



بهینه سازی ضخامت پوشش فلزی و بتنی شفت پستاک انتقال آب سد سردشت به روش تحلیلی و عددی

مسئول به‌فشنده امنیه^۱، مکیمه پیرمردیان^{۲*}، سعید طایی سمیرمی^۳، مرتضی (میمی) دیزجی^۴
و همیدرضا توکلی^۵

۱) گروه مهندسی معدن، دانشگاه کاشان، Bakhshandeh@kashanu.ac.ir

۲) گروه مهندسی معدن، گرایش استخراج، دانشگاه کاشان، hakimepirmoradian@yahoo.com

۳) گروه مهندسی معدن، گرایش استخراج، واحد فنی حفاری شرکت مهندسی سپاسد، Saeedtaei2005@gmail.com

۴) گروه مهندسی معدن، گرایش مکانیک سنگ، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، کارشناس شرکت مهندسی سپاسد، M.rahimi@aut.ac.ir

۵) گروه مکانیک سنگ، موسسه مهندسی مشاور ساحل، Hamun57@gmail.com

(* عهده دار مکاتبات

دریافت: ۹۴/۳/۲۸؛ دریافت اصلاح شده: ۹۴/۶/۳۰؛ پذیرش: ۹۴/۷/۱۸؛ قابل دسترس در تارنما: ۹۴/۹/۱۵

چکیده

شفت‌ها از جمله سازه‌های زیرزمینی هستند که جهت نگهداری و پایداری آنها نیاز به پوشش‌های اولیه مثل حلقه‌های فولادی، پیچ سنگ، شاکریت و پوشش‌های دائمی است. در نیروگاه‌های برق‌آبی از شفت‌های تحت فشار به منظور انتقال آب و ایجاد ارتفاع فشاری مورد نیاز، جهت راه‌اندازی توربین‌ها استفاده می‌شود. در این سازه‌ها به جهت ایجاد خصوصیات هیدرولیکی مطلوب و ایجاد سیستم نگهداری دائمی از پوشش بتنی در صورت لزوم از پوشش فلزی استفاده می‌شود. طراحی سیستم نگهداری، شامل تعیین ضخامت پوشش می‌باشد که با انتخاب ضخامت بهینه می‌توان هزینه‌های نگهداری، زمان حفاری و اجرای پروژه را کاهش داد. در این مقاله ابتدا نسبت تنش افقی به قائم زمین اطراف شفت با توجه به روش‌های ثقلی، تجربی و مدل شوری برآورد شده است. سپس با اعمال ترخیص تنش مناسب حاصل از روش تحلیلی و عددی، تحلیل پایداری با استفاده از روش‌های تجربی و عددی صورت گرفته است. در ادامه با مقایسه مقادیر جابجایی حاصل از روش عددی با مقدار جابجایی مجاز حاصل از روش ساکورایی ضخامت بهینه برای پوشش بتنی و فلزی شفت پستاک انتقال آب سد سردشت به ترتیب ۱۰۹/۱ سانتیمتر و ۱۲ میلی‌متر برآورد شده است.

واژه‌های کلیدی: شفت پستاک، سد سردشت، پوشش بتنی و فلزی، روش تحلیلی و عددی

۱- مقدمه

نیروگاه‌های برق‌آبی احداث می‌شوند. حفر این مجاری موجب به

هم خوردن وضعیت اولیه تنش‌ها در زمین و توزیع تنش جدیدی در

سنگ اطراف تونل می‌شود که تمام یا بخش عمده فشار حاصل از این

سازه‌های تحت فشار، مانند تونل‌ها و شفت‌ها مجاری حفر شده‌ای

هستند که عموماً آب را تحت فشار منتقل می‌کنند و در ارتباط با

درزه‌دار در اثر بارگذاری دینامیکی، از نرم افزار المان مجزای UDEC استفاده کرده‌اند (Fan, Jiao & Zhao 2004). ژیاو، فان و زائو، به روش آنالیز عددی سه بعدی در نرم افزار المان مجزای 3DEC نحوه‌ی انتشار ترک در دیوارهای جانبی فضای زیرزمینی در اثر اعمال بارگذاری دینامیکی را تحلیل و بررسی نموده‌اند (Jiao, Fan & Zhao 2005). با استفاده از نرم افزار المان مجزای UDEC، هائو و آزام فاکتورهای بحرانی شکست در فضاهای زیرزمینی را بررسی کرده‌اند (Hao & Azzam 2005). ژیا، پنگ و گا، به منظور تحلیل عددی یک مغار زیرزمینی حفر شده در توده‌سنگ متورق، از روش تحلیل المان محدود استفاده کرده‌اند (Xia, Peng & Gu 2007). نتایج تحلیل عددی حفاری فضاهای زیرزمینی به دو روش المان محدود در نرم افزار Phase² و المان مرزی در نرم افزار FLAC توسط کای مقایسه شده است (Cai 2008).

جهت نگهداری و پایداری شفت‌ها نیاز به پوشش‌های اولیه مثل حلقه‌های فولادی، پیچ‌سنگ و شاتکریت، پوشش‌های دائمی مانند بتن درجا، پیش‌ساخته و پوشش‌های فلزی است. با انتخاب ضخامت بهینه پوشش بتنی و فلزی می‌توان هزینه‌های نگهداری، زمان حفاری و اجرای پروژه را کاهش داد. برای تخمین فشار در طراحی پوشش شفت بر اساس نظریه ترزاقی (1943)، روابطی توسط تالبور (1957) ارائه شده است (Sinha 1989). بارتن، لین و لوند (1974) سیستم طبقه بندی Q را ارائه دادند که با مراجعه به نمودارهای ارائه شده توسط آن‌ها با محاسبه مقدار امتیاز کیفی توده‌سنگ (Q) و پارامتری به عنوان بعد معادل (D_e)، نوع سیستم نگهداری را می‌توان تعیین کرد (Singh & Geol 1999).

برای طراحی تجربی سیستم نگهداری دائم به دلیل این که محاسبه تحلیلی ضخامت پوشش داخلی شفت‌ها خیلی مشکل است، فرمول‌های تقریبی متعددی در کارهای عملی به کار برده می‌شود. طراحی پوشش بتنی برای شفت‌ها دو هدف کلی نگهداری تجهیزات داخل شفت و نگهداری دیواره‌های حفاری را دنبال می‌کند. بر طبق شرایط زمین، برای نگهداری دیواره شفت، به یک پوشش بتنی با ضخامت حداقل ۸ اینچ (۲۰۰ میلی‌متر)، برای بستن تجهیزات مختلف داخل شفت نیاز است. برای طراحی سیستم نگهداری و پوشش دائمی شفت، ابتدا باید تنش‌های افقی در هر لایه و ضریب تنش فعال قابل استفاده، محاسبه شود (Hartman 1992).

تغییر توزیع تنش توسط توده سنگ تحمل می‌شود (قاسم زاده و عبادی ۱۳۸۸). در صورت کمتر بودن مقاومت سنگ در مقایسه با تنش اعمال شده (مرتبط با میزان روباره و شرایط ژئوتکنیکی)، تغییر شکل‌ها در سنگ افزایش می‌یابد که نتیجه آن افزایش همگرایی و تخریب شفت خواهد بود. مهمترین مصالح در تأمین پایداری تونل همان توده سنگ درون گیر تونل می‌باشد. بنابراین لازمه طراحی سیستم مناسب، شناخت کافی از محیط و استفاده از روشی است که بتوان نحوه رفتار توده‌سنگ دربرگیرنده شفت را پیش‌بینی نموده و سیستم نگهداری مناسب را طراحی نمود (ضیائی و آهنگری ۱۳۸۹).

استفاده از روش‌های تجربی در شرایط زمین‌شناسی مشابه، به منظور پیش‌بینی رفتار توده‌سنگ و انتخاب سیستم نگهداری مورد نیاز بسیار مفید هستند. علاوه بر روش‌های تجربی، تحلیل عددی یکی از روش‌های بررسی و مطالعه تحلیل پایداری فضاهای زیرزمینی است. در این زمینه محققین مختلف روش‌های متفاوتی در تحلیل عددی پایداری تونل‌ها و شفت‌ها به کار گرفته‌اند. کاندال و هارتتائیر حفاری فضاهای زیرزمینی در محیط سنگی درزه‌دار را با استفاده از روش عددی بررسی کرده‌اند. نتایج این تحلیل نشان می‌دهد که عکس العمل مدل به خصوصیات ژئومکانیکی سطح و معیار رفتاری درزه وابسته است (Cundall & Hart 1993). جانسون و کولا با استفاده از روش‌های عددی المان محدود در فضای سه بعدی، پایداری یک فضای زیرزمینی را تحلیل و نتایج آن را با اندازه‌گیری تجربی مقایسه کرده‌اند (Johansson & Kula 1995). یوشیدا، هوری و اونو، در تحلیل پایداری یک مغار زیرزمینی از روش‌های محیط پیوسته در توده‌سنگ درزه‌دار استفاده کرده‌اند (Yoshida, Hori & Uno 1995). بهاسین و هوگ با استفاده از مدل‌سازی عددی وضعیت پایداری تونل‌ها، با سیستم نگهداری و بدون سیستم نگهداری را بررسی کرده‌اند (Bhasin & Hoeg 1998). به منظور تحلیل پایداری یک مغار نیروگاه زیرزمینی در هند، داسگوپتا، شارما و ورم (1999)، نتایج شبیه‌سازی عددی دو بعدی و سه بعدی را با اندازه‌گیری‌های صحرایی مقایسه کرده‌اند (Dasgupta, Sharma & Verman 1999). سیتارام و لاتا، در بررسی پایداری معادن فلزی و نیروگاه‌های زیرزمینی، فضای محیط‌های پیوسته را مدل‌سازی کرده‌اند (Sitharam & Latha 2002). فان، ژیاو و زائو برای بررسی وضعیت پایداری یک تونل در محیط سنگی

شکل پذیری زمین است.

در این مقاله ابتدا نسبت تنش افقی به قائم زمین اطراف شفت با توجه به روش های ثقلی، تجربی و مدل شئوری برآورد شده است. در ادامه با استفاده از معیار هوک- براون منحنی واکنش زمین در برگیرنده شفت پستاک و پایلوت آن، به روش تحلیلی و عددی رسم و سپس با رسم پروفیل تغییر شکل طولی زمین با روش های عددی و تحلیلی (هوک)، درصد ترخیص تنش مناسب جهت حفر شفت و پایلوت آن محاسبه شده است. در ادامه طراحی پوشش شفت مورد بررسی قرار گرفته و تحلیل پایداری با روش های عددی و تجربی (RMR و Q) انجام شده است.

۳- تعیین درصد ترخیص تنش مناسب برای نصب

سیستم نگهداری به روش تملیلی

به منظور تعیین درصد ترخیص تنش مناسب، منحنی واکنش زمین اطراف شفت و پروفیل تغییر شکل طولی آن رسم شده است. جهت رسم منحنی واکنش زمین، رفتار سنگ الاستیک- پلاستیک کامل فرض شده است که برای محاسبه جابجایی دیواره شفت در محدوده الاستیک از رابطه ی ۵ استفاده شده است

(فرخ ۱۳۸۶ و Carranza-Torres & Fairhurst 1999).

$$u = \frac{(1+\nu)}{E} (\sigma_0 - p_i) \frac{R^2}{r} \quad (5)$$

برای تعیین قسمت پلاستیک منحنی GRC از قانون جریان استفاده می شود. طبق نظر اتکینسون در سال ۱۹۹۳ قانون جریان رابطه بین کرنش های اعوجاجی و عوامل به وجود آورنده تغییرات حجمی هنگام تغییرات پلاستیک در ماده می باشد (Atkinson 1993). برای محاسبه جابجایی دیواره شفت در محدوده پلاستیک رابطه ی ۶ استفاده شده است (Fahimifar & Soroush 2005; Carranza-Torres 2003; Carranza-Torres & Fairhurst 2001; Atkinson 1993)

$$\frac{u_r}{R} \frac{2G}{\sigma_0 - p_i} = \frac{k_p - 1}{k_p + 1} + \frac{2}{k_p + 1} \left(\frac{R_p}{R} \right)^{k_p + 1} + \frac{1 - 2\nu}{4(S_0 - P_i)} \left[\ln \left(\frac{R_p}{R} \right) \right]^2 - \left[\frac{1 - 2\nu}{k_p + 1} \frac{\sqrt{P_i}}{S_0 - P_i} + \frac{1 - \nu}{2} \frac{k_p - 1}{(k_p + 1)^2} \frac{1}{S_0 - P_i} \right] \times \left[(k_p + 1) \ln \left(\frac{R_p}{R} \right) - \left(\frac{R_p}{R} \right)^{k_p + 1} + 1 \right] \quad (6)$$

برای ترسیم پروفیل تغییر شکل طولی از رابطه تجربی زیر که هوک در سال ۱۹۹۹ برای محاسبه جابجایی شعاعی در فاصله x از سینه کار ارائه داد، استفاده شده است (فرخ ۱۳۸۶ و Carranza-Torres & Fairhurst 2000).

$$\frac{u_r}{u_r^{\max}} = \left(1 + \exp \left[\frac{-x/R}{1.10} \right] \right)^{-1.7} \quad (7)$$

در رابطه های ۵ تا ۷، σ_0 فشار یکنواخت میدان، P_i فشار داخلی مقیاس بندی شده، ν ضریب پواسون، r فاصله از مرکز تونل، R شعاع تونل، S_0 تنش اولیه مقیاس بندی شده، P_i فشار داخلی بحرانی مقیاس بندی شده، P_i فشار داخلی بحرانی، R_{PI} شعاع منطقه پلاستیک اطراف تونل، ψ زاویه اتساع، K_{ψ} ضریب اتساع، X فاصله از سینه کار، U_2 جابجایی شعاعی، u_r^m حداکثر جابجایی شعاعی است.

۲- تعیین نسبت تنش افقی به قائم

تنش های برجا یا به صورت مستقیم اندازه گیری می شوند یا با استفاده از روابطی تخمین زده می شوند. تعیین مقدار تنش های برجا به صورت مستقیم، آزمایش پر هزینه ای است. بنابراین اغلب از روش های تخمینی استفاده می شود. تنش بر جای افقی متوسط از طریق روش ثقلی (Terzaghi & Richart 1952)، فرمول های تجربی حاصل از نتایج اندازه گیری تنش (Brady & Hoek 1978; Arjang 1998) و مدل شئوری (Sheory 1994) تخمین زده می شود.

بنابراین نسبت تنش افقی به قائم به صورت زیر تخمین زده شده است:

۱- با داشتن مقدار ضریب پواسون (ν) مقدار K به صورت رابطه ی ۱ محاسبه شده است (ترزاقی و ریچارد).

$$K = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (1)$$

با استفاده از نتایج تجربی مقدار K توسط بریدی و هوک و ارزنگ به صورت رابطه ی ۲ و ۳ برآورد شده است.

نتایج اندازه گیری تنش حاصل از بعضی کشورها (Brady & Hoek 1978):

$$0.3 + \frac{100}{Z} < K < 0.5 + \frac{1500}{Z} \quad (2)$$

نتایج اندازه گیری تنش حاصل از کشور کانادا به ویژه در سنگ های سخت (Arjang 1998):

$$K = 5.13Z^{-0.16} \quad (3)$$

۲- با استفاده از مدل نظری ارائه شده توسط شئوری مقدار K از رابطه ی ۴ محاسبه شده است.

$$K = 0.25 + 7E \left(0.001 + \frac{1}{Z} \right) \quad (4)$$

که در این رابطه ها Z بیانگر عمق بر حسب متر و E مدول تغییر

۴- موقعیت جغرافیایی و زمین شناسی تونل انتقال آب سد سردشت

طرح سد و نیروگاه سردشت در شمال غربی ایران و در جنوب غربی شهرستان سردشت از استان آذربایجان غربی در مختصات جغرافیایی $33^{\circ}-45^{\circ}$ طول شرقی و $36^{\circ}-04^{\circ}$ عرض شمالی بر روی رودخانه کلاس قرار گرفته است. سامانه انتقال آب این سد شامل شفت پستاک قائم در تکیه گاه سمت چپ واقع شده است. دسترسی به سد از طریق جاده آسفالتی که از شهر سردشت آغاز می‌گردد و پس از پیمودن ۱۰ کیلومتر جاده اختصاصی به ساختگاه سد سردشت می‌رسد. در تصویر ۱ موقعیت جغرافیایی طرح و راه‌های دسترسی به آن ارائه شده است. ساختگاه سد و سازه‌های مربوطه در پهنه گسترده‌ای از ردیف رسوبی کرتاسه قرار گرفته که دگرگونی ضعیفی را نیز پشت سر گذاشته است. سبزی کل این نهشته‌ها که در یک محیط رسوبی در حال فرونشست برجای مانده اند بیش از ۱۵۰۰ متر برآورد شده است. این پهنه گسترده که به لحاظ ترکیب سنگ شناختی اولیه از تناوب شیل و ماسه سنگ تشکیل شده بود تحت اثر دگرگونی دینامیکی به تناوب اسلیت و فیلیت تبدیل شده است، اما اثرات سنگ اولیه به فراوانی در سطح منطقه در رخنمون‌های سطحی و نیز مغزه‌های حفاری به صورت ماسه سنگ‌هایی که بعضاً آثار دگرگونی خفیف در آن‌ها دیده می‌شود قابل تشخیص است (شرکت مهندسی مشاور سپاسد- فراب ۱۳۹۰).

۵- تعیین درصد ترفیص تنش و طراحی تمکیمات اولیه پایلوت و شفت پستاک انتقال آب سد سردشت با استفاده از روش تملیلی

۵-۱- تعیین درصد ترفیص تنش پایلوت و شفت پستاک



تصویر ۱- موقعیت جغرافیایی و راه‌های دسترسی به طرح سد سردشت (شرکت مهندسی مشاور سپاسد- فراب ۱۳۹۰)

مطابق جدول ۱ نسبت تنش افقی به قائم با استفاده از روش‌های ثقلی، تجربی و مدل شوری تخمین زده شده است. همان‌طور که در تصویر ۲ نشان داده شده است با آنالیز حساسیت و محاسبه مقادیر جابجایی برای نسبت تنش افقی به قائم $0/7$ تا $1/3$ بیشترین جابجایی در نسبت $1/3$ رخ داده است.

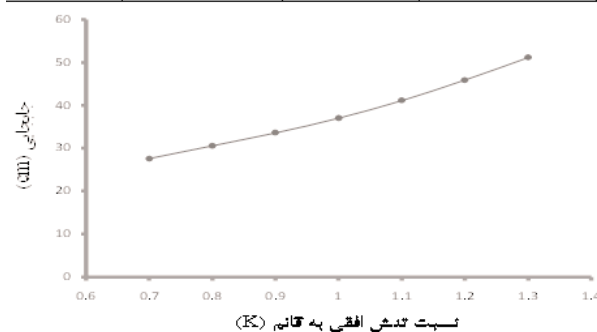
منحنی واکنش زمین و پروفیل تغییر شکل طولی برای شفت پستاک و پایلوت آن در تصویرهای ۳ و ۴ نشان داده شده است. همان‌طور که در تصویر ۳ نشان داده شده، در فاصله ۲ متری از سپنه کار برای پایلوت مقدار همگرایی برابر $1/23$ سانتیمتر است و بیشترین جابجایی با توجه به منحنی GRC $1/66$ سانتیمتر می‌باشد. بنابراین درصد ترفیص تنش برای نصب سیستم نگهداری در پایلوت ۷۴ درصد برآورد می‌شود. با توجه به تصویر ۴ مطابق آنچه در مورد پایلوت گفته شد، با توجه به طول گام حفاری شفت پستاک که ۴ متر در نظر گرفته شده است، ترفیص تنش ۶۱ درصد بدست می‌آید.

۵-۲- طبقه بندی ژئومکانیکی توده سنگ (RMR) شفت پستاک انتقال آب سد سردشت

طبقه بندی RMR بر اساس تجربیات حاصل از حفر تونل‌های بزرگ مقطع به روش چالزنی و انفجار بنا شده است. ترکیبات سامانه نگهداری آن شامل پیچ سنگ، شاتکریت، شبکه فلزی و برای دو طبقه سست تر سنگ، قاب‌های فولادی می‌باشد (صالح زاده ۱۳۸۸). بر اساس این طبقه بندی سیستم نگهداری مناسب در جدول ۲ برآورد شده است.

جدول ۱- نسبت تنش افقی به قائم تخمین زده شده با روش ثقلی، فرمول‌های تجربی و مدل شوری

روش	ترزاقی و ریچارد	بریدی، هوک و ارزنگ		شوری
		کشور کانادا	برخی کشورها	
K	۰/۴	۰/۸-۷	۲	۰/۳



تصویر ۲- تغییرات جابجایی دیواره شفت نسبت به مقادیر مختلف نسبت تنش افقی به قائم

۵-۳- طبقه بندی کیفی توده سنگ (Q) شفت پستاک انتقال آب سد سردشت

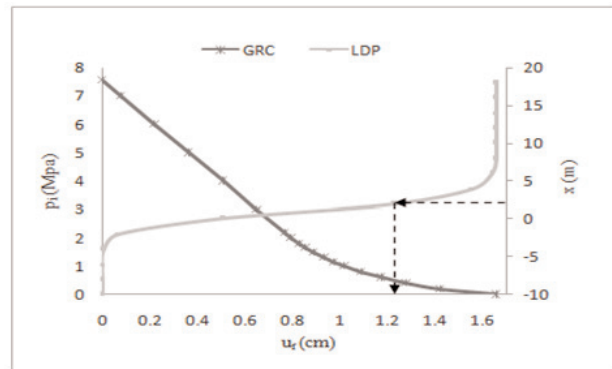
در این روش پس از محاسبه مقدار امتیاز کیفی توده سنگ (Q)، برای تعیین سیستم نگهداری اولیه لازم است تا پارامتری به عنوان بعد معادل، از رابطه‌ی ۸ محاسبه شود و با مراجعه به نمودار بارتن، نوع سیستم نگهداری مورد نیاز مشخص شود (Singh & Goel 1999).

$$D_e = \frac{\text{Span}}{\text{ESR}} \quad (8)$$

که در آن D_e بعد معادل (m)، Span قطر یا ارتفاع دهانه (m) و ESR ضریب اهمیت حائل بوده و مقدار آن در شفت‌ها به مقطع و درجه ایمنی مورد نیاز از سیستم نگهداری نصب شده به منظور پایداری دیواره شفت بستگی دارد. بارتن و همکارانش برای تعیین این پارامتر در شفت‌ها، دو حالت را ارائه نمودند (Singh & Geol 2006): (۱) اگر مقطع چاه دایره‌ای باشد $\frac{2}{5} = 2/5$ (۲) اگر مقطع چاه مربعی یا مستطیلی باشد $= 2$.

با توجه به رابطه‌ی ۸ مقدار بعد معادل برای شفت پستاک انتقال آب سد سردشت $2/64$ بدست آمد. در نمودار ارائه شده توسط بارتن و همکارانش، با رسم بعد معادل D_e در مقابل Q عدد طبقه بندی سیستم نگهداری به دست می‌آید. مقادیر مربوط به پارامترهای طبقه بندی Q برای توده سنگ اسلیت و فیلیت در جدول ۳ بیان شده است.

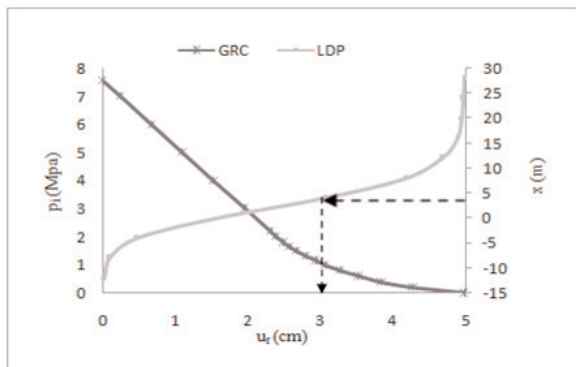
برای انتخاب سیستم نگهداری مناسب بر اساس پارامتر کیفی توده سنگ دیواره شفت (Q_w)، از نمودار تصویر ۵ که در سال ۱۹۹۳ توسط گریمستاد و بارتن تجدید نظر و اصلاح شده، استفاده می‌شود. در این نمودار برای نگهداری فضاهای زیرزمینی، شاکت‌کریت مسلح به الیاف فولادی پیشنهاد شده است (Singh & Geol 2006). بنابراین سیستم نگهداری پیشنهادی این روش برای شفت در توده سنگ اسلیت و فیلیت شامل ۴ تا ۵ سانتیمتر شاکت‌کریت مسلح و پیچ سنگ می‌باشد.



تصویر ۳- منحنی واکنش زمین و پروفیل تغییر شکل طولی پایلوت شفت پستاک انتقال آب سد سردشت با روش تحلیلی

جدول ۲- نتایج حاصل از تحلیل پایداری شفت پستاک با استفاده از طبقه بندی RMR

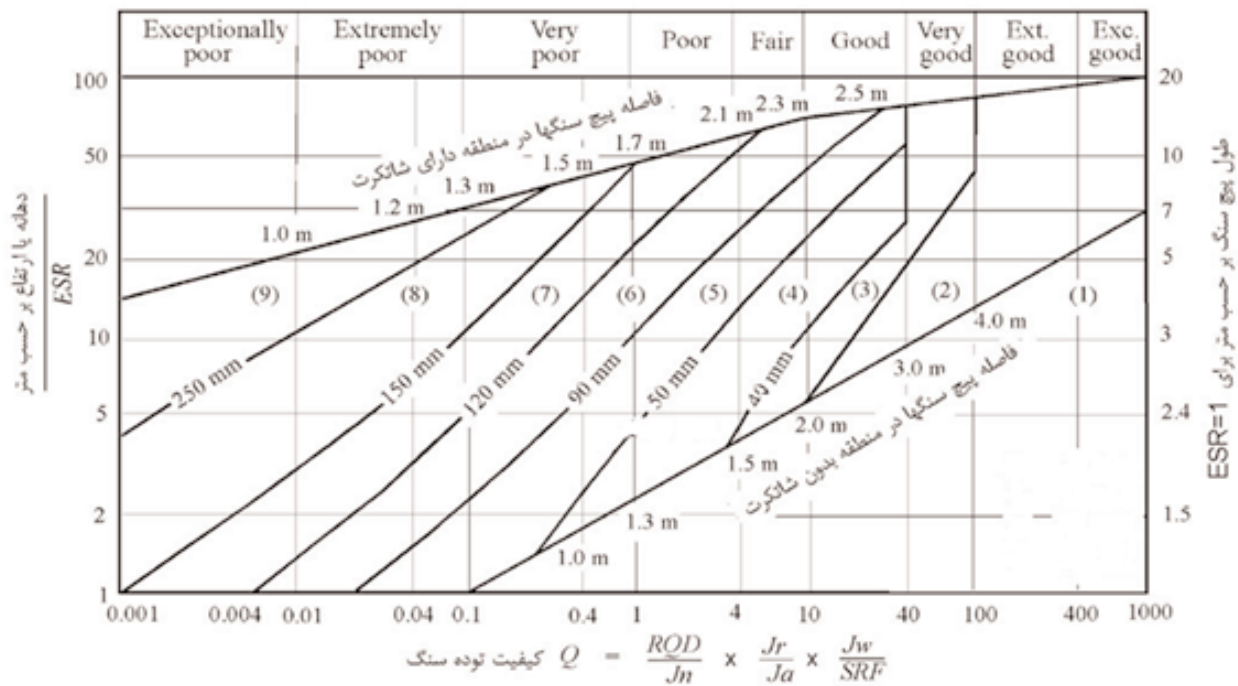
ارزیابی بر اساس RMR	۳۲-۴۲
کلاس توده سنگ	ضعیف
چسبندگی توده سنگ	۰/۱ مگاپاسکال
زاویه اصطکاک توده سنگ	۳۲ درجه
نحوه حفاری	۱ تا ۱/۵ متر پیشروی در مرحله اول، نصب نگهداری همزمان با حفاری ۱۰ متر از جبهه کار
راکبوت	بولت گذاری منظم به طول ۴ تا ۵ متر و فاصله ۱ تا ۱/۵ متر در تاجو دیواره‌ها با تور سیمی
شاکت‌کریت	۱۰۰ تا ۱۵۰ میلیمتر در تاج و ۱۰۰ میلیمتر در اطراف
قاب های فولادی	قاب های مشبک فولادی به فاصله ۱/۵ متر در مناطق ریزشی



تصویر ۴- منحنی واکنش زمین و پروفیل تغییر شکل طولی شفت پستاک انتقال آب سد سردشت با روش تحلیلی

جدول ۳- ردیف های مربوط به طبقه بندی Q و امتیازهای آن

پارامترها	ضریب کیفیت سنگ	عدد مجموعه درزه	عدد زبری درزه	عدد دگرگونی درزه	ضریب کاهش آب درزه	ضریب کاهش تنش	ضریب کیفیت توده سنگ	بعد معادل
نماد	RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF	Q	D_e
اسلیت و فیلیت	۲۵	۶	۳	۳	۱	۲	۲/۰۸	۲/۶۴

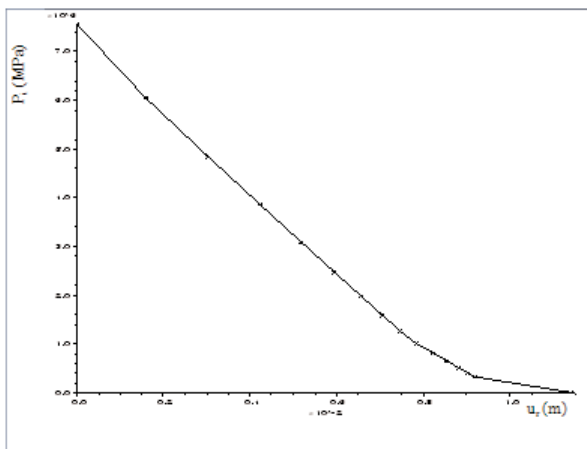


تصویر ۵- تخمین نگهدارنده‌های مختلف با توجه به ضریب کیفیت توده سنگ (Q) غفوری و همکاران ۱۳۸۷

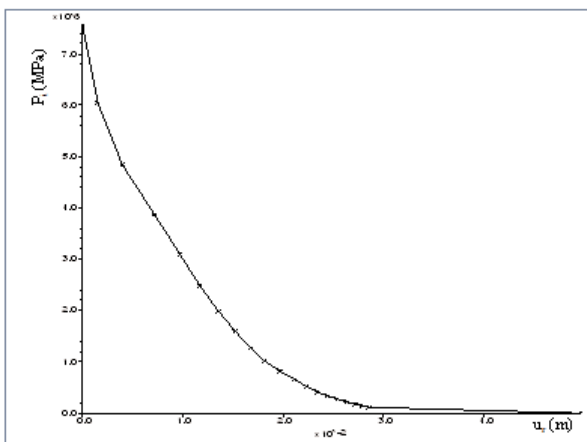
۶- تعیین درصد ترفیص تنش مناسب برای نصب سیستم نگهداری پایلوت و شفت پستاک انتقال آب سد سردشت با روش عددی

جهت رسم نمودار GRC با روش عددی، مقدار جابجایی دیواره شفت پستاک و پایلوت آن به ازای فشارهای داخلی مختلف ثبت شد. برای اطمینان از دقت منحنی حاصله مدل عددی پایلوت برای ۱۵ فشار داخلی مختلف و مدل عددی شفت پستاک برای ۲۰ فشار داخلی مختلف اجرا شده و نتایج آن به صورت گرافی رسم گردید که در واقع همان منحنی GRC است. این موضوع برای شفت پستاک و پایلوت آن در تصویرهای ۶ و ۷ نشان داده شده است که محور x جابجایی دیواره شفت بر حسب متر و محور y فشار داخلی اعمال شده بر حسب مگاپاسکال می باشد.

برای رسم منحنی پروفیل تغییر شکل طولی زمین باروش عددی نقطه شاهدهی در مدل در نظر گرفته شده و مدل در ۱۵ مرحله با گام های ۲ متری برای پایلوت و ۱۱ مرحله با گام های ۴ متری برای شفت پستاک حفاری شده و تغییر شکل های شعاعی نقطه شاهد ثبت می گردد. منحنی های بدست آمده از روش عددی در تصویرهای ۸ و ۹ نشان داده شده است. با توجه به تصویرهای ۶ و ۷ حداکثر جابجایی برای شفت ۴/۶ سانتیمتر و برای پایلوت آن برابر ۱/۱۵ سانتیمتر است. همان



تصویر ۶- منحنی واکنش زمین برای شفت پایلوت با روش عددی



تصویر ۷- منحنی واکنش زمین برای شفت اصلی با روش عددی

تونل) استفاده می‌شود که در طی بررسی تونل‌های مختلف به دست آمده است. ساکورایی و همکارانش علاوه بر رابطه‌هایی که بین مقاومت فشاری تک محوری و کرنش بحرانی ارائه کرده‌اند، رابطه‌ی ۹ را نیز بین مدول تغییر شکل پذیری و کرنش بحرانی ارائه کرده‌اند (Sakurai 1999).

$$\text{Log} \varepsilon_c = -0.25 \text{Log} E - 1.22 \quad \text{II}$$

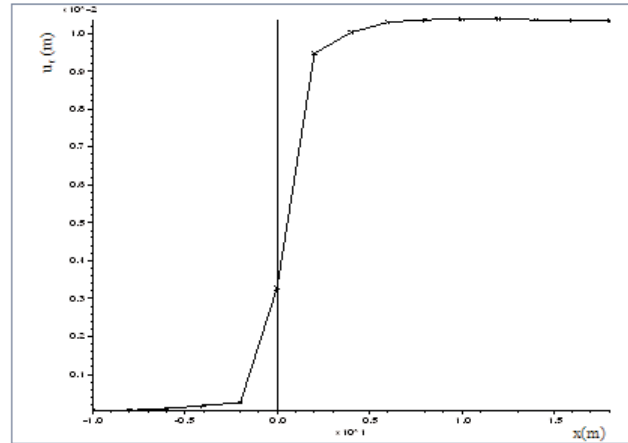
که در این رابطه، ε_c کرنش بحرانی در حالت مقاومت فشاری تک محوری E و مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ بر حسب می‌باشد. لازم به ذکر است که یک Kg/cm^2 برابر با 10.33 Kg/cm^2 می‌باشد. به طور کلی توده سنگ اطراف تونل‌ها، در معرض تنش سه محوره قرار دارد و معقول‌تر است که برای تحلیل پایداری مکانیکی از کرنش برشی ماکزیمم استفاده شود. در این حالت کرنش برشی بحرانی به عنوان مقدار مجاز استفاده می‌شود. ساکورایی و همکارانش در سال ۱۹۹۶ رابطه‌ی ۱۰ را برای محاسبه کرنش برشی بحرانی با استفاده از کرنش محوری پیشنهاد کردند (Arthe Civil & Structure 2006). آن‌ها تراز هشدار را به عنوان مبنای طراحی سیستم نگهداری تونل‌های مهندسی پیشنهاد نموده‌اند.

$$\gamma_c = (1 + \nu) \varepsilon_c \quad (10)$$

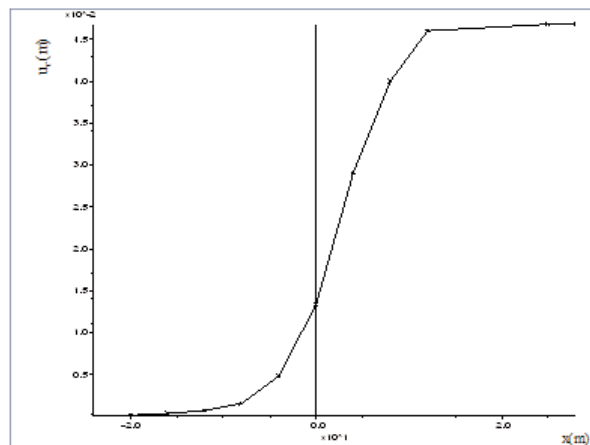
که در این رابطه ν نسبت پواسون γ_c و کرنش برشی بحرانی می‌باشد. برای ارزیابی پایداری، از مقدار لگاریتمی متوسط کرنش نرمال بحرانی برای تعیین کرنش برشی استفاده می‌شود. در صورتی که مقادیر کرنش برشی بزرگتر از مقدار بحرانی شود، حفاری تونل دچار مشکلاتی نظیر ناپایداری سینه کار و بالازدگی کف می‌شود. در این صورت باید تمهیداتی برای نگهداری تونل در نظر گرفت (Arthe Civil & Structure 2006).

با جایگذاری مقادیر مدول الاستیسیته و نسبت پواسون در رابطه‌های ارائه شده می‌توان مقدارهای کرنش برشی بحرانی را در حالت سه محوری و حالت فشاری محصور نشده محاسبه کرد. بدین منظور از مقدار بیشینه مدول الاستیسیته استفاده شده است تا کمترین مقدار مجاز کرنش برشی و بحرانی‌ترین حالت به دست آید. میزان جابجایی مجاز (u_r) توده سنگ اطراف شفت پستاک و پایلوت آن با رابطه‌ی ۱۱ محاسبه شده است.

$$u_r = \varepsilon_r \times R \quad (11)$$



تصویر ۸- منحنی پروفیل تغییر شکل طولی پایلوت شفت پستاک



تصویر ۹- منحنی پروفیل تغییر شکل طولی شفت پستاک

طور که در تصویرهای ۸ و ۹ نشان داده شده است، جابجایی تقریباً در فاصله هشت برابر شعاع شفت در پشت سینه کار به حداکثر می‌رسد و در محل سینه کار حدود ۳۰ درصد مقدار ماکزیمم است.

۷- کنترل پایداری با روش کرنش مجاز

برای بررسی پایداری توده سنگ اطراف شفت بایستی مقدار تراز هشدار خطر برای توده سنگ تعیین و با پارامتر اندازه‌گیری شده مانند کرنش بحرانی، مقایسه گردد. اگر مقدار اندازه‌گیری شده از سطح هشدار خطر کمتر باشد، توده سنگ و سازه پایدار می‌باشد (ابوالقاسمی و لادریان ۱۳۹۰). ساکورایی در سال ۱۹۸۶ روشی برای ارزیابی پایداری سازه‌های زیرزمینی با توجه به کرنش بحرانی پیشنهاد کرده است که بر اساس نتایج آزمایش‌های فشاری تک محوری بر روی سنگ‌های مختلف تعریف می‌شود. این روش اغلب به عنوان روشی استاندارد برای محاسبه همگرایی (جابجایی نسبی دیواره‌های

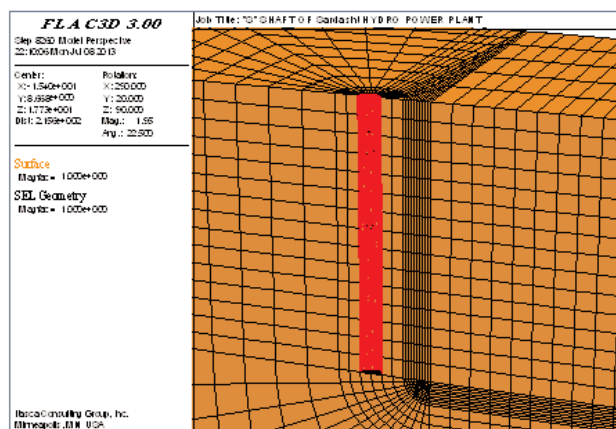
۸-تملیل پایدار و طراحی سیستم نگهداری دائمی پایلوت و شفت پستاک انتقال آب سد سردشت با استفاده از روش عددی

۸-۱-مفر پایلوت و شفت پستاک

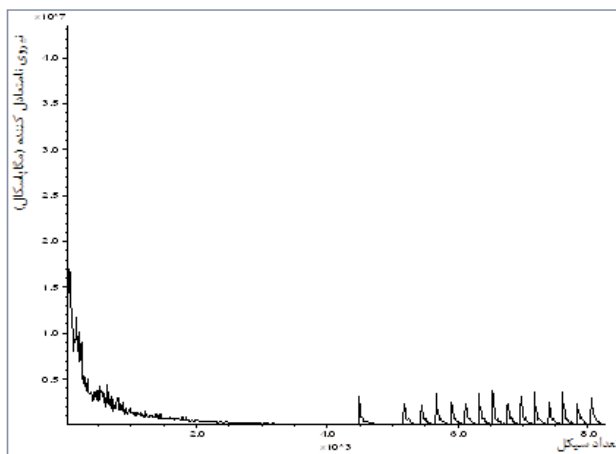
پس از حفر هر مرحله عملیات تحکیم با استفاده از شاکت‌ریت به ضخامت ۵ سانتیمتر، با مدول الاستیسیته ۲۰ گیگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۲۲ صورت گرفته که در تصویر ۱۰ نشان داده شده است. بنابراین عملیات حفاری و بلافاصله تحکیم پایلوت در ۱۵ مرحله انجام شده است. همان طور که در تصویر ۱۱ نشان داده شده، مدل پایلوت بعد از عملیات حفر و تحکیم به تعادل رسیده است. مقادیر جابجایی کلی قبل و بعد از تحکیم هر مرحله در جدول ۵ برای نسبت تنش افقی به قائم ۰/۷، ۱ و ۱/۳ ارائه شده است.

پس از حفر پایلوت به منظور تعریض شفت عملیات حفاری بر اساس قطر آن، با گام حفاری به طول ۴ متر و درصد ترخیص ۶۱٪ انجام شده

حفاری شفت‌ها خصوصاً بخش پایلوت از مشکل‌ترین و پرهزینه‌ترین عملیات حفاری در پروژه‌های عمرانی محسوب می‌شود. قطر پایلوت تا حد زیادی تحت تأثیر قطر شفت اصلی و روش اجرای پایلوت می‌باشد. بنابراین قطر پایلوت بایستی به گونه‌ای انتخاب شود که پس از اجرای آن، فضای کافی برای فعالیت یک وسیله مکانیزه (بیل مکانیکی) برای تخلیه باقی‌مانده از طرف دیگر اگر قطر پایلوت از حد معینی کمتر باشد احتمال گیر کردن مصالح در زمان تخلیه درون آن بالا می‌رود که این امر به نوبه خود حائز اهمیت است، زیرا ابعاد بزرگترین قطعات حاصل از انفجار درون شفت معمولاً در حدود ۶۰ سانتیمتر است و اگر بخواهیم ابعاد بزرگترین قطعه، از این مقدار کمتر باشد لازم می‌شود که تعداد چال‌ها افزایش یابد. این امر به منزله افزایش هزینه و زمان چالزنی می‌باشد. در زمین‌های خاکی که چسبندگی آنها کم است، زمان خود ایستایی بسیار پایین است و خاک با حفر شفت ریزش می‌کند. چنانچه فضای حفر شده پایدار نباشد، نیاز به نصب سیستم نگهداری می‌باشد (Gillette 1999).



تصویر ۱۰- حفر و تحکیم شفت پایلوت پس از ۱۵ مرحله



تصویر ۱۱- نمودار تاریخچه نیروهای نامتعادل پس از ۱۵ مرحله حفر و تحکیم

شفت پایلوت

جدول ۴- نتایج بدست آمده از نرم افزار در توده سنگ در برگیرنده پایلوت شفت پستاک سامانه انتقال آب سد سردشت و مقایسه آن با مقادیر حاصل از روش ساکورایی (K=۱/۳)

نوع سنگ	کرنش بحرانی	کرنش برشی مجاز	کرنش برشی شفت پایلوت در مدل FLAC ^{3D}	جابجایی مجاز شفت پایلوت (mm)	جابجایی شفت پایلوت در مدل FLAC ^{3D} (mm)
سنگ دگرگونی	۶/۰۲۵×۱۰ ^{-۳}	۷/۸۳۳×۱۰ ^{-۳}	۹/۸۰۰×۱۰ ^{-۳}	۶/۶۲۸	۱۵/۶۴۶

جدول ۵- مقادیر جابجایی کلی قبل و بعد از تحکیم پایلوت برای نسبت تنش افقی به قائم (۰/۷، ۱ و ۱/۳)

جابجایی کلی (mm)						مرحله حفاری
K=۱/۳		K=۱		K=۰/۷		
بعد از تحکیم	قبل از تحکیم	بعد از تحکیم	قبل از تحکیم	بعد از تحکیم	قبل از تحکیم	
۲/۴۱	۱۲/۲۴	۴/۶۳	۸/۸۲	۴/۸۷	۷/۵۳	۱
۳/۹۲	۶/۱۸	۳/۲۱	۵/۵۳	۳/۰۸	۵/۲۴	۲
۳/۷۹	۶/۱۶	۲/۸۳	۵/۰۰	۲/۰۰	۵/۵۱	۳
۳/۷۸	۶/۱۷	۲/۸۲	۵/۸۵	۳/۲۸	۵/۶۱	۴
۳/۷۴	۶/۱۹	۲/۸۱	۵/۹۱	۱/۹۷	۵/۶۸	۵
۳/۶۵	۶/۲۳	۳/۴۴	۵/۹۷	۱/۹۸	۵/۷۲	۶
۳/۷۶	۶/۲۷	۳/۴۷	۶/۰۲	۲/۰۱	۵/۷۷	۷
۳/۷۴	۶/۳۰	۲/۸۶	۶/۰۶	۱/۹۹	۵/۸۲	۸
۳/۶۵	۶/۳۴	۲/۸۵	۶/۱۱	۲/۰۱	۵/۸۶	۹
۳/۶۷	۶/۳۷	۲/۸۷	۶/۱۵	۲/۰۰	۵/۹۱	۱۰
۳/۷۳	۶/۴۱	۲/۸۱	۶/۱۹	۲/۰۱	۵/۹۵	۱۱
۳/۶۳	۶/۴۵	۲/۸۵	۶/۲۳	۲/۰۴	۶/۰۰	۱۲
۳/۶۳	۶/۴۹	۲/۸۱	۶/۲۸	۲/۰۰	۶/۰۴	۱۳
۳/۶۲	۶/۵۱	۳/۶۰	۶/۲۷	۲/۰۳	۶/۰۲	۱۴
۳/۶۹	۵/۱۶	۲/۸۳	۴/۰۷	۲/۶۰	۳/۴۹	۱۵

جدول ۶- نتایج بدست آمده از نرم افزار در توده سنگ در برگرفته شفت پستاک سامانه انتقال آب سد سردشت و مقایسه آن با مقادیر حاصل از روش ساکورایی

$$(K=۱/۳)$$

نوع سنگ	کرنش بحرانی	کرنش برشی مجاز	کرنش برشی شفت پستاک در مدل	جابجایی مجاز شفت پستاک	جابجایی شفت پستاک در مدل
			FLAC ^{3D}	(mm)	(mm)FLAC ^{3D}
سنگ دگرگونی	۶/۰۲۵×۱۰ ^{-۳}	۷/۸۳۳×۱۰ ^{-۳}	۵/۸۸۶۷۰۰×۱۰ ^{-۳}	۱۹/۸۸۴	۶۴/۲۲۸

جدول ۷- مشخصات پوشش بتنی و فلزی شفت پستاک انتقال آب سد سردشت

مصالح	مدول یانگ (GPa)	ضریب پواسون	ضخامت (Cm)
گراول و ملات	۲۰	۰/۲	۱۹/۷
بتن درجا	۲۵	۰/۲۲	۱۰/۸
فولاد	۲۰۰	۰/۳	۲/۳

است. طبق جدول ۶ مقدار جابجایی با مقدار جابجایی مجاز محاسبه شده از روش ساکورایی مقایسه شده است که بالاتر بودن آن نسبت به مقدار مجاز ناپایداری شفت پستاک را نشان می دهد.

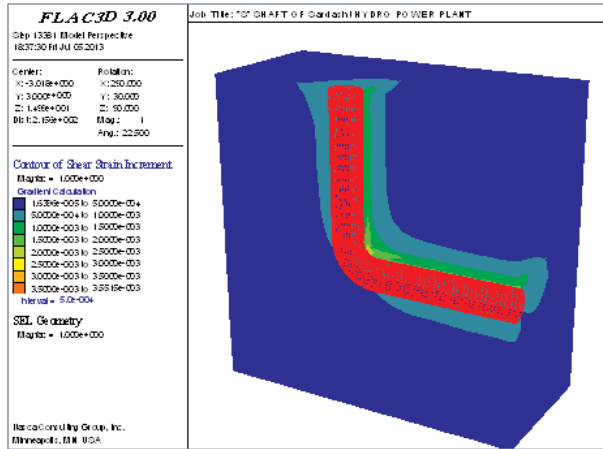
۸-۲- اعمال پوشش بتنی و فلزی و بهینه‌سازی ضخامت پوشش

شود. بنابراین پوشش بتنی و فلزی با مشخصات ارائه شده در جدول ۷ پس از اتمام عملیات حفاری شفت، زانویی و تونل جهت بررسی تأثیر زانویی و تونل بر ضخامت پوشش بتنی و فلزی آن به صورت یکباره نصب می شود.

با توجه به استانداردهای ASTM A516-70 مقدار ضخامت ورق پوشش فولادی دارای رنج ۰/۵ تا ۱ اینچ می باشد که معادل با ۱۲/۷ الی ۲۵/۴ میلیمتر است. بنابراین می توان گفت که مقدار ضخامت محاسبه

از آن جا که شفت پستاک انتقال آب سد سردشت از درون توده سنگ های ضعیف و گسل خورده عبور می نماید باید از پوشش بتنی مسلح استفاده نمود و از طرف دیگر چون میزان تنش های برجای منطقه به دلیل نبود روباره در مقطع تلاقی با دره و رچک و نیز کمبود روباره در طرفین محل تلاقی، پایین تر از فشار آب داخلی شفت است، جهت جلوگیری از پدیده هیدروژکینگ باید از یک پوشش فلزی بدون تقویت کننده (ضد آب) برای پایداری درازمدت استفاده

نتایج تحلیل‌ها برای ضخامت ۱۲ میلیمتر فولاد در نسبت‌های تنش افقی به قائم ۰/۷، ۱ و ۷/۳ در جدول ۹ ارائه شده و در تصویر ۱۳ کنتورهای جابجایی قبل و بعد از اعمال سیستم نگهداری برای پوشش فلزی با ضخامت ۱۲ میلیمتر نشان داده شده است.



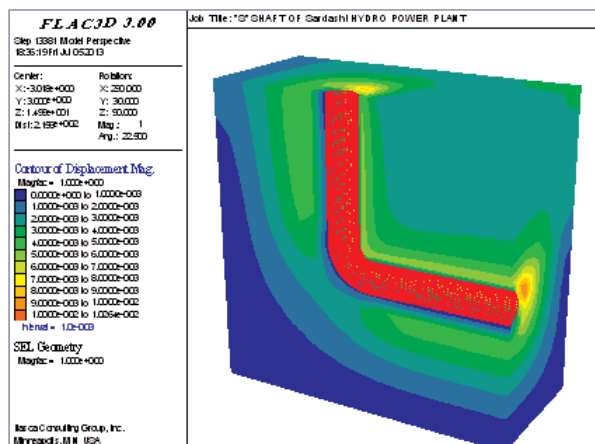
تصویر ۱۲-مقدار کرنش برشی بعد از اعمال نگهداری

شده برای پوشش فلزی و در نتیجه ضخامت پوشش بتنی مقداری منطقی است. جهت بهینه‌سازی ضخامت فولاد و بتن، ابتدا مقدار جابجایی‌های کلی و همچنین جابجایی‌ها در ۱۹۸ نقطه در راستای X، Y و Z قبل و بعد از نصب نگهداری تعیین شده است. سپس برای ضخامت‌های (۱۲ تا ۲۳ میلیمتر فولاد) و (۱۰/۸ - ۱۰/۹۱) سانتیمتر بتن) مقدار جابجایی بعد از اعمال نگهداری تعیین شده است. این مقادیر که در جدول ۸ ارائه شده با مقدار جابجایی مجاز بدست آمده از رابطه ی ساکورایی مقایسه شده است.

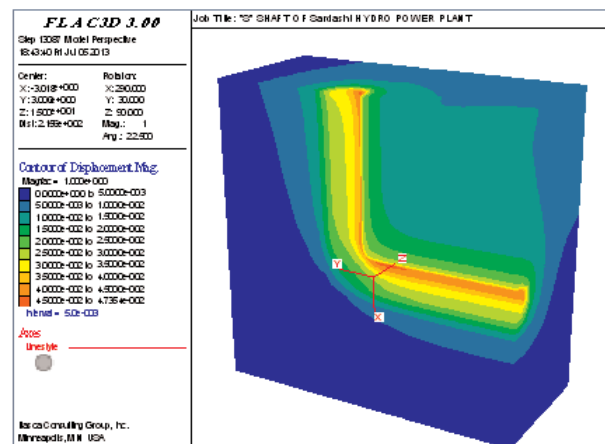
بر اساس تحلیل‌های صورت گرفته نزدیکترین جابجایی به مقدار جابجایی مجاز در ضخامت ۱۲ میلیمتر فولاد و ۱۰/۹۱ سانتیمتر بتن بدست آمد که در این حالت کرنش بدست آمده همان طور که در تصویر ۱۲ نشان داده شده بیشترین نزدیکی را به مقدار کرنش مجاز بدست آمده از رابطه ی ساکورایی دارد.

جدول ۸-مقادیر جابجایی بدست آمده بعد از اعمال نگهداری برای ضخامت‌های مختلف فولاد و بتن برای نسبت تنش افقی به قائم ۱/۳

درجهت Z	مقدار جابجایی بعد از نگهداری (mm)				کلی	ضخامت بتن (Cm)	ضخامت فولاد (mm)
	درجهت Y		درجهت X				
	دیواره چپ شفت	دیواره راست شفت	کف تونل	سقف تونل			
-۱۳/۱۰	-۶/۲۶	۷/۱۰	-۲/۷۰	۴/۵۴	۱۳/۲۶	۱۰/۹۱	۱۲
-۱۷/۸۵	-۶/۱۷	۷/۰۶	-۲/۴۶	۴/۵۸	۱۷/۹۴	۱۰/۸۸	۱۵
-۱۰/۷۱	-۶/۰۹	۷/۰۴	-۲/۲۷	۴/۶۱	۱۷/۳۰	۱۰/۸۵	۱۸
-۱۰/۲۰	-۶/۰۵	۷/۰۲	-۲/۱۶	۴/۶۱	۱۷/۱۰	۱۰/۸۳	۲۰
-۹/۹۴	-۵/۹۹	۷/۰۱	-۲/۰۳	۴/۶۳	۱۰/۸۳	۱۰/۸	۲۳



(ب)



(الف)

تصویر ۱۳-کنتور جابجایی (الف) قبل و (ب) بعد از اعمال سیستم نگهداری

جدول ۹- بیشترین جابجایی قبل و بعد از اعمال نگهداری برای ضخامت ۱۲ میلیمتر فولاد در نسبت های تنش افقی به قائم (۰/۷ و ۱/۳)

مقدار جابجایی (Cm)											(K)	
درجهت Z	بعد از نگهداری				کلی	قبل از نگهداری				کلی		
	درجهت Y		درجهت X			درجهت Z	درجهت Y		درجهت X			
	دیواره چپ شفت	دیواره راست شفت	کف تونل	سقف تونل			دیواره چپ شفت	دیواره راست شفت	کف تونل			سقف تونل
-۰/۶۲	-۰/۳۳	۰/۳۴	-۰/۵۷	۰/۷۰	۰/۷۰	-۳/۱۱	-۲/۰۵	۳/۶۴	-۲/۱۹	۴/۱۶	۴/۸۸	۰/۷
-۱/۰۲	-۰/۴۷	۰/۵۱	-۰/۴۲	۵/۸۳	۱/۰۳	-۴/۲۸	-۲/۹۸	۴/۲۲	-۲/۵۱	۴/۱۳	۴/۸۴	۱
-۱/۳۱	-۰/۶۳	۰/۷۱	۰/۳۷	۰/۴۶	۱/۳۳	-۶/۱۴	-۳/۹۴	۵/۵۶	-۲/۲۸	۵/۱۵	۶/۴۲	۱/۳

۹- نتیجه گیری

بدون تقویت کننده (ضد آب) برای پایداری درازمدت استفاده شود.

نسبت تنش افقی به قائم با روابط مختلف محاسبه شد و با توجه به آنالیز حساسیت برای مقادیر ۰/۷ الی ۱/۳ بیشترین مقدار جابجایی در نسبت تنش افقی به قائم ۱/۳ نشان داده شد.

● برای تعیین ضخامت بهینه پوشش، ابتدا با روش تحلیلی ضخامت پوشش فلزی و بتنی تعیین شد. سپس با اعمال پوشش در مدل و تعیین مقادیر جابجایی برای ضخامت های ۱۲ تا ۲۳ میلیمتر پوشش فلزی، نزدیکترین مقدار جابجایی به جابجایی مجاز روش ساکورایی برای ضخامت ۱۲ میلیمتر نشان داده شد. در نتیجه ضخامت های بهینه ۱۲ میلیمتر و ۱۰/۹ سانتیمتر به ترتیب برای پوشش فلزی و بتنی انتخاب شد که در هر سه نسبت تنش افقی به قائم ۰/۷، ۱ و ۱/۳ پایدار است.

مراجع

ابوالقاسمی، ع. و لادریان، ا.، ۱۳۹۰. طراحی مجدد سیستم نگهداری و تحلیل پایداری ناحیه یک تونل نقره کمر به روش عددی تفاضل محدود (نرم افزار FLAC^{3D}). نخستین همایش آسیایی و نهمین همایش ملی تونل، ۱۲-۱۰ آبان ماه پیرمردیان، ح.، بیرانوند، پ.، طایمی، س.، بخشنده، ح.، و پیروی نسب، پ.، ۱۳۹۱. انتخاب روش حفاری شفت تخلیه کننده تحتانی تونل های انحراف آب سد سردشت با استفاده از فرآیند سلسله مراتبی (AHP). مجموعه مقالات کنگره و نمایشگاه بین المللی معدن، تهران، ایران، ۵-۸ آبان ماه

شرکت مهندسی مشاور سپاسد- فراب، ۱۳۹۰. گزارش زمین شناسی مهندسی مطالعات مرحله دوم. تهران، خرداد ماه.

صالح زاده، ح.، ۱۳۸۸. طراحی و مهندسی تونل و شفت در سنگ. انتشارات قرارگاه سازندگی خاتم الانبیا- قرب نوح (۶)، چاپ اول

ضیائی، ا.، و آهنگری، ک.، ۱۳۸۹. تحلیل پایداری چاه انتقال آب سد صفا با مقایسه نتایج حاصل از روش های عددی (FLAC^{2D} و FLAC^{3D}) و تجربی. مجموعه مقالات کنگره بین المللی معدن، ۲۶-۲۹ مهر ماه

● به دلیل اینکه حفاری شفت ها خصوصاً بخش پایلوت از مشکل ترین و پرهزینه ترین عملیات حفاری در پروژه های عمرانی محسوب می شود لازم است درخصوص انتخاب روش حفاری بررسی کافی صورت پذیرد. بنابراین با استفاده از فرآیند تحلیل سلسله مراتبی AHP، برای حفاری شفت پستاک و پایلوت روش سنتی انتخاب شد که در این روش حفاری از بالا به پایین انجام می شود.

● قطر پایلوت تا حد زیادی تحت تأثیر قطر شفت اصلی و روش اجرای پایلوت می باشد و بایستی به گونه ای انتخاب شود که پس از اجرای آن، فضای کافی برای فعالیت وسیله مکانیزه (بیل مکانیکی) برای تخلیه باقی بماند. از طرف دیگر اگر قطر پایلوت از حد معینی کمتر باشد احتمال گیر کردن مصالح در زمان تخلیه درون آن بالا می رود که این امر نیز به نوبه خود حائز اهمیت است، زیرا ابعاد بزرگترین قطعات حاصل از انفجار درون شفت معمولاً در حدود ۶۰ سانتیمتر است. اگر ابعاد بزرگترین قطعه، از این مقدار کمتر باشد لازم می شود که تعداد چال ها افزایش یابد. این امر به منزله افزایش هزینه و زمان چالزنی می باشد. بنابراین قطر پایلوت برابر ۲/۲ متر و در نتیجه طول گام حفاری برابر ۲ متر در نظر گرفته شده است.

● با توجه به اینکه شفت پستاک انتقال آب سد سردشت از درون توده سنگ های ضعیف و گسل خورده عبور می نماید. باید از پوشش بتنی مسلح استفاده نمود و از طرف دیگر چون میزان تنش های برجای منطقه به دلیل نبود روباره در مقطع تلاقی با دره ورچک و نیز کمبود روباره در طرفین محل تلاقی، پایین تر از فشار آب داخلی شفت است، جهت جلوگیری از پدیده هیدروچکینگ باید از پوشش فلزی

- masses using discrete element method. *Computers and Geotechnics*, pp. 57-66.
- Gillette, H. P., 1999.** Rock Excavation Handbook. *Sandvik Tamrock corp*, pp. 281-288.
- Hartman, H. L., 1992.** SME Mining Engineering Handbook. Society for Mining Metallurgy, and Exploration, Inc. *Littleton, Colorado, 2nd Edition, V. 1.*
- Hao, Y. H., & Azzam, R., 2005.** The plastic zones and displacements around underground openings in rock masses containing a fault. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 20, pp. 49-61.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B., 2002.** Hoek-Brown Failure Criterion. Proc. *NARMS-TAC Conference, Toronto*, pp. 267-273.
- Jiao, Y. Y., Fan, S. C., & Zhao, J., 2005.** Numerical investigation of joint effect on shock wave propagation in jointed rock masses. *Journal of Testing and Evaluation*, pp. 197-203.
- Johansson, E. J., & Kula, H., 1995.** Three-dimensional back-analysis calculations of Vikinmaki underground sewage treatment plant in Helsinki. *Proceedings of the 8th International Conference on Rock Mechanics*, pp. 597-600.
- Sakurai, S., 1999.** Lessons Learned from Field Measurements in Tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 12, pp. 453-460.
- Theory, P. R., 1994.** A theory for in Situ Stresses in Isotropic and Transversely Isotropic Rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol. 31, pp. 23 -34.
- Singh, B., & Goel, R. K., 1999.** Rock Mass Classification. *Elsevier Science Ltd.*
- Singh, B., & Geol, R. K., 2006.** Tunnelling in Weak Rocks. *Elsevier Geo-Engineering Book Series: V. 5, First Edition*, pp. 355-363.
- Sinha, R., 1989.** Underground Structures Design and Instrumentation. *Elsevier.*
- Sitharam, T. G., & Latha, G. M., 2002.** Simulation of excavations in jointed rock mass using a practical equivalent continuum approach. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, pp. 517-525.
- Terzaghi, K., & Richart, F. E., 1952.** Stress in Rock About Cavities. *Geotechnique*, Vol. 3, pp. 57-90.
- United States, Army Corps of Engineers., 1997.** Tunnels and Shafts in Rock. *Washington DC: EM 1110-2-2901.*
- Xia, Y., Peng, S., & Gu, Z., 2007. Stability analysis of an underground power cavern in a bedded rock formation. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 22, pp. 161-165.
- Yoshida, H., Hori, H., & Uno, H., 1995.** Micromechanics-based continuum theory for jointed rock mass and analysis of large-scale cavern excavation. *Proceedings of the 8th International Conference on Rock Mechanics*, pp. 689-692.
- فرخ، ا، ۱۳۸۶. طراحی قطعات بتنی پیش ساخته. انتشارات جهاد دانشگاهی صنعتی امیر کبیر، چاپاول، تهران
- قاسم زاده، ح. و عبادی، م.ح.، ۱۳۸۸. اندرکنش بین سنگ و پوشش در تونل ها و شفت های تحت فشار. مجموعه مقالات هشتمین کنفرانس تونل، ۲۹-۳۱ اردیبهشت ماه
- Arjang, B., 1998.** Canadian Crustal Stresses and Their Application in Mine Design. *International Symposium of Mine Planning and Equipment Selection (MPES, 98) Calgary, October.*
- Arthe Civil & Structure B. V., 2006.** Design and calculation of concrete segments. *Report No.: ACS05203-R09-S04 & ACS05203-R09-S05*, pp.57.
- Atkinson, J., 1993.** An introduction to the mechanics of soils and foundations. *Mc Graw - Hill Book Company.*
- Bhasin, R., & Hoeg, K., 1998.** Parametric study for a large cavern in jointed rock using a distinct element model (UDEC-BB). *International Journal Rock Mechanics and Mining Science 35, no. 1*, pp. 17-29.
- Brady, E. T., & Hoek, E., 1978.** Trends in Relationships Between Measured Rock in Situ Stresses and Depth. *International Journal of Rock Mechanics, Mining Science and Geomechanics abstract*, Vol. 15, pp. 211-215..
- Carranza-Torres, C., & Fairhurst, C., 1999.** The elastoplastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 36, pp. 777-809.
- Carranza-Torres, C., & Fairhurst, C., 2000.** Analysis of tunnel support requirements using the convergence-confinement method the Hoek-Brown rock failure criterion. *Tunnelling and Underground Space Technology.*
- Carranza-Torres, C., & Fairhurst, C., 2001.** Analysis of tunnel support requirements using the convergence -confinement method and the Hoek-Brown rock failure criterion. *Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*, pp. 65-75.
- Carranza-Torres, C., 2003.** Elasto-Plastic solution of tunnel problems using the generalized form of the Hoek-Brown failure critrion. *Itasca Consulting Group Inc .*
- Cai, M., 2008.** Influence of stress path on tunnel excavation response - Numerical tool selection and modeling strategy. *Tunnelling and Underground Space.*
- Cundall, P. A., & Hart, R. D., 1993.** Numerical modeling of discontinua. *Comprehensive Rock Engineering, (Pergamon) 2*, pp. 231-243.
- Dasgupta, B., Sharma, M. K., & Verman, A., 1999.** Design of underground caverns for Tehri Hydropower Project, India by numerical modeling. *Proceedings of the 9th International Conference on Rock Mechanics*, pp. 357-35.
- Fahimifar, A., & Soroush, H., 2005.** A theoretical approach for analysis of the interaction between grouted rockbolts and rock masses. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 20, pp. 333-343.
- Fan, S. C., Jiao, Y. Y., & Zhao, J., 2004.** On modeling of incident boundary for wave propagation in jointed rock