

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده معدن، نفت، ژئوفیزیک

گروه استخراج معدن

طراحی پوشش فولادی تونل تحت فشار – مطالعه موردی سد رودبار لرستان

دانشجو: مجید حلویایی

اساتید راهنما:

دکتر سید محمد اسماعیل جلالی

دکتر سید رحمان ترابی

پایان نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

ماه و سال انتشار:

بهمن ۱۳۸۹

تقدیم به گنجینه‌های زندگی‌ام

پدر و مادر عزیزتر از

جانم

دانشجو تأیید می نماید که مطالب مندرج در این پایان نامه (رساله) نتیجه تحقیقات

خودش می باشد و در صورت استفاده از نتایج دیگران مرجع آن را ذکر نموده است.

مجید حلوائی نیاسر

کلیه حقوق مادی مترتب از نتایج مطالعات ، آزمایشات و نو آوری ناشی از تحقیق موضوع

این پایان نامه (رساله) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد .

ماه و سال

بهمن ۱۳۸۹

چکیده

تونل‌های تحت فشار با فشارهای داخلی بالا به وفور در رابطه با نیروگاه‌های برقابی ساخته می‌شوند. فشار داخلی در مواردی ممکن است از چند مگاپاسکال تجاوز نماید، در این حالت توده‌سنگ اطراف تونل به ندرت می‌تواند چنین فشاری را تحمل کند، بنابراین نصب پوششی که با توده‌سنگ اندرکنش داشته و قسمتی از فشار داخلی را به توده‌سنگ انتقال و بقیه را تحمل نماید ضروری است.

موضوع پایان‌نامه پیش‌رو، بر روی یکی از سدهای در حال ساخت در منطقه بشارت لرستان واقع در جنوب شرقی استان، بر روی رودخانه‌ای به همین نام متمرکز است. در بخش تونل‌های تحت فشار این پروژه، انتقال آب توسط لوله‌هایی به قطر ۴ متر که بر روی بالشتک‌هایی (پد) قرار می‌گیرند، انجام می‌شود. با نگاهی جزئی‌تر، موضوع پایان‌نامه، طراحی پوشش فولادی تونل‌های تحت فشار در مجاورت چاه‌های فشارشکن است. در مرحله اول، طراحی پوشش فولادی در منطقه مورد نظر با استفاده از تئوری‌هایی کمانش و روابط اشلایس انجام شده است. سپس با توجه به در نظر نگرفتن برخی شرایط واقعی حاکم بر موضوع، از روش تحلیل عددی با استفاده از نرم‌افزار المان محدود آباکوس استفاده شد و نتایج استخراج شده از این نرم‌افزار مورد تحلیل قرار گرفته است. در نهایت با توجه به ناپایداری‌های رخ داده، تسلیحی مناسب برای بتن احاطه‌کننده پوشش فولادی به صورت تحلیلی و نیز با استفاده از نرم‌افزار PCACOL ارائه شده است. البته شایان ذکر است که در این تحقیق ضخامت لوله‌های واقع در تونل تحت فشار و فاصله بین پدها با توجه به میزان ضربه قوچ و آب عبوری، محاسبه شده و در مدل-سازی انجام شده به کار گرفته شد.

فصل اول

مقدمه

- ۱-۱- مقدمه ۳
- ۲-۱- تاریخچه ۳
- ۳-۱- ساختار پایان نامه ۴

فصل دوم

مبانی طراحی تونل‌های تحت فشار

- ۱-۲- مقدمه ۷
- ۲-۲- طراحی مسیر تونل‌های تحت فشار ۷
- ۳-۲- علل استفاده از پوشش در تونل ۱۴
- ۴-۲- انواع پوشش تونل‌های تحت فشار ۱۶
- ۵-۲- رویه کلی طراحی سیستم نگهداری تونل آببر ۱۷
- ۶-۲- معیارهای طراحی ۱۷
- ۶-۲-۱- بدون در نظر گرفتن پوشش داخلی ۱۷
- ۶-۲-۲- در نظر گرفتن افت هد ناشی از عبور آب از پوشش بتنی ۱۸
- ۷-۲- طراحی پوشش بتنی تونل‌های تحت فشار ۲۲
- ۷-۲-۱- انواع شکست در پوشش بتنی تونل‌ها ۲۳
- ۷-۲-۲- توصیه‌های انجمن بتن آمریکا برای کنترل ترک در بتن ۲۴
- ۸-۲- طراحی پوشش فولادی تونل‌های تحت فشار ۲۶
- ۸-۲-۱- اثر فشار آب خارجی بر کماتش پوشش فولادی ۲۷
- ۸-۲-۲- طراحی پوشش فولادی بدون پشت‌بند ۲۷
- ۸-۲-۳- طراحی پوشش فولادی با پشت‌بند ۲۸
- ۹-۲- بررسی ضربه قوچ در تونل‌های تحت فشار ۲۸
- ۹-۲-۱- محل و علل وقوع ضربه قوچ ۲۹

- ۲-۹-۲- کنترل فشار ضربه قوچ در نیروگاه‌های برقابی..... ۳۰
- ۲-۹-۳- عملکرد مخزن موج‌گیر..... ۳۰
- ۲-۹-۴- تحلیل ضربه قوچ در مخازن موج‌گیر..... ۳۱
- ۲-۹-۵- روش‌های مقابله با ضربه قوچ..... ۳۵
- ۲-۹-۶- جمع‌بندی..... ۳۵

فصل سوم

اصول طراحی پوشش فولادی

- ۳-۱- مقدمه..... ۳۷
- ۳-۲- انواع ناپایداری‌های محتمل در پوشش‌های فولادی..... ۳۷
- ۳-۲-۱- عوامل فیزیکی و مکانیکی مؤثر بر ناپایداری پوشش‌های فلزی..... ۳۷
- ۳-۲-۲- عوامل شیمیایی..... ۳۹
- ۳-۳- طراحی پوشش فولادی..... ۴۰
- ۳-۳-۱- طراحی پوشش فولادی بدون پشت‌بند..... ۴۳
- ۳-۳-۱-۱- روش آمستوتز..... ۴۴
- ۳-۳-۱-۲- روش جاکبسن..... ۴۵
- ۳-۳-۱-۳- روش واقان..... ۴۸
- ۳-۳-۲- مقایسه روش‌های مختلف به کاررفته در طراحی پوشش فولادی..... ۵۰
- ۳-۳-۳- اصول طراحی پوشش‌های فولادی..... ۵۲
- ۳-۳-۴- جمع‌بندی..... ۵۲

فصل چهارم

سد و نیروگاه رودبار لرستان

- ۴-۱- معرفی سد و نیروگاه رودبار لرستان..... ۵۴
- ۴-۲- زمین‌شناسی و هیدرولوژی منطقه در مسیر تونل‌های انتقال آب..... ۵۶
- ۴-۳- سیستم انتقال آب به نیروگاه..... ۶۰

فصل پنجم

طراحی پوشش فولادی تونل‌های تحت فشار رودبار

- ۵-۱- طراحی پوشش تونل‌های انتقال آب سد رودبار لرستان..... ۶۴
- ۵-۱-۱- نگهداری اولیه..... ۶۴
- ۵-۲-۱- طراحی پوشش نهایی..... ۶۶
- ۵-۲- کلیاتی از طرح مورد بررسی..... ۶۶
- ۵-۳- طراحی لوله‌های تحت فشار..... ۶۹
- ۵-۴- بررسی معیارهای محصورشدگی..... ۷۴

فصل ششم

مدل‌سازی و تحلیل عددی توسط نرم‌افزار آباکوس

- ۶-۱- مقدمه..... ۸۳
- ۶-۲- روش المان محدود..... ۸۴
- ۶-۳- نرم‌افزار آباکوس..... ۸۴
- ۶-۳-۱- ساخت هندسه مدل..... ۸۵
- ۶-۳-۲- خصوصیات مواد..... ۸۵
- ۶-۳-۳- مش‌بندی..... ۸۷
- ۶-۳-۴- شرایط اولیه و مرزی..... ۸۷
- ۶-۳-۵- مراحل تحلیل مدل..... ۸۸
- ۶-۳-۶- جمع‌بندی..... ۱۰۶

فصل هفتم

نتیجه‌گیری و پیشنهادات

- ۷-۱- نتیجه‌گیری..... ۱۰۸
- ۷-۲- پیشنهادات..... ۱۱۰

مراجع..... ۱۱۱

پیوست..... ۱۱۴

فهرست اشکال

شکل ۱-۲ نقش درزه‌ها در بالازدگی هیدرولیکی..... ۱۰

شکل ۲-۲ بالازدگی هیدرولیکی در دو حالت شرایط تنش برجای پایین و تنش نرمال درزه‌ها ۱۱

شکل ۳-۲ محاسبه حداقل روباره در مسیر تونل به منظور جلوگیری از بالازدگی هیدرولیکی..... ۱۳

شکل ۴-۲ معیار اسنوی مانتین به صورت شماتیک..... ۱۴

شکل ۵-۲ منحنی افت فشار آب پس از عبور از پوشش بتنی..... ۱۹

شکل ۶-۲ تراوش آب از توده‌سنگ به پوشش ترک‌خورده تونل یا بتن..... ۲۰

شکل ۷-۲ تونل تحت فشار با انواع پوشش و اندرکنش سنگ و سازه..... ۲۶

شکل ۸-۲ کمانش تک موجی پوشش فولادی..... ۲۷

شکل ۹-۲ شمای تاسیسات یک نیروگاه برقابی..... ۳۰

شکل ۱-۳ مرز بحرانی تغییر شکل در تونل..... ۳۸

شکل ۲-۳ ناپایداری به وجود آمده در اثر کمانش ناشی از مچاله شونده‌گی..... ۳۹

شکل ۳-۳ تماس بین فولاد، بتن و توده سنگ..... ۴۰

شکل ۴-۳ نمونه‌هایی از استیفرهای کاربردی در پوشش فولادی..... ۴۳

شکل ۵-۳ کمانش تک موجی..... ۴۴

شکل ۶-۳ منحنی‌های رسم شده بر اساس معادلات آمستوتز برای دو نوع فولاد..... ۴۶

شکل ۷-۳ کمانش مطرح در تئوری جاکبسن..... ۴۶

شکل ۸-۳ منحنی‌های رسم شده بر اساس معادلات جاکبسن..... ۴۷

شکل ۹-۳ کمانش واقان(متقارن چرخشی)..... ۴۸

شکل ۱۰-۳ منحنی‌های واقان..... ۵۰

شکل ۱۱-۳ مقایسه ظرفیت کمانش به دست آمده از تئوری‌های کمانش جاکبسن و کمانش متقارن..... ۵۱

شکل ۱-۴ موقعیت محل احداث پروژه در استان لرستان..... ۵۵

شکل ۲-۴ تنگه محل احداث سد رودبار لرستان..... ۵۶

- شکل ۳-۴ سازندها و تراز آب زیرزمینی در امتداد تونل‌های انتقال آب..... ۵۹
- شکل ۴-۴ مقطع تونل آب‌بر و تونل تحت فشار در سد رودبار لرستان..... ۶۰
- شکل ۵-۴ جانمایی بخش‌های مختلف تونل‌های آبرسان در پروژه رودبار..... ۶۱
- شکل ۱-۵ خروجی نرم‌افزار WATER HAMMER..... ۷۲
- شکل ۲-۵ تعیین هد آب در انتهای پرده آب‌بند با استفاده از نرم‌افزار SEEPW..... ۷۷
- شکل ۳-۵ تنش کششی رویداده در بتن..... ۸۱
- شکل ۱-۶ نمایی از منطقه مدل شده توسط نرم‌افزار آباکوس..... ۸۵
- شکل ۲-۶ تعادل استاتیکی مدل با اعمال تنشهای اولیه..... ۸۸
- شکل ۳-۶ جابه‌جایی در مدل بعد از حفر تونل (بدون اعمال پوشش موقت)..... ۹۰
- شکل ۴-۶ جابه‌جایی سقف تونل بعد از اعمال شاکریت..... ۹۱
- شکل ۵-۶ تنش کمینه در توده‌سنگ بعد از حفاری و اعمال پوشش موقت..... ۹۱
- شکل ۶-۶ تنش بیشینه در توده‌سنگ بعد از حفاری و اعمال پوشش موقت..... ۹۲
- شکل ۷-۶ تنش برشی در اطراف تونل..... ۹۲
- شکل ۸-۶ مناطق پلاستیک اطراف تونل..... ۹۳
- شکل ۹-۶ تنش کمینه در توده‌سنگ بعد از حفاری چاه..... ۹۴
- شکل ۱۰-۶ تنش بیشینه در توده‌سنگ بعد از حفاری چاه..... ۹۴
- شکل ۱۱-۶ تنش کمینه در توده‌سنگ بعد از حفاری چاه..... ۹۴
- شکل ۱۲-۶ مناطق پلاستیک اطراف تونل..... ۹۵
- شکل ۱۳-۶ تنش بیشینه در پوشش بتنی پس از حفر چاه..... ۹۵
- شکل ۱۴-۶ جابه‌جایی صورت گرفته در توده سنگ..... ۹۶
- شکل ۱۵-۶ منحنی جابه‌جایی در سقف تونل مجاور چاه فشارشکن..... ۹۶
- شکل ۱۶-۶ توزیع تنش بیشینه در توده‌سنگ..... ۹۷
- شکل ۱۷-۶ توزیع تنش کمینه در توده‌سنگ..... ۹۸
- شکل ۱۸-۶ توزیع تنش برشی در توده‌سنگ..... ۹۹
- شکل ۱۹-۶ مناطق پلاستیک در اطراف تونل..... ۹۹

- شکل ۶-۲۰ توزیع تنش بیشینه در پوشش بتنی ۱۰۰
- شکل ۶-۲۱ توزیع تنش کمینه در پوشش بتنی ۱۰۰
- شکل ۶-۲۲ توزیع تنش برشی در پوشش بتنی ۱۰۰
- شکل ۶-۲۳ مناطق گسیختگی در پوشش بتنی ۱۰۱
- شکل ۶-۲۴ مقطع افقی پوشش بتنی و بتن محصورکننده، که تحت کشش قرار دارند ۱۰۱
- شکل ۶-۲۵ درصد تسلیح پوشش بتنی با استفاده از روش تحلیلی ۱۰۳
- شکل ۶-۲۶ تسلیح پیشنهادی توسط نرم افزار PCACOL ۱۰۳
- شکل ۶-۲۷ توزیع تنش بیشینه در بتن محصورکننده (برای هر دو تونل) ۱۰۳
- شکل ۶-۲۸ توزیع تنش کمینه در بتن محصورکننده ۱۰۴
- شکل ۶-۲۹ توزیع تنش برشی در بتن محصورکننده ۱۰۴
- شکل ۶-۳۰ منطقه تسلیم در بتن محصورکننده ۱۰۳
- شکل ۶-۳۱ تسلیح پیشنهادی توسط نرم افزار PCACOL ۱۰۵

فهرست جداول

- جدول ۱-۲ نوع پوشش تونل بر حسب هد داخلی آب ۱۶
- جدول ۱-۳ نتایج به دست آمده از روش های مختلف برای ضخامت های متفاوت ۵۱
- جدول ۱-۴ مشخصات سازندها و گسل های مسیر تونل های انتقال آب ۵۸
- جدول ۲-۴ نفوذپذیری سازندهای منطقه ۶۰
- جدول ۱-۵ سیستم نگهداری اولیه تونل آب بر اساس RMR و Q ۶۵
- جدول ۱-۶ پارامترهای ژئومکانیکی سنگ بکر برای منطقه مجاور چاهها ۸۶
- جدول ۲-۶ پارامترهای توده سنگ بر اساس پارامترهای سنگ بکر و استفاده از نرم افزار ROCK LAB ۸۷
- جدول ۳-۶ پارامترهای بتن، فولاد و آب استفاده شده در مدل ۸۷
- جدول ۴-۶ اطلاعات مورد نیاز به عنوان ورودی نرم افزار ۸۸
- جدول ۵-۶ تنش ها در المان های بحرانی بتن ۱۰۱
- جدول ۶-۶ تنش ها در المان های بحرانی بتن محصورکننده ۱۰۴

فصل اول

مقدمه

۱-۱- مقدمه

یکی از بخش‌های مهم پروژه‌های سدسازی، تونل‌های آبربر با رژیم هیدرولیکی تحت فشار هستند. تونل‌های تحت فشار برای انتقال آب از مخازن سدها به محل نیروگاه‌های برق‌آبی، مورد استفاده قرار می‌گیرند. این تونل‌ها ممکن است از درون توده سنگ یا خاک و در داخل زمین با روباره‌های مختلفی عبور کنند. از نقطه نظر ملاحظات ژئوتکنیکی، مسیریابی، تعیین پروفیل تونل در صفحه قائم، طراحی و اجرای این‌گونه تونل‌ها به نحوی که در طول عمر مفید پروژه به صورتی ایمن مورد استفاده قرار گیرند از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

در این تونل‌ها به منظور ایجاد شرایط هیدرولیکی مطلوب و همچنین ایجاد سیستم نگهداری دایمی از پوشش بتنی استفاده می‌شود. طراحی این پوشش‌ها شامل تعیین ضخامت پوشش و میزان آرماتورهای آن می‌باشد که مقادیر آن‌ها در مرحله مقایسه فنی و اقتصادی گزینه‌های مختلف، از اهمیت بسزایی برخوردار است، علاوه بر این در طراحی تونل‌های تحت فشار، فشار هیدرودینامیکی از پارامترهای مهم به شمار می‌آید. فشار هیدرودینامیکی وابسته به مشخصات هندسی تونل (ابعاد، طول، شیب)، سرعت جریان آب، توربین‌ها و تجهیزات کنترل فشار در سیستم است. فشاری که از طرف آب داخل تونل به دیواره‌ها اعمال می‌شود برابر مجموع این فشار و فشار ناشی از هد استاتیکی آب و برخی پدیده‌های دیگر است. زمانی که در طول مسیر تونل برآیند این فشارها کمتر از تنش‌های برجای منطقه باشد مشکل خاصی در خصوص استفاده از سیستم نگهداری بتنی وجود ندارد اما در غیر این صورت، احتمال روی‌دادن پدیده بالازدگی هیدرولیکی و جابجایی در جداره تونل وجود خواهد داشت. در این حالت استفاده از پوشش فولادی به عنوان یک پوشش نفوذناپذیر به منظور جلوگیری از نشست آب داخل تونل به بیرون و تحمل بخشی از این فشار ضروری است. موضوع این پایان‌نامه طراحی پوشش فولادی تونل‌های تحت فشار (تونل

انتقال آب با هد استاتیکی بالا) است. در سال‌های اخیر تحقیقات زیادی در داخل کشور در رابطه با طراحی پوشش بتنی تونل‌های انتقال آب انجام شده است، اما در رابطه با طراحی پوشش فولادی تونل تحت فشار مطالعات و تحقیقات خیلی کمتری در داخل کشور انجام شده است. در این پایان‌نامه ابتدا به بیان تئوری‌های کمانش به کاررفته در طراحی پوشش فولادی پرداخته شده، سپس روابط اشلایس به عنوان مبنایی شناخته شده در رابطه با طراحی این نوع پوشش ارائه شده است و با استفاده از روابط مطرح شده طراحی پوشش فولادی انجام گرفته است. در پایان نیز با استفاده از مدل‌سازی عددی شرایط واقعی‌تر مورد بررسی قرار گرفته و با کمک نتایج آن، طراحی تکمیل می‌شود.

۱-۲- تاریخچه

تاریخچه استفاده از پوشش فولادی مربوط به اواسط قرن بیستم بوده که بر اساس ناپایداری‌های روی داده در تونل‌های آب‌بر کشورهای اسکانندیناوی و به ویژه نروژ مطرح شده‌اند. در ابتدا این پوشش‌ها تحت عنوان پوشش فلزی از جنس چدن بودند که بعدها با توجه به ویژگی‌های فولاد، فولاد جایگزین چدن شد. افرادی که به طراحی پوشش فولادی پرداختند را می‌توان بر پایه نحوه طراحی (فشار داخلی یا خارجی) به دو گروه تقسیم کرد. در مبحث مربوط به فشار خارجی که بر پایه کمانش روی داده در پوشش فولادی است افرادی نظیر ون میسز^۱ (۱۹۱۴) و دانل^۲ (۱۹۷۶)، واقان^۳ (۱۹۵۶) و برک^۴ (۱۹۵۷)، آمستوتز^۵ (۱۹۷۰) و جاکبسن^۶ (۱۹۷۴) اقدام به ارائه تئوری‌های کمانش مختلفی نمودند در فصول بعد به این تئوری‌ها اشاره می‌شود.

^۱ Von Misses

^۲ Donnel

^۳ Vaughan

^۴ Brekke

^۵ Amstutz

^۶ Jacobcen

در بحث فشار داخلی نیز افرادی چون سینها^۱ (۱۹۸۹) و اشلائیس^۲ به ارائه روابط و نظریاتی پرداخته‌اند که در این میان اشلائیس در دو دهه اخیر فرد پیشگام در این زمینه بوده است. در این تحقیق به ترتیب از روابط جاکبسن و اشلائیس در طراحی پوشش استفاده شد.

۱-۳- ساختار پایان‌نامه

این تحقیق مشتمل بر ۷ فصل است و سعی شده تا رسیدن به مرحله طراحی یک مسیر مشخص را طی کرده و ابتدا خواننده با اصول به کاررفته در طراحی‌ها آشنا شود. فصل دوم به اصول و چگونگی طراحی پوشش فولادی پرداخته، بایدها و نبایدهای طراحی مطرح می‌شود ضمن آن‌که پیرامون بحث ضربه قوچ مطالب مفید و کاملی ارائه شده است. در ادامه روند ذکر شده، در فصل سوم ضمن بیان ناپایداری‌های محتمل در این نوع پوشش، تئوری‌های کمانش به کاررفته در طراحی این‌گونه پوشش‌ها بیان می‌شود. فصل چهارم شامل اطلاعاتی در مورد منطقه رودبار و پارامترهای ژئومکانیکی و هیدرولیکی سازندهای منطقه و مشخصات تونل‌های انتقال آب است. در فصل پنجم طراحی‌های انجام گرفته به منظور استفاده در مدل‌سازی و طراحی پوشش فولادی بر اساس روابط اشلائیس و تئوری‌های کمانش بررسی می‌شود. در فصل ششم نیز ضمن آشنایی با نرم‌افزار آباکوس نتایج به دست آمده از مدل‌سازی بیان شده و مقدار تسلیح بتن اطراف پوشش فولادی با توجه به ناپایداری‌های رخ داده تعیین می‌شود. فصل هفتم نیز شامل نتیجه‌گیری و پیشنهادات خواهد بود.

¹ Sinha

² Schliess

فصل دوم

مبانی طراحی تونل‌های تحت فشار

۲-۱- مقدمه

ساخت تونل‌های تحت فشار در اغلب نیروگاه‌های برقابی ضروری است. هدف از ساخت این تونل‌ها، انتقال آب و تولید فشار مورد نیاز برای راه‌اندازی توربین‌های تولید برق است. در این تونل‌ها به منظور برخورداری از خصوصیات هیدرولیکی مطلوب و ایجاد سیستم نگهدارنده دائمی، از پوشش بتنی و فلزی به صورت توأمان استفاده می‌شود. طراحی پوشش در این تونل‌ها، شامل تعیین ضخامت پوشش بتنی و فولادی و نیز میزان تسلیح پوشش بتنی است. از نقطه نظر تحلیل پایداری، فشار هیدرولیک تونل تحت فشار اساسی‌ترین عامل ناپایداری سازی توده سنگ اطراف تونل است. در این فصل، عوامل مؤثر بر انتخاب مسیر تونل آبر بیان می‌شود، آن‌گاه اهمیت پوشش در تونل‌ها و انتخاب نوع پوشش و عوامل مؤثر بر انتخاب نوع پوشش مورد بررسی قرار می‌گیرد و در نهایت در مورد محل و علل وقوع ضربه قوچ و روش‌های مقابله با آن مطالبی بیان خواهد شد.

۲-۲- طراحی مسیر تونل‌های تحت فشار

به طور متداول و معمول برای انتخاب مسیر تونل‌های آبر توصیه‌های زیر باید رعایت شوند (Schliess, 2001):

- ۱- اطمینان از عدم وقوع بالازدگی هیدرولیکی^۱ با رعایت معیارهای محصورشدگی
- ۲- رفتار و عملکرد بهتر ساختار تونل ناشی از تغییر شکل‌پذیری کمتر سنگ اطراف تونل
- ۳- کاهش نفوذ پذیری و در نتیجه کاهش پتانسیل نشت موضعی
- ۴- کاهش خطر ناشی از ناپایداری شیب در اثر نشت جریان به خارج از سطح تونل و رسیدن به سطح زمین
- ۵- کاهش افت فشار به واسطه کاهش طول مسیر تونل

¹ Hydro jacking

۶- در صورت امکان، عدم عبور تونل آب بر از لایه‌های سنگی کارستی

- عوامل ریخت‌شناسی و هندسی مؤثر بر موقعیت تونل یا چاه‌های تحت فشار

وضعیت توپوگرافی و ناپیوستگی‌های منطقه مورد نظر برای ایجاد سازه از عواملی هستند که در تعیین موقعیت تونل یا چاه تأثیرگذارند که در ادامه به آن‌ها پرداخته می‌شود.

الف - نزدیکی سازه به سطح زمین

انجام یک بررسی اقتصادی در خصوص ساخت تونل به روش کندن و پوش^۱ در مقایسه با ساخت آن به روش حفر تونل، دلالت بر این نکته دارد که احداث تونل به روش کندن و پوش، زمانی که خط مرکزی تونل به فاصله ۱.۵ تا ۲ برابر قطر تونل نسبت به سطح زمین قرار دارد، ارزان‌تر است. بهتر است که تونل حداقل به اندازه یک و نیم برابر قطرش دارای پوششی از سنگ محکم و مقاوم در بالای قوس سقفش باشد (Energy Division of the American Society of Civil Engineer, 1984).

ب - شیب و پایداری دامنه‌ها

ج - ارتفاع روباره قائم و جانبی سازه

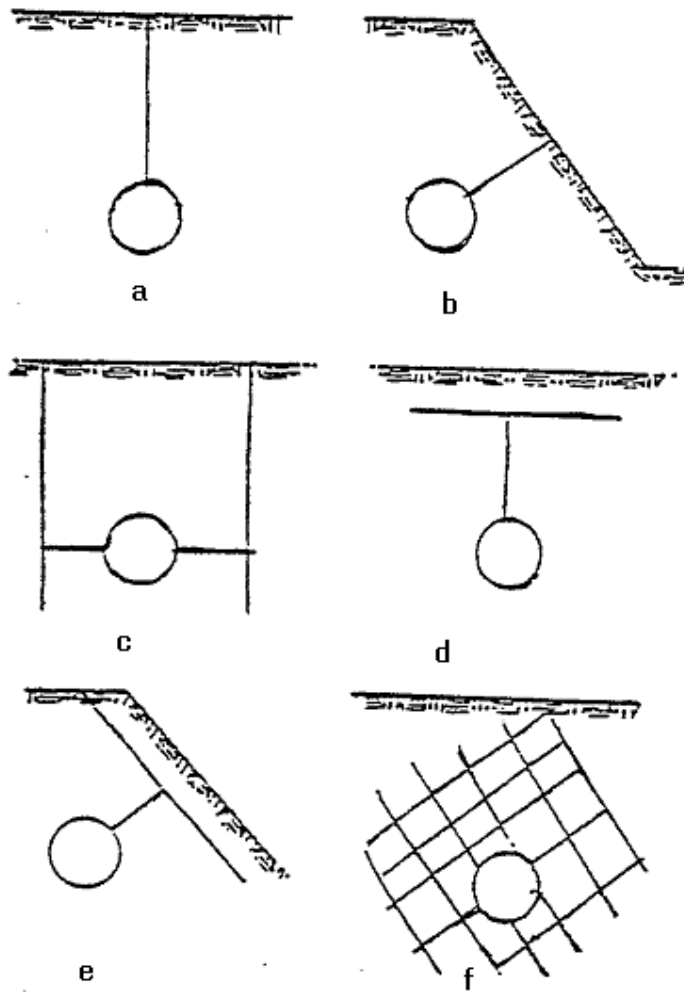
هنگامی که کیفیت سنگ روباره خوب باشد ($RMR > 70$)، در این حالت می‌توان تونل را بدون هیچ‌گونه نگهداری ویژه‌ای به جز پیچ سنگ‌های موضعی و یا منظم پایدار ساخت. دو عامل مهم به منظور اطمینان از ایمنی مسیر عبوری آب وجود دارند. یکی از این عوامل ضخامت روباره سنگی لازم برای جلوگیری از بالازدگی هیدرولیکی است زیرا این پدیده سبب نشت گسترده آب می‌شود. عامل دوم بررسی پوشش جانبی لازم جهت جلوگیری از حرکت توده سنگ به طرف دره می‌باشد. اگر یکی از این دو پارامتر برقرار نباشد باید در مسیر در نظر گرفته شده برای عبور تونل تجدید نظر شود و اگر امکان تغییر مسیر تونل وجود نداشته باشد، باید استفاده از پوششی مناسب را مد نظر قرار داد.

(Lu, 1988)

د- درزه‌داری

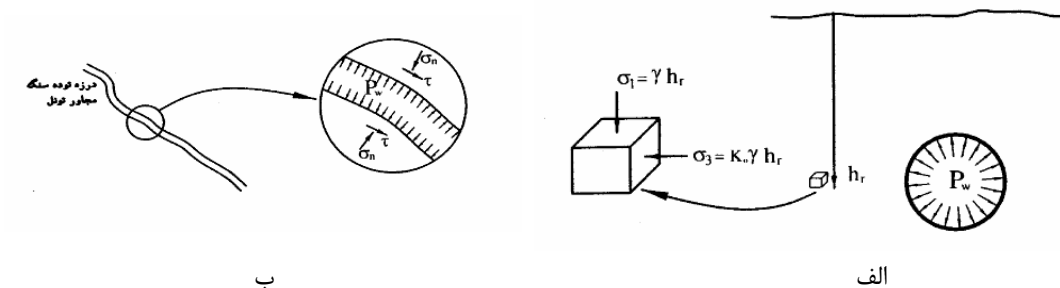
¹ Cut&cover

بررسی شکست در ۵۰ پروژه تونل تحت فشار بدون پوشش، اهمیت مهم و تأثیرگذار درزه‌ها و دیگر ناپیوستگی‌های توده‌سنگ را در وقوع ناپایداری تونل بیان می‌کند. تونل‌های تحت فشار بدون پوشش، اغلب در توده سنگ توده‌ای و محکم ایجاد می‌شوند. تحت تنش‌های فشاری موجود در منطقه، درزه‌ها بسته می‌شوند ولی در اثر عملکرد فشار آب داخلی، درزه‌ها تمایل به باز شدن پیدا می‌کنند. فشار آب بالا یا توزیع نامناسب تنش‌ها باعث ایجاد ناپایداری در منطقه می‌شوند، در این حالت احتمال بالازدگی هیدرولیکی نیز وجود دارد. برای درزه‌های عمودی (شکل ۲-۱-a) یا درزه عمود بر شیب (شکل ۲-۱-b)، جریان نشت قابل توجهی از تونل به سطح زمین در حالتی که روباره کم باشد رخ خواهد داد، حتی درزه‌های افقی متقاطع با تونل در صورت تقاطع با درزه‌های عمودی دیگر (شکل ۲-۱-c)، این امکان را فراهم می‌آورند. زمانی که یک درزه افقی نزدیک سطح زمین با درزه عمودی که متقاطع با تونل است، برخورد کند (شکل ۲-۱-d) در اثر جریان آب به داخل درزه، فشار تولیدی می‌تواند باعث بالازدگی سطح زمین گردد و اگر تونل در دیواره یک دره احداث شود باعث زمین لغزش خواهد شد (شکل ۲-۱-e). هنگامی که سنگ اطراف تونل خیلی درزه‌دار باشد (شکل ۲-۱-f)، عملکرد فشار آب ممکن است سبب باز شدن یا لغزش سطح درزه‌ها بر روی هم شود یا به عبارتی باعث جابه‌جایی بلوک‌های موجود در محل گردد. هنگامی که درزه‌ها با مواد مستعد فرسایش پر شده باشند مانند مونت موریلونیت، کلسیت، میلونیت و امثال آن‌ها، عملکرد جریان نشت باعث کاهش مقاومت و افزایش نفوذپذیری محیط می‌شود (Lu, 1988). برای جلوگیری از بالازدگی هیدرولیکی به طور عمومی، هیچ‌گاه نباید فشار آب داخلی از تنش اصلی حداقل در سنگ‌های اطراف بیشتر شود و برای جلوگیری از وقوع این پدیده در درزه‌های عمودی و یا نزدیک به عمود که امتداد تونل را قطع می‌کنند، فشار آب داخلی نباید از تنش افقی برجای سنگ که عمود بر صفحات درزه‌ها است، تجاوز کند. پیامد مهم این پدیده این است که بازشدگی، سطح بالازدگی را افزایش داده و در نتیجه هدایت هیدرولیکی و سرعت نشت افزایش می‌یابد (سروش، ۱۳۷۷).



شکل ۱-۲ نقش درزه‌ها در بالازدگی هیدرولیکی (Lu,1988)

بالازدگی هیدرولیکی به همان کیفیت که در تونل‌های تحت فشار بدون پوشش اتفاق می‌افتد، در تونل‌های با پوشش بتنی مسلح و غیر مسلح نیز ممکن است روی دهد. وقتی که این پدیده در تونل‌هایی با پوشش‌های ذکر شده، رخ داد چندین شکاف در این پوشش‌ها به وجود می‌آید و مشکلات ناپایداری آغاز می‌شود. در شکل ۲-۲-الف شرایط بالازدگی هیدرولیکی در اثر کوچک‌تر بودن تنش برجا نسبت به فشار آب داخلی و در شکل ۲-۲-ب چگونگی وقوع این پدیده در اثر غلبه بر تنش عمود بر صفحه درزه نشان داده شده است (سروش، ۱۳۷۷).



شکل ۲-۲ توصیف بالازدگی هیدرولیکی الف- شرایط تنش بر جای پایین. ب- غلبه بر تنش نرمال درزه‌ها (سروش، ۱۳۷۷)

برای جلوگیری از وقوع بالازدگی هیدرولیکی در تونل‌های تحت فشار بهترین روش استفاده از پوشش-های فولادی یا نفوذناپذیر است. اما کاربرد این روش‌ها مستلزم هزینه‌های سنگین و زمان بسیار زیاد است. روشی که امروز در دنیا استفاده می‌شود این است که مسیر تونل‌ها طوری انتخاب شوند که محصورشدگی در اطراف تونل مناسب باشد (سروش، ۱۳۷۷).

در جهت‌یافتگی سطح بالازدگی، سطوح تغییرشکل‌پذیر مانند سطح زمین یا دیواره فضای زیرزمینی نیز مهم بوده و در صورتی که سطوح بالازدگی و تغییر شکل‌پذیر موازی هم باشند پتانسیل حرکت توده سنگ بیشتر از حالتی است که این سطوح بر هم عمود باشند. بالازدگی هیدرولیکی در هر جهت و امتدادی (قائم، افقی و مایل) می‌تواند رخ دهد. عوامل مؤثر در تعیین امتداد و جهت آن، میزان تنش‌های برجا، امتداد درزه‌ها و نیز تغییرشکل‌پذیری توده سنگ بالای تونل است (سروش، ۱۳۷۷).

در مبحث تونل‌های تحت فشار بدون پوشش، محصورشدگی از اصول مهم است. محصورشدگی مناسب به صورت قابلیت تحمل فشارهای داخلی در تونل (بدون پوشش) توسط توده سنگ دیواره تعریف می‌شود. اگر توده سنگ دارای محصورشدگی کافی نباشد امکان روی‌دادن بالازدگی هیدرولیکی به وجود می‌آید (Brekke, 1986).

تاکنون معیارهای مختلفی برای بررسی محصورشدگی به منظور جلوگیری از پدیده بالازدگی هیدرولیکی ارائه شده است. یکی از ساده‌ترین و ابتدایی‌ترین معیارهای طراحی پوشش تونل تحت

فشار این است که نیروی بالابری تولید شده توسط فشار آب داخل تونل، با وزن توده سنگ بالای تونل همراه با در نظر گرفتن یک ضریب اطمینان مناسب، برابر باشد (Lu, 1988). بنابراین:

$$P_w < \frac{\sigma_v}{SF}, \quad \sigma_v = \gamma_r h_r \quad (1-2)$$

که در آن‌ها:

P_w : فشار آب داخل تونل

σ_v : تنش قائم ناشی از روباره

γ_r : وزن مخصوص توده سنگ

h_r : ارتفاع روباره

SF : ضریب اطمینان که وابسته به شرایط بین ۱.۳ تا ۱.۵ در نظر گرفته می‌شود.

اولین معیار تجربی توسط برگ-کریستنسن^۱ و دنویگ^۲ در سال ۱۹۷۱ و بر پایه حداقل پوش سنگ در هر جهت (شکل ۲-۳)، به صورت معادله ۲-۲ بیان شد (Broch, 1984):

$$L_{\min} > \frac{h_w \times \gamma_w \times SF}{\gamma_r \times \cos \beta} \quad (2-2)$$

که در آن:

L_{\min} : کوتاه ترین فاصله تونل تا سطح زمین

β : شیب متوسط تونل

h_w : هد داخلی آب

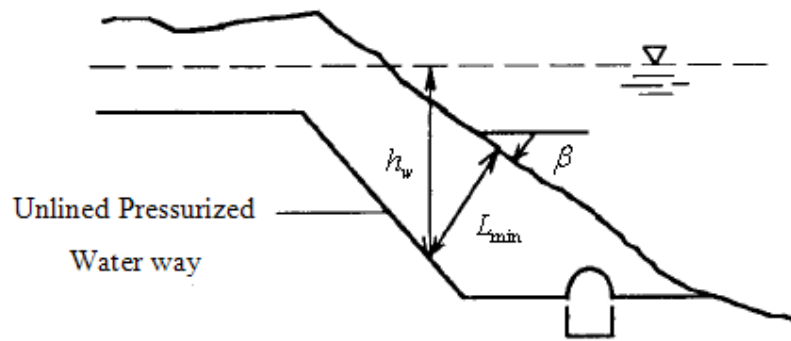
γ_w : وزن مخصوص آب

γ_r : وزن مخصوص سنگ

SF : ضریب ایمنی که معمولاً ۲ در نظر گرفته می‌شود.

¹ Bergh-Christensen

² Dannevig



شکل ۲-۳ محاسبه حداقل روباره در مسیر تونل به منظور جلوگیری از بالازدگی هیدرولیکی (Sinha, 1989)

این روش بر اساس تجربیات به دست آمده از تونل‌های آب‌بر در نروژ به دست آمده است از این‌رو به معیار نروژی موسوم می‌باشد. نروژ دارای حدود ۷۰ چاه و تونل تحت فشار بدون پوشش، با هد استاتیکی آب ۱۵۰ متر یا بیشتر، است (Sinha, 1989).

معیار بعدی، بر اساس حداقل تنش برجا ارائه شده است و تحت عنوان معیار تنش حداقل مطابق با رابطه ۲-۳ بیان می‌شود (Schliess, 1988):

$$SF \geq \frac{\sigma_{\min}}{\gamma_w \times H} \quad (3-2)$$

σ_{\min} : حداقل تنش برجا

معیار دو ضابطه‌ای دیگری نیز با عنوان معیار اسنوی مانتنین^۱ (شکل ۲-۴) برای محصورشدگی براساس روباره قائم و افقی مطرح می‌باشد (Lu, 1988):

$$C_{RV} = \frac{h_w \times \gamma_w}{\gamma_r} \quad (4-2)$$

$$C_{RH} = 2 \times C_{RV} \quad (5-2)$$

که در آن:

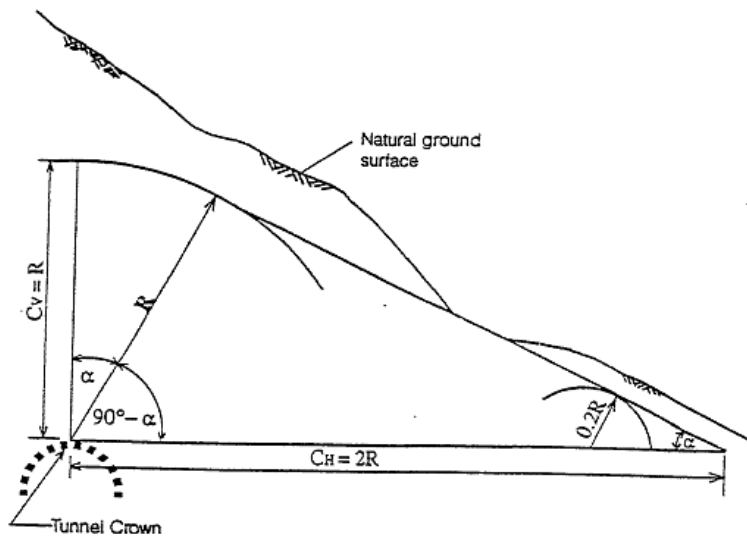
C_{RV} : ضخامت پوش سنگ عمودی

C_{RH} : ضخامت پوش سنگ افقی

h_w : هد آب داخل تونل

¹ Snowy Mountain

برای حالتی که در حوالی مسیر عبور تونل آب‌بر دره وجود دارد، این روش قابل استفاده خواهد بود.
(Broch, 1984).



شکل ۲-۴ معیار اسنوی ماننن به صورت شماتیک (Sinha, 1989)

۲-۳- علل استفاده از پوشش در تونل

به طور کلی پنج دلیل عمده را می‌توان برای استفاده از پوشش در داخل تونل‌های آب‌بر عنوان کرد

الف - نگهداری مناطق ضعیف

در احداث تونل‌ها، در شرایطی که مسیر تونل از مناطق ضعیف و گسل‌خورده عبور کند، نیاز است برای ایجاد پایداری دراز مدت، از پوشش بتن مسلح به همراه پیچ‌سنگ و سیستم‌های فولادی استفاده شود.

ب - کنترل نشست

در مناطقی که تونل از سنگ‌های خیلی نفوذپذیر مثل سنگ آهک کارستی، سازندهای آتشفشانی با درزه‌های باز و یا بازالت‌های خیلی ترک‌خورده عبور می‌کند و نفوذ آب به خارج از تونل می‌تواند باعث ناپایداری شیب زمین‌های اطراف تونل و یا افت قابل توجه مقدار آب شود، لازم است، پوشش‌های

فولادی مد نظر قرار گیرد و یا در حالتی که فشار داخلی تونل‌ها پایین است از پوشش بتنی با تسلیح مناسب استفاده کرد.

ج - کاهش افت استاتیکی و جلوگیری از آشفته‌گی جریان

در تونل‌هایی که با روش‌های سنتی (آتشباری) حفر می‌شوند، به دلیل بالا بودن ضریب اصطکاک، کاهش هد قابل توجه خواهد بود. برای به حداقل رساندن افت فشار اصطکاکی، وجود دیواره‌ای صاف در تونل ضروری است، در چنین حالتی می‌توان پوشش بتنی غیرمسلح را مد نظر قرار داد. از سوی دیگر، سرعت زیاد جریان ممکن است منجر به آسیب دیدگی جداره تونل شود که این امر نیز سبب ریزش سنگ به خاطر فرسایش یا کنده شدن سنگ می‌شود در این شرایط باید استفاده از پوشش بتنی را مد نظر قرار داد.

د - جلوگیری از فرسایش

مواد پرکننده درزه‌ها و یا پرکننده‌های گسلی^۱ ممکن است بر اثر آب عبوری از داخل تونل حل شوند و یا در معرض فرسایش قرار بگیرند که این امر باعث ناپایداری بلوک‌های اطراف تونل، در امتداد سقف یا دیواره‌ها می‌شود. اگر چنین وضعیتی در یک مقیاس وسیع رخ دهد، استفاده از پوشش بتنی ضروری خواهد بود و گرنه می‌توان با استفاده از ترمیم‌های موضعی که شامل برداشتن و پرکردن آن با بتن می‌باشد، وضعیت منطقه را بهبود بخشید.

ه- ایجاد پایداری برای توده‌های سنگی درزه‌دار و جلوگیری از بالازدگی هیدرولیکی

در مناطقی که فشار آب خارجی بیشتر از فشار آب داخلی باشد، فشار خارجی سبب شسته شدن و حمل مواد به داخل تونل شده که این خود عاملی برای ناپایداری سنگ‌های درزه‌دار اطراف تونل است. در این وضعیت استفاده از پوشش بتنی مورد توجه قرار می‌گیرد.

هنگامی که تنش‌های برجای زمین کم باشد و ضخامت توده سنگ بالای تونل و یا اطراف چاه آنقدر کم باشد که نتواند در هر نقطه در امتداد تونل و یا چاه تنشی بیشتر از فشار داخلی پیش بینی شده

¹ guage

آب ایجاد کند، لازم است که از یک پوشش ضد آب استفاده شود تا از ایجاد پدیده‌هایی مثل شکست هیدرولیکی و بالازدگی در درزه‌های سنگ احاطه کننده محیط جلوگیری به عمل آید. چنان‌که قبلاً نیز بیان شد نوع و وضعیت سنگ بستر، روش حفاری تونل، وضعیت توپوگرافی محل و همچنین کاربری تونل، باید تعیین شوند تا بتوان در مورد انتخاب لایه شاتکریت، پوشش بتنی و یا پوشش فولادی تصمیم‌گیری کرد (Sinha, 1989).

۲-۴- انواع پوشش تونل‌های تحت فشار

بتن ساده (بدون تسلیح)، بتن مسلح، پوشش فولادی و ترکیب بتن به همراه پوشش فولادی یا تزریق، می‌توانند به عنوان پوششی برای تونل‌های تحت فشار به کار روند. در طراحی پوشش برای تونل و چاه، بررسی اندر کنش سازه و سنگ ضروری و مهم است (Sinha, 1989).

جدول ۱-۲ یک دید اولیه بر اساس تجربه برای انتخاب نوع پوشش بر حسب فشارهای داخلی مختلف برای تونل‌های تحت فشار ارائه می‌دهد.

جدول ۱-۲ نوع پوشش تونل بر حسب هد داخلی آب (Sinha, 1989)

نوع پوشش	هد داخلی (m)
بتن ساده	۳۵
بتن مسلح	۷۰-۳۵
پوشش فولادی	۱۵۴-۷۰
پوشش فولادی به همراه پوشش بتنی مسلح	۱۵۴<

۲-۵- رویه کلی طراحی سیستم نگهداری تونل آب‌بر

بر اساس یک رویه جدید، متداول و پذیرفته شده در سطح بین‌الملل برای طراحی سیستم نگهداری تونل‌های آب‌بر، ابتدا فرض می‌شود که توده‌سنگ دیواره تونل تحت هر شرایطی توسط یک سیستم نگهداری اولیه پایدار شود که بسته به نوع و کیفیت توده‌سنگ، ممکن است اصولاً نیازی به اجرای سیستم نگهداری نباشد (بدون سیستم نگهداری) و یا نیاز به استفاده از سیستم نگهداری سنگین، شامل تحکیم پیش‌حفاری، پیچ‌سنگ، شبکه تور سیمی فولادی، بتن‌پاشی و قاب فلزی باشد. براساس این رویه، پوشش بتنی یا فلزی فقط در جهت تأمین نیازهای مقاومتی سازه‌ای- هیدرولیکی طراحی می‌شود. به عبارتی دیگر هیچ‌گونه باری از توده‌سنگ به پوشش بتنی یا فلزی اعمال نمی‌شود و کلیه بارهای اعمالی از توده‌سنگ در شرایط بارگذاری‌های متفاوت، فقط توسط سیستم نگهداری اولیه تحمل می‌شود و پوشش بتنی یا فلزی، بارهای اعمال شده از آب داخل یا خارج تونل را تحمل می‌کند.

۲-۶- معیارهای طراحی

در طراحی پوشش فولادی تونل‌های تحت فشار، دو عامل مطرح است. عامل اول فشار خارجی اعمال شده به پوشش است که بحرانی‌ترین حالت آن نبود فشار آب داخلی است و عامل دوم فشار داخلی ناشی از آب داخل لوله است که در ادامه بحث می‌شود.

۲-۶-۱- بدون در نظر گرفتن پوشش داخلی

در صورتی که پوشش بتنی در محاسبات افت فشار منظور نشود و فشار آب درون تونل به توده سنگ وارد گردد، مقدار حداقل روباره از طریق روابط مطرح شده در بحث محصورشوندگی به دست خواهد آمد.

۲-۶-۲- در نظر گرفتن افت هد ناشی از عبور آب از پوشش بتنی

اعمال فشار مستقیم آب درون تونل به سنگ در شرایطی که تونل دارای پوشش بتنی باشد دور از واقعیت است. افت فشار ناشی از عبور آب از بین ترک های پوشش بتنی باعث کاهش فشار اعمال شده بر سنگ خواهد شد (شکل ۲-۵). مقدار افت فشار تابعی از پارامترهایی از قبیل عرض ترک، نفوذپذیری پوشش بتنی، نفوذپذیری توده سنگ، مشخصات فیزیکی و هندسی مقطع است. مقدار فشار وارد بر توده سنگ به پیشنهاد اشلایس (۱۹۹۷) از رابطه ۲-۶ به دست می آید:

$$P_a = \frac{P_i}{1 + (k_r \cdot \ln(\frac{r_a}{r_i}) / (k_c \cdot \ln(\frac{R}{r_a})))} \quad (۲-۶)$$

k_r : نفوذپذیری توده سنگ

k_c : نفوذپذیری بتن

r_i : شعاع داخلی پوشش بتنی

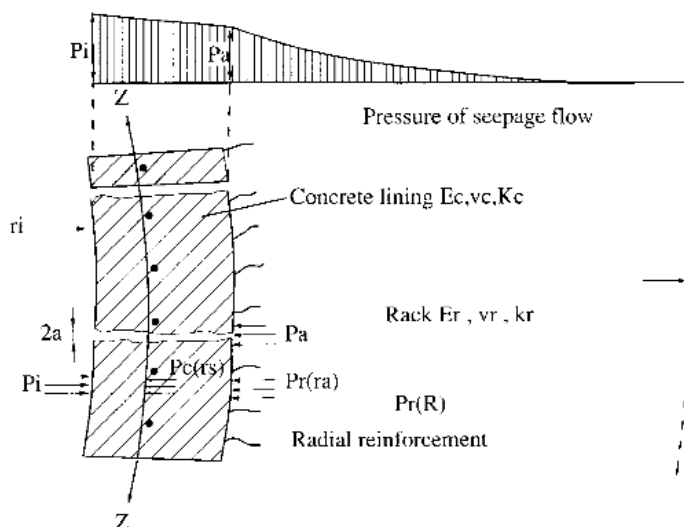
r_a : شعاع خارجی پوشش بتنی

R: اگر $k_r \geq k_c$ باشد $R = 100r_a$

اگر $k_r \leq k_c$ باشد $R = 10r_a$

P_i : فشار آب داخلی

P_a : فشار وارد به توده سنگ



شکل ۲-۵ منحنی افت فشار آب پس از عبور از پوشش بتنی (Schleiss, 1997)

نتایج بدست آمده حاکی از آن است که اجرای پوشش بتنی در جهت کاهش فشار اعمال شده بر توده سنگ مؤثر است و بالطبع در این شرایط، مقدار روباره مورد نیاز جهت جلوگیری از پدیده بالازدگی هیدرولیکی کاهش خواهد یافت. به طور خلاصه می‌توان گفت که فشار اعمالی به توده سنگ با نفوذپذیری بتن رابطه مستقیم و با نفوذپذیری توده سنگ رابطه معکوس دارد. بحث دیگری که در طراحی پوشش بتنی مطرح است، تأثیر فشار آب زیرزمینی بر روی پوشش است. بحرانی‌ترین حالت در این مبحث، شرایطی است که تونل خالی از آب باشد. در این حالت ممکن است فشار اعمالی به بتن از مقاومت پوشش بتنی تجاوز کند. اما تمام هد آب زیرزمینی به بتن وارد نمی‌شود و این به دلیل افت هد به وجود آمده ناشی از عبور آب، داخل درزه و شکاف‌های توده سنگ و بتن خواهد بود. نفوذپذیری پوشش بتنی به دو مقدار نفوذپذیری بتن ترک نخورده، $(10^{-8} \frac{m}{s})$ و نفوذپذیری ترک‌های ایجاد شده در بتن، بستگی دارد. این ترک‌ها در دو حالت شعاعی (هنگام اجرا و یا انقباض بتن) و طولی (هنگام وارد شدن فشار آب داخلی) به وجود می‌آیند (Schleiss, 1997).

براساس مطالعات اشلایس (۱۹۹۷) فشار آب زیرزمینی پس از عبور از محیط‌های مختلف (شکل ۲-۶) افت‌هایی خواهد داشت، که در نهایت فشار خارجی اعمال شده بر پشت پوشش بتنی تونل یا چاه از روابط زیر به دست می‌آید.

$$\frac{P_a}{\rho_w \cdot g} = \frac{C_1 \cdot b}{\frac{(C_2 + C_3)}{C_2} (C_1 + C_2) - C_2} \quad (۷-۲)$$

$$C_1 = \frac{2\pi \cdot k_r}{\ln \left[\frac{b}{r_g} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{r_g^2}{b^2}} \right) \right]} \quad \text{برای تونل (۸-۲)}$$

$$C_1 = \frac{2\pi \cdot k_r}{\ln \left(\frac{R}{r_g} \right)} \quad \text{برای چاه (۹-۲)}$$

$$C_2 = \frac{2\pi \cdot k_g}{\ln \left(\frac{r_g}{r_a} \right)} \quad (۱۰-۲)$$

$$C_3 = C_{31} + C_{32} + C_{33} \quad (۱۱-۲)$$

$$C_{31} = \frac{2\pi \cdot k_c}{\ln \left(\frac{r_a}{r_i} \right)} \quad (۱۲-۲)$$

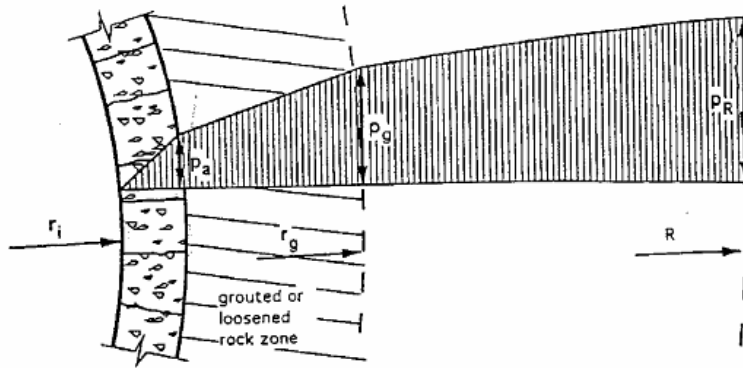
$$C_{32} = \frac{2\pi \cdot r_i \cdot (2a_1)^3 \cdot g}{12\nu_w \cdot (r_a - r_i) \cdot d} \quad (۱۳-۲)$$

$$C_{33} = \frac{n \cdot (2a_2)^3 \cdot g}{12\nu_w \cdot (r_a - r_i)} \quad (۱۴-۲)$$

در صورتی که $k_r \leq k_c$ باشد $R = 10r_a$ و $k_r \geq 100k_c$ باشد $R = 100r_a$. اگر محیط اطراف تونل تزریق نشده باشد و دست‌خورده نیز نگردد، مقدار فشار وارد بر پوشش بتنی از رابطه به دست می‌آید.

($r_g = r_a$)

$$\frac{P_a}{\rho_w \cdot g} = \frac{C_1 \cdot b}{C_1 + C_3} \quad (۱۵-۲)$$



شکل ۲-۶ تراوش آب از توده سنگ به پوشش ترک خورده تونل یا بتن

C_1, C_2, C_3 به ترتیب ضرایب افت ناشی از نفوذپذیری توده سنگ، منطقه تزریق شده و بتن هستند.
 C_{31}, C_{32} و C_{33} به ترتیب ضرایب افت ناشی از نفوذپذیری خود بتن، ترک‌های شعاعی و ترک‌های طولی هستند.

$2a_1$: عرض ترک‌های شعاعی (mm)

d : فاصله ترک‌های شعاعی (m)

$2a_2$: عرض ترک‌های طولی (mm)

n : تعداد ترک‌های طولی

g : شتاب ثقل زمین ($\frac{m}{s^2}$)

k_c : نفوذپذیری بتن ($\frac{m}{s}$)

k_r : نفوذپذیری توده سنگ ($\frac{m}{s}$)

k_g : نفوذپذیری بخش دست خورده یا تزریق شده ($\frac{m}{s}$)

r_i : شعاع داخلی تونل (m)

r_a : شعاع خارجی تونل (m)

r_g : شعاع دست خورده یا تزریق شده (m)

R : شعاع تاثیر افت فشار (m)

v_w : ضریب گرانشی سینماتیکی $\frac{s}{m^2}$

ρ_w : جرم حجمی آب $\frac{kg}{m^3}$

b: هد آب زیرزمینی خارج از منطقه تأثیر

۲-۷- طراحی پوشش بتنی تونل‌های تحت فشار

اولین گام در طراحی پوشش، انتخاب نوع پوشش است که بر اساس معیارهای زیر انتخاب می‌شوند (Sinha, 1989):

الف - نیازمندی

ب - زمین شناسی و آب‌شناسی

ج- قابلیت ساخت^۱

د- اقتصادی

در یک تونل، انتخاب پوشش‌های مختلف در بخش‌های گوناگون مسیر تونل، در اثر تغییر شرایط صورت می‌گیرد. برای مثال، پوشش فولادی در تونل‌های تحت فشار در مناطقی که روباره کم باشد و یا تونل در مناطق خردشده قرار گیرد، ضروری خواهد بود. در بخش‌های دیگر تونل نیز در صورت عدم تغییر در شرایط محیطی، پوشش بتنی به کار می‌رود و یا بدون پوشش خواهند بود. در بعضی شرایط، الزامات ساخت باعث کاربرد یک نوع پوشش در سرتاسر تونل می‌شود. به عنوان مثال هنگام حفاری با TBM استفاده از قطعات بتنی یا پوشش‌های دیگر در مناطق ضعیف وجود دارد ولی از آن‌جا که تونل با TBM حفر می‌شود لذا قطعات بتنی تنها گزینه کاربردی به عنوان سیستم نگهداری در تونل خواهد بود. در طراحی پوشش بتنی برای تونل‌های تحت فشار، در نظر گرفتن نکات زیر ضروری است (Schliess, 1997):

- قابلیت تحمل فشار خارجی اعمال شده توسط جریان آب یا سنگ

¹ Constructability

- کاهش مقدار شدت جریان نشت

- کاهش هد عبوری

- جلوگیری از فرسایش سنگ و شسته شدن پرشدگی درزه‌ها

- اطمینان از پایداری دراز مدت در برابر فشار آب

به طور طبیعی پوشش بتنی تحت تأثیر فشارهای داخلی زیاد، ترک می‌خورد. در این حالت شدت جریان نشت را می‌توان به وسیله تقویت کردن پوشش یا تزریق در سنگ کاهش داد. مسلح کردن بتن نیز باعث افزایش مقاومت کششی بتن و کاهش ابعاد ترک و در نتیجه کاهش نفوذپذیری بتن و سرانجام کاهش نشت می‌شود (Schliess, 1997).

۲-۷-۱- انواع شکست در پوشش بتنی تونل‌ها

از آن‌جا که مقدار بار القا شده در پوشش تونل وابسته به اندرکنش سنگ و سیستم نگهداری است، بنابراین ضریب اطمینان برای پوشش تونل باید به صورت نسبت تنش‌ی که سبب شکست این سازه می‌شود به تنش‌های واقعی که برای یک مکانیزم شکست ویژه وجود دارد، تعریف شود. انواع شکست برای پوشش تونل‌ها شامل ریزش، نشت بیش از حد آب و فرسایش سریع می‌باشد.

در مطالعاتی که در مورد شکست تونل‌های تحت فشار صورت گرفته، معلوم شده است که ۵۹/۲۵ درصد از شکست‌ها به علت نشت آب ۲۲/۲۳ درصد به خاطر فرسایش توده سنگ، ۱۲/۹۶ درصد به خاطر کمانش پوشش فولادی داخلی و ۵/۵۶ درصد به خاطر فشار داخلی می‌باشد. بنابراین هنگام طراحی تونل یا چاه تحت فشار، کنترل نشت ضروری می‌باشد. نشت از توده سنگ با نفوذپذیری بالا علی‌رغم وجود محصورشدگی کافی، صورت می‌گیرد. عبور آب از بین ناپیوستگی‌ها، باعث شسته شدن پرکننده‌ها و افزایش میزان نشت نسبت به زمان می‌شود. نشت از تونل آب‌بر به اطراف، ممکن است به سطح زمین رسیده و سبب ایجاد چشمه‌ها، زمین لغزش و جاری شدن گل شود (Sinha, 1989).

۲-۷-۲- توصیه‌های انجمن بتن آمریکا^۱ برای کنترل ترک در بتن

هنگامی که سنگ‌های اطراف تونل شکسته و درزه‌دار باشد، تعداد و اندازه ترک‌های ایجاد شده در پوشش بتنی، میزان نشت آب به خارج از تونل را کنترل می‌نماید. هنگامی که فشار آب داخلی تونل پایین باشد می‌توان با اعمال یک تسلیح سبک در پوشش بتنی، از ایجاد ترک‌ها جلوگیری کرد (Energy Division of the American Society of Civil Engineer, 1984).

بنا به گزارش انجمن بتن آمریکا تحت عنوان "کنترل ترک خوردگی در سازه‌های بتنی" عرض مجاز ترک و تنش‌های مجاز وارد بر میلگرد به منظور کنترل عرض ترک‌ها در یک عضو بتنی مسلح تحت کشش، با استفاده از روابط ۱۶-۲ و ۱۷-۲ به دست می‌آید (مصطفوی، ۱۳۸۰).

$$W = 0.1 \times f_s \times (d_c \times A)^{\frac{1}{3}} \times 10^{-3} \quad (۱۶-۲)$$

$$A = 2 \times d_c \times S \quad (۱۷-۲)$$

که در آن‌ها:

d_c : ضخامت پوشش بتنی روی میلگرد از لبه کششی تا مرکز نزدیکترین میلگرد (in)

S: فاصله بین میلگردها (in)

W: میزان حداکثر عرض ترک ممکن (in)

f_s : تنش در میلگرد (Psi)

A: سطح مقطع بتنی اطراف میلگرد (in²)

برای تونل‌ها یا چاه‌های تحت فشار آب بر اساس تجارب اخیر، مقدار عرض مجاز ترک ۰.۲ میلی‌متر (۰.۰۰۸ اینچ) در نظر گرفته می‌شود (Schliess, 1997).

نتایج تحلیل حساسیت و بررسی‌های انجام شده بر روی عرض ترک و فاصله ترک‌ها در اعضای بتن مسلح، که تحت بار کششی قرار گرفته‌اند نتایج زیر را به همراه داشته است (مصطفوی، ۱۳۸۰):

¹ American concrete Institute (ACI)

- تنش تسلیم فولاد یک پارامتر تأثیرگذار است.
- ضخامت پوشش بتن روی فولاد در درجه دو اهمیت قرار دارد.
- مساحت بتن اطراف هر میلگرد، یک پارامتر هندسی مهم است.
- قطر میلگرد به عنوان یک متغیر اصلی نقش ایفا نمی‌کند.
- اندازه عرض ترک بستگی به مقدار تغییرات کرنش از سطح فولاد تا لبه کششی سیستم نگهداری دارد.

به منظور تعیین درصد تسلیح مورد نیاز در پوشش بتنی تحت فشار داخلی آب، روابط ۱۸-۲ و ۱۹-۲

ارائه شده‌اند (شکل ۷-۲) (Schliess, 1997):

$$f_s = \frac{P_i \times R_i - P_c \times R_c}{A_s} \quad (18-2)$$

$$P_c = P_i \times \left[\frac{R_i \times R_s / (A_s \times E_s)}{\frac{R_c \times R_s}{A_s \times E_s} + \frac{R_c}{E_c} \left(\ln \frac{R_c}{R_s} \right) + \frac{R_c}{E_{r1}} \left(\ln \frac{R_d}{R_c} \right) + \frac{R_c}{E_{r2}} (1 + \nu_{rs})} \right] \quad (19-2)$$

که در آن‌ها :

P_i : فشار داخلی (Psi)

R_i : شعاع داخلی (in)

R_s : شعاع سیستم تسلیح (in)

E_s : مدول الاستیسیته میلگرد (Psi)

E_c : مدول الاستیسیته بتن (Psi)

E_{r1} : مدول الاستیسیته توده سنگ ترک خورده (Psi)

E_{r2} : مدول الاستیسیته سنگ سالم (Psi)

ν_{rs} : ضریب پواسون سنگ سالم

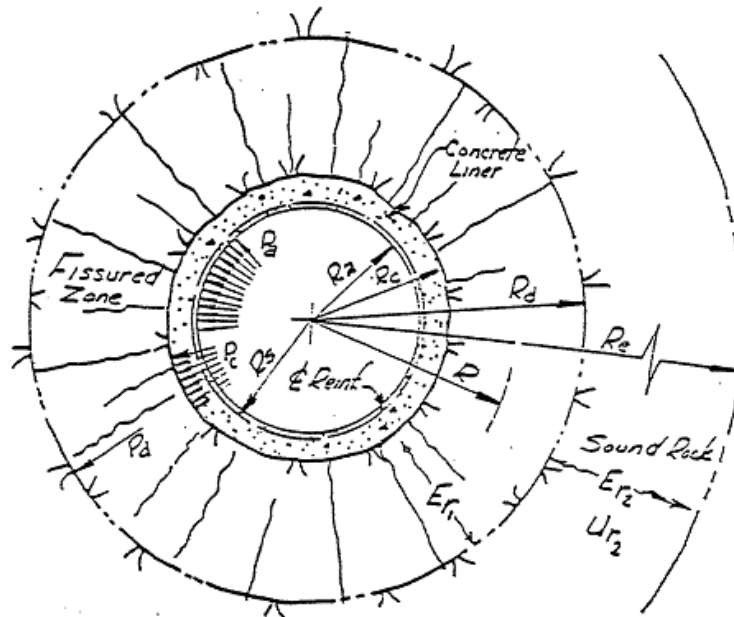
A_s : سطح مقطع میلگرد (in^۲)

f_s : تنش در میلگرد (Psi)

R_c : شعاع خارجی بتن (in)

P_c : تنش ما بین بتن و توده سنگ (Psi)

R_d : شعاع خارجی ناحیه خرد شده (in)



شکل ۲-۷ تونل تحت فشار با انواع پوشش و اندرکنش سنگ و سازه

(Energy Division of the American Society of Civil Engineer, 1984)

۲-۸- طراحی پوشش فولادی تونل‌های تحت فشار

به طور کلی در صورت وقوع شرایط زیر، نصب پوشش فولادی ضروری است:

الف - لزوم کنترل نشت آب از تونل به دلیل شرایط زمین شناسی نامساعد.

ب - بخش‌هایی از مسیر تونل که فشار داخلی آب بیشتر از تنش اصلی حداقل منطقه است و امکان

وقوع بالازدگی هیدرولیکی در قسمت درزه‌دار توده سنگ وجود دارد (Sinha, 1989).

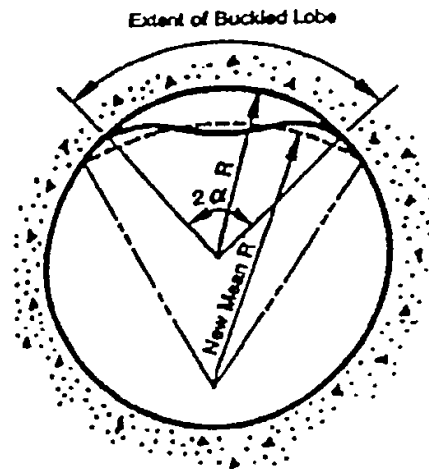
مهم‌ترین مزیتی که پوشش فولادی نسبت به پوشش بتن مسلح دارد این است که کاملاً ناتراوست و

مانع نشت آب از تونل می‌شود، همچنین این پوشش قسمتی از فشار داخلی تونل را تحمل می‌کند و

بقیه را به پوشش بتنی و توده سنگ انتقال می‌دهد. پوشش فولادی معمولاً به همراه پوشش بتنی به کار می‌رود و به صورت یک سطح نفوذناپذیر بر روی پوشش بتنی در سطح داخلی تونل قرار می‌گیرد (Sinha, 1989).

۲-۸-۱- اثر فشار آب خارجی بر کمانش پوشش فولادی

معمولاً وجود هد آب خارجی در منطقه باعث اعمال تنش‌های فشاری بر پوشش تونل‌ها یا چاه‌های تحت فشار می‌شود که در این حالت، پایداری پوشش باید بر اساس تنش‌های خمشی بررسی شود (Jacobsen, 1974). در شکل ۸-۲ وقوع کمانش تک‌موجی بر اساس تئوری کمانش جاکبسن نشان داده شده است. در فصل بعد در بحث کمانش و تئوری‌های کمانش مطالبی بیان خواهد شد.



شکل ۸-۲ کمانش تک موجی پوشش فولادی (Jacobsen, 1974)

۲-۸-۲- طراحی پوشش فولادی بدون پشت‌بند^۱

به منظور طراحی این نوع پوشش، روش‌های تحلیلی توسط واقان (۱۹۵۶)، آمستوتز (۱۹۷۰) و جاکبسن (۱۹۷۴) برای محاسبه فشار کمانش بحرانی پوشش فولادی استوانه‌ای ارائه شده است. طراح باید آگاه باشد که تئوری‌های مختلف نتایج گوناگونی را به دست می‌دهند، بنابراین لازم است که طراح چندین تئوری را به کار گیرد تا فشار کمانش مجاز و فاکتور اطمینان مناسب را به دست آورد.

^۱ Stiffener

۲-۸-۳- طراحی پوشش فولادی با پشت‌بند

پشت‌بندها قطعات فولادی با اشکال متنوعی هستند که بر روی پوشش فولادی جوش داده می‌شوند و با افزایش صلبیت خمشی پوسته فولادی، باعث بالابردن مقاومت پوشش فولادی در برابر کمانش می‌شوند. اندرکنش بین پشت‌بندها و پوشش فولادی، سبب افزایش کارایی و بالابردن ضریب اطمینان طراحی می‌شود. تحلیل‌های انجام شده بر روی پوشش‌های فلزی با پشت‌بند نشان می‌دهد که مقاومت پوشش فولادی در برابر بارهای خارجی افزایش می‌یابد. چندین روش برای طراحی پوشش فولادی با پشت‌بند وجود دارد که در این میان می‌توان به روش‌های تحلیلی ون‌میسز و دانل بر اساس تغییر شکل پوشش و چندین موج کمانش، تحلیل جاکبسن بر اساس کمانش تک موجی اشاره کرد. در طراحی پوشش فولادی علاوه بر آن که باید به تأثیر فشار آب خارجی و پدیده کمانش توجه داشت، (در حالت خالی بودن تونل از آب یا پایین بودن هد آب داخلی، شرایط بحرانی‌تر است) باید فشار آب داخلی نیز مد نظر قرار گیرد که در فصل‌های بعد به این دو موضوع پرداخته می‌شود.

۲-۹- بررسی ضربه قوچ در تونل‌های تحت فشار

پدیده ضربه قوچ^۱ که به عنوان ضربه آبی نیز از آن یاد می‌شود در لوله‌های تحت فشار و مجاری باز اتفاق می‌افتد و به وضوح بر قوانین فشار، تغییرات دبی یا تغییرات سرعت جریان و شرایط زمانی و مکانی حرکت سیال اثر می‌گذارد. در بعضی از سیستم‌های هیدرولیکی تحت فشار نظیر خطوط انتقال آب، پدیده ضربه قوچ با ایجاد موج‌های سریع، زودگذر و میرا موجب خطرات گوناگونی می‌شود (نجمائی، ۱۳۷۴).

در طراحی تونل‌های تحت فشار دو نوع فشار وجود دارد: فشار آب ایستابی و فشار آب دینامیکی. فشار آب ایستابی بنا به تعریف تفاوت ارتفاع سطح آب در بالادست و هر نقطه مورد نظر در تونل بوده و به

¹ Water Hammer

سرعت جریان آب در تونل نیز بستگی دارد. فشار آب دینامیکی در اثر تغییرات جریان آب در داخل تونل به وجود می‌آید (صدقیانی، ۱۳۷۷).

در طراحی تونل‌های تحت فشار، فشار هیدرودینامیکی از پارامترهای مهم به شمار می‌آید. فشار هیدرودینامیکی بستگی به مشخصات هندسی تونل (ابعاد، طول و شیب)، سرعت جریان آب و وضعیت کلی سیستم در رابطه با تجهیزات کنترل فشار در سیستم و نوع توربین در نیروگاه دارد. برای طراحی تونل‌های تحت فشار دو نوع فشار هیدرودینامیکی مطرح می‌شود. نوع اول فشار هیدرودینامیکی موج عادی نامیده می‌شود. این فشار از کارکردن ماشین آلات هیدرولیکی در زمان بهره‌برداری در حالت کنترل شده به دست می‌آید. نوع دوم فشار دینامیکی ضربه قوچ است. از کار افتادن سیستم‌های کنترل فشار هیدرولیکی، بسته‌شدن دریچه‌ها و ... باعث ایجاد فشار دینامیکی ضربه قوچ می‌شود. مقدار این فشار بیشتر از فشار دینامیکی موج عادی است (صدقیانی، ۱۳۷۷).

۲-۹-۱- محل و علل وقوع ضربه قوچ

از آن‌جا که وقوع ضربه قوچ وابسته به تغییرات سرعت و فشار جریان است، از این رو در سیستم‌های انتقال سیال احتمال وقوع این پدیده وجود دارد. ضربه قوچ در لوله‌های انتقال آب، تونل‌های تحت فشار^۱ متصل به نیروگاه‌های برقایی و یا در جریان‌های آزاد از جمله در هنگام شکست و خرابی یک سد، که با یک موج عظیم در مسیر پائین دست سد همراه است، جریان‌های ثقیلی و یا در سیستم‌های پمپاژ جریان اتفاق می‌افتد. وقوع این پدیده به دلایل مختلف صورت می‌گیرد که مهم‌ترین آن‌ها عبارتند از:

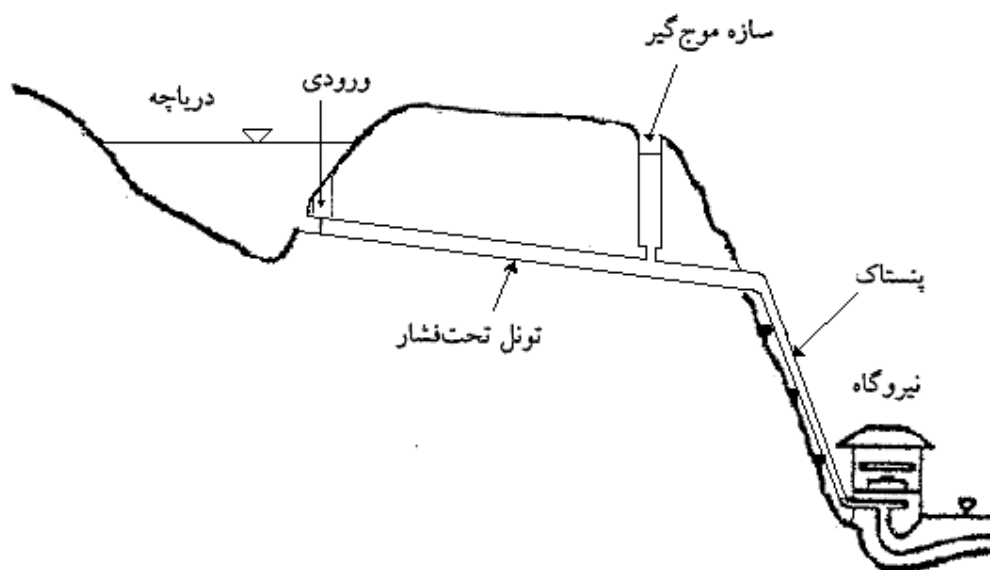
- کاهش یا افزایش سرعت و دبی جریان در خطوط انتقال آب
- راه اندازی یا از کارافتادگی توربین‌ها
- وجود تغییراتی در مسیر جریان، از جمله افزایش و کاهش قطر و تغییر مسیر.

¹ Penstock

۲-۹-۲- کنترل فشار ضربه قوچ در نیروگاه‌های برقابی

مخزن موج‌گیر^۱ به صورت یک استوانه، چاه عمودی و یا یک مخزن ذخیره آب است که در مسیر پایین دست جریان انتقال آب به توربین قرار می‌گیرد تا با کاهش دادن فشارهای ناشی از ضربه قوچ، ایمنی سیستم را تأمین نماید (نجمائی، ۱۳۷۴).

نیروگاه‌های برقابی شامل یک مخزن ذخیره آب، ورودی انتقال آب به توربین، تونل‌ها و چاه‌های آب‌بر، تونل تحت فشار، نیروگاه و ... می‌باشند. شکل ۲-۹-۲ شمای تاسیسات یک نیروگاه برقابی را نشان می‌دهد. آب از دریاچه پشت سد از طریق تونل تا مخزن فشارشکن هدایت می‌شود و سپس توسط لوله‌های تحت فشار موسوم به پنستاک به نیروگاه منتقل می‌شود (نجمائی، ۱۳۷۴).



شکل ۲-۹-۲ شمای تاسیسات یک نیروگاه برقابی (نجمائی، ۱۳۷۴)

۲-۹-۳- عملکرد مخزن موج‌گیر

با ایجاد یک سطح آزاد آب در مخزن، می‌توان در هنگام وقوع هر گونه فشار منفی (که به علت ایجاد ضربه قوچ رخ می‌دهد)، با تغذیه آب از این مخزن به درون تونل آب‌بر، فشار سیستم را متعادل کرد و

¹ Surge tank

یا در هنگام ایجاد فشار مثبت، مقداری از جریان آب درون تونل آبر را کاهش داد. این امر سبب جلوگیری از انهدام تونل آبر، شیرآلات و پره‌های توربین خواهد شد (نجمائی، ۱۳۷۴).

مخزن موج‌گیر در هنگام شروع و راه اندازی توربین‌ها، مقدار کافی آب را به درون لوله می‌فرستد تا سیستم انتقال جریان آب از سد به توربین فرصت کافی برای ایجاد شتاب لازم به منظور ایجاد یک جریان دائمی به داخل توربین را داشته باشد. اصولاً به هنگام آغاز کار هر توربین برقابی (که با باز کردن دریچه کنترل صورت می‌گیرد)، لازم است که حجم زیادی از سیال در مدت زمان کوتاه و مشخصی به توربین برسد اما از آن جا که تونل آبر و سایر تونل‌های آبرسان معمولاً طویل هستند، لذا برای ایجاد شتاب لازم جهت جریان دائمی فوق‌الذکر، مخزن موج‌گیر وارد عمل شده و جبران کمبود اولیه جریان را می‌نماید و پس از برقراری جریان دائمی، مخزن موج‌گیر دوباره از آب پر می‌شود (نجمائی، ۱۳۷۴).

در هنگام قطع بار توربین، فشار ضربه قوچ در پشت شیر کنترل ایجاد می‌شود که به سرعت در طول مسیر تونل آبر حرکت می‌نماید. مخزن موج‌گیری که در نزدیکی توربین‌ها کار گذاشته می‌شود مقدار اضافی جریان را دریافت داشته و از بالا رفتن فشار تا حد خطرناک در تونل آبر و یا سایر تونل‌های آبرسان جلوگیری می‌کند. به این ترتیب امواج فشار کمتری در مسیر انتقال جریان ایجاد می‌شود که نمی‌تواند به تونل‌ها و توربین صدمه‌ای وارد کند. مخزن موج‌گیر به عنوان یک سازه متعادل کننده فشار، تغییرات کوچک جریان را به نحوی خنثی می‌نماید که سیستم در شرایط پایدار کار کند. (نجمائی، ۱۳۷۴).

۲-۹-۴- تحلیل ضربه قوچ در مخازن موج‌گیر

برای تحلیل فشارهای ناشی از ضربه قوچ بهره‌مندی از مخازن موج‌گیر در مسیر خطوط انتقال جریان به توربین، روش‌های مختلفی ارائه شده است که کم و بیش به نتایج مشابهی منتهی می‌شوند. در پاره‌ای از روش‌ها از افت انرژی صرف نظر می‌شود حال آن‌که در پاره‌ای دیگر از موارد، افت در محاسبات گنجانده می‌شود.

در حالت عادی توربین در شرایط دائمی کار می‌کند. در شرایطی که لازم باشد توربین متوقف شود در پیچه‌های ورودی آن به آرامی بسته می‌شوند. این امر منجر به ایجاد نوسانات فشار همراه با آثار تراکم پذیری در تونل تحت فشار می‌گردد. مخزن موج‌گیر از ایجاد فشارهای زیاد در تونل جلوگیری می‌کند و به دنبال آن مانع از ناپایداری‌هایی که ممکن است در اثر این پدیده روی دهد، می‌شود بدین ترتیب وجود مخزن موج‌گیر هزینه ساخت تونل را کاهش می‌دهد.

با ایجاد سازه موج‌گیر، اندازه حرکت آب داخل تونل سریعاً از بین نمی‌رود بلکه در تونل به جریان خود ادامه داده تا وارد سازه موج‌گیر شود. سطح آب داخل سازه موج‌گیر بالا رفته تا اینکه فشار در دهانه ورودی آن با فشار ارتفاع ستون آب داخل آن برابر شود. در این لحظه سطح آب داخل سازه موج‌گیر بالاتر از سطح آب مخزن اصلی خواهد بود و جهت جریان در تونل عکس می‌شود. با تکرار این روند نوساناتی با دوره تناوب طولانی بین دو مخزن به وجود می‌آید. این نوسانات سرانجام به واسطه اصطکاک در تونل و مخزن موج‌گیر مستهلک می‌شود.

موج فشاری به وجود آمده تحت تأثیر تغییر شکل الاستیک سیال و لوله است. سرعت موج فشاری با استفاده از معادله ۲-۲۰ به دست می‌آید (WATER HAMMER Soft Ware Help, 1996):

$$C_p = \sqrt{\frac{E_v}{\rho[1 + (\frac{D}{T})(\frac{E_v}{E})]}} \quad (2-20)$$

که در آن:

T : ضخامت جدار لوله

D : قطر لوله

E : مدول الاستیسیته لوله

E_v : مدول حجمی سیال

ρ : وزن مخصوص آب

در ادامه به بررسی ضربه قوچ روی داده در یک تونل آب‌بر به طول L و دارای انرژی H ، پرداخته خواهد شد... با بسته شدن دریچه‌های نیروگاه، موج ایجاد شده در اثر ضربه قوچ در زمان $\frac{L}{C_p}$ بعد از بسته شدن دریچه، به مخزن می‌رسد. در این لحظه سرعت در تمام طول لوله صفر و انرژی در تمام نقاط $H + \Delta H$ خواهد بود. تحت این شرایط افزایش قطر در لوله روی می‌دهد و سیال داخل آن فشرده می‌شود. در این شرایط، سیال داخل لوله در نزدیکی مخزن به طور موضعی در حال عدم تعادل است، زیرا دارای انرژی H است. در نتیجه سیال شروع به حرکت به منطقه‌ای می‌کند که دارای هد کمتری است (مخزن). در فاصله زمانی $\frac{L}{C_p}$ تا $\frac{2L}{C_p}$ ، جریان با سرعت V به سمت مخزن برقرار خواهد بود، اما موج فشاری ناشی از ضربه قوچ در جهت عکس حرکت می‌کند و انرژی آب به مقدار اولیه H خواهد رسید. در بازه زمانی $\frac{2L}{C_p}$ تا $\frac{3L}{C_p}$ ، جهت حرکت آب به سمت مخزن موج‌گیر است و مجدداً افت انرژی به مقدار ΔH روی می‌دهد و به مقدار $H - \Delta H$ می‌رسد و سرعت جریان آب در داخل تونل صفر خواهد شد، در این شرایط احتمال وقوع پدیده کاویتاسیون وجود خواهد داشت (جهت حرکت موج فشاری به سمت مخزن است). در بازه $\frac{3L}{C_p}$ تا $\frac{4L}{C_p}$ ، مجدداً به دلیل اختلاف انرژی در تقاطع مخزن و تونل، جریان آب به سمت داخل تونل با سرعت V برقرار می‌شود و حرکت موج ضربه به سمت دریچه‌ها خواهد بود. در طی این زمان سرعت و انرژی در داخل تونل به V و H اولیه خواهند رسید. با صرف نظر کردن از اصطکاک این روند تکرار می‌شود. زمانی که دریچه به آرامی بسته شود فشار ناشی از ضربه قوچ کمتر خواهد بود. با آغاز بسته شدن دریچه، موج فشاری به وجود می‌آید. اگر زمان بسته شدن دریچه‌ها از $\frac{2L}{C_p}$ بیشتر باشد در زمان بالاتر از $\frac{2L}{C_p}$ ، موج فشاری جدید با موج برگشتی از مخزن برخورد می‌کند. بنابراین تغییرات هد ناشی از ضربه قوچ کمتر خواهد بود. زمان رفت و برگشت موج فشاری به وجود آمده در سیستم از رابطه ۲-۲۱ محاسبه می‌شود (WATER HAMMER Soft Ware Help, 1996):

$$t_c = \frac{2L}{C_p} \quad (21-2)$$

اگر دریچه به صورت آنی یا سریع بسته شود در این حالت:

$$P_h = \rho \cdot C_p \cdot V \quad (22-2)$$

وچنانچه زمان بسته شدن دریچه از مقدار t_c کمتر باشد

$$P_h \approx \frac{2LV\rho}{t_c} \quad (23-2)$$

در این روابط:

t_c : زمان بسته شدن دریچه

L : طول مسیر تونل

C_p : سرعت موج فشاری

p : چگالی آب

P_h : فشار ناشی از ضربه قوچ

بستن سریع دریچه در عمل غیر ممکن است و مدت زمانی طول می کشد تا دریچه ها به طور کامل بسته شوند، البته این مطلب به آن معنی نیست که ضربه قوچ در سیستم واقعی انتقال آب مشکلی ایجاد نمی کند. اگر زمان بسته شدن دریچه کمتر از زمان رفت و برگشت موج باشد، گفته می شود دریچه به صورت آنی یا سریع بسته شده است (WATER HAMMER Soft Ware Help, 1996).

$$t_c < \frac{2L}{C_p} \quad (24-2)$$

نوع دریچه ها هم در تغییرات فشار ناشی از ضربه قوچ تأثیر گذارند. دریچه های مختلف، ویژگی های گوناگونی دارند که در نرم افزار WATER HAMMER، از نوع دروازه های¹ و پروانه ای² استفاده می شوند. خصوصیات عملیاتی دریچه ها باعث تغییر در شکل منحنی زمان- فشار در حین بسته شدن دریچه

¹Gate

²Butter fly

می‌شود. دریچه دروازه‌ای با سرعت ثابتی بالا یا پایین شده و در پروانه‌ای محور دریچه با سرعت زاویه-

ای ثابتی می‌چرخد. (WATER HAMMER Soft Ware Help, 1996)

۲-۹-۵- روش‌های مقابله با ضربه قوچ

یکی از بدیهی‌ترین راه‌های کاهش اثرات ضربه قوچ، افزایش زمان بسته شدن دریچه‌ها است ولی

متداول‌ترین روش مقابله با این پدیده در تونل‌های آب‌بر، احداث مخزن موج‌گیر است..

روش دیگر برای کنترل ضربه قوچ، استفاده از مخازن هوا است. قسمت بالای این مخازن باز نیست و از

گاز (هوا) تحت فشار پر می‌شوند. با ورود موج فشاری به مخزن، گاز متراکم شده و سبب کاهش اثرات

ناشی از موج فشاری می‌شود.

۲-۹-۶- جمع‌بندی

مسیر احداث تونل‌های تحت فشار باید به‌گونه‌ای انتخاب شود که علاوه بر عبور تونل از سازندهای با

جنس مناسب، میزان روباره بالای تونل بتواند فشار لازم به منظور جلوگیری از بالازدگی هیدرولیکی را

فراهم کند. در محاسبه حداقل مقدار روباره مذکور، معیارهای محصورشدگی مختلفی مطرح هستند

که بر اساس تجربیات به دست آمده در نقاط مختلف جهان حاصل شده‌اند. از میان معیارهای مطرح

شده، معیاری که در این تحقیق استفاده می‌شود، معیار تنش حداقل است که در آن از ضریب تنش

جانبی استفاده شده است.

فصل سوم

اصول طراحی پوشش فولادی

۳-۱- مقدمه

قبل از طراحی پوشش‌های فولادی ابتدا لازم است که ناپایداری‌های محتمل در پوشش، تحت عوامل مختلف شناسایی شوند و طراح با دقت و ظرافت و در نظرگرفتن تمام پارامترهای موجود، سیستم نگهداری را طراحی نماید تا حتی المقدور از به وجود آمدن ناپایداری در آینده جلوگیری نموده و کمترین خطر متوجه تونل شود.

۳-۲- انواع ناپایداری‌های محتمل در پوشش‌های فولادی

در مبحث مربوط به طراحی سیستم‌های نگهداری تونل‌های انتقال آب، در قسمت‌هایی از مسیر تونل ناچاراً برای جلوگیری از ناپایداری یا هرزروی آب باید از پوشش فولادی استفاده شود تا با کمک آن پایداری اینگونه تونل‌ها برای بلند مدت تامین شود اما باید به این نکته توجه داشت که هزینه‌های مربوط به نصب و اجرای این نوع پوشش‌ها نسبتاً زیاد است و می‌طلبد که طراح با طراحی مناسب خود هم مانع ناپایداری تونل شود و هم از تخریب پوشش فولادی پر هزینه، جلوگیری کند.

کمانش، بریدگی، سایش و خوردگی مهم‌ترین ناپایداری‌هایی هستند که احتمال دارد در پوشش‌های فولادی روی دهد. به هر حال در یک نگاه کلی عواملی که باعث ناپایداری در پوشش فولادی می‌شوند را می‌توان به دو گروه تقسیم کرد (Barla, 1995):

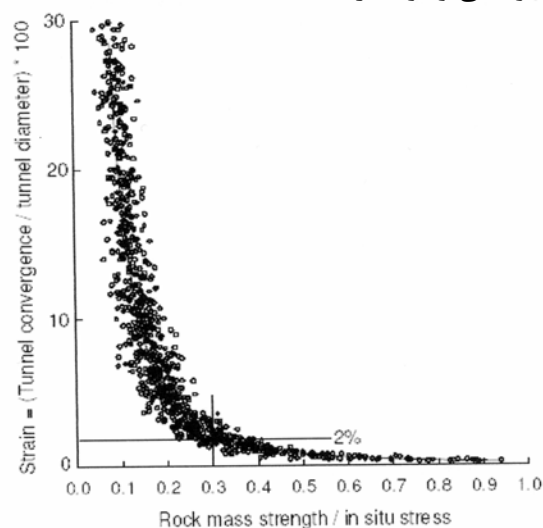
الف- عوامل فیزیکی

ب- عوامل شیمیایی

۳-۲-۱- عوامل فیزیکی و مکانیکی مؤثر بر ناپایداری پوشش‌های فلزی

این عوامل بیشتر تحت تأثیر وضعیت تکتونیک و زمین‌ساختی محل عبور تونل‌های انتقال آب هستند که باعث به وجود آمدن ناپایداری در تونل و پوشش‌های فولادی می‌شوند. گاهی اوقات محل عبور تونل به گونه‌ای است که امکان اجتناب از مناطق نامساعد در زیر زمین این وجود ندارد و باید

تدابیری اندیشید که تونل به طور موفقیت آمیزی از میان آن‌ها عبور داده شود. یکی از پیامدهای نامطلوب در عبور تونل از مناطق نامساعد، مچاله‌شوندگی است که باعث به وجود آمدن ناپایداری در تونل می‌شود. مچاله‌شوندگی عبارت است از تغییر شکل‌های بزرگ وابسته به زمان که در اطراف تونل رخ می‌دهد. این تغییر شکل‌ها ممکن است در طول زمان ساخت، پایان پذیرد یا برای مدت طولانی ادامه یابد. بارلا^۱، مطالعات گسترده‌ای بر روی پدیده مچاله‌شوندگی انجام داده است. نتایج این مطالعات نشان داده که به منظور جلوگیری از پدیده مچاله‌شوندگی در تونل، همگرایی تونل نباید از ۲ درصد تجاوز کند. این همگرایی در شرایطی روی می‌دهد که نسبت مقاومت توده‌سنگ به تنش برجا ۰.۳ باشد (شکل ۱-۳). بنابراین در مناطقی که نسبت مقاومت توده‌سنگ به تنش برجا از ۰.۳ کمتر شود احتمال وقوع مچاله‌شوندگی وجود دارد. (Barla, 1995).



شکل ۱-۳ مرز بحرانی تغییر شکل در تونل (Barla, 1995)

باید توجه داشت وجود برخی عوامل می‌تواند احتمال وقوع مچاله‌شوندگی در توده‌سنگ را نشان دهد که به نوعی موجب سست شدن و تضعیف توده‌سنگ خواهند شد. برخی از این عوامل عبارتند از:

¹ Barla

- درزه‌ها و سنگ‌های به شدت درزه‌دار که در معرض شرایط تنش بر جای بالا قرار می‌گیرند

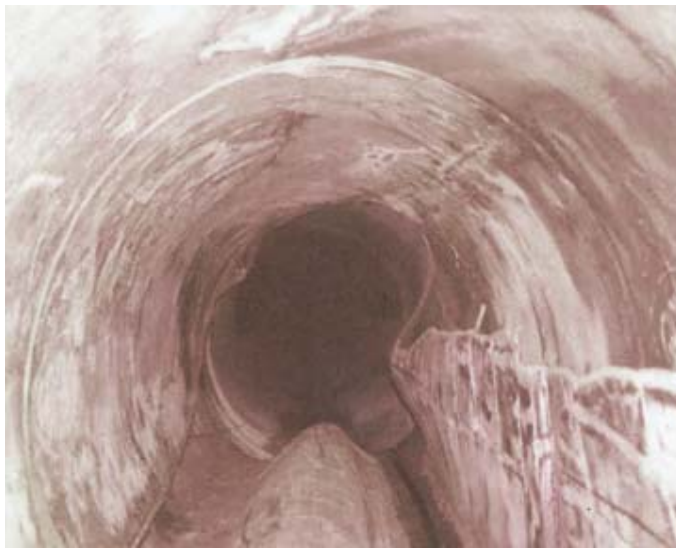
- روش حفر

- زمین‌های آماسی

- آب زیرزمینی

- گسل خوردگی

شکل ۲-۳ نمونه‌ای از مچاله شوندگی را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۳ ناپایداری به وجود آمده در اثر کمانش ناشی از مچاله شوندگی (Barla, 1995).

۳-۲-۲- عوامل شیمیایی

خوردگی، اثر تخریبی محیط بر فلزات و آلیاژها است. خوردگی، پدیده‌ای خود به خودی است و همه مردم در زندگی روزمره خود، از بدو پیدایش فلزات با آن روبه‌رو بوده‌اند. در اثر این پدیده مطابق با رابطه ۱-۳ فلز از درجه اکسیداسیون صفر به درجه اکسیداسیون بالاتر می‌رود.

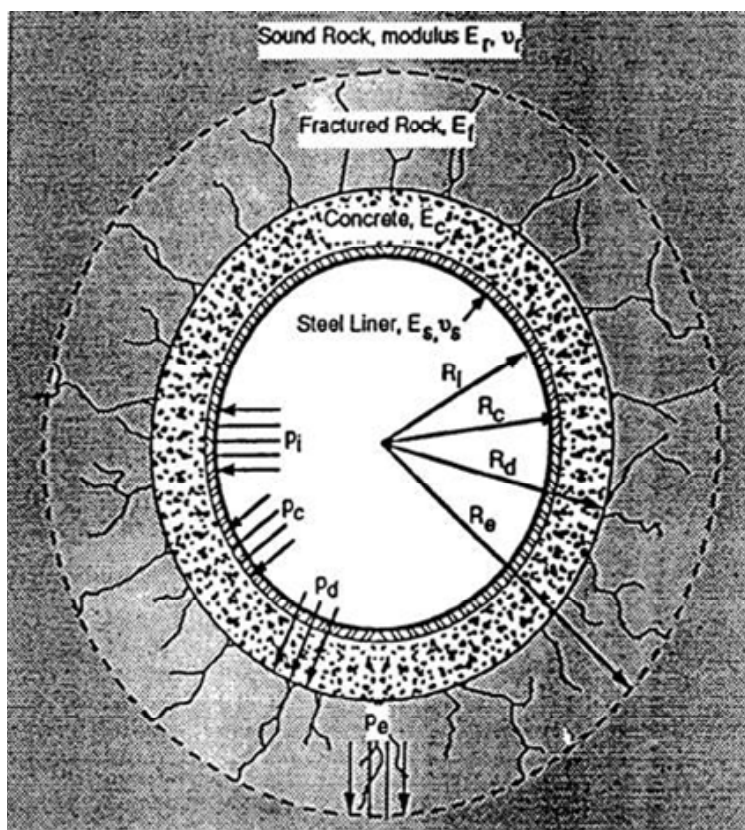


در واقع واکنش اصلی در از بین رفتن فلزات، اکسیداسیون فلز است. در تونل‌های انتقال آب این پدیده

ممکن است هم در اثر آب داخل تونل و هم در اثر آب‌های زیرزمینی رخ دهد.

۳-۳- طراحی پوشش فولادی

طراحی پوشش فولادی مبتنی بر تغییر شکل‌های روی داده در اجزاء سازه (پوشش فولادی، بتن و توده سنگ) بر اثر اعمال فشار آب داخلی است. بدین صورت که بخشی از فشار آب داخلی به فولاد، بخشی به بتن و بخشی به توده سنگ منتقل خواهد شد (شکل ۳-۳). فشار انتقال یافته به پوشش بتنی از رابطه ۳-۱۳ که توسط اشلایس ارائه شده، قابل محاسبه است. با استفاده از مقدار به دست آمده از این رابطه می‌توان فشاری که توسط پوشش فولادی تحمل می‌شود محاسبه کرد (Berti, 1998).



شکل ۳-۳ تماس بین فولاد، بتن و توده سنگ (Berti, 1998)

$$P_c = (p_i R_i^2 (1 - \nu_s^2) / t E_s - C_s \Delta T R_c) / (R_i^2 (1 - \nu_s^2) / t E_s + \frac{R_c}{E_c} \left(\ln \frac{R_d}{R_c} \right) + \frac{R_c}{E_f} \left(\ln \frac{R_e}{R_d} \right) + \frac{R_c}{E_r} (1 + \nu_r)) \quad (۲-۳)$$

که در آن:

P_i : فشار آب داخلی (Psi)

R_i : شعاع داخلی (in)

E_s : مدول الاستیسیته فولاد (Psi)

E_c : مدول الاستیسیته بتن (Psi)

E_f : مدول الاستیسیته توده سنگ ترک خورده (Psi)

E_r : مدول الاستیسیته سنگ سالم (Psi)

V_s : ضریب پواسون فولاد

R_c : شعاع داخلی بتن (in)

P_c : تنش ما بین بتن و فولاد (Psi)

R_d : شعاع خارجی بتن (in)

R_e : شعاع خارجی توده سنگ خرد شده (in)

V_r : ضریب پواسون سنگ سالم

$$C_s = 6.5 \times 10^{-6} / ^\circ F$$

t : ضخامت پوشش فولادی

ΔT : تغییرات درجه حرارت (اختلاف دمای پشت پوشش فولادی و آب داخلی)

اما در شرایط حضور آب در خارج از تونل، پیچیدگی مبحث طراحی پوشش فولادی به دلیل بروز پدیده کمانش بیشتر می‌شود. به تسلیم شدن پوشش فولادی در اثر فشار آب خارجی، کمانش اطلاق می‌شود که در اکثر موارد خود را به صورت یک تک موج^۱ موازی با محور تونل نشان می‌دهد. یک‌سری عوامل، از جمله ضخامت پوشش فولادی و مقدار فاصله بین پوشش فولادی و بتن، نقش بسزایی در ایجاد این پدیده ایفا می‌کنند. در بحث مربوط به فاصله بین پوشش فولادی و بتن (گپ^۲)، عواملی نظیر کیفیت تزریق تماسی در فضای پشت پوشش بتنی و حرارت حاصل از هیدراسیون سیمان تأثیرگذارند (Berti, 1998).

^۱ Single lobe
^۲ gap

همان‌طور که ذکر شد به‌طور متداول به منظور پایداری تونل در برابر فشار آب داخلی زیاد، از پوشش فولادی استفاده می‌شود اما فشار خارجی هم به‌عنوان یک پارامتر تأثیرگذار مطرح است و این تأثیر زمانی مشخص می‌شود که بنا به دلایل مختلف، جریان آب در داخل تونل برقرار نباشد و یا هد آب داخل تونل کمتر از هد آب خارج از تونل باشد. در چنین مواردی در اثر اعمال فشار ناشی از آب‌های زیرزمینی اطراف تونل امکان وقوع کمانش به وجود می‌آید (Berti, 1998).

همان‌طور که قبلاً بیان شد پوشش‌های فلزی به دو صورت در مناطقی که نیازمند به استفاده از این پوشش می‌باشند، به کار می‌روند.

- پوشش‌های بدون پشت‌بند

- پوشش‌های همراه با پشت‌بند

مطالبی که در ادامه آمده است تنها در جهت معرفی مختصر پشت‌بند در پوشش فولادی است.

پوشش فولادی بدون پشت‌بند دارای مزایای زیر است :

- طراحی و تحلیل آن قابل فهم تر و نسبتاً آسان است.

- قطر خارجی پوشش بدون پشت‌بند از پوشش با پشت‌بند کمتر است، از این رو قطر تونل حفاری می‌تواند کمی کوچک‌تر انتخاب شود.

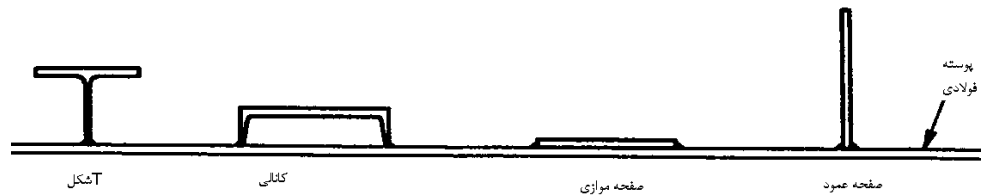
- ساخت و تهیه این پوشش ساده‌تر است به ویژه زمانی که ضخامت آن از 20 mm کمتر باشد. هزینه ساخت واحد وزن پوشش با پشت‌بند با توجه به پارامترهایی چون نورد کردن ، جوش کاری بین پشت-بندها و پوسته،...بالاتر از هزینه ساخت واحد وزن پوشش بدون پشت‌بند است.

پوشش فولادی با پشت‌بند نیز دارای مزایایی به شرح زیر است :

- پوشش با پشت‌بند نسبت به پوشش بدون پشت‌بند سبک‌تر است.

- از آن جا که پوشش با پشت‌بند نسبت به پوشش بدون پشت‌بند ضخامت کمتری دارد از این رو هزینه جوش کاری به منظور اتصال مقاطع به یکدیگر کاهش می‌یابد (عمق جوش کمتر است). ضمن

آن که نورد کردن صفحات فولادی از نظر ضخامت، فولاد با مقاومت بالا و ... دارای محدودیت‌هایی می- باشد. شکل ۳-۴ تعدادی از انواع پشت‌بندها، که مورد استفاده می‌باشند را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۴ نمونه‌هایی از استیفرهای کاربردی در پوشش فولادی (Berti, 1998)

نوع کانالی نسبت به T شکل محکم‌تر است و فاصله‌داری بین پشت‌بندها به دلیل وجود دو نقطه اتصال به پوشش فولادی (پوسته) بیشتر است. پشت‌بند نوع صفحه قائم نسبت به دیگر پشت‌بندها به ارتفاع بیشتری نیاز دارد (Berti, 1998).

۳-۳-۱- طراحی پوشش فولادی بدون پشت‌بند

تئوری‌های کمانش مطرح شده در باب پوشش‌های فولادی عبارتند از:

۱- تئوری کمانش لوله آزاد^۱

۲- کمانش متقارن چرخشی^۲

۳- کمانش تک موجی^۳

در تئوری لوله آزاد فرض بر وقوع n موج کمانش است. در این زمینه افرادی نظیر ون میسز و دانل روابطی را برای محاسبه فشار کمانش بحرانی ارائه داده‌اند. هر دو رابطه ارائه شده به مقادیر مناسب n نیاز دارند. این روابط از بسط معادلات مربوط به کمانش اولر برای تیرهای نازک به دست آمده‌اند و بر این فرض استوارند که در اطراف پوشش فولادی، بتن به عنوان یک مانع در تغییر شکل شعاعی وجود ندارد. در مبحث کمانش متقارن چرخشی، واقان و برک روابطی را ارائه دادند. در این روابط، تعداد موج‌های کمانش نامعلوم است. تعداد موج‌ها را می‌توان از طریق معادلات تعریف شده، با تقریب

^۱ Free Tube Buckling

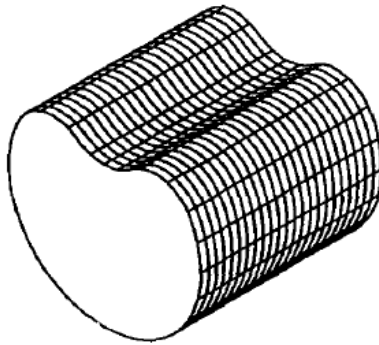
^۲ Symmetric Rotary Buckling

^۳ Single Lobe Buckling

محاسبه کرد. ضمن آن که تئوری مذکور به مقدار n غیر حساس است، به گونه ای که برای مقادیر n بین ۳ تا ۱۵، مقادیر یکسان P_{cr} حاصل می شود. در کمانش تک موجی که متداول ترین نوع کمانش است افرادی چون آمستوتز و جاکبسن روابطی را مطرح کردند که در این میان، معادلات جاکبسن با واقعیت تطابق بیشتری داشته است. در ادامه مطالبی در ارتباط با این روش ها بیان می شود.

۳-۳-۱-۱- روش آمستوتز

کمانش پوشش فولادی زمانی رخ می دهد که فشار آب خارجی به یک مقدار بحرانی برسد که به آن فشار کمانش بحرانی گفته می شود. به دلیل مقاومت کم در برابر خمش، پوشش فولادی خم شده و از بتن جدا شده و در اثر آن کمانش به شکل تک موج، موازی محور تونل ایجاد می شود (شکل ۳-۵) (Berti, 1998).



شکل ۳-۵ کمانش تک موجی (Berti, 1998)

معادلات آمستوتز به منظور محاسبه تنش مماسی در پوشش فولادی و فشار کمانش بحرانی عبارتند از:

$$\frac{\sigma_N - \sigma_v}{\sigma_F - \sigma_N} \left[\left(\frac{r \cdot \sqrt{12}}{t} \right) \frac{\sqrt{\sigma_N}}{E} \right]^3 = \left(\frac{2r}{t} \right) \left[1 - 0.225 \left(\frac{2r}{t} \right) \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right] \quad (3-3)$$

$$P_{cr} = \left(\frac{t}{r} \right) \cdot \sigma_N \left[1 - 0.175 \left(\frac{2r}{t} \right) \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right] \quad (4-3)$$

که در آن:

t : شعاع داخلی تونل

σ_y : تنش تسلیم

σ_N : تنش مماسی در پوشش

ν : نسبت پواسون

E : مدول الاستیسیته

t : ضخامت پوشش فولادی

$$\sigma_v = -\left(\frac{k}{r}\right).E \quad (5-3)$$

$$\frac{k}{r} = \gamma \quad (6-3)$$

$$\mu = 1.5 - .5\left(\frac{1}{1 + 0.002 \frac{E}{\sigma_y}}\right)^2 \quad (7-3)$$

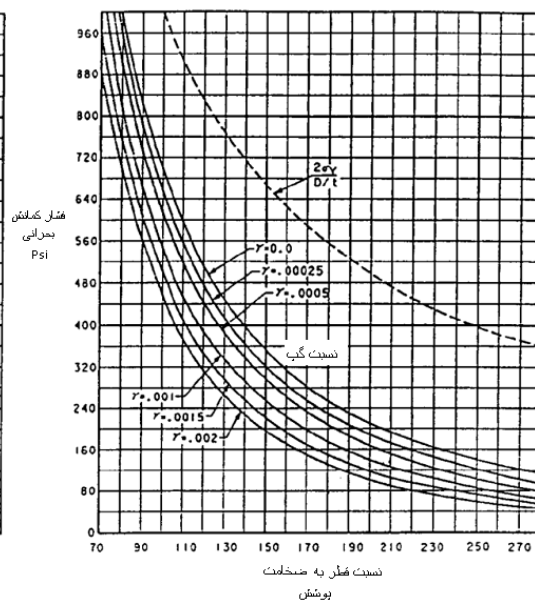
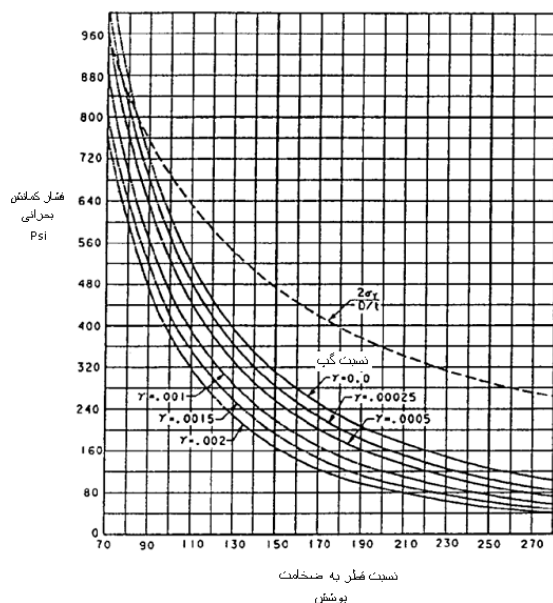
$$\sigma_F = \mu\sigma_y \cdot \sqrt{1 - \nu + \nu^2} \quad (8-3)$$

σ_v : تمرکز تنش ناشی از وجود گپ

γ : نسبت گپ

σ_F : تنش مماسی مجاز در پوشش

شکل ۳-۶ منحنی‌های به دست آمده از معادلات آمستوتز را برای دو نوع فولاد پر کاربرد در طراحی‌ها را نشان می‌دهد (مقاومت تسلیم ۲۵۰ و ۳۵۰ مگاپاسکال). معادلات آمستوتز معمولاً ظرفیت‌های کمزش بالاتری نسبت به معادلات جاکبسن ارائه می‌دهند. شایان ذکر است که این روابط برای پوشش‌های دارای پشت‌بند کاربرد ندارند (Berti, 1998).



شکل ۳-۶ منحنی‌های رسم شده بر اساس روابط آمستوتز برای دو نوع فولاد (Berti, 1998)

۳-۱-۲-۳-۳ روش جاکبسن

تعیین فشار کمانش بحرانی پوشش فولادی بدون پشت‌بند با استفاده از روش جاکبسن نیازمند حل همزمان سه معادله غیر خطی با سه مجهول است. این روش برای طراحی در بیشتر موارد ارجحیت دارد. سه معادله جاکبسن عبارتند از (Berti, 1998):

$$\frac{r}{t} = \frac{\sqrt{\left[\left(\frac{9\pi^2}{4\beta^2}\right) - 1\right] \left[\pi - \alpha + \beta \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \beta}\right)^2\right]}}{12 \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \beta}\right)^3 \left[\alpha - \left(\frac{\pi \Delta}{r}\right) - \beta \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \beta}\right) \left(1 + \frac{\tan^2(\alpha - \beta)}{4}\right)\right]} \quad (9-3)$$

$$\frac{p}{E} = \frac{\frac{9}{4} \left(\frac{\pi}{\beta}\right)^2 - 1}{12 \left(\frac{r}{t}\right)^3 \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \beta}\right)^3} \quad (10-3)$$

$$\frac{\sigma_y}{E} = \left(\frac{t}{2r}\right) \left[1 - \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \beta}\right)\right] + \left(\frac{p.r.\sin \alpha}{E.t.\sin \beta}\right) \left[1 + \frac{4\beta.r.\sin \alpha.\tan(\alpha - \beta)}{\pi.t.\sin \beta}\right] \quad (11-3)$$

α : نصف زاویه موج کمانش با مرکز پوسته استوانه‌ای (رادیان) (شکل ۳-۷)

β : نصف زاویه موج کمانش با مرکزیت جدید (رادیان)

ρ : فشار کمانش بحرانی (Psi)

r : شعاع داخلی پوشش (in)

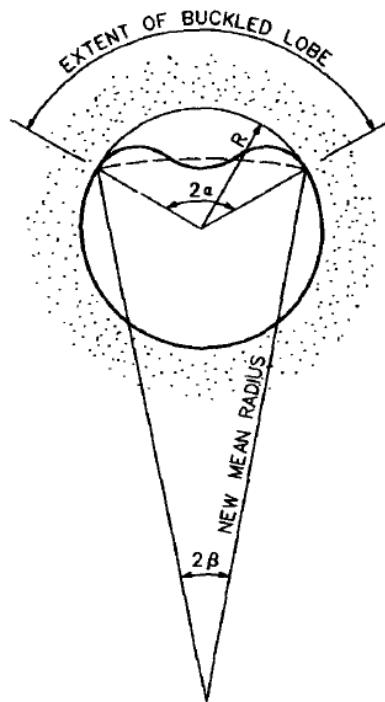
$\frac{\Delta}{r}$: نسبت گپ (نسبت فاصله بین بتن و پوشش فولادی (gap) به شعاع داخلی پوشش فولادی)

t : ضخامت پوشش (in)

V : نسبت پواسون برای مواد تشکیل دهنده پوشش (فولاد)

σ_y : تنش تسلیم مواد سازنده پوشش فولادی (Psi)

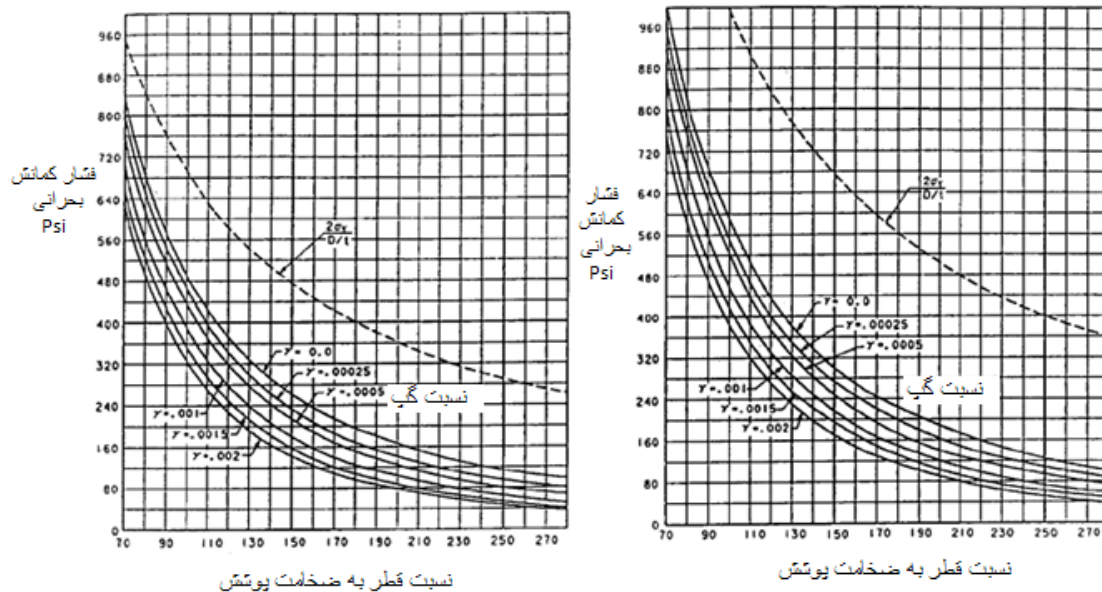
E : مدول الاستیسیته (Psi)



شکل ۳-۷ کمانش مطرح در تئوری جاکبسن

منحنی‌های رسم شده بر اساس روابط جاکبسن برای دو نوع فولاد (مقاومت تسلیم ۲۵۰ و ۳۵۰

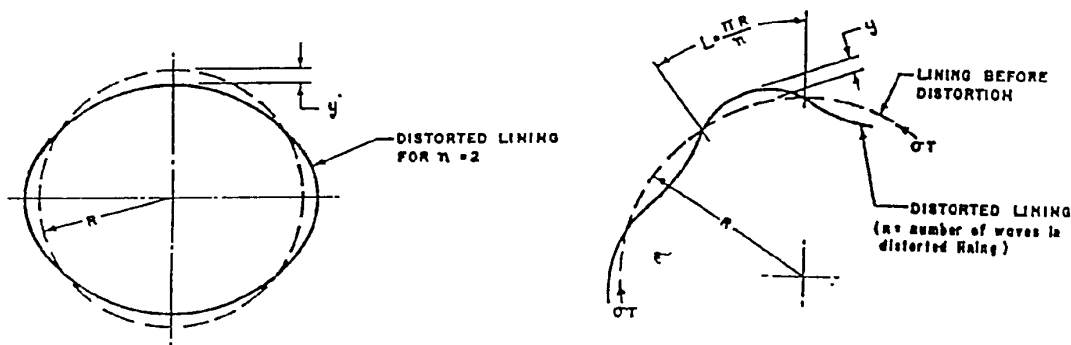
مگاپاسکال) در شکل ۳-۸ نشان داده شده‌اند (Berti, 1998).



شکل ۳-۸ منحنی‌های رسم شده بر اساس روابط جاکبسن برای دو نوع فولاد (Berti, 1998)

۳-۱-۳-۳- روش واقان

رابطه واقان برای تعیین فشار کمانش بحرانی براساس مطالعات بریان^۱ و تئوری پایداری الاستیک پوسته‌های نازک توسط تیموشنکو ارائه شده است. در این روش، کمانش پوشش به صورت تک موجی فرض نمی‌شود بلکه کمانش به صورت متقارن چرخشی در نظر گرفته می‌شود (شکل ۳-۹) (Berti, 1998).



شکل ۳-۹ کمانش واقان (مقارن چرخشی) (Berti, 1998)

^۱ Bryan

$$\left[\frac{\sigma_y - \sigma_{cr}}{2E} + \frac{6\sigma_{cr}}{\sigma_y - \sigma_{cr}} \left(\frac{y_0}{R} + \frac{\sigma_{cr}}{E^*} \right) \right] \times \frac{R^2}{t^2} - \frac{R}{t} + \frac{\sigma_y - \sigma_{cr}}{24\sigma_{cr}} = 0 \quad (۱۲-۳)$$

$$P_{cr} = \left(\frac{t}{R} \right) \sigma_{cr} \left[1 - 0.175 \left(\frac{2R}{t} \times \frac{\sigma_m - \sigma_{cr}}{E} \right) \right] \quad (۱۳-۳)$$

که در آن‌ها:

σ_y : تنش تسلیم فولاد

σ_{cr} : تنش مماسی کمانش بحرانی

E : مدول الاستیسته

R : شعاع پوشش تونل

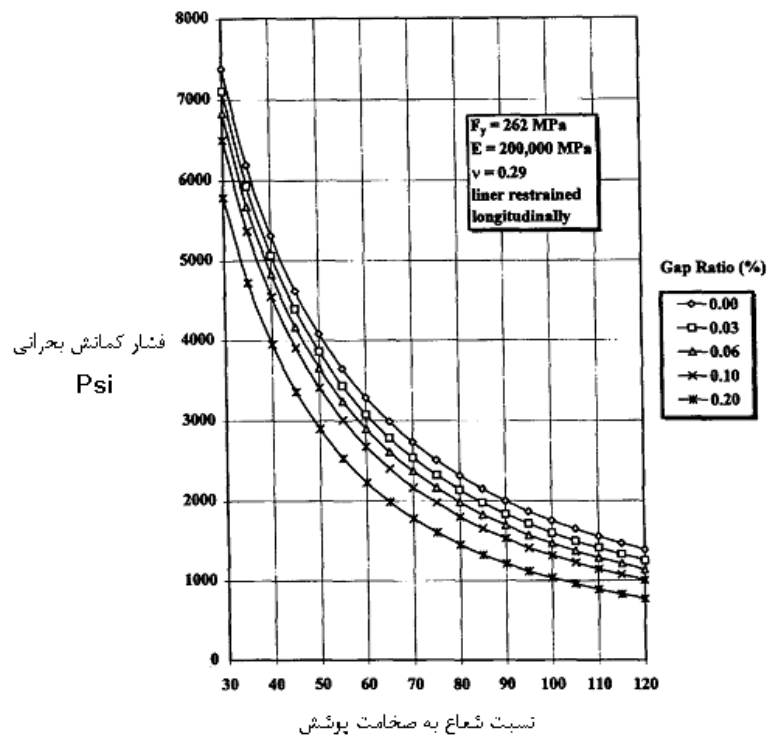
t : ضخامت پوشش

y_0 : فاصله بین پوشش فولادی و بتن

واقان برای محاسبه فشار کمانش بحرانی منحنی‌هایی ارائه داده است (شکل ۳-۱۰). این منحنی‌ها

برای فولاد با $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ ، $\nu = 0.3$ و $\sigma_y = 250 \text{ MPa}$ با مقادیر متغیر $\frac{y_0}{R}$ ترسیم شده‌اند

(Berti 1998).



شکل ۳-۱۰ منحنی های واقان (Berti,1998)

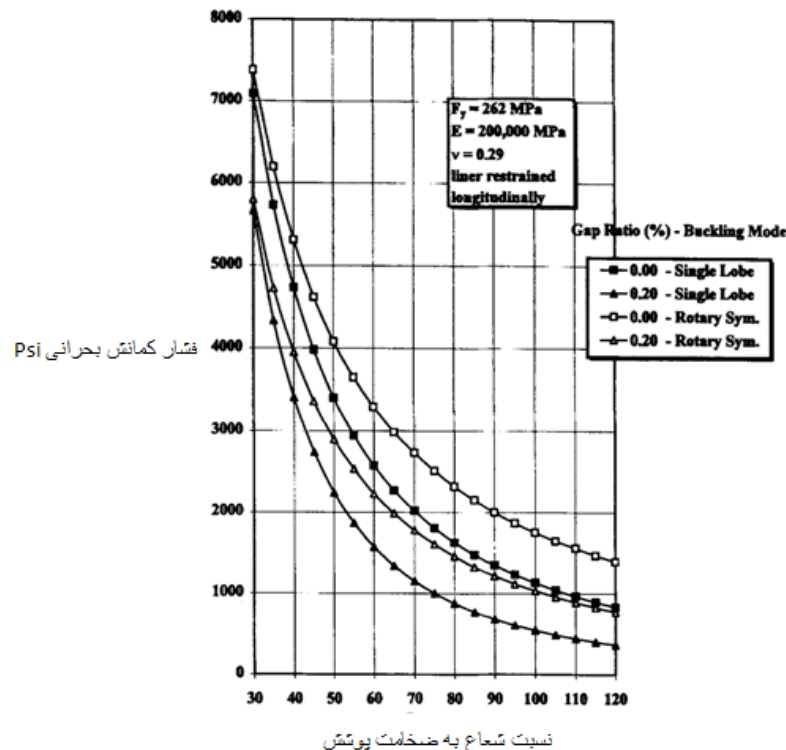
۳-۳-۲- مقایسه روش‌های مختلف به کاررفته در طراحی پوشش فولادی

هیچ دستورالعمل مشخصی برای تحلیل پوشش‌های فولادی تحت فشار کمانش خارجی وجود ندارد. تحلیل‌های موجود بر اساس تئوری‌های مختلف، جواب‌های گوناگونی به دست می‌دهد. در واقع، نتایج حاصله تا اندازه‌ای وابسته به فرضیات استفاده شده در تحلیل‌ها است. مسئولیت طراح این است که محدودیت‌های روش‌های طراحی مختلف را شناسایی و با شرایط واقعی تطبیق کند. به هر حال استفاده بیش از یک روش و دستورالعمل توصیه می‌شود، تا بدین وسیله بتوان با اطمینان بالاتری به فشار کمانش بحرانی دست یافت. جدول ۳-۱ نتایج به دست آمده برای تعیین فشار کمانش مجاز یک پوشش فولادی با شعاع ۹۰ اینچ، برای ضخامت‌های مختلف $\frac{1}{2}$ ، $\frac{5}{8}$ ، $\frac{3}{4}$ ، $\frac{7}{8}$ و ۱ اینچ را برای روش‌های مختلف نشان می‌دهد. تحلیل‌های آمستوتز و جاکبسن با فرض کمانش تک موجی و تحلیل واقان بر اساس کمانش چند موجی می‌باشد که فشارهای کمانش بالاتری را ارائه می‌دهد. بر اساس تجربه، بسیاری از کمانش‌ها در برگیرنده ساختار تک موجی هستند.

جدول ۳-۱ نتایج به دست آمده از روش های مختلف برای ضخامت های متفاوت (Berti, 1998)

فشار کمانشی مجاز برای پوشش فولادی با قطر ۹۰ اینچ						
روش های طراحی	ضریب ایمنی	ضخامت پوشش (in)				
		۰.۵	۵/۸	۳/۴	۷/۸	۱
		تنش کمانش مجاز (PSI)				
Amstutz	۱.۵	۶۵	۸۲	۱۱۹	۱۶۰	۲۰۵
Jacobsen	۱.۵	۵۱	۶۵	۱۱۶	۱۵۳	۱۷۳
Vaughan	۱.۵	۹۷	۱۳۵	۱۷۵	۲۱۷	۲۶۰

در شکل ۳-۱۱ ظرفیت های کمانش به دست آمده از معادلات جاکبسن با مقادیر حاصل از تئوری کمانش متقارن مقایسه شده است. فشار کمانش بحرانی محاسبه شده به روش تئوری کمانش متقارن، ۸ تا ۱۰۰ درصد بیشتر از مقدار محاسبه شده توسط معادلات جاکبسن است.



شکل ۳-۱۱ مقایسه ظرفیت کمانش به دست آمده از تئوری های کمانش جاکبسن و کمانش متقارن (Berti, 1998)

۳-۳-۳- اصول طراحی پوشش‌های فولادی

بر اساس آنچه ذکر شد می‌توان گفت، در پوشش‌های فولادی ضخامت پوشش به منظور مقاومت در برابر کمانش وابسته به شعاع پوشش، مقاومت فولاد و مقدار فشار خارجی است. حداقل ضخامت مورد نیاز بدین منظور از رابطه زیر حاصل می‌شود.

$$\frac{P_d \cdot R_0}{\sigma_{all}} \leq t \quad (۳-۱۴)$$

که در آن:

σ_{all} : تنش مجاز

R_0 : شعاع خارجی پوشش فولادی

P_d : فشار خارجی اعمال شده به پوشش

با فرض انتخاب روش جاکبسن و در نظر گرفتن مقدار گپ صفر و فاکتور ایمنی $1/3$ تا $1/5$ (مقدار فاکتور ایمنی با افزایش میزان گپ کاهش می‌یابد) می‌توان اقدام به تعیین ضخامت پوشش فولادی جهت مقاومت در برابر کمانش کرد در این حالت فاکتور ایمنی لحاظ شده باید از مقدار $\frac{P_{cr}}{P_d}$ کمتر باشد. ضمن آن که تنش مماسی ناشی از فشار کمانش بحرانی نباید از 0.8 تنش تسلیم فولاد تجاوز کند (Berti, 1998).

۳-۳-۴- جمع‌بندی

در طراحی پوشش فولادی تونل‌های تحت فشار علاوه بر در نظر گرفتن فشار داخلی و تأثیر آن بر روی فولاد، بتن و توده‌سنگ، فشار خارجی و پدیده کمانش در اثر فشار خارجی نیز باید بررسی شود. در این مورد تئوری‌هایی مطرح شده که پرکاربردترین آن‌ها که سازگاری بیشتری با واقعیت دارد، تئوری جاکبسن است. که با کمک این تئوری و استفاده از اصول مطرح شده در طراحی در بخش ۳-۳-۳، می‌توان طراحی مناسبی برای پوشش‌های فلزی با در نظر گرفتن شرایط محیطی ارائه نمود.

فصل چهارم

سد و نیروگاه رودبار لرستان

۴-۱- معرفی سد و نیروگاه رودبار لرستان

ایران کشوری است که نیمی از آن را مناطق کوهستانی، یک چهارم مناطق کویری و باقی را جلگه-های هموار تشکیل می‌دهد، از مشخصات کوه‌های ایران پیوستگی آنها به یکدیگر است که اغلب سرچشمه رودخانه‌های بزرگ و کوچک کشور هستند. سلسله کوه‌های زاگرس که از شمال غربی تا جنوب ایران گسترده شده‌اند پرآب‌ترین رودخانه‌های ایران را همچون کارون و دز، از خود عبور داده-اند. با وجود چنین ثروت بالقوه‌ای، منطقه زاگرس هنوز توسعه نیافته است. زمین‌های با شیب تند با دسترسی دشوار، راه‌های نامناسب و دوری از شهرهای بزرگ از عوامل اصلی محرومیت در این منطقه است. صخره‌ها و زمین‌های پرشیب، امکان کشاورزی را برای مردم منطقه محدود ساخته به همین علت از زمان‌های گذشته، اهالی بومی بیشتر به دامداری و در سطح محدودی به باغداری روی آورده-اند. به گفته کارشناسان، رودخانه دز با دبی ۸.۲ میلیارد مترمکعب در سال، پس از کارون پر آب-ترین رودخانه ایران است و رودخانه رودبار در استان لرستان نخستین سرشاخه دز است که حوزه آبریزی در حدود ۲ هزار و ۳۰۰ کیلومترمربع را در بر می‌گیرد و دبی سالانه این رودخانه یک میلیارد مترمکعب است. طبیعت زیبای اطراف این رودخانه به همان علل سخت گذر بودن و دوری از شهرهای بزرگ، از نمونه‌های دست نخورده محیط زیست ایران بشمار می‌رود. طرح سد و نیروگاه رودبار لرستان در قلب چنین منطقه‌ای در دست ساخت است این طرح بر روی رودخانه رودبار در فاصله ۱۰۰ کیلومتری جنوب شهر الیگودرز واقع شده است. مجاورت ساختگاه سد با استان اصفهان و چهارمحال بختیاری، همچنین عبور خط ۴۰۰ کیلوولتی برق سراسری از این منطقه اهمیت اجرای این طرح ملی را دوچندان کرده است (شکل ۴-۱). طرح رودبار لرستان نخستین تاسیسات بزرگ برقی است که بر روی سرشاخه‌های رودخانه دز ساخته می‌شود. سد رودبار، به ارتفاع ۱۵۸ متر (ارتفاع از پی)، طول تاج ۱۸۵ متر، عرض تاج آن ۱۰ متر، حجم مخزن سد ۲۲۸ میلیون مترمکعب، حجم بدنه آن ۴ میلیون و ۸۰۰ هزار مترمکعب است که دارای ۲ سرریز تونلی به قطر ۱۱ متر و ۲

دهانه تونل انحرافی می‌باشد. اختلاف ارتفاع طبیعی بیش از ۳۰۰ متر میان محور سد و نیروگاه، تنوع آب و هوایی منطقه، توپوگرافی پر شیب، سخت گذر بودن و دسترسی دشوار منطقه، محرومیت منطقه و شرایط زمین شناسی از ویژگی‌های مهم پروژه سد رودبار است.



شکل ۴-۱ موقعیت محل احداث پروژه در استان لرستان

سد رودبار با هدف تولید انرژی برق آبی به میزان ۹۸۶ گیگا وات ساعت در سال، کاهش هزینه استهلاک نیروگاه‌های حرارتی، اشتغالزایی در منطقه حین اجرای طرح و در دوران بهره برداری، ایجاد محیط تفریحی و توریستی برای گردشگران داخلی در حال ساخت است. مطالعات مرحله پیش ساخت و شناخت طرح‌های تولید انرژی برقابی حوزه رودخانه دز و سرشاخه های آن تا قبل از بهمن سال ۱۳۷۲ توسط مهندسان مشاور مهتاب قدس انجام شده است و در آذر ۱۳۷۳ مطالعات مرحله نخست طرح سد و نیروگاه رودبار لرستان توسط مهندسان مشاور قدس آغاز شد و در بهمن ۱۳۸۱ مطالعات فاز دوم طرح با مشارکت شرکت مهندسان مشاور قدس نیرو و رهبری شرکت مشاور انگلیسی هالکرو ادامه یافت و کارهای اجرایی راه‌ها و تونل‌های دسترسی و تونل انحرافی آن در نیمه دوم سال ۸۲ آغاز شد و با پایان این عملیات در اسفند ۱۳۸۸، ساخت پوسته پایین دست سد از اوایل خرداد ۱۳۸۹ آغاز شده است. تا پایان شهریور ماه ۱۳۸۹ این طرح در مجموع ۳۵ درصد پیشرفت داشته

است. مسیر ۳ هزار و ۷۰۰ متری تونل‌های انتقال آب که حدود ۵۰ درصد پیشرفت داشته، شامل ۲ دهانه تونل هر یک به طول هزار و ۳۲۲ و قطر ۶ متر و دو خط لوله، هر یک به طول ۲ هزار و ۴۰۰ و قطر چهار متر است که قسمتی از آن روباز و بقیه از تونل عبور می‌کند. نیروگاه رودبار که در ساحل راست رودخانه الکن در دست ساخت است، نیروگاهی از نوع سطحی بوده و عملیات اجرایی دیواره آب‌بند آن به پایان رسیده است. برای ساخت این دیواره به طول ۲۶۲ متر، ۸ هزار و ۸۳۶ مترمکعب حفاری و بتن‌ریزی شده است. این دیواره به منظور جلوگیری از نفوذ آب‌های زیرزمینی و آب رودخانه به ساختگاه نیروگاه اجرا شده و قسمت‌های شرق، جنوب و غرب نیروگاه را در برمی‌گیرد.



شکل ۴-۲ تنگه محل احداث سد رودبار لرستان

۴-۲- زمین‌شناسی و هیدرولوژی منطقه در مسیر تونل‌های انتقال آب

در طول مسیر تونل‌های انتقال آب، سازندهای متنوعی از سنگ‌های رسوبی وجود دارد. امتداد لایه-بندی‌ها تقریباً عمود بر مسیر تونل است، این سازندها به ترتیب حضور در مسیر تونل عبارتند از:

سازند دالان که از بالا به پایین از نظر ترکیب سنگ به سه بخش تقسیم می‌شود: در بخش پایینی سنگ آهک فسیلی، بخش میانی انیدریت و در بالاترین بخش سنگ آهک دولومیتی دیده می‌شود. تونل‌های آب‌بر در بخش بالایی آن که از جنس سنگ آهک دولومیتی است، قرار می‌گیرند. سازند سروک، که از پایین به بالا شامل سنگ آهک آرژیلیتی، سنگ آهک سفید با ذرات سیلیس، سنگ آهک فسیلی قهوه‌ای، سنگ آهک قرمز هوازده، سنگ آهک برشی خواهد بود. تونل‌های آب‌بر از بخش آرژیلیتی عبور می‌کند.

سازند گارو که از جنس سنگ آهک آرژیلیتی و شیل سیاه است.

سازند میلا، شامل سنگ آهک دولومیتی و مارنی است.

سازند هرمز، شامل سنگ آهک مارنی، که بر اساس درزه‌داری و هوازدگی دارای درجه‌بندی است.

موقعیت قرارگیری سازندها در مسیر تونل‌های انتقال آب در جدول ۴-۱ آمده است.

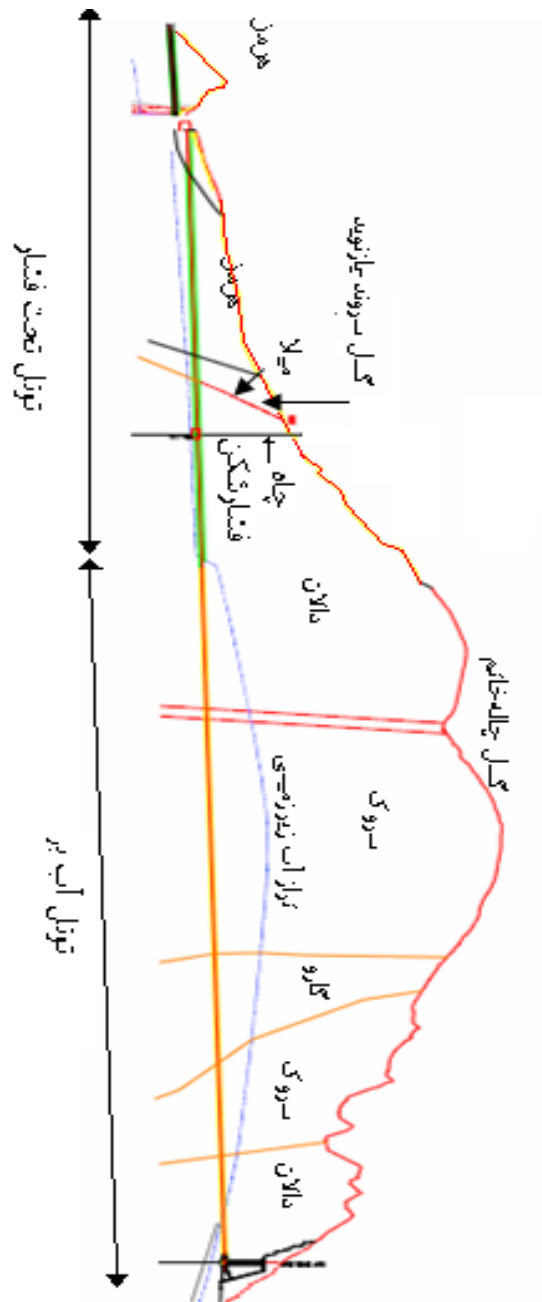
جدول ۴-۱ مشخصات سازندها و گسل‌های مسیر تونل‌های انتقال آب (شرکت مهندسی سپاسد، ۲۰۰۷)

فاصله از دهانه آب- گیر (km)		طول سازند	سازند	منوسط روباره (m)
شروع	انتهای			
۰	۰+۲۴۹	۲۴۹	دالان	۲۰۰
۰+۲۴۹	۰+۴۱۷	۱۶۸	سروک	۲۰۰
۰+۴۱۷	۰+۵۵۹	۱۸۲	گارو	۳۰۰
۰+۵۵۹	۱+۰۴۹	۴۵۰	سروک	۲۰۰
۱+۰۴۹	۱+۰۶۴	۱۵	گسل چاله- حاتم	۳۴۰
۱+۰۶۴	۱+۷۱۸	۶۵۴	دالان	۲۰۰
۱+۷۱۸	۱+۷۳۸	۲۰	گسل بازنویید- سروند	۱۰۰
۱+۷۳۸	۱+۷۸۳	۴۵	میلا	۷۰
۱+۷۸۳	۲+۱۱۸	۳۳۵	هرمز	۳۵

همان‌گونه که جدول نشان می‌دهد در امتداد مسیر تونل آب‌بر، گسل‌های چاله‌حاتم و سروند-بازنویید وجود دارند که در شرایط تکتونیکی منطقه تأثیر گذارند.

سازندهای واقع در امتداد مسیر تونل‌های انتقال آب و سطح آب زیرزمینی در منطقه در امتداد مسیر تونل قبل از آبگیری سد، در شکل ۴-۳، آمده است. همانطور که مشاهده می‌شود تقریباً در تمام مسیر

تونل‌های آب‌بر، تراز آب زیرزمینی بالاتر از تراز تونل قرار دارد و در تونل‌های تحت فشار، پایین‌تر از تراز محور تونل قرار می‌گیرد. میزان نفوذپذیری هر کدام از سازندها را می‌توان در جدول ۴-۲ ملاحظه کرد.



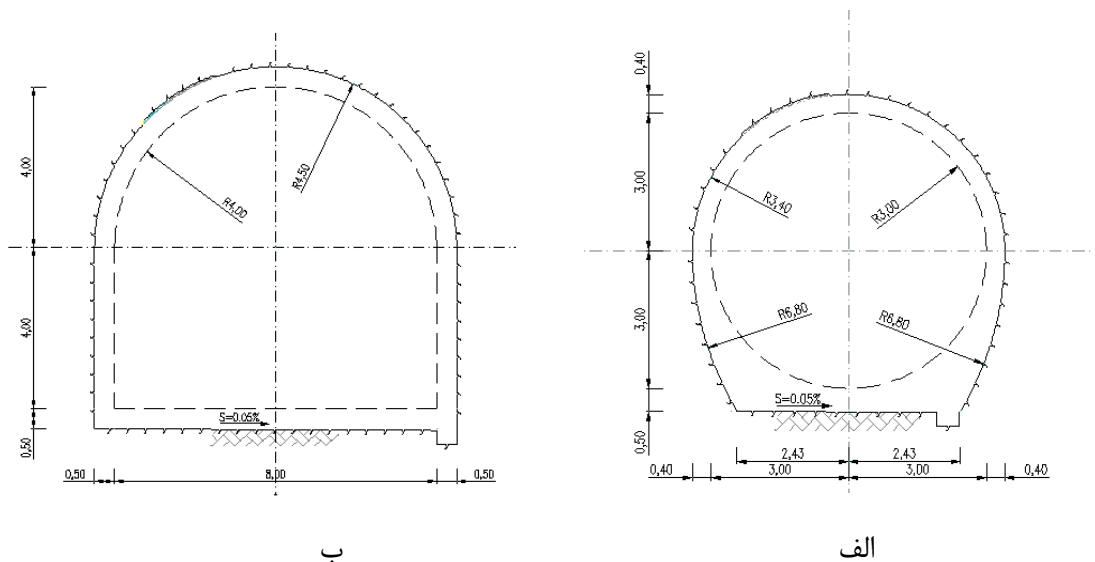
شکل ۴-۳ سازندها و تراز آب زیرزمینی در امتداد تونل‌های انتقال آب پروژه رودبار (شرکت مهندسی سپاسد، ۲۰۰۷)

جدول ۴-۲ نفوذپذیری سازندهای منطقه (شرکت مهندسی سپاسد، ۲۰۰۷)

گسل	گارو	میلا	هرمز			سروک	دالان	سازند
			۳	۲	۱			
$10^{-3}-10^{-4}$	$10^{-5}-10^{-6}$	-	$10^{-5}-10^{-6}$	$10^{-4}-10^{-6}$	10^{-7}	$10^{-4}-10^{-5}$	$10^{-4}-10^{-5}$	نفوذپذیری (cm/s)

۴-۳- سیستم انتقال آب به نیروگاه

سیستم انتقال آب شامل دو بخش است بخش اول، که تونل آب بر^۱ نامیده می‌شوند ورودی تونل آب بر نیروگاه در تراز ۱۷۰۵ متری و در تکیه‌گاه سمت چپ سد واقع است، طول آن ۱۳۰۰ متر و قطر تمام شده آن ۶ متر است. مقطع این تونل در شکل ۴-۴ الف نشان داده شده است. و بخش دوم تونل-های تونل تحت فشار، شامل دو تونل به فاصله ۲۸ متر و عرض و ارتفاع ۹ متر که در آن آب به داخل لوله‌هایی به شعاع ۲ متر هدایت می‌شود (شکل ۴-۴ ب).



شکل ۴-۴ مقطع تونل آب بر (الف) و تونل تحت فشار (ب) در سد رودبار لرستان (شرکت مهندسی سپاسد، ۲۰۰۷)

¹ Head race tunnel

در شکل ۴-۵ موقعیت محور سد، تونل آببر، تونل‌های تحت فشار شمالی و جنوبی (بلند)، چاه‌های فشار شکن، تونل‌های تحت فشار کوتاه و نیروگاه نشان داده شده است.



شکل ۴-۵ جانمایی بخش‌های مختلف تونل‌های آبرسان در پروژه رودبار

لازم به ذکر است در منطقه رودبار به دلیل توپوگرافی منطقه، در انتهای تونل‌های تحت فشار بلند، مقطع تونل نمایان می‌شود (۲۰۰۰ متری دهانه آب‌گیر سد)، و لوله‌های انتقال آب داخل تونل‌های تحت فشار (در فصل بعد در مورد این لوله‌ها توضیح داده می‌شود) از کوه خارج می‌شوند و در فاصله ۶۰۰ متری از این محل مجدداً به دلیل توپوگرافی منطقه وارد تونل‌های تحت فشار می‌شوند که به دلیل کوتاهی طول تونل، (۱۵۰ متر)، به این تونل‌ها، تونل تحت فشار کوتاه گفته می‌شود. این تونل‌ها نیز همانند تونل‌های تحت فشار بلند حفاری می‌شوند و به دلیل کوتاه بودن طول، مشکل خاصی برای حفاری آن‌ها وجود نخواهد داشت.

در این تحقیق، منظور از تونل‌های آبرسان، کل سیستم انتقال آب است و در جاییکه از تونل‌های آب‌بر صحبت می‌شود، منظور تونل‌های انتقال آب با هد (فشار آب) کم است. در مقابل تونل‌های تحت فشار، تونل‌های انتقال آب با هد (فشار آب) بالا هستند که اصطلاحاً پNSTاک نامیده می‌شوند.

فصل پنجم

طراحی پوشش فولادی تونل‌های تحت فشار رودبار

۵-۱- طراحی پوشش تونل‌های انتقال آب سد رودبار لرستان

در تونل‌های آبرسان سد رودبار لرستان بر مبنای شرایط مختلف (شرایط تنش برجا، آب زیرزمینی، فشار آب داخلی، پتانسیل مچاله‌شوندگی، شرایط ژئومکانیکی و کیفیت توده‌سنگ) در جهت نگهداری تونل از انواع سیستم نگهداری استفاده می‌شود. این سیستم‌ها در سه بخش قابل بررسی هستند. که عبارتند از:

- سیستم نگهداری اولیه

- سیستم نگهداری بتنی دائمی

- پوشش فولادی

۵-۱-۱- نگهداری اولیه

روش‌های مختلف تحلیل پایداری و ارائه سیستم‌های نگهداری اولیه تونل آبر و تونل‌های تحت فشار به قرار زیر می‌باشند:

الف) طراحی تجربی بر اساس RMR و Q توده سنگ

بر اساس طبقه بندی بیناوسکی و بارتن، سیستم نگهداری اولیه پیشنهاد شده برای نواحی با توجه به میزان RMR و Q، به صورت جدول ۵-۱ است (شرکت مهندسی سپاسد، ۲۰۰۷).

توجه به این نکته ضروری است که در صورت بروز شرایط مچاله‌شوندگی، سیستم‌های نگهداری باید تصحیح شوند به گونه‌ای که در شرایط مچاله‌شوندگی متوسط، سیستم III به IV تبدیل می‌شود و در شرایط مچاله‌شوندگی زیاد، سیستم IV به V تبدیل می‌شود (شرکت مهندسی سپاسد، ۲۰۰۷).

ب) روش‌های عددی

که با استفاده از نرم‌افزارهای مدل‌سازی عددی مانند FLAC (برای محیط پیوسته)، UDEC (برای محیط ناپیوسته) و ... انجام می‌شود. در این تحقیق، سیستم نگهداری به کار رفته در تونل‌های انتقال آب، همان سیستم پیشنهاد شده از روش‌های تجربی خواهد بود.

جدول ۵-۱ سیستم نگهداری اولیه تونل آب بر اساس RMR و Q (شرکت مهندسی سپاسد، ۲۰۰۷)

سیستم نگهداری پیشنهادی	امتیاز توده سنگ (RMR) و شاخص کیفی سنگ (Q)	
سیستم نگهداری ارائه شده فقط در شرایط مورد نیاز استفاده موضعی از شاتکریت به ضخامت ۵ سانتی‌متر. در قسمت‌هایی که پدیده مچاله‌شوندگی روی دهد پیچ‌سنگ به طول ۴ متر و قطر ۲۸ میلی‌متر استفاده می‌شود و گرنه بدون سیستم نگهداری	$Q > 2, RMR > 47$	(I)
پیچ‌سنگ به طول ۴ متر و قطر ۲۸ میلی‌متر با فاصله داری ۲م*۲م و شاتکریت به ضخامت ۵ سانتی‌متر در تاج تونل	$0.5 < Q \leq 2, 39 \leq RMR \leq 47$	(II)
پیچ‌سنگ به طول ۴ متر و قطر ۲۸ میلی‌متر با فاصله‌داری ۱.۷۵م*۱.۷۵م و شاتکریت به ضخامت ۱۰ سانتی‌متر مسلح با تور سیمی $(\frac{6\phi 150 * 150mm}{2000 * 3000mm})$	$0.2 < Q \leq 0.5, 34 \leq RMR \leq 39$	(III)
پیچ‌سنگ به طول ۴ متر و قطر ۲۸ میلی‌متر با فاصله‌داری ۱.۵م*۱.۵م و شاتکریت به ضخامت ۱۵ سانتی‌متر مسلح با دو تور سیمی $(\frac{6\phi 150 * 150mm}{2000 * 3000mm})$ به فواصل ۱۱ سانتی‌متر	$0.05 < Q \leq 0.2, 25 \leq RMR \leq 34$	(IV)
در نیمه پایینی تونل پیچ‌سنگ به طول ۴ متر و قطر ۲۸ میلی‌متر با فاصله‌داری ۱.۵م*۱.۵م، در قسمت تاج ایجاد چتر با استفاده از لوله‌های با قطر ۷۶ میلی‌متر و طول ۶ متر با فاصله‌داری ۲۰ سانتی‌متر و overlap به میزان ۱.۵ m, شاتکریت به ضخامت ۲۵ سانتی‌متر، مسلح شده با دو تور سیمی $(\frac{6\phi 150 * 150mm}{2000 * 3000mm})$ به فواصل ۲۰ سانتی‌متر و سرانجام استفاده از قاب فولادی IPE200 با فاصله‌داری ۱m	$Q \leq 0.01, RMR \leq 16$	(V)

۵-۱-۲- طراحی پوشش نهایی

معمولاً به خاطر وجود درزه‌ها و همچنین پرشدن آن‌ها توسط مواد رسی، امکان حل شدن مواد بین لایه‌ها و درزه‌ها در آب و در نتیجه ریزش در تونل وجود دارد، بنابراین تونل نیازمند نصب پوشش نهایی می‌باشد. عوامل اصلی برای تعیین نوع پوشش تونل عبارتند از (Schliess, 1997):

- میزان نفوذپذیری توده سنگ اطراف تونل

- میزان تراوش قابل قبول

- قابلیت فرسایش و هوازگی و یا ریزش دیواره توده سنگ

- کارایی نوع پوشش برای کنترل تراوش و همچنین نسبت نفوذپذیری پوشش به توده سنگ

بر اساس موارد ذکر شده، در مسیر تونل‌های انتقال آب، پوشش نهایی که برای تونل پیشنهاد شده است عبارت است از (شرکت مهندسی سپاسد، ۲۰۰۷):

پوشش بتنی با ضخامت ۵۰ سانتی‌متر، این پوشش در بخش‌هایی که سیستم نگهداری موقت به کاربرده شده در منطقه I (جدول ۵-۱) باشد.

پوشش بتنی با ضخامت ۷۵ سانتی‌متر، در بخش‌هایی که سیستم نگهداری موقت به کاربرده شده در منطقه II و III (جدول ۵-۱) باشد.

پوشش بتنی با ضخامت ۱ متر، در بخش‌هایی که سیستم نگهداری موقت به کاربرده شده در منطقه V و VI (جدول ۵-۱) باشد.

۵-۲- کلیاتی از طرح مورد بررسی

در بحث مربوط به کاربرد پوشش فولادی در تونل‌ها، ارائه تعریفی از ماهیت پروژه الزامی است. همان‌طور که در بخش‌های قبل بیان شد، تونل‌های انتقال آب به دو دسته آب‌بر و تونل تحت فشار تقسیم‌بندی می‌شوند. در قسمت تونل‌های آب‌بر این پروژه به دلیل بالا بودن مقدار روباره موجود در منطقه، مقدار تنش‌های برجا زیاد است، بنابراین معیارهای محصورشدگی به منظور ممانعت از

بالازدگی هیدرولیکی نقض نخواهند شد. در بخش تونل‌های تحت فشار، توپوگرافی منطقه شیب بیشتری خواهد داشت و از مقدار روباره تونل در امتداد مسیر آن کاسته می‌شود. در این قسمت، معیارهای محصور شدگی با توجه به مقدار روباره و فشار آب داخلی برقرار نبوده و امکان وقوع بالازدگی هیدرولیکی وجود خواهد داشت. بنابراین استفاده از پوشش‌های فولادی ضروری است اما شرکت چینی مشاور طرح MSDI، با در نظر داشتن این پدیده و نیز به دلیل وجود گسل‌های در مسیر تونل، پیشنهاد داده است که در تونل‌های تحت فشار، پوشش‌های بتنی به کار رود و آب در ادامه مسیر خود از تونل آب‌بر، وارد لوله‌هایی به قطر ۴ متر شود. این لوله‌ها در مسیر خود بر روی بالشتک‌هایی^۱ قرار می‌گیرند. با این کار ضمن جلوگیری از اندرکنش بین آب، پوشش فولادی، بتن و توده-سنگ و بروز حوادث احتمالی در صورت حرکت گسل‌های واقع در منطقه و آسیب رساندن به سیستم نگهداری بتنی تونل، خللی در جریان انتقال آب در داخل تونل به وجود نمی‌آید. اما در بخش مجاور چاه‌های فشارشکن، به منظور اتصال لوله به چاه، بتن‌ریزی در اطراف لوله‌ها انجام می‌شود.

در این پایان‌نامه هدف اصلی، طراحی پوشش فولادی در ناحیه مجاور چاه‌های فشارشکن است که در ادامه به آن اشاره خواهد شد. برای انجام این کار همان سیستم‌های نگهداری توصیه شده از طرف شرکت مشاور برای تونل استفاده می‌شود اما ممکن است بنا به ضرورت سیستم ارائه شده، تصحیح شود. سیستم نگهداری پیشنهاد شده در این قسمت، با توجه به امتیاز RMR سنگ دربرگیرنده (۵۵ تا ۶۵) و پارامترهای مقاومتی سنگ، سیستم نگهداری نوع I می‌باشد که در شرایط بروز پدیده مچاله-شوندگی به صورت موضعی از پیچ‌سنگ و بتن‌پاشی با ضخامت ۵ سانتی‌متری استفاده می‌شود.

در این پروژه تلاش بر آن است تا یک ضخامت مناسب برای پوشش فولادی تعیین شود و به این پرسش پاسخ داده شود که آیا جریان آب داخل لوله و پیامدهای ناشی از لوله‌های قطور آب که از یک سمت متصل به زمین نمی‌باشد، تاثیری بر پایداری بتن اطراف لوله و بالاخره سنگ‌های مجاور تونل و سنگ‌های اطراف چاه تحت فشار دارد یا خیر و در صورت وقوع چنین پیامدی، راهکار چیست؟

¹ Pad

ملاحظه می‌شود که با توجه به مباحث مطرح شده، باید مطالعات هیدرولیکی، مکانیکی و مکانیک سنگی به عمل آید و تا حد امکان پدیده‌های مؤثر لحاظ شوند.

پدیده‌هایی چون ضربه قوچ، فاصله‌داری بین بالشتک‌ها، قطرلوله، ضخامت لوله و ... قبل از ورود به فاز طراحی پوشش فولادی، باید بررسی شوند.

در ابتدا با توجه به اصول طراحی انتقال لوله، با طراحی لوله از نظر ضخامت و قطر لوله و فاصله بین بالشتک‌هایی که لوله‌ها روی آن قرار دارد، انجام می‌شود. در این بین می‌توان به طراحی پد پرداخت و با در نظر گرفتن فشار ناشی از ضربه قوچ و فشار آب داخلی و نیز فشار آب زیرزمینی به طراحی پوشش فولادی پرداخته می‌شود. در پایان با انجام مدل‌سازی عددی تنش‌های ایجاد شده در بتن بررسی می‌شود و از این طریق در صورت نیاز اصلاحاتی در بتن اطراف و یا سیستم نگهداری به عمل می‌آید.

۵-۳- طراحی لوله‌های تحت فشار

مطالبی که در این بخش بیان می‌شود با هدف آشنایی با نحوه طراحی لوله‌های انتقال آب است. در طراحی باید به قطر و ضخامت بهینه دست یافت که به این منظور داشتن یک سری داده‌های اولیه ضروری است (Harvey, 2007).

الف- طراحی قطر بهینه

برای طراحی قطر، دو پارامتر هزینه و کاهش افت هد لوله، مطرح می‌شوند که تلاش بر این است این دو پارامتر بهینه شوند.

کاهش افت هد در لوله‌های انتقال آب، با استفاده از رابطه ۵-۱ قابل محاسبه است.

$$h_f = \frac{1}{2} \frac{V^2 L f}{gD} \quad (۱-۵)$$

که در آن:

V : سرعت جریان آب

L : طول پنستاک

D : قطر لوله

f : ضریب اصطکاک

g : شتاب ثقل

اگر در مسیر به دلایل گوناگون، چندین افت اتفاق افتد در این صورت می‌توان با استفاده از رابطه ۵-

۲، مقدار آن را تعیین کرد.

$$h_f = \sum \frac{1}{2} \frac{K_i V^2}{g} \quad (۲-۵)$$

K_i : ضریب برای افت‌های مختلف

در طراحی لوله‌های انتقال آب باید توجه داشت که میزان افت ایجاد شده از ۲ درصد هد استاتیکی کمتر باشد. در غیر این صورت باید قطر لوله را تغییر داد.

برای طراحی لوله‌های انتقال آب نیروگاه رودبار لرستان، ابتدا یک قطر اولیه در نظر گرفته می‌شود. سپس با داشتن مقدار سرعت در داخل لوله، که بر اساس گزارش شرکت سپاسد $5 \frac{m}{s}$ است، عدد رینولدز برای لوله به دست می‌آید. با استفاده از پارامترهای به دست آمده و استفاده از نمودار مودی مقدار f ، برابر با ۰.۰۰۴ حاصل می‌شود.

همانطور که ذکر شد اگر میزان افت ایجاد شده از ۲ درصد هد استاتیکی بیشتر باشد باید فرایند برای قطر بزرگتری تکرار شود. در پروژه رودبار شعاع در نظر گرفته شده برای لوله ۲ متر است، بر اساس رابطه ۵-۱ میزان افت به دست می‌آید.

$$h_f = \frac{0.004 \times 1525 \times 5^2}{2 \times 9.81 \times 4.4}$$

$$h_f = 1.766m$$

با توجه به این که مقدار به دست آمده از ۲ درصد هد آب بیشتر است (۲.۰۶ متر)، پس مقدار قطر در نظر گرفته شده مناسب خواهد بود.

ب - ضخامت: به منظور تعیین ضخامت مناسب در طراحی لوله، این پارامتر باید به گونه‌ای طراحی شود که در برابر فشار بیشینه مقاومت کند. فشار بیشینه اعمالی به لوله از رابطه ۵-۳ نتیجه می‌شود.

$$h_{max} = h_{static} + h_{surge} \quad (۳-۵)$$

با تعیین مقدار h_{max} ، حداقل ضخامت لوله از رابطه ۵-۴ به دست می‌آید:

$$t_{min} = \frac{\rho g h_{max} D}{2 \frac{\sigma_T}{S}} \quad (۴-۵)$$

که در آن:

S : ضریب ایمنی که معمولاً ۳ در نظر گرفته شده است.

σ_T : مقاومت کششی نهایی، در مورد مصالح مصرف شده برای لوله‌های مورد نظر، ۳۸۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.

با جایگذاری مقادیر ذکر شده، ضخامت لوله به دست می‌آید:

$$t = 0.21 \text{ mm}$$

هد استاتیکی در محل دریچه ۱۲۹ متر است و فشار ناشی از ضربه قوچ نیز با توجه به زمان بستن دریچه‌ها در محل دریچه و منطقه مورد مطالعه با استفاده از رابطه ۲-۲۲ محاسبه می‌شود.

$$C_p = \sqrt{\frac{E_v}{\rho \left[1 + \left(\frac{D}{t} \right) \left(\frac{E_v}{E} \right) \right]}}$$

$$C_p = 829 \frac{m}{s}$$

با توجه به زمان بستن دریچه‌ها در مدت ۴۵ ثانیه و طول مسیر ۱۵۲۵ متری لوله‌های تحت فشار:

$$t = \frac{2L}{C_p}$$

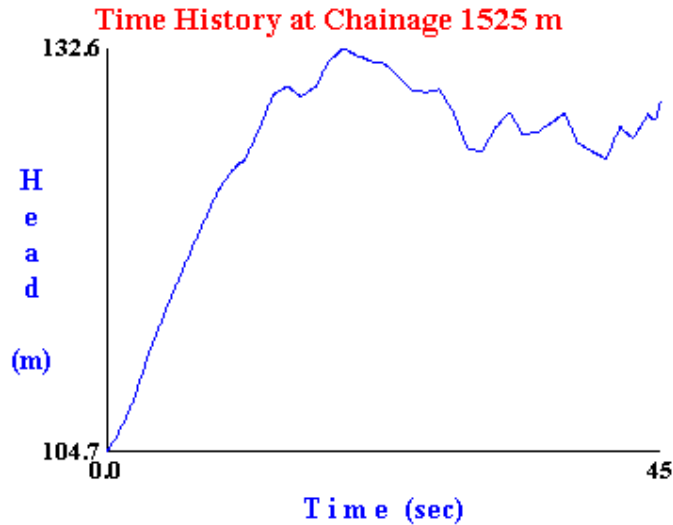
$$t = 3.72 \text{ s}$$

زمان به دست آمده از مدت زمان بسته‌شدن دریچه‌ها کمتر است بنابراین در محل دریچه، مقدار ضربه قوچ از معادله ۲-۲۵ حاصل می‌شود.

$$P_h \approx \frac{2LV\rho}{t_c}$$

$$P_h = 0.34 \text{ MPa}$$

به منظور بالا بردن ضریب ایمنی پایداری تونل و لحاظ پدیده‌های رخ داده در سیستم انتقال آب، در منطقه مجاورت چاه ضربه قوچ ۰.۳ مگاپاسکال در نظر گرفته می‌شود. شکل ۵-۱ فشار ناشی از ضربه قوچ در محل دریچه با استفاده از نرم‌افزار WATER HAMMER را به دست می‌دهد.



شکل ۵-۱ خروجی نرم افزار WATER HAMMER

الگوریتم زیر را می توان برای محاسبه حداقل ضخامت (t_{min}) الگوریتمی در نظر گرفت:

۱. تخمین t

۲. محاسبه t_{min}, c, h_{max}

۳. مقایسه t با t_{min}

۴. افزایش t ، اگر $t < t_{min}$

۵. اگر $t > t_{min}$ ، t به t_{min} نزدیک می شود.

۶. فرایند ۲ و ۳ تکرار می شود (Harvey, 2007).

الگوریتمی که در بالا ذکر شد، در نرم افزار excel تهیه شده و بر اساس آن مقدار به دست آمده برای

لوله های ۲.۲ سانتی متر به دست آمده است.

ج- تعیین بیشترین فاصله بین بالشتک ها با استفاده از تئوری بیشترین خمش (Vakharia,)

(2009)

همان گونه که در بخش ۵-۲ بیان شد لوله های تحت فشار در طول مسیر خود بر روی بالشتک هایی

قرار می گیرند. بنابراین یکی از نکات مهم در ارتباط با طراحی لوله های تحت فشار، آن است که با

افزایش فاصله بین بالشتک‌ها، تعداد بالشتک‌های مورد نیاز کاهش یافته و هزینه‌های مربوط به تهیه و نصب آن‌ها کم می‌شود.

در تعیین فاصله‌داری بین نگهدارنده‌ها اصولی باید رعایت شوند که از مهم‌ترین آن‌ها جلوگیری از ایجاد تنش‌های خمشی بیش از مقاومت مجاز فولاد است.

- فرایند طراحی فاصله بیشینه بین بالشتک‌ها

روابط مربوط به محاسبه تنش خمشی و انحنای بین دو بالشتک از فرمول‌های تیر معمولی نتیجه شده است. بر این اساس

بیشترین تنش خمشی از رابطه ۵-۵ قابل محاسبه است.

$$S_b = \frac{(0.0624wL^2)}{I} \quad (5-5)$$

بیشترین انحنای را نیز می‌توان از رابطه ۶-۵ محاسبه نمود.

$$y = \frac{5wL^4}{384EI} \quad (6-5)$$

که در آن‌ها

w: بار گسترده ناشی از وزن آب و مصالح (N/m)

L: فاصله بین دو بالشتک (m)

D: قطر خارجی لوله که در این جا (m) ۴۰۴۴ متر است.

d: قطر داخلی لوله که در این جا (m) ۴ متر است.

E: مدول الاستیسیته لوله، که در این جا (Pa) ۲۰۰ گیگاپاسکال است.

I: ممان اینرسی لوله که در این جا (m^4) ۰.۵۶۲ است.

شایان ذکر است که بیشترین تنش خمشی، ۳۰٪ تنش مجاز فولاد در نظر گرفته می‌شود. بر این

اساس مقدار S_b برابر است با:

$$S_b = 34.5MPa(30\% \text{ of } S_a = 115MPa)$$

وزن لوله از رابطه ۵-۷ به دست می آید.

$$\frac{\pi}{4}(D^2 - d^2) * \rho(\text{density}) \quad (7-5)$$

وزن سیال از رابطه ۵-۸ محاسبه می شود.

$$w_f = \frac{\pi}{4}d^2 * \rho_w \quad (8-5)$$

بنابراین بار گسترده اعمالی به لوله از مجموع وزن سیال و لوله حاصل می شود.

با جایگزینی مقادیر مربوط به پروژه رودبار در معادله تنش خمشی بیشینه، میزان حداکثر فاصله بین نگهدارنده ها، ۲۲ متر به دست می آید. میزان انحنا نیز با توجه به پارامترهای موجود ۴.۳۴ میلی متر خواهد بود که کمتر از $\frac{L}{600}$ به عنوان شاخص ارائه شده توسط انجمن مهندسی مکانیک آمریکا^۱ می باشد. از این رو فاصله محاسبه شده در این انحنا ایمن است. شایان ذکر است که در مدل سازی نهایی انجام شده، این فاصله، ۲۰ متر در نظر گرفته می شود. مراحل ذکر شده در طراحی لوله ها به صورت الگوریتمی در پیوست الف بیان شده است.

۵-۴- بررسی معیارهای محصورشدگی

با استفاده از این معیارها می توان طولی از تونل که به دلیل عدم محصورشدگی مناسب، نیاز به استفاده از پوشش فولادی دارد مشخص کرد.

بر اساس گزارش شرکت مهندسی سپاسد، حداکثر تراز آب پشت سد ۱۷۶۳ متر و در شرایط عادی ۱۷۵۶ متر است. از سمت ورودی آبگیر تا تونل های تحت فشار به خاطر روباره زیاد نیازی به استفاده از پوشش فولادی نیست. هد آب داخل لوله ها در تونل های تحت فشار بلند در مجاورت چاه های فشارشکن ۱۰۰ متر می باشد بر این اساس فشار استاتیکی ناشی از آب برابر با ۱ مگاپاسکال می باشد که لازم است به دلیل وجود ضربه قوچ در محل مجاور چاه، ۰.۳ MPa به این مقدار افزوده شود.

¹ ASME

با توجه به مقدار به دست آمده، میزان روباره‌ای که به ازای آن باید پوشش فولادی به کار رود با توجه به روابطی که در فصل 2 به آن‌ها اشاره شد و ضریب تنش ۰.۴ که برای منطقه در نظر گرفته می‌شود، عبارت است از:

$$h = \frac{P_w \cdot SF}{\gamma}$$

$$\frac{1300000 \times 1.5}{26000} = 75m$$

$$L_{\min} = \frac{H \times \gamma_w \times S.F}{\gamma_r \times \cos \beta}$$

$$\frac{1300000 \times 2}{26000 \times 1} = 100m$$

$$H = \frac{P_w \times SF}{\gamma_r \times k}$$

$$\frac{1300000 \times 1.5}{0.4 \times 26000} \approx 190m$$

$$C_{RV} = \frac{h_w \times \gamma_w}{\gamma_r}$$

$$\frac{1300000}{26000} = 50m$$

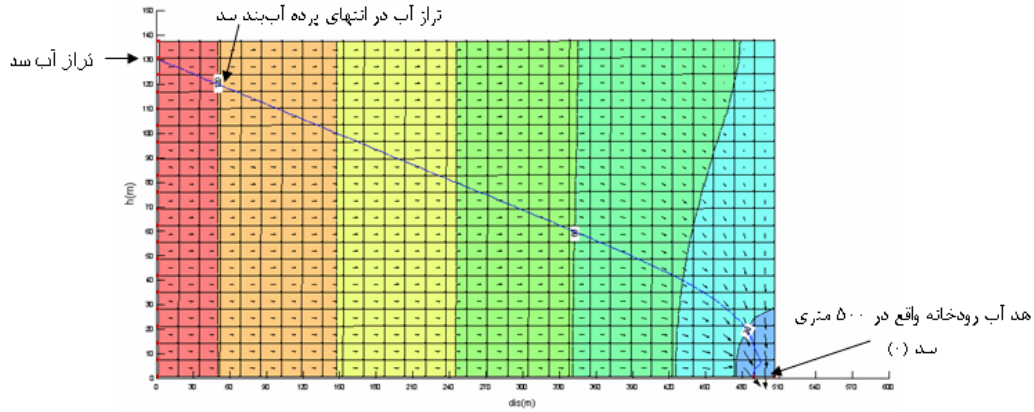
$$C_{RH} = 2 \times C_{RV}$$

$$C_{RH} = 100m$$

به علت در نظر گرفته شدن ضریب تنش جانبی در روش حداقل تنش، که در روش‌های دیگر از آن صحبتی نیست، روش مذکور به عنوان معیار طراحی انتخاب شده و مقدار روباره، ۱۹۰ متر نتیجه خواهد شد. در امتداد مسیر تونل‌های تحت فشار در قسمت‌هایی که روباره کمتر از این میزان باشد، پوشش فولادی ضروری است. بر این اساس در تونل‌های تحت فشار تا فاصله ۱۴۶۰ متری از دهانه آبگیر سد استفاده از پوشش‌های بتنی امکان‌پذیر است و بعد از این منطقه باید پوشش فولادی به کار رود اما شرکت MSDI در بخش تونل‌های تحت فشار در تمام مسیر (فاصله ۱۳۰۰ متری از دهانه آبگیر تا نیروگاه) استفاده از لوله‌هایی به شعاع ۲ متر را پیشنهاد داده است.

در مسیر تونل‌های آب‌بر، تراز آب زیرزمینی متفاوت است به گونه‌ای که تراز آب در تونل آب‌برقبل از آبگیری سد بالاتر از محور تونل می‌باشد و در بخش‌هایی به ۷۰ متر می‌رسد اما در تونل‌های تحت فشار تراز آب زیرزمینی پایین‌تر از محور تونل قرار می‌گیرد (شکل ۴ از فصل ۲). نکته‌ای که باید در طراحی مد نظر باشد آن است که بعد از آبگیری سد تراز آب در بالای تونل‌ها باید تعیین شده و در طراحی پوشش نهایی اعمال شوند. با توجه به در حال ساخت بودن سد، به منظور تعیین تراز آب بعد از آبگیری از نرم‌افزار SEEP/W استفاده شد. نرم‌افزار SEEP/W برای تحلیل جریان آب در محیط‌های متخلخل تهیه شده است. این نرم‌افزار قادر است تا شرایط مختلف جریان از قبیل اشباع یا غیراشباع و محصور یا غیرمحصور بودن سفره با فرض این که ضرایب تراوایی و آب محتوی به صورت تابعی از فشار آب منفذی باشند را در حالت دو بعدی با استفاده از روش عددی اجزاء محدود تحلیل نماید. دامنه کاربرد این نرم‌افزار پروژه‌های مختلف ژئوتکنیکی، هیدروژئولوژیکی، زمین‌شناسی و معدن می‌باشد (میکائیل، ۱۳۸۶). همان‌گونه که بیان شد نباید از این نکته غافل بود که این نرم‌افزار دوبعدی است و حال آن‌که حرکت آب تک بعدی نیست. نحوه محاسبه تراز آب بالای تونل بدین صورت است که با در نظر گرفتن تراز آب پشت سد به عنوان هد بالادستی و سطح آزاد آب در فاصله ۵۰۰ متری سد در امتداد پرده تزریق، ابتدا نفوذ آب در تکیه‌گاه جانبی سد با توجه به نفوذپذیری سازند دالان محاسبه شده (مطابق شکل ۵-۲) و هد آب در قسمت انتهایی پرده تزریق (طول پرده تزریق ۵۰ متر) به دست می‌آید. در ادامه، عبور آب از انتهایی پرده آب‌بند و در راستای تونل‌ها بررسی می‌شود که با توجه به وجود سازند هرمز با نفوذپذیری خیلی پایین و در نتیجه ایجاد یک سد طبیعی، تراز آب در منطقه افزایش می‌یابد و با توجه به اختلاف تراز آب در انتهایی پرده آب‌بند و تراز محور تونل در بخش مجاور چاه، تراز آب زیرزمینی در بخش مجاور چاه‌ها به ۵۰ متر خواهد رسید.

بر این اساس میزان فشار خارجی اعمال شده بر روی پوشش فولادی ۰.۵ مگاپاسکال خواهد بود.



شکل ۲-۵ تعیین هد آب در انتهای پرده آببند با استفاده از نرم افزار SEEPW (پرده آببند جانبی ۵۰ متر)

پوشش فولادی به کار رفته در منطقه مجاور چاه، دارای خصوصیات هندسی و مکانیکی به شرح زیر می باشد:

جدول ۲-۵ خصوصیات هندسی و مکانیکی پوشش فولادی

R_i	ν	E	F_y
۲۰۰۰mm	۰.۳	۲۰۰ GPa	۲۵۰ MPa

با استفاده از مطالب ذکر شده در بخش ۳-۳-۳ و استفاده از فرایند تکرار، ضخامت مورد نیاز حاصل خواهد شد. در اینجا مقدار اولیه ۱۴ mm در نظر گرفته می شود.

با توجه به ضخامت ۱۴ mm و روابط در بخش ۳-۳-۳، نتیجه می شود:

$$\sigma_{all} = 133 \text{ MPa}$$

$$R_0 = R_i + t$$

$$R_0 = 2014 \text{ mm}$$

$$\frac{P_d \cdot R_0}{\sigma_{all}} \leq t$$

$$\frac{0.5}{133} \times 2014 \approx 7.5 \text{ mm}$$

$$7.5 < 14$$

بنابراین ضخامت فرض شده قابل قبول است. بر اساس این ضخامت R_n برابر با ۱۴۳ می شود. فاکتور

ایمینی به کار رفته در معادله کماتش ۱.۵ است. با فرض مقدار صفر برای فاصله بین پوشش و بتن، بر

اساس کمانش جاکبسن مقدار فشار کمانش بحرانی با استفاده از منحنی به دست آمده بر اساس روابط جاکبسن که در پیوست ب آمده است عبارت خواهد بود از :

$$P_{cr} = 65 \cdot \text{kPa}$$

$$\frac{P_{cr}}{P_d} = 1.3 < 1.5$$

بنابراین فاکتور ایمنی به دست آمده مناسب نیست، این بار ضخامت ۱۶ میلی متر انتخاب می شود.

$$\sigma_{all} = 133 \text{MPa}$$

$$R_0 = R_i + t$$

$$R_0 = 2016 \text{mm}$$

$$\frac{P_d \cdot R_0}{\sigma_{all}} \leq t$$

$$\frac{0.5}{133} \times 2016 \approx 7.5 \text{mm}$$

$$7.5 < 14$$

ضخامت فرض شده قابل قبول است. بر اساس این ضخامت R_n برابر با ۱۲۶ می شود. فاکتور ایمنی به کار رفته در کمانش جاکبسن ۱.۵ است. با فرض مقدار صفر برای فاصله بین پوشش و بتن، بر اساس کمانش جاکبسن مقدار فشار کمانش بحرانی عبارت خواهد بود از:

$$P_{cr} = 80 \cdot \text{kPa}$$

در تعیین فشار کمانش بحرانی توسط تئوری کمانش جاکبسن، از نمودار مربوط به این نوع کمانش که در توضیحات مربوط به این تئوری بیان شده است، استفاده شد (پیوست ب).

$$\frac{P_{cr}}{P_d} = 1.59 > 1.5$$

اما باید آزمون دیگری نیز بررسی شود تا تنش مماسی به وجود آمده در پوشش از مقاومت فولاد تجاوز نکند.

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr} \cdot R_0}{t}$$

$$101 \text{MPa} < 0.8 F_y (177 \text{MPa})$$

بنابراین فاکتور ایمنی به دست آمده صحیح است و پوشش در برابر فشار خارجی مقاوم است. باید توجه داشت که لازم است ضخامت با در نظر گرفتن فرسایش و مسایل ناشی از خوردگی به ۱۸ میلی-متر افزایش یابد.

به منظور بررسی عملکرد تونل و تأثیر فشارهای ناشی از آب و ضربه قوچ بر روی سیستم نگهداری و توده سنگ اطراف از الگوریتم ارائه شده بر اساس روابط اشلایس در مورد پوشش تونل‌های تحت فشار استفاده شده است. ضمن آن که از منطقه مورد بررسی مدلی با کمک نرم‌افزار المان محدود آباکوس تهیه شد تا نتایج به دست آمده با آن بررسی شود.

در ادامه روابط ارائه شده توسط اشلایس برای طراحی پوشش‌های تونل تحت فشار بیان می‌شود. رویه انجام این مطالعات طبق نظر اشلایس به صورت زیر است:

۱- برآورد فشار وارد بر پوشش بتنی و در نهایت فولاد

۲- تعیین ضخامت بر اساس روابط مربوط به کمانش

۳- بررسی این ضخامت بر اساس اعمال فشار داخلی

۴- تعیین درصد تسلیح بتن دربرگیرنده پوشش فولادی در بخش مجاور چاه‌ها

با تعیین هد آب زیرزمینی به میزان ۵۰ متر که قبلاً به دست آمده و استفاده از تئوری کمانش جاکبسن، میزان ضخامت پوشش فولادی ۱۸ میلی‌متر حاصل می‌شود. این ضخامت در برابر فشار داخلی ۱.۳ مگاپاسکال بررسی شده و با استفاده از روابط اشلایس، نتایجی در ارتباط با پایداری پوشش حاصل شده است. روابط ارائه شده توسط اشلایس را می‌توان به دو دسته تقسیم‌بندی کرد. روابطی که در مورد تونل‌های تحت فشار با پوشش بتنی مسلح مطرح شده و دسته دیگر مربوط به تونل‌های تحت فشاری است که پوشش فولادی نیز مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این پایان‌نامه با توجه به ماهیت موضوع، دسته دوم از روابط به کار برده می‌شود. در فصل ۲ و ۳ به هر دو دسته از این روابط اشاره شده است.

با اعمال فشار داخلی، بخشی از فشار به پوشش فولادی، بخشی به بتن و قسمتی از آن نیز به توده سنگ اعمال می‌شود.

براساس رابطه ۲-۳ فشار منتقل شده در مرز بتن و فولاد ۹۲۰ کیلو پاسکال می‌باشد، بنابراین فشار اعمالی به پوشش فولادی ۴۱۰ کیلو پاسکال خواهد بود و براساس رابطه ۲-۲ از مقدار فشار کل (۹۲۰ کیلو پاسکال)، فشار اعمالی به بتن، ۵۱۰ کیلو پاسکال ($A_s = 0$) و فشار وارد بر توده‌سنگ، ۴۱۰ کیلو پاسکال به دست می‌آید، بر این اساس تنش مماسی (کششی) اعمال شده در بتن (جداره داخلی) و فولاد بر اساس روابط ۵-۹ و ۵-۱۰ به ترتیب ۴۶ و ۱.۲۷ مگاپاسکال خواهد بود. در مورد بتن این مقدار از مقاومت کششی بتن کمتر است (۲ مگاپاسکال)، بنابراین نیاز به استفاده از میلگرد در جهت تسلیح بتن در پشت فولاد وجود ندارد.

$$\sigma_t = \frac{P.R}{t} \quad (۹-۵)$$

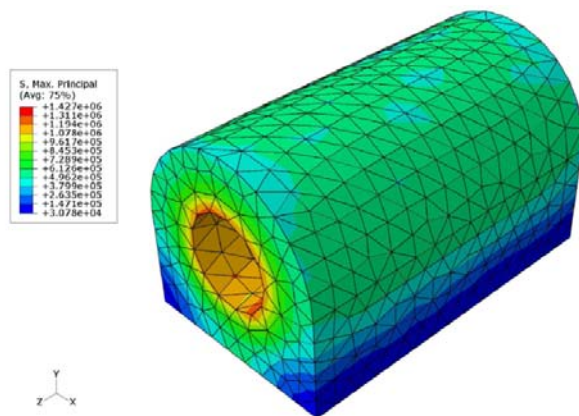
$$\sigma_t = \frac{2.P.R_2^2}{(R_2^2 - R_1^2)} \quad (۱۰-۵) \text{ اگر } t > 0.1R$$

R_2 : شعاع خارجی بتن

R_1 : شعاع داخلی بتن

t: ضخامت بتن

بتن به کار برده شده در این پروژه دارای مقاومت ۳۵ مگاپاسکال بوده و مقاومت کششی آن ۰.۰۵ تا ۰.۱ این مقدار برآورد شده است. بتن موجود در اطراف پوشش فولادی با استفاده از نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی شده و نتایج مربوط به تنش کششی به دست آمده بر روی بتن، در شکل ۵-۱۲ نشان داده شده است. نتایج به دست آمده مدل‌سازی بتن تحت فشار داخلی ۱.۳ مگاپاسکال، نشان می‌دهد که فشار کششی بیشینه رخ داده در بتن ۱.۴ مگاپاسکال خواهد بود که به نتایج حاصل از روش اشلایس نزدیک است.



شکل ۳-۵ تنش کششی روی دانه در بتن

فصل ششم

مدل سازی و تحلیل عددی توسط نرم افزار آباکوس

۶-۱- مقدمه

به طور کلی برای حل مسایل فیزیکی و مکانیکی از سه روش تحلیل دقیق، عددی و تجربی استفاده می‌شود.

در روش حل دقیق، همان‌طور که از نام آن مشخص است به محاسبه دقیق پارامتری معادلات دیفرانسیلی حاکم بر میدان‌های فیزیکی مانند میدان تنش می‌پردازد در حالی که در روش عددی به حل تقریبی این مسایل پرداخته می‌شود.

روش تجربی یا آزمایشگاهی نیز با توجه به این‌که برگرفته از خود واقعیت است، روشی مناسب محسوب می‌گردد.

در این میان روش عددی که المان محدود زیرمجموعه‌ای از آن است یکی از پرکاربردترین روش‌های مورد استفاده در حل مسایل مهندسی است.

از جمله مزایای روش عددی به خصوص المان محدود نسبت به روش‌های دیگر به شرح زیر است:

۱- ضعف عمده روش آزمایشگاهی، پرهزینه و زمان‌گیر بودن آن است. در حالی که در روش حل عددی این چنین نیست.

۲- روش حل دقیق از تحلیل مدل‌های با هندسه پیچیده عاجز است و تنها روش‌های عددی به ویژه المان محدود در این زمینه کارگشا است.

۳- در حل مسایلی که شرایط مرزی کمی پیچیده است نیز حل دقیق ناتوان است و تنها روش‌های عددی در حل این نوع مسایل به کار می‌روند (جاهد مطلق، ۱۳۸۵).

۶-۲- روش المان محدود

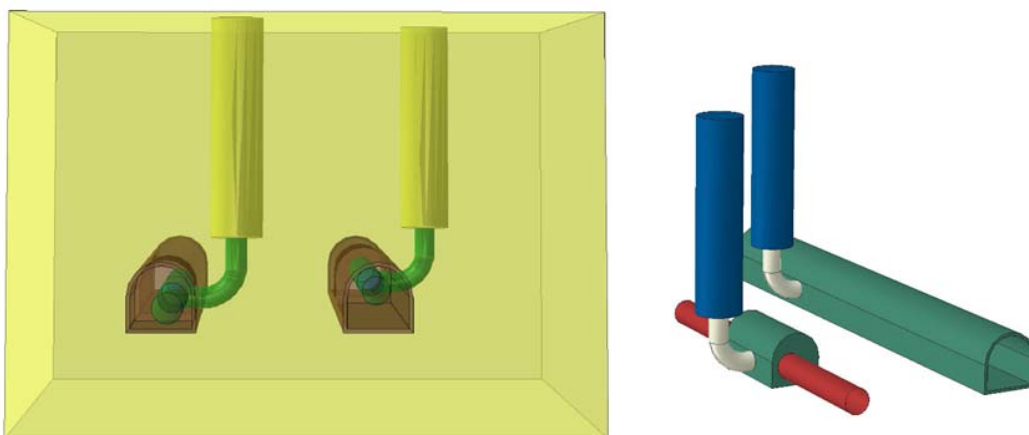
در روش المان محدود غالباً مسایل فیزیکی به کمک معادلات دیفرانسیل حاکم بر سیستم و یا به کمک کمینه نمودن انرژی پتامسیل حل می‌شود. هر المان دارای گره‌هایی است که مقادیر ورودی (بارگذاری و شرایط مرزی) و خروجی (نتایج) به آن‌ها اختصاص داده می‌شوند. برای هر المان رفتاری تعریف می‌شود است که به آن تابع شکل گفته می‌شود و مقدار درجه آزادی (برای مثال جابه‌جایی) در هر ناحیه از المان را مشخص می‌کند. شرط اصلی انتخاب تابع شکل مناسب، قابلیت ارضا شدن شرایط مرزی توسط آن تابع است که می‌تواند این تابع درجه یک، دو و یا هر تابع دیگری باشد (جاهد مطلق، ۱۳۸۵)

۶-۳- نرم‌افزار آباکوس

نرم‌افزار آباکوس یکی از قوی‌ترین نرم‌افزارهای المان محدود در دنیا است که کاربرد بسیار زیادی در زمینه‌های مهندسی از جمله مکانیک، مهندسی پزشکی، مکانیک خاک و ... دارد. ABAQUS/CAE به عنوان رابط گرافیکی کاربر در بسته نرم‌افزاری ABAQUS گنجانده شده است. این نرم‌افزار به کاربر کمک می‌کند که یک مدل هندسی را سریعاً و به سادگی بسازد یا از یک نرم‌افزار مدل‌سازی دیگر وارد کند. با استفاده از این نرم‌افزار می‌توان مدل هندسی قطعه را گسسته‌سازی کرد و خواص مواد آن را تعیین و شرایط مرزی و بار اعمالی را مشخص کرد. در انجام این پایان‌نامه تلاش شده است تا برای اولین بار با استفاده از این نرم‌افزار برای محیط‌های سنگی پیوسته، در حالت سه بعدی، اقدام به مدل‌سازی منطقه مورد بررسی در پروژه سد رودبار لرستان شود. به منظور مدل‌سازی و تحلیل منطقه مورد بررسی باید مراحل طی شود که در ادامه به آن‌ها پرداخته می‌شود.

۶-۳-۱- ساخت هندسه مدل

تونل‌های تحت فشار سد رودبار در طول مسیر خود دارای مقطع نعل اسبی با دهانه ۹ متر و ارتفاع ۹ متر بوده که به فاصله ۲۸ متر از هم واقع شده‌اند. علاوه بر این در محل مورد بررسی، چاه‌های فشارشکن با قطر ۶ متر و فاصله ۱۴ متر از تونل مربوطه، احداث می‌شوند و فاصله محورهای چاه‌ها در امتداد تونل‌ها ۳۵ متر می‌باشد. بنابر مطالب بیان شده و با در نظر گرفتن مقدار متوسط روباره (۱۲۸ متر)، مدلی که در نظر گرفته می‌شود دارای ابعاد m ۸۰ در راستای x ، ۵۵ متر در راستای z و ۸۰ متر در راستای z خواهد بود و مابقی تنش در راستای z به صورت فشار اعمال می‌شود. در این تحقیق نحوه اتصال چاه فشارشکن به لوله‌های واقع در تونل‌های تحت فشار به صورت زانویی با قطر ۳ متر در نظر گرفته شده است. فاصله انتهایی چاه تا کف تونل ۱۱ متر و تا سقف تونل ۲ متر می‌باشد. جزئیات بیشتر در شکل ۱-۶ قابل مشاهده است.



شکل ۱-۶- نمایی از منطقه مدل شده توسط نرم‌افزار آباکوس

۶-۳-۲- خصوصیات مواد

در ادامه ساخت مدل، باید خصوصیات مواد برای اجزاء مدل مشخص شود. این اجزاء شامل پارامترهای مکانیکی و فیزیکی سنگ در منطقه مورد نظر، پارامترهای فولاد، بتن و آب خواهند بود. پارامترهای مربوط به سنگ بکر، در جدول ۱-۶ و برای توده سنگ، با استفاده از جدول ۱-۶ و استفاده

از نرم افزار ROCK LAB در جدول ۶-۲ بیان شده‌اند. در جدول ۶-۳ نیز به پارامترهای مربوط به بتن، فولاد و آب اشاره شده است.

تحلیل رفتار پلاستیک مدل با استفاده از مدل موهر- کلمب انجام می‌شود.

جدول ۶-۱ پارامترهای ژئومکانیکی سنگ بکر برای منطقه مجاور چاه‌ها (گزارش شرکت مهندسی سپاسد، ۲۰۰۷)

شماره	مشخصه	واحد	مقدار
۱	وزن مخصوص	تن بر متر مکعب	۲.۶
۲	مدول تغییر شکل پذیری	گیگا پاسکال	۱۰
۳	ضریب پواسون سنگ	-	۰.۳
۴	مقاومت فشاری تک محوری	مگاپاسکال	۱۰۰-۵۰
۵	ضریب تنش جانبی	-	۰.۴
۶	چسبندگی	مگاپاسکال	۱.۲
۷	زاویه اصطکاک داخلی	درجه	۴۸
۸	نفوذپذیری	$\frac{cm}{s}$	$10^{-4} - 10^{-5}$
۹	GSI	-	۶۵-۵۵
۱۰	RMR	-	۷۰-۶۰
۱۱	Q	-	۳ <

جدول ۲-۶ پارامترهای توده سنگ بر اساس پارامترهای سنگ بکر و استفاده از نرم افزار Rock Lab

Coh(KPa)	Friction angle	UCS (MPa) توده سنگ	E_d (GPa) مدول تغییر شکل پذیری
۱۰۰۰	۴۶	۵.۱۳۳	۲.۷۲

جدول ۳-۶ پارامترهای بتن، فولاد و آب استفاده شده در مدل

مقاومت کششی (MPa)	مقاومت فشاری (MPa)	مدول الاستیسیت (GPa)	وزن مخصوص (kg/m ³)	مواد به کارفته در مدل
-	۴۰۰	۲۰۰	۷۸۰۰	فولاد
۲	۲۵	۲۰	۲۴۰۰	بتن
۰	۰	۲.۲ (bulk modulus)	۱۰۰۰	آب

۳-۳-۶- مش بندی

وقتی هندسه مدل به طور کامل ساخته شد و مشخصات مواد به سنگ و اجزاء سازه‌ای تخصیص داده شود، به منظور محاسبات المان محدود، هندسه مدل به المان‌هایی تقسیم می‌شود. در تعیین ابعاد المان، به طور معمول، بخش‌هایی که از حساسیت بالاتری برخوردارند دارای المان‌های ریزتری می‌باشند ضمن آن‌که در مش بندی مدل مربوطه از المان مثلی استفاده می‌شود.

۳-۳-۶- شرایط اولیه و مرزی

بعد از تعریف هندسه مدل و مش بندی، باید شرایط اولیه حاکم در محدوده مدل سازی شده، شامل تنش‌های مؤثر ناشی از روباه و تنش جانبی به مدل اعمال شود. بر اساس اطلاعات جدول ۴-۶، ضریب

تنش جانبی ۰.۴ است. بر این اساس، وضعیت تنش‌های برجای منطقه‌ی مورد بررسی، از روابط ۱-۶ و

۲-۶ به دست می‌آید. بعد از اعمال شرایط اولیه، می‌توان مدل را تحلیل نمود..

$$\sigma_v = \gamma.H \quad (۱-۶)$$

$$\sigma_h = K.\gamma.H \quad (۲-۶)$$

جدول ۴-۶ اطلاعات مورد نیاز به عنوان ورودی نرم‌افزار

ناحیه	روباره در تونل مجاور چاه (متر)	σ_v (MPa)	σ_h (MPa)	K	فشار داخلی آب (MPa)
اطراف مخزن موج‌گیر	۱۲۸	۳.۳۲۸	۱.۳	۰.۴	۱.۳

۶-۳-۵ - مراحل تحلیل مدل

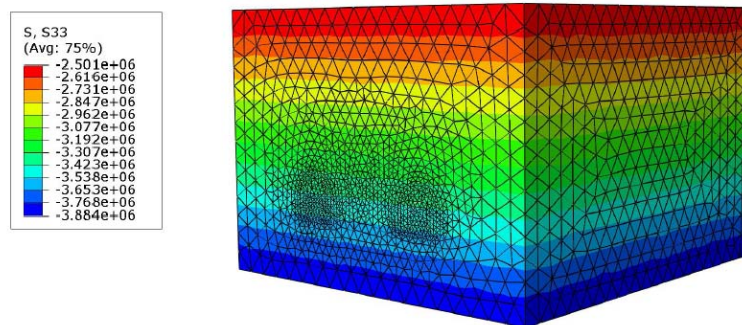
تحلیل مدل در چهار مرحله^۱ انجام می‌شود.

- مرحله اول

همانند سایر نرم‌افزارهای متداول در مکانیک سنگ مانند FLAC و UDEC که لازم است مدل

ساخته شده قبل حفاری به تعادل استاتیکی برسد، در این مرحله مدل به تعادل رسانده می‌شود و

جابه‌جایی به وجود آمده، صفر می‌شود (شکل ۲-۶).



شکل ۲-۶ تعادل استاتیکی مدل با اعمال تنش‌های اولیه

^۱ Step

- مرحله دوم

در این مرحله حفر دو تونل با مقطع نعل اسبی و ابعاد دهانه ۹ متر و ارتفاع ۹ متر از طریق حذف المان‌های مربوطه اجرا و پایداری آن بررسی می‌شود. قبل از آن باید مقدار همگرایی مجاز تونل که پس از وقوع آن سیستم نگهداری اعمال می‌شود، محاسبه گردد. به منظور محاسبه این همگرایی از رابطه کارانزا - تورس^۱ (منطبق بر منحنی پانه) استفاده می‌شود و با توجه به جابه‌جایی بیشینه در حفاری تونل که ۱۱.۵ میلی‌متر است (شکل ۳-۶) و فاصله ۶ متری سیستم نگهداری تا سینه‌کار و گام پیشروی ۳ متر (شرکت مهندسی سپاسد، ۲۰۰۷)، مقدار $\frac{U_r}{U_{max}}$ به دست آمده بر اساس رابطه ۳-۶، ۰.۷۸ به دست می‌آید. بنابراین مقدار همگرایی مجاز تونل، ۹ میلی‌متر خواهد بود (Carranza - Torres, 2000).

$$\frac{u_r}{u_{max}} = \left[1 + \exp\left(-\frac{x/R}{1.10}\right) \right]^{-1.7} \quad (3-6)$$

$$\frac{u_r}{u_{max}} = \left[1 + e^{\left(\frac{-x/R}{1.1}\right)} \right]^{-1.7} = 0.78$$

که در آن:

R شعاع تونل بر حسب متر است.

X: فاصله از سینه‌کار

رابطه ارائه شده توسط کوشی^۲ نیز میزان همگرایی مجاز یا نهایی برای تونل‌های آب‌بر را به دست می‌دهد (خزائی، ۱۳۷۹).

$$C_p = 40 \times B^{0.5} \times \gamma^{\frac{1}{3}} \times \left(1 - \frac{RMR}{100}\right)^3 \quad (4-6)$$

$$C_p = 40 \times 9^{0.5} \times 2.6^{\frac{1}{3}} \times (1 - 0.6)^3 = 10mm$$

که در آن:

¹ Carranza - Torres

² Ghosi

C_p : همگرایی مجاز یا نهایی بر حسب میلی متر

β : عرض دهانه حفاری بر حسب متر (۹ متر)

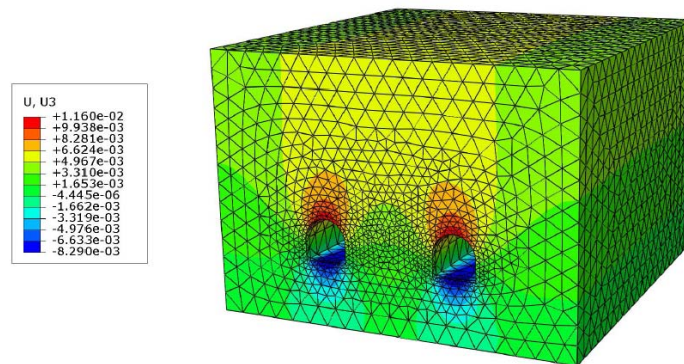
RMR: امتیاز توده سنگ (۶۰)

γ : چگالی توده سنگ بر حسب تن بر متر مکعب (۲.۶)

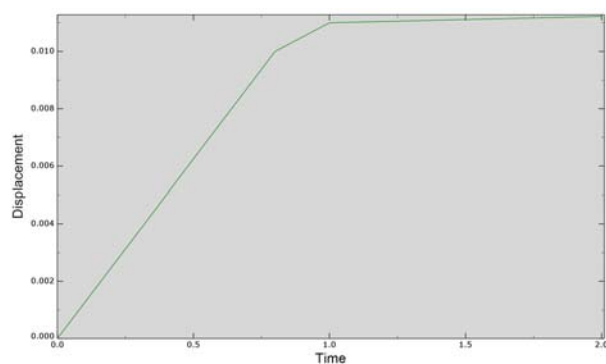
در مدل ساخته شده، مقدار همگرایی مجاز ۱۰ میلی متر اعمال می شود. بعد از رسیدن به مقدار همگرایی به دست آمده، سیستم نگهداری پیشنهاد شده اعمال می شود. به منظور اعمال شاتکریت به ضخامت ۵ سانتی متر، بیشترین فشار ناشی از شاتکریت به جداره که وابسته به ضخامت شاتکریت و قطر تونل است مورد استفاده قرار می گیرد (Hoke, 1999).

$$P_{i\max} = 3.8D^{-0.99} MPa \quad (5-6)$$
$$P_{i\max} = 430 KPa$$

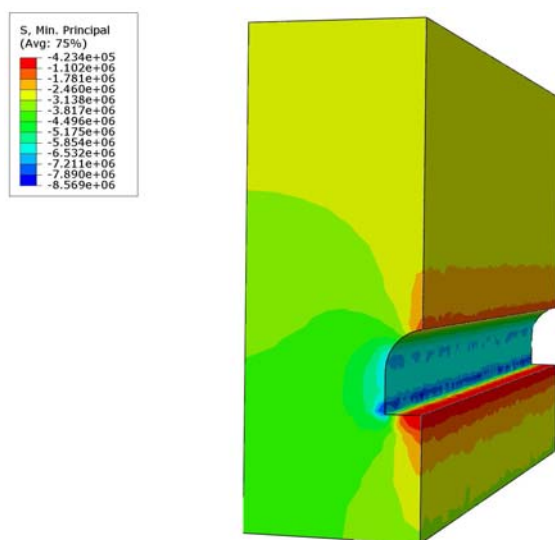
در قسمت زانویی با قطر ۳ متر فشار اعمالی، ۱.۲۸ مگاپاسکال به دست می آید. اشکال ۳-۶ و ۴-۶ جابه جایی سقف تونل بعد از اعمال شاتکریت را نشان می دهند. بر اساس نتایج به دست آمده که در قالب اشکال ۵-۶ تا ۸-۶ بیان شده، به صورت محدود منطقه پلاستیک در مدل ایجاد شده و تونلها نیازی به سیستم نگهداری سنگین ندارند و شاتکریت با ضخامت ۵ سانتی متر در قسمت تونل و زانویی کفایت می کند. در عمل در صورت بروز پدیده مچاله شونده می توان از پیچ سنگ به صورت موضعی استفاده کرد (سیستم نگهداری I که در فصل قبل ذکر شد).



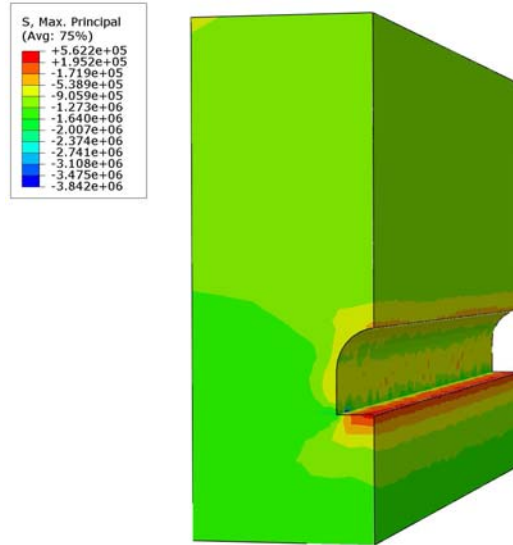
شکل ۳-۶ جابه جایی در مدل بعد از حفر تونل (بدون اعمال پوشش موقت)



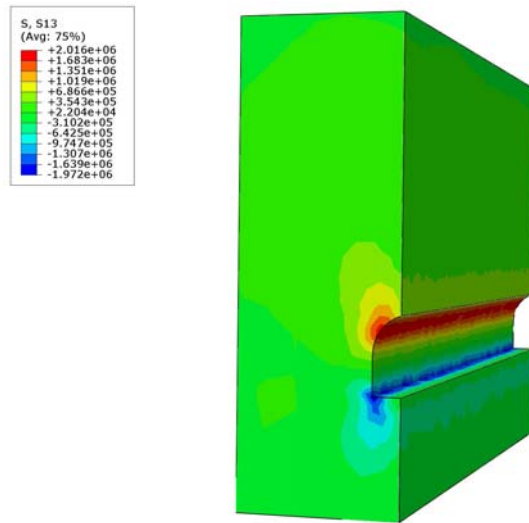
شکل ۴-۶ جابه‌جایی سقف تونل بعد از اعمال شاکت‌ریت



شکل ۵-۶ تنش کمینه در توده‌سنگ بعد از حفاری و اعمال پوشش موقت

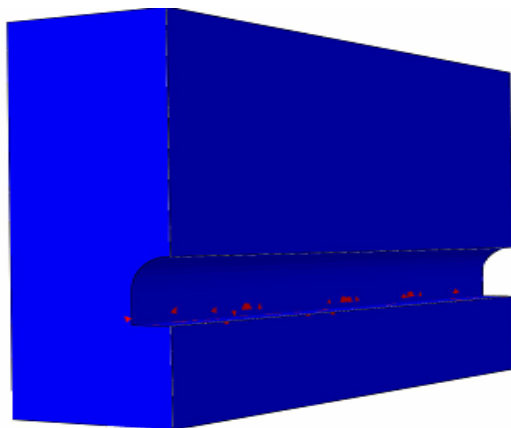


شکل ۶-۶ تنش بیشینه در توده سنگ بعد از حفاری و اعمال پوشش موقت



شکل ۶-۷ تنش برشی در اطراف تونل

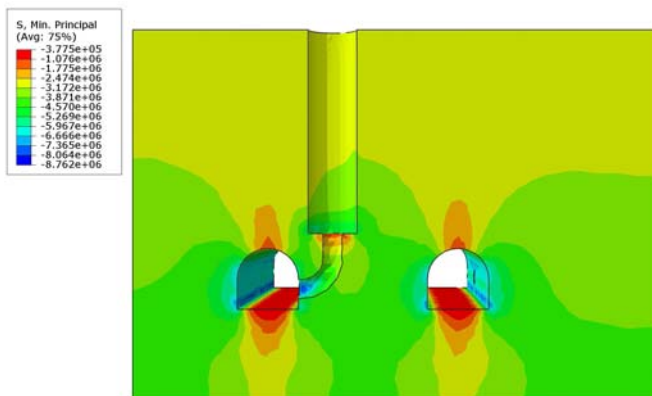
خروجی نرم‌افزار، مناطق پلاستیک اطراف تونل را مشخص می‌نماید.



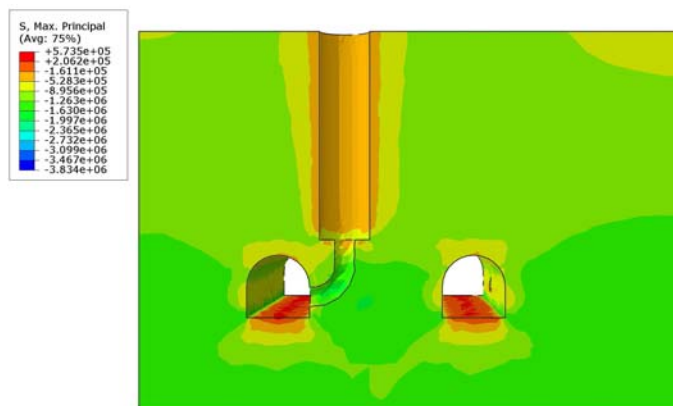
شکل ۶-۸ مناطق پلاستیک اطراف تونل

- مرحله سوم

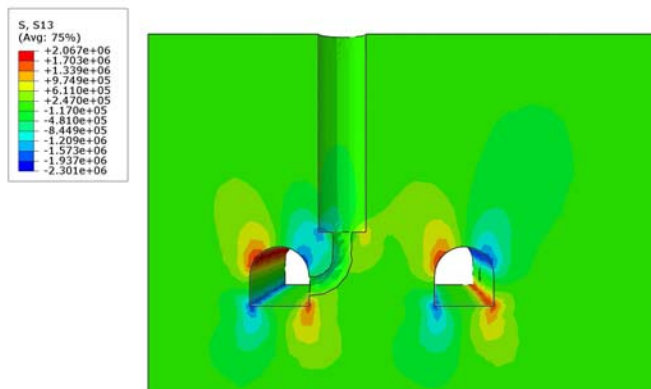
در این مرحله حفر چاه‌ها از طریق حذف المان‌های مربوطه انجام می‌شود و هم‌زمان سیستم نگهداری دایمی در تونل‌ها (بتن با ضخامت ۵۰ سانتی‌متر) اعمال می‌گردد (بخش ۵-۱-۲). باید توجه داشت که با حفر چاه، سیستم نگهداری دایمی نصب شده در تونل، تحت اعمال بار از طرف توده سنگ قرار خواهد گرفت. اشکال ۶-۹، ۶-۱۰ و ۶-۱۱، به ترتیب تنش‌های کمینه، بیشینه و برشی در مقاطع عرضی تونل، در مجاورت چاه‌ها را، نشان می‌دهند و شکل ۶-۱۲ بیان‌گر مناطق پلاستیک در اطراف تونل است (در پایان مرحله سوم). در شکل ۶-۱۳ تنش بیشینه به وجود آمده در پوشش بتنی نشان داده شده است. با توجه به نتایج به دست آمده و بحرانی بودن تنش‌های کششی القا شده در بتن (تنش‌های با علامت مثبت در شکل)، وضعیت این تنش‌ها نشان داده می‌شود. لازم به ذکر است که تنش‌های برشی روی داده در بتن کمتر از مقاومت برشی بتن بوده و ناپایداری رخ نمی‌دهد.



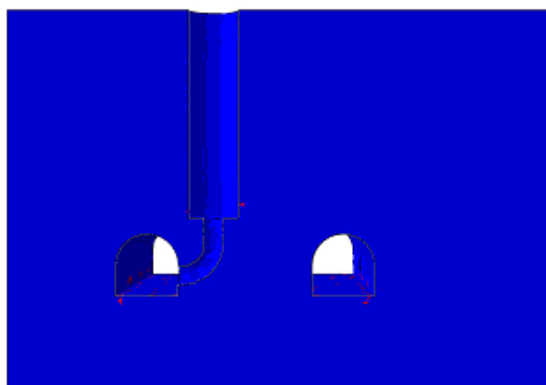
شکل ۹-۶ تنش کمینه در توده سنگ بعد از حفاری چاه



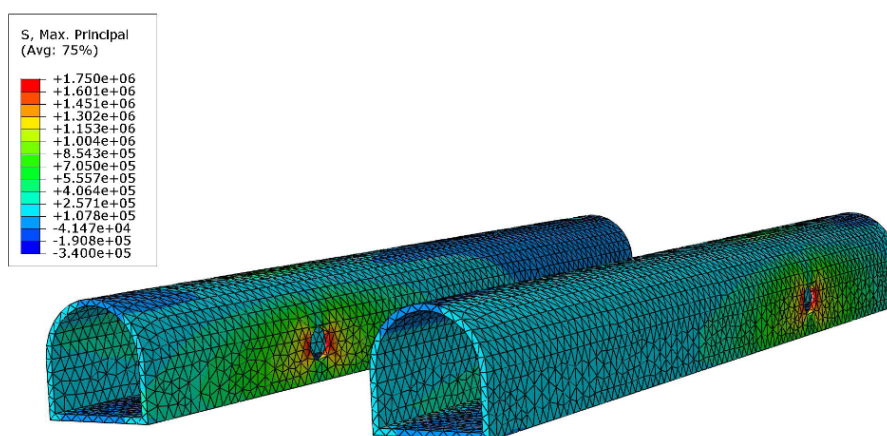
شکل ۱۰-۶ تنش بیشینه در توده سنگ بعد از حفاری چاه



شکل ۱۱-۶ تنش کمینه در توده سنگ بعد از حفاری چاه



شکل ۶-۱۲ مناطق پلاستیک اطراف تونل



شکل ۶-۱۳ تنش بیشینه در پوشش بتنی پس از حفر چاه (علامت مثبت نشان دهنده کشش است)

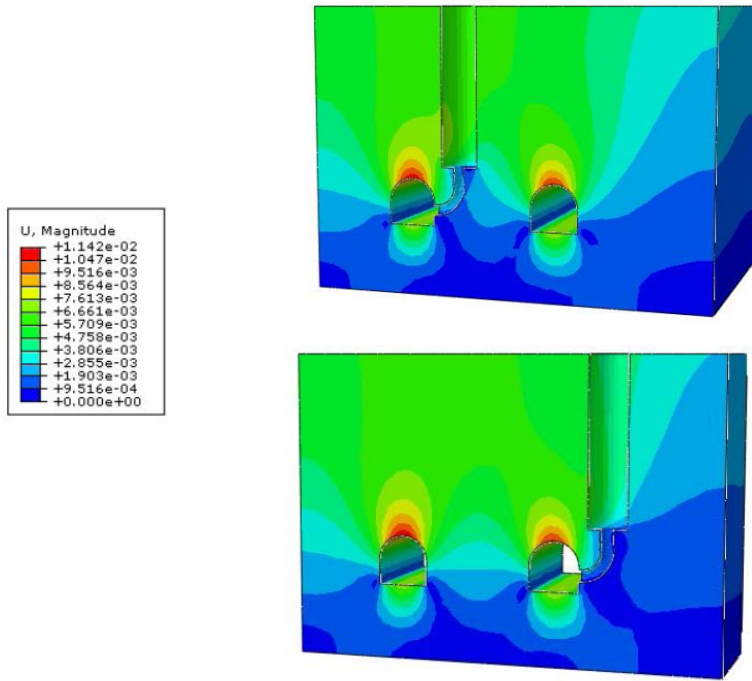
- مرحله چهارم

در مرحله چهارم مدل سازی، پوشش های فولادی به همراه بتن محصورکننده مدل شده و در نهایت با اعمال فشار آب به داخل لوله ها و نیز وزن فولاد و آب داخل آن، فشار آب زیرزمینی و فشار ناشی از وزن آب در داخل چاه، مدل سازی به پایان رسیده است.

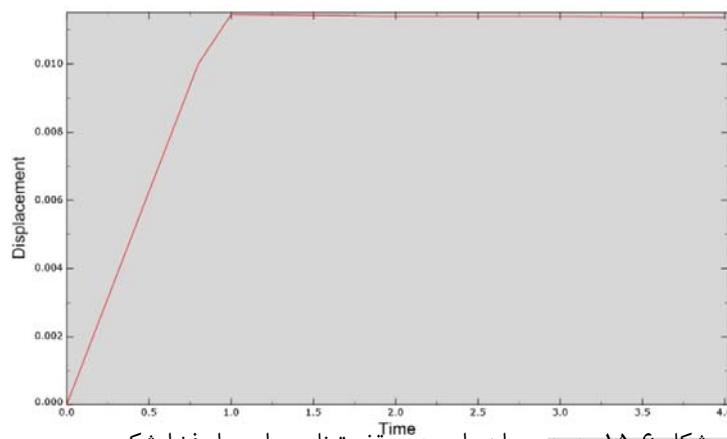
- نتایج خروجی تحلیل عددی

به منظور تحلیل نتایج، اشکال مربوط به جابه جایی، تنش های بیشینه و کمینه و برشی سه عضو توده-سنگ، پوشش بتنی و بتن محصورکننده پوشش فولادی، استخراج شده و مورد تحلیل قرار می گیرند.

شکل ۶-۱۴ بیانگر جابه‌جایی صورت گرفته در توده سنگ است. منحنی جابه‌جایی Z در سقف تونل، در شکل ۶-۱۵ در منطقه مجاور چاه فشارشکن آمده است.

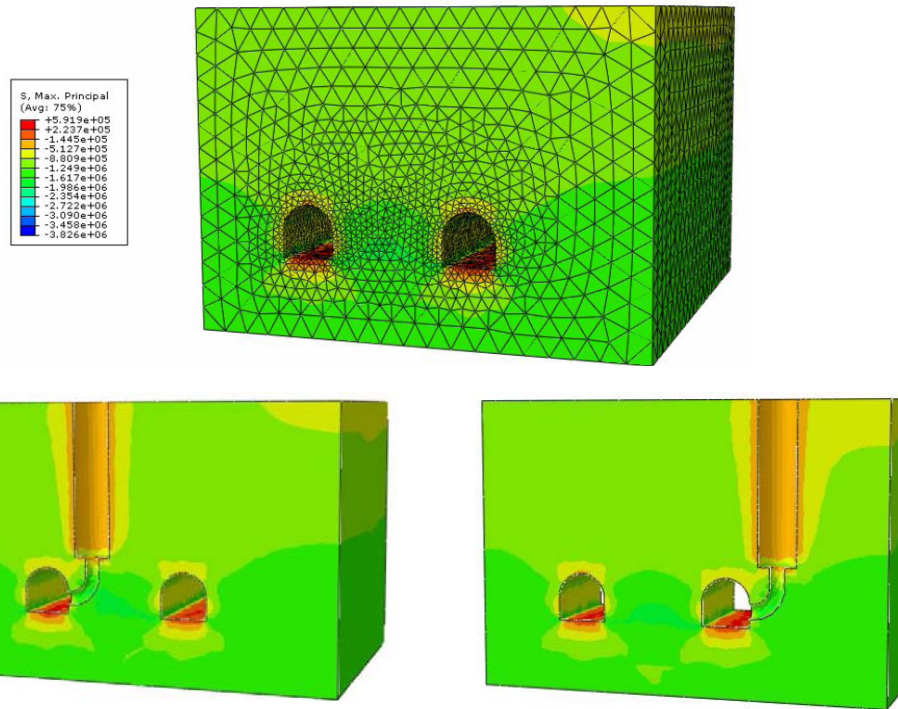


شکل ۶-۱۴ جابه‌جایی صورت گرفته در توده سنگ

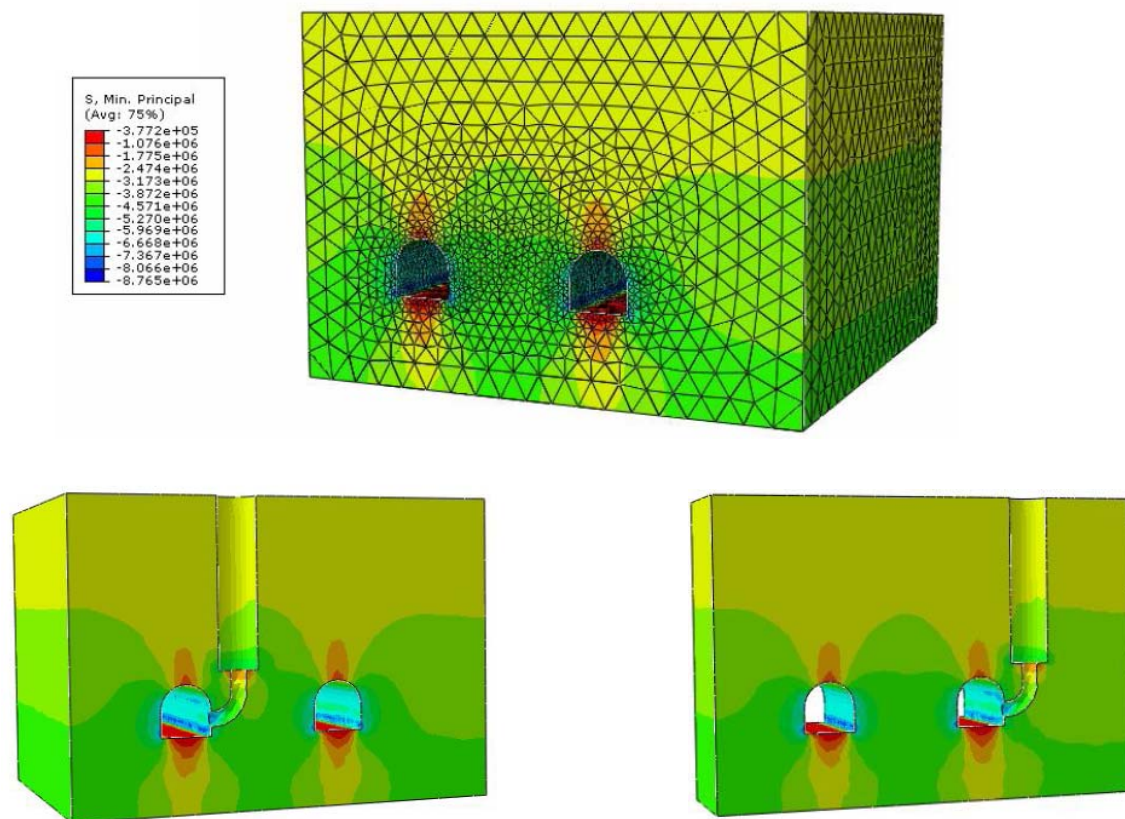


شکل ۶-۱۵ منحنی جابه‌جایی در سقف تونل مجاور چاه فشارشکن

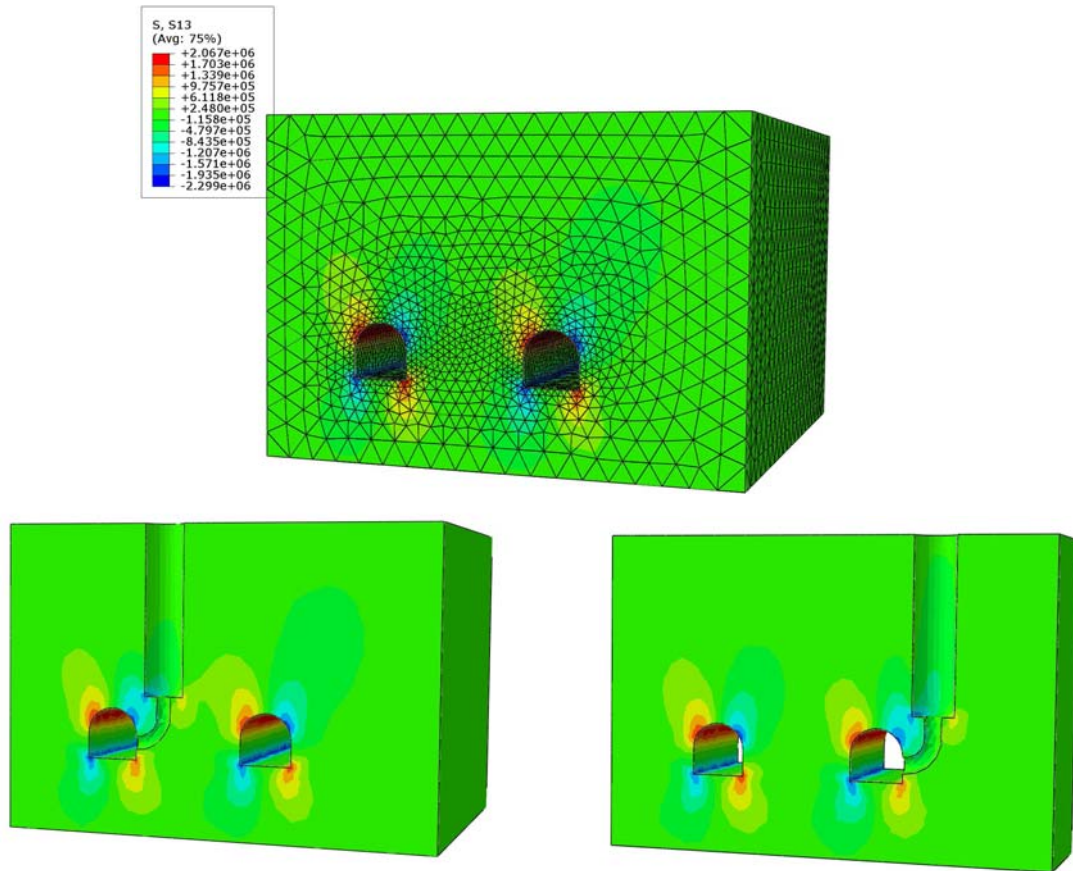
تنش‌های بیشینه، کمینه و برشی به دست آمده در اطراف تونل و نیز منطقه پلاستیک، در اشکال ۶-۱۶، ۶-۱۷، ۶-۱۸ و ۶-۱۹ نشان داده شده‌اند که وجود پایداری مناسب توده سنگ در پایان این مرحله از مدل‌سازی را توجیه می‌نمایند.



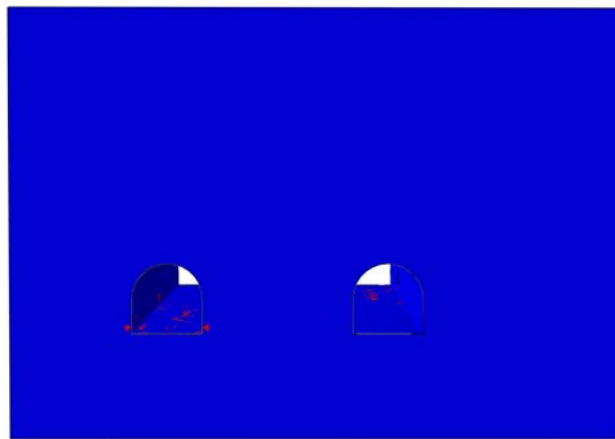
شکل ۶-۱۶ توزیع تنش بیشینه در توده سنگ (علامت مثبت نشان دهنده کشش است)



شکل ۶-۱۷ توزیع تنش کمینه در توده سنگ (علامت منفی نشان دهنده فشار است)



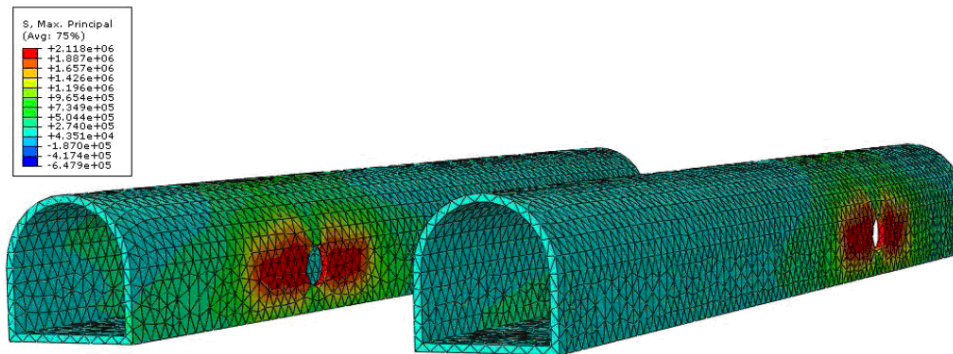
شکل ۶-۱۸ توزیع تنش برشی در توده سنگ



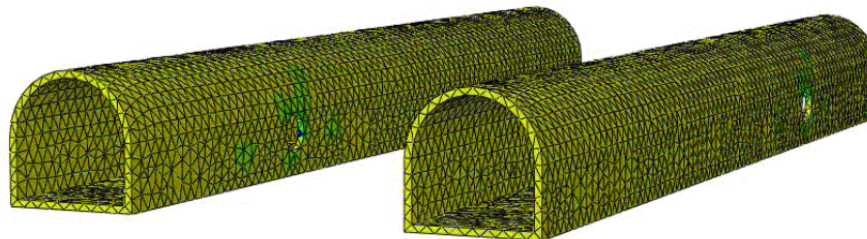
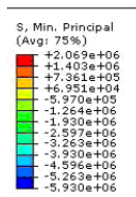
شکل ۶-۱۹ مناطق پلاستیک در اطراف تونل

توزیع تنش‌ها و منطقه پلاستیک بر روی پوشش بتنی در اشکال ۶-۲۰، ۶-۲۱ و ۶-۲۳ نشان

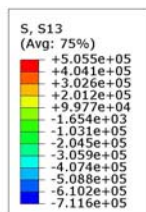
داده شده‌اند.



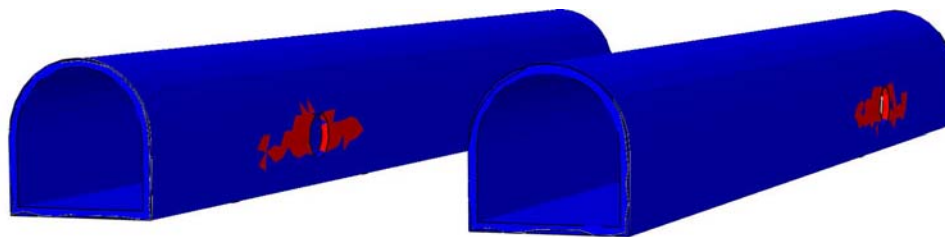
شکل ۶-۲۰ توزیع تنش بیشینه در پوشش بتنی (علامت مثبت نشان‌دهنده کشش است)



شکل ۶-۲۱ توزیع تنش کمینه در پوشش بتنی



شکل ۶-۲۲ توزیع تنش برشی در پوشش بتنی



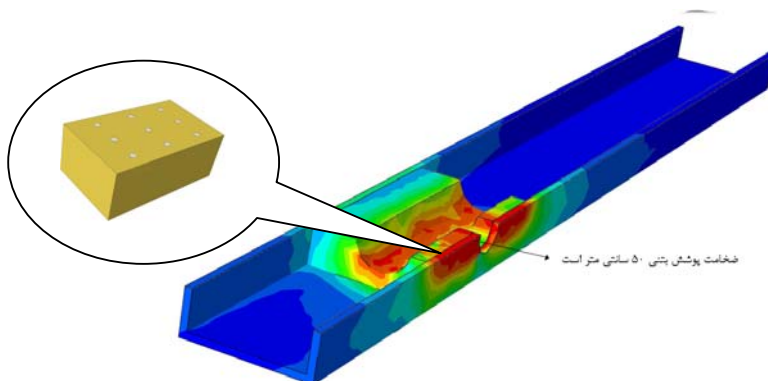
شکل ۶-۲۳ مناطق گسیختگی در پوشش بتنی

براساس تنش‌های نشان داده شده در اشکال مذکور، تنش در المان‌های بحرانی بتن به صورت جدول ۶-۵ خواهد بود.

جدول ۶-۵ تنش‌ها در المان‌های بحرانی بتن

تنش حداقل (MPa)	تنش بیشینه (MPa)	تنش برشی (MPa)
-۵.۹۳	۲.۱۱	-۰.۷۱۱

با برقراری جریان آب در داخل لوله‌ها، براساس نتایج حاصل شده از نرم‌افزار آباکوس، جداره تونل تحت کشش قرار می‌گیرد. بنابراین با توجه به حداکثر نیروی محوری کششی در مقطع بحرانی، درصد تسلیح مناسب برای آن پیشنهاد می‌شود. این تسلیح، در قسمتی از پوشش بتنی که در تماس با بتن محصورکننده و پوشش فولادی است، باید اجرا شود (شکل ۶-۲۴).



شکل ۶-۲۴ مقطع افقی پوشش بتنی و بتن محصورکننده، که تحت کشش قرار دارند

با توجه به ضخامت بتن (۵۰ سانتی‌متر) و در نظر گرفتن طول ۱ متر از پوشش، مقدار نیروی کششی از رابطه ۶-۶ به دست می‌آید.

$$F_t = \sigma_t \cdot A_c \quad (6-6)$$

$$F_t = 2.11 \times 10^6 \times .5 \times 1 \approx 1000 \text{ KN}$$

که در آن:

σ_t : تنش کششی در بتن

A_c : سطح مقطع بتن

. با توجه به شکست در اثر غلبه بر مقاومت کششی، نیروی محوری کششی بیشینه به دست آمده از نرم افزار آباکوس (۱۰۰۰ KN)، ملاک در تعیین تسلیح بتن خواهد شد.
تعیین درصد تسلیح، بر مبنای این اصل است که بتن تحت کشش قرار نگرفته و تمام نیروی کششی به میلگردهای فولادی اعمال می‌شود.

$$\sigma_t = \frac{F_t}{A_s} \quad (7-6)$$

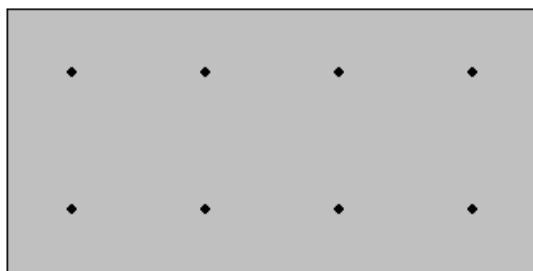
$$A_s = \frac{1000}{380000} = 0.00263$$

σ_y : تنش تسلیم کششی فولاد (۳۸۰ MPa)

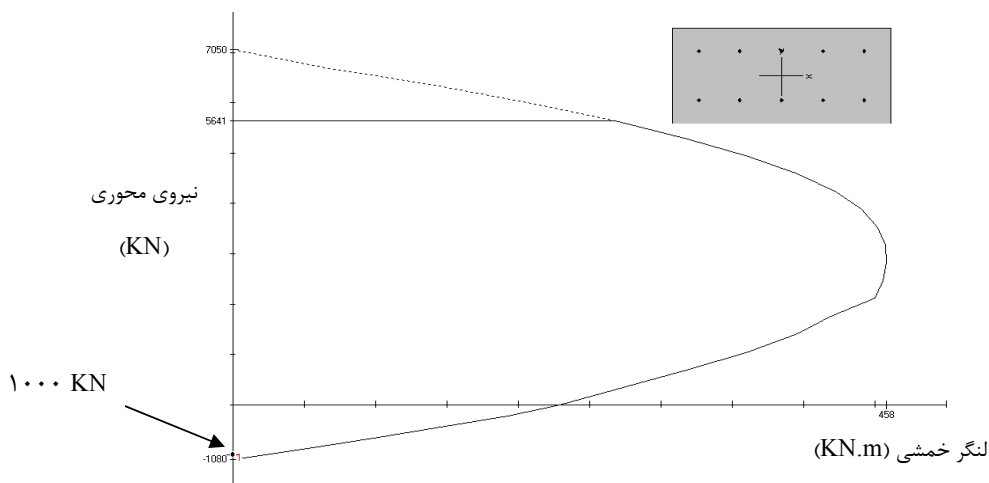
A_s : درصد فولاد به کار رفته در مقطع پوشش بتنی

مقدار تسلیح به دست آمده، معادل دو ردیف میلگرد به قطر ۲۰ میلی‌متر و فاصله‌داری ۲۵ سانتی‌متر است (شکل ۶-۲۵).

در ادامه با استفاده از نرم‌افزار PCACOL اقدام به تعیین تسلیح برای بتن شده است. این نرم‌افزار متعلق به شرکت PCA بوده و بر اساس آیین‌نامه‌های تعریف شده برای آن، به منظور طراحی ستون-های بتنی استفاده می‌شود. این نرم‌افزار تسلیح به صورت دو ردیف میلگرد با قطر ۲۰ میلی‌متر و فاصله‌داری ۲۰ سانتی‌متر، ارائه می‌دهد (شکل ۶-۲۶).

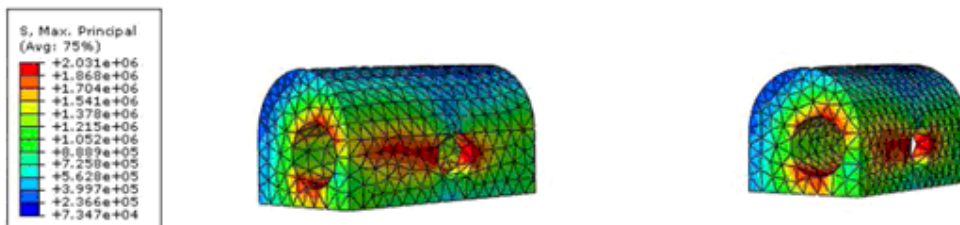


شکل ۶-۲۵ درصد تسلیح پوشش بتنی با استفاده از روش تحلیلی

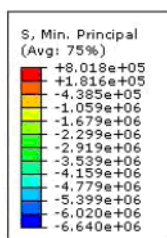


شکل ۶-۲۶ تسلیح پیشنهادی توسط نرم افزار PCACOL

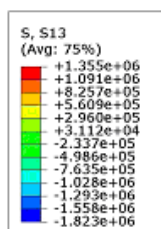
در ادامه، به توزیع تنش‌ها بر روی بتن محصورکننده پوشش فولادی، در اشکال ۶-۲۷، ۶-۲۸ و ۶-۲۹ مشاهده می‌شود.



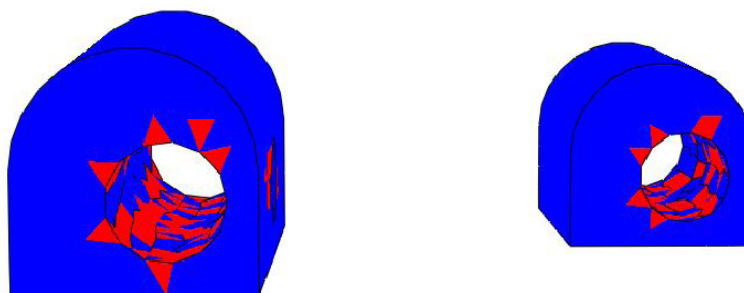
شکل ۶-۲۷ توزیع تنش بیشینه در بتن محصورکننده (برای هر دو تونل)



شکل ۲۸-۶ توزیع تنش کمینه در بتن محصورکننده



شکل ۲۹-۶ توزیع تنش برشی در بتن محصورکننده



شکل ۳۰-۶ منطقه تسلیم در بتن محصورکننده

در شکل ۳۰-۶ منطقه تسلیم بعد از اعمال فشار آب در داخل لوله در بتن محصورکننده پوشش نشان داده شده است. بنابراین تنش در المان‌های بحرانی بتن، به صورت جدول ۶-۶ به دست می‌آید.

جدول ۶-۶ تنش‌ها در المان‌های بحرانی بتن محصورکننده

تنش برشی (MPa)	تنش بیشینه (MPa)	تنش حداقل (MPa)
-۱.۸۲۳	۲	-۶.۶۴

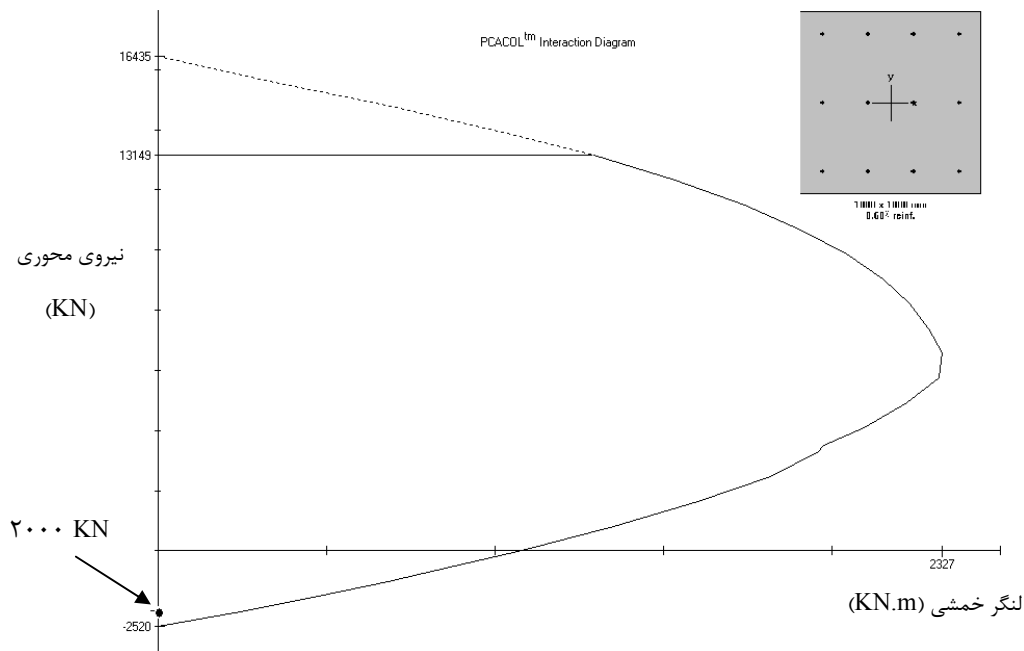
بر اساس نتایج به دست آمده از نرم افزار، مقدار یک متر از ضخامت بتن اطراف پوشش فولادی دچار ناپایداری می شود که در مورد تعیین تسلیح آن بحث خواهد شد. با توجه به رابطه ۶-۶، مقدار نیروی کششی در مقطع برابر 2000 KN به دست می آید.

$$F_t = 2e6 \times 1 \times 1 = 2000 \text{ KN}$$

مقدار تسلیح از رابطه ۶-۷ حاصل می شود.

$$A_s = \frac{2000}{380000} = 0.00526$$

بر اساس نتایج به دست آمده از مدل سازی انجام شده با استفاده از نرم افزار آباکوس و با استفاده از روش مقاومت نهایی، برای پوشش بتنی بر اساس پاسخ رابطه ۶-۸، سه ردیف میلگرد با قطر ۲۵ میلی-متر به فواصل ۲۰ سانتی متر پیشنهاد می شود. شکل ۶-۳۱ تسلیح به دست آمده با استفاده از PCACOL را نشان می دهد که با روش تحلیلی مطابقت دارد.



شکل ۶-۳۱ تسلیح پیشنهادی توسط نرم افزار PCACOL

۶-۳-۶- جمع بندی

در مدل ساخته شده، تا زمان اعمال فشار آب داخلی، ناپایداری‌های چندانی دیده نمی‌شود. اما با اعمال فشار آب داخلی، وزن آب و لوله و فشار آب داخل چاه، ناپایداری‌هایی در پوشش بتنی و بتن محصورکننده پوشش فولادی مشاهده می‌شود که به منظور مقابله با آن، مسلح نمودن بتن هم به صورت تحلیلی و هم با استفاده از نرم‌افزار ارائه می‌شود. البته توجه به این نکته ضروری است که میلگردها در بخش‌های دارای پتانسیل شکست، استفاده می‌شوند.

فصل هفتم

نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۷-۱- نتیجه گیری

- با استفاده از روش‌های تجربی و عددی، پارامترهای مورد نیاز برای لوله‌های تحت فشار طراحی شد که بر اساس آن (با توجه به برخی داشته‌ها چون دبی، طول مسیر، نوع دریچه نیروگاه،...) مقدار قطر (۴متر)، ضخامت (۲۲ میلیمتر) و فاصله بین بالشتک‌های لوله (۲۰متر) به دست آمد.

- بر اساس معیارهای محصورشدگی و وضعیت تنش‌های برجا، مشخص شد که در مسیر تونل، قسمت‌هایی که در آن میزان روباره کمتر از ۱۹۰ متر باشد، استفاده از پوشش فولادی ضروری است که البته با انتقال آب در لوله‌هایی که متصل به دیواره تونل نیستند (طراحی انجام شده توسط شرکت چینی) دیگر نیازی به استفاده از پوشش فولادی نمی‌باشد.

- به دلیل آن که در محل تقاطع تونل با سازه موج‌گیر شرایط کرنش صفحه‌ای برقرار نمی‌باشد، بنابراین در این محل استفاده از مدل‌های دوبعدی مجاز نبوده و بنابراین مدل‌سازی این ناحیه سه بعدی با استفاده از نرم‌افزار آباکوس صورت پذیرفته است.

- چاه‌های فشارشکن واقع در محلی هستند که در آن میزان روباره کمتر از ۱۹۰ متر می‌باشد بنابراین لزوم استفاده از پوشش فولادی احساس می‌شود و از آن جا که باید به نحوی متصل به چاه فشارشکن باشد استفاده از پوشش فولادی در این قسمت یک ضرورت به نظر می‌رسد. طراحی ضخامت این پوشش بر اساس تئوری کماتش جاکبسن بوده و ضخامت پوشش ۱۸ میلی‌متر به دست آمد.

- با توجه به مدل‌سازی عددی توسط نرم‌افزار آباکوس و بارگذاری انجام شده بر روی مدل، این نتایج به دست آمد که در مورد سیستم نگهداری موقت استفاده از شاتکریت ۵ سانتی کفایت می‌کند و در قسمت‌هایی که ناپایداری رخ می‌دهد باید از پیچ‌سنگ‌های موضعی استفاده کرد. سیستم نگهداری دائمی با ضخامت ۵۰ سانتی‌متر، بدون در نظر گرفتن فشار داخلی پیشنهاد می‌شود. با احتساب آب در مدل، شرایط جدیدی حاکم می‌شود و نیروهای جدیدی به مدل اعمال خواهد شد از آن جمله عبارتند از:

- وزن آب و فولاد در بخش لوله‌های ۲۰ متری

- اثرات ضربه قوچ وهد استاتیکی آب، در لوله، پوشش فولادی و بخش زانویی

- فشار ناشی از وزن آب داخل چاه

- فشار آب زیرزمینی

با در نظر گرفتن شرایط جدید، ناپایداری در بتن پشت پوشش فولادی و پوشش ۵۰ سانتی متری، رخ خواهد داد که در این حالت با مسلح نمودن بتن محصور کننده پوشش فولادی، ناپایداری در بتن کاهش یافته و این امر باعث پایداری پوشش نهایی نیز خواهد شد. با تعیین بیشترین تنش کششی رخ داده در بتن محصورکننده و وارد کردن آن به نرم افزار PCACOL، استفاده از سه ردیف میلگرد ۲۵ با فاصله داری ردیفی ۲۰ سانتی متر پیشنهاد می شود.

۷-۲- پیشنهادات

اثر زلزله و بارهای دینامیکی بر روی تونل آب بر مورد بررسی قرار گیرد.

تعیین تراز آب زیرزمینی به صورت دو بعدی انجام گرفته است که بهتر است از نرم افزارهای سه بعدی (FLUENT, PHOENICS) برای مدل سازی استفاده شود.

با در نظر گرفتن قطر زانویی متصل شده به پوشش فولادی، تغییرات مومنتم جریان بالایی پیش بینی می شود که در این پژوهش از آن صرف نظر شده است.

وجود یک بانک اطلاعاتی قوی و منسجم در مورد پروژه به منظور دستیابی به نتایج دقیق، امری ضروری به نظر می رسد.

مراجع

- جاهد مطلق، حمیدرضا، ۱۳۸۵، "اجزاء محدود ANSYS"، چاپ سوم، انتشارات دانشگاه تهران، صفحات ۳-۷
- خزائی، سعید، ۱۳۷۹، "تحلیل پایداری تونل انتقال آب سد گاوشان با استفاده از داده‌های همگرایی سنجی"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مکانیک سنگ، دانشکده فنی دانشگاه تهران
- سروش، عباس، ۱۳۷۷، "مبانی ژئوتکنیکی پایداری تونل‌های تحت فشار"، مجموعه مقالات چهارمین کنفرانس تونل، صفحات ۲۱۹-۲۲۹
- شرکت مهندسی سپاسد، ۲۰۰۷، گزارش مقدماتی پروژه نیروگاه و سد رودبار لرستان
- صدقیانی، محمد حسین، ۱۳۷۷، عوامل شکست و معیارهای طراحی تونل‌های تحت فشار، مجموعه مقالات چهارمین کنفرانس تونل، صفحات ۲۳۰-۲۴۱
- مصطفوی، فاطمه، ۱۳۸۰، "ترک خوردگی در سازه‌های بتنی"، انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- میخائیل، رضا، ۱۳۸۶، تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری تونل راه آهن کوهین در محور قزوین-رشت، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شاهرود.
- نجمائی، محمد، ۱۳۷۴، "ضربه قوچ"، انتشارات دانشگاه علم و صنعت
- ABAQUS Analysis User's Manual, (2008), Hibbitt, Karlsson & Sorenson Inc., Pawtucket.
- Amstutz, E., (1970), "Buckling of Pressure Shaft and Tunnel Lining", Water Power&Dam, 22(Nov), 391-400
- Barla, G. (1995). "Squeezing Rocks in Tunnels". ISRM News Journal, No.2, 44-49
- Bergh-Christensen, J, (1982), "Design of Unlined Pressure Shaft at Mauranger Power
- Brekke, B, (1986), "Designing of Steel Tunnel Liners of Hydro Plants", Hydro Power&Dam, 9, 72-89
- Plant, Norway" Proc. ISRM Symposium, Rock Mechanic: Caverns and Pressure Shafts, Aachen, pp 531-536
- Berti, David, (1998), "Buckling of Steel Tunnel Liner under External Pressure", Journal of Energy Engineering, 6, 112-125.
- Broch, E, (1984), "Unlined High Tunnels in Area of Complex Topography", Water Power&Dam Construction, pp 23-32

Carranza – Torres C, (2000), “Application of the Convergence- Confinement Method of tunnel Design to Rock Masses that Satisfy the Hoke – Brown Failure Criterion”, Tunneling and Underground Space Technology, Vol.1.5, No.2.

Harvey, Adam, (2007), "Micro hydropower", Conference of High Strength Steels for Hydropower Plants- Takasaki.

Hoke,E,(1999), "Support for very weak rock associated with faults and shear zones",Distinguished lecture for the opening of the International Symposium on Rock Support and Reinforcement Practice in Mining, Kalgoorlie, Australia

Energy Division of the American Society of Civil Engineering, (1984),"Civil Engineerig Guidelines for Planning and Designing Hydroelectric Developments",American SocietyEngineers.

Gordon,J.L,(1978),"Design Criteria for Exposed hydro Penstocks",CanadianJournal of Civil Engineering,vol.5, No.3, pp.340-351

Jacobsen,S,(1974),"Buckling of Circular Rings and Cylindrical Tubes Under External Pressure",Water Power and Dam Construction, pp.400-407

Lu,M, (1988),"Designing Unlined Pressure Tunels in Jointed Rock",Water Power&Dam Construction,pp.37-41

PCA. (1992), *PCACOL, Strength design of reinforced concrete column sections*, version 2.3, Portland Cement Association.

Schliess,A.J,(1986)," "Design for Pervious Pressure Tunnels ",Water Power&Dam Construction, pp 40-51

Schliess,A.J, (1987)," "Design Criteria for Pervious and Unlined Pressure Tunnel ",Underground Hydropower Plants,pp.667-678

Schliess,A.J, 1988,"Design of Reinforced Concrete-Lined Pressure Tunnels and Shafts",Proc.Int.CongressonTunnels&Water Seeber,G."Power Conduits for High-Head Plants",Water Power & Dam Construction,Part1 June1985,pp50-54,Part2,July1985, pp.95-98

Schliess,A.J,(1988),"Design Criteria Applied for the Lower Pressure Tunnel of the North Fork Stanislaus River Hydroelectric Project in -California",Rock Mechanics and Rock Engineering,Vol.21,pp.667-678

Schliess,A.J,(1997),"Design of Reinforced Concrete Linings of Pressure Tunnel and Shaft ", Internatinal Journal of Hydropwer&Dams,Vol.4

Schliess,A.J, (2001),"report of Prof.Schliess in Mahab Ghods"

Sinha,R.S,(1989), "Underground Structures Design and Instrumentation", Elsevier Press, pp 500

Vakharia, D.P, (2009), "Determination of maximum span between pipe supports using maximum bending stress theory", International Journal of Recent Trends in Engineering, Vol.1, No.6

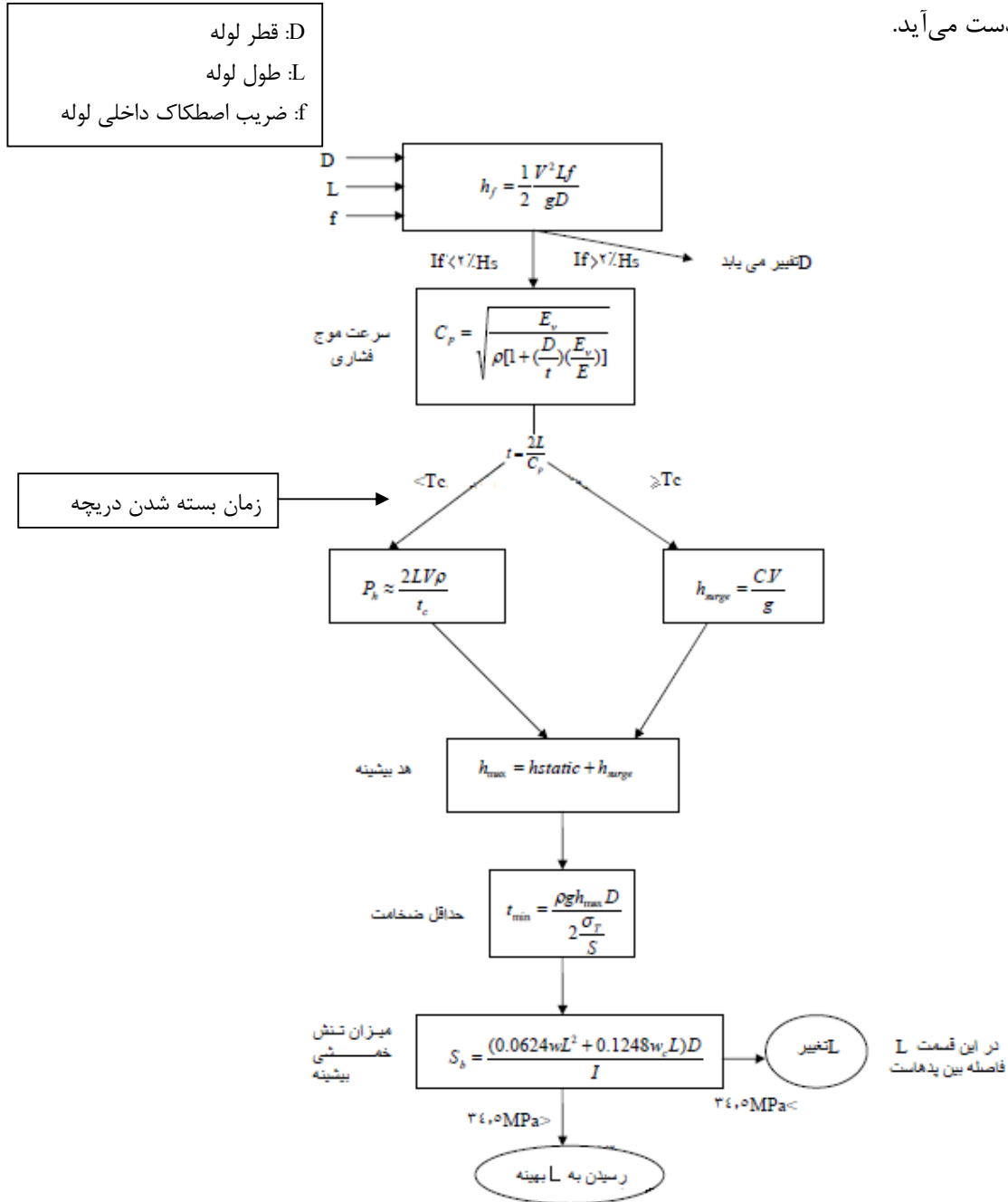
WATER HAMMER Soft Ware Help, 1996,Urban water system groups

پیوست

پیوست الف

در شکل الف-۱، مطابق با الگوریتم ذکر شده مقادیر بهینه برای قطر، ضخامت و فاصله‌داری لوله‌های

به دست می‌آید.

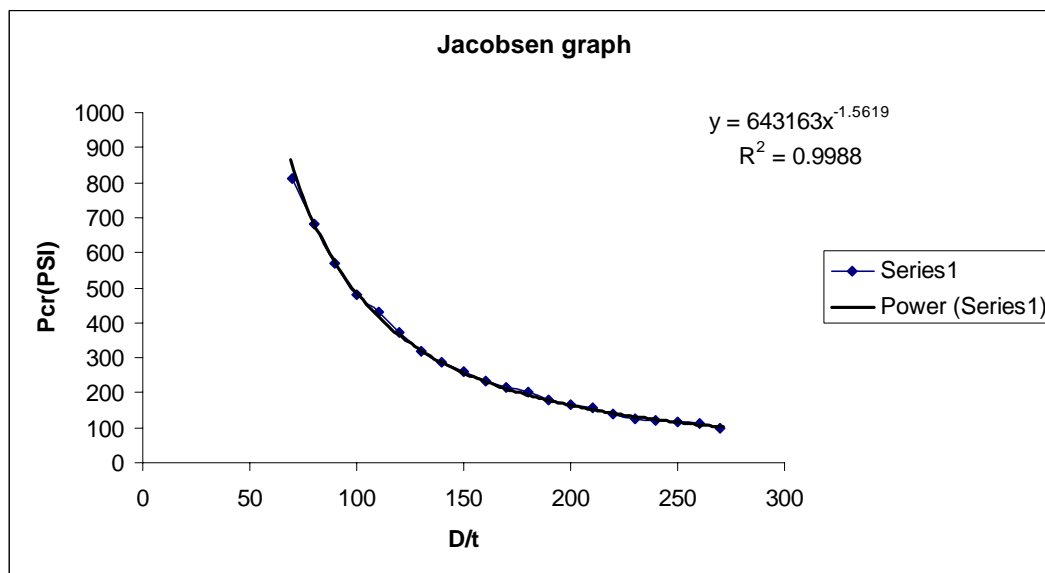


شکل الف-۱ الگوریتم به کار رفته به منظور تعیین میزان قطر، ضخامت تونل‌های تحت فشار و تعیین حداکثر فاصله بین

پدها

پیوست ب

در شکل ب-۱ معادلات جاکبسن برای نسبت‌های مختلف $\frac{D}{t}$ و فشار کمانش بحرانی P_{cr} برای فولاد با مدول الاستیسیته ۲۰۰ گیگاپاسکال و مقاومت تسلیم ۲۵۰ مگاپاسکال و مقدار $gap=0$ ، به صورت نمودار بیان شده است که با دارا بودن $\frac{D}{t}$ (۲۵۲) و کمک نمودار مقدار فشار کمانش بحرانی به دست می‌آید. (۸۰۰۰۰۰ Pa). به منظور تسهیل در برآورد مقدار فشار، نمودار از طریق رگرسیون نمایی تهیه شده در نرم‌افزار excel رسم شده و به این ترتیب جواب مورد نظر به دست آمد.



ب-۱ منحنی به دست آمده بر اساس معادلات جاکبسن و تعیین فشار کمانش بحرانی

Abstract

Pressure tunnels with high internal pressures are constructed in hydropower projects. This pressure sometimes increases and passes allowable value. In this condition, the rock mass can not suffer this pressure, so it is essential to be used a lining for transporting a fraction of this pressure to rock mass and resisting against rest pressure.

In more details, the aim of this thesis is to design a steel lining reinforcement for the pressure tunnel nearby of the penstank well. In the first stage, designing process has been done based on the Schliess equations. After that, ignoring some aspects governing the problem, ABAQUS software has been used for the numerical modeling of the problem. Finally, considering the instabilities, proper reinforcement is determined for the cement covering the steel lining using by PCACOL software.

It can also be mentioned that in this research work, thickness of the pipes in the pressure tunnel and distance of pads has been designed based on the transported water. Steel lining design has also done with relying on the buckling theory.