

بررسی آزمایشگاهی اثر شرایط تنش‌های اعمال‌شده بر روی نحوه شکست دیواره چاه‌های نفت

سونیا آقایی¹، مهدی حسینی^{2*}

پذیرش مقاله: 96/06/01

دریافت مقاله: 94/01/10

چکیده

حفر چاه در صنایع مختلف مانند نفت، گاز و معدن همواره با مشکل ناپایداری مواجه بوده و نیاز به صرف هزینه‌های زیاد دارد. با کنترل تغییر شکل و شکست در دیواره‌ی چاه می‌توان به حداقل ممکن ناپایداری رسید. در این مقاله، برای بررسی تغییر شکل و نحوه‌ی شکست در دیواره‌ی چاه‌های نفت، مطالعات آزمایشگاهی به وسیله سلول هوک اصلاح شده بر روی نمونه‌های استوانه‌ای توخالی جدار ضخیم ماسه‌سنگ، مارن و آهک‌رسی انجام شده است. شرایط تنش اعمال شده از مهمترین عوامل در تغییر شکل و نحوه‌ی شکست در دیواره چاه است. بنابراین شرایط تنش در دو حالت: در حالت اول تنش محوری ثابت و تنش جانبی متغیر و در حالت دوم تنش جانبی ثابت و تنش محوری متغیر، اعمال شد. نتایج آزمایش‌های انجام شده نشان داد که نحوه‌ی شکست و تغییر شکل به شدت وابسته به اندازه و جهت تنش‌های اعمال شده در دیواره‌ی چاه است. نحوه‌ی شکست برای نمونه‌های ماسه‌سنگ و آهک‌رسی در دیواره چاه طی شرایط تنش محوری ثابت و تنش جانبی متغیر به صورت پوسته‌پوسته شدن به سمت داخل گمانه است. در حالت تنش جانبی ثابت و تنش محوری متغیر، نحوه‌ی شکست در نمونه‌های آهک‌رسی و مارن با توزیع تصادفی در سه نقطه از روی دیواره‌ی چاه که با یکدیگر زاویه 120 درجه می‌سازند، اتفاق می‌افتد.

کلید واژه‌ها: ناپایداری چاه، سلول هوک، تغییر شکل، نحوه شکست، شرایط تنش و نمونه‌های استوانه‌ای توخالی جدار ضخیم.

1. دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی استخراج معدن، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی قزوین (ره)

2. دانشیار گروه مهندسی معدن، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی قزوین (ره) meh_hosseini18@yahoo.com

* مسئول مکاتبات

1. مقدمه

ناپایداری چاه حین حفاری در صنایع مختلف مانند نفت، گاز و معدن همواره با صرف هزینه‌های زیاد و مشکلات وسیع همراه بوده است. بنابراین بررسی رفتار چاه طی حفاری که با وقوع انواع تغییرشکل‌ها و شکست در آن همراه است، امری ضروری و حیاتی است. شرایط تنش اعمال شده به دیواره چاه و عملیات اجرایی حفاری موجب بروز انواع گسیختگی‌ها مانند بیرون‌زدگی در دیواره چاه، همگرایی و از دست رفتن چاه می‌شود (Zoback, 2010; Fajer et al., 2008). از این رو عوامل مؤثر بر روی انواع گسیختگی‌ها و تغییرشکل‌ها از جمله موضوعات مورد بررسی بیشتر محققان در زمینه‌ی پایداری گمانه است.

به‌طور معمول حفاری چاه موجب تغییر تنش‌های بکر منطقه و توزیع مجدد تنش‌های القایی در دیواره‌ی چاه می‌شود (AL-Ajmi and Zimmerman, 2006). از این رو، زمانی که تنش‌های القایی در دیواره چاه از مقاومت کششی، فشاری و یا برشی سنگ تجاوز کنند، چاه دچار تغییرشکل و گسیختگی خواهد شد (Bell and Bachu, 2003). با فرض اینکه تنش‌های اصلی موجود در محیط قبل از حفر چاه، به‌صورت σ_v (تنش قائم)، σ_H (تنش افقی حداکثر) و σ_h (تنش افقی حداقل) باشند، پس از حفر چاه، توسط تنش‌های القایی که به‌صورت σ_r (تنش شعاعی)، σ_θ (تنش مماسی) و σ_z (تنش محوری) می‌باشند، جایگزین می‌شوند (Khan, 2006). با این حال، تنش‌های القایی تنها در محدوده‌ای در حدود 2 تا 3 برابر قطر چاه توزیع می‌شوند و با گذر از این محدوده، تنش‌های القایی ایجاد شده در محیط برابر با تنش‌های قبلی که σ_v ، σ_H و σ_h می‌باشند، خواهند شد. بسته به جهت و اندازه‌ی تنش‌های القایی در دیواره‌ی چاه حالت‌های مختلف ناپایداری چاه ممکن است رخ دهد (Zoback, 2010; Khan, 2006; Pašić, 2007).

برای بررسی تأثیر عوامل مختلف بر روی پایداری چاه، یکی از روش‌های مرسوم آزمایشگاهی، استفاده از نمونه‌های استوانه‌ای جدار ضخیم است. مطالعات آزمایشگاهی بر روی

نمونه‌های استوانه‌ای جدار ضخیم به قرن بیستم مربوط می‌شود که ابتدا توسط Adams (1912) و King (1912) انجام شد. سپس Bridgman (1918) کارهای Adams (1912) را با تغییر در شرایط بارگذاری تکرار کرد. (Robertson 1955) اثر نسبت قطر داخلی به قطر خارجی را بر روی مقاومت و تغییرشکل نمونه‌های استوانه‌ای توخالی بررسی کرد. Hoskins (1969) آزمایش‌هایی بر روی نمونه‌های استوانه‌ای توخالی برای تعیین شکست در پنج نوع سنگ همسانگرد انجام داد. (Alsayed 2002) رفتار تغییر شکل تحت بارگذاری‌های مختلف بر روی نمونه‌های استوانه‌ای توخالی را مطالعه کرد.

Gay (1973) مطالعات قبلی انجام شده بر روی گسترش ترک در نمونه‌های استوانه‌ای توخالی را توسعه داد. Bandis et al., (1987) وضعیت تنش و موده‌های شکست اطراف فضا‌های زیرزمینی را با استفاده از نمونه‌های استوانه‌ای توخالی تحت شرایط بارگذاری مختلف بررسی کرد. (Ewy and cook 1990) آزمایش‌های اضافی برای مطالعه رفتار تغییرشکل و شکست اطراف فضا‌های زیرزمینی بر روی نمونه‌های استوانه‌ای توخالی انجام دادند. (Santarelli and Brown 1989) توسعه شکست در استوانه‌های جدار ضخیم را مطالعه کردند. (Perie and Goodman 1989) مطالعاتی بر روی نمونه‌های گچی برای مطالعه شکست در نمونه‌های استوانه‌ای توخالی انجام دادند. (Elkadi and Van Mier 2004) شکست در نمونه‌های استوانه‌ای توخالی بتنی را بررسی کرد. وارلیک و همکاران (Warlick et al., 2009) از نمونه‌های استوانه‌ای توخالی برای مطالعه پایداری دیواره‌ی چاه‌های نفت طی حفاری و تولید استفاده کردند. علاوه‌براین مطالعاتی بر روی مکانیسم‌های ناپایداری منجر به ریزش چاه در سنگ‌های مختلف انجام شده است (Haimson, 2007).

نتایج تحقیقات صورت گرفته نشان داد که انواع گسیختگی‌های رخ داده در دیواره‌ی نمونه‌های استوانه‌ای جدار ضخیم، متناسب با بزرگی و جهت تنش‌های اصلی، وجود ریزترک‌ها در ساختار نمونه و اندازه و جنس نمونه‌ها

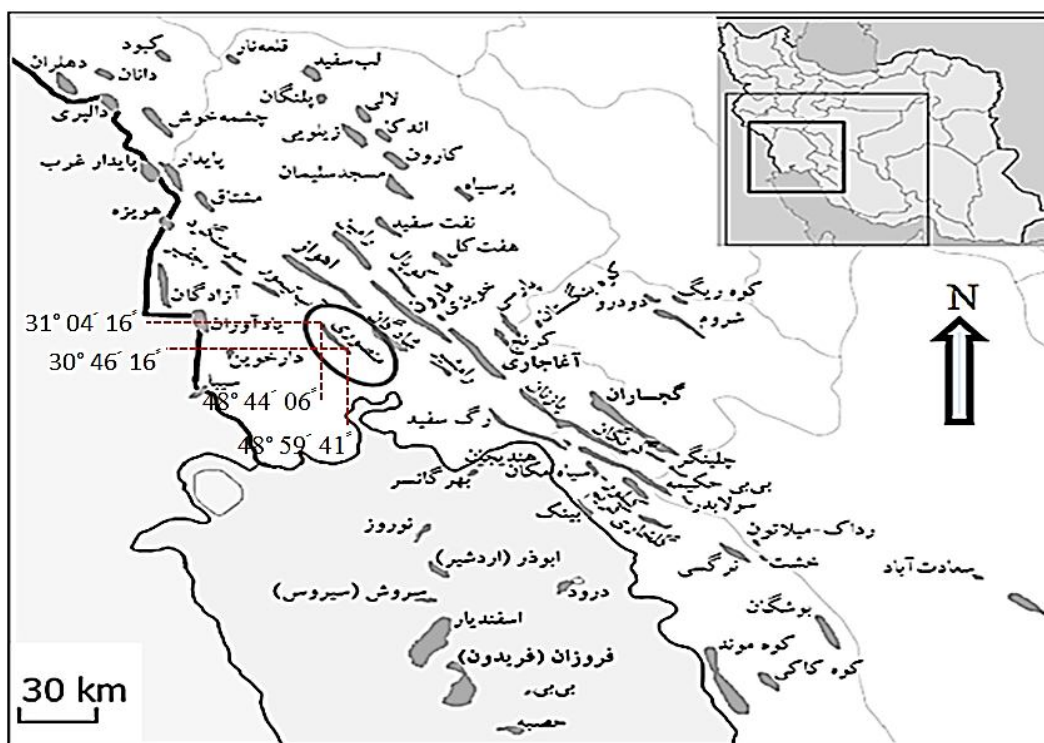
سنگ‌های آهک‌رسی و ماسه‌سنگ از سازند آسماری برداشت شدند. نام این سازند از کوه آسماری در خوزستان اخذ شده است، این کوه تاقدیس فشرده و فرسایش یافته‌ای را تشکیل می‌دهد که در هسته‌ی آن سازند آسماری بیرون‌زدگی دارد، ولی مقطع نمونه آن در تنگ گل‌تر در جنوب غربی کوه آسماری انتخاب شده و از ابتدا به آن آهک آسماری اطلاق می‌شد. سازند آسماری شامل دو بخش ماسه سنگی اهواز و انیدریتی کلهر می‌باشد (مطیعی، 1370). این سازند، سنگ مخزن ذخایر 62 میدان نفتی را تشکیل می‌دهد. بنابراین از اهمیت ویژه‌ای برای مطالعه‌ی رفتار سازند مورد نظر در طی حفاری برخوردار است. همچنین نمونه سنگ‌های مارن از سازندهای گروه بنگستان واقع در میدان منصوریه برداشت شدند. علاوه بر این، تعدادی از نمونه سنگ‌های ماسه‌سنگ از سازند لالون ناحیه لوشان برداشت شدند.

است. در این مقاله مطالعات آزمایشگاهی برای بررسی اثر اندازه و جهت تنش‌ها بر روی تغییرشکل و نحوه شکست در نمونه‌های استوانه‌ای جدارضخیم ماسه‌سنگ، مارن و آهک-رسی تهیه شده از میدان منصوریه و ناحیه لوشان صورت گرفته است.

2. مطالعات آزمایشگاهی

1-2. برداشت نمونه‌ها

برای مطالعه‌ی آزمایشگاهی نحوه‌ی شکست و تغییرشکل در دیواره‌ی چاه‌های نفت در طی حفاری، آزمایش‌هایی بر روی گمانه‌های حفرشده در نمونه سنگ‌های ماسه‌سنگ، مارن و آهک‌رسی انجام شده است. برای این منظور، میدان منصوریه و ناحیه لوشان به‌عنوان مطالعه‌ی موردی انتخاب شد. تصویری از محل قرارگیری میدان منصوریه در **Error!** **Reference source not found.** نشان داده شده است. نمونه



شکل 1. موقعیت جغرافیایی میدان منصوریه (شرکت ملی مناطق نفت‌خیز جنوب، 1392)

استاندارد ISRM تحت آزمایش‌های مکانیک سنگی قرار گرفتند و آزمون‌های تعیین چگالی (ISRM, 1979a)، تراکم تک‌محوره (ISRM, 1979b)، تراکم سه‌محوره (ISRM, 1978a) و آزمون برزیلی (ISRM, 1978b) از جمله آزمایش‌های انجام شده می‌باشند. با استفاده از آزمون تک‌محوره مقادیر مقاومت تراکم تک‌محوره، مدول تغییرشکل‌پذیری و ضریب پواسون تعیین شد. همچنین با استفاده از آزمون سه‌محوره مقادیر مقاومت تراکم سه‌محوره، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی هر کدام از نمونه‌ها تعیین شد. در جدول 1 میانگین مشخصات ژئومکانیکی نمونه‌ها آورده شده است.

سازند لالون یکی از گسترده‌ترین سازندهای کامبرین پیشین ایران است در محل بُرش الگو واقع در دامنه شرقی دره لالون، و دیگر نقاط ایران، سازند لالون شامل ضخامت متغیری (600 – 400 متر) از ماسه‌سنگ‌های آرکوزی، متوسط دانه، کوارتزی، متراکم است که به داشتن چینه‌بندی متقاطع و موج نقش، شاخص است. تمام نمونه‌ها از طریق شرکت مناطق نفت خیز جنوب به آزمایشگاه فرستاده شدند (مطیعی، 1370).

قبل از انجام آزمایش‌های مورد نظر بر روی استوانه‌های توخالی، برای تعیین مشخصات ژئومکانیکی و شناخت ویژگی‌های فیزیکی نمونه‌های مورد آزمایش، نمونه‌ها مطابق با

جدول 1. میانگین مشخصات ژئومکانیکی نمونه‌های آزمایش شده

جنس و اسم نمونه	سازند	وزن مخصوص (γ) (کیلو نیوتن بر مترمکعب)	مقاومت فشاری تک‌محوره (E _c) (مگاپاسکال)	چسبندگی (C) (مگاپاسکال)	مدول تغییرشکل‌پذیری (E) (گیگاپاسکال)	زاویه اصطکاک (φ) (درجه)	ضریب پواسون (ν)	مقاومت کششی (E _t) (مگاپاسکال)
ماسه‌سنگ (A _{bn})	آسماری	20	21	2	5	35	0/27	2
ماسه‌سنگ (S)	لالون	21/6	55	5	12/22	42	0/21	5/5
مارن (D _{bn})	بنگستان	21	50	4/4	5/45	43	0/3	7
آهک‌رسی (C _{bn})	آسماری	21/7	45	3	6/6	36	0/18	2



شکل 1. جک بارگذاری بارمحوری

نمونه‌های ماسه‌سنگی، مارن و آهک‌رسی مورد استفاده در آزمایش نمونه‌هایی به شکل استوانه توخالی جدار ضخیم می‌باشند. نمونه‌های استوانه‌ای به قطر 73 میلی‌متر و ارتفاع 150 میلی‌متر، با یک حفره مرکزی در امتداد محور طولی

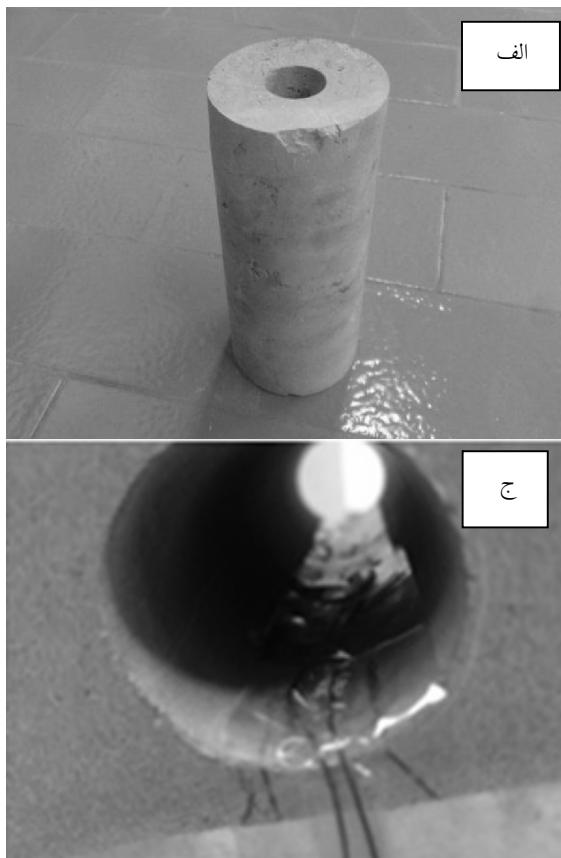
2-2. دستگاه آزمایش

جک مورد استفاده برای بارگذاری محوری در شکل 2 نشان داده شده است. این دستگاه نیز به دستگاه ثبت داده‌ها متصل بوده و نتایج آزمایش را در رایانه ذخیره می‌کند. فشار جانبی نیز توسط دستگاه سرو کنترل اعمال می‌شود.

علاوه بر دستگاه بارگذاری محوری دستگاه اعمال فشار جانبی نیز مورد استفاده قرار می‌گیرد که به سلول تغییر یافته هوک وصل شده و با پمپ کردن روغن به سلول و سپس هواگیری آن، فشار جانبی به غشای انعطاف‌پذیر که دربرگیرنده نمونه است، اعمال می‌شود. پس از اعمال بارمحوری برای درگیری شدن اجزا، هم‌زمان با افزایش بارمحوری، فشار جانبی نیز افزایش می‌یابد.

مغزه‌گیری مجدد با متهی 73 میلی‌متری انجام گرفت (شکل 2 الف). همچنین، از کرنش‌سنج‌های الکتریکی 120 اهم در داخل حفره مرکزی برای اندازه‌گیری کرنش مماسی نمونه در داخل گمانه بهره گرفته شد (شکل 2 ب-ج-د).

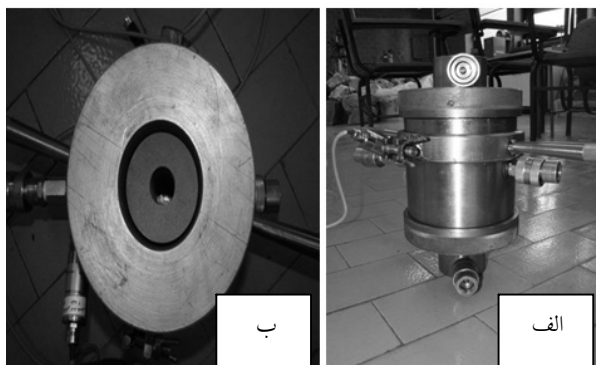
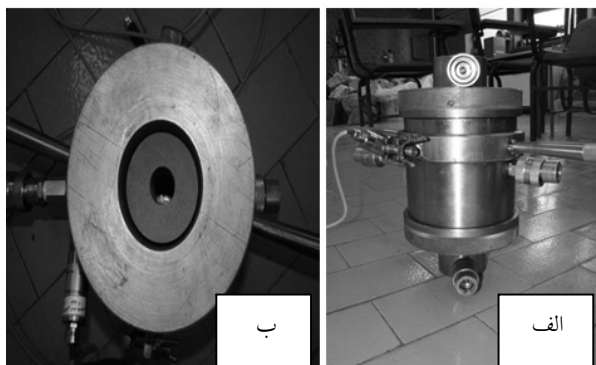
استوانه و به قطر 25 میلی‌متر تهیه شدند. نحوه آماده‌سازی آن‌ها به این صورت بود که ابتدا حفره مرکزی با مته‌ای به قطر 25 میلی‌متر ایجاد شد و سپس بدون جابه‌جایی بلوک زیر مته، متهی 25 میلی‌متری را با مته 73 میلی‌متری تعویض کرده،

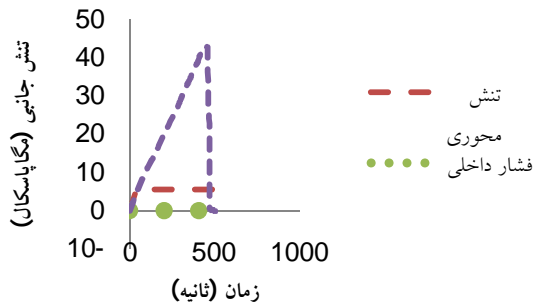


شکل 2. (الف) تصویری از نمونه‌های استوانه‌ای توخالی آماده‌شده، (ب)، (ج) و (د) مراحل نصب کرنش‌سنج بر روی دیواره‌ی گمانه حفرشده

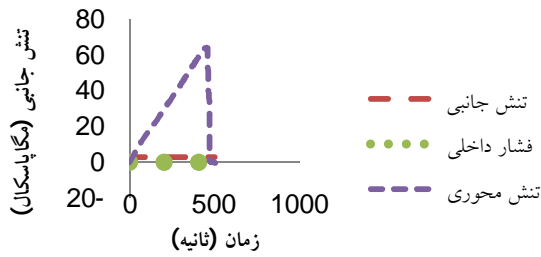
کرده و با وصل شدن به دستگاه ثبت داده‌ها، مقدار آن‌ها را در رایانه ذخیره می‌نماید (شکل 3).

سلول آزمایش مورد استفاده، سلول اصلاح شده‌ی هوک باقابلیت اعمال فشار داخلی می‌باشد. دارای دو درپوش فولادی، یک غشای انعطاف‌پذیر برای در برگرفتن نمونه‌سنگ و اعمال تنش جانبی است. این سلول برای نمونه‌هایی با قطر خارجی 73 میلی‌متر با حفره مرکزی به قطر 25 میلی‌متر طراحی شده است. ارتفاع مناسب نمونه‌هایی که در داخل این سلول قرار می‌گیرند 150 میلی‌متر می‌باشد. این سلول مجهز به سنسورهایی است که مقدار فشار جانبی را اندازه‌گیری





شکل 4. شکل شماتیک شرایط تنش اعمال‌شده در طی آزمایش برای تنش محوری ثابت و تنش جانبی متغیر
 $(\sigma_{\theta} = \sigma_1 > \sigma_z = \sigma_2 = \sigma_r = \sigma_3 = 0)$



شکل 5. شکل شماتیک شرایط تنش اعمال‌شده در طی آزمایش برای تنش جانبی ثابت و تنش محوری متغیر
 $(\sigma_z = \sigma_1 > \sigma_{\theta} = \sigma_2 = \sigma_r = \sigma_3 = 0)$

3. بحث و نتایج آزمایش

برای تحلیل نتایج آزمایش‌های انجام شده بر روی نمونه‌های استوانه‌های توخالی جدار ضخیم در نمونه‌های ماسه‌سنگ، مارن و آهک‌رسی، با رسم نمودار تنش محوری - کرنش مماسی یا تنش جانبی - کرنش مماسی برای هر نمونه می‌توان رفتار تغییرشکل را طی مراحل مختلف اعمال تنش پیش‌بینی کرد. همچنین حداکثر میزان کرنش قابل‌تحمل در دیواره‌ی گمانه را که یک ویژگی خاص برای نمونه‌سنگ‌ها است، تعیین کرد. علاوه بر این با استفاده از تحلیل تصاویر بعد از شکست نمونه‌ها، می‌توان شکل شکست در دیواره‌ی گمانه‌ها را در هر شرایط برای هرکدام از نمونه‌ها مشخص کرد.

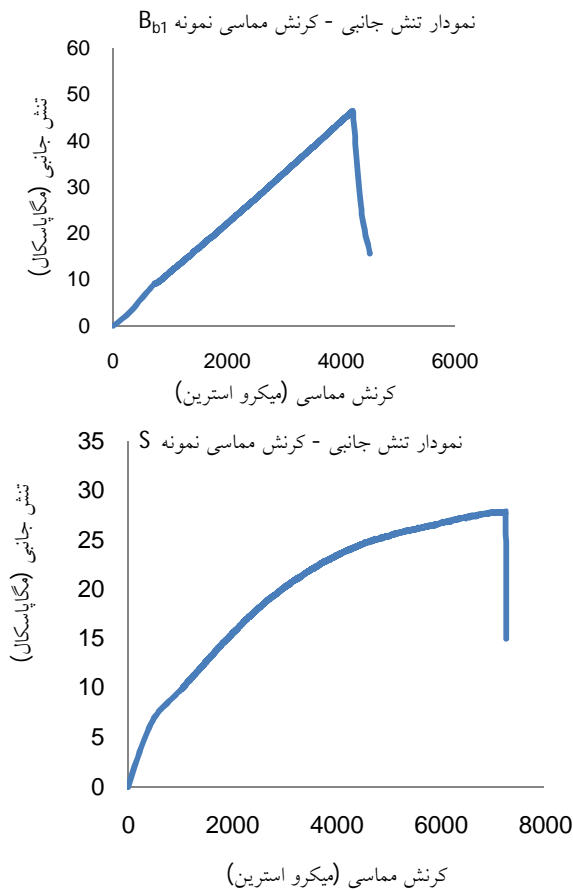


شکل 3. (الف) نمایی کلی از سلول هوک تغییر یافته، (ب) سلول هوک تغییر یافته با نمونه داخل آن در دید از بالا و (ج) اجزای داخلی سلول هوک

2-2. روش آزمایش

مطالعه تحقیقات گذشته نشان می‌دهد اندازه و جهت تنش‌های اصلی اثر قابل توجهی بر روی نحوه شکست و تغییرشکل در دیواره‌ی چاه‌های نفت طی حفاری دارد (Al-Ajmi And Zimmerman, 2006; Khan, 2006; Pasic, 2007; Haimson, 2007; Dresen, 2010; Younessi, 2012). بنابراین در این تحقیق دو نوع شرایط تنش مختلف برای آزمایش‌ها در نظر گرفته شد. برای هر دو شرایط، ابتدا فشار جانبی اطراف نمونه و نیروی محوری، همزمان با یک سرعت افزایش می‌یابد. سپس برای حالت تنش محوری ثابت و تنش جانبی متغیر، تنش محوری برابر با 5/5 الی 6 مگاپاسکال در نظر گرفته شده است و تنش جانبی به تدریج تا مرحله‌ی شکست افزایش می‌یابد. شرایط تنش‌ها در حالت تنش محوری ثابت و تنش جانبی متغیر به صورت $\sigma_{\theta} = \sigma_1 > \sigma_z = \sigma_2 > \sigma_r = \sigma_3 = 0$ است (شکل 4). برای حالت تنش جانبی ثابت و تنش محوری متغیر، تنش جانبی تا 3 مگاپاسکال و تنش محوری تا مرحله‌ی شکست به تدریج افزایش پیدا می‌کند. برای این حالت شرایط تنش‌های اعمال‌شده به صورت $\sigma_z = \sigma_1 > \sigma_{\theta} = \sigma_2 > \sigma_r = \sigma_3 = 0$ است (شکل 5).

1-2. ماسه سنگ



شکل 7. نمودارهای تنش جانبی - کرنش مماسی برای نمونه سنگ‌های ماسه‌سنگ در تنش محوری ثابت 5/5 مگاپاسکال و تنش جانبی متغیر

برای یک نمونه‌ی استوانه‌ی توخالی که دارای شعاع داخلی R_i ، شعاع خارجی R_o ، فشار داخلی یکنواخت P_i ، فشار خارجی P_o و نیروی محوری P می‌باشد. با استفاده از مختصات استوانه‌ای (r, σ, z) و با توجه به تنش‌های اصلی شعاعی σ_r ، مماسی σ_θ و محوری σ_z ، تنش‌های σ_r و σ_θ در هر نقطه با فاصله شعاعی (r) از مرکز نمونه از روابط 1 و 2 محاسبه می‌شوند (Hoek and Franklin, 1967).

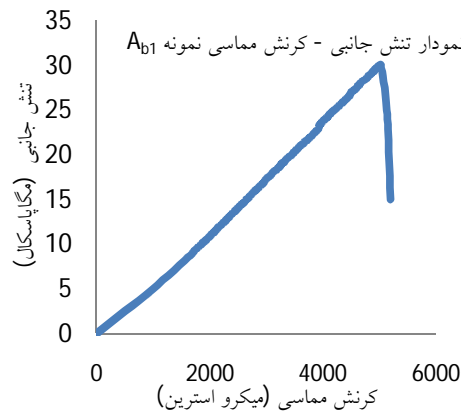
$$= \frac{(\quad)}{\quad} \quad (1)$$

$$= \frac{(\quad)}{\quad} + \quad (2)$$

و برای شرایط حاضر تنش محوری σ_z از رابطه 3 بدست می‌آید:

در **Error! Reference source not found.** تغییرات تنش جانبی برحسب کرنش مماسی برای سه نمونه ماسه‌سنگ A_{b1} ، B_{b1} و S نشان داده شده است. همان‌طور که در جدول 1 آورده شده است، خواص ژئومکانیکی ماسه سنگ S با دو نمونه‌ی A_{b1} و B_{b1} متفاوت است. با توجه به نمودارهای رسم شده در **Error! Reference source not found.** می‌توان فرآیند شکست در هر نمونه را بیان کرد. برای هر نمونه می‌توان تغییرشکل تدریجی همزمان با افزایش تدریجی تنش جانبی مشاهده کرد. برای نمونه‌سنگ S مقدار حداکثر تنش اندازه‌گیری شده نسبت به دو نمونه‌ی دیگر A_{b1} و B_{b1} کمتر است. این تفاوت از اختلاف بین خواص ژئومکانیکی آن‌ها ناشی می‌شود. علاوه بر این، رفتار تغییر شکل نمونه‌ی S در برابر تغییرات تنش جانبی برخلاف دو نمونه‌ی A_{b1} و B_{b1} به صورت غیرخطی تا لحظه‌ی شکست تغییر می‌کند. در تنش‌های جانبی کمتر از 20 مگاپاسکال، تغییرات کرنش مماسی و تنش جانبی متناسب بوده ولی در تنش‌های بالاتر از 20 مگاپاسکال تغییرات کرنش مماسی به ازای تغییرات تنش جانبی واحد افزایش می‌یابد.

پارامتر دیگری که به‌عنوان یک شاخص مهم در بحث پایداری چاه‌های نفت مطرح است، حداکثر کرنش مماسی در لحظه‌ی شکست است که در این پژوهش به‌طور خاص به آن پرداخته شده است. به ازای یک تنش جانبی مشخص نمونه‌ی S کرنش مماسی بیشتری در مقایسه با نمونه‌های A_{b1} و B_{b1} دارد.



کلی شکست برشی در سازندهای شکننده منجر به ریزش دیواره و افزایش قطر چاه می‌شود. شرایطی که در آن نمونه‌های ماسه‌سنگ دچار شکست شدند. به این ترتیب بود که در لحظه‌ی شکست در دیواره‌ی چاه $\sigma_{\theta} > \sigma_r > \sigma_t$ است. این شرایط برای هر یک از نمونه‌ها در جدول 2 آورده شده است. از نتایج گزارش شده برای نسبت تنش جانبی به تنش محوری برای چهار نمونه‌ی ماسه‌سنگ می‌توان استنباط کرد که نسبت تنش جانبی به تنش محوری در لحظه شکست در دیواره‌ی چاه، در بازه‌ی بین 5 تا 8 است.

(3) شکست‌های رخ داده طی آزمایش‌های انجام شده نشان داد که بیرون‌زدگی دیواره چاه در طی ثابت نگه‌داشتن تنش محوری و افزایش تدریجی تنش جانبی به‌صورت پوسته‌پوسته شدن به سمت داخل گمانه در دو جهت مخالف دیواره در اثر مکانیزم برشی اتفاق می‌افتد (شکل 6). غالباً شکست برشی به دلیل وزن پایین یا افت فشار سیال حفاری رخ می‌دهد (Wang et al., 2005). این نوع شکست وقتی رخ می‌دهد که تنش برشی وارد بر دیواره چاه از مجموع مقاومت چسبندگی و مقاومت نیروی اصطکاک داخلی بین اجزای سنگ بیشتر شود. به طور



شکل 6. نحوه‌ی شکست در دیواره گمانه‌ی نمونه‌های ماسه‌سنگ: الف) در شرایط تنش محوری ثابت 5/5 مگاپاسکال و تنش جانبی متغیر (نتایج آزمایش) و ب) نتایج پاپامیکوس برای شرایط مشابه (Papamichos et al., 2004)

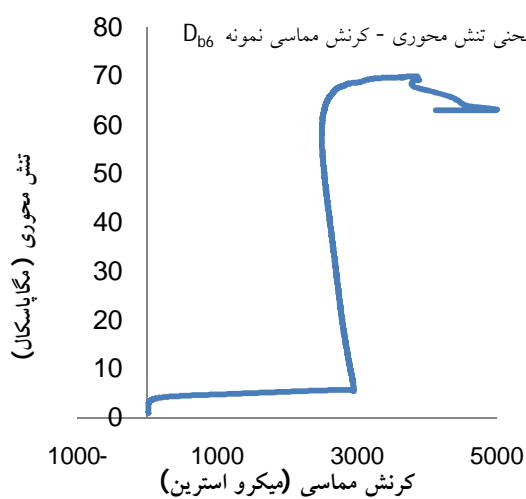
جدول 2. شرایط تنش‌های القایی و نسبت تنش جانبی به تنش محوری در دیواره‌ی گمانه‌ی نمونه‌های ماسه‌سنگی

تنش‌های القایی		تنش‌های اولیه			تنش محوری (σ_v) (مگاپاسکال)	$\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$	$\frac{\sigma_{\theta}}{\sigma_v}$
تنش شعاعی (σ_r) (مگاپاسکال)	تنش محوری (σ_z) (مگاپاسکال)	تنش مماسی (σ_{θ}) (مگاپاسکال)	نسبت تنش جانبی به تنش محوری در لحظه شکست (K)	تنش جانبی (σ_h) (مگاپاسکال)			
صفر	5/4	69/67	5/57	30/83	5/4	A_{b1}	1
صفر	5/5	105/02	8/44	46/47	5/5	B_{b1}	2
صفر	5/5	63/14	5/08	27/94	5/5	S	3

دیواره‌ی چاه به حالت بحرانی اندازه‌گیری شده در طول آزمایش رسیده باشند، احتمال شکست در دیواره‌ی چاه محتمل است. همچنین می‌توان نتیجه گرفت که در این عمق تا زمانی که تنش افقی برجا به مقدار لازم برای شکست

از آنجا که تنش محوری در این آزمایش‌ها 5/5 مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. این میزان از تنش محوری معادل تنش در عمق 230 متر است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت در صورتی که تنش‌های افقی برجا و یا تنش‌های القایی در

مماسی به شدت افزایش یابد اما در مرحله دوم، تنش جانبی ثابت و تنش محوری افزایش می یابد، که در اثر افزایش تنش محوری، کرنش مماسی کاهش می یابد. از آنجاکه آزمایش در تنش جانبی ثابت و تنش محوری متغیر انجام شده است، شکست با توزیع تصادفی در سه نقطه که با یکدیگر تقریباً زاویه 120 درجه می سازند، اتفاق می افتد (شکل 8). شکل شکست حاصل از آزمایش های انجام شده بر روی نمونه های مارن با شکل شکست نمونه های ماسه سنگ حاصل مطالعات قبلی آقای هایمنسن (Haimson, 2007) در همین شرایط تطابق دارد.

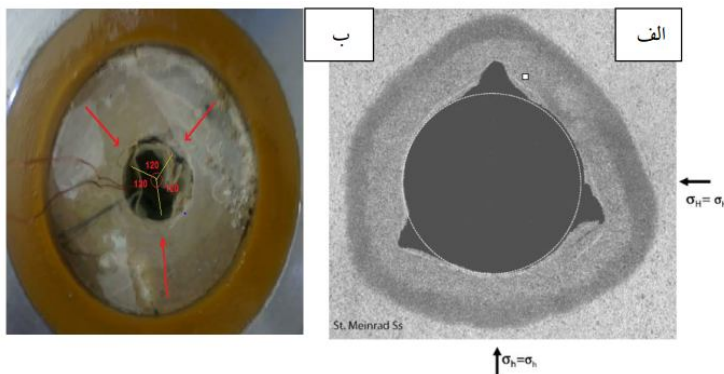


شکل 7. نمودار تنش محوری - کرنش مماسی برای نمونه سنگ مارن در تنش جانبی ثابت 3 مگاپاسکال و تنش محوری متغیر

نرسد، حفاری چاه در این شرایط بدون فشار گل پایدار است و فقط ریزترک های زاویه دار پشت دیواره گمانه به وجود می آید که این ریزترک ها اتساعی و گسترده اند و جابه جایی برشی قابل ملاحظه ای ندارند. اما در شرایطی که مقدار تنش های برجا باعث ایجاد تنش های القایی به مقدار کافی برای شکست در دیواره چاه برسند، طول و تعداد ریزترک ها افزایش یافته و در سطح گمانه پدیده پوسته پوسته شدن رخ می دهد. مقادیر بالای σ_{θ} در دیواره چاه موجب به وجود آمدن بیرون زدگی اولیه می شود و متعاقب آن ریزش صفحات به داخل گمانه به صورت پوسته پوسته شدن ادامه پیدا می کند و باعث افزایش عمق بیرون زدگی می شود. در این صورت حفاری چاه به فشار گل ایمن نیاز دارد. هرکدام از تنش های القایی مورد نیاز برای شکست در دیواره چاه با تنش محوری 5/5 مگاپاسکال در جدول 2 آورده شده است. شکل شکست حاصل از آزمایش های انجام شده بر روی نمونه های ماسه سنگ در این حالت با شکل شکست نمونه های ماسه سنگ حاصل تحقیقات آقای پاپامیکوس مقایسه شده و باهم تطابق دارند (Papamichos et al., 2004).

2.3. مارن

در شکل 7 نمودار تغییرات تنش محوری بر حسب کرنش مماسی برای نمونه ای مارنی D_{b6} نشان داده شده است. همان طور که از شکل 7 مشاهده می شود، تغییرات کرنش مماسی تا لحظه شکست شامل دو مرحله با روند تغییرات متفاوت است در مرحله اول، تنش جانبی همزمان با تنش محوری افزایش می یابد، همین امر باعث می شود کرنش



شکل 8. تصاویری از شکست در دیواره چاه گمانه ها (الف) برای نتایج هایمنسن (Haimson, 2007) (ب) نتایج این تحقیق

جدول 3. شرایط تنش‌های القایی و نسبت تنش جانبی به تنش محوری در دیواره‌ی گمانه‌ی نمونه‌های مارن

تنش‌های القایی			تنش‌های اصلی			σ_3	σ_1
تنش شعاعی (σ_r)	تنش محوری (σ_z)	تنش مماسی (σ_θ)	نسبت تنش جانبی به تنش محوری در لحظه شکست (K)	تنش جانبی (σ_h)	تنش محوری (σ_v)		
(مگاپاسکال)	(مگاپاسکال)	(مگاپاسکال)	(K)	(مگاپاسکال)	(مگاپاسکال)		
صفر	79/45	6/78	0/037	3	79/45	D _{b2}	1
صفر	70	6/78	0/042	3	70	D _{b6}	2

2-3-2. آهک‌رسی

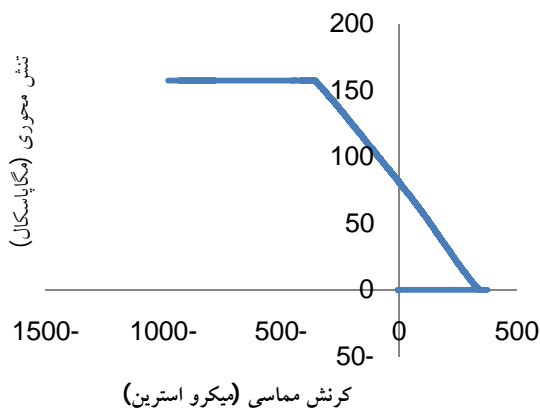
پوسته‌پوسته شدن به سمت داخل گمانه در دو جهت مخالف دیواره در اثر مکانیزم برشی اتفاق می افتد است (شکل ب). نتایج بدست آمده با نتایج مطالعات انجام شده توسط آقای هایمنسن بر روی ماسه سنگ در شرایط مشابه همخوانی دارد (Haimson, 2007).

شرایط تنش‌های اصلی و القایی در دیواره‌ی گمانه نمونه‌های آهک‌رسی در

جدول 4 آورده شده است. نسبت تنش جانبی به تنش محوری در شرایط تنش محوری ثابت در بازه‌ی 5 الی 8 (همانند نمونه‌های ماسه‌سنگ) و در شرایط تنش جانبی ثابت، نزدیک به صفر است.

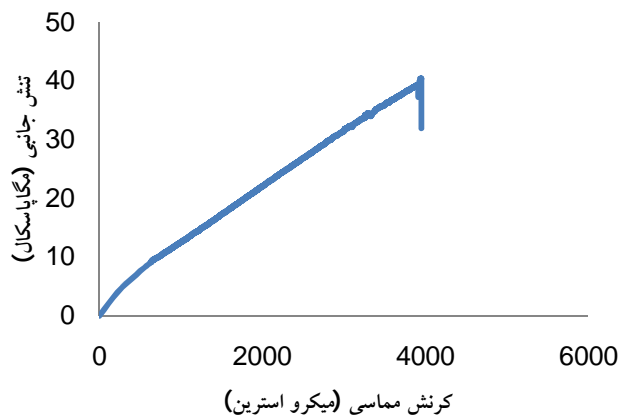
در شکل 9 نمودار تغییرات تنش جانبی برحسب کرنش مماسی برای نمونه آهک‌رسی C_{b1} و در شکل 10 تغییرات تنش محوری برحسب کرنش مماسی برای نمونه سنگ آهک-رسی C_{b2} نشان داده شده است. رفتار تغییرشکل برای هر دو نمونه را می توان به صورت خطی تا لحظه‌ی شکست بیان کرد. همانند نمونه‌های مارن، شکل شکست برای نمونه‌ی آهک-رسی در شرایط تنش جانبی ثابت با توزیع تصادفی در سه نقطه که با یکدیگر تقریباً زاویه 120 درجه می‌سازند، اتفاق افتاده است (شکل الف). همچنین، شکل شکست برای نمونه‌ی آهک‌رسی C_{b1} در شرایط تنش محوری ثابت به صورت

نمودار تنش محوری - کرنش مماسی نمونه C_{b2}

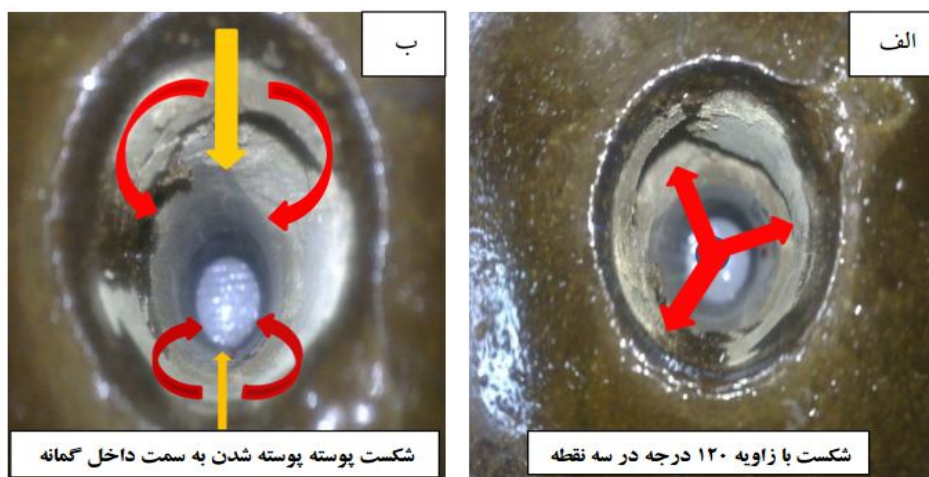


شکل 10. نمودارهای تنش محوری - کرنش مماسی برای نمونه سنگ آهک‌رسی در تنش جانبی ثابت 3 مگاپاسکال و تنش محوری متغیر

نمودار تنش جانبی - کرنش مماسی نمونه C_{b1}



شکل 9. نمودارهای تنش جانبی - کرنش مماسی برای نمونه سنگ آهک‌رسی در تنش محوری ثابت 5/5 مگاپاسکال و تنش جانبی متغیر



شکل 13. شکست نمونه آهک‌رسی (الف) در شرایط تنش جانبی ثابت 3 مگاپاسکال و تنش محوری متغیر اعمال شده به نمونه C_{b2} ، (ب) در شرایط تنش محوری ثابت 5/5 مگاپاسکال و تنش جانبی متغیر اعمالی به نمونه C_{b1} .

جدول 4. شرایط تنش‌های القایی و نسبت تنش جانبی به تنش محوری در دیواره‌ی گمانه‌ی نمونه‌های آهک‌رسی

تنش‌های القایی			تنش‌های اصلی			نام نمونه	ردیف
تنش شعاعی (δ_r) (مگاپاسکال)	تنش محوری (δ_v) (مگاپاسکال)	تنش مماسی (δ_θ) (مگاپاسکال)	نسبت تنش جانبی به تنش محوری در لحظه شکست (K)	تنش جانبی (δ_h) (مگاپاسکال)	تنش محوری (δ_v) (مگاپاسکال)		
صفر	5/5	91/34	7/34	40/42	5/5	C_{b1}	1
صفر	157/42	6/78	0/019	3	175/42	C_{b2}	2

3. نتیجه‌گیری

(به‌جز نمونه S) و آهک‌رسی رفتار تغییرشکل در شرایط

- تنش محوری ثابت به‌صورت خطی است.
- نسبت تنش جانبی به تنش محوری در لحظه شکست برای نمونه‌های مارن و آهک‌رسی در شرایط تنش جانبی ثابت نزدیک به صفر است و نشان‌دهنده‌ی این است که شکست در این شرایط بیشتر به تنش محوری اعمال‌شده بستگی دارد.
- نسبت تنش جانبی به تنش محوری در لحظه‌ی شکست صرف‌نظر از جنس نمونه‌ها، در شرایط تنش محوری ثابت در بازه‌ی 5 الی 8 است.

تشکر و قدردانی

از شرکت مناطق نفت‌خیز جنوب به خاطر همکاری برای تهیه نمونه‌های آزمایشگاهی تشکر و قدردانی شود.

نتایج آزمایش‌های انجام شده روی نمونه‌های استوانه‌ای توخالی جدار ضخیم ماسه‌سنگ، مارن و آهک رسی را می‌توان در موارد ذیل خلاصه کرد:

- برای نمونه‌های ماسه‌سنگ همانند نمونه‌های آهک‌رسی، بیرون‌زدگی در دیواره چاه در طی ثابت نگه‌داشتن تنش محوری و افزایش تدریجی تنش جانبی به‌صورت پوسته‌پوسته شدن به سمت داخل گمانه در دو جهت مخالف دیواره رخ می‌دهد.
- برای نمونه‌های آهک‌رسی نیز همانند نمونه‌های مارن نحوه‌ی شکست در حالت تنش جانبی ثابت و تنش محوری متغیر، شکست با توزیع تصادفی در سه نقطه که با یکدیگر زاویه 120 درجه می‌سازند، اتفاق می‌افتد.
- برای نمونه‌های مارن رفتار تغییر شکل در شرایط تنش جانبی ثابت، غیرخطی است و برای نمونه‌های ماسه‌سنگ

منابع

- شرکت ملی مناطق نفت خیز جنوب، 1392. نقشه میادین نفتی حوضه زاگرس (منتشر نشده).
 مطیعی، ه، 1370. چینه‌شناسی زاگرس: سازمان زمین‌شناسی و اکتشاف معدنی کشور.
- Adams, F. D., 1912. An experimental contribution to the question of the depth of the zone of flow in the earth's crust: *Journal of Geology*, 20 (2): 97-118.
- Al-Ajmi, A. M. and Zimmerman, R. W. ,2006. Stability analysis of vertical boreholes using the Mogi–Coulomb failure criterion: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(8):1200–1211.
- Alsayed, M, 2002. Utilising the Hoek triaxial cell for multiaxial testing of hollow rock cylinders: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*. 39(3): 355– 366.
- Bandis, S. C., Lindman, J. and Barton, N. ,1987. Three-dimensional stress state and fracturing around cavities in overstressed weak rock: 6th ISRM Congress.
- Bell, J. and Bachu, S., 2003. In situ stress magnitude and orientation estimates for Cretaceous coal-bearing strata beneath the plains area of central and southern Alberta: *Bulletin of Canadian Petroleum Geology*. 51(1): 1-28.
- Bridgman, P. , 1918. The failure of cavities in crystals and rocks under pressure: *American Journal of Science*. 4(4): 243-268.
- Brown, E.T. (ed), 1981. “Suggested Methods for Determining Indirect Tensile Strength of Rock Materials By The Brazil Test”, *Rock Characterization, Testing and Monitoring I.S.R.M, Suggested Methods*, Pergamon Press, Oxford, PP 120/121.
- Brown, E.T.(1981), “Rock characterization, testing and monitoring, ISRM suggested methods” Pergamon Press, Oxford, UK, PP 107-110.
- Dresen, G., Stanchits, S., and Rybacki, E. , 2010. Borehole breakout evolution through acoustic emission location analysis: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 47 (3): 426– 435.
- Elkadi, A., Van Mier, J. , 2004. Scaled hollow-cylinder tests for studying size effect in fracture processes of concrete: 5th International conference on fracture mechanics of concrete and concrete structures.
- Ewy, R. & Cook, N. , 1990. Deformation and fracture around cylindrical openings in rock—I. Observations and analysis of deformations: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*. 27(5): pp 387– 407.
- Fjar, E., Holt, R. M., Raaen, A., Risnes, R., and Horsrud, P., 2008. *Petroleum related rock mechanics: Elsevier, Radawage* 29: 211.
- Gay, N. , 1973. Fracture growth around openings in thick-walled cylinders of rock subjected to hydrostatic compression: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, Elsevie: 10 (3): 209– 218.
- Haimson, B., 2007. Micromechanisms of borehole instability leading to breakouts in rocks: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*. 44(2):157– 173.
- Hoek, E. and Franklin, J. A. , 1967. A simple triaxial cell for field or laboratory testing of rock: *Imperial College of Science and Technology, University of London, Trans. Instn Min. Metall.* 77: 22- 26.
- Hoskins, E. , 1969. The failure of thick-walled hollow cylinders of isotropic rock: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*. 6 (1): 99– 116.
- ISRM, 1979a. Suggested method for determining water content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake durability index properties. *Int J Rock Mech Min Sci*. 66: 141–156.
- ISRM, 1979b. Suggested methods for determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials: *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr*. 99–103.
- ISRM, 1978a. Suggested methods for determining the Strength of Rock Materials in Triaxial Compression: *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr*. 15: 47-51.
- ISRM, 1978b. Suggested methods for determining tensile strength of rock materials: *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr*. 15:99–103.
- Khan, S.A.I., 2006. Wellbore stability during underbalanced drilling: in *Masters Abstracts International*. 45(03).

- King, L. V., 1912. On the limiting strength of rocks under conditions of stress existing in the earth's interior: *The Journal of Geology*. 20(2) : 119-138.
- Papamichos, E., Liolios, P. and Van Den Hoek, P. , 2004. Breakout stability experiments and analysis: Gulf Rocks the 6th North America Rock Mechanics Symposium (NARMS), American Rock Mechanics Association.
- Pašić, B, N., 2007. Gaurina Međimurec, and D. Matanović. Wellbore instability: causes and consequences: *Rudarsko-geološko-naftni zbornik* . 19(1): 87-98.
- Perie, P. and Goodman, R. , 1989. Evidence of new failure patterns in a thick-walled cylinder experiment: *Proc. 12th ETCE/ASME Conf.* 22: 23-27.
- Robertson, E. C. , 1955. Experimental study of the strength of rocks; *Geological Society of America Bulletin*. 66(10): 1275-1314.
- Santarelli, F. & Brown, E. , 1989. Failure of three sedimentary rocks in triaxial and hollow cylinder compression tests: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*. 26(5): 401– 413.
- Suggested Method for Determining Strength of Rock Materials in Triaxial Compression:" Revised Version, *Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr.*, Vol 20, No.6, Pp. 283-290, May 1983 (I.S.R.M).
- Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive strength and Deformability of Rock Materials". *Rock Characterization, Testing and Monitoring – ISRM Suggested Methods*, E.T. Brown (editor) Pergamon Press, Oxford, 1981, PP 113-116.
- Warlick, L., Abass, H., Khan, M., Pardo Techa, C., Tahini, A., Shehri, D., Badairy, H., Shobaili, Y., Finkbeiner, T. & Perumalla, S. , 2009. Evaluation of Wellbore Stability during Drilling and Production of Open Hole Horizontal Wells in a Carbonate Field: In SPE Saudia Arabia Section Technical Symposium. Society of Petroleum Engineers.
- Wang, J. Wan, R. Settari, A. and Walters, D., 2005. Prediction of volumetric sand production and wellbore stability analysis of a well at different completion schemes: in Alaska Rocks 2005. The 40th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS) held in Anchorage, Alaska, June 25-29, USRMS 05-842.
- Younessi, A. V. Rasouli, and B. Wu. , 2012. The Effect of Stress Anisotropy On Sanding: An Experimental Study: in 46th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium.
- Zoback, M. D., 2010. *Reservoir geomechanics: The Edinburgh building*. Cambridge CB2 8RU, UK.