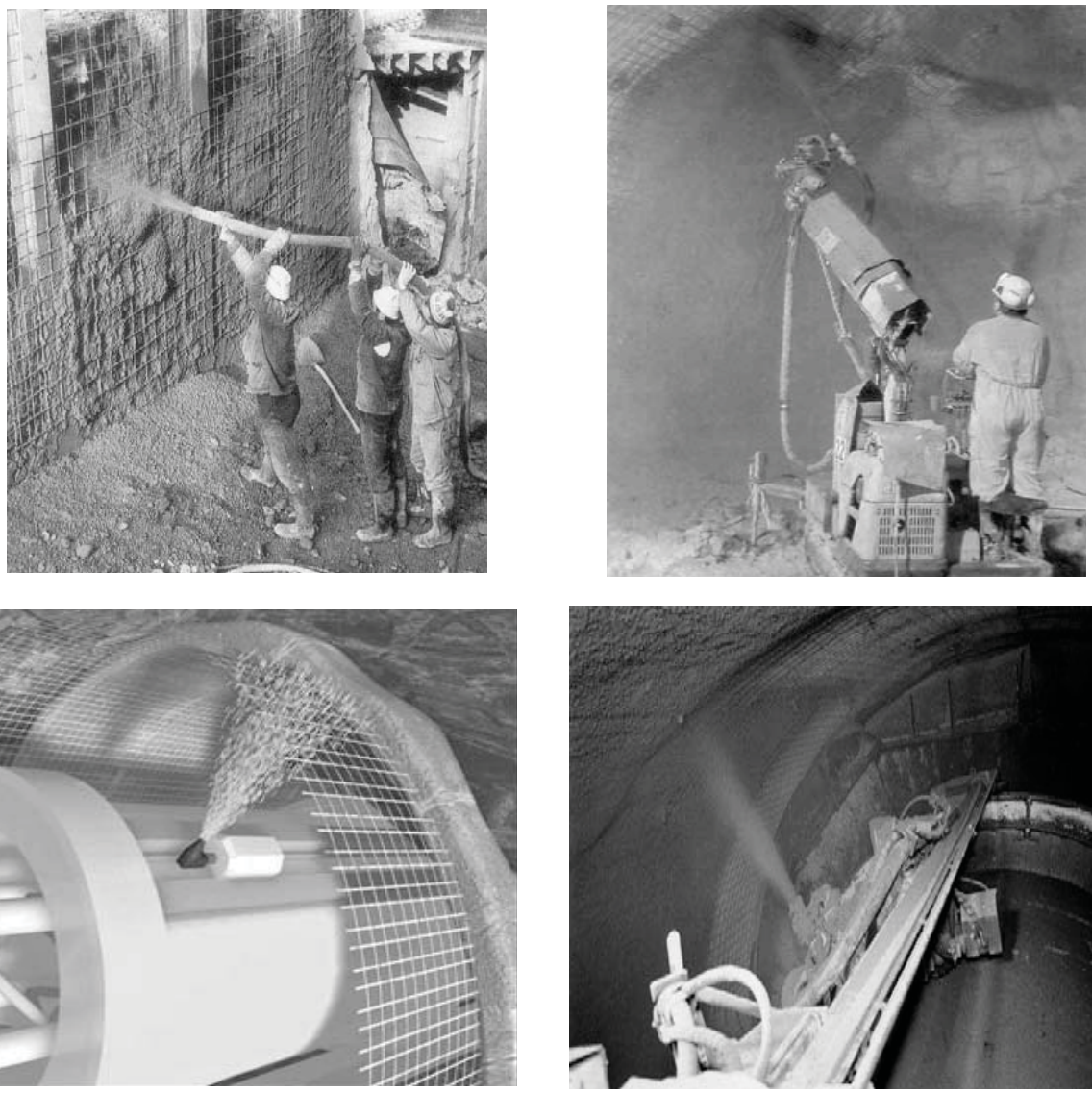
شکل (۵-۱۱) یک نمونه توری سیمی و نحوه نصب آن در حفاری با TBM را نشان می‌دهد.

۵-۲-۲-۴- قابهای فلزی

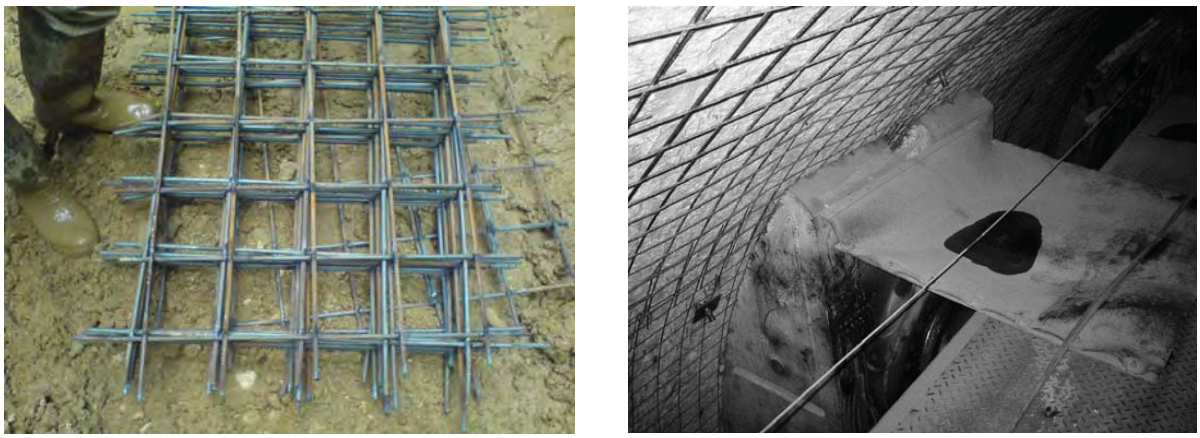
قابهای فلزی معمولاً از پروفیل‌های صاف یا خم شده I یا H که با پیچ به هم متصل شده‌اند و به شکل‌هایی مانند قوس دایروی یا خمیده با پایه‌های مستقیم عمودی یا به شکل نعل اسبی با پایه‌های خمیده و بعضی اوقات با کف بندی‌های صاف یا خمیده ساخته می‌شوند. قابهای فلزی تمام دایروی و پروفیل‌هایی با مقاطع دیگر نیز هنوز استفاده می‌شوند.

از قابهای فلزی جهت اعمال فشار محصورکننده یکنواخت به جداره تونل استفاده می‌شود. در ضمن قابهای فلزی به دلیل قابلیت تحمل تغییر شکلهای زیاد قبل از گسیختگی، قادرند تا شرایط نامساعد احتمالی را نشان دهند تا اجرا کنندگان در این فاصله بتوانند تمهیدات لازم را به موقع به کار گیرند[۲۲].

قابهای فلزی معمولاً به منظور نگهداری پرتال‌ها، تقاطع‌ها، اتاقک شروع حفاری TBM و همچنین در سنگهای سست که به روش چالزنی و آتشباری حفاری می‌شوند، به کار می‌روند. قابهای فلزی در زمینهای سستی که توسط TBM حفاری می‌شوند و نیاز به یک تکیه گاه و صفحه باربر برای پیشروی TBM است، نیز به کار می‌روند. قطعات و گوه‌های چوبی به طور سنتی برای پرکردن فضای بین قاب و سنگ، با فشار بین این دو، قرار داده می‌شوند. قطعات چوبی را که برای نگهداری تونل ضروری نیستند قبل از اجرای سیستم نگهداری ثانویه (پوشش داخلی) از محل خارج می کنند. اخیراً برای پرکردن از بلوک‌های بتنی یا فولادی استفاده می‌شود. کار با این روش بسیار سخت تر است و روش انعطاف پذیرتر استفاده از کیسه‌هایی است که بتن به درون آنها پمپ می‌شود. این کیسه‌ها به شکل سنگ حفاری شده در می‌آیند و سطح تماس محکمی را با سنگ شکل می‌دهند[۲۲].



شکل۵-۱۰- اشکال مختلف نحوه اجرای شاتکریت[۱۰۴]



شکل ۵-۱۱- توری سیمی و نحوه نصب آن در حفاری با TBM [۱۰۴]

شاتکریت نیز به عنوان مواد پرکننده به کار می‌رود. وقتی شاتکریت به خوبی اجراشده و فضای بین قاب و سنگ را پر کند، با توجه به ایجاد نیروی عکس العمل یکنواخت بین سنگ و سامانه نگهداری، از سایر روش‌های پرکردن قوی تر می باشد. برای ایجاد عکس العمل مناسب باید دقت و مراقبت لازم به عمل آید تا فضای خالی پشت هر قاب پرشده باشد.

شکل (۵-۱۲) نحوه اجرای سیستم نگهداری اولیه بصورت ترکیبی از قاب فلزی، شاتکریت و مش را نشان می دهد[۲۲].

۵-۲-۲-۵- تیرهای مشبک (لتیس گریدرهای)

تیرهای مشبک یا لتیس گریدرها با ظرفیت تحمل یکسان با قاب‌های فولادی، از وزن کمتری نسبت به آنها برخوردارند و حمل ونصب آنها نیز آسانتر است. فضاهای باز بین خرپای آنها به شاتکریت اجازه می‌دهد که همه جا را بپوشاند و فضایی خالی پشت آنها باقی نگذارند و لذا یک سازه مرکب به وجود می‌آید. آنها همچنین بصورت ترکیبی همراه با انواع مهارها، و توری‌های سیمی به عنوان سیستم نگهداری ترکیبی به کار می‌روند[۲۲].

شکل (۵-۱۳) تیرهای مشبک و نصب آنها را نشان می‌دهد.

شکل (۵-۱۴) مراحل اجرای سیستم نگهداری اولیه بصورت ترکیبی از توری سیمی، تیرهای مشبک و شاتکریت را نشان می‌دهد.

۵-۲-۳- سیستم نگهداری ثانویه تونلها (پوشش داخلی)

سیستم نگهداری ثانویه یا پوشش داخلی تونلها یک سیستم سازه‌ای می‌باشد که بعد از اتمام حفاری تونل برای نگهداری زمین، باز نگهداشتن تونل، محدود کردن جریان آب به داخل تونل، نگهداری متعلقات و ایجاد سطح نهایی و داخلی تونل مورد استفاده قرار میگیرد. انواع پوشش داخلی تونلها عبارتند از:

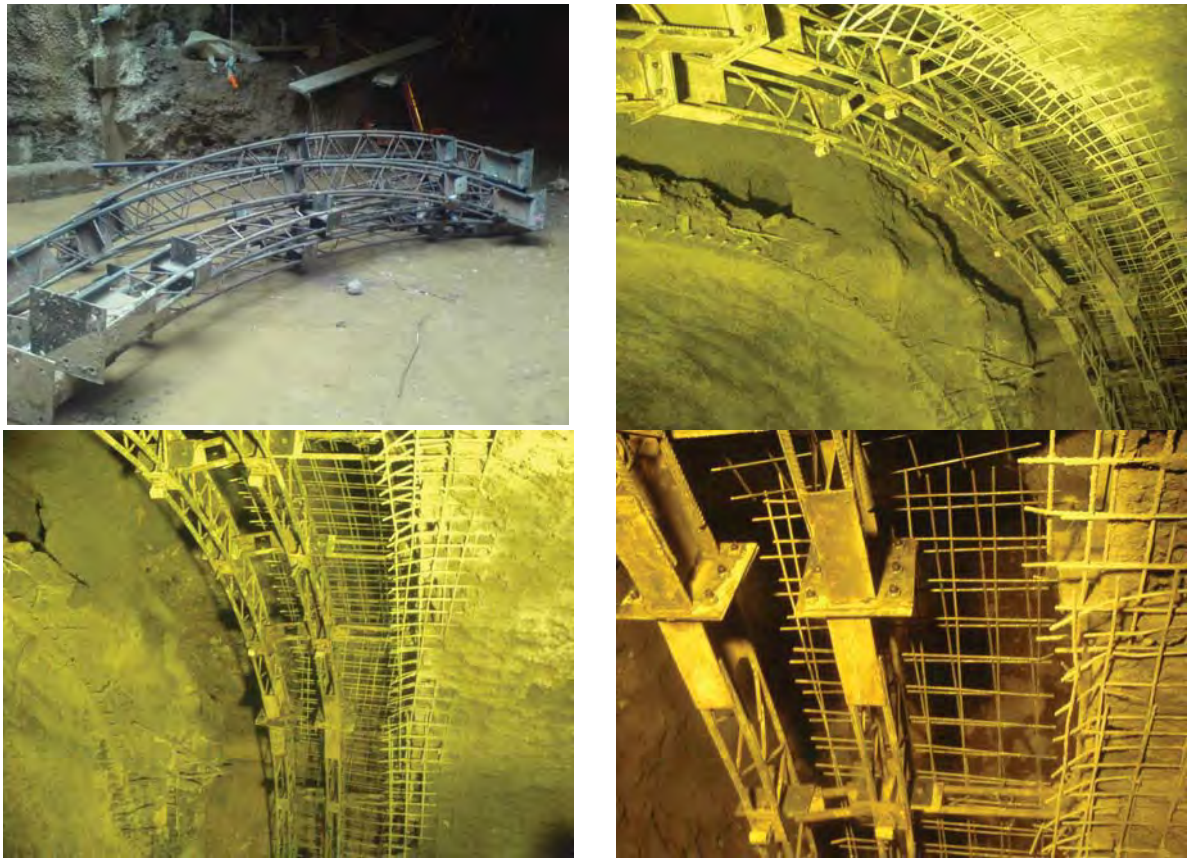
بتن برجا

قطعات پیش ساخته بتنی

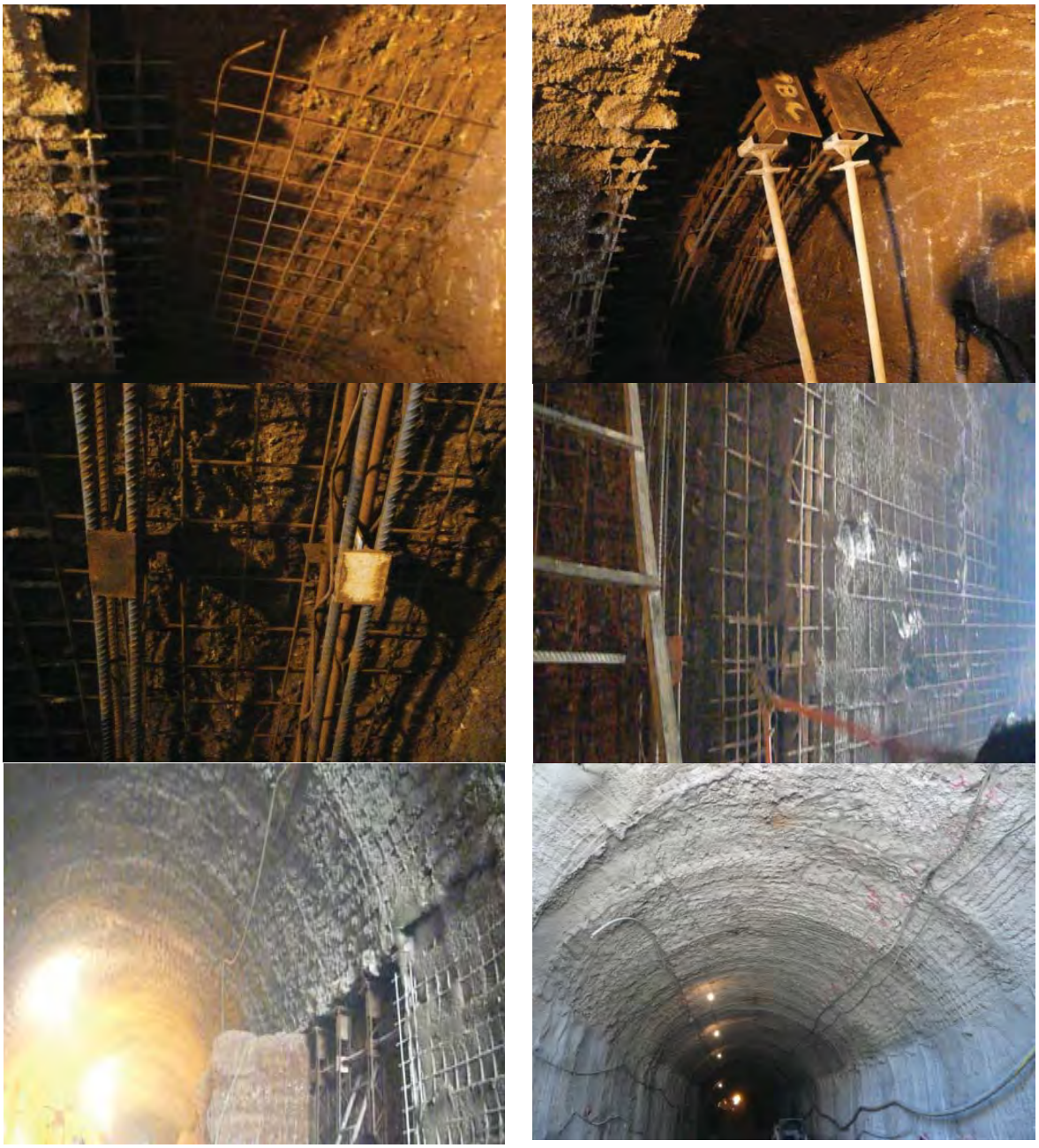
صفحات فلزی (فولادی و چدنی)



شکل ۵-۱۲- نحوه اجرای سیستم نگهداری اولیه بصورت ترکیبی از قاب فلزی، شاتکریت و مش



شکل ۵-۱۳- تیرهای مشبک و نصب آنها



شکل ۵-۱۴- مراحل اجرای سیستم نگهداری اولیه یک تونل بصورت ترکیبی از توری سیمی، تیرهای مشبک و شاتکریت

۵-۲-۳-۱- پوشش داخلی بتن برجا

پوشش داخلی بتن برجا تونل معمولاً پس از اتمام حفاری و نصب سیستم نگهداری اولیه، اجرا می‌شود. بتن برجا در تونل‌های حفاری شده در زمین نرم تا سنگهای سخت مورد استفاده قرار می‌گیرد و می‌توان به دو صورت بتن مسلح و بتن معمولی اجرا گردد. بتن برجا می‌تواند به هر شکلی با توجه به روش حفاری و شرایط زمین در داخل تونل ساخته شود.

خصوصیات بتن برجا را می‌توان بصورت زیر نام برد[۱۰۵]:

- مناسب برای استفاده با هر نوع روش حفاری و روش نصب سیستم نگهداری اولیه
- اختلاف موجود در حفاری مثل اضافه حفاری را تصحیح می‌کند.
- به هر شکل می‌تواند ساخته شود.
- یک فونداسیون سالم و دقیق را برای اتمام تونل آماده می‌کند.
- یک سازه پایدار و مطمئن را ایجاد می‌کند.

معایبی که در روش بتن برجا وجود دارد شامل موارد زیر می‌باشد[۱۰۵]:

- جاسازی بتن، مخصوصاً در کنار آرماتورها مشکل می‌باشد. خصوصیات ذاتی نگهداری با بتن برجا این است که امکان ویبره کردن بتن در داخل قالب محدود می‌باشد. این پدیده باعث می‌شود که بتن در اطراف آرماتور بصورت کامل تحکیم نشود.
- آرماتورهایی که مورد استفاده قرار می‌گیرند عمدتاً تحت خورندگی قرار دارند که این باعث کاهش مقاومت پوشش نگهداری بتنی می‌شود. این یک معضل معمول در تمامی نگهداری‌های بتنی می‌باشد بهر حال این مسئله در سازه‌های زیر زمینی بیشتر اتفاق می‌افتد چون نفوذ آب زیرزمینی باعث افزایش سرعت تخریب آرماتور می‌شود.
- ایجاد ترک در پوشش نگهداری باعث نفوذ آب به داخل آن شده و این امر باعث کاهش عمر آن می‌شود.
- حملات شیمیایی در بعضی از خاکها باعث کاهش عمر پوشش نگهداری می‌شود.
- برای ساخت این نوع سیستم نگهداری نیاز به یک عملیات ثانویه بعد از حفر تونل می‌باشد.

شکل(۵-۱۵) نماهایی از پوشش داخلی بتن برجا تونل را نشان می‌دهد.

۵-۲-۳-۲- قطعات پیش ساخته بتنی (سگمنت)

قطعات پیش ساخته بتنی یا سگمنت بصورت قوس‌هایی از یک دایره ساخته می‌شوند و در داخل سپر ماشین حفار با اتصال چندین سگمنت محیط تونل پوشانده خواهد شد که اصطلاحاً به آن رینگ گفته می‌شود.

در تونلسازی با استفاده از ماشین حفار برای محافظت کارگران و تجهیزات در مقابل ریزش‌ها در حین حفاری تونل و اندرکنش بی عیب و نقص برای جلوراندن ماشین حفاری به طرف جلو و همچنین پایداری تونل در طول عمر بهره برداری، بهترین انتخاب، استفاده از سگمنت در میان سایر سیستم‌های نگهداری می‌باشد. سگمنت‌ها به سرعت در انتهای سپر قابل نصب بوده و یک پروسه تقریباً پیوسته در تونلسازی را فراهم می‌کند. همچنین از هر گونه رخنمون سنگی در تاج و دیواره‌های تونل اجتناب می‌شود. از مزیت‌هایی که برای این نوع سیستم نگهداری می‌توان ذکر کرد عبارتند از:

- دارای کیفیت خیلی بالایی است.
- وقتی که رینگ از دنباله سپر خارج می‌شود دارای مقاومت نهایی بوده و توانایی تحمل بار آن زیاد می‌باشد.
- نشت از سیستم نگهداری به آسانی قابل تشخیص بوده و کار تعمیر آن بر حسب نوع مورد امکان پذیر است.



شکل ۵-۱۵- الف- نماهای بیرونی از پوشش داخلی بتن برجا تونل[۱۰۵]



شکل ۵-۱۵-ب- نماهای داخلی از پوشش داخلی بتن برجا تونل [۱۰۵]

کنترل کیفیت سگمنت‌ها خیلی آسان می‌باشد زیرا در محیط خارج از تونل و با استفاده از استانداردهای مشخصی ساخته می‌شود. اشکال عمده سگمنت هزینه مواد مورد استفاده در ساخت آن می‌باشد. البته این هزینه می‌تواند از طریق نصب سریع و عدم تاخیر در تونل کاری جبران شود[۱۰۵].

موادی که برای ساخت یک رینگ سگمنتی مورد استفاده قرار می‌گیرد شامل بتن، فولاد(آرماتور)، فیبرهای فولادی، بولت‌های اتصالی(ساخته شده از فولاد) و درزگیر برای آببند کردن می‌باشد.

سگمنت‌ها بسیاری از شرایط محیطی و ساخت را براورده می‌کند، به عنوان مثال برای موارد زیر مورد استفاده قرار می‌گیرد:

- برای نگهداری فوری(به خصوص در زمین‌های ناپایدار)
- برای کنترل جابجایی زمین که در اثر حفاری ایجاد می‌شود
- برای جلوگیری از نفوذ آب زیرزمینی
- ایجاد تکیه گاه برای پیشروی دستگاه
- عدم نیاز به نصب سیستم نگهداری اولیه

شکل (۵-۱۶) یک نمونه پوشش داخلی سگمنتی را نشان می‌دهد.
شکل (۵-۱۷) و (۵-۱۸) اجزاء مختلف پوشش داخلی سگمنتی را نشان می‌دهد.



شکل ۵-۱۶- تونل با پوشش نگهداری سگمنتی[۱۰۵]

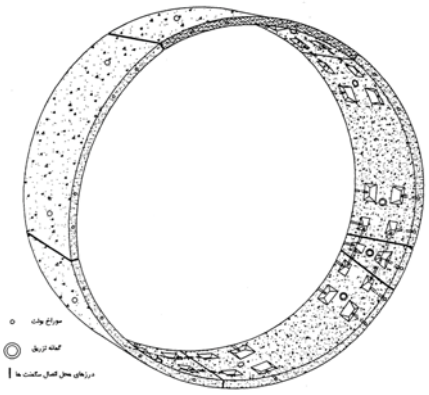
۵-۲-۳-۳-صفحات فلزی (فولادی و چدنی)

صفحات فلزی که برای سیستم نگهداری ثانویه مورد استفاده قرار می‌گیرند از قطعات پیش ساخته‌ای تشکیل شده‌اند که جنس آنها به جای بتن، فولاد یا چدن می‌باشد و همانند سیستم نگهداری سگمنتی بتنی در داخل سپر ماشین حفار به صورت یک رینگ به هم متصل می‌شوند.

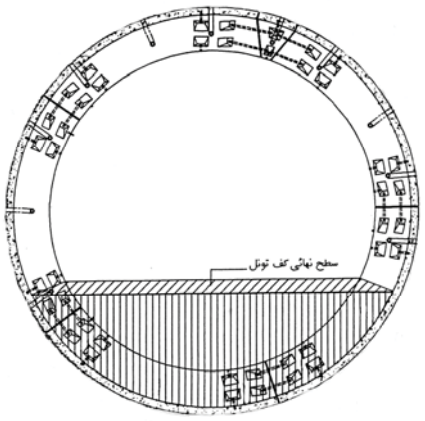
با ایجاد پوشش نگهداری سگمنتی بتنی، امروزه از صفحات فلزی کمتر استفاده می‌شود[۱۰۵].

شکل (۵-۱۹) استفاده از صفحات فلزی در پوشش نگهداری تونل متروی بالتیمور[۶۹] را نشان می‌دهد.

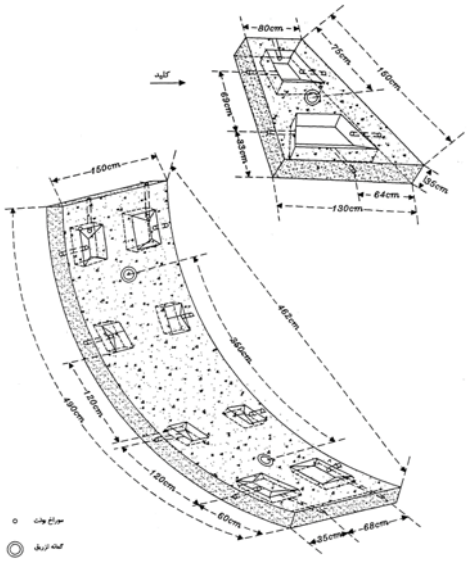
۶۹ Baltimore



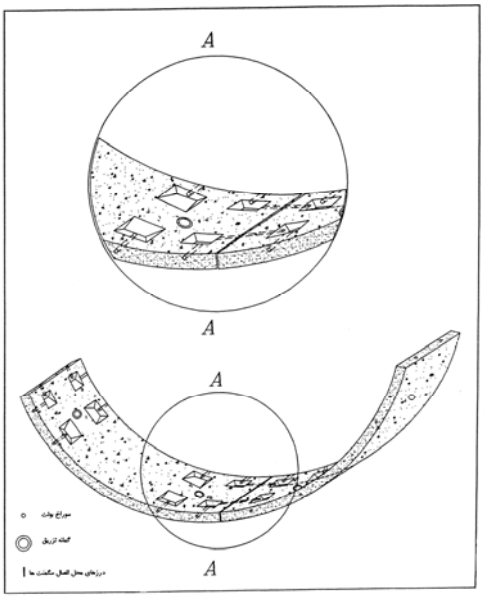
الف- نمای سه بعدی از یک رینگ سگمنتی (۱+۵)



الف- نمای دو بعدی از یک رینگ سگمنتی (۱+۵)

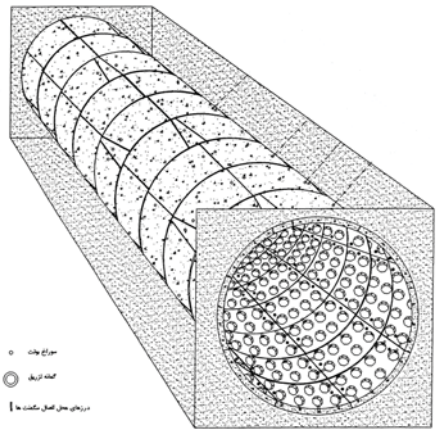


ج- نمایی از یک قطعه سگمنت و یک کلید سگمنتی



د- نمایی از محل اتصال دو قطعه سگمنتی

شکل ۵-۱۷- اجزاء مختلف پوشش نگهداری سگمنتی



شکل ۵-۱۸- نمای شماتیک از تونل با پوشش نگهداری سگمنتی



شکل ۵-۱۹- استفاده از صفحات فلزی در پوشش نگهداری تونل متروی بالتیمور [۱۰۵]

فصل ششم

تحلیل پایداری تونل‌ها

با استفاده از روش‌های تجربی

۶-۱- کلیات

در این فصل به تشریح سیستمهای طبقه بندی توده سنگ و کاربرد آنها در طراحی سیستم نگهداری اولیه و ثانویه (پوشش داخلی) تونلها پرداخته می‌شود.

آگاهی از این سیستمهای طبقه بندی از چند جهت حائز اهمیت می‌باشد. اولاً یکی از روشهای طراحی سیستمهای نگهداری تونلها، روشهای تجربی (سیستمهای طبقه بندی توده سنگ) محسوب می‌شوند. ثانیاً یکی از روشهای تخمین بار سنگ (که از مهمترین بارهای وارده بر پوشش داخلی تونل است)، استفاده از سیستمهای طبقه بندی توده سنگ می باشد. ضمناً از نتایج بدست آمده از برخی سیستمهای طبقه بندی برای تخمین یا محاسبه مقاومت توده سنگ نیز استفاده می‌شود. برای مثال با آگاهی از مقدار شاخص مقاومت زمین شناسی (GSI)[۷۰] و با استفاده از معیار شکست هوک و براون می‌توان پارامترهای مقاومتی و تغییر شکل پذیری توده سنگ را استخراج نموده و از آن برای طراحی و تحلیل پایداری تونلها استفاده کرد.

البته این سیستمهای طبقه بندی نواقص و معایبی نیز دارند بطوریکه یک عدد بتنهایی نمی تواند آنیزوتروپی، رفتار وابسته به زمان و یا مکانیزم شکست یک توده سنگ را توصیف کند [۱۰۶ و ۱۰۷].

سیستمهای طبقه بندی توده سنگ خصوصاً در مراحل اولیه پروژه که با کمبود اطلاعات دقیق وکافی مواجه می شود، اهمیت بیشتری پیدا می‌کنند. سینگ و گول (۱۹۹۹) مزایای زیر را برای سیستمهای کمّی طبقه بندی توده سنگ بر شمرده‌اند [۱۰۸]:

- سیستمهای طبقه بندی ارتباط بهتری بین زمین شناسان، طراحان، پیمانکاران و مهندسان برقرار کرده و بعبارت دیگر زبان مشترک آنها میباشد.
- تجارب، مشاهدات و قضاوتهای مهندسین از ابزارهای ارزشمندی هستند که به بهره گیری از طبقه بندی مهندسی سنگ‌ها می‌توانند مثمرالثمر واقع شوند.
- مهندسان ترجیح می‌دهند از اعداد بجای توصیفها استفاده کنند، بعبارت دیگر خروجی کار مهندسین اعداد و ارقام می‌باشند.
- با استفاده از طبقه بندی توده سنگ‌ها می‌توان اطلاعات را سازماندهی کرد.

در قرون گذشته سیستم نگهداری بصورت تجربی انتخاب می‌شد. معدنکاران و تونلسازان بر اساس تجربه، قاب چوبی مورد نیاز را برآورد کرده و در صورت شکست، قاب قوی تری را جایگزین می‌کردند. برای اولین بار ترزاقی (۱۹۴۶)، دستورالعمل انتخاب سیستم نگهداری را به صورت طبقه بندی تجربی ارائه و منتشر کرد[۴۵]. متعاقباً توسعه RQD به عنوان وسیله‌ای برای توصیف کیفیت توده سنگ منجر به ارائه رابطه‌ای بین RQD و بارسنگ ترزاقی گردید. ضمناً RQD جزیی از سیستمهای طبقه بندیهای Q و RMR بود که بعدها توسعه داده شدند [۲۲].

سیستمهای گوناگونی برای طبقه بندی توده سنگ توسعه داده شده که در جدول (۶-۱) به مهمترین آنها که در فضاهای زیرزمینی کاربرد دارند اشاره می‌گردد. شاید به جرات بتوان گفت طبقه بندیهای Q و RMR مهمترین و پرکاربردترین سیستمهای طبقه بندی توده سنگ در فضاهای زیرزمینی هستند.

۷۰-Geological Strength Index (GSI)

جدول ۶-۱- سیستمهای اصلی طبقه بندی توده سنگ در فضاهای زیرزمینی [۱۱۰]

نام طبقه بندی	مبدع و اولین ویرایش	کشور مبدا	کاربرد	توضیحات
تئوری بار سنگ	ترزاقی (۱۹۴۶)	آمریکا	تونلهای با نگهداری فولادی	نامناسب برای تونلسازی مدرن
زمان خود ایستایی	لوفر و استینی(۱۹۵۸)	اتریش	تونلسازی	محافظه کارانه
NATM [۷۱]	رابکویچ (۱۹۷۵- ۱۹۶۵ - ۱۹۶۴)	اتریش	تونلسازی در زمینهای نامناسب و پرتنش	استفاده در زمینهای مچاله شونده
RQD	دیر و همکاران (۱۹۶۶)	آمریکا	مغزه گیری و تونلسازی	حساس به تاثیر جهت
RSR [۷۲]	ویکهام و همکاران (۱۹۷۲)	آمریکا	تونلهای با نگهداری فولادی	غیر مفید برای استفاده با شاتکریت مسلح به فیبر فولادی
RMR	بنیاویسکی (۱۹۷۴)	آفریقای جنوبی	تونلها، معادن، شیبها و ...	
Q	بارتون و همکاران (۱۹۷۴)	نروژ	تونلها و مغارهای بزرگ	
BGD [۷۳]	ISRM (۱۹۸۱)		استفاده‌های عمومی	
GSI	هوک و همکاران (۱۹۹۵)		تونلها و معادن	
عدد توده سنگ (N)	گول و همکاران (۱۹۹۵)	هند		سیستم Q بدون تنش
شاخص توده سنگ (RMi)	پالمستروم (۱۹۹۵)	نروژ		

بنا بر نظر هوک (۲۰۰۷)، از آنجا که سیستمهای طبقه بندی مختلف به پارامترهای گوناگونی توجه می‌کنند توصیه می‌گردد که حداقل از ۲ سیستم متفاوت برای طبقه بندی یک توده سنگ استفاده گردد [۱۰۹].

پارامترهای لازم در بیشتر طبقه بندیهای موجود در جدول (۶-۲) ارائه شده است. چنانکه ملاحظه می‌شود متداولترین پارامترها در غالب طبقه بندیها عبارتند از: مقاومت سنگ بکر، مقاومت درزه‌ها، فاصله داری درزه‌ها و شرایط آبهای زیرزمینی. نکته مهمی که در برداشت ناپیوستگیها وجود دارد این است که تنها ناپیوستگیهای طبیعی با منشا زمین شناسی و ژئومورفولوژیکی باید در نظر گرفته شوند و درزه‌هائیکه در اثر عملیات حفاری و انفجار بوجود می‌آیند را باید تمیز داد [۱۰۶].

با توجه به توضیحات فوق و با عنایت به نیاز این پروژه، در ادامه مفصلاً به تشریح طبقه بندیهای ترزاقی، RQD، RMR، Q و GSI پرداخته شده و کاربردهای آنها بطور عملی تشریح خواهد شد. برای آگاهی از جزییات سایر طبقه بندیهای توده سنگ، علاقمندان می‌توانند به منابع ذکر شده مراجعه نمایند.

۶-۲- تئوری بار سنگ ترزاقی

این تئوری احتمالاً اولین طبقه بندی موفق توده سنگ در فضاهای زیرزمینی می‌باشد. بنا بر نظر ترزاقی (۱۹۴۶)، بار سنگ (H_p)، ارتفاع ناحیه سست شده در بالای سقف تونل است که به قابهای فولادی وارد می‌شود (شکل ۶-۱). این

۷۱ New Austrian Tunnelling Method (NATM)
۷۲ Rock Structure Rating (RSR)
۷۳ Basic Geotechnical Description (BGD)

ارتفاع معادل مضربی از عرض یا مجموع عرض و ارتفاع تونل می‌باشد. ترزاقی با در نظر گرفتن ناپیوستگی‌های ساختاری توده سنگ، آنها را بطور کیفی به ۹ کلاس مطابق جدول (۶-۳) طبقه بندی کرد[۴۵].

ترزاقی با استفاده از نتایج بدست آمده از یک تونل راه به عرض ۵/۵ متر که توسط قابهای فولادی نگهداری می‌شد مقدار بار سنگ (H_p) را بر حسب عرض تونل (B) و ارتفاع تونل (H_t)، مطابق جدول (۶-۴) در ۹ کلاس زمین شناسی پیشنهاد کرد.ترزاقی رابطه زیر را بمنظور محاسبه فشار وارد بر نگهداری قائم با استفاده از مقدار بار سنگ پیشنهاد داد:

$$P_V = \gamma . H_P$$

در این رابطه:

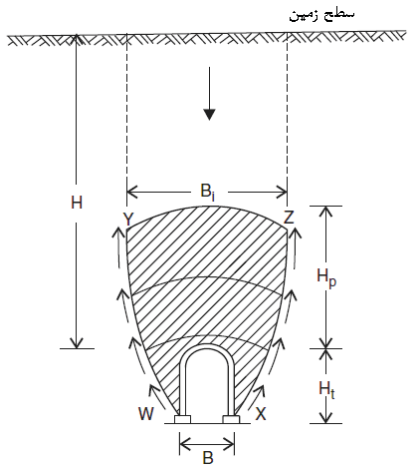
P_V = فشار وارد بر نگهداری قائم

γ = دانسیته توده سنگ

H_P = ارتفاع روباره سست شده در بالای سقف تونل (شکل ۶-۱)

جدول ۶-۲- پارامترهای موثر در برخی طبقه بندیهای توده سنگ [۱۰۶]

پارامترها	RQD	RSR	RMR	Q	GSI	N	RMi
ابعاد بلوک	–	–	–	–	–	–	❋
تعداد دسته درزه‌ها	–	–	–	❋	–	❋	❋
طول درزه‌ها	–	–	–	–	–	–	❋
فاصله داری درزه‌ها	❋	❋	❋	❋	❋	❋	❋
مقاومت درزه‌ها	–	❋	❋	❋	❋	❋	❋
نوع سنگ	–	❋	–	–	–	–	–
وضعیت تنش	–	–	–	❋	–	–	–
شرایط آبهای زیرزمینی	–	❋	❋	❋	–	❋	–
مقاومت نمونه سنگ بکر	–	–	❋	❋	❋	❋	❋
آسیبهای ناشی از انفجار	–	–	–	–	❋	–	–



شکل ۶-۱- مفهوم بار سنگ در تونلها [۴۵]

جدول ۶-۳- طبقه بندی کلاسهای سنگی مختلف بر اساس تئوری بار سنگ ترزاقی [۱۱۱]

کلاس سنگ	نوع سنگ	توضیحات
I	سخت و یکپارچه	سنگ بدون هوازدگی بوده و درزه و ترکهایی مویی در آن مشاهده نمی شود. در صورت خرابی، شکست در سنگ بکر بوجود می‌آید. پس از حفاری، ممکن است سنگ دچار گسیختگی ناشی از پوسته پوسته شدن سقف گردد. در تنشهای بالا، پوسته پوسته شدن شدید و ناگهانی در سنگهای سقف و دیواره روی می‌دهد. مقاومت فشاری تک محوره بزرگتر یا مساوی ۱۰۰ مگاپاسکال می‌باشد.
II	سخت، متورق و شیستوز	سنگ سخت و لایه‌ای می‌باشد. فاصله لایه‌ها معمولاً زیاد است. ممکن است سنگ دارای صفحات ضعیف باشد یا نباشد. در چنین سنگهایی، پوسته پوسته شدن کاملاً متداول است.
III	توده‌ای و نسبتاً درزه دار	یک توده سنگ درزه دار که فاصله درزه‌ها زیاد می‌باشد. درزه‌ها می‌توانند سیمانه شده یا نشده باشند. همچنین سنگ می‌تواند دارای ترکهای مویی بوده ولی بلوکهای بزرگ بین درزه‌ها شدیداً قفل شده‌اند بطوریکه دیواره‌های قائم نیازی به نگهداری جانبی ندارند. ممکن است پوسته پوسته شدن نیز رخ دهد.
IV	نسبتاً بلوکی و رگه ای	درزه‌ها فاصله کمتری دارند. ابعاد بلوکها در حدود ۱ متر می‌باشند. سنگ ممکن است سخت یا نرم باشد. درزه‌ها ممکن است جوش خورده باشند یا نباشند ولی قفل شدگی شدید بوده بطوریکه فشار جانبی وارد نمی کنند.
V	بسیار بلوکی و رگه ای	درزه‌ها فاصله بسیار کمی دارند. ابعاد بلوک کمتر از ۱ متر می‌باشد. چنین توده سنگی غالباً حاوی قطعه سنگهایی با ترکیب شیمیایی ثابت می‌باشد که کاملاً از هم جدا بوده و قفل شدگی ناقصی دارند. انتظار می‌رود فشار جانبی کمی داشته باشیم. ممکن است دیواره‌های قائم نیاز به نگهداری داشته باشند.
VI	کاملاً خرد شده ولی از لحاظ شیمیایی یکپارچه	شامل مجموعه‌ای از سنگهای خرد شده که از نظر شیمیایی یکپارچه می‌باشند. هیچ قفل شدگی وجود ندارد. انتظار می‌رود که فشار جانبی قابل ملاحظه‌ای بر نگهداری تونل وارد گردد. ابعاد بلوکها از چند تا ۳۰ سانتیمتر است.
VII	سنگ مچاله شونده- عمق متوسط	مچاله شوندگی فرایندی مکانیکی است که در آن سنگ بدون افزایش حجم محسوسی به داخل تونل پیشروی می‌کند. عمق متوسط واژه‌ای نسبی بوده که می‌تواند از ۱۵۰ تا ۱۰۰۰ متر متغیر باشد.
VIII	سنگ مچاله شونده- عمق زیاد	عمق می‌تواند بیش از ۱۵۰ متر باشد. حداکثر عمق توصیه شده برای تونل ۱۰۰۰ متر می‌باشد (۲۰۰۰ متر برای سنگهای بسیار خوب).
IX	سنگ تورمی	تورم بصورت افزایش حجم در اثر تغییر شیمیایی سنگ بوده که معمولاً در حضور رطوبت و آب ایجاد می‌گردد. برخی از شیلها رطوبت را از هوا جذب کرده و دچار تورم می‌گردند. سنگهایی که حاوی کانیهای تورمی مانند مونتموریلونیت، ایلیت، کائولونیت و دیگر کانیهای تورمی هستند می‌توانند دچار تورم شده و فشار بسیار زیادی بر سیستم نگهداری تونل اعمال کنند.

جدول ۶-۴- مقادیر بار سنگ وارد بر سیستم نگهداری تونلهای موجود در کلاس سنگهای مختلف [۴۵]

کلاس سنگ	شرایط سنگ	بار سنگ (H_P)	ملاحظات
I	سخت و یکپارچه	صفر	تنها اگر پوسته پوسته شدن مشاهده شد لاینینگ سبک نیاز است.
II	سخت، متورق و شیستوز	$(۰ - ۰.۵)\ B$	نگهداری سبک عمدتاً برای محافظت در مقابل پوسته پوسته شدن. بار وارده ممکن است از نقطه‌ای به نقطه دیگر بطرز غیر قابل پیش بینی تغییر کند.
III	توده‌ای و نسبتاً درزه دار	$(۰ - ۰.۲۵)\ B$	بدون فشار جانبی
IV	نسبتاً بلوکی و رگه ای	$۰.۲۵B - ۰.۳۵\ (B + H_t)$	بدون فشار جانبی
V	بسیار بلوکی و رگه ای	$(۰.۳۵ - ۱.۱۰)\ (B + H_t)$	بدون فشار جانبی و یا با فشار جانبی کم
VI	کاملاً خرد شده ولی از لحاظ شیمیایی یکپارچه	$۱.۱۰\ (B + H_t)$	فشار جانبی قابل ملاحظه. بعلت نرم شدگی ناشی از نشت آب به سمت کف تونل، لازم است انتهای قابها بطور پیوسته نگهداری شده یا از قابهای دایره‌ای استفاده گردد.
VII	سنگ مچاله شونده- عمق متوسط	$(۱.۱۰ - ۲.۱۰)\ (B + H_t)$	فشار جانبی زیاد. تیرهای کف بند لازم است. قابهای دایره‌ای توصیه می‌شود.
VIII	سنگ مچاله شونده- عمق زیاد	$(۲.۱۰ - ۴.۵۰)\ (B + H_t)$	فشار جانبی زیاد. تیرهای کف بند لازم است. قابهای دایره‌ای توصیه می‌شود.
IX	سنگ تورمی	تا ۲۵۰ فوت (۸۰ متر) صرفنظر از مقدار $(B + H_t)$	قابهای دایره‌ای لازم است. در موارد دشوار استفاده از نگهداریهای تسلیم شونده توصیه می‌شود.

توجه: B = عرض تونل (متر)، H_t = ارتفاع تونل (متر)، H_P = ارتفاع توده سنگ سست شده در بالای تاج تونل

۶-۲-۱- تئوری ترزاقی اصلاح شده توسط دیر و همکاران

دیر و همکارانش (۱۹۷۰) سیستم طبقه بندی ترزاقی را با وارد کردن RQD به عنوان ابزار سنجش کیفیت سنگ اصلاح کردند (جدول ۶-۵). آنها بین روشهای تونلزنی سنتی و مکانیزه تفاوت قائل شده و جداولی برای نگهداری تونلهای سنگی ۶ و ۱۲ متری، توسط قاب فولادی، راکبولت و شاتکریت ارائه دادند (جدول ۶-۶). بنا بر نظر آنها، بار سنگ در تونلهایی که بصورت مکانیزه حفاری می‌شوند ۲۰ تا ۲۵ درصد کاهش می‌یابد [۱۱۲].

محدودیتهای روش ترزاقی

الف- این روش برای تونلهای با عرض بیش از ۶ متر کاربرد ندارد.

ب- در این روش فرض بر این است که سقف تونل در زیر سطح ایستابی قرار گرفته است. اگر سقف تونل بطور دائم در بالای سطح ایستابی باشد مقادیر ارائه شده برای کلاسهای IV تا VI در جدول (۶-۴) می‌توانند تا ۵۰ درصد کاهش داده شوند [۱۱۳].

پ- بهترین راندمان این روش در تونلهایی است که روش اجرای آن چالزنی و آتشباری و نگهداری آن، قاب فولادی می‌باشد. استفاده از حفاری مکانیزه، روشهای حفاری چند مرحله‌ای نظیر NATM، آتشباریهای کنترل شده و همچنین سیستمهای نگهداری نظیر شاتکریت مسلح به فیبر فولادی و راکبولت سبب می‌شود تا مقاومت اولیه توده سنگ حفظ شده و در نتیجه همگرایی سقف کمینه گردد که در اثر آن ارتفاع زون سست در بالای تاج تونل محدود می‌گردد. دیر و

همکاران اعتقاد داشتند که بار سنگ در تونلهایی که بصورت مکانیزه حفاری می‌شوند ۲۰ تا ۲۵ درصد کاهش می‌یابد [۱۱۲].

ت- طبقه بندی ترزاقی هیچگونه اطلاعات کمّی درباره خواص توده سنگ بدست نمی دهد [۱۱۴].

ث- بر اساس تئوری ترزاقی، مقدار بار سنگ با افزایش عرض مقطع حفاری زیاد می‌شود. این در حالیست که بارتون و همکاران (۱۹۷۴) اعتقاد داشتند که فشار وارد بر نگهداری در تونلهای سنگی، مستقل از عرض تونل می‌باشد [۱۱۵]. آنالیز اندر کنش توده سنگ- سیستم نگهداری تونل که توسط ورمن (۱۹۹۳) انجام گرفت نیز تاکیدی بر این نکته بود که فشار وارد بر نگهداری عملاً مستقل از عرض تونل است با فرض اینکه سفتی یا سختی ساپورت کم نشود [۱۱۶]. گول و همکارانش (۱۹۹۶) نیز مطالعاتی در خصوص تاثیر ابعاد تونل بر فشار وارد بر نگهداری انجام دادند و دریافتند که در زمینهای غیر مچاله شونده، ابعاد تونل تاثیر ناچیزی بر فشار وارد بر نگهداری دارد ولی در زمینهای مچاله شونده، این تاثیر نقش بسزایی ایفا خواهد کرد [۱۱۷]

جدول ۶-۵- بار سنگ ترزاقی اصلاح شده توسط دیر و همکاران [۱۱۲]

کلاس سنگ	شرایط سنگ	RQD (%)	بار سنگ (H_P)	ملاحظات
I	سخت و یکپارچه	۱۰۰ - ۹۵	صفر	مانند جدول ۶-۴
II	سخت، متورق و شیستوز	۹۹ - ۹۰	$(۰ - ۰.۵)\ B$	مانند جدول ۶-۴
III	توده‌ای و نسبتاً درزه دار	۹۵ - ۸۵	$(۰ - ۰.۲۵)\ B$	مانند جدول ۶-۴
IV	نسبتاً بلوکی و رگه ای	۸۵ - ۷۵	$۰.۲۵B - ۰.۳۵\ (B + H_t)$	IV ، در مورد کلاسهای VI و V تا حدود ۵۰ درصد از مقادیر بار ترزاقی کاسته شود زیرا سطح آب تاثیر ناچیزی بر بار سنگ دارد
V	بسیار بلوکی و رگه ای	۷۵ - ۳۰	$(۰.۲ - ۰.۶)\ (B + H_t)$	مانند بالا
VI	کاملاً خرد شده	۳۰ - ۳	$(۰.۶ - ۱.۱۰)\ (B + H_t)$	مانند بالا
VIa	ماسه و گراول	۳ - ۰	$(۱.۱۰ - ۱.۴)\ (B + H_t)$	مانند بالا
VII	سنگ مچاله شونده- عمق متوسط	N/A	$(۱.۱۰ - ۲.۱۰)\ (B + H_t)$	مانند جدول ۶-۴
VIII	سنگ مچاله شونده- عمق زیاد	N/A	$(۲.۱۰ - ۴.۵۰)\ (B + H_t)$	مانند جدول ۶-۴
IX	سنگ تورمی	N/A	تا۸۰ متر صرفنظر از مقدار $(B + H_t)$	مانند جدول ۶-۴

توجه: B = عرض تونل (متر)، H_t = ارتفاع تونل (متر)، H_P = ارتفاع توده سنگ سست شده در بالای تاج تونل

جدول ۶-۶- راهنمای انتخاب قابهای فولادی برای تونلهای سنگی به قطر ۶ تا ۱۲ متر [۱۱۲]

کیفیت سنگ	روش اجرا	قابهای فولادی		راکبولت		شاتکریت		نگهداریهای اضافه
		وزن	فاصله داری	فاصله بولتها	تحکیمات اضافه	ضخامت نهایی (cm)		
						تاج	دیواره‌ها	
عالی RQD>۹۰	TBM	سبک	هیچ تا گهگاه	هیچ تا گهگاه	به ندرت	هیچ تا برخی مواقع	هیچ	هیچ
	چالزنی و آتشباری	سبک	هیچ تا گهگاه	هیچ تا گهگاه	به ندرت	هیچ تا برخی مواقع	هیچ	هیچ
خوب ۷۵<RQD<۹۰	TBM	سبک	گهگاه یا ۱/۵ تا ۱/۸ متر	گهگاه یا ۱/۵ تا ۱/۸ متر	گهگاه مش	اجرای موضعی ۵ تا ۷/۵ سانتیمتر	هیچ	هیچ
	چالزنی و آتشباری	سبک	۱/۵ تا ۱/۸ متر	۱/۵ تا ۱/۸ متر	گهگاه مش	اجرای موضعی ۵ تا ۷/۵ سانتیمتر	هیچ	هیچ
متوسط ۵۰<RQD<۷۵	TBM	سبک تا متوسط	۱/۵ تا ۱/۸ متر	۱/۲ تا ۱/۸ متر	مش بندی در صورت لزوم	۵ تا ۱۰ سانتیمتر	هیچ	راکبولت
	چالزنی و آتشباری	سبک تا متوسط	۱/۲ تا ۱/۵ متر	۰/۹ تا ۱/۵ متر	مش بندی در صورت لزوم	۱۰ سانتیمتریا بیشتر	۱۰ سانتیمتر یا بیشتر	راکبولت
ضعیف ۲۵<RQD<۵۰	TBM	دایره‌ای متوسط	۰/۶ تا ۱/۲ متر	۰/۹ تا ۱/۵ متر	گیرداری به سختی حاصل می‌شود. مش گذاری قابل ملاحظه‌ای نیاز است.	۱۰ تا ۱۵ سانتیمتر	۱۰ تا ۱۵ سانتیمتر	راکبولت در صورت نیاز (۱/۲ تا ۱/۸ متر بصورت مرکز به مرکز)
	چالزنی و آتشباری	دایره‌ای متوسط تا سنگین	۰/۲ تا ۱/۲ متر	۰/۶ تا ۱/۲ متر	مانند بالا	۱۵ سانتیمتر یا بیشتر	۱۵ سانتیمتر یا بیشتر	مانند بالا
بسیار ضعیف RQD<۲۵	TBM	دایره‌ای متوسط تا سنگین	۰/۶ متر	۰/۶ تا ۱/۲ متر	گیرداری غیر ممکن است. ۱۰۰٪ مش لازم است.	۱۵ سانتیمتر یا بیشتر در تمام مقاطع		قابهای متوسط در صورت نیاز
	چالزنی و آتشباری	دایره‌ای سنگین	۰/۶ متر	۰/۹ متر	مانند بالا	۱۵ سانتیمتر یا بیشتر در تمام مقاطع		قابهای متوسط تا سنگین در صورت نیاز
بسیار ضعیف زمین تورمی ومچاله شونده	هر دو روش	دایره‌ای بسیار سنگین	۰/۶ متر	۰/۶ تا ۰/۹ متر	مانند بالا	۱۵ سانتیمتر یا بیشتر در تمام مقاطع		قابهای سنگین در صورت نیاز

بطور کلی با مقایسه فشار وارد بر نگهداری تخمین زده شده از جدول (۶-۴) با مقادیر اندازه گیری شده، می‌توان اینطور جمع بندی کرد که:

الف- روش ترزاقی فشار منطقی و قابل قبولی وارد بر نگهداری تونلهای کوچک (عرض کمتر از ۶ متر) پیش بینی می‌کند.

ب- فشار وارد بر نگهداری پیش بینی شده توسط این روش برای تونلهای بزرگ و مغارها (دهانه ۶ تا ۱۴ متر)، محافظه کارانه و دست بالا خواهد بود.

پ- مقادیر فشار وارد بر نگهداری تخمین زده شده برای شرایط زمینهای مچاله شونده و تورمی، در بازه بسیار وسیعی قرار می‌گیرند.

البته علیرغم تمام این محدودیتها، روش ترزاقی کماکان کاربردهای خود را در شرایطی که برای آن توسعه یافته است حفظ کرده است [۱۰۸ و ۱۱۸].

۶-۲-۲- تئوری ترزاقی اصلاح شده برای تونلها و مغارها توسط سینگ و همکاران (۱۹۹۵)

سینگ و همکاران (۱۹۹۵)، فشار وارد بر نگهداری اندازه گیری شده در تونلها و مغارها را با مقادیر بدست آمده از تئوری ترزاقی مقایسه کرده و مشاهده کردند که بر خلاف نظریه ترزاقی، فشار وارد بر نگهداری در تونلها و مغارهای سنگی، مستقیماً با افزایش ابعاد فضای حفاری افزایش نمی یابد. از دلایل این موضوع می‌توان به جلوگیری از سست شدن توده سنگ در اثر پیشرفت تکنولوژی تونلسازی ناشی از استفاده از روشهای حفاری مکانیزه، انفجارهای کنترل شده، ابداع روشهای حفاری چند مرحله‌ای همچون NATM و NMT[۷۴]، رفتار اتساعی توده سنگها و زبری درزه‌ها اشاره کرد. نهایتاً سینگ و همکارانش برای کسانی که هنوز تمایل به استفاده از تئوری ترزاقی دارند محدوده فشار وارد بر نگهداری هم برای تونلها و هم مغارها را مطابق جدول (۶-۷) توصیه کرده‌اند.

آنها پیش بینی کردند در مقاطع واقع در زونهای برشی، گوجهای گسله پر شده توسط رسهای ضخیم، شیلهای رسی ضعیف، زمینهای روان[۷۵] که قفل شدگی بلوکها و مقاومت درزه‌های آن از بین رفته و گوه‌های سنگی در معرض سقوط هستند فشار وارد بر نگهداری ممکن است با عرض حفاری رابطه مستقیم داشته باشد. بنابراین در تونلهای عریض تر لازم است فاصله بولتها و قابهای فولادی کاهش یافته و از لاینینگهای ضخیمتر استفاده گردد [۱۱۹].

---

۷۴ Norwegian Method of Tunnelling (NMT)
۷۵ Running ground

جدول ۶-۷- توصیه‌های سینگ و همکاران در خصوص فشار وارد بر نگهداری در تونلها و مغارهای سنگی [۱۱۹]

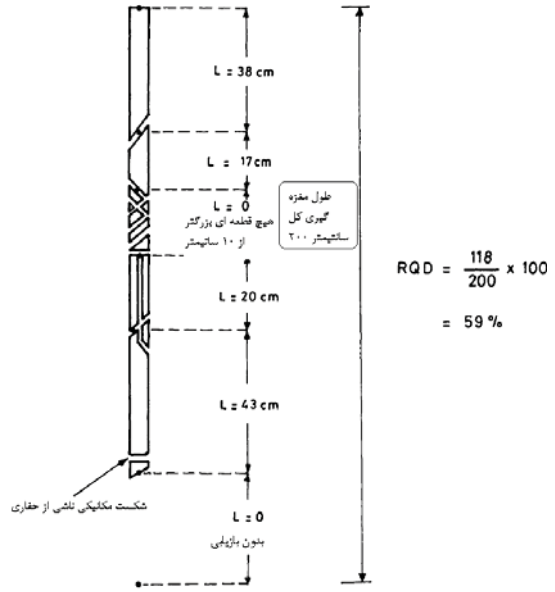
طبقه بندی ترزاقی			طبقه بندی سینگ و همکاران (۱۹۹۵)			ملاحظات
کاتاگوری	شرایط سنگ	بار سنگ (H_p)	کاتاگوری	شرایط سنگ	فشار وارد بر نگهداری توصیه شده (MPa)	
					P_V / P_h	
I	سخت و یکپارچه	صفر	I	سخت و یکپارچه	صفر / صفر	---
II	سخت لایه‌ای یا شیستوز	$(0-0.5)\,B$	II	سخت لایه‌ای یا شیستوز	۰/۰۴ تا ۰/۰۷ / صفر	---
III	توده‌ای نسبتاً درزه دار	$(0-0.25)\,B$	III	توده‌ای نسبتاً درزه دار	۰ تا ۰/۰۴ / صفر	---
IV	نسبتاً بلوکی و رگه‌ای و درزه دار	$0.25B-0.35$ $(B+H_t)$	IV	نسبتاً بلوکی و رگه‌ای و پردرزه	۰/۰۴ تا ۰/۱ / $(0-0.2)\,P_V$	ممکن است کف بند لازم باشد.
V	بسیار بلوکی و رگه ای	$(0.35-1.10)$ $(B+H_t)$	V	بسیار بلوکی و رگه ای، خرد شده پردرزه، زون گسله یا برشی نازک	۰/۱ تا ۰/۲ / $(0-0.5)\,P_V$	ممکن است کف بند لازم باشد. سقف قوسی ترجیح داده می‌شود.
VI	کاملاً خرد شده ولی از لحاظ شیمیایی یکپارچه	$1.10\,(B+H_t)$	VI	کاملاً خرد شده ولی از لحاظ شیمیایی فاقد هوازدگی، زون گسله و برشی ضخیم	۰/۲ تا ۰/۳ / $(0.3-1)\,P_V$	کف بند و سقف قوسی ضروری است.
VII	سنگ مچاله شونده- عمق متوسط	$(1.10-2.10)$ $(B+H_t)$	VII	شرایط سنگ مچاله شونده		
			VIIA	مچاله شوندگی خفیف ($\frac{u_a}{a}$ تا ۳٪)	۰/۳ تا ۰/۴ / به مقدار تنشهای اصلی بستگی دارد. ممکن است P_h بزرگتر از P_V شود.	کف بند الزامی است. نگهداری انعطاف پذیر ترجیح دارد.
			VIIB	مچاله شوندگی متوسط ($3\frac{u_a}{a}$ تا ۵٪)	۰/۴ تا ۰/۶ / مانند بالا	مانند بالا
VIII	سنگ مچاله شونده- عمق زیاد	$(2.10-4.50)$ $(B+H_t)$	VIIC	مچاله شوندگی بالا ($\frac{u_a}{a}$ بزرگتر از ۵٪)	۰/۶ تا ۱/۴ / مانند بالا	مانند بالا
IX	سنگ تورمی	تا ۸۰ متر	VIII	سنگ تورمی		
			VIIIA	تورم خفیف	۰/۳ تا ۰/۸ / به نوع و مقدار رسهای تورمی بستگی دارد. ممکن است P_h بزرگتر از P_v شود.	کف بند و سقف قوسی الزامی است.
			VIIIB	تورم متوسط	۰/۸ تا ۱/۴ / مانند بالا	مانند بالا
			VIIIC	تورم زیاد	۱/۴ تا ۲ / مانند بالا	مانند بالا

توجه: p_v = فشار وارد بر نگهداری قائم، p_h = فشار وارد بر نگهداری افقی، عرض تونل، H_t = ارتفاع تونل، u_a = همگرایی شعاع تونل، $a=\frac{B}{2}$، زون برشی نازک= تا ضخامت ۲ متر

۶-۳- شاخص کیفیت سنگ (RQD)

ضریب کیفیت سنگ[۷۶] (RQD) در سال ۱۹۶۴ توسط دیر به عنوان یک شاخص کمّی جهت ارزیابی کیفیت سنگ ارائه شد. شاخص RQD درصد بازیافت مغزه می‌باشد که برای بدست آوردن آن فقط از قطعات سالمی از مغزه که در امتداد محور مغزه، طولی مساوی یا بزرگتر از ۱۰۰ میلیمتر (۴ اینچ) دارند استفاده می‌گردد. به عبارت دیگر RQD نسبت "مجموع قطعات مغزه بزرگتر از ۱۰ سانتیمتر" به "کل طول حفاری شده" بر حسب درصد می‌باشد.

مطابق توصیه انجمن بین المللی مکانیک سنگ (ISRM)، حداقل قطر مغزه جهت تعیین RQD بایست NX (قطر ۵۴/۷ میلیمتر) باشد که توسط لوله مغزه گیر دو جداره و با استفاده از مته الماسه بدست می‌آید. شکستگیهای مصنوعی را می‌توان با کنار هم قرار دادن مغزه‌ها و سطوح تمیز تشخیص داده و از لحاظ کردن آنها به هنگام تعیین RQD صرفنظر کرد. هر چه سرعت حفاری کمتر باشد مقدار RQD دقیقتر مشخص می‌گردد. دیر (۱۹۶۸) رابطه بین RQD و کیفیت مهندسی توده سنگ را مطابق جدول (۶-۸) پیشنهاد کرد [۱۲۰]. شکل (۶-۲) نحوه صحیح اندازه گیری RQD را بصورت شماتیک نشان داده است.



شکل ۶-۲- نحوه اندازه گیری و محاسبه RQD [۱۲۰]

جدول ۶-۸- رابطه بین کیفیت توده سنگ و RQD [۱۲۰]

شماره	RQD (%)	کیفیت سنگ
۱	<۲۵	بسیار ضعی
۲	۲۵-۵۰	ضعیف
۳	۵۰-۷۵	متوسط
۴	۷-۹۰	خوب
۵	۰ -۰ ۱	عالی

اگر چه RQD روش کاملی برای تعیین نگهداری تونلها محسوب نشده ولی پارامتر مهمی در مبحث طبقه بندیهای مهندسی توده سنگ محسوب شده بطوریکه اکثر طبقه بندیها از RQD به عنوان پارامتری که شدت گسیختگی و شکست توده سنگ را تعریف می‌کند استفاده می‌کنند [۱۲۰].

از روشهای غیر مستقیم تعیین RQD می‌توان به روشهای لرزه‌ای و حجمی[۷۷] اشاره کرد که جزییات آنها از حوصله این تحقیق خارج بوده و به منابع موجود در این زمینه ارجاع داده می‌شود [۱۰۸].

---

۷۶ Rock Quality Designation (RQD)
۷۷ Volumetric joint count

بنا بر پیشنهاد پالمستروم (۱۹۸۲)، زمانیکه به هر دلیل امکان مغزه گیری وجود نداشته باشد ولی رد (اثر) ناپیوستگیها در بیرون زدگیهای سطحی و یا گالریهای اکتشافی قابل رویت باشند مقدار RQD را می‌توان از تعداد درزه‌های (ناپیوستگیهای) موجود در واحد حجم (J_V) سنگ تخمین زد [۱۲۱]. رابطه پیشنهادی وی برای توده سنگ عاری از رس مطابق رابطه (۶-۱) است [۱۰۹].

$$RQD = ۱۱۵ - ۳.۳\ J_V \qquad (۶-۱)$$

J_V بیانگر تعداد کل درزه‌ها در هر متر مکعب از توده سنگ است.

جدول (۶-۹) طبقه بندی J_V را نشان می‌دهد. RQD پارامتری وابسته به جهت حفاری گمانه است و مقادیر آن در جهات مختلف می‌تواند کاملاً متغیر باشد. استفاده از شاخص J_V می‌تواند حتی الامکان خطای ناشی از جهت گمانه را کمینه کند [۱۰۹].

توجه شود که هنگام تعیین مقدار RQD، شکستگیهای ثانویه ناشی از پروسه حفاری، حمل و نقل و مغزه گیری در محاسبات لحاظ نشوند چرا که قرار است RQD معرف کیفیت توده سنگ برجا باشد. اگر هم بناست که از رابطه پالمستروم (۶-۱) استفاده شود هنگام برداشت درزه‌ها، بایست درزه‌ها و ترکهای ناشی از انفجار را شناسایی کرده و از آنها در محاسبه J_V صرفنظر کرد.

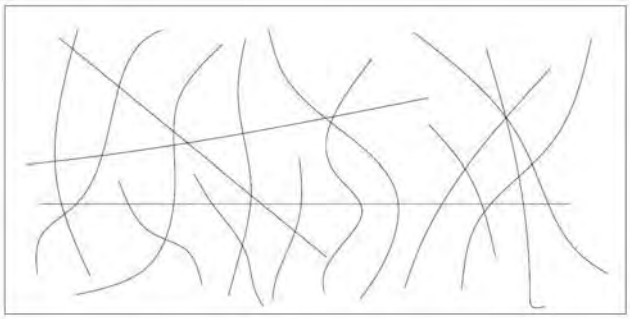
در هر صورت، هر چند RQD شاخصی آسان و نسبتاً ارزان است ولی به تنهایی بمنظور توصیف کامل یک توده سنگ کافی نمی باشد چرا که در این شاخص جهت یافتگی و وضعیت درزه‌ها، نوع مواد پر کننده درزه و وضعیت تنش در نظر گرفته نمی شود [۱۰۸].

جدول ۶-۹- طبقه بندی J_V [۱۲۱]

شماره	توصیف درزه داری	توصیف J_V	J_V
۱	توده ای	شدیداً پایین	<۰/۳
۲	درزه داری بسیار کم	بسیار پایین	۰/۳-۱
۳	درزه داری کم	پایین	۱-۳
۴	نسبتاً درزه دار	نسبتاً بالا	۳-۱۰
۵	درزه داری زیاد	بالا	۱۰-۳۰
۶	درزه داری بسیار زیاد	بسیار بالا	۳۰-۱۰۰
۷	خرد شده	شدیداً بالا	>۱۰۰

روش دیگر ارزیابی RQD بر مبنای روش خط اسکن[۷۸] می‌باشد. فرض کنید که سطح مورد بررسی سنگ‌ها بمنظور آنالیز درزه ه[۷۹] بصورت شکل (۶-۳) می‌باشد که در آن AB=L طول خط اسکن است که تعدادی از درزه‌ها را قطع می کند.

۷۸ Scanline
۷۹ Joint Analysis



شکل ۶-۳- نحوه قرارگیری درزه‌ها و خط اسکن

در اینجا تعداد درزه‌ها شمارش شده و با N نمایش داده می‌شود یعنی N تعداد درزه‌ها، L طول خط اسکن، $\bar{x} = L/N$ میانگین فاصله داری ناپیوستگی‌ها و $\lambda = N/L$ فراوانی ناپیوستگی‌ها در طول خط اسکن می‌باشد.

با استفاده از مدل توان منفی[۸۰] برای هیستوگرام فاصله داری و با بکارگیری فراوانی میانگین(λ) میتوان رابطه زیر را برای محاسبه مقدار عددی RQD استفاده کرد[۱۲۲]:

$$RQD \cong ۱۰۰e^{(-۰٫۱\lambda)} \times (۰٫۱\lambda + ۱)$$

۶-۴- امتیاز توده سنگ (RMR)

طبقه بندی ژئومکانیکی یا سیستم امتیازدهی توده سنگ[۸۱] (RMR) برای اولین بار توسط بنیاویسکی (۱۹۷۳) در مرکز تحقیقاتی CSIR[۸۲] در آفریقای جنوبی بر اساس تجارب وی از تونلهای کم عمق در سنگهای رسوبی توسعه یافت[۱۲۳ و ۱۲۴].

از سال ۱۹۷۳ تا کنون چند بار اصلاحاتی بر روی این طبقه بندی صورت گرفته است، بعنوان مثال در سال ۱۹۷۴ پارامترهای طبقه بندی از ۸ به ۶ کاهش یافت، در سال ۱۹۷۵ امتیازها و ملاحظات نگهداری تعدیل شدند، در سال ۱۹۷۹ استاندارد "انجمن بین المللی مکانیک سنگ[۸۳]" برای توصیف توده سنگ اتخاذ گردید[۱۱۸ و ۱۲۵]. بنابراین زمانی که در جایی مقادیر RMR ذکر می‌شوند باید اشاره شود که از کدام نسخه استفاده شده است. در این گزارش از آخرین نسخه که در سال ۱۹۸۹ ارائه شد استفاده گردیده است[۱۲۶].

برای استفاده از طبقه بندی RMR، یک ساختگاه معین بایست به تعدادی واحد زمین شناسی مشابه تفکیک شده و هر واحد بطور مجزا طبقه بندی گردد. مرز این واحدهای زمین شناسی بواسطه عوارض مهم زمین شناسی از قبیل گسلها و یا تغییرات لیتولوژی و سنگ شناسی مشخص می‌گردد. برخی مواقع تغییرات چشمگیر در فاصله داری و یا مشخصات ناپیوستگیها در یک نوع توده سنگ حتی می‌تواند منجر به تفکیک یک توده سنگ به چند واحد زمین شناسی گردد. سپس برای هر واحد زمین شناسی باید ۶ پارامتر زیر تعیین گردد:

---

۸۰ Negative exponential model
۸۱ Rock Mass Rating (RMR)
۸۲ Council of Scientific and Industrial Research (CSIR)
۸۳ International Society for Rock Mechanics (ISRM)

الف- مقاومت فشاری تک محوری (UCS) سنگ بکر

ب- شاخص کیفیت سنگ (RQD)

پ- فاصله داری ناپیوستگیها (درزه‌ها)

ت- شرایط ناپیوستگیها (درزه‌ها)

ث- شرایط آبهای زیرزمینی

ج- جهت داری ناپیوستگیها (درزه‌ها)

جزییات این روش در جدول (۶-۱۰) ارائه شده است. از قسمتهای (الف و ب) این جدول، امتیازات ۵ پارامتر فوق محاسبه شده که مجموع امتیاز آنها منجر به تولید RMR پایه می‌شود. از بخش (پ) این جدول امتیاز RMR بر مبنای راستای ناپیوستگیها نسبت به راستای تونل تعدیل می‌گردد. در بخش (ت) این جدول اثر امتداد و شیب ناپیوستگیها را بر امتیاز RMR نشان می‌دهد. نهایتاً امتیاز نهایی RMR از مجموع جبری امتیازات RMR پایه و امتیاز بدست آمده از بخش (پ) این جدول بدست می‌آید. بخش (ث) این جدول نیز طبقه بندی عمومی توده سنگ بر مبنای سیستم RMR را نشان می‌دهد که دامنه آن از سنگ بسیار خوب تا بسیار ضعیف می‌باشد.

بمنظور به حداقل رسانیدن خطاهای ناشی از قضاوتهای شخصی، بهتر است امتیاز پارامترهای مختلف در یک بازه گزارش شوند [۱۱۸]. ضمناً انفجارهای سنگین منجر به ایجاد شکستگیهای جدید می‌شوند. تجربه نشان داده است در صورت استفاده از TBM یا رودهدر برای حفاری تونل باید حدوداً ۱۰ امتیاز و در صورت استفاده از آتشباری کنترل شده بین ۳ تا ۵ امتیاز (بسته به کیفیت انفجار) به مقدار نهایی RMR اضافه کرد [۱۲۷].

بنیاویسکی (۱۹۸۹) برای انتخاب نگهداری در تونلهای سنگی بر اساس مقدار RMR، معیاری تجربی مطابق جدول (۶-۱۱) را منتشر کرد. توجه شود که این جدول برای یک تونل نعل اسبی شکل به عرض ۱۰ متر که روش اجرای آن چالزنی و آتشباری و در توده سنگی با تنش قائم کمتر از ۲۵ مگاپاسکال (معادل عمق کمتر از ۹۰۰ متر) حفاری شده توسعه داده شده است. نگهداریهای پیشنهادی در این جدول از نوع دائم بوده و اولیه یا موقت نمی باشند [۱۱۸].

جدول ۶-۱۰- طبقه بندی ژئومکانیکی توده سنگ (RMR) [۱۰۹]

الف- طبقه بندی پارامترها و امتیاز آنها

پارامتر			دامنه تغییرات					
۱	مقاومت سنگ بکر	اندیس مقاومت بار نقطه‌ای (MPa)	> ۱۰	۴ تا ۱۰	۲ تا ۴	۱ تا ۲	برای این مقادیر پایین، استفاده از مقاومت فشاری تک محوری ترجیح داده می‌شود.	
		مقاومت فشاری تک محوری (MPa)	> ۲۵۰	۱۰۰ تا ۲۵۰	۵۰ تا ۱۰۰	۲۵ تا ۵۰	۵ تا ۲۵	۱ تا ۵	< ۱
	امتیاز		۱۵	۱۲	۷	۴	۲	۱	۰
۲	RQD (٪)		۹۰-۱۰۰	۷۵-۹۰	۵۰-۷۵	۲۵-۵۰	<۲۵		
	امتیاز		۲۰	۱۷	۱۳	۸	۳		
۳	فاصله داری ناپیوستگی‌ها *		۲ متر <	۰/۶ تا ۲ متر	۲۰۰ تا ۶۰۰ میلیمتر	۶۰ تا ۲۰۰ میلیمتر	کمتر از ۶۰ میلیمتر		
	امتیاز		۲۰	۱۵	۱۰	۸	۵		

۴	وضعیت ناپیوستگی‌ها (به قسمت "ب" مراجعه گردد)		سطوح بسیار زبر، ناپیوسته، بدون جدایش، سنگ دیواره فاقد هوازدگی	سطوح نسبتاً زبر، جدایش کمتر از ۱ میلی متر، دیواره‌های نسبتاً هوازده	سطح نسبتاً زبر، جدایش کمتر از ۱ میلی متر، دیواره‌های بشدت هوازده	سطوح صاف یا پرشدگی (گوج) کمتر از ۵ میلیمتر یا جدایش ۱ تا ۵ میلیمتر پیوسته	پرشدگی (گوج) نرم با ضخامت بیش از ۵ میلیمتر یا جدایش بیش از ۵ میلیمتر پیوسته
	امتیاز		۳۰	۲۵	۲۰	۱۰	صفر
۵	آب زیرزمینی	جریان در ۱۰ متر طول تونل (Lit/min)	بدون آب	کم تر از ۱۰	۱۰ تا ۲۵	۲۵ تا ۱۲۵	بیش از ۱۲۵
		نسبت فشار آب درزه به تنش اصلی حداکثر	صفر	صفر تا ۰/۱	۰/۱ تا ۰/۲	۰/۲ تا ۰/۵	بیش از ۰/۵
		وضعیت عمومی	کاملا خشک	مرطوب	خیس	قطره قطره	جریان آب
	امتیاز		۱۵	۱۰	۷	۴	صفر

* در خصوص فاصله داری ناپیوستگیها، اگر بیش از یک دسته ناپیوستگی با فاصله داریهای متفاوت داشته باشیم نامساعدترین دسته درزه با پایین‌ترین امتیاز را باید در نظر بگیریم [۱۶].

ب- راهنمای طبقه بندی وضعیت ناپیوستگیها

طول یا تداوم ناپیوستگیها	کمتر از ۱ متر	۱ تا ۳ متر	۳ تا ۱۰ متر	۱۰ تا ۲۰ متر	بزرگتر از ۲۰ متر
امتیاز	۶	۴	۲	۱	۰
جدایش (باز شدگی)	هیچ	کمتر از ۰/۱ میلیمتر	۰/۱ تا ۱ میلیمتر	۱ تا ۵ میلیمتر	بزرگتر از ۵ میلیمتر
امتیاز	۶	۵	۴	۱	۰
زبری	بسیار زبر	زبر	نسبتاً زبر	صاف	صیقلی
امتیاز	۶	۵	۳	۱	۰
پرکننده (گوج)	هیچ	پرکننده سخت کمتر از ۵ میلیمتر	پرکننده سخت بیش از ۵ میلیمتر	پرکننده نرم کمتر از ۵ میلیمتر	پرکننده نرم بیش از ۵ میلیمتر
امتیاز	۶	۴	۲	۲	۰
هوازدگی	هوانزده	نسبتاً هوازده	هوازدگی متوسط	بسیار هوازده	تجزیه شده
امتیاز	۶	۵	۳	۱	۰

پ- تعدیل امتیاز RMR بر مبنای جهت ناپیوستگیها ("ت" را ملاحظه کنید)

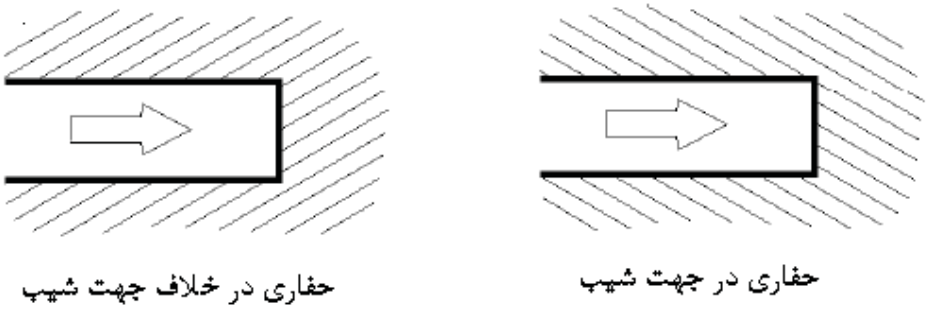
راستا و شیب درزه		بسیار مناسب	مناسب	متوسط	نامناسب	بسیار نامناسب
امتیاز	تونلها و معادن	صفر	-۲	-۵	-۱۰	-۱۲
	پی‌ها	صفر	-۲	-۷	-۱۵	-۲۵
	شیبها	صفر	-۵	-۲۵	-۵۰	-۶۰

ت- تاثیر امتداد و شیب ناپیوستگی بر تونلسازی (شیبها، شیب ظاهری در امتداد محور تونل می‌باشند که در شکل ۳-۶ نشان داده شده است) [۱۲۶]

امتداد ناپیوستگی	جهت حفاری (شکل ۶-۳)	شیب ناپیوستگی	وضعیت
امتداد عمود بر محور تونل	حفاری در جهت شیب	شیب ۴۵ تا ۹۰ درجه	بسیار مناسب
		شیب ۲۰ تا ۴۵ درجه	مناسب
	حفاری در خلاف جهت شیب	شیب ۴۵ تا ۹۰ درجه	متوسط
		شیب ۲۰ تا ۴۵ درجه	نامناسب
امتداد موازی محور تونل		شیب ۴۵ تا ۹۰ درجه	بسیار نامناسب
		شیب ۲۰ تا ۴۵ درجه	متوسط
بدون توجه به امتداد		شیب صفر تا ۲۰ درجه	متوسط

ث- کلاسهای توده سنگ بر مبنای کل امتیازات

امتیاز	۸۱ تا ۱۰۰	۶۱ تا ۸۰	۴۱ تا ۶۰	۲۱ تا ۴۰	کمتر از ۲۱
کلاس سنگ	I	II	III	IV	V
توصیف	سنگ بسیار خوب	سنگ خوب	سنگ متوسط	سنگ ضعیف	سنگ بسیار ضعیف



شکل ۶-۳- مفهوم جهت حفاری نسبت به شیب ناپیوستگیها [۱۰۹]

در اینجا مستقیماً از مثالی که هوک در کتاب خود ارائه داده است برای تشریح کاربرد RMR استفاده می‌گردد [۱۰۹]. قرار است تونل راهی در یک گرانیت نسبتاً هوازده با یک دسته درزه به شیب ۶۰ درجه در خلاف جهت شیب حفاری، احداث گردد. شاخص مقاومت بار نقطه‌ای ۸ مگاپاسکال و مقدار RQD متوسط ۷۰٪ گزارش شده است. درزه‌ها نسبتاً زبر و نسبتاً هوازده با جدایش کمتر از ۱ میلیمتر هستند و فاصله داری آنها ۳۰۰ میلیمتر است. پیش بینی می‌شود تونلزنی در شرایط خیس[۸۴] انجام گیرد. مقدار RMR طبق جدول (۶-۱۲) بدست می‌آید.

۸۴ Wet

جدول ۶-۱۱- راهنمای حفاری و نگهداری تونلهای سنگی با عرض ۱۰ متر بر مبنای سیستم طبقه بندی RMR [۱۲۶]

کلاس توده سنگ	حفاری	راکبولتهای ۲۰ میلیمتری (تمام تزریق)	شاتکریت	قاب فلزی
I- سنگ بسیار خوب RMR : ۸۱ تا ۱۰۰	تمام مقطع، ۳ متر پیشروی	عموماً نیازی به نگهداری وجود ندارد مگر در مواردی به صورت راکبولت موضعی		
II- سنگ خوب RMR : ۶۱ تا ۸۰	تمام مقطع، ۱ تا ۱/۵ متر پیشروی، نگهداری کامل تا ۲۰ متری سینه کار	راکبولتهای موضعی بطول ۳ متر و در فواصل ۲/۵ متری در سقف به همراه مش بندی موضعی	۵۰ میلیمتر در سقف در صورت نیاز	نیاز نیست
III- سنگ متوسط RMR : ۴۱ تا ۶۰	حفاری دو مرحله‌ای (فوقانی و تحتانی[۸۵])، ۱/۵ تا ۳ متر پیشروی در فوقانی، نگهداری پس از هر انفجار، نگهداری کامل تا ۱۰ متری سینه کار	راکبولتهای منظم بطول ۴ متر و در فواصل ۱/۵ تا ۲ متر در سقف و دیواره‌ها به همراه مش بندی در سقف	۵۰ تا ۱۰۰ میلیمتر در سقف و ۳۰ میلیمتر در دیواره‌ها	نیاز نیست
IV- سنگ ضعیف RMR : ۲۱ تا ۴۰	حفاری دو مرحله‌ای (فوقانی و تحتانی)، ۱ تا ۱/۵ متر پیشروی در فوقانی، نصب نگهداری همزمان با حفاری تا ۱۰ متری سینه کار	راکبولتهای منظم بطول ۴ تا ۵ متر و در فواصل ۱ تا ۱/۵ متر در سقف و دیواره‌ها به همراه مش بندی	۱۰۰ تا ۱۵۰ میلیمتر در سقف و ۱۰۰ میلیمتر در دیواره‌ها	قابهای سبک تا متوسط در فواصل ۱/۵ متری در صورت نیاز
V- سنگ بسیار ضعیف RMR : کمتر از ۲۱	حفاری چند مرحله ای، ۰/۵ تا ۱/۵ متر پیشروی در فوقانی، نصب نگهداری همزمان با حفاری، شاتکریت بلافاصله پس از انفجار اجرا شود.	راکبولتهای منظم بطول ۵ تا ۶ متر و در فواصل ۱ تا ۱/۵ متر در سقف و دیواره‌ها به همراه مش بندی. نصب راکبولت در کف	۱۵۰ تا ۲۰۰ میلیمتر در سقف، ۱۵۰ میلیمتر در دیواره‌ها و ۵۰ میلیمتر روی سینه کار	قابهای متوسط تا سنگین به فواصل ۰/۷۵ متر در صورت نیاز به همراه لارده‌های فولادی و پیش تحکیم[۸۶] سینه کار، نصب کف بند.

جدول ۶-۱۲- امتیازات پارامترهای مختلف بر اساس جدول ۶-۱۰

جدول	آیتم	مقدار	امتیاز
۱۰-الف-۱	شاخص بار نقطه ای	۸ مگاپاسکال	۱۲
۱۰-الف-۲	RQD	٪۷۰	۱۳
۱۰-الف-۳	فاصله داری ناپیوستگیها	۳۰۰ میلیمتر	۱۰
۱۰-الف-۴ و ۱۰-ب	وضعیت ناپیوستگیها	تذکر ۱	۲۲
۱۰-الف-۵	آب زیرزمینی	خیس	۷
۱۰-پ	تعدیل راستای درزه	متوسط	-۵
		مجموع	۵۹

تذکر ۱: **برای اطلاعات جزیی تر می‌توان از بخش (ب) جدول (۶-۱۰) استفاده کرد. در این مسئله:**

۲۲=۴ (طول ناپیوستگی ۱ تا ۳ متر) + ۴ (جدایش ۰/۱ تا ۱ میلیمتر) + ۳ (نسبتاً زبر) + ۶ (بدون پرکننده) + ۵ (نسبتاً هوازده)

۸۵ - Heading & Benching
۸۶ - Forepoling

بنابراین با توجه به مقدار $RMR = ۵۹$ و با توجه به جدول (۶-۱۱)، پیشنهاد می‌گردد مشخصات حفاری و نگهداری کلاس III، اعمال گردد.

مقدار $RMR = ۵۹$ حاکی از آن است که توده سنگ در مرز بین رده یا کلاس "سنگ متوسط" و "سنگ خوب" قرار دارد. در مراحل اولیه طراحی و اجرا توصیه می‌شود که از نگهداریهای مربوط به رده یا کلاس سنگ متوسط استفاده شود (طراحی محافظه کارانه). در صورتیکه اجرا بدون مشکلات پایداری خاصی پیش رود می‌توان تدریجاً میزان نگهداریها را کاهش داد تا به مقدار نگهداریهای مربوط به "سنگ خوب" رسید. البته نوع کاربری هم در تعیین میزان نگهداری مهم است مثلاً برای نگهداری تونلهای موقت سعی می‌شود که از نگهداریهای "سنگ خوب" استفاده گردد در صورتیکه اگر تونل در معرض توزیع تنشهای مجدد قرار بگیرد بهتر است از نگهداریهای "سنگ متوسط" استفاده گردد. بنابراین ملاحظه می‌گردد که برای استفاده از طبقه بندیهای مهندسی در طراحی نیاز به تجربه و قضاوت مهندسی فراوانی است [۱۲۶].

۲-۴-۱- تعیین چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی توده سنگ

از RMR می‌توان برای تعیین چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی توده سنگ مطابق جدول (۶-۱۳) استفاده کرد.

جدول ۶-۱۳- تعیین چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی توده سنگ با استفاده از RMR [۱۰۸ و ۱۱۸]

کلاس سنگ	I (۸۱ تا ۱۰۰)	II (۶۱ تا ۸۰)	III (۴۱ تا ۶۰)	IV (۲۱ تا ۴۰)	V (کمتر از ۲۱)
چسبندگی توده سنگ (KPa)	بیش از ۴۰۰	۳۰۰ تا ۴۰۰	۲۰۰ تا ۳۰۰	۱۰۰ تا ۲۰۰	کم تر از ۱۰۰
زاویه اصطکاک توده سنگ	بیش از ۴۵ درجه	۳۵ تا ۴۵ درجه	۲۵ تا ۳۵ درجه	۱۵ تا ۲۵ درجه	کمتر از ۱۵ درجه

۲-۴-۶- تعیین متوسط زمان خود ایستایی برای سقفهای قوس دار

زمان خود ایستایی وابسته به دهانه موثر می‌باشد. دهانه موثر بصورت عرض حفاری یا فاصله بین سینه کار تونل و آخرین ردیف نگهداری (هر کدام که بزرگتر باشند) تعریف می‌گردد. زمان خود ایستایی حفاریهای قوسی بطور چشمگیری بیشتر از سقفهای تخت است. انفجارهای کنترل شده بواسطه آسیب رساندن کمتر به توده سنگ، منجر به افزایش زمان خود ایستایی خواهد شد. در جدول (۶-۱۴) و شکل (۶-۴) ارتباط بین زمان خود ایستایی و RMR برای تونلهای با سقف قوس دار نشان داده شده است. نکته مهم این است که در توده سنگهایی با زمان خود ایستایی بالا نباید بدلایل غیرضروری نگهداری سقف را به تاخیر انداخت زیرا که این تاخیر می‌تواند منجر به تخریب توده سنگ و نهایتاً کاهش زمان خودایستایی آن گردد. لافر (۱۹۸۸) مشاهده کرد در صورت حفاری با TBM، زمان خود ایستایی معادل یک کلاس RMR بهبود می‌یابد [۱۲۸].

جدول ۶-۱۴- ارتباط بین زمان خود ایستایی و RMR برای تونلهای با سقف قوس دار [۱۰۸]

کلاس سنگ	I (۸۱ تا ۱۰۰)	II (۶۱ تا ۸۰)	III (۴۱ تا ۶۰)	IV (۲۱ تا ۴۰)	V (کمتر از ۲۱)
میانگین زمان خودایستایی	۲۰ سال برای دهانه ۱۵ متری	۶ ماه برای دهانه ۸ متری	یک هفته برای دهانه ۵ متری	۱۰ ساعت برای دهانه ۲/۵ متری	۳۰ دقیقه برای دهانه ۱ متری

۶-۴-۳- تعیین مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ بر اساس RMR

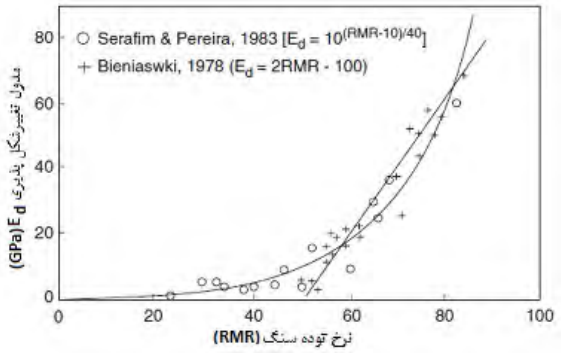
روابط و فرمولهای مختلفی توسط محققان گوناگون جهت تخمین مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ (E_{RM}) به کمک RMR ارائه شده است که در ادامه به مهمترین آنها اشاره می‌گردد. بنیاویسکی (۱۹۷۸) رابطه تقریبی (۶-۲) را بین مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ و RMR برای سنگهای سخت ($UCS_{\text{int}} > ۱۰۰\ MPa$) ارائه کرد. UCS_{int} مقاومت فشاری تک محوری سنگ بکر می‌باشد [۱۲۹].

$$E_{RM}(GPa) = ۲RMR - ۱۰۰ \qquad \text{قابل کاربرد برای } RMR > ۵۰ \qquad (۶-۲)$$

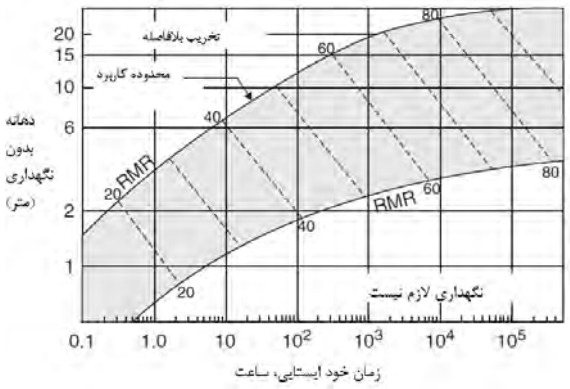
سرافیم و پریرا (۱۹۸۳) نیز رابطه (۶-۳) را پیشنهاد کردند [۱۳۰]:

$$E_{RM}(GPa) = ۱۰^{(\frac{RMR-۱۰}{۴۰})} \qquad \text{قابل کاربرد برای } RMR < ۵۰ \qquad (۶-۳)$$

در شکل (۶-۵) همبستگی دو رابطه فوق نشان داده شده است.



شکل ۶-۵- همبستگی بین مدول تغییر شکل پذیری توده سنگها و RMR [۱۳۱]



شکل ۶-۴- زمان خود ایستایی بر حسب دهانه سقف برای کلاسهای مختلف توده سنگ بر اساس RMR [۱۱۸]

نیکلسون و بنیاویسکی (۱۹۹۰) رابطه تجربی (۶-۴) را بین مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ (E_{RM}) و سنگ بکر (E_{int}) ارائه کردند [۱۳۲]:

$$\frac{E_{RM}}{E_{\text{int}}} = ۰.۰۰۲۸RMR^{۲} + ۰.۹\exp(\frac{RMR}{۲۲.۸۲}) \qquad (۶-۴)$$

میتری و همکاران (۱۹۹۴) رابطه (۶-۵) را برای تعیین مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ ارائه کردند [۱۳۳]:

$$\frac{E_{RM}}{E_{\text{int}}} = ۰.۵\left[۱ - \cos(\frac{\pi.RMR}{۱۰۰})\right] \qquad (۶-۵)$$

ورمن (۱۹۹۳) بیان کرد مدول تغییر شکل پذیری یک توده سنگ خشک و ضعیف ($UCS_{\text{int}} < ۱۰۰\ MPa$) در پیرامون فضاهای زیرزمینی و در اعماق بیش از ۵۰ متر، به فشار محصور کننده ناشی از وزن روباره بستگی داشته که از رابطه (۶-۶) بدست می‌آید [۱۱۶]:

$$E_{RM}(GPa) = ۰.۳\,H^{\alpha}.۱۰^{(\frac{RMR-۲۰}{۳۸})} \qquad (۶-۶)$$

α = ۰/۱۶ تا ۰/۳ (برای سنگهای ضعیف بیشتر)

H = عمق بر حسب متر $(H \geq ۵۰\ m)$

مدول تغییر شکل پذیری توده سنگهای ضعیف حاوی کانیهای حساس به آب پس از اشباع شدن و گذشت زمان بعد از حفاری بطرز چشمگیری کاهش می‌یابد و ترجیحاً برای تعیین آن بهتر است که از آزمایشهای برجا استفاده کرد.

۶-۴-۴- تخمین فشار وارد بر نگهداری بر اساس RMR

اونال (۱۹۸۳) بر اساس مطالعاتی که در معادن زغال سنگ انجام داد رابطه (۶-۷) را برای تخمین فشار وارد بر نگهداری در فضاهای حفاری دارای سقف تخت با استفاده از RMR پیشنهاد کرد [۱۳۴]:

$$p_V = \left[\frac{۱۰۰ - RMR}{۱۰۰}\right].\gamma.B \qquad (۶-۷)$$

P_V = فشار وارد بر نگهداری

γ = وزن واحد سنگ

B = عرض تونل

گول و جتوا (۱۹۹۱) با مقایسه فشارهای نگهداری اندازه گیری شده و مقادیر تخمین زده شده از رابطه (۶-۷)، رابطه مزبور را برای استفاده در تونلهای سنگی با سقف قوس دار بررسی کردند. نتایج مقایسات نشان داد که این رابطه برای تونلهای سنگی مناسب نیست. آنها به این نتیجه رسیدند که فشارهای نگهداری تخمین زده شده در شرایط زمینهای مچاله شونده برای تمام ابعاد تونلها مطمئن نمی باشد. ضمناً در خصوص زمینهای غیر مچاله شونده، تخمینها برای تونلهای کوچک (قطر کمتر از ۶ متر) نامطمئن و دست پایین و برای تونلهای بزرگ (قطر بیش از ۹ متر) محافظه کارانه و دست بالا خواهد بود. این مساله نشان دهنده این موضوع است که در تونلهای قوس دار، اندازه تونل اهمیت فراوانی بر فشار وارد بر نگهداری دارد که منطقی هم بنظر می‌رسد چرا که ممانهای خمشی در یک سقف تخت بر خلاف سقفهای قوسی با افزایش ابعاد زیاد می‌شود [۱۳۵].

گول و جتوا (۱۹۹۱) بر اساس مقادیر فشارهای نگهداری بدست آمده از ۳۰ تونل ابزاربندی شده در هند، رابطه (۶-۸) را برای تخمین فشار وارد بر نگهداری کوتاه مدت فضاهای زیرزمینی در هر دو شرایط زمینهای مچاله و غیر مچاله شونده و در صورتیکه تونلزنی به روش سنتی (حفاری انفجاری) و استفاده از قابهای فولادی انجام شود ارائه دادند (بشرطی که معضل انفجار سنگ نداشته باشیم):

$$P_V(MPa) = \frac{۷.۵\, B^{۰.۱}.H^{۰.۵} - RMR}{۲۰\, RMR} \qquad (۶-۸)$$

بطوریکه:

B = دهانه حفاری (متر)

H = عمق تونل (۵۰ تا ۶۰۰ متر)

P_V = فشار وارد بر نگهداری کوتاه مدت سقف (MPa)

RMR = امتیاز توده سنگ پس از حفاری و درست پیش از نگهداری

۶-۴-۵- ملاحظات

توجه شود که طبقه بندی RMR در توده سنگ‌های ضعیف و بسیار ضعیف قابل اتکا نبوده و بنابراین باید در استفاده از روش RMR در چنین توده سنگهایی دقت شود. در توده سنگهای ضعیف استفاده از طبقه بندی Q مطمئن‌تر است [۱۱۸].

ضمناً طبقه بندی RMR بر اساس تجارب حاصل از حفر تونلهای نسبتاً بزرگ مقطع به روش چالزنی و آتشباری بنا شده است. مولفه‌های نگهداری در این سیستم شامل راکبولت، شاتکریت، مش و قاب فولادی می‌باشد. این روش طبقه بندی برای شرایط فوق الذکر بسیار مناسب است ولی برای تونل‌هایی که با TBM حفاری شده و به سنگ آسیب کمی می‌رسد و نیازی به کاربرد شاتکریت بلافاصله پس از حفاری نیست، مناسب نمی باشد [۲۲].

۶-۵- سیستم کیفیت توده سنگ (Q)

این سیستم طبقه بندی توده سنگ اولین بار در سال ۱۹۷۴ در انستیتوی ژئوتکنیک نروژ[۸۷] (NGI) توسط بارتون و همکارانش ارائه شد [۱۱۵]. آنها با بررسی حدود ۱۱۲ تونل و مغار در کشورهای اسکاندیناوی این طبقه بندی را ابداع کردند. از این طبقه بندی به عنوان کاملترین و دقیقترین سیستم برای نگهداری حفریات زیرزمینی یاد شده است[۱۳۶].

مقدار Q که مقدار آن در مقیاس لگاریتمی از ۰/۰۰۱ تا ۱۰۰۰ متغیر است از رابطه (۶-۹) بدست می‌آید:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \qquad (۶-۹)$$

بطوریکه:

RQD=شاخص کیفیت سنگ

J_n = عدد دسته درزه

J_r = عدد زبری درزه

J_a = عدد هوازدگی درزه (عدد آلتراسیون)

J_w =فاکتور کاهش آب درزه

SRF = فاکتور کاهش تنش

برای شرایط مختلف سنگ، به ۶ پارامتر مزبور، امتیاز (مقدار عددی) داده می‌شود که در ادامه، نحوه آن شرح داده می‌شود. هدف از سیستم Q طراحی تجربی اولیه سیستم نگهداری تونلها، مغارها و دیگر فضاهای زیرزمینی می‌باشد.

همانطوریکه ملاحظه می‌گردد کیفیت توده سنگ Q، تابعی از سه نسبت زیر است:

الف- اندازه بلوک سنگ (RQD/J_n): این نسبت معرف ساختار کلی توده سنگ و بعبارت دیگر شاخص اندازه بلوک یا ابعاد گوه‌های تشکیل شده ناشی از وجود دسته درزه‌های مختلف می‌باشد. این نسبت می‌تواند از $\frac{۱۰۰}{۰,۵}$ تا $\frac{۱۰}{۲۰}$ متغیر باشد. در یک توده سنگ معین، در شرایط مواجه شدن با دسته درزه‌های بیشتر می‌توان امتیاز پارامتر J_n را با افزایش ابعاد تونل اضافه کرد. بنابراین منطقی نیست که مقدار Q بدست آمده از یک گالری کوچک برای تخمین فشار وارد بر نگهداری یک تونل بزرگ یا مغار استفاده شود. بهتر است J_n از روی مشاهده مغزه‌های حفاری یا دوربینهای گمانه‌ای تعیین شود.

ب- مقاومت برشی بین بلوکی (J_r/J_a): مشاهده می‌شود که $\tan^{-1}(J_r/J_a)$، تقریبی مناسب از زاویه اصطکاک لغزشی اوج واقعی در امتداد درزه‌های پوشیده شده از رس می‌باشد. نسبت (J_r/J_a) معرف زبری و مشخصات مقاومتی

---

۸۷ Norwegian Geotechnical Institute (NGI)

دیواره‌های درزه یا مواد پر کننده می‌باشد. خاطر نشان می‌گردد که مقدار (J_r / J_a) از دسته درزه بحرانی (دسته درزه‌ای که از نقطه نظر پایداری یک بلوک سنگی کلیدی، نامساعدترین است) بدست می‌آید.

پ- *تنش فعال* (J_w / SRF): فاکتوری تجربی است که معرف "شرایط تنش فعال" می‌باشد. فاکتور کاهش تنش SRF شاخصی است از **الف**- فشار از دست رفته در حفاری داخل زونهای برشی و توده سنگهای حاوی رس، **ب**- تنش سنگ در سنگهای مقاوم، **پ**- فشار مچاله شوندگی (لهیدگی) در سنگهای پلاستیک ضعیف و بطور کلی از آن می‌توان بعنوان پارامتر کلی تنش یاد کرد. فاکتور کاهش آب (J_w) شاخصی از فشار آب بوده که بدلیل کاهش تنش نرمال موثر، تاثیر معکوسی روی مقاومت برشی درزه‌ها دارد. ضمناً آب می‌تواند منجر به نرم شدگی و شستشوی درزه‌های پر شده از رس گردد.

سیستم طبقه بندی Q بر مبنای اطلاعـات بدست آمده از تونلهایی که به روش چالزنی و آتشباری اجرا شده و توسـط راکبولت، شـاتکریت، مش فولادی و قابهای بتنی درجا تحکیم شده‌اند بنا شده است. برای تونل‌هایی که به وسیله TBM حفاری می‌شوند پیشنهاد می‌گردد که مقدار Q پنج برابر شود [۲۲].

الف- RQD

امتیاز RQD در سیستم Q برابر با مقدار RQD بر حسب درصد می‌باشد. در مورد توده سنگهای بسیار ضعیف $(RQD < ۱۰\ \%)$، برای تعیین مقدار Q، RQD معادل ۱۰ در نظر گرفته می‌شود (جدول ۲-۱۵).

ب- عدد دسته درزه (J_n)

پارامتر J_n که معرف تعداد دسته درزه‌ها است غالباً تحت تاثیر تورق، شیستوزیته، کلیواژهای اسلیتی یا لایه بندیها و ... می‌باشد. در صورتیکه ناپیوستگیهای موازی شدیداً گسترش یافته باشند باید به عنوان یک دسته درزه محسوب شوند. اگر تعدادی درزه قابل رویت یا صرفاً شکستگیهای اتفاقی در سنگ مشاهده شود هنگام ارزیابی J_n از جدول (۶-۱۶)، باید آنها را بصورت یک دسته درزه تصادفی به شمار آورد. امتیاز J_n تقریباً معادل مربع تعداد دسته درزه‌ها می‌باشد.

جدول ۶-۱۵- شاخص کیفی سنگ (RQD) [۱۳۷]

ردیف	کیفیت	مقدار RQD
A	بسیار ضعیف	صفر تا ۲۵
B	ضعیف	۲۵ تا ۵۰
C	متوسط	۵۰ تا ۷۵
D	خوب	۷۵ تا ۹۰
E	عالی	۹۰ تا ۱۰۰

توجه: الف- در حالتیکه مقدار RQD کوچکتر و یا مساوی ۱۰ باشد (شامل مقدار صفر)، مقدار آن ۱۰ در نظر گرفته می‌شود. ب- بازه RQD در فواصل ۵ تایی (یعنی ۱۰۰، ۹۵، ۹۰ و ...) از دقت کافی برخوردار می‌باشند.

جدول ۶-۱۶- عدد دسته درزه‌ها [(J_n) ۱۳۷]

ردیف	شرایط	J_n
A	توده ای، بدون درزه یا شامل تعداد کمی درزه	۰/۵ تا ۱
B	یک دسته درزه	۲
C	یک دسته درزه همراه با درزه‌های تصادفی	۳
D	دو دسته درزه	۴
E	دو دسته درزه همراه با درزه‌های تصادفی	۶
F	سه دسته درزه	۹
G	سه دسته درزه همراه با درزه‌های تصادفی	۱۲
H	چهار دسته درزه یا بیشتر به همراه درزه‌های تصادفی، بشدت درزه دار، حبه قندی[۸۸] و ...	۱۵
J	سنگ خرد شده، خاک مانند	۲۰
نکته : J_n برای تقاطعها ۳ برابر و برای پرتالها (ورودیها) ۲ برابر می‌شود.		

پ- عدد زبری (J_r) و عدد هوازدگی (J_a) درزه

پارامترهای J_r و J_a که بترتیب در جداول (۶-۱۷) و (۶-۱۸) ارائه شده‌اند معرف زبری و میزان هوازدگی دیواره درزه یا مواد پرکننده هستند. این پارامترها باید برای ضعیف‌ترین دسته درزه بحرانی یا ناپیوستگیهای پر شده توسط رس تعیین گردند. اگر یک دسته درزه یا ناپیوستگی با حداقل مقدار $(\frac{J_r}{J_a})$، از لحاظ پایداری دارای جهتی مناسب باشد آنگاه دومین دسته درزه یا ناپیوستگی دارای جهت بحرانی تر (مطلوبیت کمتر) اهمیت بیشتری پیدا کرده و مقدار $(\frac{J_r}{J_a})$ دومین دسته درزه در محاسبه Q باید منظور گردد. جهت بررسی تاثیر دسته درزه‌ها می‌توان به جدول(۶-۱۰-ت) مراجعه کرد.

ت- فاکتور کاهش آب درزه (J_w)

پارامتر J_w (جدول ۶-۱۹)، شاخصی برای فشار آب بوده که تاثیر معکوسی بر روی مقاومت برشی درزه‌ها دارد. این موضوع بواسطه کاهش تنش نرمال موثر در درزه‌ها می‌باشد. ضمناً آب می‌تواند منجر به نرم شدگی و شستشوی درزه‌های پر شده از رس گردد.

ث- فاکتور کاهش تنش (SRF)

پارامتر SRF (جدول ۶-۲۰) شاخصی است از **الف**- فشار از دست رفته در حفاری داخل زونهای برشی و توده سنگهای حاوی رس، **ب**- تنش سنگ q_c/σ_1 در یک توده سنگ مقاوم که q_c مقاومت فشاری تک محوری سنگ بکر و σ_1 تنش اصلی ماکزیمم پیش از حفاری است، **پ**- فشارهای تورمی یا مچاله شوندگی در توده سنگهای نامقاوم. همچنین SRF را می‌توان به عنوان یک پارامتر کلی تنش در نظر گرفت.

---

۸۸ Sugar cube

جدول ۶-۱۷- عدد زبری درزه [(J_r) ۱۳۷]

ردیف	شرایط	J_r
	a) دیواره درزه با هم تماس دارند b) دیواره درزه قبل از ۱۰ سانتیمتر برش تماس دارند	
A	درزه ناپیوسته	۴
B	زبر یا نامنظم، موّاج	۳
C	صاف، موّاج	۲
D	صیقلی، موّاج	۱/۵
E	زبر یا نامنظم، صفحه ای	۱/۵
F	صاف، صفحه ای	۱
G	صیقلی، صفحه ای	۰/۵
	c) دیواره درزه زمانیکه برش اتفاق بیافتد تماسی ندارند	
H	ناحیه حاوی کانیهای رسی با ضخامت کافی برای جلوگیری از تماس سنگ دیواره	۱
J	ناحیه ماسه ای، گراولی یا خرد شده با ضخامت کافی برای جلوگیری از تماس سنگ دیواره	۱

نکته: I- توضیحات در مورد عوارض کوچک و متوسط مقیاس بکار می‌روند. II- اگر فاصله داری متوسط دسته درزه مربوطه بیش از ۳ متر باشد، عدد ۱ به J_r اضافه می‌شود. III- برای درزه‌های صیقلی، صفحه‌ای با جهتداری مساعد (در راستای کمترین مقاومت) می‌توان $J_r = ۰.۵$ را بکار برد. IV- طبقه بندی J_r و J_a در خصوص ناپیوستگیها یا دسته درزه‌هایی اعمال می‌شود که کمترین پایداری را از هر دو نقطه نظر راستا و مقاومت برشی (τ) داشته باشند

$(\tau \approx \sigma_n \tan^{-1}(\frac{J_r}{J_a}))$.

جدول ۶-۱۸- عدد هوازدگی درزه [(J_a) ۱۳۷]

	شرایط	ϕ_r (درجه)	J_a
	a) تماس سنگ دیواره (بدون کانیهای پر کننده، صرفاً پوشش)		
A	مواد پرکننده شدیداً جوش خورده، سخت، غیر نرم شونده و نفوذناپذیر مانند کوارتز یا اپیدوت[۸۹]	-	۰/۷۵
B	دیواره‌های درزه فاقد هوازدگی، صرفاً رنگ سطوح تغییر کرده‌اند.	۲۵ تا ۳۵	۱
C	دیواره‌های درزه کمی هوازده‌اند. کانیهای غیر نرم شونده سطوح را پوشانده اند، ذرات ماسه‌ای و سنگهای خرد شده عاری از رس	۲۵ تا ۳۰	۲
D	پوشاننده‌هایی از جنس رس سیلتی یا ماسه ای، ذرات کوچک رسی (نرم نشونده)	۲۰ تا ۲۵	۳
E	پوشاننده‌هایی از جنس کانیهای رسی با اصطکاک کم یا نرم شونده از قبیل کائولینیت، میکا، کلریت، تالک، ژیپس، گرافیت و ... و مقادیر کمی از رسهای تورمی (پوشاننده‌های ناپیوسته با ضخامت ۱ تا ۲ میلیمتر یا کمتر)	۸ تا ۱۶	۴
	b) تماس سنگ دیواره پیش از ۱۰ سانتیمتر برش (کانیهای پر کننده نازک)		
F	ذرات ماسه ای، سنگهای خرد شده بدون رس و ...	۲۵ تا ۳۰	۴

۸۹ Epidote

G	پر کننده‌های رسی بشدت تحکیم یافته و غیر نرم شونده (پیوسته با ضخامت کمتر از ۵ میلیمتر)	۱۶ تا ۲۴	۶
H	پر کننده‌های رسی با بیش تحکیمی کم یا متوسط و نرم شونده (پیوسته با ضخامت کمتر از ۵ میلیمتر)	۱۲ تا ۱۶	۸
J	پر کننده‌های رسی تورمی مانند مونتموریلونیت (پیوسته با ضخامت کمتر از ۵ میلیمتر). مقدار J_a به درصد ذرات رسی، دسترسی به آب و غیره بستگی دارد.	۶ تا ۱۲	۸ تا ۱۲
c) سنگ دیواره در برش هیچ تماسی ندارد (کانیهای پر کننده ضخیم)			
K, L, M	نواحی یا نوارهایی از سنگ خرد شده یا تجزیه شده و رس (برای توصیف شرایط رس به G، H و J مراجعه گردد).	۶ تا ۲۴	۶، ۸ یا ۸ تا ۱۲
N	نواحی یا نوارهایی از رس ماسه‌ای یا سیلتی، مقدر کمی از ذرات رسی (غیر نرم شونده)	–	۵
O, P, R	نواحی یا نوارهایی پیوسته و ضخیم از رس (برای توصیف شرایط رس به G، H و J مراجعه گردد).	۶ تا ۲۴	۱۰، ۱۳ یا ۱۳ تا ۲۰

جدول ۶-۱۹- فاکتور کاهش آب درزه (J_w) [۱۳۷]

شرایط		فشار تقریبی آب (MPa)	J_w
A	حفاریهای خشک یا جریان ناچیز یعنی به طور موضعی ۵ لیتر بر دقیقه	کمتر از ۰/۱	۱
B	جریان یا فشار متوسط، گهگاه شسته شدن پر کننده درزه‌ها	۰/۱ تا ۰/۲۵	۰/۶۶
C	جریانهای بزرگ یا فشارهای زیاد در سنگهای مقاوم با درزه‌های پر نشده	۰/۲۵ تا ۱	۰/۵
D	جریانهای بزرگ یا فشارهای زیاد، شسته شدن قابل ملاحظه پرکننده‌های درزه‌ها	۰/۲۵ تا ۱	۰/۳۳
E	جریانها یا فشارهای آب فوق العاده زیاد در زمان آتشباری که با زمان کاهش پیدا می‌کنند	بزرگتر از ۱	۰/۲ تا ۰/۱
F	جریانها یا فشارهای آب فوق العاده زیاد که بدون هیچ کاهشی ادامه پیدا می‌کنند	بزرگتر از ۱	۰/۱ تا ۰/۰۵

توجهات: I- فاکتورهای C تا F تخمینهای تقریبی هستند. در صورت نصب تجهیزات زهکشی مقدار J_w را افزایش دهید. II- مشکلات خاص ناشی از یخ زدگی در نظر گرفته نشده‌اند. III- برای توصیف کلی توده سنگهای دور از تاثیرات حفاری، استفاده از J_w مساوی ۱، ۰/۶۶، ۰/۵، ۰/۳۳ و ... با افزایش عمق از ۰ تا ۵ متر، ۵ تا ۲۵ متر، ۲۵ تا ۲۵۰ متر تا بزرگتر از ۲۵۰ متر توصیه می‌گردد البته با فرض اینکه $\frac{RQD}{J_n}$ بمنظور داشتن یک هدایت هیدرولیکی خوب به اندازه کافی پایین باشد (یعنی ۰/۵ تا ۲۵). این مساله سبب می‌شود تا در صورت توصیف مناسب SRF، Q در خصوص برخی تاثیرات تنش موثر و نرم کنندگی آب کالیبره گردد.

جدول ۶-۲۰- فاکتور کاهش تنش (SRF) [۱۳۷]

	شرایط				SRF
	الف- زونهای ضعیف تونل را قطع می‌کنند که می‌تواند منجر به سست شدن توده سنگ در حین حفاری گردد				
A	وجود زونهای ضعیف متعدد شامل رس یا سنگهای تجزیه شده شیمیایی، سنگهای احاطه کننده بسیار ضعیف (در هر عمقی)				۱۰
B	زونهای ضعیف منفرد شامل رس یا سنگهای تجزیه شده شیمیایی (در عمق مساوی یا کمتر از ۵۰ متر)				۵
C	زونهای ضعیف منفرد شامل رس یا سنگهای تجزیه شده شیمیایی (در عمق بیش از ۵۰ متر)				۲/۵
D	زونهای برشی متعدد در سنگهای مقاوم (بدون رس)، سنگهای در بر گیرنده ضعیف (در هر عمقی)				۷/۵
E	زونهای برشی منفرد در سنگهای مقاوم (بدون رس) (در عمق مساوی یا کمتر از ۵۰ متر)				۵
F	زونهای برشی منفرد در سنگهای مقاوم (بدون رس) (در عمق بزرگتر از ۵۰ متر)				۲/۵
G	درزه‌های ضعیف و باز، بشدت درزه دار یا حبه قندی، ... (در هر عمقی)				۵
	ب- سنگ مقاوم : مشکلات ناشی از تنش در سنگ				
		q_c/σ_1	σ_θ/q_c	SRF قدیم	SRF جدید
H	تنش کم، درزه‌های باز در نزدیکی سطح	>۲۰۰	<۰/۰۱	۲/۵	۲/۵
J	تنش متوسط، وضعیت تنش مساعد	۱۰-۲۰۰	۰/۰۱-۰/۳	۱	۱
K	تنش بالا، ساختار بسیار محکم. معمولاً مناسب برای پایداری، ممکن است از نظر ناپایداری دیواره نامناسب باشد	۵-۱۰	۰/۳-۰/۴	۰/۵-۲	۰/۵-۲
L	پوسته شدن متوسط پس از گذشت بیش از یک ساعت در سنگ توده ای	۳-۵	۰/۵-۰/۶۵	۵-۹	۵-۵۰
M	پوسته شدن وانفجار خود به خودی سنگ پس از چند دقیقه در سنگ توده ای	۲-۳	۰/۶۵-۱	۹-۱۵	۵۰-۲۰۰
N	انفجار خود به خودی سنگ (کرنش- انفجار) و تغییر شکل دینامیک بلافاصله در سنگ توده ای	<۲	>۱	۱۵-۲۰	۲۰۰-۴۰۰
	پ- سنگ مچاله شونده: جریان پلاستیک سنگ ضعیف تحت تأثیر فشارهای سنگ زیاد				
			σ_θ/q_c		SRF
O	فشار سنگ ناشی از مچاله شوندگی کم		۱-۵		۵-۱۰
P	فشار سنگ ناشی از مچاله شوندگی زیاد		>۵		۱۰-۲۰
	ت- فعالیت تورمی از لحاظ شیمیایی وابسته به حضور آب است				
Q	فشار سنگ ناشی از تورم کم				۵-۱۰
R	فشار سنگ ناشی از تورم زیاد				۱۰-۱۵

تذکرات جدول ۶-۲۰:

الف – اگر نواحی برشی مربوطه، تونل را قطع نکرده و صرفاً بر آن تأثیر می‌گذارند مقدار SRF را ۲۵ تا ۵۰ درصد کاهش دهید.

ب – در صورتیکه وضعیت تنشها شدیداً آنیزوتروپ باشد (اگر اندازه گیری شده)، زمانیکه $۱۰ \le \sigma_1/\sigma_3 \le ۵$ است آنگاه q_c به $۰/۷۵\, q_c$ کاهش داده شود. اگر $\sigma_1/\sigma_3>۱۰$ باشد، q_c به $۰/۵\, q_c$ کاهش داده می‌شود. (q_c مقاومت فشاری تک محوری، σ_1 و σ_3 به ترتیب تنشهای اصلی بزرگ و کوچک و σ_θ تنش مماسی ماکزیم است که از تئوری الاستیک تخمین زده می‌شود.)

پ- نمونه‌های کمی در مورد این که عمق تاج تونل در زیر سطح زمین کم تر از عرض دهانه باشد ثبت شده است. درچنین مواردی پیشنهاد می‌شود که مقدار SRF از ۲/۵ به ۵ افزایش یابد (به H مراجعه شود).

ت- موارد L، M و N عمدتاً مربوط به طراحی نگهداری تونلهای عمیق در توده سنگهای سخت توده‌ای با نسبت RQD/J_n تقریبی ۵۰ تا ۲۰۰ می‌باشند.

ث- برای توصیف کلی توده سنگهای دور از تاثیرات حفاری، استفاده از مقادیر SRF مساوی ۵، ۲/۵، ۱ و ۰/۵ با افزایش عمق از ۰ تا ۵ متر، ۵ تا ۲۵ متر، ۲۵ تا ۲۵۰ متر تا بزرگتر از ۲۵۰ متر توصیه می‌گردد.

ج- شرایط زمین فشارنده در اعماق بزرگتر از $(H > ۳۵۰\, Q^{\frac{1}{3}})$ $۳۵۰\, Q^{\frac{1}{3}}$ اتفاق می‌افتد [۳]. مقاومت فشاری توده سنگ را می‌توان از رابطه $\sigma_{cm}(MPa) \approx ۵\, \gamma\, (Q_c)^{1/3}$ بدست آورد که γ دانسیته سنگ بر حسب تن بر متر مکعب و $Q_c = Q \times (\frac{\sigma_c}{۱۰۰})$ است

۲-۵-۱- جهت‌داری درزه‌ها و سیستم Q

بارتون و همکارانش (۱۹۷۴) اظهار داشتند که جهت‌داری درزه‌ها، آنطور که بنظر می‌رسد مهم نیست [۱۱۵]. یک دلیل این موضوع این است که جهات بسیاری از فضاهای زیرزمینی را می‌توان و بایست اصلاح کرد تا جهتداری درزه‌ها به شکل مساعد درآید. همچنین آنها اظهار کردند که پارامترهای J_r ، J_n و J_a نسبت به جهت‌داری درزه‌ها نقش مهمتری بازی می‌کنند چرا که تعداد دسته درزه‌ها، تعداد درجات آزادی حرکت بلوک را تعیین می‌کنند و مشخصات اصطکاکی و اتساعی (J_r) می‌توانند مولفه وزن گوه‌های تشکیل شده ناشی از درزه‌های با جهت‌داری نامساعد را خنثی کنند. اگر بنا باشد جهت‌داری درزه‌ها را نیز در سیستم طبقه بندی اعمال کنیم طبقه بندی مزبور عمومیت کمتری پیدا کرده و سهولت آن از بین می‌رود.

در هر صورت پیشنهاد می‌شود امتیازات J_r و J_a برای بحرانی‌ترین دسته درزه در نظر گرفته شود. دسته درزه بحرانی یا نامساعدترین دسته درزه نسبت به محور تونل را می‌توان از روی جدول(۲-۱۰-ت) بنیاویسکی تعیین کرد.

۲-۵-۲- اصلاحات سیستم طبقه بندی Q

از سال ۱۹۷۴ تا کنون سیستم Q توسط محققان مختلفی به روز شده و با استناد به ۱۲۶۰ مورد در سرتاسر دنیا می‌تواند ادعا کرد که همبستگی خوبی بین نگهداریهای نصب شده بر اساس طبقه بندی Q مشاهده شده است [۱۱۸]. پارامترهای اصلی و اولیه سیستم Q تغییری نکرده‌اند ولی برخی از امتیازات فاکتور کاهش تنش (SRF) توسط گریمستاد و بارتون (۱۹۹۳) مجدداً اصلاح شده‌اند که مقادیر آنها در خصوص سنگهای مقاوم در جدول (۶-۲۰) ارائه شده است [۱۳۸]. علت این اصلاح این بود که یک سنگ توده‌ای سخت تحت تنش بالا به نگهداری بیشتری نسبت به مقدار توصیه شده توسط سیستم اولیه Q با SRF قدیمی نیاز دارد. تجربیات اخیر از تونلهای تحت تنشهای بالا در سنگهای سخت نشان می‌دهد که از بولتزنی کمتری استفاده شود و شاتکریت تقویت شده با فیبر فولادی (SFRS) که در سال ۱۹۷۴ ناشناخته بود جایگزین آن گردد. البته در خصوص سنگهای درزه دار اختلاف نظر وجود دارد، برای مثال کومار (۲۰۰۲) معتقد است که در مورد سنگهای با درزه داری متوسط باید SRF را بطور چشمگیری کاهش داد [۱۳۶]. ضمناً سینگ و گول (۲۰۰۶) اعتقاد دارند که بهتر است در سنگهای درزه دار از مقادیر قدیمی SRF استفاده کرد [۱۱۸].

البته مبحث پارامتر SRF همواره محل مناقشه بوده است بطوریکه کایزر و همکاران (۱۹۸۶) معتقد بودند که این پارامتر بسیار بحث برانگیز است. در نتیجه شاید بهتر باشد که در طبقه بندیهای توده سنگ از SRF و کلاً مباحث تنشی صرفنظر نموده و آثار مخرب تنشهای زیاد بطور مجزا بررسی گردند [۱۲۴]. این موضوع بعدها منجر به پیدایش طبقه بندی "عدد توده سنگ (N)"[۹۰] توسط گول و همکاران (۱۹۹۵) شد که تاثیر تنش را بصورت تابعی از عمق تونل لحاظ می‌کند که از حوصله این تحقیق خارج است [۱۳۹]. در جدول (۶-۲۱) اصلاحات اساسی که از سال ۱۹۷۴ تا کنون در خصوص طبقه بندی Q انجام گرفته ارائه شده است.

۹۰ Rock mass number (N)

۶-۵-۳- جمع آوری اطلاعات صحرایی

طول مغزه‌ها یا رخنمونهای سنگی که برای ارزیابی چهار پارامتر اول (RQD ، J_n ، J_r و J_a) استفاده می‌شود به یکپارچگی توده سنگ بستگی دارد. اگر تغییرات کمی داشته باشیم یک مغزه با طول دیواره ۵ تا ۱۰ متری کافی است. ولی در یک منطقه برشی کاملاً درزه دار به عرض چند متر با تناوبی از سنگهای سالم، لازم است تا هر کدام از این پارامترها بطور جداگانه ارزیابی شوند. از طرف دیگر اگر بطور متناوب با زونهای برشی کمتر از ۰/۵ متر مواجه شویم بهتر است مقدار Q را برای کل طول تونل کاهش داد تا نگهداری قوی تری بطور یکنواخت در سرتاسر طول این زونهای متغیر در تونل اجرا گردد. در چنین مواردی طول مغزه یا دیواره باید ۱۰ تا ۵۰ متر باشد[۱۴۱].

توجه شود که مقدار Q برای سقف، کف و دیواره‌ها بطور مجزا محاسبه گردد خصوصاً زمانیکه ساختار زمین شناسی توده سنگ اطراف فضای زیرزمینی یکنواخت نباشد.

جدول ۶-۲۱- توسعه‌های اساسی سیستم Q [۱۴۰]

سال	توسعه	مولفین و عنوان مقاله
۱۹۷۴	سیستم Q معرفی شد	Barton, Lien, and Lunde (۱۹۷۴): "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support".
۱۹۷۷	تخمین نگهداری سنگ در دیواره تونلها	Barton, Lien, and Lunde (۱۹۷۷):"Estimation of support requirements for underground excavation".
۱۹۸۰	کاربرد سیستم Q در تخمین پارامترهای ورودی توده سنگ در معیار گسیختگی هوک و براون	Hoek & brown (۱۹۸۰): "Underground excavation in rock".
۱۹۸۸	چارتی جدید وساده جهت نگهداری سنگ	Grimstad and Barton (۱۹۸۸): "Design and methods of rock support".
۱۹۹۰	نگهداری سنگ در زونهای ضعیف کوچک	Loset (۱۹۹۰): "Using the Q-system for support estimates of small weakness zones and for temporary support (in Norwegian)".
۱۹۹۱	تخمین مقادیر Q از روی سرعت انکسار لرزه نگاری	Barton (۱۹۹۱): "Geotechnical design".
۱۹۹۲	کاربرد سیستم Q در روش NMT	Barton et al. (۱۹۹۲): "Norwegian method of tunnelling".
۱۹۹۲	تخمین مچاله شوندگی با استفاده از مقادیر Q	Bhawani Singh et al. (۱۹۹۲): "Correlation between observed support pressure and rock mass quality".
۱۹۹۳	به روز آوری سیستم Q با: - تعدیل مقادیر SRF - کاربرد روشهای جدید نگهداری سنگ - تخمین Q از روی سرعتهای لرزه نگاری - تخمین مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ - تعدیل در خصوص زونهای باریک ضعیف	Grimstad and Barton (۱۹۹۳): "Updating of the Q-system for NMT".
۱۹۹۵	معرفی Q_c با کاربرد مقاومت فشاری	Barton (۱۹۹۵): "The influence of joint properties in modeling jointed rock masses".
۱۹۹۷	سیستم Q کاربردی در حین حفاری	Loset (۱۹۹۷): "Practical application of the Q-system".
۱۹۹۹	Q_{TBM} معرفی شد.	Barton (۱۹۹۹): "TBM performance estimation in rock using Q_{TBM}".
۲۰۰۱	کاربرد سیستم Q در تخمین اثرات تزریق	Barton et al (۲۰۰۱): "Strengthening the case for grouting".
۲۰۰۲	توسعه‌های بعدی سیستم Q	Barton (۲۰۰۲): "Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design".

ضمناً توصیه شده است بمنظور کمینه کردن خطاهای انسانی در تخصیص امتیازات، بجای یک مقدار منفرد از دامنه‌ای از امتیازات استفاده گردد. ساده‌ترین راه در تعیین مقدار Q، استفاده از میانگین مقادیر حداقل و حداکثر در خصوص هر کدام از پارامترهاست. روش حرفه‌ای تر استفاده از روش متوسط گیری وزنی است که منجر به جوابهای واقعی تر نیز می‌شود. برای مثال می‌توان به ضعیفترین، امتیاز ۱۰٪، به متوسط امتیاز ۶۰٪ و به بهترین سنگ امتیاز ۳۰٪ وزن داد مثلاً اگر سه مقدار متفاوت ۲۵، ۶۵ و ۸۵ برای پارامتر RQD داشته باشیم متوسط وزنی آنها طبق پیشنهاد NGI مطابق ذیل است[۱۴۱]:

$$RQD = (۱۰\times ۲۵ + ۶۰\times ۶۵ + ۳۰\times ۸۵)/۱۰۰ = ۶۷\%$$

در خصوص سایر پارامترها نیز روش کار مشابه است (جدول ۶-۲۲). توجه شود که در صورت استفاده از روش میانگین گیری، امتیاز بدست آمده محافظه کارانه تر می‌شود (۵۵٪ در صورت میانگین گرفتن از مقادیر حداقل و حداکثر و ۵۸٪ در صورت میانگین گرفتن از ۳ مقدار مزبور).

جدول ۶-۲۲- روش متوسط گیری وزنی پارامترهای Q [۱۴۱]

پارامتر Q	ضعیفترین مقدار (۱۰٪)	مقدار متوسط (۶۰٪)	بیشترین مقدار (۳۰٪)	میانگین وزنی
RQD	۲۵	۶۵	۸۵	۶۷
J_n	۱۲	۹	-	۹/۴۲
J_r	۱/۵	۳	۴	۲/۰۵
J_a	۴	۲	۱	۱/۹
J_w	۰/۶۶	۱	۱	۰/۹۶۶
SRF	۷/۵	۵	۲/۵	۴/۵

۶-۵-۴- طبقه بندی توده سنگ بر اساس سیستم Q

پارامتر Q شاخص بسیار حساسی است که مقدار آن از ۰/۰۰۱ تا ۱۰۰۰ متغیر است. استفاده از سیستم Q خصوصاً برای تونلها و مغارهای با سقف قوسی توصیه شده است. بسته به مقدار Q، توده سنگها به ۹ رده و یا کلاس طبقه بندی می‌شوند (جدول ۶-۲۳):

جدول ۶-۲۳- طبقه بندی توده سنگ بسته به مقدار Q

Q	گروه	طبقه بندی
۰/۰۰۱ تا ۰/۰۱	۳	خارق العاده ضعیف
۰/۰۱ تا ۰/۱		فوق العاده ضعیف
۰/۱ تا ۱	۲	بسیار ضعیف
۱ تا ۴		ضعیف
۴ تا ۱۰		متوسط
۱۰ تا ۴۰	۱	خوب
۴۰ تا ۱۰۰		بسیار خوب
۱۰۰ تا ۴۰۰		فوق العاده خوب
۴۰۰ تا ۱۰۰۰		خارق العاده خوب

۶-۵-۵- تخمین فشار وارد بر نگهداری بر اساس سیستم Q

۶-۵-۵-۱- با استفاده از روش بارتون و همکاران (۱۹۷۴)

بارتون و همکارانش (۱۹۷۴ و ۱۹۷۵) ظرفیت نگهداری ۲۰۰ فضای زیرزمینی را بر حسب کیفیت توده سنگ (Q) مطابق شکل (۶-۶) رسم کردند [۱۴۲]. آنها روابط تجربی زیر را برای تعیین فشار وارد بر نگهداری نهایی پیشنهاد دادند:

$$P_v = \left(\frac{۰.۲}{J_r}\right) Q^{-۱/۳} \qquad (۱۰-۶)$$

$$P_h = \left(\frac{۰.۲}{J_r}\right) Q_w^{-۱/۳} \qquad (۱۱-۶)$$

بطوریکه:

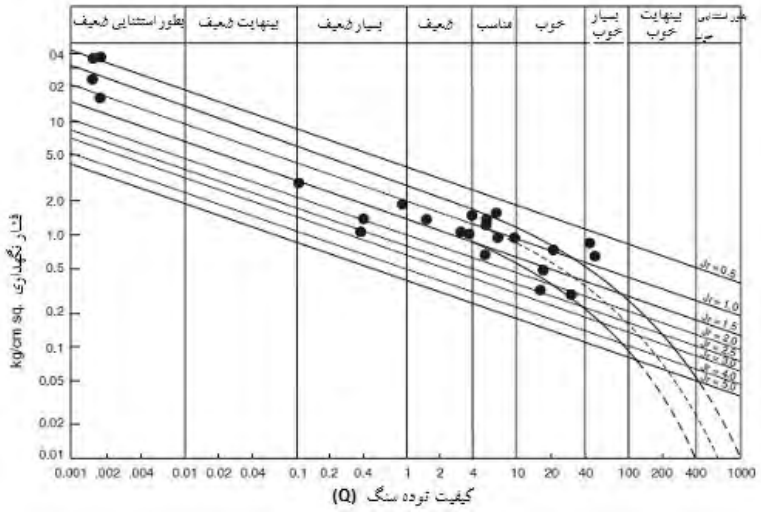
P_v = فشار وارد بر نگهداری نهایی سقف (MPa)

P_h = فشار وارد بر نگهداری نهایی دیواره (MPa)

Q_w = فاکتور دیواره

فاکتور دیواره (Q_w) نیز از حاصلضرب مقادیر Qهای مختلف در فاکتوری که وابسته به مقدار Q می‌باشد بصورت زیر تعیین می‌گردد:

محدوده Q	فاکتور دیواره (Q_w)
>۱۰	Q۵
۰/۱ تا ۱۰	Q۲/۵
<۰/۱	Q۱



شکل۶-۶- رابطه بین فشار وارد بر نگهداری و Q [۱۱۵]

چنانکه ملاحظه می‌گردد بر اساس روابط بارتون و همکاران (۱۹۷۴)، ظرفیت نگهداری مستقل از اندازه حفاری است درست عکس چیزی که ترزاقی (۱۹۴۶) اعتقاد داشت.

ضمناً بارتون و همکاران (۱۹۷۴) پیشنهاد دادند که اگر تعداد دسته درزه‌ها کمتر از ۳ بود روابط (۶-۱۰) و (۶-۱۱) بصورت زیر بیان شوند:

$$P_v = \frac{۰.۲ \cdot J_n^{۱/۲}}{۳ \cdot J_r} \cdot Q^{-۱/۳} \quad (۱۲-۶)$$

$$P_h = \frac{۰.۲ \cdot J_n^{۱/۲}}{۳ \cdot J_r} \cdot Q_w^{-۱/۳} \quad (۱۳-۶)$$

آنها چنین فرض کردند که فشار وارد بر نگهداری کوتاه مدت را می‌توان با جایگذاری 5Q بجای Q در رابطه (۶-۱۰) تعیین کرد. بنابراین فشار وارد بر نگهداری نهایی بصورت ۱/۷ برابر فشار وارد بر نگهداری کوتاه مدت تعیین می‌گردد.

گول و همکارانش (۱۹۹۵) با مقایسه مقادیر بدست آمده از روابط بارتون و همکاران (۱۹۷۴) و مقادیر اندازه گیری شده از تونلهای مختلف به این نتیجه رسیدند که سیستم Q در زمینهای بسیار مچاله شونده برای تونلهای با عرض بزرگتر از ۹ متر نامطمئن است [۱۳۹].

باسین و گریمستاد (۱۹۹۶) رابطه زیر را برای پیش بینی فشار وارد بر نگهداری تونلهای واقع در توده سنگهای ضعیف $(Q < ۴)$ ارائه دادند [۱۴۳]:

$$P_v\ (KPa) = \frac{۴۰B}{J_r} \cdot Q^{-۱/۳} \quad (۱۴-۶)$$

بطوریکه B قطر یا دهانه تونل بر حسب متر می‌باشد. رابطه (۶-۱۴) نشان می‌دهد که در توده سنگهای ضعیف، فشار وارد بر نگهداری با اندازه دهانه تونل (B) افزایش می‌یابد.

۶-۵-۵-۲- رابطه سینگ و همکاران (۱۹۹۲)

خاطر نشان می‌شود که Q موجود در روابط فوق در واقع کیفیت پس از حفاری توده سنگ است چرا که در تونلها، زمین شناسی توده سنگ معمولاً پس از آتشباری مطالعه شده و بلافاصله در خصوص میزان نگهداری تصمیم گیری می‌شود.

الف- فشار وارد بر نگهداری کوتاه مدت

- **فشار وارد بر نگهداری قائم (سقف):** مطابق مشاهدات حاصل از ۳۰ تونل ابزار بندی شده، فشار وارد بر نگهداری سقف با کیفیت کوتاه مدت توده سنگ (Q_i) بصورت زیر بیان می‌شود [۱۴۴]:

$$P_v(MPa) = \frac{۰.۲}{J_r} \cdot Q_i^{-۰.۳۳} \cdot f \cdot f' \cdot f'' \quad (۱۵-۶)$$

$$f = ۱ + (H - ۳۲۰)/۸۰۰ \geq ۱ \quad (۱۶-۶)$$

بطوریکه:

$Q = Q_i$ ۵ = کیفیت کوتاه مدت توده سنگ بلافاصله پس از حفاری

P_v = فشار وارد بر نگهداری کوتاه مدت سقف بر حسب MPa

f = فاکتور تصحیح روباره یا عمق تونل (شکل ۶-۷)

f' = فاکتور تصحیح همگرایی تونل (جدول ۶-۲۴)

f'' = فاکتور تصحیح برای زمان پس از حفاری و نصب نگهداری

H = روباره یا عمق تونل بر حسب متر

هنگام استفاده از رابطه (۶-۱۵)، فاکتورهای تصحیح قدم به قدم اعمال می‌شوند. ابتدا فاکتور تصحیح عمق تونل، سپس تصحیح همگرایی تونل و در نهایت تصحیح زمان پس از نصب نگهداری اعمال می‌شود. گریمستاد و بارتون (۱۹۹۳) توافق کردند که از رابطه (۶-۱۶)، بمنظور فاکتور تصحیح روباره استفاده کنند [۱۳۸].

فاکتور تصحیح همگرایی تونل (f') را می‌توان بر اساس مقدار همگرایی تونل از روی جدول (۶-۲۴) بدست آورد.

فاکتور تصحیح f'' برای زمان به صورت زیر است:

$$f'' = \log\left(۹.۵\, t^{۰.۲۵}\right) \qquad (۶-۱۷)$$

که t زمان بر حسب ماه پس از نصب سیستم نگهداری می‌باشد.

گول و همکارانش (۱۹۹۵) فاکتورهای تصحیح f و f' را برای تونل مانری-اوتارکاشی[۹۱] در اعماق ۷۰۰ تا ۹۰۰ متر تایید کردند [۴۳]. کومار (۲۰۰۲) نیز هر سه فاکتور تصحیح را از مطالعه رفتار تونل ۲۷ کیلومتری NJPC در هندوستان با عمق کمتر از ۱۴۰۰ متر تایید کرد [۱۳۶]. سینگ و همکاران (۱۹۹۲) با ترکیب سه فاکتور تصحیح مزبور، رابطه زیر را برای فشار وارد بر نگهداری نهایی تونل (P_{ult}) پس از گذشت حدود ۱۰۰ سال ارائه کردند:

$$f'' = ۵^{۱/۳} = ۱.۷ \qquad (۶-۱۸)$$

$$P_{ult}(MPa) = \frac{۰.۲}{J_r} . Q^{-۱/۳} . f . f' \qquad (۶-۱۹)$$

همچنین سینگ و همکاران (۱۹۹۲) تاثیر اندازه دهانه تونل (۲ تا ۲۲ متر) را روی فشار وارد بر نگهداری بررسی کرده و مشاهده کردند که اندازه تونل تاثیر چشمگیری روی فشار وارد بر نگهداری ندارد [۱۴۴].

جدول ۶-۲۴- فاکتور تصحیح f' برای همگرایی تونل [۱۴۴]

شماره	شرایط سنگ	سیستم نگهداری	همگرایی تونل (٪) (u_a/a)	فاکتور تصحیح (f')
۱	**غیر مچاله شونده** $(H < ۳۵۰ Q^{۱/۳})$	----	<۱	۱/۱
۲	**مچاله شونده** $(H > ۳۵۰ Q^{۱/۳}, J_r/J_a < ۰.۵)$	**بسیار سخت**	<۲	>۱/۸
۳	**مانند بالا**	**سخت**	**۲ تا ۴**	۰/۸۵
۴	**مانند بالا**	**انعطاف پذیر**	**۴ تا ۶**	۰/۷
۵	**مانند بالا**	**بسیار انعطاف پذیر**	**۶ تا ۸**	۱/۱۵
۶	**مانند بالا**	**بی نهایت انعطاف پذیر**	>۸	۱/۸

توجه:

الف- همگرایی تونل تا حدود زیادی به روش حفاری بستگی دارد. در زمینهای بسیار مچاله شونده، روش فوقانی (هدینگ) و تحتانی (بنچینگ) می‌تواند منجر به همگرایی تونل بزرگتر از ۸٪ گردد. ب- همگرایی بیشتر از ۴٪ دهانه تونل مجاز نیست چرا که ممکن است در اثر شکست قوس سنگ منجر به افزایش ناگهانی فشار وارد بر نگهداری شود. در چنین مواقعی بلافاصله مهارهای اضافه نصب شده تا مقدار همگرایی در محدوده تا ۴٪ دهانه تونل حفظ شود. پ- قابهای فولادی همراه با شمعها بیش از ۲٪ همگرایی تونل را جذب نمی کنند. بنابراین زمانی که با همگرایی بیش از حدی مواجه هستیم پیشنهاد می‌گردد که از SFRS برای نگهداری فوری سینه کار بهمراه قاب فولادی برای نگهداری پشت جبهه کار استفاده شود. ت- حداقل فاصله داری بین تونلهای موازی در زمینهای مچاله شونده، فاصله $۵B$ از مرکز به مرکز تونلها است (B عرض تونل است).

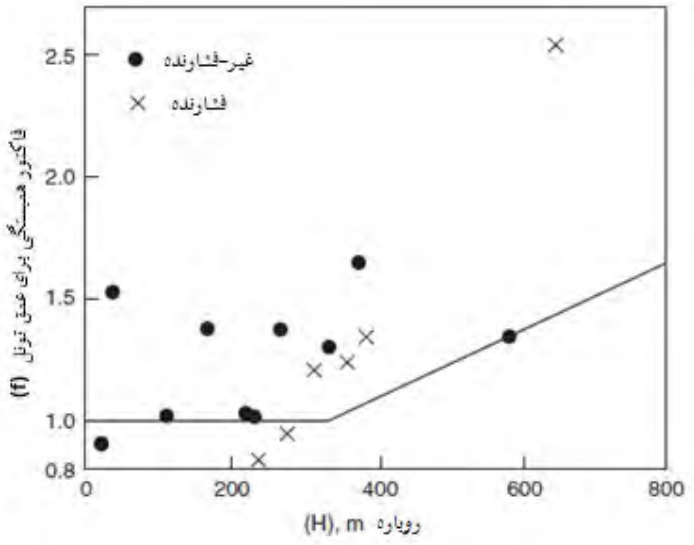
۹۱ Maneri-Uttarkashi

- **فشار وارد بر نگهداری افقی (دیواره):** برای تخمین فشار وارد بر نگهداری دیواره، می‌توان از رابطه (۶-۱۵) استفاده کرد فقط بجای Q_i، کیفیت کوتاه مدت توده سنگ دیواره (Q_{wi}) جایگزین میگردد. کیفیت کوتاه مدت توده سنگ دیواره (Q_{wi}) از حاصلضرب Q_i در فاکتوری که به مقدار Q بستگی دارد مطابق ذیل بدست می‌آید:

الف- برای $Q > ۱۰$: $Q_{wi} = ۵\, Q_i = ۲۵\, Q$

ب- برای $۱۰ > Q > ۱$: $Q_{wi} = ۲.۵\, Q_i = ۱۲.۵\, Q$

پ- برای $Q < ۰.۱$: $Q_{wi} = ۱\, Q_i = ۵\, Q$



شکل ۶-۷- فاکتور تصحیح f برای عمق تونل [۱۴۴]

معمولاً در شرایط زمین غیر مچاله شونده، فشار وارد بر نگهداری کوتاه مدت دیواره بی تاثیر می‌باشد. بنابراین توصیه می‌شود در مورد تونل‌های واقع در توده سنگ‌های با کیفیت خوب (گروه ۱ در جدول ۶-۲۳ با $Q > ۱۰$) از این فشار چشم پوشی شود.

توجه: هر چند فشار وارد بر نگهداری دیواره در زمینهای غیر مچاله شونده قابل اغماض است ولی مقدار زیاد آن در زمینهای ضعیف یا مچاله شونده امری متداول است. در چنین شرایطی استفاده از قابهای فولادی به همراه تیرهای کف‌بند مقعر[۹۲] توصیه می‌شود و گرنه بهتر است از روش $NATM$ استفاده گردد.

ب- فشار وارد بر نگهداری نهایی

رفتارنگاری بلند مدت مغار چیبرو[۹۳] در هندوستان، محققان را قادر ساخت تا روند فشار وارد بر نگهداری را نسبت به زمان و درجه اشباع مطالعه کنند. بر اساس مطالعات مبتنی بر ۱۰ سال رفتارنگاری، در توده سنگهای آبدار با درزه‌های پرشده از مواد قابل فرسایش، فشار وارد بر نگهداری نهایی تا ۶ برابر فشار وارد بر نگهداری کوتاه مدت افزایش می‌یابد [۱۴۵]. همچنین رفتارنگاریها نشان می‌دهند که در تونلهایی که در نواحی لرزه خیز در نزدیکی گسلها قرار دارند فشار

۹۲ Invert struts
۹۳ Chhibro

وارد بر نگهداری می‌تواند بدلیل کرنشهای تجمعی در توده سنگ اطراف گسل، حدوداً ۲۵٪ بیشتر باشد. مطالعه سینگ و همکارانش (۱۹۹۲) نشان داد که در زمینهای غیر مچاله شونده، فشار وارد بر نگهداری نهایی حدود ۱/۷۵ برابر فشار وارد بر نگهداری کوتاه مدت است. در حالیکه در زمینهای مچاله شونده، فشار وارد بر نگهداری نهایی ۲ تا ۳ برابر فشار وارد بر نگهداری کوتاه مدت می‌باشد [۱۴۶].

۶-۵-۶- دهانه خود نگهدار

بارتون و همکارانش (۱۹۷۴) رابطه (۶-۲۰) را برای تعیین بعد معادل (D_e) یک تونل بدون نگهداری یا خود نگهدار ارائه دادند [۱۱۵]:

$$D_e(m) = ۲\,(Q)^{۰.۴} \qquad (۶-۲۰)$$

اگر $(H(m) < ۳۵۰\,Q^{۰.۳۳})$ باشد و بعبارت دیگر شرایط زمین غیر مچاله شونده باشد.

که در آن:

D_e = بعد معادل= نسبت دهانه، قطر یا ارتفاع بر حسب متر به ESR

ESR = نسبت نگهداری حفاری

بعبارت دیگر اینطور می‌توان گفت که ماکزیمم دهانه بدون نگهداری معادل $۲ESR\,Q^{۰.۴}$ خواهد بود.

در بعد معادل، دهانه یا قطر برای تحلیل نگهداری سقف و ارتفاع دیواره برای نگهداری دیواره استفاده می‌گردد. نسبت نگهداری حفاری (ESR) فضاهای حفاری زیرزمینی مختلف در جدول (۶-۲۵) ارائه شده است.

جدول ۶-۲۵- مقادیر نسبت نگهداری حفاری (ESR) [۱۱۵]

شماره	نوع حفاری	ESR
۱	حفریات معدنی موقت	۳ تا ۵
۲	چاههای قائم	
	الف- مقطع دایره ای	۲/۵
	ب- مقطع مربعی و مستطیلی	۲
۳	حفریات معدنی دائم، تونلهای آب در نیروگاهها (شامل آبگیرهای فشار بالا)، تونلهای پایلوت، گالریها و هدینگهای حفاریهای بزرگ، ...	۱/۶
۴	انباره‌ها، تاسیسات تصفیه آب، تونلهای فرعی راه و راه آهن، تونلهای دسترسی و ...	۱/۳
۵	مغارهای انبار نفت، نیروگاهها، تونلهای اصلی راه و راه آهن، تونلهای دفاعی، پرتالها، تقاطعها و ...	۱
۶	نیروگاههای هسته‌ای زیرزمینی، ایستگاههای راه آهن، ورزشگاهها و اماکن عمومی، کارخانه‌ها و ...	۰/۸
	تذکر: در خصوص نگهداریهای موقت، **ESR** باید ۱/۵ برابر، **Q** باید ۵ برابر و $\mathbf{Q_w}$ نیز ۵ برابر گردد.	

شرایط کلّی برای حفاریهای بدون نگهداری دائم عبارتند از:

الف- $J_n < ۹,\ J_r > ۱,\ J_a < ۱,\ J_w = ۱,\ SRF < ۲.۵$

ضمناً سایر شرایط برای حفاریهای دائم بدون نگهداری در ذیل ارائه شده اند:

ب- اگر $RQD < ۴۰$ باشد لازم است که $J_n < ۲$ باشد.

پ- اگر $J_n = ۹$ باشد لازم است که $J_r > ۱.۵$ و $RQD > ۹۰$ باشد.

ت- اگر $J_r = ۱$ باشد لازم است که $J_w < ۴$ باشد.

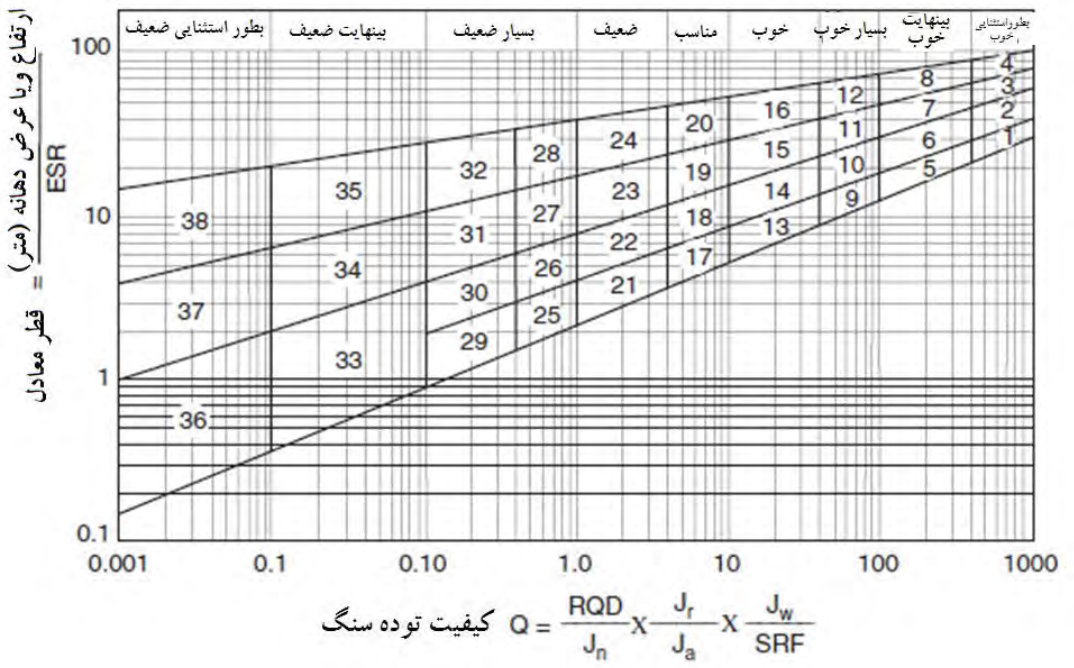
ث- اگر $SRF > ۱$ باشد لازم است که $J_r > ۱.۵$ باشد.

ج- اگر دهانه بزرگتر از ۱۰ متر باشد لازم است $J_n < ۹$ باشد.

چ- اگر دهانه بزرگتر از ۲۰ متر باشد لازم است $J_n < ۴$ و $SRF < ۱$ باشد.

۶-۵-۷- طراحی نگهداری

بارتون و همکارانش (۱۹۷۴) با تعریف ۳۸ کلاس دائم نگهداری، بعد معادل را در برابر Q ترسیم کردند (شکل ۶-۸) که بعدها این نمودار توسط گریمستاد و بارتون (۱۹۹۳) با نگاه ویژه به شاتکریت تقویت شده با فیبر فولادی (*SFRS*) اصلاح شد (شکل ۶-۹).

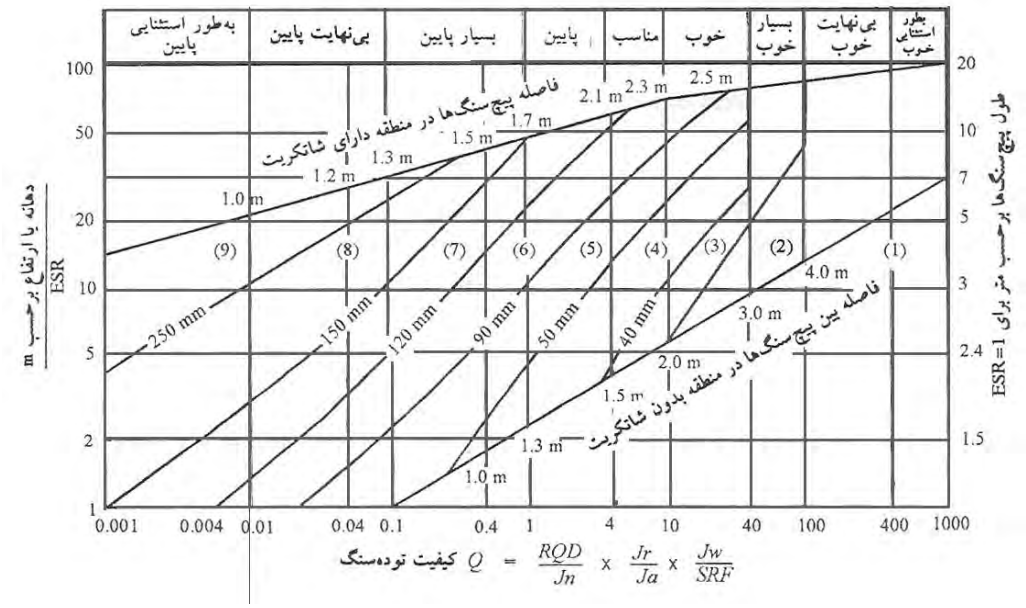


شکل ۶-۸- فلوچارت نگهداری تونل شامل ۳۸ کلاس نگهداری [۱۱۵]

مطابق پیشنهاد بارتون و همکاران (۱۹۸۰)، طول راکبولتها را می‌توان از رابطه زیر حساب کرد که در آن B عرض تونل است [۱۰۹]:

$$L = \frac{۲ + ۰.۱۵B}{ESR} \qquad (۲۱-۶)$$

در اینجا مستقیماً از مثالی که هوک در کتاب خود ارائه داده است برای تشریح کاربرد Q استفاده می‌گردد [۱۰۹]. می‌خواهیم تونلی به عرض ۱۵ متر بمنظور تعبیه سنگ شکن در عمق ۲۱۰۰ متری در معدنی زیرزمینی احداث کنیم. توده سنگ شامل ۲ دسته درزه اصلی است. درزه‌ها موّاج، زبر و غیر هوازده همراه با لکّه‌های سطحی بسیار ریز هستند. مقادیر *RQD* از ۸۵ تا ۹۵ درصد متغیر بوده و تستهای آزمایشگاهی بر روی نمونه مغزه‌های سنگ بکر، مقاومت فشاری تک محوره متوسط را ۱۷۰ مگاپاسکال نشان می‌دهد. جهت تنشهای اصلی تقریباً قائم و افقی بوده و مقدار تنشهای افقی اصلی حدوداً ۱/۵ برابر تنشهای قائم اصلی است. توده سنگ بطور موضعی نم دار می‌باشد ولی اثری از جریان آب نیست.



کلاسهای نگهداری	
۱- بدون نگهداری	۶- ۹ تا ۱۲ سانتیمتر شاتکریت تقویت شده فیبردار بهمراه بولتزنی
۲- بولت زنی موضعی	۷- ۱۲ تا ۱۵ سانتیمتر شاتکریت تقویت شده فیبردار بهمراه بولتزنی
۳- بولت زنی سیستماتیک	۸- بیش از ۱۵ سانتیمتر شاتکریت تقویت شده فیبردار، قابهای تقویت
۴- بولت زنی سیستماتیک بهمراه ۴ تا ۱۰ سانتیمتر شاتکریت غیر مسلح	شده با شاتکریت بهمراه بولتزنی
۵- ۵ تا ۹ سانتیمتر شاتکریت تقویت شده فیبردار بهمراه بولت زنی	۹- لاینینگ بصورت بتن ریزی درجا

شکل ۶-۹- کلاسهای نگهداری پیش بینی شده بر اساس طبقه بندی Q [۱۳۸]

مقدار متوسط RQD یعنی ۹۰، مستقیماً بمنظور محاسبه Q استفاده می‌شود. از روی جدول (۶-۱۶) و با توجه به وجود ۲ دسته درزه، $J_n = ۴$ خواهد بود. برای درزه‌های زبر یا غیرمنظم موجدار، مطابق جدول (۶-۱۷)، $J_r = ۳$ خواهد بود. از روی جدول (۶-۱۸) و با توجه به اینکه دیواره‌های درزه‌ها دگرسان نشده و همراه با لکه‌های سطحی است $J_a = ۱$ لحاظ می‌گردد. بر اساس جدول (۶-۱۹)، برای یک فضای حفاری با جریان ناچیز، مقدار $J_w = ۱$ خواهد بود. برای عمق ۲۱۰۰ متری، تنش روباره حدوداً ۵۷ مگاپاسکال خواهد بود و ضمناً تنش اصلی ماکزیمم ۸۵ مگاپاسکال ($\sigma_۱ = ۸۵\ MPa$) است. چون مقاومت فشاری سنگ ۱۷۰ مگاپاسکال بوده بنابراین $q_c/\sigma_۱ = ۲$ خواهد بود. بر اساس جدول ۲-۲۰، برای سنگهای مقاوم که دارای مشکلات تنشی هستند این مقدار $q_c/\sigma_۱$ منجر به ایجاد شرایط انفجار سنگ شدید شده و بنابراین مقدار SRF بین ۱۰ تا ۲۰ خواهد بود. مقدار متوسط $SRF = ۱۵$ در محاسبات لحاظ می‌شود. لازم بذکر است که از مقادیر قدیمی SRF جدول (۶-۲۰) استفاده شده است. بنابراین مقدار Q طبق رابطه ذیل بدست می‌آید:

$$Q = \frac{۹۰}{۴} \times \frac{۳}{۱} \times \frac{۱}{۱۵} = ۴.۵$$

اطاقک سنگ شکن در زمره فضاهای معدنی دائم محسوب شده بنابراین نسبت $ESR = ۱.۶$ در نظر گرفته می‌شود. در نتیجه برای دهانه حفاری ۱۵ متر، مقدار بعد معادل، $D'_e = ۱۵/۱.۶ = ۹.۴$ خواهد بود.

با توجه به $Q = ۴.۵$ و $D'_e = ۹.۴$ و شکل(۶-۹)، این فضای حفاری در کلاس ۴ قرار گرفته که مستلزم راکبولت سیستماتیک در فواصل ۲/۳ متری و ۴ تا ۵ سانتیمتر شاتکریت غیر مسلح است.

بواسطه پتانسیل متوسط تا زیاد انفجار سنگ احتمالی، بهتر است که سنگ دیواره‌های این فضای زیرزمینی عاری از تنش شود. بدین منظور باید بجای استفاده از آتشباریهای کنترل شده که در اعماق کمتر و بمنظور حاصل شدن دیواره‌های صاف انجام می‌گیرد از آتشباریهای تولیدی نسبتاً سنگین استفاده کرد چرا که هدف، آزاد سازی تنش از سنگهای دیواره‌هاست.

لوست (۱۹۹۲) پیشنهاد داد برای سنگهای با $۴ < Q < ۳۰$، آتشباری منجر به ایجاد درزه‌های جدید و کاهش موضعی مقدار Q در سنگهای پیرامون فضای حفاری می‌گردد. بنابراین وی پیشنهاد کرد که این مساله می‌تواند با کاهش مقدار RQD برای توده سنگ واقع در زون تاثیر انفجار لحاظ گردد [۱۰۹].

بنابراین با فرض اینکه مقدار RQD توده سنگ پیرامون اتاقک سنگ شکن مزبور تا ۵۰٪ افت می‌کند مقدار $Q = ۲.۹$ خواهد شد. با توجه به $Q = ۲.۹$ و $D'_e = ۹.۴$ و شکل (۶-۹) ، این فضای حفاری در کلاس ۵ قرار گرفته که مستلزم نصب راکبولت در فواصل ۲ متری و همینطور ۵ سانتیمتر شاتکریت تقویت شده به فیبر فولادی $(SFRS)$ است.

۶-۵-۸- مقایسه طبقه بندیهای RMR و Q

همانطور که پیشتر نیز ذکر شد طبقه بندیهای RMR و Q متداولترین سیستمهای طبقه بندی توده سنگ در طی ۳۰ سال اخیر بوده‌اند. هر دو روش پارامترهای زمین شناسی، هندسی و طراحی را مد نظر قرار داده تا بتوانند مقداری کمّی از کیفیت توده سنگ ارائه کنند.

RMR مستقیماً از مقاومت فشاری استفاده می‌کند حال آنکه Q، مقاومت سنگ را در ارتباط با تنشهای برجا در سنگهای مقاوم می‌بینند. مهمترین تفاوت بین دو روش مزبور، فقدان پارامتر تنشی در روش RMR است.

روابط (۶-۲۲) تا (۶-۲۸) ارتباط بین سیستم طبقه بندیQ و RMR را نشان می‌دهند.

بنیاوسکی رابطه ذیل را برای تونل‌ها ارائه داده است[۱۲۳]:

$$RMR = ۹\ln Q + ۴۴ \qquad (۶-۲۲)$$

آباد و همکاران[۹۴] در سال ۱۹۸۳ با بررسی ۱۸۷ تونل دسترسی معادن زغال رابطه (۶-۲۳) را ارائه داده است.

$$RMR = ۱۰,۵\ln Q + ۴۲ \qquad (۶-۲۳)$$

علاوه بر روابط بالا روابط زیر نیز بر اساس مطالعات محققان دیگر در کشورهای مختلف بر روی تونل‌ها ارائه شده است:

$$RMR = ۱۳,۵\ln Q + ۴۳ \qquad (۶-۲۴)$$

$$RMR = ۱۲,۵\ln Q + ۵۵,۲ \qquad (۶-۲۵)$$

$$RMR = ۵\ln Q + ۶۰,۸ \qquad (۶-۲۶)$$

همچنین رابطه زیر بر اساس مطالعات بر روی تونلی در کانادا که داخل سنگ‌های رسوبی بوده، ارائه شده است:

$$RMR = ۸,۷\ln Q + ۳۸ \qquad (۶-۲۷)$$

---

۹۴ Abad et al

رابطه (۶-۲۸) توسط بارتون پیشنهاد شده است:

$$RMR=۱۵\ln Q + ۵۰ \quad (۲۸-۶)$$

۶-۶- شاخص مقاومت زمین شناسی (GSI)

شاخص مقاومت زمین شناسی[۹۵] (GSI) اولین بار توسط هوک (۱۹۹۴) معرفی شد تا بتواند در شرایط مختلف زمین شناسی، تخمینی از کاهش مقاومت توده سنگ داشته باشد [۱۴۷ و ۱۴۸].

مقاومت یک توده سنگ درزه دار به خواص قطعات سنگ بکر و همچنین آزادی این قطعات نسبت به لغزش و چرخش تحت شرایط مختلف تنش بستگی دارد. این درجه آزادی از طریق شکل هندسی قطعات سنگ بکر و همچنین شرایط سطوح جداکننده قطعات کنترل می‌شود. توده سنگهایی که از قطعات زاویه دار و سطوح ناپیوستگی زبر و تمیز تشکیل شده‌اند به مراتب از توده سنگهایی با قطعات گرد و حاوی مصالح هوازده و دگرسان شده مقاومتر می‌باشند. این سیستم برای توده سنگهای بلوکی در جدول (۶-۲۶) ارائه شده است.

در طی سالهای اولیه پیدایش سیستم GSI، مقدار GSI بصورت مستقیم از RMR تخمین زده می‌شد. ولی مشخص شد این رابطه خصوصاً برای توده سنگهای ضعیف و همینطور سنگهای با مشخصات لیتولوژیکی خاص که با طبقه بندی RMR تطابق ندارند قابل اتکا نمی باشد. بنابراین توصیه می‌گردد که مقدار GSI باید بطور مستقیم از جدول (۶-۲۶) تخمین زده شده و از طبقه بندی RMR استفاده نشود.

تجربه نشان داده است اکثر زمین شناسان و مهندسان با توصیفی بودن جداول GSI راحت تر بوده و معمولاً برای تخمین مقدار GSI مشکل خاصی ندارند. از طرف دیگر، بسیاری از مهندسین به یک سیستم کمّی تر که بوسیله آن بتوانند برخی ابعاد فیزیکی را اندازه گیری کنند احساس نیاز می‌کنند.

اگر فاصله ناپیوستگیها در قیاس با ابعاد تونل مورد نظر زیاد باشد نباید از سیستم GSI و معیار هوک و براون استفاده کرده و ناپیوستگیها باید بصورت مجزا بررسی شوند. برعکس زمانیکه فاصله ناپیوستگیها در قیاس با ابعاد سازه کوچک باشد می‌توان از این سیستم با اطمینان استفاده کرد (شکل ۶-۱۰).

یکی از نکات اصلی در تعیین مقدار GSI این است که برای طبقه بندی باید توده سنگ سالم و صدمه ندیده مورد استفاده قرار بگیرد. هوک و براون (۱۹۹۷) پیشنهاد کرده بودند در سنگهایی که در اثر آتشکاری شدیداً صدمه دیده‌اند ۱۰ واحد به GSI اضافه گردد تا مقدار مربوط به توده سنگ سالم بدست آید [۱۴۹].

تاثیر آسیبهای ناشی از انفجار بر توده سنگهای نزدیک سطح در معیار شکست هوک و براون نسخه ۲۰۰۲ با معرفی پارامتری بنام فاکتور اغتشاش (D) لحاظ شد [۱۵۰]. D فاکتوری است که به درجه اغتشاش ناشی از آسیبهای انفجار و آزاد سازی تنش بستگی داشته و مقدار آن از صفر برای توده سنگهای صدمه ندیده برجا تا ۱ برای توده سنگهای بسیار صدمه دیده متغیر است (جدول ۶-۲۷).

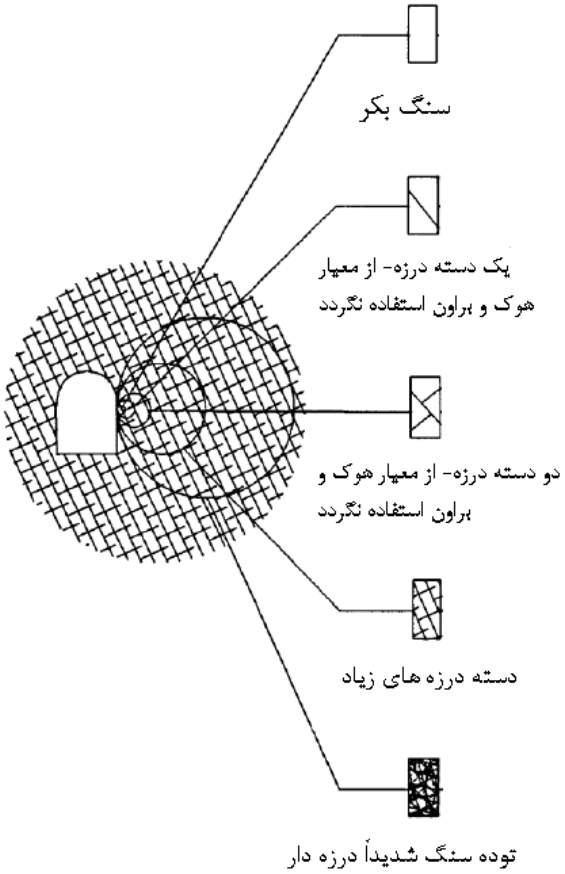
توجه شود که فاکتور D صرفاً باید برای زون آسیب دیده ناشی از انفجار استفاده گردد و تعمیم آن به کل توده سنگ اشتباه است. آسیبهای ناشی از انفجار در تونلها محدود به ۱ تا ۲ متری اطراف تونل است که این مساله در مدلهای عددی باید با تعریف یک زون ضعیفتر در اطراف تونل اعمال گردد. اعمال فاکتور D برای کل توده سنگ منجر به جوابهای بدبینانه و محافظه کارانه می‌گردد [۱۰۹].

---

۹۵ Geological Strength Index (GSI)

جدول ۶-۲۶- مشخصات توده سنگ های بلوکی بر اساس شرایط درزه و در هم قفل شدگی [۱۰۹]





شکل ۶-۱۰- دیاگرام ایده آل نشان دهنده گذر از سنگ بکر به توده سنگ شدیداً درزه دار با افزایش ابعاد نمونه [۱۰۹]

۶-۷- تخمین پارامترهای توده سنگ با استفاده از طبقه بندی مهندسی سنگها

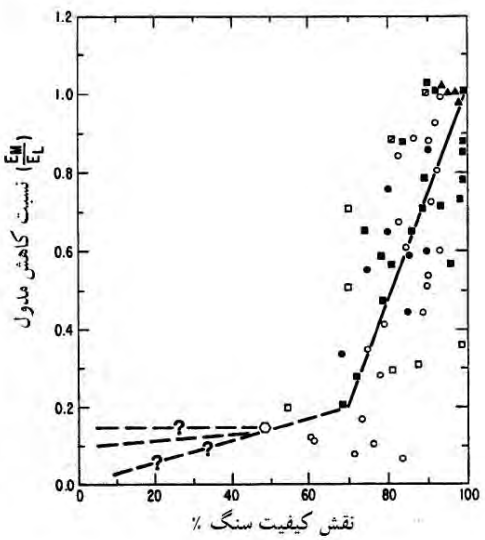
۶-۷-۱- مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ

مدول تغییر شکل پذیری برجای توده سنگ یک پارامتر ضروری برای آنالیز و طراحی تونلهای سنگی است. بواسطه وجود ناپیوستگیهایی از قبیل درزه‌ها، لایه بندیها و صفحات تورق در توده سنگ، لازم است تا پارامترهای مقاومتی و تغییر شکل پذیری سنگ بکر بمنظور استفاده در آنالیزها کاهش داده شوند. از آنجاییکه اندازه گیری مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ مشکل و هزینه بر است مهندسان تمایل دارند تا آن را از طریق روشهای غیرمستقیم بدست آورند. تلاشهای زیادی بمنظور توسعه روابطی برای تخمین مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ با استفاده از طبقه بندیهای مهندسی سنگ شده است.

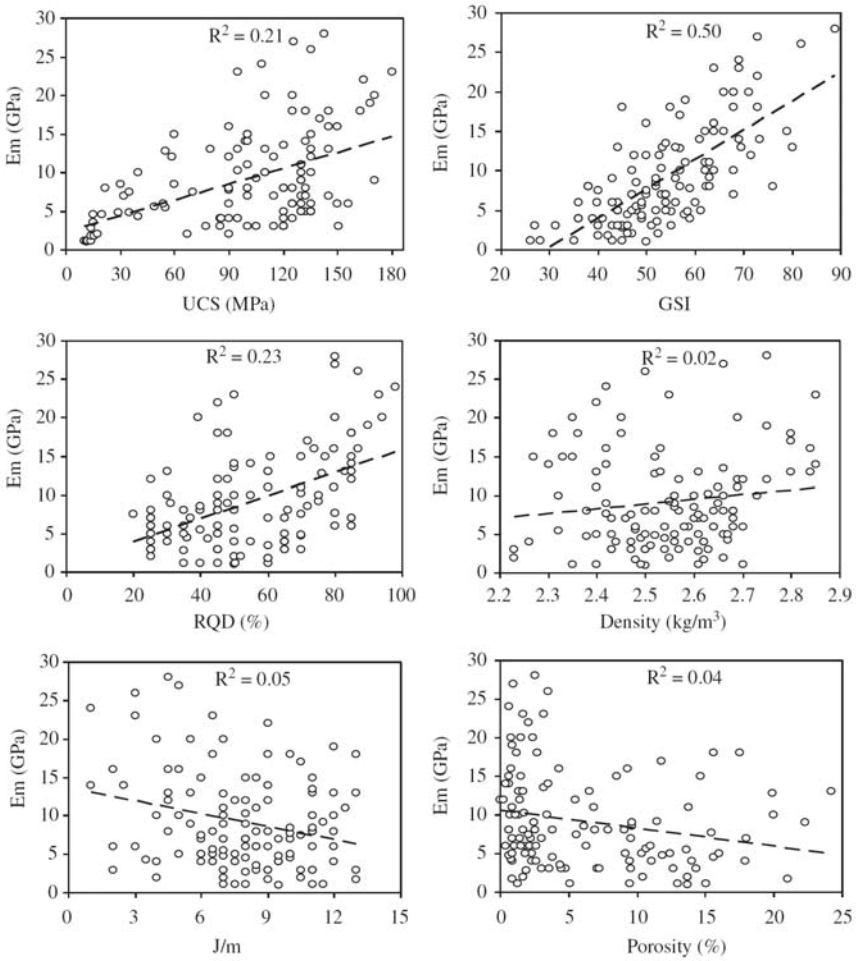
بنیاویسکی (۱۹۸۴) مطابق شکل (۶-۱۱)، رابطه‌ای بین RQD و نسبت کاهش مدول تغییر شکل پذیری $(\frac{E_M}{E_L})$ ارائه کرد. E_M مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ و E_L مدول تغییر شکل پذیری بدست آمده در آزمایشگاه است. هر چند این روش امروزه در پروژه‌های مدرن تونلسازی کمتر استفاده می‌شود ولی به هر حال روش سرانگشتی مناسبی برای بدست آوردن یک جواب اولیه است [۱۲۶].

جدول ۶-۲۷- راهنمای تخمین فاکتور اغتشاش [۱۰۹]

مقدار پیشنهادی فاکتور D	توصیف توده سنگ	وضعیت ظاهری توده سنگ
D=۰	حداقل اغتشاش در توده سنگ اطراف تونل بواسطهٔ کیفیت عالی آتشباری کنترل شده یا حفاری با TBM	
D=۰ D=۰,۵ (بدون کف بند)	حداقل اغتشاش در توده سنگ اطراف تونل بواسطهٔ حفاری مکانیکی (بدون آتشباری) در توده سنگهای ضعیف اگر مچاله شوندگی توده سنگ منجر به آماس کف تونل شود، اغتشاش در توده سنگ اطراف تونل می‌تواند زیاد باشد مگر آنکه از کف بند استفاده شود.	
D=۰,۸	آتشباری با کیفیت خیلی ضعیف در تونلهای سنگ سخت که می‌تواند منجر به ایجاد خسارتهای موضعی شدید در توده سنگ اطراف شده و ۲ تا ۳ متر گسترش یابد.	
D=۰,۷ (آتشباری خوب) D=۱ (آتشباری ضعیف)	آتشباریهای کوچک مقیاس در شیروانیها که منجر به وارد آمدن خسارات نسبتاً کمی به توده سنگ می‌شود، خصوصاً اگر از آتشباری کنترل شده استفاده شود. البته آزاد سازی تنش می‌تواند منجر به ایجاد اغتشاشاتی شود.	
D=۱ (آتشباری تولیدی) D=۰,۷ (حفاری مکانیکی)	در معادن روباز بسیار بزرگ، آتشباریهای تولیدی سنگین و آزاد سازی تنش ناشی از روباره برداری می‌تواند اغتشاشات قابل ملاحظه‌ای را در توده سنگ ایجاد کند. در برخی سنگهای نرمتر که می‌توان حفاری را توسط بولدوزر انجام داد شدت خسارات وارده به شیب کمتر است.	



شکل ۶-۱۱- ارتباط بین RQD و نسبت مدول توده سنگ به بکر [۱۲۶]



شکل ۶-۱۲- رابطه بین مدول تغییرشکل پذیری توده سنگ‌ها و پارامترهای غیروابسته[۱۵۱]

با استفاده از آنالیز برگشتی بر روی پروژه‌های گوناگون، روابط مختلفی بمنظور تخمین مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ با استفاده از طبقه بندیهای مهندسی سنگ پیشنهاد شده است که مهمترین آنها در جدول (۶-۲۸) ارائه شده‌اند.

همچنین مجدی و همکارانش با استفاده از شبکه عصبی و سیستم‌های فازی نمودارهایی را برای تخمین مدول تغییرشکل پذیری بر اساس ۶ پارامتر UCS, GSI, RQD, Density, J/M, porosity ارائه داده‌اند که نمودار تغییرات مدول تغییرشکل پذیری بر اساس این پارامترها در شکل (۶-۱۲) نشان داده شده است[۱۵۱].

جدول ۶-۲۸- تخمین مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ با استفاده از طبقه بندیهای توده سنگ

محقق	شرایط	فرمول
Bieniawski (۱۹۷۸)	$RMR > ۵۰$	$E_{RM}(GPa) = ۲RMR - ۱۰۰$
Serafim & Pereira (۱۹۸۳)	$RMR \le ۵۰$	$E_{RM}(GPa) = ۱۰^{(\frac{RMR-۱۰}{۴۰})}$
Nicholson & Bieniwaski (۱۹۹۰)	E_i = **مدول سنگ بکر**	$E_{RM} = E_i[۰.۰۰۲۸RMR^{۲} + ۰.۹\exp(\frac{RMR}{۲۲.۸۲})]$
Verman (۱۹۹۳)	$\alpha = ۰.۱۶ - ۰.۳$ **برای سنگهای ضعیف مقدار α بیشتر** H = **عمق با شرط** $H > ۵۰m$ $(UCS_{int} \le ۱۰۰\ MPa)$	$E_{RM}(GPa) = ۰.۳\ H^{\alpha}.۱۰^{\left(\frac{RMR-۲۰}{۳۸}\right)}$
Grimstad & Barton (۱۹۹۳)	$Q > ۱$	$E_{RM} = ۲۵\log Q$
Mitri et al (۱۹۹۴)	----------	$E_{RM}(GPa) = E_i[۰.۵(۱ - (\cos(\frac{\pi.RMR}{۱۰۰})))]$
Hoek & Brown (۱۹۹۷)	$UCS_{int} \le ۱۰۰\ MPa$ $GSI = RMR - ۵$	$E_{RM}(GPa) = \frac{\sqrt{UCS}_{int}}{۱۰}۱۰^{(\frac{GSI-۱۰}{۴۰})}$
Read et al (۱۹۹۹) [۵۵]	----------	$E_{RM}(GPa) = ۰.۱(\frac{RMR}{۱۰})^{۳}$
Diederichs & Kaiser (۱۹۹۹)	----------	$E_{RM} = ۷(\pm ۳)\sqrt{Q'}\ , Q' = ۱۰((RMR - ۴۴)/۲۱)$
Barton (۲۰۰۲)	----------	$E_m = ۱۰\ Q_c^{۱/۳}, Q_c = Q\frac{UCS}{۱۰۰}$
Hoek et al (۲۰۰۲)	$UCS_{int} \le ۱۰۰\ MPa$	$E_{RM} = (۱ - \frac{D}{۲})\sqrt{\frac{UCS}{۱۰۰}}۱۰^{\left(\frac{GSI-۱۰}{۴۰}\right)}$
Zhang & Einstein (۲۰۰۴)	----------	$E_{RM} = E_i(۱۰^{۰.۰۱۸۶RQD-۱.۹۱})$
Hoek & Diederichs (۲۰۰۶)	D = **فاکتور اغتشاش**	$E_{RM} = E_i\left[۰.۰۲ + \frac{۱ - D/۲}{۱ + e^{((۶۰+۱۵D-GSI)/۱۱)}}\right]$

$(GSI = RMR_{۷۶} = RMR_{۸۹} - ۵ = ۹\log Q + ۴۴)$

۶-۷-۲- مقاومت فشاری توده سنگ

باسین و گریمستاد (۱۹۹۶) رابطه (۶-۲۹) را برای تعیین مقاومت فشاری توده سنگهای سخت ($UCS_{\text{int}} > ۱۰۰\ MPa, Q > ۱۰$) پیشنهاد دادند [۱۴۳]:

$$UCS_{RM}\,(MPa) = (\frac{UCS_{\text{int}}}{۱۰۰})\ ۷\ \gamma\ Q^{۱/۳} \qquad (۶-۲۹)$$

ترومن (۱۹۹۸) رابطه زیر را برای تعیین مقاومت فشاری توده سنگ به کمک RMR پیشنهاد داد [۵۰]:

$$UCS_{RM}\,(MPa) = ۰.۵\ e^{۰.۰۶RMR} \qquad (۶-۳۰)$$

بارتون (۲۰۰۰) نیز رابطه زیر را برای تعیین مقاومت فشاری توده سنگ ارائه داد [۱۵۲]:

$$UCS_{RM}\,(MPa) = ۵\gamma\ (Q\frac{UCS}{۱۰۰})^{۱/۳} \qquad (۶-۳۱)$$

از دیگر روشهای تعیین پارامترهای توده سنگ، استفاده از نرم افزار RocLab یا RocData از سری نرم افزارهای Rocsience Inc است. این نرم افزار برنامه‌ای جهت تعیین پارامترهای مقاومتی خاک و توده سنگ با استفاده از معیار شکست خطی موهر-کولمب و معیارهای شکست غیرخطی هوک و براون و بارتون – بندیس است.

این برنامه با دارا بودن قابلیت رسم پوشهای گسیختگی و همینطور سادگی استفاده، جای خود را در کارهای اجرایی بخوبی باز کرده است. خروجیهای این نرم افزار، بعنوان پارامترهای ورودی مدلهای عددی جهت آنالیز تونلها عمل می کند که در فصل مربوطه بطور مفصل تشریح خواهد شد.

فصل هفتم

تحلیل پایداری تونل‌ها با استفاده از روش‌های تحلیلی

۷-۱-کلیات

بررسی پایداری یک فضای زیرزمینی و تعیین مشخصات سیستم نگهداری آن مسئله بسیار مشکلی می‌باشد. مصالح طبیعی رفتارهای بسیار متنوع و غالباً پیچیده دارند و الگوهای ریاضی هیچگاه نمی توانند به طور کامل آنها را مشخص کنند. از این جهت با تجربه بودن مهندس طراح در این نوع کار، بیش از هر امر دیگری ضرورت دارد، تا نبود قواعد دقیق را جبران نماید.

راه حل‌های صریح و روشن برای حل مسئله تعادل زمین حفاری شده و سیستم نگهداری، چه از نظر هندسه بنا و چه از دیدگاه رفتار مصالح، فقط برای موارد نسبتاً ساده وجود دارد. با این وجود، دانستن این راه حلها بسیار مفید است و امکان شناخت بهتر رفتار واقعی زمین و سیستم نگهداری را فراهم می‌آورد. اگرچه این روش‌ها دارای محدودیت‌هایی از قبیل فرض رفتار الاستیک و شرایط بارگذاری خاص هستند با این وجود دارای مشخصه‌های جالبی از قبیل ساده بودن، حساسیت به مشخصات زمین و سیستم نگهداری و توانایی ارائه مکانیزم اندرکنش زمین- سیستم نگهداری هستند. همچنین یکی از مزیت‌هایی که این روش‌ها دارند این است که یک دیدکلی را برای طراحی بدست می‌دهند[۱۵۳].

اندرکنش بین زمین و یک رینگ دایروی نازک با رفتار الاستیک، تحت شرایط کرنش صفحه‌ای اتفاق می‌افتد. مرز بین سیستم نگهداری و زمین همراه با لغزش کامل[۹۶] یا بدون لغزش[۹۷] در نظر گرفته می‌شود. در بعضی مدل‌ها ([۱۵۴]،[۱۵۵]) یک مقاومت برشی بین زمین و سیستم نگهداری در حالت لغزش کامل و بدون لغزش در نظر گرفته می شود. بزرگی تنش قائم برابر با وزن خاک یا سنگ در بالای خط میانی[۹۸] تونل در نظر گرفته می‌شود. تونل عمیق فرض شده آنچنانکه تغییرات تنش از سقف تا کف تونل مورد توجه نمی باشد. آنالیز اجزاء محدود توسط رانکن و قابوسی و هندرون و مقایسه آن با روش‌های تحلیلی توسط انیشتین و شوارتز نشان داده که این روش‌ها زمانی که نسبت عمق تونل به قطر خارجی تونل بیش از ۱/۵ باشد قابل استفاده هستند[۱۵۶] ,[۱۵۷].

روش‌های تحلیلی که روش همگرایی- همجواری جزو آنها محسوب می‌شود، در بیشتر موارد به عنوان پیش در آمدی بر بکارگیری روش‌های عددی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

۷-۲- روش همگرایی-همجواری[۹۹]

به وسیله روش همگرایی-همجواری می‌توان محاسبات تحلیلی برهم کنش بین زمین حفاری شده و سیستم نگهداری را انجام داد[۱۵۸]. این روش امکان تخمین بار اعمالی بر روی سیستم نگهداری را فراهم می‌کند[۱۵۹]. مبنای این روش راه حل‌های الاستو- پلاستیک بوده که اندرکنش بین سیستم نگهداری و زمین اطراف را نشان می دهد[۱۶۰]. در این روش با استفاده از منحنی واکنش زمین[۱۰۰] ، منحنی مشخصه سیستم نگهداری[۱۰۱] و پروفیل تغییر شکل طولی[۱۰۲] تونل، سیستم نگهداری مناسب طراحی و اندرکنش آن با زمین دربرگیرنده بررسی می‌شود[۱۶۱].

---

۹۶ Full slip
۹۷ No slip
۹۸ Spring line
۹۹ Convergence-Confinement Method
۱۰۰ Ground Reaction Curve
۱۰۱ Support Characteristic Curve
۱۰۲Longitudinal Deformation Profile

۷-۲-۱- اصول کلی روش همگرایی-همجواری

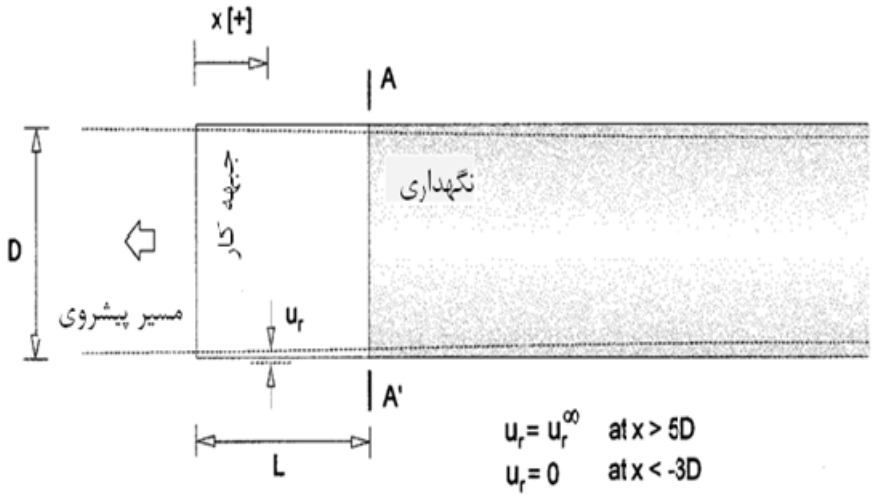
پس از حفر تونل تعادل تنش‌ها در منطقه بر هم خورده که منجر به وقوع جابجایی‌هایی در دیواره تونل می‌شود. هنگامیکه سیستم نگهداری در نزدیکی جبهه کار نصب شود، بخشی از باری که در اثر حفر تونل ایجاد شده است، توسط جبهه کار تحمل می‌شود. ولی با پیشرفت حفاری(وقتی که جبهه کار از محل نصب سیستم نگهداری دورتر می‌شود) تاثیر جبهه کار کاهش یافته و سیستم نگهداری باید نیروی بیشتری را تحمل کند[۱۶۲].

در شکل (۷-۱-الف)، یک تونل دایروی با قطر D که در یک توده سنگ تحت تنش هیدرواستاتیک حفر شده است، مورد بررسی قرار می‌گیرد. جبهه کار تونل با مختصات x=۰ در نظر گرفته شده است. فرض می‌شود که سیستم نگهداری در مقطع AA' نصب شده، که در فاصله L از جبهه کار قرار دارد. هدف نهایی پیدا کردن ماکزیمم نیرویی است که توده سنگ بر روی سیستم نگهداری اعمال می‌کند. زمانیکه تاثیر جبهه کار کاملاً از بین رفته باشد. فرض می شود که همه تغییر شکل‌ها در صفحه عمود بر محور تونل اتفاق می‌افتد(یعنی مسئله در حالت کرنش صفحه ای می‌باشد).

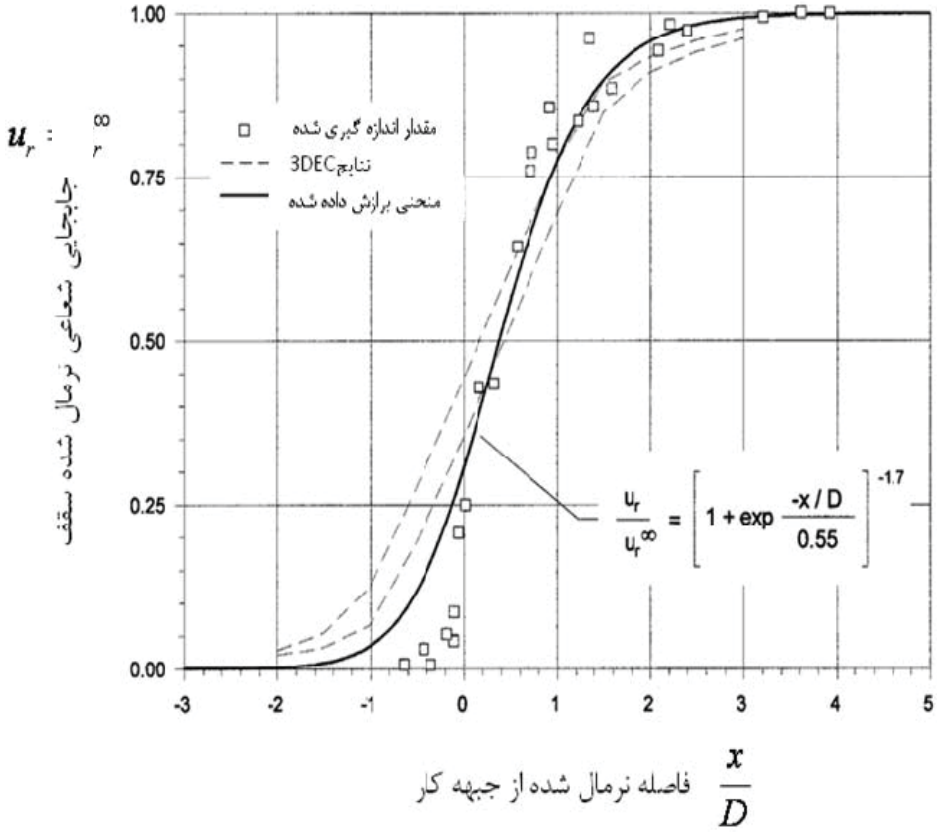
شکل (۷-۱-ب)پروفیل تغییرشکل طولی جابجایی شعاعی را در طول محور تونل برای پشت و جلوی جبهه کار نشان می‌دهد. در این شکل محور افقی فاصله از جبهه کار را نشان می‌دهد که نسبت به قطر تونل نرمال شده است و محور عمودی جابجایی شعاعی را نشان می‌دهد که نسبت به ماکزیمم جابجایی شعاعی نرمال شده است. طبق شکل(۷-۱-ب) برای مقطعی که تقریباً در فاصله سه برابر قطر تونل در پشت جبهه کار قرار دارد، جابجایی شعاعی برابر صفر بوده و مقطعی که دارای فاصله ۵ برابر قطر تونل از جلوی جبهه کار می‌باشد، ماکزیمم جابجایی شعاعی اتفاق می‌افتد[۱۶۱].

شکل (۷-۲) نمودار شماتیکی از روش همگرایی-همجواری را نشان می‌دهد. محور قائم سمت چپ مقدار فشاری را نشان می‌دهد که از طرف توده سنگ بر روی سیستم نگهداری در جابجایی شعاعی U_r اعمال می‌شود (که نسبت به مقدار تنش برجای زمین نرمال شده است). محور قائم سمت راست نیز جابجایی در طول محور تونل (پروفیل تغییرشکل طولی) را نشان می‌دهد (که نسبت به قطر تونل نرمال شده است). نمودار افقی نیز نشان دهنده جابجایی در نقطه‌ای از محیط تونل می‌باشد که مقدار آن نیز نسبت به ماکزیمم جابجایی شعاعی نرمال شده است. در این شکل منحنی واکنش نگهداری با توجه به خصوصیات هندسی و مکانیکی سیستم نگهداری بدست می‌آید [۱۶۳] ,[۱۶۴].

منحنی واکنش زمین بصورت رابطه‌ای بین کاهش فشار P_i و افزایش جابجایی شعاعی U_r تعریف می‌شود. این رابطه به خصوصیات مکانیکی توده سنگ بستگی دارد و با استفاده از راه حل‌های الاستو- پلاستیک محاسبه می‌شود.

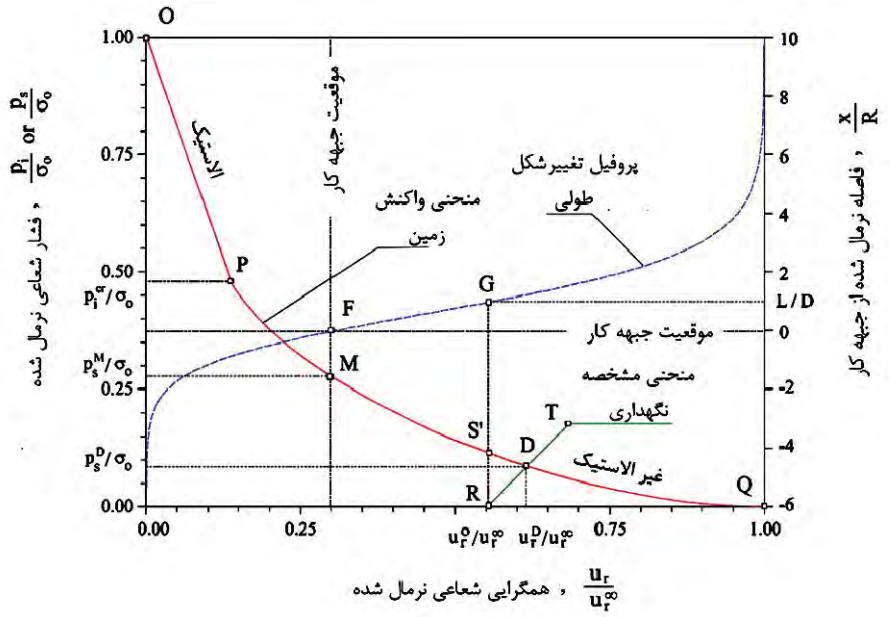


الف



ب

شکل ۷- ۱- الف) نمایش شماتیک جابجایی شعاعی در نزدیکی جبهه کار تونل، ب) پروفیل تغییرشکل طولی [۱۶۱]



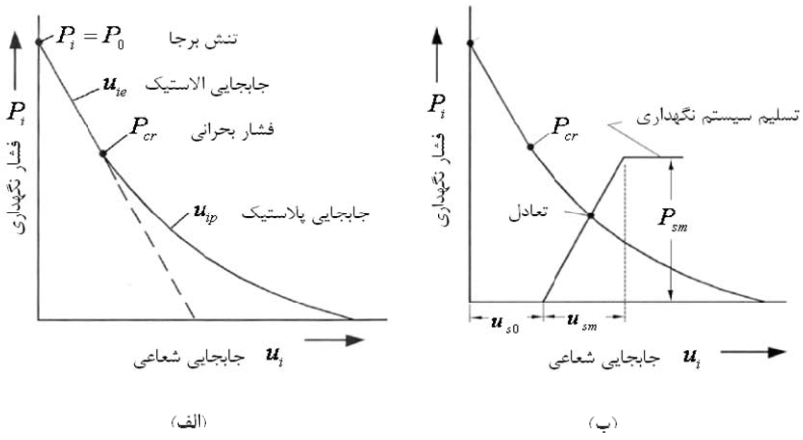
شکل ۷- ۲- نمایش شماتیک منحنی واکنش زمین، منحنی مشخصه سیستم نگهداری، پروفیل تغییر شکل طولی[۱۶۱]
P_i: فشار زمین، P_s: فشار نگهداری، u_r: جابجایی شعاعی

زمانی که سیستم نگهداری نصب می‌شود، پایداری به تدریج با استفاده از نیروی تحمل شده توسط سیستم نگهداری حاصل می‌شود. مقدار 'RS در حقیقت مقدار فشاری است که در زمان نصب سیستم نگهداری توسط جبهه کار تحمل می‌شود. وقتی که جبهه کار پیشروی می‌کند، سیستم نگهداری و تونل با یک نرخ یکسانی تغییر شکل می‌دهند به طوری که فشار سیستم نگهداری P_s افزایش یافته و فشار زمین P_i در محیط تونل کاهش پیدا می‌کند، زمانی که تاثیر جبهه کار از بین رفت، سیستم در نقطه D به تعادل می‌رسد که همان نقطه تقاطع بین دو منحنی مشخصه سیستم نگهداری و واکنش زمین می‌باشد. فشار بدست آمده در نقطه D، یعنی P_s^d، همان ماکزیمم فشاری است که توده سنگ به سیستم نگهداری وارد می‌کند[۱۶۱].

همچنین همانطور که از شکل (۷-۲) مشخص می‌باشد سیستم نگهداری نمی تواند تحت فشاری بیشتر از P_s^M قرار بگیرد (این فشار فقط در حالت فرضی، وقتی که سیستم نگهداری درست نزدیک جبهه کار نصب شده و سختی آن بینهایت است، بر روی سیستم نگهداری وارد می‌شود). علاوه بر این در صورتی که سیستم نگهداری در نقطه Q نصب شود هیچ نوع باری را تحمل نخواهد کرد زیرا در این نقطه ماکزیمم جابجایی اتفاق افتاده است. البته این نمودار، یک نمودار تیپیک می‌باشد که در سنگ‌های سخت، یعنی زمین‌هایی که جابجایی محدودی دارند، قابل مشاهده است.

شکل (۷-۳-الف، ۷-۳-ب) منحنی واکنش زمین را نشان می‌دهد، همانطور که در شکل مشاهده می‌شود فشار P_{cr} مقدار فشار بحرانی نامیده می‌شود. زمانیکه فشار سیستم نگهداری بیشتر از فشار بحرانی و کمتر از تنش برجا باشد یعنی $P_o > P_i > P_{cr}$ جابجایی الاستیک اتفاق می‌افتد. زمانیکه فشار سیستم نگهداری کمتر از فشار بحرانی باشد، یعنی $P_i < P_{cr}$ جابجایی پلاستیک اتفاق می‌افتد[۱۶۵].

همچنین همانطور که در شکل (۷-۳-ب) مشاهده می‌شود، ماکزیمم جابجایی الاستیکی که در سیستم نگهداری می تواند اتفاق بیفتد برابر u_{sm} و ماکزیمم فشاری که سیستم نگهداری می‌تواند تحمل کند برابر p_{sm} می باشد که همان فشار تسلیم سیستم نگهداری می‌باشد[۱۶۵].



شکل ۷- ۳- منحنی واکنش زمین [۱۶۱]

۷-۲-۲- نحوه رسم منحنی مشخصه زمین

در ادامه نحوه بدست آوردن منحنی مشخصه زمین با استفاده از معیار موهر-کلمب و معیار هوک-براون توضیح داده شده است.

- **معیار موهر-کلمب**

فرض می‌شود که شروع شکست پلاستیک، برای مقادیر مختلفی از تنش محصور کننده (σ_3')، توسط معیار موهر-کلمب بصورت زیر بیان می‌شود:

$$\sigma_1' = \sigma_{cm} + k\sigma_3' \qquad ۱-۷$$

همچنین مقاومت فشاری تک محوری توده سنگ σ_{cm} بصورت زیر تعریف می‌شود:

$$\sigma_{cm} = \frac{2c'\cos\phi'}{1-\sin\phi'} \qquad ۲-۷$$

شیب نمودار σ_1' در مقابل σ_3'، نیز بصورن زیر بیان می‌شود:

$$k = \frac{1+\sin\phi'}{1-\sin\phi'} \qquad ۳-۷$$

بطوریکه σ_1' تنش محوری در لحظه شکست، σ_3' تنش محصور کننده، c' مقاومت چسبندگی و ϕ' زاویه چسبندگی توده سنگ می‌باشد. برای تخمین مقاومت چسبندگی و زاویه اصطکاک برای توده سنگ، می‌توان از معیار هوک-براون استفاده کرد[۱۶۶].

آناگنوستو و کواری[۱۰۳] در سال ۱۹۹۳ نشان دادند که می‌توان مقادیر σ_1, σ_3 را با استفاده از معادلات (۷-۴) و (۷-۵) بصورت S_1, S_3 بیان کرد در اینصورت مقدار چسبندگی در پارامترهای جدید مشاهده نمی شود. S_1, S_3 بصورت زیر بدست می‌آیند[۱۶۷]:

$$S_1 = \sigma_1 + \frac{\sigma_{ci}}{K_\phi - 1} \qquad ۴-۷$$

۱۰۳ Anagnostou and Kovari

$$S_3 = \sigma_3 + \frac{\sigma_{ci}}{K_\phi - 1} \qquad 5\text{-}7$$

که مقدار $\frac{\sigma_{ci}}{K_\phi - 1}$ در معادلات بالا برابر با $\frac{c}{\tan\phi}$ می‌باشد. همچنین رابطه بین S_1 و S_3 را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$S_1 = K_\phi S_3 \qquad 6\text{-}7$$

مقدار σ_0 را نیز می‌توان با استفاده از فرمول (۷-۷)تبدیل به S_0 کرد:

$$S_0 = \sigma_0 + \frac{\sigma_{ci}}{K_\phi - 1} \qquad 7\text{-}7$$

حال فرض می‌شود که یک تونل دایروی شکل با شعاع r_0، تحت تنش هیدرواستاتیک p_0 و فشار نگهداری P_i همانطوری که در شکل (۷-۴) نشان داده شده است، قرار دارد[۱۶۸]. شکست در توده سنگ دربرگیرنده تونل زمانی اتفاق می‌افتد که مقدار فشار نگهداری P_i کمتر از فشار نگهداری بحرانی P_i^{cr} باشد ($P_i < P_i^{cr}$) که P_i^{cr} بصورت رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$\frac{P_i^{cr}}{S_0} = \frac{2}{K_\phi + 1} \qquad 8\text{-}7$$

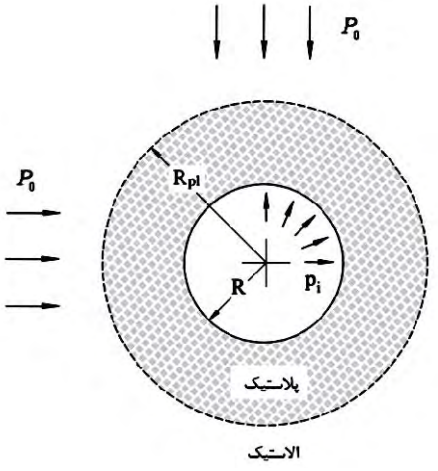
اگر مقدار P_i بیشتر از مقدار P_i^{cr} باشد($P_i > P_i^{cr}$)، شکستی اتفاق نیفتاده و رفتار توده سنگ دربرگیرنده تونل بصورت الاستیک باقی می‌ماند و جابجایی شعاعی الاستیک در دیواره تونل با استفاده از روش کلاسیک لاما بصورت زیر محاسبه می‌شود :

$$\frac{u_r^a}{r_0}\frac{2G}{S_0} = 1 - \frac{P_i}{S_0} \qquad 9\text{-}7$$

بطوریکه G مدول برشی توده سنگ می‌باشد.

زمانیکه فشار نگهداری P_i کمتر از فشار نگهداری بحرانی P_i^{cr} باشد($P_i < P_i^{cr}$)، شکست اتفاق افتاده و شعاع ناحیه پلاستیک (R_{pl}) در اطراف تونل بصورت زیر بدست می‌آید :

$$\frac{R_{pl}}{r_0} = \left[\frac{P_i^{cr}}{P_i}\right]^{1/K_\phi - 1} \qquad 10\text{-}7$$



شکل ۷- ۴- شکل شماتیک تونل تحت فشار هیدرواستاتیک P_0 و فشار سیستم نگهداری P_i

برای این حالت جابجایی شعاعی کلی دیواره تونل با استفاده از رابطه (۷-۱۱) محاسبه می‌شود:

$$\frac{u_r^a}{r_.}\frac{2G}{S_. - P_i^{cr}} = \frac{-2\beta}{2\left(K_\phi - 1\right)} + \frac{2\left(K_\phi + 1\right) + 2\beta}{2\left(K_\phi + 1\right)}\left(\frac{R_{pl}}{r_.}\right)^2 + \frac{2\beta}{\left(K_\phi + 1\right)\left(K_\phi - 1\right)}\left(\frac{r_.}{R_{pl}}\right)^{K_\phi - 1} \qquad ۱۱-۷$$

مقدار β در فرمول بالا بصورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\beta = (K_\phi + 1)\left(1 - 2v\right) \qquad ۱۲-۷$$

همچنین برای محاسبه شعاع ناحیه پلاستیک می‌توان از رابطه ارائه شده توسط مجدی-حسنی که بصورت زیر می باشد استفاده کرد:

$$R_p = R_i\left[\frac{(M_c q - 1/2 I_d\sigma_c)(1-\sin\phi_s)(k_b+1)\sin\phi_b + I_w\sigma_c}{P_s(k_b+1)\sin\phi_b + I_w\sigma_c}\right]^{\left[\frac{1}{(k_b+1)\sin\phi_b}\right]} \qquad ۱۳-۷$$

بطوریکه R_p شعاع ناحیه پلاستیک، R_i شعاع تونل قبل از همگرایی، M_c ضریب وابسته به بزرگی فضاهای زیرزمینی مجاور(در حالت تونل منفرد برابر ۱ می‌باشد)، q تنش حاصل از وزن مواد روباره، I_d نقص طبیعی طبقات سنگی قبل از شکست، I_w ضریب نرم شوندگی طبقات سنگی در اثر شکست، σ_c مقاومت فشاری تک محوری سنگ بکر، ϕ_s زاویه اصطکاک داخلی طبقات سنگی قبل از شکست، ϕ_b زاویه اصطکاک داخلی طبقات سنگی بعد از شکست و P_s مقاومت سیستم نگهداری تونل(اولیه یا ثانویه) می‌باشد[۱۶۹].

در رابطه بالا ضریب نرم شوندگی طبقات سنگی در اثر شکست(I_w) از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$I_w = \frac{\tau_b\cos\phi_i}{\tau_i\cos\phi_b} \qquad ۱۴-۷$$

بطوریکه τ_i، ϕ_i و τ_b، ϕ_b مقاومت برشی و زاویه اصطکاک داخلی سنگ بکر و شکسته شده می‌باشد($0 \le I_w \le I_d$). همچنین مقدار نقص طبیعی طبقات سنگی قبل از شکست(I_d) نیز بصورت زیر محاسبه می‌شود:

$$I_d = \frac{\tau_d\cos\phi_s}{\tau_s\cos\phi_d} \qquad ۱۵-۷$$

بطوریکه τ_d، ϕ_d و τ_s، ϕ_s مقاومت برشی و زاویه اصطکاک داخلی نمونه معیوب و نمونه سالم آزمایشگاهی می باشد[۱۷۰].

با توجه به رابطه ارائه شده توسط حسنی و مجدی مقدار جابجایی شعاعی در فاصله $r = r_i$، از رابطه زیر بدست می آید:

$$u_i = \frac{(1+b)(c\cos\varphi + p_. \sin\varphi)r_.}{(2+b+b\sin\varphi)G}\left[\frac{(2+b)(1-\sin\varphi)(p_. + c\cot\varphi)}{(2+b+b\sin\varphi)(p_i + c\cot\varphi)}\right]^{\frac{(2+b)(1-\sin\varphi)}{2(1+b)\sin\varphi}}$$

بطوریکه مقدار I_f و R_f از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$I_f = \left\{\frac{\left[\left(M_c q - \frac{1}{2}I_d\sigma_c\right)(1-\sin\phi_s)(K_b+1)\sin\phi_b + I_w\sigma_c\right]}{\left[P_s(K_b+1)\sin\phi_b + I_w\sigma_c\right]}\right\}^{\left(\frac{2\sin\phi_s}{(K_b+1)\sin\phi_b}\right)}$$

$$R_f = q\sin\phi_s + \frac{1}{2}I_d\sigma_c(1-\sin\phi_s)$$

همچنین e_f فاکتور گسترش می‌باشد که عددی بین ۰ تا ۰/۵ می‌باشد که بر اساس نوع سنگ با توجه به گزارش Wilson بدست می‌آید.

معادله بالا را می‌توان به صورت کلی زیر نیز نوشت که برای تخمین همگرایی قطری برای تونل‌های دایروی حفر شده در سنگ‌های نرم و در عمق زیاد بکار می‌رود:

$$u = d_i \frac{(1+\vartheta)^2(1-2\vartheta)}{I_d E_i(1-\vartheta)}[R_f/I_f]$$

باید خاطر نشان کرد که معادله بالا برای حالت کرنش صفحه‌ای می‌باشد بنابراین جابجایی تونل را در فاصله دوری از جبهه کار نشان میدهد.

معیار هوک-براون

برای بدست آوردن خصوصیات توده سنگ در مقیاس بزرگ، در بیشتر موارد انجام آزمایشات برجا بر روی توده سنگ امکان‌پذیر نمی باشد، لذا برای بدست آوردن این خصوصیات باید از بعضی تخمین‌ها استفاده شود. معیار هوک- براون کاربرد تجربی وسیعی را برای تعیین شرایط تنش در توده سنگی با تغییر شکل غیر خطی دارد. این معیار برای توده سنگی با رفتار ایزوتروپ اعمال می‌شود، لذا برای توده سنگی که آنیزوتروپی قابل توجهی را در مقاومت و تغییر شکل از خود نشان می‌دهد، به کار نمی رود[۱۶۱]. معیار هوک-براون را بصورت معادله (۷-۱۶) می‌توان نوشت:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}\sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \qquad ۷-۱۶$$

که m_i پارامتری است که از نتایج آزمایش سه محوری بدست می‌آید. در صورتی که انجام آزمایش سه محوری امکان پذیر نباشد، این پارامتر با استفاده از جداول تجربی بدست می‌آید. پارامتر دیگری که در این معیار استفاده می‌شود، GSI[۱۰۴] می‌باشد. با معرفی فاکتور GSI، معیار هوک-براون برای توده سنگ بصورت زیر بدست می‌آید:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}\left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^a \qquad ۷-۱۷$$

که پارامتر m_b به دو پارامتر m_i و GSI بستگی دارد که بصورت زیر محاسبه می‌شود:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) \qquad ۷-۱۸$$

پارامترهای a و s نیز بر اساس تجربه، بصورت زیر بدست می‌آید:

برای $GSI \geq 25$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right);\ a = 0{,}5 \qquad ۷-۱۹$$

برای $GSI < 25$

$$s = 0;\ a = 0{,}65 - \frac{GSI}{200} \qquad ۷-۲۰$$

برای اینکه راه حل مسئله بصورت عمومی قابل کاربرد باشد، فشار داخلی p_i و تنش زمین $\sigma_.$ با استفاده از معادلات (۷-۲۱) و(۷-۲۲) به پارامترهای بدون بعد تبدیل می‌شوند[۱۷۱].

$$P_i = \frac{p_i}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} \qquad ۷-۲۱$$

$$s_. = \frac{\sigma_.}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} \qquad ۷-۲۲$$

---

۱۰۴ Geological Strength Index

فشار بحرانی که به ازای آن ناحیه پلاستیک ایجاد می‌شود بصورت رابطه (۷-۲۳) بدست می‌آید (البته این پارامتر نیز بدون بعد می‌باشد):

$$P_i^* = \frac{۱}{۱۶}\left[۱ - \sqrt{۱ + ۱۶S_.}\right]^۲ \qquad ۲۳\text{-}۷$$

که فشار بحرانی داخلی واقعی با استفاده از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$p_i^* = \left[P_i^* - \frac{s}{m_b^۲}\right] m_b \sigma_{ci} \qquad ۲۴\text{-}۷$$

برای حالتی که $p_i > p_i^*$ باشد، توده سنگ در حالت الاستیک باقی می‌ماند. رابطه بین جابجایی شعاعی و فشار داخلی در قسمت الاستیک منحنی واکنش زمین از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$u_r^e = \frac{\sigma_. - p_i}{۴G_{rm}} D \qquad ۲۵\text{-}۷$$

برای حالتی که $p_i < p_i^*$ باشد، یک ناحیه پلاستیک حول تونل ایجاد می‌شود، در حالت قانون جریان غیر وابسته[۱۰۵] با ضریب اتساع K_p^* که با استفاده از زاویه اتساع ψ بصورت $K_p^* = \frac{۱+\sin\psi}{۱-\sin\psi}$ محاسبه می‌شود[۱۵۹]، رابطه بین جابجایی شعاعی و فشار داخلی در بخش پلاستیک منحنی واکنش زمین بصورت زیر بدست می‌آید:

$$\frac{u_r^p}{D}\frac{۴G_{rm}}{\sigma_. - p_i^*} = \frac{K_p^* - ۱}{K_p^* + ۱} + \frac{۲}{K_p^* + ۱}\xi^{K_p^*+۱} + \frac{۱-۲\upsilon}{۴(S_. - P_i^*)}(\ln\xi)^۲ - \left[\frac{۱-۲\upsilon}{K_p^*+۱}\frac{\sqrt{P_i^*}}{S_. - P_i^*} + \frac{۱-\upsilon}{۲}\frac{K_p^* - ۱}{\left(K_p^* + ۱\right)^۲}\frac{۱}{S_. - P_i^*}\right]\left[(K_p^* + ۱)\ln\xi - \xi^{K_p^*+۱} + ۱\right] \qquad ۲۶\text{-}۷$$

همچنین برای حالتی که $\psi = ۰$ و یا $K_p^* = ۱$ باشد، معادله (۷-۲۶) بصورت زیر در می‌آید:

$$\frac{u_r^p}{D}\frac{۴G_{rm}}{\sigma_. - p_i^*} = \left[\frac{۱-۲\upsilon}{۲}\frac{\sqrt{P_i^*}}{S_. - P_i^*} + ۱\right]\xi^۲ + \frac{۱-۲\upsilon}{۴(S_. - P_i^*)}\ln(\xi)^۲ - \frac{۱-۲\upsilon}{۲}\frac{\sqrt{P_i^*}}{S_. - P_i^*}\left[۲\ln(\xi) + ۱\right] \qquad ۲۷\text{-}۷$$

که در معادلات (۷-۲۶) و (۷-۲۷) پارامتر ξ بصورت زیر محاسبه می‌شود:

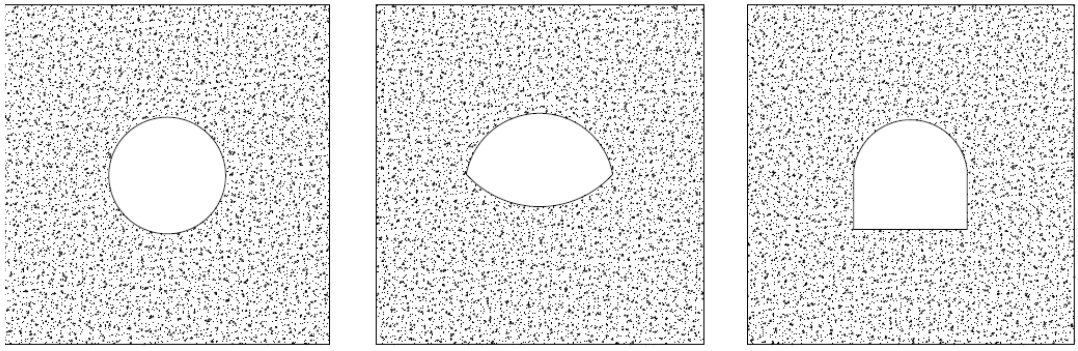
$$\xi = \exp\left[۲\left(\sqrt{P_i^*} - \sqrt{P_i}\right)\right] \qquad ۲۸\text{-}۷$$

۷-۲-۳- کاربرد روش همگرایی-همجواری برای سطح مقطع‌های غیر دایروی

روشهای فوق الذکر همگی برای حالتی است که سطح مقطع تونل دایروی می‌باشد. اخیراً تحقیقاتی صورت گرفته که بر اساس آنها می‌توان روش همگرایی- همجواری را برای سطح مقطع‌های غیر دایروی و عمق‌های مختلف تعمیم داد. شکل (۷-۵) مقطع‌هایی که روش همگرایی-همجواری برای آنها تعمیم داده شده است را نشان می‌دهد[۱۵۸].

---

۱۰۵ Non-associated flow rule



ج ب الف

شکل ۷- ۵- شکل مقطع تونل‌ها الف- نوع I ب) نوع II ج) نوع III [۱۵۸]

همانطور که قبلاً اشاره شد در حالتی که زمین رفتار الاستوپلاستیک از خود نشان دهد، یکسری معادلات برای بدست آوردن منحنی همگرایی زمین توسط محققین مختلف پیشنهاد شده است. بر اساس مدل پیشنهادی پانت[۱۰۶] جابجایی شعاعی در دیواره تونل بصورت زیر بدست می‌آید[۱۶۲]:

$$u_R(x)=\frac{\sigma_0 R}{2G}\lambda(x) \qquad ۲۹-۷$$

که میزان وافشردگی $\lambda(x)$ از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\lambda(x)=\frac{1}{\xi}\left\{n+[1-n],\left[1-\left(\frac{R.m}{R.m+\xi x}\right)^2\right]\right\} \qquad ۳۰-۷$$

که m,n,ξ بستگی به مدل رفتاری زمین دارند، به عنوان مثال برای حالتی که زمین دارای رفتار الاستیک خطی باشد، $\xi=1$ و m,n به ترتیب برابر m=۰,۷۵, n=۰,۲۵ می‌باشد. همچنین برای حالتی که زمین دارای رفتار الاستو-پلاستیک باشد، پارامترهای بالا قابل محاسبه می‌باشد.

برای اینکه رابطه (۷-۲۹) برای سطح مقطع‌های نشان داده شده در شکل (۷-۵) تعمیم داده شود، رابطه (۷-۲۹) را بصورت معادله (۷-۳۰) می‌نویسیم که در این فرمول جابجایی شعاعی تابعی از x,θ,h می‌باشد.

$$u_R(x,\theta,h)=f(\theta).\frac{\rho g h R}{2G}.\lambda(x,\theta) \qquad ۳۱-۷$$

که $\lambda(x,\theta)$ از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$(x,\theta)=\frac{1}{\xi}\left\{n(\theta)+[1-n(\theta)],\left[1-\left(\frac{R.m(\theta)}{R.m(\theta)+\xi x}\right)^2\right]\right\} \qquad ۳۲-۷$$

در روابط بالا ρ دانسیته توده سنگ، G مدول برشی، R شعاع معادل تونل می‌باشد. یعنی شعاع دایره‌ای که مساحت آن با مساحت سطح مقطع حفاری برابر است[۱۵۸].

---

۱۰۶ Panet

حال تابع جدیدی که به عنوان تابع شکل عمومی است به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$F_G(\theta,a,b,c)=a-\frac{b.(c+۰,۰۳)}{c+(\theta+۰,۱۷۴)^{۲}} \qquad ۳۳-۷$$

بطوریکه $n(\theta),m(\theta),f(\theta)$ به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$\begin{aligned} n(\theta)&=F_G(\theta,a,b,c)\\ m(\theta)&=F_G(\theta,a,b,c)\\ f(\theta)&=F_G(\theta,a,b,c) \end{aligned} \qquad ۳۴-۷$$

مقادیر پارامترهای a,b,c برای محاسبه $n(\theta),m(\theta),f(\theta)$ برای سه نوع سطح مقطع نشان داده شده، در جدول (۷-۱) نشان داده شده است.

جدول ۷- ۱- پارامترهای تعیین کننده تابع شکل برای هر نوع تونل[۱۵۸]

		پارامتر		
		a	b	c
بخش بالایی تونل				
نوع I	$n(\theta)$	۰/۲۷	۰/۰۰	۰/۰۰
	$m(\theta)$	۰/۷۱	۰/۰۰	۰/۰۰
	$f(\theta)$	۱/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰
نوع II	$n(\theta)$	۰/۳۳	۰/۰۸	۰/۷۰
	$m(\theta)$	۱/۷۰	۱/۲۰	۰/۷۰
	$f(\theta)$	۱/۴۰	۱/۲۰	۰/۹۰
نوع III	$n(\theta)$	۰/۲۵	۰/۶۲	۲/۰۰
	$m(\theta)$	۱/۰۰	۰/۵۰	۰/۱۵
	$f(\theta)$	۱/۶۰	۰/۹۰	۱/۰۰
بخش پائینی تونل				
نوع I	$n(\theta)$	۰/۲۷	۰/۰۰	۰/۰۰
	$m(\theta)$	۰/۷۱	۰/۰۰	۰/۰۰
	$f(\theta)$	۱/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰
نوع II	$n(\theta)$	۰/۳۴	۰/۰۹	۰/۰۸
	$m(\theta)$	۱/۰۰	۰/۵۰	۰/۱۰
	$f(\theta)$	۱/۱۵	۰/۹۵	۰/۲۰
نوع III	$n(\theta)$	۰/۴۱	۰/۴۶	۰/۱۵
	$m(\theta)$	۱/۳۰	۰/۸۰	۰/۱۵
	$f(\theta)$	۱/۳۰	۰/۸۰	۱/۰۰

۷-۲-۴- کاربرد روش همگرایی-همجواری برای تنش‌های اولیه غیر ایزوتروپ

همه مقالاتی که بر مبنای معیارهای موهر-کلمب و هوک- براون برای بدست آوردن منحنی واکنش زمین منتشر شده اند، هیچکدام به تنش متوسط توجهی نکرده‌اند. در حالی که مقاومت مواد در اغلب موارد به تنش متوسط بستگی

دارد و این تاثیر از یک مورد به مورد دیگر تغییر می‌کند و گسترش تاثیر بستگی به نوع ماده و شرایط تنش دارد. لذا استفاده از معیار مقاومتی که به سه تنش اصلی توجه داشته باشد، معقول و منطقی می‌باشد، هی و یو[۱۰۷] در سال ۱۹۹۱ معیار مقاومتی را با نام USC[۱۰۸] پیشنهاد دادند که سه تنش اصلی را در نظر گرفته است. لذا در این بخش برای توصیف رفتار توده سنگ در ناحیه پلاستیک اطراف فضای حفاری از این معیار استفاده شده است. به علت تقارن مسئله از مختصات استوانه‌ای (r,θ,z) استفاده شده که محور z منطبق بر محور تونل می‌باشد[۱۷۲].

با حل معادلات تعادل برای ناحیه الاستیک و پلاستیک، شعاع ناحیه پلاستیک بصورت زیر محاسبه می‌شود:

$$r_c = r_0\left[\frac{(2+b)(1-\sin\phi)(p_0+c\cot\phi)}{(2+b+b\sin\phi)(p_i+c\cot\phi)}\right]^{\frac{(2+b)(1-\sin\phi)}{4(1+b)\sin\phi}} \qquad ۳۵-۷$$

مقدار فشار بحرانی و تنش شعاعی در مرز بین ناحیه الاستیک و پلاستیک از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$p_i^{cr} = p_c = \frac{p_0(2+b)(1-\sin\phi)-2(1+b)c\cos\phi}{2+b+b\sin\phi} \qquad ۳۶-۷$$

همانطور که قبلاً نیز گفته شد اگر $p_i > p_i^{cr}$ باشد در این حالت مواد در برگیرنده تونل در حالت الاستیک باقی می مانند که در این حالت جابجایی شعاعی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$u = \frac{R_p^2}{2G_r}(p_0 - p_c) \qquad ۳۷-۷$$

در غیر اینصورت یعنی اگر $p_i < p_i^{cr}$ باشد زون پلاستیکی با شعاع R_p در اطراف تونل ایجاد می‌شود، در این حالت جابجایی شعاعی در دیواره تونل از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$= \frac{(1+b)(c\cos\phi+p_0\sin\phi)r_0}{(2+b+b\sin\phi)G}\left[\frac{(2+b)(1-\sin\phi)(p_0+c\cot\phi)}{(2+b+b\sin\phi)(p_i+c\cot\phi)}\right]^{\frac{(2+b)(1-\sin\phi)}{2(1+b)\sin\phi}} \qquad ۳۸-۷$$

که در معادلات بالا c چسبندگی، ϕ زاویه اصطکاک داخلی، p_0 تنش زمین، p_i فشار سیستم نگهداری، r_0 شعاع تونل، G مدول برشی سنگ و p_c تنش شعاعی در مرز بین ناحیه الاستیک و پلاستیک می‌باشد. ضریب b، ضریب معیار مقاومت[۱۰۹] می‌باشد که تاثیر تنش متوسط را نشان می‌دهد و عددی بین صفر و یک می‌باشد و با استفاده از آزمایش بدست می‌آید. برای حالتی که تنش اصلی متوسط بی تاثیر باشد $b = 0$ در نظر گرفته می‌شود[۱۷۳].

۷-۲-۵- کاربرد روش همگرایی-همجواری برای خاک

راه حل‌های تحلیلی برای محاسبه اندرکنش بین سیستم نگهداری و زمین در یک تونل حفر شده در داخل خاک در بسیاری از مقالات موجود می‌باشد. این راه حل‌ها برای حالت دوبعدی تحت شرایط کرنش صفحه‌ای و فرض رفتار الاستیک برای یک سیستم نگهداری که در عمق زیاد تحت تنش‌های هیدرواستاتیک قرار دارد و اتصال کاملی بین سیستم نگهداری و زمین برقرار است، ارائه شده است.

---

۱۰۷ He and Yu
۱۰۸ Unified Strength Criterion
۱۰۹ Strength criterion coefficient

راه حل‌های تحلیلی اولیه توسط[۱۷۴]Burns and Richard[۱۷۶], Dar and Bates[۱۷۵] and Hoeg تحت بارهای زیاد و توسط,[۱۵۶] Morgan [۱۷۸] Muir Wood [۱۵۴], Curtis [۱۵۵], Rankin, Ghaboussi and Hendron [۱۷۷] Einstein et al. تحت بارهای حفاری ارائه شده است. همچنین [۱۷۱].Brown et al، [۱۷۹]Ogawa and Lo ، [۱۸۰]Yu and Houlsby راه حل‌هایی را برای بدست آوردن جابجایی در اطراف یک فضای کروی در حالت کرنش‌های کوچک منتشر کرده‌اند. در این قسمت راه حل کاملی برای حالت کرنش بزرگ و کوچک با استفاده از راه حل کروی و استوانه‌ای در ماده‌ای که از معیار موهر کلمب پیروی می‌کند، مورد بررسی قرار می‌گیرد[۱۷۳].

همانطور که قبلاً اشاره شده با کاهش فشار داخلی، در ابتدا رفتار خاک دربرگیرنده تونل در حالت الاستیک می‌باشد. در این حالت مقدار جابجایی الاستیک در دیواره تونل از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$u = \frac{p_i - p_0}{2kG}\left(\frac{a}{r}\right)^{k+1} r \qquad ۳۹-۷$$

بطوریکه a شعاع تونل در فشار p_i ، p_0 تنش موثر زمین، p_i فشار داخلی، G مدول برشی و r فاصله از مرکز تونل می‌باشد. k شاخص فضای حفاری می‌باشد که برای حالت استوانه‌ای برابر ۱ و برای حالت کروی برابر ۲ می باشد. لذا جابجایی شعاعی در دیواره تونل از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$u = \frac{p_i - p_0}{2kG}\left(\frac{a}{r}\right)^{k+1} a \qquad ۴۰-۷$$

در اینجا فرض شده است که تنش شعاعی تنش اصلی حداقل و تنش حلقوی[۱۱۰] تنش اصلی حداکثر می‌باشد. در صورتی که فشار داخلی کمتر از فشار بحرانی(p_{cr}) باشد، در این حالت زون پلاستیک ایجاد می‌شود که مقدار فشار بحرانی را از رابطه زیر می‌توان بدست آورد:

$$p_{cr} = p_1 = \frac{k+1}{1+k_\varphi k} p_0 - \frac{k}{1+k_\varphi k}\sigma_c \qquad ۴۱-۷$$

و شعاع ناحیه پلاستیک با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\frac{R_p}{a} = T^{1/k(1-k_\varphi)} \qquad ۴۲-۷$$

بطوریکه :

$$T = \frac{\left(k.k_\varphi + 1\right)\left[\left(k_\varphi - 1\right)p_i + \sigma_c\right]}{\left(1+k\right)\left[\left[\left(k_\varphi - 1\right)p_0 + \sigma_c\right]\right]} \qquad ۴۳-۷$$

جابجایی شعاعی در دیواره تونل از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\frac{a - a_0}{a} = \frac{\left(1-k_\phi\right)p_0 - \sigma_c}{2G(1+k.k_\phi)} T^{\left(1+k.k_\psi\right)/\left(k\left(1-k_\varphi\right)\right)} \qquad ۴۴-۷$$

بطوریکه a_0 شعاع اولیه تونل می‌باشد[۱۸۱].

در معادلات بالا از تغییر شکل الاستیک در ناحیه پلاستیک صرفنظر شده است. همچنین این معادلات برای خاک زهکشی شده می‌باشد.

---

۱۱۰ Hoop Stress

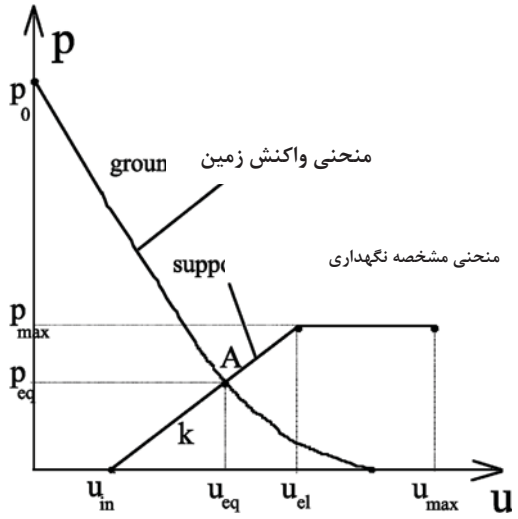
همچنین در جدول (۷-۲) نیز برخی راه حل‌های ارائه شده برای خاک آورده شده است. این راه حل‌ها برای حالتی که اندرکنش بین زمین و سیستم نگهداری به صورت کاملاً پیوسته می‌باشد، برقرار است. همچنین یک آنالیز ساده با استفاده از روش‌های ذکر شده در جدول (۷-۲) برای تونل دایروی به قطر ۲۲ فوت همراه با پوشش داخلی بتنی به ضخامت ۱/۵ فوت انجام شده که نتایج بدست آمده در جدول (۷-۳) ارائه شده است. عمق تونل ۱۰۵ فوت از سطح زمین تا وسط تونل و سطح آب زیرزمینی ۱۰ فوت زیر سطح زمین قرار دارد. جزئیات پارامترهای ورودی در جدول (۷-۳-الف) نشان داده شده است. بارهای محاسبه شده با استفاده از روش‌های مختلف نیز در جدول (۷-۳-ب) نمایش داده شده است[۱۵۳].

۷-۲-۶- نحوه بدست آوردن منحنی واکنش سیستم نگهداری

روش همگرایی- همجواری برای یک تونل دایروی تحت شرایط هیدرو استاتیک، جابجایی و نیروی وارد بر سیستم نگهداری را بدست می‌دهد. که این نیرو و جابجایی از تقاطع دو نمودار منحنی اندرکنش زمین و منحنی واکنش سیستم نگهداری حاصل می‌شود(شکل ۷-۶). منحنی واکنش سیستم نگهداری بر اساس چهار پارامتر زیر تعریف می‌شود:

- سختی K: نسبت بین فشار وارد بر سیستم نگهداری و جابجایی آن تحت شرایط الاستیک
- جابجایی دیواره u_{in} زمانیکه که سیستم نگهداری نصب می‌شود
- فشاری که سیستم نگهداری تسلیم می‌شود $P_{\max}$
- جابجایی در دیواره که باعث متلاشی شدن سیستم نگهداری می‌شود $u_{\max}$

سیستم نگهداری تعریف شده با استفاده از این چهار پارامتر در شکل (۷-۶) نشان داده شده است که دارای رفتار الاستیک-پلاستیک کامل می‌باشد[۱۶۰].



شکل ۷- ۶- روش همگرایی-همجواری[۱۶۰]

سختی سیستم نگهداری در حالت پلاستیک برابر صفر می‌باشد. همچنین تعیین دقیق مقدار u_{in} کار مشکلی می‌باشد. مقدار آن را می‌توان بصورت تخمینی با استفاده از فاصله محل نصب سیستم نگهداری نسبت به جبهه کار بدست آورد[۱۸۲] ,[۱۶۲]. مقدار فشار تعادل p_{eq} تحت تاثیر زمان نصب سیستم نگهداری بوده لذا عدم تعیین دقیق مقدار u_{in} باعث ایجاد عدم دقت در تعیین p_{eq} می‌شود. بر اساس رابطه‌ای که هوک-براون[۱۶۶] ارائه داده اند، می‌توان مقدار سختی قاب فولادی را بصورت زیر محاسبه کرد:

$$K_{set}=\frac{1}{\frac{d\left(R-t_{block}-\frac{h_{set}}{2}\right)^{2}}{E_{st}A_{set}}+\frac{2d\upsilon t_{block}}{E_{wood}b_{block}^{2}}.R} \qquad 7-45$$

بطوریکه K_{set} سختی قاب فولادی(Force/Length^{3})، E_{st} مدول الاستیسیته فولاد، R شعاع تونل، d فاصله بین قاب‌ها در جهت طولی تونل، A_{set} سطح مقطع قاب‌های فولادی، 2υ زاویه بین نقاط اتصال، t_{block} ضخامت لارده در جهت شعاعی، b_{block} پهنای لارده در جهت محیطی، E_{wood} مدول الاستیسیته لارده‌های چوبی می‌باشد[۱۶۰].

در صورتی که از لارده استفاده نشود معادله بالا به صورت ساده شده ذیل درمی آید:

$$K=\frac{E_{steel}.A_{set}}{d\left(R-\frac{h_{set}}{2}\right)^{2}} \qquad 7-46$$

تحت شرایط تعادل ماکزیمم فشار قابل تحمل برای قاب فولادی طبق معادله زیر بدست می‌آید:

$$P_{\max}=\frac{\sigma_{st,y}A_{set}}{d\left(R-\frac{h_{set}}{2}\right)} \qquad 7-47$$

بطوریکه $\sigma_{st,y}$ تنش تسلیم فولاد و h_{set} ارتفاع سطح مقطع قاب فولادی می‌باشد. متلاشی شدن در سیستم نگهداری زمانی اتفاق می‌افتد که کرنش تسلیم $\varepsilon_{br,st}$ در فولاد ایجاد شود به عبارت دیگر کرنش محیطی ε_{υ} برابر با $\varepsilon_{br,st}$ باشد که مقدار آن از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\varepsilon_{\upsilon}=\frac{u_r}{\left(R-\frac{h_{set}}{2}\right)} \qquad 7-48$$

بطوریکه u_r جابجایی شعاعی قاب فلزی می‌باشد.

جدول ۷- ۲- روش‌های تحلیلی ارائه شده توسط محققین مختلف برای محیط‌های خاکی[۱۵۳]

راه حل تحلیلی		نیرو	ممان
Wu & Penzien(۱۹۹۷)	رها شدگی	crown $= P_d + P_s + P_w$ Springline $= P_d + P_w - P_s$ $P_d = -0.5\cdot(1+k_0)\cdot(1/(1+C))\cdot(h\cdot\gamma_m - h_w\cdot\gamma_w)\cdot(d/2)$ $P_s = 0.5\cdot(1-k_0)\cdot(1/(1+F))\cdot(h\cdot\gamma_m - h_w\cdot\gamma_w)\cdot(d/2)$ $P_w = -(1/(1+C))\cdot h_w\cdot\gamma_w\cdot(d/2)$	$=(-1/4)\cdot(1-k_0)\cdot(1/(1+F))\cdot(h\cdot\gamma_s - h_w\cdot\gamma_w)\cdot(d/2)^2$
	روبراه	Crown $= P_d + P_s + P_w$ Springline $= P_d + P_w - P_s$ $P_d = -(1+k_0)\cdot(1-\nu_m)/(1+C)\cdot(h\cdot\gamma_s - h_w\cdot\gamma_w)\cdot(d/2)$ $P_w = -(1/(1+C))\cdot h_w\cdot\gamma_w\cdot(d/2)$ $P_s = (2\cdot(1-k_0)\cdot(1-\nu_m))/((3-4\cdot\nu_m)\cdot(1+F))\cdot(h\cdot\gamma_m - h_w\cdot\gamma_w))\cdot(d/2)$	$=-(1-k_0)\cdot(1-\nu_m)/((3-4\cdot\nu_m)\cdot$ $\cdot(1+F))\cdot(h\cdot\gamma_m - h_w\cdot\gamma_w)\cdot(d/2)^2$
Einstein & Schwartz(۱۹۷۹)	حفاری با لغزش کامل	Crown $=\left[0.5\cdot(1+k_0)\cdot(1-a_0)-(0.5\cdot(1+k_0)\cdot(1-2\cdot a_2))\right]\cdot(\gamma_m\cdot h\cdot d/2)$ springline $=\left[0.5\cdot(1+k_0)\cdot(1-a_0)+(0.5\cdot(1+k_0)\cdot(1-2\cdot a_2))\right]\cdot(\gamma_m\cdot h\cdot d/2)$	$=-0.5\cdot(1-k_0)\cdot(1-2\cdot a_2)\cdot\left(\gamma\cdot h\cdot(d/2)^2\right)$
	حفاری بدون لغزش	Thrust at Crown $=\left[0.5\cdot(1+k_0)\cdot(1-a_0)-(0.5\cdot(1-k_0)\cdot(1+2\cdot a_4))\right]\cdot(\gamma_m\cdot h\cdot d/2)$ Thrust at Springline $=\left[0.5\cdot(1+k_0)\cdot(1-a_0)+(0.5\cdot(1-k_0)\cdot(1+2\cdot a_4))\right]\cdot(\gamma_m\cdot h\cdot D/2)$	$=-\left[0.25\cdot(1-k_0)\cdot(1-2\cdot h+2\cdot b_2)\cdot\left(\gamma\cdot h\cdot(D/2)^2\right)\right]$

ادامه جدول ۷-۲

		$a_0 = C\cdot F\cdot(1-\nu_m)/\left(F+C+\left(C\cdot F\cdot(1-\nu_m)\right)\right)$ $a_2 = (F+6)\cdot(1-\nu_m)/\left(2\cdot F\cdot(1-\nu_m)+\left(6\cdot(5-6\cdot\nu_m)\right)\right)$ $a_4 = \beta\cdot b_2$ $\beta = \left((F+6)\cdot(1-\nu_m)+(2\cdot F\cdot C)\right)/\left(3\cdot F+3\cdot C+2\cdot C\cdot F\cdot(1-\nu_m)\right)$	
Peck, Hendron & Moharaz(۱۹۷۲)	روباره	Thrust at Crown $=0.5\cdot\left[(1+k_0)\cdot b_1-0.3333\cdot(1-k_0)\cdot b_2\right]\cdot\gamma_s\cdot h\cdot(d/2)$ Thrust at Springline $=0.5\cdot\left[(1+k_0)\cdot b_1+0.3333\cdot(1-k_0)\cdot b_2\right]\cdot\gamma_s\cdot h\cdot(d/2)$	$=(1-k_0)\cdot b_2\cdot\gamma_s\cdot h\cdot(d/2)^2/6$
		$b_2 = (1+3\cdot a_2-4\cdot a_3)$ $a_2 = \left((2\cdot F)+1-2\cdot\nu_m\right)/(2\cdot F+5-6\cdot\nu_m)$	$b_1 = 1-a_1$ $a_1 = (1-2\cdot\nu_m)\cdot(C-1)/\left((1-2\cdot\nu_m)\cdot C+1\right)$
Ranken, Ghaboussi & Hendron	فشار مضاعف (بدون لغزش)	Thrust at Crown $=\left(\gamma\cdot h\cdot(d/2)\right)\cdot\left(\left((1+k_0)\cdot(1-L_n)\right)-\left((1-k_0)\cdot(1+J_n)\right)\right)$ Thrust at Springline $=\left(\gamma\cdot h\cdot(d/2)\right)\cdot\left(\left((1+k_0)\cdot(1-L_n)\right)+\left((1-k_0)\cdot(1+J_n)\right)\right)$	Moment at Crown $=\left(\gamma\cdot h\cdot(d/2)^2/2\right)\cdot\left[(1+k_0)\cdot(1-2\cdot\nu_m)\cdot(C/(6\cdot F))\cdot(1-L_n)-((1-k_0)/2)\cdot(1-J_n-2\cdot N_n)\right]$ Moment at Springline $=\left(\gamma\cdot h\cdot(d/2)^2/2\right)\cdot\left[(1+k_0)\cdot(1-2\cdot\nu_m)\cdot(C/(6\cdot F))\cdot(1-L_n)+((1-k_0)/2)\cdot(1-J_n-2\cdot N_n)\right]$
	فشار مضاعف (لغزش کامل)	Thrust at Crown $=\left((1+k_0)\cdot(1-L_f)-(1-k_0)\cdot(1-J_f)\right)\cdot\gamma\cdot h\cdot(d/4)$ Thrust at Springline $=\left((1+k_0)\cdot(1-L_f)+(1-k_0)\cdot(1-J_f)\right)\cdot\gamma\cdot h\cdot(d/4)$	Moment at Crown $=\left(\gamma\cdot h\cdot(d/2)^2/2\right)\cdot\left[(1+k_0)\cdot(1-2\cdot\nu_m)\cdot(C/(6\cdot F))\cdot(1-L_f)-(1-k_0)\cdot(1-J_n)\right]$ Moment at Springline $=\left(\gamma\cdot h\cdot(d/2)^2/2\right)\cdot\left[(1+k_0)\cdot(1-2\cdot\nu_m)\cdot(C/(6\cdot F))\cdot(1-L_n)+(1-k_0)\cdot(1-J_f)\right]$
	حفاری (بدون لغزش)	Thrust at Crown $=\left((1+k_0)\cdot(1-L_n^*)-(1-k_0)\cdot(1-J_n^*)\right)\cdot\gamma\cdot h\cdot(d/4)$ Thrust at Springline $=\left((1+k_0)\cdot(1-L_n^*)+(1-k_0)\cdot(1-J_n^*)\right)\cdot\gamma\cdot h\cdot(d/4)$	Moment at Crown $=\left(\gamma\cdot h\cdot(d/2)^2/2\right)\cdot\left[(1+k_0)\cdot(L_n^*/(6\cdot F))-\left(0.5\cdot(1-k_0)\cdot(1+J_n^*-N_n^*)\right)\right]$ Moment at Springline $=\left(\gamma\cdot h\cdot(d/2)^2/2\right)\cdot\left[(1+k_0)\cdot(L_n^*/(6\cdot F))+\left(0.5\cdot(1-k_0)\cdot(1+J_n^*-N_n^*)\right)\right]$
	حفاری (لغزش کامل)	Thrust at Crown $=\left((1+k_0)\cdot(1-L_f^*)-(1-k_0)\cdot(1-2\cdot J_f^*)\right)\cdot\gamma\cdot h\cdot(d/4)$ Thrust at Springline $=\left((1+k_0)\cdot(1-L_f^*)+(1-k_0)\cdot(1-2\cdot J_f^*)\right)\cdot\gamma\cdot h\cdot(d/4)$	Moment at Crown $=\left(\gamma\cdot h\cdot(d/2)^2/2\right)\cdot\left[(1+k_0)\cdot(L_f^*/(6\cdot F))-\left((1-k_0)\cdot(1-2\cdot J_f^*)\right)\right]$ Moment at Springline $=\left(\gamma\cdot h\cdot(d/2)^2/2\right)\cdot\left[(1+k_0)\cdot(L_f^*/(6\cdot F))+\left((1-k_0)\cdot(1-2\cdot J_f^*)\right)\right]$
		$L_n = (1-2\cdot\nu_m)\cdot(C-1)/(1+(1-2\cdot\nu_m)\cdot C)$ $J_n = (1-2\cdot\nu_m)\cdot(1-C)\cdot F-\left(0.5\cdot(1-2\cdot\nu_m)\cdot C+2\right)$ $/\left[\left((3-2\cdot\nu_m)+(1-2\cdot\nu_m)\cdot C\right)\cdot F+\left(0.5\cdot(5-6\cdot\nu_m)\right)\cdot(1-2\cdot\nu_m)\cdot C+(6-8\cdot\nu_m)\right]$ $N_n = \left((1+(1-2\cdot\nu_m)\cdot C)\cdot F-\left(0.5\cdot(1-2\cdot\nu_m)\cdot C\right)-2\right)$ $/\left[\left((3-2\cdot\nu_m)+(1-2\cdot\nu_m)\cdot C\right)\cdot F+\left(0.5\cdot(5-6\cdot\nu_m)\right)\cdot(1-2\cdot\nu_m)\cdot C+(6-8\cdot\nu_m)\right]$ $L_f = (1-2\cdot\nu_m)\cdot(C-1)/\left(1+(1-2\cdot\nu_m)\cdot C\right)$ $J_f = \left(2\cdot F+(1-2\cdot\nu_m)\right)/\left(2\cdot F+(5-6\cdot\nu_m)\right)$ $N_f = (2\cdot F-1)/\left(2\cdot F+(5-6\cdot\nu_m)\right)$	
Wood Muir & (۱۹۷۵)	حفاری (لغزش کامل)	Thrust at Crown $=1/3\cdot(\sigma_v-\sigma_H)\cdot(d/2)+(4/3)\cdot\lambda\cdot(\text{deflection})/(d/2)+(\sigma_v-\sigma_H)\cdot(d/2)$ Thrust at Springline $=2/3\cdot k_0\cdot(\sigma_v-\sigma_H)\cdot(d/2)+(2/3)\cdot\lambda\cdot(\text{deflection})\cdot(d/2)+(\sigma_H)\cdot(d/2)$	$=(\sigma_v-\sigma_H)/6^2\cdot(d/2)^2\cdot\eta^2\cdot R_s/(1+R_s)$ $\eta = (\phi_{ID}+d)/(2\cdot d)$
		$\lambda = (3\cdot E_m)/\left((1+\nu_m)\cdot(5-6\cdot\nu_m)\cdot d/2\right)$ $Q_1 = (E_m/E_L)\cdot(1/(1+\nu_m))\cdot\left(\eta\cdot(d/2)^3/(12\cdot I)\right)$ $Q_2 = (E_m/E_L)\cdot(1/(1+\nu_m))\cdot\left((d/2)^3/(12\cdot I)\right)$ $I = \left(w_L\cdot t_L^{\,3}\right)/12/w_L$	$k = (1-\nu_m)/\left((1-2\cdot\nu_m)\cdot(1+\nu_m)\right)$ $\beta = (E_m/E_L)\cdot(d/2\cdot\eta)/(A_L/w_L)$ $\eta = (\phi_{ID}+d)/(d/2)$ $\phi_{ID} = (d/2-t_L)\cdot 2$
Curtis (۱۹۷۶)	حفاری (لغزش کامل)	Thrust at Crown $=N_{\text{constant}}-N_{\max}$ Thrust at Springline $=N_{\text{constant}}+N_{\max}$ $N_{\text{constant}} = \left[(\sigma_v+\sigma_H)\cdot d/2\right]/\left[2+(1-k_0)\cdot 2\cdot k\cdot\beta\right]$ $N_{\max} = \left((\sigma_v-\sigma_H)\cdot d/4\right)\cdot(3-4\cdot\nu_m)/(5-6\cdot\nu_m+4\cdot Q_1)$	$=-\left[1/2\cdot(\sigma_v-\sigma_H)\cdot\eta^2\cdot(d/2)^2\right]\cdot$ $\cdot(3-4\cdot\nu_m)/(5-6\cdot\nu_m+4\cdot Q_2)$

	حفاری (بدون لغزش)	Thrust at Crown $= N_{constant} - N_{max}$ Thrust at Springline $= N_{constant} + N_{max}$ $N_{constant} = \left[(\sigma_v + \sigma_H)\cdot d/2\right]/\left[2+(1-k_0)\cdot 2\cdot k\cdot\beta\right]$ $N_{max} = \left((\sigma_v - \sigma_H)\cdot d/2\right)\cdot\left[(1+(2\cdot\nu_m\cdot Q_1))\cdot(3-4\cdot\nu_m)\cdot(1+Q_1)\right]$	$= -\left[1/4\cdot(\sigma_v - \sigma_H)\cdot\eta^2\cdot(d/2)^2\right]/\left[1+Q_2\cdot(3-2\cdot\nu_m)\right]$
		$\lambda = (3\cdot E_m)/\left((1+\nu_m)\cdot(5-6\cdot\nu_m)\cdot d/2\right)$ $Q_1 = (E_m/E_L)\cdot(1/(1+\nu_m))\cdot\left(\eta\cdot(d/2)^3/(12\cdot I)\right)$ $Q_2 = (E_m/E_L)\cdot(1/(1+\nu_m))\cdot\left((d/2)^3/(12\cdot I)\right)$ $I = \left(w_L\cdot t_L^3\right)/12/w_L$	$k = (1-\nu_m)/\left((1-2\cdot\nu_m)\cdot(1+\nu_m)\right)$ $\beta = (E_m/E_L)\cdot(d/2\cdot\eta)/(A_L/w_L)$ $\eta = (\phi_{ID}+d)/(d/2)$ $\phi_{ID} = (d/2-t_L)\cdot 2$

بطوریکه ν_m: نسبت پواسون زمین، ν_L نسبت پواسون سیستم نگهداری، E_m مدول الاستیسیته زمین، E_L مدول الاستیسیته سیستم نگهداری، t_L ضخامت سیستم نگهداری، w_L عرض سیستم نگهداری، A_L مساحت مقطع سیستم نگهداری، γ_m وزن مخصوص زمین، γ_w وزن مخصوص آب، d قطر تونل، I ممان اینرسی به ازای واحد طول، C تراکم پذیری، F انعطاف پذیری، k ضریب فشار جانبی خاک، h عمق مرکز تونل، h_w عمق سطح آب، R_s فاکتور سختی، S بار زنده می‌باشد.

در مورد سیستم نگهداری شاتکریتی مقدار سختی سیستم نگهداری، ماکزیمم فشار قابل تحمل و ماکزیمم جابجایی که در اثر آن شکست اتفاق می‌افتد طبق روابط زیر بدست می‌آید:

$$\cdot_{shot} = \frac{E_{con}}{(۱+\upsilon_{con})}\frac{[R^۲-(R-t_{shot})^۲]}{[(۱-۲\upsilon_{con})R^۲+(R-t_{shot})^۲]}\frac{۱}{R}$$

$$_{max,shot} = \frac{\sigma_c}{۲}\left[۱-\frac{(R-t_{shot})^۲}{R^۲}\right] \qquad \text{۴۹-۷}$$

$$_{max,shot} = u_{el,shot} + \varepsilon_{br,con}\left(R-t_{shot}\right) - \frac{۲(۱-\upsilon_{con})R(R-t_{shot})}{(R-t_{shot})^۲+(۱-۲\upsilon_{con})R^۲}\frac{p_{max,shot}}{K_{shot}}$$

بطوریکه E_{con} و υ_{con} بترتیب مدول الاستیسیته و نسبت پواسون بتن، t_{shot} ضخامت سیستم نگهداری بتنی، σ_c مقاومت فشاری تک محوری شاتکریت می‌باشد[۱۶۰].

برای پیچ سنگ نیز مقدار سختی را می‌توان از رابطه زیر پیدا کرد:

$$K_{bol} = \frac{۱}{S_t S_l\left[\frac{۴L_{bol}}{\pi\phi^۲E_{st}}+Q\right]} \qquad \text{۵۰-۷}$$

بطوریکه Q ثابت بار-تغییر شکل برای قسمت مهار شده و قسمت ابتدایی(نیرو/طول)، S_t و S_l فاصله داری در جهت محیطی و طولی، L_{bol} طول بولت، ϕ قطر بولت و E_{st} مدول الاستیسیته فولاد می‌باشد. مقدار Q با استفاده از منحنی نیرو-تغییرشکل در آزمایش کشش روی مهار بدست می‌آید[۱۶۶].

جدول ۷- ۳- الف - مثالی از محاسبه بارهای وارد بر پوشش داخلی در تونلی به قطر ۲۲ فوت[۱۵۳]

الف)پارامترهای ورودی

خصوصیات لاینینگ	خصوصیات زمین
عرض = ۵ فوت	مدول الاستیسیته = $۲/۰۳\times۱۰^{۶}$ ($Lb/ft^{۲}$)
ضخامت = ۱/۵ فوت	نسبت پواسون = ۴۱/.
مقاومت فشاری بتن = ۵۰۰۰ Psi	وزن مخصوص خاک = ۱۳۰ ($Lb/ft^{۳}$)
مدول الاستیسیته = $۵/۸\times۱۰^{۸}$ ($Lb/ft^{۲}$)	وزن مخصوص آب = ۶۲/۴ ($Lb/ft^{۳}$)
قطر خارجی = ۲۲ فوت	
نسبت پواسون = ۲۵/.	
تعداد اتصالات = ۰	
تعیین نیروها و ممان‌ها برای :	
عمق مرکز تونل = ۱۰۵ فوت	
عمق سطح آب = ۹۵ فوت	
ضریب فشار جانبی = ۰/۷	

ب) بارهای محاسبه شده در پوشش داخلی بتنی با استفاده از روش‌های مختلف تحلیلی (Lb)

راه حل تحلیلی	نیرو در سقف	نیرو در خط مرکزی	ممان	
Wu & Penzien				
سست شدگی	-۱۲۹۶۹۸	-۱۳۲۷۳۱	-۱۵۱۶۵	
روباره	-۱۳۱۰۲۰	-۱۳۶۲۸۳	-۲۶۳۱۶	
Einstein & Schwartz				
حفاری با لغزش کامل	۹۷۵۳۶	۱۵۳۴۴۴	-۵۴۲۶۴	
حفاری بدون لغزش	۱۰۸۱۰۸	۱۴۲۸۷۲	-۵۰۱۷۶	
Peck, Hendron & Moharaz				
روباره	۱۳۹۵۱۵	۱۵۶۶۳۴	-۹۴۱۶۴	
Ranken, Ghaboussi & Hendron			سقف	مرکز
فشار مضاعف- مورد ۱ (بدون لغزش)	۱۱۷۹۱۲	۱۷۸۲۳۷	-۸۴۵۴۵	۸۹۵۹۳
مورد ۲ (لغزش کامل)	۱۳۹۵۱۴	۱۵۶۶۳۵	-۹۱۶۴۰	۹۶۶۸۸
حفاری- مورد ۳ (بدون لغزش)	۱۰۸۱۰۵	۱۴۲۸۶۹	-۴۸۰۳۷	۵۲۳۱۵
مورد ۴ (لغزش کامل)	۱۲۰۵۵۴	۱۳۰۴۲۰	-۵۲۱۲۵	۵۶۴۰۳
Muir-Wood				
حفاری با لغزش کامل	۱۲۴۳۷۷	۱۳۷۲۶۴	-۱۸۰۵۵	
Curtis				
حفاری با لغزش کامل	۱۳۲۱۱۹	۱۳۸۱۹۲	-۲۵۶۴۴	
حفاری بدون لغزش	۱۲۵۰۹۵	۱۴۵۲۱۶	-۲۳۶۹۰	

مقدار فشار ماکزیمم را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد که $T_{\max}$ نیرویی است که باعث تسلیم فولاد می‌شود:

$$P_{\max,bol}=\frac{T_{\max}}{S_t S_l} \qquad ۵۱-۷$$

بولت‌ها زمانی تسلیم می‌شوند که کرنش تسلیم $\varepsilon_{br,st}$ در فولاد اتفاق بیفتد:

$$u_{\max,bol} - u_{in,bol} = L_{bol}.\varepsilon_{br,st} \qquad ۵۲-۷$$

در صورتی که بولت با نیروی $T_.$ پیش تنیده شده باشد در این صورت معادله بالا بصورت زیر اصلاح می‌شود

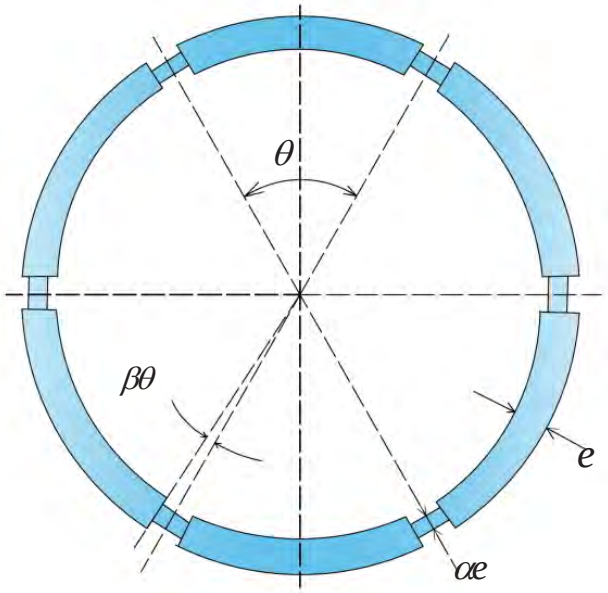
$$u_{\max,bol} - u_{in,bol} = L_{bol}.\left[\varepsilon_{br,st} - \frac{۴T_.}{\pi\phi^۲ E_{st}}\right] \qquad ۵۳-۷$$

قطعات پیش ساخته بتنی (سگمنت)

این نوع سیستم نگهداری معمولاً از چندین قطعه پیش ساخته تشکیل می‌شود که در داخل تونل با استفاده از بولت‌هایی به یکدیگر وصل می‌شوند. از نقطه نظر مکانیکی فشار وارد از طرف زمین در این اتصالات ایجاد نیروی فشاری محوری و لنگر خمشی می‌نماید. میزان خمش در نزدیکی این درزه‌ها بعلت کم شدن ممان اینرسی مقطع کاهش می‌یابد[۱۸۳]. این درزه‌ها را می‌توان بوسیله مناطق با ضخامت کاهش یافته برابر سطح تماس در سطح درزه، مدل کرد(شکل ۷-۷). بنابراین مدول معادل از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$E = \frac{\alpha}{\alpha(۱-\beta)+\beta} E_m \qquad ۵۴-۷$$

بطوریکه t ضخامت سیستم نگهداری، αt ضخامت مربوط به قسمت کاهش یافته درزه طولی، θ زاویه مرکزی مربوط به هر تکه حلقه، $\beta\theta$ نصف زاویه مرکزی مربوط به هر اتصال و E_m مدول الاستیسیته ماده سازنده رینگ می‌باشد.



شکل ۷- ۷- مدل رینگ بتنی سگمنتی[۱۸۳]

با قرار دادن رابطه بالا در فرمول زیر مدول سختی محوری K_{sn} بدست می‌آید :

$$K_{sn} = \frac{E}{۱-\nu^۲}\frac{t}{R} \qquad ۵۵-۷$$

چون ضریب بدون بعد β معمولاً خیلی کوچک است، در حدود چند $۱۰^{-۳}$، بنابراین وجود درزه‌ها عملاً مدول سختی محوری را تغییر نمی دهد. برعکس نیروی محوری مجاز با شرایط گسیختگی در درزه‌های طولی محدود می‌شود[۱۸۳].

علاوه بر روابط ارائه شده در بالا، برادی-براون نیز روابطی را برای محاسبه سختی و ماکزیمم فشار قابل تحمل برای قاب فولادی، شاتکریت و پیچ سنگ ارائه داده‌اند که در جدول (۷-۴) ارائه شده است[۱۶۳].

سیستم نگهداری اولیه مرکب

در بسیاری از موارد، سیستم نگهداری اولیه بصورت ترکیبی استفاده می‌شود، که به عنوان مثال می‌تواند متشکل از میل مهار، تیرهای مشبک و قاب‌های فلزی همراه با شاتکریت باشد. اغلب فرض بر این است که قسمت‌های مختلف این نوع سیستم نگهداری بطور همزمان اجراء شده اند[۱۸۳]. بنابراین سختی سیستم نگهداری با مجموع سختی‌های قسمت‌های تشکیل دهنده آن برابر است، زیرا این قسمت‌ها در معرض میدان تغییر شکل یکسان قرار دارند:

$$K_{tot} = \sum_i K_i \qquad ۵۶-۷$$

این قاعده در صورتی معتبر است که تنش وارده به هر یک از قسمت‌ها در حد مجاز باشد. اگر اجرای قسمت‌های مختلف سیستم نگهداری در زمان‌های متفاوت باشد و یا در فواصل مختلفی نسبت به مقطع حفاری تونل اجرا شوند، در محاسبه منحنی سختی کل باید تغییر شکل‌هایی را که در زمان هر یک از قسمت‌ها ایجاد شده‌اند مورد نظر قرار داد[۱۸۳].

اگر حالتی را در نظر بگیریم که در آن شرایط تقارن محوری برقرار باشد، براحتی می‌توان منحنی مشخصه سیستم نگهداری ترکیبی را با استفاده از منحنی‌های مشخصه قسمت‌های مختلف آن بدست آورد. بعنوان مثال در شکل (۷-۸) منحنی مشخصه سیستم نگهداری مرکب که شامل دو قسمت A و B می‌باشد، رسم شده است. قسمت A که در فاصله d^A از مقطع حفاری تونل اجرا می‌شود دارای رفتار الاستوپلاستیک کامل با مدول سختی فشاری K_A می‌باشد که نقطه شروع پلاستیسیته، فشار $\max p^A$ است. قسمت B که در فاصله d^B که بزرگتر از d^A است اجرا می‌شود دارای رفتار الاستوپلاستیک شکننده با مدول سختی فشاری K_B که بزرگتر از K_A است، می‌باشد و شکست آن در ازای فشار $\max p^B$ که بزرگتر از $\max p^A$ است، می‌باشد. اینگونه سیستم نگهداری برای تونل‌هایی با همگرایی زیاد بسیار مناسب است

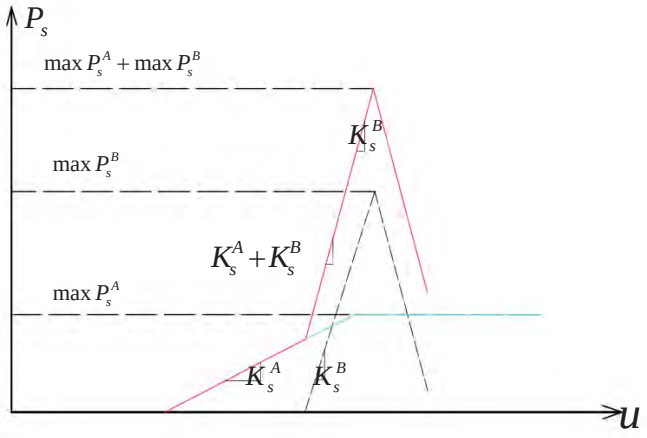
۷-۳- ارزیابی کارایی سیستم نگهداری

سیستم نگهداری زمانی مناسب می‌باشد که دو شرط زیر را برآورده کند:

۱. فاکتور ایمنی در ارتباط با متلاشی شدن (یا بعضی مواقع در ارتباط با تنش تسلیم) بزرگتر از مینیمم مقدار قابل قبول باشد($F_s \geq F_{s,\min}$)

۲. جابجایی دیواره در شرایط تعادل کمتر از مقدار جابجایی بحرانی در طراحی باشد($u_{eq} \leq u_{\lim}$)

در رابطه با بولت‌های شعاعی، یک شرط دیگر برای قابل قبول بودن این است که شعاع زون پلاستیک نباید از نقطه تکیه گاهی در انتهای بولت تجاوز کند یعنی $R_{pl} \leq \left(R + aL_{bol}\right)$ بطوریکه $a = ۰,۵ / ۰,۷۵$



شکل ۷- ۸- منحنی واکنش نگهداری برای سیستم نگهداری مرکب[۱۸۳]

جدول ۷- ۴- محاسبه سختی سیستم نگهداری(K) و ماکزیمم فشار سیستم نگهداری($P_{\max}$)[۱۶۳]

سیستم نگهداری	سختی سیستم نگهداری(K) و ماکزیمم فشار سیستم نگهداری($P_{\max}$)
لاینینگ بتنی/شاتکریتی	$K = \frac{E_c[r_i^2 - (r_i - t_c)^2]}{(1+\upsilon_c)[(1-2\upsilon_c)r_i^2 + (r_i - t_c)^2]}$ $P_{\max} = \frac{\sigma_{cc}}{2}\left[1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2}\right]$
قاب فولادی	$\frac{1}{K} = \frac{Sr_i}{E_s A_s} + \frac{Sr_i^2}{E_s I_s}\left[\frac{\theta(\theta + \sin\theta\cos\theta)}{2\sin^2\theta}\right] + \frac{2S\theta t_B}{E_B W^2}$ $P_{\max} = \frac{3A_s I_s \sigma_{ys}}{2Sr_i\theta\left\{3I_s + XA_s\left[r_i - (t_B + 0{,}5X)\right](1-\cos\theta)\right\}}$
میل مهار با مهار موضعی	$\frac{1}{K} = \frac{S_c S_l}{r_i}\left(\frac{4l}{\pi d_b^2 E_b} + Q\right)$ $P_{\max} = \frac{T_{bf}}{S_c S_l}$

K سختی سیستم نگهداری، $P_{\max}$ ماکزیمم فشار سیستم نگهداری، E_c مدول الاستیسیته بتن، t_c ضخامت سیستم نگهداری، r_i شعاع داخلی تونل، σ_{cc} مقاومت فشاری تک محوری بتن یا شاتکریت، W پهنای فلنج قابها و طول جانبی بلوک‌های مربعی، X ضخامت مقطع قاب، A_s مساحت مقطع قاب، I_s ممان سطح قاب، E_s مدول الاستیسیته فولاد، σ_{ys} تنش تسلیم فولاد، S فاصله قاب‌ها در جهت طولی، θ نصف زاویه بین بلوک‌ها(rad)، t_B ضخامت بلوک‌ها، E_B مدول الاستیسیته بلوک‌ها، l طول آزاد بولت یا کابل، d_b قطر بولت یا قطر هم ارز کابل، E_b مدول الاستیسیته بولت یا کابل، T_{bf} بار نهایی گسیختگی در تست کشش(pull-out) بولت، S_c فاصله محیطی بولت‌ها، S_l فاصله طولی بولت‌ها، Q ثابت بار-تغییرشکل برای قسمت مهار شده یا ابتدایی

فاکتور ایمنی بر اساس متلاشی شدن عبارتست از مقدار کرنش شکست ε_{br} برای مواد تشکیل دهنده سیستم نگهداری نسبت به ماکزیمم کرنش اعمال شده بر روی سیستم نگهداری $\varepsilon_{\max}$ که بصورت رابطه زیر نوشته می‌شود:

$$F_s = \frac{\varepsilon_{br}}{\varepsilon_{\max}} \qquad ۵۷-۷$$

لذا بر اساس فرمول بالا مقدار فاکتور ایمنی را برای سیستم نگهداری‌های ذکر شده در جدول (۷-۴) به صورت جدول (۷-۵) می‌توان محاسبه کرد[۱۶۰].

۷-۴- روش قوس سنگی مسلح شده لانق

نوع دیگر طراحی، مخصوصاً برای تونل‌ها و فضاهای زیرزمینی با مقطع بزرگ، برمبنای رفتار واقعی پیچ سنگ‌ها می‌باشد که باعث استحکام طاق‌های سنگی[۱۱۱] اطراف فضای حفاری می‌شود. این پیچ سنگ‌ها باعث افزایش ظرفیت باربری طاق سنگی می‌شود. هدف طراحی افزایش ظرفیت باربری سنگ به عنوان یک سیستم نگهداری هم ارز می‌باشد که باعث پایداری فضای حفاری می‌شود.

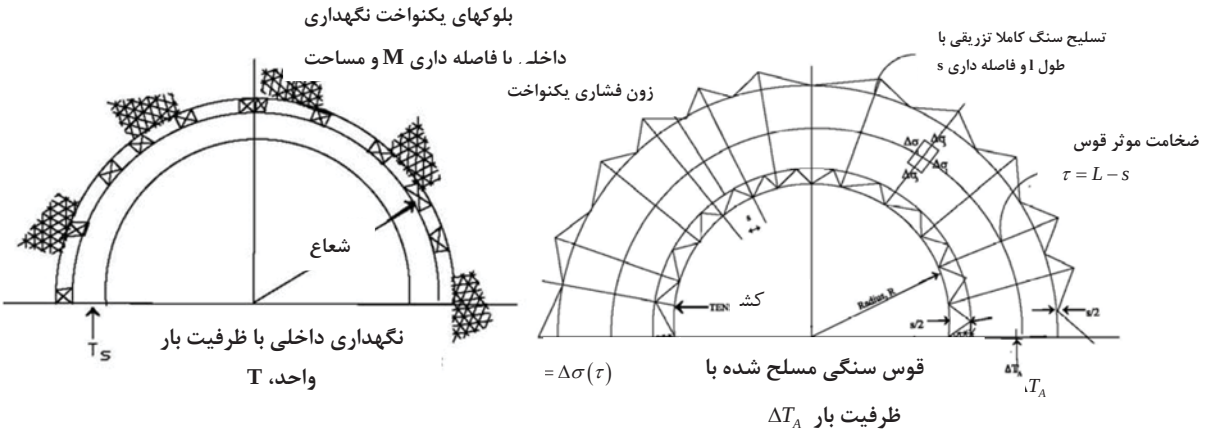
جدول ۷- ۵ محاسبه فاکتور ایمنی برای سیستم نگهداری‌های مختلف

نوع سیستم نگهداری	فاکتور ایمنی
قاب فولادی	$F_{s,set} = \dfrac{\varepsilon_{br,st}\left(R - \frac{h_{set}}{۲}\right)}{u_{eq} - u_{in,set}}$
لاینینگ شاتکریتی	$u_{eq} \geq u_{el} : F_{s,shot} = \dfrac{\varepsilon_{br,con}\left(R - t_{shot}\right)}{u_{eq} - u_{el,shot} + \dfrac{۲\left(۱-\upsilon_{con}\right)R\left(R-t_{shot}\right)}{\left(R-t_{shot}\right)^{۲} + \left(۱-۲\upsilon_{con}\right)R^{۲}} \cdot \dfrac{P_{\max,shot}}{K_{shot}}}$ $u_{eq} < u_{el} : F_{s,shot} = \dfrac{\varepsilon_{br,con}\left[\left(R-t_{shot}\right) + \left(۱-۲\upsilon_{con}\right)R^{۲}\right]}{۲\left(u_{eq} - u_{in,shot}\right)\left(۱-\upsilon_{con}\right)R}$
بولت‌های شعاعی	$F_{s,bol} = \dfrac{\varepsilon_{br,st} L_{bol}}{u_{eq} - u_{in,bol} + \dfrac{۴T, L_{bol}}{\pi\phi^{۲} E_{st}}}$

افزایش در واحد ظرفیت باربری[۱۱۲] ΔT_A در بخش مسلح شده توسط بولت در شکل (۷-۹) نشان داده شده است که مقدار آن از فرمول زیر محاسبه می‌شود[۱۸۴]:

$$\Delta T_A = Tan^{۲}\left(۴۵^{\circ} + \frac{\phi}{۲}\right)\frac{T_b A_b}{S^{۲}} t \qquad ۵۸-۷$$

۱۱۱ Rrock arch
۱۱۲ Thrust capacity



شکل ۷- ۹- قوس سنگی مسلح شده

بطوریکه ΔT_A افزایش ظرفیت باربری واحد در طاق سنگی، ϕ زاویه اصطکاک توده سنگ، T_b تنش تسلیم بولت‌ها، A_b مساحت سطح مقطع بولت‌ها، S فاصله داری بولت‌ها در هر دو جهت و t ضخامت موثر طاق سنگی (که برابر $L-S$ است که L طول بولت‌ها می‌باشد) می‌باشد.

محاسبه سختی و حداکثر ظرفیت باربری در روش قوس سنگی مسلح شده لانق برای انواع سیستم نگهداری‌ها شبیه موارد ذکر شده در بخش‌های قبلی می‌باشد.

فصل هشتم

تحلیل پایداری تونل‌ها با استفاده از روش‌های عددی

۸-۱-کلیات

روش‌های عددی، فراگیرترین روش‌های محاسباتی در علوم مهندسی می‌باشند. اساس این روش‌ها، تبدیل یک محیط با بینهایت درجه آزادی به محیطی با تعداد درجه آزادی محدود می‌باشد. در سال‌های اخیر به منظور طراحی تونل‌ها، بیشتر از تحلیل‌های عددی استفاده شده است. معمولاً به دلایل زیر، روش‌های عددی بر سایر روش‌ها برتری دارند[۱۸۵].

- با روشهای عددی می‌توان هر تونلی، با هر شکل سطح مقطع را تحلیل کرد.
- با روشهای عددی می‌توان روند حفاری و سایر عملیات تونل‌سازی را در نظر گرفت.
- با روشهای عددی می‌توان تنش و جابجایی را به راحتی در تمام نقاط سیستم و در هر زمان به دست آورد
- با روشهای عددی می‌توان مدلهای پیچیده و دارای چندین مرحله حفاری را بسرعت ساخته و حل کرد.
- با روشهای عددی می‌توان مواد با خصوصیات مختلف و سیستم‌های نگهداری متفاوت را مدل کرد.

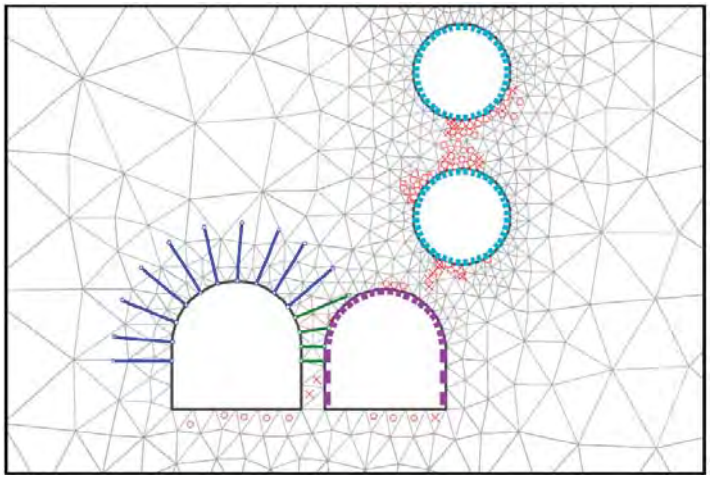
یکی دیگر از ابزار قدرتمند آنالیز تنش، روش الاستو پلاستیک اجزا محدود یا تفاضل محدود می‌باشد. در دهه‌های اخیر از این روش‌ها بصورت گسترده ای استفاده شده است. با استفاده از المان‌های تیر[۱۱۳] و پوسته ای[۱۱۴] می‌توان شاتکریت، لایه‌های بتنی و قاب فولادی را مدل کرد. شکل (۸-۱)یک نمونه طراحی سیستم نگهداری با استفاده از روش اجزا محدود را نشان می‌دهد[۱۸۶].

امروزه تقریباً تمامی پروژه‌های عمرانی و معدنی مورد نیاز به اجرا، جهت پیش بینی رفتار ساختار زمین، به مدل سازی عددی احتیاج دارند و با توجه به برنامه‌های متنوع آنالیز عددی، محدودیتی جهت مدلسازی وجود ندارد. اخیراً دورنمای مدلسازی عددی در تونلها تغییرات چشمگیری پیدا کرده است. در گذشته بطور کلی مدلسازی عددی ناقص بوده، ولی امروزه بر روی محاسبات عددی و تکنیکهای پیشرفته عددی تاکید می‌شود. امروزه در بازار، نرم افزارهای عددی بصورت تجاری وجود دارند و تنها مشکل اساسی شناخت برنامه و استفاده صحیح از آنها با توجه به نوع پروژه است.

روش‌های عددی به دو دسته روش‌های محیط پیوسته و ناپیوسته تقسیم می‌شوند. در دسته اول، زمین به عنوان محیطی پیوسته و عاری از هر گونه ناپیوستگی در نظر گرفته می‌شود ولی در روش دوم، اثرات ناپیوستگی‌ها و درزه‌ها بطور مستقیم اعمال می‌شود. مدل‌های محیط پیوسته به روش‌های تفاضل محدود[۱۱۵] (FDM) ، المان محدود[۱۱۶] (FEM) ، المان مرزی[۱۱۷] (BEM) و مدل محیط ناپیوسته به روش المان مجزا[۱۱۸] (DEM) اتلاق می‌گردد. از آنجایی که در این روش‌ها، عملیات طراحی بر مبنای محاسبات دقیق ریاضی انجام می‌گیرد، دقت قابل ملاحظه ای بر نتایج حاکم می‌باشد. ویژگی منحصر به فرد هر روش، عامل اصلی انتخاب روش عددی متناسب با آن می‌باشد تا بتوان بدینوسیله به تحلیلی بهینه و معقول دست یافت.

---

۱۱۳ Beam
۱۱۴ Shell
۱۱۵ Finite Difference Method
۱۱۶ Finite Element Method
۱۱۷ Boundary Element Method
۱۱۸ Distinct Element Method



شکل۸-۱- طراحی سیستم نگهداری با استفاده از روش اجزا محدود (o: تسلیم در کشش و ×: تسلیم در فشار)[۱۸۶]

در اینجا این سؤال مطرح می‌شود که چه نوع فضاهایی نیازمند آنالیز به روش‌های عددی هستند؟ اگر ماده تشکیل دهنده سازه مورد نظر به پیچیدگی توده سنگ پیرامون یک تونل است و رفتار غیر خطی دارد در این صورت فقط به کمک روش‌های عددی می‌توان مسئله را حل کرد[۱۸۷].

در شرایط واقعی، تعداد متغیرها و پارامترهای توده سنگ، بسیار زیاد می‌باشد که هنوز امکان به کارگیری تمام آنها در مدل‌های مکانیکی نیست، بنابراین لازم است تا همانند روش‌های طراحی یک ساختمان یا یک دیوار حائل، پارامترهای مدل به تعدادی محدود و قابل دسترسی ساده شود.

قابلیت مدل‌های عددی بسیار بالا می‌باشد بطوریکه به راحتی می‌توان هندسه بسیار پیچیده یک سازه زیرزمینی به ویژه تغییر هندسه در مراحل حفاری را مدلسازی کرد. در یک روش عددی می‌توان با توجه به قدرت پردازنده کامپیوتری، تمام ناهمگنی‌ها، مناطق ترک دار، گسله‌ها و لایه‌های مختلف زمین را در نظر گرفت. همچنین می‌توان خواص مصالح را به صورت غیرخطی در نظر گرفت و یا حتی جریان آب را نیز شبیه سازی کرد.

به منظور به دست آوردن مقدار جابه جایی‌ها و تنش‌های موجود در اطراف یک فضای زیرزمینی، لازم است تا تغییرات هندسی در جبهه کار، مراحل حفاری و روند نصب سیستم‌های نگهداری در یک مدل عددی در نظر گرفته شود. همچنین با استفاده از روش‌های عددی و برداشت‌های ابزار دقیق نیز می‌توان منحنی رفتاری زمین و سیستم نگهداری را برای فضایی با هر شکل سطح مقطع، به دست آورد[۱۸۷].

در حال حاضر، مشکلات بسیاری در مورد روش‌های عددی وجود دارد که تلاش‌هایی در جهت رفع آنها در حال انجام می‌باشد. اغلب محیط سنگی که در آن فضای زیرزمینی احداث می‌شود، محیطی پیوسته نیست بلکه به دلیل وجود دسته درزه‌ها و ترک‌ها، محیطی ناپیوسته محسوب می‌شود. در برخی مواقع به دلیل وجود نقایص در سنگ، شکست در امتداد مشخصی اتفاق می‌افتد.

اصولاً بسیاری از روش‌های عددی روش‌هایی پیوسته برای مواد همگن می‌باشند. در راستای توسعه روش‌هایی برای محیط‌های ناپیوسته همانند روش المان مجزا، تلاش‌هایی توسط گودمن و شی[۱۱۹]، کاندال[۱۲۰]، دسای و فیشمن[۱۲۱] و

۱۱۹ Goodman and Shi
۱۲۰ Cundall
۱۲۱Desai and Fishman

کاوامتو[۱۲۲] انجام گرفته است. در بسیاری موارد، آب نقش مهمی در تخریب سازه دارد. چنانچه مدل محاسباتی و مکانیکی نتواند این اثرات را به طور مستقیم شبیه سازی کند، باید اثرات آب را بر روی پارامترهای توده سنگ به دست آورد و در مدل‌های مکانیکی از پارامترهای مؤثر استفاده کرد.

با وجود مزایای بسیار تکنیک‌های شبیه سازی کامپیوتری، محدودیت‌های قابل توجهی نیز دارند. اولاً چنانچه خواص فیزیکی و مکانیکی توده سنگ برجا به طور دقیق معلوم نباشد، شبیه سازی کامپیوتری نمی تواند نتایج معتبری ارائه دهد. ثانیاً بعد از حفر، خواص فیزیکی و مکانیکی توده سنگ تغییر می‌یابد، بنابراین با به کارگیری پارامترهای به دست آمده از برآوردهای آزمایشگاهی، نمی توان رفتار دگرشکلی مناسبی را پیش بینی کرد. در نهایت، ممکن است که جابه‌جایی‌های موضعی در مسئله وجود داشته باشد که نمی توان با این روش آنها را شبیه سازی نمود[۱۸۸].

به دلیل عدم توانایی در شبیه سازی تمام زمین و یا حتی تمام یک مجموعه حفاری، بخشی از زمین شبیه سازی می‌شود و با توجه به مدل مفروض شرایط مرزی برای مسئله تعریف می‌گردد. به منظور از بین بردن اثرات این مرزها در تحلیل تنش، کرنش و تغییر شکل در اطراف یا در امتداد تونل، مرزها به قدر کافی دور از تونل قرار داده می‌شوند. بنابراین، در این روش‌ها با افزایش تعداد المان‌ها باید از کامپیوتری با ظرفیت بالاتر استفاده گردد.

حل به کمک روشهای عددی به دو صورت تک مرحله‌ای[۱۲۳] و چند مرحله‌ای[۱۲۴] انجام می‌گیرد. روشهای چند مرحله‌ای نیز خود به دو دسته کلی صریح[۱۲۵] و ضمنی[۱۲۶] تقسیم می‌گردد. در این قسمت شرح مختصری از روشهای عددی ارائه شده است.

۸-۲- روش المان محدود (Finite Element Method)

این روش که در اغلب مسائل مهندسی از جمله مکانیک جامدات، سیالات، عمران و معدن به کار برده می‌شود، از سال ۱۹۵۶ ابداع شده است. اصولاً به کمک این روش، هر پدیده طبیعی که با یک معادله دیفرانسیل بیان می‌شود را می توان شبیه سازی کرد.

در این روش، توده سنگ پیرامون فضای زیرزمینی به صورت یک محیط پیوسته در نظر گرفته شده و در این روش می‌توان ناپیوستگی‌ها را به طور جداگانه شبیه سازی نمود. بلوک در نظر گرفته شده (زمین فرضی) به تعداد محدودی المان تقسیم می‌شود که در گره‌ها با هم تماس دارند. رابطه تنش - کرنش زمین با یک قانون مناسب توصیف می‌گردد. در اثر تغییر در شرایط اولیه زمین نظیر فرآیند تونل سازی، تنش، کرنش و تغییر شکل در اطراف یا در امتداد تونل، مرزها به قدر کافی دور از تونل قرار داده می‌شوند. بنابراین در این روش‌ها با افزایش تعداد المان‌ها باید از کامپیوتری با ظرفیت بالاتر استفاده گردد.

ارتباط تنگاتنگ بین المان‌های به هم پیوسته، مشکلات محاسباتی به وجود می‌آورد. تحلیل با حل ماتریس معادلات صورت می‌گیرد. بنابراین یک دسته معادلات طوری تنظیم می‌شود که کمیت‌های نامعلوم را از طریق یک ماتریس سختی کلی و حل معادلات به دست آمده، به کمیت‌های معلوم تبدیل کند. به عنوان مثال ارتباط بین نیروهای گره ای با جابجایی‌ها از طریق تمام المان‌ها تحلیل می‌شود. راه حل محاسبه کمیت‌های مجهول در تمام نقاط و در یک زمان، روش

---

۱۲۲ Kawamoto
۱۲۳ One-step methods -
۱۲۴Multi-step methods
۱۲۵ Explicit
۱۲۶ Implicit

حل ضمنی می‌باشد. در این روش به دلیل فرض پیوسته بودن محیط، باید با بکارگیری تکنیک‌های تحلیلی خاص، رفتار ناپیوستگی‌ها و ناهمسانگردی زمین را به گونه ای حذف کرد تا با فرضی معقول بتوان محیط سنگی را پیوسته در نظر گرفت. از مزایای این روش می‌توان به شبیه سازی شرایط پیچیده زمین شناسی و هندسی تونل، بکارگیری قوانین پیچیده و خواص وابسته به زمان، شبیه سازی محیط‌های ناهمگن، پیشروی تونل و روند حفاری اشاره کرد. وجود پردازنده‌های کامپیوتری قوی و ظرفیت بالا، زیاد بودن داده‌های خروجی و عدم سهولت در تفسیر نتایج، از جمله معایب این روش می‌باشد[۱۸۹].

۸-۳- روش تفاضل محدود(Finite Difference Method)

این روش در مسائل مختلف مهندسی کاربرد زیادی دارد. از آنجا که با این روش می‌توان تغییر مکانها و کرنش‌های بزرگ توده سنگ را مدلسازی کرد، لذا کاربرد آن در مهندسی مکانیک سنگ و تونلسازی عمومیت دارد. در روش تفاضل محدود، توده مورد مطالعه را به تعدادی منطقه چهارگوش تقسیم می‌کنند. با توجه به معادلات حرکت، در مورد هر قلمرو معین معادلات نوشته می‌شود. در مرحله بعد بخشی از توده سنگ در نقاطی مرسوم به گره، از سایر مناطق مجزا شده و سپس معادلات حرکت گره‌ها برای تمام مناطق نوشته می‌شود. تئوری واگرایی گوس مبنای روش محاسبه نیروهای گره‌ها را تشکیل می‌دهد[۱۸۹].

۸-۴- روش المان مرزی (Boundary Element Method)

در این روش فقط مرز محیط مورد نظر به اجزای کوچکتری تقسیم شده بنابراین در مسائل دو بعدی این اجزا به صورت المان‌های خطی در مرز محیط و در مسائل سه بعدی به صورت المان‌های سطحی در مرز مسئله تعریف می شوند. این روش معمولاً برای مصالحی با رفتار خطی و محیط‌هایی با یک نوع ماده به کار می‌رود. در این روش در ابتدا واکنش المان‌ها نسبت به شرایط بارگذاری خارجی محاسبه شده و رفتار المان‌های مرزی براساس معادلات دیفرانسیل جزئی شبیه سازی و تحلیل می‌شوند. اگر مقادیر تنش‌ها و جابجایی‌ها در داخل محیط مورد نظر باشند، با انتگرال گیری از معادلات دیفرانسیل می‌توان آنها را به دست آورد. در صورتیکه در روش تفاضل محدود همچون روش المان محدود توصیفات ناهمگنی توده سنگ را می‌توان بهتر از روش المان مرزی شبیه سازی کرد[۱۹۰].

۸-۵- روش المان مجزا (Distinct Element Method)

این روش از نظر تقسیم محدوده مسئله به سیستمی از بلوک‌ها، مشابه روش المان محدود است، ولی تفاوت اساسی آن با سایر روش‌های عددی این است که در این روش، توده سنگ به صورت یک محیط ناپیوسته در نظر گرفته می شود. بنابراین تأثیر عوارض ساختاری نظیر درزه‌های سنگی، لایه بندی، گسل‌ها و انواع ناپیوستگی‌ها قابل بررسی می‌باشد.

روش المان مجزا برای نخستین بار در سال ۱۹۷۱ توسط کاندال ارائه شد و روند تکامل آن طی چند دهه اخیر ادامه یافته است. این روش بر پایه فرآیند حل صریح[۱۲۷] بنا شده است. این فرآیند، وابسته به زمان بوده که واژه Explicit مبین طبیعت جبری مورد استفاده در شبیه سازی عددی سیستم فیزیکی می‌باشد. در این روش تمام مقادیر معلوم در یک طرف معادله قرار خواهد گرفت و از این رو جواب‌های معادله به راحتی به دست می‌آید.

روش حل صریح بر این حقیقت استوار است که در یک زمان محدود، اطلاعات مربوط به سیستم بلوک‌ها توسعه داده می‌شوند. زمان انجام محاسبات در هر بازه محاسباتی[۱۲۸]، با یک گام زمانی[۱۲۹]، تعریف می‌شود. در طی محاسبات مربوط به یک گام زمانی، شرایط باید به گونه ای باشد که بتوان سرعت بلوک را ثابت فرض کرد.

در مقابل روش حل صریح، روش حل ضمنی[۱۳۰] قرار دارد. در این روش هر جزء در بازه محاسباتی با تمام اجزای دیگر مدل ارتباط دارد. بنابراین برای رسیدن به تعادل، چندین حلقه باید تکرار شود. الگوریتم روش المان مجزا، نه تنها در برگیرنده تئوری محیط پیوسته بلوک‌هاست بلکه شامل معادلات حرکت و قوانین نیرو - جابه جایی نیز می‌باشد. قوانین حرکت موجود در این روش به صورت نیروهای بین بلوکی و جابه جایی‌های حاصل از نیروهای نامتعادل ایجاد شده در بلوک‌ها تعریف می‌گردند. شرح و کاربرد نرم افزارهای مدلسازی عددی که بصورت تجاری جهت طراحی فضاهای زیرزمینی وجود دارد در جدول (۸-۱) ارائه شده است.

۸-۶-مراحل مدلسازی عددی

با توجه به اصول مدلسازی عددی و همچنین ترتیب عملیات اجرایی، مراحل مدلسازی به ترتیب زیرمی باشد :

۱- انتخاب محدوده مناسبی از توده سنگ و خاک اطراف تونل
۲- انتخاب مدل رفتاری و تعیین پارامترهای آن
۳- اعمال شرایط مرزی و تنشهای برجا
۴- حل مدل تا رسیدن به تعادل قبل از حفاری
۵- حفر تونل
۶- حل مدل

۸-۶-۱-انتخاب محدوده مناسبی از توده سنگ و خاک اطراف تونل

ایده اولیه در این زمینه مربوط به حل دقیق ریاضی در محیطهای الاستیک (روابط تحلیلی) می‌باشد که حداقل زون تاثیر یک حفره زیرزمینی تا سه برابر قطر آن برآورد شده است. بدین ترتیب در صورتیکه توده سنگ بصورت الاستیک رفتار نماید در فاصله سه برابر قطر، تنشها تا حدودی به وضعیت اولیه خود می‌رسند. نتایج حاصل از سه مدل با شرایط متفاوت به این صورت بوده است که در صورتی که ابعاد مدل حدود ۱۰ برابر ابعاد تونل باشد تحت شرایط مرزی متفاوت درصد خطاها به حداقل ممکن کاهش خواهد یافت.

---

۱۲۷ Explicit Solution Method
۱۲۸ Cycle
۱۲۹ Time step
۱۳۰ Implicit Solution Method

جدول ۸-۱- نرم افزارهای مدلسازی عددی طراحی فضاهای زیرزمینی و شیبها

نرم افزار	روش عددی	شرح	کاربرد و قابلیت
FLAC ۲D FLAC ۳D	تفاضل محدود	- نرم افزار تفاضل محدود صریح می‌باشد که توانایی مدل کردن رفتار خاک، سنگ را دارد. - مدلسازی کرنش صفحه ای، تنش صفحه ای و هندسه متقارن - مدلسازی جریان آب، خزش و حرارت - مدلسازی در حالت شبه استاتیکی و دینامیکی - مدلسازی سیستمهای نگهداری از قبیل شاتکریت، بولت، قاب و شمعها	- تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری تونل، سد، ترانشه و شیب در محیطهای خاکی و سنگی - تحلیل زمین لرزه زمین ساخت - در حالت سه بعدی مناسب برای تحلیل تقاطع تونلها - مدلسازی سه بعدی در محیطهای پیوسته و هندسه‌های پیچیده
PLAXIS	اجزا محدود	- نرم افزار اجزا محدود جهت مدلسازی در محیطهای خاک - مدلسازی فشار منفذی آب و خزش - مدلسازی در حالت استاتیکی و دینامیکی - مدلسازی سیستمهای نگهداری از قبیل شاتکریت، بولت، قاب و ژئوتکستایلها	-تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری تونل، ترانشه و شیب‌ها در محیطهای خاکی --مدلسازی دو بعدی و سه بعدی در محیطهای پیوسته
PHASE۲	اجزا محدود	- یک برنامه المان محدود برای محاسبه تنشها و جابجاییها در اطراف فضاهای زیرزمینی - مدلسازی سیستمهای نگهداری از قبیل شاتکریت و بولت	- تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری تونل، ترانشه و شیب‌ها در محیطهای خاکی وسنگی - مدلسازی دو بعدی در محیطهای پیوسته و ناپیوسته
UDEC ۳DEC	المان مجزا	- نرم افزار المان مجزا، جهت مدلسازی محیطهای سنگی درزه دارمناسب می‌باشد. - مدلسازی تغییر شکلهای بزرگ در امتداد سیستمهای ناپیوستگی - مدلسازی جریان آب، خزش و حرارت - مدلسازی در حالت استاتیکی و دینامیکی - مدلسازی سیستمهای نگهداری از قبیل شاتکریت، بولت و قاب	- تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری تونل، ترانشه و شیب‌ها در محیطهای سنگی درزه دار و بلوکی - در حالت سه بعدی مناسب برای تحلیل تقاطع تونلها - تحلیل زمین لرزه زمین ساخت - مدلسازی تونلهای تحت فشار - مدلسازی سه بعدی در محیطهای ناپیوسته و هندسه-های پیچیده
UNWEDGE	تعادل حدی	- نرم افزاری جهت تعیین فاکتور ایمنی گوه‌های تشکیل شده در اطراف فضاهای زیرزمینی با روش حل تعادل حدی - جهت تشکیل گوه حداقل سه سیستم ناپیوستگی لازم می‌باشد.	- تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری فضاهای زیرزمینی با توجه به پتانسیل تشکیل گوه‌های اطراف سازه
RocData	-	- نرم افزاری جهت تعیین پارامترهای مقاومتی خاک و توده سنگ با توجه به آزمونهای آزمایشگاهی	- تخمین پارامترهای توده سنگ
Abaqus	اجزا محدود	- نرم افزار اجزا محدود دو بعدی و سه بعدی با رویه‌های حل صریح و ضمنی جهت آنالیز مسائل مهندسی - دارابودن مدلهای رفتاری پیشرفته و متنوع برای مواد مختلف(فلزات، لاستیک، خاک، سنگ، سیالات و ...) - مدلسازی جریان آب، فشار منفذی آب، خزش و حرارت - مدلسازی در حالت استاتیکی، شبه استاتیکی و دینامیکی - توانایی مونتاژ نمودن قسمتهای مختلف مدل در محیط جداگانه و سادگی در ایجاد تماس بین سطوح - قابلیت تحلیل رشد ترک - مدلسازی سیستمهای نگهداری از قبیل شاتکریت، بولت، قاب، ژئوتکستایل‌ها، شمع‌ها و ...	- تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری تونل، سد، ترانشه و شیب در محیطهای خاکی و سنگی - تحلیل زمین لرزه زمین ساخت - در حالت سه بعدی مناسب برای تحلیل تقاطع تونلها - تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری تونل، ترانشه و شیب‌ها در محیطهای خاکی وسنگی - مدلسازی تونلهای تحت فشار - قابل کاربرد برای آنالیز سازه‌ای از قبیل سیستم نگهداری - مدلسازی دو بعدی و سه بعدی در محیطهای پیوسته و ناپیوسته

۸-۶-۲- انتخاب مدل رفتاری و تعیین پارامترهای آن

چندین مدل رفتاری در نرم افزارهای عددی وجود دارند که بسته به شرایط مسئله می‌توان از یک یا چند نوع از آنها را استفاده نمود. مهمترین مدلهای رفتاری بشرح زیرمیباشند:

۱ـ خنثی
۲ـ الاستیک ایزوتروپیک
۳ـ الاستیک ایزوتروپیک عرضی
۴ـ پلاستیک دراگر ـ پراگر
۵ـ پلاستیک موهر ـ کلمب
۶ـ پردرزه
۷ـ کرنش نرم شونده / سخت شونده
۸ ـ پردرزه کرنش سخت‌شونده / نرم‌شونده دو سویه
۹ـ تسلیم دوگانه
۱۰ـ مدل کم ـ کِلی اصلاح شده

در ادامه مدلهای رفتاری مذکور شرح داده شده است [۱۹۰] و [۱۹۱]:

- مدل خنثی

این مدل برای نواحی حذف شده و یا استخراج شده به کار می‌رود.

- مدل الاستیک ایزوتروپیک

این مدل رفتار ساده‌ای از مواد را نشان می‌دهد و برای مواد همگن، یکنواخت و پیوسته‌ای که رفتار تنش ـ کرنش خطی و بدون هیچ اغتشاشی در باربرداری از خود نشان می‌دهند، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

-مدل الاستیک ایزوتروپیک عرضی

این مدل توانایی شبیه‌سازی مواد الاستیک لایه‌ای که مدول الاستیک متفاوتی در جهت‌های موازی و عمود بر لایه دارند مورد استفاده قرار می‌گیرند.

- مدل دراگر ـ پراگر

در این مدل، اثر تمام تنش‌های اصلی در نظر گرفته شده است. معادله حاکم در این مدل، مطابق رابطهٔ زیر می باشد:

$$f = \sqrt{۳J_۲} + \alpha_\phi \sigma_m - k_\phi = ۰ \qquad (۱-۸)$$

که در رابطه فوق: σ_m: ثابت تنش هیدرو استاتیک و $\sqrt{J_۲}$: ثابت تنش انحراف آور، k_ϕ و α_ϕ: ثابت‌های تـوده سـنگ است.

$$\sigma_m = \frac{۱}{۳}(\sigma_۱ + \sigma_۲ + \sigma_۳) \qquad (۲-۸)$$

$$\sqrt{J_۲} = \sqrt{\frac{۱}{۲}((\sigma_۱ - \sigma_m)^۲ + (\sigma_۲ - \sigma_m)^۲ + (\sigma_۳ - \sigma_m)^۲)} \qquad (۳-۸)$$

$$k_\phi = \frac{۶cCos\phi}{۳ - Sin\phi} \qquad (۴-۸)$$

$$\alpha_{\phi} = \frac{۶Sin\phi}{۳ - Sin\phi} \quad (۵-۸)$$

مدل پلاستیک دراگر ـ پراگر برای مدل کردن رسهای نرم با زاویه اصطلاک داخلی کم مناسب می‌باشد.

- مدل موهر کلمب

مدل رفتاری موهر کلمب، جهت نشان دادن شکست برش در سنگ‌ها و خاک‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این مدل، مقاومت برشی با افزایش تنش قائم، افزایش می‌یابد و در صفحه گسیختگی رابطه زیرحاکم می‌باشد.

$$\tau = C + \sigma_n \tan\varphi \quad (۶-۸)$$

که در رابطه فوق τ: مقاومت برشی، C: چسبندگی، σ_n: تنش نرمال در صفحه گسیختگی و ϕ : زاویهٔ اصطکاک داخلی توده سنگ می‌باشند. این مدل را می‌توان به صورت رابطه زیر برحسب تنش‌های اصلی نیز بیان کرد.

$$\sigma_۱ = \sigma_c + \sigma_۳ \tan^۲\left(۴۵ + \frac{\varphi}{۲}\right) \quad (۷-۸)$$

$$\sigma_c = \frac{۲c.\cos\varphi}{۱-\sin\varphi} \quad (۸-۸)$$

$$\tan^۲\left(۴۵ + \frac{\varphi}{۲}\right) = \frac{۱+\sin\varphi}{۱-\sin\varphi} \quad (۹-۸)$$

همانطور که ملاحظه می‌شود در این مدل از تنش اصلی میانی صرف نظر شده است. به تجربه ثابت شده که این مدل برای شبیه سازی خاک و سنگ، بویژه برای موادی با زاویه اصطکاک بیش تر از ۳۰ درجه مناسبتر از معیار شکست دراکر – پراگر است.

- مدل پردرزه

این مدل یک مدل غیرهمگن می‌باشد، که شامل ضخامت ضعیفی از لایه‌بندی با جهتی مشخص در مدل موهر کلمب است.

- مدل کرنش نرم شونده / سخت‌شونده

مدل کرنش نرم‌شونده بر پایه مدل موهر کلمب می‌باشد اما برای موادی مناسب است که مقاومت برشی آنها بعد از حد شکست کاسته می‌شود. این مدل برای کاربردهایی که در آن رفتار بعد از شکست مهم است، استفاده می‌شوند، برای مثال مطالعات تسلیم پایه‌ها و تخریب یا پر کردن. این مدل هر دو حالت نرم‌شوندگی ترد (ناشی از کاهش چسبندگی) و نرم‌شوندگی تدریجی (ناشی از کاهش زاویه اصطلاک) را شبیه‌سازی می‌کند. پاسخ اولیه تا شروع تسلیم در هر دو حالت یکسان است، اما رفتار بعد از تسلیم کاملاً متفاوت می‌باشد. روشن است داده‌های زیادی برای کاربرد مدل کرنش نرم‌شونده مورد نیازند و مشخصاً مدل نرم‌شونده برای هر مسئله خاصی باید کالیبره شوند.

- مدل پردرزه کرنش سخت‌شونده / نرم‌شونده دوسویه

این مدل کلیاتی از مدل پردرزه می‌باشد، به طوری که سخت‌شدگی و نرم‌شدگی خصوصیات مقاومتی ماتریس و درزه امکان‌پذیر است.

- مدل تسلیم دوگانه

این مدل بر مبنای مدل کرنش نرم‌شونده می‌باشد و برای شبیه‌سازی فشردگی برگشت‌ناپذیر همانند تسلیم برشی به کار می‌رود. این مدل به طور کلی در مرحلهٔ اول برای کاربردهایی که در آنها رفتار بعد از شکست مهم است، استفاده می‌شود.

- مدل کم کلی اصلاح شده

مدل کم کلی اصلاح شده برای محاسبه تاثیر تغییر حجم در تغییر شکل و مقاومت شکست به کار می‌رود.

۸-۶-۳- اعمال شرایط مرزی و تنشهای برجا

در تمامی مدلهای عددی باید شرایط مرزی را بگونه ای تعیین کرد که با شرایط واقعی زمین قبل از حفر تونل یکسان باشد. بدین منظور نسبت تنش افقی به قائم (k) را باید در مدل در نظر گرفت. جهت اعمال شرایط مرزی واقعی، مرز مدل در نقاط مرزی باید ثابت شوند. بدین منظور می‌توان جابجایی در جهت افقی نقاط انتهایی چپ و راست و همچنین جابجایی در جهت قائم نقاط کف مدل را صفر در نظر گرفت.

۸-۶-۴-اعمال وزن روباره

وزن روباره را می‌توان با توجه به وزن مخصوص مواد و ارتفاع روباره و از رابطه زیر بدست آورد:

$$\text{وزن روباره} = \gamma \times h \qquad (۸-۱۰)$$

۸-۶-۵-حل مدل تا رسیدن به تعادل قبل از حفاری

در این قسمت با الگو گرفتن از آنچه که در واقعیت اتفاق می‌افتد، سعی می‌شود تا شرایط مدل هر چه بیشتر با واقعیت تطبیق داشته باشد. واقعیت این است که قبل از حفر تونل زمین در تعادل است و حفر تونل باعث بوجود آمدن یک سری از اغتشاشات در وضعیت تنشها و جابجایی‌ها خواهد شد. در این مرحله لازم است مدل (قبل از حفر تونل) حل شود تا تنش‌های اولیه ایجاد شوند. منتهی قبل از ایجاد حفره لازم است جابجایی‌ها صفر شوند تا شرایط واقعی قبل از حفر تونل منظور گردد.

۸-۶-۶-حفر تونل

در این قسمت تونل با هندسه مربوطه ایجاد می‌گردد.

۸-۶-۷- حل مدل

در این مرحله حل مدل تا رسیدن به تعادل ادامه خواهد یافت (ابزار کنترلی در این زمینه حداکثر نیروهای نامتعادل و سرعت‌ها می‌باشند.)

۸-۷- مثالهای موردی

۸-۷-۱- مدلسازی تونل اصفهان-شیراز با استفاده از نرم افزار FLAC

تونل اصفهان – شیراز واقع در قطعه چهارم راه آهن اصفهان – شیراز در حدود ۷ کیلومتری غرب روستای خانه خوره و محدوده گردنه کولی کش شروع شده و به محلی در جنوب شرقی روستای قادر آباد در ۳۰ کیلومتری شمال شرق سعادت شهر ختم می‌گردد.

مراحل مدلسازی در تمامی مدلها بدینگونه بوده است که در مرحله اول ابتدا مقطع Top heading حفاری شده، سپس سیستم نگهداری اولیه که شامل ۲۰ سانتیمتر شاتکریت بهمراه قاب فولادی IP۱۸ بوده، نصب شده است. در مرحله دوم مقطع benching حفاری شده، سپس نگهداری مذکور نصب شده است.

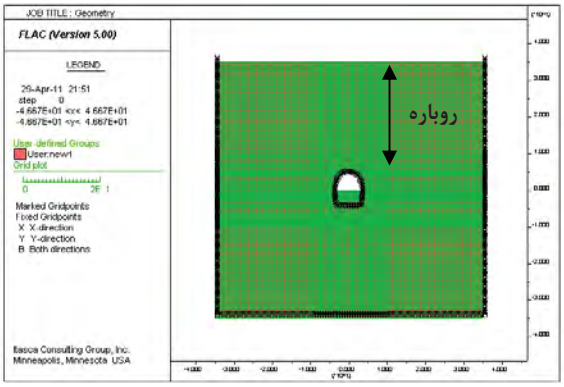
اشکال (۸-۱)، (۸-۲)، (۸-۳) و (۸-۴) بترتیب هندسه مدل عددی، ارتفاع زون پلاستیک و کنتورهای تنش در مرحله Top heading را نشان می‌دهد.

همچنین اشکال (۸-۵)، (۸-۶) و (۸-۷) بترتیب هندسه مدل عددی، ارتفاع زون پلاستیک و کنتورهای تنش در مرحله benching را نشان می‌دهد.

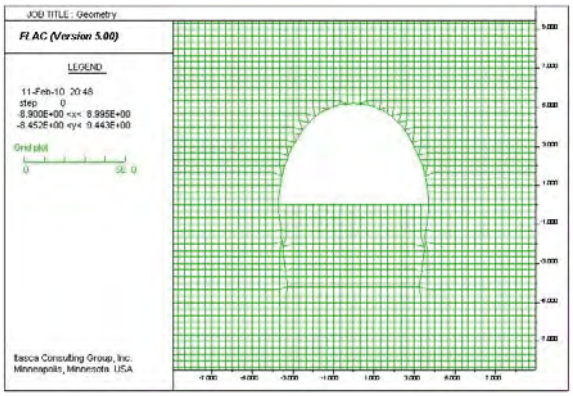
۸-۷-۲- مدلسازی تقاطع تونل ۴ غربی معدن زغالسنگ پروده ۵ طبس با استفاده از نرم افزار FLAC۳D

تونل چهار غربی معدن زغال سنگ حوزهٔ زغال خیز پروده ۵ طبس است که در قسمت شرق ایران مرکزی واقع در جنوب شهرستان طبس در استان یزد قرار گرفته است.

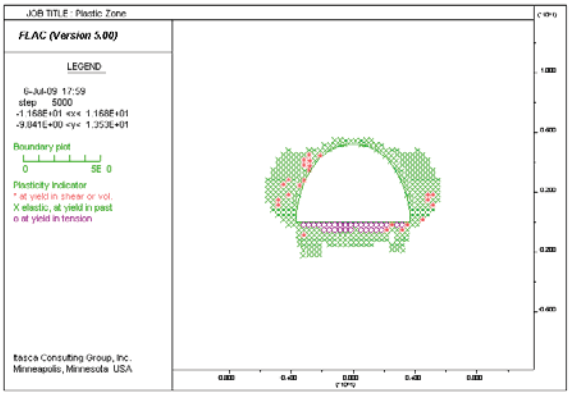
اشکال (۸-۸) و (۸-۹) هندسه مدل عددی را نشان می‌دهد.



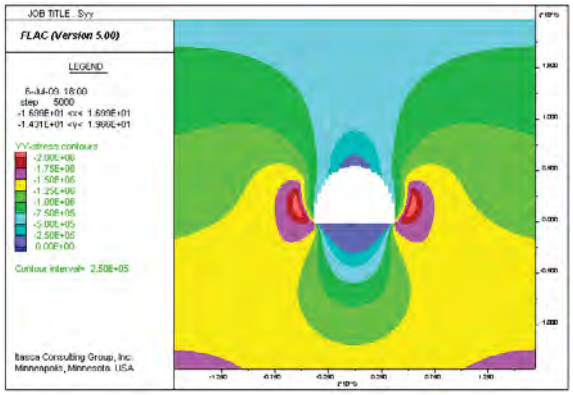
شکل۸-۱- هندسه مدل عددی ساخته شده تونل اصفهان- شیراز با استفاده از نرم افزار FLAC



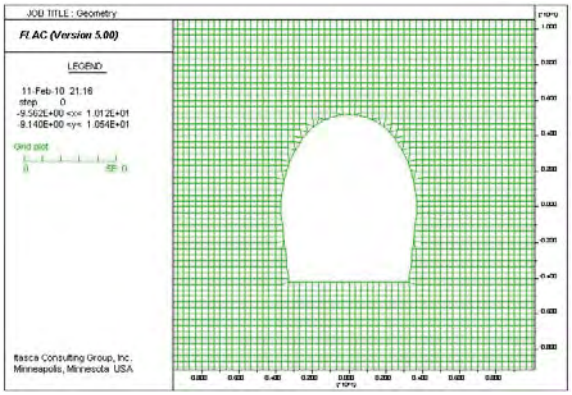
شکل۸-۲- هندسه مدل عددی ساخته شده (قسمت Top heading) تونل اصفهان- شیراز با استفاده از نرم افزار FLAC



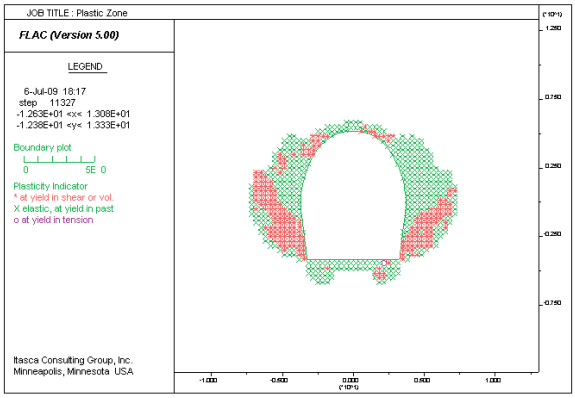
شکل۸-۳- زون پلاستیک تشکیل شده در اطراف تونل اصفهان- شیراز با استفاده از نرم افزار FLAC (Top heading)



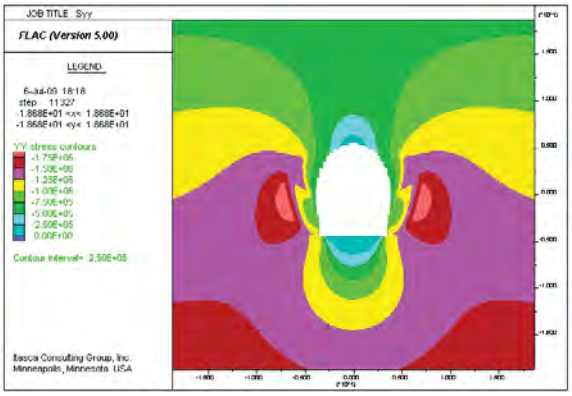
شکل۸-۴- کنتور تنش Syy در اطراف تونل اصفهان- شیراز با استفاده از نرم افزار FLAC(Top heading)



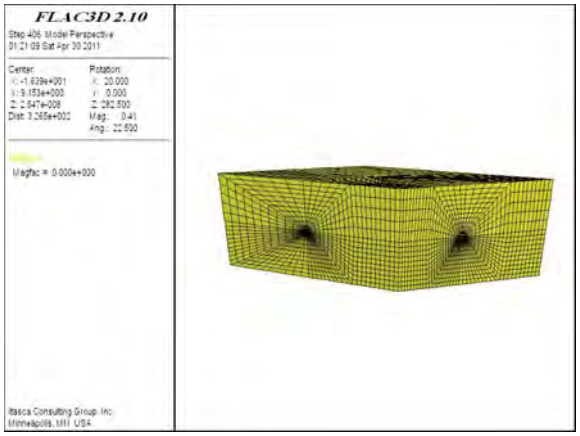
شکل۸-۵- هندسه مدل عددی ساخته شده (قسمت Benching) تونل اصفهان- شیراز با استفاده از نرم افزار FLAC



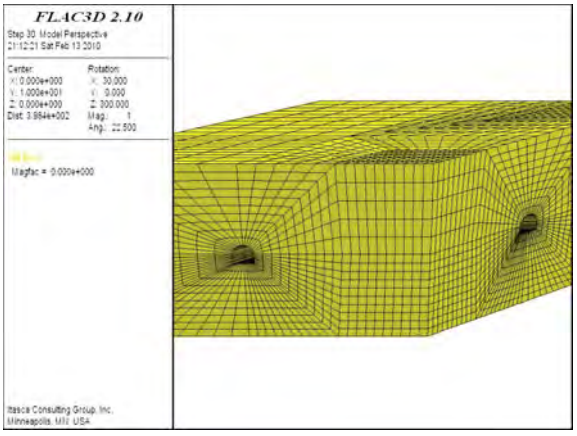
شکل۸-۶- زون پلاستیک تشکیل شده در اطراف تونل اصفهان- شیراز با استفاده از نرم افزار FLAC



شکل۸-۷- کنتور تنش Syy در اطراف تونل اصفهان- شیراز با استفاده از نرم افزار FLAC

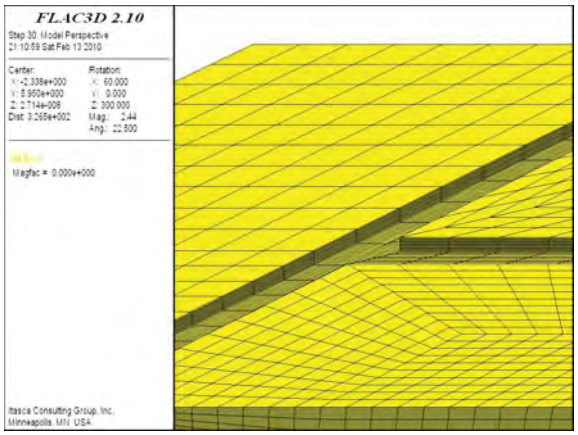


الف- هندسه کامل مدل عددی ساخته شده تقاطع تونل ۴ غربی معدن زغالسنگ پروده ۵ طبس با استفاده از نرم افزار FLAC3D



ب- هندسه مدل عددی ساخته شده تقاطع تونل ۴ غربی معدن زغالسنگ پروده ۵ طبس با استفاده از نرم افزار FLAC3D

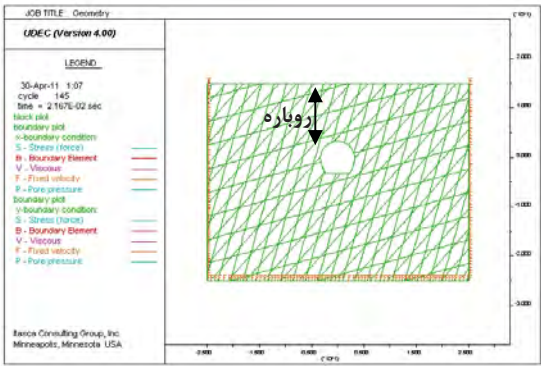
شکل۸-۸- هندسه مدل



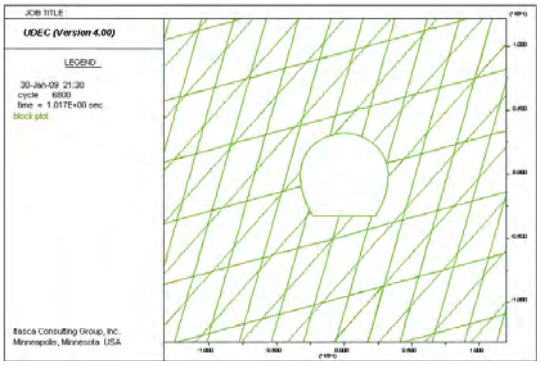
شکل۸-۹- هندسه مدل عددی ساخته شده تقاطع تونل ۴ غربی معدن زغالسنگ پروده ۵ طبس با استفاده از نرم افزار FLAC3D (برش از وسط)

۸-۷-۳-مدلسازی تونل زاب با استفاده از نرم افزار UDEC

اشکال (۸-۱۰)، (۸-۱۱) و (۸-۱۲) بترتیب هندسه مدل عددی، بردارهای جابجایی در اطراف تونل و کنتورهای تنش در جهت y را نشان می‌دهد.

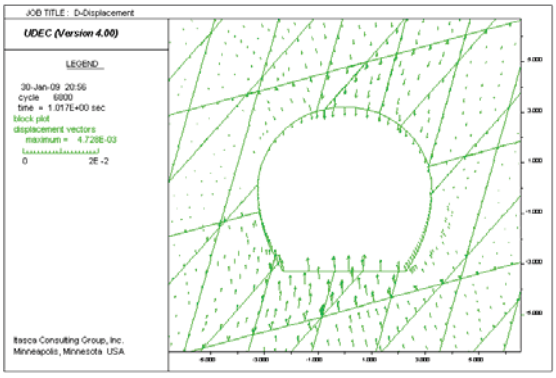


الف- هندسه کامل مدل عددی ساخته شده تونل زاب با استفاده از نرم افزار UDEC

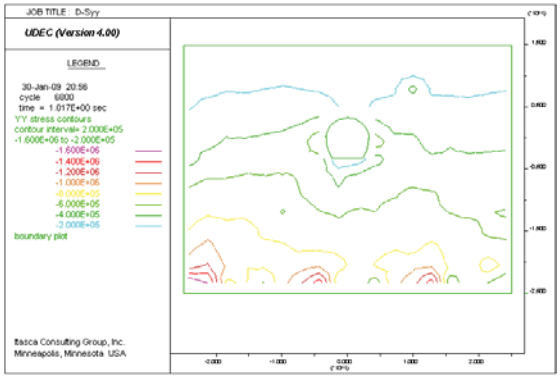


ب- هندسه مدل عددی ساخته شده تونل زاب با استفاده از نرم افزار UDEC

شکل۸-۱۰- هندسه مدل



شکل۸-۱۱- بردارهای جابجایی در اطراف تونل زاب با استفاده از نرم افزار UDEC



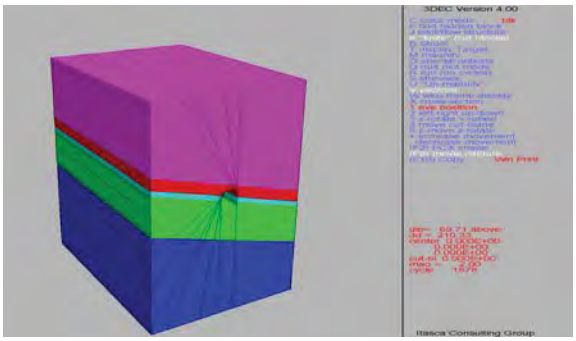
شکل۸-۱۲- کنتور تنش Syy در اطراف تونل زاب با استفاده از نرم افزار UDEC

۸-۷-۴- مدلسازی تونل راه آهن مراغه-ارومیه با استفاده از نرم افزار ۳DEC

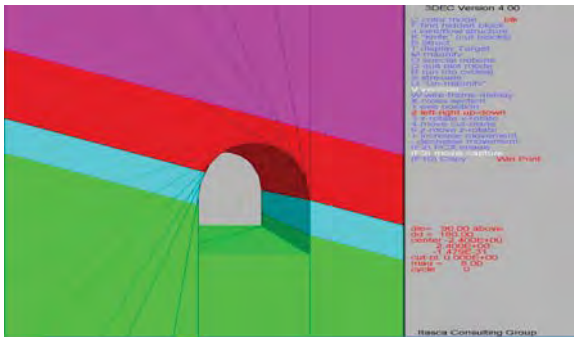
تونل راه آهن مذکور در محور مراغه به سمت ارومیه واقع شده است. عرض و ارتفاع تونل بترتیب ۷/۴۰ و ۹ متر و طول تقریبی تونل ۱۴۷۶ متر بوده که مشتمل بر چندین لایه بندی می‌باشد. اشکال (۸-۱۳) و (۸-۱۴) نمای سه بعدی ساخته شده تونل راه آهن مراغه-ارومیه توسط نرم افزار ۳DEC را نشان می‌دهد.

۸-۷-۵-آنالیز گوه ای تونل راه جلفا کردشت با استفاده از نرم افزار Unwedge

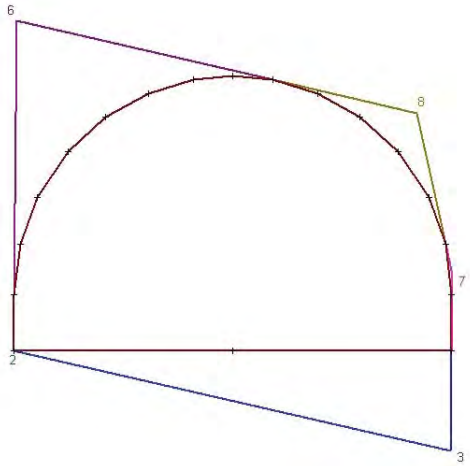
این تونل در محور جلفا - کردشت با مشخصات راه اصلی و به عرض ۱۲ متر می‌باشد. تونل مذکور شامل ۴ سیستم ناپیوستگی (یک لایه بندی و ۳ سیستم درزه) می‌باشد. شکل (۸-۱۵) گوه‌های تشکیل شده در اطراف تونل با توجه به سیستمهای ناپیوستگی موجود را نشان می‌دهد. همچنین شکل(۸-۱۶) بولتهای نصب شده به طول ۳ متر، جهت پایداری گوه‌ها، را نشان می‌دهد.



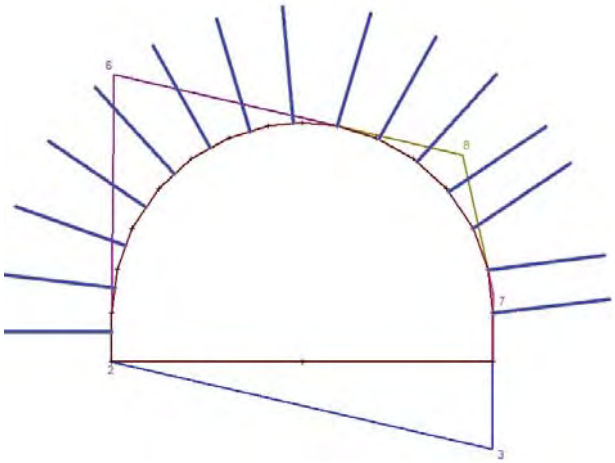
شکل۸-۱۳- هندسه مدل عددی ساخته شده تونل ۴ غربی معدن زغالسنگ پروده ۵ طبس با استفاده از نرم افزار ۳DEC



شکل۸-۱۴- نمای سه بعدی تونل ۴ غربی معدن زغالسنگ پروده ۵ طبس با استفاده از نرم افزار ۳DEC



شکل۸-۱۵- گوه‌های تشکیل شده در اطراف تونل جلفا کردشت با استفاده از نرم افزار Unwedge (قبل از نصب سیستم نگهداری)



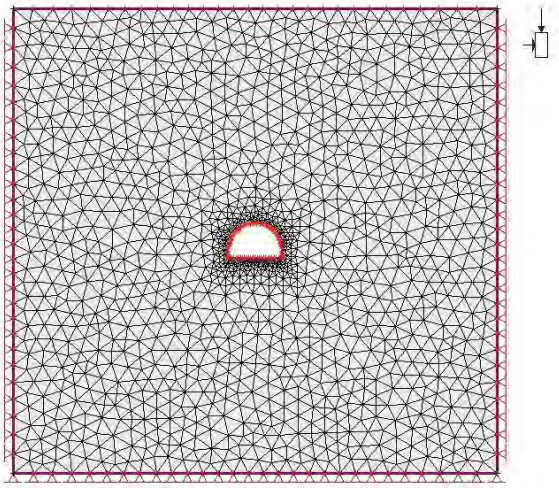
شکل۸-۱۶- گوه‌های تشکیل شده در اطراف تونل جلفا کردشت با استفاده از نرم افزار Unwedge (بعد از نصب سیستم نگهداری)

۸-۷-۶- مدلسازی تونل راه تنگ قیر با استفاده از نرم افزار Phase۲

تونل تنگ قیر در مسیر راه ایلام - حمیل در محدوده تنگ قیر از منطقه بسیار ذوعارضه ای عبور مینماید . عرض و ارتفاع تونل بترتیب ۱۰ و ۷ متر و همچین طول تونل ۱۸۷ متر می‌باشد. اشکال (۸-۱۷) و (۸-۱۸) بترتیب هندسه مدل عددی و کنتورهای جابجایی در اطراف تونل را نشان می‌دهد.

۸-۷-۷- مدلسازی تونل حمیل با استفاده از نرم افزار Plaxis

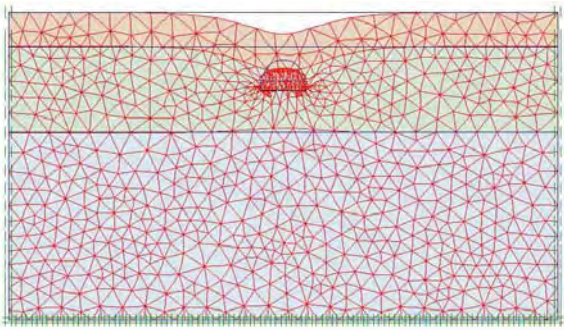
تونل مورد نظر درمسیر ایلام - حمیل با طول تقریبی ۷/۷ کیلومتر و عرض و ارتفاع ۱۳ و ۹ متر می‌باشد. تونل مذکور از ایلام شروع می‌شود و پس از گذشتن از شهرستان سرابله و تنگ قیر به شهر حمیل متصل میگردد. اشکال (۸-۱۹) و (۸-۲۰) بترتیب هندسه مدل عددی و کنتورهای جابجایی در اطراف تونل را نشان می‌دهد.



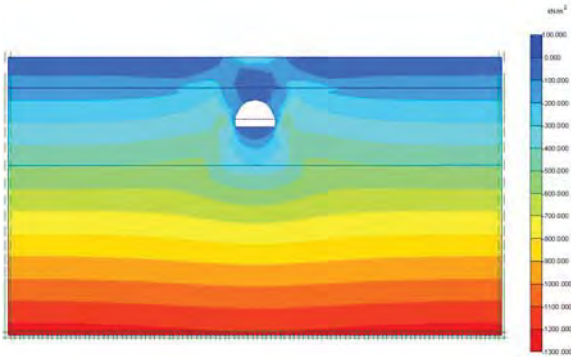
شکل۸-۱۷- هندسه مدل عددی ساخته شده تونل راه تنگ قیر با استفاده از نرم افزار Phase۲



شکل ۸-۱۸- مقادیر Total Displacement در نقاط مختلف تونل راه تنگ قیر با استفاده از نرم افزار Phase۲



شکل۸-۱۹- هندسه مدل عددی ساخته شده تونل حمیل با استفاده از نرم افزار Plaxis



شکل ۸-۱۹- کنتورهای جابجایی در اطراف تونل حمیل با استفاده از نرم افزار Plaxis

فصل نهم

بررسی اثرات زلزله بر روی پوشش داخلی تونل‌ها

۹-۱- کلیات

آسیب پذیری سازه‌های زیرزمینی در برابر زلزله هم می‌تواند به واسطه گسیختگی زمین در هنگام وقوع زلزله و هم به دلیل ارتعاشات ناشی از زلزله روی دهد. گسیختگی زمین در هنگام وقوع زلزله عمدتاً شامل گسلش، زمین لغزش و روانگرایی می‌باشد. زمین لغزش‌ها که معمولاً توسط زلزله تحریک می‌گردند، بخصوص در پرتال‌های ورودی و خروجی تونلها می‌توانند صدمات زیادی را به فضاهای زیرزمینی وارد نمایند. روانگرایی نیز بخصوص چنانچه فضای زیرزمینی در رسوبات سست دارای درصد بالای ماسه و سیلت احداث شده باشد، می‌تواند صدمات زیادی را به آن وارد نماید. هر چند که گسیختگی زمین در اثر گسلش، روانگرایی و زمین لغزش می‌تواند اثرات ویرانگری را بر سازه‌های زیرزمینی وارد نماید، ولی صدمات ناشی از ارتعاشات زلزله به دلایل زیر به مراتب مهمتر از این صدمات هستند:

- صدمات ناشی از گسیختگی (نظیر گسلش یا زمین لغزش) در نواحی خاصی اتفاق می‌افتند که می‌توان با مطالعات دقیق زمین شناسی مهندسی از قبل این نواحی را شناسایی نموده و تمهیداتی را در آنها در نظر گرفت ولی ارتعاش می‌تواند در اثر جنبش هر گسلی در فواصل دور یا نزدیک به فضای زیرزمینی منتقل گردد و شدت آن نیز می‌تواند بسیار متغیر باشد.
- ارتعاش منحصر به قسمت خاصی از تونل یا فضای زیرزمینی نمی‌شود و خسارات حاصله در کل مسیر تونل یا فضا می‌تواند ایجاد شود ولی گسلش یا زمین لغزش (و تا حدودی روانگرایی) در قسمتهای محدودی از مسیر اثر می‌گذارند و به کل سیستم آسیب نمی‌رسانند[۱۸۶].

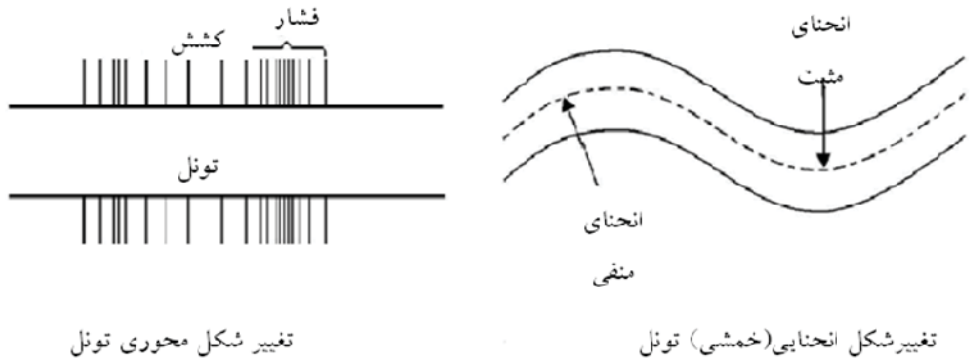
۹-۲- بررسی تغییر شکلهای ایجاد شده در تونل در اثر زمین لرزه

پاسخ فضاهای زیرزمینی در برابر ارتعاشات ناشی از زلزله را می‌توان به سه شکل تغییرشکلهای محوری، انحنایی و حلقه‌ای[۱۳۱] تقسیم کرد. تغییرشکل محوری با کرنش‌های فشاری و کششی همراه می‌باشد و همراه با عبور موج در طول محور تونل یا فضای زیرزمینی جابجایی انجام می‌گیرد. تغییرشکلهای انحنایی باعث ایجاد انحناهای مثبت و منفی در امتداد تونل می‌گردند (شکل ۹-۱).

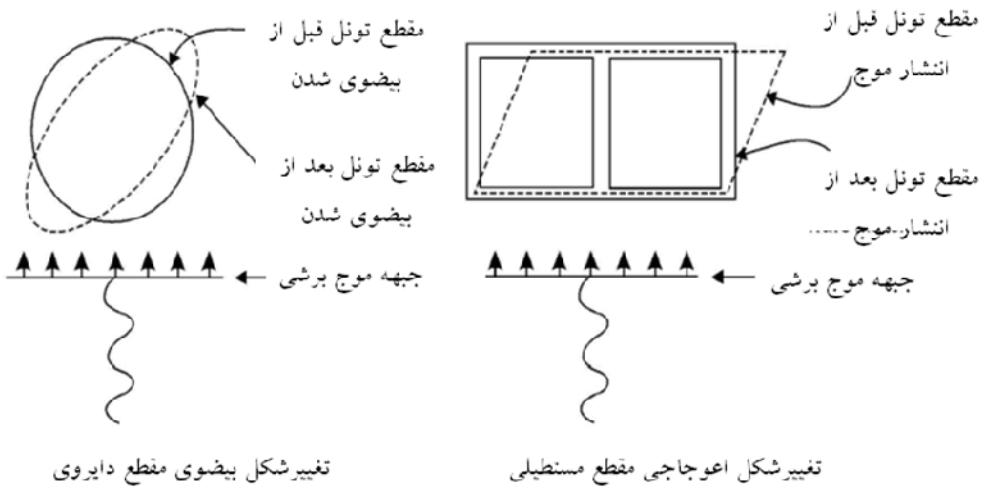
تغییر شکلهای حلقه‌ای نیز در اثر برخورد امواج به صورت عمودی یا تقریباً عمودی نسبت به محور تونل یا فضای زیر زمینی ایجاد می‌گردد. این حالت تنها زمانی که طول موج لرزه‌ای کمتر از شعاع فضای زیرزمینی باشد ایجاد می‌شود (شکل ۹-۲)[۱۹۳ و ۱۹۲].

---

۱۳۱ Hoop



شکل ۹- ۱- پاسخ محوری و انحنایی تونل به عبور موج[۱۹۲]



شکل ۹- ۲- اعوجاج و بیضوی شدن در اثر موج برشی[۱۹۳]

۹-۳- محاسبه تغییرشکل برشی میدان آزاد

برای تونل‌های عمیق در زمین‌های نسبتاً همگن و در صورت عدم وجود مطالعات دقیق محل، روش ساده‌ای برای تخمین مقدار تغییرشکل برشی میدان آزاد توسط هندرون[۱۳۲] و نیومارک[۱۳۳]،توسعه یافته است که این روش نتایج محافظه کارانه‌ای را مخصوصاً زمانی که تاثیر کاهش جابجایی زمین نسبت به عمق(جدول ۹-۱) نادیده گرفته شود، ارائه می‌کند. شتاب در عمق را می‌توان از رابطه ذیل محاسبه کرد[۱۹۴ و ۱۹۵]:

$$a_h = M.a_s \qquad (۹-۱)$$

۱۳۲ Hendron
۱۳۳ Newmark

بطوریکه a_s شتاب در سطح و M نسبت شتاب در عمق به شتاب در سطح است که از جدول (۹-۱) بدست می‌آید. ماکزیمم کرنش برشی میدان آزاد($\gamma_{\max}$) از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\gamma_{\max} = \frac{V_s}{C_{se}} \qquad ۹-۲$$

بطوریکه V_s ماکزیمم سرعت ذرات و C_{se} سرعت موثر گسترش موج برشی می‌باشد. مقدار C_{se} را می‌توان با ضرب یک فاکتور کاهش در سرعت موج برشی C_s محاسبه کرد. برای محاسبه V_s نیز می‌توان با در دست داشتن مقدار شتاب زمین در عمق (رابطه (۹-۱))، از رابطه ذیل استفاده کرد:

$$V_s = N.a_h \qquad ۹-۳$$

بطوریکه مقدار N نسبت ماگزیمم سرعت زمین به ماگزیمم شتاب زمین در سطح سنگ و خاک می‌باشد و از جدول (۹-۲) بدست می‌آید.

جدول ۹- ۱- نسبت شتاب در عمق به نسبت شتاب در سطح[۱۹۶]

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

جدول ۹- ۲- نسبت ماگزیمم سرعت زمین به ماگزیمم شتاب زمین در سطح سنگ و خاک[۱۹۶]

نوع زمین	بزرگای گشتاور(M_w)	نسبت ماکزیمم سرعت زمین(cm/s) به ماگزیمم شتاب زمین(g)		
		فاصله منبع تا ساختگاه(km)		
		۰-۲۰	۲۰-۵۰	۵۰-۱۰۰
سنگ	۶/۵	۶۶	۷۶	۸۶
$C_s \geq ۷۵۰\ m/s$	۷/۵	۹۷	۱۰۹	۹۷
	۸/۵	۱۲۷	۱۴۰	۱۵۲
خاک سفت	۶/۵	۹۴	۱۰۲	۱۰۹
$C_s = ۲۰۰ - ۷۵۰\ m/s$	۷/۵	۱۴۰	۱۲۷	۱۵۵
	۸/۵	۱۸۰	۱۸۸	۱۹۳
خاک نرم	۶/۵	۱۴۰	۱۳۲	۱۴۲
$C_s \leq ۲۰۰\ m/s$	۷/۵	۲۰۸	۱۶۵	۲۰۱
	۸/۵	۲۶۹	۲۴۴	۲۵۱

برای سنگ‌ها، مقدار C_{se}/C_s برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود. برای خاک‌های خیلی سخت تا سخت، مقدار C_{se}/C_s بین ۰/۶ تا ۰/۹ می‌باشد. همچنین مقدار C_{se} را می‌توان به صورت زیر نیز محاسبه کرد:

$$C_{se} = \sqrt{\frac{G_m}{\rho}} \qquad ۹-۴$$

بطوریکه ρ وزن مخصوص محیط مورد نظر و G_m مدول برشی موثر می‌باشد. روش ساده دیگر برای محاسبه ماکزیمم کرنش برشی میدان آزاد استفاده از نسبت ماکزیمم تنش برشی اعمال شده توسط زلزله($\tau_{\max}$) به مدول برشی

موثر می‌باشد. البته این روش برای تونل‌های کم عمق مناسب است. در این روش ماکزیمم کرنش برشی میدان آزاد بصورت روابط ذیل محاسبه می‌شود:

$$\gamma_{\max} = \frac{\tau_{\max}}{G_m} \qquad ۵-۹$$

$$\tau_{\max} = (PGA/g)\sigma_v R_d \qquad ۶-۹$$

$$\sigma_v = \gamma_t (H + D) \qquad ۷-۹$$

بطوریکه G_m مدول برشی موثر(ksf)، $\tau_{\max}$ ماکزیمم تنش برشی اعمال شده توسط زلزله(ksf)، σ_v فشار روباره در کف تونل(ksf)، γ_t وزن مخصوص کلی خاک(ksf)، H ارتفاع روباره از سقف(ft)، D ارتفاع تونل یا قطر تونل‌های دایروی(ft) و R_d فاکتور کاهش تنش نسبت به عمق می‌باشد که می‌تواند با استفاده از جدول (۹-۳) تخمین زده شود[۱۸۶].

جدول ۹- ۳- تعیین مقدار R_d

عمق(فوت)	مقدار
$z < ۳۰$	$R_d = ۱,۰ - ۰,۰۰۲۳۳z$
$۳۰ < z < ۷۵$	$R_d = ۱,۱۷۴ - ۰,۰۰۸۱۴z$
$۷۵ < z < ۱۰۰$	$R_d = ۰,۷۴۴ - ۰,۰۰۲۴۴z$
$z > ۱۰۰$	$R_d = ۰,۵$
z : عمق کف تونل بر حسب فوت	

۹-۳-۱- تغییرشکل برشی میدان آزاد بوجود آمده در پوشش داخلی تونل‌ها

تونل‌های دایره ای شکل در اثر مولفه قائم بارهای دینامیکی تغییر شکل داده و اصطلاحاً مقطع شان تخم مرغی شکل می‌شود. مسئله تغییر شکل مقطع تونل‌ها را می‌توان به دو صورت بررسی نمود در حالت اول این مورد مطرح است که حتی اگر تونل و حفاری وجود نداشته باشد و در یک محیط الاستیک، فقط یک تونل فرضی در نظر گرفته شود، در اثر موج دینامیکی تغییر شکلی در مقطع تونل فرضی به وجود خواهد آمد که این تغییر شکل فقط به کرنش برشی به وجود آمده در اثر بار لرزه ای وابسته بوده و با فرمول زیر قابل محاسبه می‌باشد(شکل(۹-۳)):

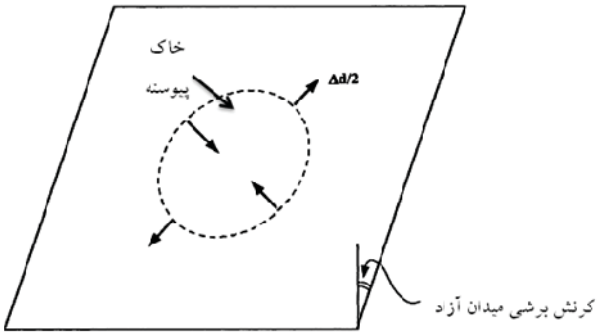
$$\Delta_{free-field} = \pm \frac{\gamma_{\max}}{۲} d \qquad ۸-۹$$

بطوریکه $\gamma_{\max}$ بیشینه کرنش برشی در مواد اطراف حفاری فرضی و d قطر تونل‌های دایروی می‌باشد[۱۹۶ و ۱۹۷].

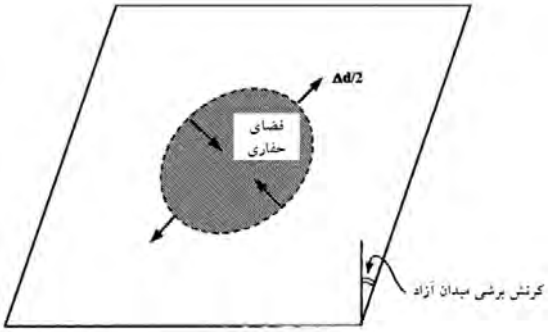
در یک حفاری واقعی (شکل(۹-۴)) تغییر شکل مقطع علاوه بر کرنش برشی به نسبت پواسون مواد اطراف تونل نیز وابسته خواهد بود و فرمول محاسبه تغییر شکل تخم مرغی شدن تونل به صورت زیر در خواهد آمد:

$$\Delta_{cavity} = \pm ۲\gamma_{\max}(۱ - \upsilon_m)d \qquad ۹-۹$$

در هر دو فرمول (۹-۸) و (۹-۹) از اندرکنش بین سازه و زمین صرفنظر شده ولی به این نکته می‌توان اشاره کرد که اگر مدول الاستسیته پوشش داخلی تونل برابر با مدول الاستسیته مواد اطراف تونل باشد، معادله (۹-۸) صادق است و اگر مدول الاستسیته پوشش داخلی تونل بیشتر از مدول الاستیک سنگ یا خاک اطراف باشد، تغییرشکل بوجود آمده کمتر از تغییر شکل محاسبه شده توسط معادله (۹-۸) خواهد بود و در حالت بدون نگهداری معادله (۹-۹) صادق خواهد بود[۱۹۶ و ۱۹۷].



شکل ۹- ۳- محیطی الاستیک با تونل دایره ای شکل فرضی[۱۹۷]



شکل ۹- ۴- محیطی الاستیک با تونل دایره ای شکل[۱۹۷]

۹-۴- تعیین نسبت قابلیت فشردگی[۱۳۴] و انعطاف پذیری[۱۳۵] سازه

پاسخ پوشش داخلی تونل تابعی از قابلیت فشردگی و انعطاف پذیری سازه، فشار روباره و ضریب فشار افقی توده خاک یا سنگ (k_0) می‌باشد. نسبت انعطاف پذیری و نسبت قابلیت فشرده شدن طبق روابط ذیل بدست می آید[۱۹۸ و ۱۹۹]:

$$C = \frac{E_m\left(1-\upsilon_l^2\right)r}{E_l t\left(1+\upsilon_m\right)\left(1-2\upsilon_m\right)} \qquad ۹-۱۰$$

$$F = \frac{E_m\left(1-\upsilon_l^2\right)r^3}{6E_l I\left(1+\upsilon_m\right)} \qquad ۹-۱۱$$

بطوریکه υ_m نسبت پواسون سنگ یا خاک محیط اطراف تونل، υ_l نسبت پواسون پوشش داخلی تونل، E_m مدول الاستسیته سنگ یا خاک محیط اطراف تونل، E_l مدول الاستیسیته پوشش داخلی تونل، r شعاع پوشش داخلی، I ممان اینرسی پوشش داخلی به ازای واحد طول تونل و t ضخامت پوشش داخلی می‌باشد.

برای تطبیق این حالت به بارگذاری لـرزه ای، تنش برشی میدان آزاد[۱۳۶] جایگزین تنش برجا شـده و مقدار k_0 برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود تا حالت برش ساده میدانی را شبیه سازی کند. آنگاه می‌توان تنش برشی را برحسب تابعی از کرنش برشی بیان کرد. سختی تونل نسبت به زمین اطراف بر حسب نسبت‌های فشردگی[۱۳۷] و انعطاف پذیری[۱۳۸] قابل بیان است که معیاری از سختی محوری و سختی خمشی (مقاوم در برابر اعوجاج) محیط نسبت به پوشش را ارائه می دهد.

در حالت لغزش کامل[۱۳۹] نسبت انعطاف پذیری تاثیر گذارتر از نسبت قابلیت فشرده شدن سازه در بررسی تغییر شکل حلقوی تونل‌ها می‌باشد. پس اولین قدم در تعیین استعداد تونل برای تغییر شکل حلقوی، تعیین نسبت انعطاف پذیری تونل می‌باشد. بدین صورت که بعد از تعیین نسبت انعطاف پذیری(F)، اگر این نسبت بزرگتر از ۲۰ باشد تونل انعطاف

---

۱۳۴ Compressibility
۱۳۵ Flexibility
۱۳۶ Free Field
۱۳۷ Compressibility
۱۳۸ Flexibility
۱۳۹ Full-slip

پذیر در نظر گرفته می‌شود و از روابط مربوط به شرایط انعطاف پذیری استفاده می‌شود و می‌توان از اندرکنش سازه صرف نظر کرد[۱۹۹].

۹-۵- اعوجاج تونل‌های دایروی تحت شرایط اندرکنش زمین-نگهداری

راه حل‌های تحلیل برای تخمین اندرکنش زمین با سازه برای یک تونل دایروی تحت بار زلزله توسط وانگ[۱۴۰] پیشنهاد شده است. این راه حل‌ها دارای فرضیات زیر می‌باشند:

- زمین بصورت نامحدود، الاستیک، همگن و ایزوتروپ می‌باشد
- سیستم نگهداری تونل الاستیک بوده و بصورت یک صفحه نازک تحت شرایط کرنش صفحه‌ای می‌باشد
- شرایط لغزش کامل و بدون لغزش در مرز بین سیستم نگهداری و زمین وجود دارد

لغزش و یا عدم لغزش پوشش داخلی به هنگام زلزله بستگی به جنس محیط اطراف پوشش داخلی، نوع و چگونگی اجراء سیستم نگهداری دارد بدین صورت که اگر جنس محیط اطراف سیستم نگهداری از سنگ بوده و از بتن ریزی درجا استفاده شده باشد و یا همراه پوشش داخلی میل مهار نیز بکار برده شده باشد، قاعدتاً هنگام زلزله پوشش داخلی نخواهد لغزید. ولی اگر در محیطی خاکی از پوشش بتنی پیش ساخته استفاده شود هنگام زمین لرزه حالت لغزش پوشش داخلی پیش خواهد آمد. هریک از این حالت‌ها فرمول بندی خاص خود را دارند که در زیر توضیح داده شده است[۱۹۶].

۹-۵-۱- حالت لغزش کامل

با فرض لغزش کامل بدون جدا شدگی و بدون نیروی برشی مماسی و کرنش قطری، حداکثر نیروی محوری و لنگر خمشی را می‌توان بصورت روابط ذیل بیان کرد.

$$M_{\max} = \pm \frac{۱}{۶} K_۱ \frac{E_m}{(۱+\nu_m)} r^۲ \gamma_{\max} \qquad ۹-۱۲$$

$$T_{\max} = \pm \frac{۱}{۶} K_۱ \frac{E_m}{(۱+\nu_m)} r \gamma_{\max} \qquad ۹-۱۳$$

$$K_۱ = \frac{۱۲(۱-\nu_m)}{۲F+۵-۶\nu_m} \qquad ۹-۱۴$$

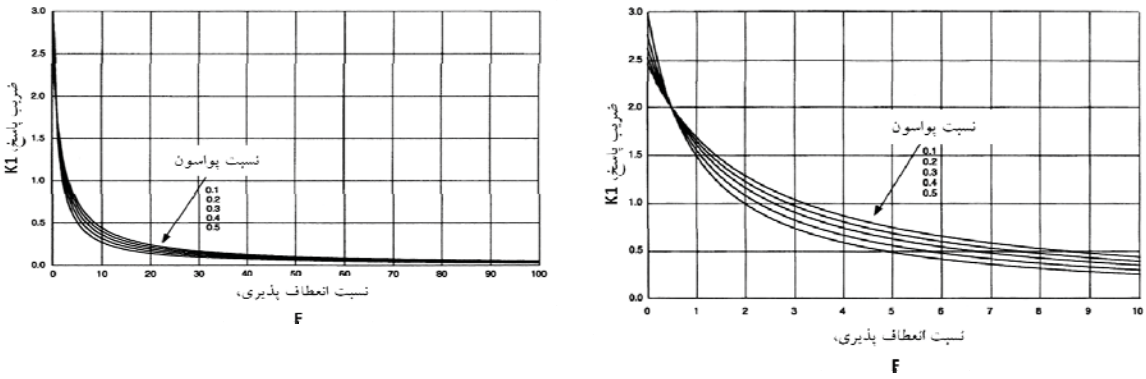
بطوریکه $T_{\max}$ بیشینه مقدار نیروی کششی، $M_{\max}$ بیشینه مقدار لنگر خمشی، $k_۱$ ضریب پاسخ پوشش داخلی در حالت لغزش کامل، υ_m نسبت پواسون سنگ یا خاک در بر گیرنده تونل و E_m مدول الاستسیته سنگ یا خاک در بر گیرنده تونل می‌باشد[۱۹۶].

در این حالت بیشینه مقدار تغییر شکل حلقوی تونل‌های دایره ای شکل را می‌توانیم از رابطه (۹-۱۵) تعیین نماییم:

$$\frac{\Delta d_{\max}}{d} = \pm \frac{۱}{۳} K_۱ F \gamma_{\max} \qquad ۹-۱۵$$

۱۴۰ wang

برای سهولت در انجام محاسبات و بدست آوردن تغییر شکل حلقوی تونل علاوه بر فرمول‌های ارائه شده در بالا می توان از شکل(۹-۵) استفاده نمود. که در این اشکال رابطه بین نسبت انعطاف پذیری و k_1 (ضریب پاسخ پوشش داخلی در حالت لغزش کامل در نسبت‌های مختلف ضریب پواسون) نشان داده شده است[۱۹۹].



شکل ۹- ۵- ضریب پاسخ پوشش داخلی تونل در مقابل نسبت انعطاف پذیری در شرایط لغزش کامل (تونل دایره ای)[۱۹۹]

البته برای بیشتر تونل‌ها شرایط سطح تماس[۱۴۱] بین لغزش کامل و عدم لغزش قرار دارد. پس برای تعیین نیروهای بحرانی پوشش و تغییر شکل‌های بحرانی هر دو حالت باید بررسی شود. در لغزش کامل حداکثر نیروی محوری بسیار کم تر برآورد می‌شود[۲۰۰].

۹-۵-۲- حالت بدون لغزش

برای این حالت نیز روابط به صورت زیر ارائه شده است:

$$T_{\max} = \pm K_2 \tau_{\max} r = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1+\upsilon_m)} r\gamma_{\max} \qquad ۱۶-۹$$

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1-2\upsilon_m)-(1-2\upsilon_m)c]-\frac{1}{2}(1-2\upsilon_m)^2+2}{F[(3-2\upsilon_m)+(1-2\upsilon_m)c]+c[\frac{5}{2}-8\upsilon_m+6\upsilon_m^2]+6-8\upsilon_m} \qquad ۱۷-۹$$

که k_2 ضریب پاسخ پوشش داخلی تونل در حالت بدون لغزش می‌باشد.

در شکل (۹-۶) رابطه بین نسبت قابلیت فشرده شدن و انعطاف پذیری و نسبت k_2 برای نسبت پواسون‌های مختلف آورده شده است و می‌توان از این اشکال در بدست آوردن پارامترهای مجهول روابط(۹-۱۷) و(۹-۱۸) استفاده نمود. با کاهش ضرایب فشردگی و تغییر شکل پذیری، نیروی محوری ناشی از زلزله افزایش می‌یابد ($\upsilon < 0{,}5$) و وقتی ضریب پواسون به ۰/۵ میل می‌کند، پاسخ نیروی محوری مستقل از فشردگی می‌باشد.

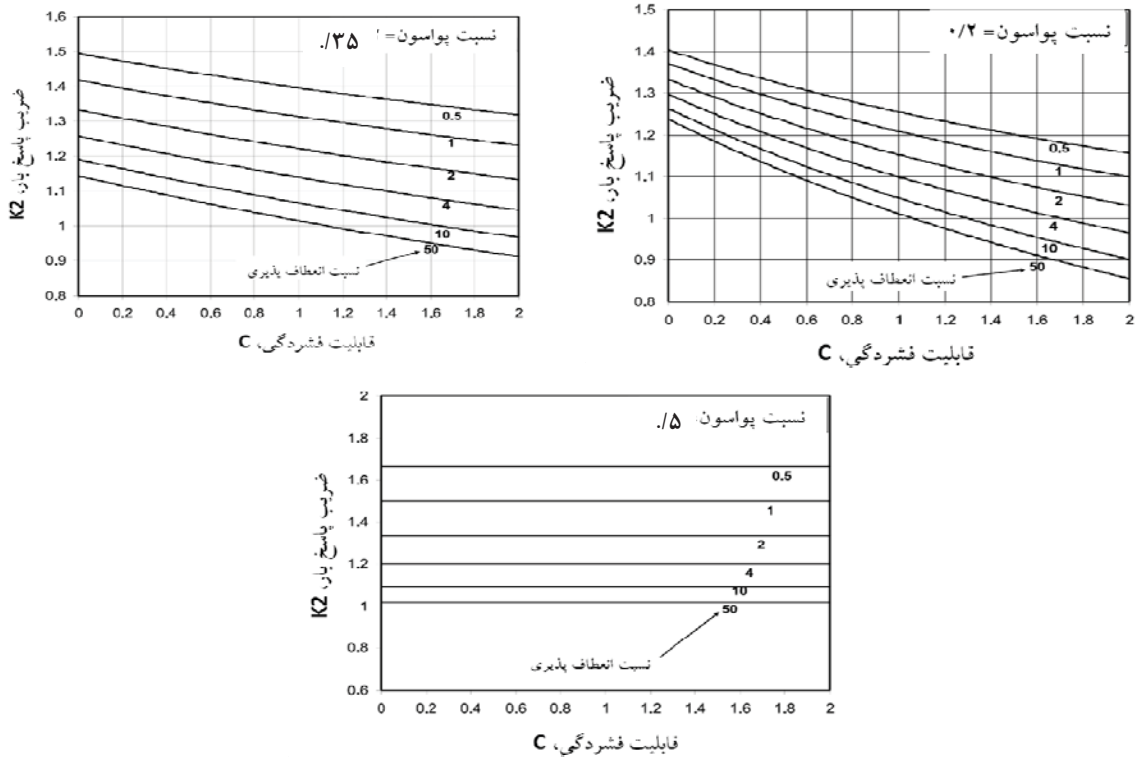
رابطه (۹-۱۸) شکل نرمال شده تغییرشکل پوشش، معیاری است که اهمیت نسبت انعطاف پذیری در پاسخ پوشش را ارائه می‌کند:

---

۱۴۱ Interface

$$\frac{\Delta d_{lining}}{\Delta d_{free-field}} = \frac{۲}{۳} K_۱ F \qquad ۹-۱۸$$

وقتی که نسبـــت انعطـــاف پذیـری (F) کمتر از یک باشد (پوشش سخت در زمین نرم) پوشش تونل کمتر از میدان آزاد تغییر شکل می‌دهد و وقتی (F) افزایش می‌یابد، پوشش داخلی بیشتر تغییر شکل می‌دهد. همچنین با استفاده از شکل (۹-۷) که رابطه بین نسبت انعطاف پذیری با نسبت تغییر شکل پوشش داخلی به تغییر شکل زمین آزاد را مشخص می‌کند می‌توان برای بدست آوردن تغییر شکل حلقوی در حالت اندرکنش سازه و زمین از روی تغییر شکل حلقوی تونل در حالت زمین آزاد استفاده نمود[۲۰۰].



شکل ۹- ۶- رابطه بین نسبت قابلیت فشرده شدن و انعطاف پذیری و نسبت $K_۲$ برای نسبت‌های پواسون مختلف[۱۹۶]

در اثر ممان خمشی و نیروی محوری بوجود آمده در پوشش داخلی به ترتیب کرنش‌های ε_m و ε_t در پوشش داخلی بوجود می‌آید که از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$\varepsilon_m = \pm \frac{۱}{۶} K_۱ \frac{E_m}{(۱+\nu_m)} r^۲ \frac{\gamma_{\max} t}{۲ E_l I_l}$$

$$\varepsilon_t = \pm K_۲ \frac{E_m}{۲(۱+\nu_m)} r \frac{\gamma_{\max}}{۲ E_l I_l} \qquad ۹-۱۹$$

که E_l و I_l به ترتیب مدول الاستیسیته و ممان اینرسی سیستم نگهداری می‌باشد[۱۸۶]

۹-۶- اعوجاج تونل‌های مستطیلی در روش اندرکنش تغییر مکان

تونل‌های کم عمق معمولاً بصورت جعبه ای[۱۴۲] و به روش کندوپوش اجرا می‌شود. این تونلها رفتار لرزه ای کاملاً متفاوتی با تونل دایره ای دارند. یک قاب جعبه ای بارهای استاتیکی را بخوبی یک پوشش دایره ای منتقل نمی کند و دیوارها و کف نیاز به ضخامت بیشتری دارد و در نتیجه سخت تر می‌باشند و در این مورد به دلیل پتانسیل تغییرشکلهای بزرگ زمین (به علت عمق کم)، اندرکنش خاک - سازه به دقت باید در نظر گرفته شود. همچنین اثر بزرگ نمایی محل[۱۴۳] تمایل به افزایش دارد. ضمناً اگر خاکریز[۱۴۴] نسبت به خاک محل دارای خصوصیات متفاوتی باشد پاسخ لرزه ای نیز متفاوت می‌گردد. سختی زیاد سازه‌های جعبه ای شکل، بشدت کرنش‌های محاسباتی را کاهش می دهد لذا طراحی براساس تغییر شکل‌های میدان آزاد، کاری محافظه کارانه است. با توجه به خصوصیات هندسی متغیر در مقاطع جعبه ای روش‌های ساده و عملی برای محاسبه اثرات اندرکنش دینامیکی خاک - سازه وجود دارد[۱۹۳].

در مورد تونل‌های مستطیل شکل فرض می‌شود که مقدار اعوجاج سازه با مقدار تغییر شکل برشی زمین در برگیرنده تونل برابر می‌باشد(شکل (۹-۹)) و سختی اعوجاجی سازه نادیده گرفته می‌شود. در این حالت مقدار کرنش میدان آزاد زمین، در محلی که سازه قرار گرفته از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

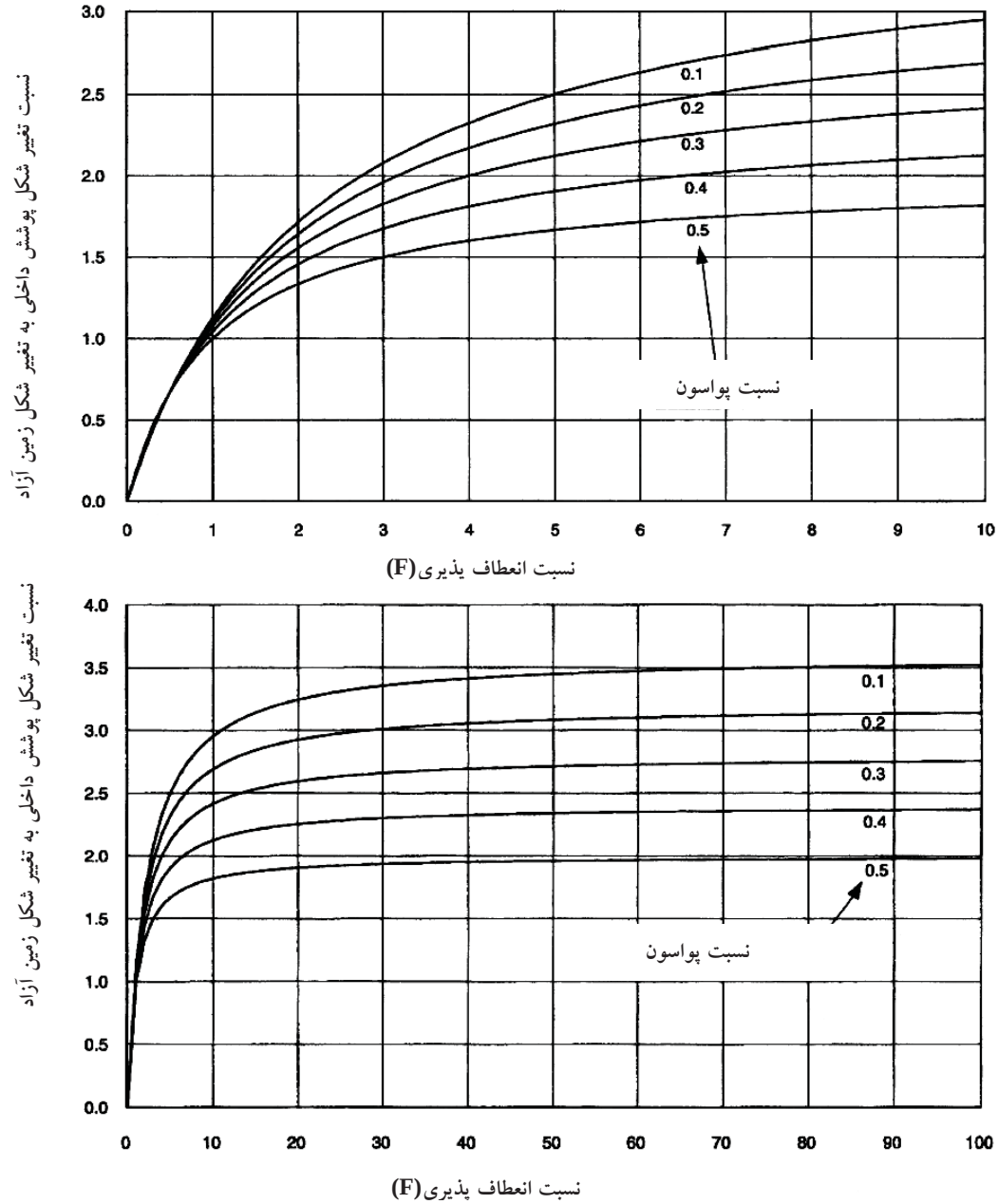
$$\gamma_s = \frac{\Delta}{H} = \frac{\tau}{G_m} \qquad ۹-۲۰$$

و نسبت شکل پذیری سازه[۱۴۵] را نیز به صورت زیر می‌توان نوشت:

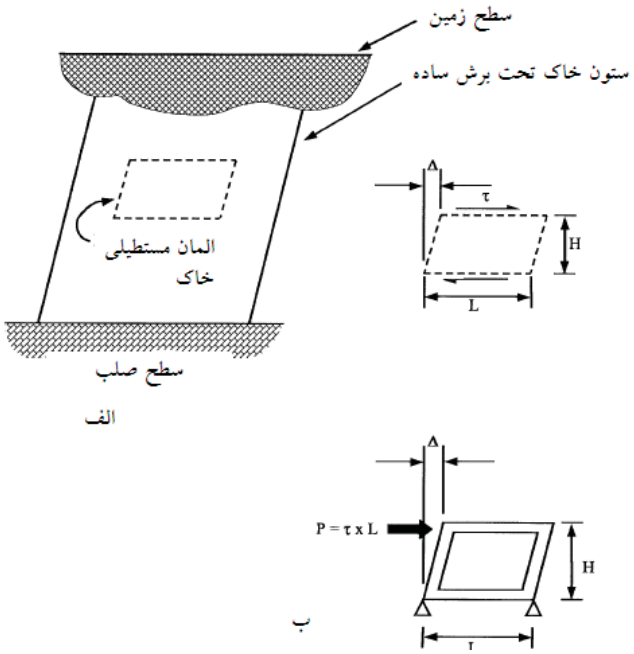
$$F = \frac{G_m W}{S_l H} = \frac{G_m}{S_l H / W} \qquad ۹-۲۱$$

بطوریکهW عرض سازه، H ارتفاع سازه، S_l نیروی لازم جهت ایجاد تغییر شکل واحد سازه $S_l = \frac{۱}{\Delta_l}$ و G_m مدول برشی سنگ یا خاک اطراف تونل می‌باشد.

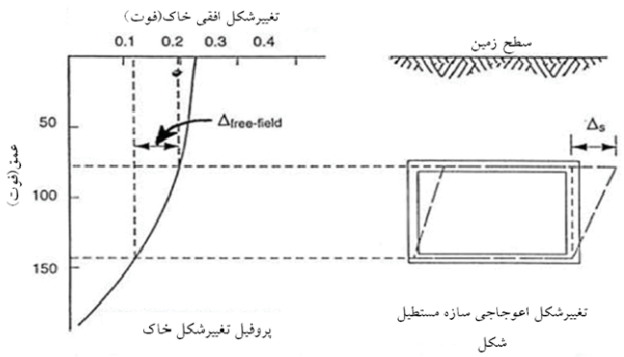
۱۴۲ box-shaped
۱۴۳ Site amplification effect
۱۴۴ Back Fill
۱۴۵ Flexibility ratio



شکل ۹- ۷- رابطه بین نسبت انعطاف پذیری با نسبت تغییر شکل پوشش داخلی به تغییر شکل زمین آزاد[۱۹۶]



شکل ۹- ۸- سختی نسبی خاک و یک قاب مستطیلی[۱۸۶]



شکل ۹- ۹- مفهوم کرنش میدان آزاد[۲۰۱]

برای سازه‌های مستطیل شکل نسبت تغییر شکل جانبی[۱۴۶] به صورت نسبت اعوجاج سازه به اعوجاج میدان آزاد بصورت زیر بیان می‌شود.

$$R = \frac{\Delta structure}{\Delta free-field} = \frac{\left(\frac{\Delta structure}{H}\right)}{\left(\frac{\Delta free-field}{H}\right)} = \frac{\gamma_{structure}}{\gamma_{free-field}} \qquad ۹-۲۲$$

که در آن γ اعوجاج[۱۴۷] و Δ تغییر مکان جانبی[۱۴۸] می‌باشد. نتایج تحلیل‌های المان محدود نشان می‌دهد که سختی نسبی بین زمین و سازه ای که جایگزین آن می‌شود، مهمترین تأثیر را روی تغییر شکل اعوجاجی دارد.

---

۱۴۶ Racking Ratio
۱۴۷ Angular Distortion

اگر $F \to ۰/۰$ سازه صلب است. بدون وابستگی به تغییر شکل زمین، سازه دچار اعوجاج نمی شود (یعنی سازه باید تمام بار را بگیرد). اگر $F < ۱/۰$ سازه سخت تر از زمین است. پس کمتر دچار تغییر شکل میشود. اگر $F = ۱/۰$ سختی سازه و زمین برابر است پس تغییر شکل سازه به اندازه میدان آزاد می‌باشد. اگر $F > ۱/۰$ اعوجاج سازه نسبت به میدان آزاد بیشتر است. به دلیل اینکه حفره ای ایجاد می‌شود که سختی برشی کمتری با زمین طبیعی در شرایط میدان آزاد دارد (نه بخاطر بزرگنمایی دینامیکی) و اگر $F \to \infty$ سازه سختی ندارد. پس دچار تغییر شکل‌هایی نظیر زمین حفره دار می‌گردد. آنالیزها نشان داده‌اند که برای یک نسبت انعطاف پذیری معلوم، اعوجاج نرمال شده یک تونل مستطیلی تقریباً ده درصد کمتر از تونل دایره ای است[۲۰۰].

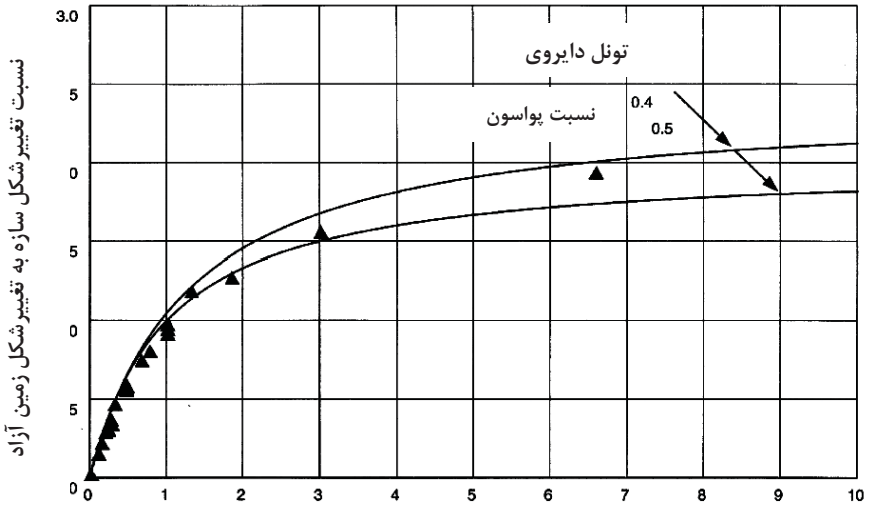
شکل (۹-۱۰) مقایسه تغییر شکل سازه ای بی بعد شده در مقابل نسبت انعطاف پذیری برای تونلهای مستطیلی و دایره ای را نشان می‌دهد.

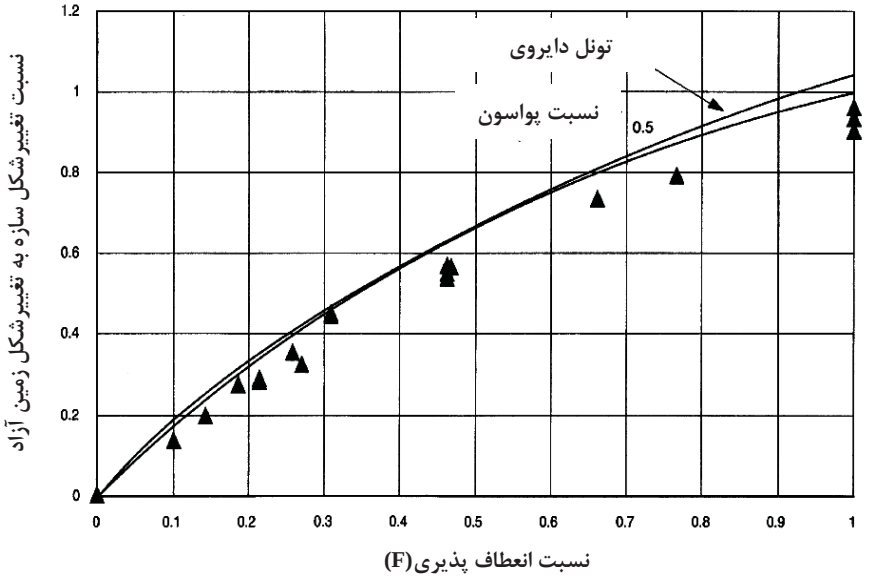
نتیجتاً پاسخ تونل دایره ای یک مرز بالا برای سازه مستطیلی با مشخصات یکسان (نسبت انعطاف پذیری مشابه) است، پس طراحی مقاطع مستطیلی براساس تطبیق حرکت سازه با میدان آزاد وقتی سازه سخت و زمین نرم باشد $F < ۱$ بسیار محافظه کارانه است و عکس آن نیز صادق است یعنی وقتی $F > ۱$ است منجر به کمتر برآورد کردن پاسخ تونل می‌گردد. تغییر شکل اعوجاجی را با روش بار استاتیکی نیز می‌توان به سازه زیرزمینی اعمال کرد. وقتی عمق سازه زیاد است، اعوجاج بر اثر نیروی برشی که تراز سقف است بوجود می‌آید لذا بارگذاری را توسط یک بار متمرکز در تراز سقف می‌توان وارد کرد. هنگامی که سازه در عمق کمی قرار دارد نیروی برشی پدید آمده در سطح تماس سقف و زمین با کاهش روباره کاهش می‌یابد و نیرو در دیوارها ایجاد می‌شوند لذا یک توزیع فشار مثلثی به مدل اعمال می گردد. واضح است مدل توزیع فشار مثلثی مقادیر بحرانی تری از ظرفیت خمشی سازه مستطیلی در اتصالات پائین ایجاد می‌کند در حالی که وقتی نیرو متمرکز است نیروها در محل اتصال سقف به دیوار بحرانی تر است[۲۰۰].

۹-۷- مثال عددی محاسبه $\Delta_{structure}$ ناشی از زلزله

در این قسمت یک نمونه از محاسبات زلزله برای تونل کند و پوش آورده شده است. مشخصات مصالح خاکی که در این تحلیل مورد استفاده قرار گرفته است در جدول (۹-۴) نشان داده شده است.

۱۴۸ Lateral racking deformation

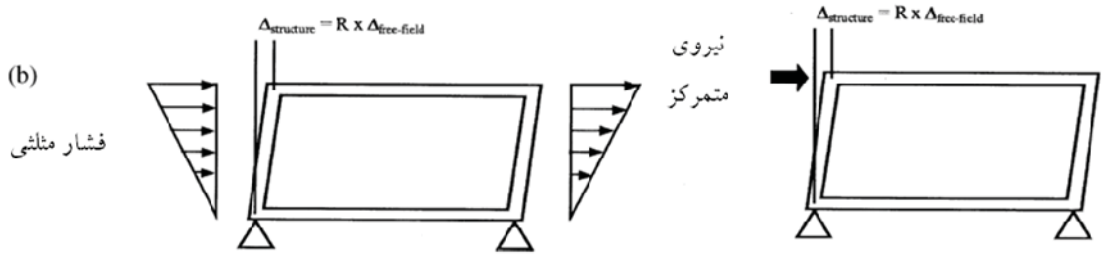




شکل ۹- ۱۰- مقایسه تغییر شکل سازه ای بی بعد شده در مقابل نسبت انعطاف پذیری برای تونلهای مستطیلی و دایره ای[۱۹۶]

اشکال مثلثی برای تونل‌های مستطیلی شکل می‌باشند

خطوط برازش شده برای تونل‌های دایره ای شکل می‌باشند



شکل ۹- ۱۱- مدل‌های ساده شده قابی (a) شبه بار متمرکز برای تونل‌های عمیق (b) شبه فشار مثلثی برای تونل‌های کم عمق[۲۰۱]

جدول ۹- ۴- مشخصات زمین دربرگیرنده تونل

پارامتر	مقدار
نوع خاک	خاک سخت
حداکثر روباره	۹/۸ متر
چگالی مصالح خاک	۱۹۲۰ kg/m^3
ضریب پواسون	۰/۳
سرعت موج برشی در خاک	$c_{se}=c_s=۵۷۰\ m/s$

همچنین شکل شماتیکی از تونل در شکل (۹-۱۲) نشان داده شده است. پارامترهای زمین لرزه که در این تحلیل استفاده شده است بصورت زیر می‌باشند:

- بزرگای زمین لرزه هدف ۷/۵ ریشتر
- فاصله بزرگترین گسل تا تونل مورد نظر: ۱۱ کیلومتر
- شتاب افقی حداکثر روی زمین : $a_{\max}=۰,۶۵g$

برای بدست آوردن نسبت ماگزیمم سرعت زمین به ماکزیمم شتاب زمین از جدول (۹-۲) استفاده می‌شود که با توجه به اعداد گفته شده در بالا یعنی بزرگای ۷/۵ ریشتر، فاصله ۱۱ کیلومتری از گسل و مقدار $c_s=۷۵۰m/s$ مقدار $V_s/a_{\max}$ برابر ۱۴۰ می‌باشد.

نسبت شتاب زمین در عمق به سطح با استفاده از جدول (۹-۱) محاسبه می‌شود که با توجه به عمق قرارگیری تونل مقدار آن برابر ۰/۸ می‌باشد. حال با توجه به مقادیر بدست آمده در بالا مقدار سرعت موج برشی بصورت زیر بدست می آید:

$$V_s=(۱۴۰cm/s/g)(۰,۸*۰,۶۵g)=۷۲,۸cm/s=۰,۷۲۸m/s$$

مقدار ماکزیمم کرنش برشی میدان آزاد بر اساس رابطه(۹-۲) بصورت زیر حاصل می‌شود.

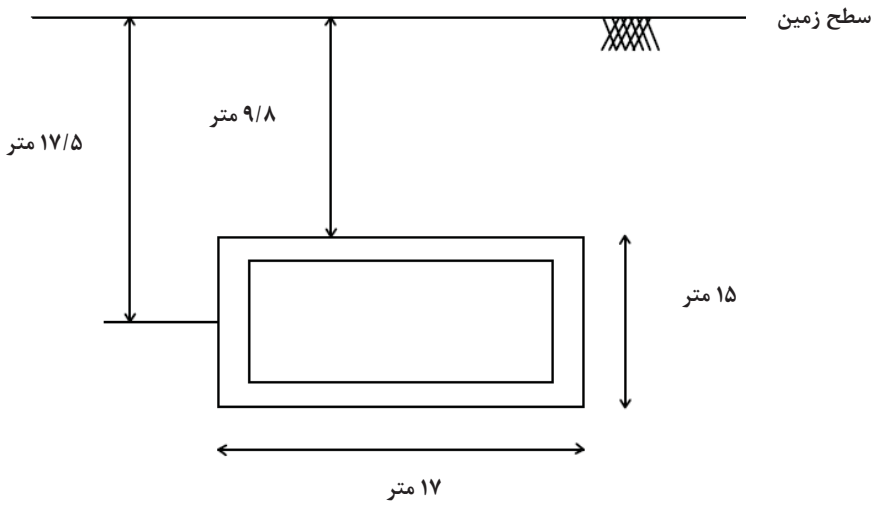
$$\gamma_{\max}=\frac{V_s}{C_m}=\frac{۰,۷۲۸}{۵۷۰}=۰,۰۰۱۲۷۷$$

تغییر شکل میدان آزاد نیز با استفاده از رابطه(۹-۲۰) محاسبه می‌شود. با توجه به اینکه ارتفاع سازه برابر ۱۵ متر می‌باشد با استفاده از رابطه(۹-۲۰)تغییرشکل میدان آزاد برابر ۱/۹۱۵ سانتیمتر بدست می‌آید.

$$\Delta_{free-field}=۰,۰۰۱۲۷۷*۱۵=۰,۰۱۹۱۵m=۱,۹۱۵cm$$

حال برای بدست آوردن تغییر شکل سازه از رابطه (۹-۲۲) استفاده می‌شود. برای بدست آوردن مقدار R باید از نمودارهای شکل(۹-۷)استفاده کرد که برای این کار باید ابتدا مقدار F را که همان ضریب انعطاف پذیری سازه می‌باشد، محاسبه شود. در سازه با مقطع مستطیلی ضریب انعطاف پذیری F از رابطه(۹-۲۱)محاسبه میشود:

$$F=\frac{۶۲۳۸۰۸kPa\times ۱۷m}{۶۷۰۰۰۰kPa\times ۱۵m}=۱,۰۵۵$$



شکل ۹- ۱۲- شکل شماتیک تونل

مقدار S_l با استفاده از نرم افزار ETABS برابر ۶۷۰ MPa محاسبه شده است. حال مقدار R با در دست داشتن مقادیر ضریب انعطاف پذیری و نسبت پواسون از شکل(۹-۷) بدست می‌آید که در این مثال برابر ۱/۰۵ می‌باشد. در نهایت تغییرشکل سازه برابر ۲/۰۲ سانتیمتر بدست می‌آید.

چون مقدار بدست آمده برای مقطع دایروی می‌باشد با ضرب این مقدار در ضریب ۰/۹(ضریب تبدیل مقطع دایره به مستطیل) مقدار تغییرشکل سازه مستطیلی برابر ۱/۸۱۸ سانتیمتر بدست می‌آید.

۹-۸- مدل‌سازی سازه و خاک و اعمال نیروی زلزله

راه حل‌های تحلیلی برای تونلی که تحت تاثیر زلزله قرار دارد در بخش‌های قبلی توضیح داده شد. این راه حل‌ها برای شرایط ایده آلی که فرضیات زیر را شامل می‌شود بوجود آمده اند:

- تونل بصورت دایروی کامل بوده و تحت تغییرشکل بیضوی می‌باشد ویا بصورت مستطیلی بوده و تحت تغییرشکل اعوجاجی قرار دارد
- مواد در برگیرنده تونل بصورت یکپارچه و ایزوتروپ می‌باشد
- تونل در عمق زیادی قرار دارد بصورتی که انعکاس موج از سطح زمین نادیده گرفته می‌شود
- فقط یک تونل منفرد مورد توجه می‌باشد و تاثیر تونل یا سازه دیگری در محاسبات وجود ندارد

شرایط واقعی در زمین بسیار پیچیده تر از این حالات می‌باشد. بنابراین زمانی که تونل مورد نظر دارای اهمیت بالایی بوده و در ناحیه زلزله خیز قرار دارد، استفاده از روشهای عددی ضروری است.

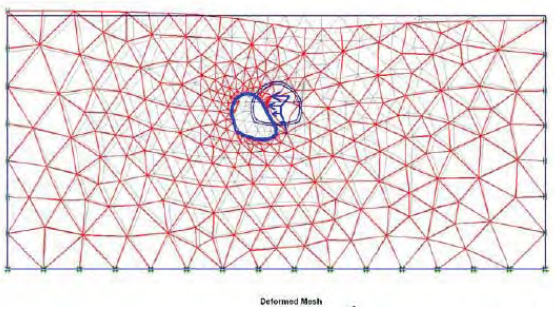
در روش‌های عددی سازه به همراه بخشی از خاک و سنگ اطراف خود مدل می‌شود. برای مدلسازی از روش‌های عددی مرسوم مانند المان محدود، تفاضل محدود و یا المان مرزی استفاده می‌شود و بارگذاری توسط یکی از روشهای استاتیکی یا دینامیکی اعمال می‌گردد.

در روش استاتیکی سازه تحت اثر نیروهای معادل با شتاب افقی و گاهی قائم زلزله که به صورت استاتیکی به سیستم اعمال می‌شوند، تحلیل می‌گردد. مسلم است که تبدیل اثر دینامیکی زلزله با این نیروها به طور کلی با تقریب بوده، که اجتناب ناپذیر می‌باشد. در روش دینامیکی، مدل سازه و خاک تحت اثر تاریخچه زمانی شتاب زلزله طرح که در بستر سنگی اعمال می‌شود، مورد بررسی و تحلیل قرار می‌گیرد. به طور مثال در نرم‌افزار FLAC-۳D که نرم‌افزاری بر پایه روش تفاضل محدود می‌باشد، المانهای سازه و زمین و آب توسط نرم‌افزار مدل می‌شود. سپس شتاب طرح به کل مجموعه وارد می‌شود و پاسخ[۱۴۹] شتاب در نقاط مختلف دریافت و تفسیر می‌شود. به طور کلی در بحث اندرکنش زمین و سازه به خصوص در بحث اندرکنش دینامیکی آنها مباحث رفتاری پیچیده‌ای وجود دارد.

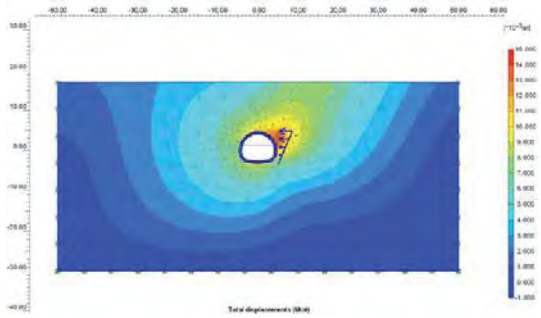
در این حالت مباحث رفتاری و تأخیر فازهای موجود بین فاز آب و زمین و سازه، نیاز به مدل سازی‌های دقیق با فرض دانستن پارامترهای آنها است. همان طورکه پیش‌ترگفته شد، رفتار زمین با دیگر مصالح متداول سازه‌ای کاملاً متفاوت است و نمی‌توان مدل رفتاری مشخص و ثابتی را برای آن در نظر گرفت. زمین جسمی ناهمگن است که خصوصیات الاستیسیته آن تابع نوع و تنش وارده می‌باشد. به طوری که در مراحل اولیه بارگذاری حالتی الاستیک دارد و درمراحل بالاتر به سرعت غیرالاستیک می‌شود. و لذا باید تحلیل با توجه به رفتار الاستوپلاستیک انجام شود. در ادامه یک نمونه مثال حل شده با استفاده از نرم افزار PLAXIS آورده شده است. آنالیز صورت گرفته در یک توده خاک با فرض وجود تونل به قطر ۹ متر در عمق ۱۵ مترمی باشد.

اشکال (۹-۱۳) تا (۹-۱۹) نیروها، تغییرشکلهای بوجود آمده و ممانها را در پوشش داخلی تونل نشان می‌دهد.

در شکل (۹-۲۰) نیز یک مدل ساده دینامیکی در حالت دوبعدی که با استفاده از روش المان محدود ساخته شده است، نشان داده شده است. همانطور که در شکل مشاهده می‌شود در این مدل مرزهای کناری بصورتی مدل شده‌اند که موج رسیده به مرز بصورت کامل جذب شده و به داخل مدل منعکس نمی شود. در این مثال موج زلزله به صورت تاریخچه زمانی شتاب به مدل وارد شده است[۱۸۶].

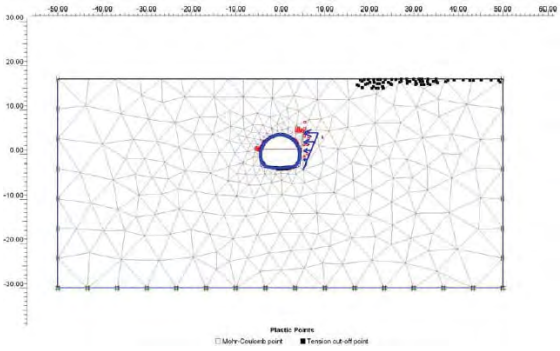


شکل ۹- ۱۳- اعمال نیروی زلزله به پوشش داخلی تونل به شکل مثلثی جهت رسیدن به اعوجاج طراحی شده با روش سعی و خط

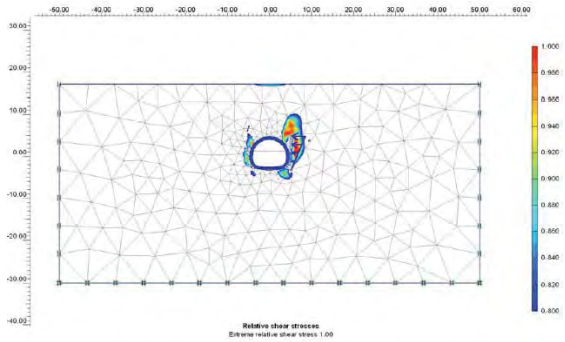


شکل ۹- ۱۴- تغییر شکل ایجاد شده در خاک

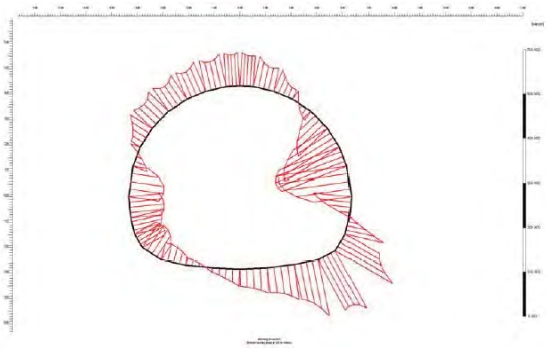
۱۴۹ Response



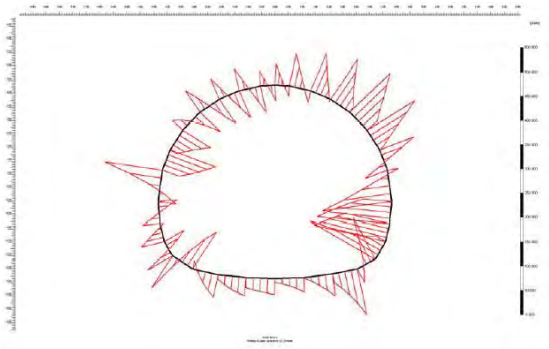
شکل ۹- ۱۵- نقاط پلاستیک ایجاد شده بر اثر اعمال نیروی زلزله



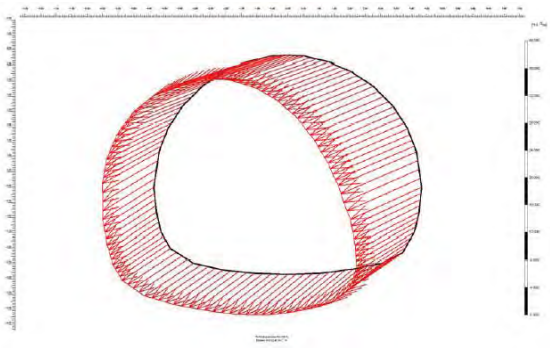
شکل ۹- ۱۶- نسبت تنش برشی حد اکثر به تنش برشی گسیختگی در توده خاک اطراف تونل



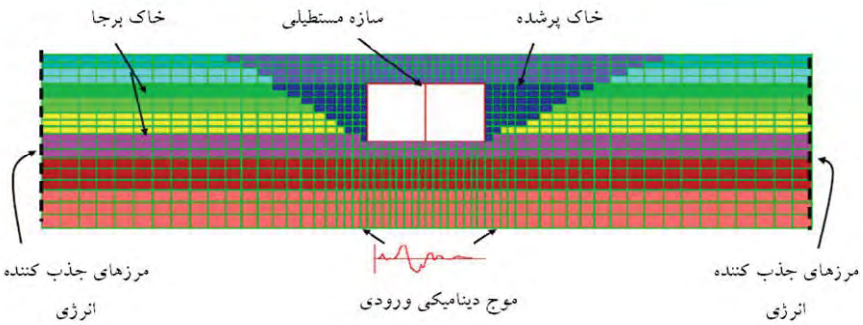
شکل ۹- ۱۷- لنگر خمشی ناشی از نیروی زلزله در پوشش داخلی تونل



شکل ۹- ۱۸- نمودار برش در پوشش داخلی تونل ناشی از نیروی زلزله



شکل ۹- ۱۹- تغییر شکل در پوشش داخلی تونل بر اثر نیروی زلزله



شکل ۹- ۲۰- مدل اجزاء محدود تونل کند و پوش

فصل دهم

تحلیل سازه‌ای پوشش داخلی تونل‌ها

۱۰-۱- کلیات

شرایط ساخت هر تونلی منحصر به فرد می‌باشد. شرایط زمین، کاربری تونل، روش حفر آن، شرایط بارگذاری‌ها، ابعاد تونل و موارد مورد استفاده در ساخت از یک تونل به تونل دیگر تغییر می‌کند.

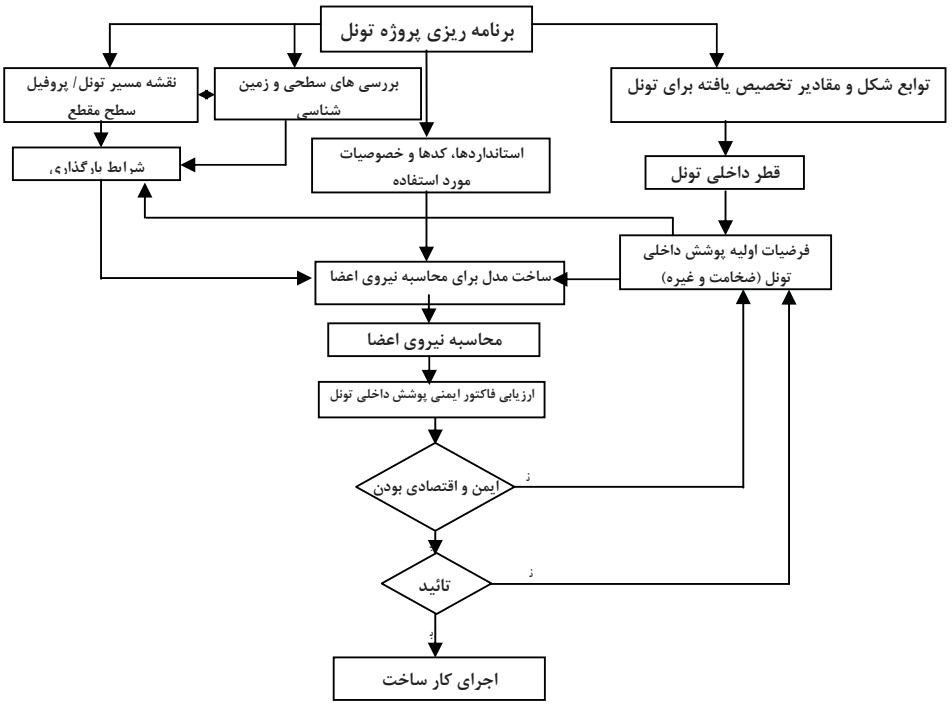
پوشش داخلی تونل یک سیستم سازه‌ای است که متفاوت از سایر سیستم‌های سازه‌ای بوده و به خاطر اندرکنشی که با زمین دارد، بدست آوردن رفتار صحیح، پایداری و ظرفیت باربری نهایی آن مشکل می‌باشد. ضعف یا فقدان پوشش داخلی مناسب می‌تواند منجر به شکست آن شود. توانایی تغییر شکل پوشش داخلی تحت بارهای وارد بر آن تابعی از سختی نسبی بین آن و زمین اطراف می‌باشد. پوشش داخلی تونل‌ها باید با استاندارد بالایی طراحی و ساخته شوند. بطور کلی مراحل طراحی پوشش داخلی تونلها بصورت مراحل ذیل می‌باشد[۲۰۲] :

- تعیین پارامترهای هندسی تونل
- تعیین داده‌های ژئوتکنیکی
- انتخاب مقاطع بحرانی: روباره، بار زنده، آب زیرزمینی و سازه‌های نزدیک تونل و ...
- تعیین خصوصیات مواد مورد استفاده در پوشش داخلی تونلها اعم از:
- بتن: مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته
- آرماتور: نوع، مقاومت کششی
- درزگیر: نوع، قطر، فاصله مجاز، ظرفیت الاستیسیته
- بارهای طراحی: فشار خاک و سنگ، فشار آب، بارهای ساخت و غیره
- مدل طراحی
- نتایج محاسبات: نیروی محوری، ممان خمشی، برش، تغییر شکل‌های ایجاد شده

طراحی پوشش داخلی تونلها، مطابق ترتیبی که در فلوچارت (۱۰-۱) نشان داده شده است، از یک برنامه کاری پیروی می‌کند[۲۰۳].

۱۰-۲- تبیین پارامترهای مورد نیاز جهت طراحی پوشش داخلی تونلها

داده‌های زمین شناسی و ژئوتکنیک جهت طراحی پوشش داخلی تونلها باید با دقت مورد بررسی قرار گیرد. در این مرحله لازم است تا تفکیکی بین پارامترهای مختلف که در حین طراحی پوشش داخلی تونلها مورد نیاز است، ارائه شده و سپس آزمایشات مختلفی که قادر به تخمین این پارامترها هستند، مشخص شوند. البته واضح است که انتخاب پارامترها و آزمونهای آزمایشگاهی مناسب برای تعیین آنها به برنامه ریزی پروژه و نوع روش‌های انتخابی بستگی دارد. یکی از عوامل موثر در این انتخاب هدف طراحی می‌باشد. یعنی اینکه تونل برای کوتاه مدت طراحی می‌شود و یا نیاز به پایداری طولانی مدت است.



شکل ۱۰-۱- فلوچارت طراحی پوشش داخلی تونلها[۲۰۳]

همچنین روشهای حفاری تونل نیز باید مورد توجه قرار گرفته و اهمیت پروژه نیز جزء عواملی است که تعداد پارامترهایی که باید تعیین شود و میزان دقت آنها را مشخص می‌کند.

پارامترهایی که در یک پروژه تونلسازی مورد استفاده قرار می‌گیرند به پنج گروه تقسیم بندی می‌شوند:

- پارامترهای طبیعی
- پارامترهای فیزیکی
- پارامترهای مکانیکی
- پارامترهای هیدرولوژیکی
- پارامترهای سازه ای

لیست پارامترهای اصلی هر گروه در جدول (۱۰-۱) آورده شده است[۲۰۴].

در جدول (۱۰-۲) نیز لیست آزمایش‌هایی که برای اندازه گیری پارامترهای ذکر شده در جدول (۱۰-۱) نیاز است، آورده شده است. در این جدول آزمایشات بر حسب کاربرد در سنگ، خاک و یا هر دوتفکیک شده‌اند.

جدول ۱۰-۱- لیست پارامترهای مورد نیاز برای طراحی تونل[۲۰۴]

پارامترها			هدف طراحی			مراحل طراحی			
			محاسبه سیستم نگهداری	مطالعه پایداری کوتاه مدت	مطالعات حفاری	شناسایی	توجیهی	تفصیلی	اجرا
تنش‌های طبیعی		$\sigma_{۱}, \sigma_{۲}, \sigma_{۳}$ و جهت آنها	R	R				+	+،(*)
		تنش قائم σ_{v}	S, R	S, R	S, R	+	X	X	
		ضریب فشار افقی	S, R	S, R		+	X		
		حالت تحکیم	S	S			+	X O	
پارامترهای فیزیکی	تعیین هویت	وزن حجمی($\gamma, \gamma_d, \gamma_s$)	S, R	S, R	S, R		X , O	X O	+
		آب محتوی w	S, R	S, R	S, R		X , O	X O	+
		پلاستیسیته w_L, W_p		S	S		X , O	X O	+
		اندازه دانه‌ها	S	S	S, R	+	X , O	X O	+
		مینرالوژی و آنالیز شیمیایی خاک		S, R	S, R		+, O	X O	
	ارزیابی کلی کیفیت	اندیس کلی کیفیت	S, R	S, R	S, R	+	X , O		
		هوازدگی A_M		R	R	+	X , O	X O	X
		اندیس کیفیت I_Q	R	R	R		+, O	+ O	
	ناپیوستگی	دانسیته ناپیوستگی‌ها (RQD, Mf or ID)	R	R	R	X	X , O	X O	X
		تعداد ناپیوستگی‌ها	R	R			+, O	X O	X
		جهت ناپیوستگی‌ها	R	R		+	X , O	X O	X
		بازشدگی و کیفیت درزه‌ها	R	R	R		+	X O	X
	هوازدگی	حساسیت به آب	S, R	S, R	S, R		+	X O	+
		حساسیت به تغییر دما	S, R	S, R				+	+
	خصوصیات شیمیایی آب	خورندگی آب	S, R				+	X O	+
		آلودگی آب	S, R	S (*)	S, R			X	X
پارامترهای مکانیکی	مقاومت	مقاومت برشی کوتاه مدت	S, R	S, R		X (S)	X , O	X O	+
		مقاومت برشی بلند مدت	S				X , O	X O	+
		مقاومت فشاری تک محوره σ_c	S, R	S, R	S, R	X (R)	X , O	X O	+
		مقاومت کششی σ_t	R	R	R		+, O	X O	+
		مقاومت پسمانده	S, R	S, R			+	+ O	+ (**)
		اندیس مقاومت کلی	S, R	S, R	S, R				+
	تغییرشکل	مدول الاستیسیته E	S, R	S, R	S, R	+	X , O	X O	+
		آماس σ_g, C_g	S, R	S, R		+	X	X O	+
	خصوصیات دینامیکی		S, R	S, R	S, R	+	+, O	X O	
پارامترهای هیدرولوژی	نفوذپذیری k		S, R	S, R			X , O	X O	
	بار هیدرولیکی		S, R	S, R		X	X , O	X O	X , O
	مقدار جریان Q		S, R	S, R	S, R			+ O	X , O

S: خاک، **R** : سنگ، **X**: پارامترهای اولویت دار، **+**: پارامترهایی که تعیین آنها باید مورد توجه قرار گیرد و **O**: پارامترهایی که مقدار عددی آنها حتماً باید اندازه گیری شود.

جدول ۱۰-۲- لیست آزمایشات لازم برای اندازه گیری یک پارامتر خاص[۲۰۴]

برجا	آزمایشگاه	آزمایش	پارامترها		
X		جک مسطح(R)، آزادسازی تنش با بیش مغزه گیری(R)، آزمایش شکست هیدرولیکی(R)	$\sigma_{.1},\sigma_{.2},\sigma_{.3}$ و جهت آنها		تنش‌های طبیعی
X		پرسیومتر(R, S)	تنش قائم $\sigma_{.v}$		
	X	آزمایش تحکیم با اندازه گیری تنش جانبی(S)	ضریب فشار افقی		
X	X	پرسیو متر			
	X	آزمایش تحکیم (S)	حالت تحکیم		
	X	اندازه گیر دانسیته(S, R)	وزن حجمی(γ,γ_d,γ_s)	تعیین هویت	پارامترهای فیزیکی
X		دانسیته متر گاما(S)			
	X	اندازه گیری آزمایشگاهی(S, R)	درصد آب w		
	X	(حدود اتربرگ) (S)	پلاستیسیته w_L,W_p		
	X	آنالیز دانه ای(S)	اندازه دانه‌ها		
X		میکرو گرانی سنجی، چاه پیمایی (S, R)	اندیس کلی کیفیت	ارزیابی کلی کیفیت	
X		روش‌های مشاهده ای(R)	هوازدگی A_M		
	X	آزمایش دوام			
X		اندازه گیری سرعت موج	اندیس کیفیت I_Q		
X		بررسی‌های برجا، مغزه‌های حفاری (R)، استفاده از روش‌های موجی	دانسیته ناپیوستگیها (RQD, Mf or ID)	ناپیوستگی	
X		بررسی‌های برجا	تعداد ناپیوستگی‌ها		
X		بررسی‌های برجا، مغزه‌های حفاری(R)	جهت ناپیوستگی‌ها		
X		روش‌های مشاهداتی(R)، آزمایش دیلاتومتری(R)، آزمایش درزه‌ها	بازشدگی و کیفیت درزه‌ها		
	X	آزمایش بر روی مواد پرکننده			
	X	تست آماس	حساسیت به آب	هوازدگی	
X		مشاهدات برجا			
X		تست حرارت، تست‌های دما بالا(R, S)	حساسیت به تغییر دما		
	X	آنالیز شیمیایی آب(R, S)	خورندگی آب	خصوصیات شیمیایی آب	
	X	آنالیز شیمیایی آب	آلودگی آب		
	X	تست سه محوره زهکشی نشده(R, S)	مقاومت برشی کوتاه مدت	مقاومت	پارامترهای مکانیکی
X	X	تست برشی مستقیم(R, S)			
X	X	تست برشی بلند مدت(S)	مقاومت برشی بلند مدت		
	X	تست تک محوره(R, S)	مقاومت فشاری تک محوره σ_c		
X	X	تست فرانکلین(R)			
	X	تست برزیلی(R)، تست فرانکلین(R)	مقاومت کششی σ_t		
X	X	تست برشی	مقاومت پسماند		
X		مشاهده در حین حفاری	اندیس مقاومت کلی		
X		تست دیلاتومتری(R, S)، اندازه گیری همگرایی(R, S)	مدول الاستیسیته E	تغییرشکل	
	X	تست سه محوره خزشی(S)			
	X	تست آماس	آماس σ_g,C_g		
X		تست‌های لرزه ای، آنالیز گسترش لرزه، تست نفوذ استاندارد، تست انفجار	خصوصیات دینامیکی		
	X	تست سه محوره چرخه ای			
X		تست لوژان(R)، تست لوفران(S)	نفوذپذیری K		پارامترهای هیدرولوژی
X		پیزومتر باز، پیزومتر بسته(سلول اندازه گیری فشار حفره ای)	بار هیدرولیکی		
X		اندازه گیری در گالری	مقدار جریان Q		

۱۰-۳- روشهای طراحی سازه‌های بتنی

به طور کلی هدف از طراحی یک سازه بتنی، تامین ایمنی در مقابل فروریختگی و تضمین عملکرد مناسب در زمان بهره برداری است. چنانچه مقاومت واقعی یک سازه به طور دقیق قابل پیش بینی بوده و بارهای وارد بر سازه و اثرات داخلی آنها با همان دقت نیز قابل تعیین باشد، تامین ایستایی تنها با ایجاد ظرفیت باربری به میزان اندکی بیش از مقدار بارهای وارده ممکن می‌شد. اما عوامل نامشخص و خطاهای احتمالی متعددی در آنالیز، طراحی و ساخت سازه‌ها وجود دارند که یک حاشیه ایمنی را در طراحی سازه‌ها می‌طلبد. مهمترین ریشه‌ها و منابع این خطاها بخصوص در ارتباط با سازه‌های بتنی عبارتند از:

الف- بارهایی که در عمل بر سازه وارد می‌شوند و همچنین توزیع واقعی آنها ممکن است با آنچه در بارگذاری سازه فرض شده است متفاوت باشند.

ب- رفتار واقعی سازه ممکن است با رفتار تئوریک سازه، که بر اساس آن نیروهای داخلی اعضاء محاسبه می‌شوند، تفاوت داشته باشد.

ج- مقاومت واقعی مصالح به کار رفته در ساخت سازه ممکن است متفاوت از مقادیر فرض شده در محاسبات باشد.

د- ابعاد قطعات و محل واقعی میلگردها ممکن است دقیقاً مطابق آنچه طراح در محاسبات خود فرض نموده است، نباشند.

اگرچه تامین ایمنی برای هر سازه یک امر بدیهی و اجتناب ناپذیر است، احتساب کمی آن به سادگی مقدور نمی باشد. زیرا علاوه بر عواملی که در بالا اشاره شد، عوامل اقتصادی و نیز اهمیت و نوع گسیختگی اجزاء بر این مساله تاثیر گذارند. بدین ترتیب که در برخی سازه‌ها، فروریختگی ممکن است تنها مقدار مختصری خسارات مالی ببار آورد، در حالیکه در موارد دیگر ممکن است علاوه بر خسارات مالی سنگین خسارات جانی نیز صورت گیرد. علاوه بر آن، مواردی از فروریختگی که در آنها گسیختگی به صورت آرام و با بروز علائم هشدار دهنده صورت می‌گیرد این امکان را میدهد که قبل از فروریختگی، اقدامات احتیاطی بعمل آید، درصورتیکه در موارد دیگر گسیختگی ممکن است سریع و بدون هیچ زنگ خطری رخ دهد.

بنابراین، انتخاب یک حاشیه ایمنی مناسب امر بسیار دشوار است که نحوه منظور نمودن آن، به صورت یکی از مشخصه‌های اساسی روشهای طراحی درآمده است[۲۰۵].

۱۰-۳-۱- روش تنشهای مجاز

در این روش، یک عضو سازه‌ای به نحوی طراحی می‌شود که تنشهای ناشی از اثر بارهایی نظیر بار مرده، بار زنده، بار زلزله و غیره، از مقادیر مجاز تنشها بیشتر نگردد. مراحل این روش به طور خلاصه به ترتیب زیر هستند[۲۰۵]:

۱- تعیین بارهای وارد بر سازه

۲- آنالیز سازه و تعیین تنشها در مقاطع مختلف به کمک تئوری‌های کلاسیک اجسام الاستیک

۳- تعیین تنشهای مجاز با استفاده از یک آیین نامه محاسباتی

۴- طرح نهایی مقطع با این محدودیت که در هیچ نقطه‌ای از سازه تنشهای ایجاد شده، از تنشهای مجاز بیشتر نگردد.

۱۰-۳-۲- روش مقاومت نهایی

روند طراحی را در این روش می‌توان به صورت موارد ذیل اشاره نمود:

۱- بار بهره برداری بوسیله ضریبی موسوم به ضریب بار افزایش داده می‌شود، بار حاصله را اصطلاحاً بار ضریبدار یا بار نهایی می‌نامند. ضریب بار برای انواع بارها یکسان نبوده بلکه تابعی از میزان احتمال افزایش بار از مقدار پیش بینی شده برای آن می‌باشد.

۲- بارهای ضریبدار بر سازه اعمال می‌شوند و به کمک روش‌های خطی آنالیز سازه‌ها، نیروهای داخلی مقاطع محاسبه می‌گردد، به این نیروی داخلی اصطلاحاً مقاومت لازم گفته می‌شود.

۳- برای هر مقطع، مقاومت طراحی آن از حاصلضرب 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 می دهد (ضریب کاهش مقاومت، ضریبی است که در برگیرنده کاهش‌های احتمالی مقاومت عضو در اثر خطاهای ساخت و اجرا و همچنین اهمیت و نوع گسیختگی می‌باشد)

۴- طراحی مقطع در صورتی رضایت بخش تلقی می‌شود که در آن مقاومت لازم از مقاومت طراحی کمتر باشد.

بدین ترتیب مشاهده می‌شود که ایمنی در این روش در دو مرحله تامین 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 احتمالی که سبب کاهش مقاومت می‌گردند)[۲۰۶].

۱۰-۳-۳- روش طراحی بر مبنای حالات حدی

به منظور تکامل روش مقاومت نهایی، به ویژه از نظر نحوه منظور نمودن ایمنی، روش طراحی بر مبنای حالات حدی[۱۵۰] ابداع گردید. این روش هم اکنون مبنای طراحی در غالب آیین نامه‌های اروپایی است.

به طور خلاصه در ارتباط با روش طراحی بر مبنای حالات حدی می‌توان گفت که از نظر اصول محاسبات مربوط به مقاومت، این روش مشابه روش طراحی بر مبنای مقاومت است و تفاوت عمده آن با این روش، در نحوه منطقی تر ارزیابی ظرفیت باربری و احتمال ایمنی اعضاء می‌باشد[۲۰۶].

در این روش، نیازهای طراحی با مشخص کردن حالات حدی تعیین می‌شوند. منظور از حالات حدی شرایطی هستند که در آنها سازه مورد نظر خواسته‌های طرح را تامین نمی کند. به این معنی که سازه قبل از حصول یک حالت حدی خاص تمامی شرایطی را که برای آنها طراحی شده دارا می‌باشد، ولی چنانچه مقدار جزئی به بارها اضافه شود، سازه و یا اجزاء آن دیگر قادر به انجام وظایف خود نیستند. اعضاء و سازه‌های بتنی باید با توجه به سه حالت حدی زیر آنالیز و طراحی شوند:

- حالت حدی نهایی، که مربوط به ظرفیت باربری می‌شود (مانند مقاومت و پایداری)
- حالت حدی تغییر شکل (مانند تغییر مکان و ارتعاش اعضاء)
- حالت حدی ترک خوردگی یا باز شدن ترکها[۲۰۶]

---

۱۵۰ Limit States design

۱۰-۴- بارگذاری

بطور کلی می‌توان نیروهای وارد بر پوشش داخلی تونلها و سازه‌های زیرزمینی را به سه نوع عمده نیروهای ناشی از بارهای مرده[۱۵۱] (استاتیک) و بارهای زنده[۱۵۲] (دینامیک) و بارهای محیطی[۱۵۳] تقسیم بندی کرد. در قدم اول طراحی پوشش داخلی تونلها مبانی و منشأ بارها باید مشخص باشد تا در مراحل بعد بتوان مدل سازی و آنالیز و طراحی با جزئیات هر بخش را بخوبی انجام داد[۲۰۷]. بارگذاری بر روی تونلها را می‌توان براساس آئین نامه‌ها و استانداردهای مختلف اعم از: آئین نامه‌های ایـران مبحـث ششـم ۵۱۹ ،آبـا، ۱۳۹، ۴۶۳، ۳۶۰، ۲۸۰۰ و ... و همچنین آئین نامه‌های AASHTO, EURO CODE, BS, DIN, AISC,ACI و آئین نامه ژاپن و نیز توصیه‌های مهندسین مشاور و آخرین نشریات و مقالات فنی انجام داد.

در این بخش بارهایی که برای طراحی پوشش داخلی تونلها باید مورد توجه قرار گیرند همراه با نحوه ترکیب آنها باید بر اساس سه آئین نامه AASHTO , ACI و آیین نامه بتن ایران (آبا) مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۱۰-۴-۱- بارهای مرده

بارهای مرده بارهایی هستند که در طول عمر بهره برداری سازه از نظر مقدار و مکان ثابت می‌باشند. انواع بارهای مرده که برای طراحی پوشش داخلی تونلها باید مورد توجه قرار گیرند بشرح ذیل می‌باشد:

۱۰-۴-۱-۱- بار مرده تنش عمودی زمین

اعمال بار به یک بنای زیرزمینی به حالت تنش‌های موجود در زمین قبل از ساخت تونل بستگی دارد. در روش‌های محاسبه بناهای زیرزمینی، فرض بر این است که این حالت مشخص می‌باشد. ولی پیش بینی تنش‌های طبیعی همواره به مشکلات بزرگ برمی خورد. فقط اندازه گیریهای برجا هستند که امکان شناخت حالت تنش‌ها در یک توده را فراهم می-آورند. لیکن این اندازه گیریها هم مشکل می‌باشند و هم تفسیر آنها نیز بسیار حساس است و همگی آنها اندازه گیریهای موضعی را در مقیاس بنا مطرح می‌کنند[۲۰۶].

۱۰-۴-۱-۱-۱- روشهای مختلف پیش بینی بار سنگ

روشهای گوناگونی برای تخمین مقدار بار سنگ وارد بر تونلها وجود دارد که هر کدام از آنها شرایط استفاده مخصوص به خود را دارا می‌باشند. در ادامه روشهای مختلف تخمین بار سنگ مورد بررسی قرار می‌گیرد.

– در زمینهای با عمق کم بار مرده تنش عمودی زمین مطابق با رابطه (۱۰-۱) می‌باشد:

$$\sigma_v = \int_0^h \gamma_h . dh \qquad (۱۰-۱)$$

که در رابطه فوق: σ_v= تنش عمودی زمین، $\gamma(h)$= وزن مخصوص مصالح مختلف زمین، h= عمق

۱۵۱ Dead loads
۱۵۲ Live loads
۱۵۳ Environmental loads

- تئوری ترزاقی

در خصوص تئوری ترزاقی در محیطهای سنگی در فصل ۶ (بخش ۶-۲) مفصلاً بحث شد که در اینجا از تکرار مجدد آن خودداری می‌شود. بدین منظور استفاده از جدول (۶-۴) توصیه می‌گردد.

- تئوری ترزاقی اصلاح شده توسط دیر و همکاران

در خصوص این تئوری نیز در فصل ۶ (قسمت ۶-۲-۱) مفصلاً بحث شد. بدین منظور استفاده از جدول (۶-۵) توصیه می‌گردد[۲۰۷].

- تئوری ترزاقی اصلاح شده برای تونلها و مغارها توسط سینگ و همکاران

در خصوص این تئوری نیز در فصل ۶ (قسمت ۶-۲-۲) مفصلاً بحث شد. بدین منظور استفاده از جدول(۶-۷)توصیه می‌گردد.

- پیش بینی بار سنگ با استفاده از طبقه بندیهای مهندسی سنگ اعم از طبقه بندی RMR و طبقه بندی Q

مفصلاً در فصل ۶ (قسمت ۶-۴-۴) و (قسمت ۶-۵-۵) بحث شد و روابط مربوطه ارائه گردید.

- استاندارد مهندسین ارتش آمریکا

استاندارد مهندسین ارتش آمریکا[۱۵۴] (U.S.A.C.E)، توصیه‌هایی در خصوص بار سنگ وارده بر سازه نهایی تونلها ارائه کرده است:

- بار قائمی که بطور یکنواخت روی عرض تونل توزیع می‌شود مساوی بار سنگی معادل ۰/۳ برابر ارتفاع تونل است.
- برای زونهای خرد شده، بار قائم معادل ۰/۶ برابر ارتفاع تونل است.
- در سنگهای مچاله شونده، بسته به اینکه چه مقدار آزادسازی جابجایی و فشار قبل از بتن ریزی مجاز است فشاری به میزان ۱ تا ۲ برابر ارتفاع تونل اعمال شود. راه دیگر استفاده از روش الاستوپلاستیک با در نظر گرفتن این نکته است که شعاع پلاستیک عریض تر از قطر تونل نیست.
- در صورتیکه فشار جانبی معادل نصف فشار قائم است در حفاری تونل با آتشباری، مقادیر تا ۳۰٪ افزایش داده می‌شوند.
- در تونلهای غیر دایره‌ای (نعل اسبی)، بار قائم باید تا ۵۰٪ افزایش یابد[۲۰۸].

- آنالیز ساختاری

این روش مخصوص محیطهای ناپیوسته است. در جدول (۱۰-۳) رفتار توده سنگ مطابق نظر بارتون و همکاران از لحاظ پیوسته یا ناپیوسته بودن نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد تشخیص ماهیت محیط توده سنگ از نقطه نظر طراحی و استفاده از نرم افزارهای مربوطه اهمیّت فراوانی دارد. در شکل (۱۰-۲) نیز مفهوم محیطهای پیوسته و ناپیوسته بصورت شماتیک نشان داده شده است.

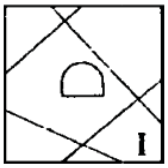
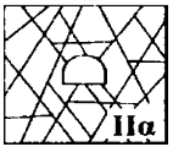
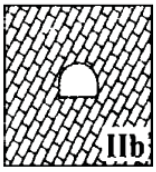
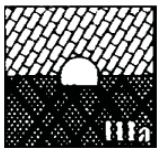
بمنظور آنالیز ساختاری در محیطهای ناپیوسته می‌توان از نرم افزارهای UDEC و Unwedge استفاده کرده و بر اساس بزرگترین گوه بوجود آمده ناشی از تقاطع دسته درزه‌ها با سطح حفاری، بار وارد بر سقف تونل را تخمین زد. یکی از محدودیتهای نرم افزار Unwedge، این است که در آنِ واحد تنها می‌تواند ۲ دسته درزه را در محاسبات لحاظ کند.

---

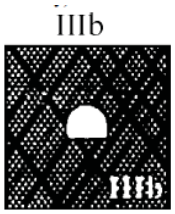
۱۵۴ U.S Army Corps of Engineers (USACE)

بنابراین در محیطهای با بیش از ۲ دسته درزه می‌تواند منجر به جوابهای غیرواقعی و محافظه کارانه گردد. برای حل این مشکل می‌توان از منوی Scale wedges استفاده کرده و با استفاده از قضاوت مهندسی، گوه‌ای که می‌تواند واقعاً در محل بوجود آید را پیش بینی نمود. ضمناً با توجه به اینکه تعادل گوه‌های سنگی با استفاده از سیستم نگهداری اولیه تامین شده است، فرض این است که وزن گوه به آرامی بر سیستم نگهداری وارد می‌شود و بار دینامیکی ناشی از سقوط گوه‌ها مد نظر قرار نگرفته است. برای مثال در تونل شکل (۱۰-۳)، ارتفاع بزرگترین گوه ۲ متر بدست آمده است که با فرض دانسیته سنگ ۲/۶ تن بر متر مکعب، حداکثر بار سنگ وارده بر سیستم نگهداری در اثر وزن گوه‌های ناپایدار، معادل ۵/۲ تن بر متر مربع خواهد شد.

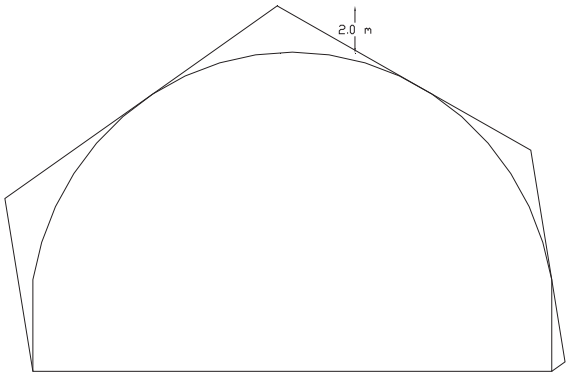
جدول ۱۰-۳- رفتار توده سنگ طبق نظر بارتون و همکاران[۲۰۹]

توصیف توده سنگ			گسیختگی	طراحی	دسته درزه‌ها	Q	فاصله داری درزه‌ها	نسبت دهانه به فاصله داری درزه‌ها
سالم-توده ای توده سنگ بسیار توده ای، مقاوم، درزه‌های زبر	I. 	پیوسته	گسیختگی سنگ بکر، لغزش درزه‌های منفرد	روش المان محدود (FEM) یا المان مرزی (BEM)		۱۰۰ تا ۱۰۰۰	بزرگتر از ۲ متر	<۵
سالم-درزه دار توده ای، درزه داری کم، دگرگون نشده، درزه‌های زبر	IIa 	ناپیوسته	لغزش تعدادی از درزه‌ها	روش المان مجزا (DEM) مثل UDEC، ۳DEC یا DDA	۱ تا ۳	۱۰ تا ۱۰۰	۰/۵ تا ۲ متر	۵ تا ۲۰
سالم-درزه دار متوسط، درزه داری بالا، هوازده، درزه‌های موجدار صاف	IIb 		لغزش بسیاری از درزه‌ها	روش المان مجزا (DEM) مثل UDEC، ۳DEC یا DDA	۲ تا ۴	۱ تا ۱۰	۱۰ تا ۵۰ سانتیمتر	۲۰ تا ۱۰۰
صدمه دیدگی متوسط- درزه داری شدید درزه داری شدید، توده سنگ ضعیف هوازده،	IIIa 	پیوسته			بیش از ۴ عدد	۰/۱ تا ۱	۵ تا ۱۰ سانتیمتر	۱۰۰ تا ۵۰۰

ادامه جدول ۱۰-۳

صدمه دیدگی شدید (تکتونیکی) بسیار ضعیف، دگرسان شده، توده سنگ مچاله شونده (اگر رس موجود باشد)، زون گسله			زونهای ضعیف و برشی، وجود رس	روش المان محدود (FEM) یا تفاضل محدود (FDM) مانند FLAC		<۰/۱	کوچکتر از ۵ سانتیمتر	بزرگتر از ۵۰۰

شکل۱۰-۲- مفهوم محیطهای پیوسته و ناپیوسته[۲۰۹]



شکل ۱۰-۳- گوه‌های تشکیل شده در پیرامون تونل با استفاده از نرم افزارUnwedge [۲۰۹]

- روشهای عددی

برای پیش بینی محدوده پلاستیک (خمیری) بوجود آمده در اطراف تونل و نهایتاً بار وارده بر سقف تونل، می‌توان از نرم افزارهایی مانند FLAC (روش عددی تفاضل محدود)، UDEC (روش عددی المان مجزا) و PLAXIS و Phase۲ (نرم افزارهای مبتنی بر روش عددی المان محدود) استفاده کرد.

در شکل (۱۰-۴)، پتانسیل تشکیل زون پلاستیک در اطراف یک تونل توسط نرم افزار FLAC نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد ارتفاع زون پلاستیک ۴ متر بوده که با فرض دانسیته سنگ ۲/۶ تن بر متر مکعب، بار سنگ بدست آمده توسط روش عددی معادل ۱۰/۴ تن بر متر مربع خواهد شد[۲۱۰].

در جدول (۱۰-۴) روشهای تعیین بار سنگ و شرایط استفاده آنها بطور خلاصه بیان شده است. نکته مهم این است که برای تعیین بار سنگ نهایی وارد بر یک تونل، الزاماً میانگین مقادیر بدست آمده از روشهای مختلف بهترین جواب

نبوده بلکه باید با یک قضاوت مهندسی حساب شده و با کنار گذاشتن جوابهای خارج از نُرم، مقدار بار سنگ نهایی وارد بر سیستم نگهداری را تعیین کرد.

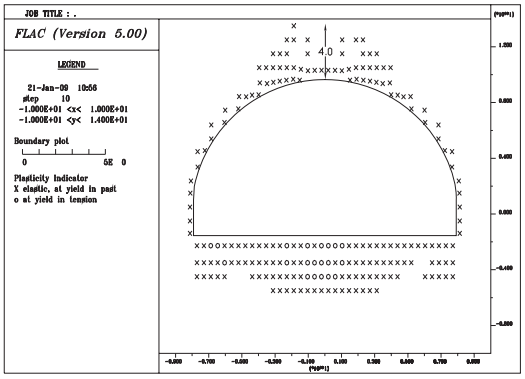
۱۰-۴-۱-۱-۲- روشهای مختلف پیش بینی بار خاک

مهمترین بار وارد بر سیستم نگهداری تونل در محیطهای خاکی، بار ناشی از خاک موجود در بالای آن است. این بار برابر است با وزن ارتفاعی از خاک که پس از احداث تونل تمایل به ریزش دارد چون در عمل به علت تشکیل پدیده طاق[۱۵۵] بخش عمده ای از وزن خاک روباره به دیواره‌های خاکی دو طرف تونل منتقل می‌شود که به نوع سیستم نگهداری و مشخصات ژئوتکنیکی خاک وابسته است. فشار خاک از همه طرف تغییر شکل‌های پلاستیک را به مقطع تونل تحمیل می‌کند. در این حالت اگر سیستم نگهداری در تونل نصب نشود، این فشار موجب همگرایی تونل می‌شود.

تئوری‌های زیادی در مطالعات و مدلسازی سیستم سازه و خاک ارائه گردیده که هرکدام مبتنی بر پایداری سازه زیرزمینی و توده خاک بر اساس اندازه گیری رفتارهای خاک بوده و دارای نقاط ضعف و قوتی می‌باشند این تئوریها عبارتند از: تئوری‌های ترزاقی[۱۵۶]، بیربومر[۱۵۷]، میلارت[۱۵۸]، ازتو[۱۵۹]، بالا[۱۶۰]، ساکت[۱۶۱] و ... که به صورت دو بعدی و یا سه بعدی با بارگذاریهای دینامیکی و یا استاتیکی روابطی را ارائه کرده‌اند. در این بخش تئوری ترزاقی به علت کاربرد زیاد مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد[۲۱۱].

- تئوری ترزاقی

این تئوری اصولاً جهت مصالح دانه‌ای خشک و غیرچسبنده ارائه شده است، ولی برای خاکهای چسبنده نیز به خوبی قابل تعمیم است. توده مصالح دانه‌ای که در اثر عملیات حفاری تخریب شده تغییر مکانهای پیوسته‌ای از خود نشان می دهد. شکل (۱۰-۵) فرآیند تشکیل طاق در تونل را نشان می‌دهد.



شکل ۱۰-۴- تشکیل زون پلاستیک در پیرامون تونل بدست آمده توسط نرم افزار FLAC



شکل ۱۰-۵- فرآیند تشکیل طاق در تونل[۲۱۲]

۱۵۵ Arc Action
۱۵۶ Terzaghi
۱۵۷ Bierbaumer
۱۵۸ Millart
۱۵۹ Eszto
۱۶۰ Balla
۱۶۱ Suquet

جدول ۱۰-۴- روشهای مختلف پیش بینی بار سنگ[۲۰۹]

روش	پارامترهای ورودی	بار سنگ (خاک)	توضیحات
تئوری ترزاقی در محیطهای سنگی (۱۹۴۶)	H_p= فاکتور بار سنگ (با استفاده از جدول ۲-۴ در فصل ۲ تعیین می‌شود) B= عرض تونل (متر) H_t= ارتفاع تونل (متر) γ = دانسیته سنگ	$P_V = \gamma . H_P$	• کاربرد: در تونلهای با عرض کمتر از ۶ متر • در تونلهای با عرض ۶ تا ۱۴ متر منجر به جوابهای محافظه کارانه می‌شود. • بهترین شرایط استفاده: حفاری انفجاری و نگهداریهای فولادی • در صورت حفاری مکانیزه، بار سنگ ۲۰ تا ۲۵ درصد کم شود. • مقدار بار سنگ متناسب با ابعاد تونل • نامناسب برای زمینهای مچاله شونده و تورمی
روش ترزاقی اصلاح شده توسط دیر و همکاران (۱۹۷۰)	H_p= فاکتور بار سنگ (با استفاده از جدول ۲-۵ در فصل ۲ تعیین می‌شود) B= عرض تونل (متر) H_t= ارتفاع تونل (متر) γ = دانسیته سنگ RQD		
روش ترزاقی اصلاح شده توسط سینگ و همکاران (۱۹۹۵)	شرایط کیفی ژئومکانیکی	فشارهای نگهداری قائم و افقی بر حسب مگاپاسکال مستقیماً از جدول ۲-۷ در فصل ۲ تعیین می‌شوند.	• فشار نگهداری مستقل از عرض تونل است مگر در زونهای برشی، زمینهای رانشی و آبدار و شیلهای رسی
اونال (۱۹۸۳)	RMR B= عرض تونل (متر) γ = دانسیته سنگ	$P_v = \left[\frac{۱۰۰ - RMR}{۱۰۰}\right] . \gamma . B$	• توسعه داده شده برای معادن زغال سنگ با فضاهای حفاری دارای سقف مسطح • نامناسب برای زمینهای مچاله شونده صرفنظر از ابعاد فضای حفاری • در زمینهای غیر مچاله شونده برای تونلهای به قطر تا ۶ متر نامطمئن و برای تونلهای بزرگتر از ۹ متر محافظه کارانه
گول و جتوا (۱۹۹۱)	RMR B= عرض تونل (متر) H= عمق تونل	$P_v(MPa) = \frac{۷.۵\ B^{۰.۱} . H^{۰.۵} - RMR}{۲۰\ RMR}$	• کاربرد هم در زمینهای مچاله شونده و هم غیر مچاله شونده • بهترین حالت استفاده از حفاریهای انفجاری و نگهداریهای فولادی • نامناسب برای شرایط پدیده انفجار سنگ
بارتون و همکاران (۱۹۷۴ و ۱۹۷۵)	Q J_r = عدد زبری درزه‌ها Q_w= فاکتور دیواره (مراجعه به ۲-۵-۱-۵)	$P_v(MPa) = \left(\frac{۰.۲}{J_r}\right) Q^{-۱/۳}$ $P_h(MPa) = \left(\frac{۰.۲}{J_r}\right) Q_w^{-۱/۳}$	• ظرفیت نگهداری مستقل از ابعاد تونل
بارتون و همکاران (۱۹۷۴)	Q J_r = عدد زبری درزه‌ها J_n = عدد دسته درزه	$P_v(MPa) = \frac{۰.۲ . J_n^{۱/۲}}{۳ . J_r} Q^{-۱/۳}$ $P_h(MPa) = \frac{۰.۲ . J_n^{۱/۲}}{۳ . J_r} . Q_w^{-۱/۳}$	• کاربرد: تعداد دسته درزه‌ها کمتر از ۳
باسین و گریمستاد (۱۹۹۶)	Q J_r = عدد زبری درزه‌ها B= عرض تونل (متر)	$P_v(KPa) = \left(\frac{۴۰B}{J_r}\right) . Q^{-۱/۳}$	• کاربرد: برای توده سنگهای ضعیف (Q<۴)
استاندارد مهندسین ارتش آمریکا	H_t= ارتفاع تونل (متر) γ = دانسیته سنگ	تونلهای دایره‌ای $P_v = ۰.۳ \times H_t \times \gamma$ تونلهای نعل اسبی $P_v = ۰.۳ \times ۱.۵ \times H_t \times \gamma$ زونهای ریزشی (خرد شده) $P_v = ۰.۶ \times H_t \times \gamma$ زمینهای مچاله شونده $P_v = (۱-۲) \times H_t \times \gamma$	• در تونلزنی به کمک آتشباری، مقادیر مذکور تا ۳۰٪ افزایش داده شوند. • $P_h = ۰.۵\ P_v$
آنالیز ساختاری	با استفاده از تخمین بزرگترین گوه ممکن ایجاد شده توسط نرم افزارهای Unwedge و UDEC		• کاربرد در محیطهای ناپیوسته
روشهای عددی	با استفاده از نرم افزارهایی همچون FLAC، PLAXIS، Phase۲ و UDEC		• کاربرد عمدتاً در محیطهای پیوسته

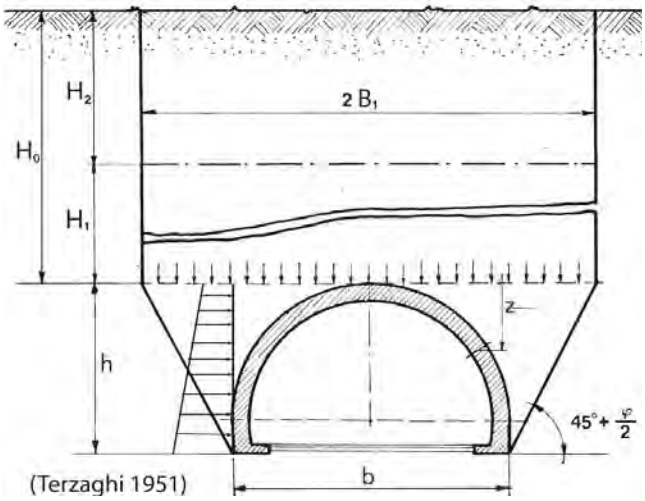
اگر b و h بترتیب عرض و ارتفاع تونل باشند در اینصورت مقدار تقریبی فشار عمودی خاک وارد بر سقف یا P_v طبق تئوری ترزاقی از روابط (۱۰-۲) و (۱۰-۳) بدست می‌آید[۲۱۳]:

$$P_v = \frac{B_1 . \gamma}{K.\tan\varphi}\left(1 - e^{-K.\tan\varphi.\left(\frac{H_0}{B_1}\right)}\right) \qquad \text{for } H_0 \le 5B_1 \qquad (۱۰-۲)$$

$$P_v = \frac{B_1 . \gamma}{K.\tan\varphi}\left(1 - e^{-K.\tan\varphi.\left(\frac{H_1}{B_1}\right)}\right) + \gamma . H_2 . e^{-k\frac{H_1}{B_1}} . \tan\varphi \qquad \text{for } H_0 > 5B_1 \qquad (۱۰-۳)$$

که در روابط فوق: $2B_1$: طول لازم جهت اعمال بار گسترده روی تونل، b: عرض تونل، h: ارتفاع تونل، φ: زاویه اصطکاک داخلی خاک، γ: وزن مخصوص خاک، H_0: ارتفاع روباره، K: نسبت تنش افقی به قائم خاک (براساس تجربیات ترزاقی در شرایط معمولی K=۱ در روابط بالا قرار گیرد).

شکل (۱۰-۶) پارامترهای استفاده شده در روابط (۱۰-۲) و (۱۰-۳) را نشان می‌دهد[۲۱۳].



شکل ۱۰-۶- مفهوم فیزیکی پارامترهای استفاده شده در روابط (۲-۱) و (۲-۲)[۲۱۳]

همچنین پروکتور و وایت برای محاسبه مقدار تقریبی بار خاک جدول (۱۰-۵) را پیشنهاد داده اند[۲۱۴].

۱۰-۴-۱-۲- بار مرده تنش جانبی زمین

اگرچه در آنالیز بارگذاری تونلها بیشتر بر روی فشار سقف و کف تونل تکیه می‌شود، ولی در بعضی شرایط فشارهای جانبی نقش مهمتری از فشار سقف دارند. برآورد آنها نیز مشکلتر از برآورد فشار سقف می‌باشد. حساسیت تنشهای افقی نسبت به تغییر شکل مقطع، مقاومت سیستم نگهداری، خواص سنگ و ابعاد فضا خیلی بیشتر از تنشهای قائم می‌باشد. مهمتر آنکه تنشهای افقی به مقدار قابل توجهی تحت تاثیر سابقه تاریخی در زمین شناسی منطقه قرار می‌گیرد[۲۰۷].

تنش افقی به صورت رابطه (۱۰-۴) محاسبه می‌شود:

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_V \qquad (۱۰-۴)$$

که در رابطه فوق σ_v: تنش قائم، σ_h تنش افقی زمین و K. نسبت تنش افقی به تنش عمودی زمین می‌باشد. هنگامی که K. در محل اندازه گیری نشده باشد، از روابط زیر می‌توان تحمین زد.

جدول ۱۰-۵- مقدار تقریبی بار خاک طبق نظر پروکتور و وایت[۲۱۴]

نوع خاک		بالای سطح ایستابی		زیر سطح ایستابی	
		$H_{p\ min}$	$H_{p\ max}$	$H_{p\ min}$	$H_{p\ max}$
ماسه متراکم	اولیه	۰,۲۷(B+H_t)	۰,۶۰(B+H_t)	۰,۵۴(B+H_t)	۱,۲۰(B+H_t)
	نهایی	۰,۳۱(B+H_t)	۰,۶۹(B+H_t)	۰,۶۲(B+H_t)	۱,۳۸(B+H_t)
ماسه شل	اولیه	۰.۴۷(B+H_t)	۰,۶۰(B+H_t)	۰,۹۴(B+H_t)	۱,۲۰(B+H_t)
	نهایی	۰,۵۴(B+H_t)	۰,۶۹(B+H_t)	۱,۰۸(B+H_t)	۱,۳۸(B+H_t)

بطوریکه B عرض تونل و H_t ارتفاع تونل می‌باشد.

- در یک محیط کشسان که تحت بارگذاری یکسان قرار گرفته و تغییر شکل افقی ندارد:

$$K_{\cdot} = \frac{\nu}{۱-\nu} \qquad (۵-۱۰)$$

که در رابطه فوق υ: ضریب پواسون محیط است.

از آنجا که ضریب پواسون برای اکثر سنگها بین ۰/۱۵ و ۰/۳۵ است، مقدار K. بین ۰/۲ و ۰/۵۵ قرار می‌گیرد. در سنگی با ضریب پواسونی برابر با ۰/۲۵، تنش‌های جانبی دست نخورده ۰/۳۳ تنش قائم خواهند بود. این روش حد پایین برای تخمین تنش را به دست می‌دهد که تحت شرایط زمین شناسی مناسب قابل کابرد است. لیکن به کارگیری آن در حالیکه سنگها در عمق زیاد قرار دارند چندان درست نیست.

- برای سنگهای سست که قادر به تحمل انحراف تنش (اختلاف تنش‌های اصلی) بزرگ نیستند، تنش‌های جانبی و قائم در طول زمان، در مقیاس زمین شناسی تمایل به یکسان شدن دارند که به آن قانون حیم می‌گویند[۲۰۸].

- تنش‌های تکتونیکی ناشی از کرنش قبلی و فعلی پوسته زمین می‌باشند. این تنش‌ها می‌توانند در اثر بلند شدن موضعی، پایین رفتن، گسله شدن، چین خوردگی و ناهمواریهای سطح زمین به وجود آیند. تنش‌های تکتونیکی می توانند فعال یا غیر فعال باشند که بستگی به این دارد که آیا آنها به ترتیب ناشی از حوادث تکتونیکی فعلی بوده یا حوادث تکتونیکی نسبتاً آزاد شده در گذشته باشند. جمع شدن تنش‌های تکتونیکی و تنش‌های میدانی ناشی از ثقل می‌تواند منجر به تغییرات عمده‌ای در جهت و مقدار برآیند تنش‌های اولیه شود. تنش‌های تکتونیکی و پس ماند را بدون اندازه گیری واقعی مشکل بتوان پیش بینی کرد. محاسبه وضعیت برجای تنش نیاز به اطلاعاتی از زمین شناسی منطقه، اندازه گیری تنش و مشاهدات اثرات حاصل از تنش‌های طبیعی برروی ساختار فعلی سنگ دارد. در چنین شرایطی گاهاً K. بزرگتر از ۱ می‌شود. بطور مثال در گرانیت سپر کانادا تنش افقی ۲ تا ۳ برابر تنش قائم است. چنین تنش‌هایی می‌توانند منشا تورقهای شدید در دالانها و تونلها باشند[۲۰۸].

- در ارتباط با بار مرده ناشی از تنش افقی زمین در محیطهای خاکی باید به معیارهای تشخیص نوع فشار خاک اعم از فشار فعال[۱۶۲]، مقاوم[۱۶۳] و یا سکون[۱۶۴] توجه کرد.

---

۱۶۲ Active
۱۶۳ Passive
۱۶۴ At rest

میزان تغییر شکل‌ها، نوع فشار خاک را تعیین می‌کند. بخشی از این تغییر شکل می‌تواند در خاک و یا سازه پدید آید. مقادیر تغییر مکان جانبی حداکثر لازم برای رسیدن به حالت فشار محرک و یا مقاوم در جدول (۱۰-۶) داده شده است.

به دلیل میزان حرکت کمی که می‌تواند فشار وارد به سازه‌ها را از حالت سکون به حالت رانش محرک تبدیل نماید، اغلب محققین معتقد هستند که فشار وارده که در ابتدا ممکن است تا حد فشار سکون باشد، می‌تواند تعدیل یافته و به فشار محرک تبدیل شود. البته اگر سازه مورد نظر دارای صلبیت زیاد بوده یا بصورت قابی پیوسته با صلبیت نسبتاً بالا باشد (که معمولاً تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی اینچنین هستند). نیروی وارده از خاک به سازه در محدوده فشار سکون باقی خواهد ماند و چون این نیرو بیشتر از نیروی حالت محرک می‌باشد بهتر است ملاک طراحی قرار گیرد.

نهایتاً پارامترهای نوع خاک، مشخصات مکانیکی، استاتیکی و دینامیکی خاک، نوع وسیله و روش تراکم، درجه حرارت محیط در هنگام خاکریزی و بارگذاری‌های سنگین در مدت زمان بهره برداری نیز در تشخیص نوع فشار خاک مؤثر می‌باشند.

به مرور زمان و در اثر اعمال فشارهای ناشی از لایه‌های فوقانی و تحکیم‌های آتی، احتمال رسیدن فشار جانبی به حد فشار جانبی درجا وجود دارد. در نتیجه برای اینکه سازه در خطر نباشد استفاده از فشار جانبی درجا حاشیه ایمنی مناسبی را ایجاد می‌کند.

شکل (۱۰-۷) تغییرات فشار جانبی خاک در مقابل تغییر مکان سازه در حالات مختلف را نشان می‌دهد.

جدول (۱۰-۶) تغییر مکان جانبی لازم جهت فعال شدن فشار خاک در حالت محرک و یا مقاوم را نشان می‌دهد.

- پارامتر K_0 در زمین خاکی تحکیم یافته معمولی بین ۴/. تا ۵/. برای ماسه‌ها بین ۵/. تا ۷/. برای سیلتها و رسهای سیلتی است، همچنین برای خاکهای بیش تحکیم ممکن است بین ۲/۵ تا ۳ نیز برسد.

پارامتر K_0 بصورت رابطه ذیل محاسبه می‌گردد:

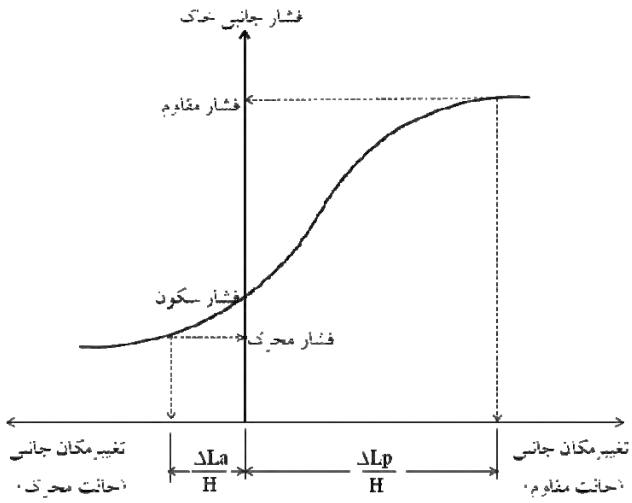
$$K_0 = 1 - \sin\varphi \qquad (۱۰-۶)$$

φ: زاویه اصطکاک داخلی خاک

برای حالتهای فشار فعال و مقاوم در خاکها، نسبت تنش افقی به تنش عمودی بصورت رابطه (۱۰-۷) بیان می‌شود:

$$K_a = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad \text{حالت محرک}$$

$$K_p = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \qquad \text{حالت مقاوم} \qquad (۱۰-۷)$$



شکل ۱۰-۷- تغییرات فشار جانبی خاک در مقابل تغییر مکان سازه در حالات مختلف[۲۱۵]

جدول ۱۰-۶- تغییر مکان جانبی لازم جهت فعال شدن فشار خاک در حالت محرک و یا مقاوم[۲۱۵]

نوع خاک	Δ La/H	Δ LP/H
ماسه شل	۰٫۰۰۲ ~۰٫۰۰۱	۰٫۰۱
ماسه متراکم	۰٫۰۰۱ ~ ۰٫۰۰۵	۰٫۰۰۵
رس نرم	۰٫۰۲	۰٫۰۴
رس سفت	۰٫۰۱	۰٫۰۲

پارامترهای موجود در جدول (۱۰-۴) و شکل (۱۰-۷) عبارتند از: H: ارتفاع سازه Δ La: تغییر مکان بالای سازه در حالت محرک Δ Lp: تغییر مکان بالای سازه در حالت مقاوم

۱۰-۴-۱-۳-بار مرده مشتمل بر وزن سازه و بخش‌های غیر سازه ای

بخش‌های غیرسازه‌ای شامل تابلوها، چراغ‌ها، وسایل روشنایی، طراحی‌های معماری، تجهیزات آب بندی و غیره می-باشد. وزن مخصوص برای مواد معمول در جدول(۱۰-۷) آورده شده است. با توجه به این جدول بار واقعی ناشی از قسمتهایی که ترکیبی از چندین ماده است، باید محاسبه شود[۲۰۶].

۱۰-۴-۱-۴- بار مرده شامل بار وزنی پوشش‌های سطحی، تاسیسات و مستحدثات

تاسیسات می‌تواند شامل خطوط نیرو، لوله‌های زهکشی، خطوط ارتباطی، لوله‌های انتقال آب و غیره باشد. پوشش سطحی نیز شامل آسفالت و بتن می‌باشد. بار مرده ناشی از پوشش سطحی و تاسیسات باید بر مبنای اندازه و مشخصات آنها محاسبه شود.

مستحدثات سازه‌هایی هستند که در بالای تونل یا مجاور آن ساخته می‌شوند. از نقطه نظر سازه ای اساساً تأثیر مستحدثات را باید بصورت افزایش فشار قائم و جانبی ناشی از بار فونداسیون ساختمان‌ها در نظر گرفت. میزان بار وارده بستگی به وزن و ارتفاع ساختمانها دارد. این بارگذاری توسط بازدید و بررسی محلی و مطالعه نقشه‌های موجود آن‌ها با توجه به تعداد طبقات و کاربری و نهایتاً پیش بینی ساخت و ساز در سالهای آتی تعیین می‌گردد. این بار به عنوان بار مرده و یا درصدی از آن به صورت بار زنده ممکن است در نظر گرفته شود[۲۰۶].

جدول ۱۰-۷- وزن مخصوص تعدادی از مواد[۲۰۶]

ماده	چگالی(kg/m^3)
آلیاژ آلومینیم	۲۸۰۰
آهن	۷۲۰۰

ماسه، سیلت یا رس فشرده		۱۹۲۵
بتن	دانسیته پائین	۱۷۷۵
	ماسه دار دانسیته پائین	۱۹۲۵
	دانسیته نرمال با $f'_c < ۳۵$ Mpa	۲۳۲۰
	دانسیته نرمال با $۳۵ < f'_c < ۱۰۵$ Mpa	$۲.۲۹\acute{f}c + ۲۲۴۰$
ماسه، سیلت یا گراول شل		۱۶۰۰
رس نرم		۱۶۰۰
گراول یا مصالح کوبیده شده و یا سنگ فرش		۲۲۵۰
فولاد		۷۸۵۰
بناهای سنگی		۲۷۲۵
چوب	سخت	۹۶۰
	نرم	۸۰۰
آب	تمیز	۱۰۰۰
	شور	۱۰۲۵
ریل‌ها، لاستیک‌ها و متعلقات به ازای هر کامیون		(kg/mm) ۰/۳۰

۱۰-۴-۱-۵- بار مرده زیر سازی

بار ناشی از زیرسازی ریل قطارها و همچنین زیر سازی جاده‌ها توجه به ارتفاع مواد مورد استفاده و وزن مخصوص آنها تعیین می‌شود.

۱۰-۴-۲- بار زنده

بارهای زنده بارهایی هستند که در طول زمان بهره‌برداری سازه از نظر اندازه و مکان ثابت نمی باشند. و ماکزیمم تاثیرشان در طول بهره برداری ناشناخته می‌باشد.

۱۰-۴-۲-۱- بارگذاری سطحی-ترافیک

این بار زمانی بر روی سیستم نگهداری وارد می‌شود که تونل زیر یک بزرگراه، مسیر راه آهن، باند پرواز و یا سایر مسیرهایی که ماشین از روی آن عبور می‌کند ساخته شود. این بار، یک بار گسترده یکنواخت است که در اثر گسترش بار چرخ‌ها بر روی زمین بالای تونل، بر روی سیستم نگهداری وارد می‌شود.

رویه متداول در بارگذاری تونل‌ها اثر محور وسائط نقلیه بر روی بستر می‌باشد[۲۰۶].

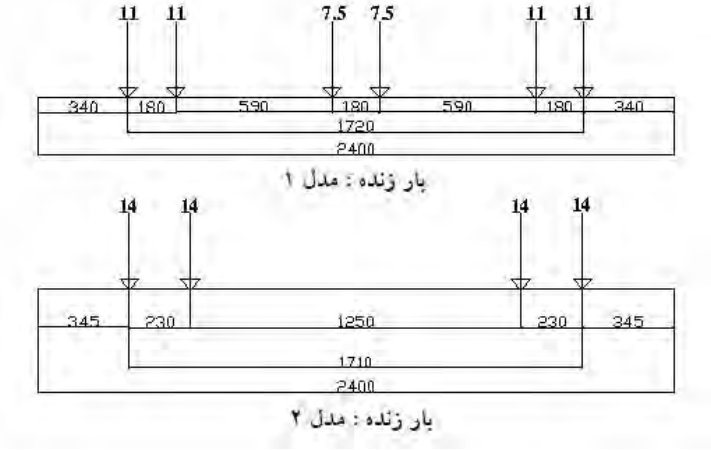
۱۰-۴-۲-۲- بارهای ناشی از وزن و ترافیک داخل تونل

بارهای وارده ناشی از وزن و ترافیک داخل تونلها کاملاً تابع نوع ناوگان حمل و نقل می‌باشد.

شکل (۱۰-۸) بارگذاری ناشی از وزن و ترافیک داخل تونلها برای یک نمونه ناوگان ریلی را نشان می‌دهد.

۱۰-۴-۲-۳- بار ناشی از تصادف ماشین‌ها و خروج از ریل قطارها

این بار بر روی بخش کوچکی از سازه تونل که ممکن است در اثر برخورد آسیب ببیند، وارد می‌شود. معمولاً نگهداری تونل با استفاده از حصارهای محافظ در مقابل این بار محافظت می‌شود و فقط تحت شرایط معمول باید مورد توجه قرار گیرد. معمولاً ترجیح داده می‌شود که طراحی سازه تونل و متعلقات آن طوری باشد که تحت تخریب ناشی از این بار قرار نگیرد[۲۰۶].



شکل ۱۰-۸ - بار زنده ناشی از تردد قطار در تونل[۲۰۵]

۱۰-۴-۲-۴- بار زنده ناشی از عبور افراد

معمولاً در تونل‌های بزرگراه اجازه عبور افراد به داخل تونل داده نمی شود. با این وجود مناطقی وجود دارد که باید افراد مربوط به نگهداری و بازرسی از آنها عبور کنند. جاهایی از قبیل دریچه‌های تهویه، سقف کاذب در بالای تونل جزو نواحی هستند که این بارها بر روی نگهداری منتقل می‌شوند[۲۰۵].

۱۰-۴-۳- بار محیطی

این بارها شامل بار زمین لرزه، تغییر دما و فشار آب می‌باشد که به موقعیت سازه از نظر آب و هوایی و تکتونیکی بستگی دارد. بارهای محیطی نیز مانند بارهای زنده از نظر مکان و زمان ثابت نمی باشند.

۱۰-۴-۳-۱- بار ناشی از زمین لرزه

بار ناشی از زمین لرزه مفصلاً در فصل (۵) این گزارش مورد بحث و بررسی قرار گرفت.

۱۰-۴-۳-۲- بار ناشی از فشار آب

این بار باعث ایجاد فشار هیدرواستاتیکی در سطح خارجی سیستم نگهداری می‌گردد. فشار هیدرواستاتیک به صورت عمود بر سطح تونل وارد می‌شود. برای محاسبه این بار، باید از وزن مخصوص آب استفاده کرد. همچنین مقدار این فشار با استفاده از وزن مخصوص آب نمک نیز محاسبه می‌شود که مقدار ماکزیمم و مینیمم این فشار باید در طراحی مورد استفاده قرار گیرد. از نظر طراحی، نباید کاهش فشار آب حفره‌ای ناشی از نشت آب بداخل تونل را در نظر گرفت، مگر اینکه تجهیزات خاصی برای زهکشی آب مورد استفاده قرار گرفته باشد. برای محاسبه فشار آب باید دو سطح آب نرمال

که سطح آب مشاهده شده را در نظر می‌گیرند و حداکثر سطح آب ناشی از عبور سیل مربوط به ۲۰۰ سال گذشته مورد توجه قرار گیرد. نیروی شناوری باید به دقت محاسبه شود تا این اطمینان حاصل شود که بار مرده موثر بیشتر از نیروی شناوری باشد. محاسبه نیروی شناوری باید بر مبنای حداقل دانسیته مواد و حداکثر دانسیته آب انجام گیرد[۲۰۶].

۱۰-۴-۳-۳- بار ناشی از تغییر دما

این بار باعث انبساط مفاصل می‌شود. در صورتیکه مفاصل امکان حرکت داشته باشند در اینصورت هیچگونه بار اضافی در سازه بوجود نمی آید. زمانیکه سازه در جهت اصلی انتقال حرارت خیلی مقاوم باشد، تاثیر نیروی اصطکاکی ناشی از انتقال حرارت می‌تواند در طراحی نادیده گرفته شود. سازه‌های زیرزمینی چون در معرض تابش خورشید نیستند، تغییرات درجه حرارت زیادی ندارند و معمولاً بارهای قابل توجهی از این بابت بر آنها وارد نمی گردد[۲۰۶].

۱۰-۵- ترکیب بارها

همانطور که در بخش روشهای طراحی سازه‌های بتنی ذکر گردید، پس از شناسایی بارهای وارده بر تونلها جهت طراحی بهینه، باید بارها در یک فاکتور افزایشی ضرب شده و با هم جمع شوند. همچنین مقاومت‌ها نیز در یک فاکتور کاهنده باید ضرب شوند.

جداول (۱۰-۸)، (۱۰-۹) و (۱۰-۱۰) ترکیبات بارگذاری‌های پیشنهادی برای تونل‌ها در مرحله طراحی برای سیستم نگهداری اولیه و ثانویه را مطابق با سه آئین نامه AASHTO، ACI و آیین نامه بتن ایران (آبا) نشان می‌دهد.

جدول۱۰-۸- ترکیب بارگذاری بر اساس آئین نامه ACI [۲۰۵]

سیستم نگهداری اولیه		۱,۴×(DL) + ۱,۷× (LL)
سیستم نگهداری ثانویه (پوشش داخلی تونل)	گروه ۱	۱,۴DL
	گروه ۲	۱,۴DL+۱,۷LL
	گروه ۳	۱,۰۵DL+۱,۲۷۵LL+۱,۴۰۲۵EQL
	گروه ۴	۱,۰۵DL+۱,۲۷۵LL-۱,۴۰۲۵EQL
	گروه ۵	۱,۰۵DL+۱,۴۰۲۵EQL
	گروه ۶	۱,۰۵DL-۱,۴۰۲۵EQL
	گروه ۷	۰,۹DL+۱,۴۳EQL
	گروه ۸	۰,۹DL-۱,۴۳EQL
	گروه ۹	۱,۴DL+۱,۷LL+۱,۷HL
	گروه ۱۰	۰,۹DL+۱,۷HL
	گروه ۱۱	۱,۴DL+۱,۷LL+۱,۴F
	گروه ۱۲	۰,۹DL+۱,۴F
بارها بصورت علائم زیر مشخص شده اند: DL: بار مرده، LL: بار زنده، EQL: بار زلزله، HL: بار جانبی خاک، F : بار ناشی از فشار آب		

جدول ۱۰-۹- ترکیب بارگذاری بر اساس آیین نامه بتن ایران (آبا)[۲۱۶]

سیستم نگهداری اولیه	(بار جانبی آب +بار جانبی خاک) ×۱,۳ + (بار قائم خاک+بار قائم آب)×۱,۳

سیستم نگهداری ثانویه (پوشش داخلی تونل)	گروه ۱	+(بار قائم خاک + بار قائم آب +سربار قائم ترافیک خیابان)×۱,۵+(بار مرده)×۱,۲۵ (بارجانبی خاک + بار جانبی آب + بار جانبی سربارترافیک خیابان)×۱,۵
	گروه ۲	+(بار قائم خاک + بار قائم آب +سربار قائم ساختمان‌ها)×۱,۵+(بار مرده)×۱,۲۵ (بارجانبی خاک + بار جانبی آب + بار جانبی سربار ساختمان‌ها)×۱,۵
	گروه ۳	+(بار قائم خاک + بار قائم آب +سربار قائم ترافیک خیابان)×۱,۵+(بار مرده)×۱,۲۵ + (بارجانبی خاک + بار جانبی آب +بار جانبی سربارترافیک خیابان)×۱,۵ (بار گریز از مرکز و تاثیر نوسانات جانبی)×۱,۵+(بارهای بهره برداری یا اثر ضربه)×۱,۵
	گروه ۴	+(بار قائم خاک + بار قائم آب + سربار قائم ساختمان‌ها)×۱,۵+(بار مرده)×۱,۲۵ (بارجانبی خاک + بار جانبی آب + بار جانبی سربار ساختمان‌ها)×۱,۵ (بار گریز از مرکز و تاثیر نوسانات جانبی)×۱.۵+(بارهای بهره برداری یا اثر ضربه)×۱,۵
	گروه ۵	+(بار قائم خاک + بار قائم آب +سربار قائم ترافیک خیابان)×۱,۲+(بار مرده)×۱ + (بارجانبی خاک + بار جانبی آب + بار جانبی سربارترافیک خیابان)×۱,۲ (نیروی زلزله)×۱,۲
	گروه ۶	+(بار قائم خاک + بار قائم آب +سربار قائم ساختمان‌ها)×۱,۲+(بار مرده)×۱ +(بارجانبی خاک + بار جانبی آب + بار جانبی سربار ساختمان‌ها)×۱,۲ (نیروی زلزله)×۱,۲
	گروه ۷	+(بار قائم خاک + بار قائم آب +سربار قائم ترافیک خیابان)×۱,۲+(بار مرده)×۱ + (بارجانبی خاک + بار جانبی آب + بار جانبی سربارترافیک خیابان)×۱,۲ (نصف بار گریز از مرکز)×۱,۲+(نصف بارهای بهره برداری با اثر ضربه)×۱,۲ (بار زمین لرزه)×۱,۲
	گروه ۸	+(بار قائم خاک + بار قائم آب + سربار قائم ساختمان‌ها)×۱,۲+(بار مرده)×۱ + (بارجانبی خاک + بار جانبی آب + بار جانبی سربار ساختمان‌ها)×۱,۲ (نصف بار گریز از مرکز)×۱,۲+(نصف بارهای بهره برداری با اثر ضربه)×۱,۲ (بار زمین لرزه)×۱,۲
	گروه ۹	+(بار قائم خاک + بار قائم آب +سربار قائم ترافیک خیابان)×۱+(بار مرده)×۱ + (بارجانبی خاک + بار جانبی آب + بار جانبی سربارترافیک خیابان)×۱ (نیروهای خروج از خط)×۱
	گروه ۱۰	+(بار قائم خاک + بار قائم آب + سربار قائم ساختمان‌ها)×۱+(بار مرده)×۱ + (بارجانبی خاک + بار جانبی آب + بار جانبی سربار ساختمان‌ها)×۱ (نیروهای خروج از خط)×۱

از نظر این مجری با توجه به اینکه پوشش داخلی تونلها از نوع سازه‌های بتنی می‌باشد، لذا در طراحی آنها می‌توان از ترکیبات بارگذاری مندرج در آئین نامه ACI، آئین نامه بتن ایران (آبا) و آئین نامه AASHTO بعنوان مبنای طراحی استفاده نمود و در نهایت از قضاوت مهندسی جهت انتخاب بار بهینه از آئین نامه‌های فوق و اعمال بارهایی که در این آئین نامه‌ها اشاره نشده‌اند (اعم از فشار جکهای TBM، تردد قطار با مسافر و بار و...) استفاده می‌شود.

جدول (۱۰-۱۱) ضرایب کاهش مقاومت را بر اساس دو آئین نامه AASHTO، ACI نشان می‌دهد.

جدول ۱۰-۱۰- ترکیب بارگذاری بر اساس آیین نامهAASHTO [۲۰۶]

TG	TU CR SH	WA	LL IM LS CT PL	ES	EH* EV#	DW	DC	ترکیب بارهای حالت حدی

۰	./۵	۱/۲	۱	۱/۷۵	./۷۵	۱/۵	./۹	۱/۳۵	./۶۵	۱/۵	./۹	۱/۲۵	حالت حدی مقاومت (۱)
۰	./۵	۱/۲	۱	۱/۳۵	./۷۵	۱/۵	./۹	۱/۳۵	./۶۵	۱/۵	./۹	۱/۲۵	حالت حدی مقاومت (۲)
۰	./۵	۱/۲	۱	۰	./۷۵	۱/۵	./۹	۱/۳۵	./۶۵	۱/۵	./۹	۱/۲۵	حالت حدی مقاومت (۳)
./۵	۱	۱/۲	۱	۱	۱		۱		۱		۱		حالت حدی سرویس (۱)
۱	۱	۱/۲	۱	۰	۱		۱		۱		۱		حالت حدی سرویس (۴)
N/A	N/A	N/A	۱	$\gamma_i EQ^+$	./۷۵	۱/۵	./۹	۱/۳۵	./۶۵	۱/۵	./۹	۱/۲۵	حالت حد نهایی (۱)

DC: بار مرده ناشی از وزن سازه و بخشهای غیر سازه ای، DW: بار ناشی از وزن پوششهای سطحی و تاسیسات،EV: فشار عمودی زمین EH: فشار افقی زمین، ES: وزن سربار، LL: بار زنده وسایل نقلیه، IM: بار دینامیکی حرکت ماشینها، LS: بار زنده روباره، CT: بار ناشی از تصادفات، PL: بار ناشی از عبور افراد، WA: بار ناشی از فشار آب، TU: بار ناشی از تغییر دما، CR: خزش، SH: انقباض، TG: افت دما، EQ: بار زلزله، $i\gamma$: فاکتور بارگذاری

*این فاکتور بار برای حالت فشار برجا زمین می‌باشد. و فشار زمین برجا باید برای همه مراحل طراحی تونل‌های کند- پوش استفاده شود.

#این فاکتور بار برای قاب‌های صلب می‌باشد. باید برای همه مراحل طراحی تونل‌های کند-پوش استفاده شود.

+این فاکتور بار بر اساس خصوصیات یک پروژه خاص تعیین می‌شود.

جدول ۱۰-۱۱- ضرایب کاهش مقاومت بر اساس دو آئین نامه ACI , AASHTO [۲۰۶]

آئین نامه بتن ایران (آبا)		آئین نامه ACI		آئین نامه AASHTO	
نوع مقاومت	ضریب کاهش مقاومت	نوع مقاومت	ضریب کاهش مقاومت	نوع مقاومت	ضریب کاهش مقاومت
مقاومت فشاری بتن	۰/۶	خمش	۰/۹	خمش	./۹
		کشش محوری و کشش محوری توام با خمش	۰/۹	برش	./۹
		برش و پیچش	۰/۸۵	باربری بتن	./۷
تنش جاری فولاد	۰/۸۵	فشار محوری و فشار محوری توام با خمش: اعضاء با آرماتور مارپیچ سایر اعضاء فشاری	۰/۷۵ ۰/۷۰	فشار محوری	./۷۵
		تنش تکیه گاهی روی بتن	۰/۷	برای فشار محوری در مورد فولاد مسلح و اعضای کامپوزیتی	./۹
		خمش در بتن غیر مسلح	۰/۶۵	-	-

مثال عددی

بارگذاری بر روی تونلی با شرایط جدول (۱۰-۱۲) بصورت مراحل مندرج در جدول (۱۰-۱۳) محاسبه می‌گردد. شکل (۱۰-۹) نحوه بارگذاری بر روی تونل را بر اساس نتایج حاصله از جدول (۱۰-۱۳) نشان می‌دهد.

جدول ۱۰-۱۲- پارامترهای مورد نیاز جهت تحلیل بارگذاری بر روی تونل

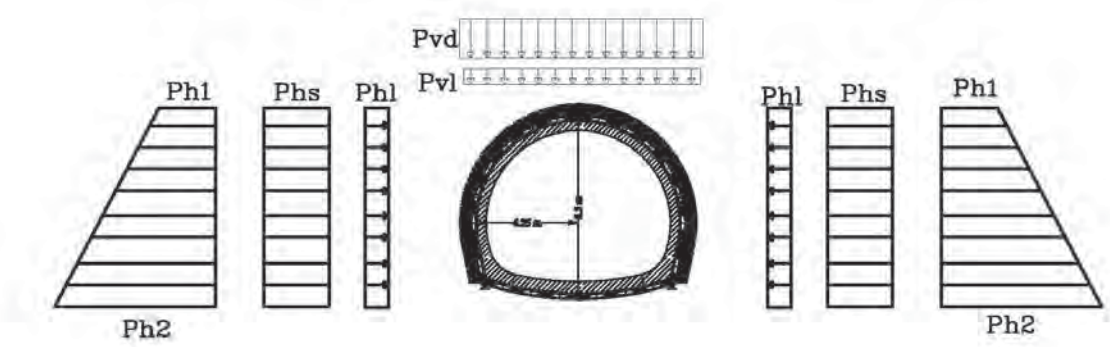
نوع پارامتر	علامت اختصاری	مقادیر	واحد

وزن مخصوص خاک	γ	۲	تن بر مترمکعب
زاویه اصطکاک داخلی خاک	φ	۳۰	درجه
چسبندگی خاک	C	۰	کیلونیوتن بر مترمربع
نسبت تنش افقی به قائم	K_0	۰,۵	-
عرض تونل	b	۸,۵	متر
ارتفاع تونل	m	۷,۹	متر
عمق تونل	H	۱۰	متر
بار زنده سطحی - ترافیکی	Pvl	۲,۴	تن بر متر مربع
بار ناشی از سازه‌های اطراف تونل	Phs	۵	تن بر متر مربع
وزن واحد طول پوشش داخلی تونل	W	۱	تن بر متر

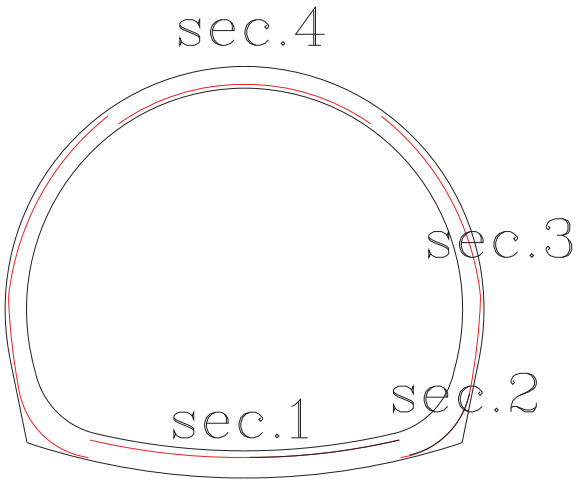
جدول (۱۰-۱۴) مقادیر نیروی محوری، برش و ممان را در ۴ نقطه از تونل که در شکل (۱۰-۱۰) مشخص شده را پس از اعمال ترکیبات بارگذاری بر اساس آئین نامه ACI نشان می‌دهند. بر اساس این جدول می‌توان ماگزیمم مقدار نیروی محوری، برش و ممان و همچنین محل آنها را مشخص نمود.

جدول ۱۰-۱۳- محاسبات بارگذاری بر روی تونل

ردیف	روابط و فورمولها	توضیحات	
۱	$B= ۱۷,۶۲ m$	طبق رابطه (۱۰-۲)	با توجه به اینکه محیط خاکی می‌باشد از تئوری ترزاقی در مورد خاکها استفاده می‌شود.
۲	$Pv= = ۱۴,۶۷ Ton/m^2$	طبق رابطه (۱۰-۳)	
۳	$Pvd = PV + W = ۱۴,۶۷ + ۱ = ۱۵,۶۷ Ton/ m^2$	کل بار عمودی بر روی تونل	
۴	$hp_1=PV / \gamma= ۱۴,۶۷ / ۲=۷,۳ m$	تبدیل بار عمودی به ارتفاع خاک معادل در سقف تونل	
۵	$hp_2=(PV / \gamma) + m = ۱۴,۶۷ / ۲ + ۷,۹ =۱۵,۲ m$	تبدیل بار عمودی به ارتفاع خاک معادل در کف تونل	
۶	$K_0= ۰,۵$	طبق رابطه (۱۰-۶)	
۷	$Ph_1= k_0 \times \gamma \times hp_1 = .۵\times۲\times۷,۳=۷,۳ \quad ton/ m^2$	بار مرده تنش جانبی زمین در تاج تونل	
۸	$Ph_2= k_0 \times \gamma \times hp_2 = .۵\times۲\times۱۵,۲=۱۵,۲ \quad ton/ m^2$	بار جانبی تنش جانبی زمین در کف تونل	
۹	$Phl = k_0 \times (۲,۴)=۱,۲ton/m$	بار جانبی ناشی از بار زنده سطحی - ترافیکی	
۱۰	$Phs = k_0 \times (۵) = ۲,۵ton/m$	بار جانبی ناشی ازمستحدثات	



شکل ۱۰-۹- نحوه بارگذاری بر روی تونل



شکل ۱۰-۱۰- مقاطع تونل که مقادیر نیروی محوری، برش و ممان مورد بررسی قرار گرفت

۱۰-۶- فرآیند طراحی پوشش داخلی تونلها

بدست آوردن مینیمم ضخامت پوشش داخلی تونلها برای فرآیند طراحی بطوری که ابعاد بهینه پوشش داخلی بدست آید، یک امر مهم می‌باشد. وقتی که مشخصات تونل با استفاده از نتایج یک تحقیق وسیع بدست آمد، طرح کلی زمین شناسی محیط اطراف در داخل مدل وارد می‌شود. برای تعیین نیروها و ممان‌های داخلی در اثر بارگذاری خارجی از یک مدل محاسباتی استفاده می‌گردد. مرحله بعد طراحی کلی پوشش داخلی بوسیله کنترل محاسبات می‌باشد. یک ضخامت اولیه پوشش داخلی برای شروع محاسبات و تعیین اندازه نیروهای متقاطع نیاز است که اغلب به عنوان یک عدد سرانگشتی مقدار $\frac{1}{20}$ قطر داخلی تونل را به عنوان مقدار اولیه انتخاب می‌کنند. بعد از محاسبه نیروها، ممان‌ها و تغییر شکل در سطح مقطع همچنین در جهت محوری، مقدار و نوع تسلیحات بتن می‌تواند تعیین شود. برای مینیمم کردن مقدار تسلیح بکار رفته، محاسبات کنترل می‌شود. اگر میزان تسلیح انتخاب شده با استفاده از ضخامت اولیه پوشش داخلی، قواعد طراحی را ارضا کند، محاسبات اضافی برای بهینه کردن هندسه سگمنت بطور ناچیزی انجام می‌شود[۲۱۷].

جدول ۱۰-۱۴- مقادیر نیروی محوری، برش و ممان در ۴ نقطه از تونل

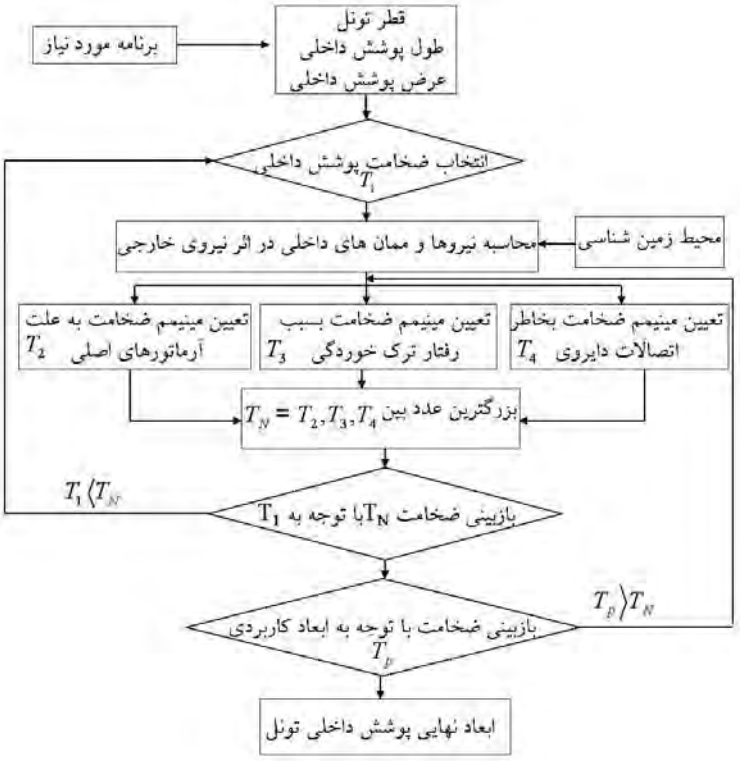
ردیف	مقطع تونل / ترکیبات بارگذاری	ممان (تن متر)				برش (تن)				نیروی محوری (تن)			
		۱	۲	۳	۴	۱	۲	۳	۴	۱	۲	۳	۴
۱	DL	۰/۴۴	۴/۰	۶۷/۰	-۶۵/۰	۰/۰	۵۰/۰	۳۵/۰	۰/۰	۱۰/۰	۱۰/۰	۵۶/۰	۱۱/۰
۲	LL	۶/۰	۱/۰	۱۱/۰	-۱۰/۰	۰/۰	۸/۰	۵/۰	۰/۰	۲/۰	۲/۰	۷/۰	۲/۰
۳	HL	۰/-۱۴	-۲۰/۰	۵۲/۰ -	۶۰/۰	۴/۰	۱۰/۰ -	-۳۰/۰	۰/۰	۵۳/۰	۵۰/۰	۳۸/۰	۶۰/۰
۴	EQL	۰/۰	۱۷/۰	۱۴/۰	۰/۰	۸/۰	۱۷/۰	۵/۰	۷/۰	۸/۰	۸/۰	۷/۰	۷/۰
۵	C۱=۱,۴DL	۶/۶۱	۵/۶	۸/۹۳	-۹۱/۰	۰/۰	۷۰/۰	۴۹/۰	۰/۰	۱۴/۰	۱۴/۰	۷۸/۴	۱۵/۴
۶	C۲=۱,۴DL+۱,۷LL	۸/۷۱	۷/۳	۵/۱۱۲	-۱۰۸	۰/۰	۶/۸۳	۵۷/۵	۰/۰	۱۷/۴	۱۷/۴	۹/۳	۱۸/۸
۷	C۳=۱,۰۵DL+۱,۲۷۵LL+۱,۴۰۲ ۵EQL	۹/۵۳	۲۹/۳	۱۰۴/۰	-۸۱/۰	۱۱/۲	۵/۸۶	۵۰/۱	۹/۸	۲۴/۳	۲۴/۳	۷۷/۵	۲۳/۹
۸	C۴=۱,۰۵DL+۱,۲۷۵LL-۱,۴۰۲۵EQL	۹/۵۳	-۱۸/۴	۶۴/۷	-۸۱/۰	-۱۱/۲	۹/۳۸	۳۶/۱	۹/۸ -	۱/۸	۱/۸	۵۷/۹	۳/۴
۹	C۵=۱,۰۵DL+۱,۴۰۲۵EQL	۲/۴۶	۲۸/۰	۹۰/۰	-۶۸/۳	۱۱/۲	۳/۷۶	۴۳/۸	۹/۸	۲۱/۷	۲۱/۷	۶۸/۶	۲۱/۴
۱۰	C۶=۱,۰۵DL-۱,۴۰۲۵EQL	۲/۴۶	-۱۹/۶	۵۰/۷	-۶۸/۳	-۱۱/۲	۷/۲۸	۲۹/۷	۹/۸ -	-۰/۷	-۰/۷	۴۹/۰	۱/۷
۱۱	C۷=.۹DL+۱,۴۳EQL	۶/۳۹	۲۷/۹	۸۰/۳	-۵۸/۵	۱۱/۴	۳/۶۹	۳۸/۷	۱۰/۰	۲۰/۴	۲۰/۴	۶۰/۴	۱۹/۹
۱۲	C۸=.۹DL-۱,۴۳EQL	۶/۳۹	-۲۰/۷	۴۰/۳	-۵۸/۵	-۱۱/۴	۷/۲۰	۲۴/۴	-۱۰	-۲/۴	-۲/۴	۴۰/۴	-۰/۱
۱۳	C۹=۱,۴DL+۱,۷LL+۱,۷HL	۰/۴۸	-۲۶/۷	۲۴/۱	-۶/۰	۶/۸	۶/۶۶	۶/۵	۰/۰	۵/۱۰۷	۴/۱۰۲	۱۵۴/۹	۸/۱۲۰
۱۴	C۱۰=۰,۹DL+۱,۷HL	۸/۱۵	-۳۰/۴	۲۸/۱ -	۴۳/۵	۶/۸	۰/۲۸	-۱۹/۵	۰/۰	۹۹/۱	۹۴/۰	۱۱۵/۰	۱۱۱/۹

* مقادیر ماکزیمم با کادرهای رنگی مشخص گردیده‌اند

بعد از بازبینی جزئیات تسلیحات، برش و تکه تکه شدن تسلیحات در اثر نیرویی که به اتصالات دایروی وارد می‌شود، کنترل می‌شود. سرانجام یک بازبینی اجرایی انجام می‌گیرد تا ضخامت پوشش داخلی بر روی سایر قسمتها مناسب باشد. وقتی که ضخامت انتخابی اولیه این شرایط را ارضاء نمود طراحی نهایی انجام می‌شود.

شکل (۱۰-۱۱) فلوچارت طراحی بهینه پوشش داخلی تونل را نشان می‌دهد.

با توجه به اینکه یک تغییر در ضخامت می‌تواند هزینه‌های اجرایی را کاهش دهد لذا کاهش ضخامت پوشش داخلی و افزایش قابلیت اطمینان می‌تواند با بدست آوردن اجزاء واقعی با دقت زیاد یا با تغییر فلسفه طراحی انجام شود.



شکل ۱۰-۱۱- فلوچارت طراحی پوشش داخلی تونل [۲۱۷]

روش ساده برای بهینه سازی ضخامت پوشش داخلی تونل، تعیین ضخامت پوشش داخلی و تسلیحات بتن مورد نیاز برای هر یک از وضعیت‌ها به صورت جداگانه و انتخاب بزرگترین آنها می‌باشد. بطوریکه هر یک از وضعیت‌های بارگذاری را ارضا کند.

۱۰-۷- محاسبه نیروها و ممان‌ها بر روی پوشش داخلی تونلها

قبل از اینکه هندسه سگمنت و آرماتورهای مورد نیاز آن تعیین شود، ابتدا باید نیروهای داخلی، ممانها و تغییر شکل‌های حاصل از بارگذاری‌های خارجی محاسبه گردند. در هر حال، تلاش‌های زیادی برای پیشرفت مدل طراحی سازه‌ای انجام شده است تا رفتار سازه‌ای خاک و سنگ توصیف شود. با وجود این واقعیت که توصیف یک ماده ناهمگن فقط با تعداد محدودی پارامتر کار خیلی مشکلی می‌باشد[۲۰۳].

۱۰-۸- رسم منحنی اندکنش نیرو-ممان

وقتی که نیروها و ممان‌ها در اطراف سیستم نگهداری تعیین شدند، ضروری است که این مقادیر با مقادیر مجاز مقایسه شوند. معمولاً این مقایسه در محل‌هایی که مقادیر نیرو و ممان ماکزیمم می‌باشد و یا یک تغییر ناگهانی در مقطع سیستم نگهداری وجود دارد، انجام می‌شود. این نوع بررسی را معمولاً می‌توان با استفاده از منحنی اندرکنش نیرو- ممان انجام داد.

این منحنی را می‌توان برای هر مقطعی از سیستم نگهداری بسته به ابعاد و خصوصیات مقطع ترسیم کرد[۲۰۵].

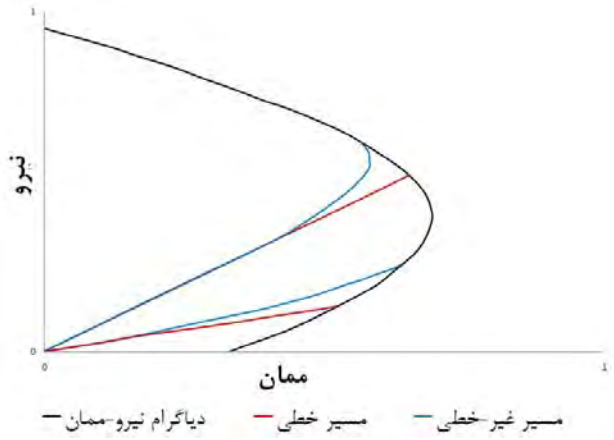
شکل (۱۰-۱۲) یک منحنی تیپیک اندکنش نیرو- ممان برای سیستم نگهداری را نشان می‌دهد.

برای تعیین کفایت مقطع مورد نظر در برابر نیروها و ممان‌ها، مقادیر نیرو و ممان بدست آمده برای مقطع مورد نظر ترسیم می‌شود. اگر مقدار نیرو- ممان بدست آمده از تحلیل در داخل منحنی قرار گیرد، مقطع مورد نظر از لحاظ مقاومتی مناسب می‌باشد در غیر این صورت مقطع قادر به تحمل نیروها و ممان‌ها نخواهد بود.

۱۰-۹- آنالیز سازه‌ای پوشش داخلی تونلها با استفاده از روشهای عددی

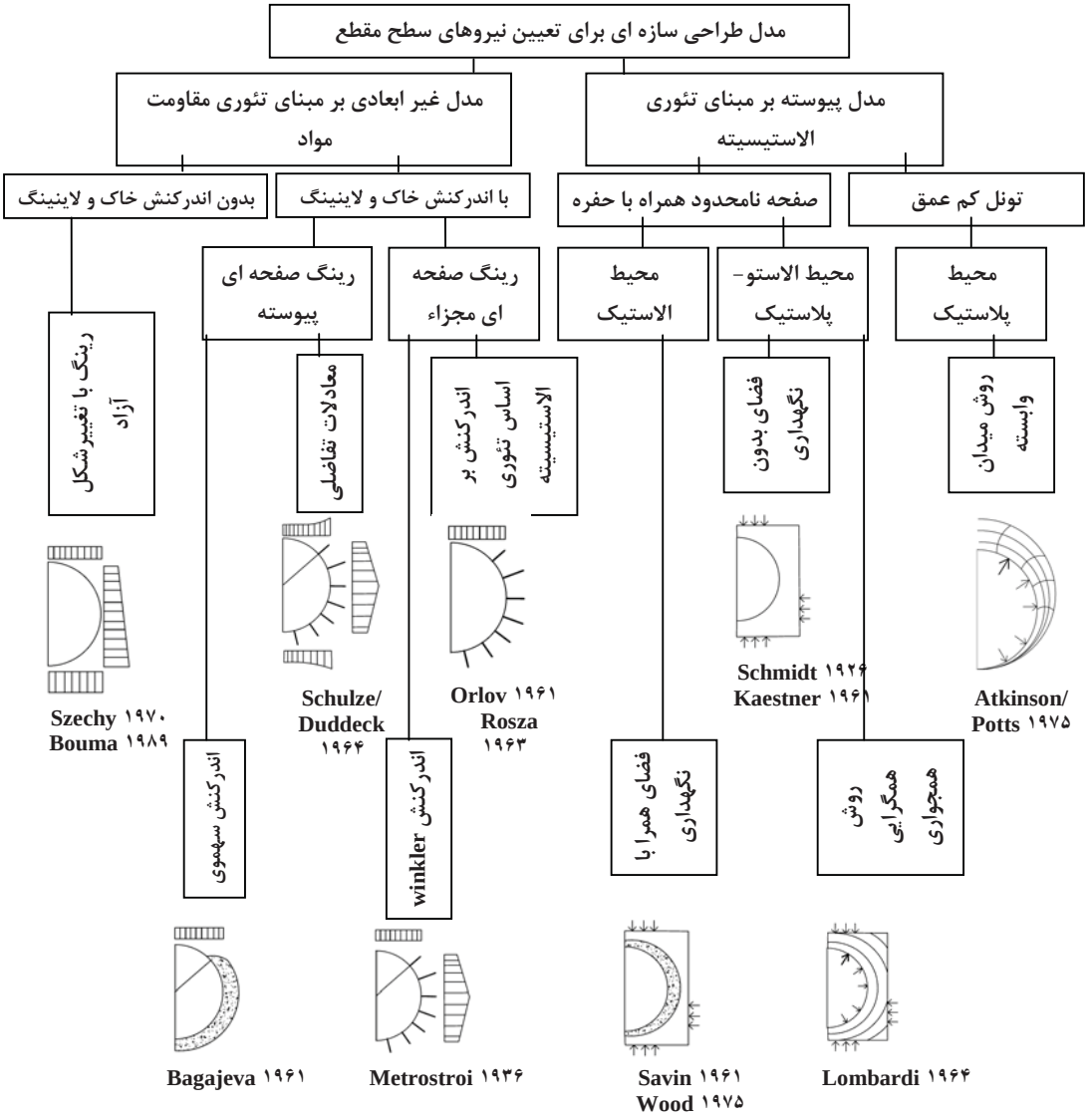
مدل طراحی سازه ای، که برهم کنش بین سازه و زمین را با استفاده از قوانین ریاضی بیان می‌کند، به دو نوع تقسیم می‌شود. اول مدلی بر مبنای تئوری مقاومتی مواد است که بر مبنای تعادل نیروهای داخلی و خارجی می‌باشد. مشخصه خاص در این گروه، شبیه سازی خاک و سنگ بوسیله فنر می‌باشد. دوم مدلی بر مبنای تئوری الاستیسیته است که تنش و کرنش‌های داخلی را تعیین می‌کند. در این مدل برهم کنش سازه- خاک و سنگ با استفاده از یک وسیله الاستیک توصیف می‌شود که بر مبنای سازگاری تنش- تغییرشکل می‌باشد. این دو مدل امکان کاربرد در مدل طراحی سازه‌ای را تحت سه معیار زیر دارا می‌باشند [۲۱۸] ,[۲۱۹]:

- امکان مدل کردن فاکتورهای مهم از قبیل رفتار خاک و سنگ، هندسه تونل، نیروها، ممان‌ها و تنش‌ها وجود داشته باشد.
- توانایی مدل کردن وضعیت نیروها و برهم کنش سازه- زمین را، به خوبی داشته باشد.
- به آسانی قابل استفاده برای مهندسان سازه باشد.



شکل ۱۰-۱۲- یک منحنی تیپیک اندکنش نیرو- ممان برای سیستم نگهداری[۲۰۷]

شکل (۱۰-۱۳) انواع مدل طراحی سازه‌ای را برای تعیین نیروهای وارد بر سطح مقطع پوشش داخلی تونلها را نشان می‌دهد.



شکل ۱۰-۱۳- مدل‌های طراحی سازه‌ای برای بدست آوردن نیروهای سطح مقطع[۲۱۹]

۱۰-۹-۱- مدل رینگ لایه‌ای[۱۶۵]

مدل رینگ لایه‌ای بوسیله فنرهایی که رفتار خاک و سنگ را توصیف میکنند، بیان می‌شود. پوشش داخلی در مدل رینگ لایه‌ای، بوسیله یک رینگ سخت الاستوپلاستیک مقاوم در مقابل خمش و کرنش[۱۶۶] نمایش داده شده و بوسیله فنرهای لایه‌ای باز شده نگهداری می‌شود که این فنرها میتوانند در جهت شعاعی و مماسی تعریف شود[۲۰۳].

---

۱۶۵ Bedded Ring Model
۱۶۶ Elasto-plastic supported bending and strain stiff ring

۱۰-۹-۱-۱- مدل تیروفنر[۱۶۷]

در مدل تیروفنر مدل‌های کامپیوتری با جایگزین کردن مفصل (لولا) یا گره در نقاطی، درطول مرکز جرم نگهداری ساخته می‌شوند. این گره‌ها با استفاده از تیرهای مستقیم به یکدیگر وصل می‌شوند که تقریباً شکل پوشش داخلی تونل با استفاده از تعدادی کمان ساخته می‌شود. زمانی که این چنین مدلی ساخته شد، طول وترها باید تقریباً با ضخامت پوشش داخلی برابر باشد. عضوهای وتری در صورتی که دارای طول زیادی باشند باعث ایجاد لنگر غیرواقعی می شوند و در صورتی که طول آنها خیلی کوچک باشد باعث پیچیدگی محاسباتی می‌شوند زیرا یک زاویه خیلی کوچک شامل این وتر می‌شود. خصوصیاتی از قبیل مساحت سطح مقطع و ممان اینرسی را باید وارد مدل کرد تا بتوان نتایج دقیقی را از رفتار پوشش داخلی بدست آورد. با توجه به اینکه نیروهای فشاری به اندازه کافی بزرگ می‌باشند بطوریکه در کل ضخامت پوشش داخلی گسترش پیدا می‌کنند لذا می‌توان مساحت و ممان اینرسی را با استفاده از ابعاد بخش غیر ترک خورده پوشش داخلی بدست آورد. در تونل‌های سنگی، اضافه حفاری باعث می‌شود که ضخامت پوشش داخلی بیشتر از ضخامت طراحی باشد. با این وجود ضخامت طراحی برای آنالیز استفاده می‌شود. این نوع مدل برای آنالیز هر نوع شکل هندسی مفید می‌باشد.

مقدار عددی ثابت فنرها را می‌توان با ضرب ضریب عکس العمل[۱۶۸] زمین اطراف در طولی از پوشش داخلی در جهت شعاعی و طولی که فنر مربوط به آن قسمت می‌باشد، بدست آورد. در طول مسیر، تونل با شرایط زمین شناسی مختلفی ممکن است روبرو شود. لذا مطالعات پارامتری تغییرات شرایط زمین و ثابت‌های فنر باید انجام شود تا بحرانی‌ترین مقطع انتخاب شده و پوشش داحلی تونل برای آن طراحی شود[۲۰۷].

بعد از ساخت مدل، بارها بر روی مدل اعمال شده و جابجایی در هر مفصل چک می‌شود. در صورتی که مفصل از داخل تونل به سمت خارج آن حرکت کند، فنر به صورت فعال باقی می‌ماند. وقتی که جابجایی مفصل به سمت داخل تونل باشد فنر حذف شده یا غیر فعال می‌شود. این فرآیند تا جایی ادامه پیدا می‌کند که شرایط جابجایی در فنرها به یک حالت ثابت برسد. بعد از همگرایی مدل با استفاده از ممان‌ها، نیروها و برش‌های بدست آمده پوشش داخلی طراحی می‌شود.

اگر مدل مشخص کند که ظرفیت باربری پوشش داخلی کافی نمی باشد، تنها افزایش ضخامت نگهداری یا صلب کردن آن باعث حل مشکل نمی شود. در واقع صلبیت پوشش داخلی باعث می‌شود تا ممان بیشتری را جذب کرده و این امر موجب شکست آن می‌شود. پوشش داخلی باید دارای انعطاف پذیری زیادی باشد. بارهای اصلی که بر روی نگهداری وارد شوند، بارهای محوری و نیروهای فشاری می‌باشند. اگر ظرفیت باربری نگهداری نزدیک به نیروهای وارد بر آن باشد، دراین صورت کاهش ضخامت پوشش داخلی نمی تواند انجام شود.

مدلسازی نگهداری انعطاف پذیر باعث کاهش ممان شده که این امر ممکن است مناسب بودن نگهداری را نشان دهد و این همان چیزی است که در واقعیت اتفاق می‌افتد. یک روش برای مدل کردن این پدیده، نصب مفاصل کامل یا جزئی در نگهداری در نقاطی که بصورت تئوری دارای ممان بالایی هستند، می‌باشد.

مفاصل می‌توانند بصورتی مدل شوند که بیشتر ممان را تحمل کنند یا می‌توانند بصورت مفصل کامل بدون هیچ نوعی تحمل ممانی مدل شوند. در واقعیت، نگهداری بین این دو حالت عمل می‌کند. تحلیل هر دو شرایط باعث می‌شود رفتار

---

۱۶۷ Beam-Spring Model
۱۶۸ Modulus of subgrade reaction

نگهداری در دو حالت بحرانی بدست آید و لذا یک اطمینان کامل را ایجاد می‌کند که پوشش داخلی می‌تواند نیرو را تحمل کند[۲۰۷].

آنالیز پوشش داخلی سگمنتی تونل با استفاده از مدل تیر و فنر و بوسیله نرم افزار ABAQUS

در این آنالیز دو رینگ با استفاده از تیر و فنر با در نظر گرفتن اندرکنش خطی بین زمین و پوشش داخلی تونل مدل شده‌اند. در این نوع مدلسازی زمین با استفاده از فنرهای خطی فشاری که در کشش بی تاثیر است مدل شده است. معمولاً در صورتی که قطر تونل کم باشد تاثیر وزن خود سیستم نگهداری در نظر گرفته نمی شود. در مدلسازی‌های سازه‌ای فشار زمین را معمولاً بصورت شعاعی بر روی پوشش داخلی وارد می‌کنند(شکل ۱۰-۱۴). تنش نرمال(شعاعی) اولیه که بر روی پوشش داخلی وارد می‌شود از رابطه زیر بدست می‌آید[۲۲۰]:

$$\sigma_{n.} = \sigma_{v.}\cos^{2}\theta + \sigma_{h.}\sin^{2}\theta \qquad (۸-۱۰)$$

بطوریکه $\sigma_{n.}$ تنش نرمال $\sigma_{v.}$ تنش روباره، $\sigma_{h.}$ تنش جانبی زمین و θ زاویه اندازه گیری شده از کف تونل می باشد[۲۲۰].

در این مدل سگمنت‌ها با استفاده از تیرهای خمیده، اتصالات سگمنتی بوسیله فنرهای چرخشی و اتصالات رینگی با استفاده از فنرهای برشی مدل شده‌اند. فنرهای چرخشی و برشی به صورت فنرهای خطی مدل شده‌اند. فنرهای زمین در جهت شعاعی مدل شده است که دارای رفتار خطی هستند(شکل ۱۰-۱۵).

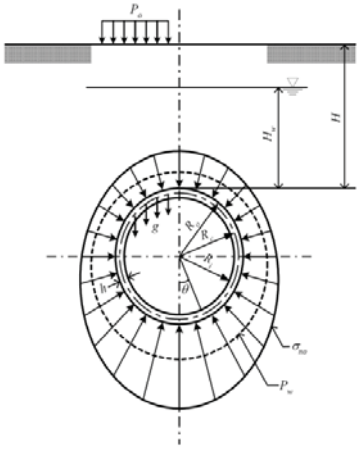
سختی فنرهای بکار رفته برای مدلسازی با استفاده از فرمول زیر محاسبه شده است :

$$K = \frac{A_e E_r}{R(1+\upsilon_r)} \qquad (۹-۱۰)$$

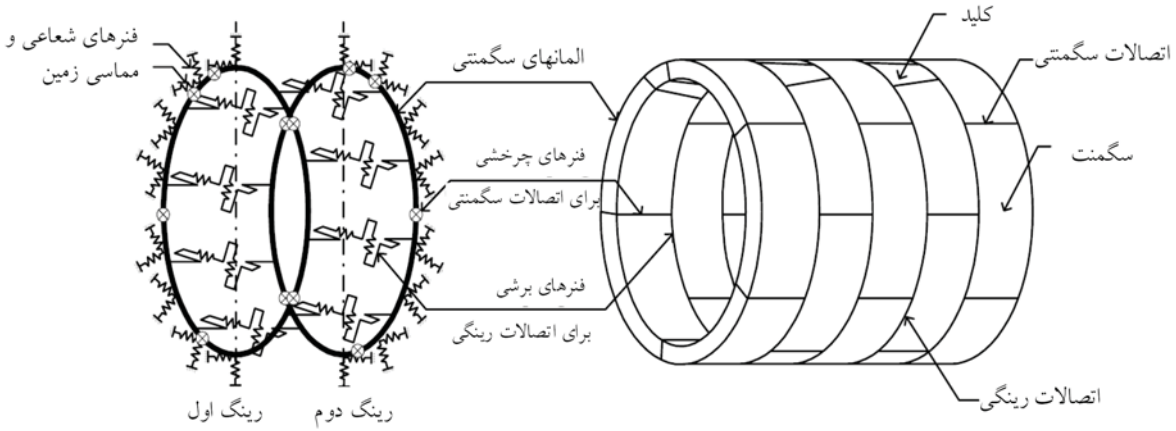
بطوریکه E_r مدول یانگ، R شعاع تونل، υ_r ضریب پواسون خاک و A_e ناحیه تاثیر هر فنر می‌باشد که بصورت زیر بدست می‌آید:

$$A_e = R\theta \times b \qquad (۱۰-۱۰)$$

که b پهنای سگمنت در جهت محور تونل می‌باشد. نحوه قرارگیری اتصالات سگمنتی و خصوصیات بکار رفته برای مدلسازی در شکل (۱۰-۱۶) و جدول (۱۰-۱۵) نشان داده شده است.

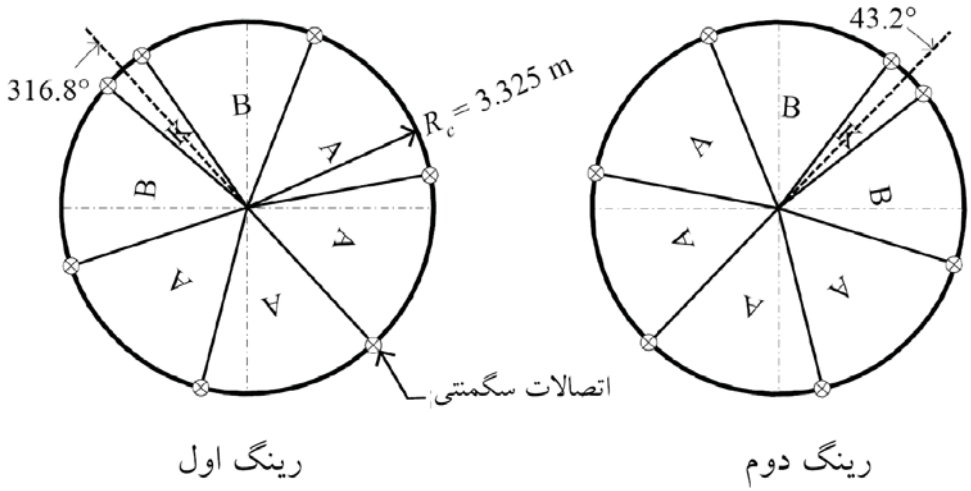


شکل ۱۰-۱۴- بار وارد بر روی سیستم نگهداری[۲۲۰]



شکل ۱۰-۱۵- مدل تیر و فنر برای دو رینگ پوشش داخلی سگمنتی[۲۲۰]

شکل (۱۰-۱۷) مدل عددی ساخته شده با استفاده از نرم افزار ABAQUS را نشان می‌دهد.
اشکال (۱۰-۱۸) تا (۱۰-۲۶) بترتیب تنشهای اصلی، ممان و جابجایی را برای یک رینگ نشان می‌دهند.

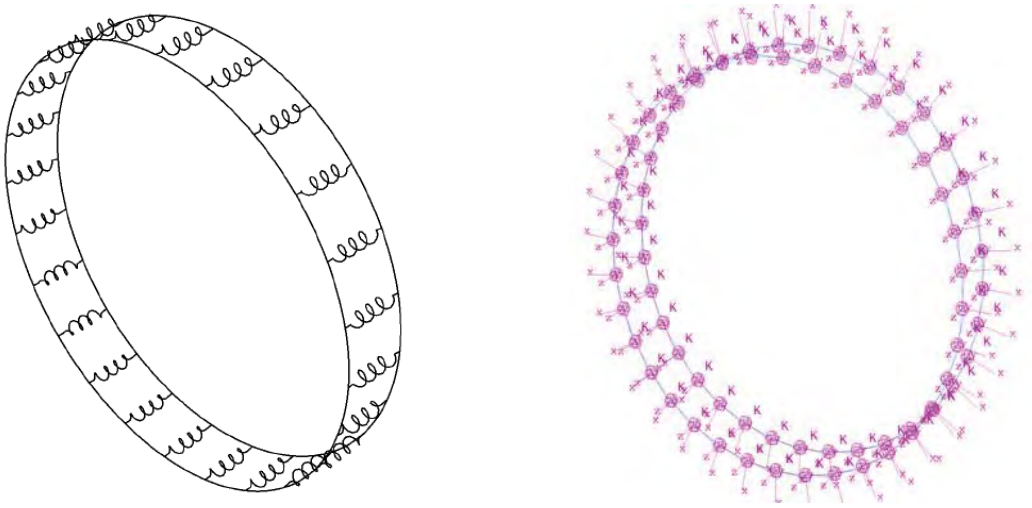


شکل ۱۰-۱۶- مشخصات لاینینگ سگمنتی و محل قرار گیری اتصالات رینگی[۲۲۰]

جدول ۱۰-۱۵- خصوصیات پوشش داخلی سگمنتی و زمین

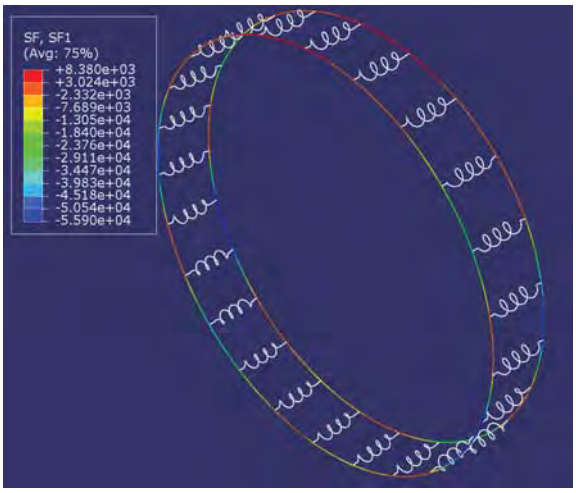
خصوصیات	مقدار	واحد
شعاع داخلی	۳/۲۰	متر
شعاع خارجی	۳/۴۵	متر

ضخامت	۰/۲۵	متر
پهنا	۱/۰۰	متر
تعداد سگمنت‌ها	۶+۱	عدد
تعداد اتصالات رینگی	۲۴	عدد
تعداد اتصالات سگمنتی	۷	عدد
مدول الاستیسیته بتن	۳۶	Gpa
نسبت پواسون بتن	۰/۱۷	-
وزن مخصوص بتن	۲۶	KN/m^3
مقدار سختی فنرهای شعاعی زمین	۵۱۰۰۰	KN.m/rad
سختی فنرهای شعاعی بین رینگی	۲۳۵۰۰۰	kN/m
سختی فنرهای مماسی بین رینگی	۱۶۰۸۰۰	kN/m

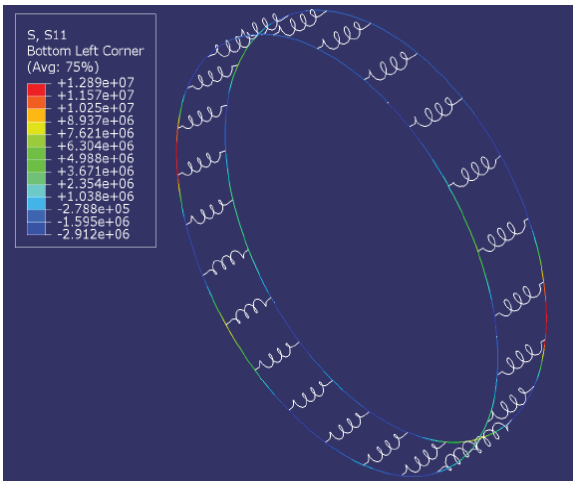


الف- مدل تیر و فنر همراه با فنرهای شعاعی زمین ب- مدل تیرو فنر همراه با فنرهای بین رینگی

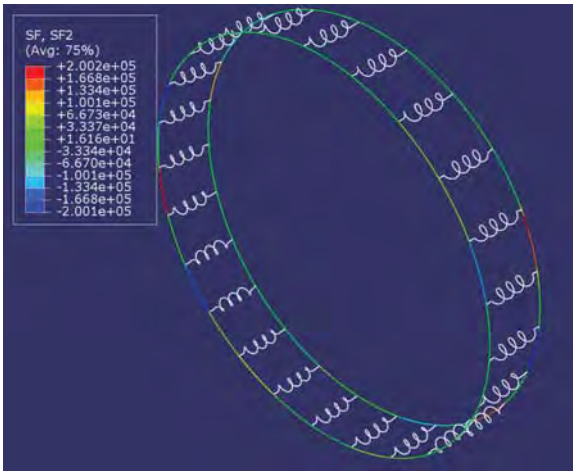
شکل ۱۰-۱۷- مدلسازی یک رینگ با استفاده از نرم افزار ABAQUS



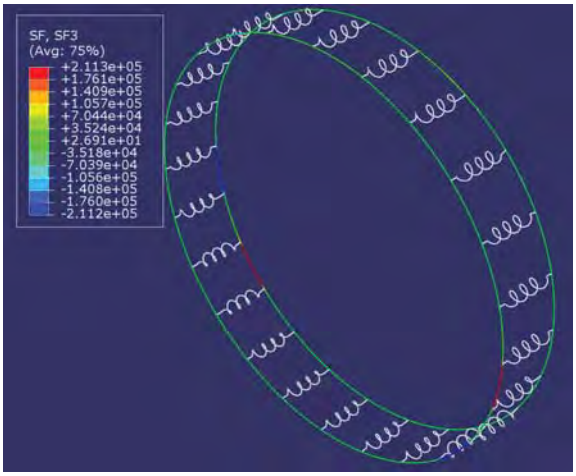
شکل ۱۰-۱۸- نیروی محوری (نیوتن)



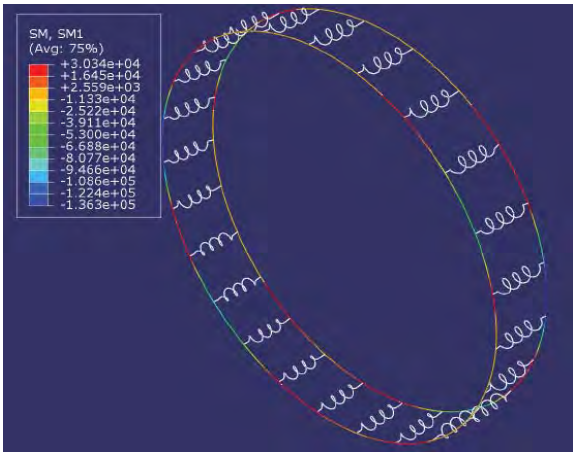
شکل ۱۰-۱۹- تنش محوری (پاسکال)



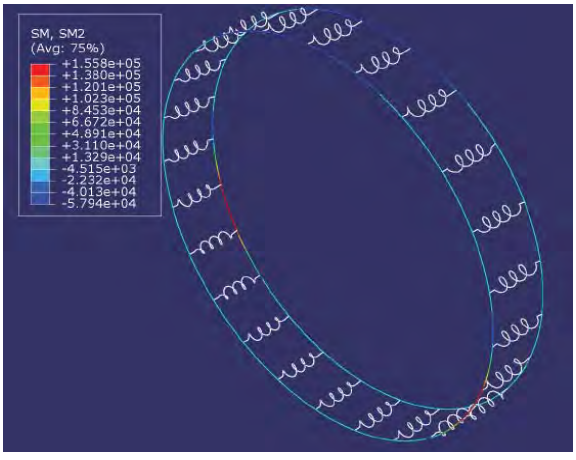
شکل ۱۰- ۲۰- نیروی برشی در جهت مماسی(نیوتن)



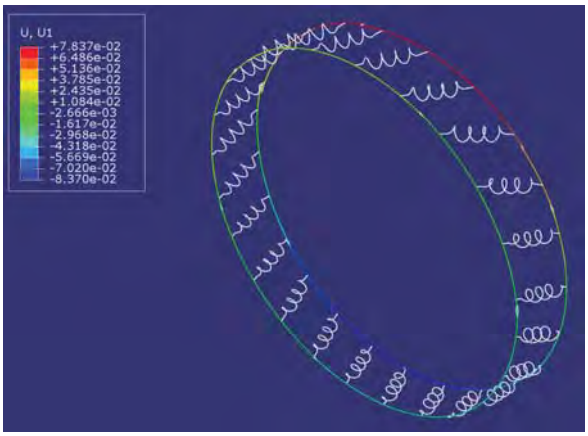
شکل ۱۰- ۲۱- نیروی برشی در جهت شعاعی(نیوتن)



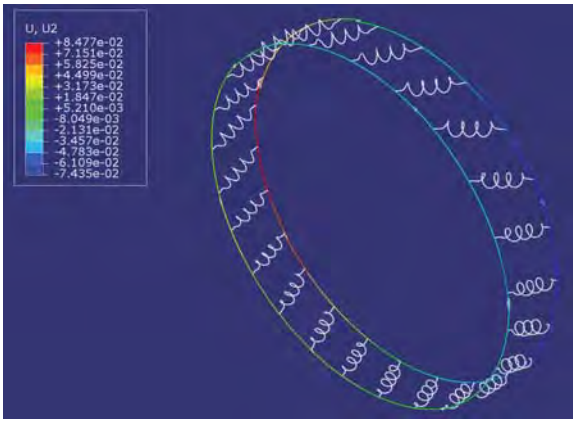
شکل ۱۰-۲۲- ممان خمشی در جهت شعاعی (نیوتن متر)



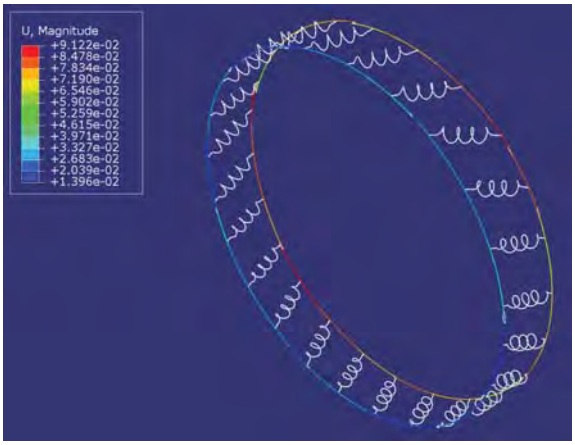
شکل ۱۰-۲۳- ممان خمشی در جهت مماسی(نیوتن متر)



شکل ۱۰-۲۴- جابجایی در جهت محور X (متر)



شکل ۱۰-۲۵- جابجایی در جهت محور Y(متر)



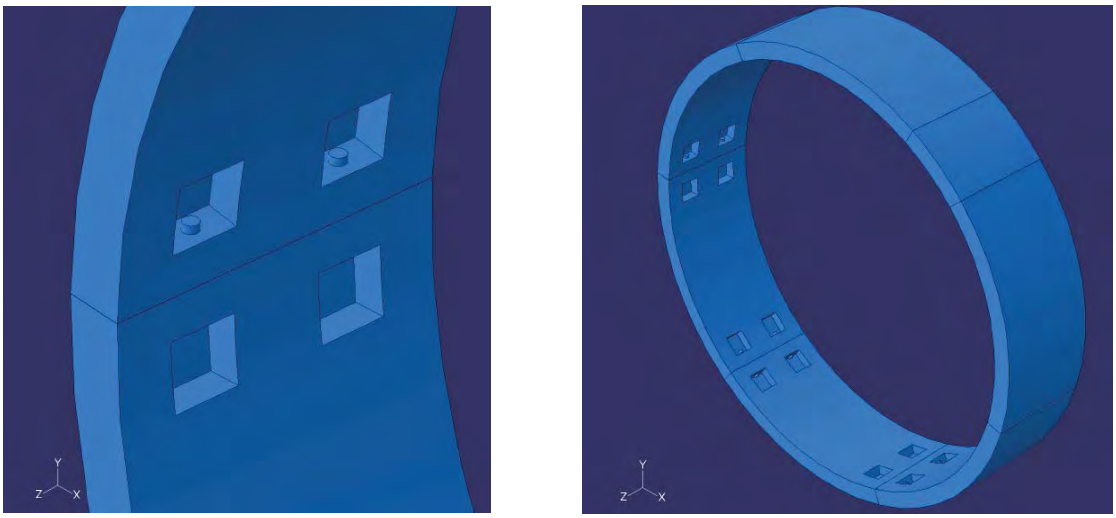
شکل ۱۰-۲۶- برآیند جابجائیها در رینگ(متر)

۱۰-۹-۱-۲- مدل سه بعدی

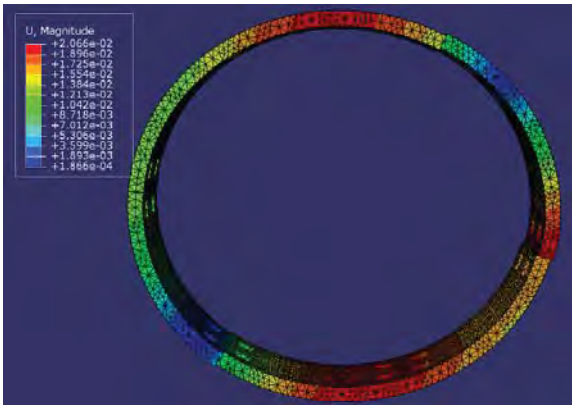
زمانیکه نیاز است تا یک سیستم نگهداری با طول و ابعاد زیاد آنالیز شود، مدلهای پیچیده تری مورد نیاز است. برای مدل کردن چنین شرایطی مدل سه بعدی اجزاء محدود استفاده می‌شود. مدل سه بعدی همانند روشی است که مدل دو بعدی ساخته می‌شود، بطوریکه از اجزء محدود برای اتصال گره‌ها و ایجاد مدل سه بعدی استفاده شده و پارامترهایی که برای ساخت مدل دو بعدی استفاده می‌شود، در مورد این مدل نیز صادق می‌باشند. مدل سه بعدی حداقل باید به اندازه قطر تونل در دو طرف مقطعی که مورد بررسی قرار می‌گیرد، گسترش پیدا کند. در این حالت، این بحث بوجود می‌آید که این چنین مدلی نمی تواند خصوصیات غیر خطی زمین اطراف را مخصوصاً در زمینهای نرم به حساب بیاورد. همچنین تغییرات جابجایی زمین نسبت به زمان هم در این مدل محاسبه نمی شود. بدست آوردن دقیق دیاگرام جابجایی و ثابت‌های فنر برای این مدل، می‌تواند رفتار زمین اطراف را بطور صحیح در بر گیرد. این امر باعث می‌شود که نتایج بدست آمده از این روش قابل مقایسه با روشهای آنالیز دیگر باشد. باید خاطر نشان کرد که ممان محاسبه شده برای پوشش داخلی تونل در این روش بیشتر می‌باشد.

آنالیز پوشش داخلی سگمنتی تونل با استفاده از مدل سه بعدی بوسیله نرم افزارABAQUS

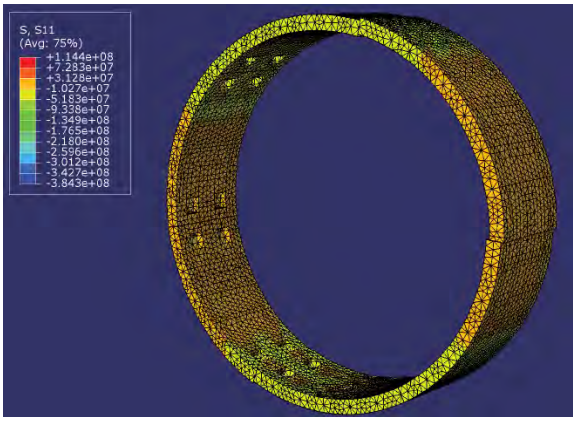
اشکال (۱۰-۲۷) تا (۱۰-۳۷) مدلسازی، تنشهای اصلی، ممان و جابجایی را برای یک نمونه پوشش داخلی سگمنتی با مشخصات جدول (۱۰-۱۵) نشان میدهد.



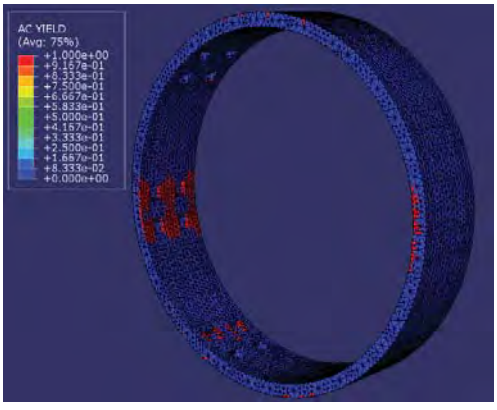
شکل ۱۰-۲۷- هندسه مدل



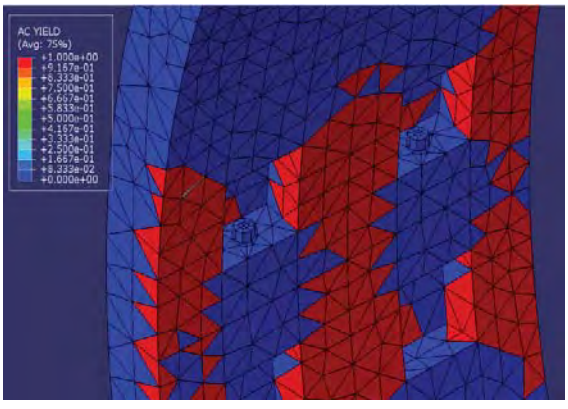
شکل ۱۰-۲۸- بزرگی جابجایی‌ها با فاکتور بزرگنمایی (×۱۰)



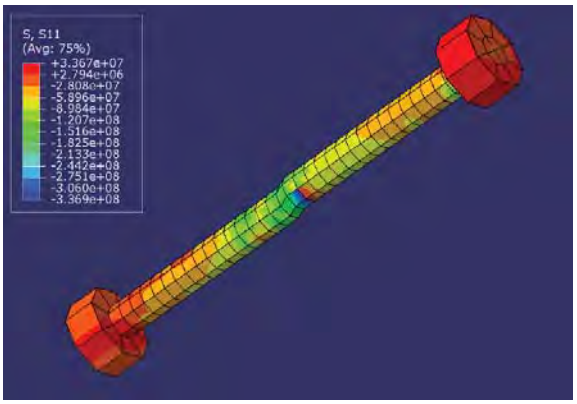
شکل ۱۰-۲۹- تنش S۱۱



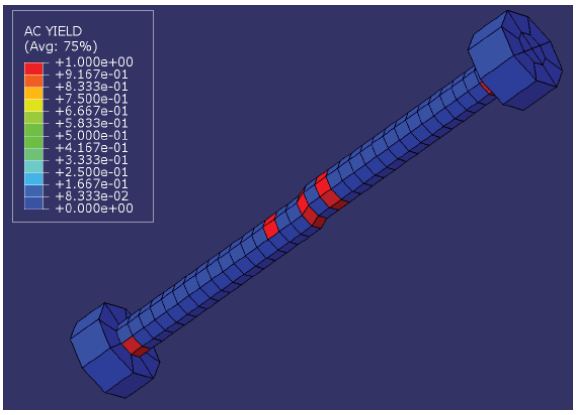
شکل ۱۰-۳۰- مناطق تسلیم شده رینگ تحت بارهای وارده



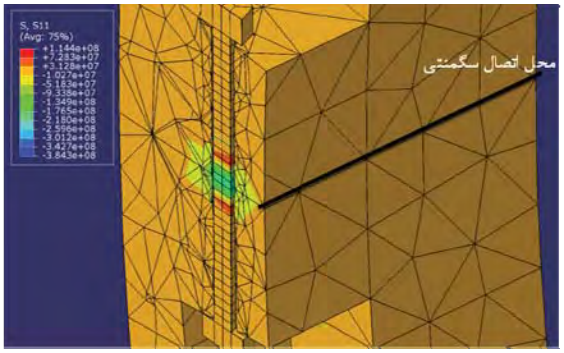
شکل ۱۰-۳۱- تسلیم در نزدیکی محفظه بولت‌ها



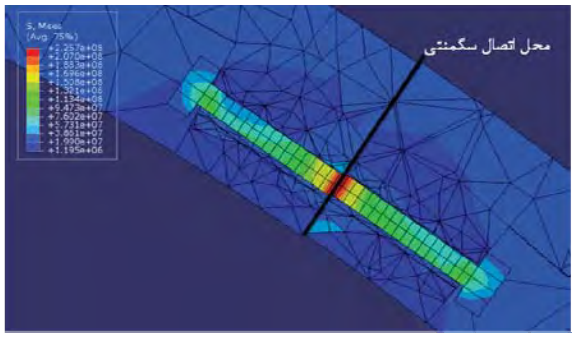
شکل ۱۰-۳۲- تنش‌های اصلی در بولت تسلیم شده



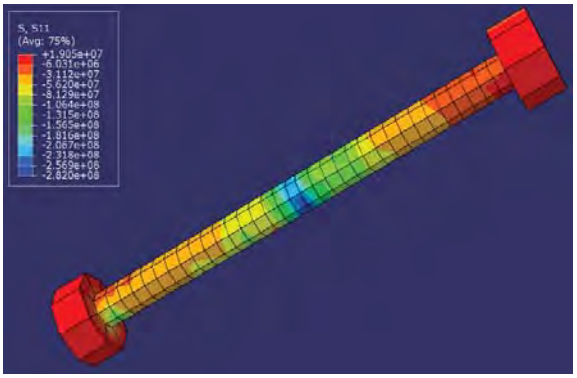
شکل ۱۰-۳۳- نواحی تسلیم شده در بولت



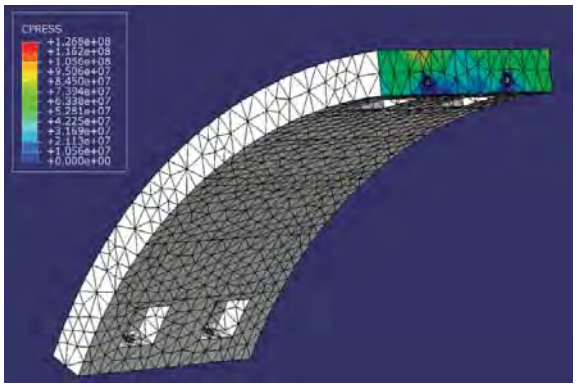
شکل ۱۰-۳۴- تنش‌های اصلی در برش عرضی بولت



شکل ۱۰-۳۵- تنش‌های **Von-mises** در بولت تسلیم شده



شکل ۱۰-۳۶- مقادیر تنش‌های اصلی در بولت تسلیم نشده



شکل ۱۰-۳۷- فشار در سطح تماس بین دو سگمنت

- آنالیز پوشش داخلی سگمنتی تونل با استفاده از مدل سه بعدی و بوسیله نرم افزار SAP ۲۰۰۰

این آنالیز برای یک نمونه تونل با پوشش داخلی سگمنتی با مشخصات خاک مندرج در جدول (۱۰-۱۲) ارائه شده است.

پوشش داخلی سگمنتی متشکل از ۸+۱ قطعه پیش ساخته بتنی بوده که هر سگمنت با ۸ عدد بولت به سگمنتهای کناری و با ۴ عدد بولت به سگمنتهای بالایی و پایینی خود متصل می‌گردید. داخل هر سگمنت هم تعداد ۸ عدد حفره لانه زنبوری شکل تعبیه شده بود. ضخامت سگمنت در قسمت حفره‌های لانه زنبوری ۱۱ سانتیمتر و در دیگر قسمتها ۳۵ سانتیمتر بود.

خاک اطراف پوشش نگهداری بصورت المانهایی با سختی خاک مدنظر قرار میگیرد. از آنجایی که مقاومت کششی خاک حدوداً صفر است، از المان غیر خطی link در نرم افزار SAP۲۰۰۰ استفاده گردید. این المان قابلیت اعمال رفتار غیر خطی را داشته و میتوان مشخصات آنرا به گونه ای مدل نمود که هنگام وقوع کشش نیروی آن صفر شده و هنگام فشار مقاومت فشاری از خود نشان دهد. برای محاسبه سختی فشاری این المان از روابط (۱۰-۹) و (۱۰-۱۰) استفاده شده است.

با توجه به هندسه پوشش داخلی سگمنتی جهت مدلسازی از المانهای غشایی Shell و همچنین جهت انتقال برش بین سگمنتها، از المان FRAME استفاده گردید. بولتهای موجود بین سگمنتی و رینگی با قطر ۲۵ میلیمتر و با مشخصات فولاد با مقاومت بالا در نرم افزار معرفی گردید.

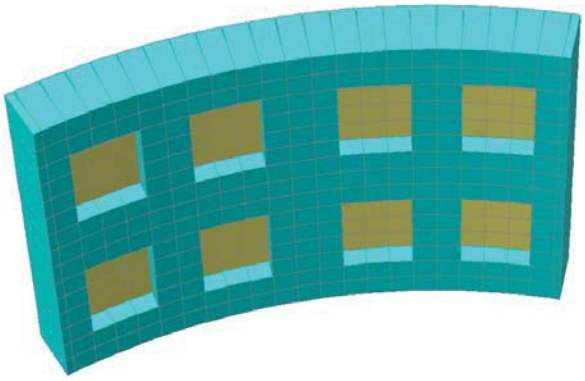
اشکال (۱۰-۳۸) تا (۱۰-۵۰) مدلسازی، تنشهای اصلی، ممان و جابجایی را برای یک نمونه پوشش داخلی سگمنتی نشان می‌دهند.



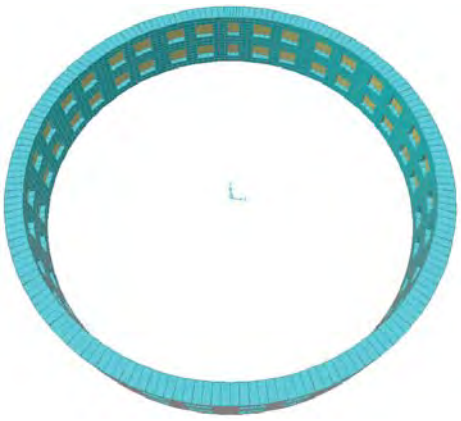
شکل۱۰-۳۸- نمای پوشش داخلی سگمنتی



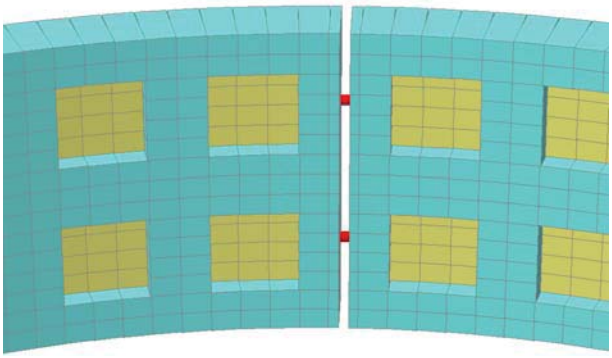
شکل۱۰-۳۹- نمایی از یک رینگ متشکل از ۱+۸ قطعه سگمنتی



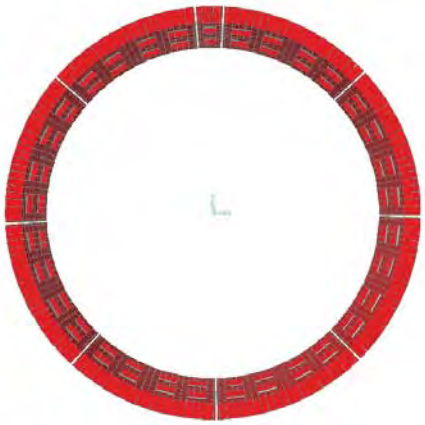
شکل۱۰-۴۰- الگوی مدلسازی یک سگمنت



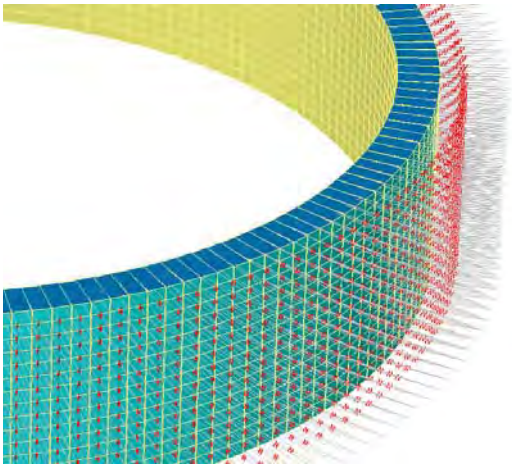
شکل۱۰-۴۱- مدلسازی پوشش داخلی سگمنتی یکپارچه با ضخامت متغیر

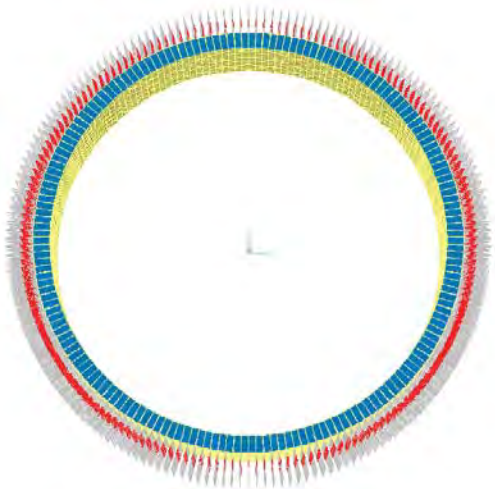


شکل ۱۰-۴۲- الگوی مدلسازی بولتهای موجود بین سگمنتها

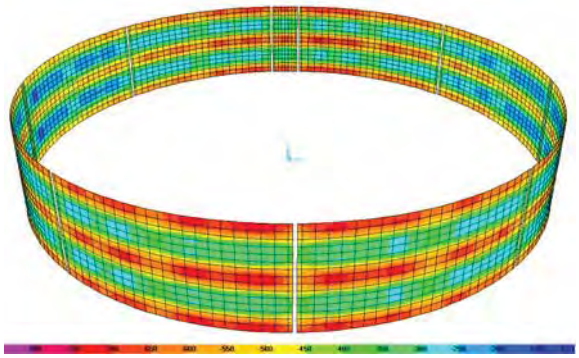


شکل ۱۰-۴۳- مدلسازی پوشش داخلی سگمنتی بصورت منفصل با قرار گیری کلید در سقف تونل

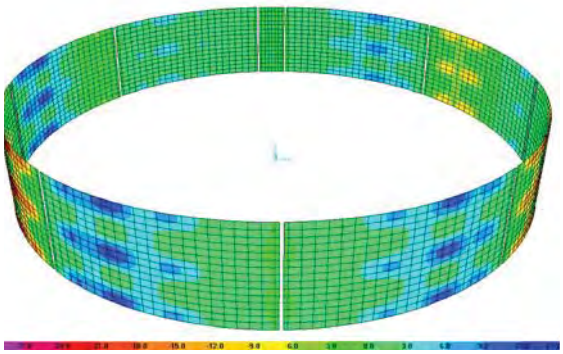




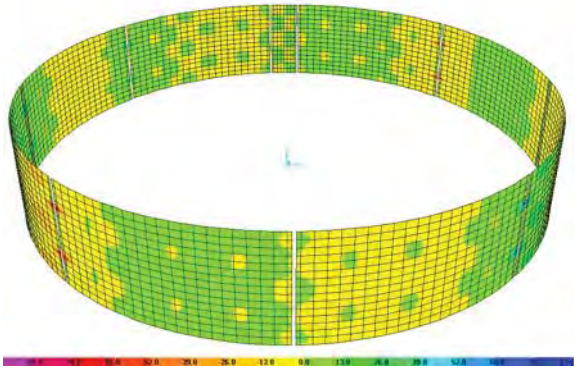
شکل۱۰-۴۴- نحوه مدلسازی خاک اطراف توسط المانهای غیر خطی link



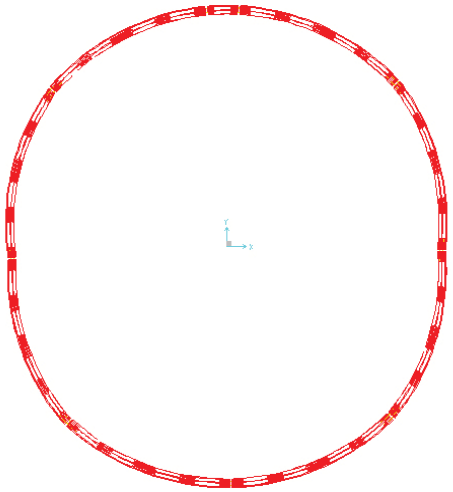
شکل ۱۰-۴۵- الگوی توزیع نیروی محوری در طول پوشش داخلی سگمنتی



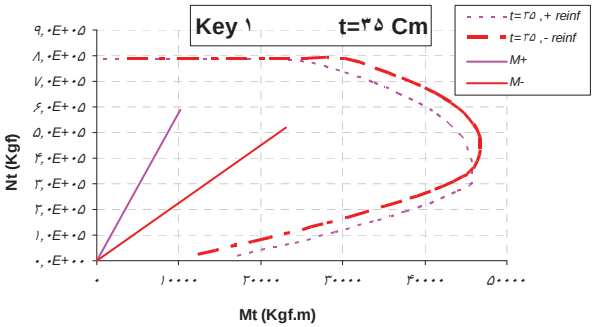
شکل ۱۰-۴۶- الگوی توزیع لنگر خمشی در طول پوشش داخلی سگمنتی



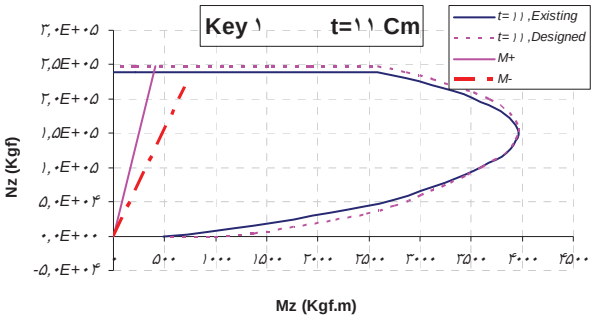
شکل ۱۰-۴۷- الگوی توزیع نیروی برشی در طول پوشش داخلی سگمنتی



شکل ۱۰-۴۸- تغییر شکل ایجاد شده روی پوشش داخلی سگمنتی



شکل ۱۰-۴۹- نمودار اندرکنش نیروی محوری – ممان در مقطع ضخیم پوشش داخلی سگمنتی



شکل ۱۰-۵۰- نمودار اندرکنش نیروی محوری – ممان در مقطع لانه زنبوری پوشش داخلی سگمنتی

۱۰-۹-۲- مدل پیوسته

راه حل تحلیلی برای یک تیر دایروی با استفاده از یک مدل الاستیک خطی پیوسته[۱۶۹] بدست می‌آید[۲۱۸]. در اینجا فرض می‌شود که پوشش داخلی دایروی شکل در اثر فشار خاک و سنگ به صورت بیضوی تغییر شکل می‌کند. در مورد تغییر شکل بیضوی راه حل نهایی مدل برای یک وسیله خطی همگن[۱۷۰] نتیجه می‌شود. این وسیله می‌تواند بوسیله حالت بسته تنش[۱۷۱] توصیف شود که در این مورد به حالت تنش صفحه ای، ساده سازی می‌شود.

۱۶۹ **linear-elastic continuum**

۱۷۰ homogeneous linear medium

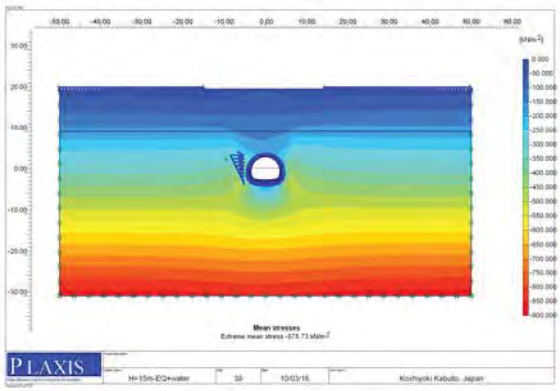
۱۷۱ **Closed state of stress**

-آنالیز پوشش داخلی بتن برجا تونل با استفاده از مدل پیوسته و بوسیله نرم افزار PLAXIS

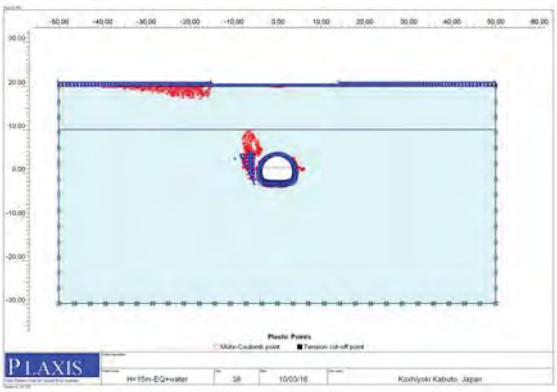
با فرض وجود آب در عمق ۵ متری و روباره H=۱۵m

این مدلسازی با فرض تونلی با عمق ۱۵ متر در محیط خاکی که خصوصیات آن مشابه جدول (۱۰-۱۲) می‌باشد و همچنین تراز آب در عمق ۵ متری قرار دارد، بوسیله از نرم افزار PLAXIS انجام گرفته است. با توجه به اینکه اعمال ترکیبات بارگذاری در این نرم افزار انجام شدنی نیست لذا اعمال ترکیبات بارگذاری را باید در بخشهای تحلیل با ETABS انجام داد. در بارگذاری زلزله فرض بر این است که اعوجاج اعمال شده باعث تغییر شکل حدود ۲ سانتیمتر در سازه تونل می‌شود.

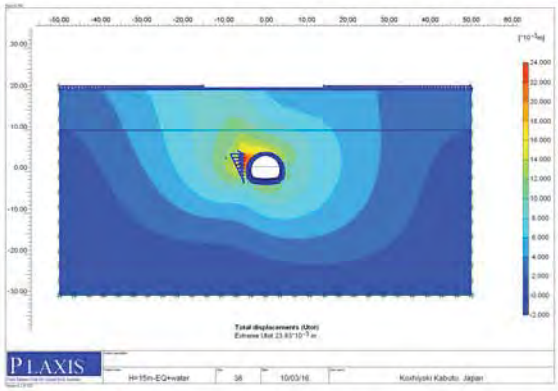
اشکال (۱۰-۵۱) تا (۱۰-۶۰) مدلسازی، تنشهای اصلی، ممان و جابجایی را برای یک نمونه پوشش داخلی بتن برجا نشان می‌دهند.



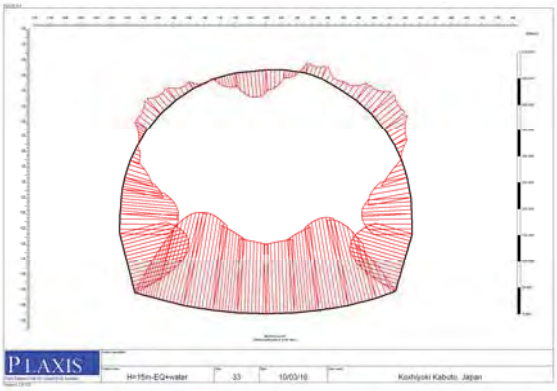
شکل ۱۰-۵۱- تنش اصلی



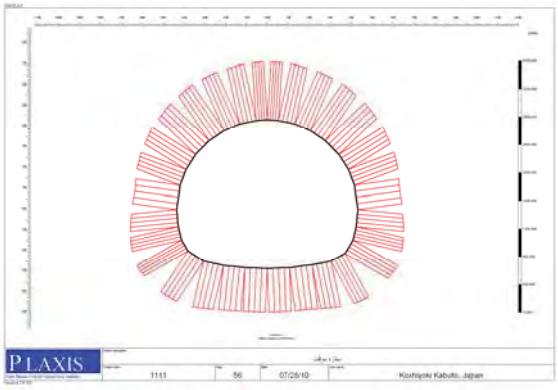
شکل ۱۰-۵۲- نقاط پلاستیک



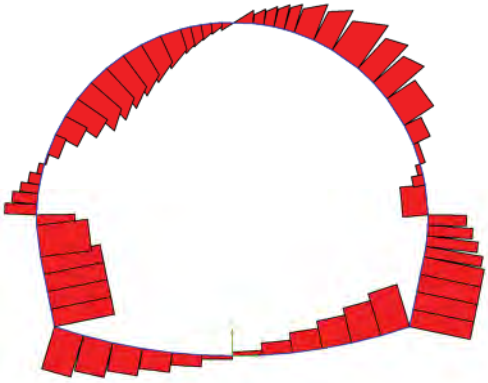
شکل ۱۰-۵۳- تغییر شکل



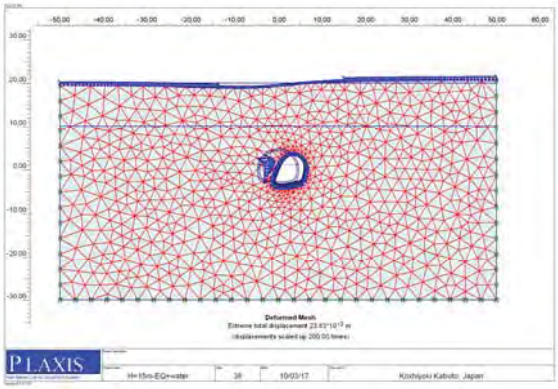
شکل ۱۰-۵۴- ممان در سازه موقت



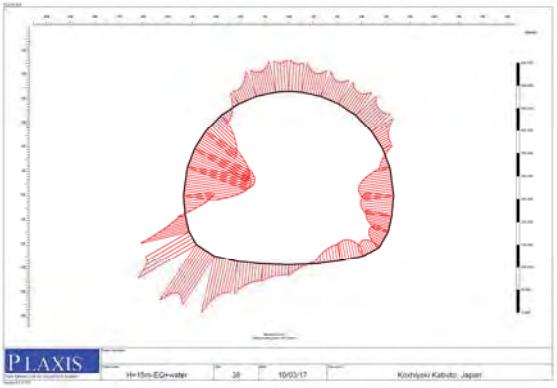
شکل ۱۰-۵۵- نیروی محوری در قاب اولیه



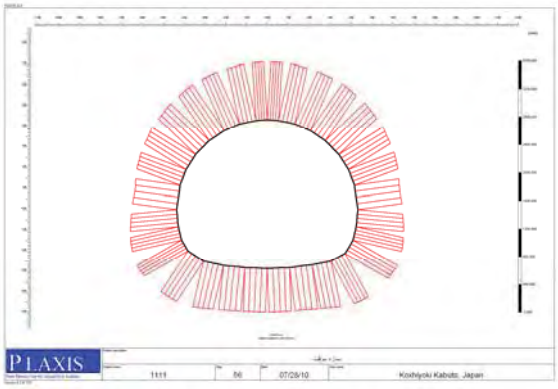
شکل ۱۰-۵۶- برش در قاب اولیه



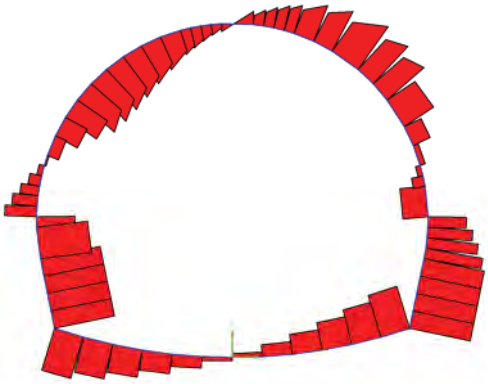
شکل ۱۰-۵۷- اعمال نیروی زلزله و وجود آب به پوشش داخلی تونل



شکل ۱۰-۵۸- لنگر خمشی در پوشش داخلی تونل



شکل ۱۰-۵۹- نیروی محوری در پوشش داخلی تونل



شکل ۱۰-۶۰- برش در پوشش داخلی تونل

- آنالیز پوشش داخلی بتن برجا تونل در حالت طاقی و باکسی (روش حفاری کند و پوش) با استفاده از نرم افزارETABS

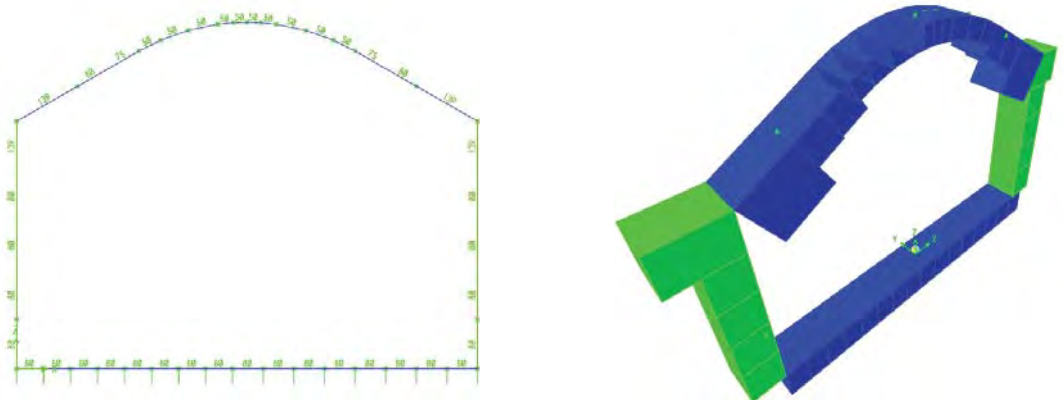
- مفطع طاقی

در این مدل بارگذاری با استفاده از روش ترزاقی انجام گرفته است. بارگذاری مورد نظر شامل بار مرده و بار زلزله بوده و در بارگذاری زلزله فرض بر این است که تغییر شکل ۲ سانتیمتر اعمال شده است.

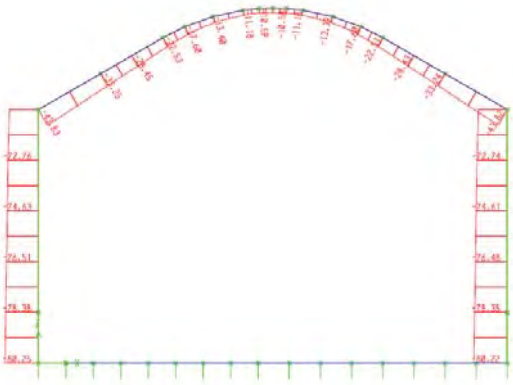
در طراحی سازه اصلی دو مقطع مورد بررسی و آنالیز قرار میگیرد. یکی مقطع طاقی و دوم مقطع باکسی(شکل ۱). در نقاطی مطابق پروفیل طراحی شده با توجه به ارتفاع خاک محل و مشخصات خاک پیرامون تونل مقاطع تعریف میشوند . در شکل ذیل پروفیل طولی مسیر به عنوان نمونه نشان داده شده است. مقطع باکسی در عمق ۱ متری و مقطع طاقی در عمق ۶ متری قرار دارد.

خصوصیات خاک نیز تقریباً مشابه جدول (۱۰-۱۲) می‌باشد.

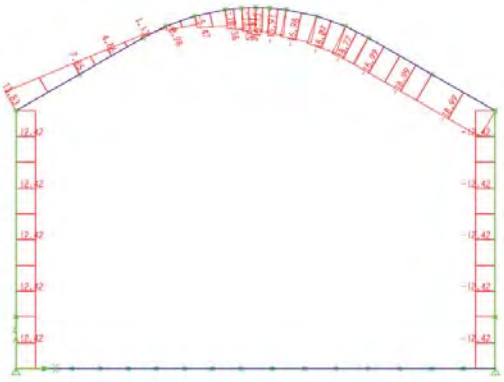
اشکال (۱۰-۶۱) تا (۱۰-۶۷) مدلسازی، تنشهای اصلی، ممان و جابجایی را برای یک نمونه پوشش داخلی بتن برجا نشان می‌دهند.



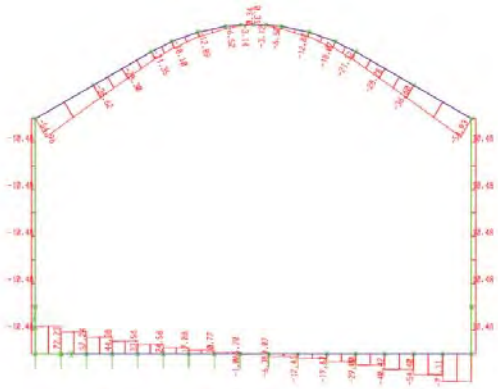
شکل ۱۰-۶۱- مدلسازی سازه تونل طاقی شکل



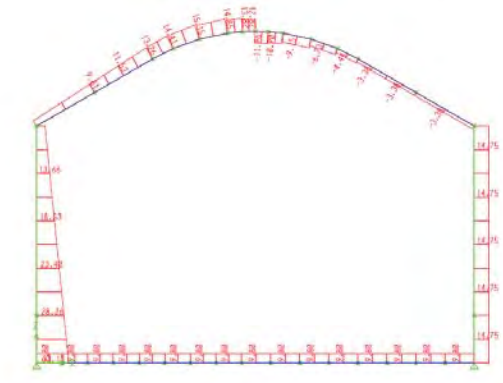
شکل ۱۰-۶۲- نیروی محوری ناشی از بار مرده



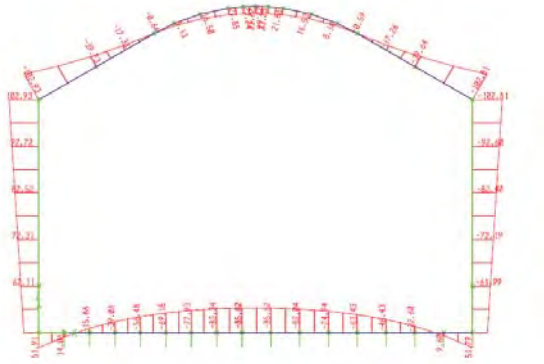
شکل ۱۰-۶۳- نیروی محوری ایجاد شده ناشی از بار زلزله



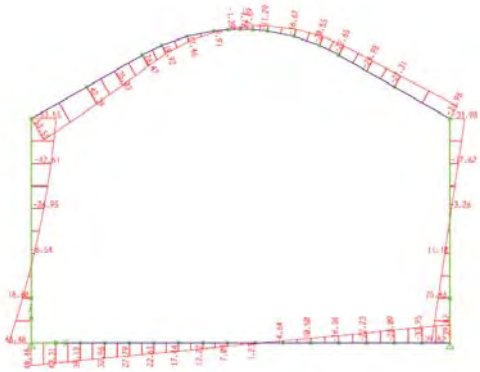
شکل ۱۰-۶۴- نیروی برشی ناشی از بار مرده



شکل ۱۰-۶۵- نیروی برشی ناشی از بار زلزله



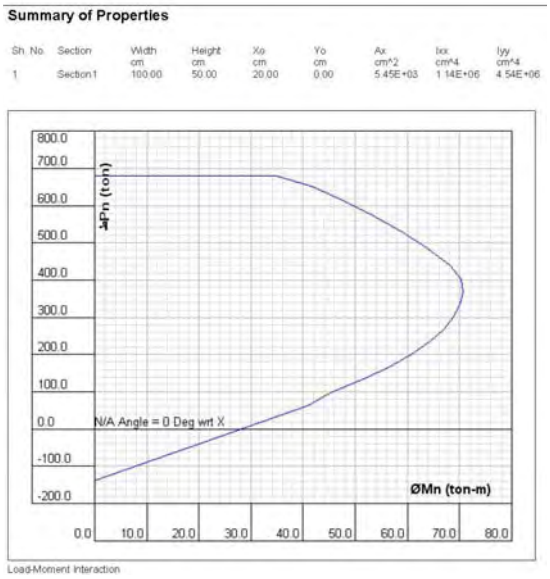
شکل ۱۰-۶۶- خمش ناشی از بار زلزله



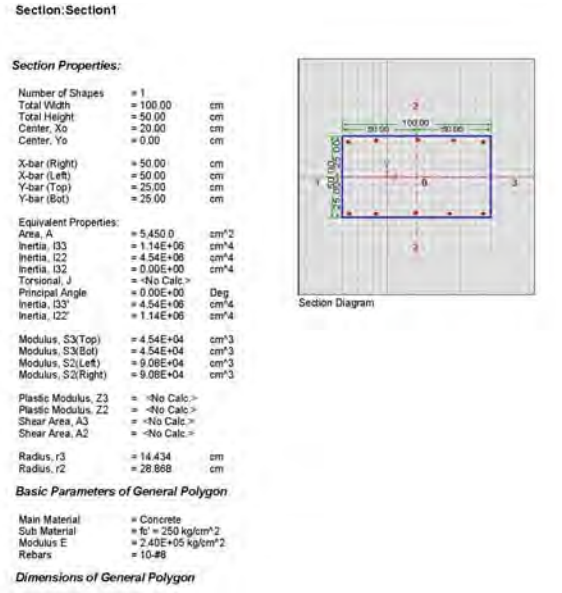
شکل ۱۰-۶۷- خمش ناشی از بار مرده

شکل (۱۰-۶۸) مقطع بتن مسلح طراحی شده که دارای ضخامت ۵۰ سانتیمتر همراه با ۵ آرماتور شماره ۲۵ (۲۵φ) در هر طرف را نشان می‌دهد.

شکل (۱۰-۶۹) منحنی اندرکنش نیرو- ممان برای مقطع طراحی شده شکل(۱۰-۶۸) را نشان می‌دهد.



شکل ۱۰-۶۹- منحنی اندرکنش نیرو- ممان برای مقطع طراحی شده

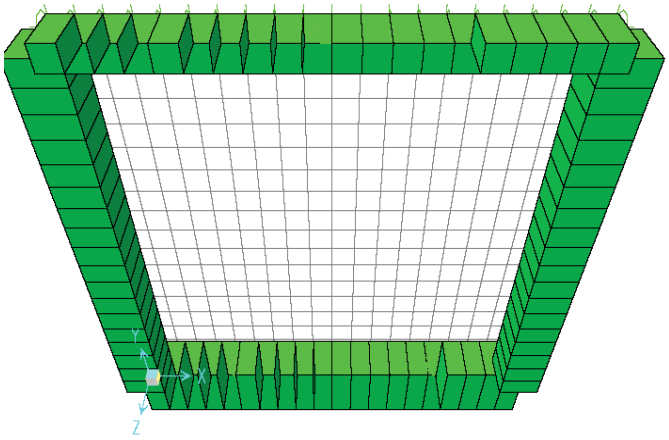


شکل ۱۰-۶۸- مقطع بتن مسلح طراحی شده

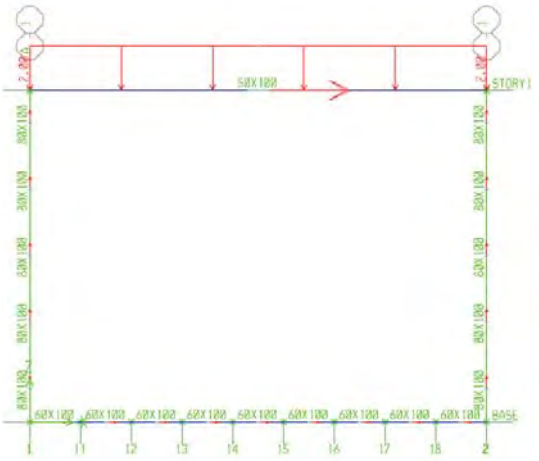
- مقطع باکسی

در این طراحی فرض بر آن است که سازه در عمق ۱ متر قرار گرفته است. بقیه فرضیات بارهای وارده مطابق مقطع طاقی میباشد. برای طراحی یک مقطع به عرض یک متر از سازه در نظر گرفته شده است و نیروها برای آن مقطع محاسبه و طراحی‌های مربوطه برای آن انجام میشود. کف سازه به ارتفاع ۱/۵ متر روی فنرهایی با ضریب بستر عمودی ۴۰۰۰ تن بر متر مکعب طراحی گردیده است.

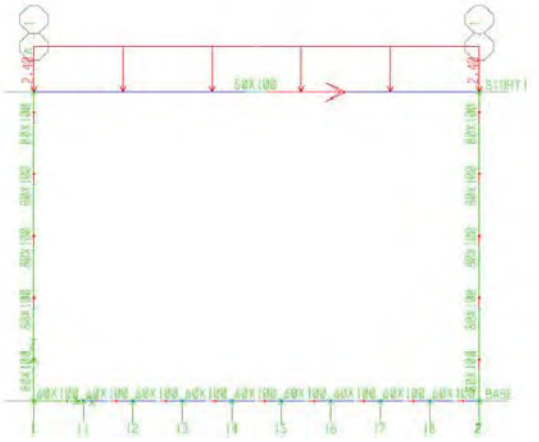
اشکال (۱۰-۷۰) تا (۱۰-۸۰) مدلسازی، تنشهای اصلی، ممان و جابجایی را برای یک نمونه پوشش داخلی بتن برجا نشان می‌دهند.



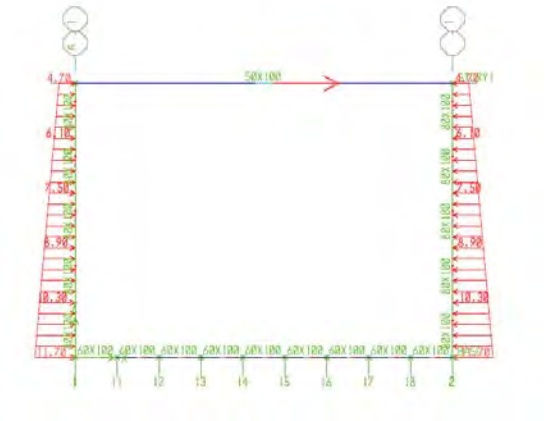
شکل ۱۰-۷۰- مدلسازی سازه باکسی شکل



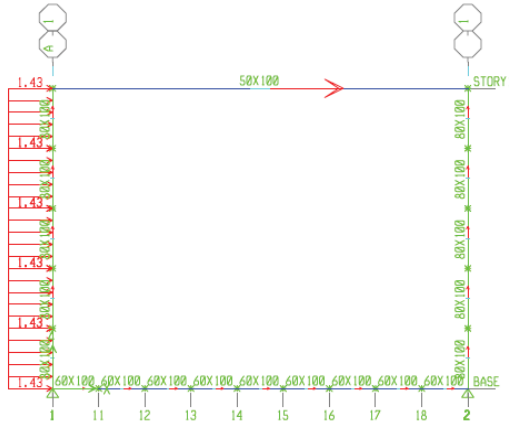
شکل ۱۰-۷۱- بار مرده واره به سازه تونل



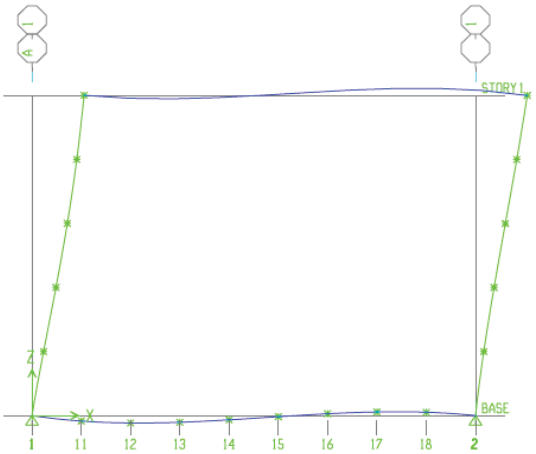
شکل ۱۰-۷۲- اعمال بار زنده



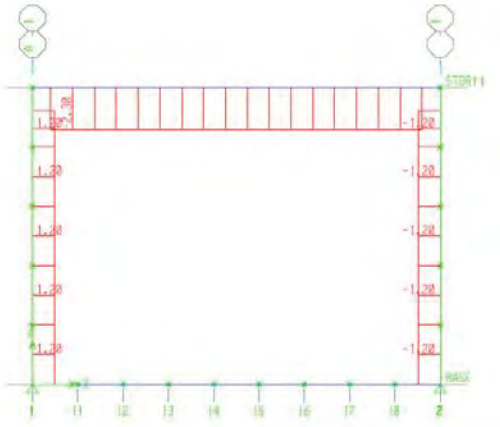
شکل ۱۰-۷۳- بار جانبی



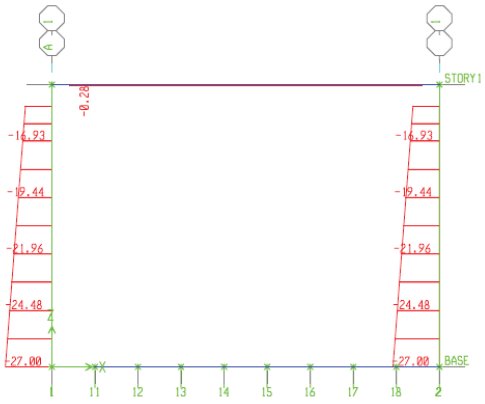
شکل ۱۰-۷۴- نیروی زلزله



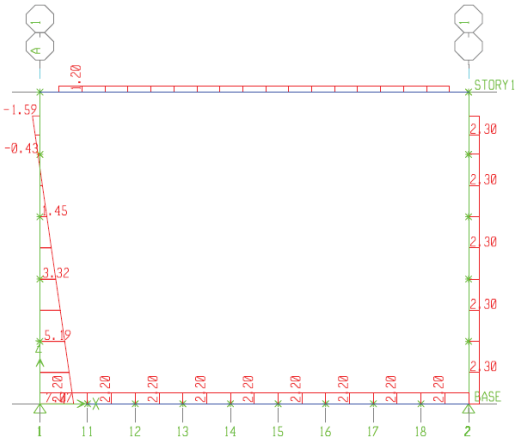
شکل ۱۰-۷۵- تغییر شکل بر اثر زلزله



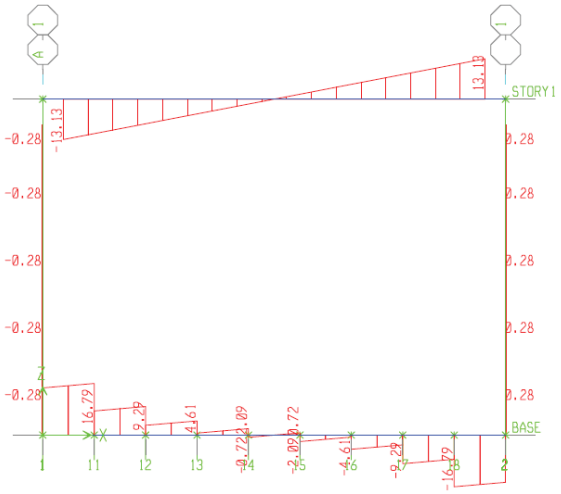
شکل ۱۰-۷۶- نیروی محوری ایجاد شده بر اثر بار زلزله



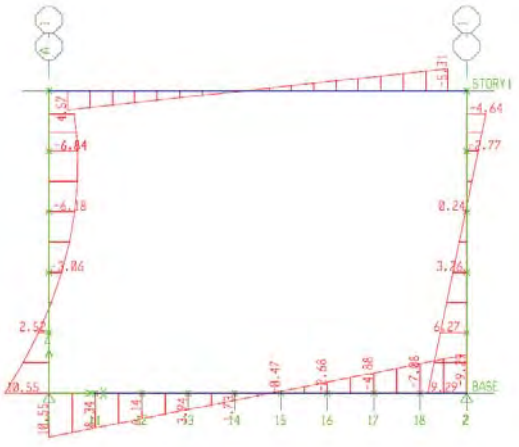
شکل ۱۰-۷۷- نیروی محوری ایجاد شده بر اثر بار مرده



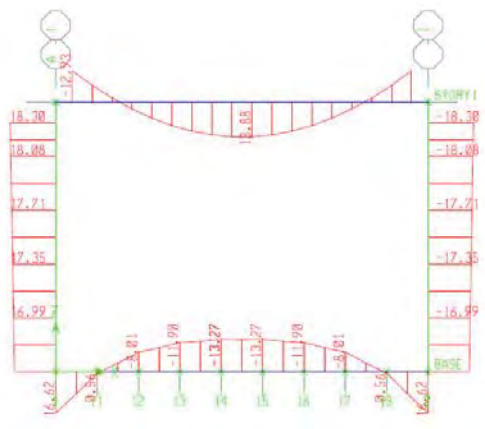
شکل ۱۰-۷۷- برش ایجاد شده بر اثر بار زلزله



شکل ۱۰-۷۸- برش ایجاد شده بر اثر بار مرده



شکل ۱۰-۷۹- لنگر ایجاد شده بر اثر بار زلزله



شکل ۱۰-۸۰- لنگر ایجاد شده بر اثر بار مرده

۱۰-۱۰- نحوه تنظیم گزارش طراحی پوشش داخلی تونلها

گام‌های طراحی پوشش داخلی تونلها باید مطابق با فلوچارت (۱۰-۸۱) انجام گیرد و گزارش طراحی پوشش داخلی تونلها نیز باید شامل رئوس مطالب و بخشهای ذیل باشد:

۱- تحلیل نتایج ژئوتکنیک و داده‌های طراحی

با تحلیل نتایج مطالعات ژئوتکنیک، داده‌های طراحی توده سنگ و خاک دربرگیرنده تونل تعیین خواهد شد. داده‌های مزبور اطلاعات ورودی روشهای مختلف طراحی تونل خواهند بود.

۲- تحلیل پایداری تونل

اولین قدم در طراحی سیستم نگهداری تونل‌های راه و راه آهن تحلیل پایداری تونل است. بدین منظور از روشهای ذیل استفاده می‌شود.

۱-۱-تحلیل پایداری با استفاده از طبقه بندی تجربی توده سنگ

۱-۲-تحلیل پایداری بر مبنای منحنی مشخصه زمین

۱-۳-تحلیل پایداری بر مبنای پتانسیل گسیختگی ساختاری

در این قسمت می‌توان از نرم افزار Unwedge استفاده کرد.

۱-۴-تحلیل پایداری با استفاده از روشهای عددی

با توجه به اینکه محیط اطراف تونل مورد نظر که می‌تواند پیوسته و یا ناپیوسته باشد می‌توان از نرم افزارهای مختلف استفاده کرد.

۱-۴-۱- تحلیل پایداری محیط‌های پیوسته

در این حالت می‌توان از نرم افزارهای FLAC در حالت دوبعدی و FLAC^{3}D در حالت سه بعدی استفاده کرد.

۱-۴-۲- تحلیل پایداری محیط‌های ناپیوسته

در این حالت می‌توان از نرم افزارهای UDEC در حالت دو بعدی و ^{3}DEC در حالت سه بعدی استفاده کرد.

۳- بررسی نشست سطح زمین

در صورتیکه تونل مورد نظر نزدیک به سطح زمین باشد باید نشست سطح زمین بررسی گردد.

۴- نتیجه گیری تحلیل پایداری

تحلیل پایداری تونل مورد نظر با استفاده از روشهای فوق مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

۵- طراحی سیستم نگهداری اولیه تونل

با توجه به روش‌های مختلف تعیین سیستم نگهداری و قضاوت مهندسی سیستم نگهداری اولیه تعیین می‌شود و با توجه به آن نقشه‌های اجرایی تهیه می‌گردد.

۶- تحلیل سازه‌ای پوشش داخلی تونلها

۶-۱- ضوابط طراحی

۶-۲- تحلیل بارگذاری

۶-۳- ترکیبات بارگذاری

۶-۴- مدل سازی سازه پوشش داخلی تونل و زمین دربرگیرنده آن

۶-۵- نتیجه گیری روش مدل سازی

۶-۶- مقاومت مصالح مورد نیاز، مشخصات آرماتور، مشخصات پروفیل و ورقهای فولادی و ...

۶-۷- طراحی مقاطع مختلف

۶-۸- مقایسه گزینه‌های طراحی شده

۶-۹- نتیجه گیری و انتخاب گزینه برتر

۶-۱۰- تهیه آلبوم نقشه‌های اجرایی

با کامل شدن طراحی بخشهای مختلف پوشش داخلی تونلها، آلبوم نقشه‌های اجرایی شامل تمامی جزئیات اجرایی باید تهیه و ارائه گردد.

پیوست (۱) تا (۴) آلبوم نقشه‌های اجرایی پوشش داخلی تونلها را نشان می‌دهد.

فصل یازدهم

مصالح مصرفی در ساخت بتن مسلح

۱۱-۱- بررسی مصالح مصرفی در ساخت بتن مسلح

برای ساخت پوشش داخلی تونلها از مصالح مختلفی استفاده می‌شود. بر حسب نوع پوشش داخلی و کاربری آنها می‌توان مصالح مورد نیاز را بررسی و ارزیابی نمود.

مصالح مصرفی در ساخت بتن مسلح باید طوری انتخاب شوند که ضوابط طراحی از نظر ایمنی، عملکرد سازه ای، پایایی و شکل ظاهری سازه، با توجه به شرایط محیطی، تامین شوند. مصالح مصرفی در ساخت بتن مسلح عبارت از: سیمان، سنگدانه‌ها، آب، مواد افزودنی و آرماتور می‌باشند[۲۲۱].

۱۱-۱-۱- سیمان

مواد اصلی تشکیل دهنده سیمانها آهک، سیلیس، آلومین و اکسید آهن می‌باشند[۲۲۲].

از مهمترین سیمانها سیمان پرتلند است که انواع مختلف دارد و ذیلاً بشرح آنها پرداخته می‌شود:

سیمان نوع ۱: سیمان پرتلند معمولی در کارهای معمولی و عمومی نظیر ساختن اسکلتهای بتن آرمه، پلها، قطعات پیش ساخته بتن آرمه، جدول خیابانها، ملاتها، اندودها و پی ساختمانهایی که امکان حمله سولفاتها وجود ندارد، مصرف می‌شود[۲۲۳].

سیمان نوع ۲: سیمان نوع ۲ یا سیمان اصلاح شده در برابر حمله سولفاتها از سیمان معمولی مقاوم تر است و در مواردی که آب زیرزمینی حاوی کمی سولفات است، مصرف می‌شود. بعلاوه چون گرمازایی این نوع سیمان هنگام آبگیری کمتر از سیمان معمولی است، در بتن ریزی‌های حجیم و بتن ریزی در هوای گرم نیز به مصرف می‌رسد.

سیمان نوع ۳: سیمان نوع ۳ یا سیمان خیلی زودگیر را در مواقعی که بارگذاری باید مدتی کوتاه بعد از بتن ریزی صورت گیرد یا بخواهند قالبها را زودتر بردارند و یا به هنگام بتن ریزی در هوای سرد به مصرف می‌رسانند.

سیمان نوع ۴: سیمان نوع ۴ یا سیمان کم حرارت غالباً در بتن ریزی‌های حجیم به ویژه در فصول گرم به مصرف می‌رسد.

سیمان نوع ۵: سیمان نوع ۵ یا سیمان ضد سولفات، برای مصرف در بخشهایی از سازه که شدیداً در معرض حمله سولفاتها باشد، مناسب است.

روش‌های آزمایشگاهی تعیین ویژگیهای فیزیکی، شیمیایی و مکانیکی سیمانهای پرتلند مطابق استانداردهای موجود در کشور بشرح موارد ذیل می‌باشد[۲۲۳]:

استاندارد شماره ۳۸۹: تعیین ویژگیهای سیمان پرتلند (قسمت اول)

استاندارد شماره ۳۹۰: تعیین نرمی سیمان پرتلند (قسمت دوم)

استاندارد شماره ۳۹۱: تعیین انبساط سیمان پرتلند (قسمت سوم)

استاندارد شماره ۳۹۲: تعیین زمان گیرش سیمان پرتلند (قسمت چهارم)

استاندارد شماره ۳۹۳: تعیین تاب فشاری و تاب خمشی سیمان پرتلند (قسمت پنجم)

استاندارد شماره ۳۹۴: تعیین هیدراتاسیون سیمان پرتلند (قسمت ششم)

استاندارد شماره ۹۸۹: گرد تراس

استاندارد شماره ۱۶۹۲: تجزیه شیمیایی سیمان- اندازه گیری عناصر اصلی سیمان پرتلند

استاندارد شماره ۱۶۹۳: تجزیه شیمیایی سیمان- اندازه گیری عناصر فرعی سیمان پرتلند

استاندارد شماره ۱۶۹۴: تجزیه شیمیایی سیمان- اندازه گیری عناصرگوگرد بصورت سولفور

استاندارد شماره ۱۶۹۵: تجزیه شیمیایی سیمان- اندازه گیری عناصر اکسید سدیم و اکسید پتاسیم

استاندارد شماره ۲۷۶۱: آیین نامه کاربرد حفاظت و انبار کردن سیمان در کارگاه ساختمانی

همچنین می‌توان از دیگر استانداردهای مرتبط و استانداردهای بین المللی مانند ISO، ASTM، DIN، BS و غیره نیز استفاده نمود.

۱۱-۱-۲- سنگدانه‌ها

مصالح سنگی بتن یا سنگدانه‌ها معمولاً حدود (۷۰٪) از حجم بتن را تشکیل می‌دهند و بسیاری از ویژگیهای فیزیکی، شیمیایی و مکانیکی بتن به سنگدانه‌ها ارتباط دارد. از این رو نقش سنگدانه‌ها در بتن از نقطه نظر ویژگیها، طرح اختلاط و مسایل اقتصادی حائز اهمیت می‌باشد.

مشخصاتی از سنگدانه‌ها که در بتن اهمیت دارند، عبارت از: تخلخل، دانه بندی، جذب رطوبت، شکل و بافت سطحی، مقاومت در برابر خردشدگی، مدول ارتجاعی و نوع مواد زیان آور موجود می‌باشند[۲۲۲].

مصالح سنگی به دو دسته ریزدانه یا ماسه و درشت دانه یا شن، گروه بندی می‌شوند. اندازه ریزدانه‌ها از ۰ تا ۴/۷۵ میلیمتر شروع شده و اندازه درشت دانه‌ها از ۴/۷۵ میلیمتر شروع شده و بسته به نوع بتن حداکثر درشتی دانه‌ها ممکن است ۹/۵، ۱۲/۷، ۱۹/۰۵، ۳۸/۱، ۵۰/۸ میلیمتر یا بیشتر باشد.

شن و ماسه می‌تواند رودخانه‌ای یا شکسته انتخاب گردند، ولی در هر صورت مصالح سنگی باید در طرح اختلاط بتن پاسخگوی نیازهای بتن مورد مصرف در پروژه باشند. ویژگیها و روش‌های آزمایش شن و ماسه باید مطابق با استانداردهای زیر باشد [۲۲۳]:

استاندارد شماره ۳۰۰: مصالح سنگی ریزدانه برای بتن و بتن مسلح

استاندارد شماره ۳۰۲: شن برای بتن و بتن مسلح

استاندارد شماره ۴۴۶: روش تعیین مقدار موادی از مصالح سنگی که از الک ۷۵ میکرون می‌گذرد.

استاندارد شماره ۴۴۷: روش دانه بندی ریز و درشت مصالح سنگی با الک (ماسه و شن)

استاندارد شماره ۴۴۸: روش آزمون برای تعیین سایش مصالح سنگی درشت دانه با استفاده از ماشین لوس آنجلس

استاندارد شماره ۴۴۹: روش آزمایش مقاومت مصالح سنگی در مقابل عوامل جوی

استاندارد شماره ۵۷۸: روش‌های تعیین میزان جذب آب و تاب مصالح سنگی در برابر یخبندان

استاندارد شماره ۶۱۱: روش تعیین رطوبت سطحی شن ریز

استاندارد شماره ۶۱۷: روش تعیین تاب گسیختگی فشاری و خمشی مصالح سنگی

استاندارد شماره ۶۶۹: روش تعیین تاب شن و ماسه در برابر ضربه

استاندارد شماره ۱۶۸۵: روش آزمایش تعیین مقدار هم ارز ماسه برای خاکها و مصالح ریزدانه

همچنین می‌توان از دیگر استانداردهای مرتبط و استانداردهای بین المللی مانند ISO ، ASTM، DIN، BS و غیره نیز استفاده نمود. مصالح سنگی بتن باید سخت، تمیز، بادوام، عاری از پوسیدگی و فاقد لایه‌های متورم شونده یا منقبض شونده به هنگام مجاورت با هوا، مواد شیمیایی مضر برای بتن و آرماتورها، لایه‌های سست، کلوخه‌های رسی و ذرات میکا باشد. مواد سنگی سست، ورقه ورقه، پهن و نازک یا دراز، ناپایدار در برابر هوازدگی، عوامل شیمیایی معین و واکنش زای

قلیایی را نباید در بتن به مصرف رساند. جنس شن و ماسه باید از سنگهای سیلیسی، سیلیکاتی یا آهکی سخت باشد. بارگیری، حمل و تخلیه مواد سنگی بتن و انبار کردن آنها باید به نحوی باشد که مواد خارجی و زیان آور در آنها نفوذ نکنند و دانه‌های ریز و درشت از یکدیگر جدا نشوند[۲۲۳].

بطور کلی شن و ماسه مصرفی باید با مندرجات آیین نامه بتن ایران تطابق داشته باشند. حدود قابل قبول برای مواد زیان آور ماسه و شن در جداول (۱۱-۱) و (۱۱-۲) درج شده است[۲۲۱].

جدول۱۱-۱- حداکثر مقادیر مجاز برای مواد زیان آور در سنگدانه‌های ریز بتن[۲۲۱]

نوع مواد زیان آور	حداکثر درصد وزنی در کل نمونه	روش آزمایش بر اساس آئین نامه بتن ایران	ملاحظات
کلوخه‌های رسی و دانه‌های شکننده	۳	دت ۲۲۱	شیستهای در حال متلاشی شدن و تبدیل به خاک رسی مشمول این محدودیت هستند
دانه‌های گذشته از الک شماره ۲۰۰(۰/۰۷۵ میلیمتر) بتن تحت سایش سایر بتنها	۳ ۵	دت ۲۱۸	مشروط بر اینکه دانه‌های رسی نباشند
زغال سنگ، لیگنیت، یا سایر مصالح سبک: هنگامی که نمای ظاهری بتن حائز اهمیت است سایر بتنها	۰/۵ ۱	دت ۲۱۹	مواد زغالی با وزن مخصوص کمتر از ۲ و رنگ قهوه‌ای تیره می‌باشند.
میکا		-	در هر حال مجموع کلوخه‌های رسی و میکا در مناطق گرم و مرطوب و با خردشدگی زیاد نباید از (۰/۰۳) و در سایر مناطق از (۰/۰۴) بیشتر باشد.
سولفاتها برحسب SO_3^{--}	۰/۴	دت ۲۳۰	-
کلرورها بر حسب CL^-	۰/۰۴	دت ۲۳۱	-

۱۱-۱-۳- آب

آب مصرفی برای شستشوی سنگدانه‌ها، ساخت و عمل آوری بتن باید تمیز و صاف باشد. باید از مصرف آب حاوی مقادیر زیاد از هر نوع ماده از قبیل روغن‌ها، اسیدها، قلیائیها، املاح، مواد قندی و مواد آلی که قادر به صدمه زدن به بتن یا آرماتور باشد، خودداری کرد. مقدار PH آب مصرفی نباید از ۴/۵ کمتر و از ۸/۵ بیشتر باشد.

حداکثر مقادیر مجاز برای مواد زیان آور در آب مصرفی برای ساختن بتن در جدول(۱۱-۳) آمده است[۲۲۱].

جدول۱۱-۲- حداکثر مقادیر مجاز برای مواد زیان آور در سنگدانه‌های درشت بتن[۲۲۱]

نوع مواد زیان آور	حداکثر درصد وزنی در کل نمونه	روش آزمایش بر اساس آئین نامه بتن ایران	ملاحظات
کلوخه‌های رسی	۰/۲۵	دت ۲۲۱	شیستهای در حال متلاشی شدن نیز مشمول این محدودیت می‌شوند.
دانه‌های نرم	۵	دت ۲۲۳	به آسانی خط بر می‌دارند و ساییده می‌شوند.
چرت بصورت ناخالصی در معرض شرایط محیطی شدید در معرض شرایط محیطی متوسط در معرض شرایط محیطی ملایم	 ۱ ۳ ۵	-	این مواد اغلب با مواد شیمیایی سیمان واکنش نامطلوب دارند.
دانه‌های گذشته از الک شماره ۲۰۰ (۰/۰۷۵ میلیمتر)	۱	دت ۲۱۸	مشروط بر اینکه رسی یا حاصل املاح زیان آور نباشد.
زغال سنگ، لیگنیت، یا سایر مصالح سبک: هنگامی که نمای ظاهری بتن حائز اهمیت است سایر بتنها	 ۰/۵ ۱	دت ۲۱۹	مواد زغالی با وزن مخصوص کمتر از ۲ و رنگ قهوه‌ای تیره می‌باشند
دانه‌های سست شامل مجموع کلوخه‌های رسی، دانه‌های نرم، چرت هوازده، شیلها و شیستهای متورق هوازده: بتن نمایان بتن تحت سایش سایر بتنها	 ۳ ۵ ۷	-	دانه‌های پوک، مواد بیگانه مانند چوب و بقایای نباتات و بطور کلی تمام دانه‌های ناسالم در محاسبه این درصدها باید منظور شوند
سولفاتها برحسب SO_3^{-}	۰/۴	دت ۲۳۰	-
کلرورها بر حسب CL^{-}	۰/۰۲	دت ۲۳۱	-

جدول۱۱-۳- حداکثر مقادیر مجاز مواد زیان آور در آب مصرفی بتن و ملاتها[۲۲۱]

نوع مواد زیان آور		حداکثرغلظت مجاز (قسمت در میلیون)	روش آزمایش	ملاحظات
ذرات جامد معلق	بتن آرمه در شرایط محیطی شدید	۱۰۰۰	دت ۳۰۵	
	بتن آرمه در شرایط محیطی ملایم، بتن بدون آرماتور و ملاتها	۲۰۰۰		
ذرات جامد محلول	بتن آرمه در شرایط محیطی شدید و بتن پیش تنیده	۱۰۰۰	دت ۳۰۵	
	بتن آرمه در شرایط محیطی ملایم	۲۰۰۰		
	بتن بدون آرماتور و بدون قطعات فلزی و ملاتها	۳۵۰۰		
یون کلر CL^-	بتن آرمه در شرایط محیطی شدید، بتن پیش تنیده دال پل و بتن آرمه‌هایی که در شرایط مرطوب قرار دارند	۵۰۰	دت ۳۰۶	مقدار کل یون کلر قابل حل در آب بر حسب درصد وزن سیمان نباید از مقادیر جدول ۶-۳-۳-۶ آیین نامه بتن ایران بیشتر باشد
	یا دارای مواد آلومینیومی یا فلزات غیر مشابه یا قالب‌های گالوانیزه دائمی هستند	۱۰۰۰		
	بتن بدون آرماتور و بدون سایر اقلام فلزی مدفون و ملاتها	۱۰۰۰۰		
سولفاتها برحسب SO_4	بتن آرمه و بتن پیش تنیده	۱۰۰۰	دت ۳۰۷	مقدار کل سولفات قابل حل در آب بر حسب SO_3 باید مطابق جدول ۶-۳-۳-۳ آیین نامه بتن ایران باشد.
	بتن بدون آرماتور و بدون اقلام فلزی مدفون و ملاتها	۳۰۰۰		
قلیاییهای معادل		۶۰۰	دت ۳۰۴	
کربناتها بی کربناتها فسفاتها، آرسناتها، براتها نمکهای روی، مس، سرب، منگنز، قلع سولفور سدیم		۱۰۰۰ ۴۰۰ تا ۱۰۰۰ ۵۰۰ ۵۰۰ ۱۰۰	-	۴۰۰ برای بی کربناتهای کلسیم و منیزیم آزمایش بتن ضروری است

۱۱-۱-۴- مواد افزودنی

ماده افزودنی ماده‌ای است به غیر از سیمان پرتلند، سنگدانه و آب که به صورت گرد یا مایع، به عنوان یکی از مواد تشکیل دهنده بتن و برای اصلاح خواص بتن، کمی قبل از اختلاط یا در حین اختلاط به آن افزوده می‌شود[۲۲۱]. مواد

افزودنی معمولاً به صورت گرد یا مایع هستند و یک یا چند ویژگی بتن را تغییر داده، برخی از آنها را اصلاح می‌کنند و بعضاً ممکن است سبب اختلال و بروز عیب در پاره‌ای از ویژگیهای مطلوب بتن شوند[۲۲۳].

انواع مواد افزودنی عبارت از: مواد حباب ساز، مواد کاهنده آب، مواد کندگیرکننده، مواد تسریع کننده، مواد پوزولانی، مواد روان ساز یا خمیری کننده، مواد آببندی و ... می‌باشند[۲۲۲].

ویژگیها و روش‌های آزمایش مواد شیمیایی افزودنی بتن باید مطابق استاندارد کشور ما شماره ۲۹۳۰ "مواد شیمیایی مضاف بتن، ویژگیها و روشهای آزمون" و یا استانداردهای بین المللی مانند ISO، ASTM، DIN، BS، JIS و ... باشد.

۱۱-۱-۵- آرماتور

آرماتورهای مصرفی باید نو، تمیز، بدون هیچ گونه آلودگی نظیر چربیها، ذرات بتن، گرد وخاک و یا مواد زائد دیگر باشند. آرماتورهای مصرفی در بتن باید بدون خم شدگی تحویل کارگاه شوند. آرماتورها با وسایل مکانیکی بریده و سپس به صورت سرد خم میشوند. قبل از جاگذاری آرماتورها، باید اطمینان حاصل شود که رویه آنها از هر نوع عامل و اثر زیانبار از قبیل گل، روغن، قیر، دوغاب سیمان خشک شده، رنگ، زنگ پوسته شده و برف و یخ عاری است[۲۲۳].

آرماتورهای فولادی که برای مسلح کردن بتن بکار می‌روند، باید بر اساس استانداردهای کشور ما و یا استانداردهای بین‌المللی باشد. آزمایش‌های مختلف روی آرماتورهای فولادی باید با رعایت مشخصات نمونه گیری و تواتر آن، صورت گیرد. در بندهای ذیل تعدادی از این آزمایشات بر اساس آئین نامه بتن ایران آورده شده است[۲۲۱]:

- آزمایش کششی آرماتور (دت۷۰۱)
- آزمایش تاشدگی به زاویه ۱۸۰ درجه (دت۷۰۳)
- آزمایش خم کردن و باز کردن خم آرماتور (دت۷۰۳)
- آزمایش کششی بعد از خم کردن و باز کردن خم آرماتورها و سیمهای با قطر کمتر از ۹ میلیمتر (دت۷۰۲)
- آزمایش پیوستگی آرماتور با بتن (دت۷۰۴ و دت۷۰۵)
- آزمایش وصله‌های جوش شده با آرماتور (دت۷۰۶)
- آزمایش خستگی آرماتور (دت۷۰۷)

جدول (۱۱-۴) مشخصات مقاومتی آرماتورهای مصرفی در بتن مسلح را نشان می‌دهد.

جدول۱۱-۴- مشخصات آرماتورهای فولادی بر اساس استانداردهای کشور ایران[۲۲۱]

مقاومت حداقل (کیلوگرم بر سانتیمترمربع)			
نوع	نقطهٔ تسلیم	نقطهٔ گسیختگی	حداقل ازدیاد طول نسبی(٪)
A-I	۲۴۰۰	۳۸۰۰	۲۵
A-II	۳۰۰۰	۵۰۰۰	۱۹
A-III	۴۰۰۰	۶۰۰۰	۱۴

۱۱-۲- انبار کردن و نگهداری مصالح بتن

سیمان نباید در تماس با رطوبت انبار شود، بلکه باید بصورت خشک و در سیلوهای مناسب نگهداری شود تا از خرابی آن جلوگیری بعمل آید. سنگدانه‌ها نیز باید طوری انبار شوند که جداشدگی دانه‌ها از یکدیگر در هر توده به حداقل برسد و از آلودگی آنها به مواد زیان آور جلوگیری شود.

شکل (۱۱-۱) نحوه دپو مصالح بتن را نشان می‌دهد.



شکل۱۱-۱- نحوه دپو سیمان و سنگدانه‌های بتن

۱۱-۳- واحد تولید مرکزی بتن (سیستم بچینگ)

یک سیستم بچینگ از سیلو سیمان، دپو ماسه و شن، دراگلاین، میکسر، سیستم توزین دیجیتالی یا مکانیکی و سیستم تخلیه بتن تشکیل شده است. بتن باید طوری مخلوط شود که تمامی مواد تشکیل دهنده آن بصورت همگن در مخلوط کن پخش شوند. قبل از پر کردن مجدد، باید مخلوط کن را بطور کامل تخلیه کرد. ترتیب وارد کردن مصالح به داخل مخلوط کن عبارت از: مصالح دانه درشت، سیمان، مصالح ریزدانه، آب و مواد افزودنی می‌باشد. مقدار آب مخلوط را باید با در نظر گرفتن جذب آب و رطوبت مصالح سنگی محاسبه نمود. در هر حال میزان اسلامپ بتن نباید از ۶۰ میلیمتر تجاوز کند. درجه حرارت بتن ساخته شده در هنگام تخلیه از دستگاه مخلوط کن باید بین ۱۰ تا ۳۰ درجه سانتیگراد باشد[۲۲۳ و ۲۲۲].

بتن آماده باید مطابق استانداردهای مشخصات بتن آماده (آبادت ۵۰۱) یا مشخصات بتن تهیه شده از طریق پیمانه کردن حجمی و اختلاط پیوسته (آبادت ۵۱۷) مخلوط و تهیه شود.

بتن مخلوط شده در کارگاه باید مطابق ضوابط زیر تهیه شود[۲۲۱ و ۲۲۲]:

- سرعت چرخش مخلوط کن باید متناسب با سرعت توصیه شده از طرف کارخانه سازنده باشد.
- ترتیب ورود مواد متشکله بتن به مخلوط کن باید متناسب با نوع مخلوط کن و نوع بتن باشد.
- عمل اختلاط باید حداقل تا ۱/۵ دقیقه، پس از ریختن تمامی مواد تشکیل دهنده به داخل مخلوط کن ادامه یابد، مگر آنکه با آزمایشهای انجام شده بر اساس مشخصات بتن آماده (آبادت ۵۰۱) ثابت شود زمانی کوتاهتر هم می‌تواند قابل قبول باشد.
- تمامی وسایلی که برای مخلوط کردن و انتقال بتن به کار میرود باید تمیز باشند.

- پیمانه کردن مصالح تشکیل دهنده بتن باید تا حد امکان به طریق وزنی انجام گیرد.

چنانچه عمل اختلاط به خوبی انجام شود، نمونه‌های گرفته شده از هر ساخت بتن، از نظر میزان هوا، میزان اسلامپ، وزن واحد و میزان مصالح، باید یکسان باشند. حداکثر رواداری از نمونه‌های گرفته شده در هر ساخت باید با ضوابط (دت ۵۰۱) مطابقت نماید.

بطور کلی طرح اختلاط بتن باید طوری طراحی شود که بوسیله آن بتوان بتنی با کارایی و دوام بالا ساخت. در شرایط کلی مشخصه‌هایی که باید در طرح اختلاط بتن مورد توجه قرار گیرند، عبارت از: حداکثر اندازه مصالح سنگی، نسبت آب به سیمان، میزان هوای بتن، میزان سیمان و مصالح سنگی می‌باشند.

شکل (۱۱-۲) تجهیزات مختلف سیستم بچینگ را نشان می‌دهند.

۱۱-۴- حمل بتن

پس از اختلاط کامل بتن، انتقال بتن از بچینگ تا محل نهایی بتن ریزی با استفاده از تراک میکسرها یا باگت‌های تحلیه بتن صورت می‌گیرد. فاصله کارگاه بچینگ تا محل بتن ریزی باید طوری طراحی شود که در فاصله زمانی حمل، نسبت آب به سیمان، اسلامپ، میزان هوا و نهایتاً یکنواختی بتن دستخوش تغییرات قابل ملاحظه‌ای نگردد و حالت خمیری بتن بین بتن ریزیهای متوالی از دست نرود[۲۲۲].

۱۱-۵- عمل آوری بتن

عمل آوردن فرآیندی است که طی آن از افت رطوبت بتن جلوگیری و دمای بتن در حدی رضایتبخش حفظ می شود. عمل آوردن باید بلافاصله پس از تراکم بتن آغاز شود تا بتن در برابر عوامل زیانبار مورد محافظت قرار گیرد. برای عمل آوری بتن از روشهای ذیل می‌توان استفاده نمود[۲۲۱].:

- هر روشی که به تداوم حضور آب اختلاط در بتن در دوره سخت شدن اولیه منجر شود، مانند استفاده از آب پاشی یا پوشش‌های خیس اشباع شده.
- هر روشی که بوسیله آن از کاهش آب اختلاط از طریق پوشاندن یا اندود کردن سطح آن جلوگیری کند، مانند استفاده از نایلون و کاغذهای ضد آب.
- هر روشی که به کمک آن کسب مقاومت بتن از طریق دادن دما یا رطوبت تسریع شود، مانند استفاده از بخار.
- مدت مراقبت به عواملی نظیر نوع سیمان، مقاومت مورد نظر، نسبت سطوح نمایان به حجم، شرایط آب و هوایی به هنگام ساخت و ریختن بتن و نهایتاً شرایط رویارویی بستگی دارد.
- مدت عمل آوردن بتن بطور معمول نباید از مقادیر مندرج در جدول (۱۱-۵) کمتر باشد.





دو نما از مخلوط کن



سیستم توزین مصالح



سیستم تخلیه

شکل ۱۱-۲- تجهیزات مختلف سیستم بچینگ

جدول ۱۱-۵- مدت عمل آوری بتن در شرایط مختلف محیطی[۲۲۱]

نوع سیمان	شرایط محیطی پس از ریختن بتن در قالب	دمای متوسط سطح بتن(درجه سلسیوس)		
		۵ تا ۱۰	بالاتر از ۱۰	۵ تا ۲۵
نوع ۱،۲،۳و ۵	متوسط	۴ روز	۳ روز	۶۰/(T+۱۰) روز
	ضعیف	۶ روز	۴ روز	۸۰/(T+۱۰) روز

توضیح:

شرایط محیطی خوب: محیط مرطوب و محافظت شده (رطوبت نسبی بیشتر از ۸۰ درصد و محافظت شده در برابر تابش مستقیم خورشید و باد)

شرایط محیطی ضعیف: محیط خشک و محافظت نشده (رطوبت نسبی کمتر از ۵۰ درصد و محافظت نشده در برابر تابش مستقیم خورشید و باد)

متوسط: شرایطی بین دو حد خوب و ضعیف

T: دما

۱۱-۶- نمونه برداری از بتن و انجام آزمایشات مربوطه

بلافاصله بعد از تهیه بتن تازه، نمونه برداری از بتن انجام و آزمایشات مربوط به اسلامپ و مقاومت فشاری انجام می گیرد. شکل(۱۱-۳) تهیه نمونه‌های مکعبی از بتن و انجام آزمایشات مقاومتی را نشان می‌دهد[۲۲۲].

نوع و تعداد نمونه‌هایی که باید از هر قسمت کار برای انواع بتن تهیه گردد، به شرح جدول (۱۱-۶) می‌باشد.

جدول ۱۱-۶- نوع و تعداد نمونه‌هایی که باید از هر قسمت کار برای انواع بتن تهیه گردد[۲۲۲]

نوع آزمایش	زمان آزمایش		
	۷ روزه (۱۱)	۲۸ (۴۲) روزه	۹۰ روزه
فشاری	به ازاء هر ۳۰ مترمکعب ۲ نمونه	به ازاء هر ۳۰ مترمکعب ۲ نمونه	به ازاء هر ۳۰ مترمکعب ۲ نمونه
کششی	------	به ازاء هر ۳۰ مترمکعب ۲ نمونه	--------
- اگر حجم بتن ریزی در هر نوبت بیشتر از ۳۰ متر مکعب باشد، به ازای حجم مازاد باید نمونه‌های اضافی آزمایش گردد. - حداقل ۴ نمونه اضافی جهت نگهداری در نزدیکی (مدل سازه) با شرایط مشابه جهت انجام آزمایشات ۳ و ۲۸ روزه تهیه می‌گردد.			

برای تعیین مقاومت فشاری بتن در هر نوبت باید ۶ نمونه تهیه گردد. ۲ نمونه در سن ۷(۱۱) روزه، ۲ نمونه در سن ۲۸(۴۲) روزه و ۲ نمونه در سن ۹۰ روزه آزمایش می‌شود. آزمایش نمونه‌ها در سن ۷(۱۱) روزه تنها برای پیش بینی مقاومت ۲۸(۴۲) روزه بتن می‌باشد.

آزمون مقاومت فشاری نمونه‌های ۷(۱۱) روزه در مراحل اولیه بتن ریزی از اهمیت بیشتری برخوردار است، زیرا میتواند به تثبیت طرح اختلاط صحیح بیانجامد. پس از اینکه بتن ریزی با طرح اختلاط تثبیت شده و بطور یکنواخت بصورت روزانه تولید گردید، مقاومت فشاری نمونه‌های ۷ (۱۱) روزه دیگر اهمیت فوق الذکر را نخواهد داشت.

مشخصات بتن در صورتی قابل قبول تلقی می‌شود که موارد ذیل رعایت گردد:

۱) در آزمایش فشاری ۳ نمونه متوالی، مقاومت هیچ کدام کمتر از مقاومت مشخصه نباشد.

۲) متوسط مقاومت نمونه‌ها بیش از مقاومت مشخصه و کوچکترین مقاومت نمونه‌ها از مقاومت مشخصه منهای ۳/۵ مگاپاسکال کمتر نباشد.

۳) مقاومت فشاری مشخصه بتن (f_c)، مقامتی است که حداکثر ۵ درصد کلیه مقاومت‌های اندازه گیری شده برای رده بتن مورد نظر ممکن است کمتر از آن باشد[۲۲۲].

۴) مقاومت فشاری متوسط (f_{cm})، میانگین مجموع مقاومت‌های فشاری اندازه گیری شده در طول پروژه می‌باشد. در صورتیکه نتایجی برای تعیین یک انحراف استاندارد در دسترس نباشد، میتوان مقاومت فشاری متوسط لازم را با استفاده از مقاومت فشاری مشخصه به علاوه حاشیه ایمنی لازم برای این نوع مقاومت بدست آورد.

۵) بتنی که در ساخت و نگهداری آن تمامی مشخصات فنی رعایت شود، دارای پایایی زیاد در برابر شرایط محیطی می باشد. عوامل مهمی که باید برای دستیابی به بتن پایا به آن توجه شود عبارت از: نسبت آب به سیمان، حداقل مقدار سیمان، تراکم کافی، عمل آوردن مناسب، استفاده از ویبره، انتخاب نوع سیمان برای مقابله با سولفاتها و سایر عوامل محیطی مضر، مقاومت فشاری، دانه بندی مصالح و پرداخت سطح بتن می‌باشند[۲۲۲].



تهیه نمونه مکعبی برای انجام آزمایشات مقاومتی بر روی بتن



عمل آوری نمونه‌ها



انجام آزمایش مقاومت فشاری تک محوره بر روی نمونه‌های مکعبی

شکل ۱۱-۳- تهیه نمونه‌های مکعبی از بتن و انجام آزمایشات مقاومتی

۱۱-۷- جاگذاری آرماتور

آرماتورها باید براساس نقشه‌های آرماتوربندی تأیید شده با دقت و ثبات در جای خود نصب شوند. آرماتورهایی که بیرون از کار باقی مانده و یا برای مراحل بعدی بتن ریزی کار گذاشته می‌شوند (آرماتور انتظار) باید با روش‌های مورد تأیید برای حفاظت در برابر زنگ زدگی و دیگر ضایعات، پوشش داده شوند.

پوشش محافظ باید از نوعی باشد که بتوان در مرحله بعدی بتن ریزی آن را کاملاً تمیز نمود. هنگام بتن ریزی سطح آرماتورها باید کاملاً تمیز و عاری از براده آهن، زنگ زدگی، مواد چرب، ملات و هر گونه آغشتگی دیگری باشد که ممکن است مانع اتصال بین آرماتور و بتن گردد.

آرماتورهای مصرفی در بتن مسلح باید بدون خم شدگی تحویل کارگاه شوند و نباید به صورت کلافی باشند بجز آرماتورهای به قطر ۸ میلیمتر و کمتر از آن که معمولاً بصورت کلاف می‌باشند.

آرماتورها را باید بر حسب نوع و قطر آنها از یکدیگر تفکیک نمود و با ذکر قطر آنها بر روی تابلویی در محل کارگاه به ردیف انبار کرد[۲۲۳].

۱۱-۷-۱- آماده نمودن آرماتورها

الف ـ بریدن: آرماتورها باید به طریق سرد و با دستگاه برش برقی بریده شوند.

ب ـ خم کردن: خم کردن آرماتورها باید بصورت سرد انجام گیرد. وسایل خم کردن آرماتورها مجهز به مجموعه‌ای از فلکه‌هایی است که انحنای خم‌ها را ممکن می‌سازد، ولی توصیه می‌شود که حتی‌الامکان از دستگاههای آرماتور خم کن برقی استفاده شود که ترک خوردگی در آرماتورهای با قطر بزرگتر از ۱۶ میلیمتر حاصل نشود.

برای خم کردن آرماتورها بخصوص قلاب‌های دوسر، آرماتورهای دو سر فلکه باید حداقل ۵ برابر قطر آرماتور باشد. خم کردن آرماتورها در داخل قالب جز برای آرماتورهای تا قطر ۱۲ میلیمتر و یا مواردی که در نقشه‌ها آمده است، مجاز نیست. آرماتورهایی که در فاصله دو مرحله بتن ریزی به عنوان آرماتورهای انتظار کار گذاشته می‌شوند باید در برابر خم شدن‌های اتفاقی محافظت شوند، خم کردن و بازکردن آرماتورهای انتظار، مجاز نیست.

خم کردن آرماتورهایی به قطر بیش از ۱۲ میلیمتر بهتر است با وسایل مکانیکی انجام شوند تا عملیات خم کردن بطور یکنواخت و بدون ضربه و متناسب با درجه حرارت محیط و به آرامی صورت گیرد. سرعت خم کردن را باید از طریق تجربی بدست آورد. وقتی درجه حرارت محیط پایین تر از ۵- درجه سانتیگراد است، باید از خم کردن آرماتورها اجتناب ورزید. معمولاً بازکردن خم آرماتورها مجاز نمی باشد و آرماتورهایی که زیادی خم شده اند، غیرقابل استفاده می‌باشند [۲۲۱ و ۲۲۳].

۱۱-۷-۲- نگهداری آرماتورها در قالب‌ها

تمامی آرماتورها باید به کمک خرک‌های فولادی و یا بتنی، میله‌ها و یا خاموت‌ها به طور محکم در جای خود نگهداری شوند. مقاومت این تکیه گاه‌ها باید به قدری باشد که بتوانند آرماتورها را در طول عملیات بتن ریزی محکم در جای خود نگه دارند.

تحت هیچ شرایطی نباید برای نگهداری آرماتورها از قلوه سنگ، قطعه سنگ، قطعات چوبی و مصالح نامناسب مشابه استفاده کرد. تمامی آرماتورها باید توسط مفتول‌های سیاه به یکدیگر گره زده شوند.

۱۱-۷-۳- رواداری

میزان رواداری آرماتورهای جاگذاری شده باید در حد زیر باشد:

میزان رواداری بتن پوششی روی آرماتورها برای حالتی که ضخامت سازه کمتر از ۲۰ سانتیمتر است، ۰/۵ ± سانتیمتر و برای سازه‌هایی با ضخامت بیش از ۲۰ سانتی متر ۱ ± سانتیمتر است میزان رواداری موقعیت آرماتورها به شرط امکانپذیری، ۱/۵ ± سانتیمتر می‌تواند مدنظر قرار گیرد.

۱۱-۷-۴- نقشه‌های اجرائی

با توجه به پیچیدگی سازه پوشش داخلی تونل علی الخصوص در قسمت تقاطع‌ها، باید برای سهولت اجرا اقدام به تهیه نقشه‌های اجرایی کارگاهی نمود. این نقشه‌ها براساس نقشه‌های اصلی تهیه شده و شامل جزئیات بیشتری در ارتباط

با نحوه اجرا، خم کردن، محل دقیق و تعداد آرماتورها، نوع آرماتورها و سایر اطلاعات لازم که به نحوی در درک بهتر جزئیات موثرند، می‌باشند.

۱۱-۷-۵- وصله کردن آرماتور

حتی الامکان باید آرماتورهای مصرفی بصورت یکپارچه باشند. در صورتی که وجود اتصال اجتناب ناپذیر باشد، وصله کردن آرماتورها باید به روشهای پوشش اتکائی و یا جوشی، مطابق آئین نامه بتن ایران انجام شود. در صورتی که محل وصله‌ها در نقشه‌های اجرائی و دستورالعمل‌ها منعکس نباشد رعایت نکات زیر الزامی است[۲۲۱ و ۲۲۳]:

- در قطعات تحت خمش و خمش توام با فشار نباید بیش از نصف آرماتورها در یک مقطع وصله شوند.
- وصله کردن آرماتورهای تحتانی قطعات خمشی در وسط دهانه یا نزدیک به آن و یا آرماتورهای بالایی قطعه خمشی روی تکیه گاه یا نزدیک آن مجاز نیست.
- بطور کلی هر وصله باید ۴۰ برابر قطر آرماتور، با وصله مجاور فاصله داشته و در یک مقطع قرار نگیرد.

۱۱-۷-۶- حداقل پوشش محافظ بتنی روی آرماتور

پوشش بتنی آرماتورها حداقل فاصله رویه آرماتور اعم از طولی و عرضی تا نزدیکترین سطح بتن می‌باشند. با توجه به اهمیت این پوشش در حفظ و نگهداری آرماتورها و نهایتاً عمر مفید سازه بتنی، باید نهایت دقت را در نصب آرماتور و نیز ریختن و متراکم نمودن بتن به عمل آورد تا باعث جابجایی و تغییر محل آرماتورها نگردد.

جداول (۱۱-۷) تا (۱۱-۱۳) تعیین مشخصات و آزمایشهای مرتبط با بتن و بتن مسلح را با استفاده از استاندردهای ایران و بین المللی نشان می‌دهد.

جدول۱۱-۷- شماره‌ها وعناوین استانداردهای بتن- بخش سیمان و ملات

ردیف	مشخصات- آزمایش	عنوان	ASTM	AASHTO	BSI	ISO	استاندارد ایران
۱	مشخصات	سیمان پرتلند	C۱۵۰	M۸۵	BS۱۲ BS۱۳۷۰ BS۴۰۲۷		۳۸۹
۲	مشخصات	سیمان پرتلند روباره ای	C۵۹۵	M۲۴۰	BS۱۴۶ BS۴۲۴۶		
۳	مشخصات	سیمانهای آمیخته	C۵۹۵	M۲۴۰	BS۱۴۶ BS۴۲۴۶		۹۹۰
۴	مشخصات	سیمان پرتلند آمیخته آهکی					۴۲۲۰
۵	مشخصات	سیمان بنایی	C۹۱				
۶	مشخصات	میز جاری شدن برای آزمایش سیمان	C۲۳۰	M۱۵۲			
۷	آزمایش	مقدار بهینه SO_3 در سیمان پرتلند	C۵۹۳				۱۶۹۴
۸	آزمایش	نمونه گیری از سیمان	C۱۸۳	T۱۲۷	BS۴۵۵۰ Part۱		
۹	آزمایش	تجزیه شیمیایی سیمان	C۱۱۴	T۱۰۵	BS۴۵۵۰ Part۲		۱۶۹۲ ۱۶۹۳ ۱۶۹۴ ۱۶۹۵
۱۰	آزمایش	جرم مخصوص سیمان به وسیله نفوذ هوا	C۱۸۸	T۱۳۳	BS۴۵۵۰ Part۳		
۱۱	آزمایش	نرمی سیمان(نفوذ هوا)	C۲۰۴	T۱۵۳	BS۴۵۵۰ Part۳		۱۹۰
۱۲	آزمایش	نرمی سیمان(کدری سنج واگنر)	C۱۱۵	T۹۸			
۱۳	آزمایش	اختلاط مکانیکی خمیرهای سیمان و ملات	C۳۰۵	T۱۶۲			
۱۴	آزمایش	زمان گیرش سیمان به وسیله سوزن ویکات	C۱۹۱	T۱۳۱			
۱۵	آزمایش	زمان گیرش سیمان به وسیله سوزن گیلمور	C۲۶۶	T۱۵۴			
۱۶	آزمایش	مقدار هوای ملات	C۱۸۵	T۱۳۷	BS۴۵۵۰ Part۱		
۱۷	آزمایش	روانی و زمان گیرش سیمان	C۱۸۷	T۱۲۹	BS۴۵۵۰ Part۳		
۱۸	آزمایش	مقاومت کششی ملات	C۱۹۰	T۱۳۲			
۱۹	آزمایش	مقاومت خمشی مواد	C۳۸۴				۳۹۳
۲۰	آزمایش	مقاومت فشاری ملات (آزمایش نمونه مکعبی)	C۱۰۹	T۱۰۶	BS۴۵۵۰ Part۳		

جدول ۱۱-۸- شماره‌ها و عناوین استانداردهای بتن- بخش سنگدانه‌ها

ردیف	مشخصات- آزمایش	عنوان	ASTM	AASHTO	BSI	ISO	استاندارد ایران
۱	مشخصات	سنگدانه‌های ریز و درشت	C۳۳	M-۸۵ M-۶	BS۸۸۲ BS۱۲۰۱		۳۰۰ ۳۰۲
۲	مشخصات	سنگدانه‌های برای بتن حفاظت کننده در برابر تشعشع	C۶۳۷		BS۴۶۱۹		
۳	مشخصات	سنگدانه‌های سبک برای بتن سازه ای	C۳۳۰	M۱۹۵	BS۳۷۹۷ BS۸۸۷ BS۱۱۶۵		
۴	آزمایش	نمونه برداری از سنگدانه‌ها	D۷۵	T۲	BS۸۱۲, Part۱ BS۳۶۸۱		
۵	آزمایش	آزمایش سنگ شناسی	C۲۹۵				
۶	آزمایش	دانه بندی با الک	C۱۳۶	T۲۷	BS۸۱۲, Part۱		۴۴۷
۷	آزمایش	مقدار کل رطوبت	C۵۶۶	T۲۵۵	BS۸۱۲, Part۲		
۸	آزمایش	رطوبت سطحی سنگدانه‌های ریز	C۷۰	T۱۴۲			
۹	آزمایش	جرم مخصوص(وزن واحد حجم)	C۲۹	T۱۹	BS۸۱۲, Part۲		
۱۰	آزمایش	چگالی و جذب آب سنگدانه‌های درشت	C۱۲۷	T۸۵	BS۸۱۲, Part۲		۶۱۱ ۵۷۸
۱۱	آزمایش	چگالی و جذب آب سنگدانه‌های ریز	C۱۲۸	T۸۴	BS۸۱۲, Part۲		۱۰۸۶
۱۲	آزمایش	سلامت سنگدانه‌ها	C۸۸	T۱۰۴			۴۴۹
۱۳	آزمایش	ارزیابی مقاومت سنگدانه‌های درشت در برابر یخبندان در بتن با حباب هوا	C۶۸۲				۵۷۸
۱۴	آزمایش	ضربه و خرد شدن			BS۸۱۲, Part۳		۶۶۹
۱۵	آزمایش	ناخالصیهای آلی	C۴۰	T۲۱			
۱۶	آزمایش	اثر ناخالصیهای آلی سنگدانه‌های ریز روی مقاومت ملات	C۸۷	T۷۱			
۱۷	آزمایش	مصالح ریزتر از الک شماره ۲۰۰(۷۵ میکرون)	C۱۱۷	T۱۱	BS۸۱۲, Part۳		۴۴۶
۱۸	آزمایش	سنگدانه‌های سبک وزن	C۱۲۳	T۱۱۳	BS۸۱۲, Part۱		
۱۹	آزمایش	سنگدانه‌های پولکی و سوزنی					
۲۰	آزمایش	کلوخه‌های رسی و دانه‌های سست	C۱۴۲	T۱۱۲			
۲۱	آزمایش	سنگدانه برای ملات بنایی	C۱۴۴				۲۹۹
۲۲	آزمایش	دانه‌های نرم	C۲۳۵				
۲۳	آزمایش	قابلیت واکنش قلیایی مخلوط‌های سیمان و سنگدانه(روش منشور ملات)	C۲۲۷				
۲۴	آزمایش	واکنش قلیایی سنگدانه(منشورهای بتنی)	C۱۲۶۰				
۲۵	آزمایش	قابلیت واکنش زایی سنگدانه(روش شیمیایی)	C۲۸۹				
۲۶	آزمایش	واکنش قلیایی بالقوه سنگ‌های کربناتی	C۵۸۶				
۲۷	آزمایش	قابلیت تغییرات حجمی مخلوط‌های سیمان و سنگدانه	C۳۴۲				
۲۸	آزمایش	مقدار کل یا مقدار یون سولفات قابل حل در آب			BS۱۳۷۷, Test۹		
۲۹	آزمایش	مقدار کلرید سنگدانه		T۲۶۰	BS۸۱۲, Part۴ BS۱۸۸۱, Part۶		

جدول۱۱-۹- شماره‌ها و عناوین استانداردهای بتن- بخش آب

ردیف	مشخصات- آزمایش	عنوان	ASTM	AASHTO	BSI	ISO	استاندارد ایران
۱	مشخصات	تعاریف و واژه‌هایی که به آب ارتباط دارد	D۱۱۲۹				
۲	آزمایش	تعیین یونهای کلسیم و منیزیم در آب	D۵۱۱				
۳	آزمایش	PH آب	D۱۲۹۳				
۴	آزمایش	اسیدی یا قلیایی بودن آب	D۱۰۶۷				
۵	آزمایش	ذرات معلق و مواد محلول در آب	D۱۸۸۸				
۶	آزمایش	یون کلرید در آب	D۵۱۲				
۷	آزمایش	یون سولفات در آب	D۵۱۶		BS۱۳۷۷ Test۱۰		
۸	آزمایش	کیفیت آب مصرفی در بتن			BS۳۱۴۸		

جدول ۱۱-۱۰- شماره‌ها و عناوین استانداردهای بتن- بخش افزودنیهای شیمیایی و معدنی

ردیف	مشخصات- آزمایش	عنوان	ASTM	AASHTO	BSI	ISO	استاندارد ایران
۱	مشخصات	مواد افزودنی شیمیایی	C۴۹۴	M۱۹۴	BS۵۰۷۵ Part۱		
۲	مشخصات	مواد افزودنی حباب ساز	C۲۶۰	M۱۵۴			
۳	مشخصات	خاکستر بادی و پوزولانهای طبیعی خام یا تکلیس شده	C۶۱۸	M۲۹۵			
۴	مشخصات	کلرید کلسیم	D۹۸	M۱۴۴			
۵	مشخصات	روباره آهنگدازی مصرفی در بتن و ملات	C۹۸۹	M۳۰۲			
۶	مشخصات	دوده سیلیسی مصرفی در بتن و ملات	C۱۲۴۰	M۳۰۷			
۷	مشخصات	مواد افزودنی شیمیایی برای بتن سیال	C۱۰۱۷				
۸	مشخصات	مواد شیمیایی امولسیونی برای چسبیدن بتن تازه به بتن سخت شده	C۱۰۵۹				
۹	آزمایش	نمونه گیری و آزمایش کلرید کلسیم	D۳۴۵	T۱۴۳			
۱۰	آزمایش	مواد افزودنی حباب ساز	C۲۳۳	T۱۵۷			
۱۱	آزمایش	نمونه برداری و آزمایشات خاکستر بادی یا پوزولانهای طبیعی	C۳۱۱				
۱۲	آزمایش	کنترل واکنش زایی قلیایی سنگدانه‌های بتن با استفاده از افزودنیهای معدنی	C۴۴۱				

جدول ۱۱-۱۱- شماره‌ها و عناوین استانداردهای بتن- بخش فولاد

ردیف	مشخصات - آزمایش	عنوان	ASTM	AASHTO	DIN	سایر* استاندارد
۱	آزمایش	آزمایش کششی میلگرد			۴۸۸, Part۳	RC۲+
۲	آزمایش	آزمایش کششی پس از خم کردن و باز کردن خم(برای میلگرد و سیم با قطر کمتر از ۹ میلیمتر)			۴۸۸, Part۵	RC۳+
۳	آزمایش	آزمایش خم کردن و باز کردن خم			۴۸۸, Part۳	RC۴+
۴	آزمایش	آزمایش پیوستگی میلگرد با بتن(آزمایش تیر)				RC۵+
۵	آزمایش	آزمایش پیوستگی میلگرد با بتن(آزمایش بیرون کشیدن میلگرد)				RC۶+
۶	آزمایش	آزمایش وصله‌های جوش شده میلگرد			۴۸۸, Part۷	RC۷+
۷	آزمایش	آزمایش خستگی میلگرد			۴۸۸, Part۳	RC۸+
*RILEM – CEB - FIB						

جدول ۱۱-۱۲- شماره‌ها و عناوین استانداردهای بتن- بخش تازه بتن

ردیف	مشخصات- آزمایش	عنوان	ASTM	AASHTO	BSI	استاندارد ایران
۱	مشخصات	بتن آماده	C۹۴	M۱۵۷	BS۱۹۲۰	
۲	مشخصات	مواد محلول عمل آوردن بتن تازه	C۳۰۹	M۱۴۸		
۳	مشخصات	مواد غشائی عمل آوردن بتن تازه	C۱۷۱	M۱۷۱		
۴	مشخصات	تهیه بتن با روش حجمی به طریق اختلاط مداوم	C۶۸۵	M۲۴۱		
۵	آزمایش	نمونه برداری	C۱۷۲	T۱۴۱	BS۱۸۸۱, Part۱	۴۸۹
۶	آزمایش	نمونه برداری از شاتکریت تازه	C۱۳۸۵			
۷	آزمایش	ساختن و عمل آوردن نمونه‌های آزمایشی بتن در آزمایشگاه	C۱۹۲	T۱۲۶	BS۱۸۸۱, Part۳	۵۸۱
۸	آزمایش	ساختن و عمل آوردن نمونه‌های آزمایشی بتن در کارگاه	C۳۱	T۲۳	BS۱۸۸۱, Part۳	
۹	آزمایش	آزمایش روانی(اسلامپ)	C۱۴۳	T۱۱۹	BS۱۸۸۱, Part۲	
۱۰	آزمایش	آزمایش روانسنجی وی- پی			BS۱۸۸۱, Part۲	
۱۱	آزمایش	نفوذ گلوله در بتن تازه(گلوله کلی)	C۳۶۰			۵۱۱
۱۲	آزمایش	آزمایش ضریب تراکم			BS۱۸۸۱, Part۲	
۱۳	آزمایش	وزن مخصوص، بازدهی و مقدار هوا(اندازه گیری وزنی)	C۱۳۸	T۱۲۱	BS۱۸۸۱, Part۲	
۱۴	آزمایش	مقدار هوای بتن تازه(اندازه گیری حجمی)	C۱۷۳	T۱۹۶		
۱۵	آزمایش	مقدار هوای بتن تازه(روش فشاری)	C۲۳۱		BS۱۸۸۱,Part۲	
۱۶	آزمایش	تجزیه بتن تازه			BS۱۸۸۱, Part۲	
۱۷	آزمایش	آب انداختن بتن	C۲۳۲	T۱۵۸		
۱۸	آزمایش	زمان گیرش بتن به وسیله مقاومت در برابر نفوذ	C۴۰۳	T۱۵۷		
۱۹	آزمایش	تغییرات حجمی اولیه	C۸۲۷			
۲۰	آزمایش	نگهداری آب بتن به وسیله مواد عمل آورنده بتن	C۱۵۶			
۲۱	آزمایش	درجه حرارت بتن	C۱۰۶۴			
۲۲	آزمایش	اندازه گیری آب بتن	C۱۰۷۹			

جدول ۱۱-۱۳- شماره‌ها و عناوین استانداردهای بتن- بخش بتن سخت شده

ردیف	مشخصات- آزمایش	عنوان	ASTM	AASHTO	BSI	استاندارد ایران
۱	آزمایش	تسطیح سر نمونه‌های استوانه ای	C۶۱۷		BS۱۸۸۱,Part۳	
۲	آزمایش	مقاومت فشاری	C۳۹	T۲۲	BS۱۸۸۱, Part۴	
۳	آزمایش	مقاومت فشاری بتن(نمونه‌های منشوری)	C۱۱۶		BS۱۸۸۱, Part۴	
۴	آزمایش	عمل آوردن تسریع شده و آزمایش بتن	D۶۸۴			
۵	آزمایش	مقاومت کششی دو نیم کردن	C۴۹۶		BS۱۸۸۱, Part۴	
۶	آزمایش	مقاومت خمشی بتن با استفاده از تیر ساده با بارگذاری متمرکز در نقاط یک سوم دهانه	C۷۸		BS۱۸۸۱, Part۴ BS۳۴۰ BS۳۶۸	۴۹۰
۷	آزمایش	مقاومت خمشی بتن با استفاده از تیر ساده با بارگذاری متمرکز در وسط دهانه	C۲۹۳	T۱۷۷		
۸	آزمایش	تعیین خشک شدگی، جمع شدگی و حرکت رطوبت	C۴۹۰		BS۱۸۸۱, Part۵	
۹	آزمایش	مدول الاستیسیته استاتیکی و نسبت پواسون	C۴۶۹		BS۱۸۸۱, Part۵	۵۲۵
۱۰	آزمایش	فرکانسهای اصلی، عرضی، طولی و پیچشی	C۲۱۵		BS۱۸۸۱, Part۵	
۱۱	آزمایش	ویژگیهای مکانیکی تحت اثر بارهای سه محوری	C۸۰۱			
۱۲	آزمایش	وارفتگی بتن در فشار	C۵۱۲			
۱۳	آزمایش	تغییر طول نمونه‌های مته یا اره شده	C۳۴۱		BS۱۸۸۱, Part۵	
۱۴	آزمایش	چگالی، جذب آب و فضاهای خالی	C۶۴۲		BS۱۸۸۱, Part۵	
۱۵	آزمایش	تعیین میکروسکوپی سیستم حبابهای هوا	C۴۵۷			
۱۶	آزمایش	عیار سیمان بتن سخت شده	C۱۰۸۴		BS۱۸۸۱, Part۶	
۱۷	آزمایش	مقاومت در برابر یخ زدن و آب شدن سریع	C۶۶۶			
۱۸	آزمایش	اتساع بحرانی در اثر یخ زدن	C۶۷۱			
۱۹	آزمایش	مقاومت در برابر سایش به وسیله ماسه پاشی	C۴۱۸			
۲۰	آزمایش	مقاومت سایشی سطوح افقی	C۷۷۹			
۲۱	آزمایش	مقاومت پوسته شدن بتن در معرض مواد شیمیایی یخ زا	C۶۷۲			
۲۲	آزمایش	پیوستگی ایجاد شده با میلگردهای فولادی	C۲۳۴			
۲۳	آزمایش	نمونه برداری از بتن در عملیات اجرایی و آزمایش نمونه	C۸۲۳			
۲۴	آزمایش	آزمایش مغزه‌های مته شده و تیرهای اره شده	C۴۲		BS۱۸۸۱, Part۴	
۲۵	آزمایش	عدد برجهندگی	C۸۰۵		BS۴۴۰۸, Part۴	
۲۶	آزمایش	مقاومت نفوذی	C۸۰۳			
۲۷	آزمایش	آزمایش بتن به روش فراصوتی	C۵۹۷		BS۴۴۰۹, Part۵	
۲۸	آزمایش	مقاومت در برابر بیرون کشیدن	C۹۰۰			
۲۹	آزمایش	اندازه گیری کلر قابل حل در اسید، در بتن و ملات	C۱۱۵۲			
۳۰	آزمایش	اندازه گیری کلر قابل حل در آب، در بتن و ملات	C۱۲۱۸			
۳۱	آزمایش	اندازه گیری نفوذ یون کلر در بتن با روش الکتریکی	C۱۲۰۲			
۳۲	آزمایش	تجزیه بتن سخت شده			BS۱۸۸۱, Part۶	
۳۳	آزمایش	دستگاه‌های الکترومغناطیسی اندازه گیری پوشش			BS۴۴۰۸, Part۱	
۳۴	آزمایش	رادیوگرافی با اشعه گاما			BS۴۴۰۸, Part۳	

فصل دوازدهم

ساخت، حمل و نصب پوشش داخلی سگمنتی

۱۲-۱- کلیات

سیستم نگهداری سنگ برای یک تونل حفاری شده با دستگاه حفاری TBM شامل پیچ سنگها، شاتکریت، قطعات فولادی، پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ) و پوشش داخلی بتن پیش ساخته (سگمنت) می‌باشد. مناسب‌ترین روش تونلسازی در سنگ‌های شدیداً درزه دار و بلوکی و همچنین رسوبات آبرفتی، استفاده از دستگاه حفار با سپر محافظ برای محافظت کارگران و تجهیزات در مقابل ریزش سنگ می‌باشد. برای استفاده بهینه از این نوع دستگاه حفار بهره گیری از پوشش داخلی سگمنتی موجب افزایش بازدهی همراه با ایجاد محیط مناسب اجرایی امن خواهد شد. پوشش داخلی سگمنتی به سرعت در انتهای سپر قابل نصب بوده و یک پروسه تقریباً پیوسته در تونلسازی را فراهم می‌کند. همچنین از هر گونه رخنمون سنگی در تاج و دیواره‌های تونل اجتناب می‌شود[۲۲۴]. از مزیت‌هایی که برای این نوع سیستم نگهداری می‌توان ذکر کرد عبارتند از [۲۲۵]:

- دارای کیفیت خیلی بالایی است.
- وقتی که رینگ از دنباله سپر خارج می‌شود دارای مقاومت نهایی بوده و توانایی تحمل بار آن زیاد می‌باشد.
- نشت از پوشش داخلی سگمنتی به آسانی قابل تشخیص بوده و کار تعمیر آن بر حسب نوع موارد امکان پذیر است.
- کنترل کیفیت پوشش داخلی سگمنتی خیلی آسان می‌باشد زیرا در محیط خارج از تونل و با استفاده از استانداردهای مشخصی ساخته می‌شود.

اشکال عمده پوشش داخلی سگمنتی هزینه مواد مورد استفاده در ساخت آن می‌باشد. البته این هزینه می‌تواند از طریق نصب سریع و عدم تاخیر در تونلسازی جبران شود[۲۲۴].

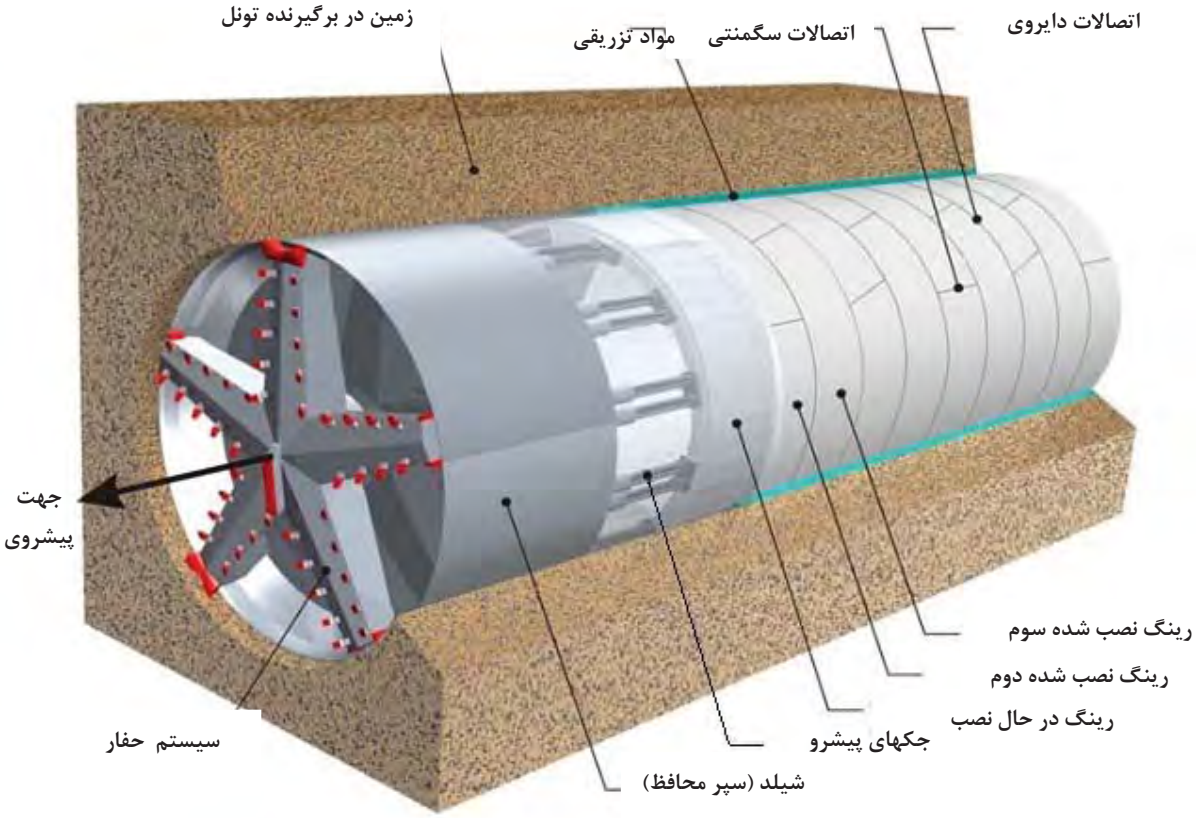
در قسمت دنباله[۱۷۲] دستگاه حفار تونل، پوشش داخلی سگمنتی تونل نصب می‌شود که با اتصال تعداد مشخصی از سگمنت‌ها محیط تونل پوشانده می‌شود که اصطلاحاً به آن رینگ می‌گویند. یک رینگ تونل متشکل از تعدادی سگمنت می‌باشد که همه آنها ظاهراً دارای اندازه یکسانی هستند، بجز یک سگمنت که کوچکتر از بقیه است و در آخر برای کامل کردن رینگ نصب می‌شود. این سگمنت، سگمنت کلید[۱۷۳] نامیده می‌شود و در اغلب موارد حالت ذوزنقه‌ای شکل دارد[۲۲۶]. همچنین این قطعه برای ایجاد انحنا در مسیر پیشروی شیلد مورد استفاده قرار می‌گیرد.

اتصالات میان دو سگمنت در یک رینگ اتصالات سگمنتی[۱۷۴] نامیده می‌شود. و اتصالات میان دو رینگ، اتصالات دایروی[۱۷۵] نامیده می‌شود.

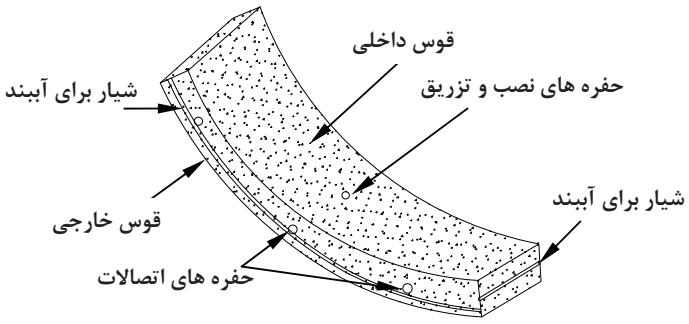
برای جلوگیری از نفوذ آب به داخل تونلها از نوارهای آببند[۱۷۶] که در تمام طول رینگ قرار می‌گیرد، استفاده می شود.

---

۱۷۲ Tail
۱۷۳ keystone
۱۷۴ Segmental joint
۱۷۵ Longitudinal joint
۱۷۶ gasket



شکل۱۲-۱- نمایی از پوشش داخلی سگمنتی[۲۲۷]



شکل۱۲-۲- اصطلاحات و نامگذاری بخش‌های مختلف سگمنت

۱۲-۲- انواع پوشش داخلی سگمنتی

شکل سگمنت از جمله مهمترین پارامترهای موثر در طرح هندسی سگمنت می‌باشد که متناسب با نوع دستگاه حفاری، نرخ پیشروی و الزامات مربوط به کاربری تونل تعیین می‌گردد. برخی از این الزامات شامل موارد زیر می باشند[۲۲۸]:

- نوع دستگاه TBM و نرخ پیشروی آن

- نیازهای طراحی سازه‌ای پوشش سگمنت
- نیاز یا عدم نیاز به آببندی تونل
- امکانات و تکنولوژی ساخت سگمنت
- قابلیت اجرایی کارگاه
- تجارب پرسنل بخش ساخت، حمل و نصب سگمنت

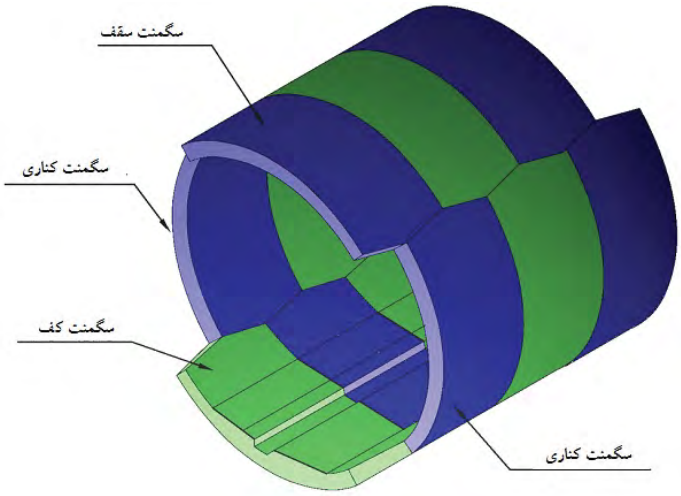
۱۲-۲-۱- سگمنت شش وجهی یا لانه زنبوری[۱۷۷]

این نوع پوشش داخلی سگمنتی متشکل از قطعات بتنی شش وجهی می‌باشد که با توجه به شکل هندسی آن بطور پیوسته (نه به صورت یک رینگ کامل) در طول مسیر تونل نصب شده و نیازی به قطعه کلید نمی باشد. از مهمترین مزایای سگمنت شش وجهی، پیوستگی در نصب قطعات می‌باشد که امکان همزمانی حفاری و سگمنت گذاری را فراهم می‌سازد. از مزایای دیگر این نوع سگمنتها می‌توان به سرعت نصب آنها اشاره نمود. همچنین با توجه به یکسان بودن شکل سگمنتها در دیوارها، تعداد قالب کمتری مورد نیاز می‌باشد. عملیات دپوی آنها نیز به آسانی صورت می‌گیرد. همچنین به دلیل ثابت بودن سگمنت کف، شکل قالب آن بصورتی در نظر گرفته می‌شود که تراورس بتنی بر روی آن تعبیه شده و نیاز به ساخت تراورس به منظور سیستم ترابری در حین اجرای تونل نمی باشد. شکل (۱۲-۳) نمایی از نوع پوشش داخلی سگمنتی شش وجهی را نشان می‌دهد[۵].

یکی از معایب سگمنتهای شش ضلعی ضعف آنها در آببندی تونل می‌باشد. به دلیل اتصالات شعاعی، استفاده از گسکت در این سگمنتها غیر ممکن بوده و به منظور آببندی نیاز به تزریق سیمانی در محل درزها و یا تزریق تحکیمی در اطراف تونل می‌باشد. در صورت استفاده از این نوع سگمنت باید زمان زیادی برای پیش تزریق یا پس تزریق به منظور کاهش ورود آب به داخل تونل و رساندن آن به میزان نشت مجاز صرف کرد. از دیگر نقاط ضعف این نوع سگمنتها می‌توان به قرارگیری آنها در محل قوسها اشاره نمود. در محل قوس فاصله بین درزها افزایش پیدا کرده و میزان نشت آب به داخل تونل افزایش می‌یابد. همچنین سطح تماس سگمنتها با یکدیگر کاهش یافته و باعث افزایش تنش در این محل‌ها و لهیدگی قطعات سگمنت می‌شود. در ضمن با توجه به میزان قفل شدگی بالایی که بین سگمنتها به وجود می آید، سختی کل سیستم پوشش بتنی افزایش یافته و در زون‌های گسله و مناطق زلزله خیز عملکرد مناسبی از خود نشان نمی دهد[۲۲۸].

---

۱۷۷ Hexagonal Segment



شکل۱۲-۳- سگمنت شش وجهی یا لانه زنبوری ۴ قطعه ای[۲۲۸]

۱۲-۲-۲- سگمنت مستطیلی[۱۷۸]

با استفاده از سگمنتهای مستطیلی شکل، عموماً چرخه حفاری در هنگام نصب سگمنتها متوقف می‌شود و تا زمانیکه حلقه سگمنتی به طور کامل نصب نشود، چرخه حفاری شروع نمی شود. فاصله خالی مابین سپر و سطح بیرونی سگمنت معمولاً کوچک بوده و حلقه سگمنتی با یک قطعه کلید کوچک بسته می‌شود. این قطعه کلید در هنگام نصب نیاز به فضای بیشتری دارد و به شکل ذوزنقه می‌باشد.

هندسه قطعات مجاور قطعه کلید متناسب با این قطعه بوده و به آنها قطعات متقابل گفته می‌شود. حلقه سگمنتهای مستطیلی، متشکل از تعدادی قطعات استاندارد مستطیلی شکل، دو قطعه متقابل و یک قطعه کلید می‌باشد. اتصال این نوع سگمنتها غالباً با بولت انجام می‌شود. عموماً اتصالات دایروی دو حلقه مجاور هم در یک راستا قرار نمی گیرند و این برای جلوگیری از ایجاد نقص در آببندی گوشه‌های قطعات می‌باشد. همچنین با این روش در زمان آزادشدن جکهای پیشران، از رهاشدن کامل سگمنتی که در مرحله قبل نصب شده، جلوگیری بعمل می‌آید[۲۲۸].

شکل (۱۲-۴) دو نما از تونل‌های ساخته شده با سگمنت مستطیلی را نشان می‌دهد.

با در نظر گرفتن شکل مستطیلی برای سگمنتها، دو نوع رینگ را می‌توان طراحی و اجرا نمود:

۱۲-۲-۲-۱- رینگ عادی[۱۷۹]

در این حالت و در اجرای پوشش بتنی در مسیر مستقیم باید رینگ به طور متوالی به میزان ۱۸۰ درجه حول محور تونل در چرخش باشد، لذا سگمنت کلید همواره در موقعیت‌های مختلف در تغییر است. به عنوان مثال سگمنت کلید می‌تواند در کف، دیواره و یا تاج تونل قرار گیرد. در واقع در این نوع آرایش، قطعه کلید به ناچار در موقعیت‌های مختلفی باید قرار گیرد تا قوس مورد نظر در تونل تامین گردد. لازم به ذکر است با توجه به اینکه سگمنت کلید آخرین قطعه

۱۷۸ Rectangular Segment
۱۷۹ Universal Ring

نصب شده در هر رینگ می‌باشد، نصب آن در موقعیت کف (قسمت پایینی مقطع تونل) با مشکلاتی همراه می باشد.

۱۲-۲-۲-۲- رینگ چپ و راست[۱۸۰]

برای جلوگیری از چرخش سگمنت کلید در مقطع تونل می‌توان از دو تیپ رینگ موسوم به رینگ‌های چپ و راست استفاده نمود که این دو نوع رینگ مکمل یکدیگر هستند. با این آرایش در مسیر مستقیم و یا در قوس‌ها سگمنت کلید همواره در موقعیت تاج تونل قرار می‌گیرد. در این شرایط جازدن سگمنت کلید، بسیار آسانتر از حالتی است که سگمنت کلید در موقعیتی غیر از تاج واقع می‌شود.

از معایب استفاده از این نوع رینگ‌ها لزوم بکارگیری مدیریت منظم و هماهنگ در حین تولید و انتقال سگمنت به داخل تونل می‌باشد، زیرا در صورت ناهماهنگی و ارسال نادرست سگمنت به داخل تونل، وقفه زیادی در پیشروی تونل بوجود می‌آید.

شکل (۱۲-۵) رینگ عادی و رینگ چپ و راست را نشان می‌دهد.

۱۲-۲-۳- سگمنت متوازی الاضلاع[۱۸۱]

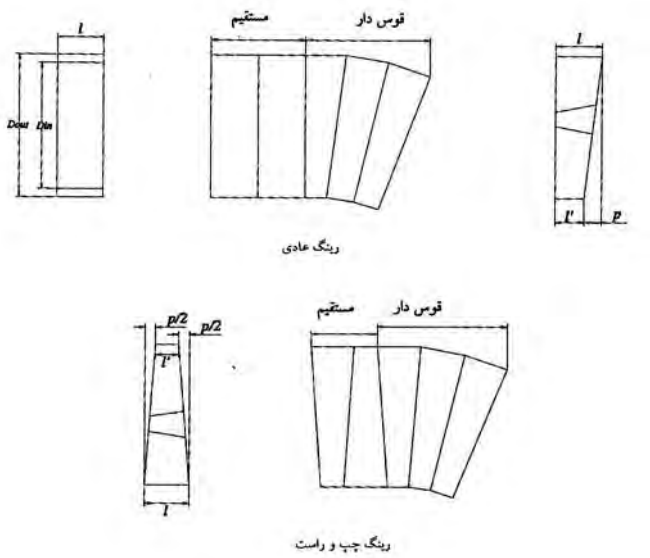
این طرح از سگمنتها با استفاده از اتصالات داولی مرتبط می‌شود. هنگامی که این اتصالات در موقعیت خود قرار می گیرند (سطوح تماس محیطی)، سگمنتهای بعدی بدون آنکه بتوانند در جهت‌های مخالف حرکت کنند به سمت جلو هل داده می‌شوند. یک حلقه از این نوع سگمنتها شامل قطعات استاندارد متوازی الاضلاع، یک قطعه کلید معکوس و یک قطعه کلید معمولی می‌باشد.

شکل (۱۲-۶) نمایی از پوشش داخلی تونل با سگمنت متوازی الاضلاع و تشکیل یک رینگ کامل با سگمنت متوازی الاضلاع را نشان می‌دهد.



شکل۱۲-۴- دو نما از پوشش داخلی تونل با سگمنت مستطیلی شکل

۱۸۰ Left and Right Ring
۱۸۱ Rhomboidal Segment



شکل ۱۲-۵- رینگ عادی و رینگ چپ و راست



(ب) **(الف)**

شکل ۱۲-۶- الف: نمایی از پوشش داخلی تونل با سگمنت متوازی الاضلاع ب: نمایی از رینگ کامل با سگمنت متوازی الاضلاع

۱۲-۲-۴- سگمنت ذوزنقه ای[۱۸۲]

با استفاده از این نوع پوشش داخلی تونل امکان انجام همزمان عملیات حفاری تونل و نصب سیستم نگهداری بوجود می‌آید. (نیروی جکهای پیشرو بر روی دو حلقه سگمنتی اعمال می‌شود). در حالت کلی تعداد سگمنتهای ذوزنقه‌ای یک حلقه پوشش زوج می‌باشد که نصف این سگمنتها از نوع متقابل هستند. یعنی عرض این قطعات در سمت حلقه نصب شده قبلی بزرگتر است. نصف دیگر این سگمنتها از نوع سگمنتهای کلید هستند یعنی عرض آنها در سمت حلقه نصب شده قبلی کوچکتر است[۲۲۸].

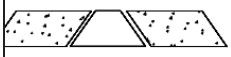
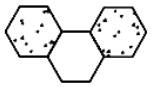
جدول (۱۲-۱) پوشش داخلی تونل با اشکال هندسی مختلف را با یکدیگر مقایسه می‌کند.

جدول (۱۲-۲) مزایا و معایب اشکال مختلف سگمنت را نشان می‌دهد.

---

۱۸۲ Trepezoidal Segment

جدول۱۲-۱- مقایسه قطعات پیش ساخته بتنی با اشکال مختلف[۲۲۹]

پارامتر / هندسه قطعه	مستطیل	ذوزنقه	متوازی الاضلاع	شش وجهی (لانه زنبوری)
شکل				
مراحل نصب	ناپیوسته (با تکمیل سگمنت گذاری هر رینگ، امکان نصب رینگ بعدی فراهم می‌شود.)	ناپیوسته (بصورت حلقه به حلقه)	ناپیوسته (بصورت حلقه به حلقه)	پیوسته (بصورت یک حلقه کامل نصب نمی شود)
قطعه کلید	نیاز دارد	-	نیاز دارد	نیاز ندارد
اجرای قوسهای افقی و قائم و اصلاح امتداد	قطعات خاص یا حلقه‌های مخروطی شکل	قطعات خاص یا حلقه‌های مخروطی شکل	قطعات خاص یا حلقه‌های مخروطی شکل	المان خاصی نیاز ندارد. محدودیت در مقدار بازشدگی بین درزه‌های محیطی وجود دارد
آببندی درزه‌ها	درزه‌های باز با استفاده از نوار آببند	درزه‌های باز با استفاده از نوار آببند	درزه‌های باز یا استفاده از نوار آببند	درزه‌های باز با استفاده از شیارهای بندکشی

جدول ۱۲-۲- مزایا و معایب اشکال مختلف سگمنت[۲۲۹]

شکل سگمنت	مزایا	معایب
شش وجهی (لانه زنبوری)	سهولت در نصب مشابه بودن سگمنتها تعداد قالب کمتر در هر رینگ قفل و بست بیشتر بین سگمنتها نسبت به سگمنتهای دیگر	قابلیت آببندی ضعیف تاخیر و هزینه بسیار زیاد در پروژه در صورت استفاده از تزریق برای آببندی عدم استفاده از گسکت ازدیاد عرض درز سگمنت‌ها در قوس‌ها انعطاف پذیری کم پوشش نسبت به پوشش‌های سگمنتی دیگر
مستطیلی	توانایی در آببندی به کمک گسکت سهولت در ساخت قالب سهولت در خارج کردن قالب سهولت در نصب گسکت و قرارگیری خوب در اطراف سگمنت سهولت در نصب نسبت به سگمنت ذوزنقه ای	تعداد قالب بیشتر نسبت به سگمنت ذوزنقه ای
ذوزنقه ای	توانایی در آببندی به کمک گسکت تعداد قالب کمتر نسبت به سگمنت مستطیلی و متوازی الاضلاع امکان اجرا در قوس	نصب سخت تر نسبت به سگمنتهای مستطیلی و متوازی الاضلاع استفاده از طول بیشتر گسکت (نسبت به سگمنتهای مستطیلی) سخت تر بودن ساخت قالب نسبت به سگمنتهای مستطیلی سختی در خارج کردن از قالب
متوازی الاضلاع	توانایی در آببندی به کمک گسکت سهولت در نصب نسبت به سگمنت ذوزنقه ای امکان اجرا در قوس	تعداد قالب بیشتر نسبت به سگمنت ذوزنقه ای استفاده از طول بیشتر گسکت (نسبت به سگمنت مستطیلی) سخت تر بودن ساخت قالب نسبت به سگمنتهای مستطیلی سختی در خارج کردن از قالب

۱۲-۳- طراحی کارخانه قطعات پیش ساخته بتنی (سگمنت)

در طراحی کارخانه تولید سگمنت معمولاً از دو شیوه خط تولید ثابت و متحرک استفاده می‌شود. در روش خط تولید ثابت، قالب‌ها ثابت بوده و شبکه میلگرد، بتن و دیگر قطعات، به محل استقرار قالب حمل می‌شوند. در این روش هزینه سرمایه گذاری اولیه برای تولید، به ازای هر قطعه کمتر بوده و نیز از سادگی بیشتری برخوردار می‌باشد. خط تولید متحرک به روشی از تولید سگمنت اطلاق می‌شود که قالب ثابت نبوده و در مسیر خط تولید حرکت می‌کند. در این روش طی مراحل مختلف، میلگرد و اجزاء و اتصالات مربوطه و سپس بتن، درون قالب جای داده می‌شود. این روش راندمان بیشتری دارد و هزینه تولید آن به ازای هر قطعه، کمتر است. در مقابل روش نسبتاً پیچیده‌ای می‌باشد. نحوه دپو کردن قطعات سگمنت و بارگیری آنها، در هر دو روش یکسان و توسط جرثقیل‌های دروازه‌ای انجام می‌شود.

برای طراحی کارخانه ساخت قطعات سگمنتی باید مقدار پیشروی روزانه تونل بطور دقیق برآورد گردد چرا که میزان تولید قطعات بتنی به میزان پیشروی و راندمان حفاری بستگی دارد. برخی از مواردی که در طراحی کارخانه سگمنت سازی باید مورد توجه قرار گیرد، عبارت از: فضای مورد نیاز، تجهیزات و ماشین آلات مورد نیاز، طراحی و ساخت قالب می‌باشد.

۱۲-۳-۱- طراحی محل احداث کارخانه سگمنت سازی

برای انتخاب محل مناسب کارخانه سگمنت سازی باید معیارهای زیر را در نظر گرفت:

- شرایط تملک و آماده بودن زمین برای تصرف
- ابعاد زمین و مناسب بودن آن
- نزدیکی آن به محل سرویس دهی به تونل
- فاصله از کارخانه‌های سیمان و تولید مصالح شن و ماسه
- امکانات تاسیساتی، برق و آب

۱۲-۳-۲- تعیین تعداد نیروی انسانی مورد نیاز در کارخانه سگمنت سازی

جهت فعال سازی کارخانه سگمنت سازی در زمان اجرای پروژه ساخت سگمنت، به افراد با تخصص‌های مختلف نیاز است که با توجه به تولید روزانه و تعداد شیفت کاری تعیین می‌گردند.

جدول (۱۲-۳) لیستی از تخصصها و تعداد نیروی انسانی مورد نیاز در یک نمونه کارخانه سگمنت سازی را نشان می دهد.

۱۲-۳-۳- تعیین ماشین آلات و تجهیزات مورد نیاز کارخانه سگمنت سازی

آماده شدن کارخانه سگمنت سازی شامل ساخت و راه اندازی کارخانه، تامین قالب‌های مورد نیاز، تامین سیستم برق، آب، بخار و ... است. عمل آوری قطعات سگمنتی در کارخانه به روش بخار صورت خواهد گرفت و تولید قطعات پیش ساخته بتنی باید توسط افراد متخصص این کار صورت گیرد. تعداد ست قالب‌های سگمنت متناسب با پیشرفت روزانه باید تهیه گردد.

جدول(۱۲-۴) لیست اولیه‌ای از نوع و تعداد ماشین آلات و تجهیزات لازم در کارخانه سگمنت سازی را نشان می دهد.

جدول۱۲-۳- لیست اولیه نیروی انسانی مورد نیاز در یک نمونه کارخانه سگمنت سازی

ردیف	شرح	تعداد	ردیف	شرح	تعداد
۱	سرپرست کارخانه سگمنت	۱	۱۰	برقکار	۲
۲	مهندس اجرایی	۱	۱۱	متصدی بچینگ	۱
۳	سرکارگر	۲	۱۲	راننده تراک میکسر	۲
۴	آرماتور بند درجه ۱	۳	۱۳	بنای بتن کار	۲
۵	آرماتور بند درجه ۲	۳	۱۴	کارگر ماهر	۲
۶	قالب بند درجه ۱	۲	۱۵	جوشکار	۲
۷	قالب بند درجه ۲	۲	۱۶	کارگر ساده	۴
۸	راننده لودر	۲	۱۷	اپراتور جرثقیل	۲
۹	راننده کامیون کفی	۳	۱۸	راننده لبفتراک	۲

۱۲-۳-۴- طراحی فضاهای مورد نیاز برای کارخانه سگمنت سازی

کارخانه سگمنت سازی باید دارای فضای کافی به منظور آرماتوربندی، نصب قالبها، دپو موقت، دپو دائم و... باشد. در تعیین فضای موردنیاز کارخانه سگمنت سازی و چیدمان آن باید به نوع کارخانه، میزان تولید روزانه، مدت دپوی قطعات در کارخانه، فضای تولید و انبار شبکه‌های میلگرد، مسیرهای انتقال آب، برق، بخار، پساب، فضای کافی و دسترسی ایمن برای کار در اطراف تجهیزات و قالبها، نگهداری داخل کارخانه، فضاهای تامین بخار و هوای فشرده، آزمایشگاه و دفتر توجه نمود. بطور کلی تعیین فضای مورد نیاز متناسب با خط تولید سگمنت (هر ست قالب) می‌باشد. در مجموع هر کارخانه تولید سگمنت شامل بخش‌های زیر می‌باشد:

- مرکز تولید بتن
- محل تولید شبکه‌های آرماتور
- محل استقرار قالبها
- فضایی برای انتقال بتن و شبکه‌های آرماتور به محل قالبها
- فضایی برای بتن ریزی قالبها
- فضایی برای برداشتن قطعات سگمنت از داخل قالب
- فضایی برای استخر آب و عمل آوری بتن
- فضایی برای ایجاد سیستم بخار و تاسیسات
- انبار اولیه سگمنتها
- محل چسباندن گسکت
- فضایی برای انتقال قطعات به انبار روباز
- محل بارگیری و انتقال به محل نصب

با فرض اینکه پیشروی تونل روزانه A متر باشد، تولید روزانه A/C حلقه سگمنت (عرض هر حلقه سگمنت C متر می‌باشد) نیاز است.

جدول ۱۲-۴- لیست اولیه‌ای از ماشین آلات و تجهیزات مورد نیاز در یک نمونه کارخانه سگمنت سازی

ردیف	شرح	واحد	تعداد	ردیف	شرح	واحد	تعداد
۱	قالب سگمنت	دستگاه	۷۲	۱۳	کاور قالب	عدد	۹۰
۲	جرثقیل دروازه‌ای ۱۰ تن	دستگاه	۴	۱۴	تجهیزات مورد نیاز برای باز و بسته کردن قالب	ست	۴
۳	شاهین جرثقیل	دستگاه	۴	۱۵	تجهیزات آزمایشگاهی	ست	۱
۴	جرثقیل زنجیری ۳۰ تن(در صورت نیاز)	دستگاه	۲	۱۶	تجهیزات مورد نیاز برای تمیز کاری قالب	ست	۴
۵	دیگ بخار و تجهیزات مربوطه	ست	۱	۱۷	کفی جرثقیل ۱۰ تن	دستگاه	۲
۶	فریم تولید شبکه آرماتور	عدد	۴	۱۸	لیفتراک	دستگاه	۲
۷	تجهیزات و ماشین آلات خم و برش آرماتور	ست	۲	۱۹	تراک میکسر	دستگاه	۳
۸	دستگاه جوش آرگون	دستگاه	۱	۲۰	بچینگ پلانت	دستگاه	۱
۹	سیستم PLC	دستگاه	۱	۲۱	سیلوی سیمان ۲۵۰ تنی	عدد	۹
۱۰	تاسیسات کارخانه	ست	۱	۲۲	سیستم کنترل دمای مصالح	دستگاه	۱
۱۱	کمپرسور	دستگاه	۱	۲۳	لودر	دستگاه	۲
۱۲	ژنراتور	دستگاه	۱	۲۴	مایلر	دستگاه	۳

برای تولید روزانه A/C حلقه سگمنت نیاز به (۲×A)/C حلقه قالب می‌باشد زیرا زمان ماندگاری بتن در هر قالب حداقل ۱۲ ساعت بعد از بتن ریزی می‌باشد (بتن‌ها پس از بتن ریزی حداقل ۸ ساعت باید در اتاق بخار باقی بمانند) بنابراین در زمانهایی که قالبها درگیر بتن می‌باشند بطور موازی در قالبهای دیگر باید عملیات بتن ریزی انجام می‌گیرد.

اگر تعداد قطعات سگمنت در هر حلقه B قطعه باشد، به (۲×A×B)/C عدد قالب نیاز می‌باشد. اگر ابعاد هر قالب بصورت (a×b) در نظر گرفته شود، با در نظر گرفتن یک متر طولی و یک متر عرضی برای هر قالب جهت عبور و مرور بین قالبها حداقل فضا برای هر قالب (a+۱) × (b+۱) متر مربع خواهد شد.

در نتیجه با فرض قرارگیری شبکه‌ای قالبها در کنار یکدیگر فضای کل مورد نیاز جهت قرارگیری قالبها ((۲×A×B) / C) × (a+۱) × (b+۱)) متر مربع خواهد شد.

-حداقل فضای مورد نیاز جهت دپوی میلگرد و ساخت شبکه آرماتور بندی نیز حدود ۱۰۰۰ متر مربع برآورد می گردد.

-برای طراحی فضای مورد نیاز استخر فرض می‌گردد که بتوان قطعات سگمنت را بصورت ایستاده (کتابی) قرار داد. ابعاد هر قطعه سگمنت با در نظر گرفتن قرارگیری آنها بصورت ایستاده به صورت (x×y) می‌باشد. همچنین زمان ماندگاری بتن‌های پیش ساخته داخل استخر حداقل ۷ روز می‌باشد. بنابراین :

- تعداد قطعات تولید شده روزانه: (A×B)/C)
- زمان ماند گاری هر قطعه درون استخر: ۷ روز

فضای مورد نیاز برای استخر $A_{ح}= (A\times B)/C\times ۷\ m^{۲}$

- با توجه به سن ۴۲ روزه بلوغ برای هر قطعه سگمنت، فضای مورد نیاز برای دپوی ثابت قطعات بصورت ذیل محاسبه می‌گردد:

$A_d = (A \times B)/C \times ۴۲\ m^۲$ فضای مورد نیاز برای دپوی ثابت

- با توجه به ایجاد سیستم بخار ثابت ، فضای مورد نیاز ۴۰۰ متر مربع بصورت ذیل برآورد می‌گردد:

$A_{st} = ۴۰۰\ m^۲$ فضای مورد نیاز جهت سیستم بخار

-ظرفیت و فضای مورد نیاز سیستم بچینگ:

-اگر مقدار بتن مصرفی برای هر حلقه سگمنت v متر مکعب در نظر گرفته شود، بتن مصرفی در روز بصورت ذیل برآورد می‌گردد:

بتن مصرفی در روز = $(A/C) \times v$ متر مکعب

-در نتیجه برای یک شیفت ۸ ساعته، سیستم بچینگ باید قابلیت ساخت $(A \times v)/(C \times ۸ \times ۶۰)$ متر مکعب بتن در دقیقه را داشته باشد.

- بنابراین برای تامین یک ماه مصالح به سه سیلو ۸۰ تنی سیمان و فضایی بالغ بر ۴۰۰ متر مربع جهت دپوی مصالح مورد نیاز است.

بعبارت دیگر : $A_b = ۴۰۰\ m^۲$

فضای مورد نیاز بمنظور سیستم برق رسانی، انبار و اتاق پرسنل نیز حدود ۶۰۰ متر مربع برآورد می‌گردد.

با توجه به موارد فوق فضای مورد نیاز برای ساخت کارخانه سگمنت سازی بصورت رابطه ذیل می‌باشد:

$$A = [(a+۱) \times (b+۱) \times ((۲ \times A \times B) / C)] + [(A \times B)/C \times ۷] + [(A \times B)/C \times ۴۲] + [۲۰۰۰]\ m^۲ \quad (۱)$$

که در رابطه فوق:

A : مقدار پیشروی روزانه تونل (متر)

B : تعداد قطعات سگمنت در هر حلقه

C : عرض یک حلقه(متر)

a×b : ابعاد قالب یک قطعه سگمنت(متر مربع)

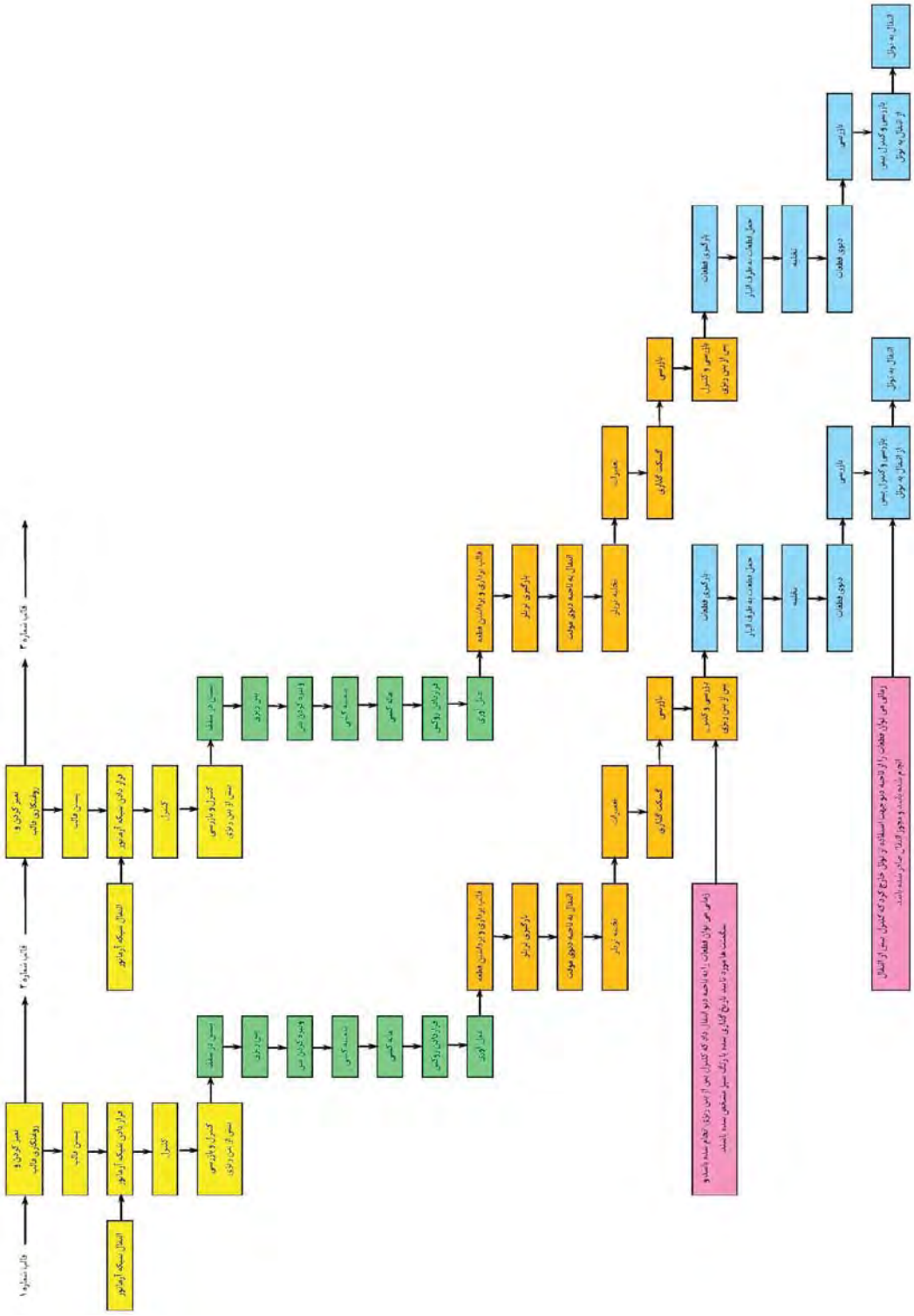
۱۲-۳-۵- چرخه تولید در کارخانه سگمنت

با توجه به تنوع فعالیتها داخل کارخانه سگمنت سازی لازم است این فعالیتها به دقت تحت یک چرخه تولید مورد بررسی قرار گیرند تا با جلوگیری از تداخل این فعالیتها، بهره وری در فرآیند تولید افزایش یابد. برای ساخت هر قطعه بتنی یک رشته فعالیتها شامل قالب برداری، تمیزکردن و روغنکاری قالب، نصب ملحقات و تنظیم قالب، سبدگذاری، کنترل و بستن قالب، بتن ریزی، شمشه کشی، ماله کشی، روکش گذاری و بازکردن شیر عمل آوری و در نهایت عمل آوری بتن انجام خواهد شد. این فعالیتها به ترتیب از اولین قالب هر دهانه شروع می‌شود و به طور متوالی تا آخرین قالب در هر دهانه انجام می‌گیرد.

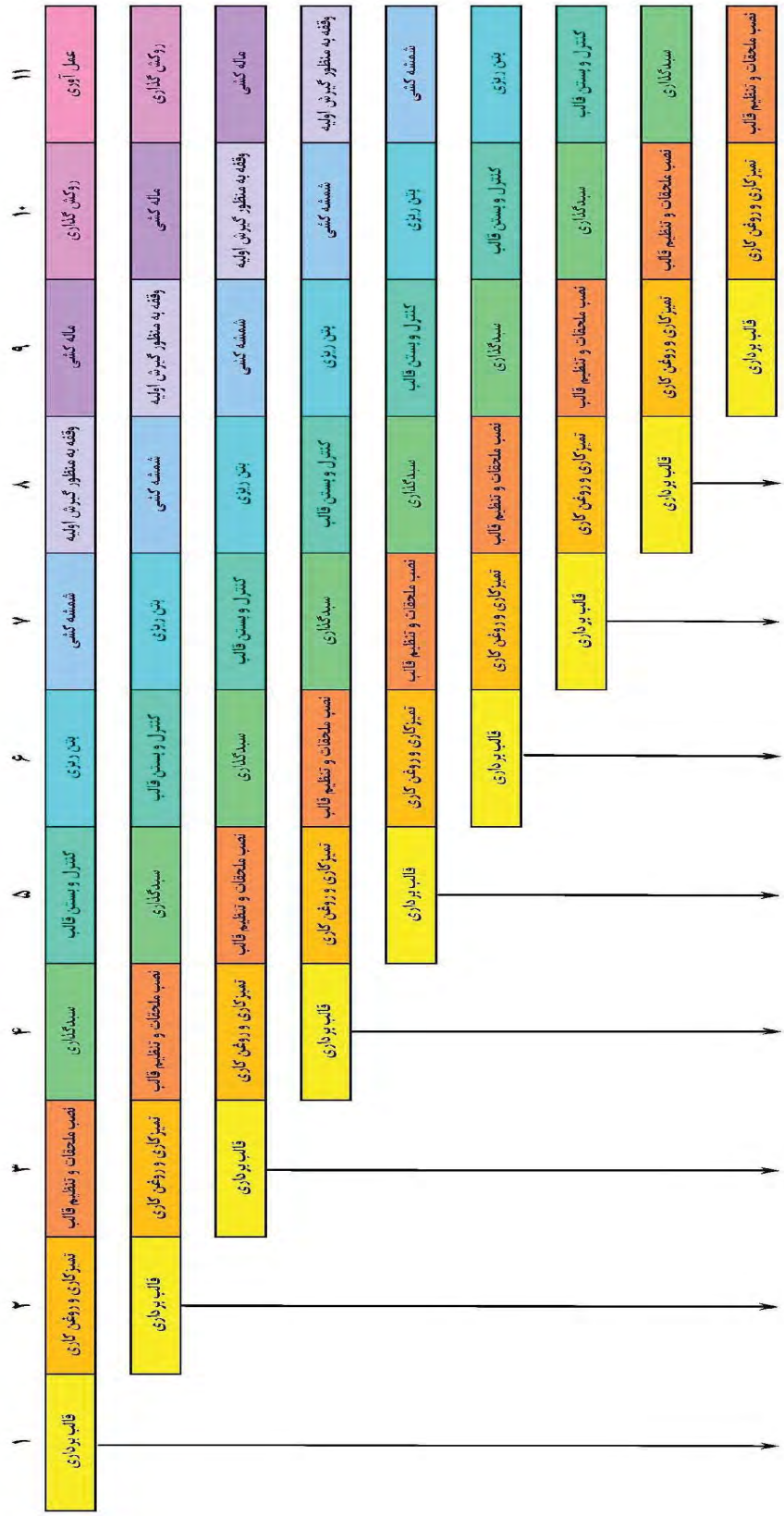
شکل (۱۲-۷) سیکل عملیاتی تولید یک قطعه سگمنت در کارخانه سگمنت سازی را نشان می‌دهد.

شکل (۱۲-۸) توالی فعالیتهای انجام شده روی قالبهای یک خط تولید کارخانه سگمنت سازی را نشان می‌دهد.

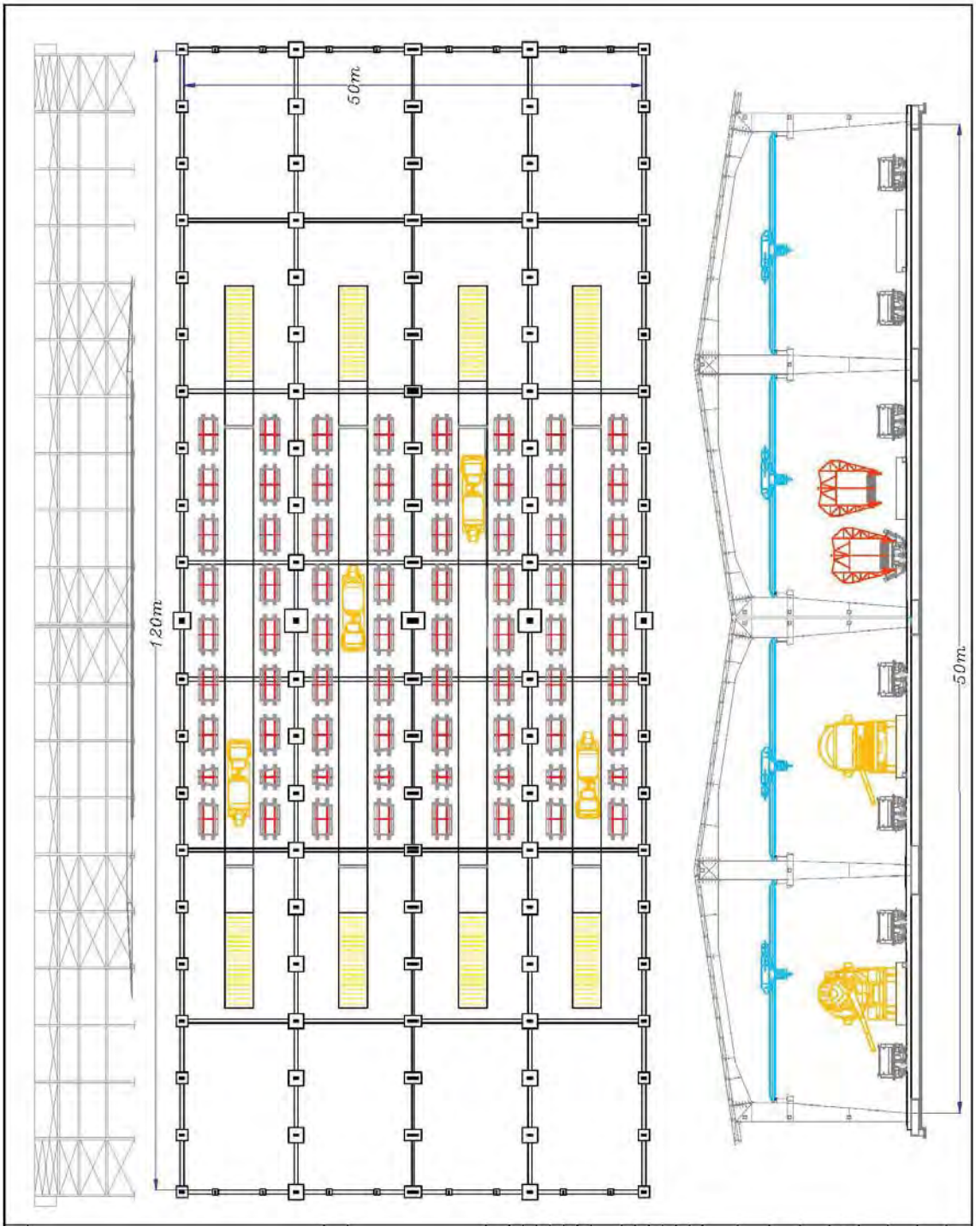
شکل (۱۲-۹) نقشه تیپ یک نمونه کارخانه سگمنت سازی را نشان می‌دهد.



شکل ۱۲-۷- سیکل عملیاتی تولید یک قطعه سگمنت در کارخانه سگمنت سازی



شکل ۱۲-۸- توالی فعالیتهای انجام شده روی قالبهای یک خط تولید

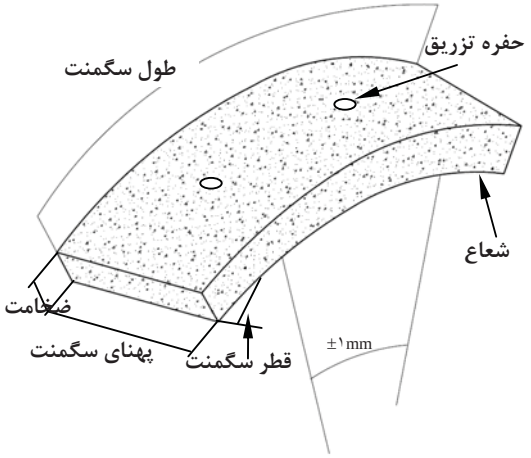


شکل ۱۲-۹- نقشه تیپ یک نمونه کارخانه سگمنت سازی

۱۲-۴- ساخت قطعات پیش ساخته بتنی (سگمنت)

پوششهایی که متشکل از قطعات بتنی پیش ساخته (سگمنت) هستند، معمولاً توسط یکسری قالبهای خاص که در ساختمان آنها از نظر ابعاد، تلرانسهای خیلی کم باید برآورده شود، ساخته می‌شوند. همچنین این قالبها دارای سطوحی هستند که در خود یکسری طرحهای خاص برای اضافه کردن نوار آببند دارند.

ماکزیمم خطایی که در ساخت قسمت‌های مختلف یک سگمنت مجاز می‌باشد در شکل (۲-۱۰) و جدول(۲-۵) نشان داده شده است[۲۳۰].



شکل۱۲-۱۰- هندسه و حداکثر خطای مجاز سگمنت[۲۳۰]

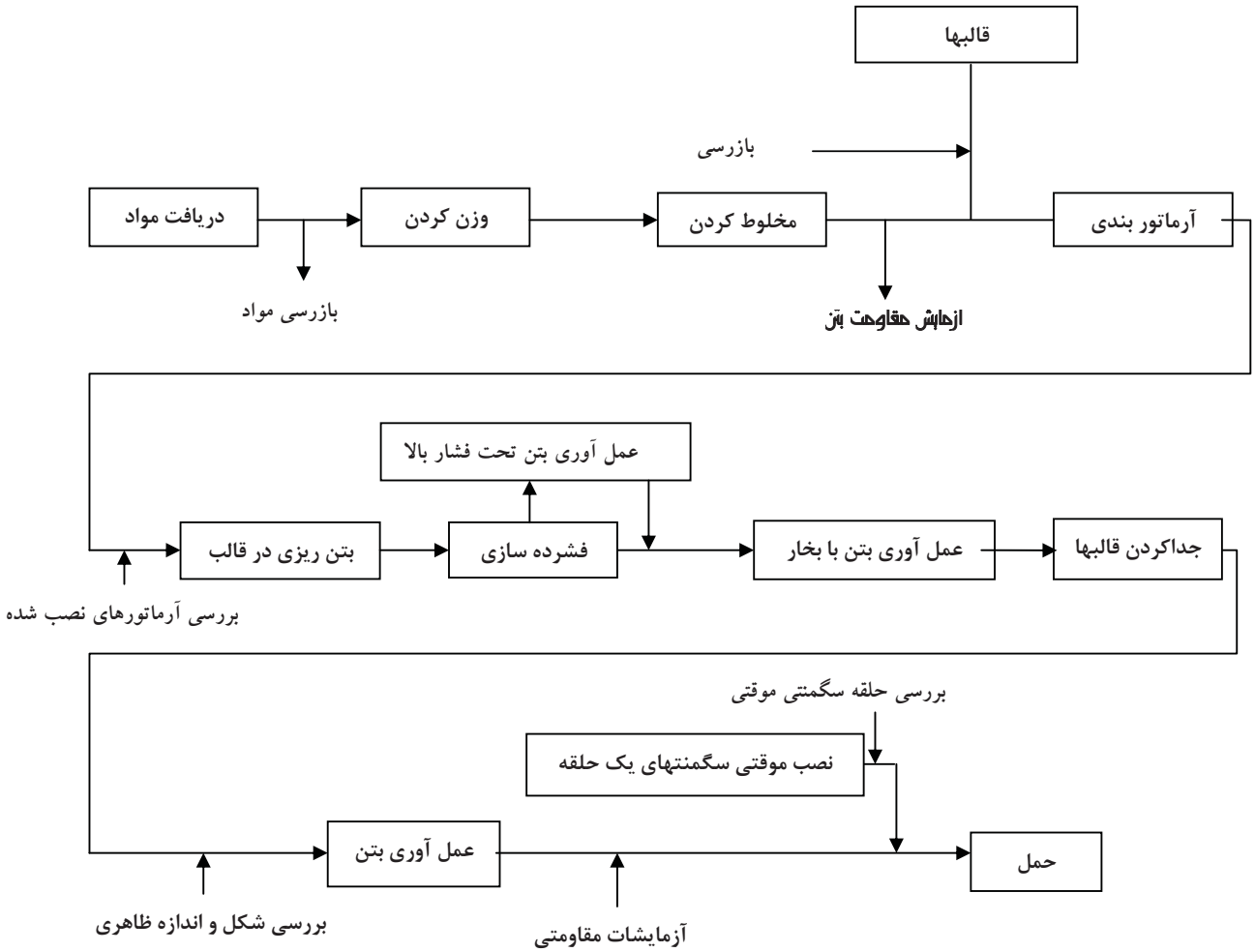
جدول۱۲-۵- حداکثر خطای مجاز در ساخت قسمتهای مختلف سگمنت[۲۳۰]

توضیحات	حداکثر خطای مجاز (میلیمتر)
طول(پهنای) سگمنت	±۱
ضخامت	۰-۳
طول قوس خارجی	±۱
شعاع داخلی	±۲
قطر سگمنت	±۱
موقعیت حفره‌های اتصالات	±۰/۵
موقعیت حفره‌های نصب	±۲
عمق شیار درزگیرها	-۰/۵ /+۰/۱
تخت بودن صفحات اتصال یافته	±۱

در ساخت سگمنت، علاوه بر ملاحظات فنی خاص (دستیابی به مقاومت مناسب)، حداکثر نیاز روزانه نیز تاثیرگذار است. فرآیند تولید قطعات سگمنتی را همانطور که در شکل (۱۲-۷) نشان داده شده، می‌توان به پنج مرحله زیر تقسیم بندی نمود:

- اختلاط[۱۸۳]
- قالب گیری[۱۸۴]
- پرداخت قطعات[۱۸۵]
- خارج کردن از قالب[۱۸۶]
- دپوکردن[۱۸۷]

شکل (۱۲-۱۱) فلوچارت مراحل تولید سگمنت را نشان می‌دهد[۲۳۱]



شکل ۱۲-۱۱- فلوچارت مراحل تولید سگمنت[۲۳۱]

۱۸۳ Mixing
۱۸۴ Casting
۱۸۵ Finishing
۱۸۶ Demoalding
۱۸۷ Stacking

بطور کلی دستگاههای تولید سگمنت به دو گروه عمده دستگاههای گردان و دستگاههای ثابت تقسیم بندی می شوند.

در دستگاههای گردان قالبها دارای یکسری چرخ هستند و پس از آنکه هر یک از عملیات فرآیند تولید کامل می شود، تمام قالبهای موجود برروی خط تولید بصورت همزمان حرکت داده می‌شوند. با استفاده از این روش امکان تولید مناسب و انبوه با استفاده از کارگر کمتر و کاهش زمانهای مرده بوجود می‌آید. در این روش لرزش در یک ایستگاه لرزه مناسب، ایجاد می‌شود وتعداد ویبراتورهای به کار رفته کمتر است.

در روش دستگاههای ثابت قالبها به زمین متصل می‌شوند و تمامی عملیات جابجایی و انتقال و جایگذاری مواد بر روی هریک از قالبها توسط سیستم‌های معمول از قبیل جرثقیل‌ها، میکسرها و ... صورت می‌گیرد. از این سیستم برای تولید پایین و همچنین برای حالتی که عمل آوری با بخار مد نظر نباشد، استفاده می‌شود.

۱۲-۴-۱- ساخت و آماده سازی قالب برای قطعات پیش ساخته بتنی (سگمنت)

قالبها از یکسری صفحات فولادی صلب ساخته شده‌اند. در این قالبها استفاده از ملزومات و ادواتی که از صلبیت و کیفیت مطلوب برخوردار بوده و آرماتورها را در محل و موقعیت صحیح نگه دارند، اهمیتی بسزایی دارد. تمامی بازشوها، خم‌ها، قطعات جاگذاری شده، قلابهای مخصوص حمل و نقل و ادوات مورد نیاز برای اتصال قطعات بتنی که قرار است در بتن جا داده شوند، باید بدقت در موقعیت‌های تعیین شده استقرار یافته و بنحوی مطمئن به قالب متصل گردند. قبل از جاگذاری قفسه آرماتور داخل قالب باید کلیه مراحل تمیز کردن قالب، بستن المانهای قالب و کنترل قالب بسته شده به دقت انجام گیرد. شکل(۱۲-۱۲) مراحل ساخت و آماده کردن قالب را نشان می‌دهد.

۱۲-۴-۲- جاگذاری قفسه آرماتور

آرماتورهای داخل سگمنت، بصورت شبکه جوش شده به کار می‌روند، برای ساخت شبکه آرماتور، فریم (شابلون)، دستگاه برش، دستگاه خم کن و ...) به تناسب مورد نیاز می‌باشد. به تعداد قالبها کاور برزنتی نیز برای پوشاندن قالبهای سگمنت در مرحله عمل آوری سگمنت مورد نیاز می‌باشد.

پس از تکمیل قفسه آرماتور، هر قفسه به یکسری فاصله دهنده[۱۸۸] مجهز می‌شود. با استفاده از این فاصله دهنده‌ها، ضخامت پوشش بتنی روی آرماتورها برآورد می‌شود و قفسه‌ها درون قالب در موقعیت صحیح خود جاگذاری می‌شوند.

شکل (۱۲-۱۳) یک نمونه از ساخت قفسه آرماتور بر روی شابلون و شبکه‌های آرماتور ساخته شده را نشان می‌دهد[۲۳۰]

۱۲-۴-۳- بتن ریزی قالبها

وسایل و روش مورد استفاده برای بتن ریزی داخل قالبها باید بنحوی باشد که این امر را بدون جدا شدن دانه بندی بتن از یکدیگر امکان پذیر سازد. دقت خاص باید معمول گردد تا بتن با فشار کافی کلیه فضاهای خالی را پر نماید.

شکل (۱۲-۱۴) نحوه حمل بتن و بتن ریزی داخل قالبهای سگمنت را نشان می‌دهد.

---

۱۸۸ Spacer



ساخت قالب برای قطعات سگمنتی



روغنکاری قالب برای بتن ریزی



نصب تجهیزات و ادوات بر روی قالب



حفره‌های موجود در قالب برای تزریق یا بلند کردن سگمنت





نمایی از قالب آماده شده برای جایگذاری قفسه آرماتور و بتن ریزی[۲۳۰]

شکل ۱۲-۱۲- مراحل ساخت و آماده کردن قالب برای تولید قطعات سگمنتی



ساخت شبکه آرماتور برروی شابلون



شبکه‌های آرماتور ساخته شده



یک نمونه شبکه آرماتور برای سگمنت کلید



نحوه جاگذاری شبکه آرماتوربندی داخل قالبها





قالب و قفسه آرماتوربندی آماده شده برای بتن ریزی

شکل ۱۲-۱۳- ساخت قفسه آرماتور بر روی شابلون و شبکه‌های آرماتور ساخته شده



سیستم تخلیه بتن و وینچ به منظور حرکت باگت‌ها



نوعی باگت تخلیه بتن



بتن ریزی داخل قالب بوسیله تراک میکسر



بتن ریزی داخل قالب با استفاده از باگت

شکل ۱۲-۱۴- نحوه حمل بتن و بتن ریزی داخل قالبهای سگمنت

۱۲-۴-۴- تراکم و تحکیم بتن

پس از ریختن بتن باید با وسایل مناسب آن را متراکم نمود. این عمل باید چنان انجام شود که هوای محبوس داخل بتن تماماً خارج شده و بتن یکپارچه دور آرماتورها، قطعات مدفون و نهایتاً کلیه زوایای قالب را پر نماید. در ساخت قطعات سگمنتی عمدتاً از ویبراتورهای که خود به دو نوع ویبراتورهای درونی یا غوطه ور و ویبراتورهای بیرونی یا قالب تقسیم می‌شوند برای متراکم کردن بتن استفاده می‌شود.

در ویبره درونی داخل و خارج کردن ویبراتور در بتن باید به آرامی و حدوداً با سرعت ۸ سانتیمتر در ثانیه صورت گیرد تا حباب هوا داخل بتن باقی نماند. شکل (۱۲-۱۵) نحوه ویبره درونی را نشان می‌دهد.

۱۲-۴-۵- پرداخت سطوح نهایی بتن

پرداخت سطوح نهایی بتن هنگامی که از آب اندازی کامل بتن مطمئن شده و حداقل زمان آن یک ساعت پس از بتن ریزی است، اجرا می‌گردد. در نهایت سطح بتن باید صاف، از نظر رنگ و بافت یکنواخت و عاری از برجستگی و سطوح ناصاف، سوراخ و کرمو باشد. شکل (۱۲-۱۶) پرداخت سطوح بتن را نشان می‌دهد.



شکل ۱۲-۱۵- ویبره درونی



شکل ۱۲-۱۶- پرداخت سطوح بتنی

۱۲-۴-۶- عمل آوری بتن با بخار

به منظور تسریع در رسیدن به مقاومت‌های مورد نیاز جهت خارج نمودن قطعات تولیدی از قالب‌های فلزی سگمنتها باید از سیستم عمل آوری با بخار استفاده نمود. در سیستم متحرک قالبها پس از بتن ریزی بلافاصله وارد تونل‌های بخار گردیده و حداقل به مدت ۶ تا ۸ ساعت در آنجا نگهداری می‌گردند. اما در سیستم ثابت، بخار تولید شده بوسیله سیستم لوله کشی به زیر هریک از قالبها منتقل می‌گردد و حرارت نیز توسط رادیاتور تعبیه شده در زیر قالب تامین می‌شود. عمل آوری سگمنت بوسیله انتقال حرارت از طریق قالب به بتن و همچنین اسپری بخار انجام می‌گیرد. نقش کاورها در این مرحله محافظت از حرارت و بخار تولید شده می‌باشد.

شکل (۱۲-۱۷) یک نمونه از دستگاه تولید بخار و چگونگی عمل آوری با بخار را نشان می‌دهد.

شکل (۱۲-۱۸) سیستم بخاردهی ثابت با استفاده از کاور برزنتی را نشان می‌دهد.



شکل ۱۲-۱۷- سیستم تولید بخار(بویلر)



شکل ۱۲-۱۸- سیستم بخاردهی ثابت با استفاده ازکاور برزنتی

۱۲-۴-۷- خارج کردن قطعات سگمنتی از قالب

پس از اتمام فرآیند عمل آوری، قطعات سگمنتی از طریق جرثقیل‌های معمولی یا جرثقیل‌های مکشی از قالب جدا می‌شوند. قطعات باید هنگامی از قالب جدا شوند که بتن مقاومت مشخصه را بدست آورده باشد، همچنین قالبها و جرثقیلهای سقفی باید مجهز به سیستمی باشند که تنش وارده هنگام بلند کردن قطعات از قالب به طور مساوی در همه

قسمتهای سگمنت پخش شود. شکل(۱۲-۱۹) خارج کردن قطعات سگمنت با استفاده از جرثقیل‌های مخصوص را نشان می‌دهد.

۱۲-۴-۸- عمل آوری با آب

پس از جدا کردن قطعات از قالب، به منظور تکمیل پروسه عمل آوری بخصوص در هوای گرم و خشک، باید قطعات به محض آغاز گیرش وارد استخر آب شوند. این نوع عمل آوردن باید در حالت عادی یک هفته و در هوای گرم و خشک به مدت دو هفته ادامه یابد. شکل (۱۲-۲۰) نمایی از عمل آوری با آب را نشان میدهد.

۱۲-۴-۹- کنترل رواداری‌های مجاز

قبل از تولید انبوه و انتقال سگمنتها به محوطه کاری تونل لازم است رواداری قسمتهای مختلف سگمنت و یک رینگ کامل ساخته شده از این قطعات بررسی شود. برای رسیدن به این منظور ابتدا به کمک عملیات نقشه برداری شابلون رینگ بر روی زمین ساخته و یک رینگ کامل از قطعات سگمنت بر روی آن تکمیل می‌شود. شکل (۱۲-۲۱) نحوه کنترل رواداری‌های مجاز را نشان می‌دهد.



شکل ۱۲-۱۹- باز کردن قالبها و جدا کردن سگمنتها با استفاده از انواع مختلف جرثقیل



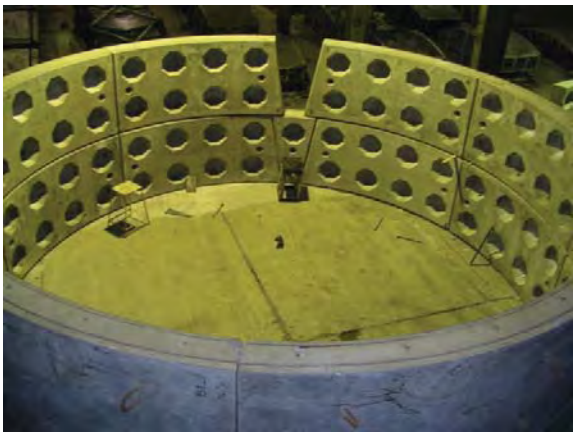
شکل۱۲-۲۰- داخل کردن قطعات سگمنتی بصورت ایستاده (کتابی) در استخر آب به منظور عمل آوری با آب



ایجاد شابلون رینگ به وسیله نقشه برداری بر روی زمین



تکمیل شابلون رینگ



نصب دو رینگ کامل برروی شابلون



انجام اندازه گیریهای مربوط به قطعات سگمنت و یک رینگ کامل

شکل ۱۲-۲۱- کنترل رواداری‌های مجاز سگمنتها و رینگها

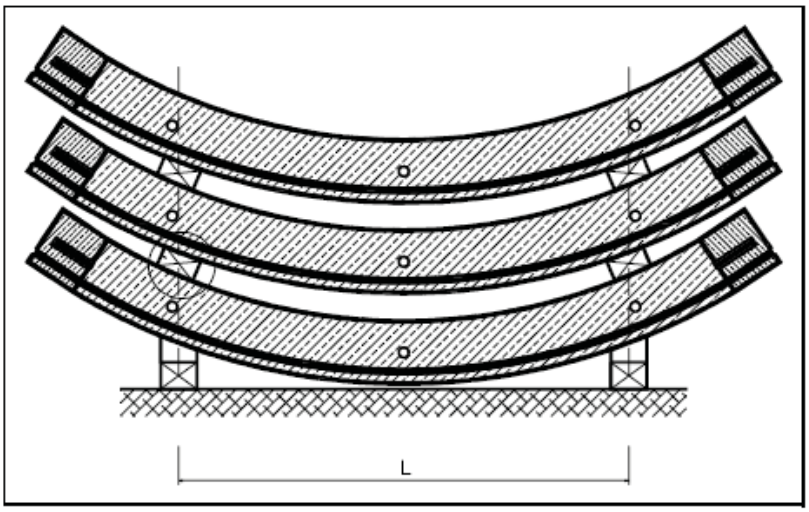
۱۲-۵- حمل و دپو کردن قطعات سگمنتی در مراحل مختلف تولید

پس از جداکردن سگمنتها از قالب، باید این قطعات داخل استخر آب و در نهایت در موقعیتی مناسب داخل کارخانه دپو شوند. در تمام مراحل حمل و انتقال قطعات سگمنتی به این مکانها باید دقت گردد که کوچکترین ضربه‌ای به این قطعات وارد نشود.

سگمنتها بر روی یک موقعیت مناسب داخل کارخانه یا خارج از کارخانه دپو می‌شوند. بین سگمنتها یکسری بلوکهای چوبی (چهار تراش) قرار می‌گیرد که این بلوکها راستای قرارگیری سگمنتها را نسبت به موقعیت دپوشدن تنظیم می‌کنند. بارگیری قطعات سگمنتی با استفاده از جرثقیل‌های سقفی و دروازه‌ای و حمل آنها با استفاده از کامیونهای کفی صورت می‌گیرد.

شکل (۱۲-۲۲) نحوه قرارگیری مناسب سگمنتها بر روی هم را نشان می‌دهد.

شکل (۱۲-۲۳) مراحل مختلف حمل و دپوی قطعات سگمنت را نشان می‌دهد.



شکل ۱۲-۲۲- نحوه قرارگیری مناسب سگمنتها بر روی هم

۱۲-۶- نصب ضربه گیر به قطعات سگمنتی

به منظور توزیع مناسب فشارهای جکهای پیشرو بر روی سطوح تماسی با سگمنتها و همچنین سطوح تماسی سگمنتها با یکدیگر، در پیرامون سگمنتها از یکسری قطعات توزیع نیرو یا ضربه گیر با ضخامت چند میلیمتر استفاده می شود. جنس این مواد به نوع طراحی آنها برمی گردد. شکل (۱۲-۲۴) نمایی از نصب ضربه گیر بر روی سگمنتها را نشان می‌دهد.



انتقال سگمنتها از خط تولید به استخر آب به منظور عمل آوری با استفاده از جرثقیل‌های سقفی



دپوی قطعات برای ورود به استخر با استفاده از جرثقیل‌های سقفی



یک نمونه از جرثقیل‌های سقفی



بیرون آوردن قطعات از استخر



نحوه بارگیری قطعات سگمنتی بر روی کامیون کفی



انتقال قطعات به دپوی ثابت با جرثقیل‌های دروازه ای

شکل۱۲-۲۳- مراحل مختلف حمل و دپوی قطعات سگمنت



شکل ۱۲-۲۴- نمایی از نصب ضربه گیر برروی سگمنتها

۱۲-۷- نوار آببند (گسکت)[۱۸۹]

از آنجا که تکنولوژی تونلسازی تدریجاً توسعه یافته، نیاز به کارایی بیشتر در این تکنولوژی نیز افزایش یافته است. در این مورد خصوصیات لازم برای دوام پوشش و ورود آب مورد توجه قرار گرفته است. توجه به این مساله در تونلهایی که تجهیزات الکترونیکی در آنها وجود دارد و دارای عمری بالای ۱۰۰ سال هستند، لازم و ضروری است[۲۳۰]

برای آببندی قطعات بتنی پیش ساخته عموماً موارد زیر در نظر گرفته می‌شود[۲۲۸]:

آببندی خود سگمنتها در مواردی که مساله آببندی از اهمیت زیادی برخوردار باشد که در این صورت تمهیدات زیر در نظر گرفته می‌شود:

- افزایش چگالی بتن
- کنترل ترکهای مرتبط با تنشهای اعمال شده دائمی یا موقت
- کنترل نقص‌های ساختاری مرتبط با شیارهای نوار آببند
- استفاده از نوار آببند

در تونل‌هایی که زیر تراز آب زیرزمینی قرار دارند، استفاده از یک یا دو نوار آببند لازم است. در حالت بکارگیری یک نوار آببند، در صورت زیاد بودن نشت آب، باید از بندکشی نیز استفاده نمود.

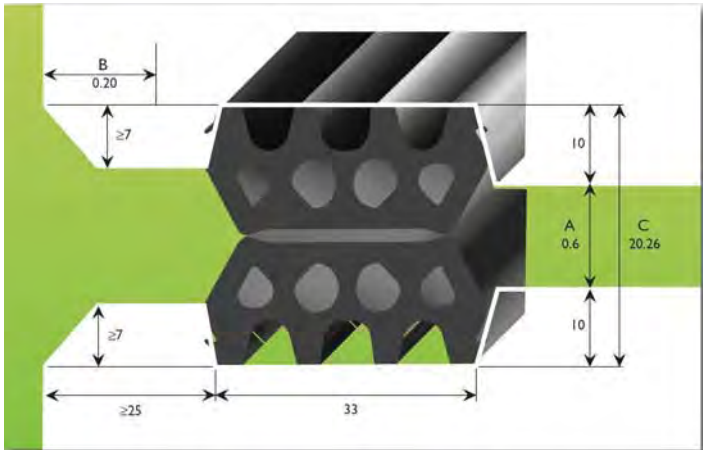
نوارهای آببند پوشش تونل، به سه گروه گسترده طبقه بندی می‌شوند که عبارتند از:

- نوارهای آببند تراکمی الاستومتری که از مواد انعطاف پذیر طبیعی یا مصنوعی ساخته شده است.
- نوارهای آببند آب دوست یا منبسط شونده
- نوارهای آببند ترکیبی

شکل (۱۲-۲۵) نمایی از نوار آببند و نصب آن برروی قطعات سگمنت را نشان می‌دهد.

---

۱۸۹ Gasket



یک نوع نوار آببند (واحدها بر حسب میلیمتر)



شیار تعبیه شده برروی سگمنت به منظور نصب نوارهای آببند



نصب نوارهای آببند برروی قطعات سگمنت

شکل ۱۲-۲۵- نمایی از یک نوع نوار آببند و نحوه نصب آن بر روی سگمنتها[۲۳۰]

۱۲-۸- حمل قطعات سگمنتی به داخل تونل جهت نصب

پس از اینکه سگمنتهای تولید شده مقاومت مورد نظر برای زمان نصب را به دست آوردند، این سگمنتها از قسمت تولید به محوطه کاری منتقل شده و از طریق یکسری واگنهای حمل سگمنت به موقعیت نصب منتقل می‌شوند.

با توجه به فاصله حمل سگمنت‌ها از محل تولید تا دهانه تونل و از آنجا به داخل تونل، جهت جلوگیری از آسیب دیدن قطعات سگمنت باید هر وسیله حمل کننده سگمنت به سیستم هشداردهنده‌ای از جمله چراغ چشمک زن و چشم الکترونیکی مجهز باشد، بخصوص باید واگنهای انتقال دارای ترمز مناسب باشند تا بتوان به سرعت و به موقع آنها را متوقف نمود.

سگمنتها را به دو طریق می‌توان به دستگاه نصب تحویل داد:

در ناحیه کف تونل: انتقال سگمنت به گونه‌ای است که سطح بیرونی آن به سمت کف تونل می‌باشد. این سگمنتها به یک میز انتقال منتقل می‌شوند، سپس دستگاه نصب سگمنت (ارکتور) را از روی میز انتقال به سمت بالا بلند می کند.

در ناحیه سقف تونل: تحویل سگمنت به گونه‌ای است که سطح بیرونی آن به سمت سقف تونل می‌باشد. این سگمنتها به یک میز انتقال که در پلاتفرم بالایی اولین تریلر سیستم پشتیبان قرار گرفته، منتقل می‌شوند. سپس دستگاه نصب (ارکتور)، سگمنت را بلند کرده و می‌تواند آنرا بچرخاند.

شکل (۱۲-۲۶) نحوه انتقال سگمنتها را به داخل تونل جهت نصب نشان می‌دهد.

شکل (۱۲-۲۷) چگونگی نصب سگمنت توسط دستگاه نصب سگمنت (ارکتور) را نشان میدهد.



شکل ۱۲-۲۶- نمایی از نحوه انتقال سگمنت به داخل تونل[۲۳۲]

۱۲-۹- نصب قطعات سگمنتی توسط دستگاه حفار TBM

پس از حفاری و پیشروی تونل، عملیات نصب سگمنت آغاز می‌شود. بدین صورت که ابتدا قطعات بزرگتر و در آخر سگمنت کلید با ترتیبی که نقشه بردار معین می‌کند، توسط دستگاه نصب سگمنت (ارکتور) با نظم خاصی جاگذاری می‌شوند. پس از نصب هر سگمنت نیز هر کدام از آنها توسط بولتهای طولی و عرضی به رینگهای قبلی و نیز به یکدیگر متصل می‌شوند.



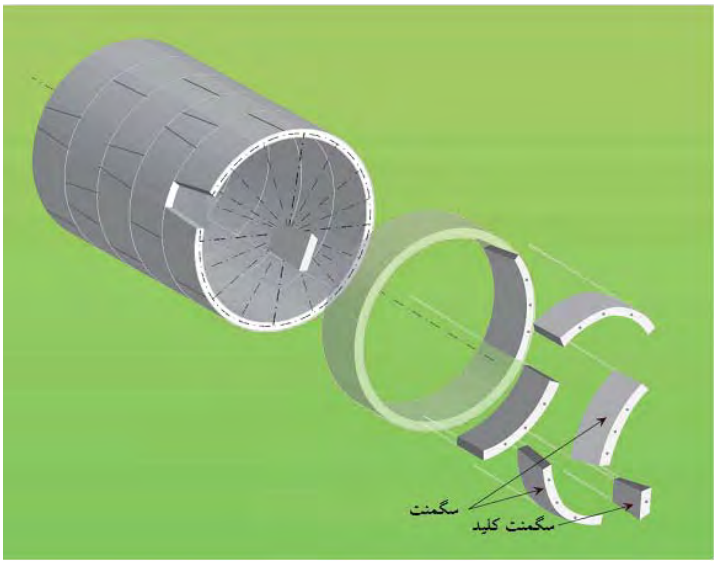
شکل۱۲-۲۷- تحویل سگمنت در ناحیه کف تونل به دستگاه نصب سگمنت (ارکتور) و نصب آن

سیستم نگهداری سگمنتی باید بلافاصله بعد از پیشروی نصب گردد و نباید بدون تکمیل نصب آن پیشروی بعدی دستگاه صورت گیرد. سگمنتها در حین نصب باید مجهز به ضربه گیر و نوار آببند بوده تا از صدمه دیدن آنها حین نصب در کنار یکدیگر و ورود آب به تونل جلوگیری شود.

در شکل (۱۲-۲۸) مراحل نصب یک رینگ کامل از قطعات سگمنت را نشان می‌دهد.

جدول (۱۲-۵) مراحل مختلف نصب سگمنت وتوصیه‌های ارائه شده توسط انجمن تونل فرانسه (AFTES) برای مراحل مختلف نصب آورده شده است. [۲۲۸]

شکل (۱۲-۲۹) مراحل کامل نصب قطعات سگمنتی را نشان می‌دهد.



شکل۱۲-۲۸- نمایی از نحوه قرارگیری سگمنتها در طول تونل[۲۳۳]

جدول۱۲-۵- توصیه‌های ارائه شده توسط انجمن تونل فرانسه (AFTES) برای مراحل مختلف نصب سگمنت[۲۲۸]

مرحله نصب	ملاحظات	توصیه‌ها
۱- تحویل اولین سگمنت به دستگاه نصب	این تحویل می‌تواند به دو شکل باشد: ۱- تحویل از قسمت بالای مقطع تونل ۲- تحویل از قسمت پایین مقطع تونل	
۲- بلند کردن سگمنت	برای بلند کردن از صفحه‌های مکشی، قلاب، بولت یا قفل استفاده می‌شود	
۳- جمع شدن جکهای پیشرو مربوط به موقعیت نصب اولین سگمنت		
۴- جاگذاری اولین سگمنت با چرخش دستگاه نصب		تحلیل بارهای اعمالی در مرحله بلند کردن سگمنت
۵- جابجایی شعاعی سگمنت		
۶- جابجایی چرخشی، طولی و عرضی به منظور تنظیم امتداد و موقعیت سگمنت		کنترل سرعت جابجایی با استفاده از کنترلهای هیدرولیکی
۷- نگهداشتن اولین سگمنت	چکهای پیشرو که برروی سایر سگمنتها اعمال فشار می‌کنند، باید از هر جابجایی رو به جلو ماشین جلوگیری کند. در این موقعیت زمانی سگمنت به طور هم زمان با دستگاه نصب و	کفشک مربوط به سایر جکهای فشاری TBM در موقعیت خود باقی می‌مانند و این به منظور نگه داشتن سگمنت و نصب اتصالات، تراکم نوار آببند و پایداری

	جکهای پیشرو نگهداشته می‌شوند.	ماشین تحت اثر فشارهای محصورکننده می‌باشد.
۸- ثابت کردن اولین سگمنت	اتصالات درزه‌های طولی و درزه‌های محیطی	
۹- نصب و ثابت کردن سگمنتهای استاندارد		نصب یک در میان سگمنتها
۱۰- نصب سگمنتهای متقابل		کالیبره کردن بازشدگی مابین سگمنتهای متقابل
۱۱- نصب قطعه کلید		کالیبره کردن بازشدگی مابین سگمنتهای متقابل به منظور جلوگیری از ایجاد نقص در نوارهای آببند و خردشدگی لبه‌های سگمنت



شکل ۱۲-۲۹-الف- پیشروی TBM توسط نیروی عکس العمل جکهای پیشرو به رینگ قبلی نصب شده



شکل ۱۲-۲۹-ب- جمع شدن جکها پس از پیشروی به اندازه عرض کامل یک رینگ



شکل ۱۲-۲۹-پ-انتقال سگمنتها به پشت دستگاه حفار TBM



شکل ۱۲-۲۹-ج- تحویل قطعات سگمنت به دستگاه نصب سگمنت (ارکتور)



شکل ۱۲-۲۹- چ- نصب قطعات سگمنت بوسیله دستگاه نصب سگمنت (ارکتور) TBM



شکل ۱۲-۲۹- ه- فضای خالی برای نصب سگمنت کلید



شکل ۱۲-۲۹- و- نصب سگمنت کلید بوسیله ارکتور



شکل ۱۲-۲۹- ی- جازدن سگمنت کلید با استفاده از نیروی فشاری جکها

شکل ۱۲-۲۹- مراحل کامل نصب قطعات سگمنتی

۱۲-۱۰- اتصالات سگمنتی

هدف اصلی از اتصالات سگمنت را می‌توان در موارد زیر خلاصه کرد[۲۲۸]:

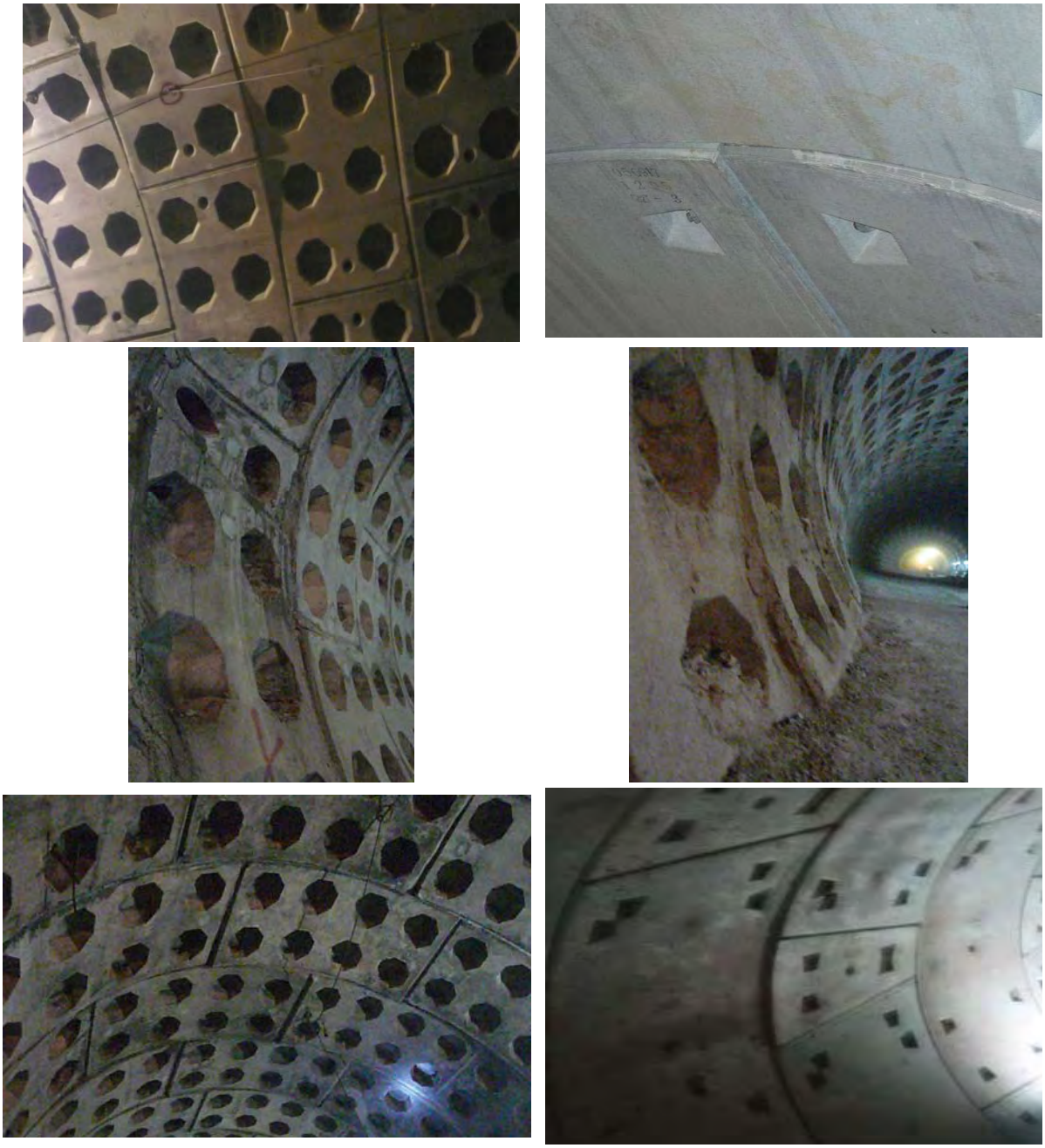
- برآورده نمودن دقت نصب و جلوگیری از بیرون زدگی سگمنت و بازشدگی در درزه‌های پوشش داخلی تونل
- حفظ نیروهای فشاری اعمال شده به نوارهای آببندخصوصاً در نزدیکی دهانه‌های خروجی تونل
- برآورده نمودن پایداری سگمنت حتی در مواقعی که جکهای پیشرو TBM نیرویی به سگمنت اعمال نمی کنند.
- ثابت نمودن سگمنتها در موقعیت خود.

شکل (۱۲-۳۰) نمونه‌هایی از بیرون زدگی سگمنت به دلیل عدم نصب مناسب اتصالات سگمنتی را نشان می‌دهند.

۱۲-۱۰-۱- اتصالات بولتی

از این نوع اتصالات بطور گسترده برای سیستم‌های نگهداری آببند استفاده می‌شود. بولتها یکسری میله‌های پیچ دار هستند که از درون حفرات ایجاد شده در سمت داخلی قطعات سگمنتی در موقعیت خود جاگذاری می‌شوند. انواع اتصالات بولتی را می‌توان بولتهای منحنی شکل، بولتهای مستقیم، بولتهای مایل و بولتهای سرتاسری نام برد.

شکل (۱۲-۳۱) چند نمونه از بولتها را نشان می‌دهد.



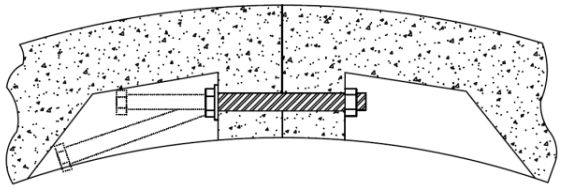
شکل۱۲-۳۰-نمایی از بیرون زدگی سگمنت در اثر عدم نصب مناسب اتصالات

۱۲-۱۰-۲- اتصالات داولی

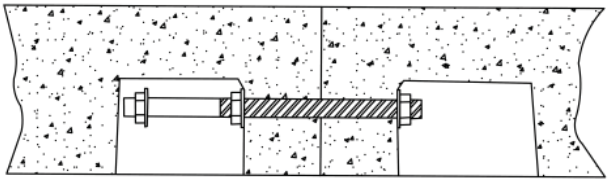
به منظور ایجاد یک سطح داخلی صاف در پوشش داخلی تونل، نیاز به پرکردن سوراخ بولتها می‌باشد. از این رو اتصالات غیرفلزی که از میان ضخامت سگمنت عبور می‌کند برای غلبه بر مشکل فوق توسعه داده شده‌اند. از مزایای این

نوع اتصالات جابجایی کم سگمنتها نسبت به یکدیگر به علت صلبیت زیاد می‌باشد. این اتصالات به انواع داولهای سریع قفل شونده و داولهای دوطرف مخروطی تقسیم می‌شوند.

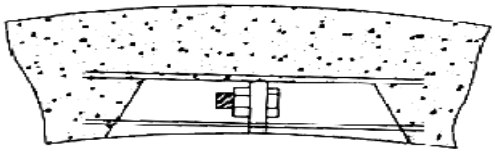
شکل (۱۲-۳۲) اتصالات داولی را نشان می‌دهد.



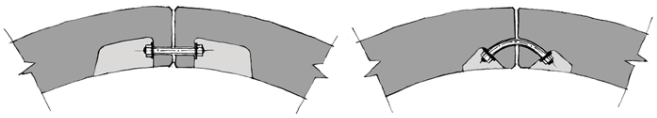
نمونه‌ای از بولتهای مستقیم(بولت یک مهره ای)[۲۲۸]



نمونه‌ای از بولتهای مستقیم(بولت دو مهره ای) این بولت قبل از نصب سگمنت مجاور در موقعیت خود قرار می‌گیرد. [۲۲۸]



سیستم اتصال با استفاده از صفحه فولادی و بولتهای کوتاه[۵]



بولت مستقیم و بولت مایل

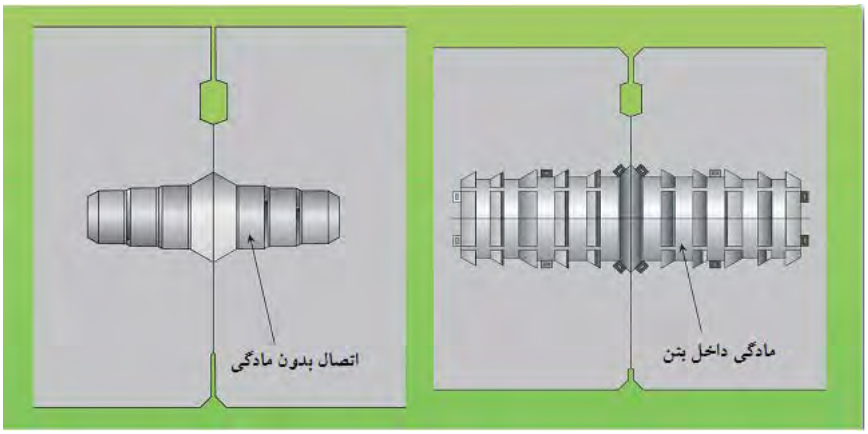


اتصال سگمنتها با استفاده از بولت مستقیم



نصب بولتها پس از نصب هر قطعه سگمنت

شکل ۱۲-۳۱- انواع بولتها و اتصال سگمنتها با استفاده از بولت



شکل ۱۲-۳۲- اتصالات داولی[۲۳۰]

۱۲-۱۱- بندکشی بین قطعات سگمنتی

بندکشی بین قطعات سگمنتی بعد از نصب قطعات و با استفاده از اندود سیمان و ماسه و در صورت نیاز مواد آببند انجام می‌گیرد تا هم به آببند کردن تونل کمک کرده و هم در موقع تزریق پشت فضای خالی بین سگمنتها و زمین اطراف، از خروج و پرت آن جلوگیری بعمل آید.

۱۲-۱۲- تزریق

پس از نصب سگمنتها، لازم است که فضاهای خالی بین سگمنتها و مقطع حفاری شده به وسیله تزریق تماسی پر شود. این نوع تزریق به منظور نیل به اهداف زیر صورت می‌گیرد:

- پرشدن فضاهای خالی موجود بین پوشش داخلی تونل و زمین اطراف
- تحکیم و ثابت نگه داشتن حلقه پوشش بتنی که از قطعات بتنی مجزا ساخته شده است
- جلوگیری از خروج حلقه‌های قطعات پیش ساخته از امتداد واقعی خود
- یکنواخت و متقارن شدن همگرایی زمینهای اطراف تونل و به حداقل رسیدن اعمال بار متمرکز در اثر این همگراییها برروی پوشش تونل
- تبدیل کردن قطعات پوشش تونل و محیط پیرامونی آن به یک مجموعه واحد
- جلوگیری از شناورشدن و بلند شدن سازه نگهداری، جلوگیری از نشست سطح زمین و...

برای نیل به این مقصود تزریق باید تا حد امکان بلافاصله پس از نصب پوشش بتنی و هرچه نزدیکتر به سینه کار حفاری باشد.

شکل (۱۲-۳۳) نتایج تزریق پشت پوشش داخلی سگمنتی را نشان می‌دهد.

۱۲-۱۳- آسیب دیدگی سگمنتها

در همه مراحل تولید و نصب یک سگمنت، آسیب‌هایی بر آن وارد می‌شود. کاهش این آسیب‌ها می‌تواند باعث کاهش زیاد هزینه‌های ساخت شود. کاهش هزینه مستقیماً بوسیله کاهش در ترک برداشتن سگمنت، تعمیر بعد از نصب و یا بطور غیرمستقیم با کاهش تاخیر در نصب بوجود می‌آید [۲۳۴].

به طور کلی خسارتهای وارد شده به قطعات سگمنتی را می‌توان به سه دسته کلی تقسیم بندی نمود[۲۳۵]

۱- ترکها

۲- ایجاد پله در محل درزه‌های موجود بین قطعات

۳- ورقه ورقه و خردشدن



شکل ۱۲-۳۳- نتایج تزریق پشت پوشش داخلی سگمنتی

۱۲-۱۳-۱- آسیب دیدگی سگمنتها در مرحله تولید و انبار

دلیل مهم و اصلی شکستن گوشه‌ها و لبه‌های قطعات سگمنتی، تماس مکانیکی این قطعات در شرایطی است که هنوز بتن بطور کامل سخت نشده است. در صورت امکان، این قطعات آسیب دیده را می‌توان با یک ملاط، مرمت و اصلاح کرد. در صورتی که این مرمت ماهرانه صورت بگیرد، قطعات می‌توانند کیفیت اولیه خود را بدست آورند. در طی سفت شدن بتن، بواسطه پروسه انقباض، یکسری ترکهای موئی در مجراهای سیستم آببند، ایجاد می‌شود که تا چند سانتیمتر درون حلقه پوشش داخلی گسترش پیدا می‌کند. در حین نصب این قطعات درون حلقه، این ترکها می‌توانند یک شکاف وسیعی تا خارج از نوار درزه بین دو سگمنت ایجاد کنند. این خسارت را می‌توان با استفاده از طرح اختلاط مناسب بتن و رفتار مناسب در حین خارج کردن قطعه از قالب، رفع نمود.

ترکهایی که در شیار نوار آببند ایجاد می‌شوند در صورتی که دهانه بازشدگی کمتر از ۰/۲ میلیمتر داشته باشند، نیاز به اصلاح ندارند چون با چسب نوار پر می‌شوند، اما ترکهای با دهانه بازشدگی بیشتر باید با رزین اپوکسی با ویسکوزیته کم پر شود[۲۳۶].

مثالی از این آسیب‌ها، شکستن گوشه‌ها در نزدیکی پروفیل‌های ضد آب می‌باشد چون در این مناطق قالب بندی بصورت نواری است. ترک برداشتن سگمنت در طول تولید نیز بر اساس نوع ساخت آن اتفاق می‌افتد. معمولاً خسارت‌های سگمنت بین ۱ تا ۴ درصد کل تولید می‌باشد[۲۳۷].

به منظور کاهش صدمات وارده به قطعات در این مراحل، باید موارد زیر را در نظر داشت وکنترل نمود:

- کیفیت مواد تشکیل دهنده قطعات
- کیفیت اتصال اجزاء فولادی به کار گرفته شده برای بتن مسلح
- کیفیت توزیع و ویبره نمودن بتن درون قالب
- کیفیت پروسه فرآوری بتن (دمای اولیه و منحنی دما)
- شوک ناشی از جداشدن ناگهانی بتن از تکیه گاه اطراف خود (در هنگام جداکردن قطعه از قالب)
- بیرون آوردن سریع قطعه از قالب
- تغییرات ناگهانی دما
- تغییرات ناگهانی رطوبت
- بکارگیری وسایل نامناسب برای بالا بردن و چرخش و انتقال و جابجایی قطعات
- پدیده خزش
- شرایط نامناسب انبار
- مفقود شدن علائم یا علامت گذاری نامناسب برای قطعات
- بکارگیری روش نامناسب برای انبار کردن قطعات برروی هم

۱۲-۱۳-۲- آسیب دیدگی سگمنتها در مرحله حمل

غالب خسارتها در حین بارگیری قطعات به کامیونها با استفاده از جرثقیل، انباشتن نامناسب قطعات بر روی واگنهای انتقال و انتقال نامناسب قطعات به TBM صورت می‌گیرد.

بطور خلاصه موارد زیر در طی مراحل مختلف حمل، می‌توانند منجر به وارد شدن خسارت به قطعات سگمنتی شوند[۲۳۶]:

- حمل و نقل خیلی سریع قطعات
- انباشتن نامناسب قطعات بر روی هم در طی مراحل حمل و نقل
- جاده یا ماشین نامناسب برای انتقال و حمل و نقل قطعات
- تخلیه نامناسب
- انباشتن نامناسب قطعات در محل دپو
- شرایط نامناسب حمل و نقل، درون تونل

با توجه به اینکه این خسارتها ناشی از سازماندهی و آرایش نامناسب کارها است، علل خسارت را می‌توان موضع یابی و براحتی برطرف نمود.

شکل (۱۲-۳۴) دو نمونه از آسیب دیدگی سگمنتها را به علت شرایط نامناسب حمل و دپوی قطعات نشان می‌دهد.



شکل ۱۲-۳۴- دو نمونه از آسیب دیدگی سگمنتها به علت شرایط نامناسب حمل و دپوی قطعات سگمنتی

۱۲-۱۳-۳- آسیب در مرحله نصب

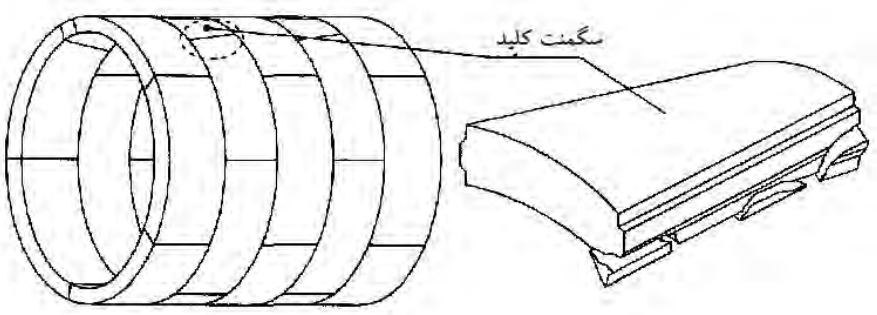
یکی دیگر از آسیب‌ها در اثر برخورد در حین انتقال سگمنت به داخل تونل و یا در حین نصب اتفاق می‌افتد. وقتی که در حین نصب چنین آسیب‌هایی بوجود می‌آید، سگمنت معیوب باز شده و سگمنت‌های دیگری جایگزین می‌شوند و در موارد خاص باید کل رینگ را تعویض کرد. واضح است که پیامد یک جایگزینی سگمنت، تاخیر در پروژه می‌باشد. نوع دیگری از آسیب‌ها شکستگی گوشه‌ها در سگمنت‌ها بویژه سگمنت کلید می‌باشد. این آسیب‌ها شاید تاثیری بر روی رفتار مکانیکی سازه نگذارد اما برای اطمینان از پایداری سازه، مرمت آن الزامی است[۲۳۸].

شکل (۱۲-۳۵) انواع آسیب دیدگی سگمنتها در مرحله نصب نشان می‌دهد.

۱۲-۱۳-۴- آسیب در مرحله پیشروی ماشین

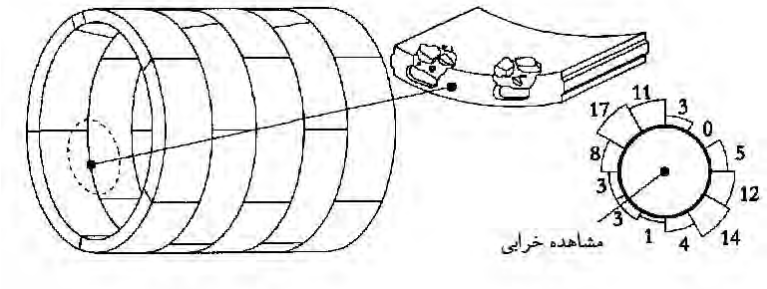
وقتی که دستگاه حفار، شروع به حفاری می‌کند، جکهای پیشرو بر روی آخرین رینگ نصب شده فشار وارد می‌کند. این جکها یک نیروی متمرکز بالا را اعمال می‌کنند که پیامد آن ترک‌های رهایی، بویژه در مناطقی که ضخامت سگمنت بخاطر محفظه‌های بولت کاهش یافته است، می‌باشد. اغلب این ترک‌ها به خودی خود بهبود می‌یابند اما ترک‌های بزرگ باعث تراوش می‌شوند که باقی می‌مانند. این ترک‌های تراوشی یا تعمیر می‌شوند و یا تزریق می‌شوند. بخشی از ترک‌ها باعث خرد شدن گوشه‌ها می‌شوند که اغلب در نتیجه تمرکز بالای نیرو در پوشش بتنی می‌باشد. به علت اینکه در سگمنت‌های مسلح شده معمولی این نواحی فاقد آرماتور هستند وقتی که پیشروی انجام می‌شود رینگ‌های پشت رینگ اول تحت بارگذاری در اثر فشار زمین و فشار تزریق قرار می‌گیرند که این بارها به سومین رینگ وارد می‌شود. بر خلاف رینگ اول که در داخل سپر ماشین قرار دارد، رینگ سوم تحت این بارها تغییر شکل می‌کند که در نتیجه این تغییر شکل‌های متفاوت، در نزدیکی اتصالات دایروی تخریب و آسیب اتفاق می‌افتد. شکل (۱۲-۳۶)، (۱۲-۳۷) و (۱۲-۳۸) شکستگیها در اطراف اتصالات دایروی و در اثر نیروی جکهای پیشرو را نشان می‌دهد[۲۳۹].

جدول (۱۲-۶) انواع آسیب دیدگیهایی که در مراحل مختلف به سگمنت وارد شود را نشان می‌دهد.

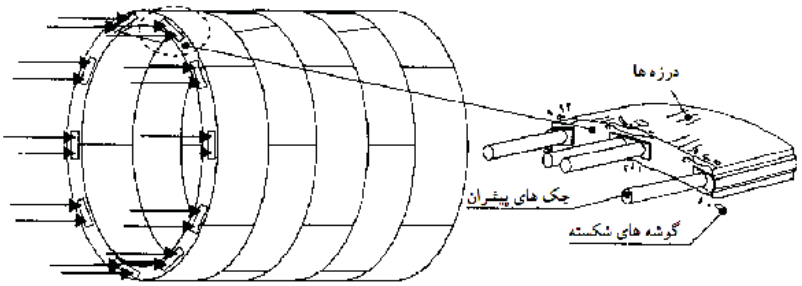




شکل۱۲-۳۵- آسیب در مرحله نصب



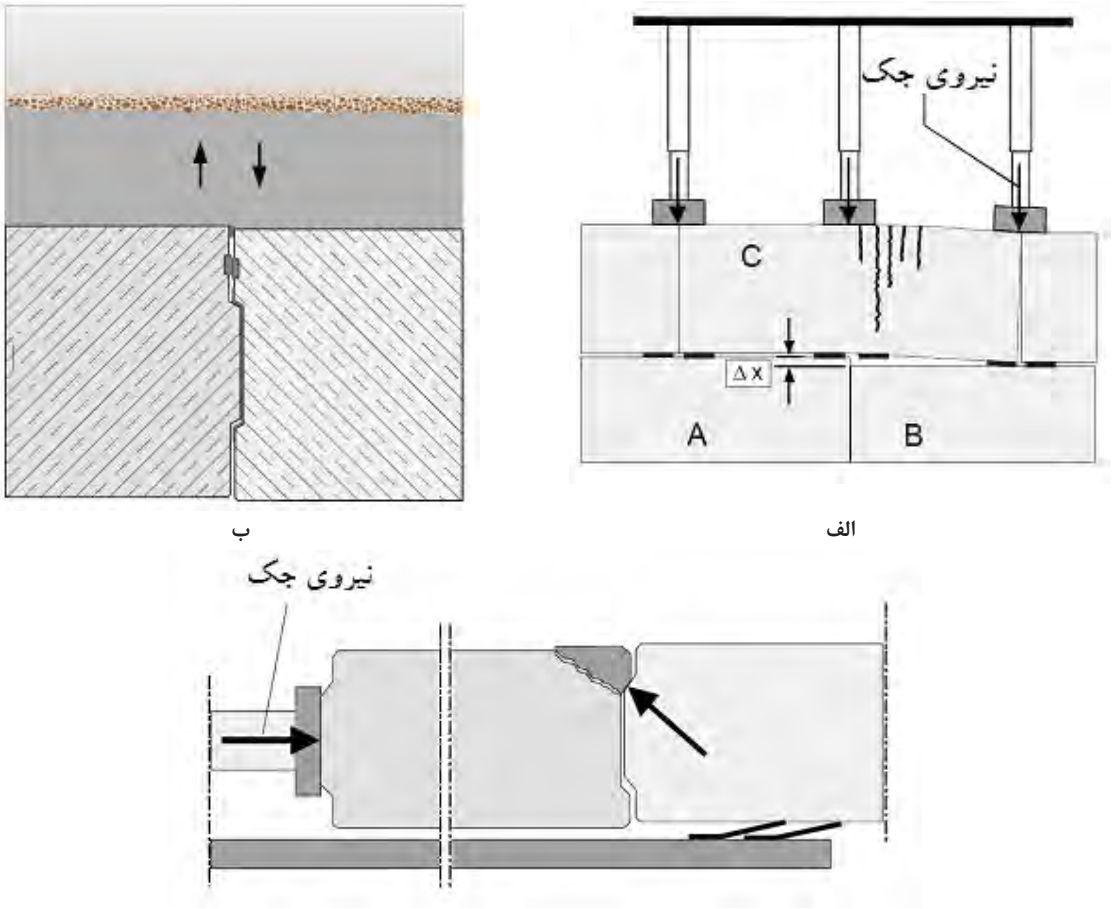
شکستگی اتصالات دایروی



شکل ۱۲-۳۶- شکستگی‌ها در اثر نیروی جک‌ها[۲۴۰]



شکل ۱۲-۳۷- نمایی از آسیب دیدگی سگمنت در حین پیشروی TBM

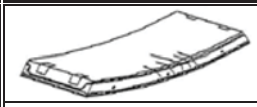
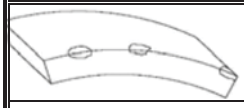
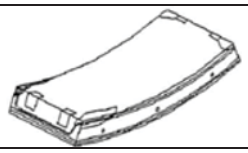
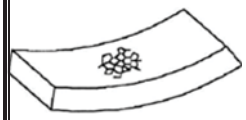
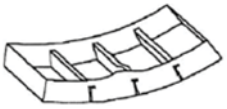
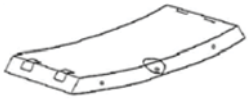
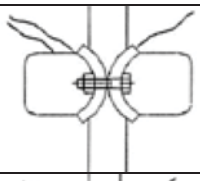
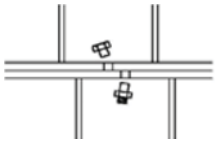
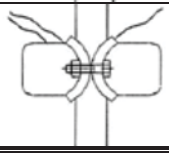


الف ب

ج

شکل ۱۲-۳۸- آسیب دیدگی سگمنت در حین پیشروی TBM در اثر الف) فشار جک‌های پیشرو، ب) فشار تزریق، ج) جاافتادگی نامناسب[۲۴۱]

جدول۱۲-۶- دلایل آسیب دیدگی سگمنت[۲۳۶]

شماره	نوع آسیب دیدگی سگمنت	شکل	شماره	نوع آسیب دیدگی سگمنت	شکل
۱	ترک خوردگی در جهت محوری		۸	از بین رفتن بتن در سطح خارجی	
۲	ترک خوردگی در جهت محیطی		۹	ترکهای مویی در سطح داخلی	
۳	خردشدگی گوشه‌های سگمنت		۱۰	وجود ترک‌های غیرقابله مشاهده	
۴	از بین رفتن بتن در نزدیکی محفظه بولتهای سگمنتی		۱۱	پیچش میله‌های طولی در سگمنت‌های فولادی	
۵	از بین رفتن بتن در نزدیکی محفظه بولتهای رینگی		۱۲	تغییر شکل در سگمنت‌های فلزی	
۶	ترک خوردگی در نزدیکی محفظه بولتهای سگمنتی		۱۳	بریدن اتصالات	
۷	ترک خوردگی در نزدیکی محفظه بولتهای رینگی		۱۴	سایر خرابی‌ها	-

۱۲-۱۴- استفاده از قطعات سگمنتی در حفاری به روش کند و پوش و یا حفاری تونلها بدون استفاده از ماشین آلات تمام مقطع و سپردار (TBM)

امروزه در تعدادی از تونلها که حفاری آنها به روش کند و پوش بوده و یا بدون استفاده از ماشین آلات تمام مقطع و سپردار (TBM) حفاری شده اند، از قطعات پیش ساخته بتنی بعنوان سیستم نگهداری دائمی مورد استفاده قرار گرفته است. علت آن را می‌توان به همزمانی در حفاری تونل و نصب سیستم نگهداری دائمی نام برد که این امر سرعت ساخت تونل را افزایش خواهد داد. اما نصب قطعات سگمنتی نیازمند استفاده از ماشین آلات سنگین با قدرت مانور بالا جهت جابجایی، بلند کردن، چرخش و جاگذاری قطعات سگمنت می‌باشد و تونلها عموماً دارای فضای محدودی برای این نوع کار می‌باشند، همچنین هزینه ساخت، حمل و نصب قطعات بتن پیش ساخته سگمنتی بیشتر از بتن برجا می‌باشد، البته این هزینه می‌تواند از طریق نصب سریع و عدم تاخیر در ساخت تونل جبران شود.

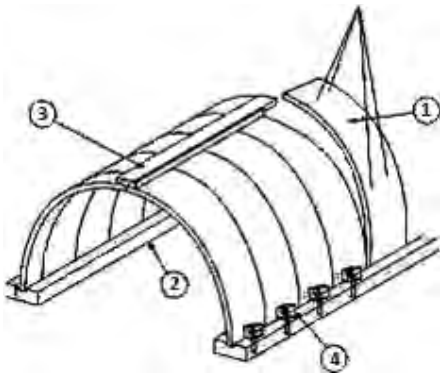
شکل (۱۲-۳۹) نمای شماتیک و شکل (۱۲-۴۰) اجزاء مختلف نصب پوشش داخلی بتن پیش ساخته تونلها را نشان میدهد.

شکل (۱۲-۴۱) تجربیات استفاده از قطعات پیش ساخته بتنی بعنوان سیستم نگهداری دائمی تونلها را نشان می دهد.

مراحل ساخت قطعات پیش ساخته بتنی مانند مطالب مطروحه بخشهای قبلی می‌باشد تنها تفاوت استفاده از قطعات پیش ساخته بتنی در این نوع حفاری‌ها با حفاری تونلها بوسیله ماشین آلات تمام مقطع و سپری (TBM)، در نصب این قطعات می‌باشد.



شکل ۱۲-۳۹- نمای شماتیک از نحوه استفاده قطعات پیش ساخته بتنی در تونلها[۲۴۲]

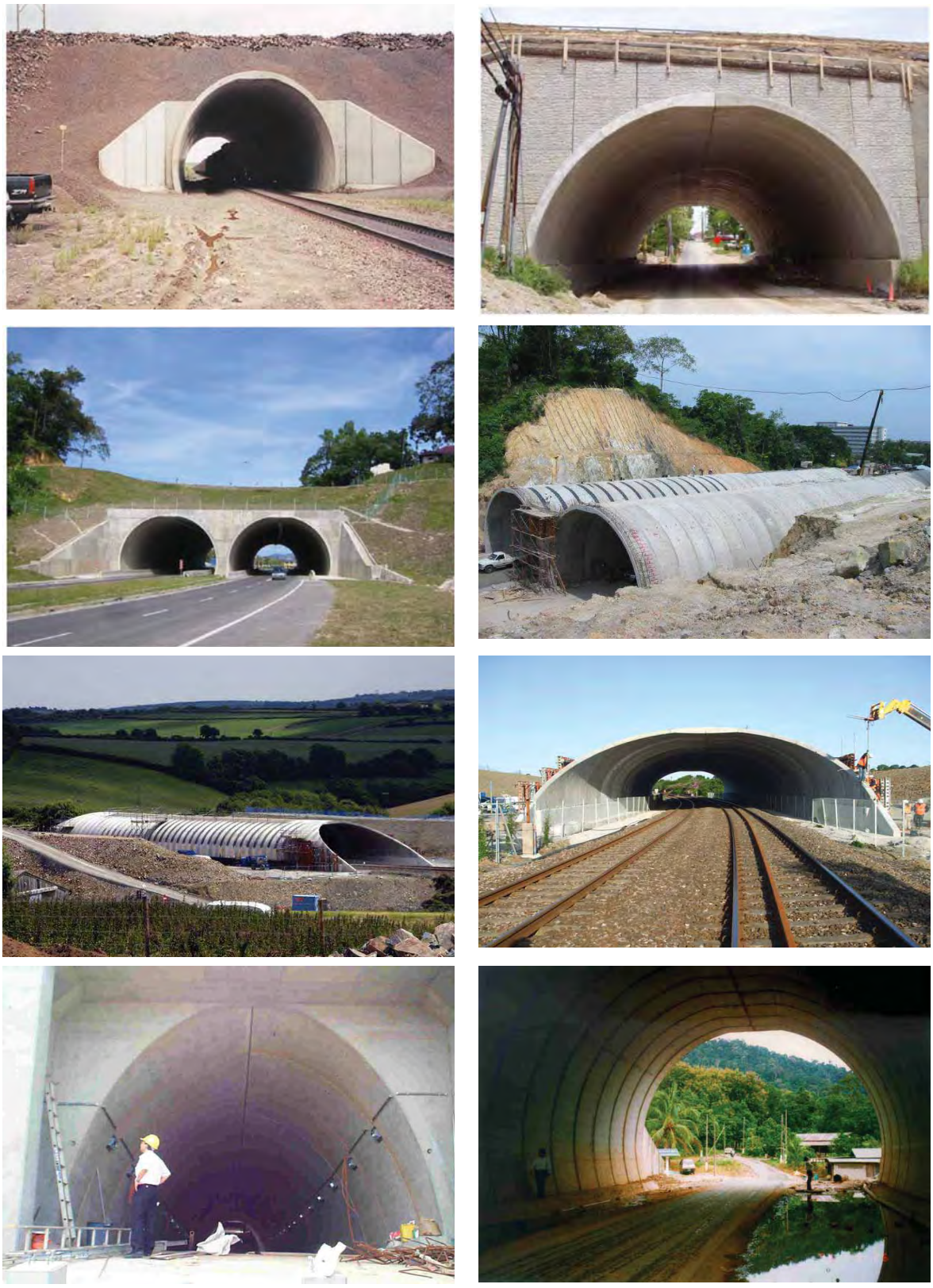


۱. **قطعات سگمنت**
۲. **محل قرارگیری سگمنتها در کف تونل**
۳. **اتصالات در سقف تونل**
۴. **اتصالات در کف تونل**

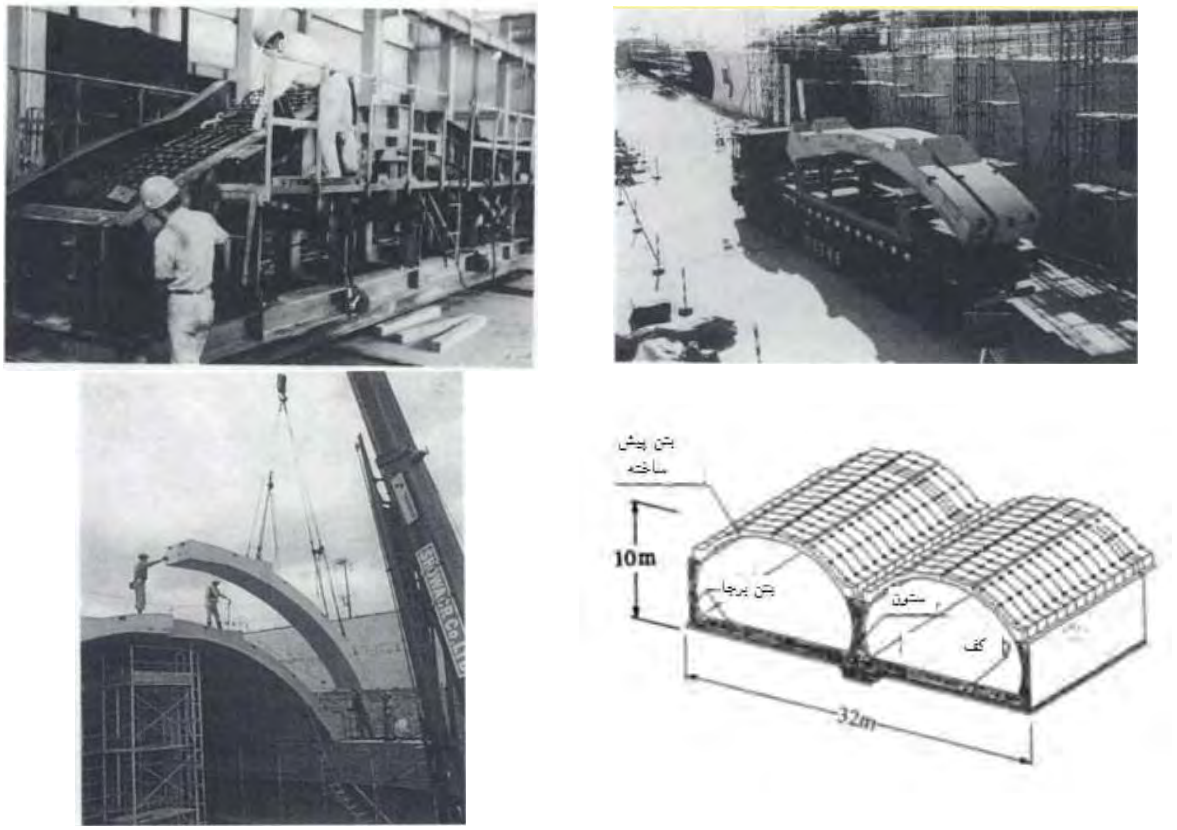
شکل ۱۲-۴۰- اجزاء مختلف نصب پوشش داخلی بتن پیش ساخته تونلها [۲۴۳]

در روشهای حفاری کند و پوش بدلیل وجود فضاهای باز امکان استفاده از ماشین آلات حجیم با قدرت مانور بالا وجود دارد، بنابراین جهت نصب قطعات پیش ساخته بتنی می‌توان از ماشین آلات و جرثقیلهای سنگین و فوق سنگین استفاده نمود. بطور مثال می‌توان به ساخت تونل مایکو (Maiko) در سال ۱۹۹۸ و در شهر شیکاگو با طول ۲۳۲ متر نام برد. با استفاده از این روش و طرح قطعات بتنی پیش ساخته علاوه بر افزایش پایداری تونل در برابر بارهای دینامیک نظیر زلزله و انفجار، در زمان اجرای پروژه نیز ۱۰ ماه تسریع گردید[۲۴۵].

شکل (۱۲-۴۲) شکل شماتیک مقطع و مراحل مختلف اجرای پروژه مذکور را نشان می‌دهد.



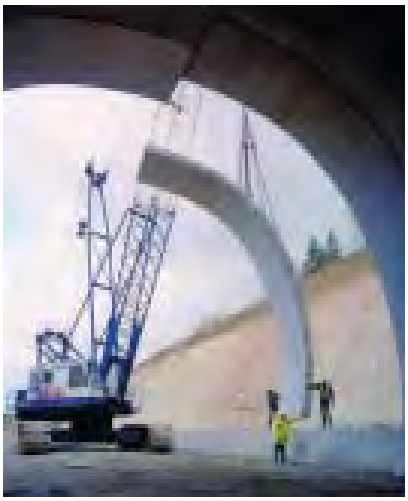
شکل ۱۲-۴۱- تجربیات کشورهای مختلف در استفاده از قطعات پیش ساخته بتنی بعنوان پوشش داخلی تونلها[۲۴۴]



شکل ۱۲-۴۲- شکل شماتیک مقطع و مراحل مختلف اجرای پروژه مایکو[۲۴۵]

شکل (۱۲-۴۳) نماهای مختلفی از نصب قطعات بتنی پیش ساخته را در روش کند و پوش نشان می‌دهد.

جهت نصب قطعات بتنی پیش ساخته سگمنتی در دیواره و سقف تونلهائیکه به روشهای حفاری و انفجار یا با ماشین آلات بازویی در سنگها یا بصورت حفاری یک مرحله‌ای یا چند مرحله‌ای در خاکها حفر می‌شوند، نیاز به ماشین آلات خاصی می‌باشد که قابلیت جابجایی، بلند کردن، حمل، چرخش و جاگذاری سگمنتها را داشته باشند. برای این امر می‌توان ماشین آلاتی با قابلیت فوق را تولید نمود یا با ایجاد تغییراتی در ماهیت ماشین آلات موجود متناسب با نیاز پروژه دستگاه نصاب قطعات بتنی پیش ساخته را طراحی نموده و ساخت (شکل ۱۲-۴۴).







شکل ۱۲-۴۳- نماهای مختلفی از نصب قطعات بتنی پیش ساخته در تونلهائیکه به روش کند و پوش حفاری می‌شوند[۲۴۴]



شکل ۱۲-۴۴- نمونه اصلاح شده بیل کاترپیلار ۳۲۵ جهت نصب قطعات بتنی پیش ساخته (سگمنت) در داخل تونل[۲۴۴]

فصل سیزدهم

اجرای پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ)

۱۳-۱- کلیات

بطور کلی اجرای پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ) تونل شامل عملیات اجرائی زیر می‌باشد:

- عایق بندی
- آرماتور بندی
- قالب بندی
- بتن ریزی
- جمع آوری قالبها

برای هر مرحله اجرای پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ) بترتیب عملیات زیر اجرا می‌گردد:

۱. بتن ریزی مِگر در کف تونل

قبل از اجرای بتن اصلی، یک لایه نازک بتن مگر روی بستر کف ریخته می‌شود. برای اجرای بتن مگر ابتدا باید بستر کف تونل تمیز شده سپس عملیات نقشه برداری برای تعیین ارتفاع لازم و رگلاژ انجام شود. بتن مگر عموماً به بتن کم سیمان معروف می‌باشد که برای بتن‌های فونداسیون و کف که مستقیماً در تماس با خاک و سنگ قرار دارند استفاده می‌شود. ضخامت بتن مگر حداقل ۷/۵ سانتیمتر و عیار آن حداقل ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب باید باشد.

۲. عایق بندی کف تونل

پس از اجرای بتن مگر، در صورت نیاز عایق بندی کف تونل روی آن انجام می‌گیرد.

۳. آرماتوربندی کف تونل

پس از اجرای بتن مگر و عایق بندی، آرماتوربندی کف انجام شده و آرماتور انتظار جهت اتصال کف به دیواره تونل کار گذاشته می‌شود. این عملیات شامل حمل و نصب و بستن آرماتورها می‌باشد. جهت بستن دقیق آرماتورها در جای خود، ابتدا یک سری نگهدارنده توسط عملیات نقشه‌برداری، با دقت روی کف نصب می‌شود و آرماتوربندی با تکیه بر این نگهدارنده‌ها انجام می‌گیرد.

۴. قالب بندی کف تونل

۵. بتن ریزی کف تونل

پس از آماده شدن قالب کف، بتن‌ریزی انجام می‌شود. حمل بتن مورد نیاز بوسیله تراک میکسر انجام شده و در پای کار، بتن به پمپ بتن منتقل و از آنجا پمپ می‌شود.

۶. جمع آوری قالب‌های کف تونل[۱۹۰]

۷. عایق بندی دیواره و سقف در صورت نیاز

پس از گیرش بتن کف عایق بندی دیواره و سقف با استفاده از مصالح آببندی اجرا می‌گردد.

۸. آرماتوربندی دیواره و سقف

پس از اتمام عملیات عایق بندی، آرماتوربندی دیواره و سقف با حمل آرماتور به پای کار، برس زدن و تمیز کاری آرماتور انتظار گام قبلی و بستن آرماتور اجرا می‌گردد. برای نگهداری آرماتورها در جای خود و جاگذاری دقیق آنها، یک سری نگهدارنده به صورت میله‌ای در دیواره و سقف کاشته می‌شود و موقعیت دقیق آن توسط نقشه‌بردار مشخص می‌شود. آرماتوربندی بر مبنای این نگهدارنده‌ها انجام می‌گیرد.

۹. قالب بندی دیواره و سقف

قالب توسط جکهای هیدرولیکی روی آرماتورهای بسته شده، ثابت گردیده و توسط نقشه‌بردار تنظیم می‌گردد.

۱۰. بتن ریزی دیواره و سقف

پس از قالب بندی، بتن ریزی دیواره و سقف که یکی از مهمترین عملیات اجرای پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ) تونل است آغاز می‌شود.

۱۱. جمع آوری قالبهای سقف و دیواره

پس از بتن ریزی و گیرش بتن، قالب جمع شده و از بتن جدا می‌شود.

خصوصیات پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ) را می‌توان بصورت زیر نام برد:

- مناسب برای استفاده با هر نوع روش حفاری و روش نصب سیستم نگهداری اولیه
- اختلاف موجود در حفاری مثل اضافه حفاری را تصحیح می‌کند.
- به هر شکل می‌تواند ساخته شود
- یک فونداسیون سالم و دقیق را برای اتمام تونل آماده می‌کند.
- یک سازه پایدار و مطمئن را ایجاد می‌کند

معایبی که در پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ) وجود دارد شامل موارد زیر می‌باشد[۱۸۶]:

- جاسازی بتن، **مخصوصاً** در کنار آرماتورها مشکل می‌باشد. خصوصیات ذاتی سیستم نگهداری با بتن برجا این است که امکان ویبره کردن بتن در داخل قالب محدود می‌باشد. این پدیده باعث می‌شود که بتن در اطراف آرماتور بصورت کامل تحکیم نشود.

---

۱۹۰ در مواردی که ریلهایی جهت عبور حامل قالبها و ماشین آلات بر روی بستر حفاری شده کار گذاشته شود، در این حالت بتن ریزی دیواره و سقف ممکن است قبل از بتن ریزی کف انجام شود.

- آرماتورهایی که مورد استفاده قرار می‌گیرند، عمدتاً تحت خورندگی قرار دارند که این عامل باعث از بین رفتن مقاومت بتن می‌شود. این مشکل یک مشکل معمول در تمامی سیستم نگهداری بتنی می‌باشد. بهر حال این مسئله در سازه‌های زیرزمینی بیشتر اتفاق می‌افتد چون نفوذ آب زیرزمینی باعث افزایش سرعت تخریب آرماتور می‌شود.
- ایجاد ترک در سیستم نگهداری باعث نفوذ آب به داخل آن می‌شود و این امر باعث کاهش عمر سیستم نگهداری می‌شود.
- حملات شیمیایی در بعضی از زمین‌ها باعث کاهش عمر سیستم نگهداری می‌شود.
- این نوع سیستم نگهداری نیاز به یک عملیات ثانویه بعد از حفر تونل، برای ساخت دارد.

۱۳-۲- روشهای عایق بندی و آببند نمودن سازه‌های زیر زمینی

در شرایط قرارگیری تونل در زیر سطح آب زیرزمینی دائمی و یا گذرا و در شرایطی که به منظور بهره برداری مناسب از فضای زیرزمینی عایق بندی و یا آببندی تونل ضروری باشد این هدف به طرق مختلفی امکان پذیر خواهد بود. استفاده از سیستم چاههای زهکشی روشی متداول برای سازه‌های کم عمق و نیمه عمیق می‌باشد، لازم به یادآوری است که روش مذکور عمدتاً به منظور مهار سفره آب زیرزمینی بوده و بیشتر با هدف دور کردن آب از محیط، خارج کردن آن از توده سنگ و خاک و تحت کنترل درآوردن و هدایت آن به خارج از محدوده پروژه، انجام می‌گردد. لذا در پروژه‌هایی که جلوگیری از هرگونه رطوبت در دوران بهره برداری مورد نیاز است، این روش چندان مناسب نمی باشد. معمولاً سه روش عایق بندی و آببندی در تونلها مورد استفاده قرار می‌گیرد:

- استفاده از مصالح ژئوممبران PVC
- بکارگیری مصالح آب بندی که بصورت پاشیدن اجرا می‌شود که اجرایی مشابه شاتکریت دارد
- استفاده از مواد افزودنی بتن

۱۳-۲-۱- مصالح آببندی ژئوممبران PVC

انعطاف بسیار زیاد، نصب آسان و جوش پذیری ایده آل ورق‌های نرم PVC باعث شده است این نوع ژئوممبران در فضاهای بسته با محدودیتهای عایق کاری، مصرف بسیار زیادی داشته باشد.

برخی کاربردهای ژئوممبران PVC شامل:

- عایق تونل‌ها، سازه‌های بتنی زیرزمینی
- ایزولاسیون ساختمان، سقف، سرویس‌ها
- ایزولاسیون استخرها
- و...

در شکلهای (۱۳-۱) الی (۱۳-۳) نمونه‌هایی از عایق بندی سازه‌های مختلف توسط ورق‌های PVC را نشان می‌دهد.



شکل۱۳-۱- عایق رطوبتی تونل کندوان



شکل۱۳-۲- ورق‌های PVC تونل متروی تهران



شکل۱۳-۳- الف- اجرای ورق‌های PVC تونل متروی شیراز (روش حفاری کند و پوش)



شکل۱۳-۳- ب- اجرای عایق بندی دیواره‌ها و سقف

در صورتیکه سازه تونل با ژئوممبران PVC عایق بندی شود، الزامات ذیل برآورده می‌شود[۲۴۶]:

- ۱۰۰٪ ضد آب و دارای مقاومت پایدار در برابر خورنده‌های شیمیایی موجود در مخلوط آب و خاک سطح کار
- امکان تطبیق فنی بسیارخوب نسبت به سطوح آب بندی با سرعت پیشرفت کار متغیر
- جوش پذیری ایده آل با دستگاه‌های جوش هوای داغ
- قابلیت اشتعال پایین (خود خاموش شونده)
- قابلیت نصب برروی سطوح خیس و نمناک
- امکان بازرسی آسان درزجوشها
- تعمیر آسان و سریع در صورت بروز آسیب توسط عوامل ساخت قبل از اجرای پوشش بتنی

۱۳-۲-۱-۱- لایه بندی سیستم آببندی ژئوممبران PVC

لایه بندی سیستم آببندی ژئوممبران PVC بترتیب از سنگ و خاک بلاواسطه تا پوشش داخلی تونل بصورت ذیل می‌باشد:

- سنگ و خاک
- سیستم نگهداری اولیه
- ژئوتکستایل زهکش و محافظ
- دیسکهای اتصال
- ژئوممبران PVC
- پوشش داخلی ساخته شده از بتن مسلح

در شکل(۱۳-۴) نمای شماتیک لایه بندی سیستم مذکور نمایش داده شده است.

ژئوممبرانهای PVC به صورت آزاد در سازه تونل بر روی دیسکها که ژئوتکستایل زهکش و محافظ را در سازه نگه می‌دارد نصب و به یکدیگر جوش داده می‌شوند. یکی از ویژگیهای دیسکهای کشسان این است که با قسمتهای برشی که دارند، این قابلیت در آنها بوجود آمده است که خود را در مقابل حرکات، فشارها و کششهای وارده که منتج از عوامل ذیل هستند، کاملاً هماهنگ و منطبق می‌سازند:

- فشار بتن تازه
- فشار هیدرواستاتیک
- فشار بین پوشش‌های داخلی و خارجی
- فشردگی، خزش و تغییرات دمای پوشش بتن بیرونی

پیشرفت سریع و آسان کار و داشتن ظرفیت انجام عملیات نصب برای یک سیستم آببندی سازه تونل، بیشترین اهمیت را دارد. تجربه و دانش، تولید و پردازش مطابق با آخرین فناوری صنعتی مهمترین معیارهای کیفیت هستند.

عملیات آببندی با استفاده از ژئوممبرانهای PVC باید برپایه رعایت استاندارد ملی، مقررات ایمنی بین المللی و الزامات ایمنی در کار انجام شود.

در جدول (۱۳-۱) مشخصات فنی ورق ژئوممبراین PVC ارائه شده است.



شکل ۱۳-۴- شماتیک لایه بندی سیستم نگهداری و آب بندی تونل

۱۳-۲-۲- مصالح آببند پاششی

علیرغم مزایای استفاده از ورق‌های ژئوممبراین PVC و کاربرد وسیع این مصالح در آببندی سازه‌های زیرزمینی، استفاده از این روش دارای معایبی نیز می‌باشد. مهمترین عیب این روش، تخصصی بودن آن می‌باشد که در نتیجه آن نیاز به بکارگیری افراد متخصص برای نصب علاوه بر خرید محصولات می‌باشد. همچنین در اشکال پیچیده هندسی نظیر تقاطع تونل‌ها اجرا دشوار بوده و نیز در زمان نصب غشاء آببند اجرای سایر عملیات تونل دچار اشکال جدی گردیده و تداخل کاری بوجود می‌آید. مصالح آببند پاششی این نواقص را نداشته و اجرای آن سرعت و سهولت بیشتری نسبت به ورق‌های آببند دارد. اجرای لایه آببند پاششی مشابه اجرای شاتکریت می‌باشد. این لایه‌ها در دو مرحله و به ضخامت حدود یک سانتی متر اجراء می‌شود.

۱۳-۲-۳- مواد افزودنی در بتن

انواع مواد افزودنی جهت آببند نمودن بتن موجود می‌باشد. لازم به ذکر است که تجارب موفق استفاده از این مواد در سطح کشور پایین بوده، لذا این محصولات بعنوان مکمل و حصول اطمینان مضاعف در مواردی که آببندی اهمیت خاص دارد، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۱۳-۳- آرماتور بندی

در مورد نحوه آرماتور بندی به فصل (۱۱-۷) رجوع شود.
شکلهای (۱۳-۵) تا (۱۳-۷) آرماتوربندی داخل تونلها را نشان می‌دهد.

جدول۱۳-۱- مشخصات فنی ورق ژئوممبران (نرم ایزولاسیون) PVC [۲۴۶]

آزمون		روش آزمون	مقدار	واحد	شرایط
ضخامت			۲/۰۳+۰/۱	mm	دمای ۲۴ °C
دانسیته		ASTM D ۱۵۰۵	۱/۳۶	gr/cm^3	دمای ۲۵/۹ °C رطوبت ۳۰٪
مدول کششی	MD[۱۹۱]	ASTM D ۶۳۸	۷/۳	MPa	T=۲۳°C Humidity = ۵۰٪ Rate=۵۰mm/min
	TD[۱۹۲]		۶/۸		
تنش تسلیم	MD		۰/۲۸	MPa	
	TD		۰/۳۶		
درصد افزایش طول در نقطه تسلیم	MD		---	%	
	TD		---		
تنش در نقطه شکست	MD		۱۸/۲	MPa	
	TD		۱۵/۹		
درصد افزایش طول در نقطه شکست	MD		۷۷۹	%	
	TD		۷۵۹		
نقطه نرمی وایکت		ISO ۳۰۶	۵۸/۳	°C	روش A۵۰
سختی		DIN ۵۳۵۰۵	۸۰	Shore A	
Uniaxial Tension		SIA۲۸۰	۲۹۴	%	کمتر از ۲۰۰ باشد
تا خوردگی در دمای ۲۰- درجه			بدون ترک	---	بدون ترک باشد
اثر مخرب حرارت			۰/۸۶-٪ بدون تاول	%	کمتر از ۲٪ و بدون تاول باشد
رفتار در آب (در یک ماه)			۰/۵۶	%	حداکثر ۳٪ باشد
کلاس آتش			Class IV	---	Class IV
کلاس دود			Class I	---	Class I
مقاومت در نقطه جوش			FTB	---	باید FTB رخ دهد

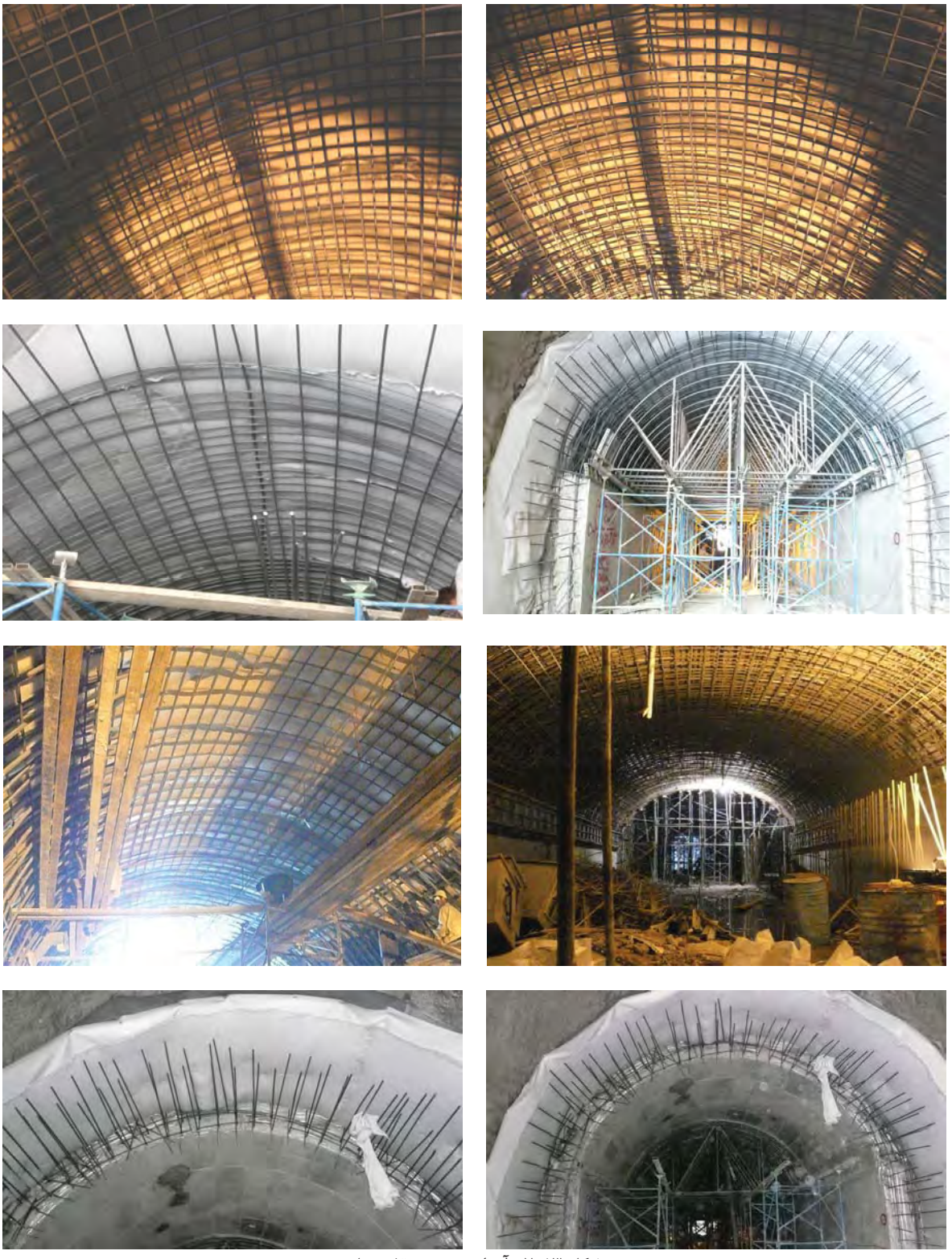
۱۹۱ Machine Direction
۱۹۲ Transverse Direction



شکل ۱۳-۵- آرماتوربندی کف تونل



شکل ۱۳-۶- آرماتوربندی دیواره تونل



شکل ۱۳-۷- آرماتوربندی سقف تونل

۱۳-۴- قالب بندی تونلها

قالب‌ها تجهیزات موقتی می‌باشند که شکل و منظره ظاهری کار را تامین نموده و بتن تازه را تا زمانیکه سخت شود، نگه می‌دارند.

چون قالب بندی باید شکل و منظره ظاهری تونل را تامین کند و مدت زمانیکه برای جاگذاری قالب و برداشت آن صرف می‌شود قابل ملاحظه می‌باشد، لذا قالب را باید جزء عناصر اصلی و اساسی اجرای پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ) محسوب داشت. از این جهت باید دقت ویژه در مراحل مختلف کار یعنی تهیه طرح و محاسبات فنی و شرایط کارگذاری و برداشت قالبها و رعایت مراتبی برای اینکه مصرف دوباره آن میسر باشد، به عمل آید تا اجرای پوشش داخلی تونل با حداقل هزینه رعایت و عملی گردد.

در طی سالها توسط شرکت‌های طراح و سازندهٔ قالب که در زمینهٔ قالب تونلها متخصص هستند، اشکال بسیار زیادی از قالب بندی چند بار مصرف برای استفادهٔ سازه‌های زیرزمینی ابداع شده است. تحقیقات و تجربهٔ مستمر این شرکتها به آنها امکان داده است که اشکال پایه‌ای بسیار پیشرفته‌ای از قالبها را ایجاد کنند که به راحتی با بسیاری از شرایط پروژه‌های منفرد قابل تطبیق هستند.

۱۳-۴-۱- انواع قالبها در تونل سازی

۱۳-۴-۱-۱- قالبهای سنتی

از این نوع قالب بعلت نیاز به پرسنل زیاد تنها در مواردی که طول تونل کوتاه و دفعات کاربرد قالب زیاد نباشد، استفاده می‌گردد. این قالبها از یک داربست فلزی (که پایه را تشکیل می‌دهد) و روی آن کف بندی شامل پوسته و استخوان بندی قرار می‌گیرد، تشکیل می‌شود.

قالب‌های سنتی معمولاً از به هم پیوستن پنج قسمت مختلف تشکیل شده است. این عناصر عبارتند از[۲۴۷]:

- **پوسته**

سطحی موقتی است که در تماس با بتن، نمای قطعی آن را به وجود می‌آورد.

- **استخوان بندی**

پوسته قالب را در جای خود نگه می‌دارد و نیروها را به تکیه گاه منتقل می‌کند.

- **تکیه گاه**

نقش تکیه گاه تثبیت و تنظیم و تامین پایداری استخوان بندی و پوسته در مرحله بتن ریزی می‌باشد.

- **وسایل ایمنی**

از وسایل ایمنی جهت قرارگیری قالب در بهترین شرایط ایمنی استفاده می‌شوند.

- **ملحقات**

ملحقات تجهیزات تکمیلی لازم برای استفاده از قالب هستند.

اشکال (۱۳-۸) تا (۱۳-۱۰) نماهایی از قالب‌های سنتی را نشان می‌دهد.



نمای عمومی قالب بندی سنتی دیواره



استخوان بندی



ملحقات



پوسته



محدوده بتن ریزی شده در کنار محدوده قالب بندی شده

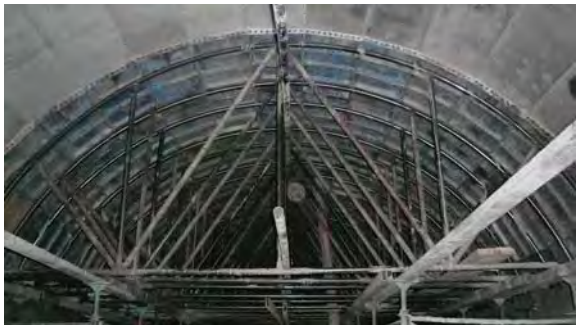


تکیه گاه

شکل ۱۳-۸- قالب بندی سنتی دیواره تونل




تکیه گاه




استخوانبندی

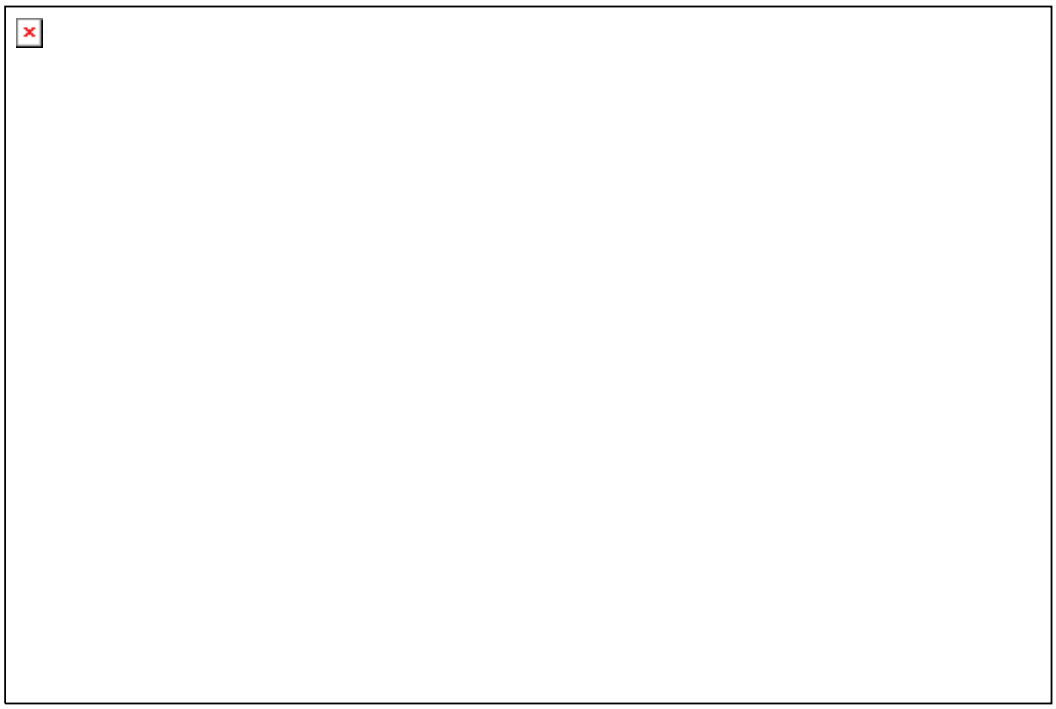



پوسته

نمای عمومی قالب بندی سنتی سقف تونل



شکل ۱۳-۹- قالب بندی سنتی سقف تونل



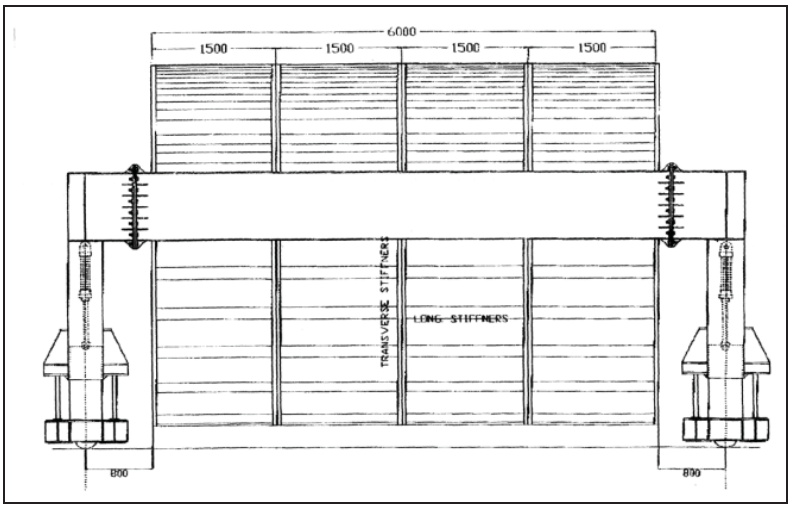
شکل ۱۳-۱۰- قالب بندی سنتی کف تونل

۱۳-۴-۲- قالبهای لغزان

با این نوع قالب می‌توان در یک زمان دیواره‌ها و سقف تونل را بتن ریزی کرد. به علت شکل قالب لغزنده و عدم عبور ماشین آلات و تجهیزات از داخل آن، اجرای همزمان عملیات حفاری و پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ) میسر نمی باشد. مگر آنکه بواسطه محدودیت زمانی این امر ضروری باشد که در این صورت می‌توان پس از تکمیل مسیر دهانه‌های ورودی و برقراری ارتباط دو دهانه و انجام عملیات کف برداری یکی از دهانه‌ها برای حفاری در نظر گرفته شود و دهانه دیگر برای عملیات پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ) آماده گردد. بنابراین بطور معمول باید اجرای پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ) تونل پس از اتمام حفاری و نگهداری اولیه، در هر یک از دهانه‌های تونل و دستکها انجام شود. اجرای عملیات لاینینگ به صورت پسرو از انتهای دستکها و تونل اصلی آغاز شده و به سمت ابتدای دهانه تونل پیش می‌رود. جهت پیشگیری از هرگونه تاخیر در شروع عملیات لاینینگ تجهیزات و ماشین آلات مورد نیاز باید زودتر از زمان اتمام حفاری هر دهانه، آماده گردند. شکل (۱۳-۱۱) نماهایی از شکل قالب لغزنده را نشان می‌دهد.





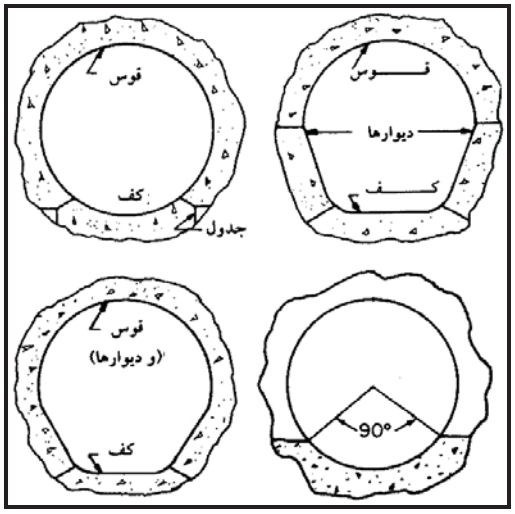


شکل ۱۳-۱۱- نماهایی از قالب لغزنده

۱۳-۴-۳- اجرای قالب بندی تونل در سیستم قالبهای لغزان

مقطع تونل‌های راه و راه آهن، بسته به کاربری آنها و نوع زمینی که در آن حفاری می‌شوند، به اشکال مختلف می باشد. صرف نظر از شکل مقطع، همان طور که در شکل (۱۳-۱۲) دیده می‌شود، معمولاً این مقطع جهت بتن ریزی به سه مقطع کف، دیواره و سقف (قوس) تقسیم می‌شود. گاهی اوقات مقطع قوس و دیواره در یک مرحله بتن ریزی می شود.

ترتیب بتن ریزی به عوامل زیادی همچون شکل و اندازهٔ تونل، شرایط زمین و آب، تلرانسهای مجاز و مشخصات برنامهٔ پروژه بستگی دارد.



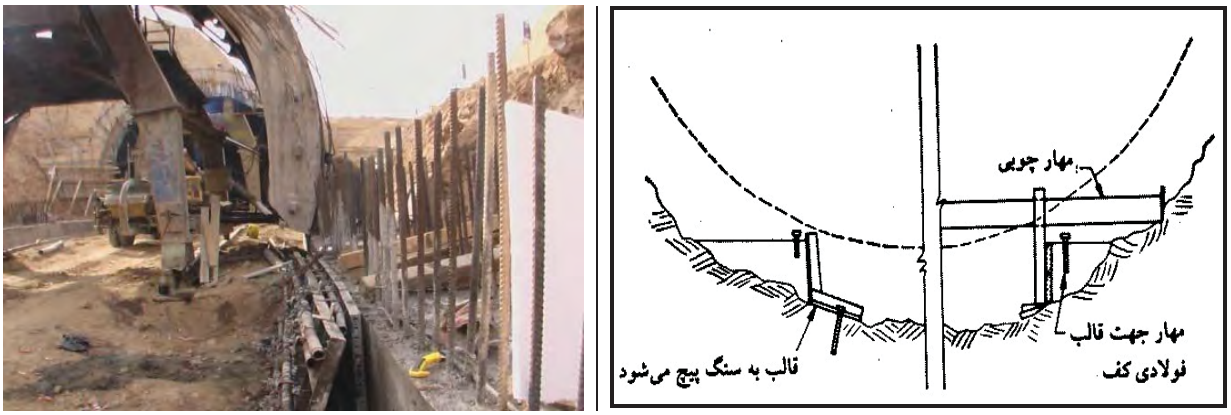
شکل ۱۳-۱۲- نمونه‌ای از مراحل بتن ریزی مقاطع تونل

۱۳-۴-۳-۱- قالببندی و بتن ریزی جدولها

قالب‌بندی و بتن ریزی جدولها در طول هر دو سمت تونلها برای ایجاد پایه‌ای برای نصب قالبهای کف (شمشه‌ها) و مسیری برای چرخهای فرمان قالب بندی متحرک کف و پل بتن ریزی اجرا می‌گردد. برای اتصال پیچهای قالبهای کف به جدول، در طول قسمت فوقانی جدول و در فواصل منظم مهارهایی کار گذاشته می‌شود.

از آن جا که جداول بعداً با بتن کف و دیواره پوشانده می‌شوند، رویهٔ ایجاد شده توسط قالب بندی فاقد اهمیت است. ولی سطح فوقانی باید از شیب صحیحی برخوردار باشد و واحدهای مهار نیز با دقت نصب شوند.

شکل (۱۳-۱۳) قالب‌بندی و بتن ریزی جدول را نشان می‌دهد.



شکل ۱۳-۱۳- قالببندی و بتن ریزی جدول‌ها

۱۳-۴-۳-۲- قالببندی و بتن ریزی کف تونل

قالب کف، بخش نسبتاً سادهٔ دیگری از کار قالب بندی تونل است که بسته به شرایط موضعی آن را می‌توان به چند شکل مختلف ساخت. کف تونل را می‌توان با یا بدون جدول بتن ریزی کرد. در تونلهای بزرگتر معمولاً با کمک یک پل

متحرک عملیات قالب بندی و بتن ریزی کف تونل شکل پیوسته‌اي پیدا می‌کند. با این سیستم کارآیی عملیات به مقدار زیادی به درجهٔ کارآیی و سفتی بتن، همچنین به مهارت گروه بتن ریز و پرداخت کننده بستگی دارد.

معمولاً توسط پیچهای مهار کار گذاشته شده در کف بتن ریزی شده، قالبهای قوس یا قالبهای دیواره در جای خود ثابت نگه داشته می‌شوند. در تعیین مکان صحیح این پیچها باید دقت ویژه‌اي مبذول داشت تا از اتصال سریع قالبهای قوس اطمینان حاصل شود.

شکل (۱۳-۱۴) قالببندی و بتن ریزی کف تونل را نشان می‌دهد.

۱۳-۴-۳-۳- قالبهای قوس

قاب سازه‌ای اصلی قالبهای قوس از دنده‌های محیطی و تیرهای طولی تشکیل می‌شود که با مقطع تونل مورد نظر مطابقت دارند. در صورت ضرورت این دنده‌ها مهاربندی و با تخته یا پوستهٔ فولادی پوشیده می‌شوند. دنده‌ها معمولاً در نقاط یک سوم لولا می‌شوند و طراحی آنها طوری صورت می‌گیرد که کمترین مانع را در فضای کار ایجاد کنند. قالبهای قوس همراه با پیشرفت بتن ریزی قوس به صورت جزئی باز شده و معمولاً بر روی داربست یا حامل ویژهٔ خود به جلو حرکت داده می‌شوند. قالبهایی را که می‌توان به قدر کافی جمع کرد تا در ضمن باقی ماندن قطعه قالب مجاور در مکان خود از درون آن به سمت جلو حرکت کنند، قالبهای تلسکوپی یا جمع شوندهٔ قوس می‌نامند. قالبهای غیر تلسکوپی به قالبهایی گفته می‌شود که برای جدا شدن از بتن به قدر کافی جمع می‌شوند و سپس با حرکت به سمت جلو برای بتن ریزی بخش بعدی تونل درست در کنار قطعهٔ تازه تکمیل شدهٔ تونل نصب می‌شوند.

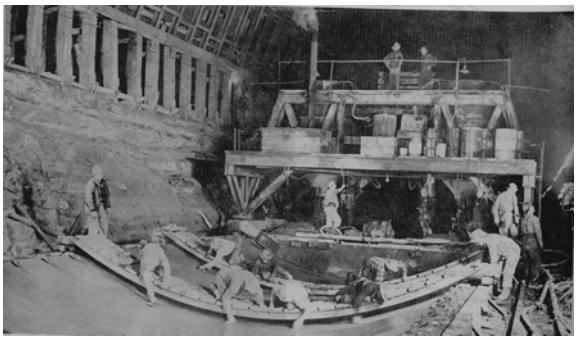
شکل (۱۳-۱۵) نمایی از قالب لغزنده را نشان می‌دهد.

شکل (۱۳-۱۶) مراحل قالببندی و بتن ریزی سقف یک نمونه تونل با مقطع ⊏ شکل را نشان می‌دهد.

شکل (۱۳-۱۷) مراحل قالببندی و بتن ریزی سقف و دیواره یک نمونه تونل با مقطع نعل اسبی را نشان می‌دهد.

شکل (۱۳-۱۸) انواع قالبهای لغزنده تلسکوپی و غیرتلسکوپی را نشان می‌دهد.

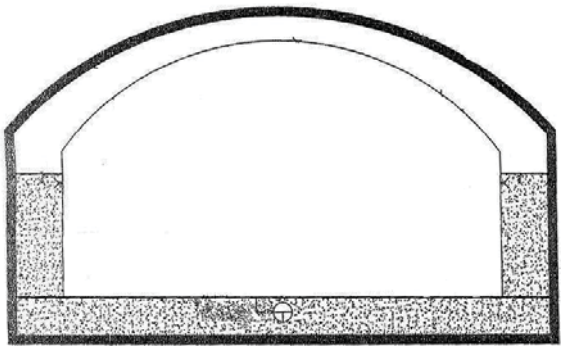
شکل (۱۳-۱۹) اجزاء تشکیل دهنده دو نمونه قالب لغزنده تلسکوپی را نشان می‌دهد.



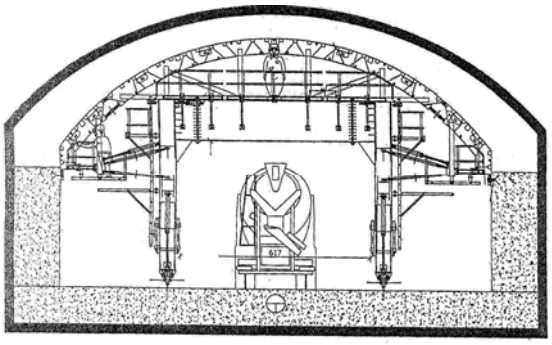
شکل ۱۳-۱۴- قالببندی و بتن ریزی کف تونل



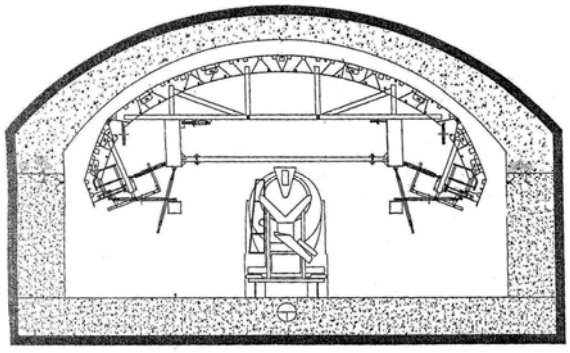
شکل ۱۳-۱۵- نمایی از قالب لغزنده تونل با مقطع ⊏شکل



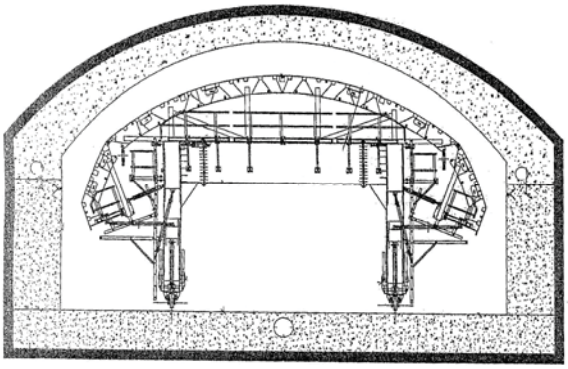
الف- بتن ریزی کف و دیواره تونل



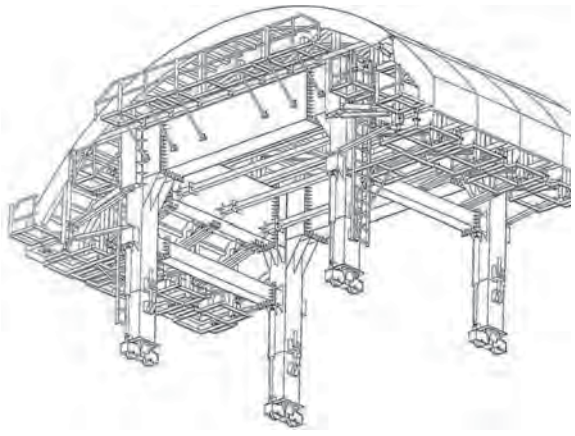
ب- نصب قالب لغزنده جهت بتن ریزی سقف تونل

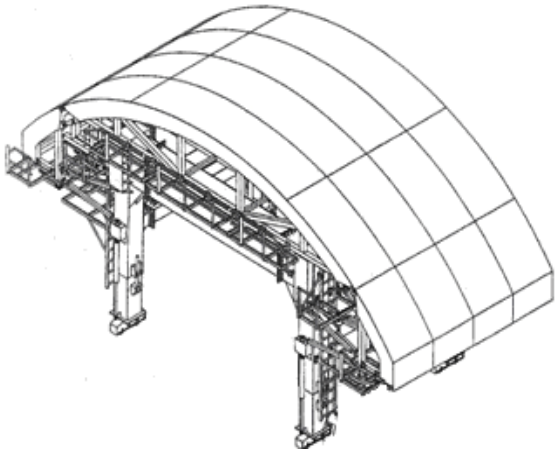


ج- اجرای بتن ریزی سقف تونل



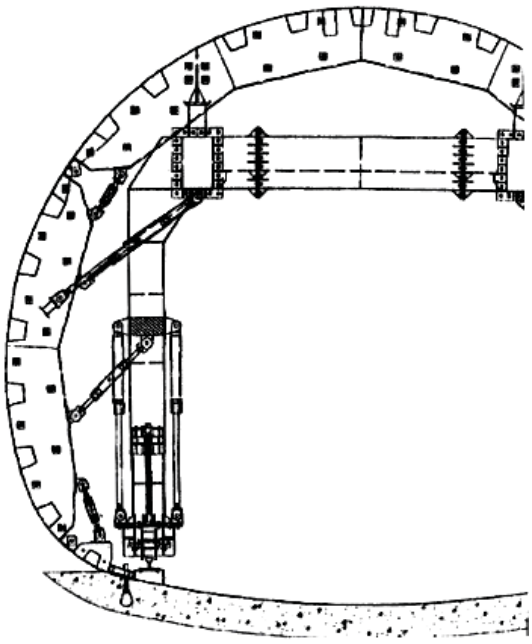
د- جمع کردن کامل قالب لغزنده



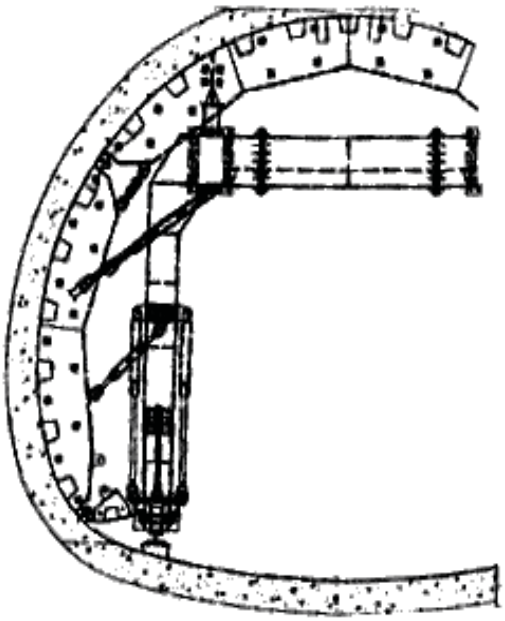


و- نماهای سه بعدی از قالب لغزنده

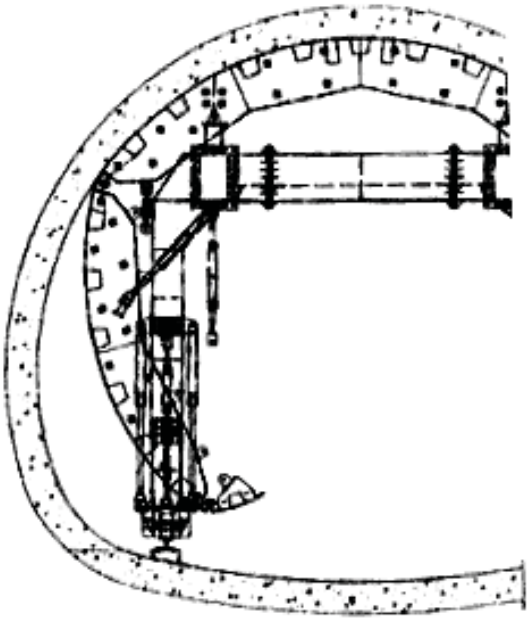
شکل ۱۳-۱۶- مراحل قالب بندی و بتن ریزی سقف یک نمونه تونل



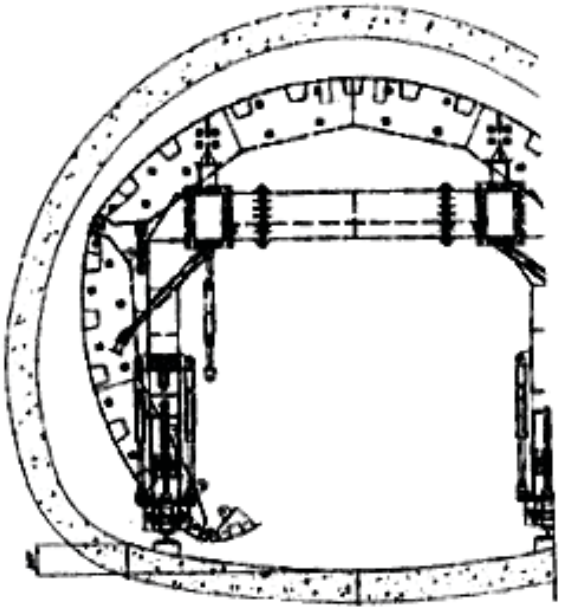
مرحله ۱ قالب آماده بتن ریزی



مرحله ۲ جمع شدن قسمت تحتانی توسط جک

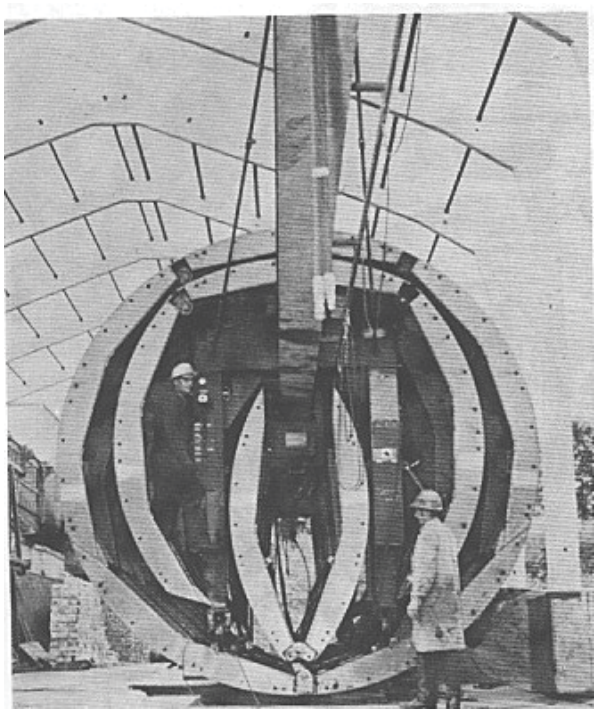


مرحله ۳ جمع شدن دیواره‌های قالب

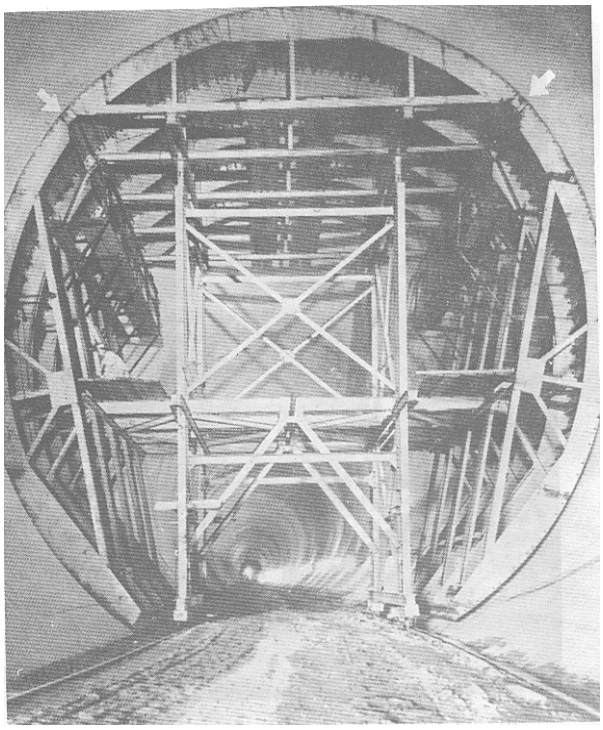


مرحله ۴ جمع شدن کامل قالب

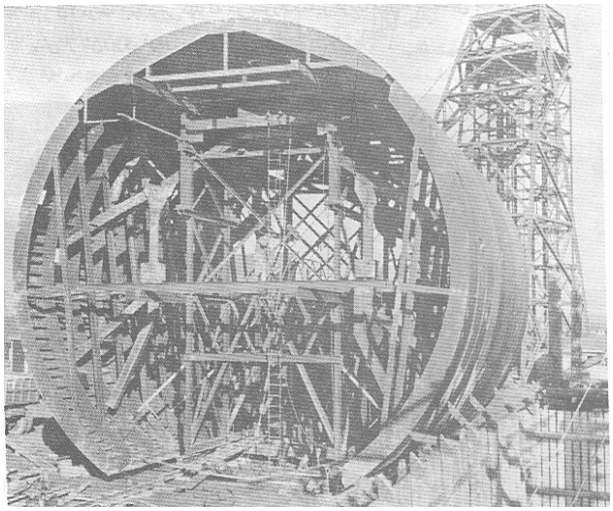
شکل ۱۳-۱۷- مراحل قالببندی و بتن ریزی سقف و دیواره یک نمونه تونل با مقطع نعل اسبی



قالبهای تلسکوپی تمام دایره



قالب قوسی غیر تلسکوپی به قطر ۱۲/۵ متر

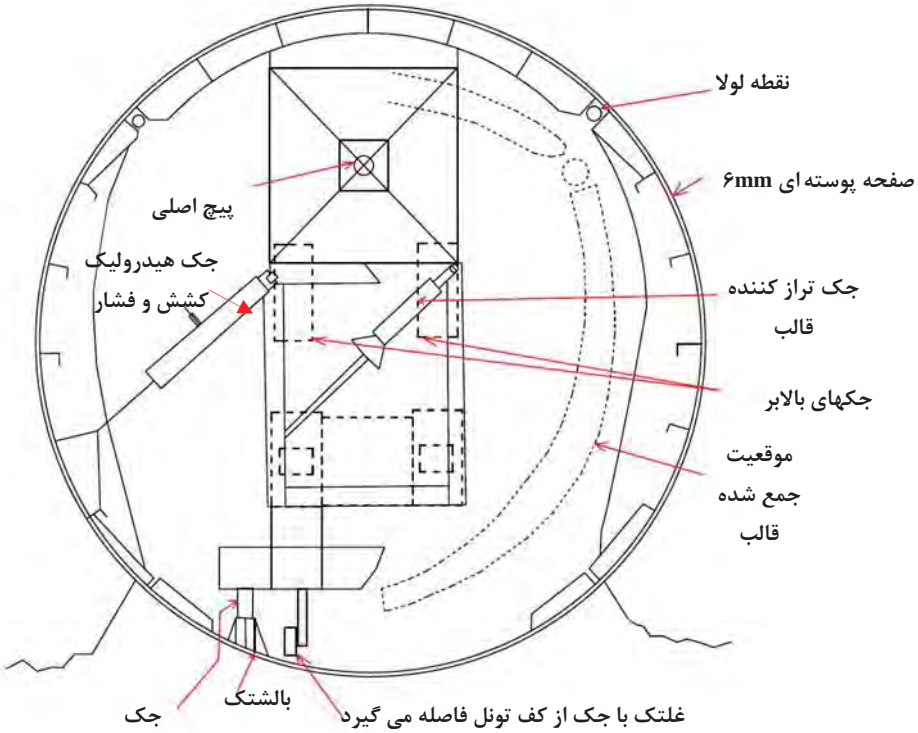


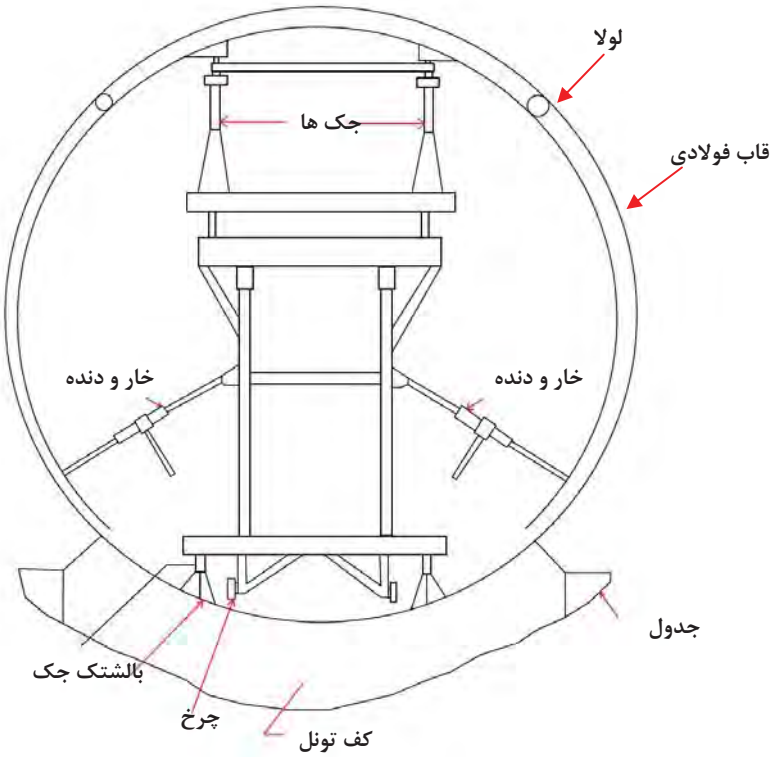
قالب غیر تلسکوپی قوسی به قطر ۱۵ متر



قالب غیر تلسکوپی قوسی به قطر ۱۰ متر

شکل ۱۳-۱۸- انواع قالبهای لغزنده





شکل ۱۳-۱۹- اجزاء تشکیل دهنده دو نمونه قالب لغزنده تلسکوپی

۱۳-۵- نحوه بتن ریزی پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ)

معمولاً ابعاد تونل، ترتیب بتن ریزی و شکل پوشش تونل است که آرایش قالب بندی و روش بتن ریزی را تعیین می کند. دو روش اصلی قالب بندی و بتن ریزی بویژه برای قوس و دیواره‌های تونل را می‌توان روش شیب پیوسته پیشرونده و روش تیغه‌ای نام برد. در حالی که روش شیب پیوستهٔ پیشرونده باید عملیاتی پیوسته و ۲۴ ساعته باشد، روش تیغه‌ای را می‌توان در دو شیفت ۸ تا ۱۰ ساعته در روز انجام داد. در مواردی که شرایط محل کار اجازه دهد، گاهی اوقات تونل سازی بصورت کند و پوش انجام می‌شود و در این حالت امکان تطابق روش تیغه‌ای با قالبهایی که شبیه بسیاری از قالبهای روزمینی هستند وجود دارد.

۱۳-۵-۱- بتن ریزی به روش شیب پیوستهٔ پیشرونده

روش بتن ریزی شیب پیشروندهٔ پوشش تونل، معمولاً به جز در موارد خرابی یا تعطیلات، عملیاتی بدون وقفه است. در این حالت بتن از طریق یک یا چند خط لوله در محل یا نزدیکی قسمت فوقانی قوس وارد می‌شود. بتن در ضمن جریان یافتن از قسمت فوقانی قوس در اطراف و پشت قالبها یک توده پیشرونده را ایجاد می‌کند. این توده بتن شکل گوهٔ متحرکی را دارد که شیب آن معادل زاویهٔ شیب طبیعی بتن تازه است. قالب قوس مورد نیاز این روش معمولاً از هشت یا تعداد قطعهٔ بیشتری تشکیل می‌شود. این قطعات به طور پیوسته با جدا شدن از بتن و جمع شدن از دورن قطعات دیگر عبور می‌کنند و مجدداً توسط حامل قالب که معمولاً داربست متحرک یا جامبو نامیده می‌شود برپا می‌گردند. این عملیات طوری زمانبندی می‌شود که در زمان نیاز به قالب در جلوی شیب پیشروندهٔ بتن تازه، قالب پشتی آمادهٔ باز شدن باشد.

استفاده از قالبهای تلسکوپی برای بتن ریزی به روش شیب پیوسته پیشرونده امری ضروری است.

۱۳-۵-۲- بتن ریزی به روش تیغه‌ای

روش تیغه‌ای یک شیوهٔ منقطع در بتن ریزی تونلها است و طول آن معمولاً بر حسب حجم بتن تعیین می‌گردد که امکان ریختن آن در یک شیفت کاری تحت شرایط متوسط وجود دارد. این طول از ۱۵ تا ۴۵ متر متفاوت است. تکنیک بتن ریزی در روش تیغه‌ای مشابه روش شیب پیشرونده است، زیرا بتن اغلب از قسمت فوقانی قوس وارد می‌شود و همان شیب پیوستهٔ بتن تا پر شدن قالبها ادامه پیدا میکند. اما به هر حال به ویژه در مورد تونلهای بزرگتر، ریختن بتن در لایه‌های افقی از طریق ناوه‌های بتن ریز داخلی و خارجی و خرطومی که از یک یا چند خط لوله تغذیه می‌شوند، روشی معمول است. پس از سخت شدن بتن موجود در مقطع تیغه بندی شده، با بازکردن جزئی، کل قالب آن را جدا کرده و با حرکت دادن به سمت جلو مجدداً جهت بتن ریزی در بخش بعدی نصب می‌کنند.

از روش تیغه‌ای همواره در مکانهایی استفاده می‌شود که شرایط زمینی ضعیفی وجود دارد و در آنجا اجرای همزمان عملیات حفاری تونل و بتن ریزی پوشش امری ضروری است. ضمناً از این روش در مواردی که عواملی همچون اندازهٔ تونل، وجود میلگردهای آرماتوربندی یا مکان درزهای ساخت مانع از استفادهٔ روش شیب پیشرونده می‌شوند نیز استفاده می‌شود.

۱۳-۶- لرزاندن بتن و دسترسی به قالب

در این مورد اغلب به دلیل فضای محدود و خمیدهٔ درون قالب لرزاندن بیرونی بتن ضرورت دارد و قالبها باید توانایی مقاومت در برابر نیروهای حاصل از این لرزش را داشته باشند. برای این منظور باید چندین ویبراتور به قالبها متصل کرده و برای دنبال کردن شیب پیشروندهٔ بتن تازه آنها را به جلو حرکت داد. دسترسی به فضای پشت قالبها را نباید نادیده گرفت. دریچه‌ها و سوارخهای دسترسی را باید در نقاط مناسبی از قالب قرارداد. اکثر قالبهای تجاری مجهز به دریچه‌هایی هستند که با گیره یا گوه محکم می‌شوند و در صورت نیاز به بتن ریزی، لرزش و بازرسی آنها را می‌توان بازکرد. برای کار گذاشتن پیچها و لوله‌های دوغاب ریزی به سوراخهای کوچکی احتیاج است. این سوراخها معمولاً به کمک یک پیچ و صفحهٔ اتصال انتهایی مسدود می‌شوند و پیچ توسط یک یوغ در جای خود ثابت نگه داشته می‌شود[۲۴۷].

۱۳-۷- باز کردن قالبها

با وجودی که حداقل زمان بازکردن قالبهای قوس تونل معمولاً بصورت تجربی تعیین می‌گردد، این زمان را می‌توان به شکل ایمنی از قبل در آزمایشگاه مشخص کرد. معمولاً در آغاز عملیات بتن ریزی قوس تونل، حداقل زمان بازکردن قالبها برای سطوح نمایان ۱۲ ساعت و برای درزهای ساخت ۸ ساعت می‌باشد. در صورتی که در مشخصات فنی براساس تجربهٔ کارگاهی حداقل زمان کمتری برای بازکردن قالبها در نظر گرفته شده باشد، چنین کاهشی باید با مدت زمانهای تدریجی ۳۰ دقیقه‌ای یا کمتر صورت گیرد و درستی آن با روشهای آزمایشگاهی و بازرسی چشمی و خراشیدن سطوح بخشهای نمونه‌هایی که از طریق بازکردن دریچه‌های دسترسی قالب نمایان می‌شوند، مشخص گردد.

۱۳-۸- تلرانسها

تلرانسهای بتن ریزی به مورد کاربری سازهٔ تمام شده بستگی دارد. در جدول پیشنهادی کمیتهٔ ACI ۳۴۷ (جدول ۱۳-۲) مقادیر تلرانسهای پوشش تونلها و کانالهای درجای بتنی ارائه شده است. کاربرد معمول این تلرانسها نیازی به مربوط ساختن آنها به یک فاصلهٔ معین ندارد. برای مثال راستا و تراز واقعی یک تونل آزاد جریان را می‌توان نسبت به راستا و تراز تعیین شده در تمامی طول آن یا هر بخش از طول تونل، ۲۵mm در نظر گرفت تا شرایط لازم برآورده شود. قالبهای تونل معمولاً حداقل ۶m طول دارند و بنابراین انحراف تدریجی از راستا یا تراز در طول حداقل ۶m است[۲۴۷].

در مشخصات رویهٔ کار که بسته به عملکرد سازهٔ زیرزمینی در انواع مختلف متفاوت است می‌توان کنترل بی‌نظمی‌های تدریجی و ناگهانی را گنجاند. بر اساس استاندارد ارتش آمریکا حد بی نظمیهای ناگهانی پوشش تونلها باید ۶mm و بی‌نظمی‌های تدریجی ۱۲mm باشد[۲۴۷].

جدول ۱۳-۲- تلرانسهای کلی سازه‌های زیرزمینی

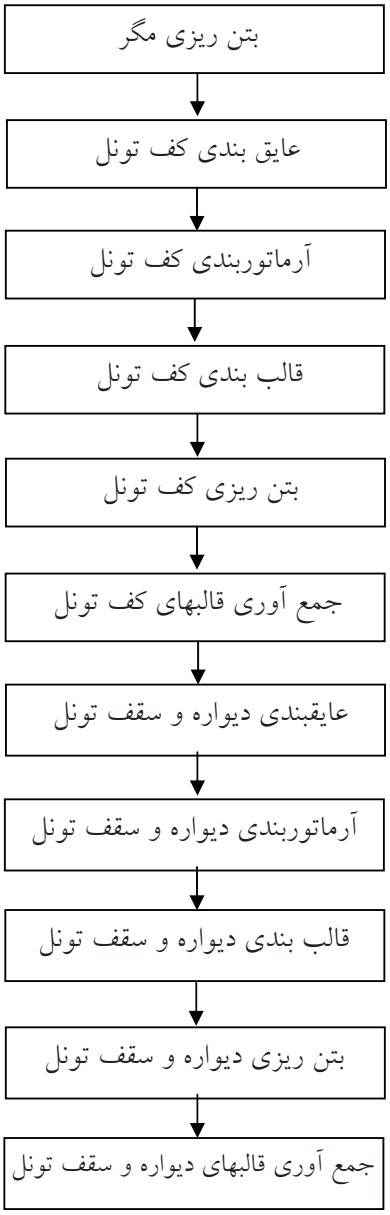
نوع سازه	حداکثر انحراف از راستا و تراز
تونلها و کانالهای آزاد جریان	۲۵ میلیمتر
تونلها و کانالهای پر سرعت	۱۲ میلیمتر
تونلهای راه آهن (یا دیگر وسایل نقلیه)	۲۵ میلیمتر
اختلاف مجاز در ضخامت	
پوشش تونل کانالها	منهای صفر منهای ۲/۵ درصد یا ۶ میلیمتر، هر کدام بزرگتر بود یا به علاوهٔ ۵ درصد یا ۱۲ میلیمتر، هر کدام بزرگتر بود
اختلاف نسبت به ابعاد داخلی	
پوشش تونلها یا کانالهای درجای بتنی	۰/۵ درصد

۱۳-۹- تعیین نرخ متوسط پیشروی پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ)

همانطور که اشاره شد هر گام اجرای پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ) شامل عملیات اجرائی زیر می‌باشد:

۱. بتن ریزی مگر
۲. عایق بندی کف تونل
۳. آرماتوربندی کف تونل
۴. قالب بندی کف تونل
۵. بتن ریزی کف تونل
۶. جمع آوری قالبهای کف تونل
۷. عایق بندی دیواره و سقف تونل
۸. آرماتوربندی دیواره و سقف تونل
۹. قالب بندی دیواره و سقف تونل
۱۰. بتن ریزی دیواره و سقف تونل
۱۱. جمع آوری قالبهای دیواره و سقف تونل

پس از اتمام مراحل فوق، پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ) یک قطعه از تونل به اتمام می‌رسد.
شکل (۱۳-۲۰) فلوچارت مراحل اجرای پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ) را نشان می‌دهد[۲۴۷].



شکل ۱۳-۲۰- فلوچارت مراحل اجرای پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ)

زمان هر یک از فعالیت‌های فوق تابع حجم عملیات مربوطه خواهد بود. اولین فعالیت برای اجرای پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ)، اجرای بتن مگر در کف می‌باشد. از آنجا که ریختن بتن مگر مستلزم تمیزکاری کف تونل می‌باشد، هر قطعه بتن‌ریزی مگر حدود ۱۲ متر در نظر گرفته شده است. طول هر قطعه برای سایر فعالیتها حدود ۶ (طول قالب) متر برآورد می‌شود. با این فرض ابتدا بتن‌ریزی مگر به اندازه یک قطعه ۱۲ متری پیش می‌رود. سپس بر روی آن به اندازه ۲ قطعه ۶ متری عایق بندی(در صورت نیاز) و آرماتوربندی کف (معادل ۱۲ متر) انجام می‌گیرد. در زمان آرماتور بندی کف

قطعه دوم بتن مگر اجرا می‌شود. بعد از آن قطعه اول قالب‌بندی و بتن ریزی کف انجام می‌شود. در زمان قالب بندی و بتن ریزی کف، قطعه دوم آرماتوربندی کف انجام می‌شود.

پس از گیرش بتن کف، عایق بندی و آرماتوربندی بدنه قطعه اول انجام می‌شود، تا برای قالب‌بندی و بتن‌ریزی بدنه آماده شود. همزمان با عایق بندی و آرماتور بندی بدنه قطعه اول، قالب بندی و بتن‌ریزی کف قطعه دوم انجام می‌شود. موازی با قالب بندی بدنه قطعه اول، عایق بندی و آرماتوربندی بدنه قطعه دوم و قالب‌بندی کف قطعه سوم، انجام می‌شود. به هنگام بتن‌ریزی بدنه قطعه اول، قالب‌بندی کف قطعه سوم انجام می‌شود. پس از گیرش بتن بدنه قطعه اول، آرماتور بدنه قطعه دوم بسته شده، آماده قالب‌بندی بدنه می‌باشد. در این زمان در قطعه سوم، قالب‌بندی کف، انجام شده است و بتن ریزی کف و عایق بندی و آرماتوربندی بدنه آن نیز همزمان با قالب‌بندی و بتن‌ریزی بدنه قطعه دوم انجام می‌شود. انجام این روش برای قطعات بعدی به همین صورت امکان پذیر است. بنابراین عایق بندی و آرماتوربندی بدنه هر قطعه همزمان با اتمام بتن‌ریزی بدنه قطعه قبلی به اتمام می‌رسد و آماده بتن‌ریزی و قالب‌بندی می‌شود. لذا در محاسبه زمان اجرای پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ) هر قطعه، فقط زمان اجرای قالب‌بندی و بتن‌ریزی دیواره و سقف تأثیر گذار هستند. جدول(۱۳-۳) زمان عملیات یک سیکل قالب‌بندی بدنه و سقف را در طول حدود ۶ متر تونل نشان می‌دهد.

جدول (۱۳-۴) زمان عملیات یک سیکل بتن ریزی بدنه و سقف را در طول ۶ متر تونل نشان می‌دهد.

مجموع زمان اجرای قالب بندی و بتن ریزی حدوداً برابر ۴۵ ساعت برای هر قطعه ۶ متری می‌باشد.

جدول۱۳-۳- زمان عملیات یک سیکل قالب‌بندی بدنه و سقف در طول ۶ متر تونل[۲۴۷]

ردیف	فعالیت	زمان (ساعت)	تو ضیحات
۱	نقشه برداری اولیه	۰/۵	شامل پیاده کردن آکس قالب گذاری
۲	رگلاژ مقطع	۰/۵	جهت اصلاحات احتمالی مقطع
۳	روغن کاری و مونتاژ اولیه	۱	بستن قطعات قالب
۴	مونتاژ نهایی به همراه نقشه برداری	۲/۵	تنظیم نهائی قالب و تحویل به مهندس ناظر
۵	بستن قالب پیشانی و نصب واتراستاپ	۴	
۶	دکفره قالب چوبی و دمونتاژ قالب فلزی	۳	باز کردن قالب سر بندی
۷	انتقال قالب به قطعه بعدی	۲/۵	
	جمع (ساعت)	۱۴	

جدول۱۳-۴- زمان عملیات یک سیکل بتن ریزی بدنه و سقف در طول ۶ متر تونل

ردیف	فعالیت	زمان (ساعت)	تو ضیحات
۱	تمیزکاری و نصب تاسیسات و خدمات فنی	۲	شامل تامین روشنائی و برق دستگاهها و انتقال سیستم تهویه
۲	استقرار پمپ بتن، آماده کردن و تست تجهیزات	۳	شامل کنترل تجهیزات بتن ریزی مانند ویبره و پمپ بتن
۳	انتقال بتن و بتن ریزی	۱۰	
۴	گیرش بتن	۱۶	
	جمع (ساعت)	۳۱	

فصل چهاردهم

بررسی هزینه ساخت پوشش داخلی

۱۴-۱- کلیات

برآورد هزینه اجرای تونلها و فضاهای زیرزمینی موضوعی است که همواره کارفرمایان و طراحان را به خود مشغول ساخته است. لیکن تحلیل این هزینه، به سبب عوامل زیر به صورت ویژه طرح می‌شود:

- نقش اصلی که عوامل مرتبط با نوع زمین دارند.
- درصد بالای مخاطرات تصادفی که در برآورد هزینه‌ها بسیار موثر است.
- بالا بودن هزینه اجرای تونلها و فضاهای زیرزمینی در مقایسه با دیگر انواع سازه‌ها.

هزینه اجرای یک پروژه ساخت، نصب و اجرای پوشش داخلی تونل‌ها بسته به ۴ فاکتور اساسی می‌باشد که عبارتند از: مصالح، ماشین آلات، نیروی انسانی و زمان که با تحلیل فاکتورهای فوق بسته به حجم عملیات و مقادیر کار که صورت می‌گیرد، می‌توان قیمت تمام شده پوشش داخلی تونل را طبق واحد مناسب، محاسبه نمود.

۱۴-۲- بررسی هزینه ساخت پوشش داخلی تونل‌های راه و راه آهن

به طور کلی هزینه ساخت پوشش داخلی تونل‌های راه و راه آهن شامل موارد زیر است:

- هزینه نیروی انسانی
- هزینه ماشین آلات
- هزینه مواد و مصالح مصرفی

۱۴-۲-۱- هزینه‌های نیروی انسانی

هزینه نیروی انسانی بر اساس حقوق کارکرد ماهیانه (حقوق پایه به اضافه حق مسکن، بن، حق اولاد، ایاب و ذهاب، سختی کار، اضافه کار و ... و همچنین با احتساب کسوراتی مانند بیمه، مالیات و ...)، هزینه تامین غذا، تهیه ملزومات مانند لباس کار، کفش کار، ماسک و ... و همچنین عیدی و سنوات محاسبه می‌شود.

با تعیین زمان اتمام پروژه ساخت تونل می‌توان هزینه کل نیروی انسانی را برآورد نمود.

جدول (۱۴-۱) طبقه بندی مسئولیتهای نیروی انسانی پروژه ساخت پوشش داخلی تونل‌های راه و راه آهن به منظور ارزیابی هزینه‌ها را نشان می‌دهد.

جدول ۱۴-۱- طبقه بندی مسئولیتهای نیروی انسانی پروژه ساخت پوشش داخلی تونلهای راه و راه آهن به منظور ارزیابی هزینه‌ها

ردیف	واحد	پرسنل	ردیف	واحد	پرسنل
۱	واحد مدیریت	مدیرپروژه	۳۸	واحد حمل و نقل	راننده لودر- لیفتراک- بیل
۲		جانشین مدیرپروژه	۳۹		راننده بولدزر
۳		سرپرست کارگاه	۴۰		راننده پایه یک
۴		جانشین سرپرست کارگاه	۴۱		راننده پایه ۲
۵		معاونت فنی	۴۲		راننده آمبولانس
۶		کارشناس دفتر فنی	۴۳	واحد خدمات فنی	اپراتور پمپ آب
۷		کارشناس متره و تهیه صورت وضیعت	۴۴		اپراتور ژنراتور وکمپرسور
۸	واحد نقشه برداری	مسئول نقشه برداری	۴۵		اپراتور بچینگ
۹		نقشه بردار	۴۶		کمک اپراتور بچینگ
۱۰		کمک نقشه بردار	۴۷		اپراتور پمپ بتن
۱۱	واحد ایمنی و سلامت	مسئول ایمنی	۴۸		مسئول سوخت رسانی
۱۲		مسئول درمانگاه	۴۹	واحد امور خدمات	مدیریت داخلی
۱۳		پزشک	۵۰		مسئول آشپز خانه
۱۴		بهیار	۵۱		سرآشپز
۱۵	واحد اداری و مالی	مسئول امور اداری	۵۲		آشپز
۱۶		مسئول پرسنلی	۵۳		کارگر آشپز خانه
۱۷		کارمند کارگزینی	۵۴		نگهبان
۱۸		رابط بیمه	۵۵		کارگر خدمات
۱۹		مسئول امور مالی	۵۶	واحد اجرا	مهندس اجرایی
۲۰		کارمند امور مالی	۵۷		مسئول شیفت
۲۱		حسابدار	۵۸		تکنسین (بتن، حفاری)
۲۲		صندوقدار	۵۹		سرکارگر- معمار
۲۳		اپراتورکامپیوتر	۶۰		بنا
۲۴		مسئول پشتیبانی	۶۱		سرآرماتور بند
۲۵		جانشین مسئول پشتیبانی	۶۲		آرماتور بند
۲۶	واحد خرید و انبار	مسئول خدمات فنی	۶۳		قالب بند
۲۷		رابط خرید	۶۴		قالب بندچوبی
۲۸		مسئول انبار	۶۵		نجار
۲۹		انبار دار	۶۶		بتن کار
۳۰		کمک انباردار	۶۷		کارگر ساده
۳۱	واحد خدمات مکانیزه	مسئول تعمیرگاه	۶۸		کارگر ماهر
۳۲		مسئول ماشین آلات	۶۹		کارگر تاسیسات و لوله کش
۳۳		مکانیک ماهر ماشین آلات سنگین	۷۰		آهنگر
۳۴		مکانیک ماشین آلات سنگین	۷۱		جوشکار
۳۵		مکانیک ماشین آلات سبک	۷۲		برقکار
۳۶		سرویسکار ماشین آلات سنگین	۷۳		باطریساز
۳۷		سرویسکار ماشین آلات سبک	۷۴	واحد روابط عمومی	کارشناس روابط عمومی

۱۴-۲-۲- هزینه ماشین آلات

هزینه ماشین آلات عمدتاً با هزینه استهلاک ماشین آلات یا اجاره ماشین آلات محاسبه می‌شود.

درصد استهلاک در نظر گرفته شده برای هریک از ماشین آلات متفاوت است. تخمین این اعداد متاثر از سیاست و خط مشی اجرا کننده بوده و ممکن است کل محاسبات هزینه را به میزان قابل ملاحظه‌ای تغییر دهد. برای مثال در مورد یک نوع ماشین، ممکن است احساس شود که فروش دوباره یا استفاده مجدد از آن بعد از اتمام پروژه تونلسازی غیر محتمل است، در این حالت درصد استهلاک بالایی برای آن در نظر گرفته شود. از طرف دیگر ممکن است ماشین یک ارزش فروش مجدد بالا داشته باشد یا نوع دستگاه طوری است که احتمال زیادی دارد که در جای دیگری مورد استفاده واقع شود و یا حتی می‌توان آن را در پایان پروژه به دیگران اجاره داد که در این صورت درصد پایینی برای استهلاک در نظرگرفته می‌شود.

سایر هزینه‌های ماشین آلات عبارتند از:

- هزینه حمل ماشین آلات از انبار به سایت و بالعکس
- هزینه نصب ماشین آلات در سایت شامل هزینه جرثقیل و کارگر متخصص برای نصب و راه اندازی تجهیزات کارگاهی و ماشین آلات
- هزینه خرید قطعات یدکی که معمولاً به صورت درصدی از هزینه تامین ماشین آلات محاسبه می‌شود.

جدول (۱۴-۲)، ماشین آلات و تجهیزات مورد نیاز در ساخت پوشش داخلی تونل را نشان می‌دهد.

۱۴-۲-۳- هزینه مصالح مصرفی

عمده مصالح مصرفی در ساخت پوشش داخلی تونلها را می‌توان سیمان، شن و ماسه و آرماتور نام برد. احجام مصالح مصرفی بر اساس نقشه‌های اجرایی محاسبه و صورتجلسه شده و بر اساس آن هزینه مصالح مصرفی قابل پرداخت می‌باشد. جدول (۱۴-۳) مصالح مصرفی مورد نیاز برای ساخت پوشش داخلی تونل را نشان می‌دهد.

۱۴-۲-۴- تاثیر زمان بر هزینه ساخت پوشش داخلی تونل‌های راه و راه آهن

پس از مشخص شدن احجام کار طبق نقشه‌های اجرایی و مشخصات فنی ارائه شده در مطالعات طراحی تفصیلی و همچنین تعیین راندمان فعالیتها در هر حوزه کاری بصورت راندمان در شیفت، روزانه و ماهانه، برنامه زمانبندی پروژه بصورت کلی بدست می‌آید. در تهیه برنامه زمانبندی چگونگی اجرای پروژه بر اساس روش اجرایی مصوب مشخص شده و بر اساس آن فعالیتهای اصلی شناسایی و در صورت نیاز به زیرفعالیتهایی تقسیم بندی می‌شوند. به هر فعالیت بار وزنی متناسب آن اعمال شده و بصورت درصدی از کل فعالیت ساخت پوشش داخلی تونل‌های راه و راه آهن نشان داده می شود. از حاصلضرب هزینه واحد اقلام کار مانند هزینه واحد ماشین آلات، هزینه واحد مصالح مصرفی و هزینه واحد نیروی انسانی در زمان اجرای هر فعالیت، هزینه اجرای هر فعالیت بدست می‌آید. در نهایت از مجموع هزینه فعالیتها با اعمال بار وزنی، هزینه ساخت پوشش داخلی تونل‌های راه و راه آهن محاسبه می‌شود.

برای کنترل پیشرفت فیزیکی عملیات اجرایی ساخت پوشش داخلی تونل‌های راه و راه آهن با برنامه زمانبندی ارائه شده، باید در حین اجرا واحد کنترل پروژه تشکیل شده و این واحد بصورت دوره‌ای بازدیدهایی از کارگاههای مختلف انجام داده و در پایان هر ماه پیشرفت فیزیکی پروژه را با برنامه زمانبندی ارائه شده از نظر تاخیر یا تسریع، تطبیق دهد.

تطویل زمان اجرای هر پروژه علاوه بر ایجاد خسارات مادی و معنوی بدلیل تاخیر در زمان بهره برداری، هزینه اجرای پروژه را نیز افزایش می‌دهد. زیرا هزینه‌ها بخصوص هزینه‌های دستمزدی متناسب با تورم سالیانه افزایش می‌یابد. تاخیرات در اجرای پروژه در صورتیکه ناشی از قصور پیمانکار باشد بعنوان تاخیرات غیرمجاز شناخته شده و پیمانکار باید مبلغی را بعنوان مبلغ خسارت تاخیر در تکمیل کارها طبق ضوابط پرداخت نماید. در صورتیکه بر حسب شرایط پروژه تاخیراتی حادث شود که خارج از قصور پیمانکار باشد با توجه به اینکه هزینه اجرای فعالیتها برای یک دوره کارکرد خاص پیش بینی شده، برای پوشش دادن هزینه‌های اجرای فعالیتها در دوره‌های جدید، سالانه ضریبی افزایشی بعنوان ضریب تعدیل از سوی معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری برای هر فعالیت تعریف می‌گردد که از حاصلضرب هزینه اجرای فعالیتها در این ضریب، هزینه اجرای فعالیتها در دوره جدید بدست می‌آید.

۱۴-۳- روشهای برآورد هزینه‌های ساخت پوشش داخلی تونل‌ها

۱۴-۳-۱- روش تخمینی

در این روش، قیمتها بر اساس قیمتهای تمام شده تونل‌های مشابه تعیین می‌گردند. این قیمتهای تخمینی، شامل هزینه‌های مستقیم کارکنان، تجهیزات و ماشین آلات، مصالح و درصدی جهت هزینه‌های کلی، سود، مالیاتها، مخارج برپایی کارگاه و ساختمانهای موقتی و هزینه‌های فرعی می‌باشند.

این روش سریع و ساده است و احتمال تغییرات را در بر می‌گیرد و می‌توان در همان مراحل مطالعات مقدماتی به کار برد، با این شرط که توسط مهندسان با تجربه بکار گرفته شود.

۱۴-۳-۲- روش فهرست واحد بها

برای برآورد هزینه ساخت پوشش داخلی تونلها می‌توان از قیمتهای واحد احجام کار که بر اساس قیمتهای روز توسط معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهور تهیه می‌شود، استفاده نموده و بر اساس احجام کل کار، هزینه کل را برآورد نمود.

فهرست مقادیر و برآورد هزینه‌های ساخت پوشش داخلی تونلها بر اساس موارد زیر تعیین می‌گردد:

- فهرست بهای واحد پایه رشته راه، باند فرودگاه و زیرسازی راه آهن
- فهرست بهای واحد ابنیه
- موارد منحصر در هر پروژه که بصورت ردیفهای مالی مجزا محاسبه و در برآورد هزینه لحاظ می‌گردد.

پیوست (۱) حاوی جدول (۲-۱) تعدادی از ردیفهای مالی مورد نیاز جهت برآورد هزینه ساخت پوشش داخلی تونل را طبق فصول فهرست بهای واحد ابنیه نشان می‌دهد.

جدول ۱۴-۲- ماشین آلات و تجهیزات مورد نیاز در ساخت پوشش داخلی تونل‌ها

ردیف	واحد	نوع ماشین آلات و تجهیزات	ردیف	واحد	نوع ماشین آلات و تجهیزات
۱	ماشین آلات سنگین، سبک و سواری	گریدر	۲۶	انبارها و واحدهای سیار	کانتینر ۶ متری
۲		لودر ۴۰۰	۲۷		کانتینر ۱۲ متری
۳		لودر ۱۲۰	۲۸		کانکس ۴ اطاقه
۴		لودر ۹۰	۲۹		کانکس ۶ اطاقه
۵		لودر بابکت	۳۰	تجهیزات فنی	دینام جوش
۶		بولدوزر	۳۱		دستگاه هوا برش
۷		بچینگ پلانت	۳۲		دستگاه خم میلگرد
۸		غلطک ویبره	۳۳		دستگاه برش میلگرد
۹		کامیون سبک	۳۴		کپسول هوا گاز و استیلن
۱۰		تراک میکسر	۳۵		پمپ آب
۱۱		تانکر سوخت	۳۶		پمپ لجن کش
۱۲		تانکر آب	۳۷		پمپ بتن و متعلقات
۱۳		آمبولانس	۳۸		قالب هیدرولیکی بتن ریزی
۱۴		خودرو سواری	۳۹		قالب مدولار
۱۵		تویوتا وانت دو دیفرانسیل	۴۰		تجهیزات مش بندی(قیچی و...)
۱۶		جرثقیل موبایل	۴۱		بیل مکانیکی (بالابر)
۱۷		مینی بوس	۴۲		ست لکوموتیو و کفی و سیلوی مصالح
۱۸		خودرو وانت	۴۳		سیلوی سیمان
۱۹		جرثقیل ۲۰ تنی	۴۴		وینچ
۲۰		جرثقیل ۱۰۰ تنی	۴۵		کمپرسور۶۰۰ به همراه خط لوله
۲۱		جرثقیل ۷۵ تنی	۴۶		چکش دستی و لوازم جانبی
۲۲		تریلی سنگین	۴۷		ماشین تراش جهت رزوه بولت
۲۳		لیفتراک	۴۸	تجهیزات مخابرات	سیستم مخابراتی
۲۴	تجهیزات مهندسی و نقشه برداری	تجهیزات نقشه برداری	۴۹	تجهیزات مولد نیرو	ژنراتور تا ۳۰۰ کیلو ولت آمپر
۲۵		کامپیوتر، پرینتر و لوازم اداری	۵۰		ژنراتور بالاتر از ۳۰۰ تا ۷۰۰کیلو ولت آمپر

جدول ۱۴-۳- مصالح مصرفی مورد نیاز برای ساخت پوشش داخلی تونل

ردیف	نوع مصالح	نام مصالح	ردیف	نوع مصالح	نام مصالح
۱	مصالح خاکی، سنگی و معدنی	سیمان	۱۵	سوخت و مصالح شیمیایی	فوق روان کننده
۲		شن	۱۶		زودگیر بتن
۳		ماسه	۱۷		چسب
۴		ماسه بادی	۱۸		گازوییل
۵		پودر سنگ	۱۹		روغن
۶		مصالح زهکشی	۲۰		روغن قالب
۷	مصالح فلزی	مش	۲۱	مصالح با کاربریهای مختلف	آب
۸		آرماتور	۲۲		داول و الکتور سوکت
۹		تیرآهن بال پهن	۲۳		لوله پلاستیکی
۱۰		کابل فشار قوی	۲۴		کاور قالبهای سگمنت
۱۱		سیم مفتول	۲۵		سیم بکسل
۱۲		سیم مفتول و فریم جهت بستن شبکه آرماتور	۲۶		تراورس چوبی
۱۳		میل مهارهای محیطی و طولی سگمنت	۲۷	مصالح آببندی	گسکت
۱۴		الکترود جهت جوش شبکه آرماتور	۲۸		ژئو ممبراین

۱۴-۳-۳- آنالیز جزء به کل

در این روش باید داده‌های لازم از قبیل طول تونل، وضعیت هندسی مقطع تونل، نوع پوشش داخلی تونل، مصالح، ماشین آلات مورد نیاز، پرسنل، آهنگ پیشرفت در بخشهای مختلف کار تعریف شوند. با تخمین میزان پیشروی ممکن و زمانهای توقف کار مانند زمان تعمیر دستگاهها، تعطیلات، بروز حوادث غیرمترقبه و کارهای جنبی لازم امکان برآورد هزینه مستقیم ساخت پوشش داخلی تونلها بر اساس واحد متر طول تونل یا مترمکعب حجم ساخت، با توجه به داده‌های فوق فراهم می‌آید.

پس از محاسبه قیمتهای پایه باید هزینه‌های عمومی و هزینه‌های تجهیز و برچیدن کارگاه، مخارج دفتر مرکزی و سود را با توافق کارفرما به آن اضافه نمود.

این روش برآورد هزینه معمولاً در ساخت پوشش داخلی بتن پیش ساخته (سگمنت) و تونل‌هایی که در شرایط بسیار ویژه ساخته می‌شوند و برای آنها قیمتهای مشابه طبق فهارس بها موجود نیست، به کار برده می‌شود.

پیوست (۲) حاوی جداول (۲-۲) تا (۲- ۹) نحوه آنالیز جزء به کل را برای یک نمونه پوشش داخلی بتن پیش ساخته (سگمنت) نشان می‌دهد.

پیوست (۳) حاوی جداول (۲-۱۰) تا (۲-۲۳) آنالیز جزء به کل صورت گرفته بر روی تعدادی از ردیفهای فهرست بها راه و باند را نشان می‌دهد.

۱۴-۴- تحلیل هزینه تولید پوشش داخلی تونلهای راه و راه آهن نسبت به دیگر هزینه‌های ساخت تونل

برای برآورد هزینه اجرای پوشش داخلی تونلها باید مقادیر احجام کار بر اساس طرحها، نقشه‌های اجرایی و مشخصات فنی محاسبه شده و بر حسب یک ردیف قیمت مجزا ثبت گردد. مبلغ هر ردیف حاصلضرب مقادیر احجام کار در بهای واحد آن ردیف می‌باشد. از جمع مبالغ ردیفهای قیمت مربوط به هر فصل، مبالغ فصل و از جمع مبالغ فصلها مبلغ کل کار محاسبه می‌شود.

بخشی از هزینه‌ها شامل هزینه‌هایی است که برای شروع پروژه مورد نیاز می‌باشد. برای مثال هزینه تامین زمین، خرید ماشین آلات خاص و ... ، این هزینه‌ها ثابت می‌باشند و بصورت مقطوع باید پرداخت گردند.

با توجه به تنوع پروژه‌های تونلسازی معمولاً نحوه برآورد هزینه اجرای تونلها برحسب نوع پیچیدگیهای زمین شناسی و نوع پروژه‌ها متفاوت میباشند. در یک پروژه خاص نیز بدلیل نوسان و عدم شفافیت قیمتهای واحد اقلام کار نظیر قیمتهای مصالح، ماشین آلات و نیروی انسانی در زمان اجرا، برآورد هزینه‌ها در مقاطع مختلف، متفاوت می‌باشد.

بنابراین برای همگرایی در برآورد هزینه‌ها و جلوگیری از اختلاف نظرها و اعمال نظرهای غیرکارشناسی دو راه حل مناسب به نظر می‌رسد:

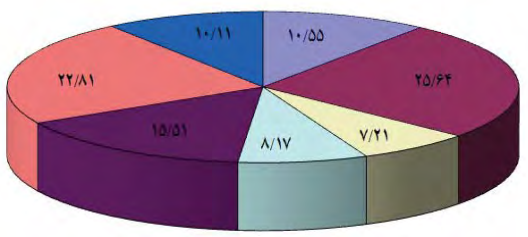
۱) استناد به بخشنامه‌ها و فهارس بهای معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری بعنوان یک ضابطه و قانون برای هزینه‌های عمومی و رایج ساخت تونلهای راه و راه آهن.

۲) تشکیل جلسات کارشناسی و مدیریتی بین نمایندگان کارفرما، مشاور و پیمانکار در هر پروژه جهت برآورد هزینه‌هایی که در بخشنامه‌ها و فهارس بها پیش بینی نشده است، بطور مثال می‌توان ردیفهای ستاره دار (ردیفهایی که در فهارس بهاء وجود ندارد و به آن اضافه می‌شود)، قیمتهای جدید، مبالغ اضافه بها و هزینه‌هایی برای شرایط پیش بینی نشده را نام برد.

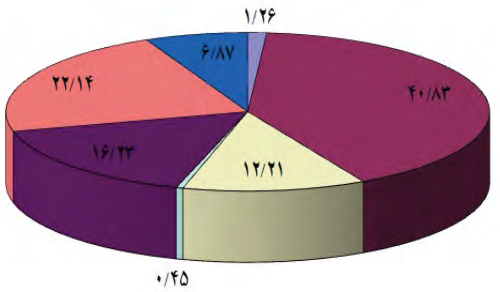
شکلهای (۱۴-۱) و (۱۴-۲) هزینه ساخت پوشش داخلی تونلها را بصورت درصدی از هزینه ساخت تونل نشان می دهد.



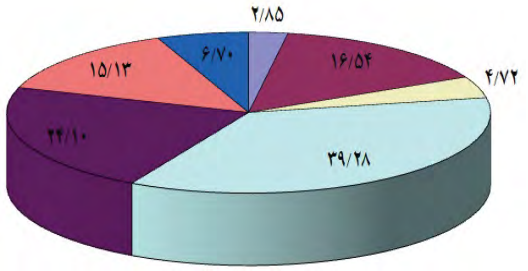
الف) شکل تونل: نعل اسبی، ساختگاه تونل: خاک، عرض تونل: حدود ۸ متر



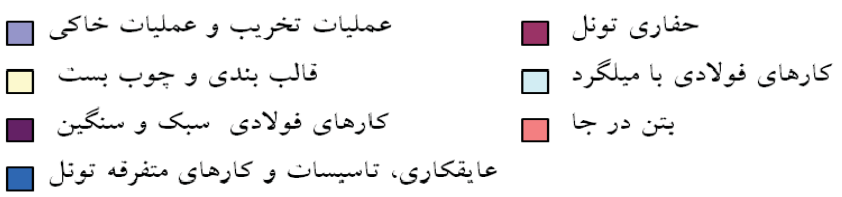
ب) شکل تونل: نعل اسبی، ساختگاه تونل: سنگ، عرض تونل: حدود ۱۲ متر



ج) شکل تونل: نعل اسبی، ساختگاه تونل: سنگ، عرض تونل: حدود ۱۰ متر



د) شکل تونل: نعل اسبی، ساختگاه تونل: خاک، عرض تونل: حدود ۸ متر



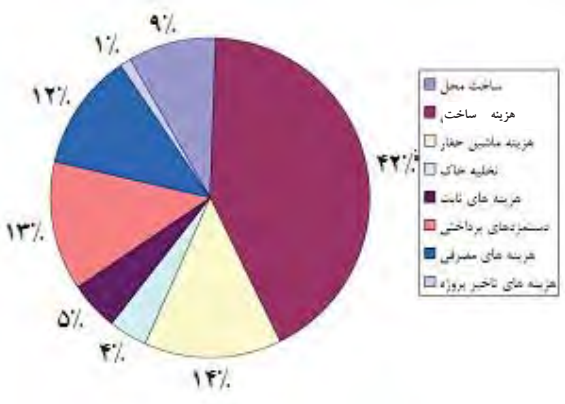
شکل ۱۴-۱- هزینه ساخت پوشش داخلی بتن برجا به تفکیک اجزاء کار و بر حسب درصدی از هزینه ساخت تونل (هزینه‌های کارهای فولادی با میلگرد، قالب بندی و چوب بست، بتن درجا و بخشی از عایقکاری، تاسیسات و کارهای متفرقه تونل مربوط به هزینه ساخت پوشش داخلی بتن برجا می‌باشند)

با توجه به نمودارهای ارائه شده در شکلهای (۱۴-۱) و (۱۴-۲) و پروژه‌های مشابه اجرا شده در زمینه ساخت پوشش داخلی تونلها، هزینه ساخت و اجرای پوشش داخلی تونلها را بصورت موارد ذیل می‌توان تحلیل نمود:

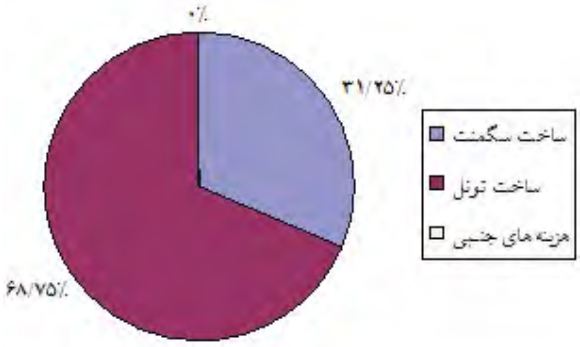
- ساخت پوشش داخلی تونلها بعنوان یکی از فعالیتهای اصلی تونلسازی بوده که هزینه آن حدود ۳۰ تا ۵۰ درصد هزینه ساخت تونل می‌باشد.
- هزینه پوشش داخلی تونل کاملاً وابسته به شرایط طراحی و اجرا، برنامه زمانبندی، شرایط محیطی، نوع زمین و ... می‌باشد.
- با توجه به درگیر بودن پارامترهای مختلف طراحی و اجرایی جهت تعیین هزینه ساخت پوشش داخلی تونلها هزینه محاسبه شده برای یک تونل خاص قابل تعمیم برای دیگر تونلها نمی‌باشد فقط می‌توان از آنالیز هزینه موجود بصورت راهنما استفاده نمود(بطور مثال تونلهای اشاره شده در شکلهای (الف۲-۱) و (ب۲-۱) از نظر نوع ساختگاه و شکل مشابه هم می‌باشند ولی دارای آنالیز هزینه متفاوتی می‌باشند)



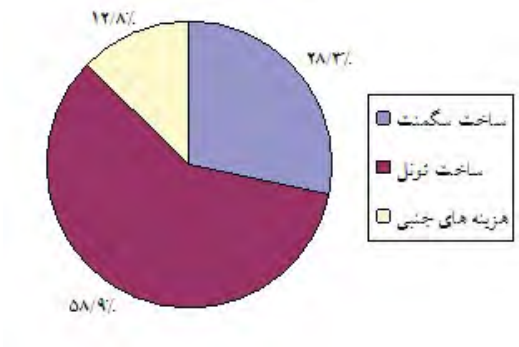
الف- هزینه ساخت سگمنت بر حسب درصدی از هزینه ساخت تونل در کشور هلند[۲۴۸]



ب- هزینه ساخت سگمنت بر حسب درصدی از هزینه ساخت تونل در کشور ژاپن[۲۴۹]



ج- هزینه ساخت سگمنت بر حسب درصدی از هزینه ساخت تونل در کشور ایران (تونل با قطر ۸ متر و طول یک کیلومتر)



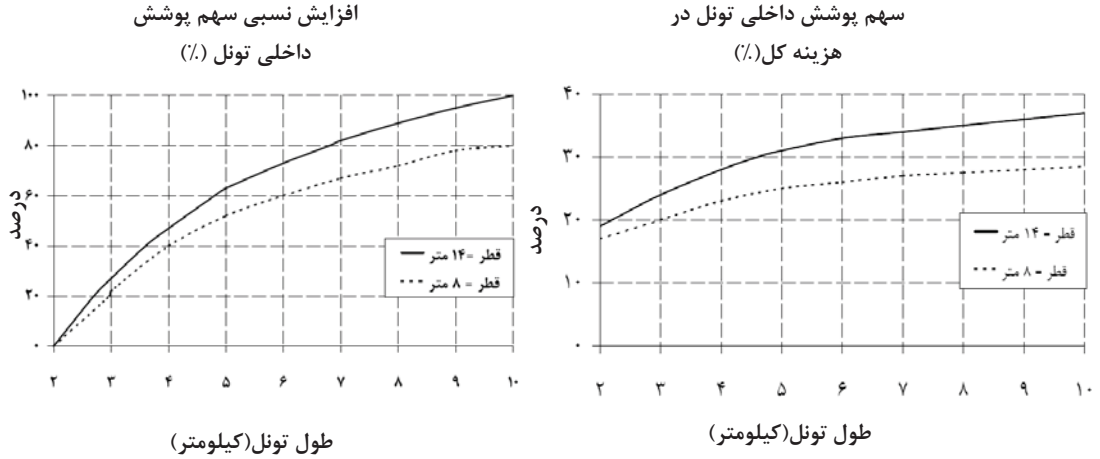
د- هزینه ساخت سگمنت بر حسب درصدی از هزینه ساخت تونل در کشور ایران (تونل با قطر ۴ متر و طول ۴ کیلومتر)

شکل ۱۴-۲- هزینه ساخت پوشش داخلی بتن پیش ساخته (سگمنت) به تفکیک اجزاء کار و بر حسب درصدی از هزینه ساخت تونل

- عمدتاً تناسب نسبی بین هزینه حفاری تونل و سیستم نگهداری تونل (اعم از سیستم نگهداری اولیه و پوشش داخلی تونل) بعنوان دو فعالیت اصلی تونلسازی وجود دارد. بطور مثال در محیطهای سنگی بدلیل مقاومت ذاتی سنگها حفاری مقطع سنگی عامل محدود کننده پیشروی بوده و هزینه حفاری بالا می‌باشد ولی بدلیل خودنگهدار بودن سنگها عملیات ساخت و نصب سیستم نگهداری نسبت به عملیات حفاری اهمیت کمتری داشته و بتبع آن هزینه کمتری نیز دارد. در محیطهای خاکی برعکس شرایط فوق، عامل کندی در پیشروی تونل و نصب سیستم نگهداری برای ایجاد محیطی پایدار و ایمن می‌باشد که در این شرایط هزینه حفاری تونل کمتر و هزینه ساخت و نصب سیستم نگهداری بیشتر است (شکل ۱۴-۱).
- با توجه به اینکه عمدتاً انتخاب نوع پوشش داخلی تونل اعم از پوشش داخلی بتن پیش ساخته یا بتن برجا وابسته به روش حفاری تونل می‌باشد، بنابراین امکان مقایسه هزینه‌ای بین این دو روش وجود ندارد. بطور مثال در تونلهائیکه با ماشین آلات تمام مقطع و سپردار (TBM) حفاری شده‌اند از پوشش داخلی بتن پیش ساخته استفاده می‌گردد و در بقیه تونلها از بتن برجا استفاده می‌شود (البته در شرایط خاص در تعداد بسیار محدودی از تونلها که حفاری آنها به روش کند و پوش بوده و یا بدون استفاده از ماشین آلات تمام مقطع و سپردار (TBM) حفاری شده اند، از قطعات پیش ساخته بتنی بعنوان پوشش داخلی تونل مورد استفاده قرار گرفته است)

۱۴-۵- پارامترهای موثر در هزینه‌های ساخت پوشش داخلی تونلها

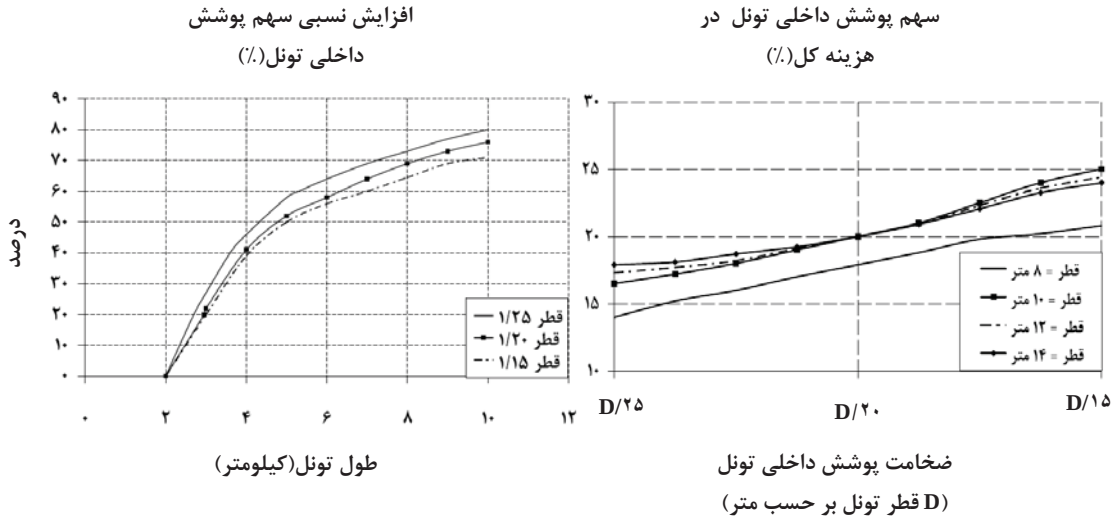
در سالهای اخیر برای کاهش هزینه‌های ساخت تونل تلاش‌های زیادی انجام شده است. در این حال این سوال پیش می‌آید که اجزاء مهم برای کاهش هزینه‌ها چیست؟ در بخش قبل، سهم بزرگ هزینه اجرای پوشش داخلی تونلها نسبت به کل هزینه‌ها نشان داده شد. بطور کلی می‌توان گفت ابعاد و طول تونل بیشترین تاثیر را بر روی پوشش داخلی تونلها می‌گذارد[۲۵۰]. شکل(۱۴-۳) شامل دو منحنی است که منحنی اول افزایش نسبی سهم پوشش داخلی تونل در هزینه کل را به عنوان تابعی از طول تونل نشان می‌دهد. با یک قطر بزرگتر سهم نسبی پوشش داخلی تونل بیشتر افزایش پیدا می‌کند زیرا سرعت ساخت کاهش پیدا می‌کند. در این مثال سرعت اولیه ساخت تونل با قطر ۸ متر، ۱۰ متر در روز می باشد. اما در مورد تونل با قطر ۱۴ متر این سرعت به حدود ۷-۶ متر در روز افت می‌کند. در منحنی دوم درصد هزینه پوشش داخلی تونل با توجه به هزینه کل برای دو قطر تونل بدست آمده است[۲۵۱].



شکل ۱۴-۳- تاثیر طول و ابعاد تونل بر روی هزینه پوشش داخلی تونل [۲۵۱]

برای ضخامت‌های مختلف پوشش داخلی تونل اختلاف کمی بین هزینه‌ها وجود دارد. در شکل (۱۴-۴) سهم هزینه ضخامت‌های مختلف پوشش داخلی تونل برای قطرهای مختلف تونل با ضخامت $D/۱۵$ ،$D/۲۰$ ،$D/۲۵$ (D قطر تونل می-باشد)، نشان داده شده است. کاهش ضخامت پوشش داخلی تونل به اندازه ۵ تا ۱۰ سانتیمتر، باعث کاهش هزینه ۲ تا ۴ درصدی در هزینه کل می‌شود. لذا چنانکه مشاهده می‌شود کاهش ضخامت پوشش داخلی تونل، سهم اندکی را در کاهش هزینه‌ها دارد و از طرف دیگر کاهش ضخامت کار بسیار دشواری در طراحی می‌باشد لذا اغلب از آن صرفنظر می-کنند. کاهش ضخامت پوشش داخلی تونل زمانی بر روی هزینه‌های کل تاثیر بیشتری خواهد داشت که قطر یا طول تونل افزایش یابد.

کاهش آسیب و خرابی نیز می‌تواند منجر به کاهش هزینه‌های کل شود. تنها مسئله این است که تعیین یک چارچوب معین که کاهش آسیب را نشان دهد کار مشکلی می‌باشد.



شکل ۱۴-۴- تاثیر ضخامت پوشش داخلی تونل بر روی هزینه[۲۵۱]

فصل پانزدهم

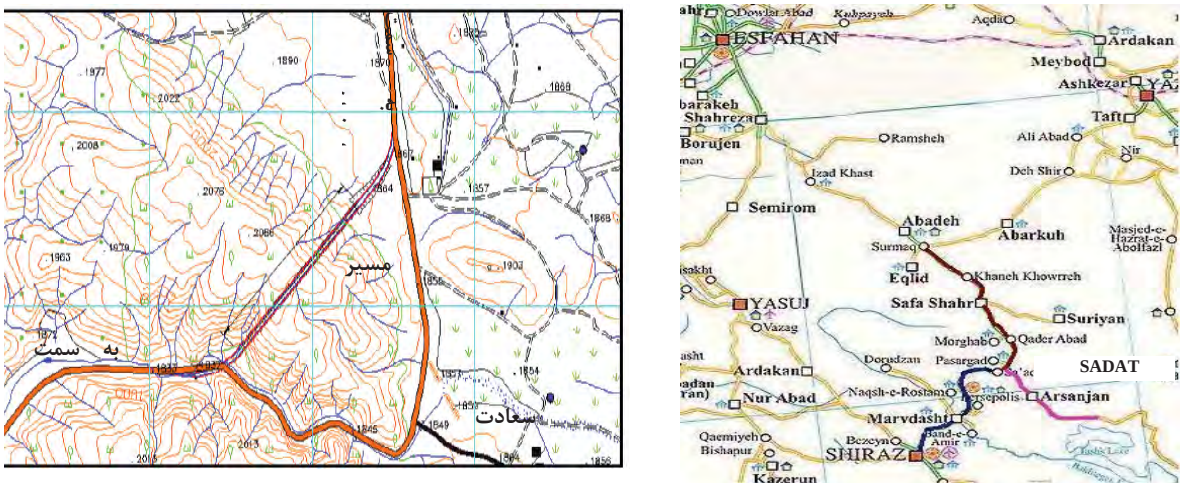
مطالعات موردی

۱۵-۱- تونل راه تنگ سعادت شهر

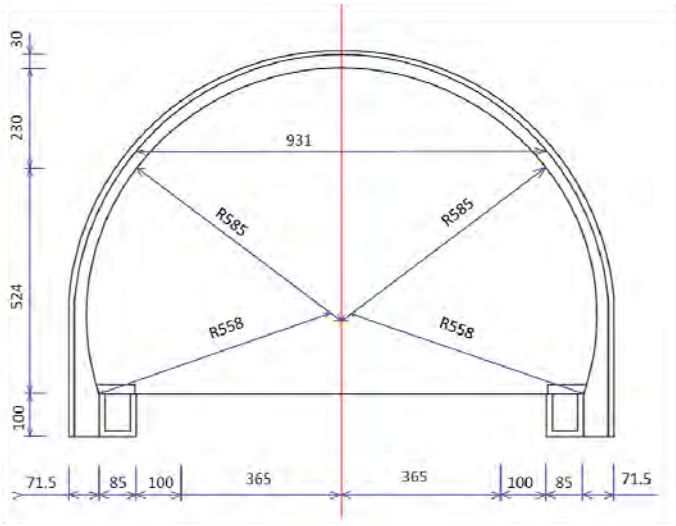
تونل راه تنگ سعادت شهر در مسیر محور اصفهان – شیراز و در نزدیکی شهر سعادت شهر حفر گردید. مسیر مورد نظر شامل یک دهنه تونل دوقلو به طول حدود ۱۰۲۰ متر با فاصله محور تا محور ۲۸ متر که با کسر فواصل حفاری، فاصله آزاد بین دو تونل حدود ۱۵/۵ متر می‌شود، تشکیل شده است. عرض تونل شامل دو خط عبور ۳/۶۵ متر (یک طرفه) و دو شانه هر کدام به عرض یک متر و دو عدد جوی آب به عرض ۸۵ سانتیمتر می‌باشد. شیب طولی تونل حدود ۲ درصد و شیب عرضی آن بصورت یک طرفه و به میزان دو درصد طراحی و اجرا گردید.

شکل (۱۵-۱) موقعیت جغرافیایی و کروکی مسیر تونل راه تنگ سعادت شهر را نشان می‌دهد.

شکل (۱۵-۲) مقطع تونل راه تنگ سعادت شهر را نشان می‌دهد.



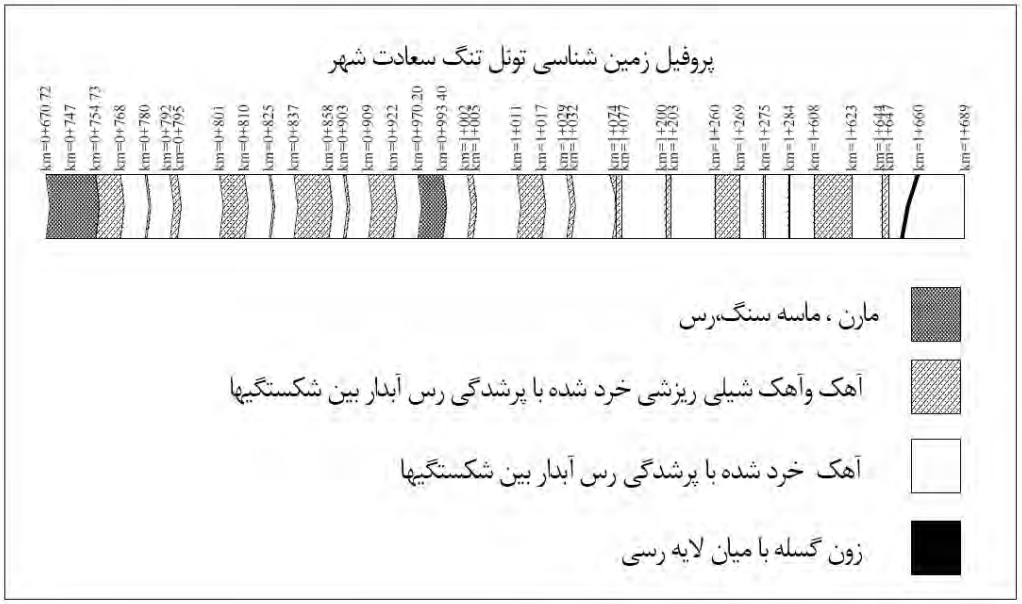
شکل ۱۵-۱- موقعیت جغرافیایی و کروکی مسیر تونل راه تنگ سعادت شهر



شکل ۱۵-۲- مقطع تونل راه تنگ سعادت شهر

مسیر تونل عمدتاً از سنگهای آهکی تشکیل شده که در بخشهایی از مسیر این سنگها در مناطق گسله قرار گرفته و خرد شده‌اند. شکل (۱۵-۳) پروفیل زمین شناسی تونل راه تنگ سعادت شهر را نشان می‌دهد.

جدول (۱۵-۱) پارامترهای فیزیکی و مقاومتی سنگهای مسیر تونل منتج شده از آزمایشات ژئوتکنیکی را نشان می‌دهد.



شکل ۱۵-۳- پروفیل زمین شناسی تونل راه تنگ سعادت شهر

جدول۱۵-۱- پارامترهای فیزیکی و مقاومتی سنگهای مسیر تونل منتج شده از آزمایشات ژئوتکنیکی

پارامترهای ژئوتکنیکی / نوع سنگ	مقاومت فشاری تک محوری (MP)	شاخص مقاومت GSI	چسبندگی (MP)	زاویه اصطکاک (درجه)	مدول تغییر شکل پذیری (GP)	روباره (m)
توده سنگ آهکی با لایه‌های ضخیم	۱۰۰-۵۰	۵۵±۵	./۵-./۷	۴۰-۴۴	۷	۱۰۰-۱۸۰
توده سنگهای آهکی در زونهای گسله و خرد شده	۴۰	۴۰±۵	./۲۸-./۳۳	۲۸-۳۱	۲-۲/۵	۱۵۰
لای سنگ‌ها با میان لایه‌های ماسه سنگی و کنگلومرایی با سیمان ضعیف	۵	۳۵±۵	./۰۴ – ./۰۵	۲۴-۲۶	./۵ – ./۷	۳۰

حفاری تونل مذکور به روش حفاری و انفجار بوده و سیستم نگهداری اولیه بصورت شاتکریت، راک بولت و در صورت نیاز قاب فولادی اجرا گردید. پوشش داخلی تونل از نوع بتن برجا به ضخامت حداقل ۳۰ سانتیمتر می‌باشد. با توجه به طراحی پوشش اولیه تونل برای کلیه بار وارده بر سیستم نگهداری، پوشش داخلی تونل باید وزن خود و نیروی ناشی از زلزله را تحمل کند. نیروی زلزله به صورت اعوجاج ۰/۰۰۰۳ رادیان به مقطع تونل تخمین زده شد.

قالب بندی تونل در دو مرحله بصورت قالب بندی دیواره تونل و قالب بندی سقف تونل اجرا گردید. جهت قالب بندی دیواره از ۲ عدد قالب فلزی ۱۲ متری به ارتفاع ۱/۸۵متر استفاده شد. این قالبها بوسیله ۸ عدد جک که خود جکها

توسط بولت در زمین مهار می‌شوند، ثابت گردیدند. جهت ویبره بتن از ویبراتورهای نصب شده بر روی قالب و همچنین ویبراتور قلمی استفاده گردید.

قالب سقف تونل از یک قالب لغزان بطول ۱۰ متر، به ارتفاع ۸/۵ متر و به قطر ۱۱/۷ متر، دارای ۳۶ عدد ویبراتور تشکیل گردیده که جهت انتقال آن از چرخهای خود کششی (موتور+ گیربکس) و ریل استفاده گردید. همچنین این قالب دارای ۸ عدد جک هیدرولیک و ۱۲ عدد جک مکانیکی در پایه و بال جهت ثابت کردن قالب بود (شکل ۱۵-۴).

پوشش داخلی بتن برجا از یک شبکه آرماتور بافته شده ۱۰×۱۰ از نوع $A_{۳}$ با مقاومت جاری شدن حداقل ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع بوده و ضخامت بتن مسلح بین ۳۰ الی ۴۰ سانتیمتر و دارای مقاومت ۲۸ روزه $kg/cm^{۲}$ ۲۵۰ بر روی نمونه‌های مکعبی ۲۰ سانتیمتری بود.

شکل (۱۵-۴) نماهای مختلفی از مراحل ساخت تونل راه تنگ سعادت شهر را نشان می‌دهد.

ساخت تونل به مدت حدود ۲ سال و با هزینه حدود ۵۰ میلیارد ریال پیش بینی گردید. جدول (۱۵-۲) لیست هزینه‌ها به ازای ساخت یک متر از تونل تنگ راه سعادت شهر را نشان می‌دهد.

جدول ۱۵-۲- تخمین هزینه ساخت یک متر تونل سعادت شهر (برآورد سال ۱۳۸۴)

نوع فعالیت		هزینه ساخت یک متر تونل (ریال)	درصد هزینه
حفاری تونل		۱۴,۹۴۹,۱۰۳	۳۱
سیستم نگهداری اولیه	مش و شاتکریت	۷,۵۱۰,۶۱۷	۱۵
	راک بولت	۱,۴۶۰,۳۹۰	۳
	قاب	۴,۱۳۷,۸۴۳	۸
پوشش داخلی بتن برجا	آرماتوربندی	۳,۹۷۱,۵۳۱	۸
	قالبندی	۶,۹۳۸,۹۲۹	۱۴
	بتن ریزی	۷,۲۸۰,۷۸۴	۱۵
حمل مصالح		۹۰۰,۴۵۰	۲
تاسیسات تونل		۹۹۶,۴۹۲	۲
راهسازی		۷۹۳,۰۷۴	۲
جمع کل برای یک تونل		۴۸,۹۳۹,۲۱۲	



الف- آرماتوربندی سقف جهت بتن ریزی



ب- قالب بندی سقف با استفاده از قالب لغزان



ج- شبکه آرماتوربندی سقف



د- آرماتوربندی و قالبندی دیواره



د- نمای بیرونی پوشش داخلی تونل



ی- نمای درونی پوشش داخلی تونل

شکل ۱۵-۴- نماهای مختلفی از مراحل ساخت تونل راه تنگ سعادت شهر

۱۵-۲- تونلهای راه کرک[۱۹۳]

تونلهای راه کرک در شهری به همین نام و در کشور سوئد ساخته شده‌اند. مسیر مورد نظر شامل ۵ دهنه تونل با مقطع نعل اسبی با سطح مقطع حدود ۹۶ مترمربع می‌باشد. این تونلها از دو تونل دوقلو با فاصله حدود ۱۵ متر که هر کدام دارای دو مسیر رفت می‌باشند، تشکیل شده‌اند. براساس استاندارد هر تونل باید عرضی حداقل برابر ۱۰/۵ متر داشته باشد که حداقل ۲/۵ متر از این عرض در سمت چپ تونل برای توقف ماشین‌هایی که دارای مشکل فنی می باشند در نظر گرفته شده تا این توقف باعث ایجاد ترافیک در تونلها نشود. شیب قائم مسیر تونل بر اساس استاندارد اروپا با شیب ماکزیمم ۵ درصد طراحی شده است. تونلها در مقاطع ورودی و خروجی بصورت کندوپوش حفاری می‌شوند که مقاطع تونلها در این بخش مقطع باکسی می‌باشد.

جدول (۱۵-۳) خلاصه‌ای از اطلاعات تونلهای راه کرک را نشان می‌دهد.

جدول۱۵-۳- خلاصه‌ای از اطلاعات تونلهای راه کرک

نام تونل	طول تونل (متر)		ماکزیمم عمق تونل (متر)
	بخش کندوپوش	بخش تونل	
تونل (۱)	۱۵۵	۶۳۵	۵۰
تونل (۲)	۲۶۷	۹۴۰	۷۵
تونل (۳)	۱۶۸	۸۴۰	۵۰
تونل (۴)	۳۳۱	۹۷۰	۸۰
تونل (۵)	۱۶۱	۸۸۵	۸۵

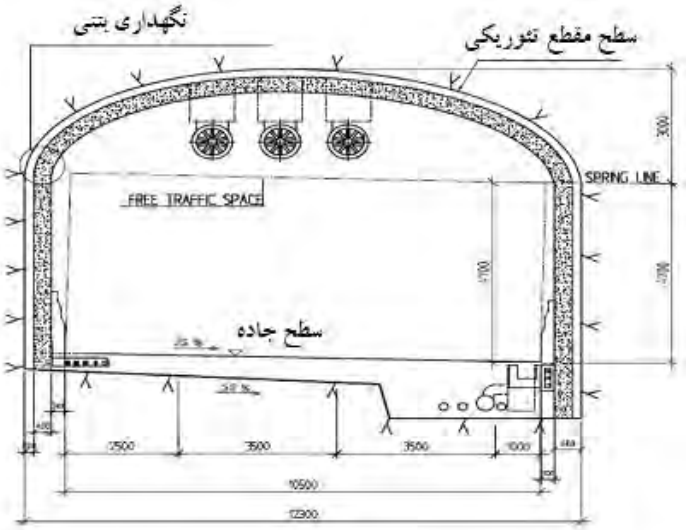
شکل (۱۵-۵) مقاطع تونلها را در دو بخش کندو پوش و تونلی نشان می‌دهد.

جهت انجام مطالعات ژئوتکنیکی برای هر تونل یک گمانه اکتشافی حفاری شد. قطر گمانه‌ها برابر ۷۶ میلیمتر و عمق آنها برابر با عمق تونل پیش بینی گردید. جدول (۱۵-۴) نتایج حاصل از آزمایشات انجام شده در گمانه‌های اکتشافی را نشان می‌دهد.

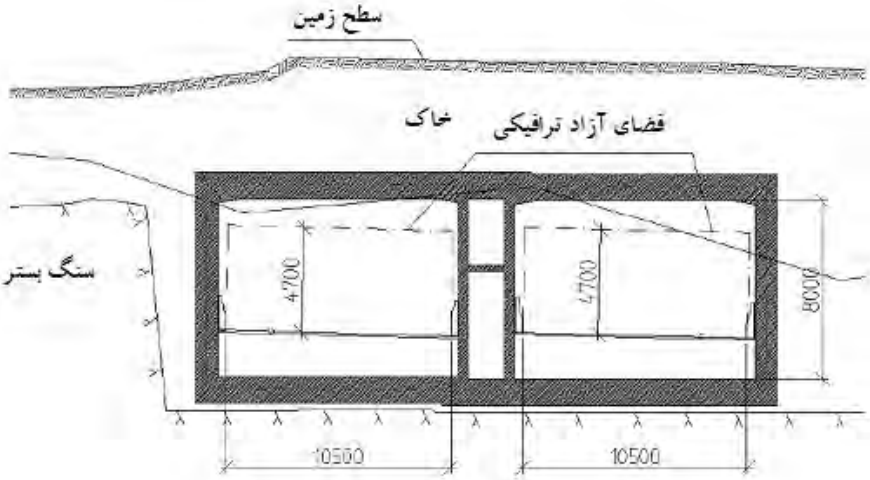
علاوه بر مطالعات ژئوتکنیکی، ارزیابی‌های ژئوفیزیکی شامل اندازه‌گیری مقاومت ویژه و انکسار موج جهت اندازه‌گیری میزان روباره خاکی و سنگی، انجام گرفت که پس از تفسیر نتایج، عمق روباره خاکی بین ۱ تا ۱۸ متر تخمین زده شد.

---

۱۹۳ Corc Tunnel



الف- مقطع بخش تونلی تونل کرک







ب- مقطع بخش کندوپوش تونل کرک

شکل ۱۵-۵- مقاطع تونلها در دو بخش کندو پوش و تونلی تونل کرک

جدول ۱۵-۴- نتایج حاصل از آزمایشات انجام شده در گمانه‌های اکتشافی تونل کرک

نام تونل	نام گمانه	خلاصه‌ای از پروفیل زمین شناسی	مقاومت فشاری تک محوره (N/mm^2)	نتایج آزمایش نفوذپذیری
تونل (۱)	RC۳	تا ۵/. متر خاک سطحی از ۵/. تا ۱۲ متر ماسه سنگ و مادستون با مقاومت متوسط از ۱۲ تا ۲۱ متر ماسه سنگ و مادستون سخت	مادستون: ۲۸ ماسه سنگ:۴۴	تعداد ۳ آزمایش در مقاطع مختلف بین اعماق ۱۳ تا ۲۱ متر: $K=10^{-7}-10^{-8}$ m/s
تونل (۲)	RC۵	تا عمق ۵/۷ متر شن و ماسه از ۵/۷ تا ۱۵/۹ متر مادستون و ماسه سنگ سخت	مادستون: ۲۰ ماسه سنگ:۱۶	-
تونل (۳)	RC۴	تا عمق ۲/۵ متر خاک از ۲/۵ تا ۲۲/۵ متر مادستون هوازده ۲۲/۵ تا ۳۱/۲ مادستون و ماسه سنگ سخت ۳۱/۲ تا ۳۵/۵ مادستون و ماسه سنگ خیلی سخت	مادستون: ۲۴ ماسه سنگ:۳۵	مقطع آزمایش در عمق ۲۸/۱تا ۳۱/۱ متر : $K=10^{-7}-10^{-8}$ m/s
تونل (۴)	RC۲	تا عمق ۲/۶ متر خاک سطحی از ۲/۶ تا ۵/۷ متر شن از ۵/۷ تا ۸ متر سنگ هوازده از ۸ تا ۸/۷ مادستون سخت	-	-
تونل (۵)	RC۱	تا عمق ۱۱ متر خاک از ۱۱ تا ۱۸/۳ شن و مادستون بسیار هوازده	-	مقطع آزمایش در عمق ۲۰/۵ تا ۲۱/۵ متر: سنگ غیرقابل نفوذ

حفاری تونل بصورت حفاری و انفجار انتخاب گردید البته استفاده از روش‌های حفاری مکانیزه نیز با بررسی‌های زمین شناسی برای انتخاب نوع دستگاه رودهدر یا چکش هیدرولیکی نیز پیشنهاد شده بود. اجرای تونل موارد زیر را شامل می-شد:

- بررسی‌های زمین شناسی و ژئوتکنیکی در جلوی سینه کار
- پیش تزریق در صورت لزوم
- حفاری و انفجار
- ابزاردقیق
- نصب سیستم نگهداری اولیه
- اجرای پوشش داخلی تونل

سیستم نگهداری اولیه شامل نصب بولت و اجرای شاتکریت بودند و پوشش داخلی بتن برجا جهت تحمل بار وارد از طرف سنگ بدون در نظر گرفتن بار آب طراحی شد. آب‌های نشتی با استفاده از سیستم زهکشی که در کف تونل قرار داشت، به بیرون تونل هدایت شد. ضخامت پوشش داخلی بتن برجا بر اساس طراحیهای صورت گرفته برابر ۶۰ سانتیمتر برای بخش تونلی و ۱۲۰ سانتیمتر برای بخش کند و پوش درنظر گرفته شد.

هزینه‌های ساخت تونل بر مبنای سطح هزینه‌ها در کشور سوئد تخمین زده شد. معمولاً سطح هزینه‌ها در کشور سوئد با سطح هزینه‌ها در اروپا برابر می‌باشد. جدول (۱۵-۵) لیست هزینه‌ها به ازای ساخت یک متر تونل کرک را نشان می‌دهد. البته تخمین هزینه‌ها بر اساس اطلاعات محدود موجود در پروژه و همچنین براساس پروژه‌های مشابه در کشور

سوئد می‌باشد و هزینه واقعی کلی با سطح اطمینان ۷۰ درصد دارای خطای ۱۰- تا ۳۰ درصد هزینه‌های ارائه شده در جدول(۱۵-۵) خواهد بود.

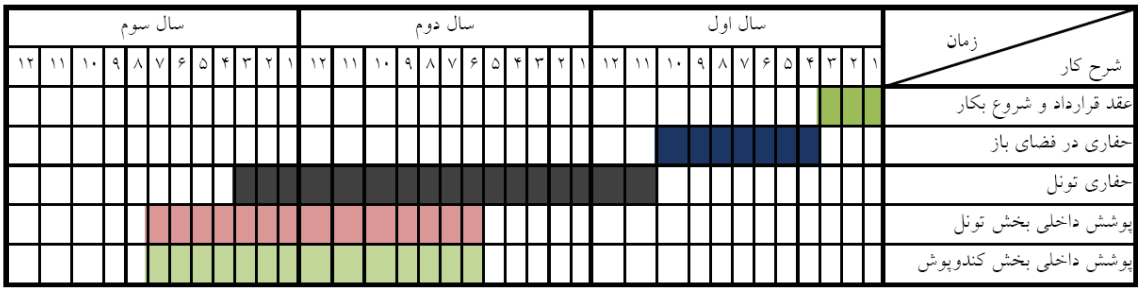
جدول۱۵-۵- تخمین هزینه ساخت یک متر تونل کرک

نوع فعالیت	هزینه به ازای هر متر طول تونل (یورو)	درصد هزینه
عملیات شناسایی	۲۰۰	۰/۹۵
حفاری تونل	۶۸۰۰	۳۲/۳۸
حفاری دسترسی‌ها	۱۰۰	۰/۴۸
پیش تزریق و پس تزریق	۱۲۰۰	۵/۷۱
شاتکریت	۲۵۰۰	۱۱/۹۰
راک بولت	۱۱۰۰	۵/۲۴
زهکشی	۱۰۰	۰/۴۸
پوشش داخلی بتن برجا	۹۰۰۰	۴۲/۸۶
جمع کل برای یک تونل	۲۱۰۰۰ یورو	

برنامه زمانبندی برای ساخت ۸۰۰ متر تونل کرک در جدول (۱۵-۶) نشان داده شده است. در صورت کوتاه یا بلند شدن طول تونل به ازای هر ۵۰ متر یک ماه باید به برنامه زمان‌بندی اضافه شود. این برنامه زمان‌بندی تخمینی بوده و بر اساس فرضیات زیر بدست آمده است:

- زمان بین عقد قرارداد و شروع به کار ۳ ماه در نظر گرفته شده است.
- حفاری بخش کندوپوش حدود ۶ ماه طول خواهد کشید. این زمان بر اساس اطلاعات کمی که در مورد حفاری در عمق بیشتر وجود داشته، تخمین زده شده است.
- حفاری تونل بصورت همزمان از دو طرف شروع خواهد شد. دو تونل بصورت موازی ساخته خواهند شد. پیشرفت هر سینه کار ۲۵ متر در ماه در نظر گرفته شده است. این مقدار پیشروی مقدار میانگین حفاری در سنگهای سخت و ضعیف می‌باشد. دو هفته تعطیلی در کریسمس در نظر گرفته شد.
- اجرای پوشش داخلی تونلها شش ماه بعد از شروع حفاری آغاز خواهد شد. همچنین ۳ ماه بعد از اتمام حفر تونل تمام خواهد شد.
- زمان لازم برای نصب تجهیزات و آزمایش آنها حدود ۱۲ ماه می‌باشد.

جدول ۱۵-۶- برنامه زمانبندی برای ساخت ۸۰۰ متر از تونل کرک



۱۵-۳- تونل مانش

پروژه تونل مانش، شامل سه دهانه تونل موازی (دو تونل اصلی و یک تونل سرویس) با مجموع طول ۱۵۰ کیلومتر می باشد. طول هر یک از تونلها در حدود ۵۰ کیلومتر بوده که حدود ۳۸ کیلومتر آن در زیر آب است. تونل‌های اصلی دارای قطر حفاری ۸/۷ متر و قطر تمام شده ۷/۶ متر بوده و تونل سرویس دارای قطر حفاری ۵/۶ متر و قطر تمام شده ۴/۸ متر می‌باشد. این تونل، کشور انگلیس و فرانسه را در محل کانال مانش بهم مرتبط می‌کند.

جدول (۱۵-۷) مهم‌ترین خصوصیات تونل مانش را نشان می‌دهد.

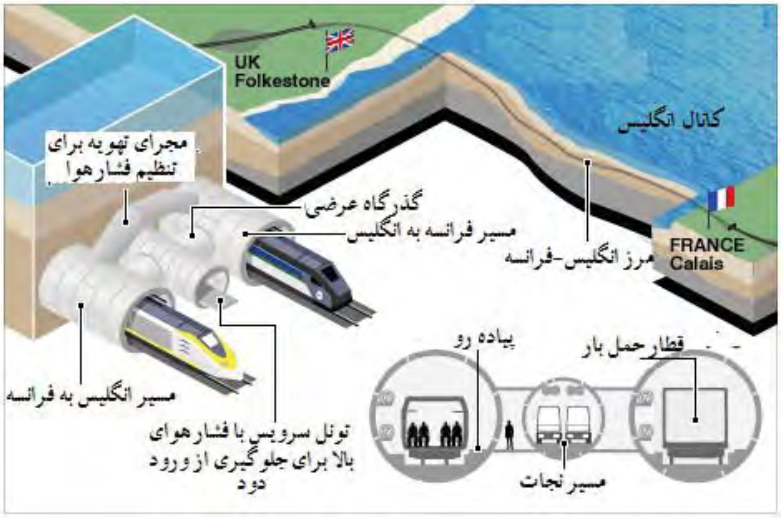
شکل (۱۵-۶) نمایی از تونل مانش را نشان می‌دهد.

شکل (۱۵-۷) نمونه قطعات بتنی پیش ساخته (سگمنت) مورد استفاده در پوشش داخلی تونل مانش را نشان می دهد.

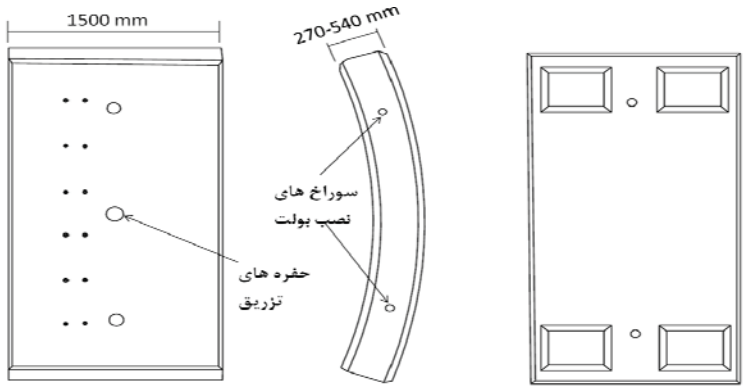
جدول (۱۵-۸) ضخامت پوشش داخلی بتن پیش ساخته (سگمنت)تونل مانش را نشان می‌دهد.

جدول ۱۵-۷- خصوصیات تونل مانش

پارامتر / موقعیت		انگلستان	فرانسه
تعداد قطعات سگمنت	تونل سرویس	کلید + ۶	کلید + ۵
	تونل ترابری	کلید + ۸	کلید + ۵
طول رینگ	تونل سرویس	۱/۵	۱/۴
	تونل ترابری	۱/۵	۱/۶



شکل ۱۵-۶- نمایی از تونل مانش



شکل ۱۵-۷- نمونه‌ای از قطعات بتنی پیش ساخته (سگمنت) مورد استفاده در پوشش داخلی تونل‌های مانش

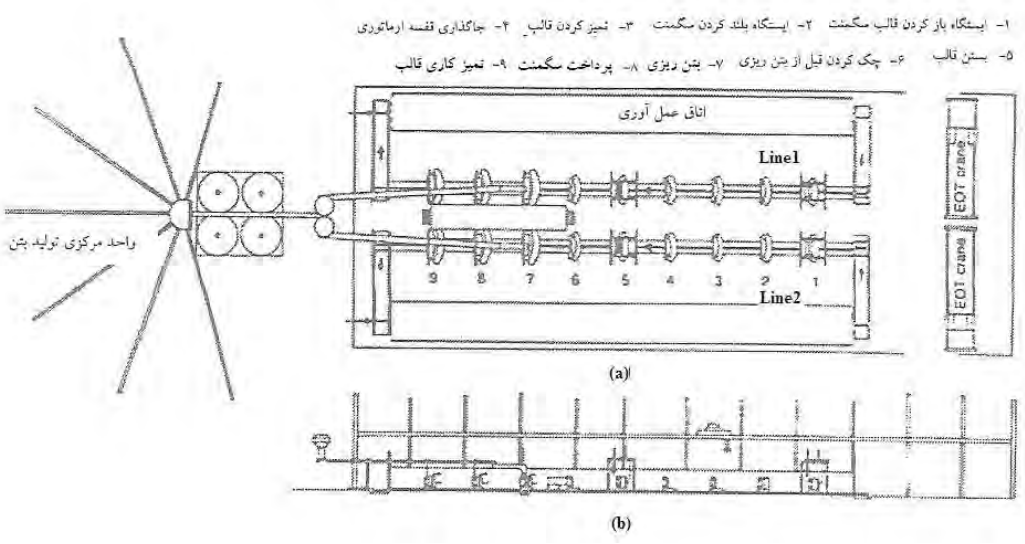
جدول ۱۵-۸- ضخامت پوشش داخلی بتن پیش ساخته (سگمنت) تونل‌ها بر حسب میلیمتر

موقعیت تونل	زیر دریا	زیر خشکی
تونل سرویس	۲۷۰	۴۱۰
تونل اصلی	۳۶۰ و ۲۷۰	۵۴۰

در مجموع تونل‌های حفر شده اعم از تونل‌های اصلی و تونل سرویس، نیاز به ۸۱/۹ کیلومتر قطعات پوشش داخلی بتن پیش ساخته (سگمنت)بود. در این پروژه تنها در سمت انگلستان حدود نیم میلیون سگمنت بتنی ساخته و استفاده شد. این تعداد قطعه در مدت ۳/۵ سال با نرخ حداکثر ۱۰۰۰ قطعه در روز تولید می‌شد. ساخت این تعداد سگمنت با استفاده از ۸ خط تولید که در ۴ کارگاه مجزا نصب شده بودند، انجام می‌گرفت. هر خط متشکل از ۹ ایستگاه کاری، یک تونل عمل آوری و یک سیستم نقاله برای انتقال بتن به ایستگاه پرکردن قالب‌ها بود. قالب‌ها در ایستگاه‌های متوالی به مدت زمان حدود ۱۰ دقیقه برای عملیات بازکردن، تمیز کردن، جایگذاری قفسه آرماتور، نصب قالب‌های حفرات و بتن ریزی قرار می‌گرفتند و سپس به تونل عمل آوری بتن، انتقال داده می‌شدند. این قطعات در دمای ۵۰ درجه سانتیگراد به مدت ۶ ساعت بخار داده شده و سپس در حالی که حداقل مقاومت فشاری ۱۰ مگاپاسکال (بطور معمول بین ۱۵ تا ۲۰)

را داشتند، از قالب جدا می‌شدند. کل زمان مراحل تولید از بتن ریزی تا زمان جدا کردن قطعه از قالب حدود ۷ ساعت بود.

شکل (۱۵-۸) نمایی از کارخانه سگمنت سازی تونل مانش را نشان می‌دهد.



شکل ۱۵-۸- نمایی از کارخانه سگمنت سازی تونل مانش

قبل از خروج سگمنت‌ها از کارگاههای سگمنت سازی، برای محافظت در برابر شوک‌های حرارتی و کاهش ناگهانی رطوبت، سگمنتها با یک پوشش مخصوصی پوشانده می‌شدند و سپس با تریلر به محوطه انبار انتقال داده می‌شدند. توان خروجی هر خط تولید ۱۴۴ سگمنت در روز بود.

حداقل مقاومت ۲۸ روزه مورد نیاز برای بتن ۶۰ مگاپاسکال و مقاومت ۲۸ روزه نمونه بدست آمده برای بتن ۷۵-۷۰ مگاپاسکال بوده که در ۹۰ روز به ۹۵-۹۰ مگاپاسکال می‌رسید.

به واسطه فقدان استانداردهای بین المللی برای طراحی تونل، معیار طراحی سازه‌ای برای این پروژه بصورت خاص انجام گرفت. این معیار بر اساس استاندارد BS ۸۱۱۰ برای بتن و استاندارد BS ۵۹۵۰ برای فولاد بود. شماری از فاکتورهای بارگذاری که در طراحی در نظر گرفته شد در بندهای ذیل آمده است:

الف) بارهای ثقلی دائمی شامل وزن سازه نگهداری، فشار زمین، فشار آب، بارهای اعمال شده به روی زمین، بارهای ناشی از تجهیزات داخلی، برای این نوع بارگذاری ضریب بار ۱/۳۵ در نظر گرفته شد.

ب) بارهای ثقلی متغیر و بارهای شتابدار شامل بارهای ترافیک، نیروهای ترمز، صدا و خروج از مرکز، بار سرویس، نیروی دستگاه حفار TBM در حین عملیات اجراء ، برای این نوع بارگذاری ضریب بار ۱/۵ در نظر گرفته شد.

ج) تغییرشکل‌های تحمیلی شامل تغییرات دما، انقباض و خزش بتن، چرخش و جاگذاری نامناسب درزه‌های شعاعی در پوشش داخلی تونل

د) بارهای موردی، ضریب بار بر حسب شرایط محیط تعیین شد.

شتاب‌های زلزله در روش طراحی حالت حد نهایی برابر با g ۰،۲ و در روش طراحی حالت حدی سرویس برابر با g۰،۰۵ در نظر گرفته شد.

به دلیل وجود شرایط آب شور مورد انتظار در زیر دریا، تمهیداتی برای جلوگیری از خوردگی آرماتورها اندیشیده شده بود که اهم کارهای انجام گرفته به صورت زیر می‌باشد:

- استفاده از مخلوطی از سیمان با قابلیت نفوذپذیری و انتشار کم
- پوشاندن آرماتورها با ضخامت ۳۵ میلیمتر بتن
- تزریق تماسی و تزریق تحکیمی
- ایجاد مسیرهای زهکش برای انتقال آبهای بیرون آمده از میان درزه‌های موجود در پوشش داخلی تونل
- تدارک دیدن تمهیداتی برای اتصال کاتدیک آرماتورها

۱۵-۴- تونل راه امام زاده‌هاشم

گردنه امامزاده‌هاشم (ع) با ۲۵ کیلومتر طول، بخش مهم و صعب العبور جاده هراز را تشکیل می‌دهد. این بخش از مسیر، دارای شیب‌های صعودی و نزولی(تا ۹ درصد) و شعاع قوسهای کوچک و بزرگ تا ۳۵ متر می‌باشد. لذا این قسمت از محور هراز جدا از مسایل ایمنی و مشکلات سرما، یخبندان و سقوط، از مشخصات هندسی بسیار پایینی برخوردار بوده وحدود ۴۰ درصد از مشکلات جاده آمل – تهران و بیش از ۷۰ درصد مشکلات زمستانی محور فوق مربوط به این بخش ازجادهٔ هراز می‌باشد.

تونل امامزاده‌هاشم (ع)، تونلی است جاده‌ای در زیر کوه اوزنه که در موقعیت جغرافیائی طول "۳۵ '۲ °۵۲ و عرض "۴۰ '۵۰ °۳۵ و در فاصله ۹۵ کیلومتری از آمل واقع شده است. این تونل، با طول ۳۱۸۹ متر، شیب ۲/۵ ٪ و امتدادی شمالی – جنوبی، دارای مقطعی نعل اسبی شکل با ۹/۵ متر عرض، ۷/۲ متر ارتفاع و سطح مقطعی معادل ۹۷ متر مربع می‌باشد. ضخامت روباره در این تونل حداکثر به ۴۵۰ متر می‌رسد.

شکل (۱۵-۹) محل تونل امامزاده‌هاشم (ع) را نشان می‌دهد.

شکل (۱۵-۱۰) پلان مسیر تونل امامزاده‌هاشم را نشان می‌دهد.

از لحاظ زمین شناسی، این تونل در زون البرز مرکزی واقع شده است. با توجه به وجود ۱۲ گسل اصلی، گسلهای محلی نیز درمسیر تونل زیاد بوده که بعضی از آنها سبب خرد شدگی و در نتیجه پایین آمدن مقاومت و کیفیت سنگ در مسیر حفاری تونل شده‌اند.

قرارگیری تونل امامزاده‌هاشم در شرایط خاص از دیدگاه زمین شناسی مهندسی، مشکلات بسیاری را حین اجرا بوجود آورده بود. علاوه بر مشکلات مقطعی، اکثر مسیر تونل در سنگی با خاصیت مچاله شوندگی[۱۹۴] قرار گرفته که این حالت موجب گسترش ناحیه سست در اطراف تونل گردیده و رفتار خزشی توده سنگ را بشدت افزایش داده بود.

درصد همگرایی تونل، نرخ تغییرات و توسعه ناحیه تسلیم شده در اطراف تونل تابع شرایط زمین شناسی و زمین ساختاری، نسبت تنش برجا به مقاومت سنگ، رژیم آبهای زیرزمینی و فشار آب حفره ای در سنگ اطراف تونل و در نهایت مشخصات مهندسی توده سنگ بود.

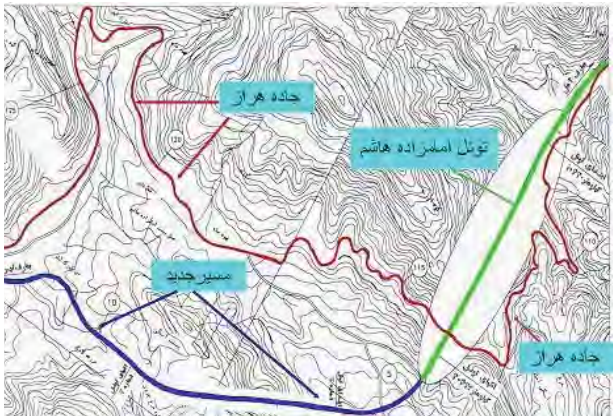
شکل (۱۵-۱۱) نقشه زمین شناسی مهندسی منطقه را نشان می‌دهد.

۱۹۴Squeezing Rock

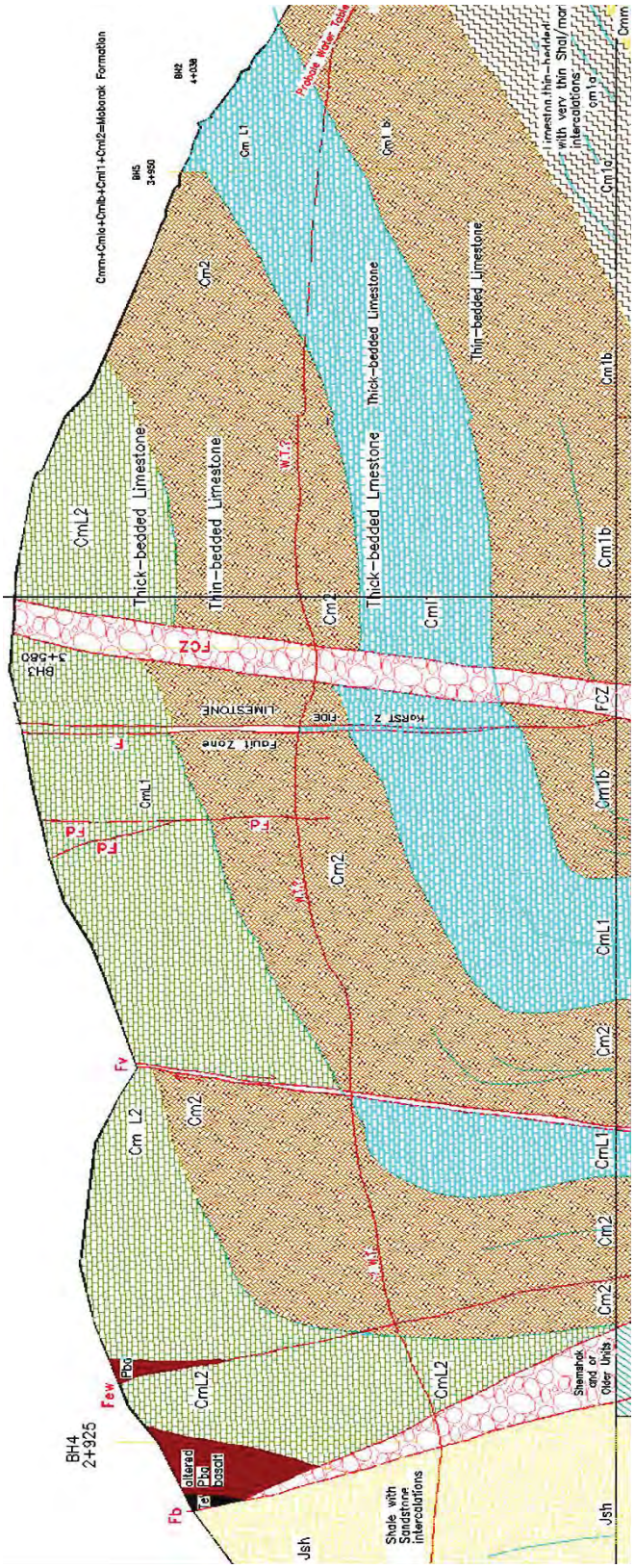


شکل ۱۵-۹- محل تونل امامزاده‌هاشم (ع)





شکل ۱۵-۱۰- پلان مسیر تونل امامزاده‌هاشم



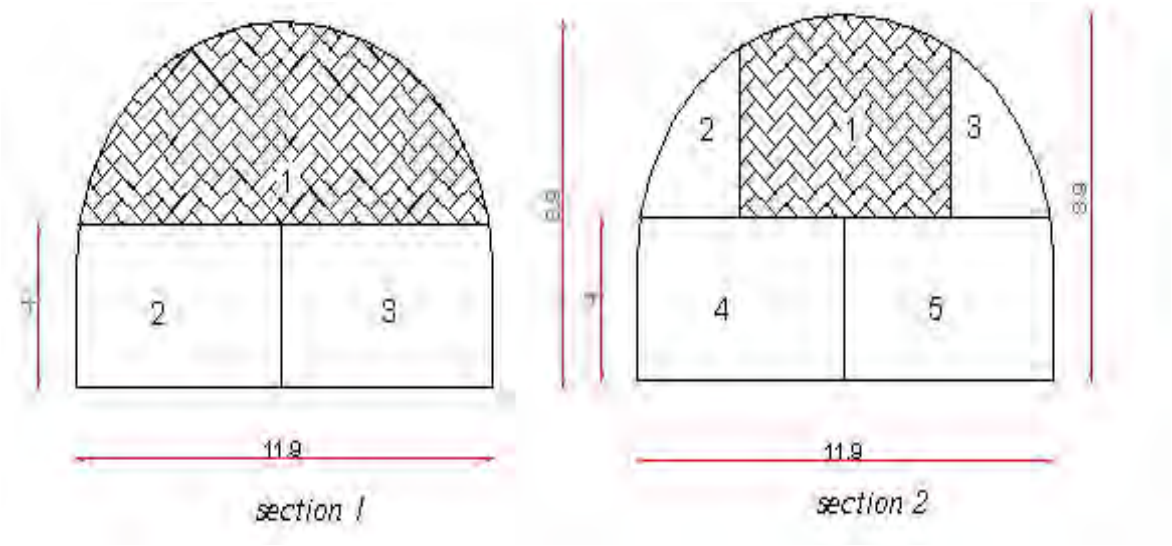
شکل ۱۵-۱۱- نقشه زمین شناسی مهندسی منطقه قرارگیری تونل امامزاده هاشم

برای اجرای تونل امامزاده‌هاشم با توجه به جنس لایه‌ها، حفاری مرحله‌ای با روش حفاری و انفجار و یا دستگاههای حفار(چکش هیدرولیکی و رودهدر) و یا ترکیبی از دو روش فوق اجرا گردید.

سیستم نگهداری اولیه تونل بوسیله شاتکریت، مش بندی و در صورت لزوم نصب بولت و قابگذاری بوده و پوشش داخلی تونل، پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ) به ضخامت متوسط ۶۰ سانتی متر انجام شد.

شکل (۱۵-۱۲) مقاطع حفاری طراحی شده و اجرا شده را در حفاری مرحله‌ای تونل امامزاده‌هاشم نشان می‌دهد.

شکل (۱۵-۱۳) نماهایی از تونل امام زاده‌هاشم را در حین ساخت نشان می‌دهد.



شکل ۱۵-۱۲- مقاطع حفاری تونل، (Section ۱) طبق طراحی و (Section ۲) در اجرا

نوع سیستم نگهداری تونل امامزاده‌هاشم بصورت ذیل طراحی گردید:

- سیستم نگهداری اولیه:

توالی انجام عملیات سیستم نگهداری اولیه از دیواره سنگی به سمت مرکز تونل بصورت زیر میباشد:

۵ سانتی متر شاتکریت+ یک لایه مش با قطر ۶ میلیمتر و با شبکه ۱۰*۱۰ سانتیمتر+ ۱۵ سانتیمتر شاتکریت+ قاب فلزی

مشخصات قابهای بکار رفته:

نوع قاب:IPH ۱۴ (طبق استاندارد جدول اشتال)با مقاومت فشاری ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع

فاصله داری قابها: ۵/. متر

جنس اشپیلهای(بغل گیر)قاب: آرماتور با قطر ۲۵ میلیمتر

فاصله داری اشپیلهای قاب: ۵/. متر

- پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ):

دو لایه آرماتور با قطر۱۴ میلیمتر و با شبکه بندی ۲۰*۲۰*۲۰ سانتیمتر+ بتن ریزی کامل قابها و آرماتورها

ضخامت بتن ریزی در دیواره تونل به ۸/. متر و در سقف به ۶/. متر بود.

مشخصات بتن مسلح بصورت زیر میباشد:

مقاومت فشاری:۳۰۰ کیلوگرم برسانتیمتر متر مربع

مقاومت خمشی:۲۴۰-۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
ضریب الاستیسیته: ۲/۱۸۷۵۰ گیگا پاسکال



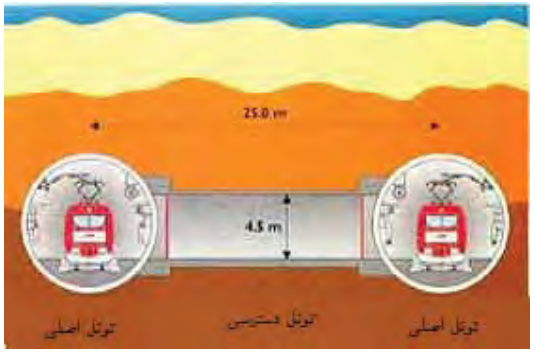
شکل ۱۵-۱۳- نماهایی از تونل امام زاده‌هاشم در حین ساخت

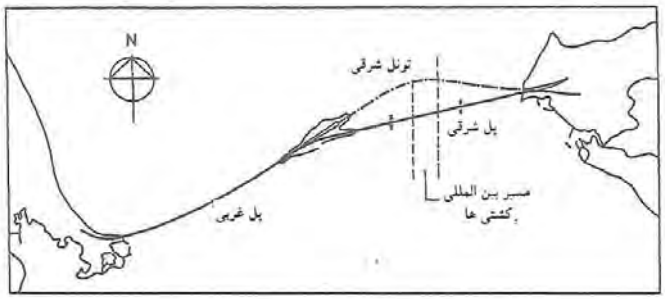
۱۵-۵- تونل راه آهن استوربلت

تونل راه آهن استوربلت جهت اتصال بخشی از جزیره‌های سلاندیا و فانن با خشکی دانیش در کشور دانمارک احداث گردید. بعد از انجام مطالعات گسترده برای عبور باند ترابری بین المللی (تا عمق ۵۳ متر) بین جزیره‌های اسپروگ و سلاندیا، دو تونل راه آهن تک ریلی به همراه یک پل معلق ۶۸۰۰ متری با فاصله متوسط ۱۷۰۰ متر بین ستون‌های پل برای حمل و نقل جاده‌ای پیشنهاد شد.

شکل (۱۵-۱۴) پلان مسیر و شکل مقطع تونل استوربلت را نشان می‌دهد.

از کل طول ۷۹۱۷ متری تونل، ۷۴۱۲ متر با روش تونلزنی سپری و با یک پوشش داخلی بتن پیش ساخته (سگمنت) ساخته شده و در نواحی ورودی، ۲۲۷ متر در غرب و ۲۲۸ متر در شرق با روش کندوپوش ساخته شد.







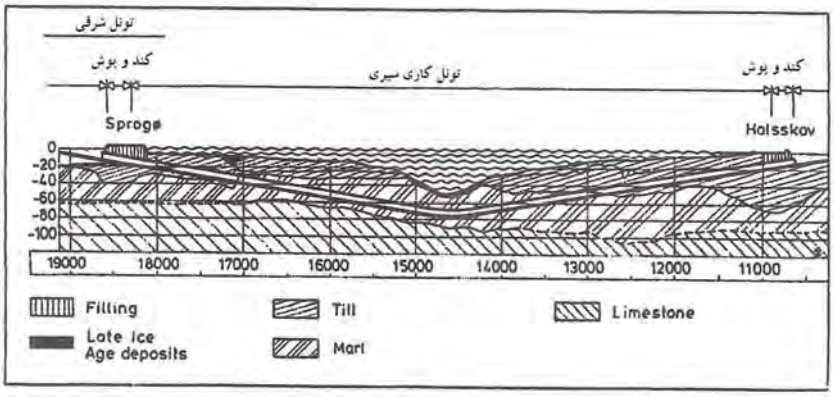
شکل ۱۵-۱۴- پلان مسیر و شکل تونل استوربلت

سنگ بستر آهکی به شدت خردشده تحت فشار زیاد آب زیرزمینی به میزان تقریباً ۴۵ متر از مارن ترشیاری همگن تا حدی خرد شده پوشیده شده بود. بر روی این لایه نیز رسوبات یخچالی، ماسه با ماتریکس رسی، شن و قلوه سنگ (گاهاً با قطر بیش از یک متر) به ضخامت ۴۵ متر قرار گرفته است. این رسوبات اشباع از آب با تراکم بسیار سخت تا سخت و نفوذ پذیری کم است.

در ۲ کیلومتر اول که تونل از مارن یخچالی عبور می‌کرد، عمق آب به میزان ۲۰ متر می‌رسید. قطعه ۴ کیلومتری میانی از میان مارن عبور کرده که در عمیق‌ترین نقطه از کمربند بزرگ، عمق آب ۵۰ متر بود. از سوی دیگر در این قطعه کف تونل تقریباً به میزان ۸۰ متر از تراز دریا قرار داشته و حداقل ضخامت روباره روی تاج تونل تنها ۱۵ متر بود. در این ناحیه رسوبات بالایی به طول تقریبی ۹۰۰ متر قرار گرفته بودند. به خاطر مارن ترک خورده در این ناحیه، فشار آب تا ۸ بار، نفوذپذیری تا 5×10^{-4} m/s می‌رسید.

شکل (۱۵-۱۵) نیمرخ طولی زمین شناسی تونل استوربلت را نشان می‌دهد.

جدول (۱۵-۹) مشخصات عمومی تونل استوربلت را نشان می‌دهد.



شکل ۱۵-۱۵- نیمرخ طولی زمین شناسی تونل استوربلت

جدول۱۵-۹- مشخصات عمومی پوشش تونل استوربلت

روش حفاری	TBM- EPB
تعداد قطعات در یک حلقه	۶+۱
وزن قطعات (تن)	۷
ضخامت سگمنت (سانتیمتر)	۴۰
مقاومت فشاری تک محوری بتن (مگاپاسکال)	۵۰
عرض سگمنت (متر)	۱/۶۵
ضخامت روباره تونل (متر)	۱۰-۴۰
حداکثر عمق تونل از سطح دریا (متر)	۶۵

برای طراحی پوشش داخلی تونل، انواع بارها و ضرایب آنها بر اساس شرایط بارگذاری و اجرا به صورت جدول (۱۵-۱۰) تنظیم شده است.

جدول ۱۵-۱۰- انواع بارها و ضرایب در نظر گرفته شده برای آنها در طراحی پوشش داخلی تونل استوربلت

حالت بارگذاری	حالت حدی سرویس	حالت حدی نهایی	حالت بارگذاری موردی
بار مرده سازه نگهداری	۱	۱/۴	۱
فشار زمین و فشار آب	۱	۱/۳۵	۱
بارهای تحمیلی (بار وارده از طرف TBM و ...)	۱/۲	۱/۶	-
بار قطار	۱/۱	۱/۶	-
بارگذاری موردی	-	-	۱

در زمان طراحی مقرر شد تا از پوشش داخلی بتن پیش ساخته (سگمنت) با اتصالات بولتی که متشکل از ۱+۸ قطعه در یک رینگ بود، استفاده شود. طول ۱/۵ متر برای یک حلقه رینگ بر اساس حداکثر سرعت نصب و در نظر گرفتن اثر شرایط زمین، انتخاب شد. البته در حین اجرا پوشش داخلی بتن پیش ساخته (سگمنت) به یک حلقه رینگ با ۱+۶ قطعه و عرض ۱/۶۵ متر تغییر پیدا کرد.

ضخامت پوشش داخلی تونل با توجه به تمام حالت‌های بارگذاری و مقاومت بتن برابر با ۵۰ مگاپاسکال، ۴۰ سانتیمتر انتخاب شد. بدین منظور بارهای ناشی از جابجایی قطعات، بار ناشی از جک‌های TBM، بار ناشی از فشار تزریق، بارهای خارجی ناشی از فشار زمین و بار آب، ترافیک، اثرات تصادف و ... در نظر گرفته شدند.

بدلیل وجود طبیعتی با محلول‌های خورنده Cl (۱۹۰۰۰ ppm) و SO_4 (۱۹۰۰ ppm) و فشار آب بالا (تا ۸ بار) و محیط مرطوب و گرم و همچنین هوای آلوده داخلی در اطراف این تونل، مدل‌هایی برای جلوگیری از خرابی بتن اعم از:

الف) خوردگی آرماتورها

ب) واکنش‌های قلیایی- سیلیکاتی

ج) حملات شیمیایی (سولفات و کلرید)

د) بار انفجاری ناشی از ذوب یخ

درنظر گرفته شد.

برای محافظت قطعات پوشش داخلی بتن پیش ساخته (سگمنت) مراحل زیر در نظر گرفته شد:

- استفاده از بتن با چگالی بالا و مقاومت بالا همراه با استفاده از نوارهای آب بند (در تونل مذکور میزان فشار آب زیرزمینی ۷/۵ بار بود و نوار آب بند در فشار ۱۶ بار مورد آزمایش قرار گرفت)
- استفاده از پوشش اپوکسی برای قفسه آرماتورهای بهم جوش خورده
- محافظت کاتدی قفسه آرماتورها
- استفاده از مخلوط بتن با نسبت پائین آب به سیمان (حداکثر ۰/۳۵)، این مخلوط حاوی خاکستر، ذرات سلیکا و افزودنی‌های دیگر برای دستیابی به مقاومت سریع، چگالی بالا و نفوذپذیری کم بود.
- یک پوشش ۳۵ میلیمتری از بتن روی فولاد در نظر گرفته شد.

در پروژه تونل استوربلت در مجموع، حدود ۶۰۰۰۰ قطعه سگمنت نیاز بود. سگمنت‌ها برای حداقل ۸ ساعت در حداکثر دمای ۵۵ درجه سانتیگراد عمل آوری شده و سپس در زیر پوشش به مدت ۲۸ روز نگهداری می‌شدند. ابعاد سگمنت‌ها در ۱۳۰ نقطه با استفاده از وسایل لیزری اتوماتیک چک شده و سپس اطلاعات حاصله توسط کامپیوتر مورد تحلیل قرار می‌گرفت. از بین هر ۲۰ سگمنت، یک سگمنت مورد بررسی ابعادی قرار می‌گرفت.

در جدول (۱۵-۱۱)تلرانس‌های ابعادی به کار گرفته شده در این پروژه آورده شده است.

جدول ۱۵-۱۱- تلرانس‌های تولید قطعات پیش ساخته تونل استوربلت

سگمنت‌های بتنی	تلرانس
پوشش، عموماً	± ۵ mm
ضخامت سگمنت	± ۳ mm/ -۲mm
انحراف سطوح اتصال محیطی از مقادیر طراحی	± ۱ mm
عرض سگمنت (طول رینگ)	± ۱ mm
سطوح اتصال محیطی که باید موازی صفحات طراحی در طول هر خط شعاعی باشد	± ۰،۵ mm
همخوانی و جور آمدن سطح اتصال شعاعی با سطح داخلی سگمنت	± ۰،۵ mm
همخوانی و جورآمدن سطح تخت باربر در اتصالات شعاعی با سطح داخلی سگمنت، نسبت به زاویه طراحی	± ۵ دقیقه از قوس
انحراف سطوح اتصال شعاعی از سطوح متوسط	± ۰،۲۵ mm
قطر سوراخ بولت	± ۱ mm
قطر داخلی و قطر دایره پیچ رینگ اصلی	± ۲ mm up to ۶m dia. ± ۳ mm over ۶m dia.
قطر داخلی و قطر دایره پیچ رینگ آزمایشی	± ۴ mm up to ۶m dia. ± ۶ mm over ۶m dia.

۱۵-۶- تونل راه آهن کوهین

راه آهن قزوین - رشت - بندر انزلی به منظور ایجاد راه ریلی بین شهرهای یاد شده، در قسمت غربی رشته کوه البرز احداث شده است. قرار گیری کوههای مرتفع در طول مسیر و شکل ناهموار و کوهستانی منطقه و نیز منظور داشتن شیب حداکثر طولی به همراه حداقل شعاع قوسها، احداث ترانشه‌های بلند و تونلهای طویل را در محور فوق الذکر، ضروری ساخته است.

تونل کوهین واقع در قطعه اول راه آهن قزوین - رشت - بندرانزلی با یک گالری ۱۰۰ متری در بخش ورودی و یک گالری ۱۰ متری در قسمت خروجی، طولی معادل ۱۶۳۵ متر دارد. مسیر گذرنده از آن در یک راستای مستقیم حاوی شیب سرازیری ۱۸/۵ درهزار به سمت رشت می‌باشد. محور تونل بطول ۳۲۳۲/۸۱ متر بصورت مستقیم بوده و دارای آزیموت ۳۲۷ درجه نسبت به شمال می‌باشد که با دو قوس کلوتوئید به طول ۱۵۰/۲۹ در ابتدا و ۱۵۳/۱۳ در انتها به محور راه آهن متصل است.

نتایج آزمایشات ژئوتکنیک، نشان دهنده پائین بودن ویژگیهای ژئومکانیکی توده سنگی یا خاک پوشاننده تونل بود. از سوی دیگر سطح آب زیرزمینی بصورت سفره‌های معلق یا عدسیهای ماسه‌ای آبدار بالاتر از تاج تونل قرار داشت که عملیات حفاری تونل را با مشکل مواجه ساخته و مزاحمت‌های زیادی را در زمان حفاری ایجاد نمود.

تقریباً تمامی مغزه‌های اخذ شده از گمانه‌های اکتشافی از ماسه سنگ رس دار، ماسه رس دار، رس و لای و ماسه، ماسه سنگ سست و بسیار هوازده همراه با رس و ... تشکیل شده بودند که نشانگر یک محیط رسوبی قاره‌ای - تخریبی است. ماسه سنگهای نامبرده شده نیز، در واقع سنگ نبوده و خاک متراکم شده نزدیک به سنگ میباشد. چرا که نتایج آزمایش مقاومت فشاری تک محوری، عموماً مقداری کمتر از یک مگا پاسکال را نشان می‌داد.

با جمع بندی نتایج حاصل ازآزمایشات ژئوتکنیک ویژگیهای مقاومتی مسیر تونل بصورت ذیل حاصل گردید.

مقدار چسبندگی	$C = ۰,۲$ MPa
زاویه اصطکاک داخلی	$\varphi = ۳۴^{o}$
مدول الاستیسیته	$E = ۰,۳$ GPa
ضریب پواسون	$\nu = ۰,۴$

بر اساس طراحی‌های صورت گرفته سیستم نگهداری اولیه و پوشش داخلی تونل مذکور بصورت ذیل طراحی گردید:

سیستم نگهداری اولیه:

۳۰ سانتیمتر شاتکریت همراه با قاب IPE۲۰۰

پوشش داخلی تونل:

پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ)با شبکه آرماتوربندی بصورت ذیل:

قوس فوقانی $\Phi ۱۴@۲۵cm$

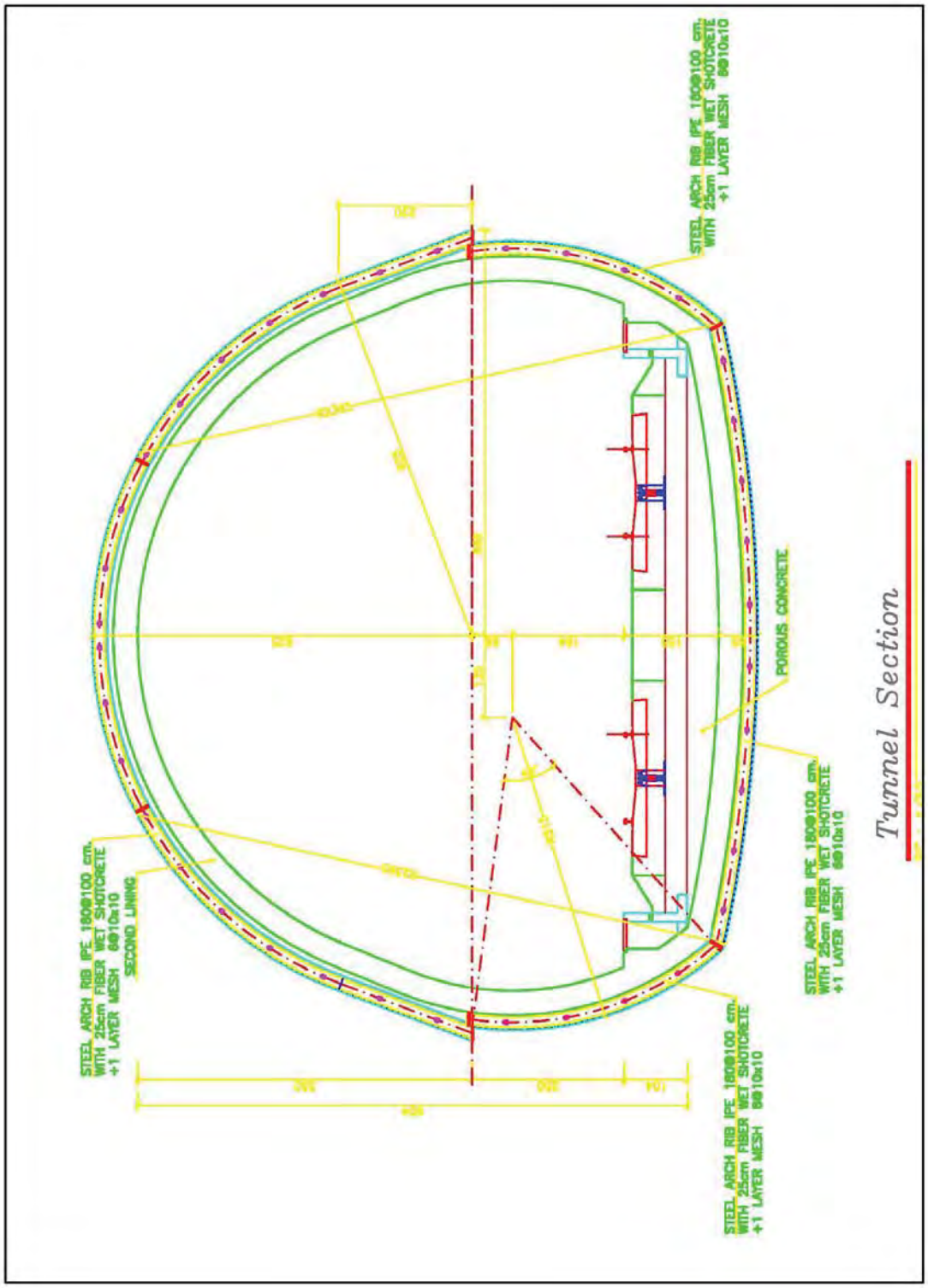
قوس تحتانی $\Phi ۲۰@۲۵cm$

وسط قوس تحتانی $\Phi ۲۰@۲۵cm + add\Phi ۲۰@۲۵cm$

آرماتور حرارتی مورد نیاز در قوس فوقانی $\Phi ۱۰@۲۰cm$

آرماتور حرارتی مورد نیاز در قوس تحتانی $\Phi ۱۴@۲۵cm$

شکل (۱۵-۱۶) مقطع تونل کوهین را نشان می‌دهد.



شکل ۱۵-۱۶- مقطع تونل کوهین

منابع

[۱]	شاه علی، منوچهر ، "تکنولوژی حفاریهای اکتشافی، ژئوتکنیکی و چاههای عمیق آب"، ۱۳۷۳.	
	ITA/AITES, "Why Go Underground", Training Course Tunnel Engineering, Istanbul, 2005.	[۲]
[۳]	مدح گر، رضا، میر صادقی،ابوالفضل، مقدسی،حسن، "نقش تونل در توسعه جامعه"، ۱۳۷۸.	
[۴]	امیدوار، علیرضا، "درازترین تونل های راه، درجهان "، ۱۹۹۵.	
[۵]	احتشامی، منوچهر، "راه و راهسازی در ایران"، دفتر پژوهشهای فرهنگی،۱۳۸۱.	
[۶]	شیبانی مقدم، سهیلا ،"بزرگراه آسیایی و توسعه"، مجتمع جهانی راه(پیارک)، ۱۳۸۵.	
[۷]	پژوهشکده حمل و نقل وزارت راه و ترابری، "سیستم های کنترل هوشمند تونل"، ۱۳۸۶.	
[۸]	سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور- وزارت راه و ترابری،"آیین نامه طرح هندسی راه ها، نشریه شماره ۱۶۱"، ۱۳۷۵.	
	Gupta, D. L. , Supple, O. P., Sharma, O. P. "Railways Bridges and Tunnels" Katson Publishing House, 1981.	[۹]
[۱۰]	مدنی، حسن،"تونلسازی- جلد اول"، مرکز نشر دانشگاه صنعتی امیر کبیر،۱۳۷۷.	
	Bickel, J. O, kuesel, T. R., King, E. H, "Tunnel Engineering Handbook" 1996.	[۱۱]
	AREMA, American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, Part8, "Tunnels",1994.	[۱۲]
	Kolymbas, Dimitrios, "Tunelling and Tunnel Mechanics", 2005.	[۱۳]
	Herrenknechet, Martin, "Mechnised Full face Tunnel ", ITA/AITES- training Course Tunnel Engineering, Istanbul, 2005.	[۱۴]
	AASHTO, American Association of State Highway Transportation Official "Policy on Geometric Design of Rural Highway, Baltimore, 1989.	[۱۵]
	UIC, International Union of Railway, " Earthworks and track-ded layers for railway lines:, CODE, 719 R, 1994.	[۱۶]
[۱۷]	سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، " آیین نامه طرح هندسی راه آهن نشریه شماره ۲۸۸"، ۱۳۸۳	
	Ponnuswamy, S., Victor, D. J., "Transportation Tunnels", A. A.Balkema	[۱۸]
[۱۹]	سازمان برنامه و بودجه، "راهنمای مطالعات پایه زمین شناسی مهندسی در پروژه های مهندسی آب"، نشریه شماره ۱۸۰، ۱۳۷۹.	
[۲۰]	اجیل لوئیان، رسول، دادخواه، رسول، میرزایی، زهرا، "کاربرد زمین شناسی مهندسی در تونل ها"، انتشارات فرهیختگان علوی، ۱۳۸۸.	
	Deer, W. A., Howie, R., Zussman, J., "An Introduction to Rock-Forming Minerals, John Wiley & Sons, 1992.	[۲۱]
	Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers, "Engineering and Design Tunnels and Shafts in Rocks"Engineering Manual EM 1110-2-2901, Washington, DC 20314-1000, 1997.	[۲۲]
	Klein, Cornelis, Hurlbut, Jr "Manual of Mineralogy" john wiley & sons, 1985.	[۲۳]
	Peng, Suping, Zhang, Jincai "Engineering Geology for Underground Rocks" Springer, 2007.	[۲۴]
[۲۵]	معماریان، حسین،"زمین شناسی برای مهندسین"، انتشارات دانشگاه تهران، ۱۳۷۴.	
	Moorhause W. W., "The Study of Rocks in Thin Section" Hrpers Geoscience Series, New York, 1959.	[۲۶]
	ISRM, International Society for Rock Mechanics, Suggest Methods Rock Characterization Testing and Monitoring, "Suggest Method for Petrografic Description of Rocks" International journal of Rock Mechanics & Mining Science & Geomechanical Abstracs 1982.	[۲۷]
	"Geology", Power Point, John Wiley & Sons.	[۲۸]

[۲۹]	معماریان، حسین، "زمین شناسی مهندسی و ژئوتکنیک"، انتشارات دانشگاه تهران، ۱۳۷۴.	
[۳۰]	وفائیان،محمود، "مکانیک خاک"، انتشارات دانشگاه صنعتی اصفهان و مرکز نشر، ۱۳۷۸.	
[۳۱]	وفائیان، محمود، "خواص مهندسی خاک"، انتشارات ارکان، ۱۳۸۴.	
	Billings, M. P., “Structural Geology” John Wiley & Sons, 1967.	[۳۲]
	Tiab, D., Donaldson, E. C., “Petrophysics” Elsevier, 2004.	[۳۳]
	Birney, A., R., “Igneous Petrology” J ones & Bartlett, 1993.	[۳۴]
	Ehlers, E. G., Blatt, H., “Petrology: Igneous, Sedimentary and Metamorphic” Freeman, 1982.	[۳۵]
	Bell, F.G.,”Engineering Geology” Elsevier, 2007.	[۳۶]
	Fukuyama, Enchi, “Fault – zone Properties and Eerthquake Rupture Dynamics” Elsevier, 2009.	[۳۷]
	www.nagdir.ir	[۳۸]
	Mandl,Georg,” Rock JointsThe Mechanical Genesis” Springer, 2005.	[۳۹]
	Terzaghi, K., “Rock Defects and Loads on Tunnel Supports” Youngstown, OH: Commercial Shearing and Stamping Company, 1946.	[۴۰]
	Majdi, A., Bazargan, M., “A combinational ground reinforcement approach for the enlargement of kandevan tunnel”. International Conference on Ground Improvement techniques, Macau. 1997.	[۴۱]
[۴۲]	وزارت راه و ترابری، معاونت آموزش، تحقیقات و فناوری،"روشهایی برای ارزیابی خطر وقوع زمین لغزه ها"،۱۳۸۳.	
[۴۳]	وفائیان،محمود، "زمین و تکتونیک صفحه ای"، انتشارات دانشگاه یزد، ۱۳۷۴.	
۴۴	Waltham, Tony,”Foundations of Engineering Geology” Spon Press.	[۴۴]
[۴۵]	عباس مجدی، " مبانی کاربرد تزریق در سنگهای درزه دار در تونل ها" پژوهشکده حمل و نقل وزارت راه و ترابری، ۱۳۸۸.	
[۴۶]	الیاسی، جواد"تغییر شکل های مواد سازنده پوسته زمین" انتشارات دانشگاه تهران، ۱۳۴۷.	
	http://www.iiees.ac.ir	[۴۷]
[۴۸]	توکلی، ب.، "مبانی تحلیل خطر زمین لرزه ای" موسسه بین المللی زلزله شناسی، ۱۳۷۴.	
	Nowroozi, A. “Empirical Relations Between Magnitude & Fault Parameters Earthquakes in Iran” Bulletin of the Seismological Society of America, 1985.	[۴۹]
	Amberaseys, N.N., “ Magnitude-Fault Length Relationships for Earthquakes in the Middle East, Historical Seismograms and Earthquakes of the word. Academic Press, 1988.	[۵۰]
[۵۱]	زارع، م.، "رابطه بزرگا- شدت و بیشینه شتاب افقی بر اساس زمین لرزه های ایران" پژوهشنامه موسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، شماره ششم، اسفند ۱۳۷۴.	
[۵۲]	رده، ابوالحسن "تاریخ زلزله های ایران" ۱۳۷۰.	
	Berberian, M.”Natural Hazards and the First Earthquake Catalogue of Iran” Vol 1.Historical Hazard in Iran Priror to 1900 , International Institute of Earthquake Engineering & Seismology, 1994.	[۵۳]
	Kijko, A., Selevoll, M.A., “Estimation of Earthquake Hazard Parameters from Incomplete Data Files” Part II, Incorporation of Magnitude Heterogeneity, Bulletin of the Seismological Society of America, 1992.	[۵۴]
[۵۵]	مجدی، عباس، "راهنمای بررسی اثرات تخریبی آب در تونل و چگونگی کنترل و هدایت آن"، مرکز تحقیقات فنی دانشکده فنی مترو، ۱۳۷۲.	
[۵۶]	مجدی، عباس : «راهنمای بررسی طرح تزریق در تونل ها و سازه های زیرزمینی»، شرکت متروی تهران ۱۳۷۳.	

[۵۷]	سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور،"فهرست خدمات مطالعات ژئوتکنیک و خطر زمین لرزه (مرحله شناسایی)" نشریه شماره ۱۹۹، ۱۳۸۲.	
[۵۸]	سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور،"فهرست خدمات مطالعات ژئوتکنیک و برآورد خطر زمین لرزه (مرحله توجیهی)" نشریه شماره ۲۰۰، ۱۳۸۲.	
[۵۹]	سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور،"فهرست خدمات مطالعات ژئوتکنیک و برآورد خطر زمین لرزه و زلزله شناسی مهندسی (مرحله طراحی تفضیلی)" نشریه شماره ۲۳۸، ۱۳۸۲.	
[۶۰]	سازمان برنامه و بودجه،" فهرست خدمات مطالعات ژئوتکنیک (مرحله اجرا)" نشریه ۲۰۱، ۱۳۷۹.	
[۶۱]	سازمان برنامه و بودجه، "فهرست خدمات مطالعات ژئوتکنیک (مرحله بهره برداری و نگهداری)" نشریه ۲۰۲، ۱۳۷۹.	
[۶۲]	وزارت نیرو، " توصیه هایی در مورد فنون بررسی های صحرایی (از دیدگاه ژئوتکنیکی)" طرح تهیه استانداردهای صنعت آب کشور، ۱۳۶۷.	
	ISRM, International Society for Rock Mechanics, Suggest Methods Rock Characterization Testing and Monitoring, "Suggest Method for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Mass" International journal of Rock Mechanics & Mining Science & Geomechanical Abstracs 1982.	[۶۳]
[۶۴]	سازمان برنامه و بودجه، "دستورالعمل برداشت صحرایی گسستگیهای سنگ در کارهای مهندسی و سد سازی" نشریه ۱۸۹، ۱۳۷۸.	
	Knight, Piesold, "Geotechnical Data Collection for Exploration Geologists" Field Procedures Manual, 2001.	[۶۵]
	Holtz, Robert D., Kovacs, William D.,"An Introduction to Geotecnical Engineering" Prentice-Hall, 1981.	[۶۶]
	ASTM D 2938 – 95, American Socity for Testing and Materials," Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens"1995.	[۶۷]
	ISRM, International Society for Rock Mechanics, Suggest Methods Rock Characterization Testing and Monitoring, "Laboratory and Field Testing" International journal of Rock Mechanics & Mining Science & Geomechanical Abstracs 1982.	[۶۸]
	ASTM D 5731 – 95, American Socity for Testing and Materials," Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock1"1995.	[۶۹]
	ASTM D 3967 – 95, American Socity for Testing and Materials," Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens"1995.	[۷۰]
	ASTM D 5607-02, American Socity for Testing and Materials," Standard Test Method for Performing Laboratory Direct Shear Strength Tests of Rock Specimens Under Constant Normal Force"2002.	[۷۱]
	Hoek, Evert "Practical Rock Engineering" 2006.	[۷۲]
	ASTM D 4644-87, American Socity for Testing and Materials," Standard Test Method for Slake Durability of Shales and Similar Weak Rocks"1998.	[۷۳]
	ASTM D 4395-04, American Socity for Testing and Materials," Standard Test Method for Determining the In Situ Modulus of Deformation of Rock Mass Using the Flexible Plate Loading Method"1998.	[۷۴]
	ASTM D 4554-02, American Socity for Testing and Materials," Standard Test Method for In Situ Determination of Direct Shear Strength of Rock Discontinuities"2002.	[۷۵]
	ASTM D 4645-87, American Socity for Testing and Materials," Standard Test Method for Determination of the In-Situ Stress in Rock Using the Hydraulic Fracturing Method"1997.	[۷۶]
	ASTM D 4623-96, American Socity for Testing and Materials," Standard Test Method for Determination of In Situ Stress in Rock Mass by Overcoring Method—USBM Borehole Deformation Gage"1996.	[۷۷]
	Ewert, F. K., "Evaluation and Interpretation of Water Pressure Tests", Proceeding of Conference of Instiution of civil Engineers, Grouting in the Ground, Thomas Telford, london, 1992.	[۷۸]

[۷۹]	Majdi, A., and Mahmoudi, F., “Quality ASssessment of Grouted Alluviums by Water Pressure Test”, 4th International Conference on Ground Improvement Techniques. Kuala Lumpur Malaysia, 2002.	
[۸۰]	مجدی، عباس، عماد، کیومرث، ظهیری، مسعود، منصورزاده، محمد"راهنمای کاربرد تزریق در سنگ های درزه دار در تونلها جهت تسهیل حفاری و جلوگیری از ریزش" فصلنامه جاده، ۱۳۸۸.	
[۸۱]	وفائیان، محمود، " آزمایشهای مکانیک خاک (مستند به BS)" انتشارات ارکان، ۱۳۸۵.	
[۸۲]	افلاکی، اسماعیل، "آزمایشگاه مکانیک خاک"انتشارات پرهام،۱۳۸۷.	
[۸۳]	BSI, British Standard Methods of Test “ Soils for Civil Engineering Purposes” BS 1377,1990.	
[۸۴]	Verruijt, Arnold” Soil Mechanics” Delft University of Technology, 2006.	
[۸۵]	Carig, R.F., “Soil Mechanics”, Von Nostrand Reinhold Company Ltd., 1978.	
۸۶	بهنیا، کامبیز، طباطبایی، امیر محمد، ((مکانیک خاک))، انتشارات دانشگاه تهران، ۱۳۶۸.	[۸۶]
[۸۷]	ASTM D 4645-87, American Socity for Testing and Materials,” Standard Test Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils”1999.	
[۸۸]	Lambe, William, T., Whitman, Robert, V., “Soil Mechnics”, John Wiley & Sons , 1969	
[۸۹]	Naval Facilities Engineering Command, “Soil Mechanics Design Manaul” 1986.	
[۹۰]	ASTM D 4645-87, American Socity for Testing and Materials,” Standard Test Method for Prebored Pressuremeter Testing in Soils”2000.	
[۹۱]	Nonveiller, E., “Grouting theory and practice”, Elsevier, Amsterdam, 1989.	
[۹۲]	سازمان برنامه و بودجه، "استاندارد مطالعات لرزه ای با روش شکست مرزی" نشریه ۱۷۱، ۱۳۷۹.	
[۹۳]	Rabinson, A., S., Coruh, Cahit, “ Basic Exploration Geophysics, 1988.	
[۹۴]	U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation,” Engineering Geology Field Manual”, Volum II, 2001.	
[۹۵]	Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers, “Geophysical Exploration for Engineering and Environmental Investigation”Engineering Manual EM 1110-1-1802, Washington, DC 20314-1000, 1995.	
[۹۶]	Megaw, T.M., (1983), "Tunnels: Planing ,Design, Construction", John wiley&sons.	
[۹۷]	Peila, D., (2005), "Ground Reinforcing for tunneling the example of steel pipe umbrella", ITA/AITES-training Course Tunnel Engineering, Istanbul.	
[۹۸]	Shoroff A.V., (2000), “Grouting technology and ground improvement”, workshop, Tarbiat Modarres university, Tehran, Iran.	
[۹۹]	Majdi, A., Bazargan, M., (1997), “A combinational ground reinforcement approach for the enlargement of kandevan tunnel”. International Conference on Ground Improvement techniques, Macau. Pp. 329-338.	
[۱۰۰]	Majdi, A., Javadi, M., and Darvish-zani, N., (2004), “Primary grout curtain design of Karun III concrete dam foundation”. 5th International Conference on Ground Improvement Techniques. Kuala Lumpur, Malaysia, Pp. 229-236.	
[۱۰۱]	Oreste, p., Peila, D.,(1998), " A new theory For Steel pipe umbrella design in tunneling", Tunnels and Metropolises, Balkema.	
[۱۰۲]	عباس مجدی، " راهنمای کاربرد تزریق در سنگهای درزه دار و هوازده در تونل ها جهت تسهیل در حفاری و جلوگیری از ریزش" پژوهشکده حمل و نقل وزارت راه و ترابری، ۱۳۸۶.	
[۱۰۳]	مجید مظفری ، "اصول و طراحی نگهداری در تونلها" ، ۱۳۸۲.	
[۱۰۴]	Kolymbas, Dimitrios, (2005)” Tunneling and tunnel mechanics a rational approach to tunneling” Springer-verlagberlin Heidelberg.	
[۱۰۵]	U.S. Department Of Transportation Federal Highway Administration, (2009), “Technical Manual For Design And Construction Of Road Tunnels-Civil Element”,	
[۱۰۶]	Edelbro, C. (2003). "Rock mass strength-A review". Technical Report, Lulea University of Technology, 2003:16. Department of Civil and Mining Engineering, Division of Rock	

	Mechanics. ISSN: 1402-1536.	
[۱۰۷]	Edelbro, C. (2004). "Evaluation of rock mass strength criteria". Technical Report, Lulea University of Technology, 2004:72. Department of Civil and Mining Engineering, Division of Rock Mechanics. ISSN: 1402-1757.	
[۱۰۸]	Singh, B. and Goel, R.K. (1999). "Rock Mass Classification- A practrical approach in civil engineering", Elsevier, Netherlands.	
[۱۰۹]	Hoek, E. (2007). "Practical rock engineering". URL: http://rockscience.com	
[۱۱۰]	Palmstrom, A. (1995). "RMi- A rock mass characterization system for rock engineering purpose". Ph. D. thesis, University of Oslo, Norway, 400 p.	
[۱۱۱]	Sinha, R. S. (1989). "Underground Structures- Design and Instrumentation". Elsevier Science, U.K.,480.	
[۱۱۲]	Deere, D.U., Peck, R.B., Parker, H., Monsees, J.E. and Schmidt, B. (1970). "Design of tunnel support systems". High Res. Rec., 339, 26-33.	
[۱۱۳]	Rose, D. (1982). "Revising Terzaghi's tunnel rock load coefficients". Proc. 23rd U.S. Sym. Rock Mech., AIME, New York, 953-960.	
[۱۱۴]	Cecil, O.S. (1970). "Correlation of Rock Bolts- Shotcrete Support and Rock Quality Parameters in Scandinavian Tunnels". PhD thesis, University of Illinois, Urbana, 414.	
[۱۱۵]	Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1974). "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support". NGI Publication, No. 106, Oslo, 48.	
[۱۱۶]	Verman, M. K. (1993). "Rock mass-tunnel support interaction analysis". PhD thesis, IIT Roorkee, India, 258.	
[۱۱۷]	Goel, R.K., Jethwa, J.L. and Dhar, B.B. (1996). "Effect of tunnel size on support pressure". Technical Note. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts, Pergamon, 33(7), 749-755.	
[۱۱۸]	Singh, B. and Goel, R.K. (2006). "Tunnelling in weak rocks", Elsevier Geo-Engineering Book Series Volume 5.	
[۱۱۹]	Singh, B. Jethwa, J. L. and Dube, A. K. (1995). "A classification system for support pressure in tunnels and caverns". Journal of Rock Mechanics & Tunnelling Technology, India, 1(1), January, 13-24.	
[۱۲۰]	Deere, D. U. (1968). "Geological considerations. Rock Mechanics in engineering practice", ed. R.G. Stagg and D.C. Zienkiewicz, Wiley, New York, pp. 1-20.	
[۱۲۱]	Palmstrom, A. (1996). "RMi- A system for characterizing rock mass strength for use in rock engineering". Journal of Rock Mechanics & Tunnelling Technology., India, Vol. 1, No. 2, pp. 69-108.	
[۱۲۲]	Priest, S. D., Hadson, J. A. (1976), “Discontinuity spacing in rock”Int. J. Rock Mech. Min. Sci. &Geomech. Abstr., Vol 13.	
[۱۲۳]	Bieniawski, Z.T. (1973). "Engineering classification of jointed rock masses". The Civil Engineer in South Africa, 15, 335-344.	
[۱۲۴]	Kaiser, P.K., MacKay, C. and Gale, A.D. (1986). "Evaluation of rock classifications at B.C. Rail tumbler ridge tunnels". Rock Mechanics & Rock Engineering, 19, 205-234.	
[۱۲۴]	ISRM (1978). "Description of discontinuities in a rock mass". International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts, Pergamon, 15, 319-368.	
[۱۲۶]	Bieniawski, Z. T. (1989). "Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering". 251p., Wiley, New York.	
[۱۲۷]	Goel, R.K., Jethwa, J.L. and Paithankar, A.G. (1996). "Correlation between Barton's Q and Bieniawski's RMR- A new approach". International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts, Pergamon, 33(2), 179-181.	
[۱۲۸]	Lauffer, H. (1988). "Zur Gebirgsklassifizierung bei Frasvortrieben". Felsbau, 6(3), 137-149.	
[۱۲۹]	Bieniawski, Z.T. (1978). "Determining rock mass deformability. Experience from case histories". International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanical Abstracts, Pergamon, 15, 237-247.	
[۱۳۰]	Serafim, J. L. and Pereira, J. P. (1983). "Considerations of the geomechanics classification of Bieniawski". Int. Symp. Eng. Geol. Underground Constr., LNEC, Lisbon, II.33-II.42.	
[۱۳۱]	Bieniawski, Z.T. (1984). "Rock mechanics design in mining and tunneling". A.A. Balkema, Rotterdam, 272p.	

[۱۳۲]	Nicholson, G. A. and Bieniawski, Z. T. (1990). "A non-linear deformation modulus based on rock mass classification". Int. J. Min. & Geological Eng., (8). pp. 181-202.	
[۱۳۳]	Mitri, H. S., Edrissi, R. and Henning, J. (1994). "Finite element modeling of cable bolted stopes in hard rock underground mines". Presented at the SME Annual Meeting, Albuquerque, pp. 14-17.	
[۱۳۴]	Unal, E. (1983). "Design guidelines and roof control standards for coal mine roofs". PhD thesis, Pennsylvania State University, University Park, 335.	
[۱۳۵]	Goel, R. K., and Jethwa, J. L. (1991). "Prediction of support pressure using RMR classification". Proc. Indian Getech. Conf., Surat, India, 203-205.	
[۱۳۶]	Kumar, N. (2002). "Rock mass characterization and evaluation of supports for tunnels in Himalaya". PhD thesis, WRDTC, IIT Roorkee, 289.	
[۱۳۷]	Barton, N. (2002). "Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design". International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 39, 185-216.	
[۱۳۸]	Grimstad, E. and Barton, N. (1993). "Updating of the Q-system for NMT". International Symposium on Sprayed Concrete- Modern use of wet mix sprayed concrete for underground support, Fagernes. Eds: Komoen, Opsahll and Berg, Norwegian Concrete Association, Oslo.	
[۱۳۹]	Goel, R.K., Jethwa, J.L. and Paithankar, A.G. (1995). "Indian experinces with Q and RMR systems". Tunnelling & Underground Space Technology, Elsevier Science, 10(1), 97-109.	
[۱۴۰]	Palmstrom, A., and Broch, E. (2006). "Use and misuse of rock mass classification system with particular reference to the Q-system", Tunnelling & Underground Space Technology, Vol. 21, pp. 575-593.	
[۱۴۱]	Barton, N. (1993). "Application of Q-system and index tests to estimate shear strength and deformability of rock masses", Workshop on Norwegian Method of Tunnelling, New Delhi, India, 66-84.	
[۱۴۲]	Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1975). "Estimation of support requirements for underground excavations". XVIth Symposium on Rock Mechanics, University of Minnesota, Minneapolis, USA, 163-177.	
[۱۴۳]	Bhasin, R. and Grimstad, E. (1996). "The use of stress-strength relationships in the assessment of tunnel stability". Proceeding of Conference on Recent Advances on Tunnelling Technology, New Delhi, 1, 183-196.	
[۱۴۴]	Singh, B, Jethwa, J. L., Dube, A. K. and Singh, B. (1992). "Correlation between observed support pressure and rock mass quality", Tunnelling & Underground Space Technology, Pergamon, 7(1), 59-74.	
[۱۴۵]	Mitra, S. (1990). "Studies on long-term behaviour of underground powerhouse cavities in soft rocks", PhD thesis, IIT Roorkee, India.	
[۱۴۶]	Jethwa, J. L. (1981). "Evaluation of rock pressures in tunnels through squeezing ground in Lower Himalayas". PhD thesis, University of Roorkee (Now IIT Roorkee), Roorkee, India, 272.	
[۱۴۷]	Hoek, E. (1994). "Strength of rock and rock masses", ISRM News J, 2(2), 4-16.	
[۱۴۸]	Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden, W.F. (1995). "Support of underground excavations in hard rock". Rotterdam: Balkema.	
[۱۴۹]	Hoek, E. and Brown, E.T. (1997). "Practical estimates of rock mass strength". International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts, Pergamon, Vol. 34, No. 8. pp. 1165-1186.	
[۱۵۰]	Hoek, E. Carranza-Torres, C.T, Corkum, B (2002). "Hoek-Brown failure Criterion- 2002 edition". In: Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symp., Toronto, Canada, 2002: 1: 267-73.	
[۱۵۱]	Majdi, A., Beiki, M., (2010), “Evolving neural network using a genetic algorithm for predicting the deformation modulus of rock masses”, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 47 (2010) 246–253	
[۱۵۲]	Trueman, R., (1998). "An evaluation of strata support techniques in dual life gateroads". PhD Thesis, University of Wales, Cardiff.	
[۱۵۳]	Federal Highway Administration (FHWA), (2005c), “Road Tunnel Design Guidelines” , FHWA-IF-05-023, Washington, D.C.	
[۱۵۴]	Muir Wood, A. M., (1975), “The circular tunnel in elastic ground”. Geotechnique, 1, 115-127.	
[۱۵۵]	Curtis D.J., (1976), “Discussion of :Muri Wood, A.M., The Circular Tunnel in Elastic Ground”, Geotechnique, Vol.26, No.2, June, 1976, pp.231-237.	

[۱۵۶]	Ranken, R.E., Ghaboussi, J., and Hendron, A.J., (1978), "Analysis of Ground-Liner Interaction for Tunnels", Report No. UMTA-IL-06-0043-78-3, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.	
[۱۵۷]	Einstein H.H., Schwartz, C.W., (1979), "Simplified Analysis for Tunnel Supports" , J. Geotech. Engn. ASCE, Vol. 105, No. GT4, April 1979, pp.499-518.	
[۱۵۸]	Gonza´lez-Nicieza, A´ lvarez-Vigil, C. A.E., Mene´ndez-Dı´az, A. , Gonza´lez-Palacio, C., (2008), " Influence of the depth and shape of a tunnel in the application of the convergence–confinement method", Tunneling and Underground Space Technology, 23, 25–37	
[۱۵۹]	Carranza-Torres, C., Fairhurst, C., (2000), " Application of the Convergence-Confinement Method of Tunnel Design to Rock Masses That Satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion", Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 15, No. 2, pp. 187-213, 2000.	
[۱۶۰]	Oreste, P.P., (2003), "Analysis of structural interaction in tunnels using the convergence–confinement approach", Tunneling and Underground Space Technology, 18, 347–363	
[۱۶۱]	Carranza-Torres, C., Fairhurst, C., (1999), "The Elasto-Plastic Response of Underground Excavations in Rock Masses that Satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion ", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 36, 777-809	
[۱۶۲]	Panet, M., (1995), "Calcul des tunnels par la meÂthode de Convergence- Confinement", Press de l'eÂcole Nationale des Ponts et ChausseÂ es.	
[۱۶۳]	Brady B.G.H., Brown E.T., (1993), "Rock mechanics for underground mining", 2nd ed. Chapman and Hall.	
[۱۶۴]	Oreste, P.P., (2003), " A Procedure for Determining the Reaction Curve of Shotcrete Lining Considering Transient Conditions", Rock Mech. Rock Engng., 36 (3), 209–236	
[۱۶۵]	Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden. W.F., (1995), "Support of underground excavations in hard rock" , Rotterdam, Balkema.	
[۱۶۶]	Hoek, E., Brown, E.T., (1980), "Underground Excavations in Rock", The Institution of Mining and Metallurgy, London, pp. 527.	
[۱۶۷]	Anagnostou, G., Kovari, K., (1993), "Significant parameters in elasto-plastic analysis of underground openings", ASCE J. Geotech. Eng. Div. 119(3), 401–419.	
[۱۶۸]	C. Carranza-Torres, (2003) , "Dimensionless Graphical Representation of the Exact Elasto-plastic Solution of a Circular Tunnel in a Mohr-Coulomb Material Subject to Uniform Far-field Stresses", Rock Mech. Rock Engng, 36 (3), 237–253.	
[۱۶۹]	Majdi, A., Hassani, F. P., (1989), "Access tunnel convergence prediction in long wall coal mining", International Journal of mining and geological engineering, 7, 283-30.	
[۱۷۰]	Majdi, A., (1988), "The stability analysis of face-access tunnel in the deep soft rock of coal mining", Ph.D. thesis, department of mining and metallurgical engineering, McGill university.	
[۱۷۱]	Brown, E. T., Bray, J.W., Ladanyi, B., Hoek, E., (1983), "Ground response curves for rock tunnels", ASCE, J. Geotech. Engng., 109(1), 15-39	
[۱۷۲]	Yu, M., He, L., (1991), "A new model and theory on failure and failure of materials under complex stress state". In: Jono, M., Inoue, T. (eds.), Mechanical behavior of materials 6, Vol. 3, Pergamon, Oxford, pp. 851–856	
[۱۷۳]	S.-Q. Xu, M.-H. Yu, (2006), " The Effect of the Intermediate Principal Stress on the Ground Response of Circular Openings in Rock Mass", Rock Mech. Rock Engng. 39 (2), 169–181	
[۱۷۴]	Hoeg, K., (1968), "Stresses Against Underground Structural Cylinders, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 94, SM4, April 1968.	
[۱۷۵]	Dar, S.M., Bates, R.C., (1974), "Stress Analysis of Hollow Cylindrical Inclusions" , J. Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, No. GT2, Feb, 1974, pp. 123-138.	
[۱۷۶]	Burns, J. Q., Richard, R. M., (1964), "Attenuation of Stresses for Buried Cylinders, Proceedings of the Symposium on Soil-Structure Interaction", Tempe, Univ. of Arizona, 1964.	
[۱۷۷]	Schwartz, C. W., Azzouz, A. S., Einstein, H. H., (1980), "Improved Design of Tunnel Supports", U.S. Department of Transportation, Report No. UMTA-MA-06-0100-8 0-5.	
[۱۷۸]	Morgan, H. D., (1961), "A Contribution to the Analysis of Stress in a Circular Tunnel", Geotechnique, Vol.11, No.1, March, 1961, pp. 37-46.	
[۱۷۹]	Ogawa, T., Lo, K. Y., (1987), "effects of dilatancy and yield criteria on displacements around tunnels", Can. Geotech. J., 24, 100-113	
[۱۸۰]	Yu, H. S., Houlsby , G. T., (1991), "Finite cavity expansion in dilatant soil: loading analysis", Geotechnique, 41, 173-183.	

[۱۸۱]	Yu, H. S., Rowe, R.K., (1999), “Plasticity solutions for soil behavior around contracting cavities and tunnels”, Int. j. numer. anal. meth. geomech., 23, 1245-1279.	
[۱۸۲]	Panet, M., Guenot, A., (1982), “Analysis of convergence behind the face of a tunnel”, Proc. Tunnel. Brighton 82, 197–204.	
[۱۸۳]	AFTES, (2001), “Recommendations on the convergence-confinement method”.	
[۱۸۴]	Lang, T. A., Bischoff , J. A., (1984), “Stability of reinforced rock structures”, In J. A. Hudson and E. T. Brown (Eds.), Design and performance of underground excavations, pp. 11–18. ISRM Symposium–Cambridge, UK	
[۱۸۵]	Pande , G.N. & Beer , E. & Williams, J.R. ,(1990), "Numerical Methods in Rock Mechanics" , John Wiley & Sons Ltd , England	
[۱۸۶]	Technical manual for design and Construction of road Tunnels-Civil elements;(2009) FHWA-NHI-09-010-	
[۱۸۷]	Duddeck, H. (1991). "Application of numerical analysis for tunneling" Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.Vol. 15, Pp. 223-39.	
[۱۸۸]	Kwon, S., Miller, H. (1995)”A new technique for describing the deformation behavior of the rock mass around an underground opening in salt” In: Proc., 35th U.S. Symposium on Rock Mechanics, University of Nevada, Reno.	
[۱۸۹]	Telles J.C.F.& Brehbia C.a.,(1981), "The Boundary Element Method in Plasticity". Apl.Modell.,5pp.275-281.	
[۱۹۰]	Cundall , P.A, and ,R.R.Hart,(1994). FLAC terms condition for licensing FLAC,ITASCA Consulting Group	
[۱۹۱]	Cundall , P.A, and ,R.R.Hart,(1994). UDEC terms condition for licensing FLAC,ITASCA Consulting Group	
[۱۹۲]	Owen, G. N., and Scholl, R. E.,(1981) “Earthquake Engineering Of Large Underground Structures”, Prepared For The Feral Highway Administration, FHWA/RD-80/195.	
[۱۹۳]	Wang, j., “Seismic Design Of Tunnel – A Simple State-Of-The-Art Design Approach”, Parsons Brinckerhoff Monograph No. 7	
[۱۹۴]	مبانی روش های طراحی و احداث تونل های راه و راه آهن در مناطق لرزه خیز، پژوهشکده حمل و نقل وزارت راه و ترابری، ۱۳۸۹.	
[۱۹۵]	William, D., A.M., (2001) "The Behaviour of Tunnels at Great Depth Under Large Static and Dynamic Pressures", Tunneling and Underground Space Technology.	
[۱۹۶]	Hashash, Y.M., Hook, J. & Schmidt, B., (2001).”Seismic Design And Analysis Of Underground Structures”. Tunneling And Underground Space Technology, Vol.16 pp.247-293.	
[۱۹۷]	Hashash, Y.M. and Park, J., (2005)." Ovaling Deformations Of Circular Tunnels Under Seismic Loading, An Update On Seismic Design And Analysis Of Underground Structures", Pergamon, Tunneling And Underground Space Technology.	
[۱۹۸]	Hoeg, K., (1968), “Stresses Against Underground Structural Cylinders”, Journal Of The Soil Mechanics And Foundation Division, ASCE, Vol. 94, SM4, April 1968.	
[۱۹۹]	Whitman, R.V., (1989). "Workshop On Ground Motion Parameter For Seismic Hazard Mapping", Technical Report Nceer, Bufalo.	
[۲۰۰]	Penzien, J., (2000), “Seismically Induced Racking Of Tunnel Lining”, Earthquake Engineering And Structural Dynamics, Vol. 29, pp. 683-691	
[۲۰۱]	AFTES,(2001) “Guidelines On Earthquake Design And Protection Of Underground Structures”, 15 May.	
[۲۰۲]	ITA-WG2, (2000), “Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining”, International Tunnelling Association, Working Group No. 2 - Research	
[۲۰۳]	Van der veen, C., (1999), “Steel fiber reinforced tunnel segment for application in shield driven tunnel lining”, Delft University Press.	
[۲۰۴]	AFTES, (1994), “The Choice Of Geotechnical Parameters And Tests Useful To The Design, Dimensioning And Construction Of Underground Structure”.	
[۲۰۵]	ACI Committee 318, (1983), “Building Code Requirements For Reinforced Concrete”, (ACI 318-83)	
[۲۰۶]	The American Association Of State Highway And Transportation Officials, (2005), “ AASHTO LRFD Bridge design specification”, 2005 SI–Edition.	

[۲۰۷]	U.S. Department Of Transportation Federal Highway Administration, (2009), "Technical Manual For Design And Construction Of Road Tunnels-Civil Element", 2009.	
[۲۰۸]	U.S Army Corps of Engineers,(1997) "Tunnels & Shafts in Rocks".	
[۲۰۹]	Barton. N., Bandis, S., Shinas, C., (2001), "Engineering Criterion Of Rock Mass Strength", Proc. Of The Forth Hellenic Conference On Geotechnical And Geo-Enviromental Engineerin. Vol. 1.	
[۲۱۰]	Edelbro, C., (2004), "Evaluation Of Rock Mass Strength Criteria",Technical Report, Lulea University of Technology, 2004:72. Department of Civil and Mining Engineering, Division of Rock Mechanics.	
[۲۱۱]	Szechy, K.,(1973) "The Art of Tunneling"	
[۲۱۲]	Lunardi, P.,(2006) "DESIGN AND CONSTRUCTION OF TUNNELS- Analysis of controlled deformation in rocks and soils (ADECO-RS)", Rocksoil SPA, Piazza S. Marco 1, 2012, Milano, Italy	
[۲۱۳]	Terzaghi, K.,(1951) "Mécanique théorique des sols", Dunod, Paris	
[۲۱۴]	Proctor, R.V. and T.L. White, (1946), "Rock tunneling with steel supports", commercial shearing, Inc.	
[۲۱۵]	McNulty, J.W., (1965), "An experimental study of arching in sand", Ph.D. Thesis in civil Engineering, University of Illinois	
[۲۱۶]	آیین‌نامه بتن ایران "آبا"، نشریه شماره ۱۲۰ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، سال ۱۳۷۹	
[۲۱۷]	Working Group No. 2, International Tunneling Association, (2000), "Guidelines For The Design Of Shield Tunnel Lining", Published by Elsevier Science Ltd. All rights reserved	
[۲۱۸]	Duddeck, H., (1982), "Views On Structural Design Models For Tunnels"., International Tunneling Organization, p153-228.	
[۲۱۹]	Iftimie, T., (1994), "Prefabricated Lining, Conceptional And Comparative Studies For Optimal Solution", Proceedings Of The International Congress On Tunneling And Ground Conditions, Cairo, Egypt, Balkema (p339-346)	
[۲۲۰]	Sramoon, A., Okazaki, M., Sugimoto, M., (2003), "Shield Tunnel Lining Analysis Taking Into Account Lining And Ground Interaction".	
[۲۲۱]	آیین نامه بتن ایران (آبا)- نشریه شماره ۱۲۰	
[۲۲۲]	ریز ساختار، خواص و اجزای بتن (تکنولوژی بتن پیشرفته)- تالیف: پروفسور مهتا- پروفسور مونته نیرو- ترجمه: دکتر علی اکبر رمضانیانپور- دکتر پرویز قدوسی- دکتر اسماعیل گنجیان- انتشارات دانشگاه صنعتی امیرکبیر	
[۲۲۳]	مشخصات فنی عمومی کارهای ساختمانی- نشریه شماره ۵۵- انتشارات سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور	
[۲۲۴]	Wang, J., 2005.,"The design considerations for the segmental lining of the hsuehshan tunnel", Technical Manager, Geotechnical Engineering Department, Sinotech Engineering Consultants.	
[۲۲۵]	Gruebl, F., 2006, "Modern design aspects of segmental lining", International Seminar on Tunnels and Underground Works, Lisbon.	
[۲۲۶]	Halderen, M.W.A.M. van, 1997, "Second Heinenoord segment production", Cement No.10 p47-51.	
[۲۲۷]	Blom, C.B.M., 2002, "design philosophy of concrete lining for tunnels in soft soil" Proefschrift zum dr.ir. der TU Delft / Niederlande.	
[۲۲۸]	AFTES, 2000, "New recommendations on Choosing mechanized tunnelling Techniques", French Tunnelling and Underground Engineering Association.	
[۲۲۹]	I.T.A. - Working Group on general approaches to the design of tunnels, 1988, "Guidelines for the design of Tunnels".	
[۲۳۰]	Guglielmetti,V., Grasso, P., Mahtab, A., Xu, S., 2008, "Mechanized Tunnelling in Urban Areas, Design Methodology and Construction Control", Geodata S.p.A.,Turin, Italy.	
[۲۳۱]	ITA-WG2, 2000, "Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining", International Tunnelling Association, Working Group No. 2 - Research.	
[۲۳۲]	leenderts, W.L., 1998, "installation of tunnel segments, proceeding lessons learned from second Heinenoord tunnel", PAQ, (in Dutch).	
[۲۳۳]	Mazzolani, F. M., "Rivestimenti Di Gallerie In Conci Prefabbricati: Sperimentazione E Analisi", Università Degli Studi Di Napoli Federico Ii, phd-thesis.	

[۲۳۴]	Leonhardt, F., Reimann, H., 1966, “Concrete connections”, Bauingenieur, Vol. 41, p49-56.	
[۲۳۵]	Sugimoto, M., 2006, “Causes of Shield Segment Damages during Construction”, International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling 2-4 February 2006, Bangkok, Thailand.	
[۲۳۶]	Kasper,T., Edvardsen, C., Wittneben, G., Neumann, D., 2008, ” Lining design for the district heating tunnel in Copenhagen with steel fibre reinforced concrete segments”., Tunnelling and Underground Space Technology 23 (2008) p574–587.	
[۲۳۷]	Viljoen, B.C., Neumann, M.J.E., Kubisch, F., 1995, “Steel fiber reinforced concrete for precast tunnel segments, mix design and full scale testing”, Proceedings world tunneling congress, Stuttgart, Germany, Stuva.	
[۲۳۸]	Leendertse, W.L., 1998, “Installation of tunnel segments”, Proceedings lessons learned from second Heinenoord tunnel. PAO.	
[۲۳۹]	Jansze, W., 1997, ”shearing cam capacity, motivation experimental research”, Document BST-B-BT-060, BTC Botlek.	
[۲۳۰]	Van der veen, C., 1999, “Steel fiber reinforced tunnel segment for application in shield driven tunnel lining”, delft university press.	
[۲۴۱]	Empel, W.H.N.C. van., R.G.A. de Waal, C. van der Veen, 1999, “Segmental tunnel lining behaviour in axial direction”, proceedings of the international symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft soil, Tokyo, Japan, Balkema, p 325-330.	
[۲۴۲]	TchSpan co., 2009, “Precast Concrete Arches” Technical information.	
[۲۴۳]	Shall , John, S. , 2004 ,“Precast concrete oval arch storage magazine” The Thirty-First United States Department of DefenseExplosives Safety Seminar San Antonio, TX	
[۲۴۴]	BEBO Arch International AG, 2009, “The BEBO System Applications”Zurich.	
[۲۴۵]	Harazaki, Ikuo, Okazawa, Tatsuo, 1998,“Design and construction of cut and cover tunnel of six traffic lanes using precast concrete units”Tunnels and metropolises, Negro Jr & Ferreira, Rotterdam.	
[۲۴۶]	کاتالوگ شرکتهای سازنده مواد آببند و عایق بتن	
[۲۴۷]	ابوالحسن بهنیا، کامبیز بهنیا"روشهای کلی اجرا قالب بندی و بتن ریزی" انتشارات دانشگاه تهران۱۳۸۴.	
[۲۴۸]	Van der veen, C., 1999, “Steel fiber reinforced tunnel segment for application in shield driven tunnel lining”, delft university press.	
[۲۴۹]	Wagner, H.,2002, “The governance of cost in tunnel design and construction", Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas seminário internacional South American Tunnelling.	
[۲۵۰]	Yoshikawa, s., H. Aizawa, T. Furuta., 1989, ”development and application of the PCL method with reinforced concrete lining”, Proceedings progress and innovation in tunneling congress, Toronto, Canada.	
[۲۵۱]	S. Babendererde, E. Hoek, P. Marinos and A.S. Cardoso. , 2004,” Geological risk in the use of tbms in heterogeneous rock masses – The case of “Metro do Porto” and the measures adopted”., Presented at the Course on Geotechnical Risks in Rock Tunnels, University of Aveiro, Portugal, 16-17 April.	
[۲۵۲]	فهرست بهای واحد پایه رشته ابنیه، معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری	
[۲۵۳]	تجزیه بهای اقلام کار براساس فهرست بهای واحد پایه رشته راه، باند فرودگاه و زیرسازی راه آهن، معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری	

Islamic Republic of Iran
Management & Planning Organization

Linings Design and Construction Guidelines for Road and Railway Tunnels

No. 684

Office of Deputy for Technical and Infrastructure Development Affairs
Department of Technical and Execution Affairs

Nezamfanni.ir

The Ministry of Road & Urban Development

Road, Housing & Urban Development Research Center

bhrc.ac.ir

2015

این ضابطه :

شامل انتخاب مسیر و مشخصات هندسی تونل‌ها، بررسی شرایط زمین شناسی، بررسی‌های زمین‌شناسی مهندسی و اکتشافات ژئوتکنیکی، انواع سیستم‌های نگهداری تونل‌ها، تحلیل پایداری تونل‌ها با استفاده از روش‌های تجربی، تحلیل پایداری تونل‌ها با استفاده از روش‌های تحلیلی، تحلیل پایداری تونل‌ها با استفاده از روش‌های عددی، بررسی اثرات زلزله بر روی پوشش داخلی تونل‌ها، تحلیل سازه‌ای پوشش داخلی تونل‌ها مصالح مصرفی در ساخت بتن مسلح، ساخت، حمل و نصب پوشش داخلی بتن پیش ساخته (سگمنتی)، اجرای پوشش داخلی بتن برجا (لاینینگ)، بررسی هزینه ساخت پوشش داخلی تونل‌های راه و راه‌آهن و جند مطالعات موردی است.