فصل پنجم

تنش در حفریات معدنی[1]

۵ــ۱ــ آشنایی

از آنجا که در این فصل و فصلهای دیگر، با مفهوم تنش[2] و تنجش[3] سر وکار خواهیم داشت لذا در ابتدا به شرح این مشخصه‌ها می‌پردازیم :

هنگامی‌که جسمی‌تحت تأثیر نیروهای خارجی قرار گیرد، در مقاطع مختلف آن نیروهایی موسوم به نیروهای داخلی به وجود می‌آید که با نیروهای خارجی در حال تعادل‌اند و همین نیروهای داخلی است که تغییرشکل جسم را سبب می‌شوند.

شدت نیروهای داخلی مؤثر بر هر مقطع یعنی حاصل تقسیم نیروی داخلی بر سطح مقطع به نام تنش نامیده می‌شود. اگر تنش به حالت عمودی بر سطح اثر کند آن را تنش عمودی (σ) و در حالتی که مماس بر آن عمل کند، به نام تنش برشی (τ) خوانده می‌شود. اگر تنش عمودی سبب به هم فشردن جسم شود، آن را تنش فشاری و در حالتی که باعث جداشدن قطعات آن شود، آن را تنش کششی می‌گویند. تنش برشی سبب بریده شدن در امتداد تنش اعمالی می‌شود.

از سوی دیگر، جسمی‌که تحت تأثیر تنش قرار گیرد، تغییرشکل می‌دهد. اگر طول اولیه جسم l باشد و پس از اینکه تحت تأثیر تنش قرار گرفت، طول آن به اندازه Δl تغییر کند (اعم از کوتاه یا بلندشدن)، طبق تعریف نسبت $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}$ را تغییرشکل نسبی یا تنجش می‌گویند. اگر جسمی‌را در امتداد محورش بکشیم، تنجش طولی آن ε خواهد بود و در عین حال جسم در امتداد عمود بر محور خود کوتاه می‌شود. اگر تنجش عرضی را با ε' نشان دهیم، طبق تعریف $\nu = \frac{\varepsilon'}{\varepsilon}$ را نسبت پواسون می‌گویند.

اگر منحنی تغییرات تنش اعمال شده نسبت به تنجش حاصله را رسم کنیم،

۱ــ این فصل جزءِ برنامه درسی نیست و برای تکمیل اطلاعات علمی هنرجویان علاقه‌مند آورده شده است. همکاران محترم می‌توانند متناسب با درک و فهم هنرجویان کلیاتی از درس را در کلاس بیان نمایند.

۲ــ Stress ۳ــ Strain

منحنی تنش ــ تنجش حاصل می‌شود. اگر این تغییرات به شکل خط مستقیم باشد، تغییرشکل را الاستیک[1] یا کشسان می‌گویند. این امر به معنی آن است که اگر تنش را حذف کنیم، جسم به حالت اولیه خود برمی‌گردد و تغییرشکل یا تنجش در آن باقی نمی‌ماند.

اگر تنش اعمالی از این حد بیشتر شود، تغییرشکل حاصله دیگر الاستیک نیست یعنی با حذف تنش نیز بخشی از آن در جسم باقی می‌ماند. این مرحله را تغییرشکل خمیری[2] یا مومسان می‌گویند. حداکثر تنشی را که جسم می‌تواند تحمل کند، مقاومت نهایی آن می‌گویند و اگر تنش مؤثر از این حد هم تجاوز کند، جسم می‌شکند.

در حالت کلی، در توده‌های سنگی موجود در اعماق زمین، تنشهایی موسوم به‌تنشهای برجا[3] اثر می‌کنند. عامل اصلی تنشهای برجا، وزن طبقات و فعالیتهای تکتونیکی منطقه است. پس از احداث تونل یا حفریات دیگر، وضعیت تنشهای موجود به هم می‌خورد و وضعیت تنش در اطراف حفره، آرایش جدیدی پیدا می‌کند که با وضعیت اولیه آن متفاوت است. تنشهای حاصله در اثر حفر تونل را تنشهای القایی[4] می‌گویند.

آگاهی از وضعیت تنشهای برجا و القایی، از جمله ضرورتهای اصلی طراحی تونل و سایر سازه‌های زیرزمینی است زیرا در بسیاری موارد، ممکن است اندازه تنشهای القایی، از حد مقاومت سنگ تجاوز کند و اگر فکری برای آن نشود، امکان دارد که خرابی سازه را درپی داشته باشد.

واضح است که این امر یعنی اغتشاش در وضعیت تنشهای برجا، فقط تا فاصله معینی از محور حفره ادامه دارد که این فاصله را شعاع تأثیر می‌گویند و در ماورای آن، وضعیت تنشها همچنان دست نخورده باقی می‌ماند. باید توجه داشت که علاوه بر شکل و ابعاد حفره، شیوه و سرعت حفر آن و همچنین مرحله بندی حفر اجزای مختلف مقطع (در مواردی که مقطع حفره در چند مرحله حفر می‌شود) نیز در آرایش تنشهای القایی مؤثراند و سیستم حفاری باید به گونه‌ای طراحی شود که کمترین ناپایداری را درپی داشته باشد.

اگر بخشی از یک توده سنگ را به شکل مکعب مستطیل، مجزا از بقیه توده سنگ درنظر گیریم، در حالت کلی بر سطوح آن هم تنش عمودی و هم‌تنش برشی اثر می‌کنند (شکل ۵ــ۱). اگر این قطعه به گونه‌ای در داخل توده سنگ توجیه شود که بر سطوح آن فقط تنشهای عمودی اثر کند، در این صورت این تنشهای عمودی را به نام

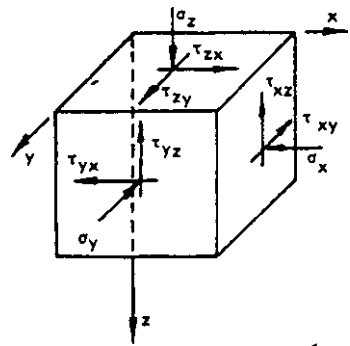
۱ــ Elastic
۲ــ Plastic
۳ــ Insitu
۴ــ Induced

تنشهای اصلی می‌خوانند و امتداد سطوح مکعب مستطیل در این حالت، به نام سطوح اصلی خوانده می‌شوند. تنشهای اصلی را با σ_1 ، σ_2 و σ_3 نشان می‌دهند که به ترتیب تنشهای اصلی ماکزیمم، متوسط و مینیمم نام دارند.

۵ــ۲ــ تنشهای برجا

منشأ اصلی تنشهای برجای مؤثر بر توده‌های سنگی، وضعیت و تاریخ زمین‌شناختی آن است. البته عواملی همچون فرسایش، ایزوستازی، سردشدن توده‌های مذاب و تبلور دوباره نیز در این مورد نقش دارند. در بین این عوامل، عمق سنگ نسبت به سطح زمین، وضعیت توپوگرافی زمین، و وضعیت ساختاری، نقش اصلی را به عهده دارند. وجود ناپیوستگی‌ها در توده‌های سنگی نیز از جمله عوامل دیگری است که در آرایش تنشهای برجا نقش دارد و چه بسا که به علت متفاوت بودن شرایط ساختاری دو توده سنگی که در عمق یکسانی قرار دارند، وضعیت تنشهای برجا به کلی متفاوت باشد.

برای توجیه وضعیت تنشهای برجا، می‌توان مؤلفه‌های آنرا نسبت به یک دستگاه محورهای مختصات سه بعدی مشخص کرد. با معلوم بودن این مؤلفه‌ها، می‌توان تنشهای اصلی برجا را نیز مشخص ساخت (شکل ۵ــ۱).



شکل ۵ــ۱ــ توجیه تنشهای برجا [۱۰]

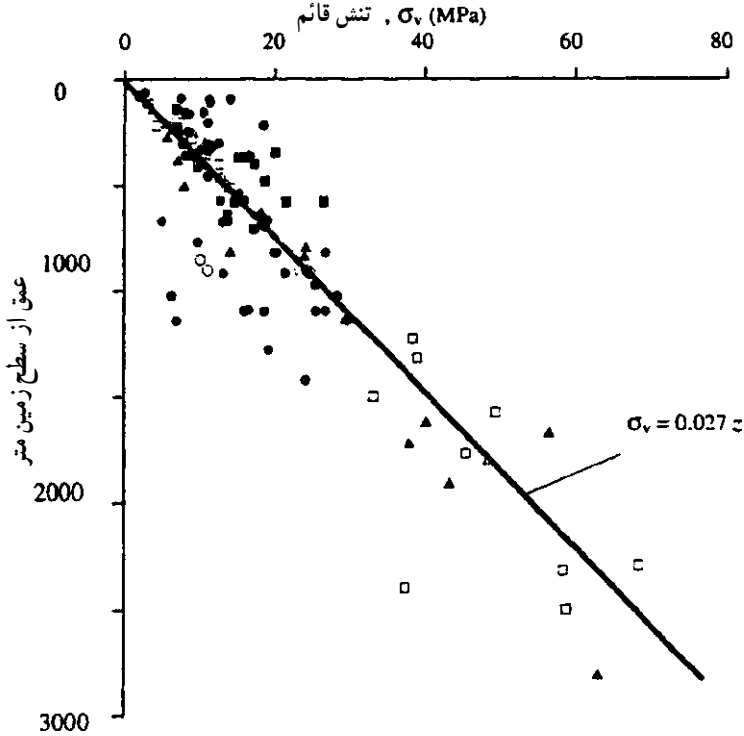
۵ــ۲ــ۱ــ مقادیر تئوری تنشهای برجا:

الف ــ تنشهای قائم: از آنجا که عامل اصلی تنشهای قائم، وزن سنگهای رویی (روباره) است لذا مقادیر این تنشها را می‌توان از رابطه زیر پیش‌بینی کرد :

$$\sigma_z = \gamma Z \qquad (۱ــ۵)$$

که در آن γ وزن مخصوص سنگ و Z عمق آن نسبت به سطح زمین است. به‌عنوان مثال اگر یک توده سنگی در عمق ۱۰۰۰ متری زمین واقع باشد و وزن مخصوص متوسط سنگهای روباره آنرا $۲/۷ t/m^3$ فرض کنیم، اندازه تنشهای قائم معادل ۲۷MPa خواهد بود (MPa به معنی مگاپاسکال و یا یک میلیون پاسکال است).

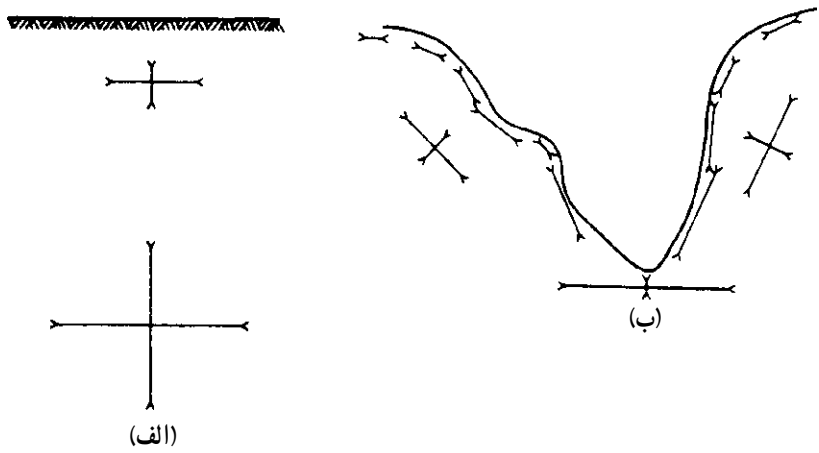
بررسیهایی که درمورد اندازه گیری تنشهای قائم انجام شده، نشانگر آن است که رابطه ۵ــ۱ به خوبی قادر است تخمین واقعی از تنشهای قائم را به دست دهد (شکل ۵ــ۲). در این شکل، نقاط مختلف، نتیجه اندازه‌گیری‌هایی است که در نقاط مختلف دنیا انجام گرفته و بهترین خط، بر آنها برازش داده شده است.



شکل ۵ــ۲ــ تغییرات تنش قائم برجا نسبت به عمق [۹]

از آنجا که بر سطح زمین تنشهای برشی اثر نمی‌کند، بنابراین همواره سطح زمین را می‌توان به‌عنوان سطح اصلی در نظر گرفت که یکی از تنشهای اصلی بر آن عمود است. بدین‌ترتیب، در زمینهای افقی، در اعماق کم، یکی از تنشهای اصلی برجا قائم و تنش اصلی دیگر افقی هستند. معمولاً فرض برآن است که در این موارد، این تنشها

درعین حال تنشهای افقی و قایم برجا نیز هستند (شکل ۵ــ۳ــ الف).



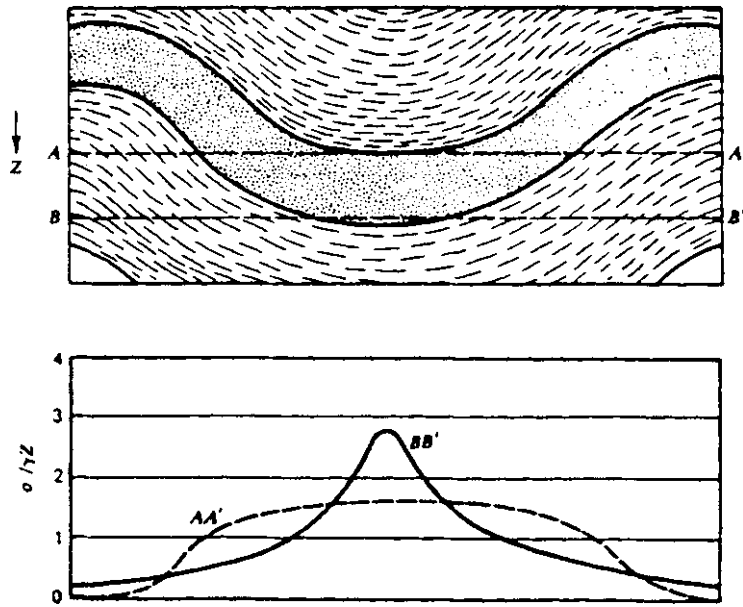
شکل ۵ــ۳ــ نقش توپوگرافی در تنشهای برجا [۱۴]

این فرضیات که برای ساده‌تر شدن مطلب و کاهش مقدار مجهولات فرض می‌شود، درعمل نیز نتایج قابل قبولی به دست داده است.

باید توجه داشت که در مورد زمینهای غیرافقی، مثلا دامنه دره‌ها، فرض قائم بودن یکی از تنشهای اصلی، صحیح نیست (شکل ۵ــ۳ــ ب). در این موارد، چون سطح زمین (سطح اصلی) شیب‌دار است لذا یکی از تنشهای اصلی، عمود بر سطح دره و معادل صفر است ودو تنش اصلی دیگر به حالت مورب قرار دارند (شکل ۵ــ۳ــ ب). در مواردی که شیب دامنه دره محدب و به سمت بالا باشد، این تنشها نیز اندک‌اند و به سمت صفر میل می‌کنند اما درمواردی که مقعر و رو به بالا باشد، مقدار آنها بیشتر می‌شود [۱۴]. گرچه رابطه ۵ــ۱ دربسیاری موارد قادر است مقدار تنش قائم را در اعماق مختلف به دست دهد اما اگر عمق سنگها کم و پدیده ساختاری مهمی‌نیز وجود داشته باشد، با وجود ثابت بودن عمق، ممکن است اندازه تنش قائم در نقاط مختلف یک سطح افقی تغییر کند. به‌عنوان مثال در شکل ۵ــ۴، منحنی تغییرات نسبت $\frac{\sigma}{\gamma Z}$ در امتداد دو سطح افقی AA' و BB' نشان داده شده است و به‌طوری که دیده می‌شود، به علت وجود یک ناودیس، این نسبت ثابت نیست. به عنوان مثال در امتداد سطح افقی AA' ، اندازه تنش قائم از حدود ۶۰ درصد بیش از γZ در حوالی

محور ناودیس تا حوالی صفر تغییر می‌کند. اگر تونلی در امتداد BB′ حفر شود، در محدوده شیل، با سنگهای کم تنش مواجه خواهد بود حال آنکه وقتی تونل به محدوده ماسه سنگ برسد، با سنگهایی که تحت تنشهای بالایی قرار دارند، روبرو خواهد شد.

از آنجا که وجود پدیده‌های ساختاری ممکن است میزان تنشهای قائم و جهت تنشهای اصلی را تغییر دهد لذا قبل از احداث سازه‌های زیرزمینی، باید ساختارهای زمین شناختی را به دقت بررسی و شناسایی کرد.



شکل ۵ــ۴ــ نقش ساختارهای زمین شناختی در تنش قائم [۱۴]

ب ــ تنشهای افقی: تعیین تنشهای افقی برجا به‌سادگی تنشهای قائم نیست. در سال ۱۹۵۲ میلادی، ترزاقی و ریچارت سعی کردند که بر مبنای قوانین الاستیسیته، رابطه بین تنشهای قائم و افقی را به‌دست آورند. براساس مطالعات آنها هرگاه مکعبی از سنگ را مطابق شکل ۵ــ۱ درنظر گیریم و آنرا متجانس و همسانگرد فرض کنیم، تنشهای افقی از رابطه زیر به‌دست می‌آیند [۱۲ و ۱۳] :

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\nu}{1-\nu}\sigma_z \qquad (۲ــ۵)$$

در این رابطه ν نسبت پواسون است. اگر ضریب پواسون متوسط سنگهای

منطقه را ۰/۲۵ فرض کنیم، خواهیم داشت :

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\sigma_z}{۳} \qquad (۳_۵)$$

در عمل، تنشهای افقی اندازه‌گیری شده در بسیاری از نقاط دنیا، با آنچه که از رابطه ۵ــ۲ یا ۵ــ۳ به‌دست می‌آید، چندان سازگار نیست و این روابط امروزه کاربردی ندارند. بنابراین درحالت کلی باید رابطه بین تنشهای افقی و قائم را به شکل زیر نوشت :

$$\sigma_h = K\sigma_v \qquad (۴_۵)$$

در این رابطه σ_h تنش متوسط افقی، σ_v تنش متوسط قائم و K نسبت تنش افقی متوسط به تنش قائم متوسط است.

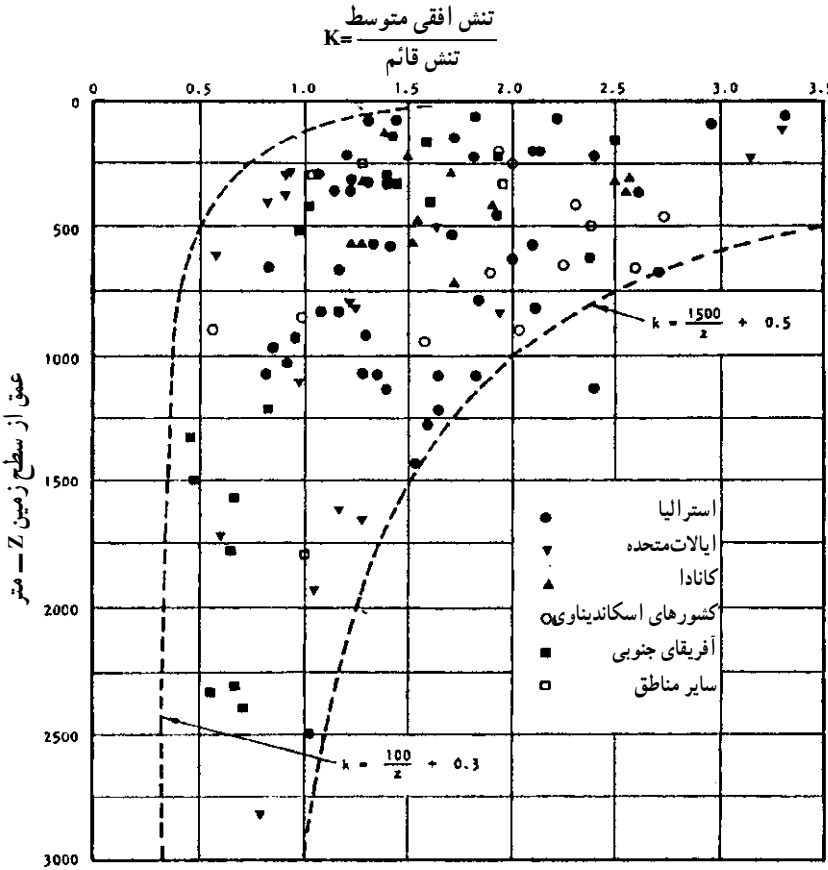
برای تعیین ضریب K کوششهای فراوانی انجام گرفته است. برای تعیین این ضریب، در نقاط مختلف زمین، تنشهای افقی و قائم اندازه‌گیری شده که حاصل آنها به‌صورت نموداری در شکل ۵ــ۵ آمده است.

مطابق شکل، در اعماق کمتر از ۵۰۰ متر، تنشهای افقی بیش از تنشهای قائم است (برخلاف روابط ۵ــ۲ و ۵ــ۳). در اعماق حدود ۱۰۰۰ متر، ضریب K به‌سمت واحد میل می‌کند و بنابراین در این اعماق، تنشهای افقی و قائم تقریباً مساوی‌اند. این امر از مدتها پیش در سال ۱۹۱۲ میلادی تحت عنوان قانون هیم[۱] توسط وی ارایه شد. مطابق این قانون، طی دوره‌های زمین شناختی، وضعیت تنشهای مؤثر بر سنگ به‌گونه‌ای است که در اعماق، تنشهای افقی و قائم به حال تعادل می‌رسند و با هم برابر می‌شوند. قانون هیم در سنگهای ضعیف نظیر زغال سنگ وبعضی سنگهای تبخیری نتایج خوبی به‌دست داده است و به نظرمی‌رسد که در مورد سایر سنگها نیز در اعماق بیش از ۱۰۰۰ متر، معتبر باشد [۱۰]. شکل ۵ــ۵، نشانگر آن است که ضریب K در محدوده‌ای قرار دارد که ازرابطه زیر پیروی می‌کند [۱۰] :

$$\frac{۱۰۰}{Z} + ۰/۳ < K < \frac{۱۵۰۰}{Z} + ۰/۵ \qquad (۵_۵)$$

۵ــ۲ــ۲ــ اندازه‌گیری عملی تنشهای برجا: برای اندازه‌گیری تنشهای برجا، بسته به امکانات موجود، روشهای متفاوتی وجود دارد که به‌طور مفصل در کتابهای مکانیک سنگ مورد بحث قرار می‌گیرد. در زیر دو تا از این روشها را به‌اختصار بررسی می‌کنیم.

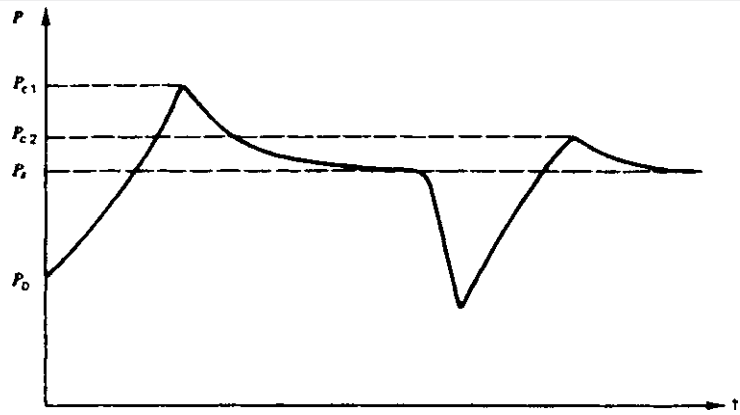
۱ــ Heim



شکل ۵ــ۵ــ تغییرات ضریب K نسبت به عمق در نقاط مختلف [۱۰]

الف ــ روش شکافت هیدرولیکی (آب شکافت): با شکافت هیدرولیکی[۱]، می‌توان تنشهای برجای سنگ را در اعماق قابل توجه با استفاده از گمانه‌ها برآورد کرد. در این روش، آب به داخل بخشی از گمانه که با مجرابندهایی مجزا شده است، پمپاژ می‌شود. به موازات افزایش فشار آب، تنشهای فشاری اولیه مؤثر بر دیواره‌های گمانه کاهش می‌یابد و در بعضی نقاط به حالت کششی درمی‌آید. وقتی که میزان تنش به $-T_0$ می‌رسد، ترک خوردگی اتفاق می‌افتد و فشار آب در پایین گمانه در این نقطه، P_{c1} است (شکل ۵ــ۶). اگر پمپاژ آب به داخل گمانه ادامه یابد، این ترک گسترش می‌یابد و در نهایت فشار در قسمت پایین گمانه به میزان مقدار ثابت P_s که گاه آن را «فشار انسداد» می‌نامند،افت می‌کند.

۱ــ Hydraulic Fracturing



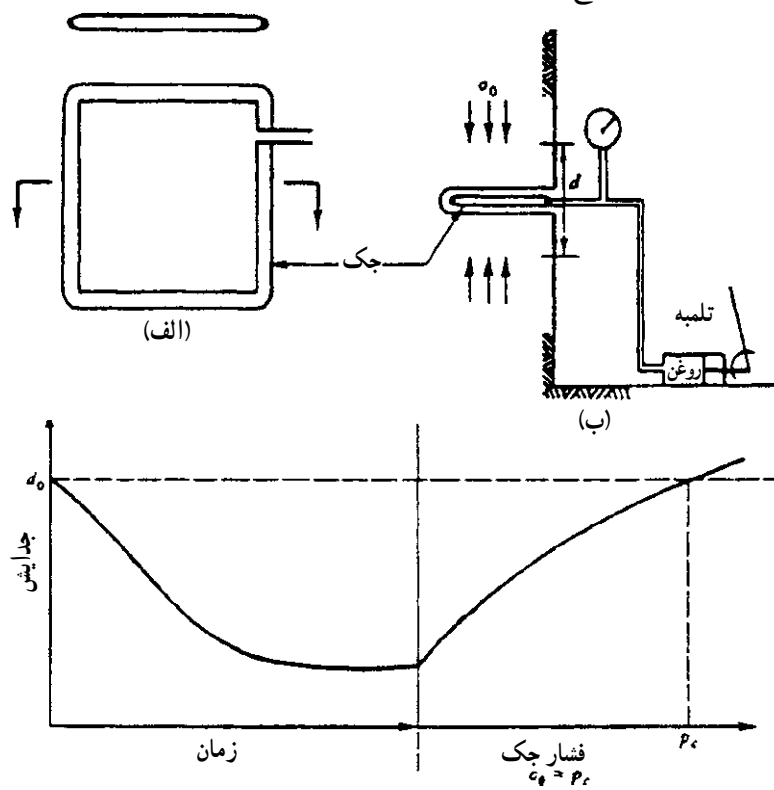
شکل ۵ــ۶ــ تغییرات فشار نسبت به زمان در طول پمپاژ آب به داخل گمانه [۱۴]

با استفاده از فشار انسداد و به کمک بعضی از روابط ریاضی که شرح آنها موضوع این کتاب نیست، می‌توان تنشهای برجای موجود در محدوده آزمایش را به‌دست آورد.

ب ــ روش جک تخت[1]: روش شکافت هیدرولیکی را فقط می‌توان در داخل گمانه‌ها اجرا کرد. اگر جبهه کار سنگ، مثلاً دیواره یک تونل قابل دسترسی باشد، می‌توان تنش برجا را با استفاده از روش ساده و مطمئن جک تخت برآورد کرد. در این روش جکهای هیدرولیکی تختی که از دو ورق فولادی جوشکاری شده از لبه و یک گریس‌خور برای ورود روغن به فضای میانی آنها تشکیل شده‌اند، به کار می‌روند. با این جکها، می‌توان به فشاری معادل ۳۴۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع یا حتی بیشتر دست یافت. مرحله ابتدایی کار، برقراری یک یا چند مجموعه نقاط اندازه‌گیری (نشانه) در جبهه کار سنگ است. فاصلهٔ این نقاط معمولاً ۱۵ سانتیمتر است ولی به هر حال باید با طول کشیدگی سنجهای[2] موجود مطابقت کند. سپس شکاف عمیقی، عمود بر سطح سنگ در بین نقاط مرجع ایجاد می‌شود (شکل ۵ــ۷ــ ب). این شکاف عمیق را می‌توان با حفر چالهای مجاور هم به کمک چالزن، با به کارگیری یک شابلون برای هدایت مته و یا توسط ارهٔ الماسی ایجاد کرد. در نتیجهٔ ایجاد این شکاف، اگر سنگ تحت فشارش اولیه‌ای عمود بر سطح شکاف واقع باشد، فاصلهٔ دقیق بین نقاط از d_0 به مقادیر کوچکتری کاهش می‌یابد (شکل ۵ــ۷ــ ج). اگر ثابتهای الاستیک سنگ معلوم

۱ــ Flat Jack ۲ــ Extensometer

باشد، تنشهای قائم اولیه را می‌توان به کمک جابه جایی نشانه‌ها، محاسبه کرد. پس از ایجاد شکاف، جک تخت را در شکاف جاسازی و آن را با دوغاب سیمان در جای خود محکم می‌کنند و تحت فشار قرار می‌دهند. وقتی که نقاط نشانه به فاصله اولیهٔ خود، d_0 بازگشتند، فشار درون جک (P_c) به تنش اولیه عمود بر سطح جک نزدیک می‌شود. از لحاظ تئوری، به خاطر تنش اولیه موازی با شیار و تفاوتهای هندسی بین داخل جک و داخل شکاف، یک ضریب تصحیح مورد نیاز است. اما این تصحیح در بیشتر موارد، در محدودهٔ عدم اطمینان قرار دارد، و چنانچه از شکافهایی استفاده شود که با ارهٔ الماسه ایجاد شده‌اند، مقدار تصحیح مذکور در حد قابل چشم‌پوشی کم و کوچک می‌شود. بنابراین P_c یعنی فشار درون جک، برآورد قابل قبولی از متوسط تنش اولیه مؤثر بر سطح شکاف است.



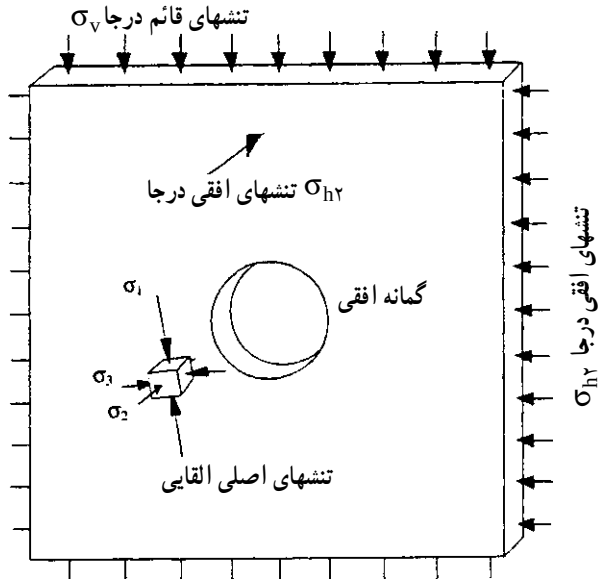
شکل ۵ــ۷ــ آزمایش جک تخت [۱۴]

آزمون جک تخت روشی کلی، تقریبی و کم هزینه برای محاسبهٔ یک مؤلفهٔ تنش از تانسور تنش است. این وسیلهٔ اندازه‌گیری تنش را می‌توان درجا ساخت و عملاً خراب نشدنی است ؛ نکته‌ای که خود مسئلهٔ مهمی‌در هر کار ابزاربندی یا برنامهٔ اندازه‌گیری زیرزمینی به شمار می‌آید. محدودیت مهم این روش آن است که تنش اندازه‌گیری شده، در ناحیهٔ به هم خورده تونل مورد نظر برای اندازه‌گیری قرار دارد.

۵ــ۳ــ تنش در تونلها

وقتی که در داخل توده سنگی که تحت تأثیر تنشهای برجا قرار دارد، تونل یا هر حفره زیرزمینی دیگر احداث شود، وضعیت تنش مؤثر بر سنگها در مجاورت این تونل، به هم می‌خورد و توزیع جدیدی می‌یابد. خارج قسمت تنش جدید در هر نقطه بر تنشی که قبل از احداث تونل در آن نقطه وجود داشت، به نام تمرکز تنش[۱] خوانده می‌شود.

برای تشریح مسئله فرض می‌کنیم که در داخل یک توده سنگ متجانس و همسانگرد که تحت تأثیر تنشهای افقی σ_h و قائم σ_v قرار دارد، یک گمانه افقی حفر شود. برای بررسی وضعیت تنشها، ورقه قائمی‌از این توده سنگی را به حالت عمود بر محور گمانه مطابق شکل ۵ــ۸ درنظر می‌گیریم.



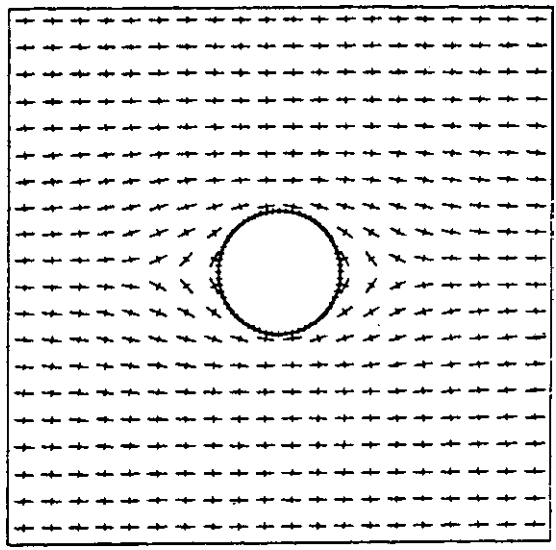
شکل ۵ــ۸ــ وضعیت تنشهای اصلی در یک گمانه افقی [۹]

۱ــ Stress Concentration

قبل از احداث گمانه، تنشهای برجای σ_v ، σ_{h1} و σ_{h2} به حالت یکنواخت در ورقه یاد شده، توزیع شده بودند. پس از حفر بخشی از سنگها و ایجاد گمانه مورد نظر، وضعیت تنشها در این ورقه به هم می‌خورد و تنشهای جدیدی در اطراف حفره به وجود می‌آید. هرگاه جزء کوچکی از ورقه را مطابق شکل ۵ــ۸ در نظر گیریم، تنشهای اصلی مؤثر بر آن σ_1 ، σ_2 و σ_3 خواهد بود.

در مکانیک سنگ، تنشهای فشاری را مثبت و تنشهای کششی را منفی در نظر می‌گیرند. همچنین بزرگترین تنش اصلی را با σ_1 (بدون در نظر گرفتن علامت) و کوچکترین آنها را با σ_3 نشان می‌دهند.

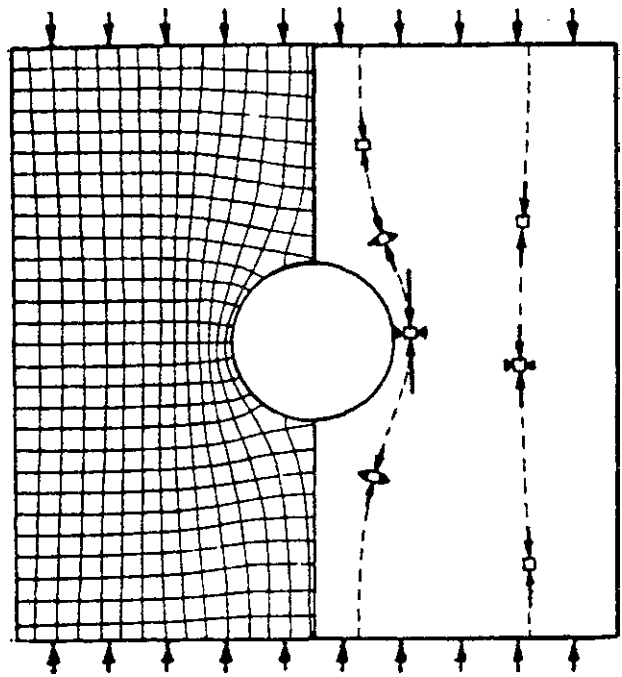
سه تنش اصلی مؤثر بر جز مورد بررسی بر هم عموداند اما وضعیت آنها نسبت به تنشهای برجا ممکن است موازی یا متمایل باشد. این امر در شکل ۵ــ۹ تشریح شده و طی آن جهت تنشهای اصلی مؤثر بر سنگها در اطراف گمانه مورد نظر نشان داده شده است. در اینجا فرض شده که تنشهای افقی برجا (σ_{h1}) سه برابر تنشهای قائم برجا (σ_v) باشد. در شکل ۵ــ۹، خطوط بزرگتر در هر منطقه نشانگر تنش ماکزیمم σ_1 و خطوط کوتاه نشانگر تنش مینیمم σ_3 است. در این مثال خاص، تنش متوسط σ_2 با تنش برجای σ_{h2} موازی است اما تنشهای اصلی نسبت به σ_{h2} و σ_v ، حالت مورب دارند.



شکل ۵ــ۹ــ جهت تنشهای اصلی در توده سنگ در اطراف یک گمانه افقی. در این مورد تنشهای برجای افقی سه برابر تنشهای برجای قائم فرض شده است [۹]

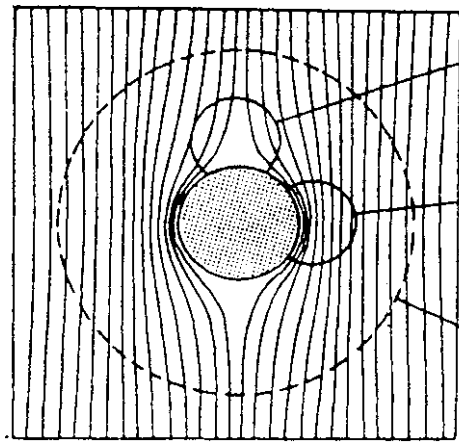
یکی از روشهای نمایش وضعیت تنش پس از احداث حفره‌های زیرزمینی، نمایش مسیر تنشهای اصلی، قبل و بعد از احداث حفره است. مقصود از مسیر تنشهای اصلی خطوط فرضی است که تنشهای اصلی در امتداد آن اثر می‌کنند.

قبل از حفر سازه زیرزمینی، مسیر تنشهای اصلی به صورت خطوط منظم و موازی عمود بر هم است اما پس از احداث تونل، این خطوط دچار اغتشاش می‌شوند. در شکل ۵ــ۱۰ مسیر تنشهای اصلی ماکزیمم و مینیمم در یک توده سنگی متجانس و همسانگرد که تحت تنش الاستیک تک‌محوری قرار دارد، نشان داده شده است. در سمت راست این شکل، دو امتداد مسیر تنشهای اصلی به صورت خط‌چین نشان داده شده است. به‌طوری که دیده می‌شود، در فاصله کافی از محور تونل، مسیر تنشهای اصلی به حالت اولیه دست نخورده باقی مانده، حال آنکه در نزدیکی تونل، مسیر منحرف شده است. در این خطوط، اندازه تنشهای اصلی ماکزیمم و مینیمم متناسب با طول بردارها، نشان داده شده است.



شکل ۵ــ۱۰ــ وضعیت مسیر تنشهای اصلی ماکزیمم و مینیمم در اطراف یک تونل دایره‌ای در توده سنگی متجانس و همسانگرد که تحت تأثیر تنش یک محوره قرار دارد [۱۰]

مسیر تنشهای اصلی را می‌توان با وضعیت خطوط جریان یک سیال، شبیه‌سازی کرد. در داخل سیالی که با جریان آرام و یکنواخت حرکت می‌کند، خطوط جریان به‌صورت خطوط موازی هم‌اند اما وجود یک مانع در مسیر حرکت جریان سبب می‌شود که خطوط جریان از حالت موازی خارج شوند و مانع را دور بزنند و پس از عبور از آن دوباره به حالت اولیه خود باز گردند (شکل ۵ــ۱۱).



شکل ۵ــ۱۱ــ انحراف خطوط جریان در اطراف یک مانع [۱۰]

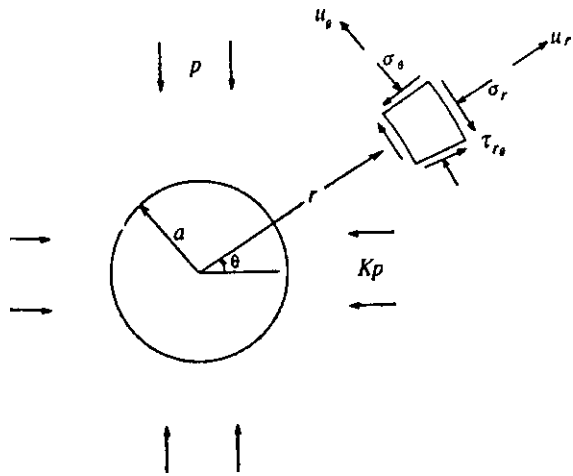
شکل ۵ــ۱۱ نشانگر آن است که در بالا دست و پایین دست مانع، سرعت آب کم می‌شود و خطوط جریان از هم فاصله می‌گیرند و پخش می‌شوند. در مورد وضعیت تنش در اطراف تونلها نیز چنین وضعی کمابیش صادق است و در این مناطق یعنی سقف و کف تونل، تنش کششی اثر می‌کند. در دو طرف مانع، خطوط جریان به هم نزدیک و فشرده می‌شوند که معادل با مناطق تحت فشار در دیواره تونلها است.

شکل ۵ــ۱۱ این نکته را نیز نشان می‌دهد که در فاصله تقریباً سه برابر شعاع مانع، خطوط جریان تقریباً به حالت اولیه خود درمی‌آیند و این امر نیز در مورد تونلها هم‌صادق است یعنی در فاصله تقریباً سه برابر شعاع تونل، وضعیت تنش در توده سنگ، همانند حالت دست نخورده قبل از احداث تونل است [۱۰].

۵ــ۴ــ وضعیت تنش در تونلهای مختلف

برای سهولت کار، در ابتدا فرض می‌کنیم که توده سنگی مورد مطالعه، متجانس، همسان‌گرد و الاستیک باشد. با این فرضیات، موضوع ساده می‌شود و می‌توان روابط ساده‌ای به‌دست آورد. از آنجا که شکل تونل نیز نقش عمده‌ای در توزیع تنش دارد، لذا مسئله را در مورد مقاطع مختلف بررسی خواهیم کرد.

۵ــ۴ــ۱ــ تونلهای دایره‌ای: مطابق شکل ۵ــ۱۲، فرض می‌کنیم که در داخل توده سنگی متجانس، همسان‌گرد و الاستیک، که تحت‌تأثیر تنشهای قائم $\sigma_v = p$ و افقی $\sigma_h = kp$ قرار دارد، تونلی افقی به شعاع a حفر شود.



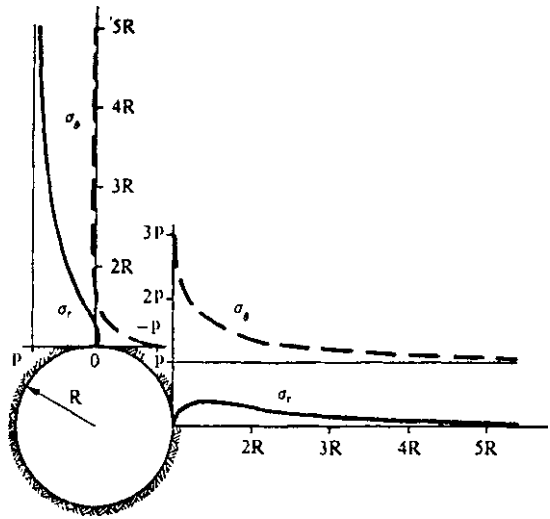
شکل ۵ــ۱۲ــ تنش در اطراف تونلهای دایره ای [۱۳]

برای بررسی وضعیت تنش، قطعه کوچکی از سنگ را با مختصات قطبی r و θ مطابق شکل در نظر می‌گیریم و تنشهای عمودی مؤثر بر سطوح این قطعه را σ_r (تنش شعاعی) و σ_θ (تنش مماسی) می‌نامیم.

اکنون مسئله را در دو حالت تنشهای یک محوره و دومحوره بررسی می‌کنیم.

الف ــ تنش یک‌محوره: درحالتی که توده سنگها فقط تحت تأثیر بار قائم واقع باشند (حالت تنش یک محوره)، در این حالت $k = 0$ و منحنی تغییرات تنش مطابق شکل ۵ــ۱۳ خواهد بود [۱۹]. در این شکل تغییرات مولفه‌های σ_r و σ_θ در امتداد خطوط قائم و افقی نسبت به محور تونل نشان داده شده است. به طوری که دیده

می‌شود، در این حالت مولفه شعاعی تنش (σ_r) در محیط تونل در امتداد هر دو خط قائم و افقی صفر است و این وضعیت در مورد تمام نقاط محیطی تونل مصداق دارد. در فواصل کاملاً دور از محور تونل، اندازه تنش σ_r درامتداد محور افقی به سمت صفر و در امتداد محور قائم به سمت p میل می‌کند. علت آن واضح است زیرا قبل از احداث تونل، تنشهای افقی و قائم به‌ترتیب برابر صفر و p بود و بنابراین با فاصله گرفتن از محور تونل، تنشها به سمت مقادیر اولیه خود میل می‌کنند.



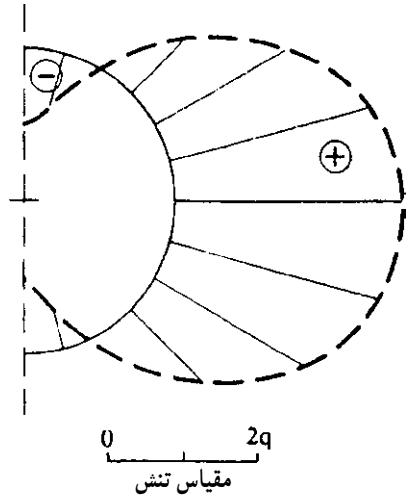
شکل ۵ــ۱۳ــ توزیع تنش در اطراف یک تونل دایره‌ای در حالت تنش یک محوره [۱۹]

از سوی دیگر، اگرچه مولفه‌های تنش مماسی (σ_θ) نیز با افزایش فاصله، به‌سوی مقادیر اولیه خود تمایل می‌یابند اما در امتداد افقی و مجاورت تونل، اندازه آن به حدود ۳P یعنی سه برابر تنشهای اولیه می‌رسد و در طول این خط به تدریج کاهش می‌یابد تا به حد p یعنی اندازه اولیه تنش برسد. در امتداد قائم نیز مقدار این تنش در مجاورت تونل P- است و با افزایش فاصله از محور تونل، مقدار آن به صفر می‌رسد. به طوری که دیده می‌شود، احداث تونل سبب تغییرات مهمی‌در این تنش، نسبت به تنشهای اولیه شده است.

به علت متقارن بودن شکل تونل و نحوه بارگذاری، توزیع تنشها در سمت چپ تونل نیز همانند سمت راست آن است. این وضعیت در مورد سنگهای زیر تونل نیز صادق است یعنی توزیع تنش در زیر تونل، همانند بالای آن خواهد بود.

با توجه به مطالب یاد شده، چنین نتیجه گیری می‌توان کرد که تمرکز تنش ایجاد شده در محدوده تونل، با افزایش فاصله از محور آن، به سرعت کاهش می‌یابد و حداکثر تنشهای مثبت و منفی ایجاد شده به ترتیب $3p$ و $p-$ است که در دیواره تونل اعمال می‌شود. بنابراین اندازه تنش مماسی در دیواره تونل از نقطه نظر پایداری آن بسیار اهمیت دارد. نکته مهم آن است که نه وضعیتِ توزیع و نه اندازه بحرانی، به ابعاد تونل بستگی ندارند.

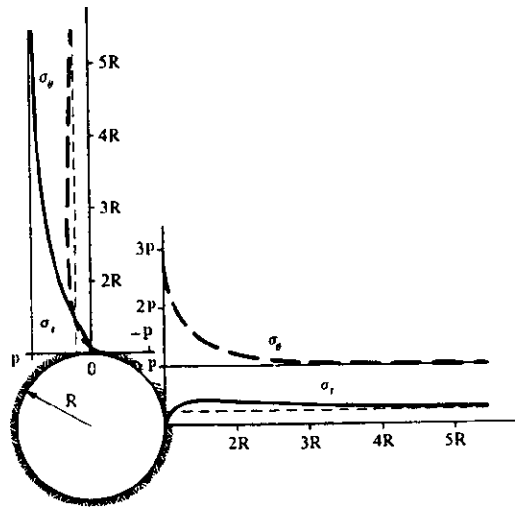
در شکل ۵ــ۱۴، توزیع تنش‌های مماسی در دیواره تونل یعنی در مرز تونل و سنگهای اطراف آن نشان داده شده است. در این شکل، اندازه تنش در هر نقطه با طول خطی شعاعی که محیط دایره تونل را به منحنی خط‌چین بیرونی آن مرتبط می‌سازد، مشخص می‌شود. قسمتهایی که در داخل و خارج دایره قرار می‌گیرند به‌ترتیب تحت کشش (علامت منفی)، و فشارش (علامت مثبت) قرار دارند [۱۹].



شکل ۵ــ۱۴ــ توزیع تنشهای مماسی در مرز یک تونل دایره‌ای درحالت تنش یک محوره [۱۹]

ب ــ تنش دومحوره: در حالت تنش دومحوره یعنی مواردی که توأماً تنشهای برجای قائم و افقی وجود داشته باشند، بسته به مقدار k، منحنی‌های توزیع تنش وضعیت‌های مختلفی خواهد داشت. به عنوان مثال وضعیت توزیع تنشها به ازای $k = ۰/۲۵$ در شکل ۵ــ۱۵ نشان داده شده است. در این مورد نیز وضعیت کمابیش مشابه حالت تنش یک محوره است و همان نتایج را می‌توان بیان کرد. البته تنشها از

نظر مقدار در این دو حالت متفاوت‌اند. در این مورد، تنشهای مماسی در مرز بالای تونل ۰/۲۵P− و در مرزهای کناری آن ۲/۷۵P است [۱۹].



شکل ۵ــ۱۵ــ توزیع تنش در اطراف یک تونل دایره‌ای در حالت تنش دو محوره K=۰/۲۵ [۱۹]

اگر $k=1$ باشد، به معنی آن است که توده سنگ تحت تأثیر تنش همه‌جانبه (هیدروستاتیک) قرار دارد و روابط تنش به شرح ساده زیر در می‌آیند :

$$\sigma_r = p(1-\frac{a^2}{r^2}) \qquad (۶ــ۵)$$

$$\sigma_\theta = p(1+\frac{a^2}{r^2}) \qquad (۷ــ۵)$$

$$\tau_{r\theta} = 0 \qquad (۸ــ۵)$$

در این حالت طبق رابطه ۵ــ۶، اندازه تنش شعاعی در هر نقطه از مرز تونل (r=a) برابر صفر و اندازه تنش مماسی طبق رابطه ۵ــ۷ برابر ۲p خواهد بود.

ازمقایسه دوحالت $k=0$ و $k=1$ چنین نتیجه می‌توان گرفت که با افزایش k از صفر تا ۱، اندازه تنشهای بحرانی در جدار تونل از ۳p به ۲p و از p− به ۲p تغییر می‌کند [۱۹].

به‌ازای مقادیر دیگر k نیز می‌توان وضعیت تنشها را بررسی کرد. که شرح آن از سطح این کتاب خارج است.

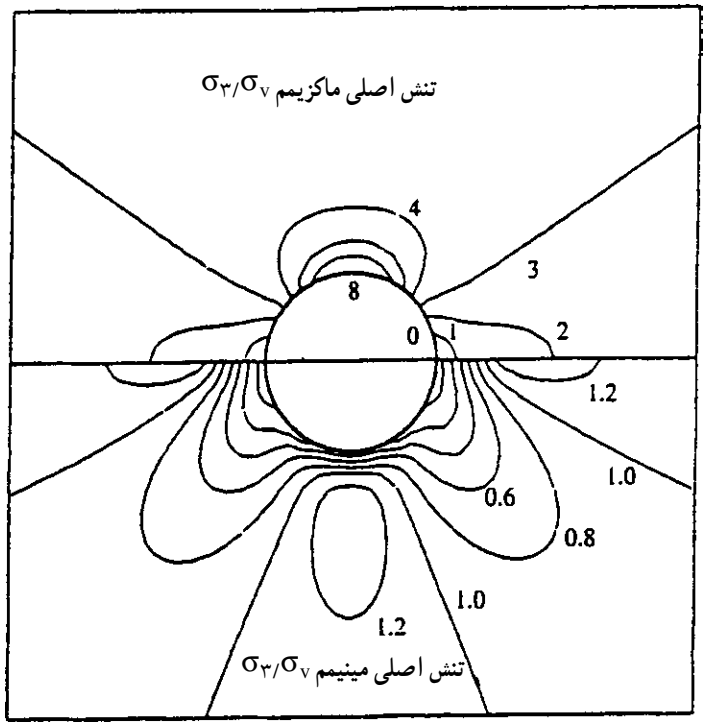
در مرز و جدار تونل یعنی در فاصله r=a تنشهای شعاعی σ_r و برشی $\tau_{r\theta}$ هر دو صفراند لذا مهمترین مؤلفه تنش در جدار تونلها، تنش مماسی در جدار است.

به‌ازای $k = ۰$ ، تنشهای مماسی در سقف و کف تونل از نوع کششی‌اند. به‌ازای $k = ۰/۳۳$ تنش در سقف و کف تونل صفر است و به‌ازای مقادیر $k > ۰/۳۳$ ، تنش مماسی مؤثر بر جدار تونل از نوع فشاری است. در دیواره‌های تونل نیز تنش از ۳p به‌ازای $k = ۰$ تا ۲p به ازای $k = ۱$ تغییر می‌کند [۱۰].

ج ــ نتایج کلی در مورد وضعیت تنش در تونلهای دایره‌ای: از آنچه که تاکنون گفتیم می‌توان نتایج کلی زیر را در مورد وضعیت تنش در یک تونل دایره‌ای که در سنگهای همگن، همسان‌گرد و الاستیک حفر شده است، بیان کرد [۱۰] :

- ــ وضعیت تنش در چهار ربع یک تونل دایره‌ای حالت متقارن دارد. به بیان دیگر محورهای تونل، محورهای تقارن تنشها نیز هستند و بنابراین بررسی در یکی از ربع‌ها و به‌ازای مقادیر $\theta = ۰$ تا $\theta = ۹۰^\circ$ کافی است تا اطلاعات کاملی از وضعیت تنشها به‌دست دهد.
- ــ به شرطی که سنگهای اطراف تونل الاستیک فرض شوند، توزیع تنش مستقل از جنس آنها است.
- ــ در روابط ریاضی مربوط به توزیع تنش، شعاع تونل به طور مستقل دخالت ندارد بلکه در این فرمولها، پارامتر بدون بعد $\frac{a}{r}$ یعنی نسبت شعاع تونل به فاصله، دخالت می‌کند. به بیان دیگر وضعیت توزیع تنش در تونلی به قطر ۵ متر و تونلی به قطر ۱۰ متر کمابیش یکسان است. باید توجه داشت که این تعبیر فقط در موردی که سنگها همگن، همسان‌گرد و الاستیک فرض شده‌اند، اعتبار دارد و در عمل که سنگها این خواص را ندارند، قابل تعمیم نیست.

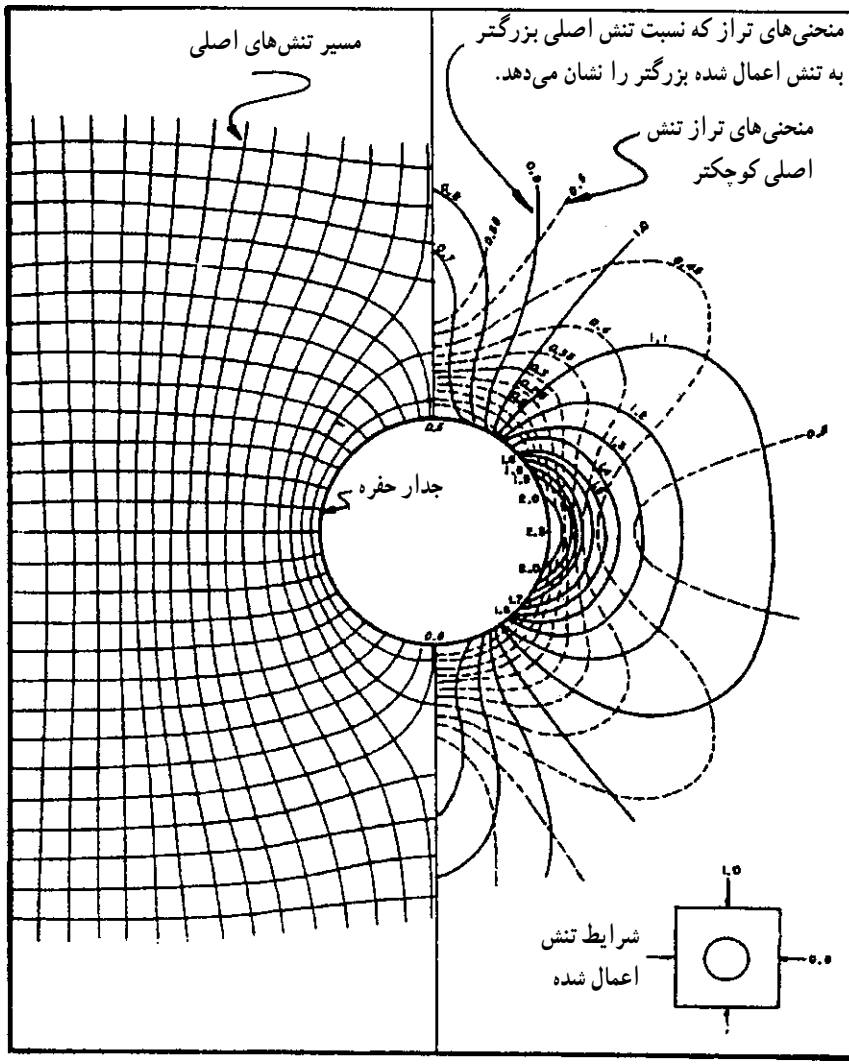
د ــ منحنی‌های تراز تنش اصلی در اطراف تونلهای دایره‌ای: یکی از راههای نمایش وضعیت تنش در اطراف تونلهای دایره‌ای، رسم منحنی‌های تراز تنش اصلی ماکزیمم و مینیمم در اطراف تونل است زیرا پایداری سنگها تا حد زیادی به مقدار این دو تنش بستگی دارد. در شکل ۵ــ۱۶ نمونه‌ای از منحنی‌های تراز تنشهای ماکزیمم و مینیمم در اطراف یک تونل دایره‌ای درحالت $k = ۳$ نشان داده شده است.



شکل ۵ــ۱۶ــ منحنی‌های تراز تنشهای اصلی ماکزیمم و مینیمم در اطراف یک تونل دایره‌ای که در سنگهای همگن، همسان‌گرد و الاستیک و با وضعیت $k=3$ حفر شده است [۹]

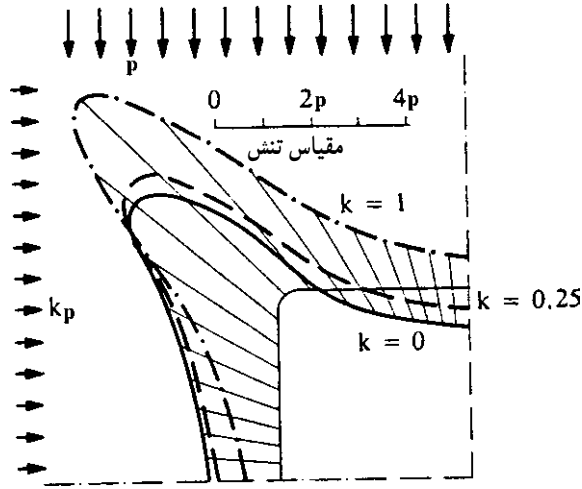
در شکل ۵ــ۱۷ نیز نمونه دیگری از منحنی‌های تراز تنشهای اصلی همراه با مسیر آنها نشان داده شده است. در این حالت $k=0/5$ و اعداد مندرج در منحنی‌های تراز، نسبت تنشهای اصلی به یکی از دو تنش اعمالی است که از دیگری بزرگتر است.

۵ــ۴ــ۲ــ تونلهای با مقاطع چهارگوش: توزیع تنش در اطراف تونلهای با مقاطع مربع و مستطیل به نحوه جهت‌یافتگی آنها نسبت به تنشهای اصلی، شعاع انحنای گوشه‌ها و نسبت عرض به ارتفاع مقطع بستگی دارد. از نظر تئوری، در یک گوشه قائمه از مقطع چهارگوش تنش به سمت بینهایت میل می‌کند (زیرا شعاع انحنای این گوشه‌ها صفر است). بنابراین، در عمل از گوشه‌های گرد شده استفاده می‌شود و شعاع انحنای این گوشه‌ها را نسبت به یکی از اضلاع مقطع می‌سنجند [۱۹].



شکل ۵ــ۱۷ــ منحنی‌های تراز تنشهای اصلی ماکزیمم و مینیمم در اطراف یک تونل دایره‌ای به ازای k=۰/۵ همراه با مسیر آنها [۱۰]

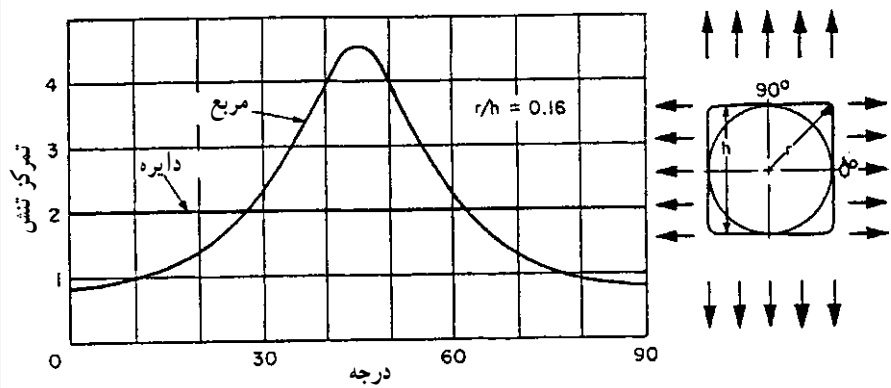
در شکل ۵ــ۱۸، توزیع تنشهای مماسی در مرز یک مقطع مربع با گوشه‌های گرد، به ازای مقادیر مختلف ضریب k نشان داده شده که در این مورد، شعاع گوشه‌ها ۰/۰۶ ضلع مربع است. در این شکل به علت متقارن بودن مقطع، وضعیت توزیع تنش فقط در یک گوشه آن نشان داده شده است.



شکل ۵ــ۱۸ــ توزیع تنش‌های مماسی در مرز یک تونل مربع شکل [۱۹]

در شکلهای ۵ــ۱۹ و ۵ــ۲۰ نیز توزیع تنش در مورد مقاطع چهارگوش در میدانهای تنش هیدروستاتیک و یک محوره نشان داده شده است. به منظور بررسی وضعیت تمرکز تنش درمورد مقاطع مستطیل، مقادیر عددی تمرکز تنش در اطراف یک تونل با مقطع مستطیل و با نسبت ابعاد (عرض به ارتفاع) مختلف، در جدول ۵ــ۱ درج شده است.

وضعیت مقطع نسبت به تنشهای اصلی و زوایای θ و α در شکل ۵ــ۲۱ نشان داده شده است. جدول ۵ــ۲ نیز نشانگر تمرکز تنش در تونلهای با مقاطع مختلف و ابعاد متفاوت، در یک میدان تنش یک محوره است.



شکل ۵ــ۱۹ــ توزیع تنش در اطراف یک تونل مربع شکل با گوشه‌های گرد در میدان تنش هیدروستاتیک [۱۲]