پیشنهاد پوشش بتنی مسلح بر اساس کنترل نشت آب از تونل‌های تحت فشار با بهره‌گیری از مدل المان محدود

احسان داداشی؛ دانشجوی دکتری مهندسی معدن (مکانیک‌سنگ)، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم تحقیقات تهران، ایران،
علی نورزاد؛ دانشگاه شهید بهشتی، دانشکدهٔ مهندسی عمران، آب و محیط‌زیست،
کورش شهریار؛ دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی معدن و متالورژی،
کامران گشتاسبی؛ دانشگاه تربیت مدرس، گروه مهندسی معدن مکانیک سنگ

تاریخ: دریافت ۹۶/۰۷/۳۰ پذیرش ۹۶/۱۱/۲۹

چکیده

تونل‌های تحت فشار با پوشش بتنی، منابعی از جریان نشت آب به توده‌سنگ دربرگیرنده خود هستند، از این‌رو، طی فرآیند آب‌گیری مقاومت کمی در برابر فشار نشت آب خواهند داشت و با افزایش فشار آب داخلی تونل، فشار نشت آب به توده‌سنگ منتقل خواهد شد. در این شرایط به‌واسطهٔ درزه، ترک، منافذ و همهٔ المان‌های توده‌سنگ از تمام جهات تحت تأثیر فشار نشت آب قرار می‌گیرند. این اندرکنش هیدرومکانیکی باعث تغییرات نفوذپذیری المان‌های توده‌سنگ طی فرآیند آب‌گیری می‌شود. بنابراین، تغییرات صورت گرفته در تنش منجر به تغییراتی در ضریب نفوذپذیری و توزیع مجدد میدان نشت می‌شود. از این رو، در این تحقیق از روش المان محدود به‌کمک نرم‌افزار ABAQUS برای مدل‌سازی این اندرکنش استفاده شده است. در این راستا از داده‌های تونل تحت فشار طرح سد و نیروگاه گتوند به‌عنوان مطالعهٔ موردی بهره گرفته شده است. به‌منظور نزدیک‌کردن مدل به شرایط واقعی، تأثیر تغییرات نفوذپذیری پوشش بتنی و توده‌سنگ بر تغییرشکل‌ها و تنش‌های ایجاد شده در محیط با استفاده از کد USDFLD به مدل اعمال شده است. نتایج مدل عددی نشان می‌دهد که به‌منظور کنترل نشت از تونل‌های تحت فشار با پوشش بتنی، ضخامت پوشش و آرایش مناسب میل‌گردها در پوشش بتنی در ممانعت از نشت بیش از حد مجاز از تونل نقش به‌سزایی را ایفا می‌کنند.

واژه‌های کلیدی: تونل تحت فشار، پوشش بتنی مسلح، اندرکنش هیدرومکانیکی، نرم افزار ABAQUS، نشت، سد و نیروگاه گتوند، کد USDFLD.

*نویسنده مسئول

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-31]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1397.12.4.8.8]
[DOI: 10.18869/acadpub.jeg.12.4.599]

مقدمه

مطابق بررسی‌های انجام‌شده پوشش تونل‌ها سهم چشمگیری را در هزینه‌های اجرای تونل دارد. این رقم بر مبنای تحقیقات صورت‌گرفته در حدود ۱۵ الی ٤۰ درصد هزینه‌های اجرای تونل است [۱]. در تونل‌های تحت فشار با توجه به فشار آب داخلی روی پوشش بر خلاف تونل‌های جریان آزاد، ایجاد تغییراتی در تنش روی پوشش، منجر به تغییراتی در ضریب نفوذپذیری پوشش می‌شود. تغییرات نفوذپذیری پوشش بر تغییرشکل‌ها و تنش‌های ایجاد شده توده‌سنگ تأثیر گذاشته و سبب توزیع مجدد میدان تنش و در نتیجه میدان نشت می‌شود [۲]. این امر در حقیقت اندرکنش توأمان هیدرومکانیکی بین پوشش بتنی و توده‌سنگ است.

روش‌های مهم طراحی پوشش تونل به اندرکنش هیدرومکانیکی پوشش و سنگ روش که اشلایس[1] (۱۹۸٦ و ۱۹۹۷) [۳-۵] و فرناندز[2] (۱۹۹٤) [٦] ارائه کرده‌اند، هستند که عملاً طراحی‌های معمول بر اساس آن‌ها صورت می گیرد. در این روش‌ها پوشش و توده‌سنگ، نفوذپذیر و ارتجاعی فرض شده و طراحی پوشش بر اساس آن پیشنهاد شده است. اشلایس برای طراحی پوشش تونل‌های تحت فشار دو روش بر اساس فشار آب داخلی [٤] و فشار آب خارجی [۵] ارائه داده است و در محاسبات خود رفتار توأمان هیدرومکانیکی حاصل از باز شدن ترک‌ها را در نظر گرفت. هم‌چنین فرناندز برای طراحی پوشش تونل‌های تحت فشار اثر توده‌سنگ دربرگیرندهٔ تونل را بر اساس یک اندرکش هیدرومکانیکی واقعی بین سنگ و پوشش در نظر گرفت. چانگ و همکاران[3] (۲۰۰۱) لازمه طراحی پوشش برای تونل‌های تحت فشار را به رتبه‌بندی توده‌سنگ و درزه‌ها، تحلیل‌های عددی برای تعیین پایداری مکانیکی و تحلیل‌های هیدرولوژیکی مرتبط دانستند [۷]. سیمانجونتاک و همکاران[4] (۲۰۱۲) برای پیش‌بینی رفتار هیدرولیکی و مکانیکی پوشش از روش المان محدود در طراحی تونل تحت فشار استفاده کردند. نتایج به‌دست آمده نشان می‌دهد که روش پیش‌تنیدگی در پوشش نهایی مانع بازشدن ترک‌ها شده و نشت از تونل قابل کنترل شده است [۸]. زو و همکاران[5] (۲۰۱۵) با در

1. Schleiss
2. Fernandez
3. Chung et al.
4. Zhou et al.
5. Simanjuntak et al

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-31]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1397.12.4.8.8]
[DOI: 10.18869/acadpub.jeg.12.4.599]

نظر گرفتن ضرایب غیریک‌نواختی از کرنش روی میل‌گرد و بتن به محاسبهٔ نفوذپذیری ثانویه پوش ترک‌خورده پرداختند و با تعریف المان درزه پرشده از آب، شبیه‌سازی اثرات متقابل پوشش بتنی و توده‌سنگ دربرگیرنده را توسعه دادند. نتایج تطابق مناسبی را بین داده‌های مشاهده‌ای و به‌دست آمده از این روش را نشان داد [۹]. اکثر پژوهش‌ها در ایران بر اساس مطالعات موردی هستند، اما به‌غیر از آن‌ها می‌توان به نمونه‌ای از تحقیقاتی که در ادامه بیان شده است، اشاره کرد. سروش و محمدپور (۱۳۸۰) با استفاده از مدل عددی در حالت دوبعدی و سه‌بعدی به بررسی اثر روباره کم بر پایداری تونل تحت فشار پرداختند. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که انجام عمل تزریق تحکیمی در پشت پوشش بتنی تونل تاثیر تعیین‌کننده‌ای در کاهش بازشدگی هیدرولیکی دارد [۱۰]. قاسم‌زاده و عبادی (۱۳۸۸) اندرکنش بین سنگ و پوشش در تونل‌های تحت فشار را بررسی کردند. در این مقاله با تلفیق روش‌های موجود برای حالت تقارن محوری و کرنش صفحه‌ای یک روش تحلیلی برای محاسبه اندرکنش هیدرومکانیکی تونل‌های تحت فشار ارائه شد [۱۱]. زارعی‌فرد و فهیمی‌فر (۱۳۹۰) نیز با در نظر گرفتن رفتار توده‌سنگ ارتجاعی–خمیری با نرم‌شوندگی کرنش از نقطه حداکثر دریافتند که سهم اندرکنش هیدرومکانیکی و فشار نشت بر نتایج مکانیکی کم اثر است، ولی بر نتایج هیدرولیکی شامل آب‌منفذی و نرخ نشت شدیداً مؤثر است [۱۲].

در این تحقیق، از آن‌جاکه اثر ناپیوستگی‌ها به‌واسطهٔ تغییرات رفتار مواد در مدل درنظر گرفته شده است، پوشش بتنی و توده‌سنگ دربرگیرنده به‌عنوان محیط پیوسته معادل مدل شده و از روش المان محدود سه‌بعدی برای مدل‌سازی میل‌گرد در پوشش برای طراحی پوشش بتنی مسلح برای کنترل نشت از تونل استفاده شده است. بر این اساس، نفوذپذیری ثانویه پوشش بتنی مسلح و توده‌سنگ دربرگیرنده آن به‌واسطهٔ فشار آب داخلی بر پایهٔ رفتار توأمان تنش– نشت و براساس کدی که تغییرات نفوذپذیری محیط را به کرنش آن وابسته کرده است، تعیین شده است.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-31]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1397.12.4.8.8]
[DOI: 10.18869/acadpub.jeg.12.4.599]

روش‌های تحلیلی تعیین نشت از پوشش بتنی

برای طراحی پوشش بتنی تونل‌های تحت فشار می‌توان به دو روش اشلایس (۱۹۸٦) و فرناندز (۱۹۹٤) اشاره کرد که بر پایهٔ فرضیاتی نظیر رفتار توده‌سنگ و پوشش همگن، هم‌سان، متخلخل و ارتجاعی بنا شده است. تفاوت این دو روش در نحوه مدل‌کردن جریان فشار آب منفذی خروجی از تونل است. اشلایس برای محاسبه فشار منفذی از تونل دو رابطه را پیشنهاد داده است. حالت اول این‌که اگر جریان منفذی در توده‌سنگ در اثر تخلخل بالای آن باشد، توزیع فشارمنفذی بر اساس رابطه نمایی (۱) بیان می‌شود [۳]:

$$p = \frac{p_i \ln\left(\frac{r_a}{r}\right)+p_a \ln\left(\frac{r}{r_i}\right)}{\ln\left(\frac{r_a}{r_i}\right)} \quad (۱)$$

که در آن p_a و p_i به‌ترتیب فشار خارجی و داخلی آب (Pa)، r_a و r_i به‌ترتیب شعاع خارجی و داخلی پوشش (m)، g شتاب ثقل (m/s^2) و p فشار آب منفذی در هر شعاع فرضی (r) از استوانه (Pa) می‌باشند.

در حالت دوم، در صورتی‌که نفوذپذیری به‌دلیل تعداد زیاد ترک‌های شعاعی باشد، با فرض جریان لایه‌ای در داخل ترک‌ها، توزیع فشار خطی و بر اساس رابطهٔ (۲) قابل محاسبه است [۳]:

$$p = \frac{p_i(r_a-r)+p_a(r-r_i)}{r_a-r_i} \quad (۲)$$

اشلایس با فرض جریان لایه‌ای موازی با ترک‌ها و معلوم بودن عرض ترک‌ها، q_c جریان عبوری از میان پوشش بتنی ترک‌خورده (m^3/s) را بر اساس رابطهٔ (۳) ارائه داده است [٤]:

$$q_c = \frac{(p_i-p_a)(2a)^3.n}{12\nu_w.\rho_w.(r_a-r_i)} \quad (۳)$$

که در آن $2a$ عرض متوسط ترک (m)، n تعداد ترک‌ها و ν_w گرانروی سینماتیکی (m^2/s) است.

فرناندز هم با استفاده از روش تصویرنگاری چاه[1] توزیع فشار منفذی (P_w) در فاصله هر نقطه‌ای از مرز تونل (r) را با استفاده از جریان بین دو چاه، یک منبع و یک حفره با مقاومت معادل از رابطه (٤) به‌دست آورد [٦]:

1. Image Well Method

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-31]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1397.12.4.8.8]
[DOI: 10.18869/acadpub.jeg.12.4.599]

$$P_w = \gamma_w (h_i - h_0) \frac{\ln\left[1+\frac{2h_0}{r}\left(\frac{h_0}{r}-\cos\theta\right)\right]}{\ln\left[1+\frac{2h_0}{b}\left(\frac{h_0}{b}-\cos\theta\right)\right]} \quad (٤)$$

هم‌چنین نرخ نشت آب در واحد طول تونل را به‌واسطهٔ رابطه (۵) تعیین کرده است [٦].

$$q_L = \frac{2\pi k_L (h_i - h_{w1})}{\ln\frac{b}{a_1}} \quad (۵)$$

که در آن q_L نرخ نشت آب در واحد طول تونل (m^2/s)، k_L نفوذپذیری پوشش (m/s)، h_i ارتفاع سطح آب در تونل (m)، h_{w1} ارتفاع سطح آب در مرز بین پوشش و سنگ (m)، b و a_1 به‌ترتیب شعاع خارجی و داخلی تونل (m) هستند.

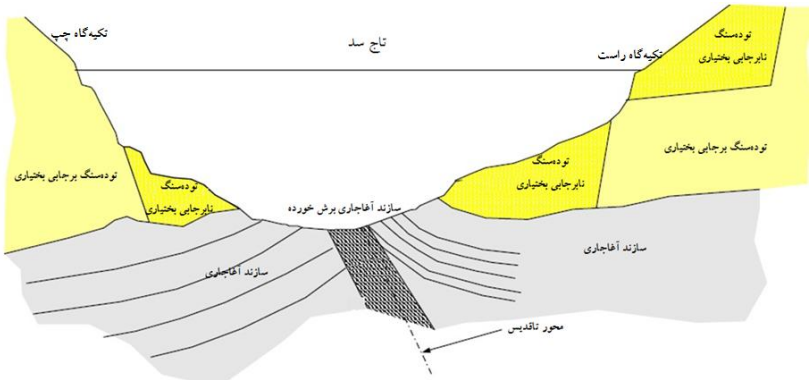
با توجه به‌روش‌های ارائه‌شده به‌نظر می‌رسد که چون در روش فرناندز بر خلاف اشلایس نقش حمایتی توده‌سنگ در اندرکنش محیط در رابط ارائه‌شده در نظر گرفته شده است و تنها مانند روش اشلایس رفتار توأمان هیدرومکانیکی را حاصل از باز شدن ترک‌ها را در نظر نگرفته است، به‌نظر می‌رسد این روش نتایج واقعی‌تری را ارائه دهد.

معرفی تونل‌های آب‌بر طرح گتوند به‌عنوان مطالعه موردی

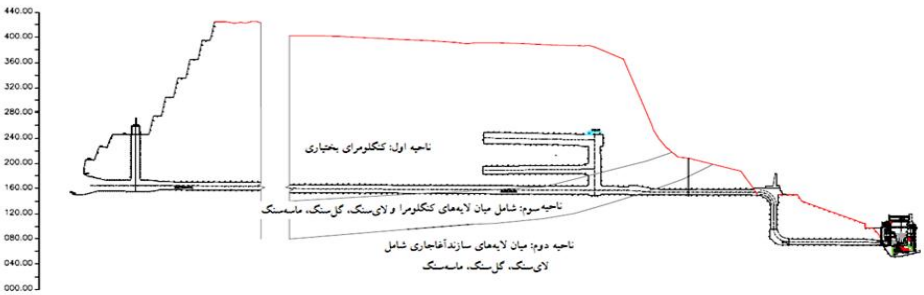
طرح سد و نیروگاه گتوند در فاصله ۳۸۰ کیلومتری از سرچشمه رودخانه کارون، در فاصلهٔ ۲۵ کیلومتری شمال شهرستان شوشتر و در ۱۰ کیلومتری شمال شرقی شهر گتوند در استان خوزستان قرار دارد. قطر تونل‌های آب‌بر نیروگاه این طرح ۱۱ متر است. این تونل‌ها به‌روش معمول حفاری و انفجار حفر شده‌اند [۱۳]. در منطقهٔ بررسی شده از محدودهٔ سد تا انتهای دریاچهٔ مخزن، از قدیم به جدید سازندهای گچساران، میشان، آغاجاری، بختیاری و نهشته‌های عصر حاضر گسترش دارند. ساختگاه سد در کف، شامل یک طاقدیس است که شیب جناحین آن به‌سمت تکیه‌گاه‌ها است. محور تاقدیس تقریباً شرقی- غربی و به‌سمت جنوب شرق میل پیدا کرده است. لیتولوژی این سازند به‌طورکلی تناوبی از ماسه‌سنگ و گل‌سنگ نسبتاً ضعیف است. سنگ کف از سازند آغاجاری شامل لایه‌های ماسه‌سنگ، لای‌سنگ و رس‌سنگ است. در هر دو تکیه‌گاه نیز سازند آغاجاری به‌وسیلهٔ کنگلومرای سازند بختیاری پوشیده شده است. در محدودهٔ ساختگاه سد در دو سوی رودخانه کارون تا تراز حدود ۱۱۰ متر سازند آغاجاری رخنمون دارد که یک تاقدیس محلی در آن تشکیل شده است. بر اساس شکل ۱، با توجه به

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-31]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1397.12.4.8.8]
[DOI: 10.18869/acadpub.jeg.12.4.599]

کیفیت مناسب توده‌سنگ در تکیه‌گاه چپ تمامی سازه‌های جانبی سد از جمله تونل‌های در محدودهٔ جناح چپ قرار دارند که به توده‌سنگ برجای سازند بختیاری محدود می‌شود. این سازند به سن پلیو-پلیستوسن است و از نظر سنگ‌شناسی این سازند بیش‌تر شامل کنگلومرا با میان لایه‌هایی از گل سنگ، ماسه‌سنگ و فورش سنگ یا سیلتستون است. چنان‌که در شکل ٢ مشاهده می‌شود سازند جوان‌تر بختیاری در نیمه ابتدایی مسیر تونل‌ها و بر سازند آغاجاری که در انتهای مسیر تونل‌ها قرار دارد، واقع شده است. به لحاظ زمین‌شناسی ساختمانی این لایه‌ها در قسمت خروجی از شیب ملایم ٢٠ درجه برخوردار بوده و با حرکت به‌سمت ورودی به شیب افق نزدیک می‌شود [١٤].



شکل ١. مقطع زمین‌شناسی ساختگاه سد گتوند [١٤]



شکل ٢. پروفیل طولی زمین‌شناسی در راستای تونل‌های آب‌رسان [١٤]

نتایج آزمون‌های مقاومتی انجام شده برای تعیین ویژگی‌های مقاومتی و تغییر شکل‌پذیری در جدول ١ برای تودهٔ کنگلومرایی به‌عنوان تودهٔ غالب منطقه ارائه شده است. لازم به ذکر

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-31]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1397.12.4.8.8]
[DOI: 10.18869/acadpub.jeg.12.4.599]

است که نسبت تنش‌ها بر اساس آزمایش‌های شکست هیدرولیکی در بررسی‌های تکمیلی برابر یک تخمین زده شده است [۱۴]. از روی نمونه‌های اخذ شده وزن مخصوص نمونه کنگلومرا نیز $۲۴/۵\ kN/m^3$ در حالت خشک تعیین شده است.

جدول ۱. نتایج مربوط به ویژگی‌های مقاومتی و تغییر شکل‌پذیری توده‌سنگ کنگلومرا به‌عنوان ورودی نرم‌افزار [۱۴]

نوع سنگ	مدول دگرشکل‌پذیری (GPa)	مقاومت کششی (MPa)	زاویهٔ اتساع (درجه)	زاویهٔ اصطکاک داخلی (درجه)	نسبت پواسون	چسبندگی (MPa)
کنگلومرا	۳/۱	۰/۲۵	۶	۳۵	۰/۲۵	۰/۱

گام‌های طراحی پوشش بتنی مسلح

با فرض این‌که پوشش دائمی فقط برای تأمین نیازهای مقاومتی سازه‌ای و هیدرولیکی طراحی می‌شود و هیچ‌گونه باری از توده‌سنگ به پوشش بتنی تحت هیچ شرایطی اعمال نمی‌شود [۱۵]، گام‌های طراحی در ادامه ارائه خواهند شد.

۱- انتخاب محدودهٔ مناسبی از توده‌سنگ

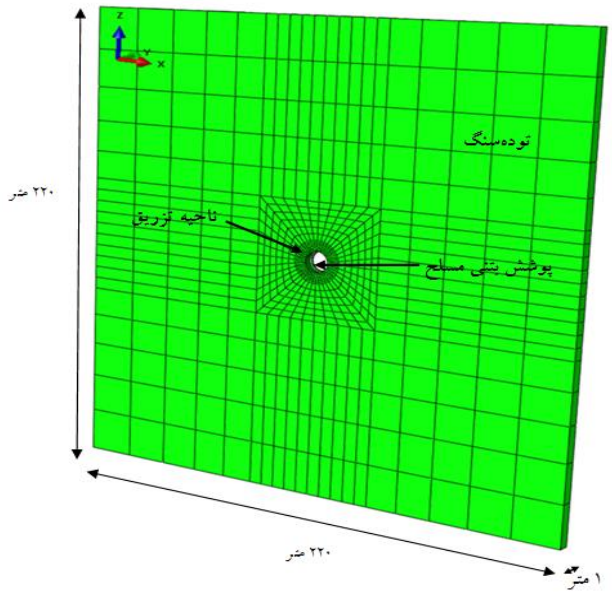
با توجه به شکل ۳، در شرایطی که مرزهای هیدرولیکی بیش از حد به تونل نزدیک باشد، تخمین درستی از دبی آب ورودی و خروجی تونل نمی‌توان داشت. از طرف دیگر اگر مرزهای هیدرولیکی از تونل بیش از حد مورد نیاز دور باشد، باعث افزایش زمان حل مدل است. از این‌رو، ابعاد مدل برای تونلی به شکل دایره‌ای به قطر ۱۱ متر، ۲۲۰×۲۲۰ متر و بعد سوم یک متر انتخاب شده است تا میل‌گردها به جای معادل‌سازی، مدل‌سازی شوند [۱۵].

۲. انتخاب مدل رفتاری مناسب

الف) مدل رفتاری توده‌سنگ

با توجه به عمق کم در این پژوهش، تأثیر تنش اصلی میانگین مهم به‌نظر نمی‌رسد. هم‌چنین با توجه به توده ضعیف دربرگیرنده تونل، از مدل رفتاری موهر-کلمب برای توده‌سنگ بررسی شده در تحلیل‌ها استفاده شده است [۱۵].

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-31]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1397.12.4.8.8]
[DOI: 10.18869/acadpub.jeg.12.4.599]



شکل ۳. ابعاد و شرایط مرزی مدل عددی [۱۵]

ب) مدل رفتاری پوش‌ش بتنی **مسلح**

از آن‌جا که پوشش بتنی تونل تحتِ فشار آب داخلی دو حالت ترک‌خوردگی ناشی از کشش و خردشدگی ناشی از فشار را متحمل می‌شود، برای پیش‌بینی پاسخ المان‌های بتن مسلح از مدل رفتاری خمیری آسیب‌دیده بتن[1] استفاده شده است. مشخصات مکانیکی برای پوشش بتنی مطابق جدول ۲ است. از آن‌جاکه در چنین سیستمی نمی‌توان رفتار هر یک از این محیط‌ها را به‌طور مستقل بررسی و تحلیل کرد، برای پوشش بتنی و توده‌سنگ در نرم‌افزار ABAQUS از المان کوپل‌شده C3D8RP استفاده شده است.

جدول ۲. مشخصات مکانیکی در نظرگرفته شده برای پوشش بتنی [۱۵]

وزن مخصوص (kN/m^3)	مدول ارتجاعی (GPa)	نسبت پواسون	مقاومت فشاری (MPa)	مقاومت کششی (MPa)
۲۵	۲۰	۰/۲۵	۳۰	۳

1. Concrete damaged plasticity

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-31]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1397.12.4.8.8]
[DOI: 10.18869/acadpub.jeg.12.4.599]

برای معرفی مشخصات میل‌گرد در نرم‌افزار از مدل ارتجاعی–خمیری استفاده شده است. برای مدل‌سازی میل‌گرد در نرم‌افزار ABAQUS از المان T3D2 استفاده شده است که یک المان سه‌بعدی با دو درجه آزادی است. مشخصات مکانیکی میل‌گرد مطابق جدول ۳ در نظر گرفته شده است. در روشی به‌نام المان مدفون شده[1]، میل‌گرد فولادی به‌صورت مدفون در المان بتن مدل‌سازی شده و فرض‌شده که تغییرمکان‌های گره‌ای آن با تغییرمکان گره‌ای المان بتن برابر می‌باشد.

جدول۳. مشخصات مکانیکی در نظرگرفته شده در مدل‌سازی میل‌گرد [۱۵]

وزن مخصوص (kN/m^3)	مدول ارتجاعی (GPa)	نسبت پواسون	تنش تسلیم (MPa)
۷۸/۵	۲۰۰	۰/۲۵	٤۰۰

۳. اعمال شرایط مرزی مکانیکی

با توجه به این‌که مقدار دقیق تنش‌های برجا روی مرزها مشخص نیست، ثابت‌کردن مرز مدل به‌نحوی که جابه‌جایی نقاط مرزی صفر باشد، تنها راه اعمال شرایط مرزی واقعی است.

٤. مدل‌سازی بر اساس اندرکنش هیدرومکانیکی با ارائه معادلات حاکم

حالت صحیح بررسی تاثیر فشار آب داخلی بر پایداری تونل‌های تحت فشار، روش دقیق انجام تحلیل اندرکنش هیدرومکانیکی در سطح تماس پوشش بتنی و توده‌سنگ دربرگیرنده بر اساس توزیع فشارهای منفذی به‌همراه توزیع تنش‌های برجا است که به‌عنوان تحلیل توأمان هیدرومکانیکی مطرح می‌شود. معادلهٔ میدان نشت بر اساس تحلیل توأمان نشت–تنش محیط به‌صورت رابطهٔ (٦) بیان می‌شود [١٦].

$$\frac{\rho_0 k}{\eta}\nabla^2 p + \emptyset_0 \rho_0 C_f \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\rho_0(1-\emptyset_0)}{(1+\varepsilon_v)^2}\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} + q = 0 \qquad (٦)$$

که در این رابطه ρ_0 جرم مخصوص اولیه محیط (kg/m^3)، k ضریب نفوذپذیری محیط (شامل ضریب نفوذپذیری پوشش بتنی، ناحیهٔ ترزیق و توده‌سنگ دست‌نخورده پشت ناحیه ترزیق) (m/s)، η ویسکوزیته آب (Pa.s)، ∇^2 عملگر لاپلاس، p فشار آب منفذی (Pa)، $\emptyset_0$ نسبت پوکی محیط، C_f ضریب تراکم‌پذیری سیال، t زمان (s)، ε_v کرنش حجمی

1. Embedded elemet

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-31]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1397.12.4.8.8]
[DOI: 10.18869/acadpub.jeg.12.4.599]

(مجموع کرنش‌های اصلی ($\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$)) و q دبی خروجی از المان (m^3/s) است. هم‌چنین معادلات میدان تنش بر اساس معادلات تعادل (رابطهٔ ۷) و سازگاری (رابطهٔ ۸) بیان می‌شود [۱٦].

$$\sigma_{ij} - \alpha p \delta_{ij} + F = 0 \qquad (۷)$$

که در این رابطه σ_{ij} تنش نرمال یا برشی (Pa)، F نیروی حجمی در محیط (N)، α ضریب بایوت و δ_{ij} تابع دلتای کرونکر است.

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}\left(u_{ij} + u_{ji}\right) \qquad (۸)$$

که در این رابطه ε_{ij} کرنش نرمال یا برشی و u جابه‌جایی گره‌ای است.

با توجه به نیاز به درنظر گرفتن اندرکنش توأمان هیدرومکانیکی پوشش بتنی و توده‌سنگ، در این تحقیق از روش توأمان مستقیم برای تحلیل این اندرکنش استفاده شده است. با توجه به این‌که نرم‌افزارها این اثر اندرکنش هیدرومکانیکی را در حالت ثابت ضریب نفوذپذیری حل می‌کنند، از این‌رو، تغییر ضریب نفوذپذیری محیط در نرم‌افزار ABAQUS به‌واسطهٔ کد USDFLD به مدل عددی اضافه شده است.

از آن‌جاکه پاسخ مدل در شرایط کششی مدنظر است، آسیب‌دیدگی بتن در این شرایط بر اساس رابطهٔ (۹) بیان می‌شود [۱۷].

$$D_t = 1 - \frac{\sigma_t}{E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl})} \qquad (۹)$$

که در این رابطه D_t میزان آسیب‌دیدگی بتن در شرایط کششی، σ_t تنش کششی بتن (MPa)، E_0 مدول کشسان بتن (MPa)، ε_t کرنش کل و ε_t^{pl} کرنش خمیری کششی بتن است. از این‌رو، مقدار نفوذپذیری ثانویه پوشش بتنی تحت فشار آب داخلی تونل به‌صورت رابطهٔ (۱۰) قابل محاسبه است. در این رابطه k_0 و k به‌ترتیب نفوذپذیری اولیه و ثانویه پوشش بتنی (m/s) است.

$$k = k_0 . \exp[(11.3D_t)^{1.64}] \qquad (۱۰)$$

از طرف دیگر، از آن‌جایی که ضریب نفوذپذیری توده‌سنگ دربرگیرنده تونل به‌طور مستقیم به تغییرشکل‌های حجمی خمیری محیط وابسته است، این ارتباط بر اساس رابطهٔ (۱۱) در مدل رفتاری توده‌سنگ تعریف شده است [۱٦]،[۱۸]، [۱۹]:

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-31]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1397.12.4.8.8]
[DOI: 10.18869/acadpub.jeg.12.4.599]

$$k = k_0[\left(\frac{1}{\emptyset_0}\right)(1+\varepsilon_v)^3 - (\frac{1-\emptyset_0}{\emptyset_0})(1+\varepsilon_v)^{-(1/3)}]^3 \qquad (۱۱)$$

که در آن k_0 و k به‌ترتیب نفوذپذیری اولیه و ثانویه (m/s)، ε_v کرنش حجمی و $\emptyset_0$ تخلخل اولیه توده‌سنگ است.

۵. پیشنهاد میل‌گرد در پوشش بتنی، مدل‌سازی ناحیهٔ تزریق و اعمال شرایط مرزی هیدرولیکی

با توجه به آئین‌نامه‌های موجود برای عمل‌کرد مناسب پوشش لازم است تا ضخامت بتن در فضای داخلی و بیرونی پوشش روی میل‌گردهای عرضی و طولی ۵ تا ۷ سانتی‌متر پیشنهاد شود که البته این ضخامت در صورت قرارگیری در محیطی قلیایی متغیر است [۲۰] بر این اساس ضخامت بتن در فضای داخلی و بیرونی پوشش روی میلگردهای عرضی و طولی ۵ در نظر گرفته شده است. هم‌چنین بر اساس پیشنهاد مارنس[1] [۲۱]، شعاع ناحیهٔ تزریق برای کنترل نشت بیش از حد مجاز از تونل برابر با قطر تونل و نفوذپذیری توده‌سنگ در محیطی دایره‌ای شکل اطراف تونل در حد ۵×۱۰^{-۸} متر بر ثانیه مدل‌سازی شده است. اعمال شرایط مرزی هیدرولیکی نیز شامل دو شرط مرزی است که در این حالت شرط مرز بیرونی بر اساس ارتفاع هیدرواستاتیکی سطح آب زیرزمینی به مدل اعمال می‌شود و شرط مرزی هیدرولیکی در سطح داخلی پوشش بتنی معرف فشار آب داخلی تونل است.

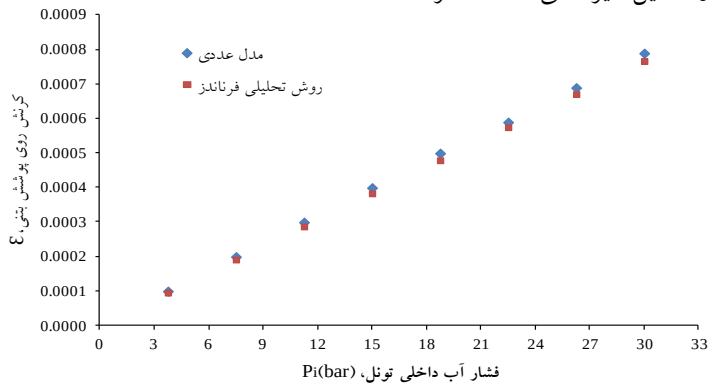
صحت‌سنجی نتایج عددی

به‌منظور صحت‌سنجی نتایج عددی، فرض‌های محدودکننده روش‌های تحلیلی نظیر محیط ارتجاعی، همگن، همسان و بدون در نظر گرفتن تغییرات نفوذپذیری المان‌های توده‌سنگ و پوشش بتنی در مدل عددی درنظر گرفته شده‌اند. بر اساس اختلاف بین داده‌های به‌دست آمده با خطای زیر ۵ درصد در نتایج کرنش روی پوشش بتنی بر اساس روش تحلیلی فرناندز با نتایج مدل عددی که بیان‌گر اندرکنش واقعی بین توده‌سنگ و پوشش است، شکل ٤ مقایسه‌ای از کرنش ایجادشده روی پوشش بتنی از نتایج مدل عددی در مقابل کرنش محاسبه شده از روش تحلیلی را نشان می‌دهد. هم‌چنین مقایسه نتایج تنش مماسی روی پوشش بتنی بر اساس روش تحلیلی اشلایس با نتایج مدل عددی در شکل ۵ اختلاف بین داده‌های به‌دست آمده با

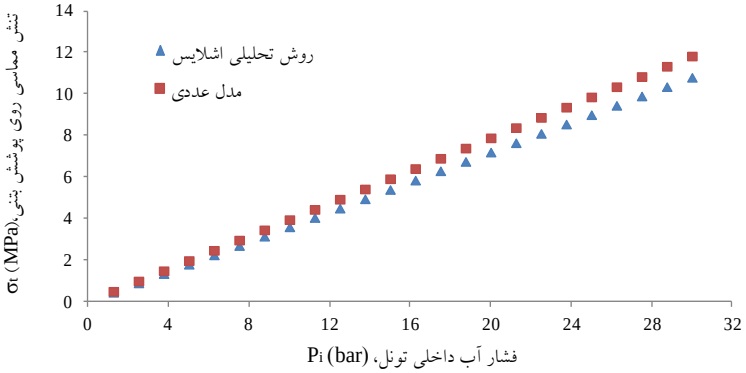
1. Marence

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-31]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1397.12.4.8.8]
[DOI: 10.18869/acadpub.jeg.12.4.599]

خطایی در حدود ۱۵ درصد را در فشارهای بیش‌تر روی پوشش بتنی نشان می‌دهد. به‌نظر می‌رسد که این اختلاف ناشی از این است که در روش اشلایس اندرکنش هیدرومکانیکی تنها بر اساس تاریخچه بازشدن ترک‌ها در نظر گرفته شده و در طی فرآیند آب‌گیری تغییرشکل‌های ایجادشده در توده‌سنگ و اثرات متقابل آن روی میدان نشت جدید با القای میدان تنش جدید دیده نشده است. از این رو، با توجه به نتایج مذکور می‌توان از این مدل به‌عنوان مدل پایه برای مدل سه‌بعدی و تحلیل غیرخطی استفاده کرد.



شکل ٤. مقایسه نتایج تحلیل کرنش روی پوشش بتنی



شکل ۵. مقایسهٔ نتایج تحلیل تنش روی پوشش بتنی

طراحی پوشش بتن مسلح

در تونل‌های تحت فشار، پوشش بتنی هنگاهی ترک می‌خورد که تنش کششی در بتن از مقاومت کششی آن بیش‌تر شود. از این رو، پیشنهاد میلگرد مورد نیاز پوشش بتنی شامل

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-31]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1397.12.4.8.8]
[DOI: 10.18869/acadpub.jeg.12.4.599]

محاسبهٔ فاصله‌داری و قطر میلگرد فولادی با استفاده از تنش کششی ایجاد شده در بتن کنترل می‌شود. با توجه به ضخامت پوشش بتنی (پیشنهادی ۴۰ سانتی‌متر)، حداکثر تنش کششی در مقطع بحرانی در پوشش بتنی برابر ۱/۴۶ مگاپاسکال محاسبه شده است. مقدار نیروی کششی در این مقطع بحرانی از رابطهٔ (۱۲) به‌دست می‌آید:

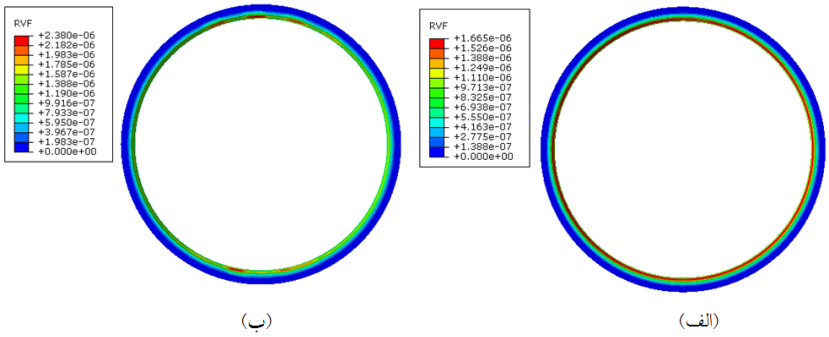
$$F_t=\sigma_t.A_c = 1.46 \times 10^6 \times 0.4 \times 1 = 584\ \text{kN} \qquad (۱۲)$$

که در این رابطه σ_t حداکثر تنش کششی در مقطع بحرانی (MPa) و A_c سطح مقطع پوشش بتنی در واحد طول است. بنابراین مقدار نیروی محوری محاسبه شده ملاک تعیین تسلیح در پوشش بتنی است. از طرف دیگر، از آن‌جا که تنش ایجاد شده در میلگرد باید کم‌تر از مقادیر تنش مجاز طراحی باشد، بنابراین درصد تسلیح پوشش بتنی را می‌توان با استفاده از رابطهٔ (۱۳) محاسبه کرد:

$$\sigma_t = F_t/A_s, \qquad A_S = \frac{584}{200\times10^3} = 0.002\ \text{m}^2 \qquad (۱۳)$$

که در این رابطه A_s سطح مقطع میلگرد به‌کار رفته در پوشش بتنی است.

برای کنترل نشت آب از تونل به توده‌سنگ اطراف دو حالت توزیع میلگرد Φ۱۶ mm @ ۲۰ cm و Φ۲۰ mm @ ۳۰ cm با هم مقایسه شدند. شکل ۶ الف حداکثر نشت آب از تونل با توزیع Φ۱۶ mm @ ۲۰ cm در پوشش بتنی را در حدود $۱/۵\times۱۰^{-۶}$ مترمکعب بر ثانیه و شکل ۶ ب با توزیع Φ۲۰ mm @ ۳۰cm در حدود $۲/۱\times۱۰^{-۶}$ مترمکعب بر ثانیه نشان می‌دهد، از این رو، نشت از تونل با توزیع Φ۱۶ mm @ ۲۰ cm حدود ۴۰ درصد کم‌تر شده است.

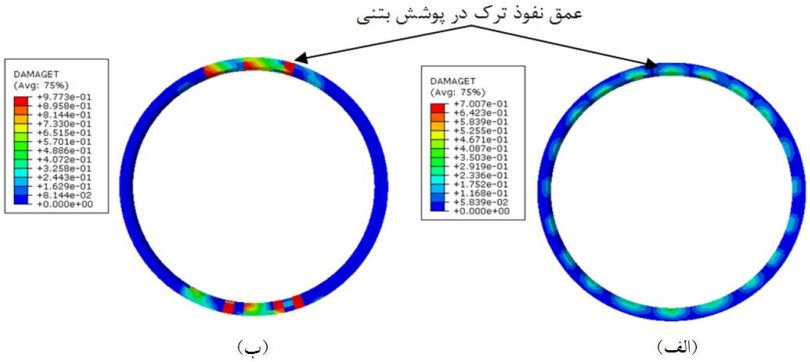


شکل ۶. مقایسه دبی نشت آب از تونل در دو توزیع میلگرد؛ الف) Φ۱۶ mm @ ۲۰cm و ب) Φ۲۰ mm @ ۳۰cm

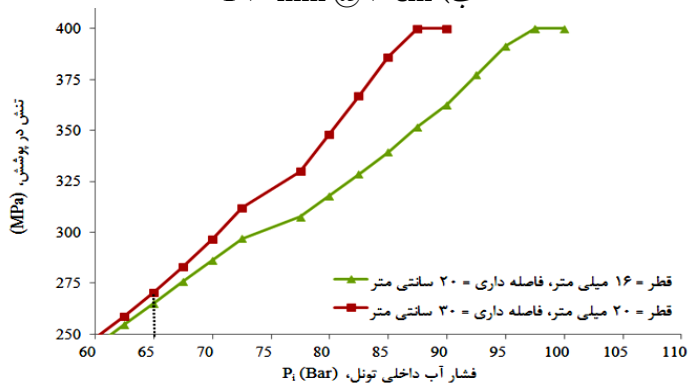
[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-31]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1397.12.4.8.8]
[DOI: 10.18869/acadpub.jeg.12.4.599]

در شکل ۷، دو حالت تسلیح پوشش سبب تغییرات متفاوتی در ضریب نفوذپذیری پوشش بتنی شده که نهایتاً تعداد و عمق ترک‌های متفاوتی را نتیجه داده است. با مقایسه شکل ۷ الف نسبت به ۷ ب مشاهده می شود که تعداد ترک‌ها در پوشش در حالت Φ۱٦ mm @ ۲۰ cm بیش‌تر از حالت Φ۲۰ mm @ ۳۰cm می‌باشد، اما ترک‌هایی با عمق کم‌تر تشکیل شده‌اند که به پشت پوشش بتنی نرسیده‌اند.

در شکل ۸، در فشار آب داخلی ٦۵ بار روی پوشش در درصد مشخصی از میلگرد، تنش روی میلگرد در حالت توزیع Φ۲۰ mm @ ۳۰ cm بیش‌تر از Φ۱٦ mm @ ۲۰cm است. به‌عبارت دیگر در فشار آب داخلی یک‌سان، در درصد مشخصی از میلگرد در پوشش بتنی با فاصله‌داری و قطر کم‌تر، تنش کم‌تری به میلگرد منتقل می‌شود.



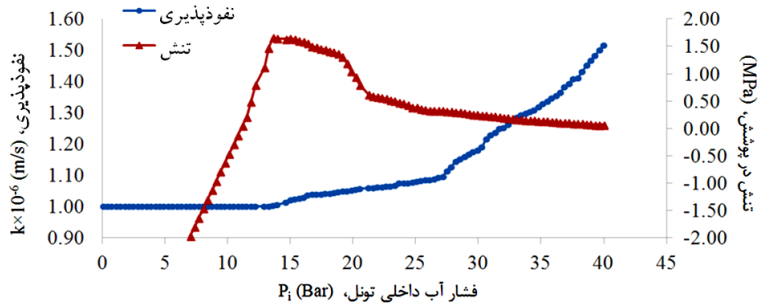
شکل ۷. مقایسهٔ تعداد و عمق ترک‌ها در دو توزیع میلگرد؛ الف) Φ۱٦ mm @ ۲۰cm و ب) Φ۲۰ mm @ ۳۰cm



شکل ۸. مقایسهٔ تنش بر روی دو توزیع میلگرد در پوشش بتنی با درصد یک‌سان در فشارهای آب داخلی زیاد

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-31]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1397.12.4.8.8]
[DOI: 10.18869/acadpub.jeg.12.4.599]

در شکل ۹، تغییرات نفوذپذیری پوشش بتنی مسلح نسبت به تنش در یک نقطه روی آن ارائه شده است. چنان‌که نشان داده است، در فشار بعد از حدود ۱۱ بار فشار آب داخلی، تنش از حالت فشاری (مقادیر منفی) به کششی (مقادیر مثبت) تبدیل شده که این حالت بیان‌گر شروع ترک‌خوردگی در پوشش است. در ادامه و در محدودهٔ بین ۱۱ تا ۱۳ بار که افزایش ناگهانی تنش روی پوشش را نشان می‌دهد، بیان‌گر رشد ترک بوده است که در نهایت در فشار ۱۳ بار، رشد ترک به مرز پوشش و توده‌سنگ می‌رسد. به محض ترک خوردن بتن در فشار ۱۳ بار تغییرات نفوذپذیری حالت ناگهانی صعودی را نشان می‌دهد. در لحظه بعد از ترک پوشش بتنی، تنش روی پوشش حالت نزولی به‌خود می‌گیرد. دلیل این امر اختلاف فشار بین داخل و بیرون پوشش است که با مقادیر نزدیک به‌هم برای رسیدن به یک شرایط پایدار از مقادیر تنش کششی می‌کاهند. در شکل ۱۰ تلفیقی از دو نتیجه خروجی از مدل عددی روی بخشی از پوشش بتنی ارائه‌شده است، بدین‌صورت که در محل ترک پوشش بتنی، افزایش تنش روی میلگردها را نشان می‌دهد.

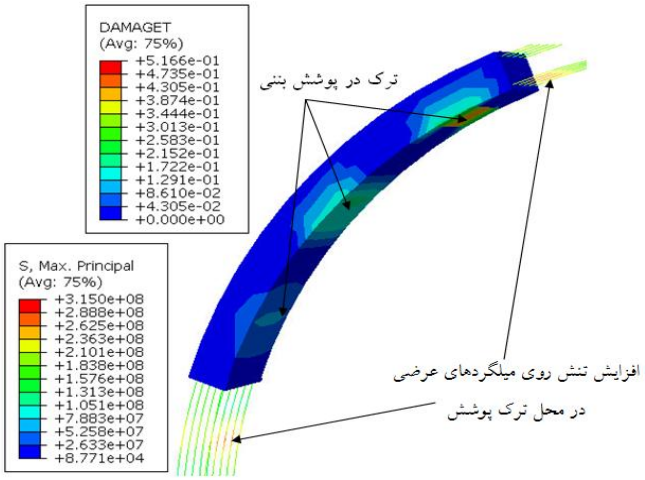


شکل ۹. تغییرات نفوذپذیری و تنش پوشش بتنی مسلح با افزایش فشار آب داخلی تونل

نتیجه‌گیری

با توجه به نتایج صحت‌سنجی مدل عددی بر اساس روش‌های اشلایس و فرناندز، روش اشلایس خطای بیش‌تری را در نتایج ارائه می‌دهد. از این رو، در حل مسئله با روش تحلیلی، روش فرناندز به‌دلیل آن‌که برخلاف روش اشلایس، رفتار توأمان هیدرومکانیکی را بر اساس

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-31]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1397.12.4.8.8]
[DOI: 10.18869/acadpub.jeg.12.4.599]



شکل ١٠. محل‌های ترک در پوشش بتنی و افزایش تنش روی میگرد در محل ترک‌ها طی افزایش فشار آب داخلی تونل

اثر متقابل توده‌سنگ و پوشش درنظر گرفته است، در ارجحیت قرار گرفته است و مدل عددی پایه با این روش صحت‌سنجی شده است. هم‌چنین با کاهش قطر و فاصله میلگردها تعداد ترک‌ها افزایش یافته و در پوشش بتنی پخش می‌شود. در حالی که با افزایش قطر و فاصله میلگردها، در همان درصد میلگرد به‌کار رفته در بتن و تحت همان فشار داخلی تعداد ترک‌ها کاهش یافته و بر عمق آن‌ها افزوده می‌شود. این ترک‌ها به پشت پوشش بتنی رسیده و فشار نشت را به توده‌سنگ انتقال می‌دهند. بنابراین تا حد ممکن باید قطر و فاصله میلگردها را کاهش داد. در نهایت، بسته به میزان نشت آب از تونل بخش عمده‌ای از فشار آب داخلی به خارج پوشش بتنی انتقال می‌یابد. بنابراین فشار نشت هم به توده‌سنگ و هم به پوشش وارد می‌شود و نمی‌توان در محاسبه تنش‌ها و تغییرشکل‌های ایجاد شده در توده‌سنگ و پوشش از آن چشم‌پوشی کرد.

منابع

1. Ripley B. D., "Design and Performance of Lined and Unlined Pressure Tunnels and Shafts", PhD Thesis, University of California, Berkeley, (1987) 40-150.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-31]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1397.12.4.8.8]
[DOI: 10.18869/acadpub.jeg.12.4.599]

2. Olumide B. A, LI. C. W., "Coupled Stress-Seepage Numerical Design of Pressure Tunnels", International Journal of Science and Technology, (2012) 216-223.
3. Schleiss A. J., "Design of Pervious Pressure Tunnels", International Water Power and Dam Construction, Vol. 38 (1986) 21-28.
4. Schleiss A. J., "Design of Reinforced Concrete Lining For Pressure Tunnels and Shafts", The International Journal of Hydropower & Dams, Vol. 4 (1997) 88-94.
5. Schleiss A. J., "Design of Concrete Linings of Pressure Tunnels and Shafts for External Water Pressure", Proceedings of Tunneling Asia, New Delhi, (1997) 291-300.
6. Fernandez G., "Behavior of Pressure Tunnels and Guidelines for Liner Design", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120 (1994) 1768-1791.
7. Chung S. K, Synn J. H., Park C., "Design Criteria for the Reinforcement of a Water Pressure Tunnel Driven by TBM ", Geosystem Engineering, Vol. 4 (2001) 43-49.
8. Simanjuntak T. D. Y. F., Marence M., Schleiss A. J., Mynett A. E., "Design of Pressure Tunnels using a Finite Element Model", Hydropower & Dams Construction, (2012) 98-105.
9. Zhou Y., Su, K., Wu, H., "Hydro-Mechanical Interaction Analysis of High Pressure Hydraulic Tunnel", Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 47 (2015) 28-34.
۱۰. سروش ع.، محمدپورجیقه ج.، "ارزیابی و تحلیل عددی اثر روباره کم بر پایداری ژئوتکنیکی تونل‌های تحت فشار"، کنفرانس بین‌المللی سازه‌های هیدرولیکی، دانشکدهٔ فنی و مهندسی عمران دانشگاه شهید باهنر کرمان، ایران (۱۳۸۰) ۳۷۳-۳۶۵.
۱۱. قاسم‌زاده ح.، عبادی م. ح.، "اندرکنش بین سنگ و پوشش در تونل‌ها و شفت‌های تحت فشار"، هشتمین کنفرانس تونل، دانشگاه تربیت مدرس تهران، ایران (۱۳۸۸) ۲۹۸-۲۹۰.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-31]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1397.12.4.8.8]
[DOI: 10.18869/acadpub.jeg.12.4.599]

١٢. زارعی‌فرد م.، فهیمی‌فر ا.، "نشت و فشار آب منفذی در تونل‌ها و شفت‌های تحت فشار و وابستگی آن با تغییرشکل‌های پوشش و توده‌سنگ"، اولین کنفرانس بین‌المللی و سومین کنفرانس سد و نیروگاه‌های برق‌آبی، تهران، ایران (١٣٩٠) ١٥-١.

١٣. شرکت مهندسین مشاور مهاب قدس، "مطالعات مرحلهٔ دوم، گزارش سیمای طرح سد و نیروگاه گتوند" (١٣٨٨).

١٤. شرکت مهندسین مشاور مهاب قدس، "مطالعات مرحله دوم، گزارش زمین‌شناسی و مکانیک‌سنگی طرح سد و نیروگاه گتوند" (١٣٨٨).

15. Dadashi E., Noorzad A., Shahriar K., Goshtasbi K., "Hydro-mechanical interaction analysis of reinforced concrete lining in pressure tunnels", Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 69 (2017) 125-132.

16. Jun L. J., Bin Y. X., Zhou Z. J., "Numerical Simulation of Geo-stress and Pore Pressure Evolution around Oil or Water Well under Different Injection-Production Ratio", Mathematical Problems in Engineering (2013) 1-10.

17. Cabot P. G., Dufour F., Choinska M., "Permeability due to the Increase of Damage in Concrete: From Diffuse to Localized Damage Distributions", Journal of Engineering Mechanics, 135 (2009) 1022-1028.

18. Bai M., Meng F., Elsworth D., Zaman M., Roegiers J., "Numerical Modeling of Stress-Dependent Permeability", International Journal Rock Mechanics and Mining Science, Vol. 34 (1997) 2-10.

19. Ying C., Youzhi W., Yu Z. Q., "Coupled Seepage Elasto-Plastic Damage Analysis of Saturated Porous Media and its Application to Water Conveyance Tunnel", Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 44 (2014) 80-87.

20. ITA Working Group, "Guidelines for the Design of Tunnels". Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 3 (1988) 237-249.

21. Marence M., "Numerical Modeling and Design of Pressure Tunnels", Hydro, Ljubljana, Slovenia, (2008) 21-28.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-31]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1397.12.4.8.8]
[DOI: 10.18869/acadpub.jeg.12.4.599]