



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک
گروه مهندسی اکتشاف معدن و ژئوفیزیک

پایان نامه کارشناسی ارشد

پارامترهای ژئومکانیکی سنگ‌ها و ارتباط آن با نگارهای چاه جهت ارزیابی
پایداری چاه‌های نفتی

شاهو ملکی چشمه منتش

استاد راهنما

دکتر علی مرادزاده

دکتر رضا قوامی

استاد مشاور

مهندس رئوف غلامی

مهندس فرهاد صادقزاده

بهمن ۱۳۹۱

تقدیم به:

خانوادهام بخصوص **مادر**م و آن کسی که راه علم و
دانش را به من نشان داد.

سپاسگزاری

سپاس خدای مهربان را که اندیشه‌ام داد.

حمد و ستایش بی‌قیاس خدایی را سزااست که از الطاف خود در انسان دمید و او را اشرف مخلوقات خود قرار داد. حال که به لطف او توفیق تحصیل علم و کسب دانش را پیدا نمودم، از خداوند متعال می‌خواهم که قدم‌هایم را در راه خدمت به جامعه استوار گرداند تا بتوانم از آنچه در این سال‌ها آموخته‌ام در مسیر پیشرفت و آبادانی کشور عزیزم استفاده نمایم.

با تقدیر و تشکر از استاد ارجمند جناب آقای دکتر علی مرادزاده، دکتر رضا قوامی، مهندس رئوف غلامی و مهندس فرهاد صادق‌زاده که با سعه صدر و وسعت نظر مرا در انجام این پروژه تحقیقاتی صمیمانه یاری نمودند.

همچنین از پدر و مادر عزیزم که همواره باعث ایجاد انگیزه در من برای ادامه تحصیل و تلاش در این راه بوده‌اند و همه اساتید گران قدر تشکر و قدردانی نموده توفیق و عزت همه را از خداوند متعال مسئلت می‌نمایم.

از دکتر شریعتی، دکتر رسولی، دکتر صادقی، دکتر تخم‌چی، مهندس خانعلی زاده، مهندس میرباقری، مهندس زیاری

که مرا در انجام این تحقیق یاری داده‌اند، نهایت سپاسگزاری را دارم.

از ریاست محترم شرکت نفت و گاز اروندان و کلیه کارکنان شرکت به خاطر در اختیار قرار دادن امکانات و اطلاعات تشکر می‌نمایم.

شاهو ملکی تأیید می‌نماید که مطالب مندرج در این پایان نامه نتیجه تحقیقات خودش می‌باشد و در صورت استفاده از نتایج دیگران مرجع آن را ذکر نموده است.

کلیه حقوق مادی مرتبت از نتایج مطالعات، آزمایشات و نوآوری ناشی از تحقیق موضوع این پایان نامه متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد.

چکیده

ناپایداری دیواره چاه یکی از مهم‌ترین مشکلات در مبحث حفاری می‌باشد. این ناپایداری عموماً با پارامترهای ژئومکانیکی سازند و توزیع تنش در اطراف دیواره چاه مرتبط است. بنابراین اگر تخمین دقیقی از پارامترهای ژئومکانیکی و تنش‌های توزیع یافته در دیواره چاه ارائه شود، با انجام محاسبات لازم، از مشکلات ناشی از ناپایداری دیواره چاه کاسته خواهد شد. از اینرو در مطالعه حاضر هدف اصلی بر آن است تا با تعیین پارامترهای ژئومکانیکی سنگ مخزن از طریق نگارهای چاه به بررسی تأثیر این پارامترها بر پایداری دیواره چاه‌ها در طی فرآیند حفاری پرداخته شود. جهت انجام مطالعه حاضر از نگارهای چاه و اطلاعات حفاری چندین چاه حفاری شده در میدان دارخوین استفاده شده است. در گام اول، با بهره‌گیری از روابط تجربی و نگارهای مختلف پارامترهای الاستیک سنگ مخزن تخمین زده شد و با نتایج حاصل از انجام آزمایش مغزه مورد تأیید قرار گرفت. مقاومت فشاری تک محوره سنگ مخزن نیز از طریق روابط تجربی مورد تخمین قرار گرفت و با داده‌های آزمایش مقاومت فشاری تک محوره کالیبره شد. با توجه به اینکه برای تعیین تنش‌های برجا، علاوه بر پارامترهای ژئومکانیکی مقدار فشار منفذی نیز مورد نیاز خواهد بود، از اینرو از طریق رابطه ایتون و برازش منحنی بر داده‌های نگار صوتی، مقدار فشار منفذی به صورت پیوسته محاسبه شد و نتایج حاصل از این مدل‌سازی با داده‌های تست سازند (MDT) کالیبره گردید. با انجام مطالعه بیشتر بر روی داده‌ها، رابطه تجربی جدیدی نیز برای تعیین فشار منفذی مخازن کربناته مورد مطالعه ارائه شد. با در اختیار داشتن پارامترهای ژئومکانیکی به دست آمده و فشاری منفذی، مقدار تنش-های برجای میدان نفتی تعیین گردید و از طریق داده‌های هرزروی گل و روش چند ضلعی زوباک مورد تأیید قرار گرفت. علاوه بر آن جهت تنش‌های برجا نیز توسط نگار تصویری FMS و کالیپر مشخص شد. سپس، تنش‌های مماسی، شعاعی و محوری روی دیواره چاه‌های حفاری توسط روابط کرچ تعیین گردیدند. و با استفاده سه معیار شکست موهر-کلمب، هوک-براون و موگی-کلمب پنجره بهینه وزن گل برای پایداری دیواره‌ی چاه مورد نظر پیشنهاد داده شد. این نتایج از طریق شکستگی‌های برشی مشاهده شده بر روی نگار کالیپر و گزارشات حفاری نیز مورد تأیید قرار گرفت. نتیجه مطالعه نشان می‌دهد که از میان سه

معیار شکست استفاده شده معیار موگی-کلمب توانسته نتایج قابل قبول تری را نسبت به دو معیار شکست دیگر در ارزیابی پایداری دیواره چاه‌ها ارائه کند.

کلمات کلیدی: پارامترهای ژئومکانیکی، نگاره‌های چاه، تنش برجا، فشار منفذی، پایداری چاه، معیار

شکست سنگ

مقالات

Sh. Maleki, A.Moradzadeh, R. Ghavami, F. Sadeghzadeh, (2013). “A robust methodology for prediction of DT Wireline log”, Iranian Journal of Earth Sciences, Accept.

Sh. Maleki, A.Moradzadeh, R. Ghavami, F. Sadeghzadeh, (2012) “Comparison of empirical and artificial intelligence methods in prediction of shear wave velocity”, Journal of Petroleum and Gas Exploration Research, Accept.

شاهوملکی، علی مرادزاده، رضا قوامی، رئوف غلامی، فرهاد صادق زاده، ۱۳۹۱، ارائه روشی برای تعیین مدول یانگ با استفاده از نگارهای چاه-مطالعه موردی یکی از میادین نفتی در جنوب ایران، شانزدهمین همایش زمین شناسی ایران، دانشگاه شیراز.

شاهوملکی، علی مرادزاده، رضا قوامی، فرهاد صادق زاده، رئوف غلامی، ۱۳۹۱، تخمین موج برشی با استفاده از نگارهای چاه و ماشین برداری پشتیبان در مخازن کربناته- مطالعه موردی یکی از میادین نفتی در جنوب ایران، شانزدهمین همایش زمین شناسی ایران، دانشگاه شیراز.

فصل اول: مقدمه

۲	۱-۱- مقدمه
۳	۱-۲- سابقه و ضرورت انجام تحقیق
۵	۱-۳- هدف از مطالعه
۵	۱-۴- روش انجام تحقیق
۶	۱-۵- سازماندهی پایان نامه

فصل دوم: زمین‌شناسی منطقه و چاه‌های مورد مطالعه

۸	۱-۲- موقعیت جغرافیایی و زمین‌شناسی منطقه
۱۱	۲-۲- سازندهای منطقه مورد مطالعه
۱۴	۲-۳- معرفی داده‌های مورد استفاده

فصل سوم: بررسی چگونگی تخمین پارامترهای ژئومکانیکی سنگ، توزیع تنش و ارزیابی پایداری چاه‌ها

۱۶	۳-۱- مقدمه
۱۷	۳-۲- تخمین پارامترهای الاستیک سنگ
۱۷	۳-۳- انتشار امواج در سنگ‌ها
۱۸	۳-۳-۱- ابزارهای صوتی
۱۹	۳-۳-۲- امواج صوتی و خواص مکانیکی سازند
۱۹	۳-۳-۳- ابزار صوتی دو قطبی
۲۰	۳-۳-۴- ابزار صوتی چند قطبی
۲۱	۳-۳-۵- نگارهای صوتی حین حفاری
۲۲	۳-۴- تخمین سرعت امواج فشاری و برشی با استفاده از نگاره‌های چاه
۲۳	۳-۵- تخمین مدول الاستیک سنگ‌ها
۲۴	۳-۶- ارتباط میان پارامترهای استاتیکی و دینامیکی سنگ‌ها
۲۶	۳-۷- تخمین مقاومت سنگ‌ها

۲۶	۳-۷-۱- نگاره‌های چاه
۲۶	۳-۷-۲- روابط تجربی
۲۹	۳-۷-۳- داده‌های حفاری
۳۰	۳-۸- تنش در اطراف چاه‌های قائم
۳۳	۳-۹- معیارهای شکست
۳۴	۳-۹-۱- معیار شکست موهر- کلمب
۳۵	۳-۹-۱-۱- وزن بهینه گل بر اساس معیار موهر- کلمب
۳۸	۳-۹-۲- معیار موگی- کلمب
۴۰	۳-۹-۲-۱- بررسی پایداری چاه با استفاده از معیار موگی- کلمب
۴۱	۳-۹-۳- معیار هوک- براون
۴۱	۴-۹-۳-۱- معیار تعمیم یافته هوک- براون
۴۲	۴-۹-۳-۲- پایداری دیواره چاه بر اساس معیار هوک- براون

فصل چهارم: تعیین پارامترهای ژئومکانیکی سنگ مخزن میدان مورد مطالعه

۴۵	۴-۱- مقدمه
۴۵	۴-۲- تعیین سرعت موج برشی با استفاده از نگاره‌های چاه
۵۳	۴-۳- تعیین پارامترهای الاستیک سنگ
۵۴	۴-۳-۱- تعیین پارامترهای الاستیکی استاتیکی
۵۵	۴-۳-۲- تعیین پارامترهای الاستیک دینامیکی
۶۳	۴-۴- تعیین مقاومت فشاری تک محوره
۶۶	۶-۴-۱- تعیین مقاومت فشاری تک محوره با ماشین برداری پشتیبان

فصل پنجم: تعیین فشار منفذی به کمک نگارهای چاه

- ۷۲ ۱-۵- مقدمه
- ۷۲ ۲-۵- تعیین فشار منفذی از نگارهای چاه
- ۷۳ ۱-۲-۵- پیش‌بینی فشار منفذی با استفاده از نگار مقاومت ویژه
- ۷۴ ۲-۲-۵- پیش‌بینی فشار منفذی با استفاده از سرعت عبور موج فشاری
- ۷۵ ۳-۲-۵- پیش‌بینی فشار منفذی با استفاده از نگار تخلخل

فصل ششم: تعیین تنش‌های برجا و ارائه وزن بهینه گل حفاری جهت ارزیابی پایداری چاه‌های میدان

- ۹۰ ۱-۶- مقدمه
- ۹۰ ۲-۶- تنش‌های برجا
- ۹۰ ۳-۶- تعیین تنش‌های برجا در میادین نفت
- ۹۱ ۱-۳-۶- تعیین تنش‌های عمودی
- ۹۲ ۲-۳-۶- تعیین تنش‌های افقی
- ۹۲ ۱-۲-۳-۶- تعیین تنش افقی حداقل
- ۹۸ ۲-۲-۳-۶- استفاده از ماشین برداری پشتیبان برای پیش‌بینی تنش افقی حداقل
- ۱۰۱ ۳-۲-۳-۶- تعیین تنش افقی حداکثر ($S_{H \max}$) با استفاده از نگارهای چاه
- ۱۰۹ ۶-۶- نمایش شکستگی‌های برشی با استفاده از نگار تصویری سازند
- ۱۱۲ ۷-۶- تعیین تنش‌های القایی در اطراف دیواره چاه
- ۱۱۶ ۸-۶- کاربرد معیارهای شکست جهت پایداری چاه
- ۱۱۶ ۱-۸-۶- معیار شکست موهر-کلمب
- ۱۲۰ ۲-۸-۶- معیار شکست هوک براون و موگی-کلمب

فصل هفتم: نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۱۲۴	۱-۷- نتیجه‌گیری
۱۲۶	۲-۷- پیشنهادات
۱۲۷	مراجع

پیوست الف: ماشین برداری پشتیبان

۱۳۴	الف-۱- مقدمه
۱۳۴	الف-۲-۱- ماشین‌های برداری پشتیبان برای رگرسیون خطی
۱۳۶	الف-۲-۲- کرنل
۱۳۸	الف-۲-۳- ماشین‌های برداری پشتیبان برای رگرسیون غیرخطی

پیوست ب: تعیین تنش بر روی دیواره چاه

۱۴۱	ب-۱- تنش
۱۴۱	ب-۲- تنش برجا
۱۴۲	ب-۳- تانسورهای تنش در اطراف چاه
۱۴۴	ب-۴- اندازه‌ی تنش‌های نسبی و طبقه‌بندی آندرسون
۱۴۵	ب-۵- اندازه تنش‌ها در عمق
۱۴۶	ب-۶- جهت تنش‌های افقی
۱۴۷	ب-۶-۱- نگار کالیپر

فهرست اشکال

۹	شکل (۱-۲) محل قرارگیری میدان نفتی دارخورین
۱۰	شکل (۲-۲) توالی و جنس سازندهای مختلف در میدان نفتی دارخوین
۱۳	شکل (۳-۲) مقطع گرفته شده برای تعیین جنس سازند و سن لایه‌های سنگی در عمق ۴۲۳۵ متری و در چاه ۱۰ از میدان مورد مطالعه
۱۳	شکل (۴-۲) مقطع گرفته شده برای تعیین جنس سازند و سن لایه‌های سنگی در

عمق ۴۲۲۰ متری و در چاه ۱۰ از میدان مورد مطالعه

- ۱۹ شکل (۱-۳) ابزار صوتی که در آن فاصله بین فرستنده و اولین گیرنده حدود ۱۰ فوت (۳m) و فاصله بین هر دو گیرنده بین ۰.۵ تا ۱ فوت (۰.۱۵ تا ۰.۳ متر) می باشد
- ۲۰ شکل (۲-۳) شمایی از یک ابزار صوتی دو قطبی شلومبرژه
- ۲۲ شکل (۳-۳) نمایی شماتیک از یک ابزار اسکن کننده صوتی چند قطبی شلومبرژه
- ۳۱ شکل (۴-۳) نمایی شماتیک تنش های مماسی ($\sigma_{\theta\theta}$)، محوری (σ_{zz}) و شعاعی (σ_{rr}) اطراف چاه قائم
- ۳۲ شکل (۵-۳) مقطع چاه و موقعیت تنش های اطراف چاه
- ۳۵ شکل (۶-۳) منحنی مربوط برازش بر دایره موهر جهت محاسبه مقاومت برشی سنگ بر اساس معیار موهر - کلمب
- ۴۷ شکل (۱-۴) همبستگی سرعت موج برشی تخمین زده شده از رابطه بروچر (۲۰۰۵) با موج برشی حاصل از نگار DSI
- ۴۷ شکل (۲-۴) همبستگی سرعت موج برشی تخمین زده شده از رابطه کاستاگنا و همکاران (۱۹۹۳) با موج برشی حاصل از نگار DSI
- ۴۸ شکل (۳-۴) سرعت موج برشی تخمین زده شده از رابطه بروچر (۲۰۰۵) و مقایسه آن با سرعت موج برشی حاصل از نگار DSI
- ۴۸ شکل (۴-۴) سرعت موج برشی تخمین زده شده از رابطه کاستاگنا و همکاران (۱۹۹۳) و مقایسه آن با سرعت موج برشی حاصل از نگار DSI
- ۵۰ شکل (۵-۴) نگاره های بکار رفته برای پیش بینی سرعت موج برشی توسط ماشین برداری پشتیبان
- ۵۱ شکل (۶-۴) همبستگی بین سرعت موج برشی پیش بینی شده توسط ماشین برداری پشتیبان و سرعت موج برشی بدست آمده از نگار DSI
- ۵۱ شکل (۷-۴) پیش بینی سرعت موج برشی به دست آمده از ماشین برداری پشتیبان و مقایسه آن با سرعت موج برشی حاصل از نگار DSI
- ۵۲ شکل (۸-۴) تغییرات نگار زمان عبور موج فشاری (DTCO) و نگار زمان عبور موج برشی (DTSH) در چاه
- ۵۳ شکل (۹-۴) رابطه بین سرعت موج فشاری برشی در چاه شماره ۱۰
- ۵۵ شکل (۱۰-۴) تأثیر اندازه به قطر بر روی مقاومت فشاری تک محوره سنگ
- ۵۶ شکل (۱۱-۴) تصاویر مربوط به نمونه های مغزه و بارگذاری آنها در طول انجام آزمایش مقاومت فشاری تک تحوره

- ۵۷ شکل (۱۲-۴) نمودار تنش- کرنش حاصل از آزمایش مقاومت فشاری تک محوره برای نمونه مغزه به دست آمده از عمق ۴۳۲۱ متری
- ۵۷ شکل (۱۳-۴) نمودار تنش- کرنش حاصل از آزمایش مقاومت فشاری تک محوره برای نمونه به دست آمده از عمق ۴۳۲۸ متری
- ۵۷ شکل (۱۴-۴) نمودار تنش- کرنش حاصل از آزمایش مقاومت فشاری تک محوره برای نمونه مغزه به دست آمده از عمق ۴۴۲۶ متری
- ۵۷ شکل (۱۵-۴) نمودار تنش- کرنش حاصل از آزمایش مقاومت فشاری تک محوره برای نمونه مغزه به دست آمده از عمق ۴۴۴۰ متری
- ۵۹ شکل (۱۶-۴) نمودار تغییرات مدول الاستیکی دینامیکی بدست آمده سنگ مخزن به کمک نگاره‌های صوتی، چگالی و DSI برای چاه شماره ۱۰
- ۶۰ شکل (۱۷-۴) مدول یانگ دینامیکی به دست آمده برای منطقه مورد مطالعه
- ۶۰ شکل (۱۸-۴) مدول یانگ استاتیکی کالیبره شده برای منطقه بر اساس رابطه فچائر
- ۶۰ شکل (۱۹-۴) مدول یانگ استاتیکی کالیبره شده برای منطقه بر اساس رابطه وانگ
- ۶۱ شکل (۲۰-۴) مدول یانگ استاتیکی کالیبره شده برای منطقه بر اساس رابطه جامونینسن
- ۶۱ شکل (۲۱-۴) مدول یانگ استاتیکی کالیبره شده برای منطقه بر اساس رابطه عیسی و کزی
- ۶۱ شکل (۲۲-۴) مدول یانگ استاتیکی کالیبره شده برای منطقه بر اساس رابطه ارائه شده در چاه
- ۶۲ شکل (۲۳-۴) همبستگی میان مدول یانگ دینامیکی و استاتیکی
- ۶۷ شکل (۲۴-۴) مقاومت فشاری تک محوره کالیبره شده برای سنگ مخزن از راست به چپ به ترتیب با استفاده از روابط تجربی (۱۴-۴)، (۱۵-۴)، (۱۷-۴)، (۲۱-۴) برای چاه ۱۰
- ۶۸ شکل (۲۵-۴) مقاومت فشاری تک محوره کالیبره شده برای سنگ مخزن از چپ به راست به ترتیب با استفاده از روابط تجربی (۱۹-۴)، (۲۲-۴)، (۲۳-۴)، (۲۴-۴) برای چاه ۱۰
- ۶۹ شکل (۲۶-۴) همبستگی بین مقاومت فشاری تک محوره بدست آمده از رابطه (۴-۱۵) و مقدار پیش‌بینی شده از طریق SVM
- ۷۰ شکل (۲۷-۴) مقاومت فشاری تک محوره پیش‌بینی شده توسط ماشین برداری پشتیبان مقایسه آن‌ها با مقادیر واقعی مقاومت فشاری تک محوره
- ۷۸ شکل (۱-۵) تغییرات نگاره‌های GR، RHOB، DT و RT برای چاه ۱۰
- ۷۹ شکل (۲-۵) فشار منفذی به دست آمده از رابطه ایتون با استفاده از نگار DT در چاه

- ۸۱ شکل (۳-۵) فشار منفذی بدست آمده از رابطه ایتون با استفاده از نگار مقاومت ویژه RT در چاه ۱۰
- ۸۲ شکل (۴-۵) فشار منفذی به دست آمده از رابطه لوپز با استفاده از نگار صوتی (DT) برای چاه شماره ۱۰
- ۸۳ شکل (۵-۵) فشار منفذی به دست آمده از رابطه گاردنر و همکاران با استفاده از نگار صوتی DT برای چاه شماره ۱۰
- ۸۴ شکل (۶-۵) فشار منفذی به دست آمده از رابطه زانگ با استفاده از نگار تخلخل برای چاه شماره ۱۰
- ۸۶ شکل (۷-۵) فشار منفذی به دست آمده از رابطه ارائه شده برای منطقه با استفاده از نگار DT برای چاه ۱۵
- ۸۷ شکل (۸-۵) فشار منفذی بدست آمده از رابطه ایتون با استفاده از نگار DT برای چاه ۱۵
- ۹۶ شکل (۱-۶) تنش افقی حداقل به دست آمده از رابطه تجربی (۷-۶) با استفاده از نگار صوتی که توسط مقادیر هرز روی گل (نقاط آبی) کالیبره شده است.
- ۹۶ شکل (۲-۶) تنش افقی حداقل به دست آمده از رابطه تجربی (۷-۶) با استفاده از نگار مقاومت ویژه که توسط مقادیر هرز روی گل (نقاط آبی) کالیبره شده است.
- ۹۸ شکل (۳-۶) تنش افقی حداقل به دست آمده از رابطه تجربی (۵-۶) با استفاده از نگار صوتی که توسط داده‌های هرز روی گل (نقاط آبی) کالیبره شده است.
- ۹۸ شکل (۴-۶) تنش افقی حداقل به دست آمده از رابطه تجربی (۵-۶) با استفاده از نگار مقاومت ویژه که توسط داده‌های هرز روی گل (نقاط آبی) کالیبره شده است.
- ۹۹ شکل (۵-۶) تنش افقی حداقل به دست آمده از رابطه (۹-۶) با استفاده از نگار صوتی که توسط مقادیر هرز روی گل (نقاط آبی) کالیبره شده است.
- ۹۹ شکل (۶-۶) تنش افقی حداقل به دست آمده از رابطه (۹-۶) با استفاده از نگار مقاومت ویژه که توسط مقادیر هرز روی گل (نقاط آبی) کالیبره شده است.
- ۱۰۰ شکل (۷-۶) تنش افقی حداقل به دست آمده از رابطه تجربی (۱۰-۶) با استفاده از نگار صوتی که توسط مقادیر هدرروی گل (نقاط آبی) کالیبره شده است.
- ۱۰۰ شکل (۸-۶) تنش افقی حداقل بدست آمده از رابطه تجربی (۱۰-۶) با استفاده از نگار مقاومت ویژه که توسط مقادیر هرزروی گل (نقاط آبی) کالیبره شده است.
- ۱۰۱ شکل (۹-۶) ضریب همبستگی میان تنش حداقل افقی به دست آمده از ماشین برداری پشتیبان و تنش حداقل افقی حاصل از داده های هرز روی گل
- ۱۰۱ شکل (۱۰-۶) عملکرد ماشین برداری پشتیبان در پیش بینی تنش افقی حداقل در چاه ۱۰ میدان نفتی مورد مطالعه

- ۱۰۴ شکل (۱۱-۶) نمایی از نگار RHOB، نگار DT، نگار GR و مدول یانگ E چاه ۱۰ که جهت پیش‌بینی تنش حداکثر افقی استفاده شده‌اند.
- ۱۰۵ شکل (۱۲-۶) نمایی از نگار کالیپر، فشار هیدرو استاتیکی، فشار منفذی، تنش روباره، تنش حداقل افقی و تنش حداکثر افقی به دست آمده از رابطه پوروالاستیک برای چاه ۱۰
- ۱۰۶ شکل (۱۳-۶) بازه تغییرات تنش افقی حداکثر به دست آمده از چند ضلعی زوباک در عمق ۴۲۹۵ متری برای چاه ۱۰
- ۱۰۷ شکل (۱۴-۶) بازه تغییرات تنش افقی حداکثر به دست آمده از چند ضلعی زوباک در عمق ۴۳۲۸ متری برای چاه ۱۰
- ۱۰۸ شکل (۱۵-۶) بازه تغییرات تنش افقی حداکثر حاصل از چند ضلعی زوباک در عمق ۴۴۲۶ متری برای چاه ۱۰
- ۱۰۹ شکل (۱۶-۶) بازه تغییرات تنش افقی حداکثر حاصل از چند ضلعی زوباک در عمق ۴۵۵۱ متری برای چاه ۱۰
- ۱۱۰ شکل (۱۷-۶) تعیین محل بریک آوت (شکستگی برشی) بر روی نگار FMS چهار بازه برای دو مشخص در چاه ۱۰
- ۱۱۱ شکل (۱۸-۶) تعیین محل شکستگی‌های برشی بر روی نگار FMS چهار بازه در عمق ۴۳۳۵ تا ۴۳۳۶ متری چاه ۱۰
- ۱۱۲ شکل (۱۹-۶) تعیین محل شکستگی‌های برشی بر روی نگار FMS چهار بازه در عمق ۴۳۳۷ تا ۴۳۳۸ متری چاه ۱۰
- ۱۱۳ شکل (۲۰-۶) تغییرات نگار کالیپر در چاه شماره ۱۰
- ۱۱۴ شکل (۲۱-۶) تنش مماسی وارد بر دیواره چاه شماره ۱۰ در عمق ۴۳۳۵ متری
- ۱۱۴ شکل (۲۲-۶) تنش مماسی وارد بر دیواره چاه شماره ۱۰ در عمق ۴۳۳۷ متری
- ۱۱۵ شکل (۲۳-۶) تغییرات تنش‌های شعاعی، مماسی و محوری بیشینه و کمینه در دیواره چاه شماره ۱۰
- ۱۱۹ شکل (۲۴-۶) پنجره وزن بهینه گل حفاری بر اساس معیار موهر- کلمب (چاه شماره ۱۰) - در ستون ۴ این شکل وزن گل با خط سیاه (MW)، کیک سازند با رنگ آبی (Kick)، شکستگی برشی با رنگ سبز (BO-MW)، هرز روی گل با رنگ قرمز (Mud Loss-MW)، شکستگی کششی با رنگ قهوه‌ای (BD-MW) نشان داده شده‌اند
- ۱۲۱ شکل (۲۵-۶) نمایی شماتیک از مدل مکانیکی بررسی پایداری چاه با معیارهای هوک براون و موگی- کلمب (چاه ۱۰) - در این شکل وزن گل با (MW)، کیک سازند (Kick)، شکستگی برشی (Break_Out)، هرز روی گل (Loss)، شکستگی کششی (Break_Down) نشان داده شده‌اند.

فهرست جداول

۱۱	جدول (۱-۲) توالی سازندها در منطقه مورد مطالعه
۲۴	جدول (۱-۳) روابط میان پارامترهای الاستیک سنگ
۳۷	جدول (۲-۳) تعیین حد پایین فشار گل (P_{mb}) با استفاده از معیار موهر- کلمب
۳۸	جدول (۳-۳) تعیین حد بالای فشار گل (P_{mf}) با استفاده از معیار موهر- کولمب
۴۰	جدول (۴-۳) تعیین حداقل فشار گل (P_{mb}) از معیار موگی- کلمب
۴۱	جدول (۵-۳) تعیین حداکثر فشار گل (P_{mf}) مجاز از معیار موگی- کلمب
۴۳	جدول (۶-۳) تعیین حداقل فشار گل (P_{mb}) از هوک- براون
۴۳	جدول (۷-۳) تعیین حداکثر فشار مجاز گل (P_{mf}) از معیار هوک- براون
۵۴	جدول (۱-۴) مشخصات نمونه‌های بکار رفته در آزمایش مقاومت فشاری تک محوره

فصل اول

کلیات

۱-۱- مقدمه

کاربرد مکانیک سنگ از سال‌ها پیش در بخش‌های مختلف صنعت نفت دنیا و در موضوعاتی چون پایداری چاه‌ها شکست هیدرولیکی، ذخیره‌سازی زیرزمینی گاز، ماسه‌دهی چاه‌ها، نشست سطح زمین یا کف دریا، فعال شدن گسل‌ها، تغییر تراوایی، بهره‌دهی چاه‌ها، ازدیاد برداشت از مخازن نفتی سنگین و ... مطرح شده و پروژه‌های زیادی در ارتباط با آن تعریف گردیده است. به زبان ساده، مکانیک سنگ یا ژئومکانیک در مهندسی نفت با تأثیر تنش و مقاومت سنگ بر رفتار سازندها در نتیجه فعالیت‌های نفتی سرو کار دارد. مسایل مربوط به ژئومکانیک در تمامی دوران توسعه میداین هیدروکربوری یعنی از همان مراحل اولیه اکتشاف که سؤالات اساسی، نظیر پیش بینی فشار منفذی قبل از حفاری مطرح می‌شود تا مراحل ارزیابی، توسعه و استخراج میداین که کاربر با مسایلی نظیر بهینه سازی پایداری چاه، جهت حفاری و پیش بینی بسته بودن گسل‌ها و تراوایی شکاف روبه‌رو است، عنوان می‌شود.

تولید از مخازن نفت و گاز با تغییراتی در خواص ژئومکانیکی همراه است. این تغییرات، وضعیت و مقدار تنش زیر سطح را تحت تأثیر قرار می‌دهند. تغییرات ژئومکانیکی حاصل از شیوه‌های تولید در مخزن و طبقات بالایی^۱ آن به همراه زمین‌شناسی پیچیده میدان، می‌تواند پایداری چاه‌ها را متأثر سازد و موجب مچالگی لوله جداری^۲ و همچنین موجب تولید ماسه در میدان گردد که در نهایت موجبات از دست دادن چاه را فراهم می‌سازد. تعیین خواص مکانیکی سنگ‌ها مانند ضرایب استاتیکی و مقاومت برشی برای پیش بینی تغییرپذیری ذخایر و کارهای مهندسی مانند شکستگی‌های هیدرولیکی^۳، تخمین ذخایر، پیش‌بینی نفوذپذیری چاه‌های حفاری و فرونشست صفحات ضروری است. شناسایی مقاومت سنگ یکی از پارامترهای مهم در مهندسی شکستگی هیدرولیکی و در

1- Overburden

2 -Casing collapse

3 -Hydraulic fracturing

تخمین شرایط پایداری چاه‌های حفاری است. روش‌های مختلفی جهت تخمین مقاومت سنگ‌های به صورت برجا وجود دارد. در آزمایشات تعیین مقاومت برجا، مقاومت سنگ مستقیماً تعیین می‌شود که این البته بسیار پرهزینه است. بنابراین استفاده از روش‌هایی که بتوانند بدون صرف هزینه‌های بالا مقاومت و خصوصیات الاستیک سنگ را به صورت مناسب تعیین نمایند از ارزش بالایی برخوردار خواهد بود.

۲-۱- سابقه و ضرورت انجام تحقیق

با توجه به حیاتی بودن حفظ پایداری چاه‌ها در هنگام حفاری و تولید، مطالعات بسیاری در این زمینه انجام شده است. مطالعات انجام شده نشان داده است که پارامترهای ژئومکانیکی جز مهم‌ترین و مؤثرترین پارامترها در این مبحث هستند [Boness and Zoback, 2006]. تعیین درست این پارامترها می‌تواند رفتار سنگ را در شرایط الاستیک و پلاستیک بیان نموده و سیستم مورد نظر را در شرایط استاتیک و دینامیک مدل نماید. علاوه بر آن از طریق پارامترهای ژئومکانیکی مانند مقاومت فشاری تک محوره، چسبندگی، نسبت پواسون، مدول یانگ و ... می‌توان بسیاری از خصوصیات دیگر از جمله تنش‌های اصلی، فشار منفذی، شرایط توزیع تنش در دیواره چاه و ... را تعیین نمود [Chang and Zoback, 2006]. اما این پارامترها عموماً توسط نمونه‌برداری مغزه و انجام آزمایشات مکانیک سنگی تعیین می‌شوند که بسیار پرهزینه می‌باشد. علاوه بر آن، تعداد نمونه‌های مغزه و تعداد چاه‌هایی که در یک میدان مغزه‌گیری می‌شوند، بسیار محدود است. بنابراین اگر بتوان پارامترهای ژئومکانیکی ذکر شده را از طریق نگارهای چاه که عموماً در دسترس هستند و برداشت آن‌ها با هزینه‌های بالایی همراه نیست، پیش بینی و تعیین نمود، کمک شایانی به پروژه‌های حفاری و تحلیل پایداری چاه‌ها خواهد شد.

مطالعات بسیاری در زمینه ارتباط عوامل ژئومکانیکی با پایداری چاه‌های حفاری انجام شده است که از این میان می‌توان به مطالعات [Zoback et al 1995; 2001; 2002; Bachrach et al, 2007; Zhao, 2009; Smith, 2009; Marques et al, 2010; Younessi and Rasouli 2010; Sanaee et al,

[2011; Rabbani et al, 2012] اشاره کرد. این مطالعات به بررسی عوامل ژئومکانیکی، تأثیر آن‌ها در پایداری چاه‌ها و مخازن نفتی در زمان تولید پرداخته‌اند و سعی نموده‌اند تا ارزش پارامترهای ژئومکانیکی را در مدل‌سازی ذخایر نفتی برجسته نمایند. این در حالی است که اکثر پارامترهای ژئومکانیکی مورد استفاده این مقالات از طریق مطالعات آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های مغزه با هزینه‌های سنگین به دست آمده‌اند. البته مطالعات بسیاری نیز وجود دارند که تلاش نموده‌اند تا پارامترهای سنگ را به صورت غیرمستقیم تعیین نمایند. به عنوان مثال روت کوپست و همکاران [Rutqvist et al, 2009] در مطالعه خود به این نکته اشاره کردند که از طریق پروفیل‌های لرزه‌ای قائم^۱ که سرعت موج برشی و فشاری را تعیین می‌کنند و استفاده از برخی معادلات تجربی می‌توان پارامترهای الاستیکی-دینامیکی مانند نسبت پواسون و مدول یانگ را پیش‌بینی نمود. در مطالعه دیگری اوزگان کاراکان [OzgenKaracan, 2009] تلاش کرد تا با استفاده از نگارهای چاه، تکنیک‌های آماری تک متغیره و شبکه مصنوعی مدول الاستیک و برشی ذخایر زغال را مشخص کند. در مقاله‌ای دیگر رجبی و همکاران [Rajabi et al, 2010] از نگارهای چاه برای تعیین سرعت امواج فشاری و برشی استفاده نمودند. آمن و همکاران [Ameen et al, 2009] به بررسی ارتباط میان تخلخل و پارامترهای الاستیک سنگ پرداخت و در نهایت بر اساس روابط تجربی توانست نگارهای الاستیک سنگ را ارائه کند. اما چه در این مقاله و چه در مقاله‌های دیگر مطالعه کامل و جامعی که بتواند به صورت مرحله به مرحله با تعیین پارامترهای مختلف ژئومکانیکی، چگونگی استفاده و مدل‌سازی پایداری چاه را بیان کند، ارائه نشده است [Sanaee et al, 2011; Li and Zhang, 2011; Guillot and Trivett, 2011]. بنابراین، اگر بتوان از طریق نگارهای چاه که عموماً با هزینه‌های اندک برداشت می‌شوند و استفاده از تعداد محدودی نمونه مغزه پارامترهای ژئومکانیکی استاتیکی و

1 - Vertical Seismic Profiling (VSP)

دینامیکی را به صورت پیوسته تعیین نمود، بدون شک گام بزرگی در راه پایداری چاه‌ها و مسائل

متداول حفاری برداشته خواهد شد. بنابراین، سوالات اصلی این تحقیق عبارتند از:

الف) چه ارتباطی میان نگارهای چاه با پارامترهای ژئومکانیکی مورد نظر وجود دارد؟

ب) کدام یک از نگارهای چاه به عنوان مهمترین نگار چاه در مبحث ژئومکانیک مطرح خواهند بود؟

ج) چگونه می‌توان از قابلیت روش‌های هوشمند به ارتباط غیرخطی مجهول و نامعلوم بین نگارهای

مختلف و پارامترهای ژئومکانیکی مورد نظر پی برد؟

۱-۳-هدف از مطالعه

هدف مطالعه حاضر بررسی تأثیر عوامل ژئومکانیکی بر قابلیت حفر، پایداری و ثبات چاه‌های حفاری و

ارزیابی ارتباط این عوامل با نگارهای چاه می‌باشد. این بررسی جهت ارائه روشی کم هزینه‌تر برای

تعیین عوامل ژئومکانیکی در مقایسه با اندازه‌گیری مستقیم و نیز استفاده از روش‌های هوشمند جهت

پیش‌بینی نگارهایی که نقش حیاتی در مدل‌سازی پایداری چاه دارند اما برداشت آن‌ها بسیار پرهزینه

بوده انجام گرفته است. همچنین سعی شده است تا با استفاده از نگارهای چاه و کالیبراسیون نمودن

آن‌ها با نتایج آزمایشگاهی مقادیر فشار منفذی و تنش‌های برجا محاسبه و با تعیین وزن بهینه گل

حفاری در مورد پایداری چاه‌های حفاری شده میدان نفتی مورد نظر بررسی‌های لازم صورت گیرد.

۱-۴-روش انجام تحقیق

با دریافت داده‌های چند چاه حفاری از یک میدان نفتی و مدل‌سازی خصوصیات ژئومکانیکی سازند در

برگیرنده آن‌ها مشخص شده مطالعه آغاز خواهد شد. با تعیین تأثیر این پارامترها بر میزان پایداری

دیواره چاه، سعی خواهد شد تا ارتباط این عوامل با نگارهای چاه بررسی شده و با استفاده از نگارهای

چاه و پارامترهای الاستیک به دست آمده، توزیع تنش در اطراف چاه مدل‌سازی شده و وزن بهینه گل

بر اساس معیارهای شکست مختلف تعیین شود. در نهایت با توسعه یا ارائه رابطه‌های موجود میان

نگارها و عوامل ژئومکانیکی سعی خواهد شد تا به کمک یکی از روش‌های هوشمند پارامترهای ژئومکانیکی مدل‌سازی و پیش‌بینی شوند.

۱-۵- سازماندهی پایان نامه

مطالب این پایان نامه در هفت فصل و دو پیوست جداگانه ارائه خواهد شد. در ابتدا ضمن ارائه مطالب مقدماتی، ضرورت هدف مطالعه و روش تحقیق در فصل اول تشریح می‌شوند. سپس در فصل دوم توضیحاتی در مورد میدان مورد مطالعه و وضعیت جغرافیایی آن، ویژگی‌ها و ساختار زمین‌شناسی آورده شده است. فصل سوم به بررسی پارامترهای ژئومکانیکی و ارتباط آن‌ها با نگارهای چاه و همچنین چگونگی توزیع و تخمین تنش و روش‌های ارزیابی پایداری چاه می‌پردازد. در فصل چهارم، پارامترهای ژئومکانیکی سنگ مخزن برای میدان مورد مطالعه از طریق نگارهای چاه تعیین شده و با نتایج آنالیز آزمایشگاهی انجام شده کالیبره می‌شوند. در فصل پنجم فشار منفذی از طریق نگارهای چاه برای میدان مورد مطالعه تخمین زده می‌شوند و بحث‌های لازم در مورد چگونگی اصلاح روابط موجود و یا ارائه رابطه جدید مطرح خواهد شد. در فصل ششم، چگونگی تعیین مقدار و جهت تنش-های برجا و استفاده از آن‌ها برای محاسبه وزن بهینه گل جهت ارزیابی پایداری چاه‌ها با بکارگیری معیارهای شکست مختلف بحث خواهد شد. در ادامه مطالب مربوط به نتیجه‌گیری و پیشنهادات در فصل هفتم ارائه می‌شود و در خاتمه مطالب مربوط به ماشین برداری پشتیبان و روش‌های تعیین تنش بر روی دیواره چاه به ترتیب در پیوست‌های الف و ب ارائه می‌شوند.

فصل دوم
زمین‌شناسی منطقه و چاه‌های مورد
مطالعه

۱-۲- موقعیت جغرافیایی و زمین شناسی منطقه

چاه‌های مورد مطالعه در میدان نفتی دارخوین، در استان خوزستان و در نزدیکی مرز ایران و عراق قرار گرفته است. این میدان تاقدیسی ملایم با جهت شمالی- جنوبی است که در فرو افتادگی دزفول قرار گرفته و در هنگام بسته شدن دریای نئوتتیس^۱، در سومین فاز کوهزایی زاگرس تشکیل گردیده است. ساختار فرو افتادگی دزفول شامل تاقدیسی طولانی با جهت شمال غربی- جنوب شرقی است که از خطوط فرازمین (هرگاه قطعه‌ای از پوسته زمین، بر اثر دو گسل نرمال با لغزش از یکدیگر جدا شده و یکی بالاتر از دیگری قرار گیرد، ساختی به نام فرازمین را ایجاد می‌کند) حوضه پیروی می‌کند. شکل ۱-۲ محل قرارگیری میدان نفتی دارخوین را نشان می‌دهد.

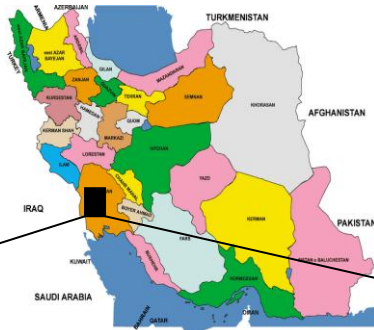
میدان نفتی دارخوین در نزدیک غرب بصره قرار گرفته است. حوضه بصره شامل تاقدیس ملایمی است که روندی شمالی- جنوبی دارد که با جهت قرارگیری میدان نفتی دارخوین مشابه می‌باشد. این ساختارها در ادامه به سمت جنوب تا کویت روند مشابه‌ای دارد. روند این تاقدیس‌ها از جهت شمالی- جنوبی طبقات قدیمی‌تر زیرین پیروی می‌کند. حضور نمک‌های قسمت شمالی خلیج فارس و عربستان که مربوط به اواخر پرکامبرین و اوایل کامبرین می‌باشند، نحوه‌ی تشکیل این ساختارها را بهتر نشان دهد. رشد ساختارهای زمین شناسی در میدان نفتی دارخوین ممکن است پیش از دوران مزوزوئیک و یا قبل از آن به مرور زمان شکل گرفته باشد. به نظر نمی‌رسد که فازهای فشاری مربوط به دوران سنوزئیک نقش زیادی در این تغییر شکل داشته باشد.

مخزن نفتی در میدان مورد مطالعه، در سازند فهلیان قرار گرفته است. با بررسی سازند فهلیان می‌توان به این نتیجه رسید که ته نشست این سازند در دوران بریازین- والانژینین^۲ و در خلال یک فاز دینامیکی کم اثر اتفاق افتاده است [Cavalli and Magistronic, 2001]. آب‌های کربناته کم عمق مربوط به این دوران نشان می‌دهد که طبقات این سازند با سازندهای Minagis ، Yamama ،

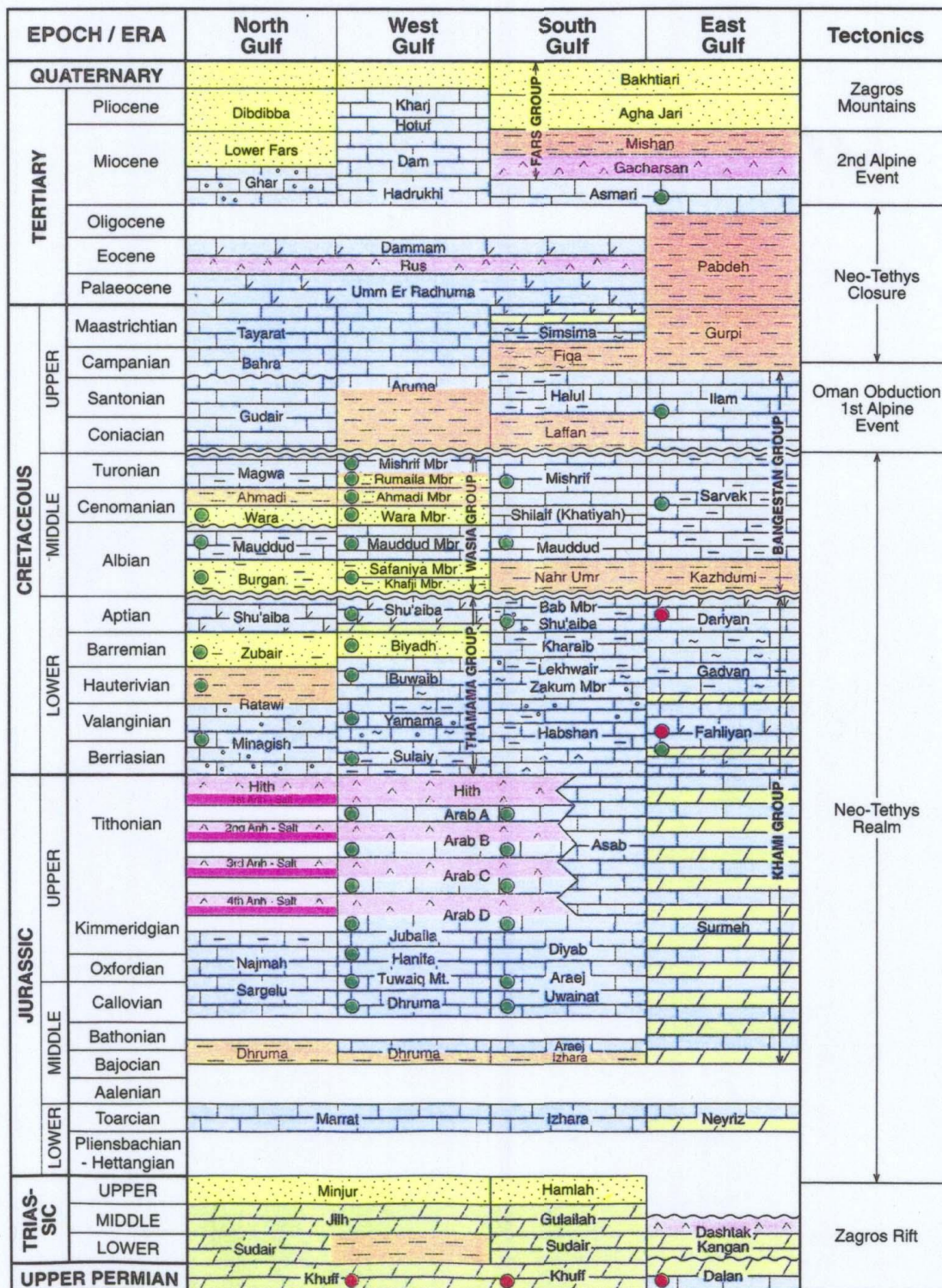
^۱ -Neo-Tethys sea

^۲ -Berriasian - Valanginian

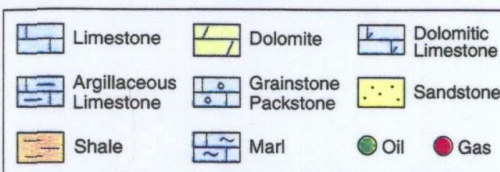
Habshan و Rayda متشابه است. این تشابه گویای آن است که بخش‌های قابل ملاحظه‌ای از سازند فهلیان در اثر گسترش قسمت شرقی صفحه عربستان بوجود آمده‌اند.



شکل ۱-۲: محل قرارگیری میدان نفتی دارخورین [Cavalli and Magistronic, 2001]



Simplified Stratigraphy Petroleum Systems And tectonics of the offshore of the Persian Gulf. North Gulf Corresponds to Kuwait and Southeast Iraq, West Gulf to Saudi Arabia and Bahrain, South Gulf to the United Arab Emirates and Qatar, and East Gulf to Iran's Offshore the Persian Gulf.



شکل ۲-۲: توالی و جنس سازندهای مختلف در میدان نفتی دارخوین [Cavalli and Magistronic, 2001].

نتایج حاصل از حفاری چاه‌های منطقه نشان می‌دهند که سازند فهلیان در این میدان از لایه‌های سنگ‌شناسی متفاوت تشکیل گردیده است. بخش‌های هیدروکربن دار سازند فهلیان در این میدان نفتی در قسمت‌های پایین توالی سازند قرار می‌گیرد.

۲-۲- سازندهای منطقه مورد مطالعه

سازندهای منطقه مورد مطالعه از جدید به قدیم به ترتیب شامل سازندهای آسماری، جهرم، پابده، گورپی، ایلام، سروک، کژدمی، داریان، گدوان، فهلیان، گرو و گوتنیا می‌باشند. توالی سازندهای مختلف در شکل ۲-۳ نشان داده شده است. در منطقه مورد مطالعه، باتوجه به مطالعات لرزه‌نگاری انتظار می‌رود که توالی سازندها به صورت جدول ۱-۲ باشد [Heydari and Rezaee, 2003].

جدول ۱-۲: توالی سازندها در منطقه مورد مطالعه [Heydari and Rezaee, 2003]

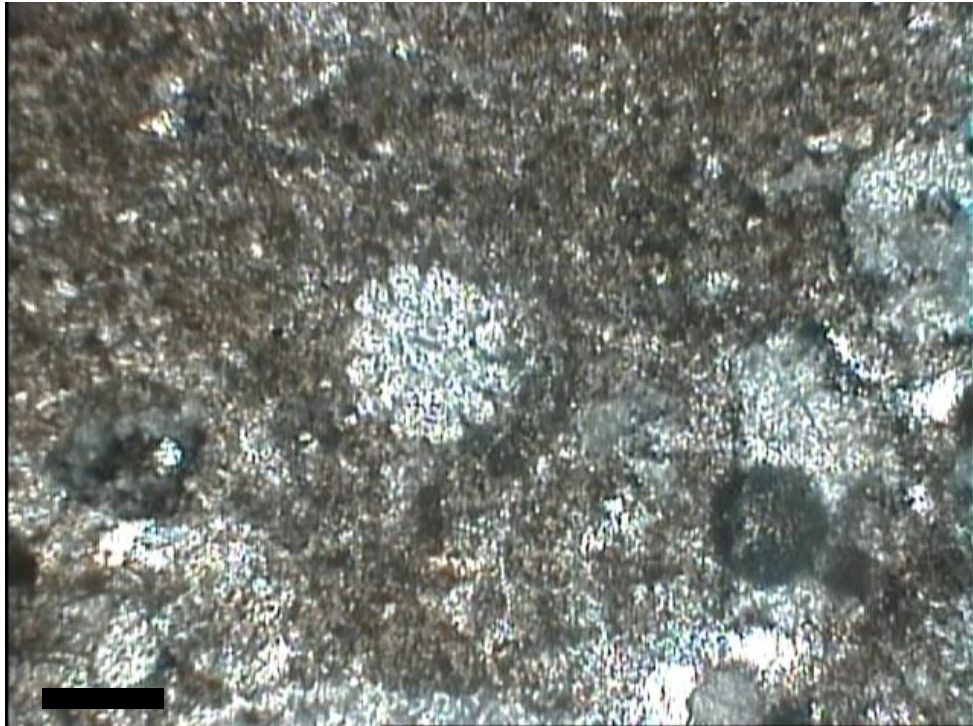
سازند	تاپ سازند (متر) - عمق
آسماری	۱۴۲۴
جهرم	۱۶۲۸
پابده	۲۱۳۴
گورپی	۲۲۳۸
ایلام	۲۶۷۸
سروک	۲۷۶۲
کژدمی	۳۴۲۴
داریان	۳۶۰۷
گدوان	۳۸۱۶
فهلیان	۴۰۹۰
گرو	۴۶۰۰
گوتنیا	۴۹۰۰

از آنجایی که مخزن مورد مطالعه در سازند فهلیان قرار گرفته است، در ادامه به بررسی خصوصیات این سازند در منطقه مورد مطالعه پرداخته شده است.

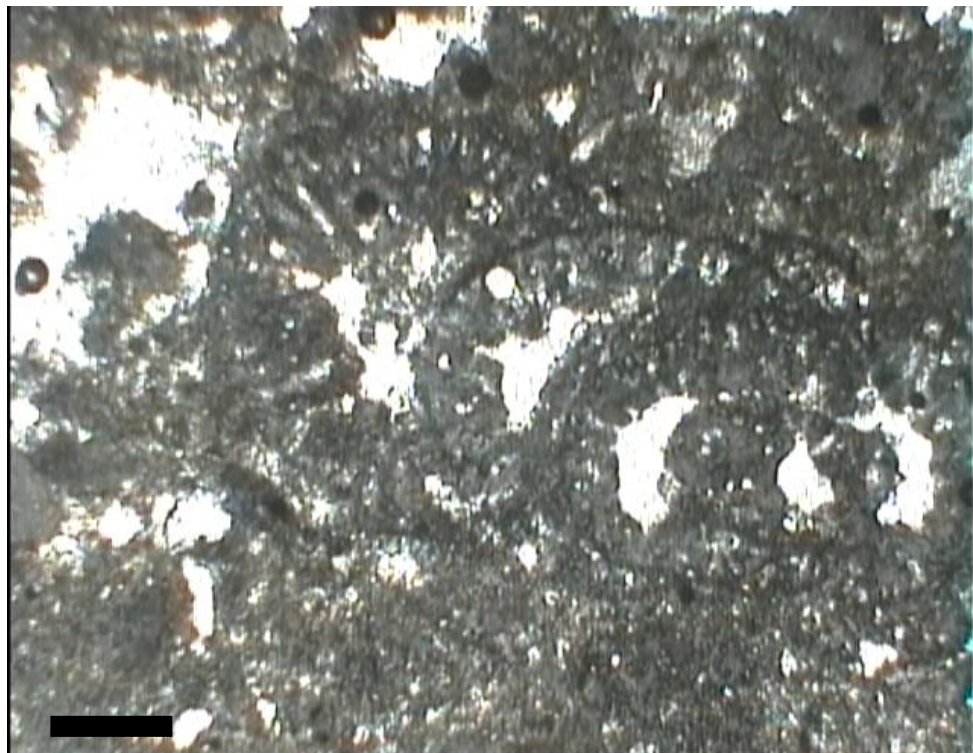
سازند فهلیان (با سن کرتاسه تحتانی) یکی از سنگ‌های مخزن نفت و گاز در جنوب غربی ایران است. این سازند در بردارنده بیش از ۵۰۰ متر نهشته‌های کربناته در میدان نفتی دارخوین است. سازند فهلیان در کوه‌های زاگرس رخنمون دارد که قسمتی از آن در استان فارس قابل مشاهده است [James and Wynd, 1965]. این محل شامل رخساره‌های دریایی کم عمق، ائولیتی، پلیتی با بافت دانه‌ای است. رخساره‌های ائولیتی از مشخصه بخش‌های پایینی و میانی در سه توالی در سازند فهلیان شکل گرفته‌اند. شکل ۲-۳ توالی سازندهای مختلف در میدان نفتی دارخوین را نشان می‌دهد. سازند فهلیان شامل کمپلکس‌های کربناته است که تا حدودی توسط تکتونیک منطقه‌ای و یا به وسیله تغییرات سطح دریا کنترل می‌شود. بخش درونی حوزه به سمت جنوب شرقی گسترش یافته است. سازند فهلیان در شمال خلیج فارس و در زیر لایه‌های شیل و آهک‌های بیوکلاستیک به وجود آمده است [Cavalli and Magistronic, 2001].

در راستای مطالعه حاضر، و جهت تعیین جنس سازند فهلیان در چاه مورد مطالعه (چاه شماره ۱۰) در میدان نفتی دارخوین، مطالعات مقطع نازک انجام شد. نتایج این مطالعه نشان داد که جنس سازند آهک بایومیکرایت (ریز بلور) می‌باشد. علاوه بر آن، جنس فسیل درون مقاطع، از نوع لوفتوزیا^۱ تشخیص داده شد. این فسیل سن لایه‌های سنگی را به دوران کرتاسه پایانی نسبت می‌دهد [Cañadell, 2012; Hosgör and Kost'ák, 2012]. شکل‌های ۲-۳ و ۲-۴ مقاطع تهیه شده را نشان می‌دهند.

^۱ - Loftusia



شکل ۲-۳: مقطع گرفته شده برای تعیین جنس سازند و سن لایه‌های سنگی در عمق ۴۲۳۵ متری و در چاه ۱۰ از میدان مورد مطالعه



شکل ۲-۴: مقطع گرفته شده برای تعیین جنس سازند و سن لایه‌های سنگی در عمق ۴۲۲۰ متری و در چاه ۱۰ از میدان مورد مطالعه

۲-۳- معرفی داده‌های مورد استفاده

داده‌های مورد استفاده در این تحقیق متعلق به سه چاه ۱۰، ۱۴ و ۱۵ میدان مورد مطالعه می‌باشند. داده‌های چاه ۱۰ شامل نگارهای پتروفیزیکی مانند چگالی (RHOB)، تخلخل نوترونی (NPHI)، صوتی (DT)، مقاومت ویژه (RT)، گاما (GR)، نگار تصویری صوتی دوقطبی (DSI)^۱، کالیپر (CAL)، تصویری FMS^۲، داده‌های MDT^۳ و مغزه می‌باشد. داده‌های چاه ۱۵ نیز شامل نگارهای پتروفیزیکی مانند چگالی (RHOB)، تخلخل نوترونی (NPHI)، صوتی (DT)، گاما (GR) و داده‌های MDT و مغزه می‌باشد. داده‌های چاه ۱۴ نیز تنها شامل داده‌های مغزه می‌باشد. از آنجا که نگارهای چاه محدود به عمق قرارگیری مخزن در فواصل بین ۴۰۵۰ تا ۴۵۵۵ متری می‌باشد. علاوه بر آن، نگار DSI برداشت شده برای چاه ۱۰ تنها برای اعماق ۴۲۹۵ تا ۴۵۵۵ متر موجود بود، بنابراین بیشتر تمرکز مطالعه حاضر در بازه نگار DSI انجام شده است.

^۱-Dipole Sonic Imager (DSI)

^۲- Formation Micro Scanner (FMS)

^۳- Modular Formation Dynamics Tester (MDT)

فصل سوم

بررسی چگونگی تخمین پارامترهای

ژئومکانیکی سنگ، توزیع تنش و

ارزیابی پایداری چاهها

تعیین خواص مکانیکی سنگ‌ها از قبیل ضرایب الاستیک، مقاومت برشی، مقاومت فشاری تک محوره و فشار منفذی در بسیاری از مسائل مرتبط با مخازن هیدروکربوری از قبیل شکست هیدرولیکی^۱، تخمین میزان ذخیره، مشکلات فرونشست^۲، ارزیابی ماسه دهی^۳ چاه‌های نفتی ضروری است [Zoback, 2007; Fjaer et al, 2008]. تخمین خصوصیات مکانیکی سازندهای زیرسطحی عموماً می‌تواند از طریق اطلاعات حاصل از مغزه‌های حفاری و یا استفاده از داده‌های چاه‌نگاری انجام شود. تعیین خواص مکانیکی سازندها از طریق نمونه‌های مغزه پرهزینه بوده و به دلیل تعداد کم، قابلیت تعمیم به سرتاسر لایه مخزن را دارا نمی‌باشد. این در حالی است که تعیین این پارامترها از طریق اندازه‌گیری نگاره‌های چاه سریع‌تر بوده و از قابلیت تعمیم بیشتری برخوردار است [Singh et al, 2012; Roy et al, 2011]. به همین دلیل، عموماً از این نگارها جهت تعیین پارامترهای ژئومکانیکی و تحلیل مسائل مربوط به پایداری دیواره چاه‌ها استفاده می‌شود. تعیین مقدار و جهت تنش توزیع شده بر روی دیواره چاه در بررسی پایداری دیواره چاه‌های حفاری بسیار ضروری می‌باشد. ناپایداری چاه می‌تواند منجر به مشکلات عملیاتی در طول حفاری، تکمیل و تولید چاه شود. تعیین تنش و فشار منفذی از طریق مدول‌های الاستیکی بدست آمده از نگاره‌های چاه می‌تواند در جهت بررسی ناپایداری دیواره چاه‌ها مورد استفاده قرار گیرد و هزینه‌های عملیاتی را به صورت قابل توجهی کاهش دهد [Zoback, 2007]. عواملی که سبب ناپایداری دیواره چاه می‌شوند به دو دسته مکانیکی و شیمیایی تقسیم می‌شوند. عوامل مکانیکی در اثر روش‌های حفاری نامناسب و وزن گل نامناسب به وجود می‌آیند. اما عوامل شیمیایی متأثر از تأثیرات شیمیایی گل بر دیواره چاه می‌باشند [Anderson, ; Hawkes et al 2002]. این فصل در بر گیرنده خلاصه‌ای از کارهای انجام شده جهت تعیین پارامترهای ژئومکانیکی در مسائل مربوط به پایداری چاه‌ها می‌باشد و همچنین خلاصه‌ای از مطالعات انجام شده بر روی

¹ -Hydraulic fracturing

² -Subsidence problems

³ -Sand production evaluation

روش‌های تعیین مقدار و جهت تنش بر روی دیواره چاه‌ها می‌باشد. در نهایت نیز معیارهای شکست برای تعیین پنجره بهینه وزن گل حفاری ارائه خواهند شد.

۲-۳- تخمین پارامترهای الاستیک سنگ

متداول‌ترین روش جهت تخمین پارامترهای الاستیک سنگ، استفاده از نگارهای صوتی و چگالی می‌باشد. نگارهای صوتی وسیله‌ای برای اندازه‌گیری سرعت امواج در سازندها هستند که همراه با چگالی جهت تعیین پارامترهای الاستیکی دینامیکی استفاده می‌شوند. امواج صوتی به صورت امواج فشاری، برشی و استونلی^۱ به داخل زمین گسیل می‌گردند و می‌توانند برای تعیین لیتولوژی، نفوذپذیری، شکستگی‌های طبیعی، ارزیابی کیفی و تغییرات نفوذپذیری استفاده شوند [Zoback, 2007].

۳-۳- انتشار امواج در سنگ‌ها

امواج با عبور از لایه‌های زیرسطحی اطلاعات مناسبی را در زمینه خصوصیات مختلف این لایه‌ها در اختیار قرار می‌دهند. مثال روشن این مسئله، استفاده از امواج الاستیک در روش‌های لرزه نگاری است که در لایه‌های مختلف سازندها انعکاس یافته و ویژگی‌های آن‌ها را منعکس می‌سازد [Liu and Wang, (2011)].

امواج الاستیکی که در جامدات، گازها و سیالات منتشر می‌شوند، امواج صوتی^۲ نامیده می‌شوند که این اصطلاح برای اغلب سنگ‌ها نیز صادق است. امواج الاستیک با عبور از سنگ‌ها می‌توانند جهت تعیین دو پارامتر مدول لامه (λ) و چگالی سنگ استفاده شوند. ارتباط میان این پارامترها می‌تواند به صورت زیر بیان گردد.

¹ -Stoneley

² -Acoustic waves or sound waves

$$V = \sqrt{\frac{\lambda}{\rho}} \quad (1-3)$$

که در آن V ، سرعت موج، λ مدول لامه و ρ چگالی ماده می‌باشد.

سرعت موج فشاری^۱ (عکس‌کنندگی^۲) در دیواره چاه با V_p نشان داده می‌شود که به صورت زیر بیان می‌گردد [Zoback, 2007; Fjaer et al, 2008].

$$V_p = \frac{1}{\Delta t} \quad (2-3)$$

در رابطه بالا V_p سرعت موج فشاری و Δt زمان عبور موج فشاری می‌باشد.

سرعت موج برشی^۳ (موج ثانویه یا موج عرضی) با عکس‌زمان عبور موج برشی در دیواره چاه برابر است که با V_s نشان داده می‌شود. سرعت موج برشی را می‌توان به صورت زیر بیان کرد [Zoback, 2007; Fjaer et al, 2008; Rasouli et al, 2011].

$$V_s = \frac{1}{\Delta t} \quad (3-3)$$

در رابطه بالا V_s سرعت موج برشی و Δt زمان عبور موج برشی می‌باشد.

۳-۳-۱- ابزارهای صوتی

طرح اصلی این ابزار در شکل ۳-۱ نشان داده شده است. این دستگاه دارای فرستنده‌ای است که در جهت^۴ گیرنده در فاصله‌ای منظم از آن قرار می‌گیرند. فرستنده امواج فشاری را به داخل سازند می‌فرستد اما موج استونلی و برشی در امتداد گمانه و در دیواره‌ی چاه ایجاد می‌شوند. در این شرایط، سرعت امواج برشی به دلیل وجود سیالات منفذی و گل حفاری در سازندهای ضعیف^۵ (سازندهای سست) نسبت به سرعت امواج فشاری کندتر خواهد بود [Fjaer et al, 2008].

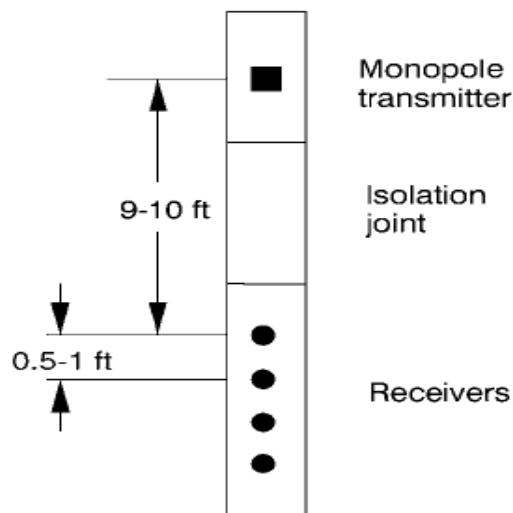
¹- Compressional waves

²-Slowness

³- Shear waves

⁴-Omnidirectional transmitter

⁵-Slow formations



شکل ۳-۱: ابزار صوتی که در آن فاصله بین فرستنده و اولین گیرنده حدود ۱۰ فوت (۳m) و فاصله بین هر دو گیرنده بین ۰.۵ تا ۱ فوت (۰.۱۵ تا ۰.۳ متر) می باشد [Fjaer et al, 2008].

۳-۳-۲- امواج صوتی و خواص مکانیکی سازند

به صورت کلی می توان گفت که سرعت امواج برشی در سازندهای سست سریع تر کاهش می یابد. در واقع، کند شدن سرعت امواج صوتی سست بودن سازند و مشکلات مربوط به پایداری چاه را بیان می کند. اندازه گیری مستقیم سرعت برای هر دو موج فشاری و برشی در سازندهای سست از طریق ابزارهای اندازه گیری دوقطبی^۱ و چند قطبی^۲ امکان پذیر است. فرکانس فرستنده در ابزارهای صوتی چیزی در حدود ۱۵ kHz می باشد. اما برای تولید امواج استونلی، منبع طیفی با فرکانس کمتر از ۵ kHz استفاده می شود. این شرایط از طریق افزایش پهنای باند منبع تولید و تغییر دادن فرکانس انتشار از منبع حاصل شود [Hornby and Chang, 1985].

۳-۳-۳- ابزار صوتی دو قطبی

ابزارهای صوتی طراحی شده اند تا با استفاده از شکل پالس انتقالی^۳ فرکانس، دامنه و زمان عبور امواج ناهمسانگردی ها را در ساختارهای زیرسطحی تشخیص دهند. ابزار صوتی دوقطبی یا عرضی^۴ بعد از

^۱- Dipole sonic tools

^۲- Multipole sonic tools

^۳- Transmitted pulse shape

^۴- Corssed sonic tools

دریافت امواج برشی یا عرضی می‌توانند ناهمسانگردی‌های موجود در لایه‌های زیرسطحی را محاسبه نمایند. شکل موجی که این ابزار ارائه می‌دهد، می‌تواند برای تشخیص شکستگی‌های طبیعی و تنش-های تکتونیکی بکار رود. موج برشی یا عرضی انتشار یافته توسط این ابزارها عمود بر جهت حرکت ذرات می‌باشد. سرعت حرکت موج برشی در ابزارهای دوقطبی کمتر از موج فشاری می‌باشد. از اینرو به آن موج ثانویه^۱ (S) می‌گویند. امواج برشی در سیالات و گازها منتشر نمی‌شوند. اما انرژی که توسط امواج برشی در سطح گمانه‌ها انتقال می‌یابد به مراتب بیشتر از امواج فشاری می‌باشد و همچنین دامنه‌ای امواج برشی بیشتر از امواج فشاری می‌باشد [Fjaer et al, 2008]. در شکل ۲-۳ یک ابزار صوتی دوقطبی نشان داده شده است [Al-Adani and barati, 2003].



شکل ۲-۳: شمایی از یک ابزار صوتی دو قطبی شلومبرژه [Al-Adani and barati, 2003]

۳-۳-۴- ابزار صوتی چند قطبی

این ابزار از یک ترانسفورماتور دوقطبی است که خود از دو ترانسفورماتور منفرد که در درون هم رانده شده‌اند، تشکیل شده است. فرستنده دو قطبی فرکانسی کوتاه در حدود ۱ تا ۱.۵ کیلو هرتز تولید

^۱- Secondary (S)

می‌کند. فرکانس‌های پایین در چاه‌های انحرافی به سرعت میرا می‌شوند. بنابراین، ابزارهای چند قطبی با این تکنیک سرعت امواج برشی را در سازندهای سست اندازه‌گیری می‌نمایند. توسط دو فرستنده دوقطبی که عمود بر یکدیگر و دو گیرنده که در مرکز قرار گرفته‌اند، اندازه‌گیری‌ها می‌تواند بر روی خطوط موازی^۱ و خطوط متقاطع^۲ اجرا گردد.

ابزار اسکن کننده صوتی شلومبرژه^۳ به صورت ترکیبی از سه فرستنده تک قطبی که در دو راستای متعامد (قائم) از منبع دوقطبی قرار گرفته‌اند تشکیل شده است. منبع دوقطبی ممکن است دارای حرکت پیچشی باشد که از طریق آن فرکانسی در حدود ۳۰۰ هرتز تا ۸ کیلوهرتز تولید می‌گردد. این ابزار قادر است تا با دقت مناسبی سرعت امواج الاستیک را در مجاورت چاه‌های حفاری محاسبه کند. این خصوصیات به آزمایشات و محور چاه و همچنین تغییرات شعاعی چاه‌های حفاری حساس می‌باشد [Fjaer et al, 2008]. شکل ۴-۲ نمایی از ابزار صوتی شلومبرژه را نشان می‌دهد.

۳-۳-۵- نگارهای صوتی حین حفاری^۴

در سال‌های اخیر، ابزارهای صوتی در حین حفاری به صورت گسترده مورد استفاده قرار می‌گیرند. این ابزارها عموماً از یک فرستنده که با فاصله چند فوتی (۴ تا ۷ فوت) از آرایه گیرنده قرار گرفته است، تشکیل شده‌اند. شکل کامل امواج معمولاً در حافظه گیرنده که در قسمت انتهایی درون چاه قرار گرفته است، برای ارزیابی‌های بعدی ثبت می‌گردد. این ابزارها معمولاً جهت ارزیابی لیتولوژی، تعیین تخلخل، تخمین فشار منفذی، رسم نقشه‌های لرزه‌نگاری، تعیین جهت شکستگی‌ها، تخمین نوع شکستگی‌ها و ... استفاده می‌شود. تعیین زمان واقعی رفت و برگشت امواج در این ابزارها جهت تخمین خواص مکانیکی سنگ‌ها استفاده خواهد شد [Fjaer et al, 2008; Wadhwa et al, 2010]. بنابراین می‌توان از این ابزارها جهت ارزیابی پایداری چاه‌ها در هنگام حفر استفاده نمود. به عبارت دیگر، این

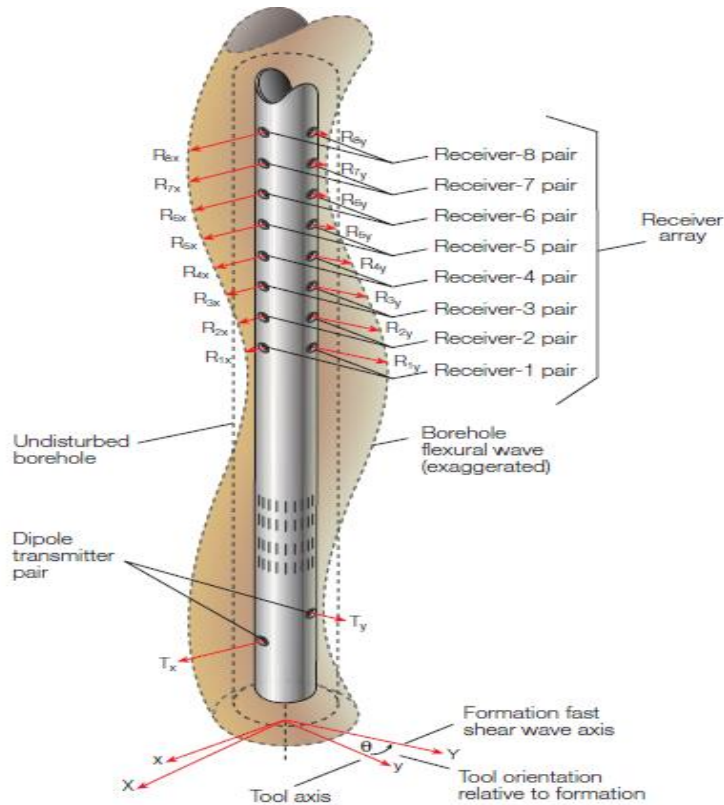
^۱- In-line

^۲- Cross-line

^۳- Schlumberger's Sonic Scanner tool

^۴- Acoustic logging while drilling

دستگاه‌ها می‌توانند اطلاعاتی در زمینه وضعیت یکپارچگی سنگ‌ها و مشکلات مربوط به پایداری چاه-ها در اختیار بگذارند.



شکل ۳-۳: نمایی شماتیک از یک ابزار اسکن کننده صوتی چند قطبی شلومبرژه [Al-Adani and barati, 2003]

۳-۴- تخمین سرعت امواج فشاری و برشی با استفاده از نگاره‌های چاه

واکنش لایه‌های سنگی به سرعت امواج فشاری و برشی در زمان عبور این امواج بسیار متفاوت است. در واقع با استفاده از سرعت موج در این لایه‌ها می‌توان به تفکیک خصوصیات ژئومکانیکی ساختارهای زیر سطحی در هنگام حفاری و پس از آن پرداخت. سرعت موج فشاری می‌تواند از طریق نگار صوتی معمولی و نگار سرعت موج برشی دوقطبی (DSI) به دست آید در حالی که سرعت موج برشی فقط از طریق نگار DSI قابل محاسبه است. از آنجایی که نگار DSI یکی از نگارهای بسیار پر هزینه در چاه-نگاری می‌باشد، در اکثر میدان نفتی این نگارها برداشت نمی‌شود. در صورت در دسترس نبودن نگار DSI می‌توان سرعت موج برشی را از طریق روابط تجربی و یا استفاده از دیگر نگارهای چاه محاسبه

کرد [Boore and Brown, 1998; Brown, 1998; Ameen et al, 2009; Wadhwa et al, 2010]. در

ادامه چند رابطه تجربی که جهت تخمین سرعت موج برشی ارائه شده‌اند، معرفی شده است.

کارول [Carroll, 1969] رابطه زیر را برای تعیین سرعت موج برشی ارائه داده است.

$$V_S = 0.937562V_P^{0.82} \quad (4-3)$$

وادهوا و همکاران [Wadhwa et al, 2010] نیز رابطه تجربی زیر را برای تبدیل سرعت موج فشاری به

برشی ارائه کرده است.

$$V_S = 1.09913326V_P^{0.92} \quad (5-3)$$

در روابط بالا سرعت موج برشی بر اساس سرعت موج فشاری که از نگار صوتی بدست می‌آید، محاسبه

می‌گردد.

۳-۵- تخمین مدول الاستیک سنگ‌ها

بر اساس روابط الاستیکی دینامیکی در صورت داشتن سرعت امواج فشاری و برشی و در اختیار داشتن

چگالی لایه‌های زیر سطحی می‌توان پارامترهای الاستیک سنگ را تعیین نمود [Hudson, 1981;

Zoback, 2007; Fjaer et al, 2008]. بر این اساس، پارامترهای الاستیک سنگ می‌توانند از طریق

روابط زیر تعیین گردند.

$$G_{dyn} = \rho V_S^2 \quad (6-3)$$

$$\lambda_{dyn} = \rho V_S^2 - 2\rho V_P^2 \quad (7-3)$$

$$k_{dyn} = \rho V_P^2 - \frac{4}{3}\rho V_S^2 \quad (8-3)$$

$$E_{dyn} = \rho V_S^2 \frac{3V_P^2 - 4V_S^2}{V_P^2 - V_S^2} \quad (9-3)$$

$$\nu = \frac{V_P^2 - 2V_S^2}{2(V_P^2 - V_S^2)} \quad (10-3)$$

در روابط بالا، V_p و V_s سرعت موج فشاری و برشی، ν نسبت پواسون، E مدول یانگ، G مدول برشی، λ مدول لامه و K مدول بالک دینامیکی می‌باشند. این روابط برای مواد با رفتار الاستیک خطی، ایزوتروپ و هموزن صادق است. باید توجه داشت که به صورت کلی سنگ‌ها معمولاً ایزوتروپ و هموزن نیستند و همواره رفتار الاستیک خطی از خود نشان نمی‌دهند. بنابراین مقادیر به دست آمده عموماً تخمینی نزدیک به مقادیر واقعی خواهند بود و می‌توانند در مسائل مختلف جهت ایجاد دید اولیه مورد استفاده قرار گیرند. روابط مختلفی نیز جهت تعیین مدول‌های الاستیک سنگ ارائه شده است تا بتوان با در اختیار داشتن تنها دو مدول، بقیه مدول‌های الاستیک سنگ را تعیین نمود. این روابط در جدول ۱-۳ آورده شده است [Fjaer, 2008, Zoback, 2007].

جدول ۱-۳: روابط میان پارامترهای الاستیک سنگ [Fjaer, 2008, Zoback, 2007].

$E = 3K(1 - 2\nu)$	$K = \lambda \frac{1 + \nu}{3\nu}$	$\frac{\lambda}{\lambda + G} = 2\nu$
$E = 2G(1 + \nu)$	$K = \frac{2}{3}G \frac{1 + \nu}{1 - 2\nu}$	$\frac{G}{\lambda + G} = 1 - 2\nu$
$E = \frac{9KG}{3K + G}$	$K = \lambda + \frac{2}{3}G$	$\frac{\lambda + 2G}{\lambda + G} = 2(1 - \nu)$
$E = G \frac{3\lambda + 2G}{\lambda + G}$	$K = \frac{GE}{9G - 3E}$	$\frac{3\lambda + 2G}{\lambda + G} = 2(1 + \nu)$
$E = \frac{\lambda}{\nu}(1 + \nu)(1 - 2\nu)$	$\frac{\lambda}{G} = \frac{2\nu}{1 - 2\nu}$	$\frac{3\lambda + 4G}{\lambda + G} = 2(2 - \nu)$
$H = \lambda + 2G$	$H = K + \frac{4}{3}G$	$\nu = \frac{3K - 2G}{2(3K + G)}$
$H = E \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$	$H = 2G \frac{1 - \nu}{1 - 2\nu}$	$H = 3K \frac{1 - \nu}{1 + \nu}$

در جدول بالا H را مدل مقاومت فشاری تک محوره^۱ می‌نامند

^۱-Uniaxial compaction modulus

۳-۶- ارتباط میان پارامترهای استاتیکی و دینامیکی سنگ‌ها

همان طور که اشاره شد، در صورت استفاده از سرعت امواج و چگالی سنگ‌ها می‌توان پارامترهای الاستیک سنگ مانند مدول یانگ را تعیین نمود. اما این مدول با مدول یانگ حاصل از اندازه‌گیری‌های استاتیکی یکسان نخواهد بود.

نتایج حاصل از مطالعات نشان داده است که تفاوت قابل توجهی میان پارامترهای الاستیکی که از طریق آزمایشات مکانیک سنگی به دست می‌آیند با مدول‌های حاصل از استفاده از سرعت امواج وجود دارد. بر اساس این مطالعات، معمولاً ضرایب دینامیکی بزرگ‌تر از مدول‌های استاتیکی هستند. این تفاوت برای سنگ‌های سست‌تر بیشتر است [King, 1970; Fjaer, 1999]. به عنوان مثال، در ماسه سنگ‌های سیمان شده بریا^۱، این تفاوت در بازه بین ۲۰٪ تا ۳۰٪ می‌باشد. هر چند که برای ماسه سنگ‌های سست این تفاوت می‌تواند تا حدودی بیشتر شود که وابسته به شرایط تنش منطقه خواهد بود [Fjaer, 1999].

سیال منفذی عامل بالقوه‌ای است که می‌تواند باعث تفاوت میان مدول‌های استاتیکی و دینامیکی سنگ‌ها می‌شود. بنابراین مدول‌های استاتیکی اندازه‌گیری شده در سنگ‌های اشباع برابر یا بیشتر از مدول‌های استاتیکی یک آزمایش زهکشی خواهند بود. این تأثیر همواره وجود دارد اما نمی‌تواند بیانگر اختلاف زیاد میان ضرایب استاتیکی و دینامیکی سنگ‌های نیمه اشباع را توجیه کند.

سرعت انتشار امواج در سنگ‌های اشباع از سیال برای فرکانس‌های اولتراسونیک و لرزه‌ای حدود چند صدم درصد تغییر نشان می‌دهند. بنابراین هیچ کدام از این مکانیزم‌ها تفاوت بالای میان ضرایب استاتیکی و دینامیکی را تشریح نمی‌کند. اما باید توجه داشت که نرخ تغییرات کرنش برای فرکانس امواج اولتراسونیک تا حدود $1S^{-1}$ و برای فرکانس امواج لرزه‌ای تا حدود $10^{-4} S^{-1}$ تغییر می‌کند، در صورتی که دامنه کرنش حدود 10^{-6} تا 10^{-7} می‌باشد. اما نرخ کرنش برای اندازه‌گیری‌های استاتیکی از

^۱ -Berea

$10^{-2} S^{-1}$ کمتر می‌باشد در صورتی که دامنه کرنش در حدود 10^{-2} تا $10^{-3} S^{-1}$ است. بنابراین تفاوت اصلی میان پارامترهای دینامیکی و استاتیکی دامنه کرنش است نه نرخ کرنش [Mashinskii, 2009]. بر همین اساس، در مطالعه‌ای توسط پلونا و کوک [Plona and Cook, 1995] که بر روی ماسه سنگ‌های خشک انجام گرفت نشان داده شد که ضرایب الاستیک بدست آمده از منحنی تنش-کرنش در سیکل‌های تنش با دامنه کم بسیار نزدیک به ضرایب الاستیکی دینامیکی به دست آمده از سرعت امواج می‌باشند. اما باید متذکر شد که ضرایب استاتیکی و دینامیکی ماده‌ای الاستیک و هموزن مانند فولاد برابر یکدیگر خواهند بود [Ledbetter, 1993]. بنابراین منشاء فیزیکی این اختلاف‌ها می‌تواند ساختمان میکروسکوپی (بافت) سنگ‌های ناهمگن نیز باشد. در واقع در یک سنگ متخلخل، دو پارامتر سیال منفذی و ترک‌ها می‌توانند باعث افزایش اختلاف مدلهای الاستیک برای دو حالت استاتیکی و دینامیکی گردند [Rasouli, 2011].

۳-۷- تخمین مقاومت سنگ‌ها

از آنجا که نمونه‌های مغزه برداشت شده صرفاً جهت انجام آزمایشات مکانیک سنگی مورد استفاده قرار نمی‌گیرند و توجه به این نکته که این مغزه‌ها پراکنده و کم بوده و تنها چند نمونه از چندین کیلومتر مربع لایه زیرسطحی را شامل می‌شوند، تلاش‌های بسیاری برای تخمین مقاومت سنگ ارائه شده است [Colmenares and Zoback, 2003] که در این قسمت به آن‌ها پرداخته خواهد شد.

۳-۷-۱- نگارهای چاه

نگارهای چاه می‌توانند جهت پیش‌بینی خواص مکانیکی سنگ‌ها به صورت غیرمستقیم مورد استفاده قرار گیرند. همان‌طوری که قبلاً ذکر شد، ارتباط مستقیمی میان سرعت صوت و خواص الاستیکی دینامیکی سنگ‌ها وجود دارد. بنابراین، هرچند که مقاومت سنگ نمی‌تواند به صورت مستقیم از طریق نگارهای چاه به دست آید اما از طریق ارتباط پارامترهای الاستیک سنگ می‌توان، دیدی در این زمینه ایجاد نمود. البته مدل‌های ساخته شده نیاز به کالیبراسیون دارد.

۳-۷-۲- روابط تجربی

همان‌گونه که بیان شد به دلیل مشکلات بسیاری که در زمینه تعیین مقاومت سنگ در آزمایشگاه به دلیل کمبود یا نبود نمونه‌های مغزه وجود دارد، روابط تجربی بسیاری جهت تخمین این پارامتر ارائه شده است. بیشتر این روابط عموماً از مدول یانگ، زمان عبور موج فشاری و تخلخل جهت پیش‌بینی مقاومت بهره می‌گیرند. برخی از نکاتی که درباره روابط تجربی باید به آن‌ها توجه داشت در زیر آمده است.

۱- برخی از این روابط معمولاً برای یک نوع خاص از سنگ یا لیتولوژی ارائه شده است.

۲- اندازه‌گیری‌های مقاومت سنگ برای بعضی از لیتولوژی‌های مانند شیل‌ها بسیار کم صورت می‌پذیرد، زیرا مغزهای شیل معمولاً آزمایش نمی‌شوند [Lashkaripour and Dusseault, 1993; Horsrud, 2001].

۳- عدم وجود مغزه یعنی استفاده از رخنمون سنگ‌های رسوبی نمی‌تواند بیانگر شرایط زیرسطحی باشد

۴- حتی اگر همبستگی میان مقدار مقاومت تخمین زده شده و مغزه‌ها در یک ناحیه بالا باشد، رابطه تجربی ارائه شده نمی‌تواند برای میدان دیگر در منطقه‌ای متفاوت بکار رود. بنابراین، باید این روابط برای مناطق مورد مطالعه دیگر اعتبار سنجی گردند.

۶- این روابط برای سنگ‌هایی با سختی نسبتاً زیاد صادق می‌باشد، در نتیجه دقت‌شان با توجه به نسبت ضعیف شدگی سنگ کاهش می‌یابد.

در ادامه برخی از این روابط تجربی برای تعیین مقاومت فشاری تک محوری سنگ‌ها آورده شده است.

$$UCS = 0.035V_p - 31.5 \quad (۳-۱۱)$$

رابطه تجربی بالا برای ماسه سنگ‌ها و در یکی از مناطق کشور آلمان بکار رفته است [Freyburg, 1972].

$$UCS = 1200 \exp(-0.036\Delta t) \quad (12-3)$$

رابطه تجربی بالا در ناحیه‌ای در کشور استرالیا بکار رفته است و می‌توان آنرا برای ماسه سنگ‌های با دانه‌بندی مناسب در دو حالت تحکیم یافته و تحکیم نیافته با نفوذپذیری و تخلخل بالا به کار گرفت [McNally, 1987].

$$UCS = 1.4138 \times 10^7 \Delta t^{-3} \quad (13-3)$$

رابطه تجربی بالا در آمریکا و برای ماسه سنگ‌های ضعیف که مقاومت فشاری تک محوره آن‌ها کمتر از ۳۰ Mpa باشد کاربرد دارد. در این رابطه Δt زمان گذر موج فشاری در یک فوت سازند می‌باشد [Chang, Zoback et al. 2006].

$$UCS = 3.3 \times 10^{-20} \rho^2 V_p^2 [(1+\nu)/(1-\nu)]^2 (1-2\nu) \quad (14-3)$$

رابطه تجربی بالا در کشور استرالیا و برای ماسه سنگ دانه درشت و کنگلومرا به کار رفته است. در این رابطه ρ دانسیته و ν نسبت پواسون می‌باشد [Holt et al, 1992; Fjaer et al, 2008].

$$UCS = A(1 - B\phi)^2 \quad (15-3)$$

رابطه تجربی بالا برای ماسه سنگ‌هایی با تخلخل بین ۰/۰۲ تا ۰/۰۳ کاربرد دارد. در این رابطه ϕ تخلخل و A و B ضرایب ثابتی هستند که به خصوصیات میدانی بستگی دارند [Vernik, Bruno et al, 1993].

$$UCS = 0.77(304.8/\Delta t)^{2.93} \quad (16-3)$$

رابطه تجربی بالا در دریای شمال و برای شیل‌های ترشیری با تخلخل بالا کاربرد دارد [Horsrud, 2001].

$$UCS = 0.43(304.8/\Delta t)^{3.2} \quad (17-3)$$

رابطه تجربی بالا در خلیج مکزیک و برای شیل‌های پلیوسن و جوان تر کاربرد دارد [Chang et al, 2006].

$$UCS = 0.0528E^{0.712} \quad (18-3)$$

رابطه تجربی بالا برای شیل‌های به هم فشرده شده و مقاوم بکار می‌رود. در رابطه بالا E مدول یانگ می‌باشد [Chang et al, 2006].

$$UCS = 2.922\phi^{-0.96} \quad (19-3)$$

رابطه تجربی بالا در دریای شمال و برای شیل‌های ترشیاری با تخلخل خیلی بالا کاربرد دارد [Horsrud, 2001].

$$UCS = (7682 / \Delta t)^{1.82} / 145 \quad (20-3)$$

$$UCS = 0.4067E^{0.51} \quad (21-3)$$

روابط تجربی بالا برای سنگ آهک و دولومیت کاربرد دارد [Chang et al, 2006].

۳-۷-۳- داده‌های حفاری

ضربات مته حفاری می‌تواند منعکس کننده خواص مکانیکی سنگ باشند که تحت شرایط واقعی داخل چاه‌های حفاری شده به وجود آمده است. در حالت کلی اگر دلایل واکنش مته به سنگ مدل شوند، باعث بهبود انتخاب روش عملیاتی برای مته حفاری و انتخاب نوع مته می‌شود. روند تولید ضربات و تفکیک آن‌ها نسبتاً پیچیده است و مقدار نرخ نفوذ^۱ (ROP) به سختی قابل مدل‌سازی می‌باشد. هرچند که مدل‌های ROP برای انواع مته‌ها موجود هستند اما بیشتر مدل‌سازی‌ها با استفاده از مته‌های استوانه‌ای - مخروطی^۲ انجام شده است. مدل ROP ارائه شده توسط وارن [Warren, 1987]. که یکی از این مدل‌ها می‌باشد به صورت زیر است.

^۱ -Rate of penetration

^۲ -Roller cone bits

$$R = \left(\frac{aS^2 D^3}{nW^2} + \frac{b}{ND} + \frac{cD\rho\mu}{F_m} \right)^{-1} \quad (22-3)$$

در این معادله، R نرخ نفوذ، W وزن سرمته، N سرعت چرخش سرمته، S مقاومت سنگ، D قطر مته، F_m نیروی ضربه‌ای تغییر یافته توسط فواره^۱، ρ چگالی گل حفاری، μ ویسکوزیته^۲ و n, a, b, c پارامترهای ثابت بی‌بعدی هستند.

اثرات اضافی مربوط به ساییدگی و لب‌پرشدگی مته حفاری نیز ممکن است بر روی روند حفاری تأثیرگذار باشند [Hareland and Hoberock, 1993]. بنابراین می‌توان با استفاده از معادله (۲۲-۳) مقاومت سنگ را زمانی که نرخ نفوذ و پارامترهای دیگر موجود باشند، به دست آورد [Hareland et al, 1996]. در این‌گونه موارد، تعیین کل پارامترهای ورودی و تعیین پایداری مدل بدون کالیبراسیون بی‌ارزش خواهد بود. کاملاً واضح است که استفاده از چنین مدل‌هایی آسان نیست اما بدیهی است که روند حفاری تابع خواص سنگ و حالت تنش وارده می‌باشد. بنابراین از طریق بازیابی داده‌های حفاری می‌توان اطلاعاتی مربوط به خواص مکانیکی سنگ‌ها بدست آورد و با ترکیب تمامی داده‌های موجود در نهایت می‌توان مدلی ارائه نمود که بتواند به فرآیند حفاری کمک شایانی نماید.

۳-۸- تنش در اطراف چاه‌های قائم

یکی از پرکاربردترین معادلات ارائه شده برای تعیین تنش در دیواره و اطراف چاه معادلات کرچ می‌باشد. در چاه‌های قائم با فرض S_v به عنوان تنش اصلی قائم، تنش‌های مؤثر در فاصله R در دستگاه مختصات استوانه‌ای بر اساس معادلات کرچ^۳ به صورت زیر می‌باشد [Nelson et al, 2005]:

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{1}{2}(S_{H_{\max}} + S_{h_{\min}}) \left(1 + \frac{R^2}{r^2}\right) - \frac{1}{2}(S_{H_{\max}} + S_{h_{\min}}) \left(1 + 3\frac{R^4}{r^4}\right) \cos 2\theta - \frac{\Delta PR^2}{r^2} \quad (23-3)$$

¹ -modified jet impact force

² -plastic viscosity

³ - Kirsch

$$\sigma_{rr} = \frac{1}{2}(S_{H \max} + S_{h \min})\left(1 - \frac{R^2}{r^2}\right) + \frac{1}{2}(S_{H \max} - S_{h \min})\left(1 - 4\frac{R^2}{r^2} + 3\frac{R^4}{r^4}\right)\cos 2\theta + \frac{\Delta P R^2}{r^2} \quad (24-3)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2}(S_{H \max} + S_{h \min})\left(1 + 2\frac{R^2}{r^2} - 3\frac{R^4}{r^4}\right)\sin 2\theta \quad (25-3)$$

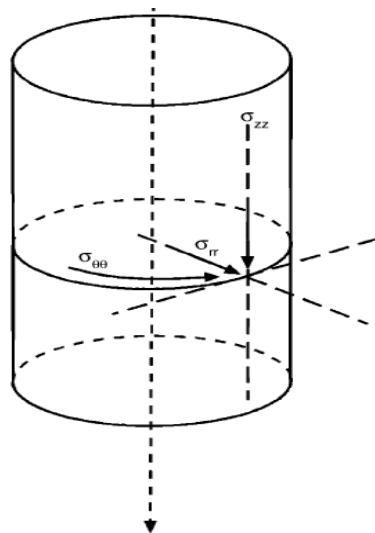
$$\sigma_{zz} = S_v - 2\nu(S_{H \max} - S_{h \min})\cos 2\theta - P_p \quad (26-3)$$

در روابط بالا $\tau_{r\theta}$ تنش برشی شعاعی، ν نسبت پواسون، ΔP اختلاف فشار گل و فشار منفذی، θ زاویه‌ای آزیموت $S_{H \max}$ و R شعاع چاه می‌باشد. بنابراین، سه تنش اصلی القایی در دیواره چاه به صورت زیر می‌باشند (شکل ۴-۳).

۱- تنش شعاعی موثر (σ_{rr}) عمود بر چاه عمل می‌کند.

۲- تنش محوری موثر (σ_{zz}) موازی با محور چاه عمل می‌کند.

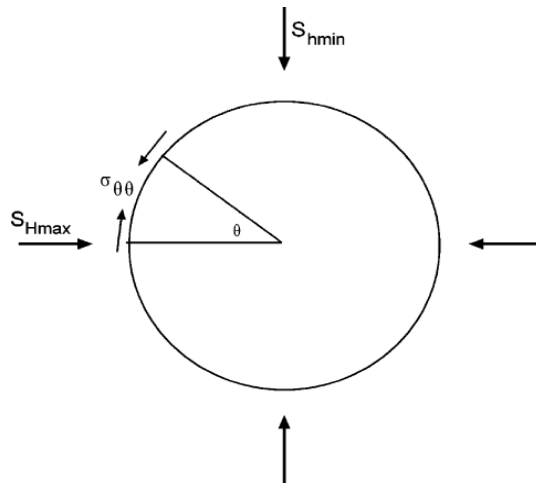
۳- تنش مماسی موثر ($\sigma_{\theta\theta}$) عمود بر صفحه σ_{rr} و σ_{zz} عمل می‌کند.



شکل ۴-۳: نمایی شماتیک تنش‌های مماسی ($\sigma_{\theta\theta}$)، محوری (σ_{zz}) و شعاعی (σ_{rr}) اطراف چاه قائم [Nelson et al, 2005].

معادلات کرچ عموماً برای محدوده دیواره چاه ساده‌سازی می‌شوند تا بیانگر تغییرات تنش در دیواره باشند. از آنجا که چاه‌های نفتی تحت فشار بالای گل حفاری می‌باشند و کیک گل در دیواره چاه

تشکیل می‌شود، فرض نفوذ ناپذیری برای سنگ مخزن معتبر به نظر می‌رسد. در این شرایط، بزرگی مقدار تنش‌های مؤثر دیواره بستگی به بزرگی تنش‌های برجای موثر (S_{Hmax} , S_{hmin} , S_V)، شعاع چاه (R)، فاصله از مرکز چاه (r) و فشار منفذی (P_p) دارد. در شکل (۳-۵) تنش مماسی در مقطع چاه برای زاویه θ نشان داده شده است.



شکل ۳-۵: مقطع چاه و موقعیت تنش‌های اطراف چاه [Nelson et al, 2005]

اگر تنش‌ها در دیواره چاه بررسی شوند ($R = r$) معادلات کرچ در روابط ۳-۲۳، ۳-۲۴ و ۳-۲۶ به صورت روابط زیر ساده می‌شوند.

$$\sigma_{\theta\theta} = (S_{Hmax} + S_{hmin}) - 2(S_{Hmax} - S_{hmin}) \times \cos 2\theta - \Delta P \quad (27-3)$$

$$\sigma_{rr} = \Delta P \quad (28-3)$$

$$\sigma_{zz} = S_V - 2\nu(S_{Hmax} - S_{hmin}) \cos 2\theta - P_p \quad (29-3)$$

در رابطه بالا ΔP تفاضل فشار چاه (وزن گل) و فشار منفذی می‌باشد.

در این روابط، تأثیر پارامترهای سنگ لحاظ نشده است و محیط الاستیک در نظر گرفته شده است. این در حالی است که دیواره چاه‌ها در اعماق زیاد ممکن است وارد شرایط پلاستیک شوند [Zoback, 2007]. با این وجود روابط کرچ هنوز هم روابطی معتبر هستند.

روابط کرچ می‌تواند برای محاسبه تنش مماسی حداقل در دیواره چاه (در $\theta = 0^\circ, 180^\circ$ موازی S_{hmin}) ساده سازی شده و به صورت زیر بیان گردد.

$$\sigma_{\theta\theta}^{\min} = 3S_{h\min} - S_{H\max} - \Delta P \quad (30-3)$$

در حالی که مقدار تنش مماسی حداکثر در دیواره چاه (در $\theta = 90^\circ, 270^\circ$) از رابطه زیر به دست خواهد آمد.

$$\sigma_{\theta\theta}^{\max} = 3S_{H\max} - S_{h\min} - \Delta P \quad (31-3)$$

تفاضل این دو تنش برابر خواهد بود با:

$$\sigma_{\theta\theta}^{\max} - \sigma_{\theta\theta}^{\min} = 4(S_{H\max} - S_{h\min}) \quad (32-3)$$

معادله ۳-۳۲ دامنه تغییرات سینوسی تنش مماسی در دیواره چاه را نشان می‌دهد.

بر اساس رابطه کرچ، تمرکز تنش با فاصله از دیواره چاه تغییر می‌کند. تنش مماسی ($\sigma_{\theta\theta}$) در راستای تنش افقی حداقل دارای بالاترین مقدار خود است که این با افزایش فاصله از دیواره چاه کاهش می‌یابد. این تنش در راستای تنش افقی حداکثر روی دیواره چاه ($R = r$) دارای کمترین مقدار است. در شرایطی که فشار گل حفاری از تنش مماسی حداقل بیشتر باشد، احتمال ایجاد شکستگی کششی در دیواره وجود دارد. در حالی که اگر فشار گل کمتر از تنش مماسی حداکثر باشد، شکستگی برشی در دیواره اتفاق خواهد افتاد.

۳-۹- معیارهای شکست

حفظ پایداری چاه طی حفاری و بهره‌برداری یکی از مهم‌ترین مسائلی است که همراه مورد توجه بوده است. طی حفاری دو مشکل اساسی که منجر به ناپایداری چاه می‌شوند، خردشدگی و شکستگی دیواره چاه می‌باشند که می‌توانند منجر به گیرکردن رشته لوله‌های حفاری، هرز رفتن گل و مسدود شدن چاه شوند. مشکلات مربوط به پایداری در خلال حفاری با انتخاب صحیح وزن گل حفاری از بین خواهد رفت. بنابراین، انتخاب وزن بهینه گلی که بتواند موجبات پایداری چاه را فراهم سازد، بسیار مهم و حائز اهمیت خواهد بود. این مشکل می‌تواند از طریق انتخاب یک معیار شکست مناسب که

شرایط تنش‌های به دست آمده را به خوبی مدل‌سازی می‌کند، برطرف گردد. در ادامه سه معیار شکست که عموماً در مسائل مربوط به پایداری چاه استفاده می‌شوند، مورد بحث قرار خواهند گرفت.

۳-۹-۱- معیار شکست موهر- کلمب

معیارهای زیادی برای شکست سنگ ارائه شده‌اند که معیار موهر- کلمب یکی از ساده‌ترین و پر کاربردترین آن‌هاست. این معیار مدلی ساده اما موثر برای تعیین مقاومت برشی سنگ ارائه می‌کند. بر طبق معیار موهر- کلمب، پارامترهایی مانند تنش قائم، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی در مقاومت برشی سنگ موثر هستند. بر اساس این معیار، گسیختگی در یک صفحه وقتی اتفاق می‌افتد که رابطه میان تنش برشی و قائم به صورت زیر باشد [Al-Ajmi and Zimmerman, 2006].

$$\tau = C + \sigma_n \tan \varphi \quad (33-3)$$

در رابطه بالا، σ_n تنش نرمال است که بر صفحه شکست اعمال می‌شود، C چسبندگی مواد و φ زاویه اصطکاک داخلی است. این معیار با نادیده گرفتن تنش σ_2 فرض می‌کند که تنش میانی تأثیری بر شکست سنگ ندارد. بنابراین مقادیر به دست آمده از این معیار عموماً مقادیر قابل اعتمادی نیستند. در آزمایش سه محوره ($\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$) این معیار به صورت تابعی از تنش‌های اصلی و به صورت معادله زیر بیان می‌شود.

$$\sigma_1 = C_0 + q\sigma_3 \quad (34-3)$$

مقدار q بر حسب چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی طبق روابط زیر بیان می‌شود.

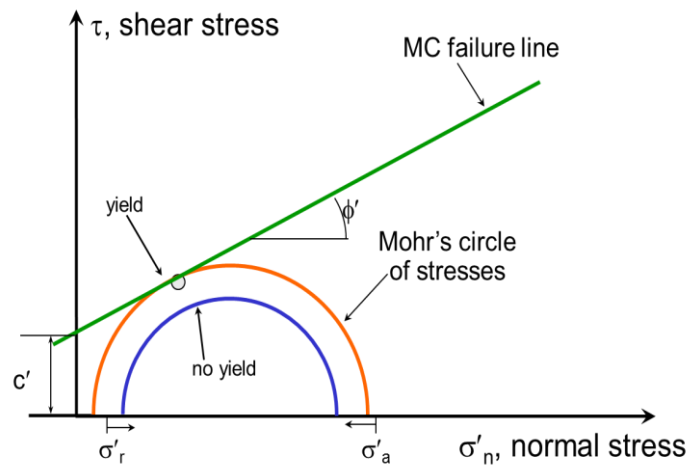
$$q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (35-3)$$

مقاومت فشاری تک محوره (σ_c) و مقاومت کششی (σ_t) تک محوره نیز به صورت رابطه‌های زیر عنوان می‌شوند:

$$\sigma_c = C_0 = \frac{2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (36-3)$$

$$\sigma_t = \frac{2C \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (37-3)$$

بر اساس تنش‌های اصلی به دست آمده و زاویه شکست در این معیار می‌توان دایره موهر را رسم نمود. با برازش منحنی بر دایره موهر به دست آمده می‌توان مدل و مقدار مقاومت برشی سنگ را تعیین نمود. این روش ساده‌ای برای تخمین مقاومت برشی سنگ بر اساس معیار و فرضیات موهر-کلمب می‌باشد. همان طور که در شکل ۳-۶ نشان داده شده است، با برازش منحنی بر دایره موهر، می‌توان گفت که نقاط زیر سطح منحنی نقاط پایدار هستند و تحت آن‌ها شکست رخ نخواهد داد. حال اگر نقطه محاسبه شده بر اساس تنش‌های اصلی روی منحنی بیفتد، نشان دهنده آن است که سنگ تحت شرایط بحرانی تنش قرار دارد. اما اگر نقطه محاسبه شده در بالای منحنی برازش شده قرار گیرد، سنگ تحت تنش مد نظر خواهد شکست.



شکل ۳-۶: منحنی مربوط به برازش بر دایره موهر جهت محاسبه مقاومت برشی سنگ بر اساس معیار موهر-کلمب [Zoback, 2007].

۳-۹-۱-۱- وزن بهینه گل بر اساس معیار موهر-کلمب

همان طور که بیان شد، تنش‌های اطراف دیواره چاه عبارتند از تنش‌های مماسی (σ_θ)، تنش شعاعی (σ_r) و تنش محوری (σ_z). تغییرات تنش شعاعی و مماسی را می‌توان با تغییر فشار گل (P_m) به نوعی کنترل نمود، اما این در مورد تنش محوری درست نمی‌باشد. بنابراین هر گونه تغییری در فشار

گل فقط روی تنش مماسی و شعاعی تأثیر گذار خواهد بود. دو نوع از ناپایداری عموماً در دیواره چاه به وجود می‌آید:

حالت اول: $\sigma_r \leq \sigma_\theta$ که مرتبط با شکستگی برشی است. یعنی افزایش بیش از اندازه تنش مماسی باعث شکستگی برشی در دیواره چاه می‌شود.

حالت دوم: $\sigma_r \geq \sigma_\theta$ مرتبط با شکستگی‌های کششی است. یعنی افزایش بیش از حد تنش شعاعی باعث شکستگی‌های کششی دیواره چاه می‌شود.

با افزایش فشار هیدرواستاتیک گل حفاری (P_m)، تنش شعاعی (σ_r) افزایش می‌یابد و مقدار تنش مماسی (σ_θ) به سمت مقاومت کششی سنگ کاهش پیدا می‌کند. بنابراین حد بالای فشار گل (P_{mf}) در ارتباط با شکستگی کششی بوده طوری که باید کمتر از مقدار σ_θ باشد. با توجه به شرایط بیان شده سه حالت زیر برای تنش‌های اصلی ($\sigma_z, \sigma_\theta, \sigma_r$) وجود دارد که حد بالای فشار گل را تعیین می‌کنند.

$$\sigma_r \geq \sigma_\theta \geq \sigma_z - 1$$

$$\sigma_r \geq \sigma_z \geq \sigma_\theta - 2$$

$$\sigma_z \geq \sigma_r \geq \sigma_\theta - 3$$

در راستای $\theta = 0$ یا $\theta = \pi$ مقدار تنش مماسی حداقل است و شکست کششی در جهت σ_H گسترش می‌یابد و متناسب با آن سه تنش اصلی در دیواره چاه به صورت زیر خواهند بود [Al-Ajmi and Zimmerman, 2006]:

$$\sigma_r = P_m, \quad \sigma_\theta = D - P_m, \quad \sigma_z = E \quad (38-3)$$

در رابطه بالا مقادیر D و E برابرند با:

$$D = 3\sigma_h - \sigma_H, \quad E = \sigma_v - 2\nu(\sigma_H - \sigma_h) \quad (39-3)$$

وقتی که مقدار P_m کم شود، مقدار σ_θ به سمت مقاومت فشاری حداکثر افزایش می‌یابد. بنابراین حد پایین فشار مجاز گل (P_{mb}) در ارتباط با شکستگی برشی دیواره چاه می‌باشد. مانند قبل، سه حالت وجود دارد که باید برای تعیین حد پایین فشار مجاز گل وجود دارد مد نظر قرار گیرد.

$$\sigma_z \geq \sigma_\theta \geq \sigma_r - 1$$

$$\sigma_\theta \geq \sigma_z \geq \sigma_r - 2$$

$$\sigma_\theta \geq \sigma_r \geq \sigma_z - 3$$

در این حالت برای ایجاد شکستگی برشی که در راستای $\theta = \pm\pi/2$ ایجاد خواهد شد، مقادیر تنش مماسی و شعاعی و محوری در دیواره چاه به صورت زیر محاسبه خواهند شد.

$$\sigma_r = P_m, \quad \sigma_\theta = A - P_m, \quad \sigma_z = B \quad (40-3)$$

در رابطه بالا A و B برابرند با:

$$A = 3\sigma_H - \sigma_h, \quad B = \sigma_v + 2\nu(\sigma_H - \sigma_h) \quad (41-3)$$

با جایگزینی معادلات (۳-۳۸) و (۳-۳۹) در معیار موهر-کلمب (رابطه ۳-۳۳)، حد پایین فشار گل در سه حالت ذکر شده، مطابق با روابط ذکر شده در جدول (۳-۲) به دست می‌آیند.

جدول ۳-۲: تعیین حد پایین فشار گل (P_{mb}) با استفاده از معیار موهر-کلمب [Al-Ajmi and Zimmerman, 2006].

حالت	$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$	شکست زمانی اتفاق می‌افتد که $P_m \leq P_{mb}$ باشد. P_{mb} برابر است با:
۱	$\sigma_z \geq \sigma_\theta \geq \sigma_r$	$P_{mb1} = (B - C) / q$
۲	$\sigma_\theta \geq \sigma_z \geq \sigma_r$	$P_{mb2} = (A - C) / (1 + q)$
۳	$\sigma_\theta \geq \sigma_r \geq \sigma_z$	$P_{mb3} = A - C - qB$

در جدول بالا نحوه‌ی مقادیر A و B از رابطه ۳-۴۱ بدست می‌آیند. C که همان چسبندگی می‌باشد از رابطه ۳-۳۶ و q نیز از رابطه ۳-۳۵ بدست می‌آیند. اگر فشار چاه به بیشتر از P_{mb} برسد

($P_m \leq P_{mb}$) شکستگی برشی در دیواره رخ خواهد داد. بنابراین، می‌توان گفت که خردشدگی در چاه با توجه به معیار موهر- کلمب زمانی اتفاق می‌افتد که یکی از سه حالت فوق اتفاق بیفتد. برای شکست کششی نیز با جایگذاری معادلات (۳-۴۰) و (۳-۴۱) در معیار موهر- کلمب (رابطه ۳-۳۳) روابط بیان شده در جدول ۳-۳ به دست می‌آیند.

جدول ۳-۳: تعیین حد بالای فشار گل (P_{mf}) با استفاده از معیار موهر- کولمب [Al-Ajmi and Zimmerman, 2006].

حالت	$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$	شکست زمانی اتفاق می‌افتد که $P_m \geq P_{mf}$ باشد. P_{mf} برابر است با:
۱	$\sigma_r \geq \sigma_\theta \geq \sigma_z$	$P_{mf1} = C + qE$
۲	$\sigma_r \geq \sigma_z \geq \sigma_\theta$	$P_{mf2} = (C - qD)/(1 + q)$
۳	$\sigma_z \geq \sigma_r \geq \sigma_\theta$	$P_{mf3} = (C - E)/q + D$

با توجه به روابط بالا اگر فشار چاه کمتر از P_{mf} باشد ($P_m \geq P_{mf}$)، شکستگی‌ها کششی در چاه رخ می‌دهد [Al-Ajmi and Zimmerman, 2006].

۳-۹-۲- معیار موگی- کلمب

همان‌گونه که بیان شد، معیار موهر-کلمب اثر تنش اصلی میانی را بر مقاومت سنگ نادیده می‌گیرد [Haimson and Chang, 2002]. در نتیجه انتظار می‌رود که این معیار محافظه‌کارانه عمل کرده و فشار گل لازم برای پایداری دیواره چاه را بیش از مقدار واقعی تخمین بزند. مثال‌های زیادی از عملکرد نامناسب معیار موهر-کلمب وجود دارد که نشان دهنده ضعف این معیار در تخمین فشار گل مورد نیاز است. به عنوان مثال، ورنیک و زوباک [Vernik and Zoback, 1992] از معیار موهر- کلمب جهت تعیین اندازه شکستگی برشی استفاده کردند و دریافتند که این معیار مقادیر وزن گل نامناسب ارائه می‌کند. سانگ و هایمسون [Song and Haimson, 1997] تست‌های آزمایشگاهی جهت تعیین فشار

شکستگی برشی در چاه‌ها بر روی گرانیتهای وسترلی^۱ و ماسه سنگ‌های بریا^۲ انجام دادند. آن‌ها نتیجه گرفتند که معیار موهر-کلمب قابلیت استفاده در چنین شرایطی را ندارد. بنابراین لزوم استفاده از معیارهای سه بعدی که تأثیر تنش اصلی میانی را در نظر بگیرد ضروری به نظر رسید. یکی از معیارهای شکست سه محوره معیار دراگر-پراگر است که به دلیل ساده بودن مورد استفاده قرار می‌گیرد. اما تخمین‌های این معیار اغلب بیشتر از حد معقول است بنابراین استفاده از آن در پیش بینی وزن بهینه گل توصیه نمی‌شود [Ewy, 1999; McLean and Addis, 1990]. ال عجمی و زیمرمن در سال ۲۰۰۵ معیاری شکست سه بعدی را ارائه کردند که به معیار موگی-کلمب شهرت یافته است [Al-Ajmi and Zimmerman, 2005]. معیار موگی کلمب تأثیر تنش اصلی میانی را بر روی مقاومت سنگ در نظر می‌گیرد و برخلاف معیار دراگر-پراگر نتایج غیر واقعی ارائه نمی‌کند.

موگی با آزمایش‌های سه محوره واقعی^۳ بر روی سنگ‌ها نشان داد که تنش اصلی میانی در واقع روی مقاومت سنگ تأثیر داشته و شکست در راستای صفحه σ_2 رخ می‌دهد. بر این اساس موگی معیار خود را به صورت زیر بیان کرد.

$$\tau_{oct} = f(\sigma_{m,2}) \quad (42-3)$$

در رابطه بالا $(\sigma_{m,2})$ تنش اصلی میانی و τ_{oct} تنش برشی اکتاهدرال بوده و برابر است با

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (43-3)$$

در رابطه بالا f یک تابع یکنواخت صعودی است، بر اساس معیار موگی شکست زمانی رخ می‌دهد که انرژی کرنش پیچشی^۴ به مقدار بحرانی برسد به طوری که مقدار $\sigma_{m,2}$ را به صورت یکنواخت افزایش دهد. ال عجمی و زیمرمن [Al-Ajmi and Zimmerman, 2006] رابطه موگی را با اصلاحاتی به صورت زیر ارائه دادند و آن را موگی-کلمب نامیدند.

¹- Westerly granite

²- Berea sandstone

³- Polyaxial

⁴- Distortional strain energy

$$\tau_{oct} = a + b\sigma_{m,2} \quad (44-3)$$

از مقایسه این معیار با معیار موهر-کلمب می‌توان نتیجه گرفت که معیار موگی-کلمب منطبق بر معیار موهر-کلمب است. با انطباق این دو معیار مقادیر a و b برای معیار موگی-کلمب به صورت زیر بدست می‌آیند.

$$a = \frac{2\sqrt{2}}{3}c \cos \varphi, \quad b = \frac{2\sqrt{2}}{3} \sin \varphi \quad (45-3)$$

ال عجمی وزیمرمن در سال ۲۰۰۶ با توجه به نتایجی که از آزمایشات سه محوره بر روی سنگ‌های مختلف به دست آوردند، نشان دادند که معیار موگی-کلمب می‌تواند با تغییر پارامترها به معیار موهر-کلمب تبدیل شود، بنابراین معیار خود را معیار موگی-کلمب نامیدند [Al-Ajmi and Zimmerman, 2006]

۳-۹-۲-۱- بررسی پایداری چاه با استفاده از معیار موگی-کلمب

با توجه به اینکه معیار موگی-کلمب تأثیر تنش میانی را در نظر گرفته و یک معیار سه بعدی می‌باشد، برای تحلیل پایداری چاه مناسب به نظر می‌رسد. بنابراین ال عجمی و زیمرمن با جایگذاری روابط (۳-۳) و (۳۸) و (۳۹-۳) در معیار موگی-کلمب (رابطه ۳-۴۴) روابط بیان شده در جدول ۳-۴ را برای حداقل فشار گل جهت جلوگیری از شکست برشی در چاه ارائه نمودند. همچنین با جایگذاری روابط (۳-۴۰) و (۳-۴۱) در معیار موگی-کلمب (رابطه ۳-۴۴) روابط بیان شده در جدول ۳-۵ را برای حداکثر فشار گل جهت جلوگیری از شکست کششی در دیواره چاه ارائه نمودند.

جدول ۳-۴: تعیین حداقل فشار گل (P_{mb}) از معیار موگی- کلمب [Al-Ajmi and Zimmerman, 2006].

حالت	$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$	شکست وقتی اتفاق می‌افتد که $P_m \leq P_{mb}$ باشد. بنابراین، P_{mb} برابر است با
۱	$\sigma_z \geq \sigma_\theta \geq \sigma_r$	$P_{mb1} = \frac{1}{6-2b'^2} \left[(3A + 2b'K) + \sqrt{H + 12(K^2 + b'AK)} \right]$
۲	$\sigma_\theta \geq \sigma_z \geq \sigma_r$	$P_{mb2} = \frac{1}{2}A - \frac{1}{6} \sqrt{12[a' + b'(A - 2P_0)]^2 - 3(A - 2B)^2}$
۳	$\sigma_\theta \geq \sigma_r \geq \sigma_z$	$P_{mb3} = \frac{1}{6-2b'^2} \left[(3A - 2b'G) + \sqrt{H + 12(G^2 - b'AG)} \right]$

$A = 3\sigma_H - \sigma_h$, $B = \sigma_V + 2\nu(\sigma_H - \sigma_h)$, $H = A^2(4b'^2 - 3) + (B^2 - AB)(4b'^2 - 12)$,
 $K = a' + b'(B - 2P_0)$, $G = K + b'A$, $a' = 2c \cos \varphi$, $b' = \sin \varphi$

جدول ۳-۵: تعیین حداکثر فشار گل (P_{mf}) مجاز از معیار موگی- کلمب [Al-Ajmi and Zimmerman, 2006].

حالت	$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$	شکست وقتی اتفاق می‌افتد که $P_m \geq P_{mf}$ باشد. بنابراین، P_{mf} برابر است با
۱	$\sigma_r \geq \sigma_\theta \geq \sigma_z$	$P_{mf1} = \frac{1}{6-2b'^2} \left[(3D + 2b'N) + \sqrt{J + 12(N^2 + b'DN)} \right]$
۲	$\sigma_r \geq \sigma_z \geq \sigma_\theta$	$P_{mf2} = \frac{1}{2}D + \frac{1}{6} \sqrt{12[a' + b'(D - 2P_0)]^2 - 3(D2E)^2}$
۳	$\sigma_z \geq \sigma_r \geq \sigma_\theta$	$P_{mf3} = \frac{1}{6-2b'^2} \left[(3D + 2b'M) + \sqrt{J + 12(M^2 - b'DM)} \right]$

$D = 3\sigma_h - \sigma_H$, $E = \sigma_V - 2\nu(\sigma_H - \sigma_h)$, $J = D^2(4b'^2 - 3) + (E^2 - DE)(4b'^2 - 12)$,
 $N = a' + b'(E - 2P_0)$, $M = N + b'D$

مشابه معیار موهر-کلمب، محدوده مجاز فشار گل برای معیار موگی-کلمب برابر $P_{mb} < P_m < P_{mf}$ است. اگر P_m بزرگتر از P_{mf} باشد شکست کششی و اگر P_m کمتر از P_{mb} باشد شکستگی برشی در دیواره چاه ایجاد خواهد شد.

۳-۹-۳- معیار هوک- براون

معیار شکست هوک-براون [Hoek, and Brown, 1980] از نتایج تحقیقات هوک بر روی شکست سنگ سخت و مطالعات براون بر روی رفتار توده سنگ درزه دار به دست آمده است. این معیار برای اولین بار به صورت رابطه زیر ارائه شد.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left[m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right]^{0.5} \quad (۴۶-۳)$$

در این رابطه، σ_1 و σ_3 مقدار تنش‌های موثر اصلی و σ_{ci} مقاومت فشاری تک محوره سنگ می‌باشند. m و s ثابت‌های سنگ هستند که برای سنگ‌های بکر $S=1$ در نظر گرفته می‌شود.

۳-۹-۳-۱- معیار تعمیم یافته هوک- براون

با اعمال تصحیحاتی که در سال ۲۰۰۲ بر روی این معیار انجام گرفت، معیار هوک براون بصورت زیر ارائه گردید.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (۴۷-۳)$$

در این رابطه a نمای معیار بوده و m_b و S پارامترهای توده سنگ می‌باشند. مقدار m_b فرم کاهش یافته m_i سنگ بکر می‌باشد. این پارامترها می‌توانند از طریق روابط زیر تعیین گردند:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (۴۸-۳)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (۴۹-۳)$$

$$a = 0.5 + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (۵۰-۳)$$

که پارامتر D به درجه آشفستگی توده سنگ بستگی دارد. در رابطه بالا GSI شاخص زمین‌شناسی می‌باشد.

۳-۹-۳-۲- پایداری دیواره چاه بر اساس معیار هوک- براون

معیار هوک- براون کاملاً تجربی بوده و بر اساس نتایج آزمایشگاهی به دست آمده است. نتایج آزمایش‌های سه محوره در سنگ به خوبی رابطه غیر خطی میان تنش اصلی حداکثر (σ_1) و تنش اصلی حداقل (σ_3) را برعکس رابطه خطی مور- کلمب اثبات می‌نماید. بنابراین از دیدگاه مکانیک سنگ، تحلیل‌ها بر اساس این معیار نتایج دقیق‌تری را به دنبال خواهد داشت [Zhang et al, 2010].

زانگ و همکاران [Zhang et al, 2010] با جایگذاری روابط (۳-۳۸) و (۳-۳۹) در معیار هوک- براون (رابطه ۳-۴۶) حداقل فشار گل (P_{mb}) جهت جلوگیری از شکست برشی را مطابق با جدول ۳-۶ ارائه نمودند. همچنین با جایگذاری روابط (۳-۴۰) و (۳-۴۱) در این معیار (رابطه ۳-۴۶) روابط بیان شده در جدول ۳-۷ را برای تعیین حداکثر فشار گل مجاز (P_{mf}) جهت جلوگیری از شکست کششی در دیواره چاه ارائه شده است.

جدول ۳-۶: تعیین حداقل فشار گل (P_{mb}) از هوک- براون [Zhang et al, 2010].

حالت	$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$	شکست وقتی اتفاق می‌افتد که $P_m \leq P_{mb}$ باشد. بنابراین، P_{mb} برابر است با
۱	$\sigma_z \geq \sigma_\theta \geq \sigma_r$	$P_{mb1} = \frac{(2B + p) - \sqrt{(2B + p)^2 - 4(B^2 + pP_0 - q)}}{2}$
۲	$\sigma_\theta \geq \sigma_z \geq \sigma_r$	$P_{mb2} = \frac{(4A + p) - \sqrt{(4A + p)^2 - 16(pP_0 - q + A^2)}}{8}$
۳	$\sigma_\theta \geq \sigma_r \geq \sigma_z$	$P_{wm3} = \frac{2(A - B) - \sqrt{4(A - B)^2 - 4[(A - B) - pB + pP_0 - q]}}{2}$

$A = 3\sigma_H - \sigma_h$, $B = \sigma_v + 2\nu(\sigma_H - \sigma_h)$, $q = s\sigma_c^2$, $p = m\sigma_c$

جدول ۷-۳: تعیین حداکثر فشار مجاز گل (P_{mf}) از معیار هوک-براون [Zhang et al, 2010].

حالت	$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$	شکست وقتی اتفاق می‌افتد که $P_m \geq P_{mf}$ باشد. بنابراین، P_{mf} برابر است با
۱	$\sigma_r \geq \sigma_\theta \geq \sigma_z$	$P_{mf1} = \frac{2E + \sqrt{4E^2 - 4[E^2 - pE + pP_0 + q]}}{2}$
۲	$\sigma_r \geq \sigma_z \geq \sigma_\theta$	$P_{mf2} = \frac{(4D - p) + \sqrt{(4D - p)^2 - 16[D^2 - pD + pP_0 - q]}}{8}$
۳	$\sigma_z \geq \sigma_r \geq \sigma_\theta$	$P_{mf3} = \frac{-2(E - D) + \sqrt{[2(E - D) + p]^2 - 4[(E - D)^2 - pD + pP_0 - q]}}{2}$

$$D = 3\sigma_h - \sigma_H, \quad E = \sigma_v - 2\nu(\sigma_H - \sigma_h), \quad q = s\sigma_c^2, \quad p = m\sigma_c$$

مشابه معیار موهر-کلمب و موگی-کلمب محدوده مجاز فشار گل برای معیار هوک-براون برابر

است. اگر $P_m < P_{mb} < P_{mf}$ باشد شکست کششی و اگر P_m کمتر از P_{mb} باشد

شکستگی برشی در دیواره چاه ایجاد خواهد شد.

فصل چهارم

تعیین پارامترهای ژئومکانیکی سنگ

مخزن میدان مورد مطالعه

۴-۱- مقدمه

پارامترهای الاستیک سنگ می‌توانند از طریق نگارهای متداول چاه مانند نگار صوتی و نگار چگالی تعیین کردند. در واقع با استفاده از سرعت موج فشاری و برشی در کنار چگالی سنگ‌ها ضرایب الاستیکی دینامیکی سنگ مخزن را تخمین زد. این پارامترها سپس باید از طریق روابط تجربی و داده‌های مغزه به پارامترهای استاتیکی تبدیل شوند. در این فصل، ابتدا چگونگی تعیین پارامترهای ژئومکانیکی سنگ مخزن و کالیبراسیون آن‌ها از طریق نگارهای چاه و داده‌های مغزه ارائه خواهد شد. سپس، مقدار مقاومت فشاری تک محوره سنگ نیز از طریق روابط تجربی ارائه شده و داده‌های حاصل از تست‌های آزمایشگاهی بر روی مغزه محاسبه می‌شود.

۴-۲- تعیین سرعت موج برشی با استفاده از نگارهای چاه

سرعت موج برشی یکی از پارامترهای حیاتی در محاسبه مدول‌های الاستیکی سنگ است. از آنجا که مدول‌های الاستیک سنگ در محاسبه بسیاری از پارامترهای دیگر مانند فشار منفذی، تعیین تنش‌های منطقه، تعییرات لیتولوژی، محل شکستگی‌ها در مبحث پایداری چاه، مورد استفاده قرار می‌گیرند، نقش سرعت امواج برشی در تعیین پارامترهای الاستیک سنگ بیش از پیش نمایان می‌شود. سرعت امواج برشی به صورت مستقیم از طریق نگار تصویری DSI تعیین می‌شوند. اما برداشت نگار DSI بسیار پر هزینه می‌باشد. به همین دلیل محققین بسیاری تلاش کردند تا سرعت موج برشی را از طریق نگارهای دیگر چاه‌نگاری تعیین کنند [Krief, Castagna et al, 1985;1993; et al 1990; Brocher 2005; Ameen et al 2009]. مطالعات صورت گرفته باعث شد تا روابط تجربی مختلفی جهت تعیین و تخمین سرعت موج برشی ارائه گردد. اکثر مطالعات انجام شده در این زمینه بر روی ماسه سنگ‌ها انجام گرفته است، بنابراین ارائه روابط تجربی برای پیش‌بینی سرعت موج برشی در مخازن کربناته هنوز نیاز به مطالعات بیشتر دارد. البته باید توجه داشت که اکثر روابط تجربی تنها برای میدانی که برای آن‌ها ارائه شده‌اند قابل استفاده هستند و در صورت استفاده در میدانی دیگر باید

از طریق داده‌های موجود کالیبره گردند. در ادامه چند رابطه تجربی که برای سنگ‌های کربناته ارائه شده‌اند آورده شده است.

رابطه ارائه شده توسط کاستاگنا و همکارانش [Castagna et al, 1993] برای لیتولوژی‌های مختلف و برای تخمین سرعت موج برشی (V_s) به صورت زیر می‌باشد:

$$V_s = -0.05509V_p^2 + 1.0168V_p - 1.0305 \quad \text{برای سنگ آهک} \quad (1-4)$$

$$V_s = 0.8042V_p - 0.8559 \quad \text{برای ماسه سنگ} \quad (2-4)$$

$$V_s = 0.583V_p - 0.07776 \quad \text{برای دولومیت} \quad (3-4)$$

$$V_s = 0.77V_p - 0.8674 \quad \text{برای شیل} \quad (4-4)$$

بروچر [Brocher, 2005] به بررسی محدوده عظیمی از لیتولوژی‌های آهک، ماسه سنگ و شیل پرداخت و رابطه زیر را برای مرتبط ساختن سرعت موج فشاری (V_p) و برشی ارائه نمود:

$$V_s = 0.7858 - 1.2344V_p + 0.794V_p^2 - 0.1238V_p^3 + 0.0064V_p^4 \quad (5-4)$$

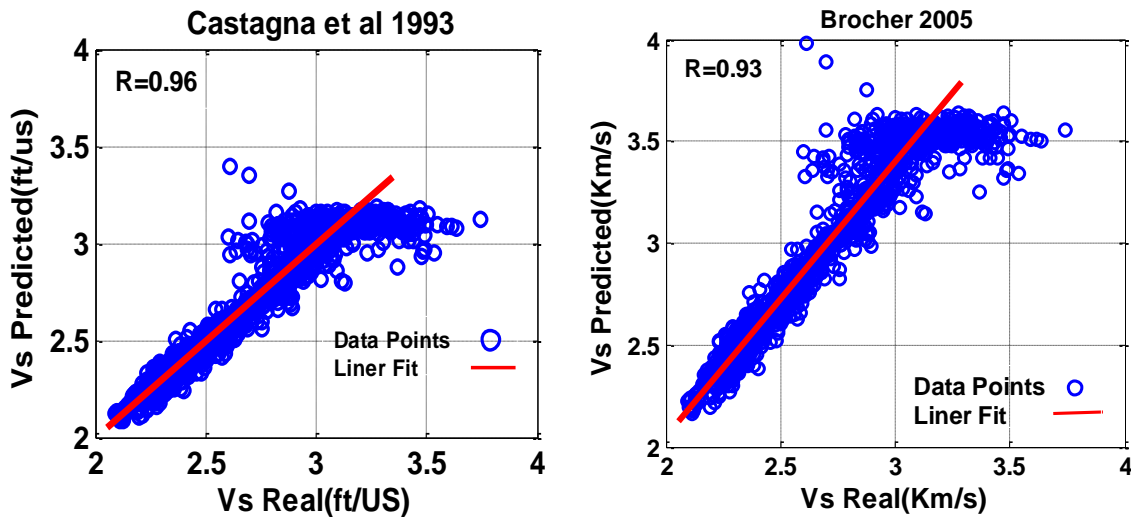
آمن و همکارانش [Ameen et al, 2009] بر اساس مطالعاتی که بر روی نمونه‌های برداشت شده و نگارهای به دست آمده از ذخایر کربناته انجام دادند، رابطه زیر را برای تخمین سرعت موج برشی ارائه نمودند:

$$V_s = 3532 - 60 \times \varphi + 6.47 \times \sigma \quad (6-4)$$

در رابطه بالا، σ مقاومت فشاری تک محوره سنگ بر حسب مگاپاسکال، φ تخلخل سنگ بر حسب درصد، V_s سرعت موج برشی بر حسب Km/s می‌باشند.

اگرچه برای مطالعه حاضر، سرعت موج برشی نگار DSI فقط برای چاه ۱۰ در اختیار بود، اما سعی شد تا دقت روابط تجربی (۱-۴) و (۶-۴) برای میدان مورد مطالعه مورد آزمایش قرار گیرد. علت انتخاب این دو رابطه نزدیکی شرایط بیان شده برای این روابط با شرایط زمین‌شناسی میدان مورد مطالعه است. نتایج این مطالعه در شکل‌های ۱-۴ تا ۴-۴ آورده شده است. از آنجایی که نگار DSI در چاه

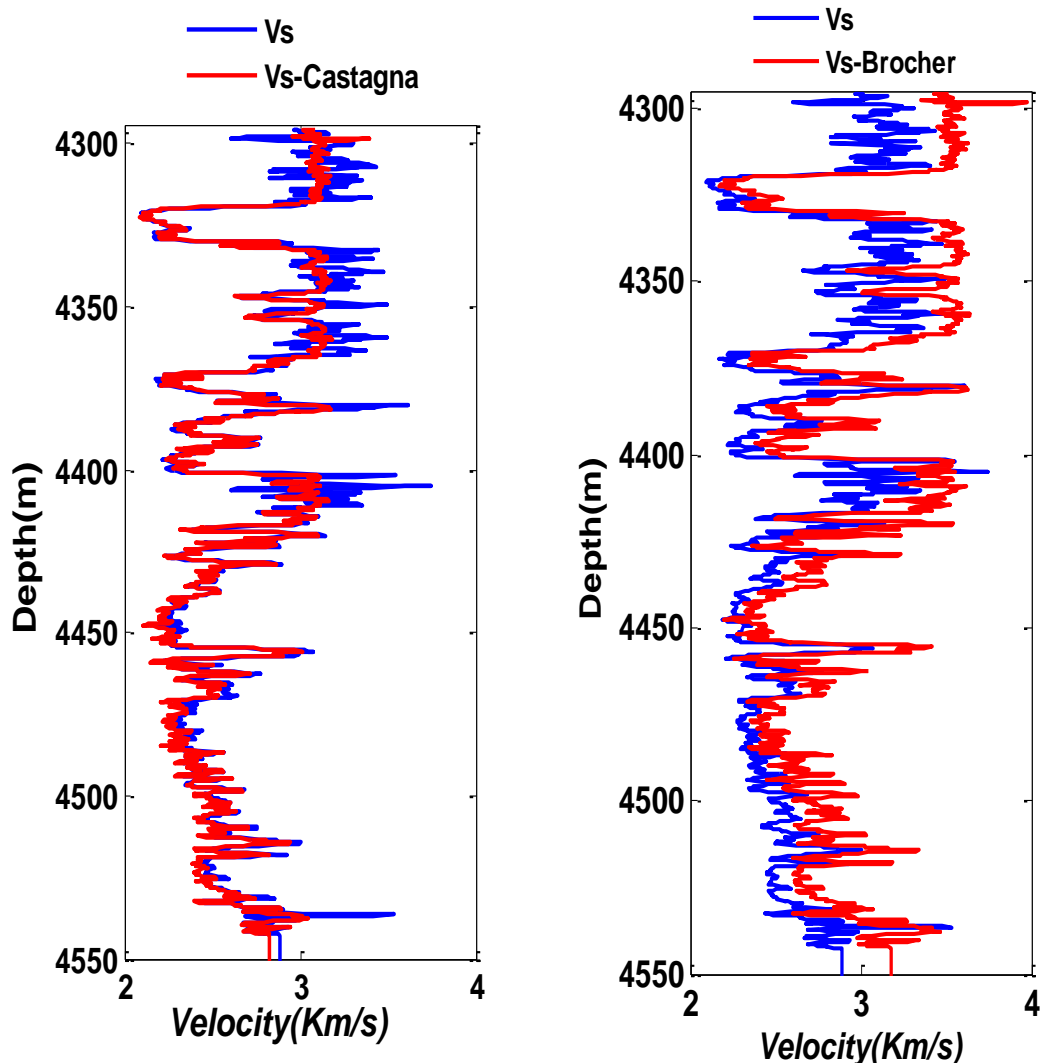
شماره ۱۰ فقط برای بازه‌ی مخزنی ۴۲۹۵ تا ۴۵۵۵ متری موجود بود، مطالعه حاضر در این بازه‌ی مخزنی انجام گرفت.



شکل ۴-۱: همبستگی سرعت موج برشی تخمین زده شده از رابطه بروچر (۲۰۰۵) با موج برشی حاصل از نگار DSI
 شکل ۴-۲: همبستگی سرعت موج برشی تخمین زده شده از رابطه کاستاگنا و همکاران (۱۹۹۳) با موج برشی حاصل از نگار DSI

همان طور که در شکل ۴-۱ و ۴-۲ نشان داده شده، همبستگی میان سرعت موج برشی به دست آمده از رابطه بروچر با سرعت موج برشی حاصل از نگار DSI حدود ۹۳٪ می‌باشد. در حالی که این همبستگی در رابطه کاستاگنا و همکاران چیزی در حدود ۹۶٪ است. مقدار بالای این همبستگی در رابطه کاستاگنا، دقت بالای این رابطه را به اثبات می‌رساند. شکل‌های ۴-۳ و ۴-۴ روند پیش‌بینی سرعت موج برشی توسط دو رابطه ذکر شده را نشان می‌دهند. همانطور که در شکل ۴-۴ مشاهده می‌شود، سرعت موج برشی به دست آمده از رابطه کاستاگنا در تمام طول چاه روند تقریباً مناسبی را ارائه نموده است. اما رابطه بروچر در بیشتر قسمت‌ها جابجایی قابل ملاحظه‌ای نسبت به مقادیر واقعی را نشان می‌دهد. دقت بالای پیش‌بینی سرعت موج فشاری در رابطه کاستاگنا برای میدان مورد مطالعه می‌تواند به دلیل نزدیک بودن شرایط زمین‌شناسی میدان این مطالعه (مانند نوع گسله‌های موجود در

منطقه، جنس سازند تشکیل دهنده مخزن و عمق قرارگیری مخزن) به میدانی باشد که از طریق آن رابطه کاستاگنا ارائه شده است.



شکل ۴-۴: سرعت موج برشی تخمین زده شده از رابطه کستاگنا و همکاران (۱۹۹۳) و مقایسه آن با سرعت موج برشی حاصل از نگار DSI

شکل ۴-۳: سرعت موج برشی تخمین زده شده از رابطه بروچر (۲۰۰۵) و مقایسه آن با سرعت موج برشی حاصل از نگار DSI

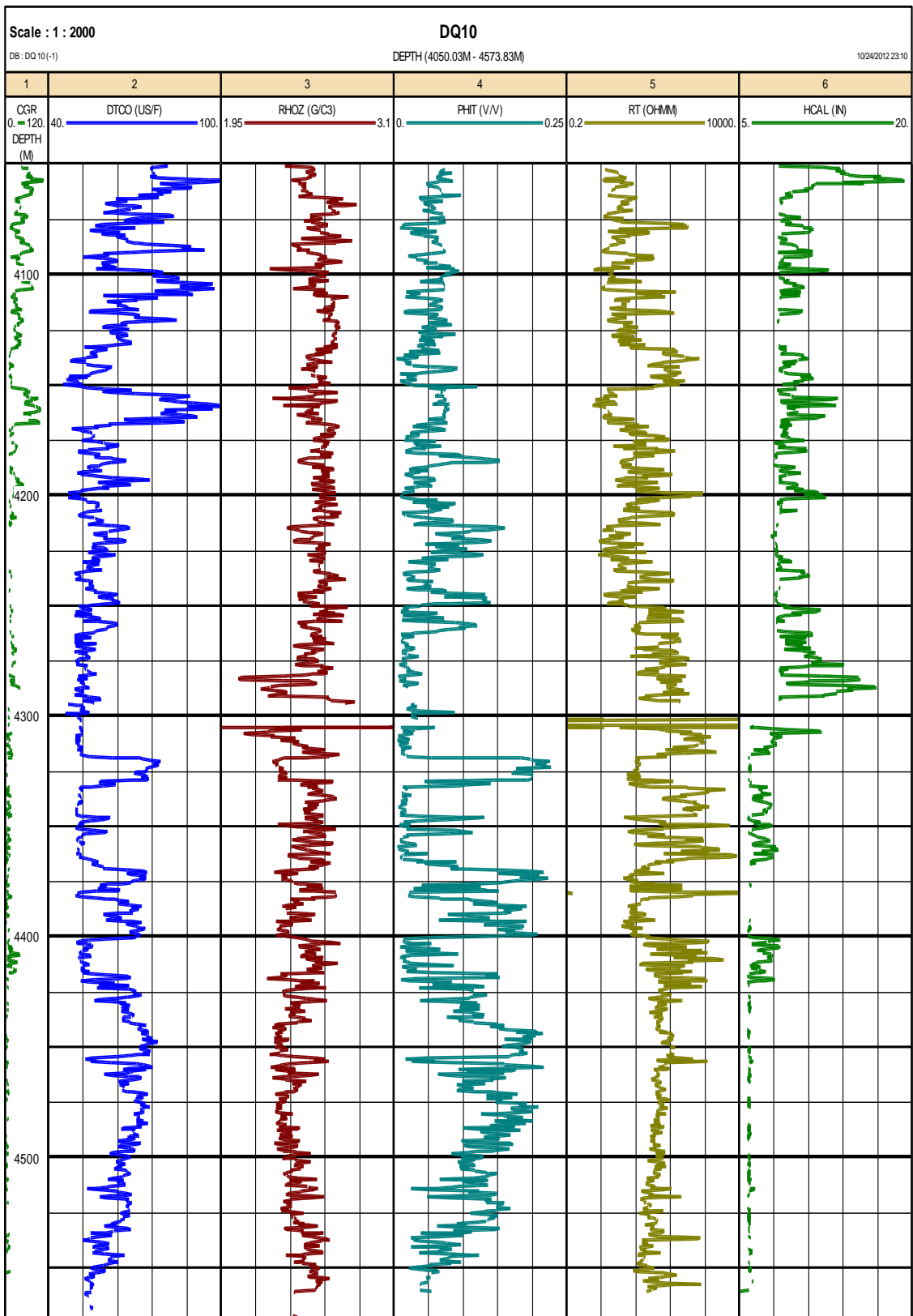
علاوه بر پیش‌بینی سرعت موج برشی از دو رابطه تجربی ذکر شده، از روش ماشین برداری پشتیبان^۱ (SVM) که یکی از روش‌های قدرتمند هوش مصنوعی می‌باشد نیز برای پیش‌بینی سرعت موج برشی استفاده گردید. برای پیش‌بینی سرعت موج برشی از طریق ماشین برداری پشتیبان از شش نگار متداول چاه‌نگاری شامل نگار صوتی (DT)، چگالی (RHOB)، اشعه گاما (GR)، نگار تخلخل نوترونی

^۱- Support Vector Machine (SVM)

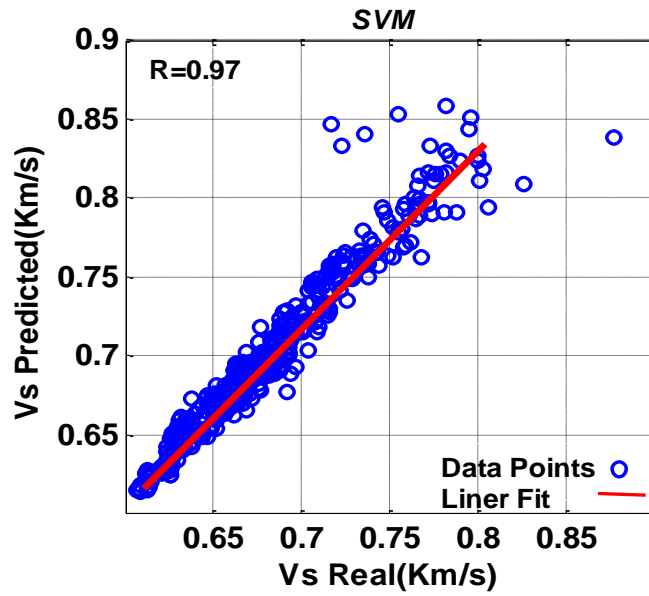
(NPFI)، نگار کالیپر (CAL) و نگار مقاومت ویژه (RT) به عنوان ورودی استفاده شد (شکل ۴-۵). به منظور پیش‌بینی سرعت موج برشی توسط ماشین برداری پشتیبان، ۷۰ درصد داده‌ها به صورت تصادفی به فرآیند آموزش و ۳۰ درصد آن‌ها به فرآیند آزمون اختصاص داده شدند [Gholami et al, 2011]. با در نظر گرفتن کرنل گوسین و پارامترهای موازنه غیرحساسیت و پنیایک که به ترتیب ۲۵۰ و ۰/۰۵ در نظر گرفته شدند (نگاه به پیوست الف)، نتایج به صورت شکل‌های ۴-۶ و ۴-۷ ارائه گردید. همانگونه که در شکل ۴-۶ مشاهده شد، ماشین برداری پشتیبان توانست با همبستگی حدود ۹۷٪ سرعت موج برشی را با استفاده از نگارهای موجود چاه پیش‌بینی کند که نشان دهنده عملکرد بالای این ماشین می‌باشد. از آنجایی که تهیه نگار سرعت موج برشی در چاه‌نگاری هزینه‌بر می‌باشد، بنابراین برای اکثر چاه‌هایی که در میدان نفتی حفر می‌شوند، نگار DSI برداشت نمی‌شود. در بیشتر موارد از روابط تجربی که توسط متخصصین چاه‌نگاری ارائه شده است برای پیش‌بینی سرعت موج فشاری استفاده می‌گردد. در میدان نفتی مورد مطالعه نگار DSI فقط برای چاه شماره ۱۰ برداشت شده است. از رابطه میان سرعت موج برشی و فشاری بدست آمده از این نگار رابطه ۴-۷ برای میدان مورد مطالعه با ضریب همبستگی ۹۴٪ به دست آمد (شکل ۴-۹).

$$V_s = 0.4584V_p + 0.3904 \quad (7-4)$$

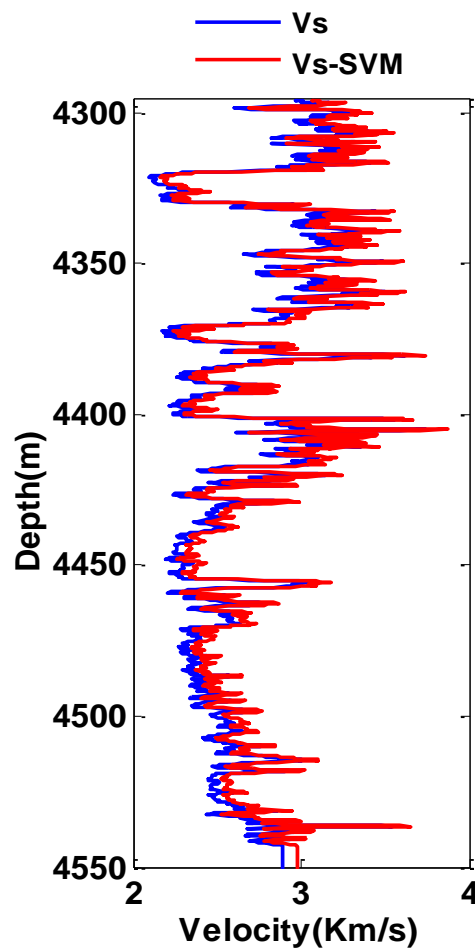
در این رابطه V_s سرعت موج برشی بدست آمده از نگار DSI و V_p سرعت موج فشاری بدست آمده از نگار صوتی می‌باشند.



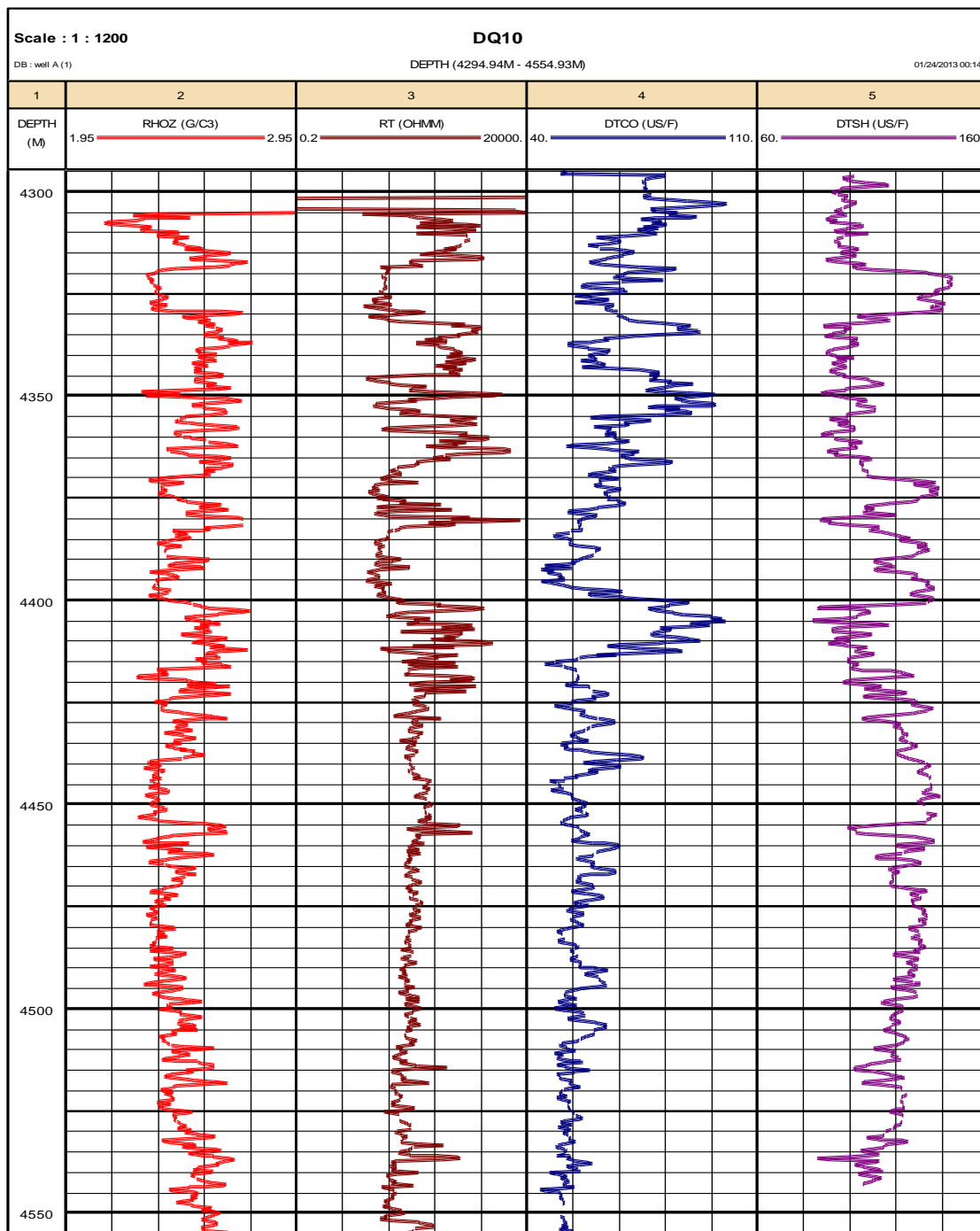
شکل ۴-۵: نگاره‌های بکار رفته برای پیش‌بینی سرعت موج برشی توسط ماشین برداری پشتیبان



شکل ۴-۶: همبستگی بین سرعت موج برشی پیش‌بینی شده توسط ماشین برداری پشتیبان و سرعت موج برشی بدست آمده از نگار DSI



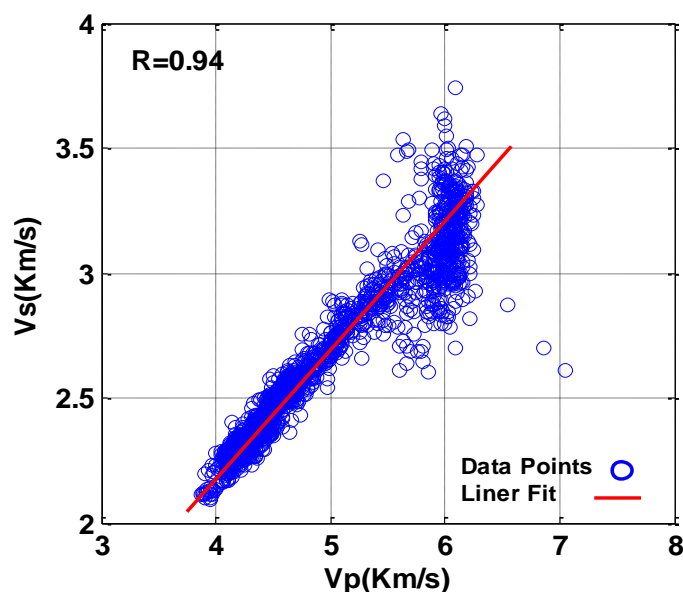
شکل ۴-۷: پیش‌بینی سرعت موج برشی به دست آمده از ماشین برداری پشتیبان و مقایسه آن با سرعت موج برشی حاصل نگار DSI



شکل ۴-۸: تغییرات نگار زمان عبور موج فشاری (DTCO) و نگار زمان عبور موج برشی (DTSH) در چاه ۱۰

از مقایسه نتایج بدست آمده از ماشین برداری پشتیبان در شکل ۴-۷ با نتایج بدست آمده از رابطه کستاگنا و بروچر می توان دریافت که ماشین برداری پشتیبان سرعت موج برشی را با روند پیش بینی مناسب تری نسبت به این دو رابطه پیش بینی کرده است. در تفسیر عملکرد ماشین برداری پشتیبان

نسبت به رابطه بروچر می‌توان گفت که ماشین برداری پشتیبان در سرتاسر عمق پیش‌بینی شده مقادیر بسیار مناسب‌تری را نسبت به رابطه بروچر داشته است و در مقایسه با رابطه گستاگنا می‌توان گفت که ماشین برداری پشتیبان مقادیری را که پیش‌بینی کرده است در بعضی از اعماق مانند عمق ۴۲۹۵ تا حدود ۴۳۲۰ متری روند مناسب‌تری را داشته است. در حالت کلی می‌توان نتیجه گرفت که ماشین برداری پشتیبان در منطقه مورد مطالعه و مناطق با خصوصیات زمین‌شناسی و مخزنی مشابه با این منطقه می‌تواند نتایج مناسبی را برای پیش‌بینی سرعت موج برشی از نگاره‌های مشابه با نگار-های بکار رفته را داشته باشد.



شکل ۴-۹: رابطه بین سرعت موج فشاری برشی در چاه شماره ۱۰

۳-۴- تعیین پارامترهای الاستیک سنگ

همانطور که بیان شد، تعیین پارامترهای الاستیک سنگ به دو روش استاتیکی و دینامیکی امکان پذیر است. پارامترهای الاستیک استاتیکی در شرایط آزمایشگاهی و از آزمایشات مکانیک سنگی تعیین می‌گردند. اما پارامترهای الاستیک دینامیکی از طریق سرعت امواج در روش‌هایی مانند لرزه‌نگاری و چاه‌نگاری تخمین زده می‌شوند. مدول‌های الاستیکی سازندهای زیر سطحی بیان‌کننده خصوصیات رفتاری آن سازندها می‌باشند و لذا با تعیین مدول‌های الاستیکی سنگ‌ها می‌توان رفتار آن‌ها را تحت

بارگذاری‌های مختلف بیان نمود. همانطور که در فصل قبلی ذکر گردید روابطی برای تعیین مدول‌های دینامیکی وجود دارد که از طریق سرعت امواج به دست می‌آید. این مدول‌ها سپس می‌توانند از طریق روابطی به مدول‌هایی استاتیکی تبدیل شوند که البته نیاز به کالیبراسون دارند.

۴-۳-۱- تعیین پارامترهای الاستیکی استاتیکی

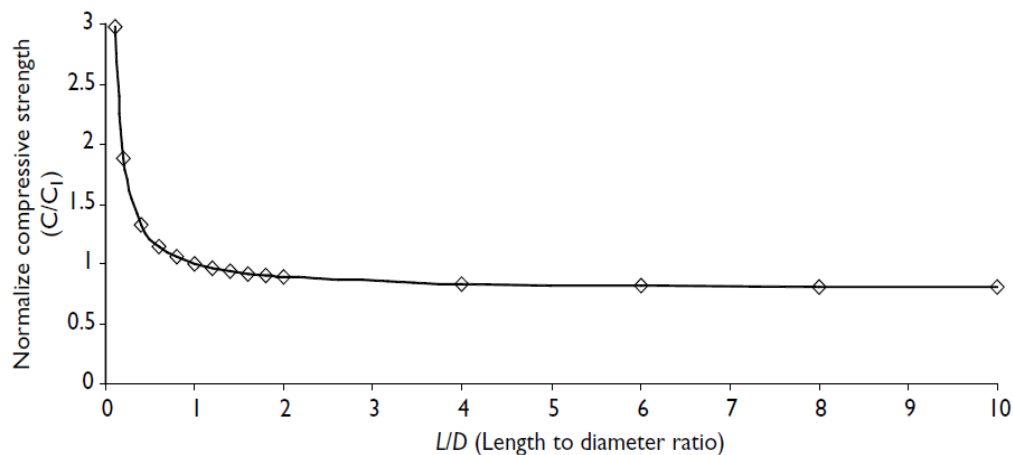
در مطالعه حاضر، آزمایش مقاومت فشاری تک محوره بر روی نمونه‌های سنگ آهک مربوط به چاه شماره ۱۰، ۱۴ و ۱۵ در میدان نفتی مورد مطالعه انجام گرفت (جدول ۴-۱). برای انجام آزمایش مقاومت تک محوره تعداد ۱۰ نمونه مغزه با اندازه استاندارد $L/D=2$ و با قطر NX ۵۴ میلی‌متر در آزمایشگاه دانشگاه آماده گردید. از آنجا که اندازه طول به قطر کمتر از ۲ موجب اشتباه در مقادیر به دست آمده می‌شود، در مواردی که این نسبت کم‌تر بود از رابطه (۴-۸) برای محاسبه مقاومت فشاری تک محوره استاندارد استفاده گردید (شکل ۴-۱۰).

جدول ۴-۱: مشخصات نمونه‌های بکار رفته در آزمایش مقاومت فشاری تک محوره

شماره نمونه	شماره چاه	عمق قرار گیری مغزه
A1	۱۰	۴۳۲۱
A2	۱۰	۴۳۲۸
A3	۱۰	۴۴۲۶
A4	۱۰	۴۴۴۰
B1	۱۵	۴۳۴۰
B2	۱۵	۴۳۴۳
B3	۱۵	۴۴۷۱
B4	۱۵	۴۴۸۰
C1	۱۴	۴۴۷۰
C2	۱۴	۴۴۷۳

طبق استاندارد (1987) ISRM انتهای مغزه‌ها با سنباده صیقل داده شد تا میزان عدم موازی بین سطوح فوقانی و تحتانی بسیار محدود شود [Pariseau, 2007]. با نرخ بارگذاری ۱-۰/۵ مگاپاسکال بر ثانیه، منحنی‌های تنش-کرنش به دست آمد. شکل ۴-۱۱ تصاویر نمونه‌های مغزه مربوط به آزمایش

تک محوره را نشان می‌دهد. نتایج آزمایش مقاومت فشاری تک محوره برای چهار نمونه گرفته شده از چاه مورد مطالعه در اشکال ۴-۱۲ تا ۴-۱۵ آورده شده است.



شکل ۴-۱۰: تأثیر اندازه به قطر بر روی مقاومت فشاری تک محوره سنگ [Pariseau, 2007].

$$C = C_1 \left[0.78 + 0.22 \frac{1}{L/D} \right] \quad (۴-۸)$$

در این رابطه L طول نمونه، D قطر نمونه، C_1 مقاومت فشاری تک محوره حاصل از آزمایش و C مقاومت فشاری تک محوره استاندارد می‌باشد.

همانطور که در شکل‌های فوق نشان داده شده است، مدول الاستیک سنگ برای نمونه‌های مغزه به دست آمده از عمق‌های ۴۳۲۱، ۴۳۲۸، ۴۴۲۶ و ۴۴۴۰ متری برای چاه ۱۰ به ترتیب، برابر ۹/۷، ۱۹/۰۸، ۱۹/۲۶ و ۱۹/۸۶ گیگاپاسکال می‌باشد که این مقادیر برای کالیبراسون نگار مدول یانگ استاتیکی استفاده خواهد شد.

۴-۳-۲- تعیین پارامترهای الاستیک دینامیکی

در صورت داشتن سرعت موج برشی، موج فشاری و چگالی سنگ می‌توان مدول‌های الاستیکی دینامیکی سنگ را محاسبه کرد. در مطالعه حاضر، با استفاده از سرعت موج فشاری و برشی نگار DSI و نگار $RHOB$ مدول‌های الاستیکی دینامیکی مانند مدول برشی، مدول لامه، مدول بالک، مدول

یانگ و نسبت پواسون به کمک روابط (۳-۶) تا (۳-۱۰) صفحه ۲۹ محاسبه گردید. نتایج این محاسبات در بازه‌ی مخزن برای چاه شماره ۱۰ در شکل (۴-۱۶) نشان داده شده‌اند.



۲- شمایی از دستگاه بارگذاری مقاومت فشاری تک محوره



۱- نمونه مغزه استفاده شد برای تست مقاومت فشاری تک محوره

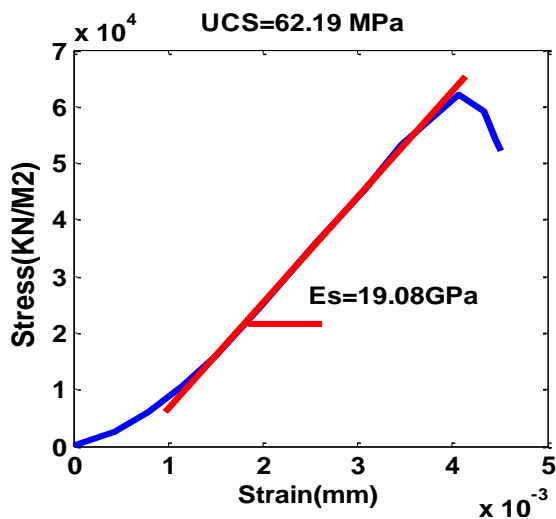


۴- نمایی نزدیک از نمونه بارگذاری شده تحت فشار تک محوره

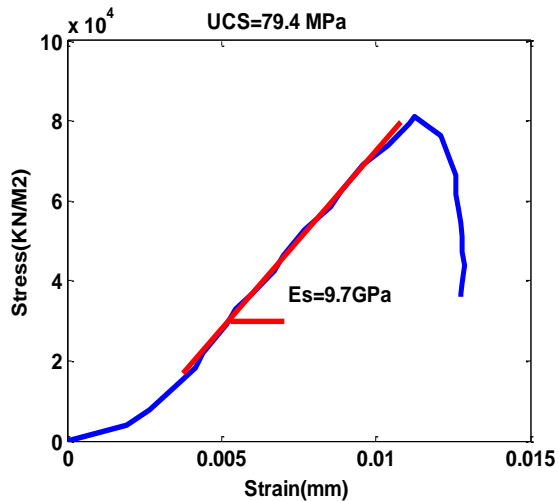


۳- نمونه پس از بارگذاری تحت شرایط تک محوره

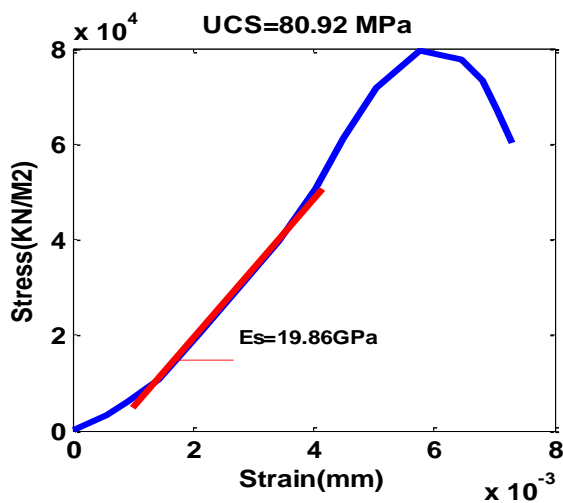
شکل ۴-۱۱: تصاویر مربوط به نمونه‌های مغزه و بارگذاری آن‌ها در طول انجام آزمایش مقاومت فشاری تک محوره



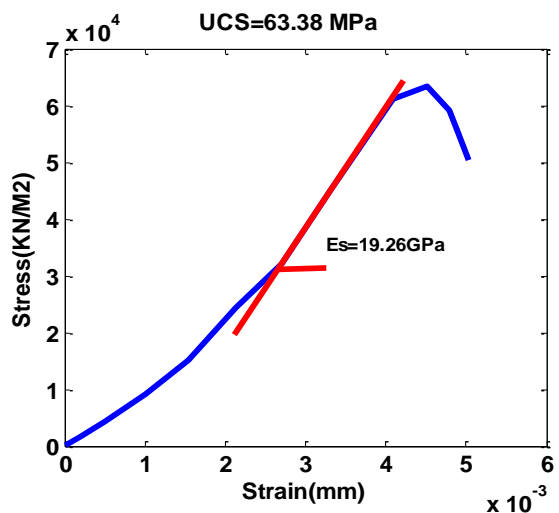
شکل ۴-۱۳: نمودار تنش- کرنش حاصل از آزمایش مقاومت فشاری تک محوره برای نمونه به دست آمده از عمق ۴۳۲۸ متری



شکل ۴-۱۲: نمودار تنش- کرنش حاصل از آزمایش مقاومت فشاری تک محوره برای نمونه مغزه به دست آمده از عمق ۴۳۲۱ متری



شکل ۴-۱۵: نمودار تنش- کرنش حاصل از آزمایش مقاومت فشاری تک محوره برای نمونه مغزه به دست آمده از عمق ۴۴۴۰ متری



شکل ۴-۱۴: نمودار تنش- کرنش حاصل از آزمایش مقاومت فشاری تک محوره برای نمونه مغزه به دست آمده از عمق ۴۴۲۶ متری

هدف از تعیین مدول‌های الاستیک سنگ در این تحقیق، استفاده از آن‌ها جهت محاسبه تنش‌های وارد بر دیواره چاه می‌باشد. اما طبق مطالعات انجام گرفته مدول‌های دینامیکی اختلاف زیادی با مدول‌های استاتیکی دارند | Yasar and Plona and Cook, 1995; Eissa and Kazi, 1988;

[Erdogan, 2004; ; Fjaer et al, 2008] بنابراین باید به حالت استاتیکی تبدیل شوند. در ادامه روابطی برای تبدیل این مدول‌ها ذکر شده است.

برای تبدیل مدول‌های دینامیکی به حالت استاتیکی روابط بسیاری ارائه گردیده است که هر رابطه مربوط به یک منطقه خاصی می‌باشد. در صورت به کارگیری این روابط، مدول‌های به دست آمده باید کالیبره گردند. در این تحقیق به منظور کالیبره کردن مدول یانگ از اطلاعات نمونه‌های مغزه حاصل از آزمایش تک محوره استفاده شد. از آنجایی که داده‌های حاصل از مطالعات چاه‌نگاری مربوط به مخزن کربناته است، از روابطی که برای مخازن کربناته ارائه گردیده بودند، استفاده شده است. عیسی و کزی [Eissa, and Kazi, 1988] رابطه زیر را برای تبدیل مدول یانگ دینامیکی (E_d) به استاتیکی (E_s) در سنگ آهک پیشنهاد دادند:

$$E_s = 0.02 + 0.77E_d \quad (9-4)$$

فجائر و همکاران [Fjaer et al, 2008] رابطه زیر را برای سنگ آهک ارائه دادند:

$$E_s = 0.018E_d^2 + 0.422E_d \quad (10-4)$$

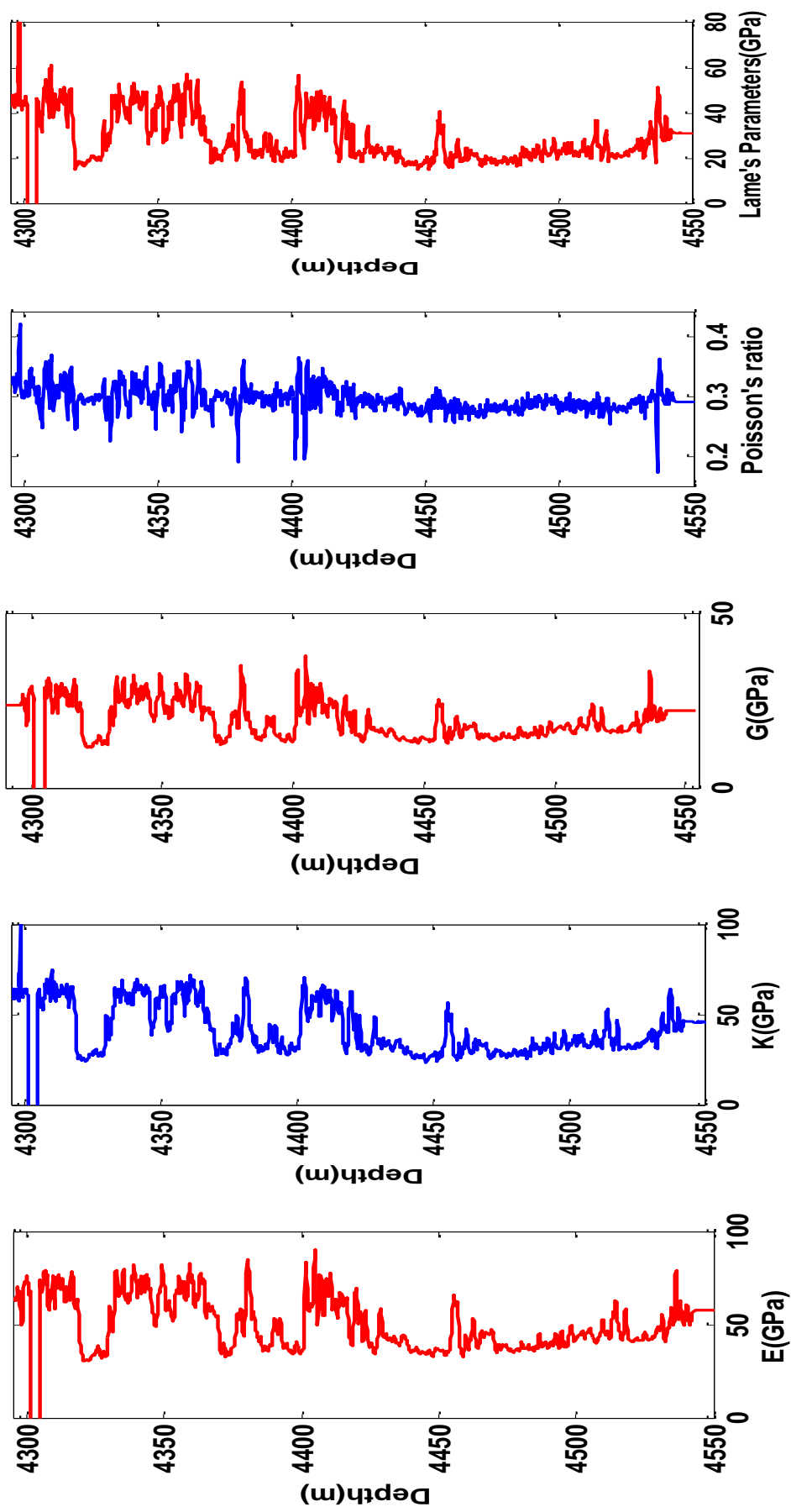
وانگ [Wang, 2000] رابطه زیر را برای سنگ آهک ارائه نمود:

$$E_s = 1.153E_d - 15.197 \quad (11-4)$$

جامبونیسن [Jambunathan, 2008] روابط زیر را برای سنگ‌های کربناته مانند سنگ آهک (رابطه دوم) و دولومیت (رابطه اول) ارائه داد.

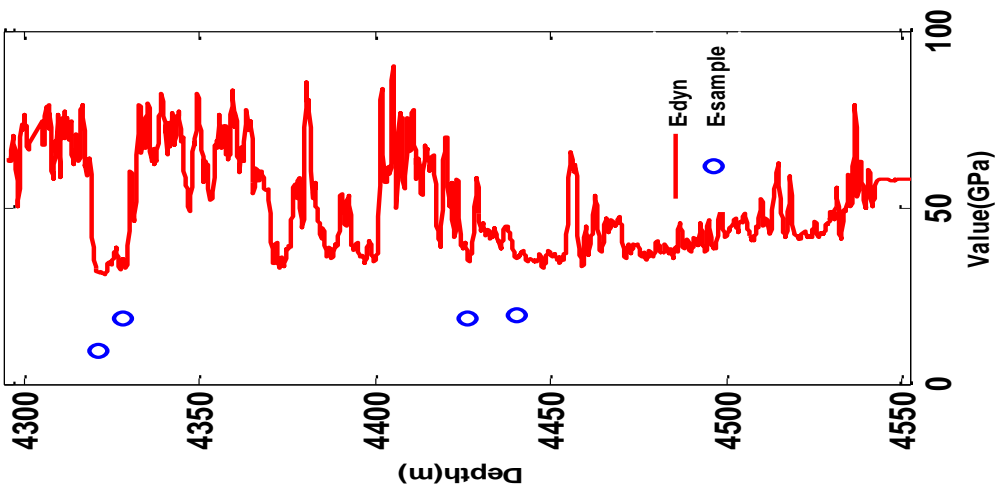
$$\begin{aligned} E_s &= 0.84E_d + 0.7 \\ E_s &= 1.43E_d - 32 \end{aligned} \quad (12-4)$$

بنابراین، با استفاده از روابط (9-4) تا (12-4) مدول‌های دینامیکی به استاتیکی تبدیل شدند و از طریق داده‌های نمونه‌های آزمایش شده کالیبره گردیدند. نتایج این مطالعه در شکل‌های 4-17 تا 4-21 نشان داده شده است. علاوه بر آن مدول یانگ استاتیکی کالیبره شده بر اساس رابطه ارائه شده در مطالعه حاضر در شکل (4-22) آمده است.

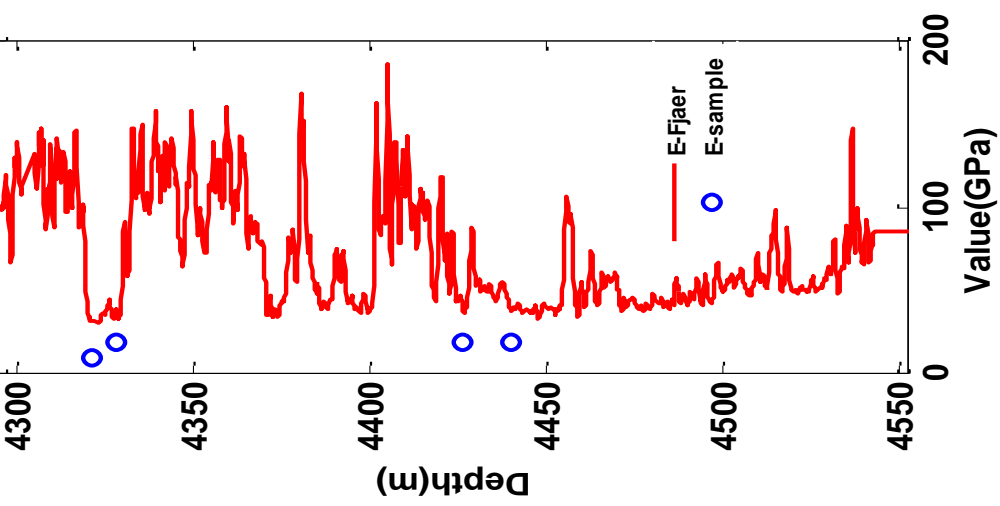


شکل ۴-۱۶: نمودار تغییرات مدول الاستیکی دینامیکی بدست آمده سنگ مخزن به کمک نگاره‌های صوتی، چگالی و

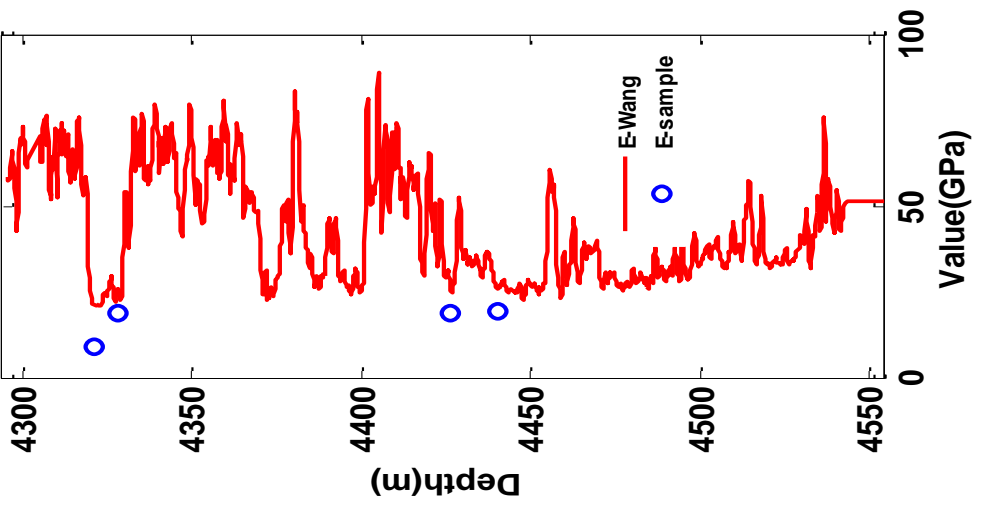
DSI برای چاه شماره ۱۰



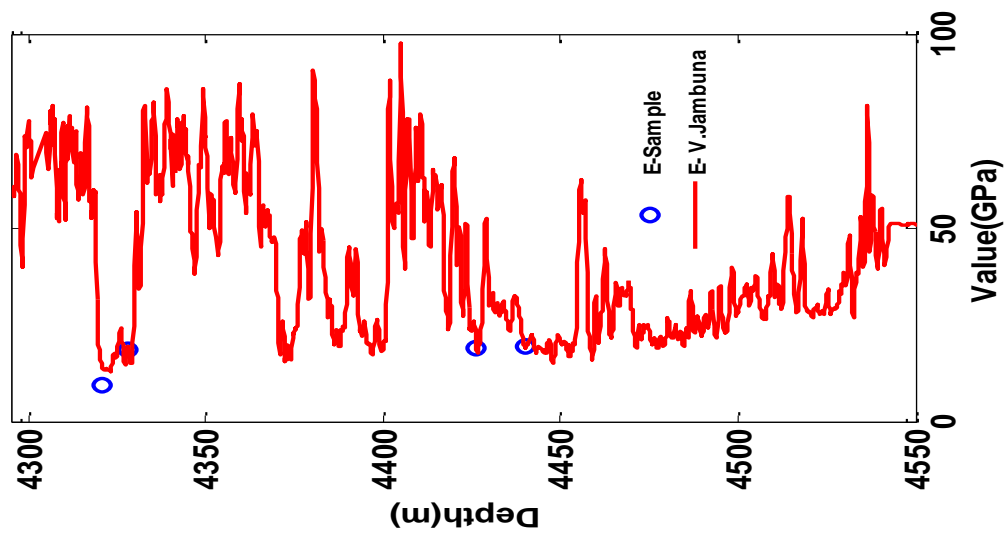
شکل ۴-۱۷: مدول یانگ دینامیکی به دست آمده برای منطقه مورد مطالعه



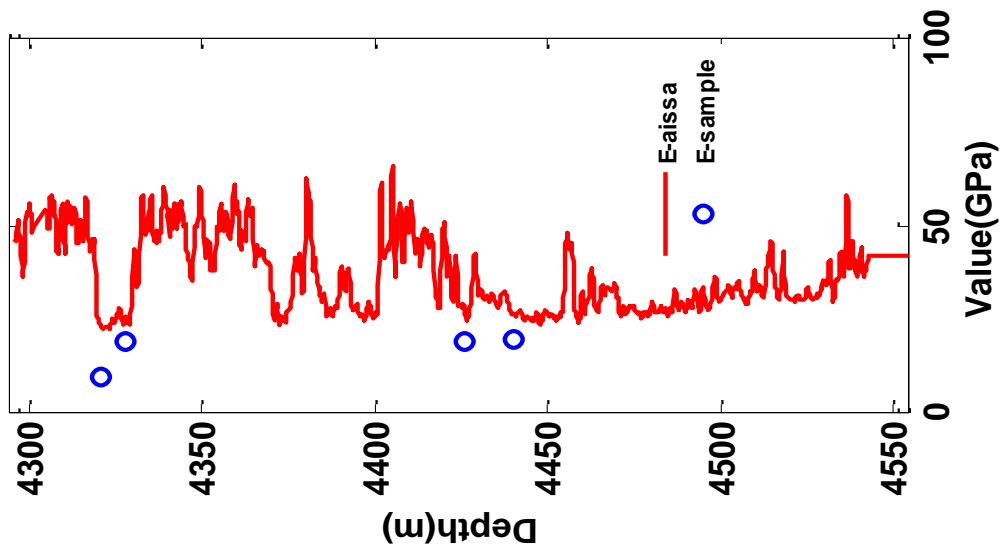
شکل ۴-۱۸: مدول یانگ استاتیکی کالیبره شده برای منطقه بر اساس رابطه فچاثر



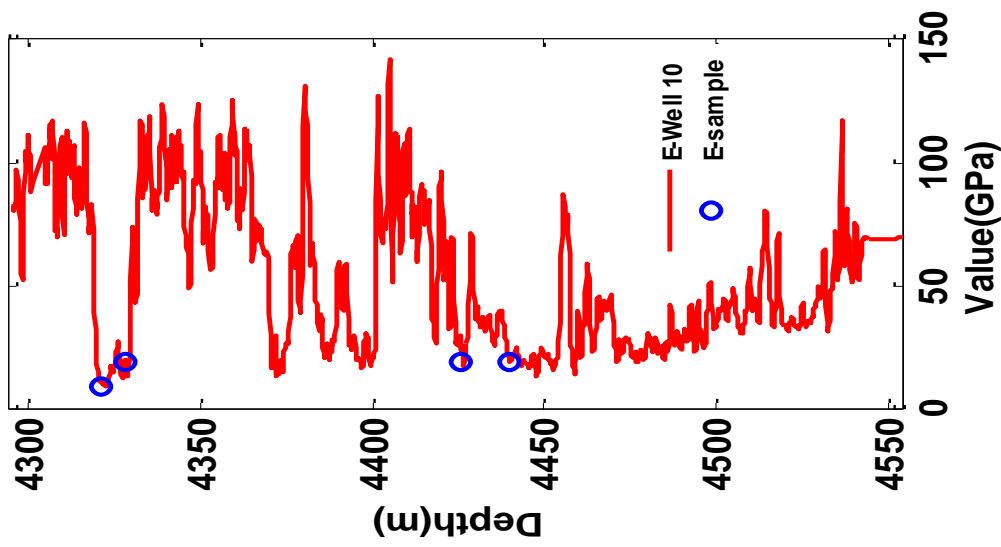
شکل ۴-۱۹: مدول یانگ استاتیکی کالیبره شده برای منطقه بر اساس رابطه وانگ



شکل ۴-۲۰: مدول ینگ استاتیکی کالیبره شده برای منطقه بر اساس رابطه جامونینسن



شکل ۴-۲۱: مدول ینگ استاتیکی کالیبره شده برای منطقه بر اساس رابطه عیسی و کزی

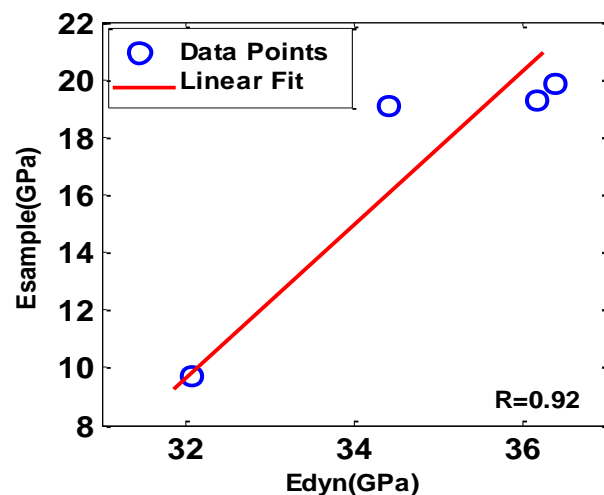


شکل ۴-۲۲: مدول ینگ استاتیکی کالیبره شده برای منطقه بر اساس رابطه ارائه شده در چاه ۱۰

در شکل‌های ۴-۱۷ تا ۴-۲۱ دواير آبي رنگ مدول يانگ به دست آمده از آزمايش مقاومت فشاري تک محوره می‌باشند. نتايج کالبراسيون به دست آمده نشان می‌دهد که مدول يانگ استاتيکی پيش‌بینی شده از رابطه جامبونيسن مناسب‌ترين رابطه می‌باشد.

همانطور که در شکل ۴-۲۳ نشان داده شده، همبستگی میان مدول يانگ استاتيکی حاصل از آزمايش مقاومت تک محوره و مدول يانگ ديناميکی حاصل از نگارهای چاه حدود ۹۲٪ می‌باشد. رابطه‌ای که برای تبديل مدول يانگ ديناميکی به استاتيکی برای چاه ۱۰ ارائه شده است به صورت زیر می‌باشد.

$$E_s = 2.2321E_d - 60.606 \quad (4-13)$$



شکل ۴-۲۳: همبستگی میان مدول يانگ ديناميکی و استاتيکی

رابطه ارائه برای چاه ۱۰ (رابطه ۴-۱۳) پس از کاربرد نتايج آن در شکل ۴-۲۲ آورده شده است. با مقایسه این شکل با شکل‌های (۴-۱۷) تا (۴-۲۱)، می‌توان به این نتیجه رسید که رابطه ارائه شده دارای دقت بیشتری می‌باشد. در بین روابط تجربی ارائه شده رابطه جامبونيسن نزدیکترین رابطه تجربی برای منطقه مورد مطالعه می‌باشد که می‌تواند بکار گرفته شود. اما این رابطه در مقایسه با رابطه تجربی ارائه شده برای چاه ۱۰ تا حدودی دقت کمتری دارد. شرایط زمین شناسی منطقه و یا مخزنی می‌تواند دليل دقت کمتر رابطه جامبونيسن و یا روابط تجربی دیگر باشد مثلاً می‌توان نوع گسله‌های فعال در منطقه و یا خصوصیات سنگ مخزن (اندازه دانه‌های سنگ مخزن) را نام برد.

۴-۴- تعیین مقاومت فشاری تک محوره

در مهندسی نفت یکی از مشکلات مربوط به ژئومکانیک مخازن در دسترس نبودن نمونه‌های مغزه برای انجام آزمایشگاهی مکانیک سنگی است. علاوه بر آن اندازه‌گیری خواص مکانیک سنگی مانند مقاومت فشاری تک محوره در آزمایشگاه هزینه‌بر می‌باشد و مقادیر به دست آمده به دلیل تعداد کم قابلیت تعمیم ندارند. در همین راستا، روابط تجربی برای تخمین مقاومت فشاری تک محوره ارائه شده است که از نگارهای چاه برای تخمین مقاومت فشاری تک محوره سنگ‌های کربناته ذکر استفاده می‌کنند.

میلی‌تزر [Militzer, 1973] بر اساس مطالعاتی که بر روی سنگ‌های کربناته انجام داد، رابطه زیر را برای تخمین مقاومت فشاری تک محوره (UCS) بر اساس تغییرات زمان موج فشاری ارائه نمود:

$$UCS = (7682 / \Delta t)^{1.82} / 145 \quad (14-4)$$

در این رابطه Δt زمان عبور موج فشاری حاصل از نگار صوتی می‌باشد.

گولوبو و رابین اویچ [Golubev, and Rabinovich, 1976] بر اساس مطالعاتی که بر روی سنگ‌های کربناته انجام دادند، رابطه زیر را برای تخمین مقاومت فشاری تک محوره بر اساس تغییرات زمان موج فشاری ارائه نمودند:

$$UCS = 10^{(2.44+109.14/\Delta t)} / 145 \quad (15-4)$$

رزهوسکی و نوویک [Rzhevsky and Novick 1971] بر اساس مطالعاتی که بر روی سنگ‌های کربناته انجام دادند، رابطه زیر را برای تخمین مقاومت فشاری تک محوره بر اساس نگار تخلخل ارائه نمودند:

$$UCS = c(1 - D\phi)^2 \quad (16-4)$$

در رابطه بالا c باید در بازه $250 < c < 300$ مگا پاسکال باشد، D نیز دامنه تغییراتی بین ۲ تا ۵ دارد و وابسته به شکل منافذ می‌باشد.

زویاک [Zoback, 2007] بر اساس مطالعاتی که بر روی سنگ‌های کربناته انجام داد، روابط ۴-۱۷ تا

۴-۲۰ را برای تخمین مقاومت فشاری تک محوره بر اساس مدل یانگ و تخلخل ارائه نمود:

$$UCS = 0.4067E^{0.51} \quad (۱۷-۴)$$

رابطه ۴-۱۷ برای سنگ آهک‌هایی که مقاومت فشاری تک محوره آن در بازه $10 < UCS < 300$ مگاپاسکال، کاربرد دارد.

$$UCS = 2.4E^{0.34} \quad (۱۸-۴)$$

رابطه ۴-۱۸ برای دولومیت‌هایی که مقاومت فشاری تک محوره آن در بازه $60 < UCS < 100$ باشد، کاربرد دارد.

$$UCS = 143.8 \exp(-6.95\phi) \quad (۱۹-۴)$$

رابطه ۴-۱۹ برای سنگ‌های کربناته با تخلخل کم تا متوسط ($0.05 < \phi < 0.2$) و مقاومت فشاری تک محوره بالا یعنی $10 < UCS < 300$ مگاپاسکال، کاربرد دارد.

$$UCS = 135.9 \exp(-4.8\phi) \quad (۲۰-۴)$$

رابطه فوق نیز برای سنگ‌های کربناته با تخلخل کم تا متوسط ($0 < \phi < 0.2$) و مقاومت فشاری تک محوره بالا ($10 < UCS < 300 \text{ MPa}$)، کاربرد دارد.

واحدهای مورد استفاده در تمامی روابط بالا به صورت زیر می‌باشد.

$$UCS(\text{MPa}), \Delta t(\mu\text{s} / \text{ft}), E(\text{MPa}), \phi(\%)$$

چریستارس و همکاران [Christaras et al, 1997] بر اساس مطالعاتی که بر روی مجموعه سنگ‌های

آهک، مارن، دولومیت، ماسه سنگ، هماتیت، سرپانتین، دیاباز و توف انجام دادند، رابطه زیر را برای تخمین مقاومت فشاری تک محوره بر اساس سرعت موج فشاری ارائه نمودند:

$$UCS = 9.95V_p^{1.21} \quad (۲۱-۴)$$

ترکان [Tercan, 2005] بر اساس مطالعاتی که بر روی مجموعه‌ای از سنگ‌های آهک، ماسه سنگ، شیل، مادستون و سنگریزه^۱ انجام داد، رابطه ۴-۲۲ را برای تخمین مقاومت فشاری تک محوره بر اساس سرعت موج فشاری ارائه نمود:

$$UCS = 7.1912V_p + 26.258 \quad (۲۲-۴)$$

یاسر و اردوغان [Yasar and Erdogan, 2003] بر اساس مطالعاتی که بر روی مجموعه سنگ‌های آهک، دولومیت، مرمر، توف و بازالت انجام دادند، رابطه ۴-۲۳ را برای تخمین مقاومت فشاری تک محوره بر اساس سرعت موج فشاری ارائه نمودند:

$$UCS = 21.677V_p + 0.0648 \quad (۲۳-۴)$$

کلیس و تیمن [Kilic and Teymen, 2008] بر اساس مطالعاتی که بر روی مجموعه‌ای سنگ‌های آهک، دولومیت، مرمر، توف، بازالت، آندزیت، کوارتزیت، تراورتن و ماسه‌سنگ انجام دادند، رابطه ۴-۲۴ را برای تخمین مقاومت فشاری تک محوره بر اساس سرعت موج فشاری ارائه نمودند:

$$UCS = 2.304V_p^{2.4315} \quad (۲۴-۴)$$

آلتین داگ [Altindag, 2011] بر اساس مطالعاتی که بر روی مجموعه‌ای سنگ‌های آهک، دولومیت، مرمر، تراورتن، اسلیت، سیلت استون^۲ و ماسه‌سنگ انجام دادند، رابطه ۴-۲۵ را برای تخمین مقاومت فشاری تک محوره بر اساس سرعت موج فشاری ارائه نمودند:

$$UCS = 12.746V_p^{1.194} \quad (۲۵-۴)$$

برای روابط (۲۱-۴) الی (۲۵-۴) در بالا واحدهای $UCS(MPa), V_p(Km/s)$ می‌باشد.

باید توجه داشت که روابط تجربی ارائه شده برای مقاومت فشاری تک محوره نیاز به کالیبره شدن دارند. به همین منظور، در این تحقیق مقادیر UCS بدست آمده از نگاره‌ها توسط مقادیر UCS بدست

^۱- gravel stone

^۲-siltstone

آمده از مغزه‌ها در آزمایشگاه (در آزمایش مقاومت فشاری تک محوره نقطه رأس منحنی تنش- کرنش به عنوان مقدار UCS در نظر گرفته شد) کالیبره گردیدند. نتایج حاصل در اشکال ۴-۲۴ و ۴-۲۵ نشان داده شده است.

دوایر آبی رنگ در اشکال ۴-۲۴ و ۴-۲۵ مقاومت فشاری تک محوره به دست آمده از منحنی تنش- کرنش آزمایش تک محوره را نشان می‌دهند. همان طور که در شکل‌های مذکور نشان داده شده است، مقاومت فشاری به دست آمده از رابطه گولوبو یعنی رابطه ۴-۱۵ بهترین مدل ممکن برای مقاومت فشاری تک محوره را ارائه داده است. بنابراین می‌توان این رابطه را در مطالعه حاضر به کار گرفت. در مطالعه حاضر علاوه بر استفاده از روابط تجربی ذکر شده، رابطه دیگری بر اساس سرعت موج فشاری و داده‌های حاصل از آزمایش مقاومت فشاری تک محوره چاه‌های ۱۰ و ۱۴ و ۱۵ به دست آمده است. این رابطه که برای تعیین مقدار مقاومت فشاری تک محوره در میدان مورد مطالعه ارائه گردیده است به صورت زیر می‌باشد:

$$UCS = 7.483V_p + 27.22 \quad (4-26)$$

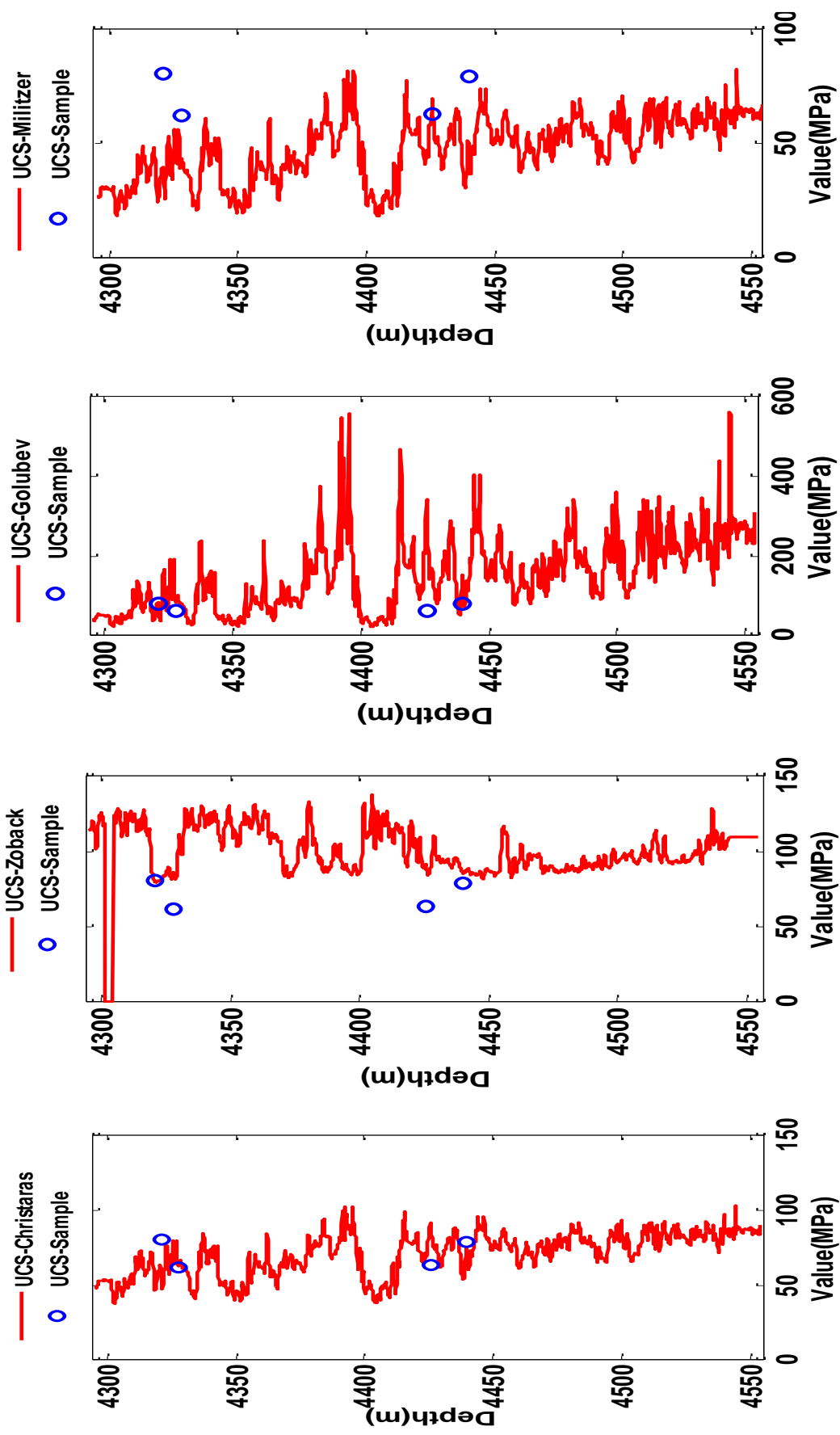
در رابطه بالا واحدها بصورت زیر می‌باشند:

$$UCS(MPa), V_p(Km/s)$$

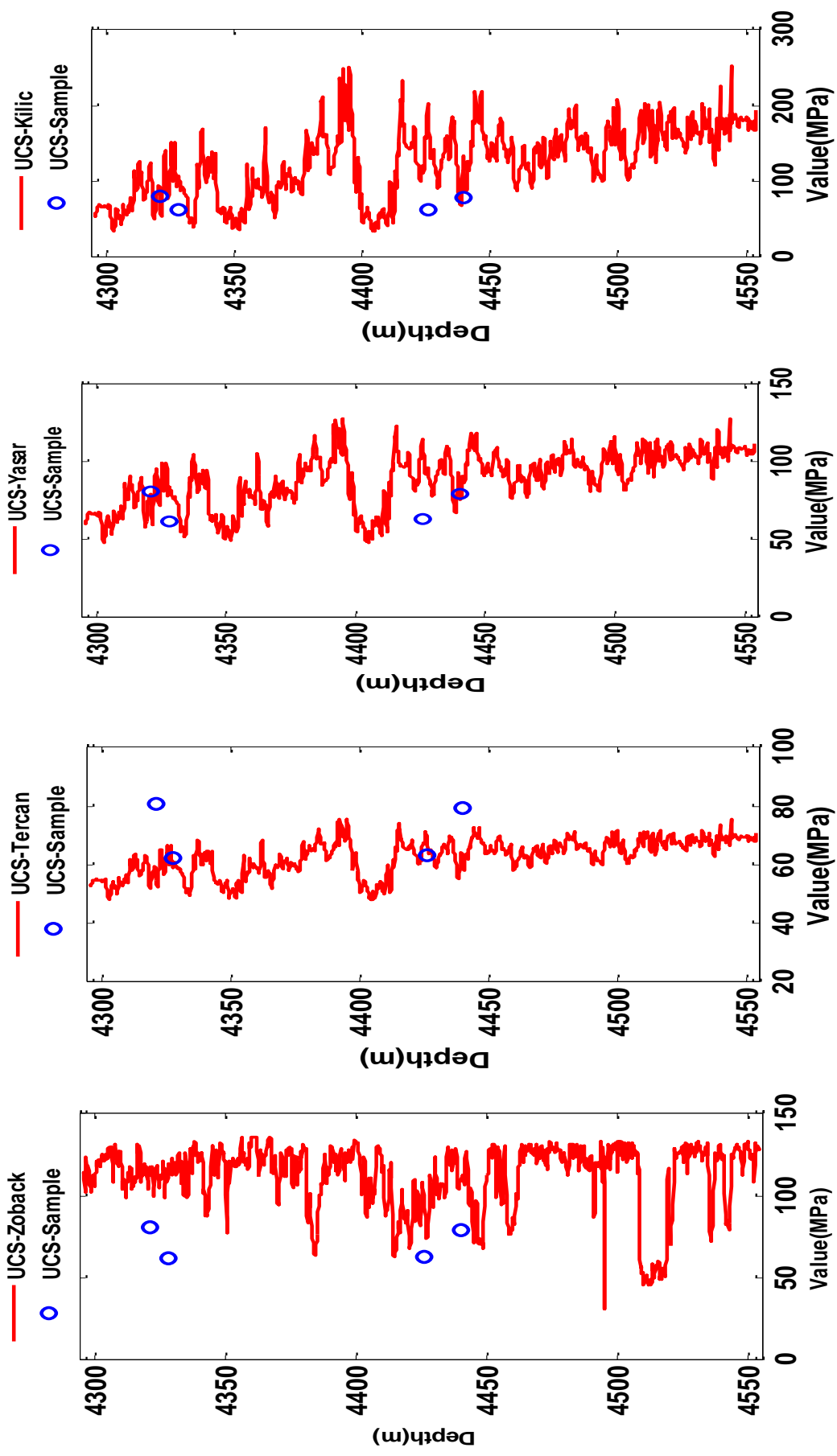
رابطه تجربی ارائه شده در بالا به علت تعداد کم نمونه‌های حاصل از آزمایش مقاومت فشاری تک محوره از سطح اعتماد پایینی برخوردار می‌باشد. بنابراین در این میدان بهتر است که از رابطه تجربی ۴-۱۵ در میدان مورد مطالعه استفاده گردد.

۴-۱-۴- تعیین مقاومت فشاری تک محوره با ماشین برداری پشتیبان

بعد از تعیین مقاومت فشاری تک محوره از طریق روابط تجربی، ماشین برداری پشتیبان نیز جهت تخمین مورد استفاده قرار گرفت. نگارهای مورد استفاده برای این تخمین نگار چگالی (RHOB)، نگار گاما (GR) و نگار صوتی (DT) بودند. مقادیر مقاومت فشاری به دست آمده از رابطه گولوبو (رابطه ۴-۱۵) نیز به عنوان خروجی ماشین برداری پشتیبان (SVM) استفاده شد.

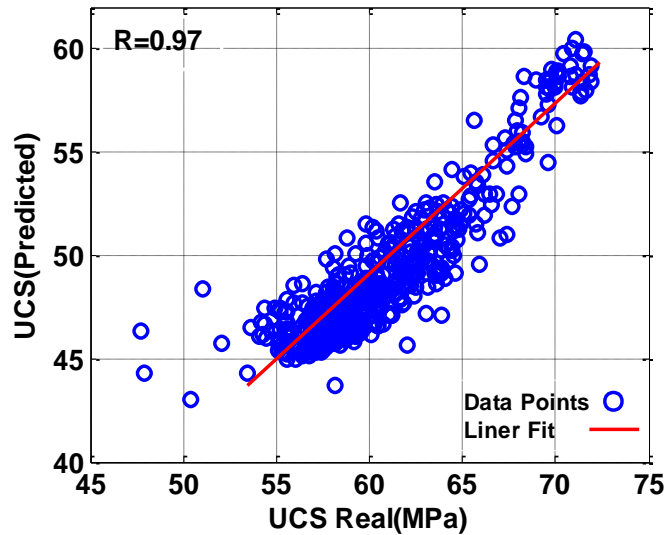


۲۴-۴ - مقاومت فشاری تک محوره کالیبره شده برای سنگ مخزن از راست به چپ به ترتیب با استفاده از روابط تجربی (۱۴-۴)، (۱۵-۴)، (۱۷-۴)، (۲۱-۴) برای چاه ۱۰



۱۰ چاه ۲۴-۴)، (۲۳-۴)، (۲۲-۴)، (۱۹-۴)، (۱۹-۴)، (۱۹-۴)، (۱۹-۴) استفاده از روابط تجربی (۲۴-۴) برای چاه ۱۰ - ۲۵-۴ - مقاومت فشاری تک محوره کالیبره شده برای سنگ مخزن از چپ به راست به ترتیب با استفاده از روابط تجربی (۲۴-۴)، (۲۳-۴)، (۲۲-۴)، (۱۹-۴)، (۱۹-۴)، (۱۹-۴)، (۱۹-۴)

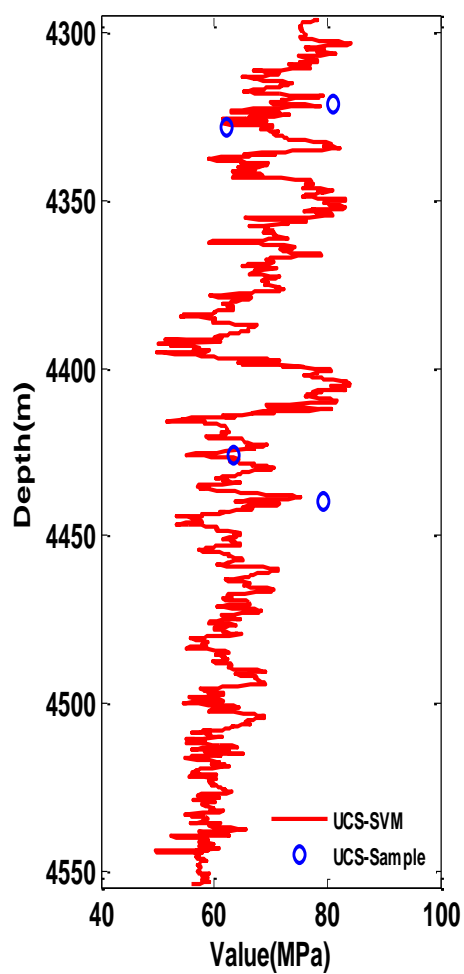
جهت پیاده‌سازی ماشین برداری پشتیبان از کرنل گوسین به عنوان بهترین کرنل استفاده شد [Han et al, 2004]. نتایج این مطالعه در شکل‌های ۴-۲۶ و ۶-۲۷ نشان داده شده است.



شکل ۴-۲۶: همبستگی بین مقاومت فشاری تک محوره بدست آمده از

رابطه (۴-۱۵) و مقدار پیش‌بینی شده از طریق SVM

همانگونه که در شکل ۴-۲۶ و ۴-۲۷ مشاهده می‌شود، ماشین برداری توانسته با دقت بالا و روند تقریباً مناسبی به پیش‌بینی مقاومت فشاری تک محوره بپردازد. همبستگی میان مقادیر پیش‌بینی شده و مقادیر مد نظر چیزی در حدود ۹۷ درصد است که این نشان دهنده دقت بالای این روش می‌باشد. هدف از استفاده از ماشین برداری پشتیبان در این تحقیق نشان دادن کارایی این روش در پیش‌بینی مقاومت فشاری تک محوره می‌باشد. اگر تعداد نمونه‌های مغزه در مطالعات ژئومکانیکی زیاد باشد شاید بتوان به طور مستقیم از طریق نمونه‌ها به پیش‌بینی مقاومت فشاری تک محوره پرداخت و نیازی به استفاده از روابط تجربی نخواهد بود.



شکل ۴-۲۷: مقاومت فشاری تک محوره پیش بینی شده توسط ماشین برداری پشتیبان و مقایسه آن‌ها با مقادیر واقعی مقاومت فشاری تک محوره

فصل پنجم
تعیین فشار منفذی به کمک نگارهای
چاه

۵-۱- مقدمه

فشار سیال منفذی^۱ از مهم‌ترین عوامل در آنالیز پایداری دیواره چاه‌های حفاری و تغییرات ژئومکانیکی می‌باشد. تخمین نادرست فشار منفذی، مشکلاتی مانند فوران چاه، گیر کردن رشته لوله‌های حفاری، و کیک گل حفاری را به همراه خواهد داشت. با توجه به حساسیت بیان شده در تعیین این پارامتر، فصل حاضر به بیان روش‌های تعیین فشاری منفذی از طریق نگارهای متداول چاه می‌پردازد.

۵-۲- تعیین فشار منفذی با نگارهای چاه

فشار منفذی در حوضه‌های عمیق رسوبی تنها از نوع هیدرواستاتیکی نخواهد بود، بلکه می‌تواند به فشار لیتواستاتیک نیز نزدیک شود، به طوری که گاهی این فشار تا دو برابر فشار هیدرواستاتیک نیز می‌رسد. عبور از مرز فشار هیدرواستاتیک در عمق عموماً فشار زمین نامیده می‌شود [Kan and Swan, 2001]. علت فشارهای منفذی غیر عادی می‌تواند تبدیل هیدروکربورهای سنگین‌تر به هیدروکربورهای سبک‌تر، مهاجرت و انبساط سیالات و شرایط تکتونیکی باشد [Chopra and Huffman, 2006]. در حین حفاری چاه‌های نفتی فشار منفذی در عمق از طریق داده‌های MDT اندازه‌گیری می‌شود. اندازه‌گیری داده‌های MDT مربوط به چند عمق خاص (به صورت گسسته) می‌باشد، بنابراین نیاز به روش‌هایی است که بتواند مقادیر فشار منفذی را به صورت پیوسته ارائه نماید. روش‌های مختلفی جهت محاسبه فشار منفذی ارائه شده است که عموماً شامل روش‌های تجربی می‌شوند [Zhang, 2011]. نظریه‌های بنیادی که برای پیش‌بینی فشار منفذی توسط بایوت و ترزاقی و همکاران ارائه گردیده فشار منفذی را تابعی از تنش روباره و تنش مؤثر معرفی کرده است [Biote, 1941; Terzaghi et al, 1996]. بر این اساس رابطه بین تنش روباره، تنش مؤثر و فشار منفذی به صورت زیر می‌باشد.

$$P_p = (\sigma_v - \sigma_e) / \alpha \quad (۵-۱)$$

^۱ - Pore Pressure

در رابطه بالا P_p فشار منفذی، σ_v تنش روباره، σ_e تنش مؤثر و α ضریب بایوت می‌باشد که معمولاً برابر یک فرض می‌شود.

برای پیش‌بینی فشار منفذی از طریق نگارهای چاه روش‌های تجربی متفاوتی ارائه گردیده است که در زیر به برخی از آن‌ها اشاره خواهد شد:

رابطه‌ای توسط زانگ [Zhang, 2011] برای پیش‌بینی فشار منفذی بر اساس چگالی آب و نفت، ارتفاع ستون گاز و نفت و شتاب گرانش ارائه گردیده که به صورت زیر می‌باشد:

$$\Delta p_{og} = (\rho_w - \rho_o)gh_o + (\rho_w - \rho_o)gh_g \quad (2-5)$$

در رابطه بالا Δp_{og} گرادیان فشار منفذی القایی توسط نفت و گاز، ρ_w چگالی آب یا آب شور، ρ_o چگالی نفت، h_g ارتفاع ستون گاز و h_o ارتفاع ستون نفت می‌باشد.

گاردنر و همکاران [Gardner et al, 1974] بر اساس داده‌های موجود یکی از مناطق امریکا رابطه زیر را برای پیش‌بینی فشار منفذی ارائه دادند.

$$P_p = \sigma_v - \frac{(\alpha_v - \beta)(A_1 - B_1 \ln \Delta t)^3}{Z^2} \quad (3-5)$$

در رابطه بالا P_p فشار سیال موجود در سازند بر حسب psi، σ_v تنش روباره بر حسب psi، β گرادیان نرمال فشار سیال psi/ft، Z عمق چاه بر حسب ft، Δt زمان عبور موج صوتی بر حسب $\mu s/ft$ و A_1 و B_1 پارامترهای ثابت میدان مورد بررسی می‌باشند. برای میدان مطالعه شده $A_1 = 82776$ و $B_1 = 15695$ در نظر گرفته شده بود.

۵-۲-۱- پیش‌بینی فشار منفذی با استفاده از نگار مقاومت ویژه

برای پیش‌بینی فشار منفذی از طریق نگار مقاومت ویژه، ایتون [Eaton, 1972; 1975] رابطه زیر را ارائه نموده است:

$$P_{pg} = OBG - (OBG - P_{ng}) \left(\frac{R}{R_n}\right)^n \quad (4-5)$$

در رابطه بالا P_{pg} گرادیان فشار منفذی سازند، OBG گرادیان تنش روباره، P_{ng} گرادیان فشار منفذی هیدرواستاتیک می باشد (که معمولاً برابر با 0.45psi/ft می باشد)، R مقاومت ویژه سنگ است که از طریق نگار چاه به دست می آید، R_n مقاومت ویژه سنگ در فشار نرمال (فشار هیدرواستاتیک) است و توان n پارمتر ثابتی است که بین 0/6 و 1/5 در نظر گرفته می شود.

۵-۲-۲- پیش بینی فشار منفذی با استفاده از سرعت عبور موج فشاری

ایتون [Eaton, 1975] رابطه تجربی زیر را برای پیش بینی گرادیان فشار منفذی از طریق زمان عبور موج فشاری ارائه داد:

$$P_{pg} = OBG - (OBG - P_{ng}) \left(\frac{\Delta t_n}{\Delta t} \right)^3 \quad (5-5)$$

در رابطه بالا Δt_n زمان عبور موج یا کندشدگی در فشار نرمال و Δt زمان عبور موج به دست آمده از نگار صوتی چاه می باشد.

باورز [Bowers, 1995] رابطه تجربی زیر را برای پیش بینی فشار منفذی از طریق سرعت عبور موج فشاری ارائه داد.

$$P_p = \sigma_v - \left(\frac{V_p - V_{ml}}{A} \right)^{\frac{1}{B}} \quad (6-5)$$

در رابطه بالا A و B پارامترهای ثابت هستند، P_p و σ_v بر حسب psi ، سرعت موج فشاری (V_p) و خط میانی سرعت موج فشاری یا سرعت نرمال شده (V_{ml}) بر حسب ft/s می باشد.

رابطه (۶-۵) بر حسب زمان عبور موج با جایگزینی $V_p = 10^6 / \Delta t$ و $V_{ml} = 10^6 / \Delta t_{ml}$ به صورت رابطه زیر در می آید.

$$P = \sigma_v - \left(\frac{10^6 \left(\frac{1}{\Delta t} - \frac{1}{\Delta t_{ml}} \right)}{A} \right)^{\frac{1}{B}} \quad (7-5)$$

در رابطه بالا Δt_{ml} خط وسط^۱ زمان عبور موج فشاری می‌باشد. معمولاً $\Delta t_{ml} = 200 \mu s / ft$ یا $\Delta t_{ml} = 660 \mu s / ft$ است [Zhang, 2011].

رابطه میلر [Zhang et al, 2008] یکی دیگر از روش‌های پیش‌بینی فشار منفذی است. این روش ارتباط بین سرعت موج فشاری و تنش مؤثر را شرح می‌دهد. در رابطه میلر فشار منفذی می‌تواند از رابطه زیر به دست آید:

$$P = \sigma_v - \frac{1}{\lambda} - \ln \left(\frac{V_m - V_{ml}}{V_m - V_p} \right) \quad (۸-۵)$$

در رابطه بالا V_m سرعت عبور موج صوتی در خمیره سنگ، V_p سرعت موج فشاری در یک عمق مشخص، λ یک پارامتر تجربی و معمولاً $\lambda = 0.00025$ در نظر گرفته می‌شود.

تاو^۲ [Lopez et al, 2004] برای پیش‌بینی فشار منفذی با استفاده از زمان عبور موج فشاری رابطه زیر را ارائه داده است:

$$P = \sigma_v - A_s \left(\frac{C - \Delta t}{\Delta t - D} \right)^{B_s} \quad (۹-۵)$$

در رابطه بالا C و D پارامترهای ثابت هستند که $C = 200 \mu s / ft$ ، $D = 50 \mu s / ft$ ، $A_s = 1989.6$ و $B_s = 0.904$ می‌باشد [Gutierrez et al, 2006].

۵-۲-۳- پیش‌بینی فشار منفذی با استفاده از نگار تخلخل

جهت پیش‌بینی فشار منفذی از طریق نگار تخلخل معادلات تجربی زیادی ارائه شده است. یکی از این رابطه‌ها، رابطه زانگ [Zhang, 2008] می‌باشد که بر اساس آن فشار منفذی می‌تواند از رابطه زیر محاسبه گردد:

$$P_{pg} = OBG - (OBG - P_{ng}) \frac{\ln \phi_0 - \ln \phi}{cZ} \quad (۱۰-۵)$$

^۱ -Midline

^۲ - Tau

در رابطه مذکور ϕ تخلخل در عمق Z بوده، ϕ_0 تخلخل حاصل از خط مرزی^۱ (در سطح زمین و کف دریا)، Z عمق در زیر خط مرزی و c می‌تواند از خط حاصل از روند فشردگی نرمال^۲ (NCT) نگار تخلخل که از فرمول (۱۱-۵) به دست می‌آید، محاسبه گردد:

$$\phi = \phi_0 e^{-cZ} \quad (11-5)$$

معادله (۱۲-۵) اگر بر حسب ارتباط بین فشار منفذی، تنش روباره و تخلخل نوشته شود به رابطه زیر تبدیل خواهد شد:

$$P = \sigma_v - (\sigma_v - p_n) \frac{\ln \phi_0 - \ln \phi}{cZ} \quad (12-5)$$

اگر زمان عبور موج فشاری با تخلخل در معادلات (۱۱-۵) و (۱۲-۵) جایگزین شود، گرادیان فشار منفذی و فشار منفذی از رابطه زیر محاسبه می‌شوند:

$$P_{pg} = OBG - (OBG - P_n) \frac{\ln(\Delta t_{ml} - \Delta t_m) - \ln(\Delta t - \Delta t_m)}{cZ} \quad (13-5)$$

$$P_p = \sigma_v - (\sigma_v - P_n) \frac{\ln(\Delta t_{ml} - \Delta t_m) - \ln(\Delta t - \Delta t_m)}{cZ} \quad (14-5)$$

NCT (یعنی اینکه نگار صوتی مورد نظر در قسمت‌های مختلف که تغییرات آن متفاوت است، یک معادله بر روند این داده‌ها بر حسب عمق از تحلیل رگرسیونی بدست می‌آید) در معادله (۱۳-۵) و (۱۴-۵) می‌تواند با استفاده از رابطه زیر تعیین گردد:

$$\Delta t_n = \Delta t_m + (\Delta t_{ml} - \Delta t_m) e^{-cZ} \quad (15-5)$$

در رابطه بالا Δt_m زمان عبور موج فشاری در خمیره سنگ و Δt_{ml} زمان عبور موج فشاری از خط مرزی می‌باشد. در نهایت با توجه به روابط ذکر شده، رابطه ایتون اصلاح شده به صورت زیر در می‌آید.

$$P_{pg} = OBG - (OBG - P_{ng}) \left(\frac{\Delta t_m + (\Delta t_{ml} - \Delta t_m) e^{-cZ}}{\Delta t} \right)^3 \quad (16-5)$$

^۱ -Midline

^۲ - Normal Compaction Trend (NCT)

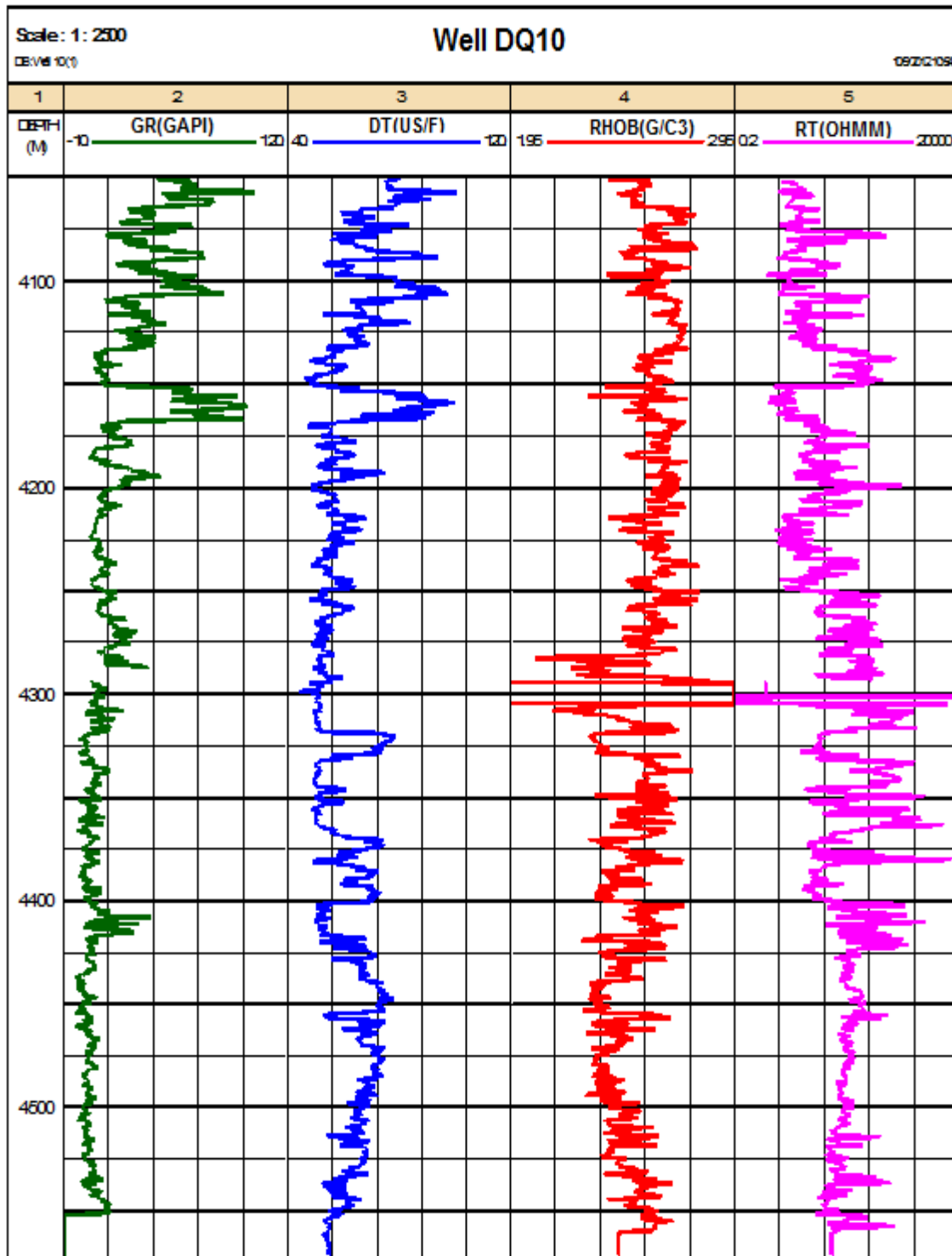
در میان روابط ذکر شده رابطه ایتون یکی از متداول‌ترین روابط برای پیش‌بینی فشار منفذی می‌باشد. البته استفاده از این رابطه به معنای صحیح بودن مقدار فشار منفذی به دست آمده نیست و نیاز به کالیبره شدن با داده‌های تست فشار منفذی واقعی سازند که با ابزار^۱ MDT به دست می‌آید، دارد. در این تحقیق از نگار صوتی، نگار مقاومت ویژه و نگار تخلخل نوترونی جهت پیش‌بینی فشار منفذی استفاده شده است. بنابراین، ابتدا از رابطه ایتون برای تعیین فشار منفذی از طریق نگارهای مقاومت و نگار صوتی استفاده شد و مقادیر فشار منفذی به دست آمده با داده‌های MDT کالیبره گردید. روابط تجربی دیگری نیز برای پیش‌بینی فشار منفذی استفاده شد که نتایج به دست آمده برای هر مورد در ادامه ارائه خواهد شد. در نهایت نیز یک رابطه جدید برای پیش‌بینی فشار منفذی در منطقه مورد مطالعه ارائه می‌شود و نتایج حاصل با بهترین مدل به دست آمده از دیگر روابط تجربی مقایسه می‌شود. شکل ۵-۱ نگارهایی که جهت پیش‌بینی فشار منفذی استفاده شده‌اند را برای چاه ۱۰ نشان می‌دهد.

همان‌طور که در شکل ۵-۱ مشاهده می‌شود، تغییرات دو نگار گاما و صوتی تقریباً یکسان بوده و علاوه بر آن دو نگار چگالی و مقاومت ویژه نیز تغییراتی نسبتاً مشابهی را نشان می‌دهند. برای دو نگار مقاومت ویژه و چگالی در بازه‌ی عمقی ۴۲۹۰ تا حدود ۴۳۱۰ داده‌ای برداشت نشده است.

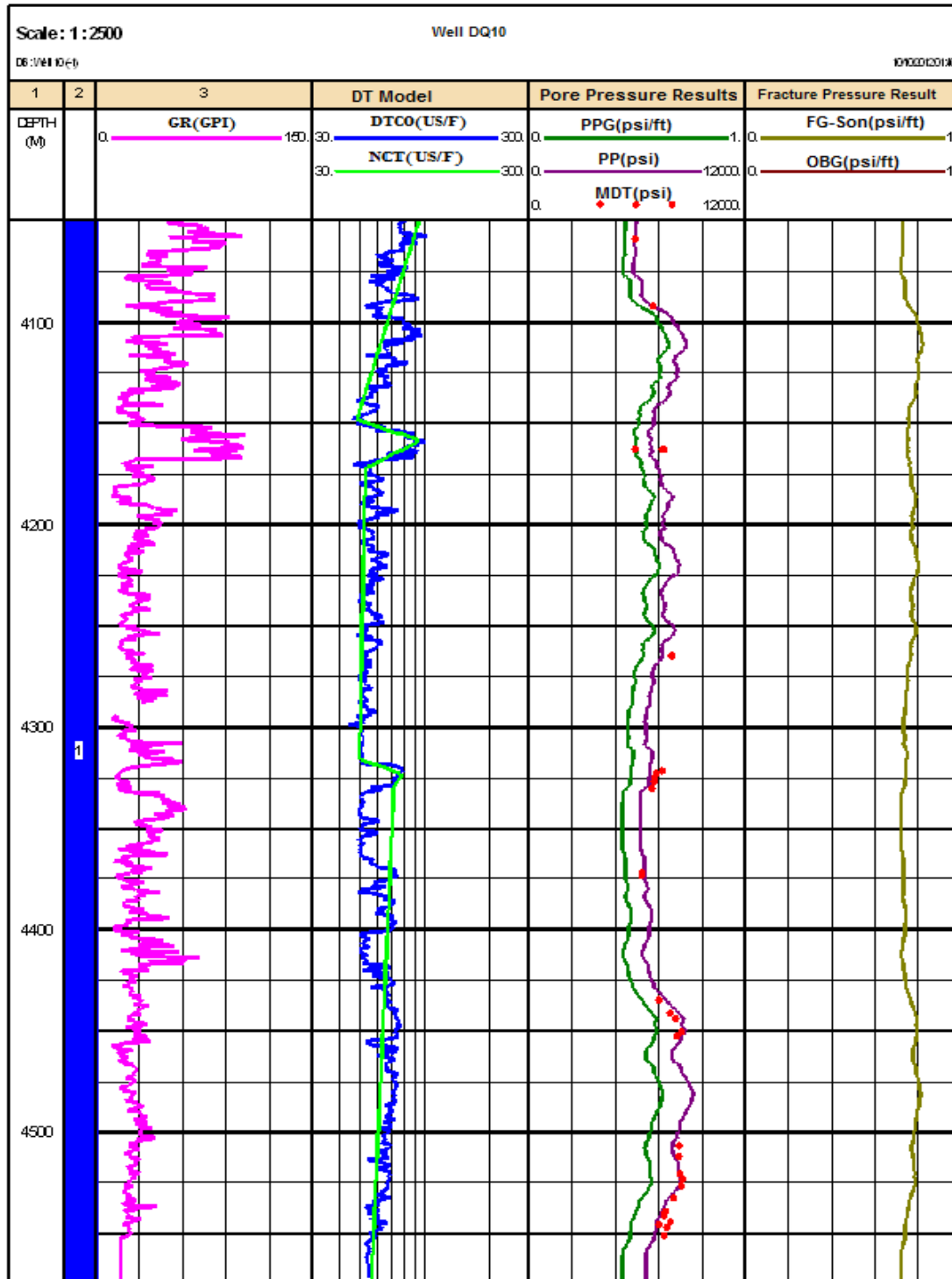
شکل ۵-۲ مقدار فشار منفذی و گرادیان فشار منفذی پیش‌بینی شده از رابطه ایتون (رابطه ۵-۱۴) را که با استفاده از نگار صوتی به دست آمده است، نشان می‌دهد. در این شکل مدل حاصل از نگار صوتی (DT) نرمالایز شده (NCT-Son) و مقدار فشار منفذی پیش‌بینی شده از رابطه ایتون (PP-Son) نشان داده شده است. بعد از کالیبراسیون نگار فشار منفذی با استفاده از داده‌های MDT می‌توان گفت که رابطه ایتون در پیش‌بینی فشار منفذی با استفاده از نگار صوتی (DT) عملکرد مناسبی داشته است. زیرا مقادیر فشار منفذی پیش‌بینی شده در این چاه به مقادیر فشار منفذی واقعی نزدیک می‌باشد.

^۱ - Modular Dynamics Tester (MDT)

البته در اعماقی که فشار منفذی بالا باشد (مانند ۴۲۵۰ تا ۴۲۷۵ متری) رابطه ایتون در پیش‌بینی فشار منفذی ضعیف عمل خواهد کرد.



شکل ۵-۱: تغییرات نگارهای GR, RHOB, DT و RT برای چاه ۱۰



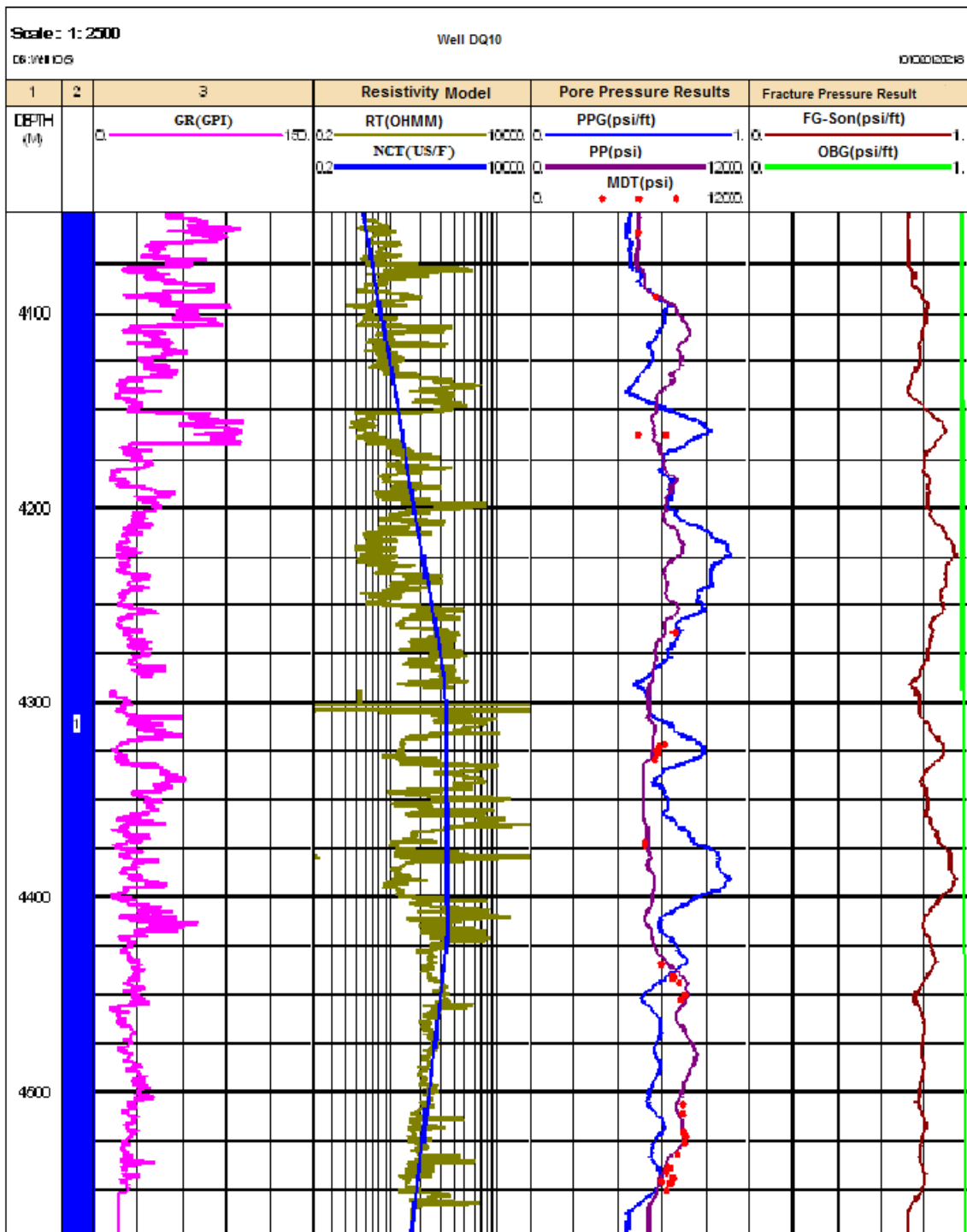
شکل ۵-۲: فشار منفذی به دست آمده از رابطه ایتون با استفاده از نگار DT در چاه ۱۰

در شکل ۲-۵ مدل حاصل از نگار صوتی (DT) نرمالایز شده (برای نرمالایز کردن (NCT-Son) ابتدا روند تغییرات یکباره داده‌های حاصل از نگار صوتی در اعماق مختلف شناسایی شده و سپس با استفاده از تحلیل رگرسیونی رابطه عمق و نگار صوتی استخراج شده است) و مقدار فشار منفذی پیش‌بینی

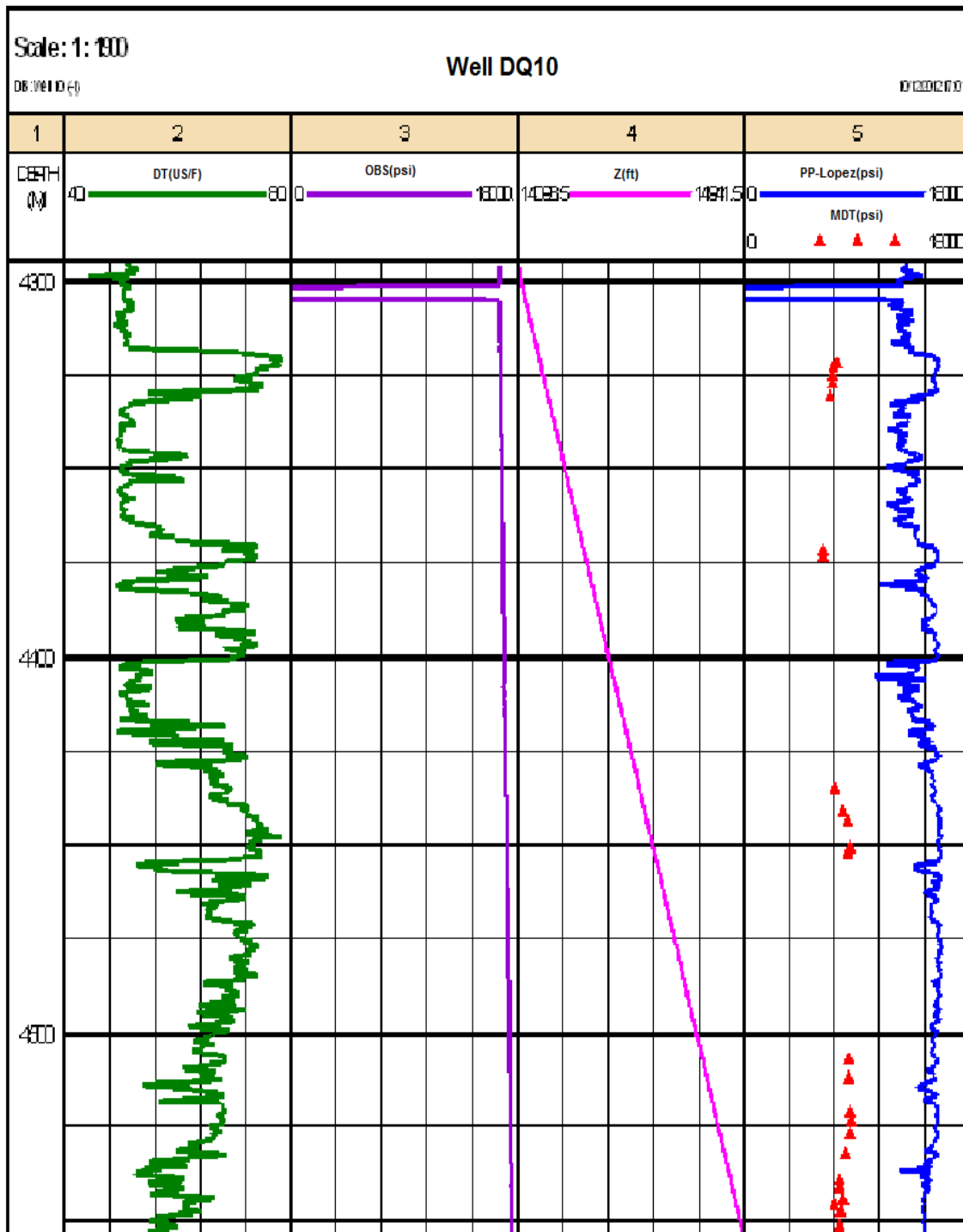
شده از رابطه ایتون (PP-Son) نشان داده شده است. بعد از کالیبراسیون نگار فشار منفذی با استفاده از داده‌های MDT می‌توان گفت که رابطه ایتون در پیش‌بینی فشار منفذی با استفاده از نگار صوتی عملکرد مناسبی داشته است. و در ستون آخر شکل ۵-۲ مقدار گرادیان تنش روباره و گرادیان فشار شکستگی‌ها نشان داده شده است.

شکل ۵-۳ فشار منفذی پیش‌بینی شده از رابطه ایتون (رابطه ۵-۱۴) با استفاده از نگار مقاومت ویژه را نشان می‌دهد. هنگام استفاده از نگار RT ابتدا این نگار نرمال گردیده (NCT-Res) یعنی رابطه بین تغییرات این نگار و تغییرات عمق هنگامی که نگار مقاومت ویژه دارای تغییرات عمقی متفاوتی بوده است تعیین گردیده است و در نهایت مقدار فشار منفذی پیش‌بینی شده از رابطه ایتون (PP-Res) مدل‌سازی شده است. در نهایت فشار منفذی به دست آمده از این رابطه با داده‌های MDT کالیبره گردیده است. بعد از کالیبراسیون با توجه مدل ساخته شده می‌توان نتیجه گرفت که رابطه ایتون در پیش‌بینی فشار منفذی از نگار RT نسبت به نگار DT برای چاه مورد مطالعه عملکرد مناسبی نداشته است که می‌تواند به دلیل بازه نوسانات زیاد آن باشد. در نهایت و در ستون آخر این شکل مقدار گرادیان تنش روباره و گرادیان فشار شکستگی‌ها نشان داده شده است. با مقایسه گرادیان فشار شکستگی‌ها در شکل‌های ۵-۳ و ۵-۲ می‌توان گفت که تغییرات گرادیان فشار شکستگی (FG-son) برای نگار مقاومت ویژه بیشتر از نگار حاصل از موج صوتی بوده و این به دلیل نوسانات بالای این نگار می‌باشد و همچنین مقادیر حاصل از نگار مقاومت ویژه بیشتر از نگار صوتی می‌باشد.

شکل ۵-۴ مقدار فشار منفذی و گرادیان فشار منفذی پیش‌بینی شده از رابطه لوپز (رابطه ۵-۹) که از داده‌های نگار صوتی به دست آمده است نشان می‌دهد. در این شکل فشار منفذی پیش‌بینی شده از رابطه لوپز (PP-Lopez) با داده‌های MDT کالیبره شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، این رابطه نتوانسته فشار منفذی را به خوبی تخمین بزند با توجه به شکل ۴-۵ می‌توان دریافت که رابطه لوپز مقادیر فشار منفذی را بسیار بیشتر از مقدار واقعی برآورد می‌کند و این می‌تواند به دلیل فشار بالای شرایط مخزنی که این رابطه از آن استخراج گردیده، باشد.



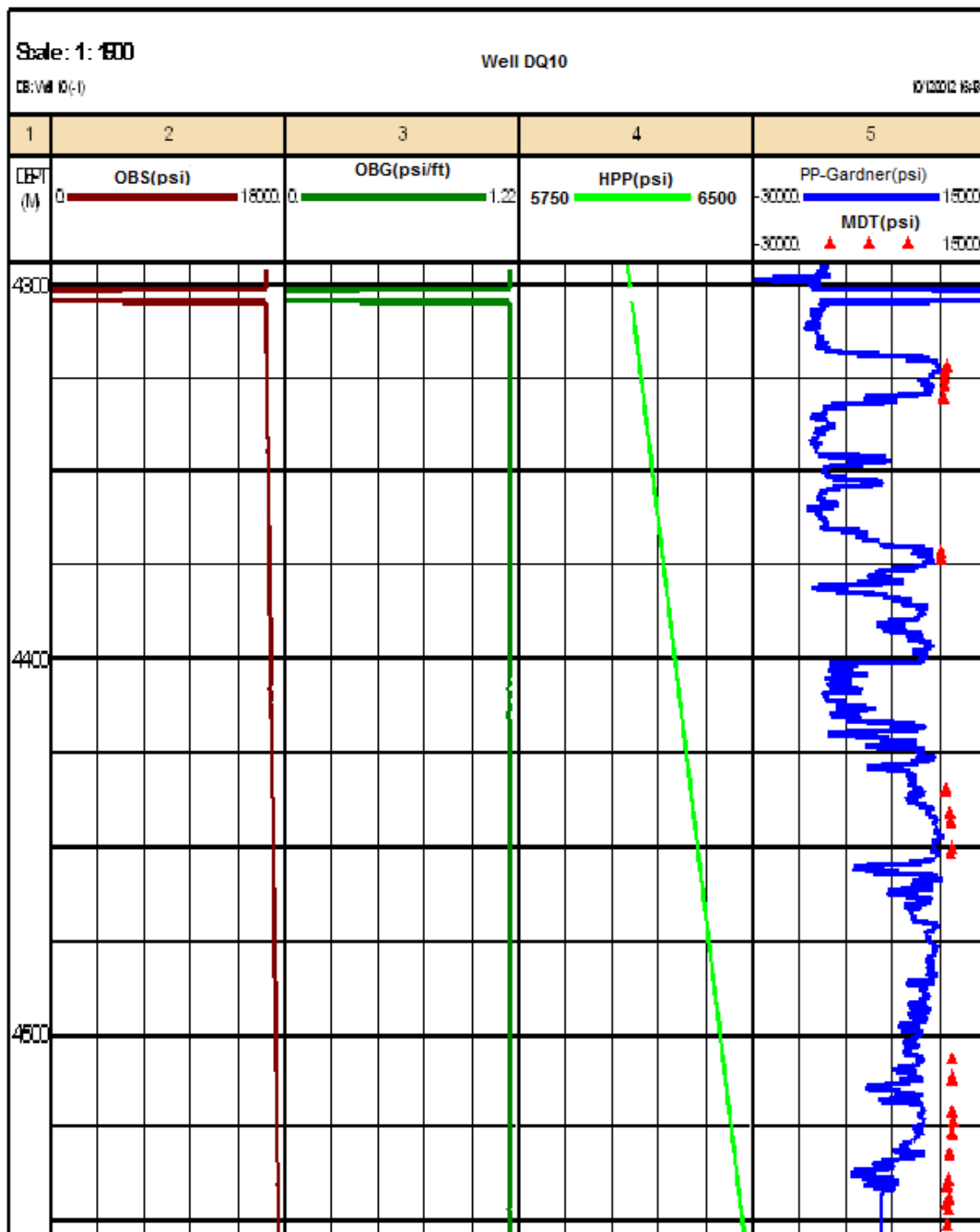
شکل ۳-۵: فشار منفذی بدست آمده از رابطه ایتون با استفاده از نگار مقاومت ویژه RT در چاه ۱۰



شکل ۴-۵: فشار منفذی به دست آمده از رابطه لویز با استفاده از نگار صوتی (DT) برای چاه شماره ۱۰

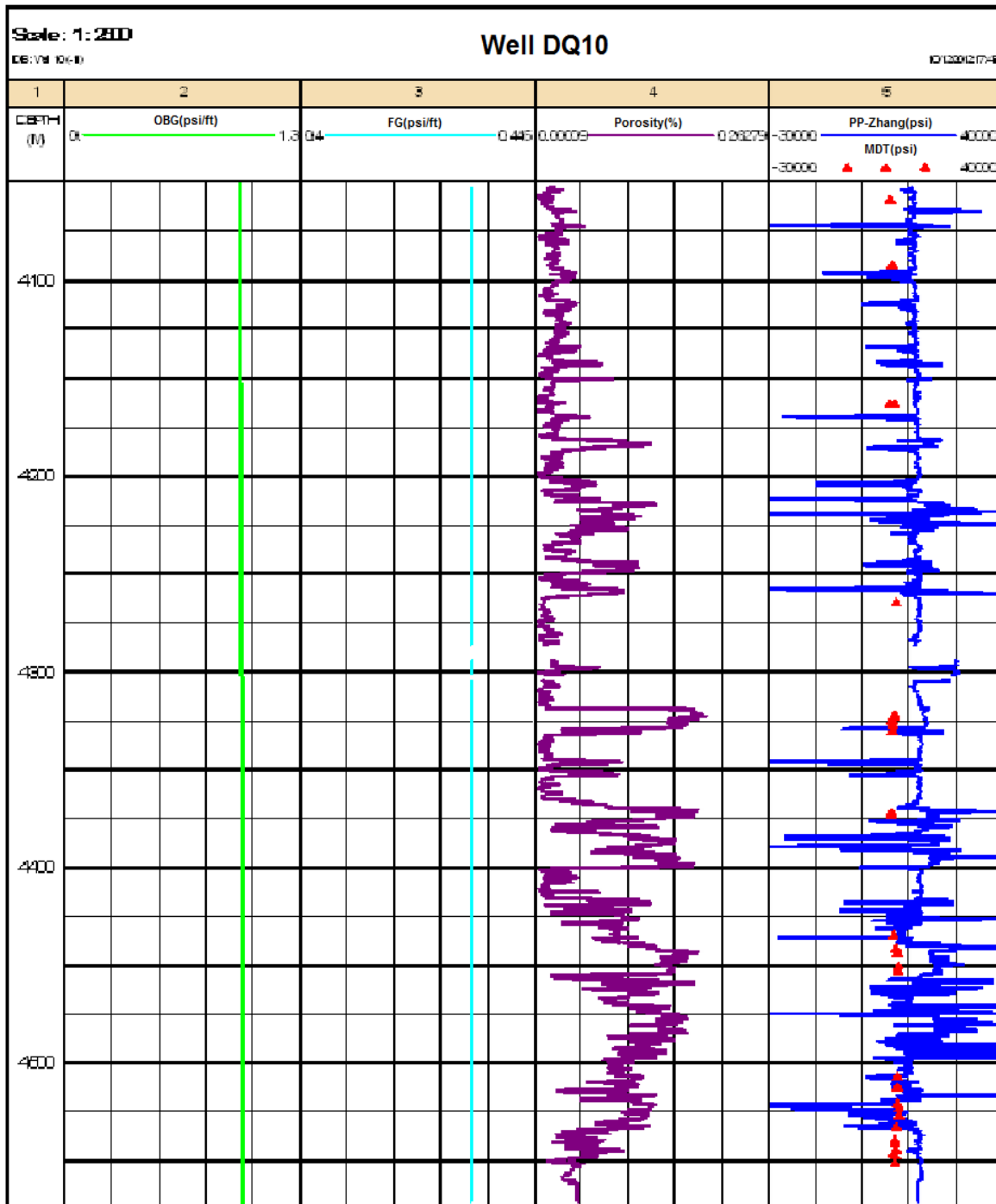
شکل ۵-۵ مقدار فشار منفذی پیش‌بینی شده از رابطه گاردنر و همکاران (رابطه ۵-۳) را با استفاده از نگار صوتی نشان می‌دهد. بعد از کالیبراسیون با توجه به مدل ارائه شده می‌توان گفت که این رابطه با افزایش عمق دقت خود را از دست می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود تغییرات فشار منفذی در

این مدل دارای مقادیر منفی است که نمی‌تواند صحیح باشد. با توجه به مدل ارائه شده در شکل ۵-۵ می‌توان دریافت فشار مخزنی که این رابطه از آن استخراج شده است، کمتر از فشار مخزن منطقه مورد مطالعه بوده است.



شکل ۵-۵: فشار منفذی به دست آمده از رابطه گاردنر و همکاران با استفاده از نگار صوتی DT برای چاه شماره ۱۰

شکل ۵-۶ مقدار فشار منفذی پیش‌بینی شده از رابطه زانگ (رابطه ۵-۱۰) را بر اساس نگار تخلخل نشان می‌دهد. همان‌گونه که در این شکل مشاهده می‌شود، نمودارهای حاصل از این رابطه دارای بازه نوسانی بسیار زیادی است و تغییرات فشار منفذی با توجه به منفی بودن مقادیر غیر قابل قبول می‌باشد.



شکل ۵-۶: فشار منفذی به دست آمده از رابطه زانگ با استفاده از نگار تخلخل برای چاه شماره ۱۰

در نهایت بر اساس روابط و مدل‌های ارائه شده برای پیش‌بینی فشار منفذی می‌توان گفت که سه رابطه لوپز، گاردنر و زانگ قابلیت استفاده در منطقه مورد مطالعه را دارا نیستند. اما رابطه ایتون که بر اساس نگار صوتی به دست آمده است، در پیش‌بینی فشار منفذی منطقی‌ترین رابطه می‌باشد. یکی از دلایل برتری این رابطه نسبت به روابط ارائه شده، استفاده از پارامترهایی است که عموماً با تغییرات فشار منفذی سازند مرتبط هستند.

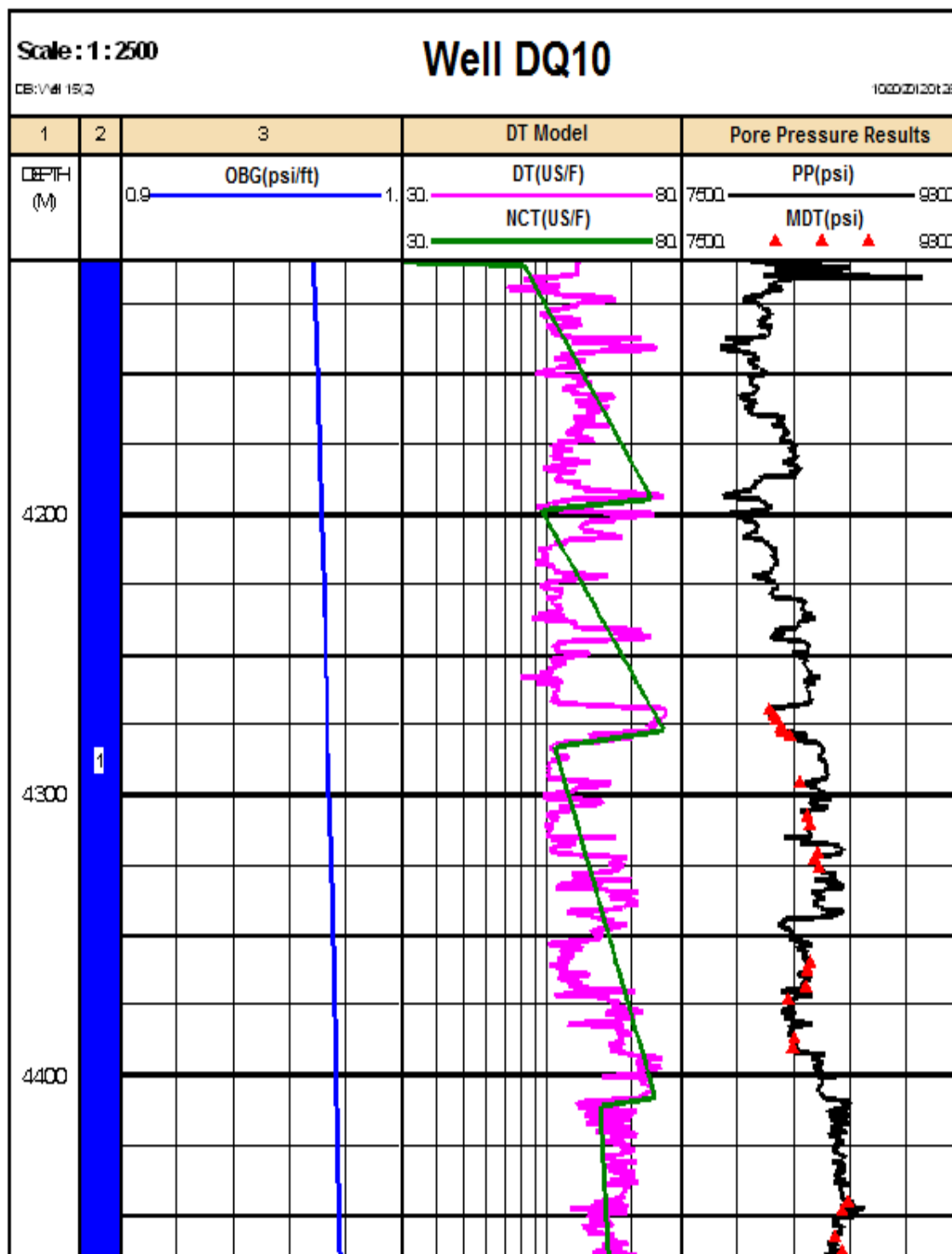
در این تحقیق علاوه بر نشان دادن کاربرد رابطه ایتون، رابطه‌ای نیز برای پیش‌بینی فشار منفذی با استفاده از داده‌های نگار صوتی، مقادیر تست فشار منفذی سازند MDT، مقادیر گرادیان تنش روباره که خود از مقادیر حاصل از نگار چگالی و شتاب گرانش در چاه شماره ۱۰ بدست آمده است، ارائه شد. این رابطه بر اساس تحلیل رگرسیونی بین داده‌های ذکر شده که مربوط به چاه ۱۰ می‌باشند، بدست آمده است. بعد از ارائه این رابطه فشار منفذی برای چاه شماره ۱۵ با توجه به آن محاسبه گردید و در نهایت رابطه ارائه شده با مقادیر MDT چاه ۱۵ منطقه اعتبار سنجی گردید. نتایج این اعتبار سنجی در شکل ۵-۷ نشان داده شده است. رابطه پیشنهادی برای منطقه مورد مطالعه به شکل زیر می‌باشد.

$$P_{Pg} = \alpha \ln\left(\frac{\Delta T_n}{\Delta T}\right) + \beta(OBG) + P_{ng} \quad (17-5)$$

در این رابطه P_{Pg} گرادیان فشار منفذی بر حسب psi/ft ، ΔT زمان عبور موج فشاری بر حسب $\mu s/ft$ ، ΔT_n زمان عبور موج فشاری نرمال شده بر حسب $\mu s/ft$ ، OBG گرادیان تنش روباره بر حسب psi/ft ، P_{ng} گرادیان فشار نرمال شده می‌باشد، α و β پارامترهای ثابت میدان هستند که برای منطقه مورد مطالعه $\alpha = 2.51$ ، $\beta = 0.045$ می‌باشند. مقادیر α و β در این تحقیق از تحلیل رگرسیونی بدست آمده است. مقدار این دو پارامتر با توجه به مقدار فشار منفذی می‌تواند متفاوت باشد. بنابراین مقادیر پیشنهادی برای این دو پارامتر به این صورت زیر می‌باشد:

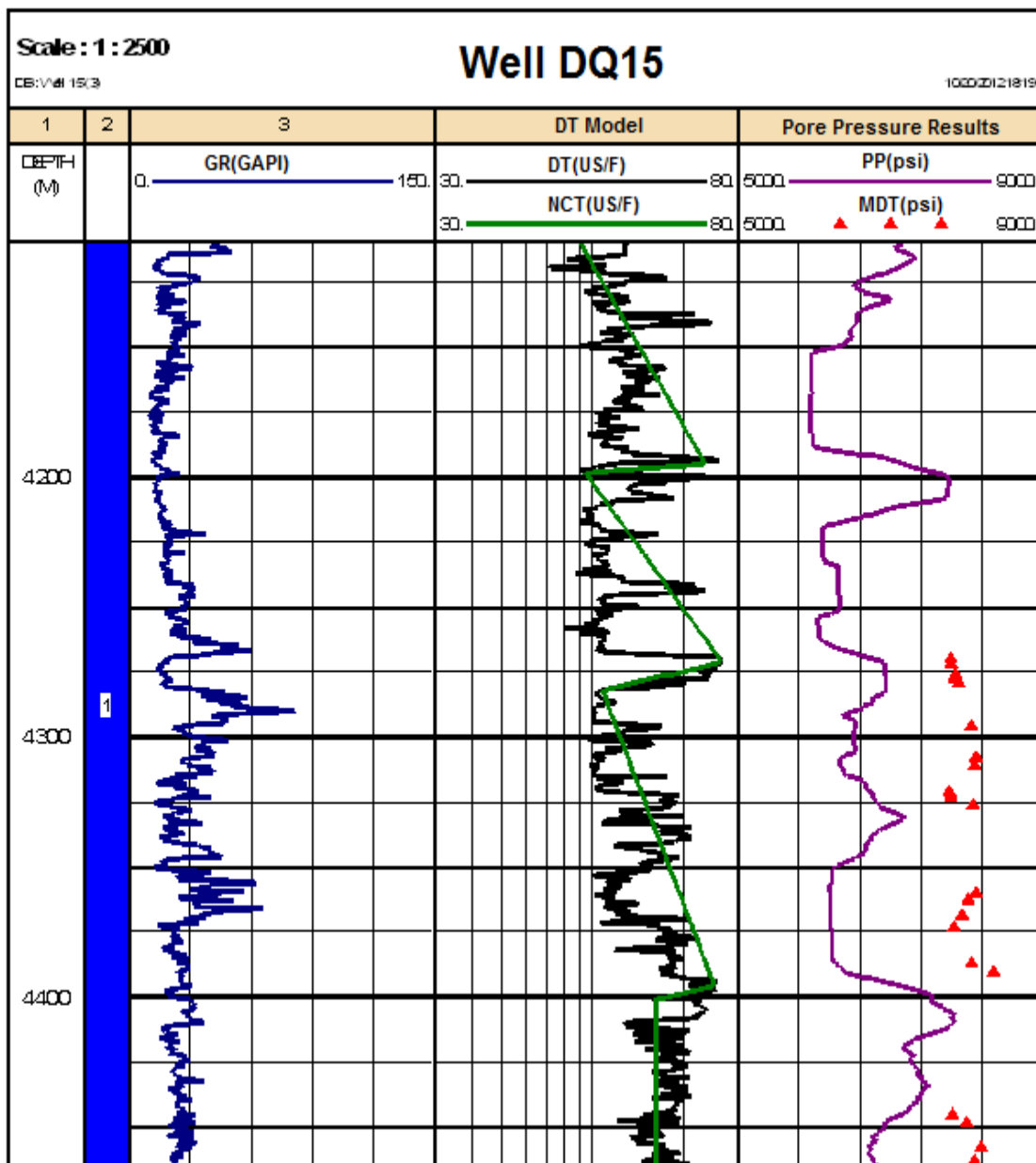
$$1.5 < \beta < 3.5 \quad \text{و} \quad 10^{-5} < \alpha < 0.1$$

برای محاسبه مقدار α و β در میادین نفتی و یا چاه‌های دیگر می‌توان از آزمون سعی و خطا مقدار این دو پارامتر را محاسبه کرد.



شکل ۵-۷: فشار منفذی به دست آمده از رابطه ارائه شده برای منطقه با استفاده از نگار DT برای چاه ۱۵

با توجه مدل ارائه شده در شکل ۵-۷ می‌توان میزان دقت پیش‌بینی فشار منفذی توسط رابطه ارائه شده (رابطه ۵-۱۷) را مورد ارزیابی قرار داد. این مدل دقت بالایی برای پیش‌بینی فشار منفذی در منطقه مورد مطالعه از خود نشان می‌دهد. زیرا با فشار منفذی به دست آمده از تست سازند MDT انطباق قابل قبولی دارد. برای مقایسه این رابطه با رابطه ایتون، فشار منفذی برای چاه ۱۵ توسط رابطه ایتون (رابطه ۵-۱۴) محاسبه و مدل‌سازی گردید. نتایج این مدل‌سازی در شکل ۵-۸ نشان داده شده است.



شکل ۵-۸: فشار منفذی بدست آمده از رابطه ایتون با استفاده از نگار DT برای چاه ۱۵

با مقایسه مدل ارائه شده برای مطالعه و مدل ساخته شده از رابطه ایتون می توان دریافت که رابطه ارائه شده توسط ایتون دارای دقت کمتری می باشد. در حالت کلی می توان دریافت که رابطه ایتون در فشارهای بالا ضعیف عمل می کند. بنابراین رابطه ارائه شده در این مطالعه با توجه به دو ثابت میدانی تعریف شده برای آن می تواند ضعف رابطه ایتون را در فشارهای بالا را تصحیح نماید. با توجه به ساختار این معادله می توان آن را رابطه ایتون اصلاح شده نامید.

فصل ششم

تعیین تنش‌های برجا و وزن بهینه گل
حفاری جهت ارزیابی پایداری چاه‌های
میدان

۶-۱- مقدمه

تعیین مقدار و جهت تنش‌های توزیع شده بر روی دیواره چاه در بررسی پایداری چاه‌ها بسیار ضروری می‌باشد. ناپایداری چاه می‌تواند منجر به مشکلات عملیاتی در طول حفاری، تکمیل و تولید چاه گردد. عواملی که سبب ناپایداری دیواره چاه می‌شوند به دو دسته مکانیکی و شیمیایی تقسیم می‌شوند. عوامل مکانیکی در اثر روش‌های حفاری نامناسب و وزن گل نامناسب به وجود می‌آیند. اما عوامل شیمیایی متأثر از تأثیرات شیمیایی گل بر دیواره چاه می‌باشند. در فصل حاضر ابتدا مقدار و جهت تنش‌های برجا بر روی دیواره چاه‌ها تعیین خواهد شد و سپس با استفاده از معیار شکست مناسب پنجره بهینه برای تعیین وزن گل حفاری جهت ارزیابی پایداری دیواره چاه‌های ارائه و مورد بررسی قرار می‌گیرند.

۶-۲- تنش‌های برجا

در روابط کلی که جهت تعیین مقدار تنش‌ها استفاده می‌شوند فرض می‌کنند که از میان تنش‌های موجود در لایه‌های زیرسطحی یکی از تنش‌ها به صورت قائم و دو تنش دیگر به صورت افقی می‌باشد. نحوه تعیین تنش‌های برجا در ادامه شرح داده شده است اما برای جزئیات بیشتر در مورد روش‌های تعیین مقدار تنش‌های برجا می‌توان به روش‌های ارائه شده توسط Amadei and Stephansson, 1997; Haimson and Cornet, 2003 مراجعه کرد.

۶-۳- تعیین تنش‌های برجا در میادین نفت

تنش‌های برجا موجود در میادین نفتی می‌تواند از طریق داده‌های لیک اف تست^۱ (LOT)، اطلاعات حفاری و نگارهای چاه تعیین گردد. تنش‌های برجای زیرسطحی شامل تنش‌های افقی و تنش‌های

^۱ - Leakoff Test

عمودی می‌باشند. در ادامه روش‌های تعیین تنش‌های برجای منطقه با استفاده از اطلاعات حفاری و نگارهای چاه توضیح داده خواهد شد.

۶-۳-۱- تعیین تنش‌های عمودی

برای تعیین تنش روباره مقدار چگالی سنگ مورد نیاز است. ابزار چاه نگاری برای تعیین چگالی سازند، از ابزار اشعه گاما فعال برخوردار است و با استفاده از اثر پراکندگی کامپتون^۱ چگالی الکترونی سازند را تعیین می‌کنند که در اکثر موارد با چگالی توده سنگ برابر است. چگالی برای تعیین خواص مکانیکی سنگ‌ها از دو جنبه مفید است. اول آنکه چگالی جهت تعیین مدل‌های الاستیکی دینامیکی مورد استفاده قرار می‌گیرد. دوم آنکه چگالی به دست آمده می‌تواند تخمین مناسبی از تنش قائم (حداقل برای نواحی که از نظر تکتونیکی کمتر فعال بوده‌اند) در اختیار قرار دهد. در این نواحی تنش قائم به عنوان یک تنش اصلی مطرح می‌شود و برابر با تنش روباره خواهد بود. اما از آنجا که نگار چگالی هر چاه تنها برای چند صد متر در دسترس است، برای تعیین تنش قائم لازم است تا چگالی برای اعماق مد نظر برون‌یابی شود. با در نظر گرفتن این شرایط، مقدار تنش روباره یا تنش عمودی (S_v) توسط انتگرال‌گیری چگالی سنگ‌ها از سطح تا عمق مورد نظر از رابطه زیر به دست می‌آید [Zoback, 2007].

$$S_v = \int_0^z \rho(z)gz \cong \bar{\rho}gz \quad (1-6)$$

در رابطه بالا $\rho(z)$ چگالی سنگ در عمق Z و $\bar{\rho}$ چگالی متوسط لایه‌های سنگی می‌باشد. بنابراین می‌توان گفت که اندازه تنش قائم (S_v) در واقع برابر است با انتگرال چگالی سنگ‌ها از سطح تا عمق مورد نظر [Bell, 2003]. از آنجا که نگار چگالی از سطح تا عمق مد نظر در دسترس نمی‌باشد، می‌توان با استفاده از برون‌یابی نگار دانسیته یا از طریق نگارهای دیگر مقدار چگالی را تعیین کرد [Christopher et al, 2005].

^۱-Compton scattering

برای نواحی دریایی بر اساس عمق آب تصحیحات لازم انجام می‌گیرد و مقدار تنش روباره از رابطه زیر تعیین می‌گردد.

$$S_V = \rho_w g z_w + \int_{z_w}^z \rho(z) g dz \approx \rho_w g z_w + \bar{\rho} g (z - z_w) \quad (۲-۶)$$

در رابطه بالا ρ_w چگالی آب، Z_w عمق آب می‌باشد.

۲-۳-۶- تعیین تنش‌های افقی

جهت تحلیل پایداری چاه، تعیین دقیق مقدار تنش‌های افقی ضروری خواهد بود. از طریق تخمین دقیق این تنش‌ها می‌توان از به وجود آمدن ترک یا شکستگی دیواره چاه پیشگیری نمود. معمولاً با ساده‌سازی و فرضیات خاص، نسبت بین تنش‌های افقی به قائم در زمین را با K نشان می‌دهند و به صورت رابطه زیر بیان می‌گردند:

$$\sigma_h = k\sigma_v = k\gamma z \quad (۳-۶)$$

رابطه فوق قادر به ارائه نتایج مناسب برای تنش‌های افقی نمی‌باشد، بنابراین روش‌های دقیق‌تری برای حل این مشکل لازم خواهند بود. باید به خاطر داشت که تخمین تنش‌های افقی به مراتب سخت‌تر از تعیین تنش قائم است [John et al, 1997]. تنش‌های افقی شامل دو تنش افقی حداکثر ($\sigma_{H \max}$) و حداقل ($\sigma_{h \min}$) می‌باشند. اگر تنش عمودی که بر روی یک توده سنگ اعمال می‌شود دارای مقدار مشخصی باشد، در نتیجه تراکم عمودی سنگ، تنش افقی نیز به سنگ وارد می‌شود [John et al, 1997]. تعیین تنش‌های افقی به دو روش مستقیم و غیر مستقیم امکان پذیر است. در روش مستقیم تنش‌های افقی از طریق آزمایشات مکانیک سنگی و در روش غیرمستقیم از طریق نگارهای حاصل از چاه‌نگاری محاسبه می‌شوند.

۶-۳-۲-۱- تعیین تنش افقی حداقل

حداقل تنش افقی می‌تواند از طریق داده‌های لیک آف تست، شکست هیدرولیکی^۱، مینی فراکچر^۲ و داده‌های هرز روی گل^۳ برای نقاط خاصی از چاه و به صورت گسسته به دست آید [Zoback, 2007]. در صورتی که داده‌های حاصل از این آزمایشات محدود باشند، جهت تعیین پیوسته این تنش می‌توان از روابط تجربی استفاده نمود. روابط تجربی مختلفی جهت تخمین تنش افقی حداقل ارائه شده است. بریکلز و وان ایکلن [Breckels and van Eekelen, 1982] برای تخمین تنش افقی حداقل رابطه‌ای تجربی را ارائه دادند. این رابطه بر مبنای اطلاعات شکست هیدرولیکی بوده و بر اساس اطلاعات چندین منطقه مختلف بدست آمده است. روابط مذکور عبارتند از:

$$\sigma_h = 0.0053D^{1.145} + 0.46(p_f - p_{fn}) \quad D < 3500 \text{ m} \quad (۴-۶)$$

$$\sigma_h = 0.0264D - 31.7 + 0.46(p_f - p_{fn}) \quad D > 3500 \text{ m} \quad (۵-۶)$$

در روابط بالا، D عمق بر حسب متر، P_f فشار منفذی، P_{fn} فشار منفذی نرمال و σ_h مقدار تنش افقی حداقل بر حسب مگا پاسکال هستند. از آنجایی که سنگ‌های رسوبی متخلخل و حاوی سیال می‌باشند، فشار منفذی نرمال در عمق H برابر وزن ستون سیال بالایی در همان عمق خواهد بود. بنابراین، فشار منفذی نرمال (P_{pn}) از طریق رابطه ۶-۶ تعیین می‌گردد.

$$P_{pn} = \int_0^H \rho_f(z) g dz \quad (۶-۶)$$

چگالی سیال منفذی برای آب شور در بازه $1.07-1.03 \text{ g/cm}^3$ متغیر می‌باشد. بنابراین گرادیان فشار منفذی با هر کیلومتر عمق تقریباً 10 MPa تغییر خواهد کرد. در بیشتر موارد، فشار منفذی از مقدار نرمال (P_{pn}) منحرف می‌شود که به آن فشار منفذی غیر نرمال^۴ گفته می‌شود. بریکلز و وان ایکلن به این نکته اشاره کردند که رابطه بالا (رابطه ۶-۶) می‌تواند با درجه اعتماد نسبتاً مناسبی در نواحی

1- Hydraulic Fracturing

2- Mini-Fracture Test

3- Mud losse

4- Abnormal

با خصوصیات زمین‌شناسی مختلف به کار گرفته شود. این روابط برای مناطقی که عمق نفوذ آب کم و یا صفر باشد نیز کاربرد دارد. تمامی روابط تجربی ارائه شده برای تعیین تنش حداقل افقی تخمین خاصی را ارائه می‌کنند که باید از طریق داده‌های آزمایشات برجا بررسی و کالیبره گردند. برخی از روش‌های تعیین تنش افقی حداقل که عموماً برای کالیبره کردن مورد استفاده قرار می‌گیرند، در ادامه آورده شده‌اند. علاوه بر رابطه تجربی که بالا ذکر گردید، روابط تجربی دیگری نیز در این تحقیق استفاده شده است که در زیر به آن‌ها اشاره می‌شود.

یکی از روابط بسیار رایج برای محاسبه مقدار تنش افقی حداقل، رابطه پوروالاستیک^۱ می‌باشد. در این رابطه از فشار روباره، فشار منفذی، نسبت پواسون و کرنش‌های تکتونیکی استفاده می‌شود [Zoback, 2007].

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_v - \frac{\nu}{1-\nu} \alpha P_p + \alpha P_p + \frac{E \varepsilon_h}{1-\nu^2} + \frac{\nu E \varepsilon_H}{1-\nu^2} \quad (7-6)$$

در رابطه بالا α ضریب بایوت، ν نسبت پواسون، P_p فشار منفذی ε_H و ε_h کرنش در جهت تنش-های افقی حداکثر و حداقل می‌باشند.

هابرت و ویلیز [Hubbert and Willis, 1957] بر اساس مقادیر فشار منفذی و تنش حاصل از روباره رابطه‌ای را برای تعیین مقدار حداقل تنش افقی (بر اساس داده‌های شکست هیدرولیکی) در یکی از نواحی خلیج مکزیک به صورت زیر ارائه دادند:

$$S_{h \min} = 0.3(S_v - P_p) + P_p \quad (8-6)$$

در رابطه بالا ثابت 0.3 به صورت تجربی از طریق آنالیز حاصل از داده‌های شکست هیدرولیکی به دست آمده است. بعد از پردازش اولیه مقادیر پیش‌بینی شده، بار دیگر این رابطه مورد بازبینی قرار گرفته شد و مقدار تصحیح شده 0.3 به 0.5 تصحیح شده است.

¹ - Poroelastic

ماتیوس و کیلی [Matthews and Kelly, 1967] فرمولی برای تعیین تنش افقی حداقل با استفاده از فشار منفذی ارائه دادند:

$$S_{h\min} = K_i(S_V - P_p) + P_p \quad (9-6)$$

در رابطه بالا K_i تابعی از عمق می‌باشد. این رابطه بر اساس داده‌های ساحل خلیج لوئیزیانا^۱ و خلیج تگزاس^۲ به دست آمده است.

ایتون [Eaton, 1969] رابطه‌ای را بر اساس مقدار نسبت پواسون، تنش روباره و فشار منفذی برای تعیین مقدار حداقل تنش افقی ارائه کرده است که به صورت زیر می‌باشد:

$$S_{h\min} = \left(\frac{\nu}{1-\nu} \right) (S_v - P_p) + P_p \quad (10-6)$$

در میان روابط ذکر شده، رابطه پوروالاستیک بیشترین کاربرد را برای تعیین حداقل تنش افقی دارد. البته استفاده از این رابطه به معنای صحیح بودن مقدار حداقل تنش افقی به دست آمده نیست و مقادیر باید از طریق داده‌های لیک آف تست، مینی فراچر تست و ... کالیبره گردد. در این تحقیق از داده‌های هرز روی گل جهت کالیبراسیون استفاده شده است. بدین منظور، برای نواحی که هرز روی گل اتفاق افتاده بود، وزن گل به فشار گل تبدیل شد (رابطه ۶-۱۱) و جهت کالیبراسیون مقدار تنش حداقل افقی استفاده شد.

$$MP = MW * g * h \quad (11-6)$$

در رابطه بالا MP فشار گل، MW وزن گل، g شتاب گرانش زمین و h عمق مورد نظر می‌باشد. بنابراین، ابتدا مقدار تنش افقی حداقل از رابطه پوروالاستیک و روابط تجربی دیگر تعیین شد و نتایج حاصل با مقادیر داده‌های هرز روی گل کالیبره گردید. نتایج حاصله در شکل‌های ۶-۱ تا ۶-۷ نشان داده شده است.

¹ -Louisiana Gulf

² -Texas Gulf

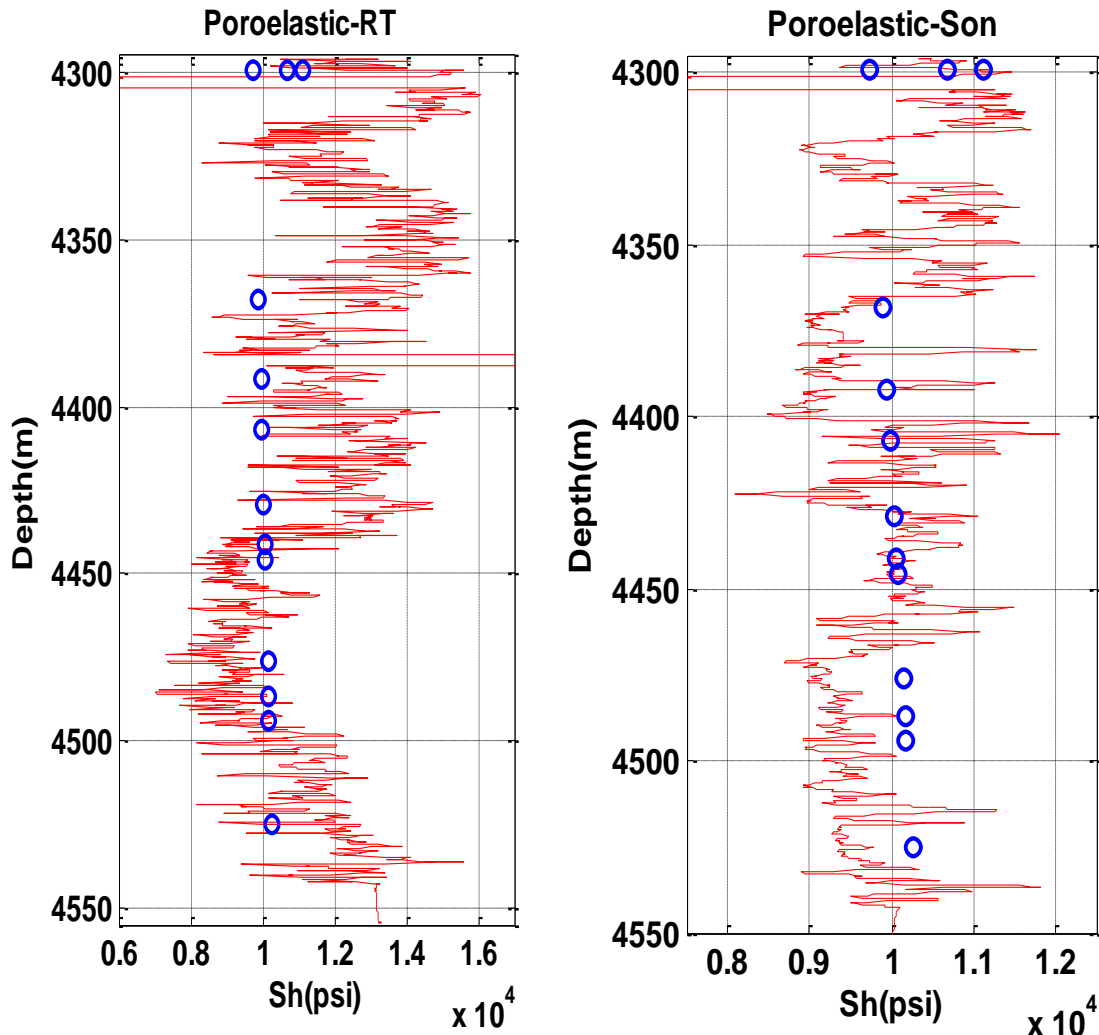
همان‌گونه که در اشکال ۱-۶ و ۲-۶ نشان داده شده است، مدل به دست آمده از رابطه پوروالاستیک به خوبی توانسته به پیش بینی تغییرات تنش افقی بپردازد. اگر چه مدل ارائه شده توسط این روش، نمی‌تواند بهترین روش موجود باشد. برای ارائه یک مدل بهتر که بتواند تغییرات تنش افقی حداقل را در چاه تعیین نماید رابطه بریکلز بکار گرفته شد. با توجه به اشکال ۳-۶ و ۴-۶ می‌توان دریافت که مدل‌های بدست آمده از رابطه بریکلز قابلیت ارائه مدل مناسبی برای تغییرات تنش افقی حداقل را ندارند. زیرا مقادیر پیش‌بینی شده در این رابطه کمتر از مقدار تنش افقی واقعی وارد بر دیواره‌ی چاه می‌باشد.

از آنجا که نگرهای چاه محدود به عمق قرارگیری مخزن در فواصل بین ۴۰۵۰ تا ۴۵۵۵ متری می‌باشد. علاوه بر آن، نگار DSI برداشت شده برای چاه ۱۰ تنها برای اعماق ۴۲۹۵ تا ۴۵۵۵ متر موجود بود، بنابراین بیشتر تمرکز مطالعه حاضر در بازه نگار DSI انجام شده است.

در روابطی که برای تعیین تنش افقی حداقل بکار رفته و در نهایت مدل‌سازی گردیده‌اند مانند آنچه که در دو شکل ۱-۶ و ۲-۶ نشان داده شده است. منظور از نگار صوتی و مقاومت ویژه، مقدار فشار منفذی بدست آمده از رابطه ایتونی می‌باشد که از نگار صوتی (رابطه ۵-۱۴) یا نگار مقاومت ویژه (رابطه ۵-۴) تعیین شده است.

دلیل تفاوت بازه‌ی نگارها در دو شکل ۱-۶ و ۲-۶ تغییرات زیاد نگار مقاومت ویژه نسبت به نگار صوتی می‌باشد. این به دلیل تغییرات مخزنی از نظر خلل و فرج و سیال موجود در فضای بین خلل و فرج سنگ‌ها می‌باشد یعنی در حالت کلی می‌توان گفت که به دلیل تغییرات موجود در سنگ‌های تشکیل برای نگار مقاومت ویژه و صوتی نشان داده شده است، بیشتر از نگار مقاومت ویژه و صوتی در شکل ۶-۱ و ۲-۶ می‌باشد. دلیل اینست که فشار منفذی ایتون در فصل قبل برای نگار مقاومت و صوتی بدست آمده است (شکل‌های ۲-۵ و ۳-۵)، می‌تواند به صورت کامل در فرمول ۵-۶ بکار رود، اما برای رابطه پوروالاستیک (فرمول ۶-۷) از آنجایی که مدول الاستیک سنگ فقط از نگار DSI می‌تواند بدست آید

در فصل ۴ محاسبه شد) برای بازه‌ی مخزنی که این نگار موجود است، می‌توان از فشار منفذی در محاسبات حداقل تنش افقی استفاده کرد.



شکل ۶-۲: تنش افقی حداقل به دست آمده از رابطه تجربی (۶-۷) با استفاده از نگار مقاومت ویژه که توسط مقادیر هرز روی گل (نقاط آبی) کالیبره شده است.

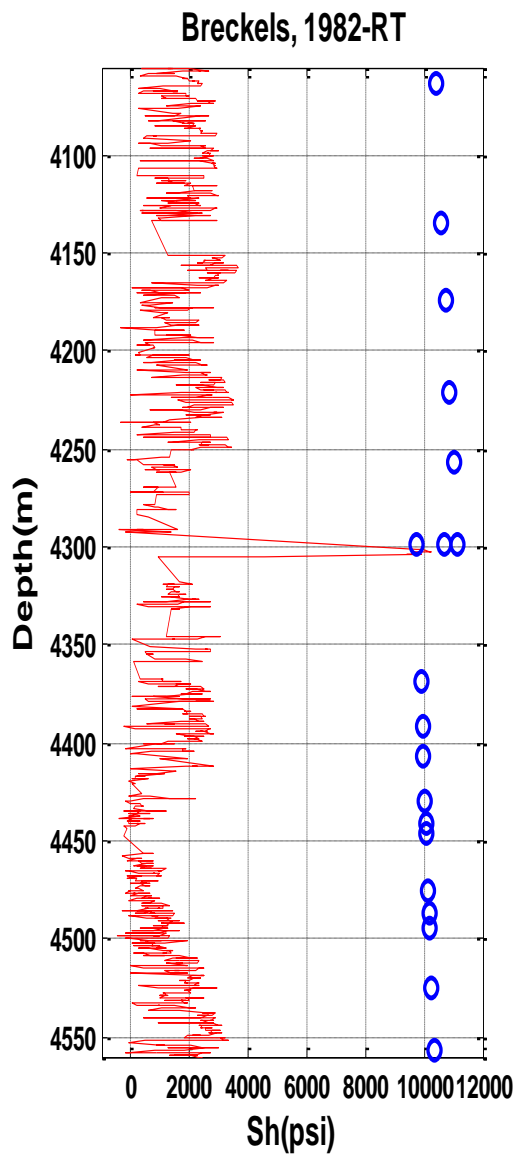
شکل ۶-۱: تنش افقی حداقل به دست آمده از رابطه تجربی (۶-۷) با استفاده از نگار صوتی که توسط مقادیر هرز روی گل (نقاط آبی) کالیبره شده است.

دهنده‌ی مخزن می‌باشد. همان‌طور که در شکل‌های ۶-۳ و ۶-۴ مشاهده می‌شود تغییرات عمقی که از اشکال ۶-۵ و ۶-۶ می‌توان نتیجه گرفت که مدل‌های به دست آمده از رابطه ماتیوس و کیلی می‌توانند با دقت نسبتاً مناسب جهت پیش‌بینی حداقل تنش افقی در چاه مورد مطالعه به کار روند. البته در این دو مدل، مدل حاصل از نگار صوتی مناسب‌ترین است زیرا علاوه بر دقت تقریباً بالا، روند مناسبی نیز

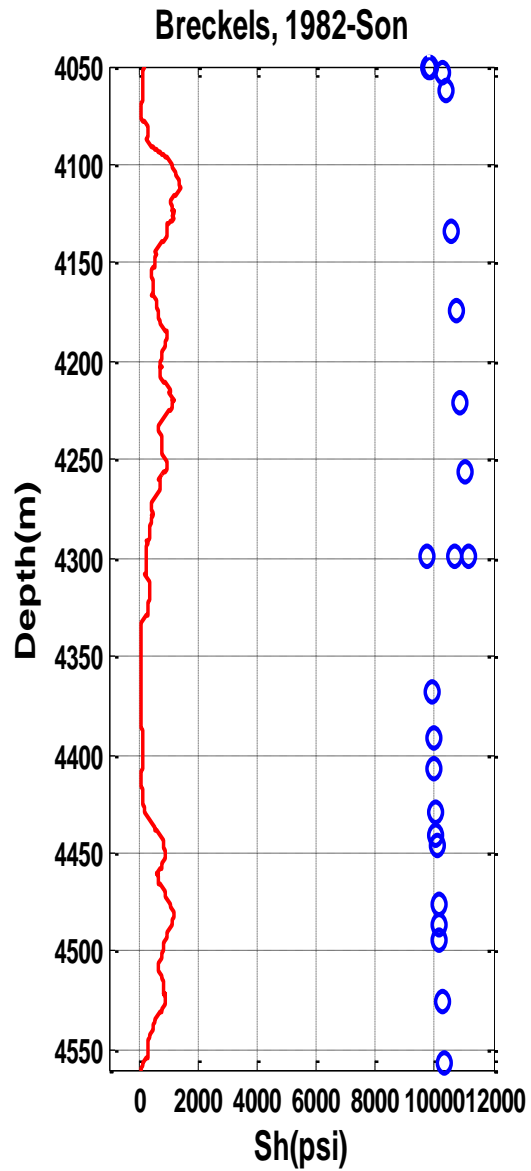
دارا می‌باشد، یعنی بازه نوسانات این مدل بسیار کمتر از مدل بدست آمده مشابه از نگار مقاومت ویژه می‌باشد. همان‌گونه که در شکل‌های ۶-۷ و ۶-۸ نشان داده شده است، مدل به دست آمده از رابطه ایتون دارای دقت پیش‌بینی پایینی بوده و نمی‌تواند به عنوان مدل مناسب برای پیش‌بینی تنش افقی حداقل در چاه مورد مطالعه (چاه ۱۰) به کار گرفته شود. زیرا این رابطه مقادیر پیش‌بینی شده را بسیار بیشتر از مقادیر واقعی تخمین زده است که این می‌تواند منجر به ریزش چاه و در نهایت مسدود شدن آن گردد. با توجه به آنچه که بیان شد، از میان مدل‌های ارائه شده، مدل ماتیوس و کیلی برای نگار صوتی (شکل ۶-۵) بهترین روش برای تخمین مقدار تنش حداقل افقی است. در صورت کالیبره کردن این مدل می‌توان آن را به عنوان بهترین مدل پیشنهادی برای تعیین محل شکستگی‌هایی برشی به کار گرفت. در ادامه تحقیق از ماشین برداری پشتیبان برای پیش‌بینی مقدار حداقل تنش افقی از طریق نگارهای متداول در چاه‌نگاری استفاده شده است.

۶-۳-۲-۲- استفاده از ماشین برداری پشتیبان برای پیش‌بینی تنش افقی حداقل

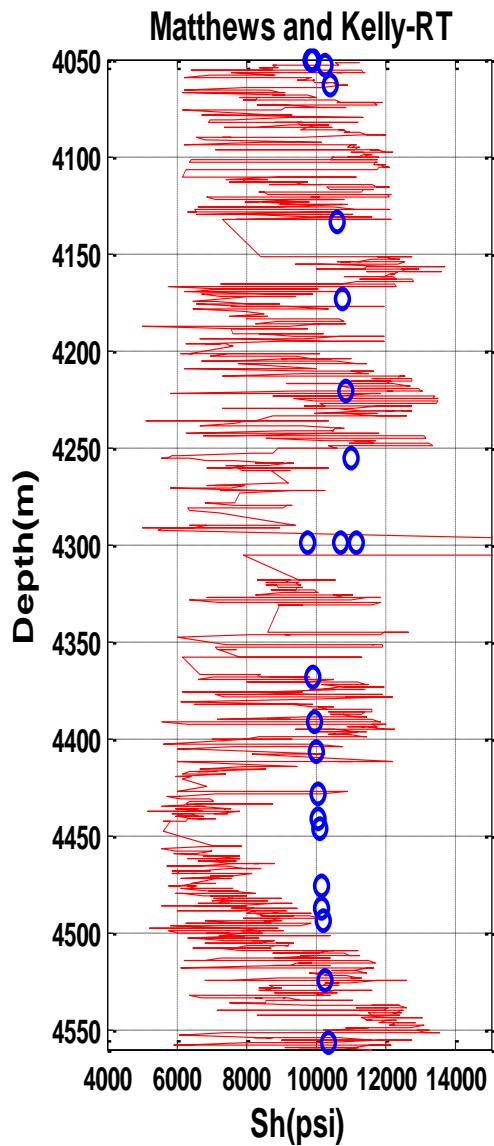
بعد از پیش‌بینی تنش افقی حداقل با استفاده از روابط تجربی، از ماشین برداری پشتیبان برای پیش‌بینی حداقل تنش افقی از طریق نگارهای متداول چاه‌نگاری استفاده شد. نگارهای استفاده شده در این پیش‌بینی عبارت بودند از نگار چگالی (RHOB)، نگار گاما (GR)، نگار صوتی (DT) و نگار کالیپر (HCAL). حداقل تنش افقی به دست آمده از داده‌های هرز روی گل نیز به عنوان خروجی مدل پیش‌بینی انتخاب شد. برای ساخت ماشین برداری بهینه از کرنل گوسین با پارامتر گامای ۰/۵، مقدار پارامتر موازنه ۳۰۰ و پارامتر حساسیت ۰/۰۲ استفاده شد. نتایج حاصل از بکارگیری ماشین برداری پشتیبان در شکل‌های ۶-۹ و ۶-۱۰ نمایش داده شده است.



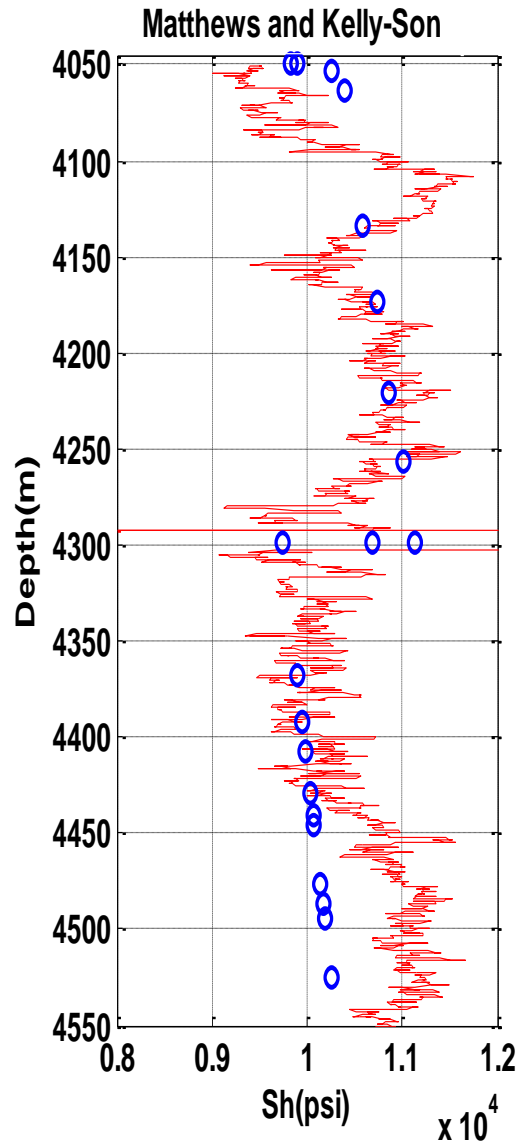
شکل ۶-۴: تنش افقی حداقل به دست آمده از رابطه تجربی (۵-۶) با استفاده از نگار مقاومت ویژه که توسط داده‌های هرز روی گل (نقاط آبی) کالیبره شده است.



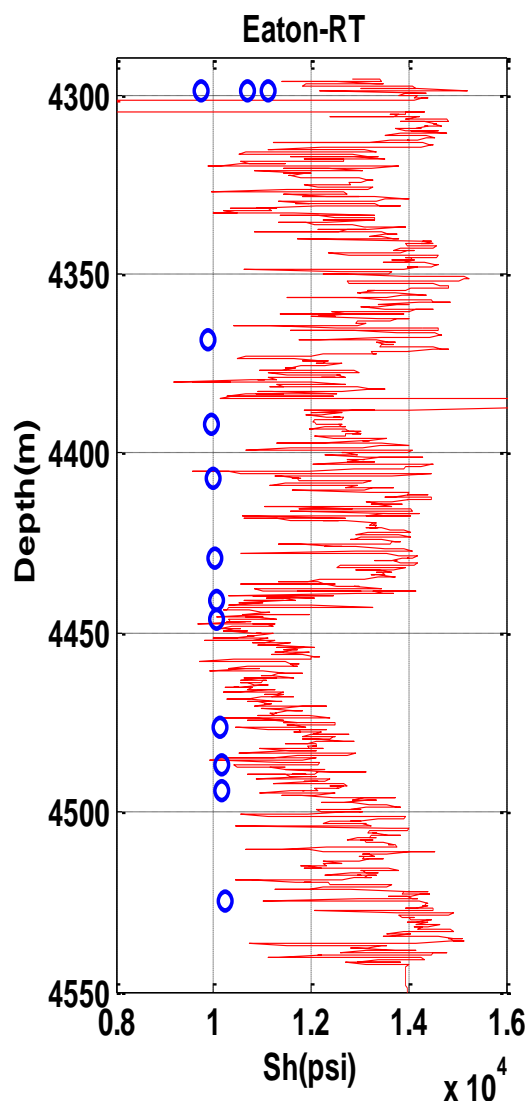
شکل ۶-۳: تنش افقی حداقل به دست آمده از رابطه تجربی (۵-۶) با استفاده از نگار صوتی که توسط داده‌های هرز روی گل (نقاط آبی) کالیبره شده است.



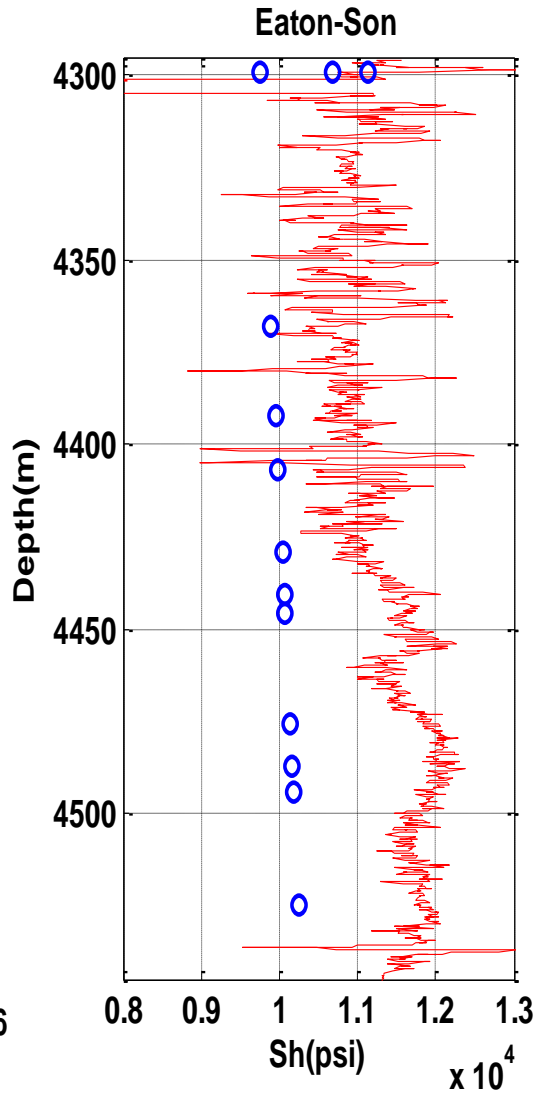
شکل ۶-۶: تنش افقی حداقل به دست آمده از رابطه (۶-۹) با استفاده از نگار مقاومت ویژه که توسط مقادیر هرز روی گل (نقاط آبی) کالیبره شده است.



شکل ۶-۵: تنش افقی حداقل به دست آمده از رابطه (۶-۹) با استفاده از نگار صوتی که توسط مقادیر هرز روی گل (نقاط آبی) کالیبره شده است.

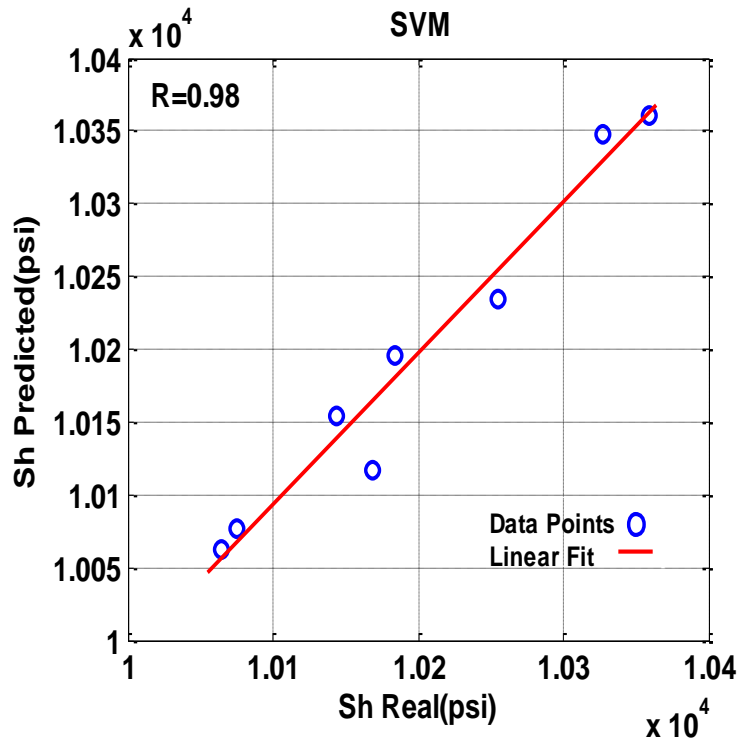


شکل ۶-۸: تنش افقی حداقل بدست آمده از رابطه تجربی (۶-۱۰) با استفاده از نگار مقاومت ویژه که توسط مقادیر هرزروی گل (نقاط آبی) کالیبره شده است.

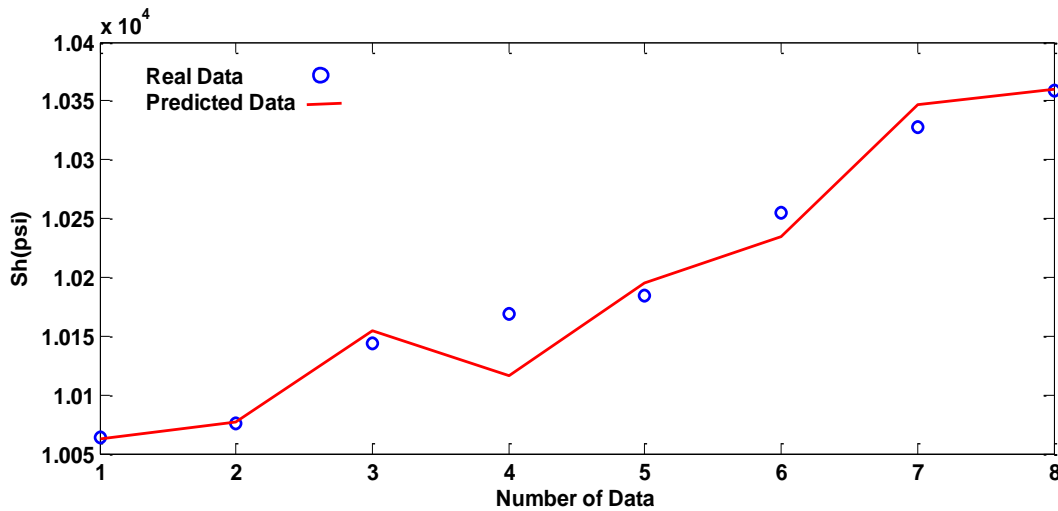


شکل ۶-۷: تنش افقی حداقل به دست آمده از رابطه تجربی (۶-۱۰) با استفاده از نگار صوتی که توسط مقادیر هدرروی گل (نقاط آبی) کالیبره شده است.

همان طور که در شکل ۶-۹ مشاهده می‌شود، همبستگی بسیار خوبی میان داده‌های هرزروی گل و تنش افقی حداقل حاصل از پیش بینی ماشین برداری پشتیبان وجود دارد. در واقع درجه همبستگی میان این دو به ۰/۹۸ می‌رسد که نشان دهنده توانایی ماشین برداری پشتیبان است.



شکل ۶-۹: ضریب همبستگی میان تنش حداقل افقی به دست آمده از ماشین برداری پشتیبان و تنش حداقل افقی حاصل از داده های هرز روی گل



شکل ۶-۱۰: عملکرد ماشین برداری پشتیبان در پیش بینی تنش افقی حداقل در چاه ۱۰ میدان نفتی مورد مطالعه

۶-۳-۲-۳- تعیین تنش افقی حداکثر ($S_{H \max}$) با استفاده از نگارهای چاه

بر اساس آنچه که بیان شد، اگر مقادیر تنش های S_V و $S_{h \min}$ تعیین شده باشند، مقدار $S_{H \max}$ می تواند از طریق تئوری گسلش آندرسون و استفاده از عرض شکستگی های برشی در چاه یا روابط

تجربی پوروالاستیک به دست آید. روابط پوروالاستیک جز روابطی هستند که عموماً جهت تخمین مقدار تنش افقی حداکثر استفاده می‌شوند. رابطه پوروالاستیک بر اساس فشار روباره، فشار منفذی، نسبت پواسون و کرنش‌های تکتونیکی برای تعیین تنش افقی حداکثر مورد استفاده قرار می‌گیرد. شکل کلی این رابطه به صورت زیر می‌باشد.

$$\sigma_H = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_V - \frac{\nu}{1-\nu} \alpha P_p + \alpha P_p + \frac{E \varepsilon_H}{1-\nu^2} + \frac{\nu E \varepsilon_h}{1-\nu^2} \quad (12-6)$$

بنابراین در این تحقیق از نگارهای متداول چاه نگاری (شکل ۶-۱۱) مقدار تنش افقی حداکثر از رابطه پوروالاستیک محاسبه شد و سپس مدل سازی گردید، نتایج این مدل سازی در شکل ۶-۱۲ نشان داده شده است. برای آنکه مقادیر بزرگتر، میانی و کمتر تنش‌های اصلی (S_1, S_2, S_3) در عمق بر حسب $S_{H \max}, S_{H \min}$ و S_V بصورت تخمینی محاسبه گردد، نظریه‌هایی درباره پوسته زمین ارائه شده است. اولین نظریه، نظریه گسلش اندرسون است که بر اساس آن، منطقه بر اساس رژیم گسلی به گسل عادی (نرمال)، امتداد لغز و معکوس تقسیم بندی می‌شود (مراجعه به پیوست ب). زوباک و همکاران (Zoback et al, 2007) با استفاده از این نظریه و روابط (۶-۱۳) تا (۶-۱۵) نشان دادند که می‌توان مقادیر تنش افقی حداکثر را پیش‌بینی کرد.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{S_v - P_p}{S_{h \min} - P_p} = [(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \mu]^2 \quad (13-6)$$

گسلش نرمال:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{S_{H \max} - P_p}{S_{h \min} - P_p} = [(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \mu]^2 \quad (14-6)$$

گسلش امتداد لغز:

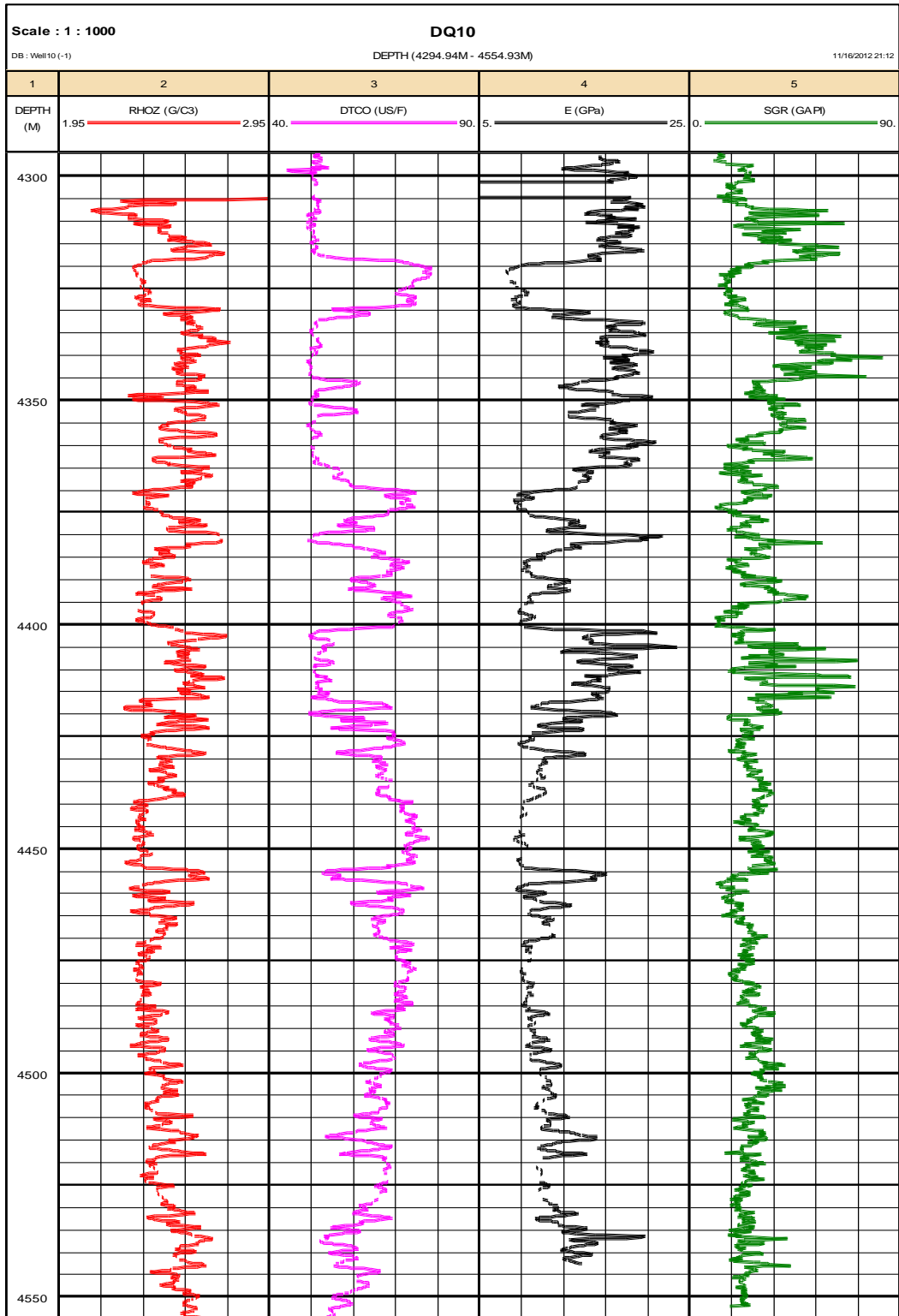
$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{S_{H \max} - P_p}{S_v - P_p} [(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \mu]^2 \quad (15-6)$$

گسلش معکوس:

با توجه به معادلات فوق واضح است که حداکثر اختلاف میان مقادیر تنش‌های اصلی به عمق، فشار منفذی و همچنین اطلاع از نوع رژیم گسلی منطقه بستگی دارد. بر اساس نتایج آزمایشگاهی و مطالعات صورت گرفته ضریب اصطکاک (μ) بین ۰/۶ تا ۱ برای سنگ‌های پوسته زمین مناسب خواهد بود (مراجعه به پیوست ب). زوباک و همکاران با توجه به روابط ذکر شده و تئوری گسلش

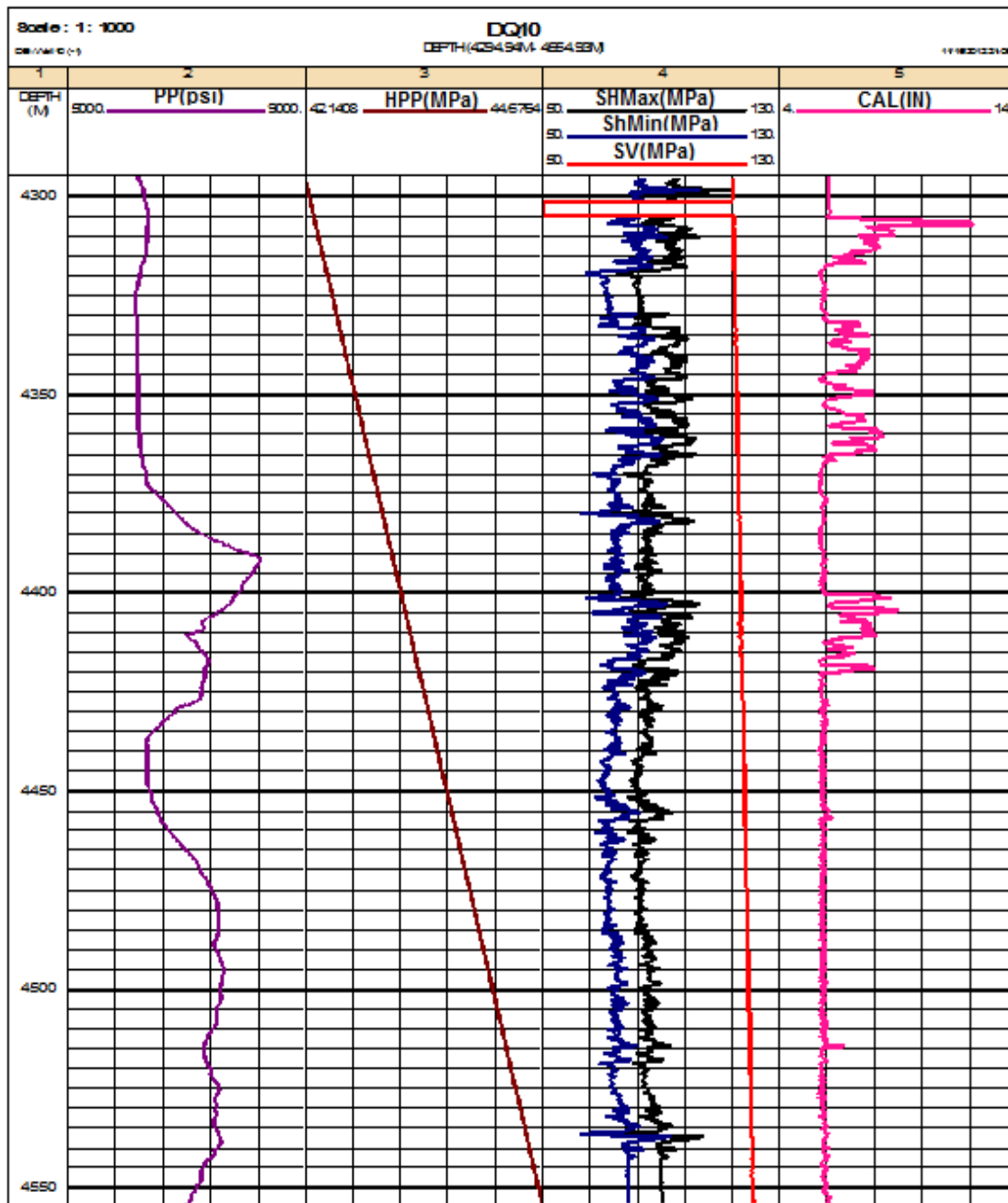
اندرسون چند ضلعی تنش را برای سه حالت گسلش نرمال، معکوس و امتداد لغز ارائه دادند [Zoback et al, 2003]. با استفاده از این چند ضلعی ارائه شده می‌توان مقدار تنش افقی حداکثر را محاسبه کرد. با توجه به آنچه ذکر شد، در این تحقیق ابتدا تنش افقی حداکثر از معادله ۶-۱۲ برای چاه شماره ۱۰ در میدان مورد مطالعه محاسبه گردید. برای این منظور از نگارهای متداول چاه نگاری (شکل ۶-۱۱) استفاده شد که نتایج این محاسبات در شکل (۶-۱۲) نشان داده شده است و سپس چند ضلعی زوباک برای تعیین تنش افقی حداکثر استفاده شد که نتایج آن در اشکال ۶-۱۳ تا ۶-۱۶ نشان داده شده است. در نهایت نتایج بدست آمده از رابطه پوروالاستیک (معادله ۶-۱۲) با نتایج چند ضلعی زوباک مقایسه شد.

شکل ۶-۱۱ تغییرات نگار چگالی، گاما، مدول یانگ و صوتی را برای چاه ۱۰ نشان می‌دهد. هدف از نمایش این نگارها، بیان تغییرات مقادیر به کار رفته در معادله پوروالاستیک می‌باشد برای پیش‌بینی تنش افقی حداکثر در چاه مورد مطالعه می‌باشد.

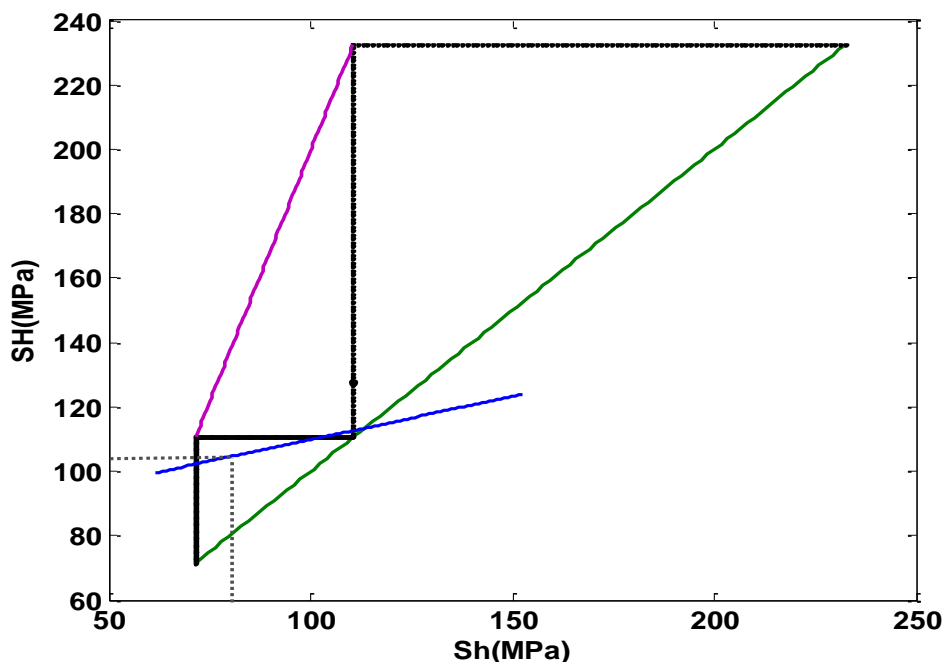


شکل ۶-۱۱: نمایی از نگار RHOB، نگار DT، نگار GR و مدول یانگ E چاه ۱۰ که جهت پیش‌بینی تنش حداکثر افقی استفاده شده‌اند.

شکل ۶-۱۲ تغییرات تنش افقی حداکثر و حداقل که از روابط پوروالاستیک برای چاه ۱۰ در میدان نفتی مورد مطالعه به دست آمده‌اند را نشان می‌دهد. با توجه به نگار کالیپر و تغییرات دو تنش افقی می‌توان گفت که در اعماق ۴۳۰۵ تا ۴۳۲۰، ۴۳۳۰ تا ۴۳۷۰، ۴۴۰۰ تا ۴۴۲۰، ۴۴۵۱ تا ۴۵۶۰، ۴۵۱۵ تا ۴۵۲۰ و ۴۵۳۵ تا ۴۵۴۰ متری شکستگی‌های برشی یا زون شسته شده اتفاق افتاده است.



شکل ۶-۱۲: نمایی از نگار کالیپر، فشار هیدرو استاتیکی، فشار منفذی، تنش روباره، تنش حداقل افقی و تنش حداکثر افقی به دست آمده از رابطه پوروالاستیک برای چاه ۱۰



شکل ۶-۱۳: بازه تغییرات تنش افقی حداکثر به دست آمده از چند ضلعی زوباک در عمق ۴۲۹۵ متری برای چاه ۱۰

برای تعیین مقدار تنش افقی حداکثر از طریق چند ضلعی زوباک، مقادیر تنش روباره، فشار هیدرواستاتیک، فشار منفذی، حداقل تنش افقی و مقاومت فشاری تک محوره نیاز به محاسبه دارد. در عمق ۴۲۹۵ متری چاه ۱۰ این مقادیر به صورت زیر بوده است. در این روابط مقدار فشار منفذی از شکل ۵-۲، تنش افقی حداقل از شکل ۶-۵ و مقدار مقاومت فشاری تک محوره از نمونه‌های آزمایشگاهی از رابطه گولوبو در شکل ۴-۲۴ بدست آمده است.

$$P_p = 53, P_w = 41.84, S_h = 77 \pm 3, UCS = 82.87, S_v = 110.5457$$

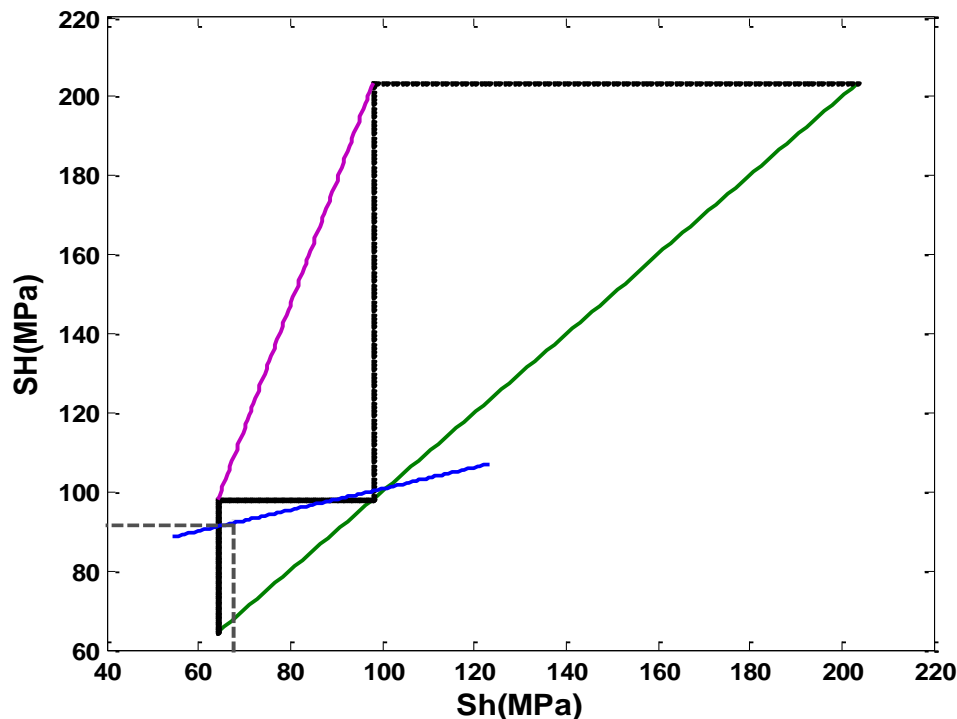
برای تمام مقادیر نشان داده شده در بالا واحد بر حسب مگا پاسکال (MPa) می‌باشد.

پس از به‌کارگیری مقادیر ذکر شده در معادلات ارائه شده (معادلات ۶-۱۳ تا ۶-۱۵) توسط زوباک (چند ضلعی تنش که در بالا رسم شده است)، مقدار تنش افقی حداکثر (با توجه به شکل ۶-۱۳) به صورت زیر خواهد بود:

$$S_H = 104 \pm 3 \text{ MPa}$$

نحوه‌ی یافتن مقدار تنش افقی حداکثر در بالا با خط چین نشان داده شده است. از آنجایی که مقادیر استفاده شده در این چند ضلعی تنش به صورت تخمینی بوده، بنابراین مقدار تخمینی برای تنش

افقی حداکثر با یک بازه‌ی خطا همراه می‌باشد. که این مقدار خطا باید به آن اضافه یا کم شود. برای سه عمق دیگر نیز مقدار تنش افقی حداکثر تعیین شده است که در ادامه نشان داده شده‌اند.



شکل ۶-۱۴: بازه تغییرات تنش افقی حداکثر به دست آمده از چند ضلعی زویاک در عمق ۴۳۲۸ متری برای چاه ۱۰

مقادیر ورودی برای پیش‌بینی تنش افقی حداکثر در عمق ۴۳۲۸ متری برابر است با:

$$P_p = 48.25, P_w = 42.45, S_h = 67.17 \pm 3, UCS = 62.2, S_v = 62.2$$

برای تمام مقادیر نشان داده شده در بالا واحد بر حسب مگا پاسکال (MPa) می‌باشد و مقدار حداکثر

تنش افقی پیش‌بینی شده در این عمق (با توجه به شکل ۶-۱۴) برابر است با:

$$S_H = 92 \pm 3 \text{ MPa}$$

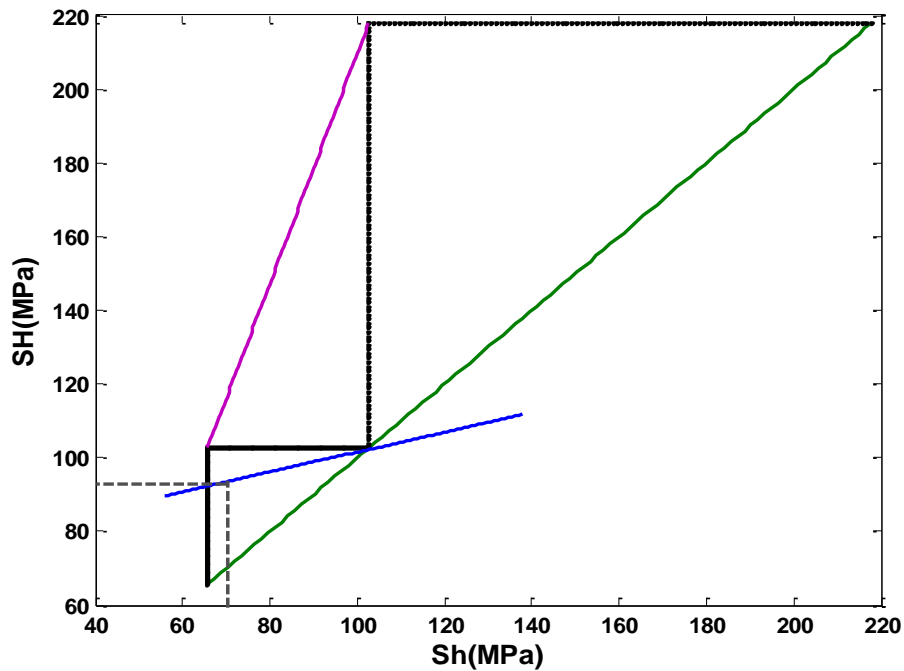
و همچنین مقادیر ورودی برای تعیین مقدار تنش حداکثر افقی در عمق ۴۴۲۶ متری برابر بود با:

$$P_p = 48.25, P_w = 43.42, S_h = 63.38 \pm 3, UCS = 63.38, S_v = 102.64$$

برای تمام مقادیر نشان داده شده در بالا واحد بر حسب مگا پاسکال (MPa) می‌باشد. که در نهایت

مقدار حداکثر تنش افقی پیش‌بینی شده در این عمق (با توجه به شکل ۶-۱۵) برابر است با:

$$S_H = 94 \pm 3 \text{ MPa}$$



شکل ۶-۱۵: بازه تغییرات تنش افقی حداکثر حاصل از چند ضلعی زوباک در عمق ۴۴۲۶ متری برای چاه ۱۰

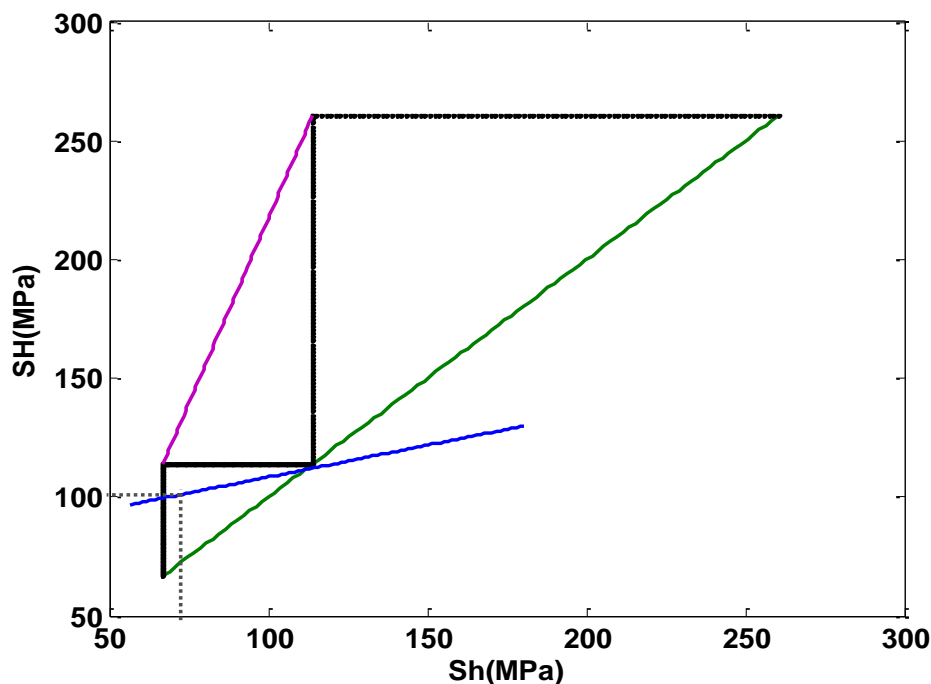
و به همین نحو، مقادیر ورودی برای پیش‌بینی مقدار تنش حداکثر افقی در عمق ۴۵۵۱ متری برابر بود با:

$$P_p = 52.2 , P_w = 44.65 , S_h = 71 \pm 3 , UCS = 58.38 , S_v = 113.8$$

برای تمام مقادیر نشان داده شده در بالا واحد بر حسب مگا پاسکال (MPa) می‌باشد. مقدار حداکثر تنش افقی پیش‌بینی شده در این عمق نیز (با توجه به شکل ۶-۱۶) برابر است با:

$$S_H = 101 \pm 3 \text{ MPa}$$

با توجه به اشکال ۶-۱۳ تا ۶-۱۶ می‌توان دریافت که نوع رژیم گسلی منطقه از نوع نرمال ($S_v > S_H > S_h$) می‌باشد. البته این امر را می‌توان از نتایج به دست آمده از رابطه پوروالاستیک (شکل ۶-۱۲) نیز مشاهده کرد. در واقع نتایج حاصل از روابط پوروالاستیک و چند ضلعی زوباک یکدیگر را تأیید می‌کنند.

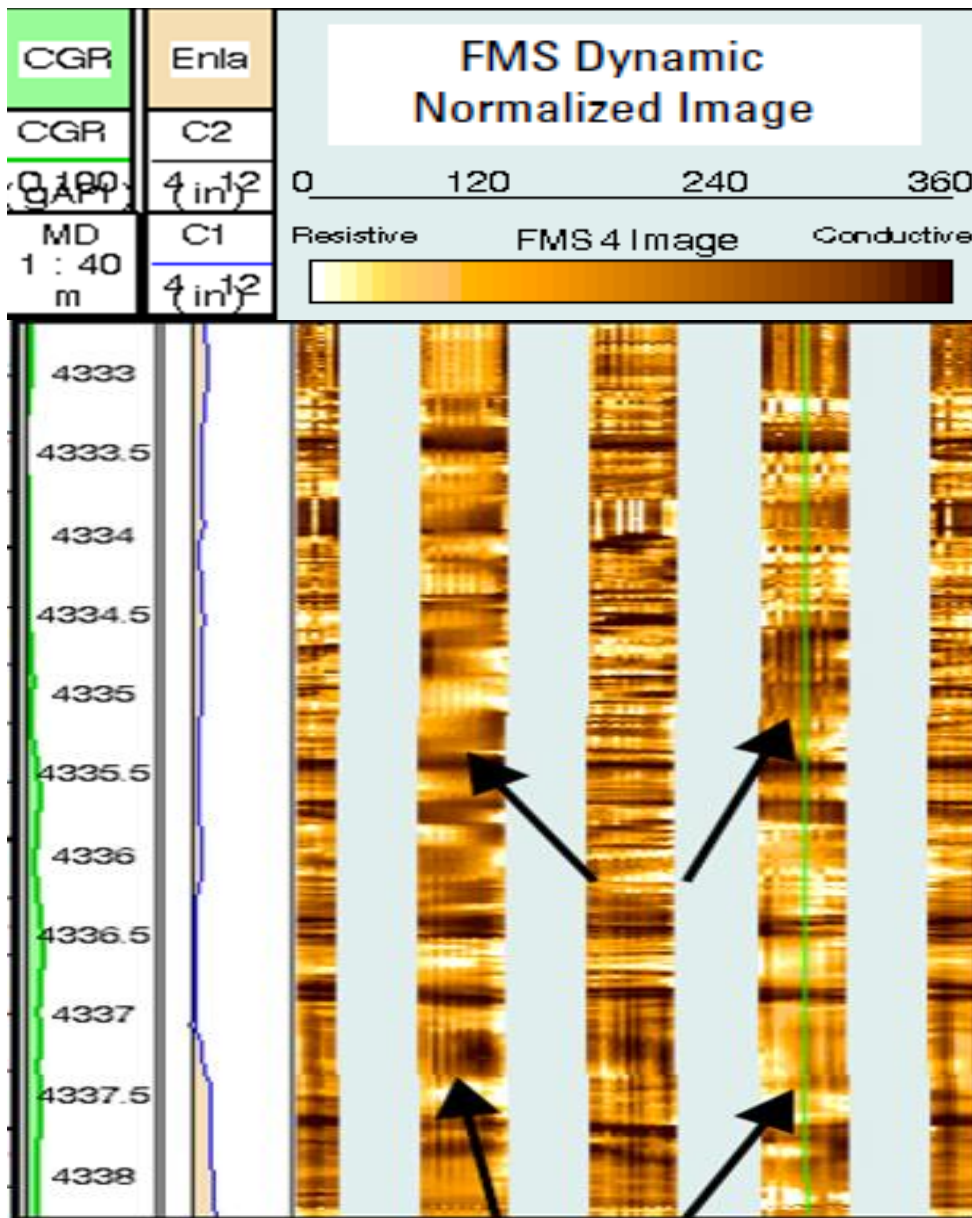


شکل ۶-۱۶: بازه تغییرات تنش افقی حداکثر حاصل از چند ضلعی زوباک در عمق ۴۵۵۱ متری برای چاه ۱۰

۶-۶- نمایش شکستگی‌های برشی با استفاده از نگار تصویری سازند

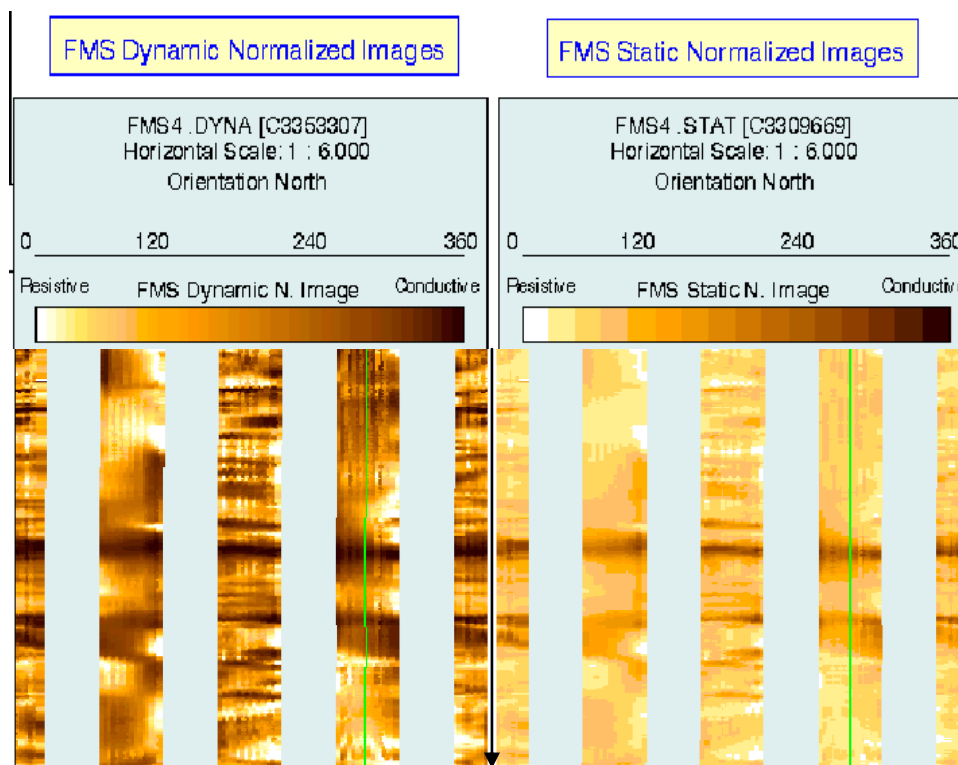
برای تشخیص جهت شکستگی‌ها در دیواره چاه فرض بر آن است که یکی از تنش‌های اصلی در جهت قائم و دو تنش دیگر عمود بر این تنش و افقی می‌باشند. تنش افقی حداقل در جهت شکستگی برشی و تنش افقی حداکثر در جهت شکستگی کششی است. بنابراین در صورت تعیین محل شکستگی‌ها بر روی نگارهای تصویری می‌توان جهت این تنش‌ها را تعیین کرد. در مطالعه حاضر با توجه به اینکه تنها نگار تصویری FMS برای چاه ۱۰ برداشت شده بود، از این نگار برای تعیین شکستگی‌های برشی دیواره چاه استفاده شد. از آنجا که تعیین این شکستگی‌ها بر روی نگار FMS بسیار مشکل می‌باشد (به دلیل وضوح پایین نگار FMS). عموماً از نگارهای دیگر نیز استفاده می‌شود. بنابراین، از نگار کالیپر چهار بازه نیز برای تأیید محل شکستگی‌های برشی استفاده شده است. از آنجا که فشار سازند در میدان مورد مطالعه بالا می‌باشد، زون‌های شسته شده نیز در دیواره چاه به صورت مکرر اتفاق افتاده است که نباید با شکستگی‌های برشی اشتباه گرفته شود. با توجه به گزارشات ارائه شده برای چاه مورد مطالعه می‌توان شکستگی‌های برشی را روی نگار FMS و در اعماق ۴۳۳۵ تا ۴۳۳۶ متری و ۴۳۳۷ تا

۴۳۳۸ متری مشاهده کرد. (شکل ۱۷-۶). با توجه به شکل ۱۷-۶ می‌توان مشاهده کرد که شکستگی‌های برشی بر روی بازوی ۲ و ۴ از نگار FMS قرار می‌گیرد. در نتیجه جهت شکستگی‌ها شمال غربی - جنوب شرقی خواهد بود (به صورت تقریبی $N100\pm 10$). برای اعماق ذکر شده، نگار FMS با دقت و وضوح بالاتر در شکل‌های ۱۸-۶ و ۱۹-۶ نشان داده شده است.



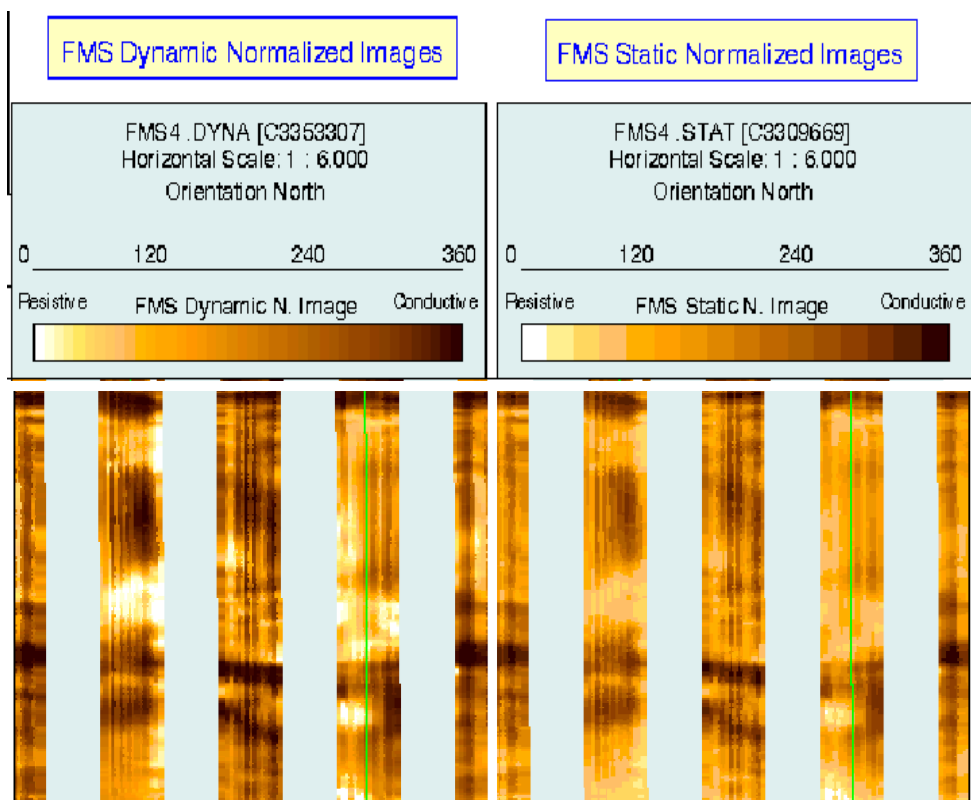
شکل ۱۷-۶: تعیین محل بریک آوت (شکستگی برشی) بر روی نگار FMS چهار بازوه برای دو مشخص در چاه ۱۰

با توجه به شکل ۶-۱۷ محل شکستگی‌های برشی در فواصل ۴۳۳۵ تا ۴۳۳۵/۵ متری و ۴۳۳۷ تا ۴۳۳۷/۵ متری اتفاق افتاده است. برای اثبات وجود این شکستگی‌های همان‌طور که در شکل ۶-۱۸ و ۶-۱۹ نشان داده شده است، نگار FMS موجود با برای وضوح بیشتر با نرم افزار geolog مدل‌سازی شد. با توجه به این دو شکل می‌توان گفت که جهت شکستگی‌های برشی در جهت شمال غربی- جنوب شرقی می‌باشد.



شکل ۶-۱۸: تعیین محل شکستگی‌های برشی بر روی نگار FMS چهار بازه در ۴۳۳۵ تا ۴۳۳۶ متری چاه ۱۰

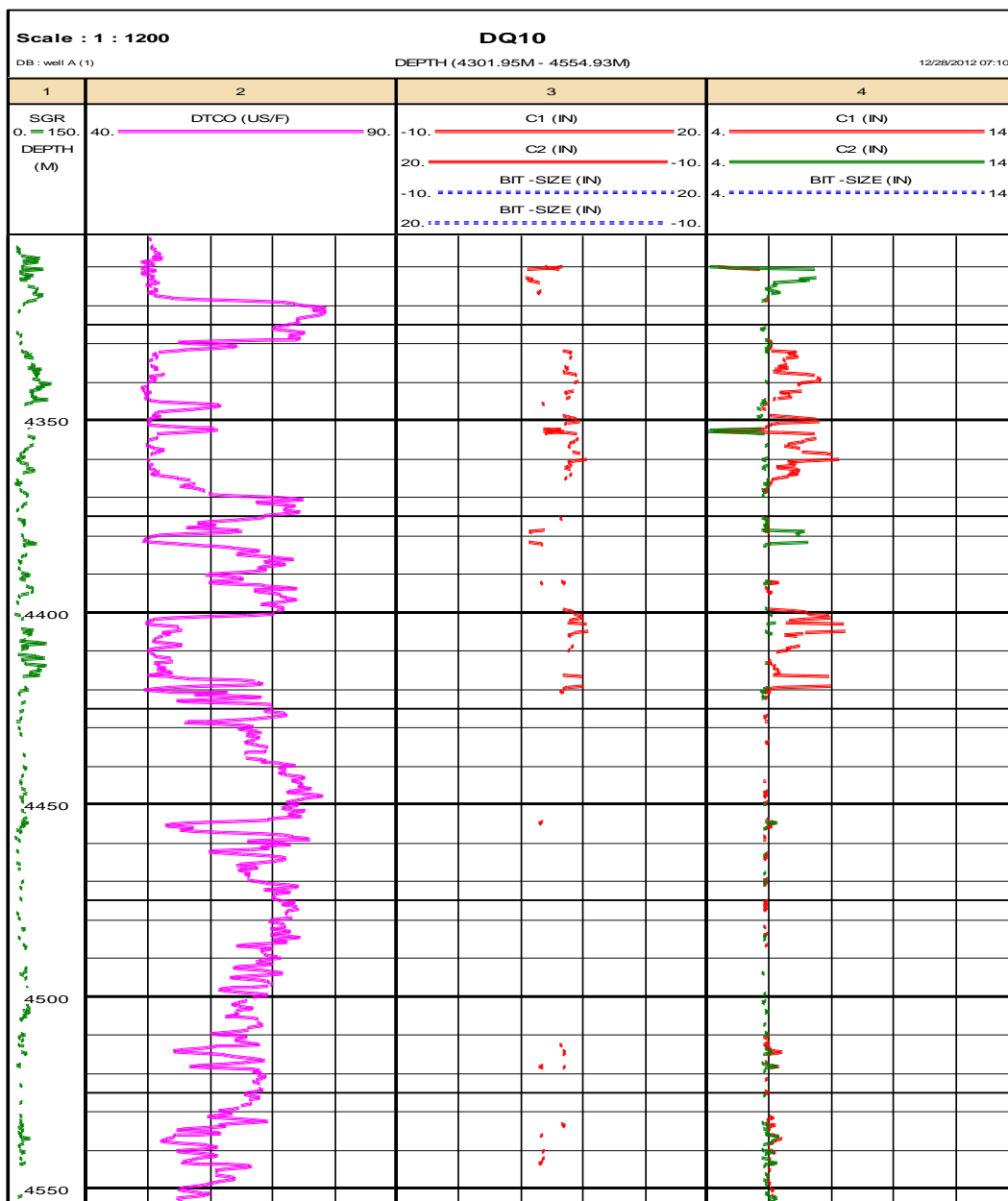
همان‌طور که ذکر گردید برای تصدیق شکستگی‌های برشی باید از نگار کالیپر استفاده نمود. نحوه تشخیص شکستگی‌های برشی در این نگار در شکل ب-۴ از پیوست ب نشان داده شده است. نتایج مدل‌سازی نگار کالیپر و اندازه‌ی مته در شکل ۶-۲۰ نشان داده شده است. با توجه به تغییرات نگار کالیپر می‌توان نتیجه گرفت که شکستگی‌های برشی در فواصل ۴۳۱۰ تا ۴۳۱۶ متری، ۴۳۳۰ تا ۴۳۴۷ متری، ۴۳۵۰ متری، ۴۳۵۲ تا ۴۳۶۵ متری، ۴۳۷۹ تا ۴۳۸۱ متری و ۴۴۰۰ تا ۴۴۲۰ متری در دیواره چاه اتفاق افتاده است.



شکل ۶-۱۹: تعیین محل شکستگی‌های برشی بر روی نگار FMS چهار بازه در عمق ۴۳۳۷ تا ۴۳۳۸ متری چاه ۱۰

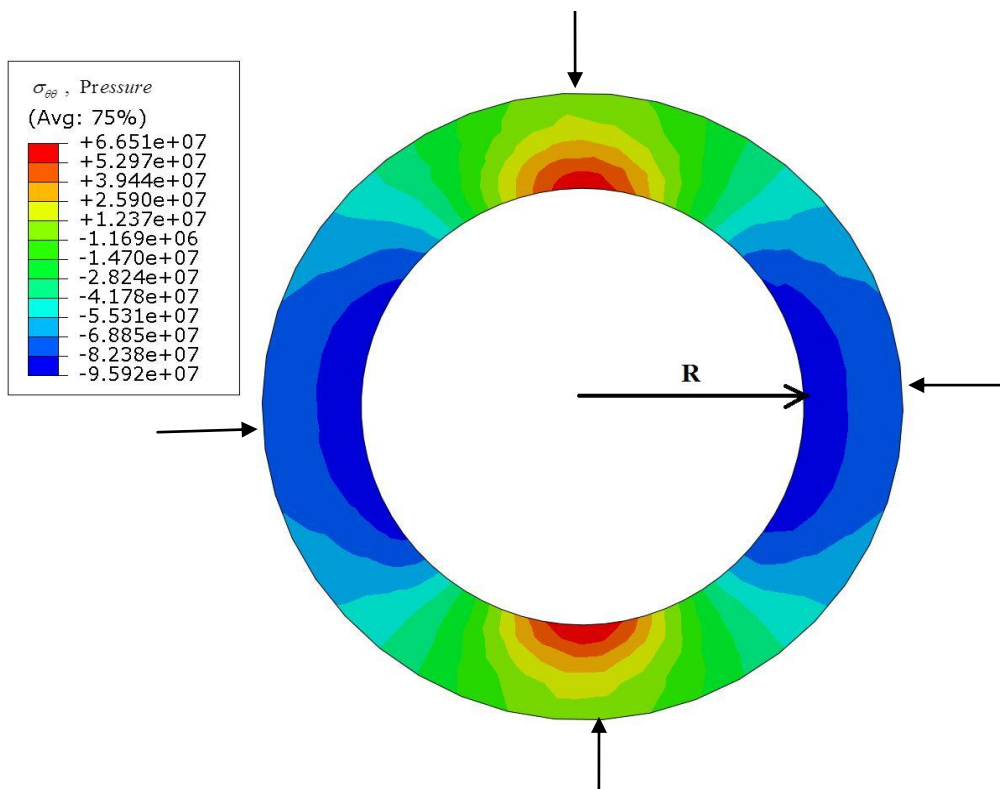
۶-۷- تعیین تنش‌های القایی در اطراف دیواره چاه

قبل از آنکه چاه حفر گردد، تنش‌ها به صورت یکنواخت در سنگ‌ها و سازندهای محل حفر چاه توزیع شده‌اند. اما پس از حفاری، تنش‌ها در نزدیکی دیواره شکل تازه‌ای به خود می‌گیرند. برای تعیین مقدار تنش در اطراف چاه‌های حفاری از معادلات کرچ استفاده می‌شود. از آنجایی که چاه مورد مطالعه به صورت قائم می‌باشد، در این مطالعه از معادلات چاه قائم استفاده خواهد شد. قبل از استفاده از روابط تجربی جهت تعیین توزیع تنش مماسی در اطراف چاه، سعی شد تا مدلی ساده از تغییرات این تنش در اطراف دیواره چاه شماره ۱۰ با نرم افزار ABAQUS ترسیم شود. شکل ۶-۲۱ و شکل ۶-۲۲ تغییرات تنش مماسی بر روی دیواره‌ی چاه در عمق ۴۳۳۵ و ۴۴۳۷ متری که شکستگی برشی رخ داده است را نشان می‌دهد.

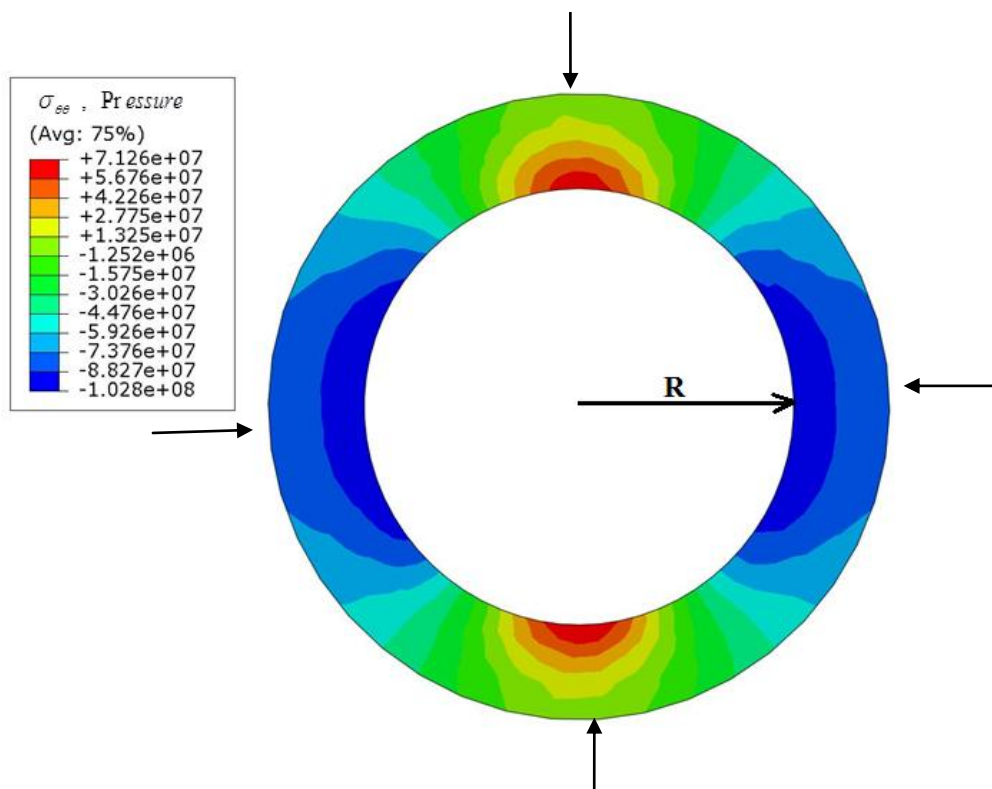


شکل ۶-۲۰: تغییرات نگار کالیپر در چاه شماره ۱۰

همان گونه که در شکل (۶-۲۱) و (۶-۲۲) نشان داده شده است، تنش در اطراف چاه در جهت تنش افقی حداقل به شدت فشاری است و با افزایش فاصله از دیواره چاه مقدار آن کاهش می یابد. اگر تفاضل بین تنش افقی حداقل و حداکثر زیاد باشد، دیواره ی چاه در جهت تنش افقی حداکثر تحت شرایط کششی قرار می گیرد که منجر به شکستگی کششی می شود. حال اگر دیواره چاه تحت تنش - های فشاری قرار گیرد منجر به شکستگی های فشاری یا شکستگی برشی می شود.

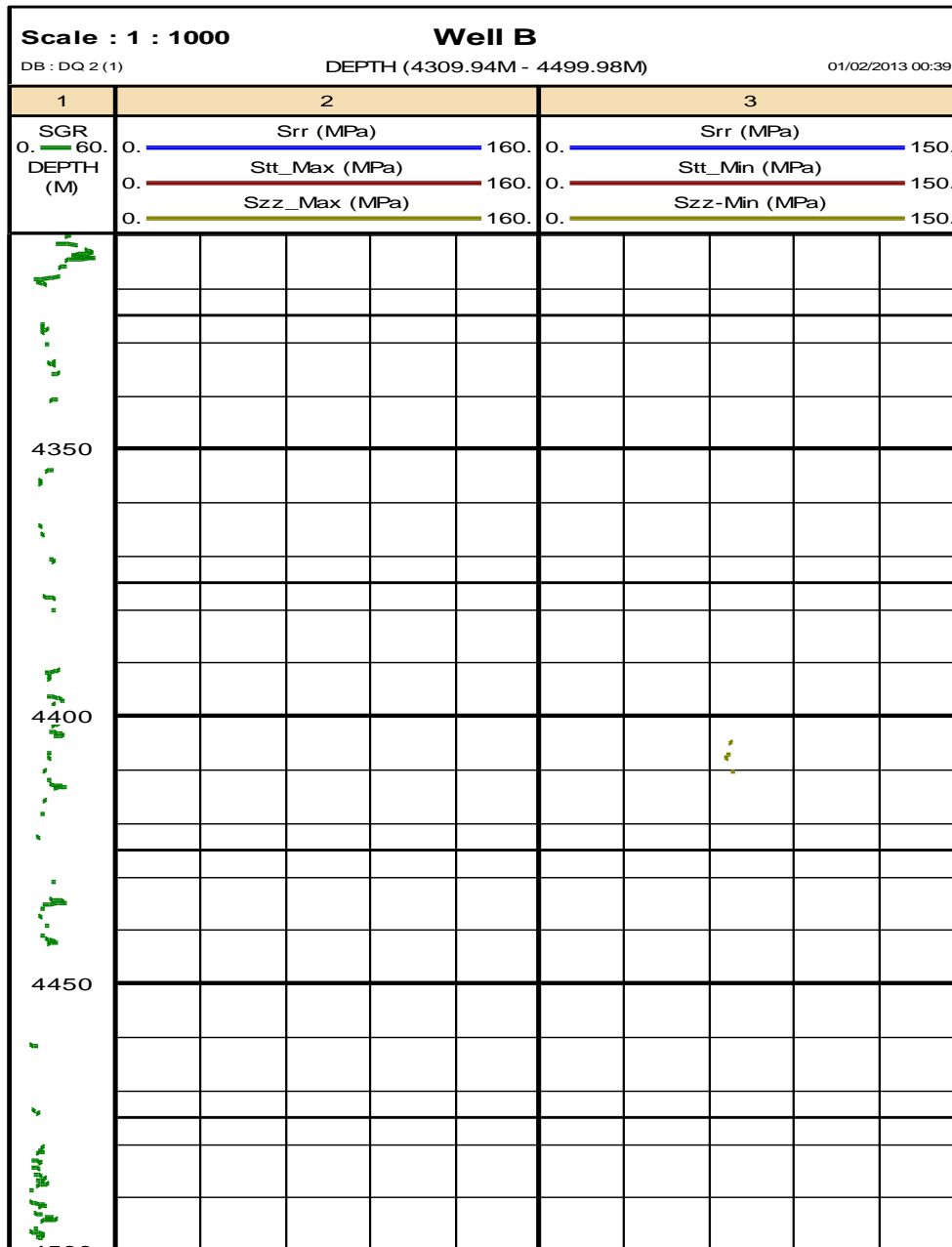


شکل ۶-۲۱: تنش مماسی وارد بر دیواره چاه شماره ۱۰ در عمق ۴۳۳۵ متری



شکل ۶-۲۲: تنش مماسی وارد بر دیواره چاه شماره ۱۰ در عمق ۴۳۳۷ متری

شکل ۶-۲۳ روند تغییرات تنش‌های مماسی (S_{tt})، شعاعی (S_{rr}) و محوری (S_{zz}) به دست آمده از روابط کرچ را نشان می‌دهد. این تنش‌ها برای دو حالت حداقل و حداکثر آورده شده است.



شکل ۶-۲۳: تغییرات تنش‌های شعاعی، مماسی و محوری بیشینه و کمینه در دیواره چاه شماره ۱۰

برای تعیین تنش حداقل مماسی و محوری در دیواره چاه، زاویه شکست برابر صفر یا ۱۸۰ و برای تعیین تنش حداکثر مماسی و محوری زاویه شکست برابر با ۹۰ یا ۲۷۰ درجه در نظر گرفته شده است. با توجه به شکل ۶-۲۳ می‌توان نتیجه گرفت که مقدار تنش‌های شعاعی بر روی دیواره‌ی چاه

بیشتر از تنش‌های مماسی و تنش‌های مماسی بیشتر از تنش‌های محوری می‌باشد. در این شکل همان طور که مشاهده می‌شود مقدار تنش‌های شعاعی و مماسی از عمق ۴۴۵۰ متری به بعد نسبت به اعماق بالاتر کاهش یافته در حالی که مقدار تنش محوری افزایش یافته است. دلیل این اختلاف در تغییرات مقدار فشار منفذی می‌باشد. در نهایت از این تنش‌ها در قسمت بعد به عنوان ورودی معیار-های شکست برای تعیین وزن بهینه گل استفاده خواهد شد.

۸-۶- کاربرد معیارهای شکست جهت پایداری چاه

تغییرات تنش‌های مماسی در دیواره چاه موجب شکست برشی دیواره می‌گردد. معیارهایی که برای پایداری دیواره چاه به کار می‌روند بر مبنای گذر سنگ از رفتار الاستیک به پلاستیک می‌باشند [Parra et al, 2003]. در ادامه‌ی تحقیق ابتدا معیار شکست موهر-کلمب به عنوان یک معیار دو بعدی جهت بررسی پایداری چاه استفاده خواهد شد. سپس معیار شکست سه بعدی موگی-کلمب و هوک براون جهت پایداری به کار گرفته می‌شوند تا نتایج حاصل از این معیارها با یکدیگر مقایسه شوند.

۸-۶-۱- معیار شکست موهر-کلمب

معیار شکست موهر-کلمب یک معیار دو بعدی است که تنها بر اساس تنش اصلی حداکثر و حداقل بیان می‌شود. در این تحقیق برای تعیین بازه وزن گل مجاز از این معیار استفاده شده است. برای استفاده از این معیار ابتدا می‌بایست جهت و مقدار تنش‌های اصلی محاسبه گردد که در بخش‌های قبلی محاسبه گردیدند. سپس رابطه ۲ از جدول ۳-۲ و ۳-۳ که بدترین حالت برای حد پایین و حد بالای فشار گل می‌باشند برای تعیین وزن مجاز گل استفاده شدند. برای تعیین زاویه اصطکاک داخلی^۱ نیز از معادلات زیر استفاده شده است [Al-Ajmi and Zimmerman, 2006].

$$\varphi = 26.5 - 37.6 \times (1 - NPHI - V_{shale}) + 62.1 \times (1 - NHPI - V_{shale})^2 \quad (۱۶-۶)$$

^۱ - Friction Angle

در روابط ذکر شده φ زاویه اصطکاک داخلی، $NHPI$ تخلخل حاصل از نگار نوترونی و V_{shale} حجم شیل می‌باشد که از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$V_{shale} = \frac{(GR)_{log} - (GR)_{cleansand}}{(GR)_{shale} - (GR)_{cleansand}} = \frac{(GR)_{log} - (GR)_{min}}{(GR)_{max} - (GR)_{min}} \quad (17-6)$$

برای تعیین کیک سازند و هرز روی گل نیز از رابطه زیر استفاده شد [Al-Ajmi and Zimmerman, 2006].

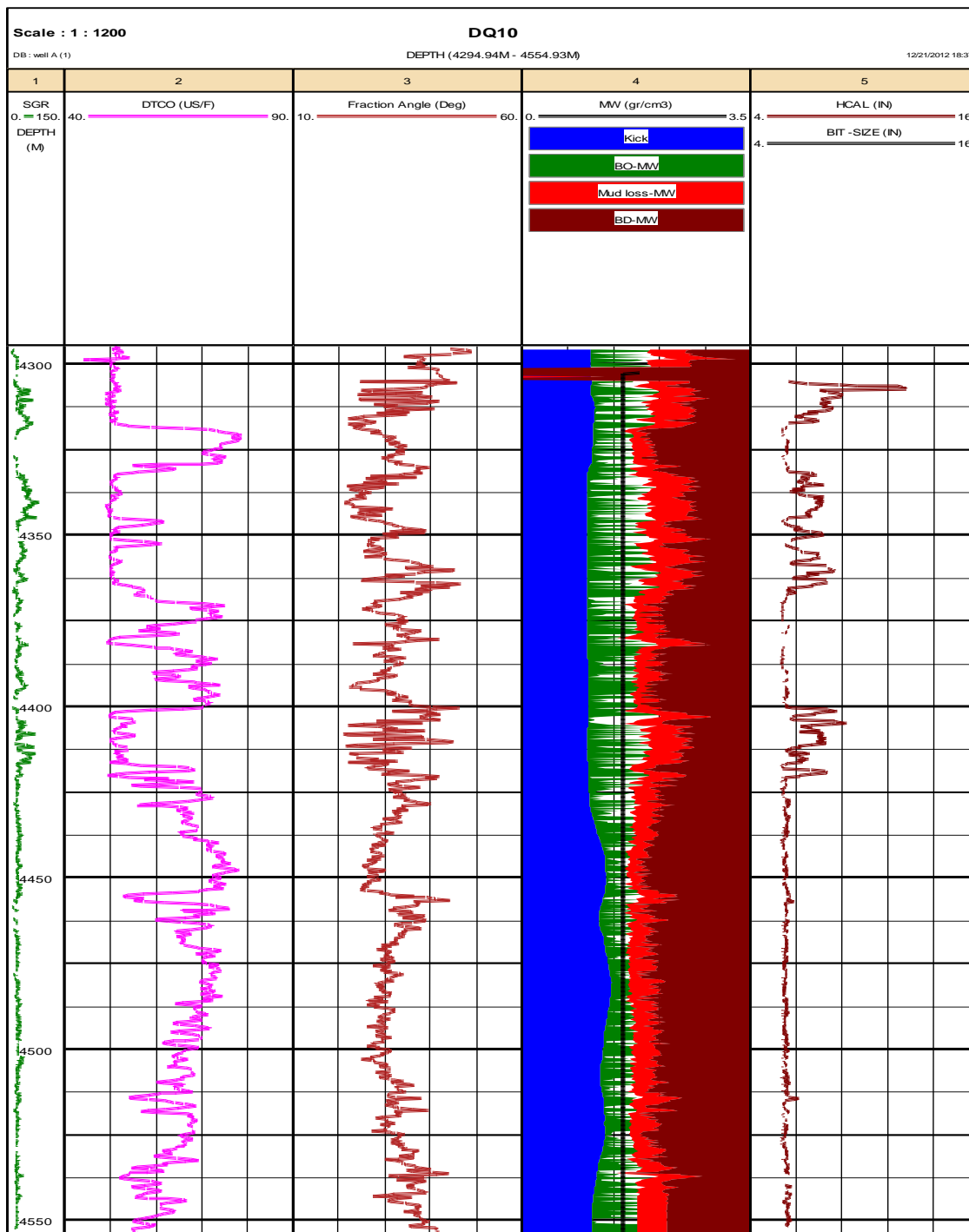
$$P = \rho gh \quad (18-6)$$

در این حالت برای تعیین کیک سازند مقدار P را برابر فشار منفذی، و برای تعیین مقدار هرز روی گل مقدار P را برابر حداقل تنش افقی در نظر می‌گیرند. در نهایت برای تعیین پنجره گل تمام واحدها بکار گرفته در حالت بریک آوت، بریک داون، کیک سازند، و هرز روی گل را هم واحد با وزن گل یعنی برابر با gr/cm^3 تبدیل می‌کنیم.

در نهایت نتایج مدل‌سازی برای بررسی پایداری دیواره چاه شماره ۱۰ با استفاده از معیار موهر-کلمب به صورت شکل ۶-۲۴ رسم گردید. در این شکل، وزن گل برای کیک و هرز روی گل همان طور که ذکر گردید از طریق مقادیر به دست آمده برای فشار منفذی و تنش حداقل افقی محاسبه شده است. شکل ۶-۲۴ حد بالا و پایین وزن گل، کیک سازند و هرز روی گل را در کنار نگار کالیپر نشان می‌دهد. در این شکل وزن گل با خط سیاه نشان داده شده است، کیک سازند (Kick) با رنگ آبی نشان داده شده است، مقدار هرز روی گل (Mud Loss-MW) با رنگ قرمز نشان داده شده است، بریک آوت (BO-MW) با رنگ سبز نشان داده شده است و در نهایت بریک داون (BD-MW) با رنگ قهوه‌ای نشان داده شده است.

مهم‌ترین عامل در پایداری دیواره چاه تعیین وزن بهینه گل می‌باشد. بنابراین، تعیین وزن بهینه گل از مهم‌ترین اهداف مطالعه حاضر است که با استفاده از معیارهای شکست انجام شده است. بر اساس مدل به دست آمده، اگر کیک سازند بیشتر از مقدار وزن گل شود، (یعنی مقادیر آبی رنگ از خط سیاه

رنگ بگذرد) چاه مسدود خواهد شد. این بدان معنی است که فشار گل حتماً باید بیشتر از فشار سیال منفذی سازند باشد. حال اگر وزن گل بیش از اندازه زیاد شود و به مقادیر رسم شده هرز روی گل برسد (خط سیاه به مقادیر قهوه‌ای رنگ برسد)، در عمق مورد نظر، شکستگی‌های کششی ایجاد می‌شود و گل حفاری به هرز خواهد رفت. بر اساس نتایج این مطالعه و معیار موهر-کلمب در این چاه هرز روی گل نخواهد داد که امری نادرست است (مقادیر هرز روی گل (قهوه‌ای رنگ) از خط سیاه عبور نکرده است). این یکی از ضعف‌های معیار مورد نظر است که به دلیل نادیده گرفتن تنش‌های میانی اتفاق افتاده است. همان طور که در مدل رسم شده توسط معیار موهر-کلمب شکل ۶-۲۴ مشاهده می‌شود (توجه به رنگ سبز)، شکستگی برشی در اعماق مختلفی از چاه رخ داده است که این مطابق با نتایج حاصل از گزارشات است و همچنین نگار کالیپر نیز این مدل را تأیید می‌کند. البته از روی نگار کالیپر می‌توان فهمید که این معیار در بسیاری موارد اعماق شکستگی برشی را به خوبی پیش‌بینی کرده است (مقادیر سبز رنگ از خط سیاه که همان وزن بهینه گل بکار رفته در چاه بوده عبور کرده است) اما در برخی نقاط دیگر پیش‌بینی‌های ضعیفی را ارائه کرده است (یعنی در محل‌هایی که نگار کالیپر بریک آوت‌ها را در چاه مشخص کرده است، معیار موگی در اینجا مقادیر سبز رنگ است از خط سیاه عبور نکرده و این معیار به اشتباه مقدار بریک آوت‌ها را نتوانسته است تشخیص دهد). همان طور که ذکر شد، شکستگی‌های کششی نیز با توجه به این معیار در چاه مطالعه رخ نداده است. اما با توجه به گزارشات حفاری و چاه‌نگاری در اعماقی از چاه شکستگی‌های کششی اتفاق افتاده است و این نیز می‌تواند ضعف معیارهای دوبعدی را به خوبی نمایان می‌کند، بنابراین پیشنهاد شده است [Al-Ajmi and Zimmerman, 2006; 2005] که برای تعیین وزن بهینه گل (پایداری چاه) از معیارهای سه بعدی که مقدار تنش میانی را در نظر می‌گیرند، استفاده شود. از اینرو در این مطالعه از دو معیار سه بعدی هوک براون و موگی - کلمب استفاده شده است که در ادامه نشان داده شده‌اند.



شکل ۶-۲۴: پنجره وزن بهینه گل حفاری بر اساس معیار موهر- کلمب (چاه شماره ۱۰) - در ستون ۴ این شکل وزن گل با خط سیاه (MW)، کیک سازند با رنگ آبی (Kick)، شکستگی برشی با رنگ سبز (BO-MW)، هرز روی گل با رنگ قرمز (Mud Loss-MW)، شکستگی کششی با رنگ قهوه‌ای (BD-MW) نشان داده شده‌اند.

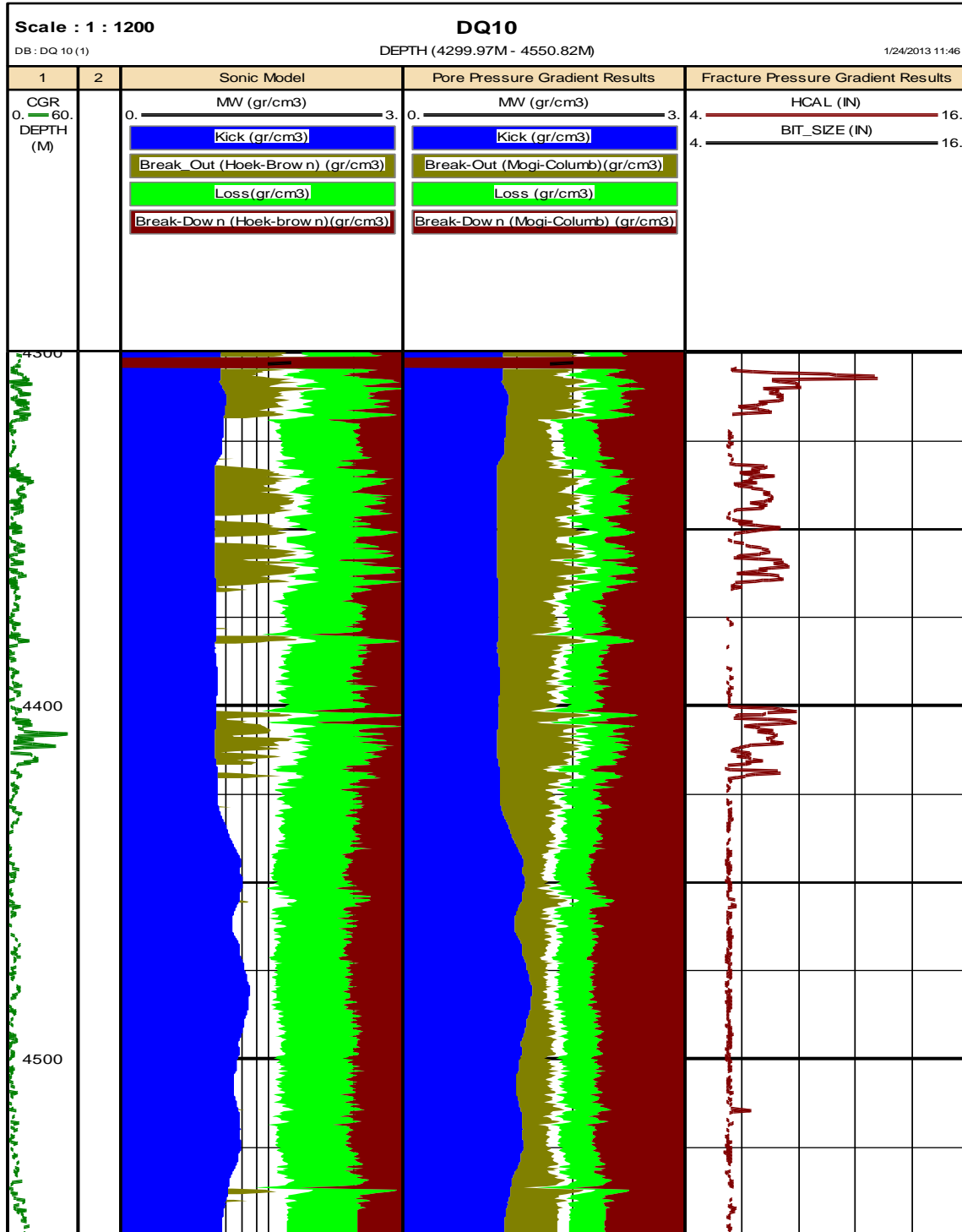
۶-۸-۲- معیار شکست هوک براون و موگی-کلمب

همان طور که ذکر گردید، یکی از پارامترهای موثر در تحلیل پایداری چاه انتخاب یک معیار شکست مناسب است. از آنجایی که معیار موهر-کلمب اثر تنش میانی را در نظر نمی‌گیرد، نتایج دقیقی را برای چاه مورد مطالعه ارائه نکرده است. بنابراین، یک معیار شکست سه بعدی که تأثیر تنش میانی را در محاسبات لحاظ کند، نسبت به معیارهای شکست دو بعدی عملکرد بهتری خواهد داشت. معیار شکست هوک براون و موگی- کلمب یک معیار شکست سه بعدی هستند که در این تحقیق برای تعیین وزن بهینه گل چاه استفاده شده است. برای استفاده از این معیارها دو معیار بدترین حالت حد پایین و حد بالای فشار گل که برای معیار موگی-کلمب شامل حالت ۲ جدول ۳-۴ و ۳-۵ و برای معیار هوک براون شامل حالت ۲ جدول ۳-۶ و ۳-۷ می‌باشند، مد نظر قرار گرفته است. مدل‌سازی نتایج حاصل از استفاده این دو معیار شکست برای بررسی وزن بهینه گل در شکل ۶-۲۵ نشان داده شده است. البته در این مدل‌سازی یک سازند و هرز روی گل مانند آنچه که برای موهر-کلمب شرح داده شد، بدست آمده است.

شکل ۶-۲۵ در قسمت اول سمت چپ معیار هوک براون در قسمت دوم معیار موگی کلمب مدل شده است. همان طور که در این مدل‌سازی مشاهده می‌شود، معیار هوک براون بریک آوت‌ها (شکستگی-های برشی) را در عمق‌های بالاتر از ۴۴۰۰ متری (با توجه به نگار کالیپر) به خوبی مشخص کرده است. بنابراین می‌توان گفت که عملکرد این معیار تا عمق ۴۴۰۰ متری نسبت به موهر-کلمب بسیار مناسب‌تر بوده است. ولی از عمق ۴۴۰۰ متری مخزن به بعد به طرف عمق عملکرد مناسبی نداشته است. ولی در حالت کلی می‌توان گفت که معیار موهر کلمب عملکرد محتاطتری داشته است، در نتیجه کارایی ضعیف‌تری را نسبت به معیار هوک براون داشته است اما معیار موگی- کلمب برای تعیین حد بالا و پایین فشار گل نتایج بهتری را نسبت به معیار موهر- کلمب ارائه کرده است. یعنی بریک آوت‌ها را (با توجه به آنچه که نگار کالیپر نشان داده است) به خوبی تشخیص داده است و هرز

روی گل را نیز در بعضی نقاط که رخ داده را مشخص کرده است. در حالت کلی با توجه به آنچه که

در مدل موجود در



شکل ۶-۲۵: نمایی شماتیک از مدل مکانیکی بررسی پایداری چاه با معیارهای هوک براون و موگی - کلمب (چاه ۱۰) - در این شکل وزن گل با (MW)، کیک سازند (Kick)، شکستگی برشی (Break_Out)، هرز روی گل (Loss)، شکستگی کششی (Break_Down) نشان داده شده‌اند.

شکل ۶- ۲۵ نشان داده شده است، معیار موگی-کلمب در مقایسه با معیار هوک براون شکستگی‌های برشی را بهتر تشخیص داده است. بنابراین می‌توان گفت که معیار موگی-کلمب بهترین معیار شکست در تعیین پایداری چاه برای انتخاب وزن بهینه گل در منطقه مورد مطالعه خواهد بود.

فصل هفتم

نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۷-۱- نتیجه گیری

در این تحقیق تأثیر پارامترهای ژئومکانیکی بر پایداری دیواره چاه شماره ۱۰ در میدان نفتی دارخوین بررسی گردیده است. با توجه به نتایجی که در فصل‌های گذشته به دست آمده است می‌توان نتایج زیر را ارائه نمود.

۱- سرعت موج برشی به صورت مستقیم از نگار DSI به دست می‌آید. از آنجایی که برداشت این نگار هزینه‌بردار می‌باشد، از روابط تجربی بدست آمده از میدان نفتی مورد مطالعه یا میادین مشابه با میدان نفتی مورد مطالعه استفاده می‌شود. در این تحقیق رابطه کاستاگنا بعد از کالیبراسیون توسط مقادیر واقعی سرعت موج برشی (حاصل از نگار DSI) به عنوان رابطه مناسب برای منطقه پیشنهاد شد.

۲- رابطه تجربی بین سرعت موج برشی بدست آمده از نگار DSI و سرعت موج فشاری بدست آمده از نگار صوتی برای چاه ۱۰ بدست آمد و نتایج آن بعد از کالیبراسیون به عنوان یک رابطه تجربی مناسب برای پیش‌بینی موج برشی از نگار صوتی در منطقه مورد مطالعه پیشنهاد شد.

۳- از طریق ماشین برداری پشتیبان و با استفاده از نگاره‌های متداول چاه‌نگاری مانند نگار صوتی (DT)، چگالی (RHOB)، اشعه گاما (GR)، نگار تخلخل نوترونی (NPHI)، نگار کالیپر (CAL) و نگار مقاومت ویژه (RT) سرعت موج برشی برای چاه ۱۰ با دقت بالایی تعیین گردید، نتایج حاصل از کالیبراسیون سرعت موج پیش‌بینی شده از طریق ماشین برداری پشتیبان و نگار DSI دقت بالای این روش را در پیش‌بینی سرعت موج برشی نشان می‌دهد.

۴- مدول‌های دینامیکی مانند مدول یانگ، مدول برشی، مدول بالک، نسبت پواسون و ... از طریق نگارهای پتروفیزیکی، برای چاه شماره ۱۰ در میدان نفتی مورد مطالعه محاسبه گردیدند. که در این تحقیق مقدار مدول یانگ بدست آمده از نگارهای چاه با مقادیر بدست آمده از نتایج حاصل آنالیزهای آزمایشگاهی دارای اختلاف بود، بنابراین نتایج بدست آمده کالیبره گردید.

۵- مقاومت فشاری تک محوره‌ای برای چاه ۱۰ از نگرهای چاه و با استفاده از روابط تجربی بدست آمد که در نهایت نتایج بدست آمده با نتایج حاصل از آنالیزهای آزمایشگاهی کالیبره شدند. نتیجه این کالیبراسیون نشان داد که رابطه تجربی گولوبو در پیش‌بینی مقاومت فشاری تک محوره مناسب‌ترین رابطه برای منطقه مورد مطالعه می‌تواند باشد. بنابراین می‌توان این رابطه را در مطالعه حاضر به کار گرفت.

۶- مقاومت فشاری تک محوره از طریق ماشین برداری پشتیبان و با استفاده از نگرهای پتروفیزیکی مانند نگر چگالی (RHOB)، نگر گاما (GR) و نگر صوتی (DT) پیش‌بینی شد. همبستگی میان مقادیر پیش‌بینی شده و مقادیر مد نظر در حدود ۹۷ درصد بود که این نشان دهنده دقت بالای این روش در پیش‌بینی مقاومت فشاری تک محوره می‌باشد.

۷- مقدار فشار منفذی جهت تعیین تنش‌های برجا و پایداری دیواره چاه شماره ۱۰ از طریق روابط تجربی متفاوت محاسبه شد، سپس مقادیر محاسبه شده با مقادیر واقعی بدست آمده از نگر MDT کالیبره گردید. در نهایت رابطه ایتون با توجه به نتایج کالیبراسیون به عنوان بهترین رابطه برای منطقه مورد مطالعه پیشنهاد شد.

۸- رابطه‌ای نیز برای پیش‌بینی فشار منفذی با استفاده از داده‌های نگر صوتی، مقادیر تست فشار منفذی سازند MDT، مقادیر گرادیان تنش روباره که خود از مقادیر حاصل از نگر چگالی و شتاب گرانش در چاه شماره ۱۰ بدست آمده است، ارائه شد. که در نهایت با تست این رابطه در چاه ۱۵ از منطقه مورد مطالعه می‌توان دریافت که دقت این رابطه نسبت به رابطه ایتون در فشارهای بالا بیشتر می‌باشد.

۹- مقدار تنش افقی حداقل از روابط تجربی مختلفی محاسبه گردید، نتایج بدست آمده از این محاسبه توسط مقادیر هرز روی گل کالیبره گردیدند. که در نهایت رابطه ماتیوس و کیلی به عنوان بهترین رابطه برای منطقه پیشنهاد شد.

۱۰- مقدار تنش افقی حداکثر از چند ضلعی زوباک و رابطه پوروالاستیک بدست آمد، نتایج بدست آمده نشان دهنده فعالیت گسلش نرمال در منطقه مورد مطالعه می‌باشند.

۱۱- نتایج تنش برشی محاسبه شده در نگار FMS برای چاه ۱۰ در این مطالعه از طریق نگار کالیپر با دو روش متفاوت تأیید گردید و جهت این تنش‌های برشی بر روی نگار تصویری FMS نشان داده شد.

۱۲- برای تعیین حد بالا و پایین فشار گل در بحث پایداری چاه از سه معیار شکست موهر-کلمب، هوک براون و موگی-کلمب برای چاه‌ها استفاده شد. نتایج بدست آمده معیار موگی-کلمب را به عنوان بهترین مدل پیشنهادی برای منطقه ارائه داد.

۳-۷- پیشنهادات

با توجه به مطالعه حاضر، پیشنهادات زیر ارائه می‌گردد.

۱- برای یافتن حد بالا و پایین فشار گل جهت محاسبه وزن بهینه گل برای پایداری دیواره چاه از معیارهای شکست سه بعدی دیگری استفاده گردد و نتایج آن‌ها با معیارهای شکست موگی-کلمب و هوک براون مقایسه گردد.

۲- برای یافتن محل و جهت دقیق شکستگی‌های برشی از نگارهای تصویری دیگری مانند UBI و FMI در کنار نگار کالیپر و FMS استفاده شود.

۴- از روش‌های عددی مانند روش‌های المان محدود و تفاضل محدود برای تحلیل تغییرات تنش در لایه‌های زیرسطحی و پایداری دیواره چاه استفاده شود.

Reference

- Addis, M.A. Hanssen, T.H. Yassir, N., Willoughby, D.R., and Enever, J. (1998). "A comparison of leak-off and extended leak-off test data for stress estimation". SPE/ISRM 47235. In: Proc. Eurock. 98, pp. 131–140.
- Al-Adani N; and barati A., (2003). " New hydraulic unit Permeability approach with DSI", SPWLA - Japan, September 25-29.
- Al-Ajmi AM., and Zimmerman RW. (2005) "Relationship between the parameters of the Mogi and Coulomb failure criterion. *Int J Rock Mech Min Sci*;42(3), pp. 431-439.
- Al-Ajmi, A.M., and Zimmerman, R.W. (2006). "Stability analysis of vertical boreholes using the Mogi–Coulomb failure criterion". *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 43, pp. 1200-1211.
- Ameen M; Brian S; Somerville J; Hammilton S; and Naji, N. (2009). "Predicting rock mechanical properties of carbonates from wireline logs (A case study: Arab-D reservoir, Ghawar field, Saudi Arabia)", *Marine and Petroleum Geology* 26, 430 -444.
- Anderson, E. M. (1951). "The Dynamics of Faulting and Dyke Formation with Applications to Britain", Edinburgh, Oliver and Boyd.
- Anderson, T.L. (1995). "Fracture Mechanics. Fundamentals and Applications", second ed. CRC Press, Boca Raton.
- Arun Kumar M., and Gopal M. (2008). "Application of smoothing technique on twin support vector machines", *Pattern Recognition Letters*, 29, pp 1842–1848.
- Birchwood. R., (2003). "Geomechanics specialist, options for Enhanced well bore stability", Schlumberger oilfield services Caracas, Venezuela.
- Boness, N. and Zoback, M. D. (2006). "A multi-scale study of the mechanisms controlling shear velocity anisotropy in the San Andreas Fault Observatory at Depth." *Geophysics*, 71, F131–F136.
- Boore, D.M. and Brown, L.T., (1998). "Comparing shear-wave Experiment Station Explosive Excavation Research Laboratory", Livermore, California, pp. 29-32.
- Bourbie, T., Coussy, O., and Zinszner, B. (1987). "Acoustics of Porous Media. IFP Publications. Editions Technip.
- Breckels, I. M. and Van Eekelen, H. A. M. (1981). "Relationship between horizontal stress and depth in sedimentary basins: Paper SPE10336, 56th Annual Fall Technical Conference." Society of Petroleum Engineers of AIME, San Antonio, Texas, October 5–7.

- Brown, L.T., (1998). “Comparison of Vs profiles from SASW and borehole measurements at strong motion sites in southern California”, M.Sc. Eng. Thesis, University of Texas at Austin, p. 349.
- Burrus, J. (1998). Overpressure models for clastic rocks, their relation to hydrocarbon expulsion: A critical reevaluation-AAPG Memoir 70. In Abnormal pressures in hydrocarbon environments.
- Cañadell, C. F., (2012), “Multispiral growth in Nummulites Paleobiological implications”, *Marine Micropaleontology* 96–97, pp. 105–122.
- Carroll, R.D., (1969). “The determination of acoustic parameters of volcanic rocks from compressional velocity measurements”, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 6, pp., 557- 579.
- Cavalli, C. and Magistronic C, (2001) “Iran, Darquain Field, Structural and Fracture Study of the Coherency Volume” Petroleum Engineering and Development Company.
- Chang, C., Zoback, M. D. (2006). “Empirical relations between rock strength and physical properties in sedimentary rocks.” *Journal of Petroleum Science and Engineering*, 51, pp., 223-237.
- Chen, X., Tan, C.P. and Detournay, C. (2002). “The impact of mud infiltration on wellbore stability in fractures rock masses” SPE/ISRM 78241 presented at the SPE/ISRM rock mechanics conference held in Irving, Texas, 20-23 October.
- Christensen, N.I. (1982). “Seismic velocities”. In: Carmichael, R.S. (Ed.), *Handbook of Physical Properties of Rocks*. Vol. II. CRC Press, pp. 2–228.
- Colmenares, L. B. and Zoback, M. D. (2003). “Stress field and seismotectonics of northern South America.” *Geology*, 31, pp. 721–724.
- Cristianini, N., and Shawe-Taylor, J. (2000). “An Introduction to Support Vector Machines (and other kernel-based learning methods)”. Cambridge University Press, UK.
- Desroches, J., Kurkjian, and A.L. (1999). “Applications of wireline stress measurements”. *SPE Reservoir Evaluation* 2 (5), pp., 451–461.
- Duda R. A., Hart P. E. and Stork D. G. (2002). "Pattern Classification", Springer.
- Engelder, T. and Leftwich, J. T. (1997). “A pore-pressure limit in overpressured south Texas oil and gas fields” *Seals, traps and the petroleum system: AAPG Memoir 67*. R. C. Surdam. Tulsa, OK, AAPG, pp., 255–267.
- Ewy RT. (1999). “Wellbore-stability predictions by use of a modified Lade criterion”. *SPE Drill & Complet*;14(2), pp., 85-91.
- Fjaer E., Holt R.M., Hordrud P., Raaen A.M. and R. Risnes. (2008). “Petroleum related rock Rock Mechanics”, *Developments in Petroleum Science*, Elsevier.

Fjaer, E. (1999). "Static and dynamic moduli of weak sandstones". In: Amadei, B., Kranz, R.L., Scott, G.A., and Smeallie, P.H. (Eds.), *Rock Mechanics for Industry*. Balkema, pp. 675–681.

Fjaer, E., and Holt, R. M. (1992). *Petroleum Related Rock Mechanics*. Amsterdam, Elsevier.

Fjaer, E., Holt, R.M., Nes, O.M., and Sonstebo, E.F. (2002). "Mud chemistry effects on time-delayed borehole stability problems in shales". SPE/ISRM 78163. In: *SPE/ISRM Rock Mechanics Conference*, Irving, Texas, 20–23 October.

Pariseau, G. W., (2007). "Design analysis in rock mechanics", Taylor & Francis e-Library.

Garrouch A. and Haitham M.S. (2001). "Development of an expert system for underbalanced drilling using fuzzy logic, paper presented journal of petroleum science and engineering", 31, pp. 23-39.

Guillot F.M, and Trivett D.H., (2011) "Complete elastic characterization of viscoelastic materials by dynamic measurements of the complex bulk and Young's moduli as a function of temperature and hydrostatic pressure", *Journal of Sound and Vibration* 330, pp. 3334–3351.

Haimson, B.C, and Chang, C, (2002). "True triaxial strength of the KTB amphibolite under borehole wall conditions and its use to estimate the maximum horizontal in situ stress". *Journal of Geophysical Research*. 107, pp. 22-57.

Haimson, B.C., and Cornet, F.H. (2003). "ISRM Suggested Methods for rock stress estimation-Part 3: hydraulic fracturing (HF) and/or hydraulic testing of pre-existing fractures (HTPF)". *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.* 40, pp. 1011–1020.

Hareland, G., Bratli, R.K., Stene, F., Fagereng, S., and Jorgensen, T. (1996). "Safe mud weight window predictor-instantaneous, pre-planning and post analysis software". SPE 36097. In: *Proc. Fourth Latin American and Caribbean Petr. Eng. Conf., Port-Of-Spain*, pp. 253–260.

Hawkes, C.D., Smith, S.P., and McLellan, P.J. (2002). "Coupled modelling of borehole instability and multiphase flow for underbalanced drilling". SPE 74447. In: *IADC/SPE Drilling Conference*, Dallas, Texas, 26–28 February.

Heydari, M. and Rezaee R.M (2003) "Interpretation of 2-D Reflection Seismic Data and Seismic Stratigraphy of Darquain Field, SW of Iran" *Petroleum Engineering and Development Company*.

Hoek, E. and Brown, E.T. (1980). " Empirical strength criterion for rock masses. *J. Geotech. Engng Div*", ASCE 106 (GT9), 1013-1035.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., and Corkum, B., (2002). *Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition*. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 1, pp. 267-273.

Horsrud, P. (2001). "Empirical correlations for determination of shale mechanical properties". SPE Drilling and Completion 16, pp. 69–73.

Hosgör, I. and Kost'ák, M., (2012), "Occurrence of the Late Cretaceous belemnite *Belemnitella* in the Arabian Plate (Hakkari, SE Turkey) and its palaeogeographic significance", *Cretaceous Research* 37: 35e42.

Hwei-Jen L., and Jih Pin Y. (2009). "Optimal reduction of solutions for support vector machines", *Applied Mathematics and Computation* 214, pp 329–335.

Kuhlman, R.D., Heemstra, T.R., Ray, T.G., Lin, P., and Charlez, P.A. (1993). "Field tests of downhole extensometer used to obtain formation in-situ stress data". SPE 25905. In: Proc. SPE Rocky Mountain Regional/Low Permeability Res. Symp., Denver, pp. 625–634.

Ledbetter, H. (1993). "Dynamic vs. static Young's moduli: a case study". *Mater. Sci. Eng.* A165, L9–L10.

Li H, and Zhang J., (2011) "Elastic moduli of dry rocks containing spheroidal pores based on differential effective medium theory" *Journal of Applied Geophysics* 75, pp. 671–678.

Liu Y., Wang Y., and Ma H. (2011). "Research on Tomography by Using Seismic Reflection Wave in Laneway", *Procedia Engineering*, 26, pp. 2360-2368.

Marques E.A.G , Barroso E.V., Menezes Filho A.P., and Vargas Jr .A (2010). "Weathering zones on metamorphic rocks from Rio de Janeiro-Physical", mineralogical and geomechanical characterization, *Engineering Geology* 111, pp. 1–18.

Martinez-Ramon, M. (2006). "Support Vector Machines for Antenna Array Processing and Electromagnetic", Universidad Carlos III de Madrid, Spain, Morgan & Claypool, USA.

Mashinskii, E.I., (2009). "Strain amplitude-dependent attenuation of P and S waves in dry and water-saturated sandstone under confining pressure" *Russian Geology and Geophysics*, Volume 50, Issue 8a, pp. 734-738.

Nelson, E.J., (2005). Transverse drilling-induced tensile fractures in the West Tuna area, Gippsland Basin, Australia: implications for the in situ stress regime. 42, pp. 361-371.

Nes, O M., Horsrud, P., Sønstebø, E.F., Holt, R.M., Ese, A.M., Økland, D., and Kjørholt, H. (1998a). "Rig site and laboratory use of CWT acoustic velocity measurements on cuttings". *SPE Reservoir Evaluation & Eng.* 1, pp. 282–287.

Nes, O. M., Sønstebø, E.F., Horsrud, P., and Holt, R.M. (1998b). "Dynamic and static measurements on mm-size shale samples". SPE/ISRM 47200. In: Proc. Eurock '98, vol. 2, Trondheim, pp. 23-32.

OzgenKaracan, C. (2009). "Elastic and shear moduli of coal measure rocks derived from basic well logs using fractal statistics and radial basis functions", *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 46, pp. 1281-1295.

Pariseau, W.G. (2007). "Fitting failure criteria to laboratory strength tests". *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 44, pp. 637-646.

Plona, T.J., and Cook, J.M. (1995). "Effects of stress cycles on static and dynamic Young's moduli in Castlegate sandstone". In: *Proc. of the 35th U.S. Rock Mech. Symp. Balkema*, pp. 155-160.

Raaen, A.M., and Brudy, M. (2001). "Pump-in/flowback tests reduce the estimate of horizontal in-situ stress significantly". SPE 71367. In: *Proc. 2001 SPE Ann. Techn. Conf. & Exh., New Orleans*.

Raaen, A.M., Horsrud, P., Kjørholt, H., and Okland, D. (2006). "Improved routine estimation of the minimum horizontal stress component from extended leak-off tests". *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.* 43, pp. 37-48.

Rabbani E, Sharif F, Koolivand Salooki M, and Moradzadeh A., (2012); "Application of neural network technique for prediction of uniaxial compressive strength using reservoir formation properties", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 56, pp. 100-111.

Rajabi M, Bohloli B, ang Gholampour Ahangar, E. (2010). "Intelligent approaches for prediction of compressional, shear and Stoneley wave velocities from conventional well log data: A case study from the Sarvak carbonate reservoir in the Abadan Plain (Southwestern Iran)", *Computers & Geosciences* 36, pp. 647-664.

Rasouli, V., Pallikathekathil, Z. J., and Mawuli, E. (2011). "The influence of perturbed stresses near faults on drilling strategy: A case study in Blacktip field, North Australia", *Journal of Petroleum Science and Engineering* 76, pp. 37-50.

Reinecker, J. (2003). *Borehole breakout analysis from four-arm caliper logs. World Stress Map Project*.

Roy S, Gebert J., Stasiuk G., Romana P., Weidenmann K. A., and Wanner, A. (2011). "Complete determination of elastic moduli of interpenetrating metal/ceramic composites using ultrasonic techniques and micromechanical modeling", *Materials Science and Engineering A*, 528, pp. 8226-8235.

Rutqvist J, G.J. Moridis, T. Grover, T. and Collett. (2009). "Geomechanical response of permafrost- associated hydrate deposits to depressurization-induced gas production", *Journal of Petroleum Science and Engineering* 67, pp. 1-12.

Sanaee R , Shadizadeh R, Riahi A, (2011) "Determination of the stress profile in a deep borehole in a naturally fractured reservoir" *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 47 599-605.

- Singh R., Kainthola, A, and Singh T.N. (2012). “Estimation of elastic constant of rocks using an ANFIS approach”, *Applied Soft Computing*, 12, pp. 40–45.
- Steinwart I. (2008). “Support Vector Machines”, Los Alamos National Laboratory, information Sciences Group (CCS-3), Springer Science, Business Media, LLC.
- Steven A. Smith. (2009). “Geomechanical testing and modeling of reservoir and cap rock integrity in an acid gas EOR/sequestration project”, Zama, Alberta, Canada, *Energy Procedia* 1, pp. 2169-2176.
- Tare, U.A and Mody, F.K., (2002). “Managing borehole stability: on the learning, unlearning and relearning curve”, AADE-02-DFWM-HO-31.
- Tingay, M., (2008). “Borehole breakout and drilling-induced fracture analysis from image logs”, World Stress Map Project. Guidelines: Image Logs.
- Vernik, L., and Bruno, M. (1993). “Empirical relations between compressive strength and porosity of siliciclastic rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 30, pp. 677–680.
- Wadhwa, R.S., Ghosh, N., and Subba Rao., Ch. (2010). “Empirical relation for estimating shear wave velocity from compressional wave velocity of rocks”, *J. Ind. Geophys. Union*. 14, No.1, pp.21-30.
- Wilson, J. L., (1975), “Carbonate facies in geological history”, New York, Springer-Verlag, 471p.
- Wiprut, D., Zoback, M., Hanssen, T.-H., and Peska, P. (1997). “Constraining the full stress tensor from observations of drilling-induced tensile fractures and leak-off tests: Application to borehole stability and sand production on the Norwegian margin”. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.* 34 (3-4). Paper No. 00365.
- Younessi A, and Rasouli. V, (2010). “A fracture sliding potential index for wellbore stability analysis” *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 47, pp. 927–939.
- Zamore M., Broussard P.N. and Stephens M.P. (2000). “The top 10 mud-related concerns indeep water drilling operations”, SPE 59019 presented at the SPE International petroleum conference and exhibition in Mexico held in Villahermosa, Tabasco, Mexico, 1-3, February.
- Zhang L., Cao P., and Radha K.C., (2010) “Evaluation of rock strength criteria for wellbore stability analysis”. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 47(8), pp., 1304-1316.
- Zoback, M. (2007). “Reservoir Geomechanic”, Cambridge University Press.
- Zoback, M. D. and Townend, J. (2001). “Implications of hydrostatic pore pressures and high crustal strength for the deformation of intraplate lithosphere Tectonophysics”, 336, pp., 19-30.

Zoback, M. D., and Townend, J. (2002). "Steady-state failure equilibrium and deformation of intraplate lithosphere. *International Geology Review*", 44, pp. 383-401.

Zoback, M. D., and Barton, C. B. (2003). "Determination of stress orientation and magnitude in deep wells". *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 40, pp. 1049-1076.

پیوست الف

ماشین برداری پشتیبان

الف-۱- مقدمه

ماشین برداری پشتیبان با تکیه بر اصل تعمیم و کاهش خطای مدل نتایج قابل توجهی ارائه می‌دهد. ماشین برداری پشتیبان در ابتدا برای حل مسائل طبقه‌بندی خطی به کار می‌رفت ولی پس از آن توانست برای مسائل پیش‌بینی نیز توسعه پیدا کند. نتایج به دست آمده از ماشین برداری پشتیبان به خوبی نشان دهنده قدرت بالای این الگوریتم در مسائل پیش‌بینی است [Gholami et al, 2011].

الف-۲- ماشین‌های برداری پشتیبان برای رگرسیون خطی

یک رگرسیون خطی تابعی مانند $f(x) = w^T x + b$ است که با استفاده از مجموعه بردارهایی مانند x ، مقدار اسکالری مانند y را تخمین می‌زند.

رگرسیون خطی به صورت سنتی از روش کمترین مربعات جهت حل مسئله استفاده می‌شود. به عبارت دیگر، در رگرسیون خطی مدلی که دارای کمترین مربع خطا بین مدل برازش شده و داده‌ها باشد، بهترین نتایج را ارائه می‌کند. اما ایده اصلی ماشین برداری رگرسیونی^۱ (SVR) پیدا نمودن تابعی است که بر داده با کمترین انحراف (کمیتی مانند ϵ) برای هر جفت x_i, y_i برازش یابد. در عین حال سعی بر این مطلب است که بهینه‌ترین مقدار ممکن نیز برای نرم w به دست آید. این بدان معنی است که SVR، به خطاهایی که در بازه ϵ قرار می‌گیرند اهمیتی نمی‌دهد و سعی می‌کند تا خطای داده‌های خارج از این بازه را کوچک نماید. چنین فرآیندی اجازه می‌دهد تا تابعی ساخته شود که پارامترهای آن، ترکیبی خطی از نمونه‌هایی باشد که دارای خطای بیشتر یا مساوی ϵ هستند.

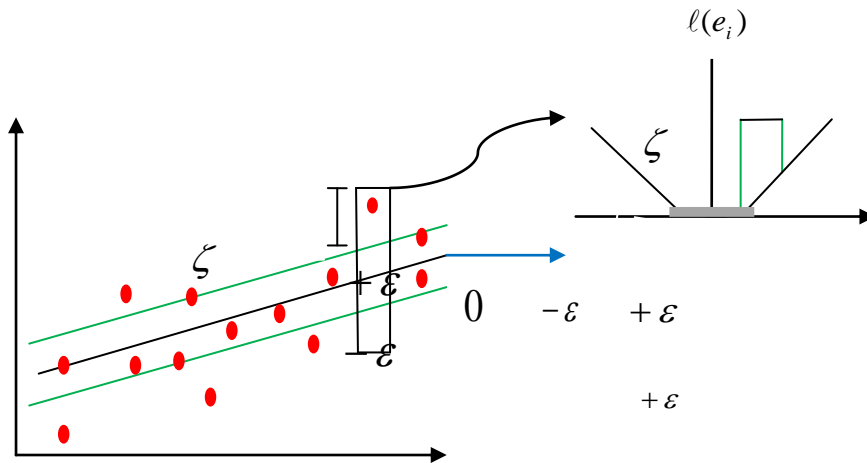
مینیمم سازی نرم w ، بهترین مدل ممکن برای برازش بر داده‌ها را ارائه خواهد داد. بنابراین، رگرسیون خطی برای ماشین‌های برداری می‌تواند به صورت تابع اولیه (الف-۱) فرموله گردد که در آن هدف، مینیمم سازی خطای کلی و نرم w است. شمایی از مدل بیان شده در شکل الف-۱ نشان داده شده است.

^۱ - Support Vector Regression

$$L_p = \frac{1}{2} \|w\|^2 + C \sum_{i=1}^N (\xi_i + \xi'_i)$$

(الف-۱)

$$\text{Subject to } \begin{cases} y_i - w^T x - b \leq \xi_i + \varepsilon \\ y_i + w^T x + b \leq \xi'_i + \varepsilon \\ \xi_i, \xi'_i \geq 0 \end{cases}$$



شکل الف-۱: تابع خطای حساس به ε نمونه‌های خارج از حاشیه $\pm \varepsilon$ متغیرهای خطای غیر صفر (ξ_i) هستند که قسمتی از راه حل ارائه شده خواهند بود.

محدودیت‌های معادله (الف-۱) بدین معنی هستند که خطای بیش از ε به کمتر از $\varepsilon + \xi_i$ تبدیل خواهد شد و اگر مقدار خطا کمتر از ε باشد، متغیرهای خطا (ξ_i) مساوی صفر در نظر گرفته می‌شوند. این، نظریه حساسیت به ε ^۱ است. در این نوع از مدل‌های رگرسیون، تابع هدف مجموع مقادیر خطا را مینیمم خواهد ساخت و تنها نمونه‌هایی مورد استفاده قرار خواهند گرفت که خطای آن‌ها بیش از مقدار ε باشد. تابع هزینه^۲ (خطا) به کار گرفته شده در این حالت یک تابع خطی است که به صورت رابطه (الف-۲) بیان می‌گردد.

$$L(e_i) = \begin{cases} 0 & |e_i| < \varepsilon \\ |e_i| - \varepsilon & |e_i| > \varepsilon \end{cases} \quad (\text{الف-۲})$$

^۱ - ε -insensitivity

^۲ - Cost function

برای حل این تابع، متغیرهای خطایی به صورت ξ_i در قسمت محدودیت تعریف می‌شوند تا بتوان با استفاده از آن‌ها نرم w را بهینه‌سازی نمود.

برای حل مسئله بهینه‌سازی رابطه (الف-۱)، باید از روش لاگرانژ برای تبدیل معادله به یک معادله بدون محدودیت استفاده نمود. با در نظر گرفتن تابع لاگرانژ و مشتق گیری از تابع هدف بدون محدودیت نسبت به دو پارامتر w و b ، دو معادله به صورت رابطه (الف-۳) به دست می‌آیند:

$$w = \sum_{i=1}^N (\alpha_i - \alpha_i') x_i \quad (\text{الف-۳})$$

$$\sum_{i=1}^N (\alpha_i - \alpha_i') = 0$$

با قرار دادن رابطه به دست آمده از معادله (الف-۳) برای مقدار w ، در معادله به دست آمده از تابع لاگرانژ، معادله اساسی ماشین‌های برداری رگرسیونی به صورت معادله (الف-۴) نوشته خواهد شد.

$$L_d = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N (\alpha_i - \alpha_i') x_i^T x_j (\alpha_i - \alpha_j') + \sum_{i=1}^N ((\alpha_i - \alpha_i') y_i - (\alpha_i + \alpha_i') \varepsilon) \quad (\text{الف-۴})$$

$$\text{Subject to } 0 \leq (\alpha_i - \alpha_i') \leq C$$

برای یافتن مقدار b نیز می‌توان از یکی از دو رابطه (۱-۵) استفاده نمود.

$$-y_i + w^T x_i + b + \varepsilon = 0$$

$$y_i - w^T x_i - b + \varepsilon = 0 \quad (\text{الف-۵})$$

$$\alpha_i, \alpha_j \leq C$$

الف-۲-۲- کرنل

ماشین برداری پشتیبان در ابتدای امر، تنها برای سیستم‌های خطی به کار گرفته می‌شد و صفحه جداساز بهینه تنها برای حالت خطی وجود داشت. این در حالی بود که در بسیاری از مسائل طبقه‌بندی و رگرسیون، راه حل خطی جواب مناسبی را ارائه نمی‌کند. مطالعات گسترده انجام شده

در این زمینه، تئوری مرسر^۱ را که در اوایل سال ۱۹۰۰ ارائه گردیده بود، جهت حل این مشکل ارائه کرد تا ماشین برداری بتواند در سیستم‌های غیرخطی بسط پیدا کند [Martinez-Ramon, 2006]. ایده اصلی این تئوری بردن برداری مانند x که در فضای محدود (که به فضای ورودی^۲ مشهور است) حضور دارد به فضای بالاتر (شاید فضای بی‌نهایت) و طبقه‌بندی آن در فضای بالا بود. در این شرایط برداری مانند x در فضای بالاتر به صورت $\varphi(x)$ نوشته می‌شود. با استفاده از این قضیه، ماشین برداری خطی توانست در فضای بالاتر ساخته شود (که اغلب فضای ویژگی^۳ نامیده می‌شود) در حالی که فضای ورودی آن در حالت غیرخطی باقی می‌ماند. این شرایط با توجه به خاصیت $\int K(x, y)g(x)g(y)dxdy > 0$ قضیه مرسر امکان پذیر می‌شد. البته در عمل، اغلب این جابجایی‌ها ناشناخته می‌مانند و تنها ضرب داخلی فضای منطبق بر آن‌ها می‌تواند به صورت تابعی از بردارهای ورودی به صورت $\varphi(x_i, x_j) = K(x_i, x_j)$ بیان گردد. این فضا، فضای هیلبرت کرنل^۴ (RKHS) نامیده می‌شود و ضرب داخلی^۵ آن کرنل مرسر نام گرفته است. سؤالی که عموماً در مبحث فضای هیلبرت (فضای ویژگی) پرسیده می‌شود، محاسبه مقدار $\varphi(x)$ است. مقدار بهینه w در مسائل طبقه‌بندی غیرخطی بر اساس رابطه $w = \sum_{i=1}^N y_i \alpha_i \varphi(x_i)$ به دست می‌آید که در این رابطه مقدار $\varphi(x)$ مجهول است. با در نظر گرفتن این رابطه و قرار دادن آن در رابطه $b = y_i - w^T \varphi(x_i)$ می‌توان به معادله (الف-۶) برای محاسبه مقدار بهینه b دست یافت.

$$b = y_i - \sum_{i,j=1}^{N_{sv}} \alpha_i y_i K(x_i, x_j) \quad (\text{الف-۶})$$

حال می‌توان معادلات ارائه شده برای w و b را در معادله اصلی صفحه جداساز در سیستم‌های غیرخطی که به صورت $d(x) = w^T \varphi(x) + b$ بیان می‌گردد، قرار داد. با در نظر گرفتن شرایط بیان

¹ -Mercer

² -Input Space

³ -Feature Space

⁴ -Reproducing Kernel Hilbert Spaces

⁵ -Dot Product

شده، معادله اساسی صفحه جداساز بهینه در سیستم‌های غیرخطی به صورت معادله (الف-۷) بیان می‌گردد.

$$d(x) = \sum_{i=1}^N y_i \alpha_i K(x, x_i) + b \quad (\text{الف-۷})$$

همان‌گونه که مشاهده می‌شود، مقدار معادله صفحه جداساز می‌تواند بدون محاسبه $\varphi(x)$ در سیستم‌های غیرخطی به دست آید، تنها کافیست که از کرنل مناسب جهت حل معادله صفحه استفاده شود [Martinez-Ramon, 2006 ; Hwei-Jen and Jih Pin, 2009; Gholami et al, 2011]. به حل مسائل ماشین برداری در شرایط غیرخطی تحت شرایط فوق حقه کرنل^۱ گفته می‌شود [Hwei-Jen and Jih Pin, 2009].

الف-۲-۳- ماشین‌های برداری پشتیبان برای رگرسیون غیرخطی

همان‌گونه که در بحث ماشین‌های برداری رگرسیونی در سیستم‌های خطی بیان شد، مقدار بهینه w از رابطه $w = \sum_{i=1}^N (\alpha_i - \alpha_i') x_i$ به دست می‌آید که این رابطه در سیستم‌های غیرخطی تبدیل به

رابطه $w = \sum_{i=1}^N (\alpha_i - \alpha_i') \varphi(x_i)$ می‌شود. مسئله‌ای که در این حالت ایجاد می‌شود، همان مشکلی

است که در سیستم‌های غیرخطی وجود دارد و آن بردن به فضای بالاتر و به دست آوردن مقدار $\varphi(x_i)$ است که مقدار آن ناشناخته است. در این شرایط از حقه کرنل استفاده می‌شود تا بتوان بدون محاسبه مقدار $\varphi(x_i)$ و تنها با استفاده از کرنل‌های موجود، بهینه‌ترین مدل ریاضی را بر داده‌ها برازش نمود. بر اساس مطالب بیان شده، رابطه صفحه جداساز در سیستم‌های غیرخطی به صورت $y_i = \sum_{i=1}^N w^T \varphi(x_i) + b$ بیان می‌گردد. با قرار دادن رابطه به دست آمده برای w در رابطه صفحه،

^۱ -Kernel Trick

می‌توان معادله اساسی (الف-۸) را برای ماشین‌های برداری رگرسیونی در سیستم‌های غیرخطی معرفی نمود:

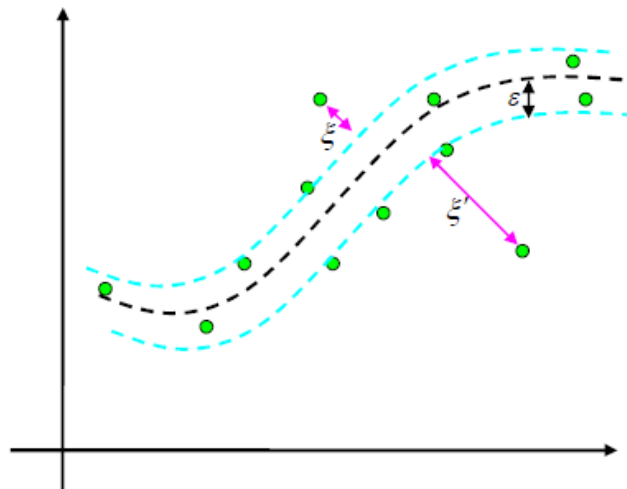
$$y_i = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N (\alpha_i - \alpha_i') \varphi(x_i)^T \varphi(x_j) + b = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N (\alpha_i - \alpha_i') K(x_i, x_j) + b \quad (\text{الف-۸})$$

با در نظر گرفتن رابطه (الف-۸) نیازی به محاسبه مقدار $\varphi(x_i)$ نیست و مقدار b نیز از رابطه

$$b = y_i - \sum_{i,j=1}^{N_{sv}} \alpha_i y_i K(x_i, x_j)$$

محاسبه می‌شود.

عملکرد ماشین‌های برداری پشتیبان در قیاس با مدل‌های دیگری که در سیستم‌های غیرخطی وجود دارند، حاکی از قدرت و عملکرد بالای این ماشین‌ها در اکثر سیستم‌های به کار گرفته شده، خصوصاً سیستم‌های غیرخطی است. مدل ریاضی ارائه شده توسط ماشین برداری برای یک رگرسیون غیر خطی در شکل الف-۲ نشان داده شده است.



شکل الف-۲: مدل ارائه شده توسط ماشین برداری برای سیستم غیر خطی

پیوست ب

تعیین تنش بر روی دیواره چاه

ب-۱- تنش

تنش به صورت نیرو بر واحد سطح تعریف می‌شود که با رابطه ب-۱ بیان می‌گردد.

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (\text{ب-۱})$$

در این معادله سطح مقطعی که بر آن نیروی F وارد می‌شود با A نشان داده می‌شود. واحد تنش در سیستم SI پاسکال ($\frac{N}{m^2}$) و در صنعت نفت psi (پوند بر اینچ مربع) می‌باشد. در بسیاری از موارد، تنش همواره عمود بر سطح مقطع اولیه نمی‌باشد. در این شرایط تنش به مؤلفه‌های افقی (F_p) و عمودی (F_n) تجزیه می‌شود که به صورت زیر تعریف می‌گردد.

$$\sigma = \frac{F_n}{A''} \quad (\text{ب-۲})$$

مؤلفه افقی نیرو نیز که تنش برشی (τ) نامیده می‌شود به صورت رابطه ب-۳ بیان می‌گردد.

$$\tau = \frac{F_p}{A''} \quad (\text{ب-۳})$$

جهت توضیح شرایط تنش در هر نقطه از یک نمونه و مشخص نمودن تنش‌های نرمال و برشی وارد بر هر کدام از صفحه‌های X ، Y ، Z از ماتریسی استفاده می‌شود که در شرایط کلی دارای ۹ مؤلفه می‌باشد [Fjaer et al, 2008].

$$\begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{pmatrix} \quad (\text{ب-۴})$$

به معادله (ب-۴) تانسور تنش گفته می‌شود که عموماً با $\vec{\sigma}$ نشان داده می‌شود.

ب-۲- تنش برجا

ضرورت تخمین صحیح موقعیت و مقدار تنش موجب شده است تا روش‌ها و ابزارهای مختلفی جهت اندازه‌گیری تنش ارائه شود. تنش می‌تواند در آزمایشگاه و یا از طریق داده‌های میدانی تعیین گردد.

البته در روش‌های آزمایشگاهی برآوردها از طریق انجام آزمایش بر روی نمونه های مغزه به دست می‌آیند. تخمین تنش‌های برجا از طریق داده‌های میدانی بر مبنای اندازه‌گیری‌ها و داده‌های حاصل از چاه‌نگاری می‌باشد [Haimson and Cornet 2003; Amadei and Stephansson 1997]. باید توجه داشت که در تمامی مطالعات انجام شده فرض بر این بوده است که از میان تنش‌های اصلی، یک تنش عمودی و دو تنش دیگر در راستای افقی می‌باشند. اما این شرایط تنها در نواحی که از نظر تکتونیکی فعال هستند یا در نواحی که در گذشته از لحاظ تکتونیک فعال بوده‌اند صادق است.

ب-۳- تانسورهای تنش در اطراف چاه

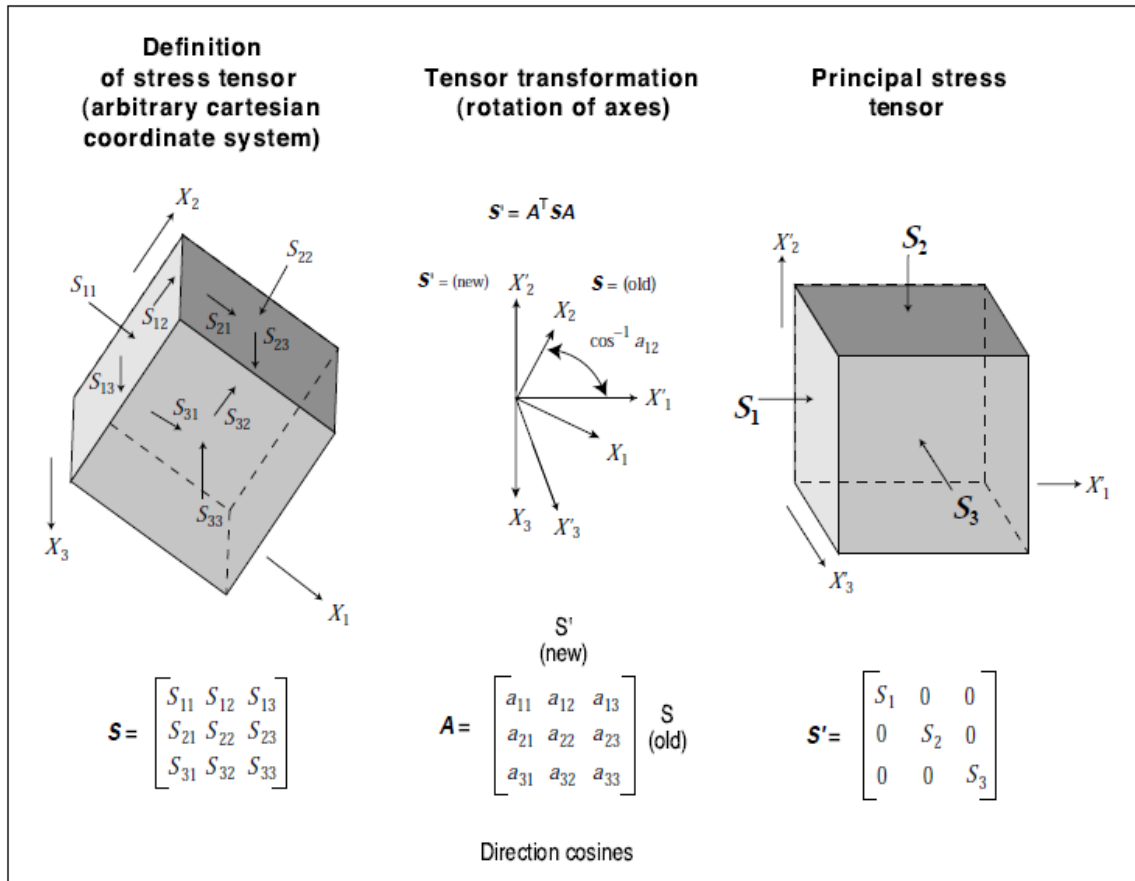
تانسور تنش می‌تواند چگالی و واکنش نیروها را در یک سطح مشخص توصیف کند. بر اساس اصول مکانیک پیوسته، واکنش تنش‌ها در عمق بر روی یک ماده همگن و ایزوتروپ می‌تواند توسط یک تانسور درجه دوم که دارای ۹ مؤلفه است توصیف گردد.

$$S = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} \\ S_{21} & S_{22} & S_{23} \\ S_{31} & S_{32} & S_{33} \end{bmatrix} \quad (\text{ب-۵})$$

ماتریس فوق به مؤلفه‌های منفرد تنش در جهات مختلف اشاره می‌کند. بنابراین هر مؤلفه تنش، واکنش یک نیرو را در یکی از جهت‌های فضایی بر روی سطح یک ناحیه معین نشان می‌دهد. به صورت قرار دادی در یک سیستم مختصات دکارتی شرایط زیر برقرار است.

$$\begin{aligned} S_{12} &= S_{21} \\ S_{13} &= S_{31} \\ S_{23} &= S_{32} \end{aligned} \quad (\text{ب-۶})$$

رابطه فوق وضعیت تنش‌ها را در عمق شرح می‌دهد. بنابراین به طور کلی، مقدار سه تنش اصلی برای مناطق مورد بررسی باید تعیین گردد. جهت این تنش‌ها نیز به زوایایی جهت‌گیری تنش نسبت به یک دستگاه مختصات مرجع تعریف شود. شکل ب-۱ جهت کلی تنش‌هایی که عموماً بر مواد وارد می‌شوند را نشان می‌دهد.



شکل ب-۱: مشخصات تانسورهای تنش در دستگاه مختصات کارتزین به صورت قراردادی نشان می‌دهد. دوران تنش در دستگاه مختصات از طریق تغییر شکل تانسور مرکزی بوده و تنش‌های اصلی در سیستم مختصات جدید تعریف می‌شود در حالی که تنش‌های برشی صفر است [Engelder and Leftwich, 1997].

به صورت قراردادی در مبحث مکانیک سنگ و ژئومکانیک، تنش‌های فشاری مثبت و تنش‌های کششی منفی در نظر گرفته می‌شوند.

پس از آنکه تانسور تنش در یک دستگاه مختصات معلوم گردید. این امکان وجود دارد تا بتوان تنش‌ها را بر روی دستگاه مختصات دیگری ارزیابی کرد. برای این امر مقدار کسینوس بین زوایا باید تعیین گردد. این حالت دوران محورهای مختصات بین دستگاه‌های قدیم و جدید را توصیف می‌کند. معادله ریاضی برای انجام این کار به صورت زیر است.

$$S' = A^T S A \quad (\text{ب-۷})$$

که A به صورت زیر تعریف می‌شود.

$$A = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix} \quad (\text{ب-۸})$$

محاسبه تنش در جهات و سیستم‌های مختصات مختلف انجام می‌شود. انجام چنین کاری دارای مزیتی‌های زیر است. ابتدا آنکه پس از تعیین وضعیت تنش‌های برجا بر روی یک سیستم مختصات می‌توان مقدار تنش را بر روی سیستم‌های دیگر پیدا کرد. بنابراین می‌توان نشان داد که چگونه میدان تنش‌های اطراف یک گمانه در موقعیت‌های مختلف تغییر کند. در نهایت این حالت منجر به حل مشکلات مربوط به پایداری گمانه‌های مایل خواهد شد. دلیل دیگر آنکه از طریق محاسبات فوق می‌توان وضعیت تنش‌ها را در عمق بر حسب تنش‌های اصلی بیان کرد. این حالت، تعیین تنش‌های برجا را به طور قابل ملاحظه‌ای آسان‌تر می‌کند. در روی سیستم مختصات اصلی مقدار تنش‌های فرعی صفر و سه تنش اصلی دارای مقادیر معینی خواهند بود به طوری که $S_1 \geq S_2 \geq S_3$ می‌باشد. در سیستم مختصات اصلی تانسورهای تنش، به صورت قطری با یکدیگر در ارتباط هستند مانند آنچه که در رابطه ب-۹ می‌باشد [Zoback and Zoback, 1980, 1989; Zoback 1992].

$$S' = \begin{bmatrix} S_1 & 0 & 0 \\ 0 & S_2 & 0 \\ 0 & 0 & S_3 \end{bmatrix} \quad (\text{ب-۹})$$

ب-۴- اندازه‌ی تنش‌های نسبی و طبقه بندی آندرسون

نظریه‌هایی که برای شرایط و تغییرات پوسته زمین ارائه شده است کمک می‌کنند تا مقدار تنش‌های اصلی بزرگ‌تر (S_1)، میانی (S_2) و کمتر (S_3) در عمق بر حسب S_V ، S_{Hmax} و S_{Hmin} تعیین گردد. اولین نظریه در این باره توسط آندرسون ارائه شده است. شکل ب-۲ و جدول ب-۱ طرح طبقه‌بندی ناحیه‌ای آندرسون را نشان می‌دهند. این طرح طبقه‌بندی رژیم‌های گسلی را به سه رژیم گسل عادی، امتداد لغز و معکوس تقسیم می‌کند.

در این طرح تنش عمودی (S_v) برای گسله‌های عادی مقدار تنش اصلی ماکزیمم (S_1)، در گسله‌های امتداد لغز برابر مقدار تنش اصلی میانی (S_2) و در نهایت در گسله‌های معکوس برابر مقدار تنش اصلی مینیمم (S_3) خواهد بود (شکل ب-۳).

جدول ب-۱: اندازه‌ی تنش‌های نسبی در انواع رژیم‌های گسلی [Zoback, 2007].

Regime	Stress		
	S_1	S_2	S_3
Normal	S_v	S_{Hmax}	S_{hmin}
Strike-slip	S_{Hmax}	S_v	S_{hmin}
Reverse	S_{Hmax}	S_{hmin}	S_v

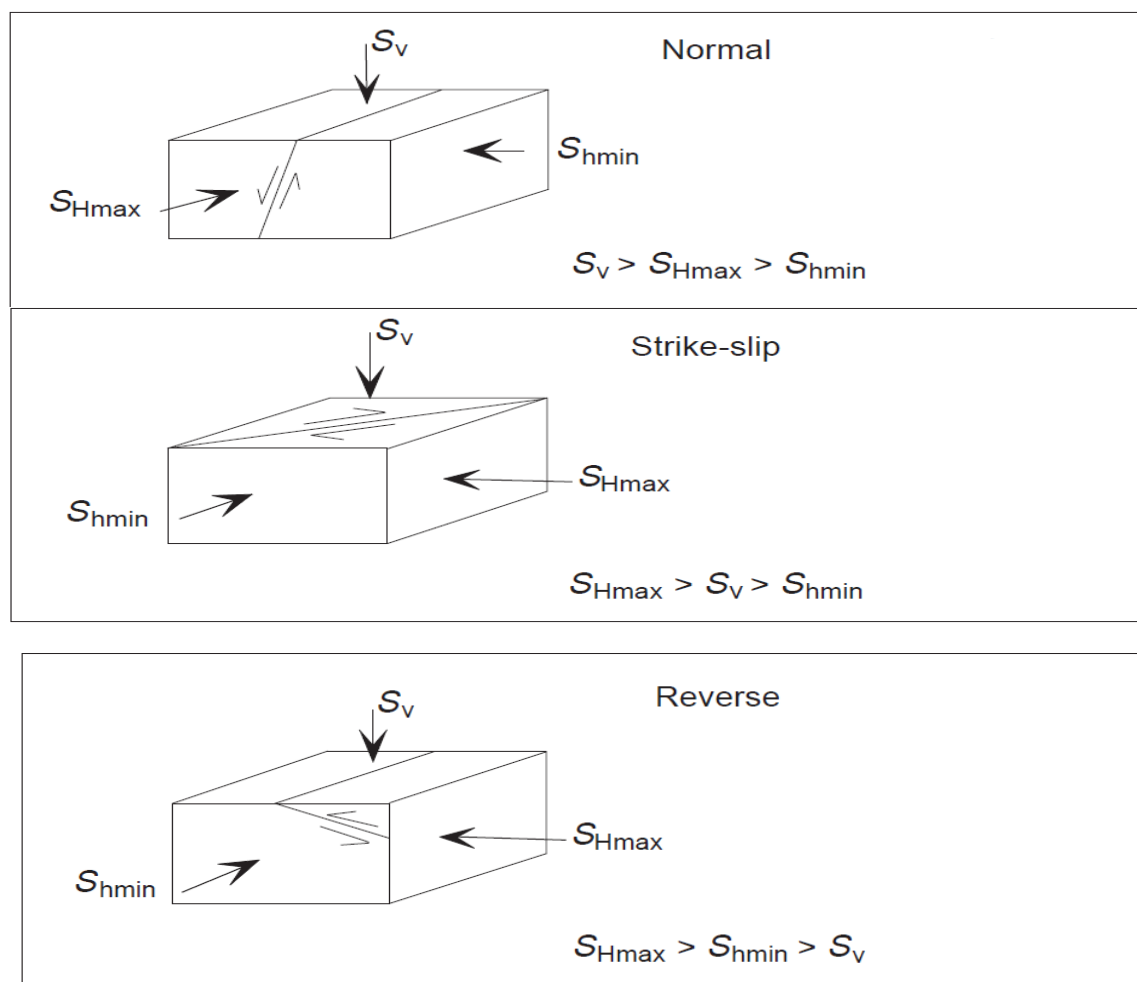
با توجه به جدول ب-۱ می‌توان مقدار تنش‌های اصلی را برای گسل نرمال، امتداد لغز و معکوس به طور نسبی بیان کرد. به عنوان مثال در گسل نرمال، مقدار تنش اصلی حداکثر برابر S_v ، تنش حداقل افقی برابر با S_{hmin} و تنش میانی برابر با S_{Hmax} خواهد بود [Anderson, 1951, Zoback, 2007]. با توجه به طرح طبقه‌بندی آندرسون ممکن است تنش‌های اصلی افقی نسبتاً کمتر یا بیشتر از تنش عمودی باشند که این به شرایط زمین‌شناسی منطقه بستگی دارد. در شکل ب-۲، تنش عمودی در نواحی که گسله‌های عادی و لغزشی وجود دارند بیشتر از تنش اصلی افقی کمینه (S_{hmin}) خواهد بود. سه حالت بیان شده در نظریه آندرسون اندازه سه تنش اصلی را بر اساس حد مقاومت پوسته در عمق بیان می‌کنند. حد بالای اندازه تنش‌ها به توانایی سنگ در برابر تنش فشاری بستگی دارد.

ب-۵- اندازه تنش‌ها در عمق

با فرض وجود گسل در تمامی حجم پوسته که مقادیر تنش را کنترل می‌کنند، جاگر و کوک نشان دادند که نسبت حدی مقدار تنش مؤثر حداکثر $\sigma_1 = S_1 - P_p$ و تنش مؤثر حداقل $\sigma_3 = (S_3 - P_p)$ در عمق از رابطه زیر به دست می‌آید [Jaeger and Cook, 1979].

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = (S_1 - P_p) / (S_3 - P_p) = [(\mu^2 + 1)^{1/2} + \mu]^2 \quad (\text{ب- } 10)$$

در رابطه بالا μ ضریب اصطکاک داخلی پوسته زمین، P_p فشار منفذی، σ_1 تنش مؤثر حداکثر و σ_3 تنش مؤثر حداقل می‌باشد. برای تعیین نسبت میان تنش در اعماق مختلف باید معلوم شود که کدام یک از تنش‌های اصلی (S_v یا S_h ، S_H) منطبق بر S_1 ، S_2 ، S_3 خواهد بود.

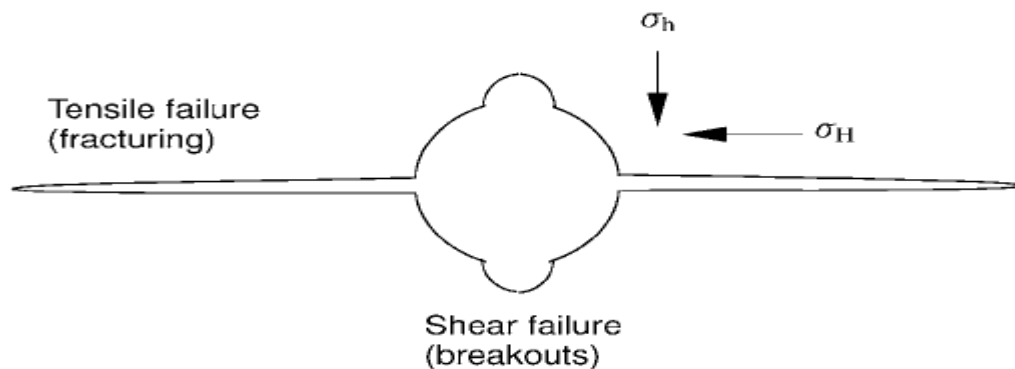


شکل ب-۲: طرح طبقه بندی آندرسون جهت اندازه‌گیری تنش‌های نسبی در رژیم‌های گسلی عادی، امتداد لغز و معکوس [Zoback, 2007]

ب-۶- جهت تنش‌های افقی

جهت تنش‌های افقی می‌تواند بر اساس جهت شکستگی‌های دیواره چاه حفاری تعیین گردد. اما باید توجه داشت که یک سری از شکستگی‌ها ممکن است طی دوره‌ای پس از حفاری و چاه‌نگاری اتفاق افتاده باشند که مسلماً قابل تشخیص نخواهند بود. تنش‌های افقی قادر به ایجاد دو نوع خاص از

شکستگی‌ها با نام‌های شکستگی برشی و کششی در دیواره چاه هستند. جهت این دو نوع شکستگی در حالت ایده‌آل، جهت تنش‌های افقی را مشخص می‌سازد (شکل ب-۳). شکستگی‌های برشی در جهت تنش افقی حداقل (σ_h) القا می‌شوند. این شرایط زمانی ایجاد می‌شود که فشار چاه بسیار کمتر از تنش مماسی بیشینه باشد. شکستگی‌های کششی جهت تنش افقی حداکثر (σ_H) را نشان می‌دهند. اگر فشار گل حفاری بیشتر از تنش مماسی حداقل باشد، شکستگی کششی در چاه القا می‌شود. در نقاطی که چگالی جریان معادل (ECD)^۱ سیال حفاری دارای تغییرات زیاد باشد، هر دو نوع شکستگی ممکن است در دیواره چاه مشاهده گردد. در شکل زیر شکستگی برشی و کششی نشان داده شده است.



شکل ب-۳: نمایی شماتیک از جهت شکستگی‌های فشاری و کششی را در اطراف یک چاه قائم نشان می‌دهد [Zoback, 2007].

ب-۶-۱- نگار کالیپر

نگار کالیپر چهار بازو، معمولاً برای بررسی تغییرات قطر چاه استفاده می‌شود. دو بازوی مخالف این ابزار تغییرات سطح مقطع دیواره چاه را اندازه‌گیری می‌کنند. بنابراین این ابزار می‌تواند جهت شناسایی رخداد شکستگی‌های برشی یا کششی در چاه استفاده شود. در نهایت بر اساس مجموعه‌ای از معیارها امکان رخداد شکستگی در چاه تشخیص داده می‌شود. برخی از این معیارها که توسط پلمب و هیکنمن [Plumb and Hickman 1985] به آن‌ها اشاره شده است عبارتند از:

^۱ -Equivalent Circulating Density

۱- دوران (چرخش)^۱ ابزار در بالا و پایین چاهی که در آن ریزش اتفاق افتاده کاملاً واضح باشد.

۲- متوقف شدن چرخش در ناحیه بزرگ‌شدگی اتفاق خواهد افتاد.

۳- کشیدگی چاه به صورت واضح روی نگارها دیده شود.

۴- کمترین مقدار نگار کالیپر قرائت شده باید نزدیک به اندازه‌ی مته باشد

۵- جهت کشیدگی چاه نباید کاملاً مطابق با قسمت بالای چاه باشد، چون چاه از حالت قائم منحرف

می‌شود.

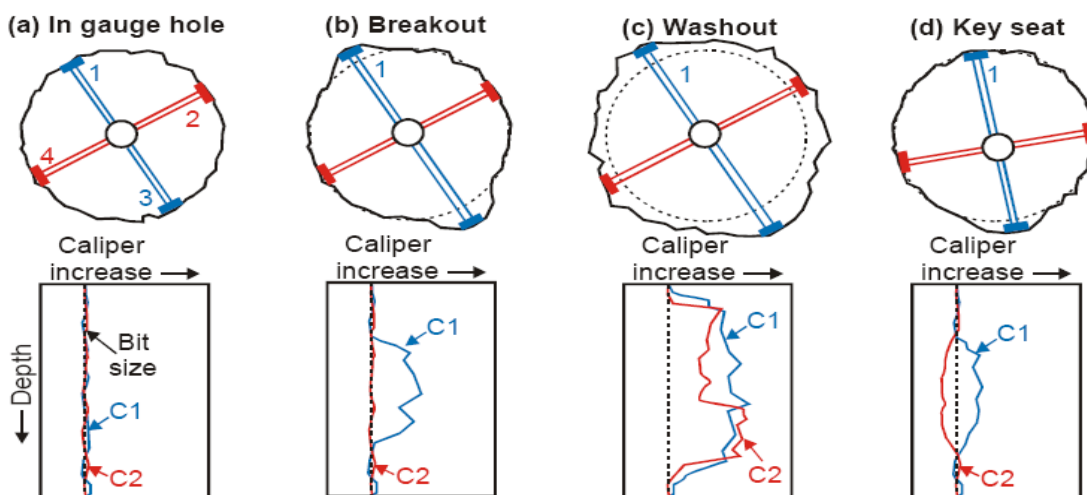
۶- جهت تشخیص شکستگی‌های برشی^۲ از کی‌سیت^۳ (کی‌سیت عبارت است از بزرگ‌شدگی قطر

چاه در یک جهت مشخص که توسط فرآیندهای مکانیکی و جابه‌جایی لوله حفاری در یک سمت

دیواره چاه ایجاد می‌شود) اگر هر یکی از بازوها در منطقه‌ای از دیواره چاه انحراف نشان دهد،

شکستگی برشی در چاه اتفاق افتاده است. حال آنکه در کی‌سیت عموماً هر دو بازو بزرگ‌شدگی قطر

چاه را نشان می‌دهند (شکل ب- ۴) [Fejerskov and Bratli, 1998].



شکل ب-۴- انواع معمول بزرگ‌شدگی چاه و نحوه پاسخ نگار کالیپر [Reinecker, 2003].

^۱ -rotating

^۲ - Breakout

^۳ - Keyseat

Abstract

Wellbore instability is one of the most significant problems in drilling practice. This instability is usually related to mechanical properties of formation as well as distribution of stress around the wellbore wall. Thus, if exact estimation of geomechanical parameters and stress distribution around the wellbore wall is done precisely, those problems causing the wellbore to be instabled, will be reduced. In this regard, the aim of this paper is to determine the geomechanical parameters of reservoir rocks using well logs data in order to evaluate the effect of these parameters on the wellbore stability through drilling process. To do this, conventional well logs data and drilling reports of several wells located in Darquain oil field were used. In the first step, elastic parameters of reservoir rocks were estimated and calibrated using the data obtained from conducting uniaxial compressive strength (UCS) on the core samples. Uniaxial compressive strength of reservoir rocks was also estimated by empirical correlation and calibrated via the data obtained from UCS test. To determine the in-situ stresses, elastic parameters as well as pore pressure data are required. Thus, through utilizing of Eaton equation and fitting curves on the sonic log, pore pressure log was determined continuously. The model of pore pressure was then calibrated against modular dynamic formation tester (MDT) data. In this stage, much more studies on the data resulted in proposing a new empirical correlation for determination of pore pressure in fields including carbonate reservoirs. Having geomechanical parameters and pore pressure available, magnitude of in-situ stresses were calculated and calibrated using the mud loss data as well as Zoback's polygon method. Direction of in-situ stress was identified using formation micro scanner (FMS) and caliper log data. Tangential, radial and axial stresses have then been determined using Kirsch equations. Using these stresses and three rock failure criteria, including Mohr-Coulomb, Hoek-Brown and Mogi-Coulomb, optimum safe mud window was recommended. The result indicates that the Mogi-Coulomb criterion is able to provide much better results in comparison with other two criteria used for this study.

Keyword: Geomechanical Parameters, Well log, In Situ Stress, Pore Pressure, Wellbore Stability, Rock Failure Criterion



Shahrood
University of Technology
Faculty of Mining, Petroleum and Geophysics Engineering

Geomechanical parameters of rocks and their relationship with wellogs in order to oil wellbore stability

**A thesis submitted in fulfillment of the requirements for the degree of
Master of Science in Mining Exploration Engineering**

By:

Shahoo Maleki Chashmah mantesh

Supervisor:

Dr. Ali Moradzadeh

Dr. Raza Ghavami

Advisor:

Eng, Raof Gholami

Eng, Farhad. Sadeghzadeh

February 2013