

**ANÁLISIS DE LOS EFECTOS QUE PRODUCEN LA DESVIACIÓN DE POZO Y
EL BUZAMIENTO DE LAS CAPAS EN LA VENTANA DE LODO, UNA
APLICACIÓN EN UN CAMPO COLOMBIANO**

**JORGE LUIS CÁCERES MONTERO
JUAN DAVID VELILLA URIBE**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-QUÍMICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA DE PETRÓLEOS
BUCARAMANGA**

2010

**ANÁLISIS DE LOS EFECTOS QUE PRODUCEN LA DESVIACIÓN DE POZO Y
EL BUZAMIENTO DE LAS CAPAS EN LA VENTANA DE LODO, UNA
APLICACIÓN EN UN CAMPO COLOMBIANO**

JORGE LUIS CÁCERES MONTERO

JUAN DAVID VELILLA URIBE

Trabajo de grado para optar por el título de Ingeniero de Petróleos

Director

CLÍMACO ORTEGA CHACÓN
Ingeniero de Petróleos

Codirectores

REINEL CORZO RUEDA
Ingeniero de Petróleos, M Sc.

PUBLIO ALEJANDRO SANDOVAL M
Ingeniero de Petróleos, M Sc.

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-QUÍMICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA DE PETRÓLEOS
BUCARAMANGA

2010

DEDICATORIA

Al igual que cada una de las bendiciones recibidas en el día a día, éste es un logro alcanzado de la mano de DIOS y con la ayuda de mis padres, que fueron y seguirán siendo mi guía y apoyo; mis hermanos, Ludy, Teban y María, con los que conformo un gran hogar y de los que he aprendido muchas cosas valiosas, y de toda una familia que unida al Señor ha sabido superar muchos obstáculos y difíciles momentos que dejan grandes enseñanzas y anécdotas enriquecedoras. También, a mis amigos por los recuerdos y momentos vividos en esta linda etapa...

JORGE LUIS

Dedicatoria

A Dios por haberme dado la oportunidad de nacer y vivir para ver culminado este momento de mi vida.

A mi mamá Gladys Uribe, quien me apoyo incondicionalmente, tanto en los momentos buenos, como en los malos, gracias mamá. Ahora es tiempo de que se inviertan los papeles.

A mi papá Fernando Velilla (Q.E.P.D), quien aunque no conocí, le dedico este triunfo y espero que desde el cielo se sienta orgulloso de su hijo.

A mi nona Elena Uribe, mi segunda mamá, con quien viví varios años de mi vida, y que gracias a su gran amor pude gozarme mi niñez y adolescencia. Nonita gracias por existir.

A mi tía Yolanda Uribe, una profesional excelente, muy buena persona y tía. A mi tía le agradezco de todo corazón este triunfo pues gracias a ella pude estudiar una carrera profesional.

A mi nona Luísa, mi tía Aracely, mi tía Esperanza (Q.E.P.D) y mis hermanos Ricardo y Gladys Elisa quienes me apoyaron de todas las formas en este camino de mi vida.

Juan David

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a todas las personas e instituciones que aportaron de alguna forma en la elaboración de este proyecto. Agradecimientos especiales a:

A la Universidad Industrial de Santander por los años de formación brindados, por ayudarnos a crecer en lo personal, ética y profesionalmente.

A la escuela de Ingeniería de Petróleos, encargadas directamente de nuestra formación.

Al Ing. Clímaco Ortega Chacón, por ser nuestro director y soporte durante la ejecución de este trabajo de investigación.

A los ingenieros Publio Alejandro Sandoval y Reinel Corzo Rueda, nuestros codirectores, de los que recibimos un apoyo técnico fundamental en el desarrollo de este proyecto y quienes confiaron en nosotros al ofrecernos su ayuda y por otorgarnos un valioso tema de investigación.

A los integrantes del grupo de investigación Estabilidad de Pozo, de los cuales aprendimos muchas cosas y por brindarnos la oportunidad de ser parte activa del grupo, lo que contribuyó a la buena consecución de nuestra tesis y

A todas las personas que se vieron involucradas en esta investigación, infinitas gracias.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
1. LA VENTANA DE LODO Y SU INFLUENCIA EN LA ESTABILIDAD DE POZO	3
1.1 Funciones del Lodo	4
1.2 Reología del Lodo	6
1.2.1 Viscosidad Embudo	7
1.2.2 Viscosidad Aparente	10
1.2.3 Viscosidad Efectiva	10
1.2.4 Viscosidad Plástica	10
1.2.5 Punto Cedente	11
1.2.6 Tixotropía y Esfuerzos de Gel	12
1.3 Principales Fluidos de Perforación	12
1.4 Factores Geomecánicos que Influyen en el Colapso del Pozo	19
1.5 Factores Geomecánicos que Influyen en la Fractura del Pozo	20
1.6 Consideraciones Para la Determinación de la Ventana de Lodo	23
1.6.1 El Colapso	23
1.6.2 La Fractura	25
1.6.3 La Ventana de Lodo en un Pozo Desviado	26
1.7 Evaluación de los Datos Necesarios Para Análisis de Estabilidad	28
1.8 Estabilidad de Pozo Durante la Perforación	30
1.8.1 Inestabilidad de Pozo	31
1.8.2 Parámetros Influyentes en la Estabilidad del Pozo	32

2. GENERALIDADES DE LA MECANICA DE ROCAS EN RELACION CON LA ESTABILIDAD DE POZO 37

2.1 Geomecánica	37
2.2 Conceptos Básicos De La Mecánica De Rocas	38
2.2.1 Clases de Fuerzas en las Rocas	38
2.2.1.1 Fuerzas Compresivas y de Tensión	39
2.2.1.2 Fuerzas Normales y de Cizalladura (corte)	39
2.2.1.3 Distribución de Fuerzas Uniformes y no Uniformes	40
2.2.2 El Tensor de Esfuerzos	41
2.2.2.1 Formulación del Tensor de Esfuerzos	42
2.2.2.2 El Tensor de Esfuerzos Efectivos	45
2.2.3 El Tensor de Deformaciones	46
2.2.3.1 Formulación del Tensor de Deformaciones	48
2.2.4 Elasticidad Lineal y no Lineal	52
2.2.5 Mecánica de la Falla en la Roca	55
2.2.6 Módulos Elásticos	57
2.2.7 Ecuaciones Constitutivas de Esfuerzo-Deformación	61
2.3 Principales Parámetros Geomecánicos Considerados En La Ventana De Lodo	64
2.3.1 Esfuerzos in Situ	64
2.3.2 Presión de Poro	67
2.3.3 Inclinación y Azimut del Pozo	68
2.3.4 Propiedades Mecánicas de la Roca	69

3. EFECTO PRODUCIDO POR LA DESVIACION DE POZO SOBRE LA VENTANA DE LODO 75

3.1 Esfuerzos Alrededor del Pozo	75
3.1.1 Transformación del Sistema de Coordenadas Globales in Situ al Sistema de Coordenadas Locales	76
3.1.1.1 Primera Rotación	78

3.1.1.2	Segunda Rotación	83
3.1.2	Balance de Esfuerzos en Coordenadas Cilíndricas	88
3.1.3	Esfuerzos Principales en Dos Dimensiones	91
3.2	Criterios de Falla	94
3.2.1	Falla por Colapso: Círculo de Mohr Coulomb	94
3.2.1.1	Diferentes Estados de Esfuerzos en el Círculo de Mohr.	101
3.2.1.2	Criterio de Falla de Mohr Coulomb	102
3.2.1.3	Resistencia Uniaxial a la Compresión (UCS)	109
3.2.2	Falla por Tensión: Criterio Tensil	109
3.3	Ventana Permisible de Lodo Para Cualquier Azimut e Inclinación de Pozo	111
3.3.1	Línea de Colapso	111
3.3.2	Línea de Fractura	118
3.3.3	Determinación de la presión de colapso en formaciones isotrópicas	121
3.4	Ejemplo Ilustrativo	123
4.	MODELO DE FALLA PARA ROCAS ANISOTRÓPICAS	136
4.1	Clases de Anisotropía	136
4.1.1	Criterios de Falla en Rocas Anisotrópicas	138
4.1.2	Aplicación de los Criterios Formulados	143
4.1.3	Planos de Debilidad	151
4.1.4	Criterio de Jaeger y Cook	152
4.2	Angulo de Operación	153
4.3	Angulo de Ataque	159
4.4	Inestabilidad de Pozo en Formaciones Laminadas	161
4.4.1	Modelo de Resistencia Anisotrópica en Formaciones Laminadas	161
4.4.2	Casos de Falla por Colapso en Formaciones Laminadas	165
4.5	Esfuerzos en Tres Dimensiones	170
4.5.1	Determinación de los Cosenos Directores	176
4.6	Resistencia Tensil Para Rocas Anisotrópicas	177

4.6.1	Brazilian Test	178
4.6.2	Criterios de Resistencia Tensil Uniaxial	182
4.6.3	Aplicación del Criterio	184
5. DATOS REQUERIDOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN MODELO GEOMECÁNICO		186
5.1	Parámetros del Modelo	187
5.1.1	Caracterización de las Propiedades Elásticas y la Resistencia de la Roca	188
5.1.2	Presión de Poro	190
5.2	Caracterización de los Esfuerzos In-situ	193
5.2.1	Esfuerzo Vertical	193
5.2.2	Esfuerzo Horizontal Mínimo	193
5.2.3	Esfuerzo Horizontal Máximo	196
5.2.4	Orientación de Esfuerzos	197
5.3	Determinación del Buzamiento de las Capas	198
5.3.1	Herramienta FMI	198
5.3.2	Dipmeter	200
5.3.3	El Microescáner de Formaciones	203
5.4	Prueba de Corte Directo	204
5.5	Dispositivo de Corte Directo Inclinado-(DCDI)	207
5.5.1	Dimensionamiento Geométrico del DCDI	213
6. DISEÑO DE LA METODOLOGIA PARA EL ANALISIS DE PLANOS DE DEBILIDAD		215
6.1	Diagrama de Flujo de la Metodología Establecida	216
6.2	Creación de la Herramienta Software	221
6.3	Validación de la Herramienta Software Diseñada, con el Software PBORE 3D	225

6.3.1	Análisis de Planos de Debilidad en el PBORE	227
6.3.2	Peso Crítico de Lodo	228
6.3.3	Graficas Polares	229
6.3.4	Regiones Críticas	230
6.4	Comparación de los Dos Softwares en el Análisis de Planos de Debilidad	231
7.	APLICACIÓN DEL LA METODOLOGÍA DESARROLLADA CON DATOS REALES EN EL PIEDEMONTE LLANERO	244
7.1	Estabilidad de los Campos Cusiana y Cupiagua	246
7.2	Geología	246
7.3	Secuencias Litológicas	247
7.3.1	Grupo Guadalupe (Campaniano-Maestrichtiano)	247
7.3.2	Formación Barco (Paleoceno)	248
7.3.3	Formación los Cuervos (Paleoceno)	249
7.3.4	Formación Mirador (Eoceno Superior)	249
7.3.5	Formación Carbonera (Oligoceno-Mioceno Inferior)	250
7.3.6	Formación León (Mioceno Medio)	250
7.3.7	Formación Guayabo (Mioceno Superior)	250
7.4	Tectónica del Piedemonte Llanero	251
7.5	Aplicación	253
8.	CONCLUSIONES	263
9.	RECOMENDACIONES	265
	BIBLIOGRAFIA	266

Lista de Figuras

Figura 1.1 Condición del Pozo de Acuerdo con la Densidad del Lodo	4
Figura 1.2 Principales Funciones del Fluido de Perforación	5
Figura 1.3 Relación Entre la Velocidad de Corte y Esfuerzo de Corte	9
Figura 1.4 Orientación de la Fractura con Relación a la Profundidad	22
Figura 1.5 Distribución de Esfuerzo Elástico con dos Presiones de Pozo	23
Figura 1.6 Dirección de Falla de Compresión Alrededor de un Pozo Vertical	24
Figura 1.7 Ilustración del Análisis de la Estabilidad de un Pozo Desviado	26
Figura 1.8 Efecto de la Reducción de la Presión de Poro	28
Figura 2.1 Fuerzas de Cuerpo	37
Figura 2.2 Fuerzas de Superficie	37
Figura 2.3. Fuerzas Compresivas y de Tensión	38
Figura 2.4 Fuerzas Normales y de Cizalladura	38
Figura 2.5 Fuerzas Uniformes y no Uniformes	39
Figura 2.6 Definición de Esfuerzo	40
Figura 2.7 Variación del Esfuerzo con Respecto al Area.	40
Figura 2.8 Descomposición del Esfuerzo Normal al Plano YZ	41
Figura 2.9 Tensor de Esfuerzos en Dos Dimensiones	43
Figura 2.10 Esfuerzo Efectivo	43
Figura 2.11 Deformación Longitudinal	46
Figura 2.12 Deformación de cizalladura	46
Figura 2.13 Deformación Longitudinal en X	47
Figura 2.14 Deformación de Cizalladura en X	48
Figura 2.15 Relaciones Esfuerzo – Deformación	51
Figura 2.16 Esfuerzo Vs Deformación Uniaxial	54
Figura 2.17 Relaciones Esfuerzo-Deformación	56
Figura 2.18 Deformación Total en Dirección Vertical	59
Figura 2.19 Esfuerzos in-Situ	62

Figura 2.20 Régimen Normal	63
Figura 2.21 Régimen inverso	63
Figura 2.22 Régimen Rumbo Deslizante.	64
Figura 2.23 Inclinación y Azimut del Pozo	66
Figura 2.24 Efecto de la Relación Longitud/Diámetro en el Cálculo de la Resistencia a la Compresión Uniaxial de la Roca	68
Figura 2.25 Tipos de Pruebas de Compresión en Rocas	69
Figura 2.26 Modelo Anisotrópico de Planos de Debilidad	70
Figura 3.1 Variación de Esfuerzos desde la Cara del Pozo	72
Figura 3.2 Sistema de Coordenadas Globales de Esfuerzos	73
Figura 3.3 Rotación del Sistema Coordinado Global	74
Figura 3.4 Vista de Planta, Primera Rotación	75
Figura 3.5 Relaciones de Área	76
Figura 3.6 Balance de fuerzas en el triangulo $a-b-c$	76
Figura 3.7 Balance de fuerzas en el triangulo $a-d-e$	79
Figura 3.8 Vista lateral, segunda rotación.	80
Figura 3.9 Balance de fuerzas en el triangulo $f-g-h$	81
Figura 3.10 Balance de fuerzas en el triangulo $f-i-j$	82
Figura 3.11 Balance de fuerzas de corte	83
Figura 3.12 Extensión de las ecuaciones de equilibrio a coordenadas cilíndricas	85
Figura 3.13 Equilibrio de fuerzas en un triangulo, las flechas muestran la dirección de las fuerzas asumiendo que todos los componentes de los esfuerzos son positivos	88
Figura 3.14 Esfuerzos principales alrededor del pozo	90
Figura 3.15 Arreglo de fuerzas sobre el punto P sobre una muestra de roca	91
Figura 3.16 Descomposición de fuerzas normales y cizalladura sobre la roca	92
Figura 3.17 Representación grafica ecuaciones paramétricas de un circulo	95
Figura 3.18 Círculo de Mhor.	96

Figura 3.19 Diferentes estados de esfuerzos en el círculo de Mhor.	98
Figura 3.20 Falla de cizalladura y el círculo de Mhor.	99
Figura 3.21 Envolvente de falla de Mhor Coulomb lineal	99
Figura 3.22 Superposición del círculo de Mhor con la línea de falla	101
Figura 3.23 Efecto de la presión del lodo sobre los esfuerzos alrededor del pozo	106
Figura 3.24 Modo de Falla Tórica o Knockout Somero	108
Figura 3.25 Fallas Tórica y Helicoidal vistas en un registro de imagen	109
Figura 3.26 Modo de Falla de Breakout de Pozo o Breakout Ancho	110
Figura 3.27 Breakout ancho visto en un registro de imagen	110
Figura 3.28 Modo de Falla Helicoidal o de Escalón de Alto Ángulo	111
Figura 3.29 Escalón de Alto Ángulo visto en un registro de imagen	111
Figura 3.30 Modo de Falla de Elongación o Breakout Angosto	112
Figura 3.31 Modo de Falla Knockout Profundo	113
Figura 3.32 Modo de Falla de Escalón de Bajo Ángulo	113
Figura 3.33 Falla Tensil por Exfoliación	114
Figura 3.34 Fracturamiento Hidráulico. a) Fractura Horizontal. b) Fractura Vertical	115
Figura 3.35 Fracturamiento Vertical y Breakout Ancho vistos en un registro de imagen	116
Figura 3.36 Ventana de lodo pozo vertical	123
Figura 3.37 Ventana de lodo segura	125
Figura 3.38 Sensibilidad presión de fractura régimen normal	126
Figura 3.39 Sensibilidad presión de colapso régimen normal	126
Figura 3.40 Sensibilidad presión de fractura régimen rumbo-deslizante	127
Figura 3.41 Sensibilidad presión de colapso régimen rumbo-deslizante	127
Figura 3.42 Sensibilidad presión de fractura régimen inverso	128
Figura 3.43. Sensibilidad presión de colapso régimen inverso	128
Figura 3.44 Planos de la ubicación de la ventana más amplia de lodo según el régimen de esfuerzo	130

Figura 4.1 Tipos de anisotropía según Ramamurthy, 1993	132
Figura 4.2 Resistencia compresiva de la arena según pruebas de laboratorio	142
Figura 4.3 Resistencia compresiva de la limolita según pruebas de laboratorio	142
Figura 4.4 Aplicación de las teorías de falla a los especímenes de arenisca a diferentes planos de buzamiento	144
Figura 4.5 Aplicación de las teorías de falla a los especímenes de limolita a diferentes planos de buzamiento	144
Figura 4.6 Ilustración del vector A	149
Figura 4.7 Definición del producto cruz de dos vectores	149
Figura 4.8 Vector Unitario Radial	150
Figura 4.9 Dirección del Vector Unitario	151
Figura 4.10 Vector Unitario Normal a la Capa	151
Figura 4.11 Vector característico del pozo (W)	153
Figura 4.12 Planos de falla en formaciones laminadas	155
Figura 4.13 Criterios de falla para una roca laminada	157
Figura 4.14 Comportamiento de la resistencia compresiva de una muestra laminada, indicando bajo que condición la roca falla por roca (línea verde) o a través de los planos de debilidad (línea azul)	158
Figura 4.15 Falla por capa, cuando el ángulo de operación es mínimo	159
Figura 4.16 Falla por capa; cuando el ángulo falla esta dentro del rango del ángulo de operación la roca falla a través de los planos de debilidad	160
Figura 4.17 Falla por roca, bajo esta condición el ángulo de falla alcanza primero la envolvente de Mohr	161
Figura 4.18 Comportamiento típico de la resistencia a la compresión de rocas laminadas, con respecto al ángulo de operación (β)	163
Figura 4.19 (a) Estado en el que el esfuerzo intermedio σ_2 es paralelo con el pozo y (b) estado para el que el esfuerzo intermedio y el pozo tiene direcciones distintas	164

Figura 4.20 Esfuerzos en tres dimensiones	164
Figura 4.21 Esfuerzos en tres dimensiones	166
Figura 4.22 Círculo de Mohr en tres dimensiones	168
Figura 4.23 Esquema de la Brazilian Test	171
Figura 4.24 Modo de falla de un disco en la Brazilian Test	172
Figura 4.25 Tendencia de la resistencia a la tensión con respecto al ángulo de operación	174
Figura 4.26 Comportamiento de la resistencia tensil de una roca laminada	177
Figura 5.1 Resultados MDT	183
Figura 5.2 Perfil de presión de poro	184
Figura 5.3 Determinación de la Presión de Leak off	187
Figura 5.4 Herramienta FMI	191
Figura 5.5 Registro FMI mostrando en la Izquierda una fractura de tensión inducida por la perforación en un pozo vertical y a la derecha una fractura de tensión en un pozo desviado	191
Figura 5.6 Herramienta Dipmeter de 6 brazos	193
Figura 5.7 Montaje del equipo de corte directo	196
Figura 5.8 Relación esfuerzo de corte contra desplazamiento	197
Figura 5.9 Recta intrínseca que relaciona el esfuerzo normal y cortante	198
Figura 5.10a Vista lateral (izquierda) e isométrica (derecha) del DCDI de 50°	199
Figura 5.10b Vista lateral (izquierda) e isométrica (derecha) del DCDI de 90°	200
Figura 5.11 Fuerzas aplicadas (izquierda) y esfuerzos generados (derecha) en la muestra	201
Figura 5.12 Modelo físico para el DCDI de 90°	202
Figura 5.13 Montaje de la roca en el endcap, para el DCDI de 50°	203
Figura 6.1 Variables de entrada para la implementación de la metodología	205
Figura 6.2 Comandos de entrada del programa	211
Figura 6.3 Ventana inicial del software, con los datos de entrada principales	212

Figura 6.4 Ventana creada para cargar los datos de una formación transversalmente isotrópica	213
Figura 6.5 Ventana creada para cargar los datos de una formación isotrópica	214
Figura 6.6 Ventana para la generación de gráficos de interés	215
Figura 6.7 Variables de entrada del software PBORE	217
Figura 6.8 Parámetros de entrada en el análisis de planos de debilidad	218
Figura 6.9 Cálculo del peso de lodo en el PBORE	219
Figura 6.10 Rosetas generadas por el PBORE para el análisis de planos de debilidad	220
Figura 6.11 Condición de esfuerzos en la cara del pozo, teniendo en cuenta el plano de debilidad	221
Figura 6.12. Roseta para las presiones de colapso del ejemplo 1, sin tener en cuenta el efecto de los planos de debilidad	223
Figura 6.13. Roseta para las presiones de colapso del ejemplo 1, para el modelo transversalmente isotrópico	224
Figura 6.14. Roseta para las presiones de colapso del ejemplo 1, con el software diseñado	224
Figura 6.15. Esfuerzo normal en la capa, arrojada por el software Pbore	225
Figura 6.16. Esfuerzo normal en la capa, resultado del software diseñado.	225
Figura 6.17. Esfuerzo de corte en la capa, arrojada por el software Pbore	225
Figura 6.18. Esfuerzo de corte en la capa, resultado del software diseñado	225
Figura 6.19. Roseta para las presiones de colapso del ejemplo 2, sin tener en cuenta el efecto de los planos de debilidad.	228
Figura 6.20. Roseta para las presiones de colapso, según las condiciones de la tabla 6.2.	228
Figura 6.21. Roseta para las presiones de colapso, según las condiciones de la tabla 6.2.	229
Figura 6.22. Roseta para las presiones de colapso del ejemplo 3, sin tener en cuenta el efecto de los planos de debilidad	231

Figura 6.23. Roseta para las presiones de colapso	231
Figura 6.24. Roseta para las presiones de colapso, según las condiciones de la tabla 6.3	232
Figura 7.1. Ubicación geográfica de Cusiana y Cupiagua	234
Figura 7.2. Columna estratigráfica generalizada de Cusiana y Cupiagua.	237
Figura 7.3. Esfuerzos in situ para el intervalo en estudio.	242
Figura 7.4. Cohesión para el intervalo en estudio.	242
Figura 7.5. AFI para el intervalo en estudio.	243
Figura 7.6. Ventana de lodo determinada para el pozo en estudio.	244
Figura 7.7. Ventana de lodo determinada por el software AGE.	245
Figura 7.8. Ventana de lodo determinada considerando los planos de debilidad.	247
Figura 7.9. Ventana de lodo determinada disminuyendo la cohesión de los planos de debilidad.	249
Figura 7.10. Ventana de lodo determinada aumentando el buzamiento de la Capa	250

Lista de Tablas

Tabla3.1 Variables Constantes	119
Tabla3.2 Datos Régimen Normal	120
Tabla3.3 Datos Régimen Rumbo Deslizante	120
Tabla3.4 Datos Régimen Inverso	120
Tabla 4.1 Composición de la Muestra en Estudio	139
Tabla 4.2 Resultados Para la Arenisca Probada	141
Tabla 4.3 Resultados Para la Limolita Probada	141
Tabla 4.4 Parámetros Hallados Para el Criterio del Único Plano de debilidad	143
Tabla 4.5 Parámetros Hallados Para el criterio Walsh-Brace	143
Tabla 4.6 Parámetros Hallados para el criterio de Cohesión Variable	143
Tabla 4.7 Parámetros Hallados para el criterio de Cohesión y Angulo de Fricción Variables	143
Tabla 4.8 Parámetros Geomecánicos del Campo Cusiana	162
Tabla 4.9 Resultados de la Brazilian Test Aplicados a un Shale, Variando el Angulo de Operación	173
Tabla 4.10 Resistencia a la Tensión Obtenida para la Roca en Estudio	176
Tabla 5.1 Correlaciones Para la Determinación de los Módulos Elásticos y la Resistencia de la Roca	181
Tabla 6.1. Datos de entrada para el ejemplo 1	222
Tabla 6.2. Datos de entrada para el ejemplo 2	227
Tabla 6.3. Datos de entrada para el ejemplo 3	230
Tabla 6.4 Porcentajes de error de los ejemplos usados para la validación	232
Tabla 7.1. Propiedades de los yacimientos Cusiana y Cupiagua.	241

RESUMEN

Titulo: Análisis de los Efectos que Producen la Desviación de Pozo y el Buzamiento de las Capas en la Ventana de Lodo, una Aplicación en un Campo Colombiano*

Autores: Jorge Luis Cáceres Montero **

Juan David Velilla Uribe**

Palabras Clave: anisotropía, buzamiento, planos de debilidad, presión de colapso y de fractura, ventana de lodo.

Dada la complejidad presentada cuando se modelan formaciones heterogéneas y anisotrópicas, por lo general se opta por omitir tal condición, que consiste en asumir que el pozo en las zonas de interés está rodeado de un medio homogéneo e isotrópico, en donde se supone que la roca tiene las mismas propiedades mecánicas en toda su extensión. Esta tesis presenta el error que se puede llegar a cometer bajo esta condición, a la hora de determinar la ventana segura de lodo y el efecto de considerar una formación anisotrópica con planos de debilidad y propiedades como la cohesión y el ángulo de fricción interna distintas al resto de la roca. El modelo geomecánico para el cálculo de la ventana de lodo homogénea e isotrópica está basado en el criterio de Mohr-Coulomb (MC) y la resistencia tensil de la roca; para el caso del modelo que tiene en cuenta los plano de debilidad se uso el criterio de Jaeger y Cook (criterio basado en el criterio de MC), para el colapso y para la fractura el criterio de Kwaśniewski. Además, se muestra la influencia del buzamiento de las capas en la variación de la presión de colapso para cualquier inclinación y azimut de pozo; para lo cual se aplica la metodología diseñada en un ejemplo real de un campo colombiano, en el cual al variar las propiedades del plano de debilidad se pueden evidenciar cambios muy significativos en la ventana de lodo.

* Trabajo de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico – Químicas, Escuela de Ingeniería de Petróleos, Ing. Clímaco Ortega Chacón – Ing. Publio Alejandro Sandoval e Ing. Reinel Corzo Rueda

ABSTRACT

Title: Analysis of the effect produced by the well deviation and the bedding dip in the mud window, an Application in a Colombian Field*

Authors: Jorge Luis Caceres Montero**

Juan David Velilla Uribe**

Keywords: anisotropy, bedding dip, weakness planes, collapse and fracture pressure, mud window.

Given the complexity introduced when modeling anisotropic and heterogeneous formations, usually this condition is ignored, assuming that the well in the interest areas is surrounded by an isotropic and homogeneous medium, where it is assumed that the rock has the same mechanical properties throughout its length. This thesis presents the error that might occur under this condition when determining the safe mud window and consider the effect of anisotropic formation with weakness planes and properties such as cohesion and internal friction angle different than the rest of the rock. The geomechanical model for the calculation of the mud window for homogeneous and isotropic formations is based on Mohr -Coulomb criterion (MC) and tensile strength of the rock, in the case of the model that takes into account the weakness planes was used the Jaeger and Cook criterion (criterion based on the criterion of MC) to collapse and to fracture the Kwaśniewski criterion. Furthermore, it shows the influence of bedding dip in the variation of collapse pressure for any hole inclination angle and any hole azimuth, for which applies the methodology designed in a real example of a Colombian field, in which to vary the properties of the weakness plane may show very significant changes in the mud window.

* Undergraduated Thesis

** Faculty of Physic – Chemical Engineerings, Petroleum Engineering School, Eng. Clímaco Ortega Chacón - Eng. Publio Alejandro Sandoval and Eng. Reinel Corzo Rueda

NOMENCLATURA

σ_v : Esfuerzo vertical (psi)

σ_h : Esfuerzo horizontal mínimo(psi)

σ_H : Esfuerzo horizontal máximo(psi)

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: Esfuerzos principales (psi)

σ_N : Esfuerzo normal (psi)

τ_s : Esfuerzo de corte (psi)

P_p : Presión de Poro (psi)

α :Azimut del pozo(Grados)

ψ : Inclinación del pozo(Grados)

C_w : Cohesión de la capa (psi)

ϕ_w : Angulo de fricción interna de la capa (Grados)

Φ_r : Angulo de fricción interna de la roca (Grados)

C_o : Cohesión de la roca (psi)

α_c : Azimut de la capa(psi)

ϕ : Buzamiento de la capa (Grados)

$\alpha_{\sigma_{Hmax}}$: Azimut del esfuerzo horizontal máximo (Grados)

β : Angulo de operación (Grados)

β_a : Angulo de operación mínimo (Grados)

β_b : Angulo de operación máximo (Grados)

l, m, n : Cosenos directores para el cálculo de los esfuerzos normal y de corte en el plano de debilidad

σ_r : Esfuerzo radial (psi)

σ_θ : Esfuerzo tangencial(psi)

σ_z : Esfuerzo axial(psi)

σ_x : Esfuerzo local en dirección x

σ_y : Esfuerzo local en dirección y

σ_z : Esfuerzo local en dirección z

τ_{xy} : Esfuerzo de corte en x, en dirección y

τ_{yz} : Esfuerzo de corte en y, en dirección z

r_w : Radio del pozo

Θ : Angulo entre el esfuerzo local σ_x y el punto de la circunferencia

P_w : Presión del fluido en el pozo (psi)

ν : Relación de Poisson

P_{cfa} : Presión de colapso para formaciones anisotrópicas (psi)

P_{cfi} : Presión de colapso para formaciones isotrópicas (psi)

P_{wLa} : Presión de colapso para condición de lodo alto (psi)

P_{wLi} : Presión de colapso para condición de lodo intermedio (psi)

P_{wLb} : Presión de colapso para condición de lodo bajo (psi)

RT : Resistencia a la tensión (psi)

T_{max} : Resistencia a la tensión máxima (psi)

T_{min} : Resistencia a la tensión mínima (psi)

P_f : Presión de fractura (psi)

K_r : Relación entre la T_{max} y T_{min}

INTRODUCCION

En una operación de perforación de pozos de petróleo, uno de los puntos más relevantes a tener en cuenta es determinar de forma correcta la ventana de lodo, que por definición es un rango de presiones bajo los cuales se debe mantener el peso de lodo de perforación, con el fin de que no ocurra ninguno de los dos tipos de falla, como son el colapso y la fractura. Para realizar un modelo de ventana de lodo, es de crucial importancia tener en cuenta ciertas variables geomecánicas como son: los esfuerzos in situ, presión de poro, trayectoria del pozo y propiedades mecánicas de la roca. En cuanto a las propiedades mecánicas de la roca los modelos que generalmente se realizan, asumen que esta tiene un comportamiento homogéneo e isotrópico bajo los esfuerzos a que está expuesta, pero ¿qué pasa cuando la roca tiene cierto grado de anisotropía?, como lo es cuando existen planos de debilidad contenidos en esta, y que en algunos casos pueden llegar a generar problemas de inestabilidad de pozo severos.

De acuerdo con lo anterior, cuando se perfora una formación laminada, hay que tener en cuenta que la roca falla de manera distinta a como lo hace una roca homogénea e isotrópica, por ello al no tener en cuenta dicho factor, se está omitiendo el comportamiento real de la roca, lo que lleva al cálculo de presiones de colapso y fractura erróneas. Adicionalmente a los parámetros descritos arriba, para generar un modelo geomecánico de ventana de lodo, en formaciones laminadas es necesario conocer las propiedades mecánicas del plano de debilidad, así como su azimut y buzamiento; por lo que se requiere comprender los distintos criterios teóricos y empíricos reportados en la literatura que modelan este fenómeno.

Expresiones para predecir la resistencia compresiva de rocas laminadas han sido descritas por Jaeger (1960), Bray (1967), Walsh y Brace (1964), McLemore y Gray (1967), Ramamurthy (1993), Hoek (2002), entre otros; cada criterio tiene ventajas sobre los otros cuando se detallan con diferentes tipos de anisotropía. Para el caso

en estudio, se optó por trabajar con el criterio establecido por Jaeger y Cook (1979), criterio que se diferencia de los ya mencionados, por ser éste el único determinado de forma teórica y que de acuerdo con la literatura es el más adecuado para modelar el tipo de anisotropía en mención. Jaeger y Cook (1979) diseñaron un modelo de planos de debilidad, modelo utilizado para determinar la resistencia compresiva de la roca, asignando a determinado plano de debilidad propiedades distintas de cohesión y ángulo de fricción interna; dicho criterio, es una modificación del criterio de Mohr Coulomb. Por otra parte, la línea de fractura se generó con el modelo establecido por Kwaśniewski (2009), el cual tiene en cuenta que la resistencia a la tensión de la roca varía según el ángulo existente entre el plano de debilidad y la dirección de la carga tensil aplicada.

Con el fin de cumplir los objetivos planteados, este libro inicia con un análisis de las generalidades de la ventana de lodo y la geomecánica asociada (capítulos 1 y 2), posteriormente, se muestra los criterios usados en la determinación de la ventana de lodo para medios homogéneos e isotrópicos (capítulo 3), luego se presentan los modelos establecidos para determinar la resistencia compresiva y tensil en formaciones laminadas (capítulo 4); en el capítulo 5 se dan a conocer las distintas técnicas y correlaciones empleadas en el cálculo de todos los parámetros necesarios en la construcción de un modelo geomecánico y los capítulos 6 y 7, muestran la metodología establecida en este trabajo de investigación, junto con su validación y la aplicación realizada.

1. LA VENTANA DE LODO Y SU INFLUENCIA EN LA ESTABILIDAD DE POZO¹

Cuando se está perforando una formación existen varios factores que pueden influenciar la estabilidad del pozo creado, debido a que se está modificando la distribución natural de esfuerzos in situ y esto hace que se creen zonas críticas en donde el pozo puede llegar a experimentar alguna anomalía en su estabilidad, por tal razón, se usa un fluido cuya finalidad es evitar cualquier tipo de alteración que se pueda presentar durante la perforación. Problemas tales como la perdidas del fluido de perforación están presentes cuando existe una excesiva densidad del lodo y este hace que la formación se fracture; o el ensanchamiento o encogimiento del pozo, dado en formaciones poco consolidadas en donde no se cuenta con un apropiado peso de lodo, es decir, la densidad requerida para mantener las paredes del pozo está por debajo del punto después del cual el pozo experimenta colapso.

A partir de los cálculos de las propiedades geomecánicas de las rocas se pueden predecir estas situaciones y diseñar correctivos para las mismas. Para ello se requiere contar con una buena descripción de la formación en estudio, determinando previamente los módulos elásticos, los esfuerzos in situ y la resistencia de la roca, para así poder definir de la manera más precisa posible el rango de densidades del lodo de perforación para el cual, es de esperar que el pozo no presente ningún tipo de inestabilidad, a este intervalo se lo conoce como Ventana Segura de Lodo, parámetro en el que se va a enfatizar en esta investigación. La figura 1.1, ilustra las diferentes condiciones del pozo según la densidad del lodo de perforación, indicando la posible geometría del pozo en cada estado.

De manera general, un método simple que evitará la inestabilidad de pozo, puede ser descrito en dos etapas:

1. Calcular la presión del pozo requerida para evitar fallas por compresión y fallas por tensión (fracturamiento hidráulico) usando la teoría elástica lineal.

2. Considerar posibles efectos adicionales tales como derrumbes, variaciones de temperatura etc.

En un caso real, esto representa una primera aproximación al problema. El cual tiene que ser acoplado por la experiencia práctica que se tenga y cualquier otra información relevante de campo para generar las mejores recomendaciones y soluciones.

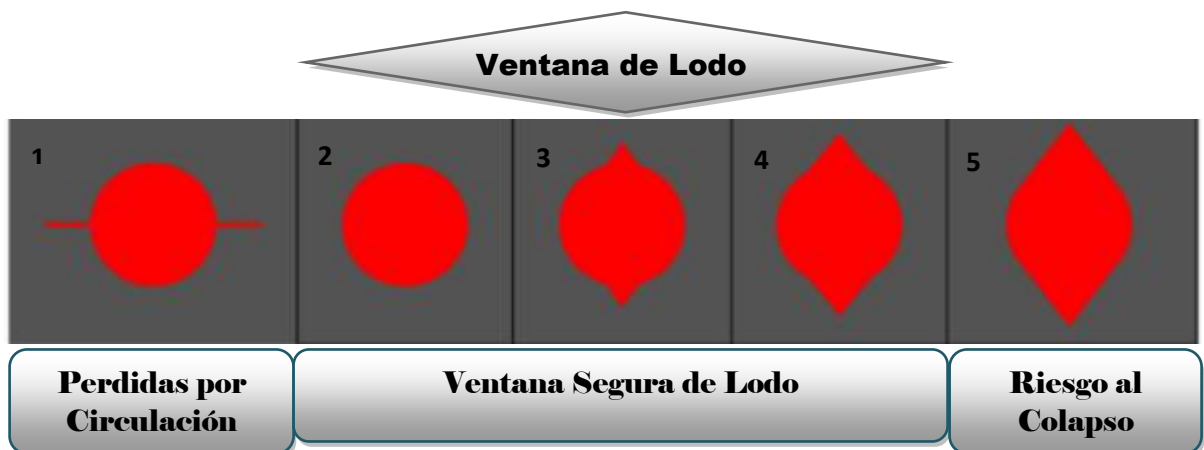


Figura 1.1. Condición del pozo de acuerdo con la densidad del lodo, (1) Fracturas Inducidas, (2) Hueco In-Gauge, (3) Tamaño de Breakout 30°, (4) Tamaño de Breakout 60°, (5) Tamaño de Breakout >120°.

Fuente: Perforación en la cuenca del golfo San Jorge, Saavedra Benito y Naumman Juan Carlos, Baker Atlas, 2002.

1.1 Funciones del Lodo²

Las funciones del fluido de perforación describen las tareas que el fluido de perforación es capaz de desempeñar, aunque algunas de éstas no sean esenciales en cada pozo. La figura 1.2, ilustra algunas de las funciones de dicho fluido; la remoción de los recortes del pozo y el control de las presiones de la formación son funciones sumamente importantes.

Aunque el orden de importancia sea determinado por las condiciones del pozo y las operaciones en curso, las funciones más comunes del fluido de perforación son las siguientes:

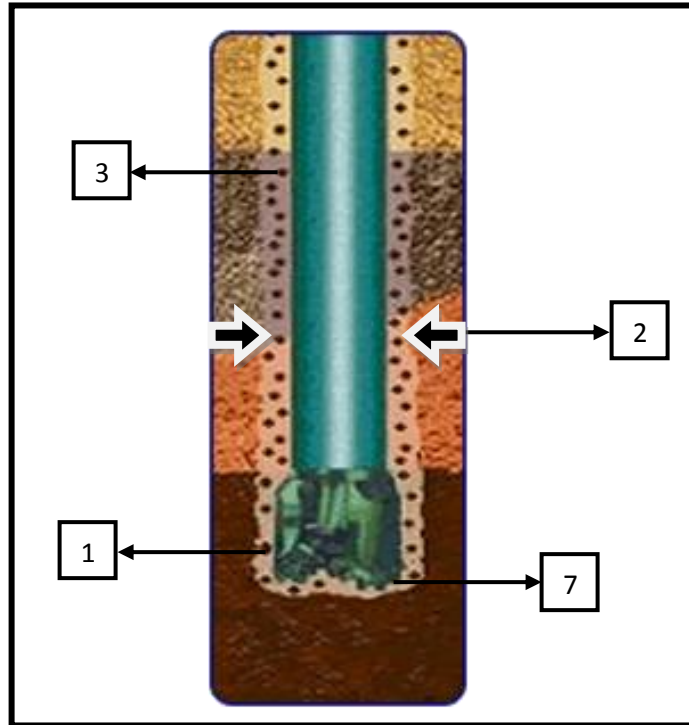


Figura 1.2. Principales funciones del fluido de perforación (algunas funciones de las listadas a continuación).

Fuente: Problemas de estabilidad, IMECO S. A, 1999.

1. Retirar los recortes del pozo.
2. Controlar las presiones de la formación.
3. Suspender y descargar los recortes.
4. Obturar las formaciones permeables.
5. Mantener la estabilidad del hueco.
6. Minimizar los daños al yacimiento.
7. Enfriar, lubricar y apoyar la broca y el conjunto de perforación.
8. Transmitir la energía hidráulica a las herramientas y a la broca.

9. Asegurar una evaluación adecuada de la formación.
10. Controlar la corrosión.
11. Facilitar la cementación y el completamiento del pozo.
12. Minimizar el impacto al ambiente.

1.2 Reología del Lodo

Las propiedades físicas de un fluido de perforación, la densidad y las propiedades reológicas son monitoreadas para facilitar la optimización del proceso de perforación. Las propiedades físicas contribuyen a varios aspectos importantes para la perforación exitosa de un pozo, incluyendo:

- Proporcionar el control de las presiones para impedir el influjo del fluido de la formación.
- Transmitir energía a la broca para maximizar la Velocidad de Penetración (ROP).
- Proporcionar la estabilidad del pozo a través de las zonas presurizadas o sometidas a esfuerzos mecánicos.
- Suspender los recortes y el material densificante durante los periodos estáticos.
- Permitir la separación de los sólidos perforados y el gas en la superficie.
- Extraer los recortes del pozo.

Cada pozo es único, por lo tanto es importante que estas propiedades sean controladas respecto a los requisitos para un pozo en particular y del fluido que se está usando. Al modificar las propiedades reológicas de un fluido se busca mejorar u optimizar el comportamiento del mismo, pero en algunos casos lo que sucede es que la fluidez de dicho lodo empeora o se hace ineficiente en su función como fluido de perforación. Por lo tanto se debe lograr un equilibrio para maximizar la limpieza del pozo, minimizar las presiones de bombeo y evitar los influjos de fluidos o de la formación, además de impedir la pérdida de circulación hacia la formación que se está perforando.

La reología y la hidráulica son estudios del comportamiento del fluido que están relacionados entre sí. La reología es el estudio de la manera en que la materia se

deforma y fluye. Se trata de una disciplina que analiza principalmente la relación entre el esfuerzo de corte y la velocidad de corte, y el impacto que éstos tienen sobre las características de flujo dentro de los materiales tubulares y los espacios anulares. La hidráulica describe la manera en que el flujo de fluido crea y utiliza las presiones.

En los fluidos de perforación, el comportamiento de flujo del fluido debe ser descrito usando modelos reológicos y ecuaciones, antes de poder aplicar las ecuaciones de hidráulica.

La reología es la ciencia que trata de la deformación y del flujo de la materia. Al tomar ciertas medidas en un fluido, es posible determinar la manera en que dicho fluido fluirá bajo diversas condiciones, incluyendo la temperatura, la presión y la velocidad de corte.

VISCOSIDAD

Viscosidad es el término reológico más conocido. En su sentido más amplio, la viscosidad se puede describir como la resistencia al flujo de una sustancia. En el campo petrolífero, los términos a continuación se usan para describir la viscosidad y las propiedades reológicas del fluido de perforación:

1.2.1 Viscosidad Embudo [seg/l]

La viscosidad de embudo se mide usando el viscosímetro de Marsh. La viscosidad de embudo se usa como indicador relativo de la condición del fluido. No proporciona suficiente información para determinar las propiedades reológicas o las características de flujo de un fluido. Debería usarse en el campo para detectar los cambios relativos en las propiedades del fluido. Además, ningún valor en particular de la viscosidad de embudo puede ser adoptado como valor representativo de todos los fluidos. Lo que produce buenos resultados en un área puede fallar en otra; sin embargo, se puede aplicar una regla general a los fluidos de perforación a base de arcilla.

Esfuerzo de Corte y Velocidad de Corte

Los otros términos para la viscosidad (μ) se pueden describir como la relación del esfuerzo de corte (τ) a la velocidad de corte (γ). Por definición se tiene que:

$$\text{Viscosidad } (\mu) = \frac{\text{Esfuerzo de Corte } (\tau)}{\text{Velocidad de Corte } (\gamma)} \quad (1.1)$$

Los conceptos de velocidad de corte y esfuerzo de corte se aplican al flujo de todos los fluidos. Dentro de un sistema de circulación, la velocidad de corte depende de la velocidad media del fluido en la geometría en que está fluyendo. Por lo tanto, las velocidades de corte son mayores en las geometrías pequeñas (dentro de la columna de perforación) y menores en las geometrías grandes. Las velocidades de corte más altas suelen causar una mayor fuerza resistiva del esfuerzo de corte.

Por lo tanto, los esfuerzos de corte en la columna de perforación (donde hay mayores velocidades de corte) exceden los del espacio anular (donde las velocidades de corte son menores). El total de las pérdidas de presión a través del sistema de circulación (presión de bombeo) está frecuentemente asociado con el esfuerzo de corte, mientras que la velocidad de bombeo está asociada con la velocidad de corte.

Esta relación entre la velocidad de corte y el esfuerzo de corte para un fluido define la manera en que dicho fluido corre. La Figura 1.3 es una representación simplificada de dos capas de fluido (A y B) que se mueven a diferentes velocidades cuando se aplica una fuerza. Cuando un fluido está fluyendo, hay una fuerza en el fluido que se opone al flujo. Esta fuerza se llama esfuerzo de corte. Se puede describir como un esfuerzo de fricción que aparece cuando una capa de fluido se desliza encima de otra.

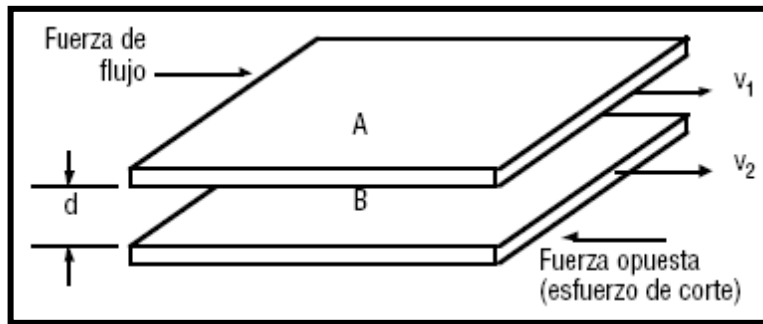


Figura 1.3. Relación Entre la Velocidad de Corte y Esfuerzo de Corte.
Fuente: Drilling Fluids Engineering Manual, MI.

Como el corte ocurre más fácilmente entre capas de fluido que entre la capa exterior del fluido y la pared de una tubería, el fluido que está en contacto con la pared no fluye. La velocidad a la cual una capa pasa por delante de la otra capa se llama velocidad de corte. Por lo tanto, la velocidad de corte (γ) es un gradiente de velocidad. La fórmula para la velocidad de corte (γ) es:

$$\gamma[\text{seg}^{-1}] = \frac{V_2 - V_1}{d} \quad (1.2)$$

Donde:

γ = Velocidad de corte (segundos⁻¹)

V_2 = Velocidad en la Capa B (pies/seg)

V_1 = Velocidad en la Capa A (pies/seg)

d = Distancia entre A y B (pies)

La velocidad de corte (γ), es igual a la velocidad rotacional RPM (ω) viscosímetro multiplicada por 1,703. Es decir:

$$\gamma[\text{seg}^{-1}] = 1,703 * \omega \quad (1.3)$$

El esfuerzo de corte (τ) es la fuerza requerida para mantener la velocidad de corte. El esfuerzo de corte está expresado en unidades estándar del campo petrolífero,

es decir las libras de fuerza por cien pies cuadrados (lb/100 pies²) requeridas para mantener la velocidad de corte. Este parámetro es determinado de:

$$\tau \left[\frac{lb}{100 \text{ pies}^2} \right] = 1,0678 * \theta \quad (1.4)$$

Donde θ es la lectura del viscosímetro a determinadas RPM.

Se usan una variedad de viscosímetros para medir la viscosidad del fluido de perforación. Los viscosímetros FANN (VG) y los reómetros están diseñados para simplificar el uso de los modelos reológicos. Los viscosímetros también son usados para medir las propiedades tixotrópicas o los esfuerzos de gel de un fluido.

1.2.2 Viscosidad Aparente [cP o mPa•seg]

La viscosidad efectiva a veces es llamada Viscosidad Aparente (VA). La viscosidad aparente está indicada por la indicación del viscosímetro de lodo a 300 RPM ($\Theta 300$) o la mitad de la indicación del viscosímetro a 600 RPM ($\Theta 600$), esta se expresa como:

$$AV[cP] = \frac{300 * \theta}{\omega} \quad (1.5)$$

1.2.3. Viscosidad Efectiva [cP o mPa•seg]

La viscosidad de un fluido no newtoniano cambia con el esfuerzo de corte. La viscosidad efectiva (μ_e) de un fluido es la viscosidad de un fluido bajo condiciones específicas. Estas condiciones incluyen la velocidad de corte, la presión y la temperatura.

1.2.4. Viscosidad Plástica [cP o mPa•seg]

La viscosidad plástica (VP) en centipoise (cP) o milipascales-segundo (mPa•s) se calcula a partir de los datos del viscosímetro de lodo, como:

$$PV[cP] = \theta 600 - \theta 300 \quad (1.6)$$

La viscosidad plástica se describe generalmente como la parte de la resistencia al flujo que es causada por la fricción mecánica generada entre los sólidos del sistema de lodo. La viscosidad plástica es afectada principalmente por:

- La concentración de sólidos.
- El tamaño y la forma de los sólidos.
- La viscosidad de la fase fluida.
- La presencia de algunos polímeros de cadena larga, hidroxietilcelulosa (HEC), , Carboximetilcelulosa (CMC).
- Las relaciones aceite-agua (A/A) o Sintético-Agua (S/A) en los fluidos de emulsión inversa.

1.2.5. Punto Cedente [lb/100 pies² o Pa]

El punto cedente es el segundo componente de la resistencia al flujo en un fluido de perforación, es una medida de las fuerzas electroquímicas o de atracción en un fluido. Estas fuerzas son el resultado de las cargas negativas y positivas ubicadas en o cerca de las superficies de las partículas. El punto cedente es una medida de estas fuerzas bajo las condiciones de flujo, y depende de las propiedades superficiales de los sólidos del fluido, la concentración volumétrica de los sólidos, y el ambiente eléctrico de estos sólidos (concentración y tipos de iones en la fase fluida del fluido).

El Punto Cedente (PC o YP) en libras por 100 pies cuadrados (lb/100 pies²) se calcula a partir de los datos del viscosímetro FANN (VG), de la siguiente manera:

$$YP[lb/100iesp^2] = \theta 300 - PV \quad (1.7)$$

O en Pascales:

$$YP[Pa] = 0,4788 * (\theta 300 - PV) \quad (1.8)$$

1.2.6. Tixotropía y Esfuerzos de Gel [lb/100 pies² o Pa]

La tixotropía es la propiedad demostrada por algunos fluidos que forman una estructura de gel cuando están estáticos, regresando luego al estado de fluido cuando se aplica un esfuerzo de corte. La mayoría de los fluidos de perforación base agua demuestran esta propiedad, debido a la presencia de partículas cargadas eléctricamente o polímeros especiales que se enlazan entre sí para formar una matriz rígida. Las indicaciones de esfuerzo de gel tomadas con el viscosímetro FANN (VG) a intervalos de 10 segundos y 10 minutos, y a intervalos de 30 minutos para las situaciones críticas, proporcionan una medida del grado de tixotropía presente en el fluido.

La resistencia del gel formado depende de la cantidad y del tipo de sólidos en suspensión, del tiempo, de la temperatura y del tratamiento químico.

Es decir que cualquier factor que fomenta o impide el enlace de las partículas, aumentará o reducirá la tendencia a gelificación de un fluido. La magnitud de la gelificación, así como el tipo de esfuerzo de gel, es importante en la suspensión de los recortes y del material densificante. No se debe permitir que la gelificación alcance un nivel más alto del necesario para cumplir estas funciones.

1.3 Principales Fluidos de Perforación

Lodos Base Agua

La bentonita es usada para tratar lodos de agua fresca para satisfacer las necesidades reológicas del lodo, así como para controlar las pérdidas de fluido; obtiene su mejor desempeño en lodos que contengan menos de 10,000 ppm (partes por millón) de cloruro de sodio, al afectar grandemente sus propiedades. Los fosfatos (siendo el pirofosfato ácido de sodio (SAPP) el más usado) son químicos inorgánicos usados para dispersar estos lodos cuyas viscosidades aumentan mediante la contaminación con cemento o con sólidos perforados, sin embargo, no reducen la pérdida de fluido y no son estables a temperaturas

superiores a los 150°F. Rara vez un lodo formado a partir de solo bentonita es usado, gracias a su facilidad a ser contaminado.

Lodos Base Aceite

Existen dos tipos principales de sistemas: a) Lodos de aceite; que contienen menos del 5% en agua y contiene mezclas de álcalis, ácidos orgánicos, agentes estabilizantes, asfaltos oxidados y diesel de alto punto de llama o aceites minerales no tóxicos. Uno de sus principales usos es eliminar el riesgo de contaminación de las zonas productoras. Los contaminantes como la sal o la anhidrita no pueden afectarlos y tiene gran aplicación en profundidad y altas temperaturas, también son especiales para las operaciones de corazonamiento.

b) Emulsiones inversas: estos sistemas contiene más del 50% en agua, que se encuentra contenida dentro del aceite mediante emulsificantes especiales; este lodo es estable a diferentes temperaturas. El uso de estos dos tipos de lodos requiere cuidados ambientales debido a su elevado poder contaminante. Pueden pesar 7.5 ppg (libras por galón) sin el uso de materiales pesantes. Estos lodos han sido empleados con éxito para muchas tareas de perforación con: pozos profundos con condiciones extremas de presión y temperatura; problemas de pega de tubería y de estabilidad de pozo; necesidad de atravesar zonas que contienen sales, yeso o anhidrita; presencia de sulfuro de hidrógeno hallazgo de formaciones potencialmente productoras; gran necesidad de minimizar la fricción y los torques (en pozos altamente desviados). Lastimosamente su carácter contaminante ha restringido su uso.

Fluidos Gas-Aire

Usando como fluido de perforación aire, gas natural, gases inertes o mezclas con agua, se han obtenido grandes ventajas económicas en secciones de rocas consolidadas donde difícilmente se encontrarían grandes cantidades de agua, pues un aporte adicional de líquido contribuiría a formar lodo, embotando la sarta,

especialmente la broca; el aire o gas seco proveen la mayor rata de penetración de los diferentes fluidos de perforación, los cortes son usualmente reducidos a polvo al mismo tiempo que se dirigen a la superficie, al ser bombardeados a alta velocidad contra los tool joints.

El transporte de los cortes depende de la velocidad en el anular, al no poseer propiedades que garanticen por sí mismas la suspensión de los cortes o sólidos transportados; siendo no recomendable su uso ante paredes de pozo inestables, formaciones productoras de agua, formaciones con alta presión de poro y adversos factores económicos. En general el uso de este tipo de fluidos resulta en una rata de perforación más rápida, mayor posibilidad para tomar pruebas de las formaciones, limpieza de los corazones, mejores trabajos de cementación y mejores completamientos.

Lodos Espumosos

Fabricados mediante la inyección de agua y agentes espumantes dentro de una creorriente de aire o gas creando un espuma estable y viscosa o mediante la inyección de una base gel conteniendo un agente espumante, su capacidad de acarreo es dependiente más de la viscosidad que de la velocidad en el anular. En cuanto a los lodos aireados en una base gel, tienen el propósito de reducir la cabeza hidrostática y prevenir pérdidas de circulación en zonas de baja presión, además de incrementar la rata de penetración.

Lodos No Dispersos

Utilizados para perforar pozos poco profundos o los primeros metros de pozos profundos (lodos primarios), en la mayoría de casos compuesto de agua dulce, bentonita y cal apagada (hidróxido de calcio), donde primero se hidrata la bentonita y luego se agrega cal para aumentar el valor real de punto de cedencia, que le da la capacidad de transportar recortes, a bajas ratas de corte (shear rate).

Las cantidades requeridas de bentonita y cal dependen del punto de cedencia deseado (en muchos pozos se puede usar entre 15 y 25 lbm/bbl de la primera y entre 0.1 y 1 lbm/bbl de la segunda). El objetivo de este sistema es reducir la cantidad total de sólidos arcillosos, resultando en una rata de penetración alta. No son muy estables a altas temperaturas, aproximadamente 400°F. Se caracterizan por tener reología invertida, es decir, $YP > VP$.

Lodos De Calcio

Altamente tratados con compuestos de calcio, catión divalente que inhibe el hinchamiento de las arcillas de las formaciones perforadas, muy utilizados para controlar shales fácilmente desmoronables. Estos lodos difieren de los otros base agua, en que las arcillas base sodio de cualquier bentonita comercial o la bentonita que aporta la formación es convertida a arcillas base calcio mediante la adición de cal o yeso, tolerando altas concentraciones de sólidos arcillosos con bajas viscosidades a comparación de los otros fluidos base agua fresca.

Estos sistemas son referidos como lodos base cal o base yeso dependiendo cual de estos químicos es usado para convertir el sistema a base calcio. Normalmente se obtienen por la adición de cal apagada, de tal forma que la arcilla sódica (bentonita), se convierta en arcilla cálcica, manteniéndose usualmente concentraciones en exceso de cal: de 1 a 2 lbm/bbl (en lodos bajos en cal) o de 5 a 15 lbm/bbl (en lodos altos en cal) y en los sistemas de yeso un exceso de 2 a 4 lbm/bbl, para no aceptar los que puedan aportar las formaciones, inalterándolas, previniendo formar cavernas.

Lodos Dispersos

Muy útiles cuando se perfora a grandes profundidades o en formaciones altamente problemáticas, pues presentan como característica principal la dispersión de arcillas constitutivas, adelgazando el lodo. Compuestos por bentonita, sólidos perforados y bajas concentraciones de agentes dispersantes, tales como los

lignosulfonatos y lignitos; el PH de este lodo está entre 8.5 y 10.5 para mantener estable el NaOH que es requerido para activar el agente dispersante usado. Estos lodos pueden ser similares en aplicabilidad a los lodos con fosfato, pero pueden ser usados a mayores profundidades gracias a la estabilidad del agente dispersante, los lignitos son más estables que los lignosulfonatos a temperaturas elevadas y son más efectivos como agente de control de pérdida de circulación, aunque los lignosulfonatos son mejores agentes dispersantes, el carácter reductor de filtrado para el lignosulfonato se degrada a 350°F.

Esta combinación de aditivos ha sido una de las mayores razones para perforar a altas presiones y por lo tanto a altas temperaturas mediante observaciones realizadas en una celda de alta temperatura y presión; no obstante indican que estos lodos desestabilizan shales que contienen arcillas de montmorillonita e incluso en arcillas illíticas, cloríticas y caoliníticas; esto también se ha verificado en numerosas operaciones de campo. La valiosa propiedad del lignosulfonato, para deflocular y dispersar arcillas, se convierte en responsable de daños en la formación (reducción en la permeabilidad) altamente significativos a medida que invade zonas potencialmente productoras que contengan arcillas, estas permeabilidades pueden reducirse de tal manera, que intervalos potencialmente productores pueden inicialmente pasarse por alto o incluso después de probar para mirar el potencial de productividad, dejarlos abandonados.

Lodos Bajos En Sólidos

Son aquellos lodos en los cuales la cantidad y tipos de sólidos son estrictamente controlados. Estos no deben presentar porcentajes en volumen de sólidos totales por encima de 10% y la relación de sólidos perforados a bentonita, debe ser menor que 2:1. En años recientes han aparecido productos nuevos que hacen práctico el uso de lodos con cloruro de potasio, cuya concentración de cloruro de potasio usada depende del tipo de formación a perforar.

Los lodos con concentraciones bajas (de 5 a 7 % en peso de agua utilizada para preparar el lodo) se usan en formaciones de shales firmes o de shales inestables

que contengan muy poca esmectita y en arenas potencialmente ricas en hidrocarburos que pueden sufrir daños en su permeabilidad al ponerse en contacto con agua dulce. Los lodos con concentraciones altas (de 10 a 20 % en peso de agua) se utilizan para perforar shales tipo gumbo (que se hacen pegajosos y pierden su porosidad al contacto con el agua dulce), y para perforar “shales” ricos en esmectita. La composición básica de estos lodos es: agua dulce o agua de mar, cloruro de potasio, un polímero para inhibición (poliacrilamida generalmente), un polímero generador de viscosidad (tipo XC con frecuencia), bentonita prehidratada, almidón estabilizado o CMC, potasa cáustica o soda cáustica, y otros aditivos como lubricantes.

Como factores importantes a considerar se contemplan:· Baja tolerancia a los sólidos, por consiguiente tienden a ser altamente procesados, haciendo de este lodo uno de los más onerosos.· Debido a la presencia necesaria de polímeros, para controlar las pérdidas de filtrado, limita su uso a temperaturas de 250°F como máximo

Lodos Salados

Nombre común para un lodo de perforación en el que la fase agua está saturada de cloruro de sodio (entre 10,000 y 315,000 ppm). Varias sales pueden ser usadas según el propósito específico, como las de sodio, calcio, magnesio y potasio. La base convencional de estos lodos es la atapulgita o bentonita prehidratada y los compuestos de starsh o almidón y carboximetilcelulosa (CMC) que son usados para el control de pérdidas de fluido. Debe considerarse que se hace casi inmanejable cuando se permite que el conjunto de sólidos de gravedad específica baja se vuelva alto. Así, para que un lodo saturado con sal y de densidad de 11.1 lbm/gal cumpla bien sus funciones debe presentar- como máximo- 9% en volumen (aproximadamente 75 lbm/bbl), de sólidos de baja gravedad específica.

Después de los lodos base aceite y de los preparados con cloruro de potasio (excluyendo los preparados con materiales poliméricos), los lodos saturados con sal son de los mejores para perforar “shales” problemáticos. No obstante, muchas veces se opta por no usar los lodos saturados con sal por dos razones: 1) requieren cantidades mayores de materiales para controlar sus pérdidas de filtrado, debido a que son sistemas inhibidos (presentan aditivos que impiden o limitan su reacción con las formaciones perforadas), con grandes cantidades de sal común. 2) dificultad para controlar sus propiedades reológicas, por su facilidad de dispersar en el lodo los recortes de la formación, situación debida, principalmente a la caída de la concentración de sal por debajo del punto de saturación o al aumento por encima de los niveles máximos, de sólidos de baja gravedad específica, así el agua permanezca saturada de sal.

Lodos Con Materiales Poliméricos

Son aquellos base agua dulce o salada, que tienen incorporados compuestos químicos de cadena larga y peso molecular alto, que pueden contribuir: (1) al control de pérdidas de filtrado y de propiedades reológicas, (2) a la estabilidad térmica, (3) a la resistencia ante contaminantes, (4) a la protección de zonas potencialmente productoras, (5) a mantener la estabilidad de las formaciones atravesadas, (6) a dar lubricación a la sarta, prevenir pegas y corrosión, (7) a mejorar la perforabilidad, (8) a mantener un ambiente limpio, etc. Entre los materiales poliméricos más usados están: el almidón, la gomas de “Guar”, “Xanthan” y de algarrobo, CMC, el lignito, la celulosa polianiónica, los poliacrilatos, el copolímero de vinil amida/vinil sulfonato, la poliacrilamida parcialmente hidrolizada, los ácidos poliaminados y la metilglucosa, entre otros. La desventaja relativa más prominente de los lodos con materiales poliméricos parece ser su alto costo siendo superados en costo por lodos base aceite y base material sintético.

Lodos Cuya Fase Continua es Material Sintético (producido por síntesis química).

Esta nueva clase de lodos, denominados “lodos basados en pseudo-aceite”, poseen la mayoría de propiedades de los lodos con fase continua aceitosa y con su uso se podrían disminuir los grandes problemas de contaminación causados, pero muchos de ellos presentan toxicidad acuática. Aun así, algunos autores recomiendan estos nuevos lodos como una alternativa al uso de lodos cuya fase continua es aceite. Otras desventajas son: el costo (varios cientos de dólares por barril, situación que se agravaría con la presencia de pérdidas de circulación) y su poca estabilidad a altas temperaturas. Entre los materiales sintéticos más empleados se encuentran: Ester; Éter, Poli-alfa-olefina, Alquil-benceno-lineal y Alfa-olefina lineal.

1.4 Factores Geomecánicos que Influyen en el Colapso del Pozo³

Este tipo de falla se presenta cuando los esfuerzos in situ alrededor del pozo, superan la resistencia de la roca, la cual está determinada por la cohesión y la fuerza de fricción de la misma. En otras palabras, el problema de producción excesiva de arenas es causado cuando los esfuerzos desestabilizadores actuando sobre la formación (tasa de flujo y gradientes de presión) son mayores que la resistencia mecánica de la formación. Cuando esta resistencia es excedida, entonces ocurre desprendimiento de granos del material de la formación causando arenamiento.

Es necesario conocer el estado de esfuerzos y al envolvente de falla de la formación para poder determinar el gradiente de producción (drawdown) crítico que no cause producción de arena.

Además cuando se está sobre formaciones anisotrópicas, laminadas, en donde existe una considerable inclinación de los planos de buzamiento, la falla por

colapso es afectada por este tipo de geología, según la dirección de los esfuerzos aplicados y el grado de heterogeneidad de la formación. Esta característica de la roca, puede generar una alteración considerable en las condiciones de falla de la misma y por tal razón, la densidad de lodo requerida para evitar el colapso puede llegar a ser muy diferente, a si se asume un medio homogéneo e isotrópico. Este tipo de comportamiento es uno de los factores claves estudiados en este trabajo y el cual se tratara en más detalle en capítulos posteriores.

1.5 Factores Geomecánicos que Influyen en la fractura del Pozo⁴

Las características mecánicas de la formación controlan el diseño de las fracturas hidráulicas. La altura de la fractura está relacionada al contraste de las magnitudes de los esfuerzos principales menores en los diferentes estratos geológicos.

La presión de rompimiento y el gradiente de fractura están relacionados al esfuerzo principal menor y a la resistencia tensil de la roca.

La dirección de los esfuerzos indica la dirección de la fractura hidráulica, ya que la misma es perpendicular a la dirección del esfuerzo menor principal. La longitud de la fractura y su propagación están dependen de la resistencia al corte y la dureza de la roca.

Las fracturas hidráulicas tienden a propagarse de acuerdo con las direcciones de los esfuerzos actuales y los planos de debilidad preexistentes, tales como las fracturas naturales. Las orientaciones de los sistemas de fracturas naturales reflejan los regímenes de esfuerzos antiguos y posiblemente localizados. Desde el punto de vista del desarrollo de los yacimientos, contar con un conocimiento razonable de la geometría y la orientación de las fracturas hidráulicas es crucial para determinar el espaciamiento entre pozos y diseñar estrategias de desarrollo de campos petroleros con el fin de extraer más crudo.

Las discontinuidades geológicas, tales como las fracturas y fallas, pueden dominar la geometría de las fracturas al punto tal de tornarse muy complejo la predicción del comportamiento de las fracturas hidráulicas.

Las fracturas provenientes de pozos horizontales y verticales se pueden propagar verticalmente fuera de la zona a la que están destinadas, reduciendo la efectividad de la operación de estimulación, desperdiciando potencia, propante o material de sostén y fluidos, y conectándose potencialmente con otras etapas de fracturamiento hidráulico o con intervalos de agua o gas no deseados. La dirección de propagación lateral depende en gran medida del régimen de esfuerzos locales horizontales, pero en áreas en las que la anisotropía de los esfuerzos locales horizontales es baja o en yacimientos naturalmente fracturados, el crecimiento de la fractura puede ser difícil de modelar.

En zonas someras, pueden desarrollarse fracturas hidráulicas horizontales porque el componente de esfuerzo vertical, es decir, el peso de los estratos de sobrecarga, es mínimo. Una fractura hidráulica horizontal reduce la efectividad del tratamiento de estimulación porque es muy probable que se forme a lo largo de los planos de debilidad horizontales, presumiblemente entre las capas de la formación, y que se alinee preferentemente con la permeabilidad vertical de la misma, que habitualmente es mucho más baja que la permeabilidad horizontal. Después de iniciada una fractura hidráulica, el grado en que crece lateral o verticalmente depende de numerosos factores, tales como el esfuerzo de confinamiento, la pérdida de fluido de fractura, la viscosidad del fluido, la solidez de la fractura y el número de fracturas naturales presentes en el yacimiento.

El Principio Básico del Crecimiento de la Fractura

El concepto general que se tiene es este campo, es que la fractura se propagará en la dirección perpendicular al menor esfuerzo principal; además, que en las

zonas más someras en donde el esfuerzo vertical es el menor, la fractura crecerá horizontalmente. A medida que se gana profundidad el menor esfuerzo principal es horizontal y por lo general las fracturas van a ser verticales, en la figura 1.4 se puede apreciar la variación de la inclinación de la fractura con respecto a la profundidad.

Las variaciones de los esfuerzos a diferentes litologías en secuencias verticales de roca pueden causar que el crecimiento de la fractura sea detenido de manera que se genere una mayor longitud de fractura; o permitir que la fractura se extienda en los estratos superiores o inferiores. Aunque los esfuerzos son de gran influencia en la geometría de fractura, no solo estos determinan las dimensiones de la misma, efectos tales como las fracturas naturales, las fallas, el buzamiento de las capas, entre otros; son quienes hacen complejo que el modelamiento y predicción de las características de la fractura puedan ser realmente aproximados.

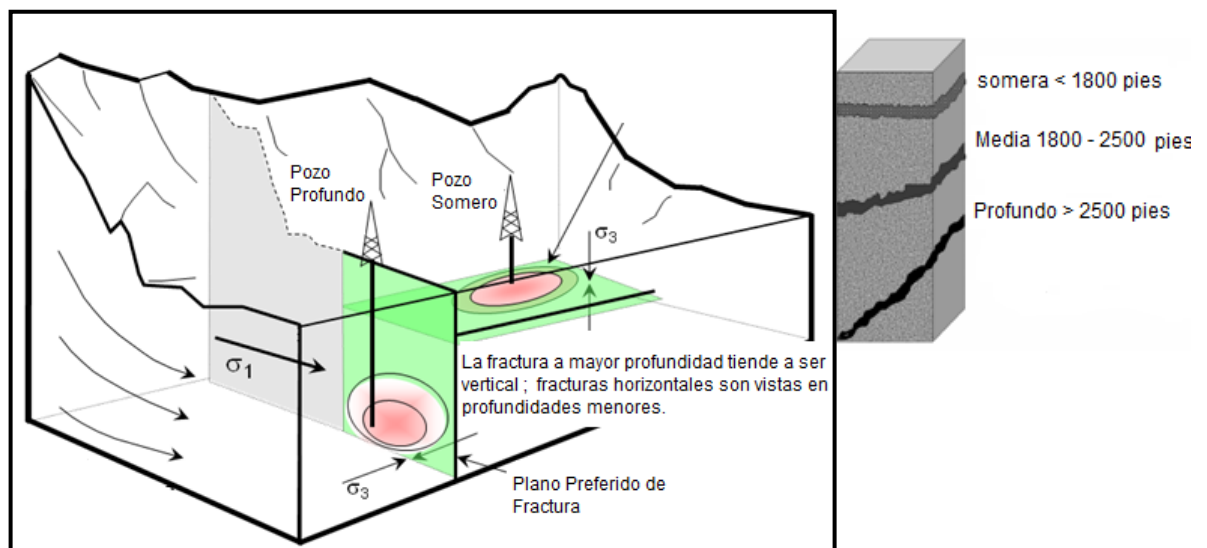


Figura 1.4. Orientación de la fractura con relación a la profundidad

Fuente: Maurice B. Dusseault, Module E Measurement of In Situ Stresses.

1.6 Consideraciones Para la Determinación de la Ventana de Lodo^{4,5,6}

Para la determinación de la ventana segura de lodo, se requieren caracterizar en lo posible la formación con el propósito de calcular el máximo y mínimo peso de lodo permitido para evitar los problemas de estabilidad. Los cálculos de esfuerzos están basados en un modelo elástico lineal. Se asume que las fallas toman lugar cuando se alcanza el límite elástico de la roca. En el caso elástico, la concentración de esfuerzos alcanzará su máximo en la pared del pozo y por esto la solución de esfuerzos en la pared del pozo será de interés.

Los cálculos están limitados a las fallas por compresión y las fallas por tensión. La falla de corte puede en algunos casos preceder a las fallas por tensión cuando se incrementa la presión del pozo. Sin embargo, cuando se consideran aspectos prácticos de estabilidad durante la perforación, no se esperan que aparezcan problemas de consideración antes del fracturamiento de la formación y la pérdida de circulación del lodo. Los cálculos requieren primordialmente los siguientes datos:

- Los esfuerzos in-situ.
- La presión de poro.
- Criterio de falla de la roca.

Tales datos no están siempre disponibles con gran exactitud, por lo que es necesaria una evaluación minuciosa de los estos.

1.6.1 El Colapso

Cuando se aumenta la presión en la cara del pozo, se incrementa el esfuerzo radial (σ_r), mientras el esfuerzo tangencial (σ_θ) disminuye. Una situación con una presión de pozo más alta es ilustrada con las líneas punteadas en la Figura 1.5. El esfuerzo vertical se convertirá en el mayor, ya que no es afectado por la presión del pozo. Los dos ejemplos presentados en la Figura 1.5, corresponden a los

casos que generalmente se deben considerar cuando se discute el límite inferior del peso de lodo.

La situación que requiera la más alta presión de pozo determinará la presión de pozo necesaria. Como puede ser visto, esto depende en gran magnitud de los esfuerzos in situ.

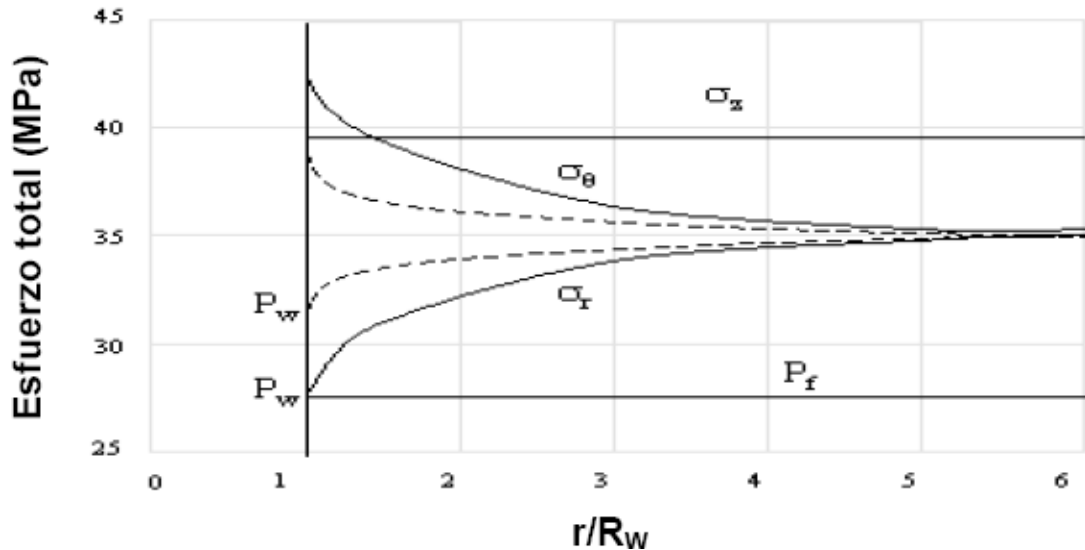


Figura 1.5. Distribución de esfuerzo elástico con dos presiones de pozo. r/R_w
Fuente: Rocks Mechanics (DaFontoura)

Para un pozo desviado, los esfuerzos principales deben ser calculados de los esfuerzos normales y los esfuerzos de corte. Otra alternativa es calcular los esfuerzos invariantes, dependiendo de qué criterio de falla está siendo usado. Las fallas ocurrirán a lo largo de ciertas direcciones sobre la pared del pozo. Las fallas comenzarán en la dirección de la mayor concentración de esfuerzos. Se puede ilustrar esto por medio de un pozo vertical con diferentes esfuerzos horizontales. La falla de corte ocurrirá en la dirección del menor esfuerzo horizontal, como se muestra en la figura 1.6. Esto puede llevar a una ovalización del pozo o breakout, con un gran eje paralelo al esfuerzo horizontal menor. Este fenómeno puede ser usado para estimar la dirección de los esfuerzos horizontales (Empleando un caliper de cuatro brazos o registros de imágenes UBI).

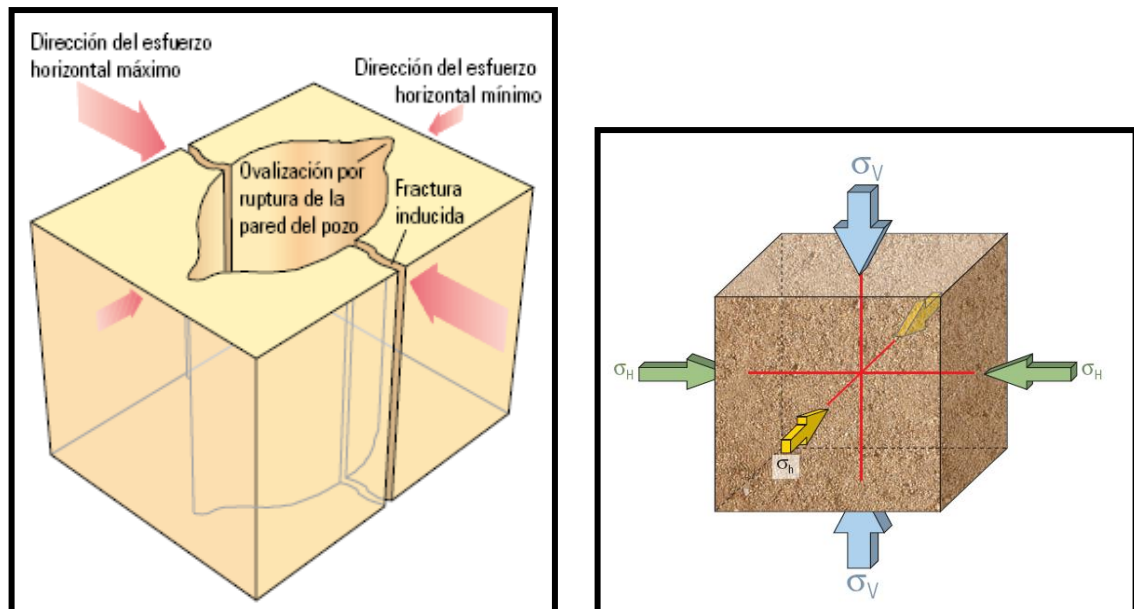


Figura 1.6. Dirección de falla de compresión alrededor de un pozo vertical.

Fuente: Oilfield Review, 2007

1.6.2 La Fractura

El límite superior para el peso de lodo, es el máximo peso de lodo antes de que ocurra falla por tensión (fracturamiento). El fracturamiento tomara lugar cuando el esfuerzo principal efectivo mínimo se vuelve tensíl e igual a la resistencia por tensión de la roca.

Una buena aproximación normalmente es darle un valor a la resistencia a la tensión, T igual a cero, siempre y cuando haya fracturas e imperfecciones en las paredes del pozo. Uno puede diferenciar entre dos condiciones extremas:

- Pared del pozo impermeable, no hay penetración.
- Pared del pozo permeable, hay penetración.

En el primer caso la presión de poro no es afectada por la presión del pozo. En el otro caso, la presión de poro cerca a la cara del pozo será aproximadamente igual a la presión del pozo.

Como la pared del pozo es permeable, depende de la roca y del filtrado de la torta del lodo, que tan rápido se incrementará la presión del pozo, es decir, si hay tiempo para la penetración de la presión antes de la fractura haya iniciado.

Después de haber perforado algunos pozos en un área, una prueba Leak-off dará una base empírica para la predicción de la fractura. En un pozo desviado la presión de iniciación de la fractura puede ser menor que en un pozo vertical, mientras el esfuerzo horizontal sea más pequeño que el esfuerzo vertical, es decir, en un régimen rumbo deslizante.

1.6.3 La Ventana de Lodo en un Pozo Desviado

Los cálculos son en principio los mismos pero convenientemente son llevados a cabo por programas de computador debido al alto grado de complejidad de las ecuaciones.

La Figura 1.7 muestra el peso de lodo requerido como una función de la desviación del pozo, donde el fracturamiento es calculado asumiendo una situación de impermeabilidad.

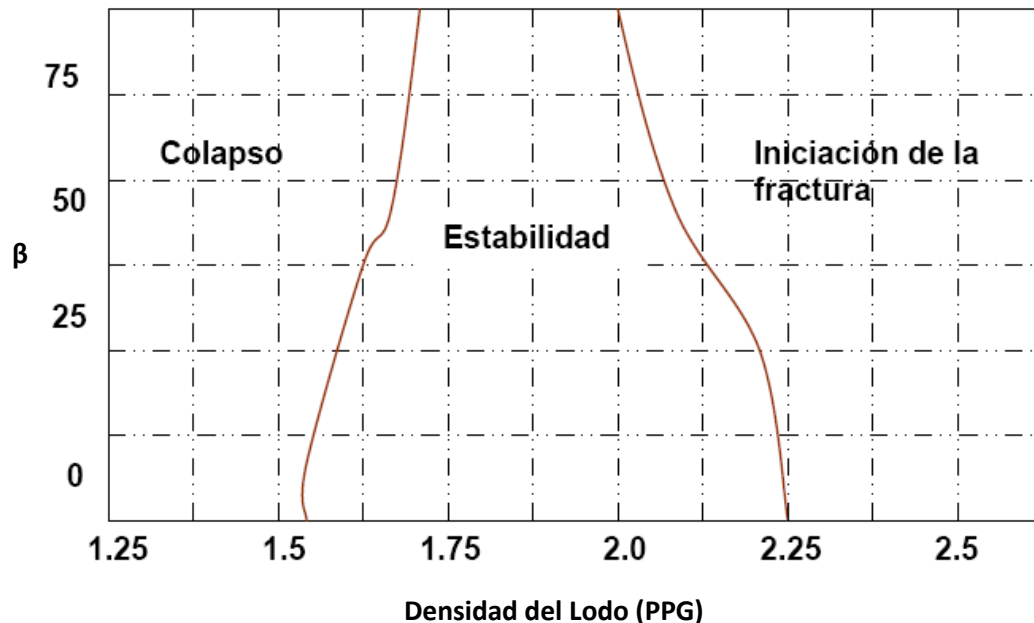


Figura 1.7. Ilustración del análisis de la estabilidad de un pozo desviado.

El rango estable es restringido a medida que se incrementa la inclinación del pozo. Esto es debido a un componente mayor del esfuerzo vertical normal en el eje del pozo cuando se incrementa la desviación. Esto incrementará el esfuerzo en una dirección y lo reduce en la dirección normal a este. Debe enfatizarse que esto aplica cuando el esfuerzo vertical es el mayor, si el esfuerzo horizontal es el mayor, el rango de estabilidad aumentará con la desviación.

Si los esfuerzos horizontales no son iguales, el rango de estabilidad dependerá tanto de la inclinación como de la dirección del azimut. Dada una roca elástica isotrópica, la dirección más favorable con respecto a la estabilidad del pozo siempre será paralela a la dirección del esfuerzo principal mayor. Esto debería ilustrar la importancia del conocimiento de los esfuerzos in situ como la de la información de resistencia de la formación.

Para rocas anisotrópicas, en este caso, rocas laminadas, se puede llegar a tener variación en el rango de la ventana de lodo, este comportamiento es descrito por

algunos autores quienes han establecido algunos criterios teóricos y empíricos de resistencia compresiva y tensil para rocas anisotrópicas, lo que se tomo como base para estudiar la repercusión o influencia que tiene el buzamiento de la capas en la estabilidad del pozo, parámetro explicado más adelante.

1.7 Evaluación de los Datos Necesarios Para Análisis de Estabilidad³

Los esfuerzos in situ y la presión de poro:

Estos datos son muy importantes en el análisis de estabilidad, tanto como de entrada directa al análisis así como para el diseño de las pruebas de la roca. Sin embargo, muy a menudo el conocimiento de estos es insuficiente, especialmente la magnitud y dirección de los esfuerzos horizontales. Por esta razón la incertidumbre de los resultados se incrementa. La complejidad en la situación de los esfuerzos, especialmente en un pozo desviado hace difícil hacer comentarios generales acerca del efecto de varios componentes de esfuerzos.

Si los esfuerzos horizontales no son iguales y uno de estos es mayor que el vertical, la estabilidad dependerá de la dirección del azimut del pozo, como se discutió en el ejemplo para un pozo desviado. La presión de poro es esencial debido a que esta determina los esfuerzos efectivos. Los esfuerzos efectivos determinan las fallas por tensión y las fallas por compresión.

El efecto de la presión de poro está ilustrado en la figura 1.8. La figura (1.8a) muestra los esfuerzos elásticos alrededor de un pozo vertical.

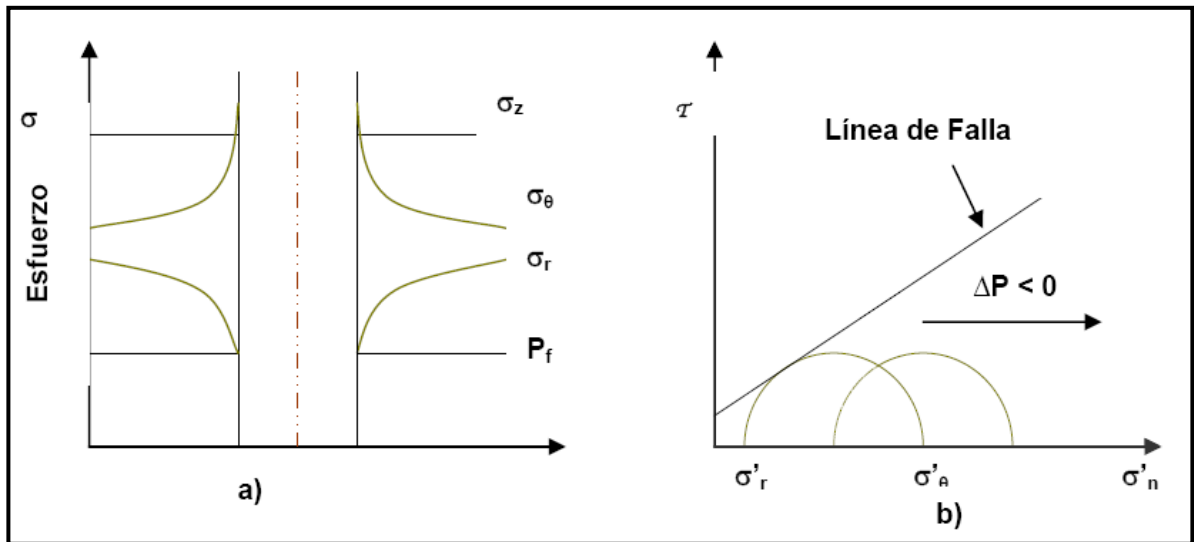


Figura 1.8. Efecto de la reducción de la presión de poro. (a) Esfuerzos elásticos alrededor de un pozo vertical. (b) Circulo de Mohr de esfuerzos efectivos en el pozo.

La figura (1.8b) es ilustrada por un grafico de Mohr el cual muestra los esfuerzos efectivos radial y tangencial en la cara del pozo. Una disminución en la presión de poro mueve el círculo hacia la derecha. El radio del círculo no se altera ya que la presión de poro tiene el mismo efecto en todas las direcciones.

Dado que la roca tiene un ángulo de fricción positivo, esto mejorará la estabilidad con respecto a la falla por compresión.

Consecuentemente un aumento en la presión de poro tendrá un efecto negativo en la estabilidad. El esfuerzo radial en la cara del pozo es siempre igual a la presión del pozo en hueco abierto. Si la presión del pozo aumenta sin afectar la presión de poro (una torta impermeable) el esfuerzo tangencial se reducirá correspondientemente. La diferencia entre los dos esfuerzos principales disminuye, y la estabilidad se mejora.

Cuando la pared del pozo es permeable y la presión de poro se incrementa al igual que la presión del pozo, el esfuerzo efectivo radial siempre será cero. El

esfuerzo efectivo tangencial es sin embargo reducido, el cual contribuirá a incrementar el margen antes de colapso. Con una torta permeable, el efecto de incrementar la presión del pozo será menor que con una torta impermeable. En una sección del yacimiento permeable la presión de poro puede ser medida con una exactitud razonable. Sin embargo, en las secciones de shales de baja permeabilidad por encima del yacimiento, una medida directa de la presión de poro no es posible.

La predicción de la presión de poro está basada en otros parámetros (por ejemplo los parámetros de perforación y los parámetros de registros) y su desviación de la línea de tendencia normal. La detección de secciones de shale anormalmente presurizadas podría sin embargo, ser difícil y los errores en detectar esas zonas pueden resultar en problemas de estabilidad. Si la presión del pozo es menor que la presión del poro (perforación underbalance) una zona de esfuerzos de tensión radial existirá cerca del pozo. Si los esfuerzos de tensión radial exceden la tensión compresiva de la roca, ocurrirá un encogimiento.

1.8 Estabilidad de Pozo Durante la Perforación³

La inestabilidad del pozo durante la perforación causa problemas sustanciales en todas las áreas del mundo, aún en pozos verticales. Estos problemas de estabilidad son muy frecuentes en las capas rocosas de shales que se encuentran por encima del yacimiento, dando como resultado pérdidas de tiempo y en algunos casos la pérdida del equipo. Los problemas de estabilidad de pozo ocurren cuando los esfuerzos cercanos al pozo exceden las resistencias de la roca, para prevenir el problema debe haber un balance entre los esfuerzos y la resistencia, el cual debe restaurarse o mantenerse durante la perforación, por medio de la adecuada formulación de fluidos de perforación, pesos del lodo, trayectorias del pozo, practicas de perforación y viajes de tuberías. Se debe tener en cuenta que

todas las formaciones a las profundidades que existen son sometidas a esfuerzos in situ.

Cuando un pozo es perforado, la roca ubicada alrededor del pozo debe soportar la carga que previamente era tomada por la roca removida, como resultado el pozo produce un incremento en el estado de esfuerzos alrededor del mismo, el cual se conoce como concentración de esfuerzos, si la roca no es suficientemente fuerte el pozo fallará. Los problemas durante la fase de perforación en la mayoría de los casos son una consecuencia de la inestabilidad mecánica del pozo. La inestabilidad de pozo es un problema continuo que produce un aumento en los costos de exploración y explotación de hidrocarburos.

El mantenimiento de la estabilidad del pozo es una de las consideraciones mas criticas en cualquier operación de perforación; un hueco inestable reducirá el rendimiento de la perforación e incrementará los problemas durante los viajes de tubería y en el peor de los casos podría provocar la pérdida del pozo por colapso.

1.8.1 Inestabilidad de Pozo

La inestabilidad de pozo puede ocurrir como un resultado de:

- ✓ Efectos mecánicos.
- ✓ Efectos químicos.
- ✓ Combinación (efectos mecánicos y químicos).

Efectos mecánicos: Los efectos mecánicos están usualmente relacionados con un inadecuado peso del lodo. (Muy alto o muy bajo), y una inapropiada practica de perforación. (Rata de perforación, efectos de vibración, torque y arrastre, practicas pobres y frecuencias de viajes).

Efectos químicos: Los efectos químicos están relacionados con la interacción entre el tipo de lodo y la formación que está siendo perforada, producto de un inapropiado tipo de lodo o una inadecuada inhibición de la roca.

Estos pueden ocurrir en dos tipos de formaciones principalmente: formaciones de shale y formaciones de sal.

En los dos casos la interacción con el agua es la causa de inestabilidad. Así, la inestabilidad química es generalmente minimizada usando lodos base aceite. Cuando los shales reaccionan con el agua ellos pueden deformarse, hincharse y agrietarse. Estos efectos pueden causar un gran rango de problemas operacionales tales como:

- Reducción de tamaño del hueco.
- Ensanchamiento del hueco.
- Atascamiento de la broca.
- Derrumbe de la formación.

Para minimizar estos problemas es importante caracterizar el tipo de shale en la etapa de planificación de un pozo o usar un apropiado diseño del fluido de perforación.

1.8.2 Parámetros Influyentes en la Estabilidad del Pozo

Para entender los problemas de falla del pozo, se debe conocer todos los factores que afectan la estabilidad de pozo, los cuales serán descritos a continuación.

Orientación y magnitud del campo de esfuerzos in situ: el estado de esfuerzos in situ en una zona específica generalmente refleja la densidad de la formación, la historia de los movimientos tectónicos, los esfuerzos térmicos y residuales en la región. Estudios hechos en donde se midieron los esfuerzos in situ en varias partes del mundo han encontrado que la relación entre el esfuerzo horizontal promedio y el esfuerzo vertical va de (1 a 2.25) a 3000 m de profundidad, mientras que la relación varía considerablemente cuando se está cercano a la superficie (0.3 a 7). Generalmente la relación entre los esfuerzos horizontales (σ_H/σ_h) varía de

1 a 2 y la relación entre el esfuerzo mínimo horizontal y el esfuerzo vertical (σ_h/σ_v) varía entre 0.3 y 1.5 para profundidades típicas de yacimientos. Se debe tener en cuenta que el campo de esfuerzos in situ es raramente hidrostático o litostático.

De acuerdo a la magnitud relativa entre σ_v , σ_H y σ_h existen regímenes de campos de esfuerzos in situ como: de falla normal o extensional ($\sigma_v > \sigma_H > \sigma_h$), de falla compresiva o inversa ($\sigma_H > \sigma_h > \sigma_v$) y de falla rumbo-deslizante ($\sigma_H > \sigma_v > \sigma_h$). El perfil del pozo relativo al campo de esfuerzos in situ puede variar en cualquier dirección y en cualquier ángulo de desviación.

Un punto muy importante y que siempre se debe tener en cuenta es que la estabilidad del pozo es ampliamente dependiente de la dirección del hueco y de los ángulos de desviación, así como del régimen de esfuerzos in situ.

Mecánica de la roca y propiedades de resistencia: los shales son comúnmente encontrados como capas de rocas en yacimientos de gas y aceite. La presencia de los planos de estratificación produce un comportamiento anisotrópico de la roca.

Pruebas de compresión uniaxial y triaxial sobre rocas isotrópicas transversalmente han demostrado que sus resistencias varían con la orientación del plano de isotropía con respecto a la dirección del esfuerzo principal. Esta variación se da debido a que los planos de estratificación presentan una resistencia más baja que la roca intacta (por ejemplo, la relación de cohesión de planos de estratificación a roca intacta es de 0.53 a 1.0 y la relación de la tangente del ángulo de fricción, es de 0.67 a 1.0).

Presiones de poro: la existencia de la presión de poro en formaciones rocosas cambia el tensor de esfuerzos efectivo. La presión de la formación normalmente iguala a la cabeza hidrostática del agua que se extiende desde la superficie hasta el tope de la formación en el subsuelo. Sin embargo, altas presiones anormales de formación (formaciones geopresurizadas) son a menudo encontradas en formaciones impermeables, especialmente shales.

Debido a que los shales son relativamente impermeables, se inducen exceso de presiones de poro en respuesta al cambio de volumen de la formación. Estas presiones de poro inducidas, reducirán la presión de confinamiento efectiva, y esta adicionalmente podría resultar en un fallamiento del pozo.

De esta manera se hace necesario determinar el exceso de la presión de poro generado bajo condiciones de no drenaje para poder predecir con exactitud la falla en la roca. Un caso en particular ya mencionado es cuando están presentes planos de estratificación con baja resistencia, pudiendo ocurrir un modo de falla de deslizamiento inducido por las altas presiones de poro (falla rumbo-deslizante). Debido a esto se debe tener un conocimiento de la presión de formación in situ dentro del análisis de estabilidad de pozo.

Presión de lodo: la tecnología de fluidos de perforación es una parte integral del éxito en operaciones de completamiento y perforación. Desde un punto de vista mecánico, la función principal del fluido de perforación es promover suficiente presión hidrostática para el balance con la presión de la formación, y soportar algunas de las cargas o esfuerzos impuestos sobre las paredes del pozo por los esfuerzos in situ. Cuando la presión ejercida por los fluidos de perforación excede la presión de la formación, referido como sobre balanceado (overbalanced drilling), el fluido de perforación penetrará dentro de la formación y gradualmente reducirá el soporte efectivo del lodo sobre las paredes del pozo.

Si la presión del pozo es excesivamente alta, se puede inducir un fracturamiento hidráulico de la formación ó puede ocurrir abertura de fracturas naturales; causando pérdidas inesperadas de fluidos de perforación; esto no únicamente aumentara los costos del lodo de perforación, sino que además causara inestabilidad en el pozo. Este problema puede ser prevenido determinando el peso crítico de lodo para mantener estable el pozo, en otras palabras, la densidad del lodo es optimizada, para evitar tanto el colapso del hueco, como la fractura de la formación. Para que esta operación sea exitosa es importante tener claro que la optimización de la densidad del lodo de perforación depende del ángulo de

desviación y dirección del pozo, así como de las propiedades mecánicas de la formación.

Litología de la formación: la experiencia muestra claramente que los problemas de perforación no están igualmente distribuidos en varias litologías.

Las formaciones de shale (arcillosas) son más propensas a causar problemas lo cual es de esperarse, ya que la mayoría de la sobrecarga consiste de formaciones de shale, y la mayoría de las perforaciones toman lugar en este tipo de litología. Esta, no es sin embargo una explicación satisfactoria de porque estas situaciones ocurren de esta manera.

Muchos de los yacimientos de areniscas están compuestos de arenas extremadamente blandas, lo cual se esperaría que creara problemas de estabilidad, sin embargo no es el caso y al igual que en los pozos desviados se pueden perforar sin la presencia de un problema significativo. Guenot (1990) ha dicho que la resistencia de la roca no es suficiente para caracterizar los problemas potenciales de ciertas formaciones. Como fue discutido por Guenot, hay muchas explicaciones posibles a esta anomalía aparente. Una posible explicación es la torta del lodo más eficiente la cual se formará en una arena altamente porosa.

Con una torta de lodo más eficiente, la presión de poro es menos influenciada por la presión del pozo, y el sobre balance actual (presión de pozo – presión de lodo) será mayor y contribuirá mas a la estabilidad. Los problemas de derrumbes sin embargo aparecerán en areniscas, como lo indica los registros caliper, pero sin crear los mismos problemas de perforación. Un factor posible que puede dar una explicación es que los derrumbes en formaciones débiles se desintegran fácilmente y por lo tanto será más fácil de transportar hacia la superficie con el lodo. Los Breakouts de los shales son grandes, formados por la creación de bandas cortantes (Guenot, 1990).

Las secciones comúnmente llamadas shale pueden mostrar grandes variaciones en el comportamiento mecánico, ya que van de arcillas dúctiles normalmente

consolidadas a shale duros y quebradizos sobre consolidados. Los problemas aparecerán diferentemente para los dos casos, con formación de breakouts en rocas frágiles y grandes deformaciones en rocas dúctiles. Por lo menos en algunos casos, los errores en detectar la presión de poro en rocas de baja permeabilidad serán los responsables de las diferentes experiencias en diferentes litologías, resultando en más casos de perforación sobre balanceada en rocas de baja permeabilidad.

Otros candidatos para problemas de perforación son las secciones de carbón y sal. Las secciones de sal son bien conocidas como zonas problemas debido a su naturaleza visco plástica, las cuales tienden a cerrar el pozo. Esto también es un tipo de falla dúctil donde la roca no está desintegrada pero esta fluyendo como un todo.

2. GENERALIDADES DE LA MECANICA DE ROCAS EN RELACION CON LA ESTABILIDAD DE POZO

2.1 GEOMECÁNICA

La geomecánica del petróleo es la rama de la ingeniería que estudia la respuesta mecánica de los materiales geológicos ante cambios del entorno físico entre los que se encuentran los esfuerzos, las presiones y la temperatura que influyen en la exploración, desarrollo, producción y estimulación de un campo petrolero. La geomecánica nos ayuda a comprender problemas asociados con la deformación de la roca como producción de fluidos, el fenómeno de fracturamiento, lutitas problemáticas, compactación y subsidencia²⁰, y en general lo relacionado con la estabilidad de pozos, entre otros problemas geológicos. La geomecánica petrolera presenta aplicaciones en las siguientes áreas:

- Predicción de la presión de poro.
- Fracturamiento hidráulico.
- Pronóstico y control de la estabilidad del pozo.
- Optimización de la localización del pozo y de la trayectoria.
- Predicción y control de la producción de arena.
- Predicción y control de la compactación y subsidencia del yacimiento.
- Diseño de estimulaciones.
- Caracterización de yacimientos fracturados.
- Diagnóstico de problemas de perforación.
- Análisis de esfuerzos en el subsuelo.

El objetivo de aplicar el conocimiento de la mecánica de rocas a los problemas ingenieriles de la estabilidad de pozos es el de predecir la respuesta de la roca a las cargas impuestas en ella, de tal forma que la roca puede tener resistencia a la

tensión, compresión y cizalladura. La respuesta de la roca tiene importantes implicaciones en el diseño de la perforación de un pozo petrolero, así como su manejo en la etapa de producción.

2.2 CONCEPTOS BÁSICOS DE LA MECÁNICA DE ROCAS

2.2.1 Clases de Fuerzas en las Rocas

Existen dos tipos de fuerzas a las cuales están sometidas las rocas en las formaciones:

- **Fuerzas de cuerpo:** Son fuerzas que dependen de la cantidad de masa de la roca²¹.

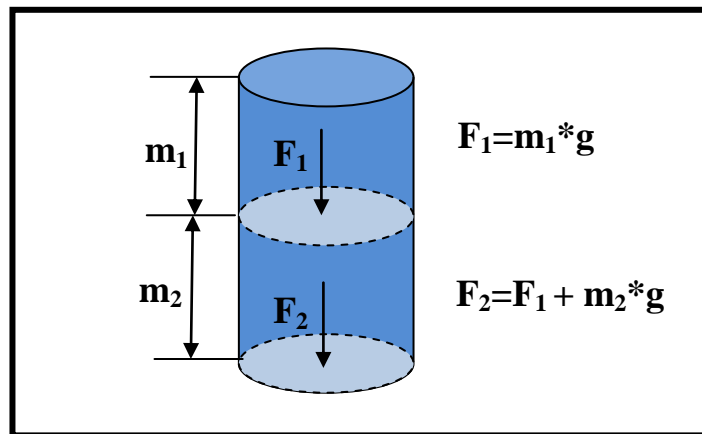


Figura 2.1. Fuerzas de cuerpo.

- **Fuerzas de superficie:** Son fuerzas externas que actúan a través de superficies de contacto entre partes adyacentes de un sistema rocoso²¹.

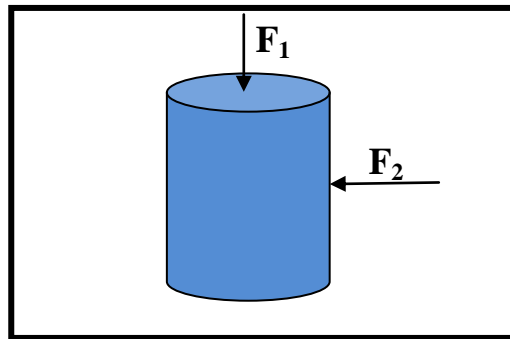


Figura 2.2. Fuerzas de superficie.

2.2.1.1 Fuerzas Compresivas y de Tensión

Las fuerzas compresivas se tienen cuando se aplican fuerzas a través de un plano, y las partículas a ambos lados del plano tienden a estar más cercanas. Las fuerzas de tensión son fuerzas aplicadas a través de un plano donde las partículas a ambos lados del plano tienden a separarse.

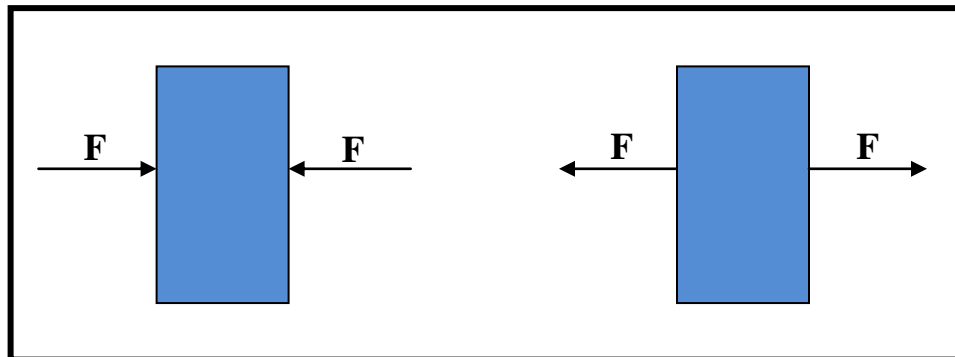


Figura 2.3. Fuerzas compresivas y de tensión.

2.2.1.2 Fuerzas Normales y de Cizalladura (corte)

Las fuerzas Normales (F_N) suceden cuando la fuerza es perpendicular al plano donde se aplique. Las fuerzas de cizalladura (F_S) o corte ocurren cuando la fuerza es paralela al plano de aplicación de la fuerza.

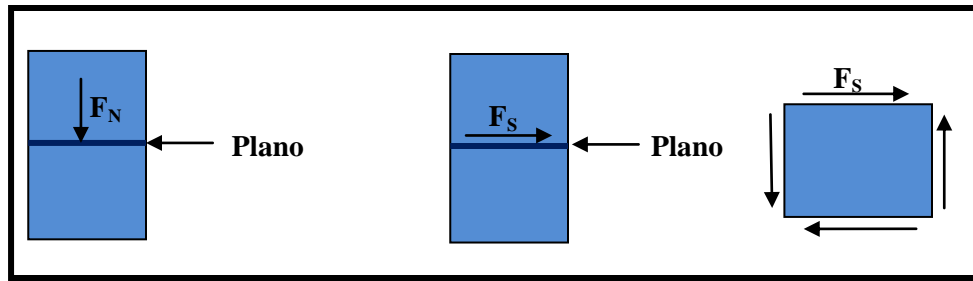


Figura 2.4. Fuerzas Normales y de Cizalladura.

Generalmente las fuerzas de superficie o externas no son completamente perpendiculares, ni completamente paralelas al plano, por lo tanto la fuerza debe ser expresada como la suma de dos componentes: Una componente Normal y una componente de Cizalladura.

2.2.1.3 Distribución de fuerzas uniformes (Isotrópicas) y no uniformes (Anisotrópicas)

Cuando se tiene una fuerza uniforme o isotrópica la intensidad de la fuerza en un punto dado es la misma en todas las direcciones. En las fuerzas anisotrópicas la intensidad de la fuerza en un punto determinado depende de la orientación del plano

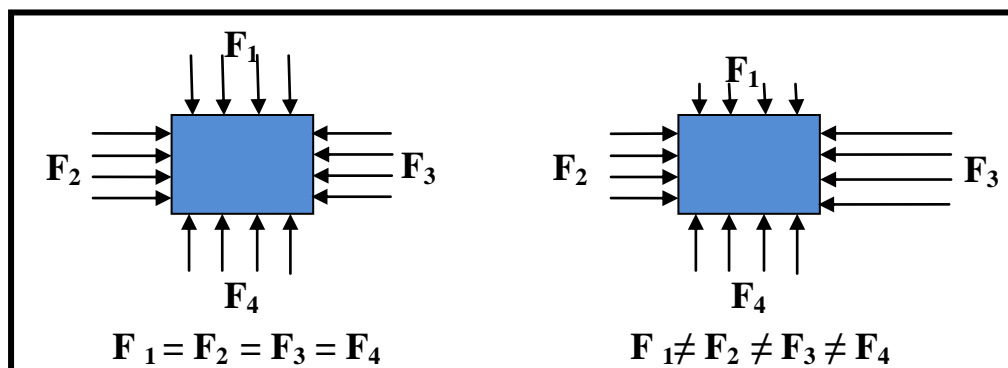


Figura 2.5. Fuerzas Uniformes y no Uniformes.

En las formaciones rocosas se pueden encontrar distribuciones de fuerzas horizontales tanto isotrópicas como anisotrópicas dependiendo del ambiente de esfuerzos tectónicos de la región, ya sea pasivo (isotrópico) o activo (anisotrópico).

2.2.2 El tensor de esfuerzos

• **Esfuerzo:** Si una fuerza F actúa a través de una sección transversal de área A , entonces el esfuerzo (σ) sobre la sección transversal se puede definir como:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (2.1)$$

El esfuerzo producido por una fuerza F puede cambiar dependiendo del área sobre la cual se aplique dicha fuerza, como se observa en la figura 2.6.

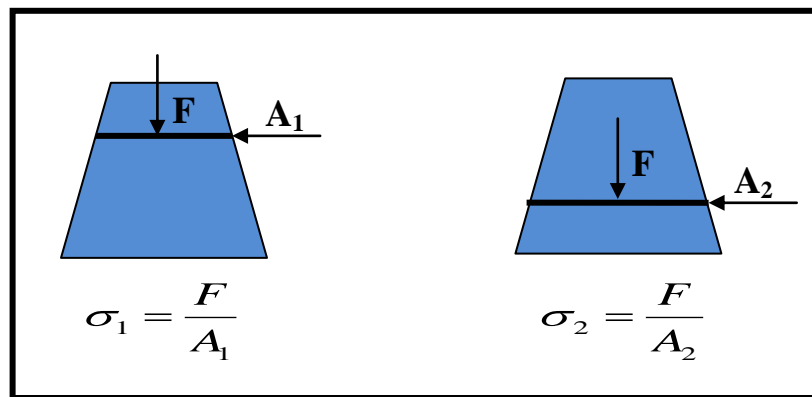


Figura 2.6. Definición de esfuerzo.

Por otra parte también la fuerza por unidad de área (esfuerzo), depende de la orientación del área como se observa en la figura 2.7.

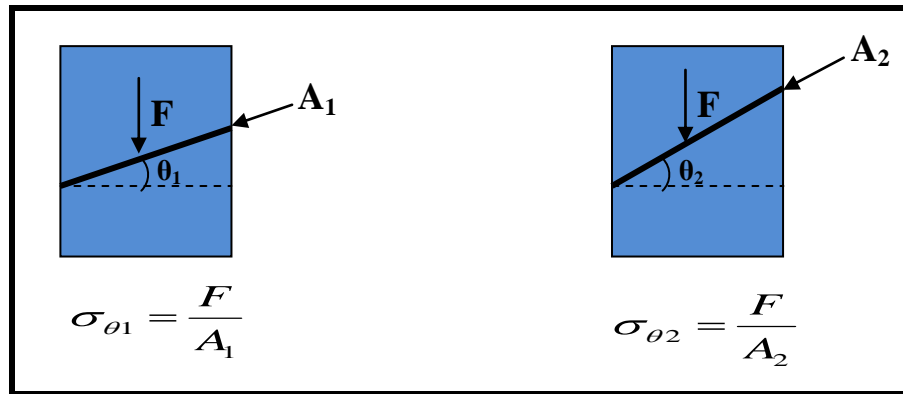


Figura 2.7. Variación del esfuerzo con respecto al área.

2.2.2.1 Formulación del tensor de esfuerzos

Para establecer una descripción completa del estado de esfuerzos en un punto **P** dentro de un cuerpo, es necesario identificar los esfuerzos relacionados con las superficies orientadas en tres direcciones ortogonales.

Considérese un elemento cúbico en un campo de esfuerzos tridimensional. Si se aplica una fuerza en un punto **P** sobre el plano normal al eje *X*, ésta podrá descomponerse en dos esfuerzos: Un esfuerzo normal al plano perpendicular al eje *X* y un esfuerzo de cizalladura paralelo a dicho plano. El esfuerzo de cizalladura sobre el plano puede no estar alineado con ninguno de los dos ejes *Y* o *Z*, sin embargo, éste esfuerzo se puede también descomponer en dos esfuerzos de cizalladura en dirección de dichos ejes^{21, 22}, tal como se muestra en la figura 2.8.

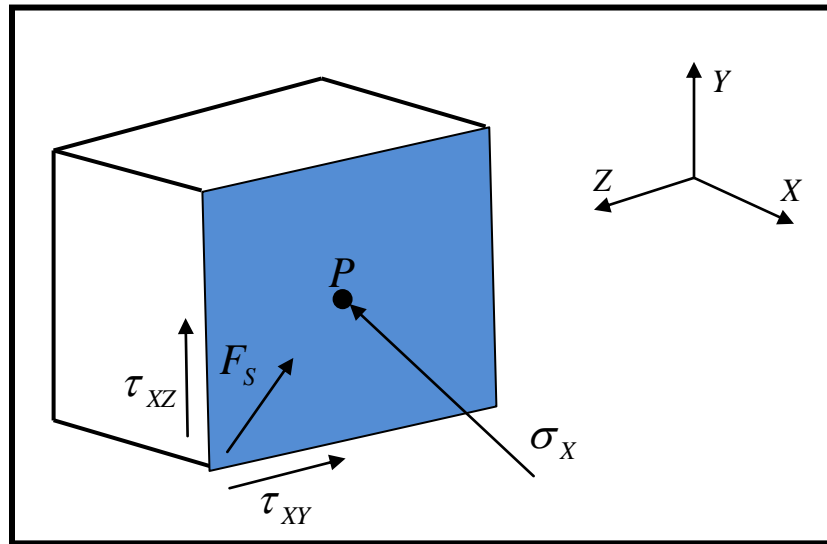


Figura 2.8. Descomposición del esfuerzo normal al plano YZ

Estas tres componentes de esfuerzos alineados con los tres ejes coordenados pueden ser expresadas en forma vectorial:

$$(\sigma_X, \tau_{XY}, \tau_{XZ})$$

Similarmente se pueden obtener los esfuerzos relacionados con la superficie normal al eje **Y**, y los esfuerzos relacionados con la superficie normal al eje **Z**.

De esta manera se generan los vectores de esfuerzos sobre los planos **Y** y **Z** respectivamente:

$$(\sigma_Y, \tau_{YX}, \tau_{YZ}) \text{ y } (\sigma_Z, \tau_{ZX}, \tau_{ZY})$$

Si se agrupan los tres vectores en un solo arreglo matricial se obtiene:

$$\vec{\sigma}_T = \begin{pmatrix} \sigma_X & \tau_{XY} & \tau_{XZ} \\ \tau_{YX} & \sigma_Y & \tau_{YZ} \\ \tau_{ZX} & \tau_{ZY} & \sigma_Z \end{pmatrix} \quad (2.2)$$

Esta expresión es llamada el tensor de esfuerzos y representa una descripción completa del estado de esfuerzos en el punto P.

No todas las nueve componentes del tensor esfuerzos son independientes, sin embargo, considérese un cuadrado del plano XY como se muestra en la figura 2.9. Los esfuerzos que actúan sobre el plano son mostrados en dicha figura. Para garantizar que no hay movimiento rotacional del cuadrado entonces se debe cumplir que:

$$\tau_{XY} = \tau_{YX} ; \tau_{XZ} = \tau_{ZX} ; \tau_{YZ} = \tau_{ZY}$$

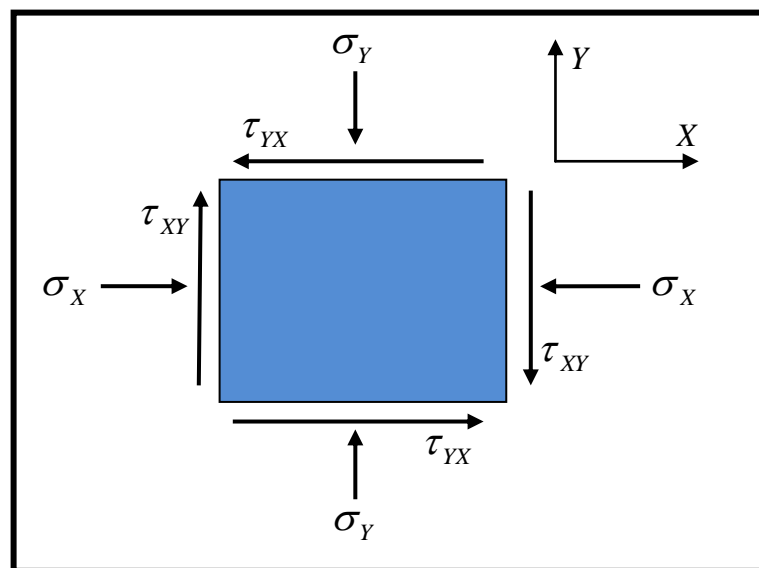


Figura 2.9. Tensor de esfuerzos en dos dimensiones

De ésta manera se genera un tensor simétrico.

2.2.2.2 El tensor de esfuerzos efectivos

Esfuerzo Efectivo: Es la componente del esfuerzo total σ_T que es soportado por la parte sólida de la roca. Este concepto fue introducido por Terzagui (1943) y Biot (1941), y sugiere que la presión del fluido contenido en el poro, ayuda a contrarrestar el esfuerzo mecánico total, llevado a través del contacto grano a grano de la roca²², tal como se muestra en la figura 2.10.

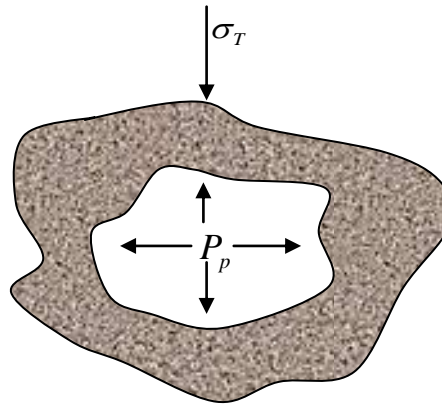


Figura 2.10 Esfuerzo efectivo.

La eficiencia de la presión de poro P_p es medida por el factor poro-elástico α , tal que la relación es:

$$\sigma' = \sigma_T - \alpha P_p \quad (2.3)$$

Donde σ' es el esfuerzo efectivo y σ_T es el esfuerzo total (absoluto). El factor α es un término que comprende valores entre 0 y 1. Un valor de α de 0.5 indica que el 50 por ciento del esfuerzo total sobre la roca es transferido al fluido que se encuentra dentro del poro, por lo tanto la presión de poro soporta el 50 por ciento del esfuerzo total. En forma tensorial:

$$\begin{pmatrix} \sigma'_X & \tau'_{XY} & \tau'_{XZ} \\ \tau'_{YX} & \sigma'_Y & \tau'_{YZ} \\ \tau'_{ZX} & \tau'_{ZY} & \sigma'_Z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_X & \tau_{XY} & \tau_{XZ} \\ \tau_{YX} & \sigma_Y & \tau_{YZ} \\ \tau_{ZX} & \tau_{ZY} & \sigma_Z \end{pmatrix} - \alpha \begin{pmatrix} P_P & 0 & 0 \\ 0 & P_P & 0 \\ 0 & 0 & P_P \end{pmatrix}$$

(2.4)

Existe evidencia de que al factor alfa es en realidad un tensor, y por lo tanto debería medirse como tal, para cada una de las direcciones. Dado que P es un escalar, éste es igual en todas las direcciones, por lo tanto éste afecta únicamente a los esfuerzos normales. Tanto el análisis geomecánico de los yacimientos, como en el análisis de estabilidad de pozo, el comportamiento mecánico de la roca no está gobernado por el esfuerzo total, sino por el esfuerzo efectivo²¹.

2.2.3 El tensor de deformaciones

Deformación: Es la compresión o extensión de un cuerpo que resulta de la aplicación de fuerzas externas. La cantidad de deformación se incrementa con la magnitud de los esfuerzos y también con el tiempo²¹.

Deformación longitudinal (elongación): Se define como el límite de la elongación cuando la longitud L tiende a cero.

$$\varepsilon = \lim_{l \rightarrow 0} \frac{\Delta L}{L} \quad (2.5)$$

La figura 2.11 muestra un ejemplo de una muestra deformada, donde los desplazamientos en relación a las posiciones O y P no son iguales. La cantidad definida como:

$$\varepsilon = \frac{L_i - L_f}{L_i} \quad (2.6)$$

Es llamada la elongación correspondiente al punto en la dirección OP donde la fuerza aplicada fue por compresión. Para estar de acuerdo con la convención de signos para los esfuerzos, se requiere que la elongación se tome como positiva cuando la deformación es el resultado de la aplicación de una fuerza compresiva o se tome como negativa cuando la deformación es a partir de una fuerza tensil.

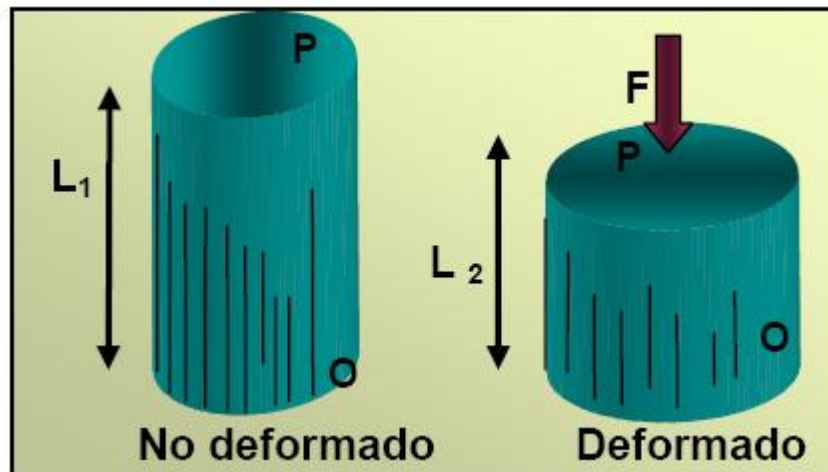
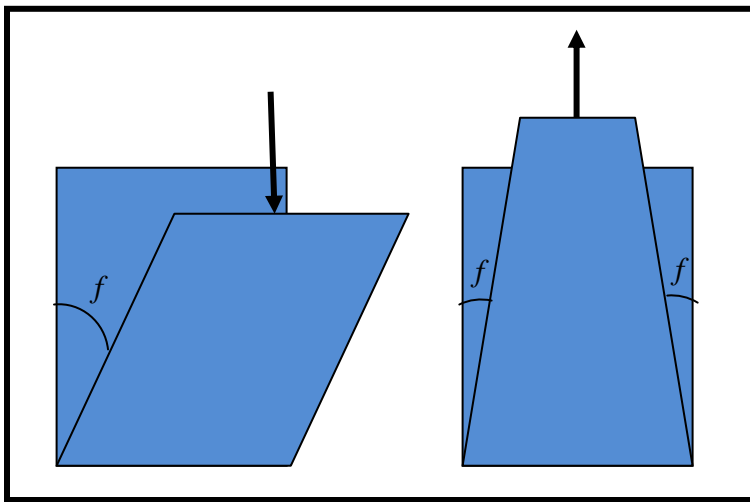


Figura 2.11. Deformación Longitudinal
Fuente: Cabrera 2003

Deformación de cizalladura (cambio angular) Si la fuerza es de cizalladura, entonces es positiva cuando es el resultado de una fuerza compresiva, es decir cuando el ángulo f aumenta. Contrariamente la cizalladura es negativa cuando es el resultado de una fuerza de tensión, es decir, cuando el ángulo f disminuye (ver figura 2.12).



$$y = \frac{1}{2} \text{Tan}(f) \quad (2.7)$$

y=Deformación por cizalladura

Figura 2.12. Deformación de cizalladura.

2.2.3.1 Formulación del tensor de deformaciones

Considérese la figura 2.13, si se define U_x como el desplazamiento en la dirección X entonces se tiene que:

$$\varepsilon_x = \frac{L_i - L_f}{L_i} \quad (2.8)$$

Entonces:

$$\varepsilon_x = \frac{\Delta X - \Delta X + \Delta U_x}{\Delta X} \quad (2.9)$$

Por tanto:

$$\varepsilon_x = \frac{\Delta U_x}{\Delta X} \quad (2.10)$$

Y Finalmente:

$$\varepsilon_x = \frac{dU_x}{dx} \quad (2.11)$$

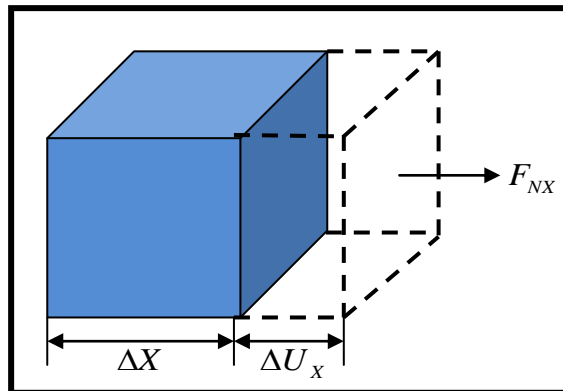


Figura 2.13. Deformación Longitudinal en X.

De la misma forma para la deformación por cizalladura y considerando la figura 2.14 se tiene que:

$$\text{Tanf}_{xz} = \frac{\Delta U_y}{\Delta Z} \quad (2.12)$$

Y

$$\text{Tanf}_{XY} = \frac{\Delta U_Z}{\Delta Y} \quad (2.13)$$

Entonces la deformación sobre el plano X será:

$$y_{yz} = \frac{1}{2}(\text{Tanf}_{XZ} + \text{Tanf}_{XY}) \cong \frac{1}{2}\left(\frac{dU_Y}{dZ} + \frac{dU_Z}{dY}\right) \quad (2.14)$$

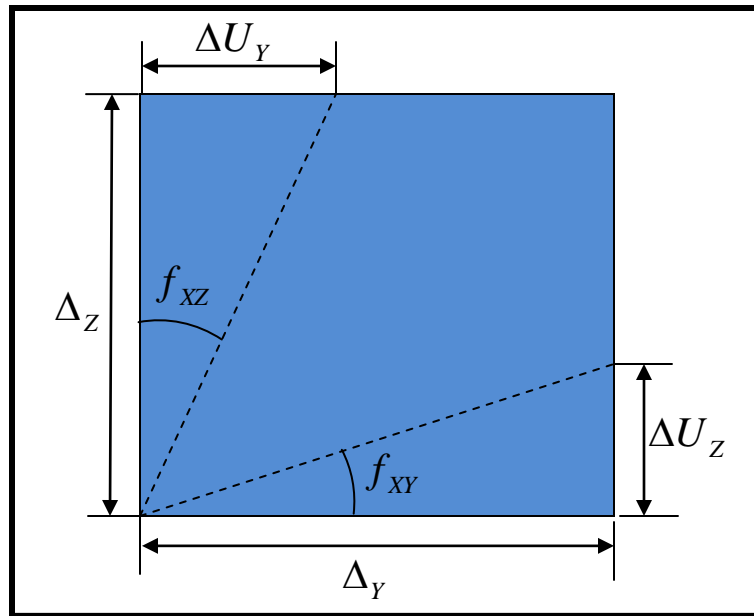


Figura 2.14. Deformación de cizalladura en X

Si se realiza el mismo procedimiento para las direcciones Y y Z se obtienen las siguientes ecuaciones para las deformaciones longitudinales:

$$\varepsilon_X = \frac{dU_X}{dx} \quad (2.15)$$

$$\varepsilon_Y = \frac{dU_Y}{dY} \quad (2.16)$$

$$\varepsilon_Z = \frac{dU_Z}{dZ} \quad (2.17)$$

Igualmente para las deformaciones angulares se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$y_{yz} = \frac{1}{2} \left(\frac{dU_Y}{dZ} + \frac{dU_Z}{dY} \right) \quad (2.18)$$

$$y_{xy} = \frac{1}{2} \left(\frac{dU_X}{dY} + \frac{dU_Y}{dX} \right) \quad (2.19)$$

$$y_{zx} = \frac{1}{2} \left(\frac{dU_Z}{dX} + \frac{dU_X}{dZ} \right) \quad (2.20)$$

De esta manera el tensor deformaciones estará representado por la siguiente matriz

$$\vec{\varepsilon}_T = \begin{pmatrix} \varepsilon_X & y_{XY} & y_{XZ} \\ y_{YX} & \varepsilon_Y & y_{YZ} \\ y_{ZX} & y_{ZY} & \varepsilon_Z \end{pmatrix} \quad (2.21)$$

Ya establecido el tensor de esfuerzos y el tensor de deformaciones, debe existir una función que relacione los dos tensores de tal manera que, conociendo los esfuerzos se puedan obtener las deformaciones y viceversa²³.

$$\begin{pmatrix} \sigma_X & \tau_{XY} & \tau_{XZ} \\ \tau_{YX} & \sigma_Y & \tau_{YZ} \\ \tau_{ZX} & \tau_{ZY} & \sigma_Z \end{pmatrix} = f \begin{pmatrix} \epsilon_X & \gamma_{XY} & \gamma_{XZ} \\ \gamma_{YX} & \epsilon_Y & \gamma_{YZ} \\ \gamma_{ZX} & \gamma_{ZY} & \epsilon_Z \end{pmatrix} \quad (2.22)$$

La función f depende del tipo de deformación que se presente, es decir del modelo teórico de deformación que se presente ya sea elástico o plástico.

2.2.4 Elasticidad lineal y no lineal

Muchos materiales en la ingeniería tienen la habilidad para resistir y recuperarse de las deformaciones producidas por fuerzas externas. Esta propiedad es llamada elasticidad y es el principio inicial bajo el cual se estudia las propiedades mecánicas de las rocas. Muchas veces la teoría elástica para materiales sólidos no es capaz de describir completamente el comportamiento de las rocas haciendo necesario incluir el concepto de poro-elasticidad.

Elasticidad lineal y elasticidad no lineal Una roca al ser sometida a un campo de esfuerzos experimenta cambios en su estructura. Esos cambios han sido estudiados cuidadosamente con el fin de conocer cuál es la reacción o comportamiento de la muestra a diferentes valores de esfuerzos viéndose reflejados en teorías como la elasticidad lineal y no lineal.

Teoría de la Elasticidad Lineal Es el tipo de respuesta más simple de un material, donde existe una relación lineal entre las fuerzas externas y las deformaciones correspondientes.

Este comportamiento se da generalmente cuando los cambios en las fuerzas son pequeños. Esta teoría fue introducida por Robert Hooke, quien en 1676 estableció que la fuerza aplicada a cualquier cuerpo elástico es proporcional a la deformación, es decir:

$$\sigma = E\varepsilon \quad (2.23)$$

Donde, σ es el esfuerzo aplicado, E es el módulo de Young y ε es la deformación producida.

Teoría de elasticidad no lineal Para un material elástico lineal siempre se tendrá una relación constante entre el esfuerzo aplicado y la deformación resultante, sin tener en cuenta la magnitud del esfuerzo y la deformación, por lo tanto la relación esfuerzo - deformación para cualquier material será una línea recta como se muestra en la figura 2.15.

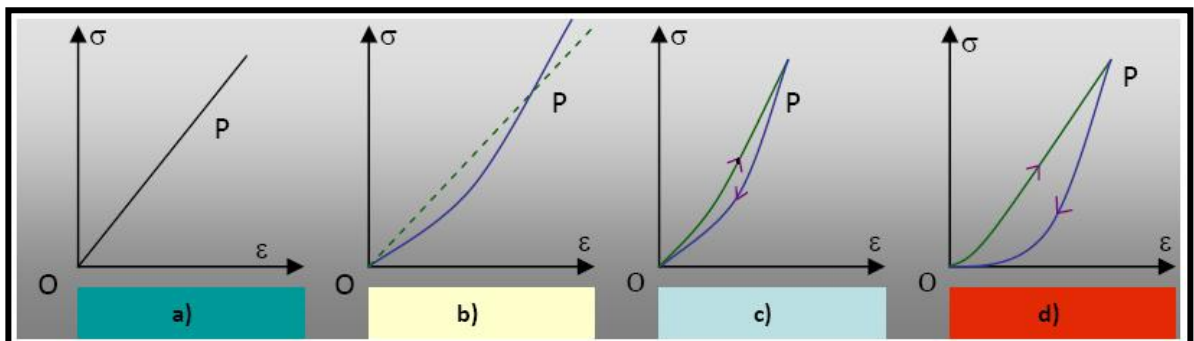


Figura 2.15. Relaciones esfuerzo – deformación para: a) Material elástico lineal, b) Material perfectamente elástico, c) Material elástico con histéresis, d) Material que ha sufrido deformación permanente.

Fuente: Fjaer, 1996

Si el material no obedece a una línea recta en la relación esfuerzo – deformación su comportamiento será de una manera no lineal. Para un material elástico no lineal, la relación esfuerzo – deformación puede ser escrita como:

$$\sigma = E_1 \varepsilon + E_2 \varepsilon^2 + E_3 \varepsilon^3 + \dots \quad (2.24)$$

Recordando que σ y ε generalmente son tensores, es claro que un comportamiento elástico no lineal puede ser muy complicado analizarlo matemáticamente.

El comportamiento no lineal puede tener varias causas y aparecer en diferentes formas. Por ejemplo, la figura 2.15b es idéntica para el proceso de carga y descarga; por lo tanto, de tal material se dice que es perfectamente elástico y como se muestra el módulo relacionado al punto P en la curva puede ser identificado por la inclinación de la línea OP (módulo secante), o por la inclinación de la tangente PT (módulo tangente). Si la definición correcta para el módulo es usada, según la ley de Hooke puede ser escrita como:

$$\sigma = E_{\text{sec}}(\varepsilon) \varepsilon \quad (2.25)$$

En una forma alternativa la ecuación 2.25 puede ser escrita de una manera diferencial como:

$$\Delta \sigma = E_{\text{Tan}}(\varepsilon) \Delta \varepsilon \quad (2.26)$$

Donde $E_{Sec}(\epsilon)$ y $E_{Tan}(\epsilon)$ dependen de la deformación ϵ , lo cual complica el uso de las ecuaciones 2.25 y 2.26. Por comparación entre estas ecuaciones se puede observar que la relación entre los módulos secante y tangente es:

$$\epsilon_{Sec}(\epsilon) = \frac{1}{\epsilon} \int_0^{\epsilon} E_{Tan}(\epsilon') d\epsilon' \quad (2.27)$$

La relación esfuerzo - deformación observada en la figura 2.15c (material elástico) es observada comúnmente en las rocas. La ruta de carga es diferente a la ruta de descarga, este efecto es llamado histéresis; esto quiere decir que el trabajo hecho durante el proceso de carga no es completamente liberado durante la descarga, de tal forma que parte de la energía de deformación se disipa en el material. El módulo elástico relacionado con la etapa de descarga es llamado módulo de descarga. Ya en la figura 2.15d el material ha sufrido una deformación permanente durante el ciclo carga / descarga (Material dúctil)

2.2.5 Mecánica de la falla en la roca

Cuando un espécimen de roca está sometido a esfuerzos grandes, ocurrirá algún tipo de falla. El modo de falla dependerá del estado de esfuerzos, del tipo de material que constituya la roca, así como de su geometría. Por otra parte, también la historia de esfuerzos sobre la roca puede ser importante, si se tiene en cuenta que la roca se debilita con el tiempo, debido a la fatiga generada por la variación del estado de esfuerzos. Es por ésta razón, que las rocas fallan usualmente por debajo del nivel de esfuerzos al cual un espécimen fresco del mismo material lo hace²².

En Mecánica de rocas, existen dos pruebas importantes: La prueba Uniaxial y la prueba Triaxial. Ambas pruebas se efectúan sometiendo un núcleo de roca a un

esfuerzo único axial (prueba Uniaxial), o a un esfuerzo axial y un esfuerzo radial constante o confinamiento (prueba Triaxial). La prueba Triaxial es comúnmente afectada incrementando las cargas axiales y radiales simultáneamente hasta que un nivel prescrito de esfuerzo hidrostático sea alcanzado. Entonces, la presión de confinamiento se mantiene constante mientras que la carga axial se incrementa hasta que ocurre la falla²⁴. La prueba Uniaxial se efectúa aumentando la carga axial hasta que el espécimen falla tal como se muestra en la figura 2.16.

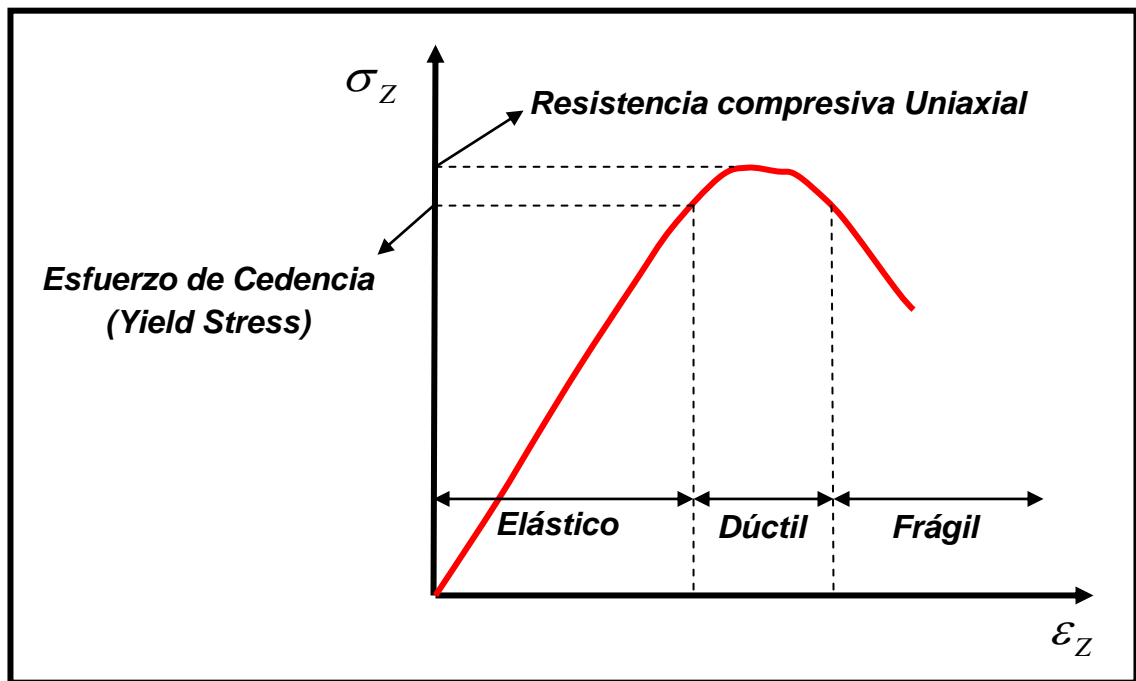


Figura 2.16. Esfuerzo Vs deformación Uniaxial.

En la Figura 2.16 se pueden definir diferentes conceptos importantes:

Región Elástica: Si el esfuerzo es suspendido, el material retornará a su estado original.

Yield Point: Punto más allá del cual ocurre cambios permanentes. El material no retornará a su estado original una vez se suspenda el esfuerzo.

Resistencia compresiva Uniaxial: Punto de máximo esfuerzo.

Región dúctil: Región en la cual el material sufre deformación permanente sin perder la habilidad de soportar carga.

Región Frágil: Región en la cual la habilidad del material para soportar el esfuerzo disminuye rápidamente mientras la deformación se incrementa. En la práctica la región dúctil suele ser no obstante, pequeña.

No todos los materiales son representados por la curva de la figura 2.16, algunos materiales se fracturan antes de experimentar algún comportamiento dúctil, mientras otros experimentan después del punto de deformación elástica, una deformación plástica constante sin necesidad de incrementar el esfuerzo. En la prueba Triaxial usualmente se grafica la diferencia entre los esfuerzos principales y la deformación axial. Entre mayor sea la carga radial (confinamiento), se alcanzará mas tarde la falla. Por otra parte, el comportamiento después de la falla puede ser diferente para cada carga radial. En una prueba Triaxial se puede concluir que entre mayor sea la presión de confinamiento el espécimen tendrá mayor habilidad para soportar cargas incluso después de la falla. A éste comportamiento se le llama *Strain Hardening*²⁴.

2.2.6 Módulos elásticos

La teoría de elasticidad lineal conduce a situaciones donde existe una relación lineal entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones resultantes. La mayoría de las rocas no se comportan linealmente cuando se aplican grandes esfuerzos, pero su comportamiento puede ser descrito por la relación lineal si los cambios en estos esfuerzos aplicados son lo suficientemente pequeños²³

Por ejemplo, si un cuerpo rocoso está sujeto a fuerzas directas durante unos pocos minutos, horas, o días, éste usualmente experimenta 4 etapas de deformación: Elástica, elástica viscosa, plástica, y ruptura. Las 4 etapas son dependientes de la elasticidad, viscosidad, y rigidez de la roca así como de la historia de esfuerzos, temperatura, tiempo presión de poro y anisotropía²³.

La deformación es elástica si cuando se retira el esfuerzo aplicado, el cuerpo retorna a su forma y tamaño original. En una deformación puramente elástica, la deformación es una función lineal del esfuerzo aplicado, y el material obedece a la ley de Hook como se muestra en la figura 2.17.

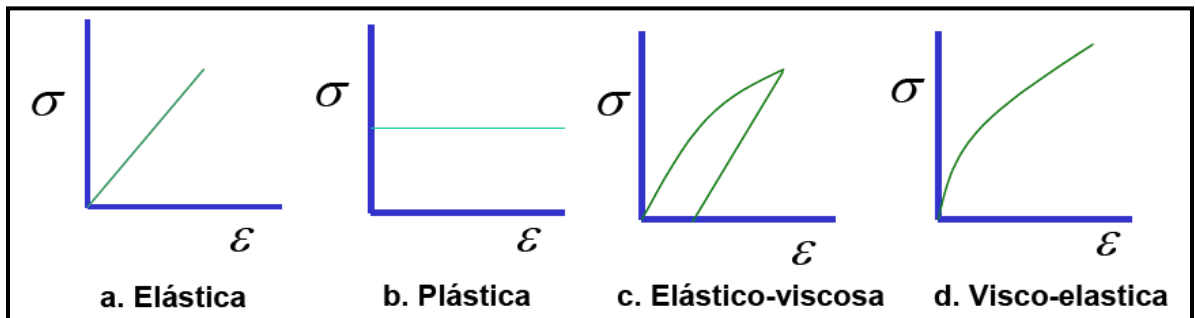


Figura 2.17. Relaciones esfuerzo-deformación.

Si recordamos la ecuación 2.23:

$$\sigma = E\epsilon$$

Donde E es el módulo de elasticidad. Dicho parámetro, el cual es conocido también como el módulo de Young, es una medida de la capacidad de la roca para resistir deformación. Si un núcleo cilíndrico está sujeto a un esfuerzo paralelo a su eje longitudinal y en tensión, entonces se incrementará su longitud, mientras que su diámetro se hará más pequeño. Si el esfuerzo es en la misma dirección pero en

diferente sentido, es decir, en compresión, entonces su longitud disminuirá mientras que su diámetro se hará más grande²⁴. La relación de la deformación transversal y la deformación axial es conocida como **la relación de Poisson**, ν ó:

$$\nu = \frac{\varepsilon_{lateral}}{\varepsilon_{axial}} = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} \quad (2.28)$$

Donde:

d_0 = Diámetro original del núcleo cilíndrico.

Δd = Cambio de diámetro.

L_0 = Longitud original del núcleo.

ΔL = Cambio de longitud.

Los valores típicos para una roca en yacimientos están entre 0.15 y 0.25. Usando estos términos, **el módulo de Young** puede expresarse de la siguiente forma:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon_{axial}} = \frac{F / A}{\Delta L / L_0} \quad (2.29)$$

Donde F / A es la carga por unidad de área, Otra constante elástica importante es el **módulo de rigidez** (G), el cual mide la resistencia de un cuerpo a cambiar de forma, y es expresada de la siguiente manera:

$$G = \frac{\text{Esfuerzo por cizalladura}}{\text{Deformacion por cizalladura}} = \frac{\tau}{\gamma} \quad (2.30)$$

Otra de las constantes elásticas de la roca es el módulo de Bulk (K), o también llamado módulo volumétrico, el cual es la relación del cambio en la presión hidrostática (esfuerzo), correspondiente a la deformación volumétrica²⁴:

$$K = \frac{\Delta P}{\Delta V/V_0} \quad (2.31)$$

Donde Δp es el cambio en la presión hidrostática, ΔV es el cambio en volumen, y V_0 es el volumen original. El módulo volumétrico es el recíproco de la compresibilidad de la matriz C_r .

$$K = \frac{1}{C_r} \quad (2.32)$$

Las cuatro constantes elásticas no son independientes una de la otra, y si dos de ellas son conocidas, es posible derivar las otras dos de las siguientes expresiones:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.33)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2.34)$$

$$E = \frac{9KG}{3K + G}$$

(2.35)

$$\nu = \frac{3K + 2G}{2(3K + G)} \quad (2.36)$$

Los materiales isotrópicos son aquellos cuya respuesta es independiente de la orientación del esfuerzo aplicado. Para tales materiales los ejes principales de esfuerzo y los ejes principales de deformaciones siempre coinciden²¹.

2.2.7 Ecuaciones constitutivas de esfuerzo-deformación

Si se considera un cuerpo que está sujeto a dos esfuerzos: un esfuerzo vertical σ_v y un esfuerzo horizontal σ_H tal como se muestra en la figura 2.18. Se tiene entonces que²³:

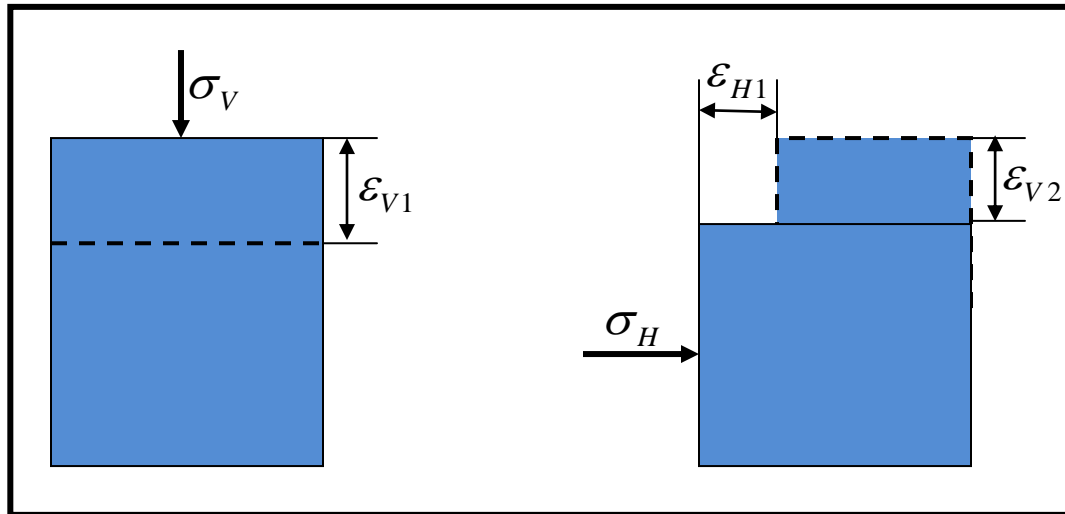


Figura 2.18. Deformación total en dirección vertical.

$$\sigma_V = E\varepsilon_{V1} \quad (2.37)$$

Entonces:

$$\varepsilon_{V1} = \frac{\sigma_V}{E} \quad (2.38)$$

De igual forma se tiene que:

$$\nu = -\frac{\varepsilon_{V2}}{\varepsilon_{H1}} \quad (2.39)$$

De esta manera:

$$\varepsilon_{V2} = -\nu\varepsilon_{H1} \quad (2.40)$$

De esta forma la deformación total vertical es igual a la suma de las deformaciones verticales:

$$\varepsilon_{VT} = \varepsilon_{V1} + \varepsilon_{V2} = \frac{\sigma_V}{E} - \nu\varepsilon_{H1} \quad (2.41)$$

Finalmente la ecuación:

$$\varepsilon_{VT} = \frac{\sigma_V}{E} - \nu\frac{\sigma_H}{E} \quad (2.42)$$

$$\varepsilon_{VT} = \frac{1}{E}(\sigma_V - \nu\sigma_H) \quad (2.43)$$

Sin embargo un estado bidimensional de esfuerzos no implica un estado de deformación bidimensional, por tanto existirá una deformación adicional, perpendicular a las direcciones donde se aplicaron los esfuerzos²³.

$$\varepsilon_{HT} = \frac{1}{E}(\sigma_H - \nu\sigma_V) \quad (2.44)$$

En resumen:

$$\varepsilon_{VT} = \frac{1}{E}(\sigma_V - \nu\sigma_H) \quad (2.45)$$

$$\varepsilon_{HT} = \frac{1}{E}(\sigma_H - \nu\sigma_V) \quad (2.46)$$

$$\varepsilon_{Perp} = \frac{\nu}{E}(\sigma_H + \sigma_V) \quad (2.47)$$

Si se hace una extensión de las ecuaciones constitutivas anteriores a un estado tridimensional (3D) quedarán las siguientes ecuaciones:

$$\varepsilon_X = \frac{1}{E}(\sigma_X - \nu(\sigma_Y + \sigma_Z)) \quad (2.48)$$

$$\varepsilon_Y = \frac{1}{E}(\sigma_Y - \nu(\sigma_X + \sigma_Z)) \quad (2.49)$$

$$\varepsilon_Z = \frac{1}{E}(\sigma_Z - \nu(\sigma_X + \sigma_Y)) \quad (2.50)$$

Adicionalmente:

$$y_{XY} = \frac{\tau_{XY}}{G} \quad (2.51)$$

$$y_{XZ} = \frac{\tau_{XZ}}{G} \quad (2.52)$$

$$y_{YZ} = \frac{\tau_{YZ}}{G} \quad (2.53)$$

Existen diferentes modelos para relacionar el tensor deformaciones con el tensor esfuerzos, aquí se ha presentado únicamente el modelo elástico. Gracias a la relación existente es posible medir únicamente las deformaciones y derivar los esfuerzos, algo que resulta muy útil ya que las deformaciones están relacionadas así mismo con los desplazamientos, y como se puede apreciar, los desplazamientos son únicamente tres, de tal manera que si se quisiese introducir ecuaciones en un simulador para calcular esfuerzos, es más fácil trabajar únicamente con tres incógnitas (desplazamientos) que con nueve incógnitas (esfuerzos).

2.3 PRINCIPALES PARAMETROS GEOMECANICOS CONSIDERADOS EN LA VENTANA DE LODO

2.3.1 Esfuerzos in situ

Las formaciones de roca en el subsuelo se encuentran bajo la acción de esfuerzos compresivos y/o de tensión. Estos esfuerzos se denominan esfuerzos *in situ* y generalmente pueden ser descompuestos en tres componentes llamados esfuerzo vertical, esfuerzo horizontal máximo y esfuerzo horizontal mínimo σ_v , σ_H , y σ_h

respectivamente los cuales son perpendiculares entre sí, como se presentan esquemáticamente en la figura 2.19.

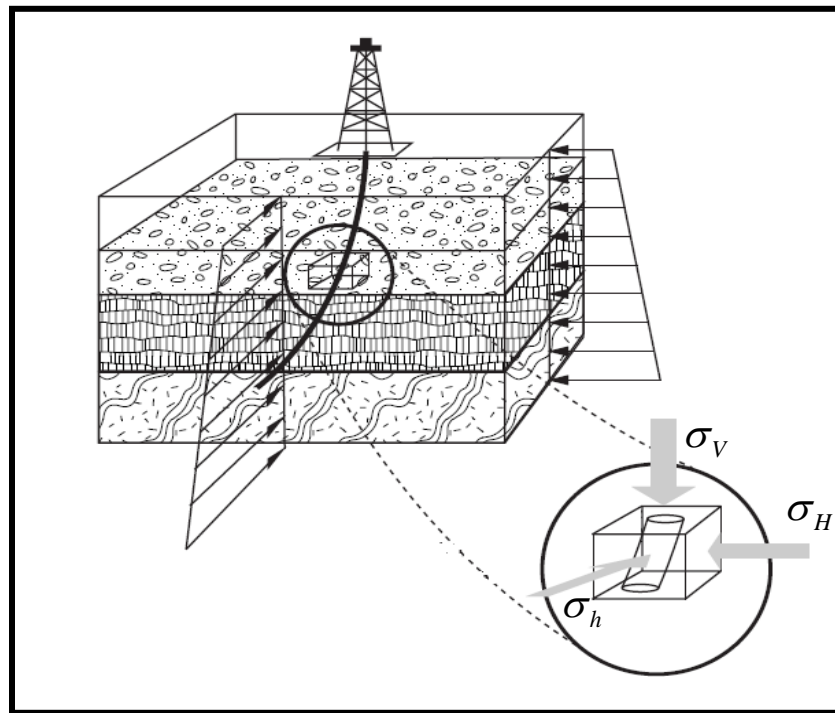


Figura 2.19. Esfuerzos in-Situ

Fuente: Hydraulic Fracturing, Production Technology, 2003.

Dependiendo de las magnitudes relativas de estos tres esfuerzos se han determinado varios regímenes de esfuerzos. Anderson (1951), a partir de las magnitudes relativas entre los esfuerzos *in situ* describió los posibles regímenes de esfuerzos *in situ* que pueden encontrarse en una formación en el subsuelo:

Régimen extensional o de falla normal (NF)

Este régimen se caracteriza por que las magnitudes de los esfuerzos *in situ* presentan la siguiente configuración $\sigma_v > \sigma_H > \sigma_h$, este régimen es el más conocido y encontrado por lo general en las cuencas denominadas pasivas.

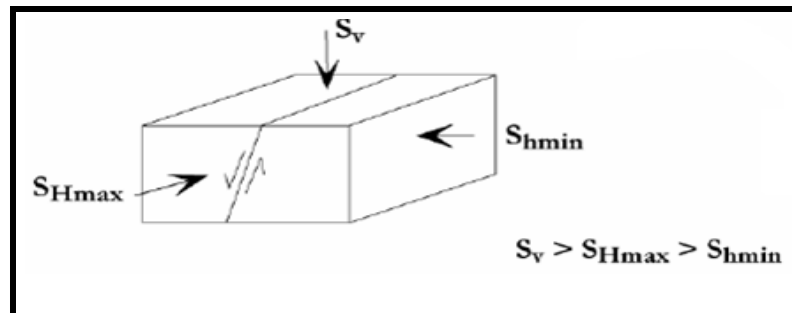


Figura 2.20 Régimen Normal.

Fuente: Zoback, 2006

Régimen inverso o compresivo (RF)

Este se presenta cuando las magnitudes de los esfuerzos presentan la configuración $\sigma_H > \sigma_h > \sigma_v$.

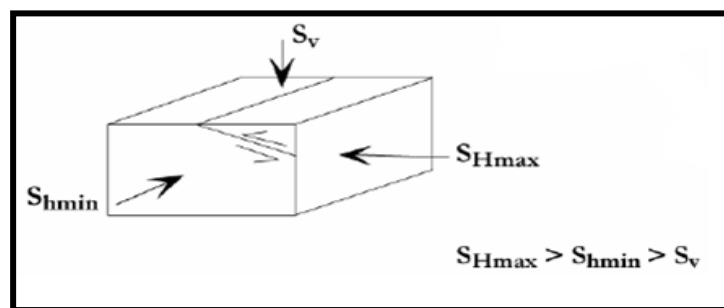


Figura 2.21. Régimen inverso

Fuente: Zoback, 2006

Régimen de rumbo o Strike-Slip (SS)

Presenta una configuración de esfuerzos dada por $\sigma_H > \sigma_v > \sigma_h$. Este régimen actuante en gran parte del Piedemonte llanero colombiano.

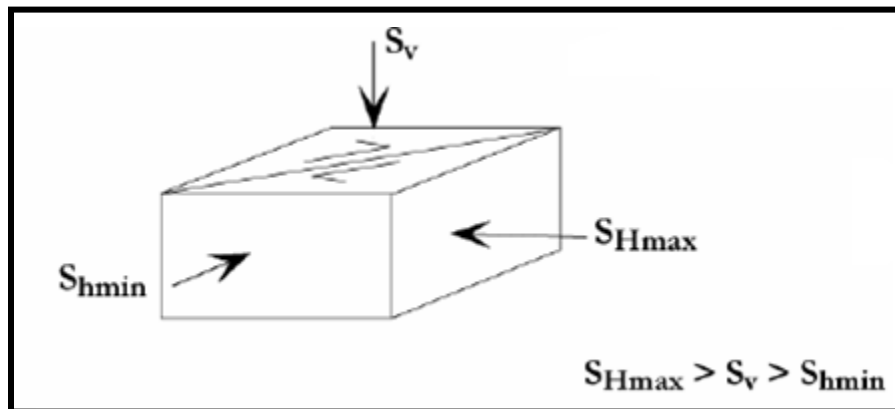


Figura 2.22. Régimen Rumbo-deslizante.

Fuente: Zoback, 2006

2.3.2 Presión de Poro

La presión de poro es la presión que normalmente ejercen los fluidos que se encuentran en los poros de las rocas. Mientras el incremento en la carga del overburden por la depositación de sedimentos no exceda la tasa a la cual el fluido puede escapar del poro, existirá una conexión de los fluidos desde superficie hasta la profundidad de interés. La presión de poro es entonces igual a la presión hidrostática del agua de formación (presión normal).

La presión normal de la formación es la presión del agua de formación a una profundidad vertical de interés. Si los fluidos en los poros no pueden escapar, la

presión comienza a incrementarse a una tasa mayor a la normal (presión anormal).

Para la determinación de la presión de poro, Eaton, desarrollo una teoría la cual está basada en la premisa de que cuando valores acústicos o de resistividad eléctrica de shales se leen directamente de registros de pozo y se grafican como función de la profundidad en un papel semilog, existe una línea de tendencia normal a través de una sección que está normalmente presurizada. Una desviación de los valores del registro de ésta línea de tendencia normal indica una presión de poro anormal (Eaton, 1975).

Eaton usó una base de datos para desarrollar una serie de ecuaciones, las cuales relacionan directamente la presión de poro con la relación de desviaciones entre los valores del registro observado y los valores obtenidos de la línea de tendencia normal.

La simplicidad de la ecuación de Eaton permitió que éste método sea usado en la mayoría de las aplicaciones alrededor del mundo.

La ecuación de Eaton está definida como:

$$\frac{P}{D} = \frac{S}{D} - \left(\frac{S}{D} - \frac{P_n}{D} \right) f^a \quad (2.54)$$

Donde,

$\frac{P}{D}$: Gradiente de presión de poro (psi/pie)

$\frac{S}{D}$: Gradiente de presión de sobrecarga (psi/pie)

$\frac{P_n}{D}$: Gradiente normal de presión de poro (psi/pie)

f^a : Parámetro de ajuste (depende de la propiedad que se calcule)

2.3.3 Inclinación y azimut del pozo

Inclinación (ψ): se define como el ángulo que hay entre el eje axial del pozo y la vertical, figura 2.23.

Azimut (α): es el ángulo que hay entre la proyección del pozo sobre el plano horizontal con respecto a un eje de referencia, también sobre el plano horizontal que comúnmente es la coordenada norte o alguno de los dos esfuerzos horizontales principales, figura 2.23.

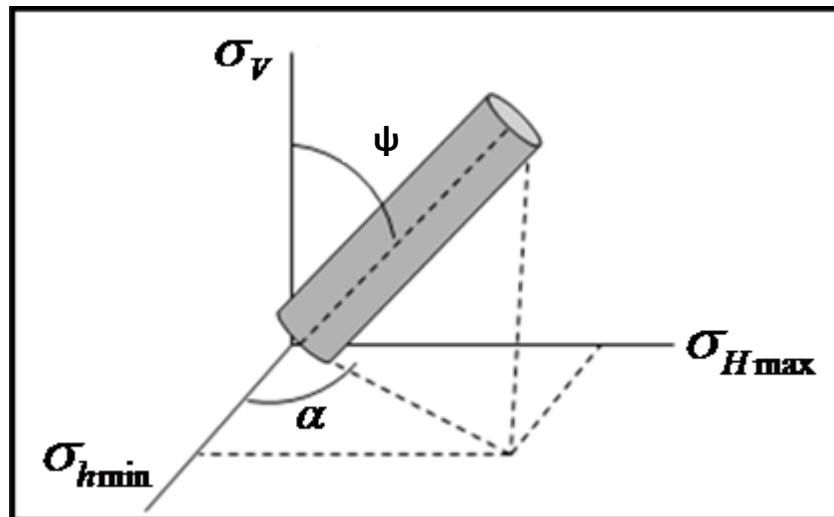


Figura 2.23. Inclinación y Azimut del pozo.

2.3.4 Propiedades mecánicas de la roca

El primer congreso internacional en presiones de rocas y soporte de la tierra fue realizado en 1951 en Liege, Bélgica²⁵. En 1966 se creó la sociedad internacional de mecánica de rocas ISRM, la cual bajo sus parámetros se han establecido muchas normas en la industria las cuales han sido un marco de referencia para la estandarización de pruebas de laboratorio y procedimientos operacionales en la industria petrolera, manejo y preparación de pruebas, manipulación de corazones. Un número variado de pruebas de laboratorio se han desarrollado para determinar la resistencia de las formaciones rocosas. El tipo de prueba seleccionada para medir una característica particular de la roca deberá simular lo más cerca posible las condiciones encontradas en el campo.

Las pruebas de laboratorio usualmente consisten en experimentos simples apropiados para la naturaleza de la roca en el cual importantes cantidades, a menudo esfuerzos y deformaciones, son determinados. Las relaciones generales entre estas cantidades emergen como resultado de hipótesis y de la experiencia. Estas cantidades son luego expresadas en una forma matemática idealizada, sobre la base de que estas pueden ser extendidas para cubrir situaciones más complicadas que aquellas de los experimentos.

Cuando una muestra de roca sólida es sometida a grandes esfuerzos lo más seguro es que una falla ocurrirá; esa falla dependerá del estado de esfuerzos, del tipo del material y de la geometría de la muestra. También, la historia de los esfuerzos del espécimen puede ser de gran importancia. Una falla debido a fatiga puede ocurrir muy por debajo del nivel de esfuerzos al cual un espécimen fresco falla. Las técnicas sugeridas para determinar la deformabilidad, resistencia y las constantes elásticas son dadas por la ISRM (Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas).

Una muestra de prueba típica según los parámetros estándar de la ISRM establecen que los especímenes dirigidos para pruebas estándar de mecánica de rocas deben ser rectos, cilindros circulares y con una relación de longitud a diámetro entre 2 y 3. En la figura 2.24 se observa el efecto de la relación longitud/diámetro en el cálculo de la resistencia a la compresión no confinada (UCS) de la roca.

Las propiedades mecánicas a partir de análisis de laboratorio de corazones hace parte de la evaluación integrada ISMS; donde los datos de corazones, a partir de pruebas de campo y registros, son aplicados para evaluar el comportamiento mecánico de la roca in-situ. Es así como los corazones nos proporcionan la posibilidad de las mediciones directas de los parámetros de resistencia y las propiedades elásticas estáticas.

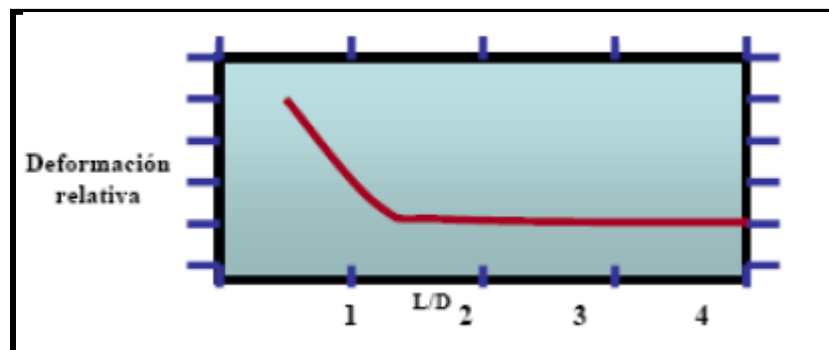


Figura 2.24. Efecto de la relación longitud/diámetro en el cálculo de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca.

Fuente: Fjaer, 1996

Tipos de pruebas de laboratorio

Aunque algunas propiedades del material pueden ser obtenidas a partir de consideraciones básicas de la naturaleza atómica de los materiales, se confían en los experimentos para determinar las propiedades que controlan la deformación y resistencia de la roca. Para estas pruebas de laboratorio (figura 2.25) es necesario hacer una serie de suposiciones con respecto a la condición ideal de la roca; esto es, que sean homogéneas, continuas, isotrópicas (propiedades no direccionales) y Elásticas²⁶.

Pruebas de resistencia a la compresión

La respuesta mecánica de las rocas se debe conocer al afrontar un problema en el cual se involucran parámetros de deformación bajo carga. Los ensayos de compresión se desarrollan para dar parámetros de resistencia y deformabilidad que de forma teórica se ajusten a un modelo de falla. En el presente estudio se consideran dos tipos de pruebas para calcular la resistencia a la compresión²⁷ uniaxial (no confinada) y triaxial.

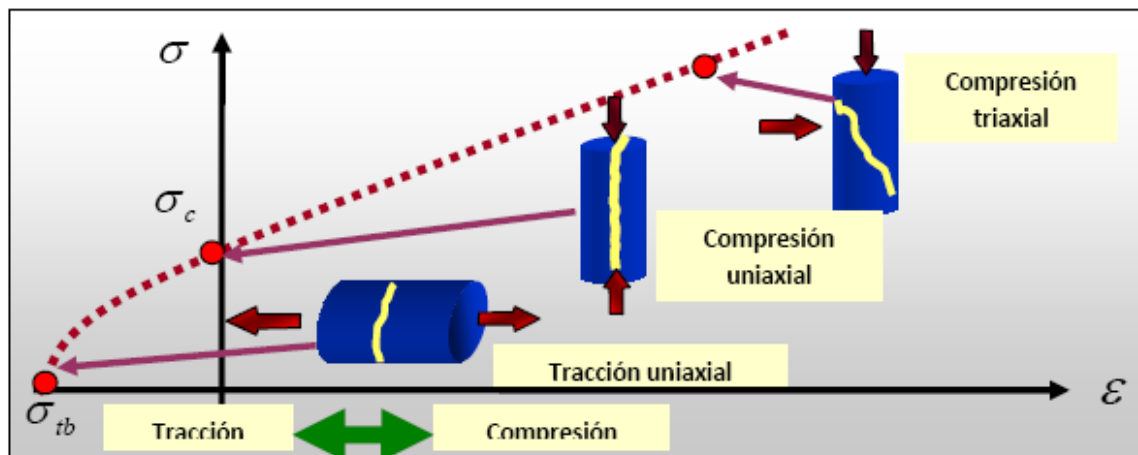


Figura 2.25. Tipos de pruebas de compresión en rocas.

Fuente: Cabrera, 2003

Pruebas de resistencia a la tensión

Es muy importante conocer la resistencia a la tensión de una roca puesto que la falla a menudo ocurre en este modo. En general, las rocas son mucho más débiles en tensión que en compresión. A pesar de la importancia de la resistencia a la tensión de la roca, en la práctica y su conexión con las teorías de falla, mediciones directas de la resistencia a la tensión son difíciles y comúnmente no son hechas esto debido a los problemas asociados al agarre de la muestra, como:

- Se debe agarrar la muestra sin dañar su superficie.
- La carga debe ser aplicada paralela al eje del espécimen, ya que de otra forma el pandeo puede ocurrir.

La resistencia a la tensión de la roca es más variable y más influenciada por la forma del espécimen que cualquier otra propiedad mecánica de la roca. Pruebas indirectas para determinar la resistencia a la tensión de la roca son más comunes que la prueba de tensión uniaxial.

Efecto de la Anisotropía de la roca en la falla mecánica

La mayoría de las rocas son anisotrópicas, y por lo tanto es importante tener en cuenta su efecto. Existen muchos modelos para el análisis de la anisotropía, el más conocido es el modelo de planos de debilidad (figura 2.26). Este modelo asume que la resistencia inherente es la misma en todas las direcciones excepto para los planos de estratificación (planos de debilidad del shale), cuya resistencia es menor²³.

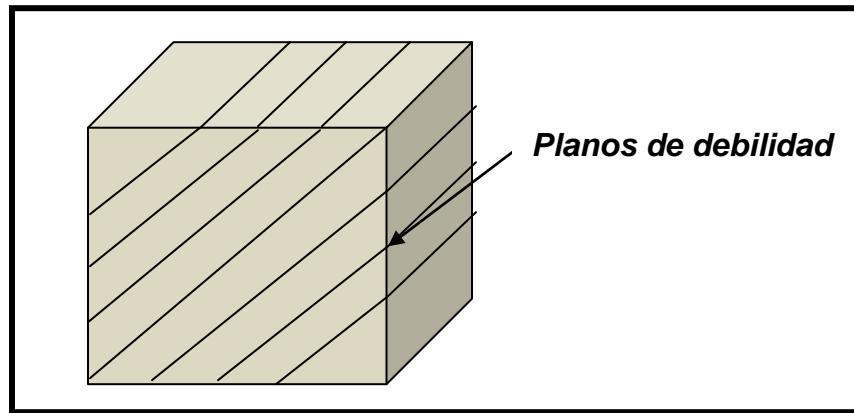


Figura 2.26. Modelo anisotrópico de planos de debilidad.

En una serie de pruebas triaxiales, sobre un material dado que contiene una serie de planos de debilidad. Es claro que si se escoge el eje de la muestra paralelo a los planos de debilidad no se observará ningún efecto de acuerdo al criterio de Mohr, ya que no existe esfuerzo de cizalladura sobre el plano de debilidad en estos casos. También es claro que para algunas orientaciones intermedias de los planos de debilidad, se espera que haya menor resistencia sobre los planos para esfuerzos bajos, que la resistencia que se espera para la roca intacta. La relación entre la cohesión de los planos de estratificación con la roca intacta, C_w/C es de 0.53-1.0 y la relación entre los ángulos de fricción es 0.67- 1.0. Adicionalmente se ha encontrado que el promedio de la resistencia tensil es entre 20% y 35% más alta para las pruebas paralelas a los planos de estratificación que las pruebas perpendiculares a los mismos. De aquí que la diferencia de la resistencia entre la roca intacta y los planos de estratificación debe ser considerada en un análisis de estabilidad de pozo²⁹.

3. EFECTO PRODUCIDO POR LA DESVIACION DE POZO SOBRE LA VENTANA DE LODO

3.1 ESFUERZOS ALREDEDOR DEL POZO²⁸

Cuando un pozo es perforado en una formación particular el material rocoso que estaba sometido a ciertos esfuerzos es removido y remplazado por un fluido bajo presión. Como la presión del fluido del pozo normalmente no se ajusta de la misma forma como la roca removida lo hace, habrá una alteración en el estado de esfuerzos de la formación alrededor del pozo. Por tanto en y cerca de la cara del pozo existirá una alteración del los esfuerzos in situ (figura 3.1)

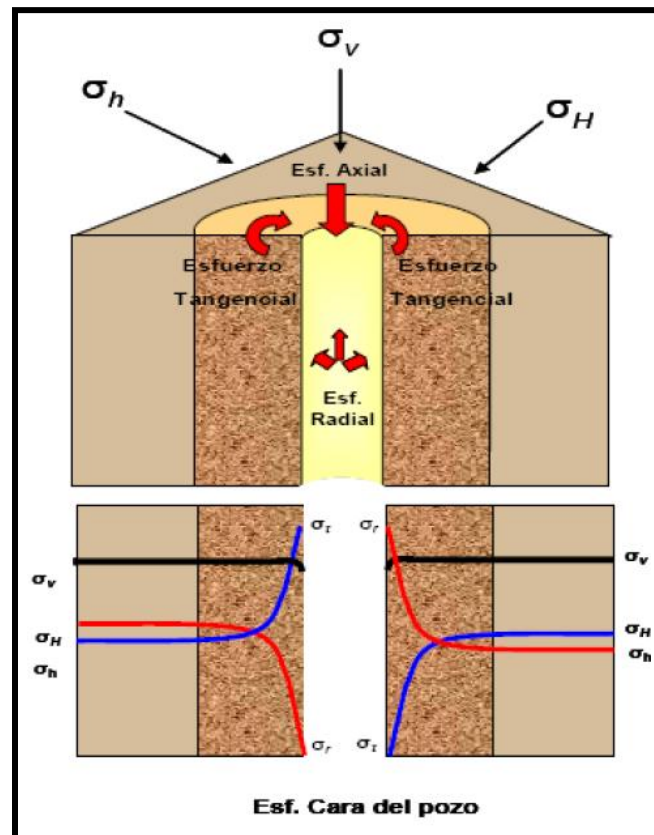


Figura 3.1. Variación de esfuerzos desde la cara del pozo.

Fuente: Rock Mechanics Self Learning Package.

En la Figura 3.1 es posible observar que los esfuerzos en la cara del pozo disminuyen rápidamente hasta llegar a los valores de los respectivos esfuerzos in situ, esto debido a que lejos del pozo el estado de esfuerzos no es aún perturbado.

Para poder cuantificar cual es la magnitud de dichos esfuerzos sobre la cara del pozo es necesario plantear un balance de esfuerzos, teniendo en cuenta la inclinación y el azimut del pozo, es decir transformar los esfuerzos globales in situ (σ_v σ_{Hmax} σ_{hmin}) llevándolos a esfuerzos locales referidos a el azimut e inclinación de pozo, y luego con las magnitudes de estos esfuerzos locales ajustar por conveniencia el sistema de esfuerzos a coordenadas cilíndricas.

3.1.1 Transformación del sistema de coordenadas globales in situ al sistema de coordenadas locales

Primero que todo vamos a considerar el sistema de coordenadas global (Figura 3.2), que es el sistema cartesiano que tendrá un pozo vertical.

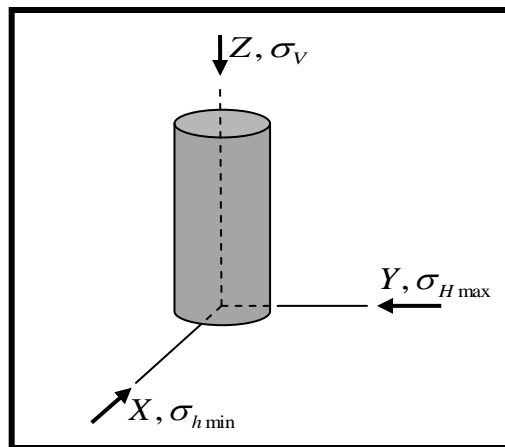


Figura 3.2. Sistema de coordenadas global de esfuerzos.

Si se quiere obtener la magnitud de los esfuerzos en un pozo desviado, es necesario llevar el sistema global coordinado a un sistema local, para ello lo más fácil es hacer dos rotaciones al sistema (Figura 3.3).

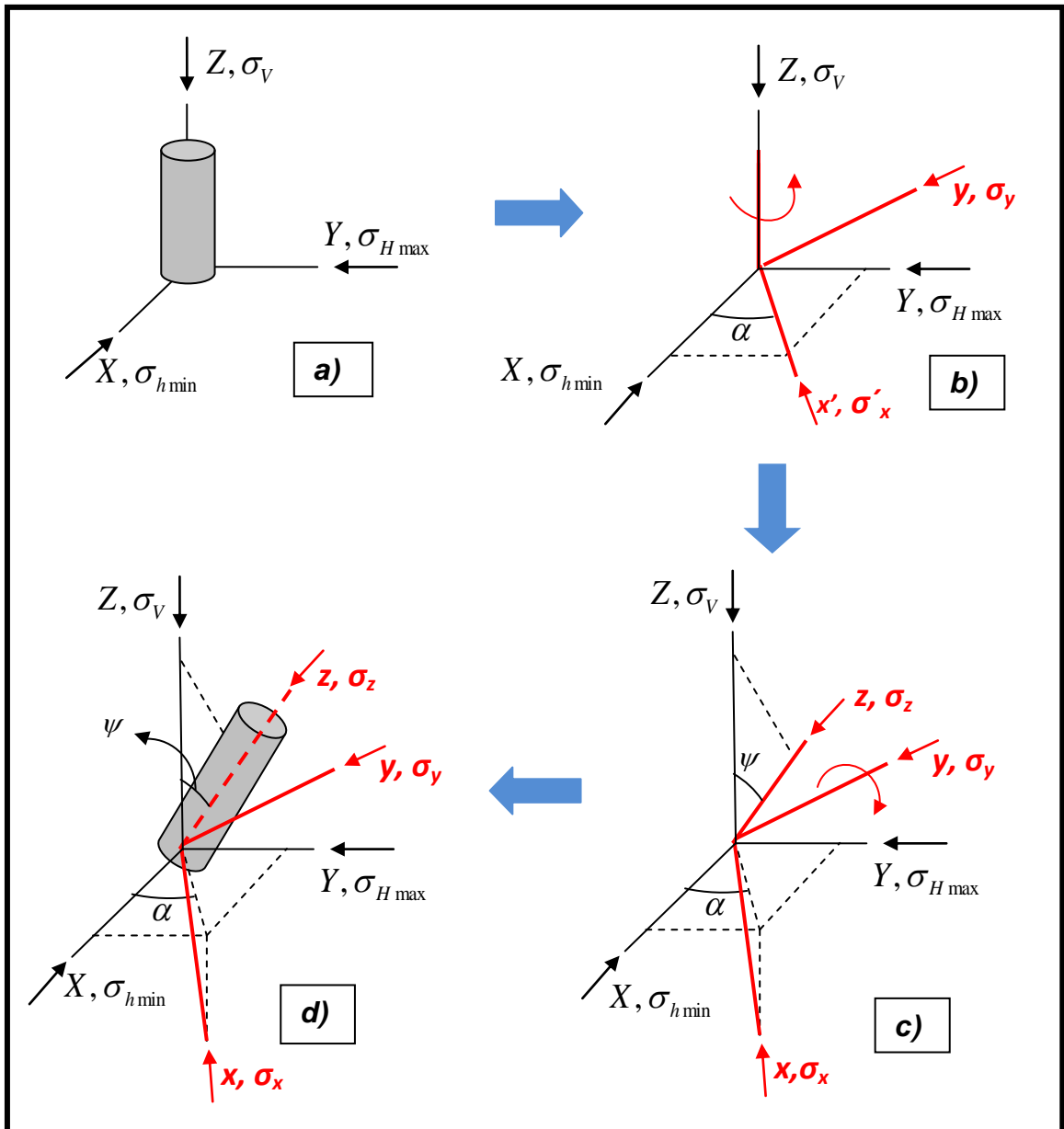


Figura 3.3. Rotación del sistema coordinado global: a) Esfuerzos globales In-Situ b) primera rotación del sistema coordinado, con respecto al eje Z c) Segunda rotación del sistema coordinado, con respecto al eje Y d) Posición final del pozo después de las dos rotaciones.

3.1.1.1 Primera rotación

Para realizar la primera rotación (figura 3.3b), se deben descomponer los esfuerzos horizontal mínimo y horizontal máximo, en sus nuevos ejes respectivos (x' , y). Con el fin de garantizar que hay equilibrio, después de la rotación, debe haber un balance de esfuerzos en el triángulo $a-b-c$, de igual forma en el triángulo $a-d-e$ (figura 3.4). Por otra parte, teniendo en cuenta que cada área de aplicación del esfuerzo cambia con la dirección, es necesario, trabajar con el concepto fuerza para realizar el balance.

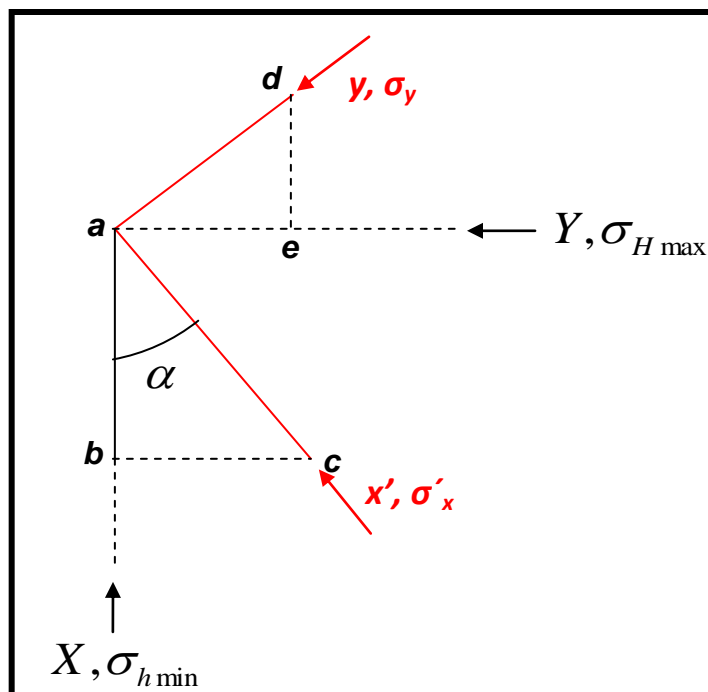
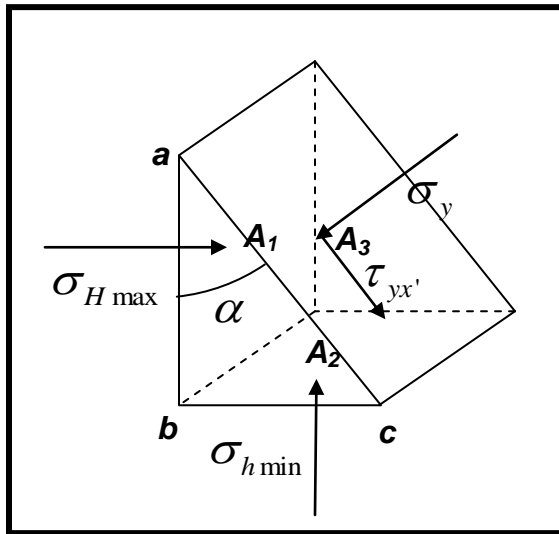


Figura 3.4. Vista de planta, primera rotación.

Realizando el respectivo balance de fuerzas

En el triángulo $a-b-c$:

El área de cada esfuerzo aplicado en función de las demás es la siguiente:



$$A_1 = A_3 \cos(\alpha) \quad (3.1)$$

$$A_2 = A_3 \sin(\alpha) \quad (3.2)$$

Figura 3.5. Relaciones de área.

El esquema de balance de fuerzas es

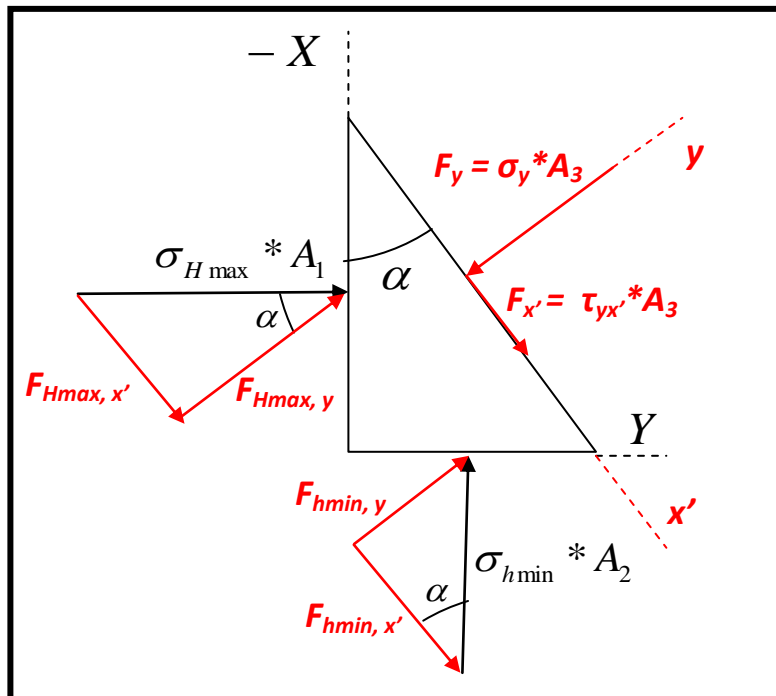


Figura 3.6. Balance de fuerzas en el triángulo a-b-c.

Balance de fuerzas en dirección y :

$$F_y = F_{H \max, y} + F_{h \min, y} \quad (3.3)$$

$$F_y = \sigma_y * A_3 \quad (3.4)$$

$$F_{H \max, y} = (\sigma_{H \max} * A_1) \cos(\alpha) \quad (3.5)$$

$$F_{h \min, y} = (\sigma_{h \min} * A_2) \sin(\alpha) \quad (3.6)$$

$$\sigma_y * A_3 = (\sigma_{H \max} * A_1) \cos(\alpha) + (\sigma_{h \min} * A_2) \sin(\alpha) \quad (3.7)$$

Ahora hay que dejar la ecuación en función de los esfuerzos, por ellos se divide entre A_3 a ambos lados de la ecuación:

$$\sigma_y * \frac{A_3}{A_3} = \sigma_{H \max} * \cos(\alpha) * \frac{A_1}{A_3} + \sigma_{h \min} * \sin(\alpha) * \frac{A_2}{A_3} \quad (3.8)$$

Reemplazando A_1 y A_2 por las ecuaciones 3.1 y 3.2, entonces:

$$\sigma_y = \sigma_{H \max} * \cos^2(\alpha) + \sigma_{h \min} * \sin^2(\alpha) \quad (3.9)$$

Balance de fuerzas en dirección x' :

$$F_{x'} = F_{H \max, x'} + F_{h \min, x'} \quad (3.10)$$

$$F_x = \tau_{yx'} * A_3 \quad (3.11)$$

$$F_{H \max, x'} = (\sigma_{H \max} * A_1) \text{Sen}(\alpha) \quad (3.12)$$

$$F_{h \min, x'} = -(\sigma_{h \min} * A_2) \text{Cos}(\alpha) \quad (3.13)$$

$$\tau_{yx'} * A_3 = (\sigma_{H \max} * A_1) \text{Sen}(\alpha) - (\sigma_{h \min} * A_2) \text{Cos}(\alpha) \quad (3.14)$$

En función de esfuerzos:

$$\tau_{yx'} * \frac{A_3}{A_3} = \sigma_{H \max} * \text{Sen}(\alpha) * \frac{A_1}{A_3} - \sigma_{h \min} * \text{Cos}(\alpha) * \frac{A_2}{A_3} \quad (3.15)$$

Reemplazando A_1 y A_2 por las ecuaciones 3.1 y 3.2, entonces:

$$\tau_{yx'} = \sigma_{H \max} * \text{Sen}(\alpha) * \text{Cos}(\alpha) - \sigma_{h \min} * \text{Cos}(\alpha) * \text{Sen}(\alpha) \quad (3.16)$$

$$\tau_{yx'} = (\sigma_{H \max} - \sigma_{h \min}) * \text{Sen}(\alpha) * \text{Cos}(\alpha) \quad (3.17)$$

Reemplazando la identidad trigonométrica:

$$\text{Sen}(2\alpha) = 2 * \text{Sen}(\alpha) * \text{Cos}(\alpha) \quad (3.18)$$

Finalmente:

$$\tau_{yx'} = 0.5 * (\sigma_{H \max} - \sigma_{h \min}) * \text{Sen}(2\alpha) \quad (3.19)$$

Balance de fuerza en el triángulo a-d-e:

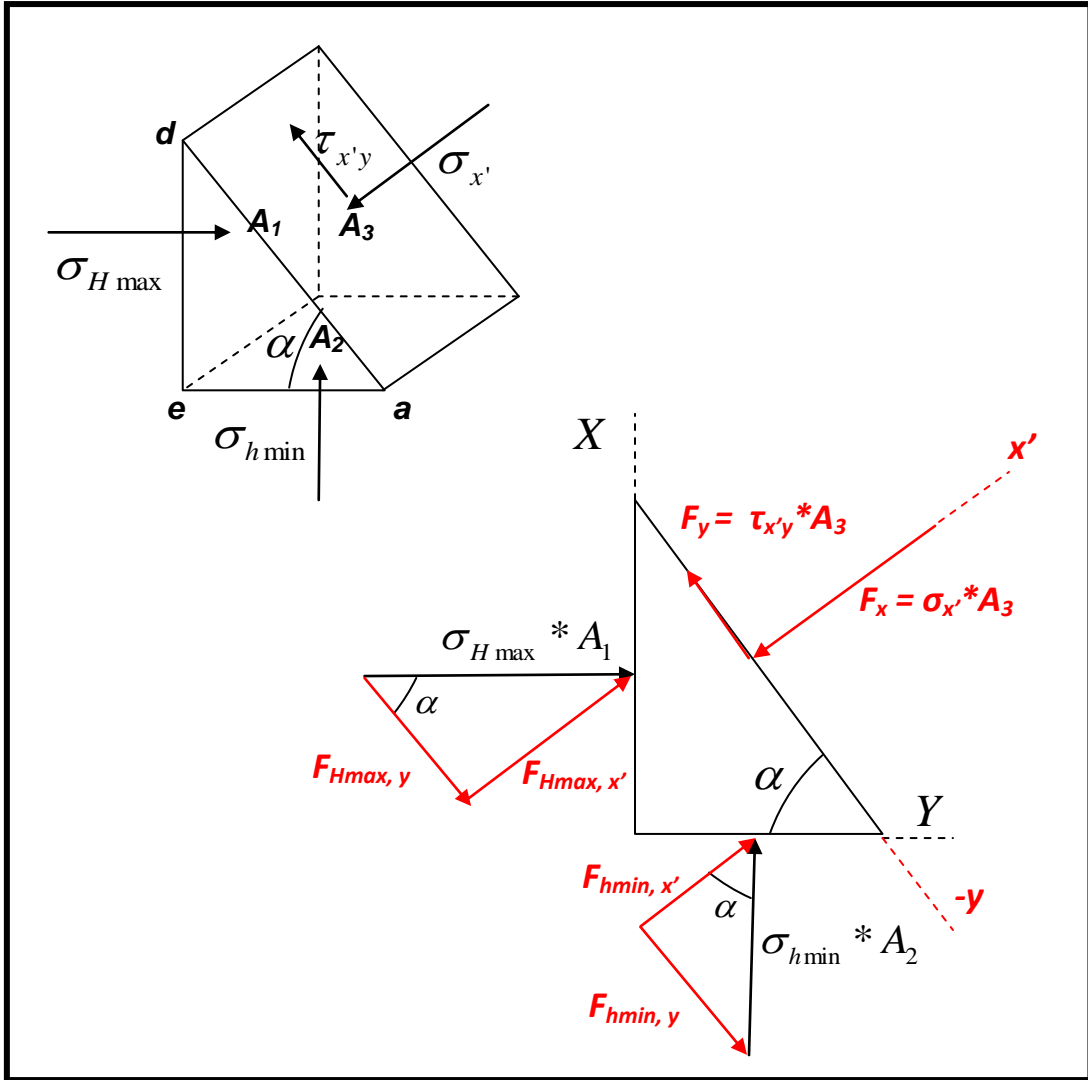


Figura 3.7. Balance de fuerzas en el triángulo a-d-e.

Realizando el mismo procedimiento que para el triángulo a-b-c se llega a:

$$\sigma_{x'} = \sigma_{H \max} * \text{Sen}^2(\alpha) + \sigma_{h \min} * \text{Cos}^2(\alpha) \quad (3.20)$$

$$\tau_{x'y} = -0.5 * (\sigma_{H \max} - \sigma_{h \min}) * \text{Sen}(2\alpha) \quad (3.21)$$

Como se puede observar el esfuerzo de corte τ_{xy} tienen igual magnitud que el esfuerzo de corte τ_{yx} , pero direcciones contrarias puesto que los esfuerzos de corte están en equilibrio y no hay movimiento rotacional.

3.1.1.2 Segunda rotación

Después de realizar la segunda rotación hay un cambio de posición de los esfuerzos σ_z y $\sigma_{x'}$ (Figura 3.3c).

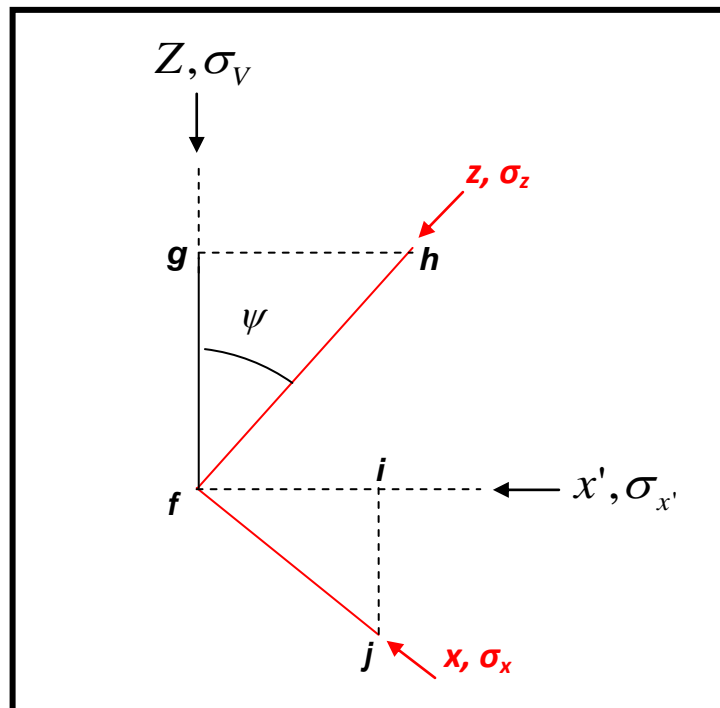


Figura 3.8. Vista lateral, segunda rotación.

El triángulo de balance de esfuerzos en el triángulo $f-g-h$ es el siguiente:

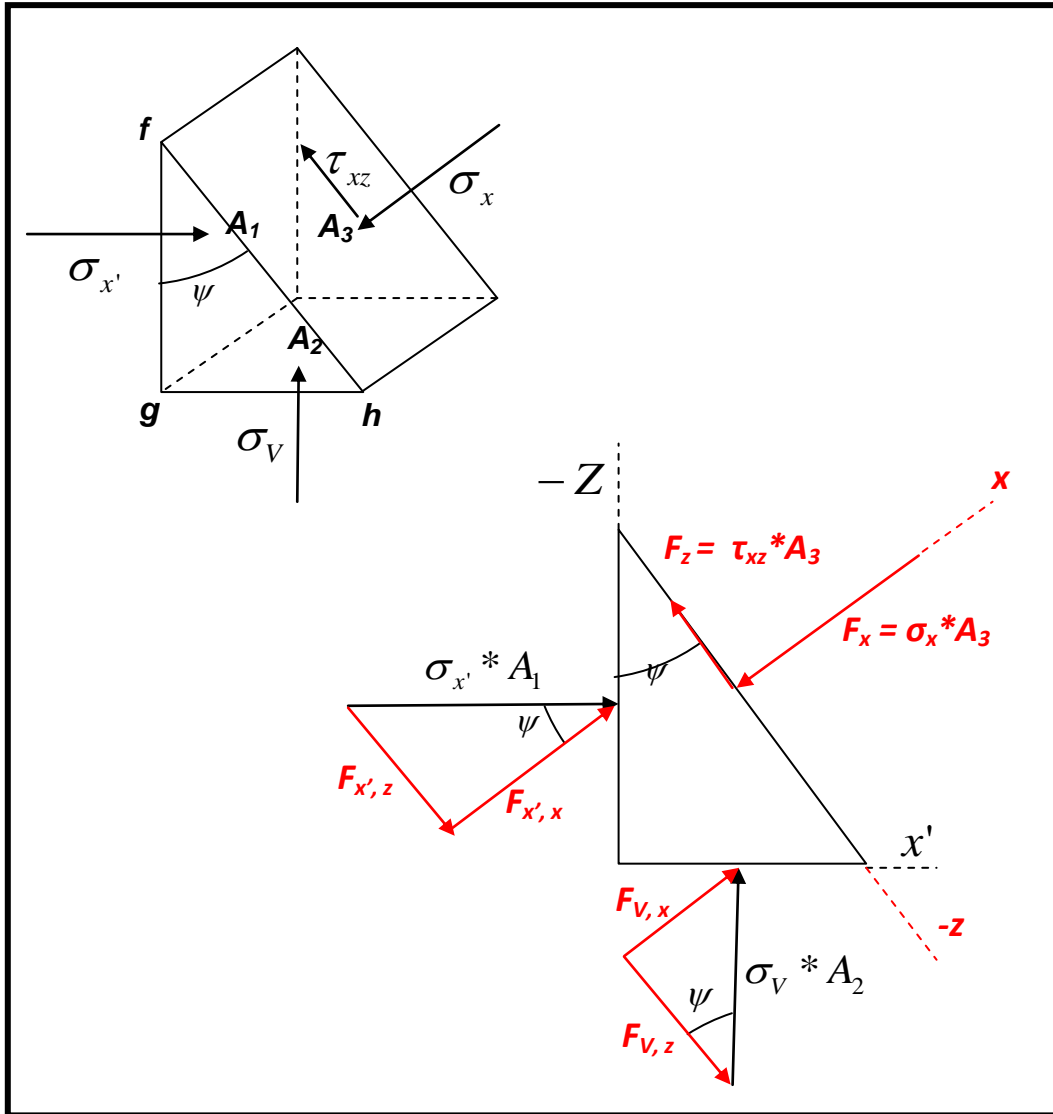


Figura 3.9. Balance de fuerzas en el triángulo $f-g-h$.

Donde:

$$\sigma_x = \sigma_V * \text{Sen}^2(\psi) + \sigma'_{x'} * \text{Cos}^2(\psi) \quad (3.22)$$

$$\tau_{xz} = (\sigma_V - \sigma'_{x'}) * \text{Sen}(\psi) * \text{Cos}(\psi) \quad (3.23)$$

Reemplazando $\sigma_{x'}$ por la ecuación 3.20 finalmente σ_x y τ_{xz} quedan:

$$\sigma_x = \sigma_V * \text{Sen}^2(\psi) + (\sigma_{H \max} * \text{Sen}^2(\alpha) + \sigma_{h \min} * \text{Cos}^2(\alpha)) * \text{Cos}^2(\psi)$$

(3.24)

$$\tau_{xz} = 0.5 * (\sigma_V - \sigma_{H \max} * \text{Sen}^2(\alpha) - \sigma_{h \min} * \text{Cos}^2(\alpha)) * \text{Sen}(2\psi)$$

(3.25)

Balance de fuerzas triangulo *f-i-h*:

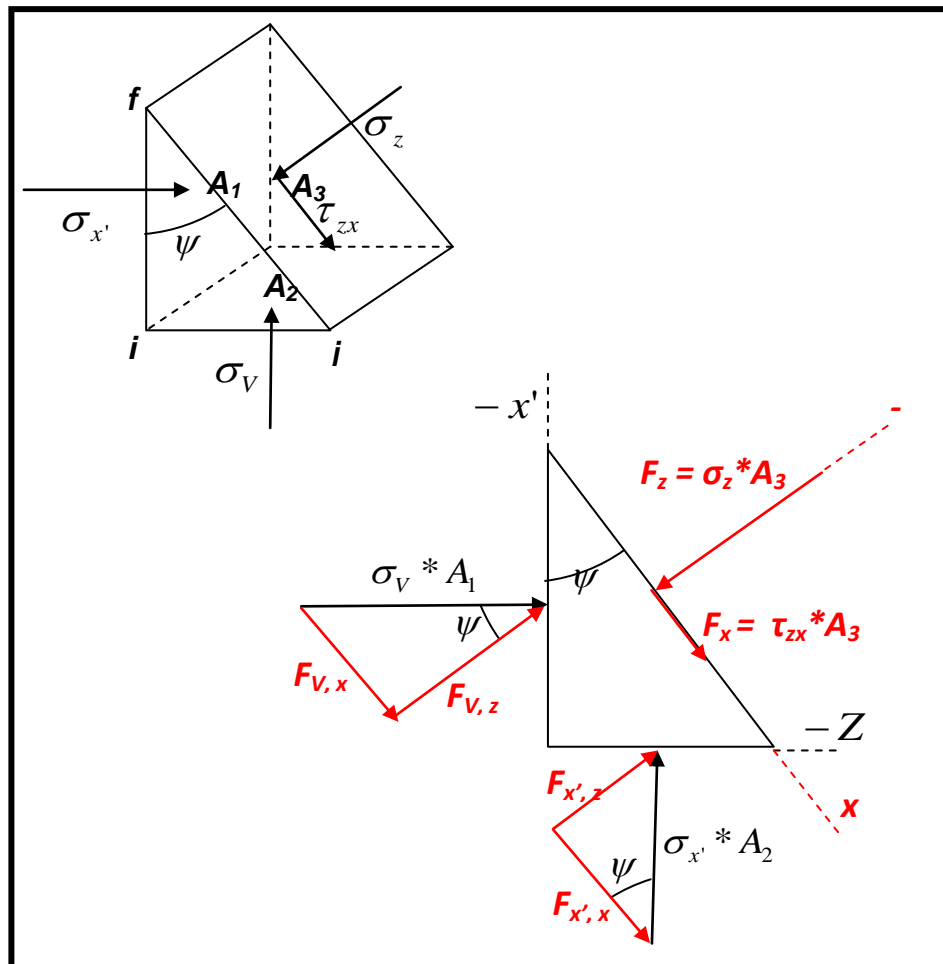


Figura 3.10. Balance de fuerzas en el triangulo *f-i-j*.

$$\sigma_z = \sigma'_x * \text{Sen}^2(\psi) + \sigma_v * \text{Cos}^2(\psi) \quad (3.26)$$

$$\tau_{zx} = 0.5 * (\sigma'_x - \sigma_v) * \text{Sen}(2\psi) \quad (3.27)$$

Reemplazando σ'_x por la ecuación 3.20:

$$\sigma_z = (\sigma_{H \max} * \text{Sen}^2(\alpha) + \sigma_{h \min} * \text{Cos}^2(\alpha)) * \text{Sen}^2(\psi) + \sigma_v * \text{Cos}^2(\psi)$$

(3.28)

$$\tau_{zx} = 0.5 * (\sigma_{H \max} * \text{Sen}^2(\alpha) + \sigma_{h \min} * \text{Cos}^2(\alpha) - \sigma_v) * \text{Sen}(2\psi)$$

(3.29)

Finalmente se realiza el traslado de los esfuerzos de corte resultantes de la primera rotación:

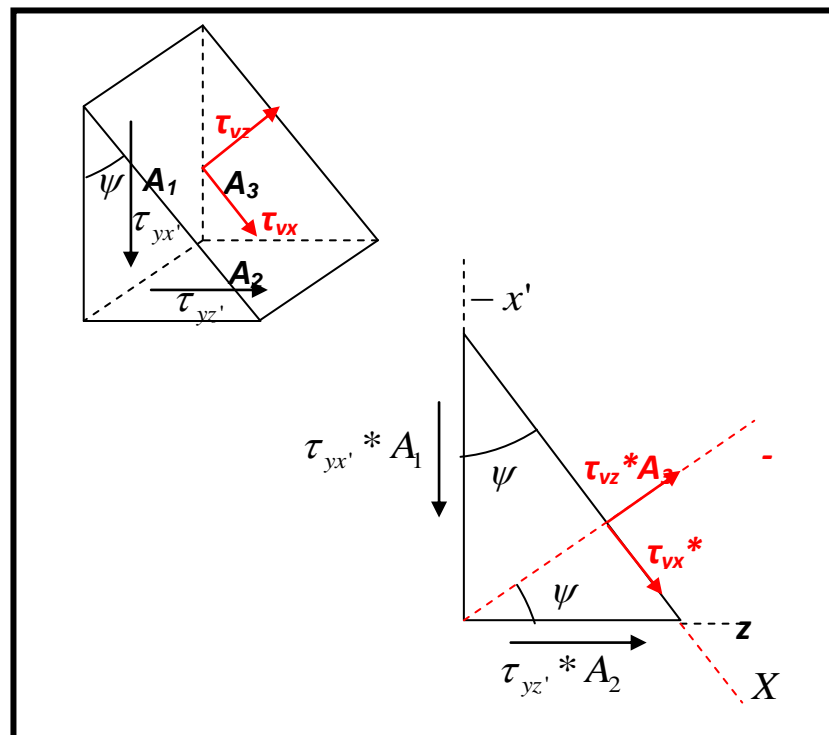


Figura 3.11. Balance de fuerzas de corte.

De estos dos esfuerzos de corte solamente es conocido τ_{yx} . Puesto que debe haber equilibrio entonces $\tau_{yx} = \tau_{yz}$. El único problema que queda es llevar estos esfuerzos a la dirección dada por el ángulo β . Por tanto, de la figura 3.11:

$$\tau_{yx} = \tau_{yx'} \frac{A_1}{A_3} \quad (3.30)$$

$$\tau_{yz} = \tau_{yz'} \frac{A_2}{A_3} \quad (3.31)$$

Reemplazando la ecuación 3.19 y las ecuaciones 3.1 y 3.2:

$$\tau_{yx} = 0.5(\sigma_{H \max} - \sigma_{h \min}) \text{Sen}(2\alpha) \text{Cos}(\psi) \quad (3.32)$$

$$\tau_{yz} = 0.5(\sigma_{H \max} - \sigma_{h \min}) \text{Sen}(2\alpha) \text{Sen}(\psi) \quad (3.33)$$

Finalmente el set de ecuaciones de balance de esfuerzo local alrededor del pozo para cualquier azimut e inclinación de pozo (ecuaciones: 3.9, 3.24, 3.28, 3.29, 3.32 y 3.33) son:

$$\sigma_x = (\sigma_H \text{Cos}^2 \alpha + \sigma_h \text{Sen}^2 \alpha) \text{Cos}^2 \psi + \sigma_v \text{Sen}^2 \alpha$$

$$\sigma_y = \sigma_h \text{Cos}^2 \alpha + \sigma_H \text{Sen}^2 \alpha$$

$$\sigma_z = (\sigma_H \text{Cos}^2 \alpha + \sigma_h \text{Sen}^2 \alpha) \text{Sen}^2 \psi + \sigma_v \text{Cos}^2 \psi$$

$$\tau_{yz} = 0.5(\sigma_H - \sigma_h) \text{Sen}(2\alpha) \text{Sen} \psi$$

$$\tau_{zx} = 0.5(\sigma_h \text{Cos}^2 \alpha + \sigma_H \text{Sen}^2 \alpha - \sigma_v) \text{Sen}(2\psi)$$

$$\tau_{xy} = 0.5(\sigma_H - \sigma_h) \text{Sen}(2\alpha) \text{Cos} \psi$$

3.1.2 Balance de esfuerzos en coordenadas cilíndricas

Ya con los esfuerzos locales definidos, el siguiente paso es plantear el balance de esfuerzos en coordenadas cilíndricas, como se muestra a continuación:

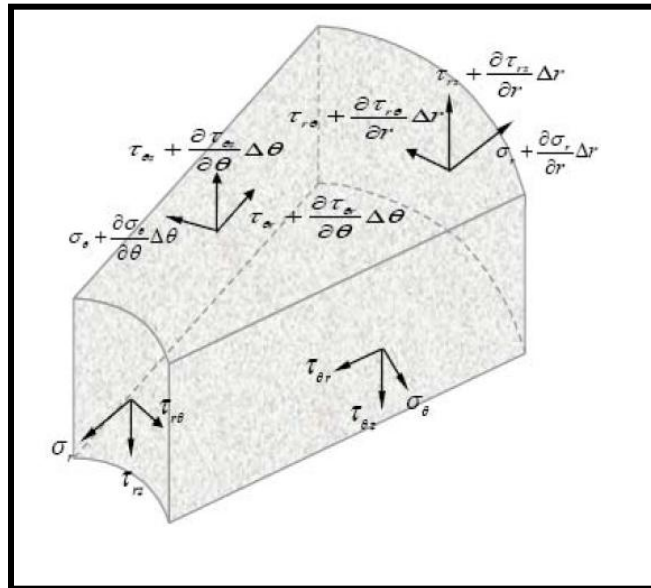


Figura 3.12. Extensión de las ecuaciones de equilibrio a coordenadas cilíndricas.

Fuente: Osorio, Gildardo. Aspectos geomecánicos de F.H. Ecuaciones de equilibrio de esfuerzos, Marzo 2006.

Si se realiza un balance de esfuerzos en las direcciones r , θ y z se obtienen las siguientes expresiones³⁰:

Dirección r :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{\theta r}}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{zr}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (3.34)$$

Dirección θ :

$$\frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{z\theta}}{\partial z} + \frac{2\tau_{r\theta}}{r} = 0 \quad (3.35)$$

Dirección Z:

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{\theta z}}{\partial \theta} + \frac{\tau_{rz}}{r} = 0 \quad (3.36)$$

Considerando cualquier azimut e inclinación de pozo en un campo anisotrópico de esfuerzos ($\sigma_{\text{hmin}} \neq \sigma_{\text{Hmax}}$), se obtiene la siguiente solución para los esfuerzos de la cara del pozo, (Kirsch 1898):

$$\sigma_r = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right) \left(1 - \frac{R^2}{r^2} \right) + \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) \left(1 + 3 \frac{R^4}{r^4} - 4 \frac{R^2}{r^2} \right) \cos(2\theta) + \tau_{xy} \left(1 + 3 \frac{R^4}{r^4} - 4 \frac{R^2}{r^2} \right) \text{Sen}(2\theta) + P_w \frac{R^2}{r^2} \quad (3.37)$$

$$\sigma_{\theta} = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right) \left(1 + \frac{R^2}{r^2} \right) - \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) \left(1 + 3 \frac{R^4}{r^4} \right) \cos(2\theta) + \tau_{xy} \left(1 + 3 \frac{R^4}{r^4} \right) \text{Sen}(2\theta) - P_w \frac{R^2}{r^2} \quad (3.38)$$

$$\sigma_z = \sigma_z - \nu \left(2(\sigma_x - \sigma_y) \frac{R^2}{r^2} \cos(2\theta) + 4\tau_{xy} \frac{R^2}{r^2} \text{Sen}(2\theta) \right) \quad (3.39)$$

$$\tau_{r\theta} = \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) \left(1 + 3 \frac{R^4}{r^4} - 4 \frac{R^2}{r^2} \right) \text{Sen}(2\theta) + \tau_{xy} \left(1 - 3 \frac{R^4}{r^4} + 2 \frac{R^2}{r^2} \right) \cos(2\theta) \quad (3.40)$$

$$\tau_{\theta z} = \left(\tau_{yz} \cos(\theta) - \tau_{xy} \text{Sen}(\theta) \right) \left(1 + \frac{R^2}{r^2} \right) \quad (3.41)$$

$$\tau_{rz} = (\tau_{yz} \text{Sen}(\theta) + \tau_{xy} \text{Cos}(\theta)) \left(1 - \frac{R^2}{r^2}\right) \quad (3.42)$$

Donde:

σ_r : Esfuerzo radial

σ_θ : Esfuerzo tangencial

σ_z : Esfuerzo axial

σ_x : Esfuerzo local en dirección x

σ_y : Esfuerzo local en dirección y

σ_z : Esfuerzo local en dirección z

τ_{xy} : Esfuerzo de corte en x, en dirección y

τ_{yz} : Esfuerzo de corte en y, en dirección z

r_w : Radio del pozo

θ : Angulo entre el esfuerzo local σ_x y el punto de la circunferencia

P_w : Presión del fluido en el pozo

Para el caso de nuestro estudio, se necesita conocer la magnitud y distribución de esfuerzos en la cara del pozo, para este caso:

Reemplazando $r=r_w$, $r/r_w=1$ en las ecuaciones 3.37 a 3.42, y teniendo en cuenta esfuerzos efectivos:

$$\sigma_r' = P_w - P_p \quad (3.43)$$

$$\sigma_\theta' = \sigma_x + \sigma_y - 2(\sigma_x - \sigma_y) \text{Cos}(2\theta) - 4\tau_{xy} \text{Sen}(2\theta) - P_w - P_p \quad (3.44)$$

$$\sigma_z' = \sigma_z - \nu(2(\sigma_x - \sigma_y) \text{Cos}(2\theta) - 4\tau_{xy} \text{Sen}(2\theta)) - P_p \quad (3.45)$$

$$\tau_{\theta z} = 2(\tau_{yz} \text{Cos} \theta - \tau_{xy} \text{Sen} \theta) \quad (3.46)$$

$$\tau_{r\theta} = \tau_{rz} = 0 \quad (3.47)$$

Estos son los esfuerzos en coordenadas cilíndricas en la cara del pozo, y que como vamos a ver más adelante serán la base para establecer la falla tanto en compresión como en tensión de la roca, es decir, la ventana de lodo.

3.1.3 Esfuerzos Principales en Dos Dimensiones²⁷

Para orientaciones especiales del sistema de coordenadas, el tensor de esfuerzos tiene una forma particularmente simple. Al considerar los esfuerzos normales (σ) y de corte (τ) sobre una superficie, orientados perpendiculares a la dirección normal de θ en el plano x-y, tal y como se muestra en la figura 3.13, en donde existe un triángulo inmóvil, debido a las fuerzas que en él actúan y en el cual la cancelación de dichas fuerzas implica que:

$$\begin{aligned}\sigma &= \sigma_x \cos^2 \theta + \sigma_y \text{seno}^2 \theta + 2\tau_{xy} \text{seno} \theta \cos \theta \\ \sigma &= \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y) \cos 2\theta + \tau_{xy} \text{seno} 2\theta\end{aligned}\tag{3.48}$$

$$\begin{aligned}\tau &= \sigma_y \text{seno} \theta \cos \theta - \sigma_x \cos \theta \text{seno} \theta + \tau_{xy} \cos \theta \cos \theta - \tau_{xy} \text{seno} \theta \text{seno} \theta \\ \tau &= \frac{1}{2}(\sigma_y - \sigma_x) \text{seno} 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta\end{aligned}\tag{3.49}$$

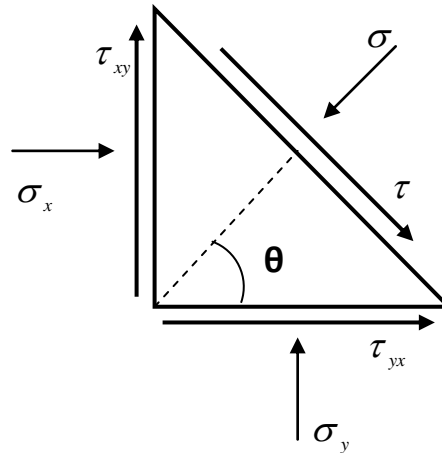


Figura 3.13. Equilibrio de fuerzas en un triángulo, las flechas muestran la dirección de las fuerzas asumiendo que todos los componentes de los esfuerzos son positivos.

Para unas orientaciones especiales del ángulo θ en el sistema coordenado cilíndrico, el esfuerzo de corte τ_{xy} será igual a cero, estas orientaciones son muy importantes pues estos son los puntos críticos donde existe el mayor y menor esfuerzo tangencial y axial aplicado sobre la roca, y como se va a analizar son las direcciones por donde ocurre la falla tanto en tensión como compresión de la roca.

Si se deriva la ecuación 3.44 con respecto al ángulo θ :

$$\frac{\partial \sigma'_\theta}{\partial \theta} = 4(\sigma_y - \sigma_x) \text{Sen}(2\theta) + 8\tau_{xy} \text{Cos}(2\theta) \quad (3.50)$$

Si $\frac{\partial \sigma'_\theta}{\partial \theta} = 0$ y se despeja θ :

$$\text{Tan}(2\theta) = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (3.51)$$

La ecuación 3.49 tiene dos soluciones, θ_1 y θ_3 . Las dos soluciones corresponden a las dos direcciones para las cuales el esfuerzo de corte (τ_{xy}) desaparece y donde se obtienen los correspondientes esfuerzos normales σ'_{1p} y σ'_{3p} , que son llamados esfuerzos principales (Figura 3.14), y son hallados introduciendo los valores de θ_1 y θ_3 , respectivamente dentro de la ecuación (3.44 y 3.45), de donde se obtiene que:

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \left[(\sigma_{\theta\theta} + \sigma_{\epsilon\epsilon}) + \sqrt{(\sigma_{\theta\theta} - \sigma_{\epsilon\epsilon})^2 + 4\tau_{\epsilon\theta}^2} \right] \quad (3.52)$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{2} \left[(\sigma_{\theta\theta} + \sigma_{\epsilon\epsilon}) - \sqrt{(\sigma_{\theta\theta} - \sigma_{\epsilon\epsilon})^2 + 4\tau_{\epsilon\theta}^2} \right] \quad (3.53)$$

$$\sigma_3 = \sigma_r \quad (3.54)$$

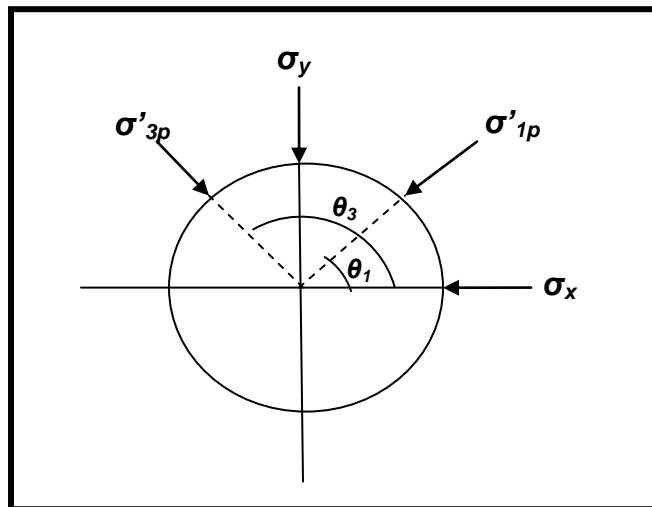


Figura 3.14. Esfuerzos principales alrededor del pozo.

Ya con los esfuerzos alrededor del pozo conocidos, el siguiente paso es establecer bajo qué condiciones, o que criterios de falla existen para modelar la falla por colapso (compresión) y la falla por fractura (tensión).

3.2 CRITERIOS DE FALLA

Entre los más conocidos criterios de falla para resistencia compresiva se pueden numerar: El criterio de Mohr-Coulomb (lineal y no lineal), el criterio de Tresca, el criterio de Von Mises, el criterio de Drucker-Prager, el criterio de Lade y Lade modificado etc³⁴ y para la resistencia a la tensión: método de Eaton, criterio de Anderson, Hubbert and Willis, criterio de falla tensil¹⁶. En éste trabajo solo describiremos el criterio de falla de Mohr-Coulomb lineal y el criterio de falla tensil siendo éstos los más conocidos y aplicados para el análisis de estabilidad de pozo.

3.2.1 Falla por colapso: Criterio de Mhor Coulomb

Supóngase el arreglo de fuerzas mostrado en la figura 3.15, sobre la muestra cubica de roca. Existe una fuerza vertical F_1 y una fuerza horizontal F_3 ambas actuando sobre el mismo punto P . El punto P está ubicado sobre el plano S . Dicho plano tiene una inclinación θ . A_1 y A_3 son las áreas perpendiculares a las fuerzas F_1 y F_3 ²¹.

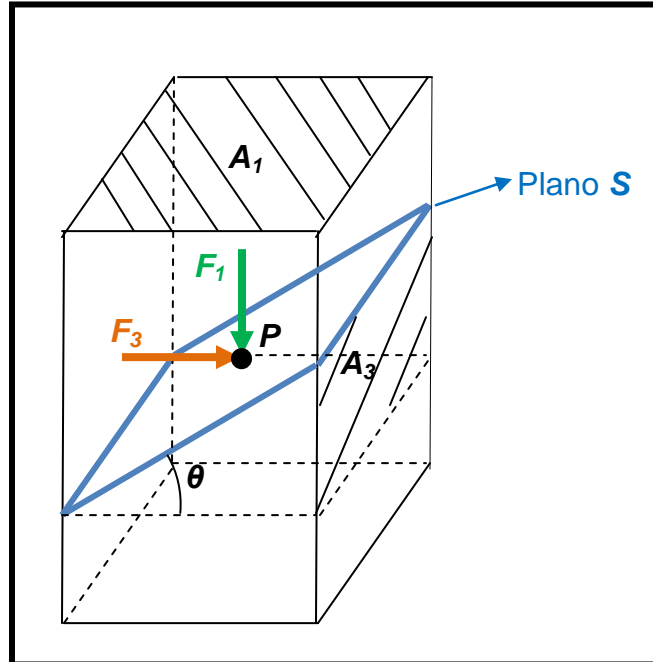


Figura 3.15. Arreglo de fuerzas sobre el punto P sobre una muestra de roca

Como se observa en la figura 3.16, tanto la fuerza F_1 como la fuerza F_3 , se pueden descomponer en componentes normales y de cizalladura con respecto al plano S

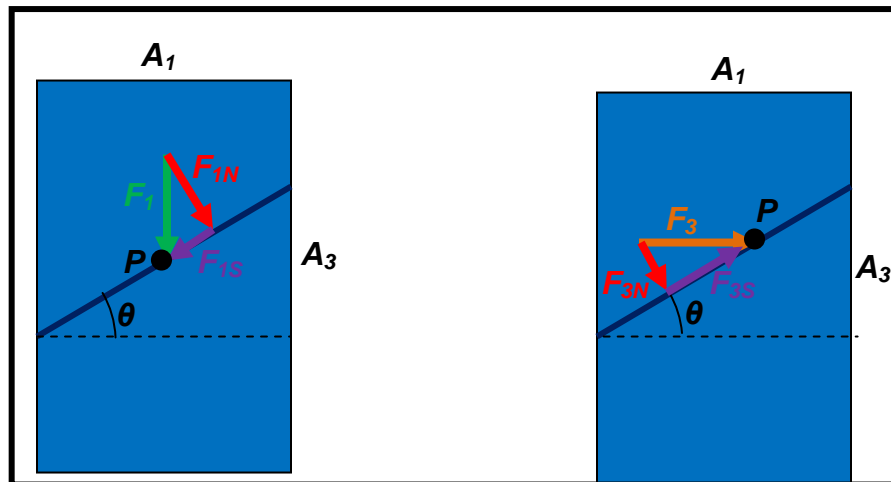


Figura 3.16. Descomposición de fuerzas normales y cizalladura sobre la roca

Para que exista el equilibrio de fuerzas se debe cumplir que:

$$F_N = F_{1N} + F_{3N} \quad (3.55)$$

$$F_S = F_{1S} + F_{3S} \quad (3.56)$$

$$F_N = F_1 \cos(\theta) + F_3 \sin(\theta) \quad (3.57)$$

$$F_S = F_1 \sin(\theta) - F_3 \cos(\theta) \quad (3.58)$$

Si se dividen las ecuaciones por el área S , entonces se tiene:

$$\frac{F_N}{S} = \frac{F_1}{S} \cos(\theta) + \frac{F_3}{S} \sin(\theta) \quad (3.59)$$

$$\frac{F_S}{S} = \frac{F_1}{S} \sin(\theta) - \frac{F_3}{S} \cos(\theta) \quad (3.60)$$

Usando la definición de esfuerzo:

$$\sigma_N = \frac{F_1}{S} \cos(\theta) + \frac{F_3}{S} \sin(\theta) \quad (3.61)$$

$$\tau_S = \frac{F_1}{S} \sin(\theta) - \frac{F_3}{S} \cos(\theta) \quad (3.62)$$

Si se escribe S en términos de A_1 y A_3 :

$$S = \frac{A_1}{\text{Cos}(\theta)} \quad (3.63)$$

$$S = \frac{A_3}{\text{Sen}(\theta)} \quad (3.64)$$

Reemplazando estos terminos en las ecuaciones 3.56 y 3.57,se tiene:

$$\sigma_N = \frac{F_1}{A_1} \text{Cos}^2(\theta) + \frac{F_3}{A_3} \text{Sen}^2(\theta)$$

$$\tau_S = \left(\frac{F_1}{A_1} - \frac{F_3}{A_3} \right) \text{Sen}(\theta) \text{Cos}(\theta) \quad (3.65)$$

$$(3.66)$$

Similarmete usando la definicion de esfuerzo, se llega a:

$$\sigma_N = \sigma_1 \text{Cos}^2(\theta) + \sigma_3 \text{Sen}^2(\theta) \quad (3.67)$$

$$\tau_S = (\sigma_1 - \sigma_3) \text{Sen}(\theta) \text{Cos}(\theta) \quad (3.68)$$

Usando las identidades trigonométricas:

$$\text{Sen}^2(\theta) = \frac{1 - \text{Cos}(2\theta)}{2} \quad (3.69)$$

$$\text{Sen}(2\theta) = 2\text{Sen}(\theta)\text{Cos}(\theta) \quad (3.70)$$

$$\text{Cos}^2(\theta) = \frac{1 + \text{Cos}(2\theta)}{2} \quad (3.71)$$

Finalmente las ecuaciones se pueden expresar como:

$$\sigma_N = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \text{Cos}(2\theta) \quad (3.72)$$

$$\tau_S = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \text{Sen}(2\theta) \quad (3.73)$$

Las ecuaciones paramétricas de un círculo de centro $(x, y) = (c, 0)$, figura 3.16 están dadas por:

$$X = c + R\text{Cos}(\phi) \quad (3.74)$$

$$Y = R\text{Sen}(\phi) \quad (3.75)$$

Donde: R = Es el radio del círculo; c = Es el centro del círculo.; Φ es un parámetro que relaciona las dos ecuaciones paramétricas.

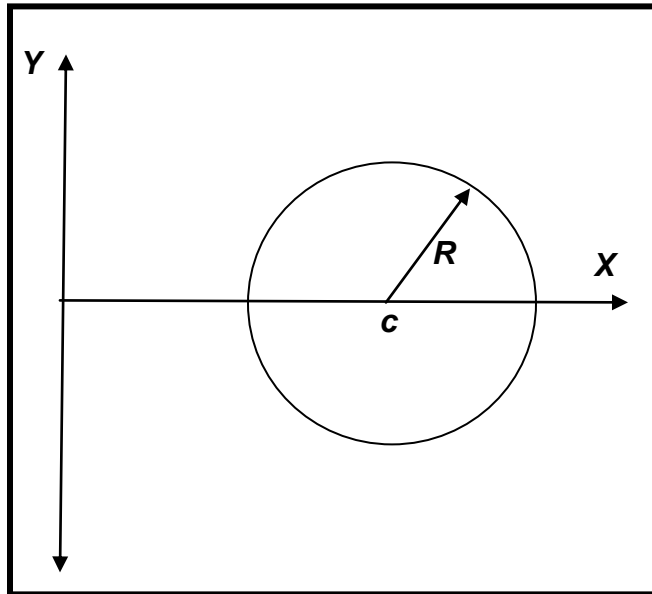


Figura 3.17. Representación grafica ecuaciones paramétricas de un círculo

Si se comparan las ecuaciones 3.72 y 3.73 generadas para los esfuerzos normales y de cizalladura, con las ecuaciones paramétricas anteriormente mencionadas, tenemos que²¹:

$$\begin{array}{c}
 \underline{X} = \underline{c} + \underline{R} \underline{\text{Cos}(\phi)} \\
 \downarrow \qquad \downarrow \qquad \downarrow \qquad \downarrow \\
 \sigma_N = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \text{Cos}(2\theta)
 \end{array}$$

De la misma forma:

$$\underline{Y} = \underline{R} \quad \underline{\text{Sen}(\phi)}$$

$$\tau_s = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \text{Sen}(2\theta)$$

Estas dos ecuaciones nos representan un círculo, como se observar en la figura 3.17. Este círculo es llamado el círculo de Mohr.

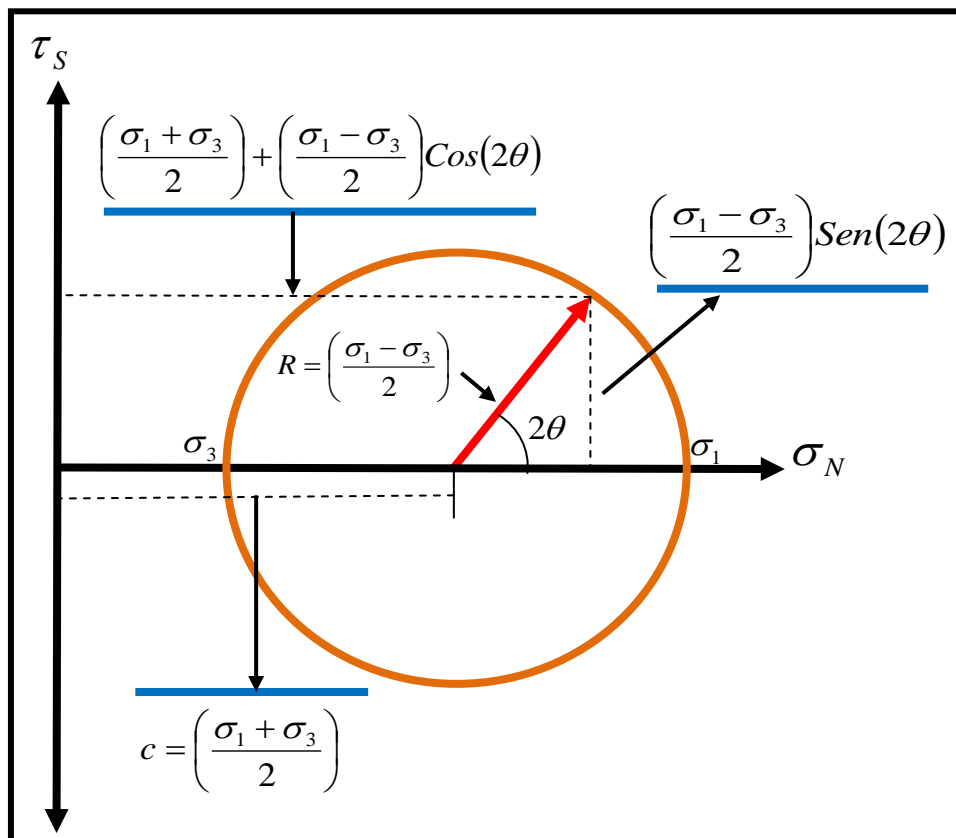


Figura 3.18. Círculo de Mohr.

Este círculo es muy útil para el análisis de los criterios de falla de pozo, ya que representa el estado de esfuerzos para cualquier plano en la roca. Como se puede observar existe un esfuerzo principal máximo σ_1 donde el esfuerzo normal es máximo y el esfuerzo de cizalladura es cero. De igual forma existe un esfuerzo principal mínimo σ_3 donde el esfuerzo de cizalladura también es cero.

Si se observa detenidamente en el diagrama, se puede apreciar que el esfuerzo de cizalladura es máximo cuando el término 2θ es igual a 90° , por lo tanto el mayor esfuerzo de cizalladura se presentará cuando el ángulo entre los dos esfuerzos σ_1 y σ_3 es de 45 grados. Se podría pensar que la falla por cizalladura sucederá en esa dirección, tal como se muestra en la figura 3.18. Sin embargo esta conclusión no es totalmente cierta, ya que las propiedades de la roca no son homogéneas en toda su extensión, y existen en ella planos de debilidad que podrían hacerla fallar en cualquier otro ángulo. Por otra parte con éste análisis tampoco se están teniendo en cuenta las propiedades del material que constituye la roca, como por ejemplo la cohesión de sus partículas. Por estas razones también se deben tener en cuenta estas propiedades en el análisis de falla de las rocas. Para el análisis de falla de la roca, el esfuerzo que realmente actúa sobre la matriz de la roca es el esfuerzo efectivo, y por lo tanto son los esfuerzos efectivos los que se deben introducir en el diagrama de Mohr. La falla de la roca está gobernada por los esfuerzos efectivos sobre la matriz de la roca, mas no, por los esfuerzos absolutos.

3.2.1.1 Diferentes Estados de esfuerzos en el círculo de Mohr.

En el círculo de Mohr se pueden representar todos los estados de esfuerzos en un punto determinado. Si tomamos un núcleo que está sometido a dos esfuerzos

principales σ_1 en la dirección axial, y σ_3 en la dirección radial. El núcleo puede ser sometido a esfuerzos de compresión o de tensión según sea el caso²¹. Diferentes estados de esfuerzos pueden representarse como se muestra en la figura 3.19.

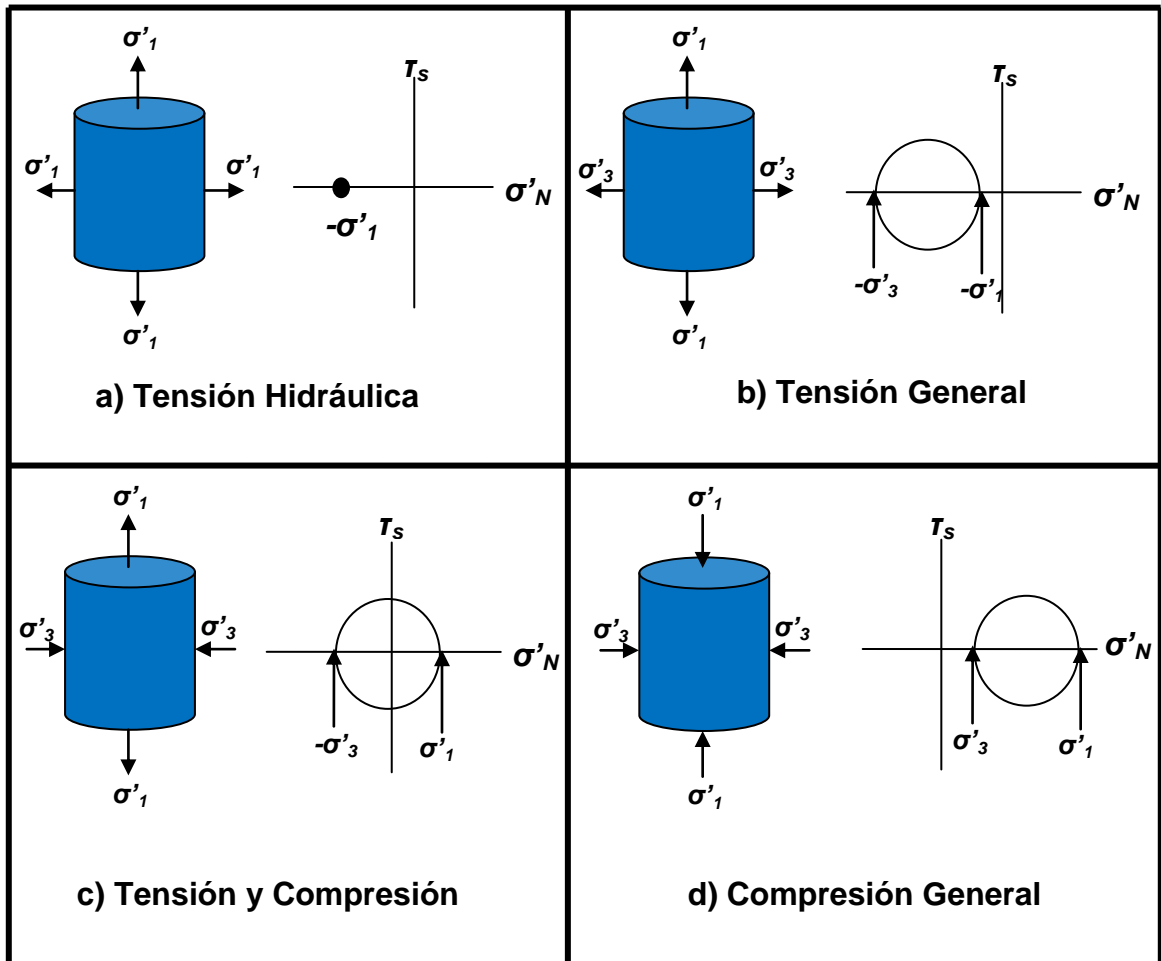


Figura 3.19. Diferentes estados de esfuerzos en el círculo de Mohr.

3.2.1.2 Criterio de falla de Mohr Coulomb

Si un núcleo de roca es sometido a un esfuerzo normal efectivo, como se muestra en el arreglo de la figura 3.20, y adicionalmente se aplica una fuerza de cizalladura en la dirección perpendicular como se observa en dicha figura, la fuerza de

cizalladura necesaria para desplazar la parte superior de la caja puede ser medida para varios valores de σ_N^{21} .

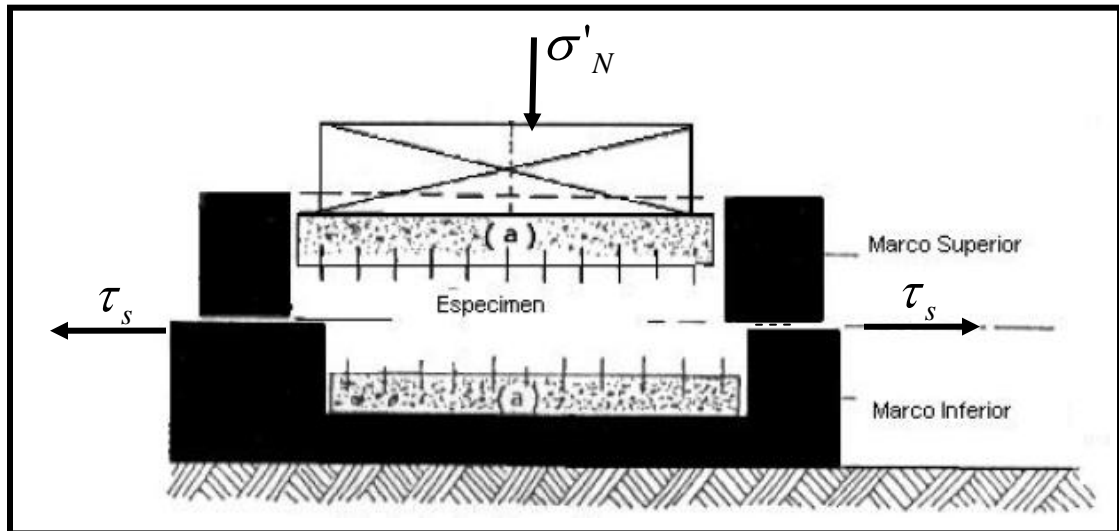


Figura 3.20. Falla de cizalladura y el círculo de Mohr.

Fuente: Grupo de geotecnia, facultad de Minas.

Para cada valor de σ_N existirá un valor τ_s para el cual ocurrirá la falla. Si se grafican estos dos valores, se obtendrá aproximadamente la siguiente tendencia lineal:

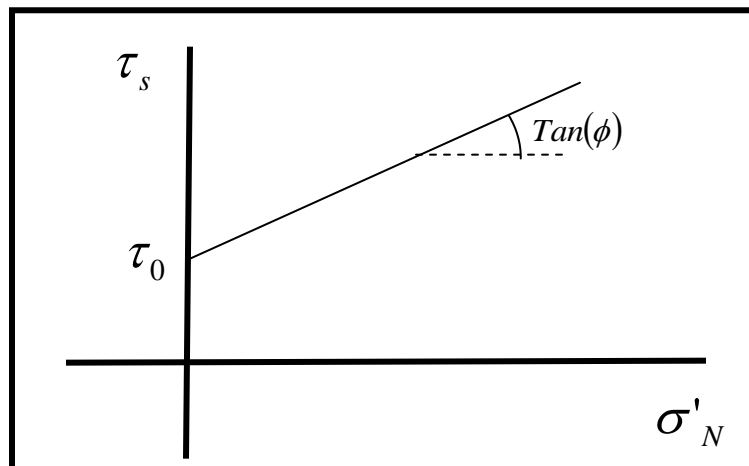


Figura 3.21. Envolvente de falla de Mohr Coulomb lineal.

Esta curva generada es comúnmente llamada envolvente de falla. Como una observación experimental se encuentra que el esfuerzo de cizalladura τ_s aumenta con el esfuerzo normal σ_N . Y por lo tanto se puede establecer que:

$$\tau_s = \tau_0 + \text{Tan}(\phi)\sigma'_N \quad (3.76)$$

Donde τ_0 es la fuerza de cizalladura cohesiva y $\text{Tan}(\phi)$ es el coeficiente de fricción interna de los granos que conforman la roca. Para que ocurra ruptura por cizalladura se deben superar dos fuentes de resistencia: La resistencia a la fricción de la roca τ_0 y la cohesión de la roca debido a cementación grano a grano de la misma $\text{Tan}(\phi)$ ²³. El ángulo de fricción interna ϕ posee comúnmente valores entre 20° y 50° .

Si se superpone el círculo de Mohr en la figura 3.20, entonces existirá un punto (**P**) en el cual el círculo de Mohr será interceptado por la línea envolvente. Para este estado específico de esfuerzos, y en ese ángulo, ocurrirá la falla por cizalladura (figura 3.22). De esta forma se puede concluir que existe una región estable por debajo de la línea envolvente, para la cual, en cualquier estado de esfuerzos sobre la roca, y en cualquier ángulo la roca nunca se fracturará por cizalladura²². Del mismo modo existirá una región inestable por encima de la línea envolvente para la cual, en cualquier estado de esfuerzos sobre la roca, y en determinado ángulo, está fallará por cizalladura²².

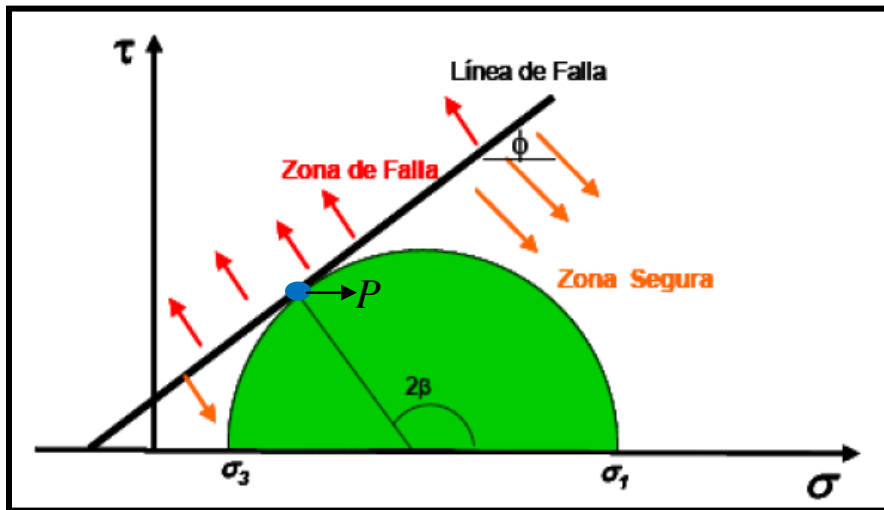


Figura 3.22. Superposición del círculo de Mohr con la línea de falla.

Ahora, la pregunta es cómo obtener la resistencia de la roca en el punto de falla en función de los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 .

Matemáticamente en el punto de intersección se debe cumplir que:

$$\left(\tau\right)_{\text{Circulo de Mohr}} = \left(\tau\right)_{\text{Criterio de falla de Mohr Coulomb}}$$

Igualando las ecuaciones 3.73 y 3.76 y dándole un valor característico al ángulo θ , como θ_f , que sería el ángulo θ para el cual la roca falla en el punto de intersección, entonces:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{Sen}(2\theta_f) = \tau_0 + \text{Tan}(\phi)\sigma_N \quad (3.77)$$

Como:

$$\sigma_N = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) \text{Cos}(2\theta_f) \quad (3.78)$$

Si se reemplaza el término σ_N en la ecuación 3.72 se tiene:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{Sen}(2\theta_f) = \tau_0 + \text{Tan}(\phi) \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) + \text{Tan}(\phi) \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \text{Cos}(2\theta_f)$$

(3.79)

Directamente el ángulo θ_f , no se puede despejar de la ecuación anterior, por ello es necesario recurrir al concepto de la derivada. Si se considera al esfuerzo principal σ_1 como la variable dependiente de la ecuación 3.79, entonces se debe cumplir que:

$$\frac{\partial \sigma_1}{\partial \theta_f} = 0 \tag{3.80}$$

Derivando la ecuación 3.79 se obtiene:

$$\frac{\partial \sigma_1}{\partial \theta_f} \frac{\text{Sen}(2\theta_f)}{2} + (\sigma_1 - \sigma_3) \text{Cos}(2\theta_f) =$$

$$\frac{\text{Tan}(\phi)}{2} \frac{\partial \sigma_1}{\partial \theta_f} + \text{Tan}(\phi) \frac{\partial \sigma_1}{\partial \theta_f} \frac{\text{Cos}(2\theta_f)}{2} - \text{Tan}(\phi) (\sigma_1 - \sigma_3) \text{Sen}(2\theta_f)$$

(3.81)

Para $\frac{\partial \sigma_1}{\partial \theta_f} = 0$ se tiene:

$$\text{Cos}(2\theta_f) = -\text{Tan}(\phi)\text{Sen}(2\theta_f) \quad (3.82)$$

$$\text{Cot}(2\theta_f) = -\text{Tan}(\phi) \quad (3.83)$$

Pero como:

$$\text{Cot}(x) = \text{Tan}(90 - x) \quad (3.84)$$

entonces:

$$\text{Tan}(90 - 2\theta_f) = -\text{Tan}(\phi) = \text{Tan}(-\phi) \quad (3.85)$$

Finalmente:

$$\theta_f = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad (3.86)$$

Es importante anotar que el valor del ángulo de falla está únicamente gobernado por el ángulo de fricción ϕ , Tal que la orientación del plano de falla es independiente de los esfuerzos de confinamiento²³.

Si se reemplaza la ecuacion 3.86 en la ecuacion 3.79 se obtiene el esfuerzo σ_1 en funcion del angulo de falla, cohesion y esfuerzo principal σ_3 :

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{Cos}(\phi) = \tau_0 + \text{Tan}(\phi) \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) + \text{Tan}(\phi) \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \text{Sen}(\phi)$$

(3.87)

Multiplicando a cada lado de la ecuación por $2\text{Cos}(\phi)$ se tiene que:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)(\text{Cos}^2(\phi) + \text{Sen}^2(\phi)) = 2\tau_0 \text{Cos}(\phi) + (\sigma_1 + \sigma_3) \text{Sen}(\phi)$$

(3.88)

Entonces:

$$\sigma_1(1 - \text{Sen}(\phi)) = 2\tau_0 \text{Cos}(\phi) + \sigma_3(1 + \text{Sen}(\phi)) \quad (3.89)$$

Finalmente, (teniendo en cuenta esfuerzos efectivos):

$$\sigma'_1 = 2\tau_0 \frac{\text{Cos}(\phi)}{1 - \text{Sen}(\phi)} + \sigma'_3 \frac{1 + \text{Sen}(\phi)}{1 - \text{Sen}(\phi)} \quad (3.90)$$

La anterior ecuación puede ser escrita en términos del ángulo de fractura θ_f :

$$\sigma'_1 = 2\tau_0 \text{Tan}(\theta_f) + \sigma'_3 \text{Tan}^2(\theta_f) \quad (3.91)$$

O en terminos del coeficiente de fricción interna $\mu_r = \text{Tan}(\phi)$:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + 2(\tau_0 + \mu_r \sigma'_3) \left(\sqrt{1 + \mu_r^2} + \mu_r \right) \quad (3.92)$$

3.2.1.3 Resistencia Uniaxial a la compresión (UCS)

La expresión para determinar la resistencia compresiva uniaxial, está dada por:

$$UCS = 2\tau_0 \tan(\theta_f) = 2\tau_0 \frac{\cos(\phi)}{1 - \sin(\phi)} = 2\tau_0 \left(\sqrt{1 + \mu_r^2} + \mu_r \right) \quad (3.93)$$

Se debe enfatizar que ésta expresión es únicamente válida, si el mecanismo de falla es bajo esfuerzo uniaxial y la falla es por cizalladura²³.

3.2.2 Falla por Tensión: Criterio Tensil³¹

La resistencia a la tensión es una propiedad de la roca, la cual indica la magnitud del esfuerzo necesario aplicar a la masa rocosa para generar una grieta (fracturarla).

El primer autor en trabajar con la resistencia a la tensión de los materiales fue Alan Arnold Griffith³². Su formulación matemática se presenta a continuación:

$$T_0 = \frac{K_{IC}}{\sqrt{\pi a_c}} \quad (3.94)$$

En donde:

T_0 : resistencia a la tensión de la roca

a_c : tamaño del defecto en la masa rocosa

K_{IC} : tenacidad a la fractura (propia de cada material)

Para areniscas el valor de K_{IC} se encuentra normalmente en el rango de 400 - 600 $psi\sqrt{in}$.

El criterio de falla por tensión en términos generales establece lo siguiente: Si el esfuerzo mínimo principal efectivo es menor que la resistencia a la tensión de la roca, se genera una falla por tensión.

$$\sigma'_3 \leq -T_o \quad (3.95)$$

En la figura 3.23 se puede observar que el efecto de la presión del lodo (P_w) sobre la cara del pozo es crear esfuerzos de tipo tensil de igual magnitud alrededor de este, por otra parte, los esfuerzos compresivos evitan que la roca falle por tensión (fractura), y se hacen cada vez mas pequeños a medida que la presión del pozo aumenta hasta que se convierten en esfuerzos de tensión, dando como consecuencia la ruptura de la roca generandose asi una fractura.

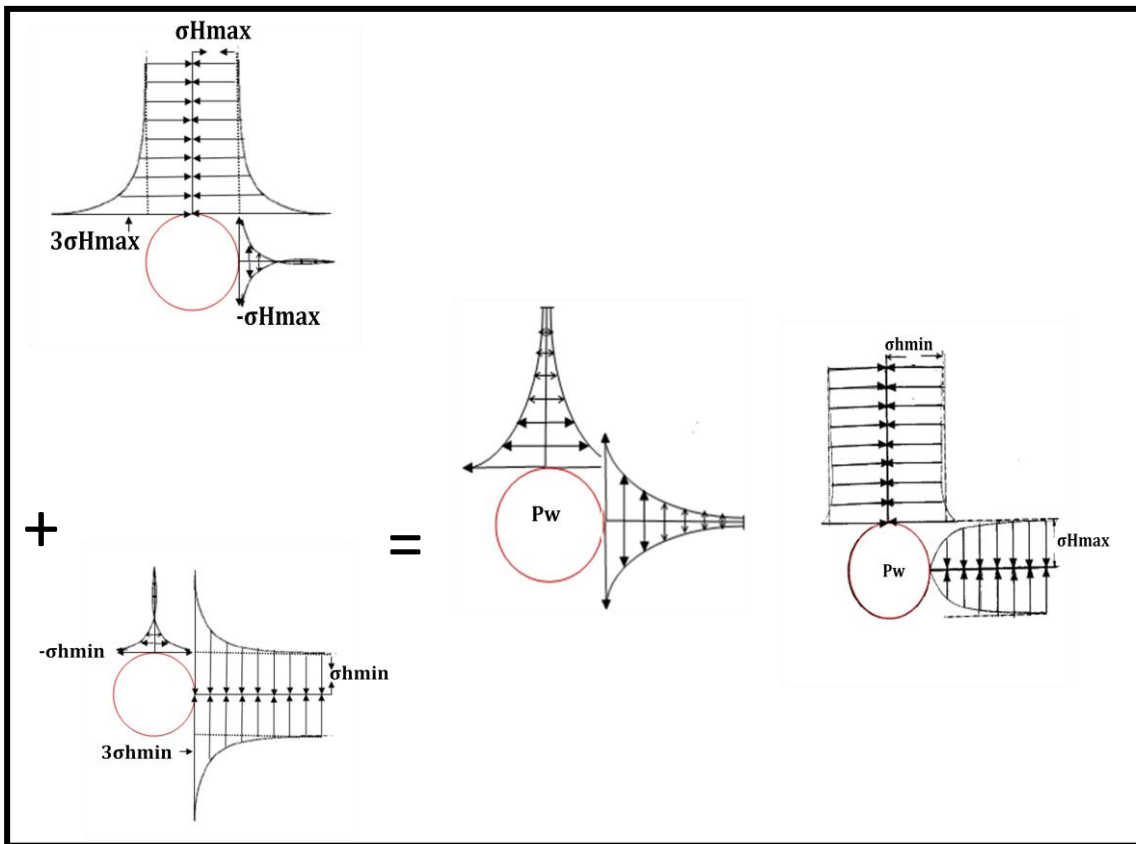


Figura 3.23. Efecto de la presión del lodo sobre los esfuerzos alrededor del pozo.

3.3 VENTANA PERMISIBLE DE LODO PARA CUALQUIER AZIMUT E INCLINACIÓN DE POZO

Ya con los criterios de falla tanto para compresión como para tensión y los esfuerzos alrededor del pozo ya establecidos, el siguiente paso es obtener las expresiones matemáticas que permitan establecer cuál sería la presión del pozo necesaria para que estos dos tipos de falla no ocurran, es decir la ventana de lodo. Para ello se analizara por separado cuales son las respectivas correlaciones tanto para la línea de colapso como para la línea de fractura.

3.3.1 Línea de colapso²⁴

Si se recuerda el criterio de falla por compresión de Mohr Coulomb (ecuación 3.92):

$$\sigma_1' = \sigma_3' + 2(\tau_o + \mu_r \sigma_3') \left(\sqrt{(1 + \mu_r^2)} + \mu_r \right)$$

Este criterio está en función de los esfuerzos principales σ_1' y σ_3' , que en definición son el esfuerzo máximo compresivo y el esfuerzo mínimo compresivo actuando sobre la roca. Como se puede apreciar este criterio de falla no tiene en cuenta el efecto del esfuerzo de confinamiento intermedio σ_2' , pues este no influye en el radio del círculo de Mohr.

Si se parte de los esfuerzos globales (σ_v σ_{Hmax} σ_{Hmin}), y se llevan estos esfuerzos a los esfuerzos actuando en la cara del pozo, en coordenadas cilíndricas (Ecuaciones 3.43 a 3.47), existen seis configuraciones posibles de esfuerzo máximo y mínimo principal (σ_1' y σ_3') para ser reemplazadas en el criterio de falla de Mohr Coulomb con el fin de dejar la expresión de falla en función de la presión del lodo (P_w):

1. $\sigma_{\theta} > \sigma_z > \sigma_r$
2. $\sigma_z > \sigma_{\theta} > \sigma_r$
3. $\sigma_{\theta} > \sigma_r > \sigma_z$
4. $\sigma_r > \sigma_{\theta} > \sigma_z$
5. $\sigma_z > \sigma_r > \sigma_{\theta}$
6. $\sigma_r > \sigma_z > \sigma_{\theta}$

Estos modos ocurren para configuraciones específicas de los esfuerzos. En seguida se presentan gráficamente los modos de falla y las configuraciones de los esfuerzos en que ocurren en caso de presentarse falla de cizalla.

1. Modo de Falla Tórica o Knockout Somero: Ocurre bajo la siguiente configuración de esfuerzos $\sigma_z > \sigma_{\theta} > \sigma_r$. Causada por pesos de lodo bajos, los ángulos de falla son grandes por lo cual la falla es de poca penetración o es poco profunda y puede ser confundida con una fractura vertical. Se presenta en un plano radial-axial, y su orientación está en dirección del esfuerzo radial (figura 3.24). En un registro de imagen este tipo de falla se presenta como en la figura 3.25.

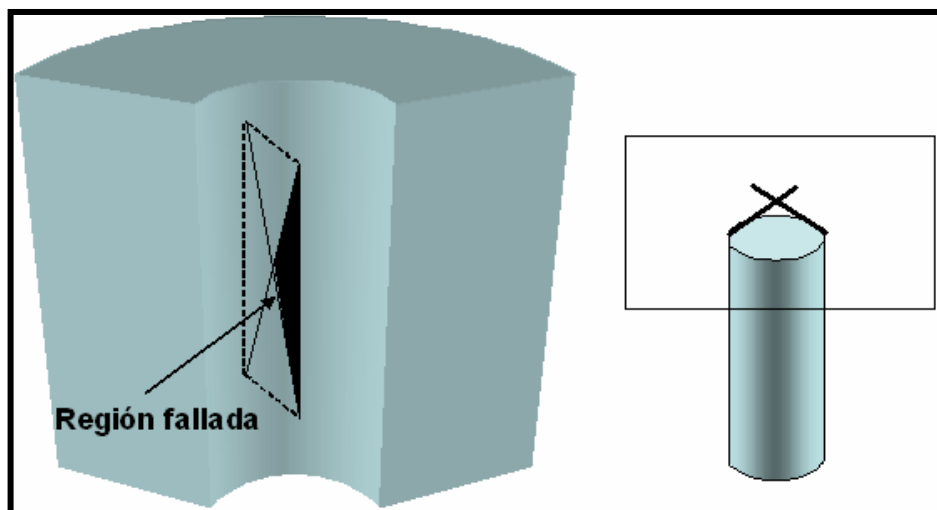


Figura 3.24. Modo de Falla Tórica o Knockout Somero.

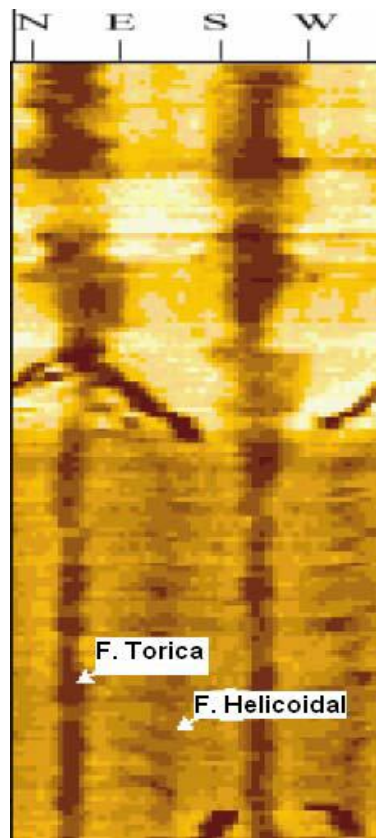


Figura 3.25. Fallas Tórica y Helicoidal vistas en un registro de imagen.

2. Modo de Falla de Breakout de Pozo o Breakout Ancho: Ocurre cuando se tiene la presente configuración de esfuerzos $\sigma_{\theta} > \sigma_z > \sigma_r$. Se debe a que el peso del lodo de perforación es demasiado bajo para mantener las paredes del pozo, lo cual trae como consecuencia un colapso del pozo.

Esta falla se caracteriza por ser ancha, ángulos de falla entre 30 y 60° generalmente y por lo tanto poco profunda. Se presenta en un plano radial-tangencial, y su orientación está en dirección del esfuerzo radial (Fig. 3.26). En un registro de imagen, este modo de falla se reconoce como se muestra en la figura 3.27.

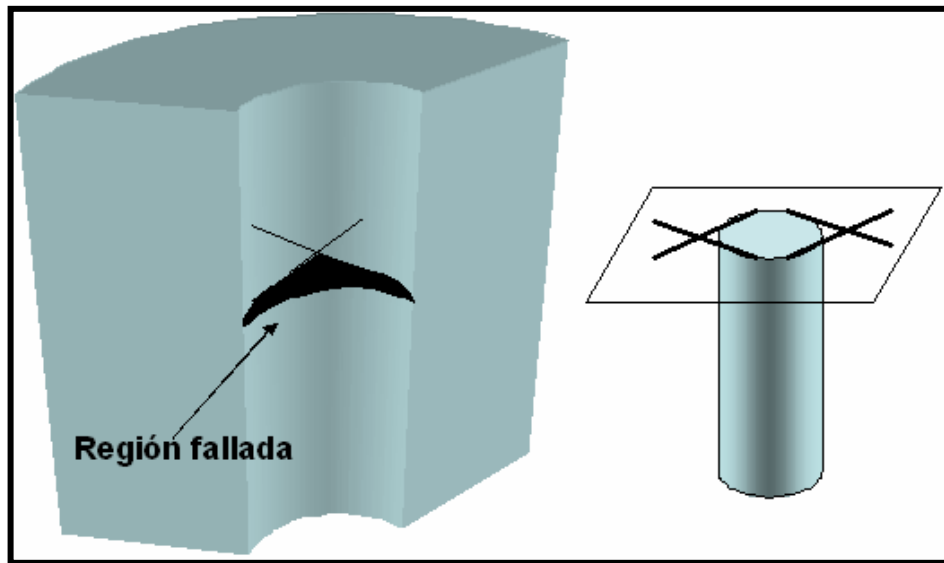


Figura 3.26. Modo de Falla de Breakout de Pozo o Breakout Ancho.

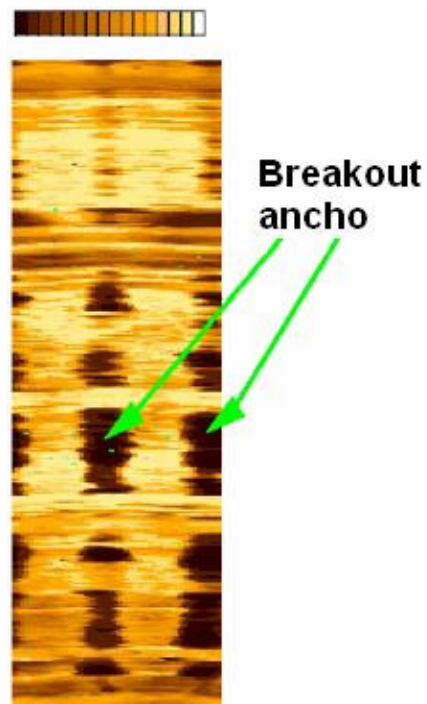


Figura 3.27. Breakout ancho visto en un registro de imagen.

3. Modo de Falla Helicoidal o de Escalón de Alto Ángulo: Ocurren para la siguiente configuración de esfuerzo $\sigma_z > \sigma_r > \sigma_\theta$. Esta falla forma fracturas de alto

ángulo que se presentan sobre un cuarto de la circunferencia del hueco. Se presenta en un plano axial tangencial, y su orientación está en la dirección del esfuerzo radial, como lo muestra la figura 3.28. Se extiende a altos ángulos y es muy difícil predecir su comportamiento postfalla. En un registro de imagen como el FMI, este tipo de falla se aprecia cómo lo indica la figura. 3.29.

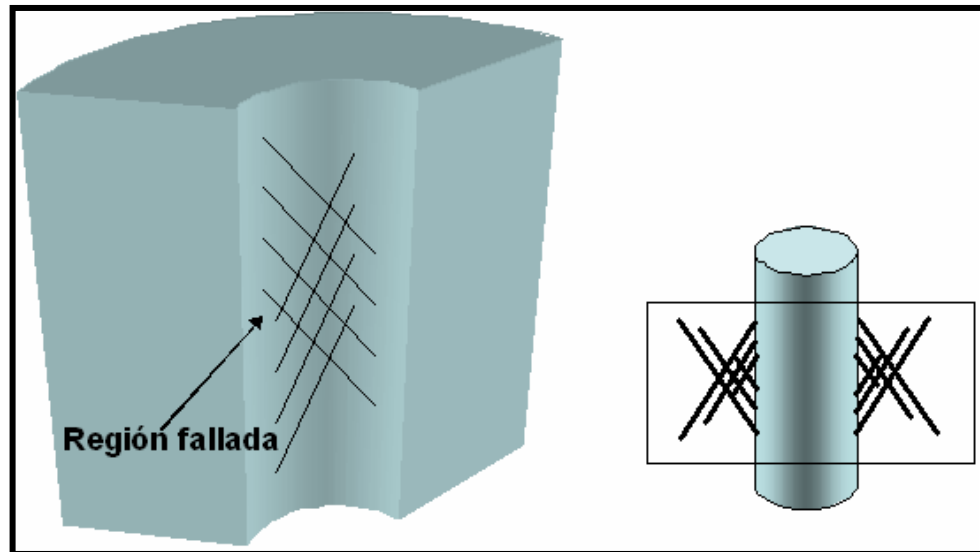


Figura 3.28. Modo de Falla Helicoidal o de Escalón de Alto Ángulo.

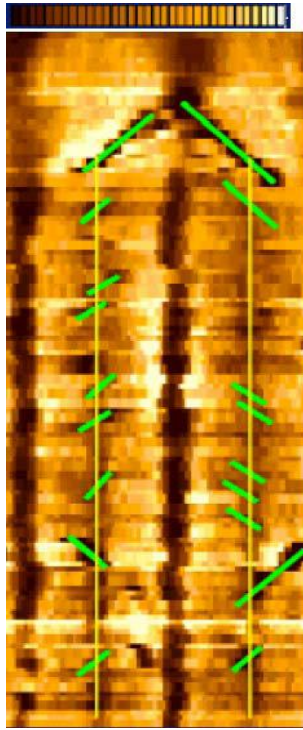


Figura 3.29. Escalón de Alto Ángulo visto en un registro de imagen.

4. Modo de Falla de Elongación o Breakout Angosto: Se presenta cuando la configuración de los esfuerzos al ocurrir la falla es $\sigma_r > \sigma_z > \sigma_\theta$. Esta ocurre a pesos de lodo altos, es una falla con la misma característica que la de breakout ancho (en cuanto que causa ovalización del pozo), pero los ángulos de falla son menores a 30° por lo cual son fallas profundas comparadas con las de breakout ancho. Se presenta en un plano radial tangencial y su orientación está en la dirección del esfuerzo radial (Fig. 3.30).

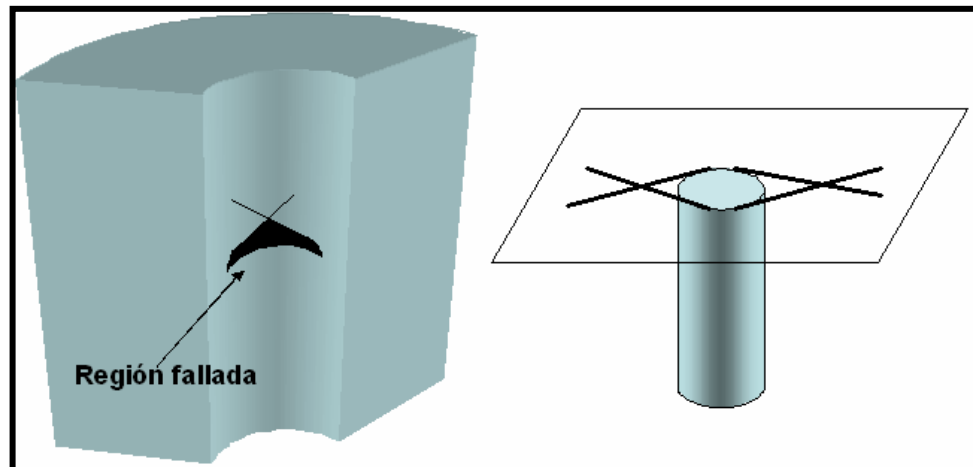


Figura 3.30. Modo de Falla de Elongación o Breakout Angosto.

5. Modo de Falla Knockout Profundo: Se presenta cuando la configuración de esfuerzos en el momento de la falla compresiva es $\sigma_r > \sigma_\theta > \sigma_z$. Es causada por pesos de lodo altos, y los ángulos de falla son pequeños, por lo cual la falla es profunda. Se presenta en un plano radial-axial y su orientación está en dirección del esfuerzo radial. (Fig. 3.31). Esta falla puede ser confundida con una fractura vertical debido a la pequeña área de circunferencia.

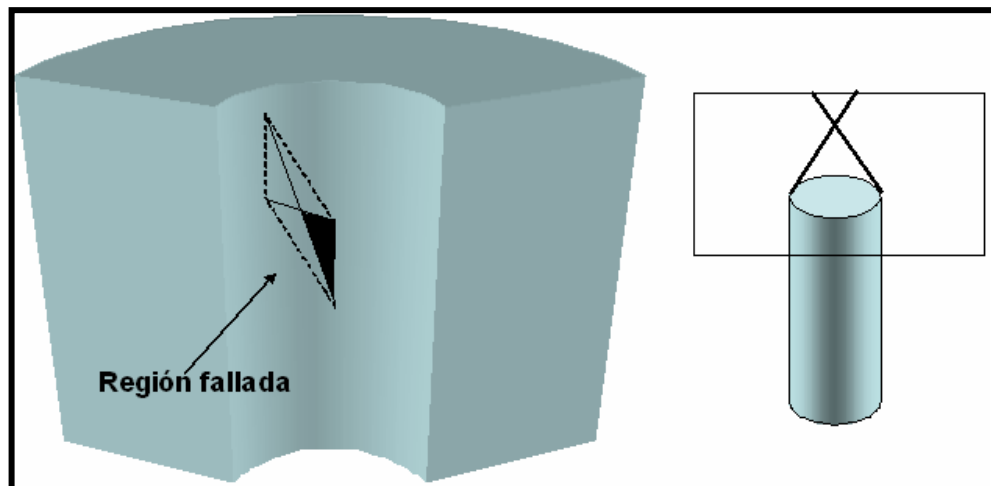


Figura 3.31. Modo de Falla Knockout Profundo.

6. Modo de Falla de Escalón de Bajo Ángulo: Ocurren para la siguiente configuración de esfuerzo $\sigma_\theta > \sigma_r > \sigma_z$. Se presenta sobre un cuarto de la circunferencia del hueco con un ángulo bajo de inclinación. Se presenta en un plano axial-tangencial, y su orientación es en dirección del esfuerzo axial (Fig. 3.32).

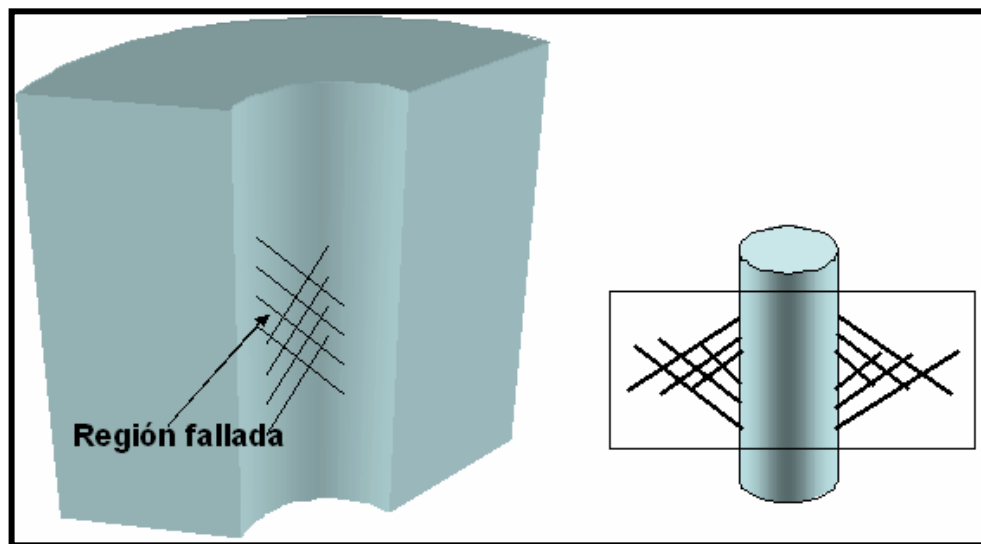


Figura 3.32. Modo de Falla de Escalón de Bajo Ángulo.

3.3.2 Línea de Fractura

Si se recuerda el criterio de falla por tensión (ecuación 3.95):

$$\sigma'_3 \leq -T_o$$

Cuando una formación está sujeta a esfuerzo de tensión, los granos constituyentes son separados en la dirección del esfuerzo de tensión, luego se crea una fractura perpendicular al esfuerzo tensil y la formación falla por tensión.

Los modos de falla tensil se encuentran divididos básicamente en:

1. Modo de Falla Tensil por Exfoliación. Ocurre bajo la siguiente configuración de esfuerzos $\sigma_{\theta} > \sigma_r$ y $\sigma_r < -T_0$; la falla de exfoliación no ocurre exactamente en la cara del pozo sino a una pequeña distancia de esta. Se presenta para presiones de lodo de perforación más bajas que la presión de poro de la formación. Esta falla es concéntrica con la pared del pozo y no puede ser vista en imágenes (Fig. 3.33).

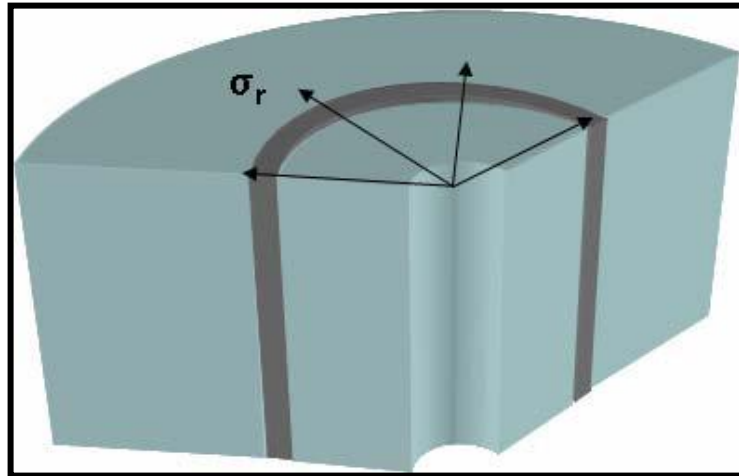


Figura 3.33. Falla Tensil por Exfoliación.

2. Modo de Falla Tensil de Fracturamiento Hidráulico. Ocurre bajo la configuración del siguiente régimen de esfuerzos $\sigma_r > \sigma_z > \sigma_{\theta}$ y $\sigma_{\theta} < -T_0$ (fractura vertical) y $\sigma_r > \sigma_{\theta} > \sigma_z$ y $\sigma_z < -T_0$ (fractura horizontal) cuando el lodo de perforación vence la resistencia tensil. Las fallas de tensión de fracturamiento hidráulico se reconocen por las pérdidas de circulación y pueden ser verticales u horizontales (tomando como referencia un pozo vertical, Fig. 3.34). En los registros de imágenes se pueden identificar estas fracturas a 180° una de la otra y son conocidas como fracturas de tensión inducidas (Fig. 3.35). Es de suma importancia señalar que mientras para la condición de pared impermeable sólo se

presentan fallas de fracturamiento vertical para la condición de pared permeable se requiere la consideración de falla de fracturamiento horizontal; lo cual se debe a que el esfuerzo axial efectivo es función de la presión del lodo, P_w .

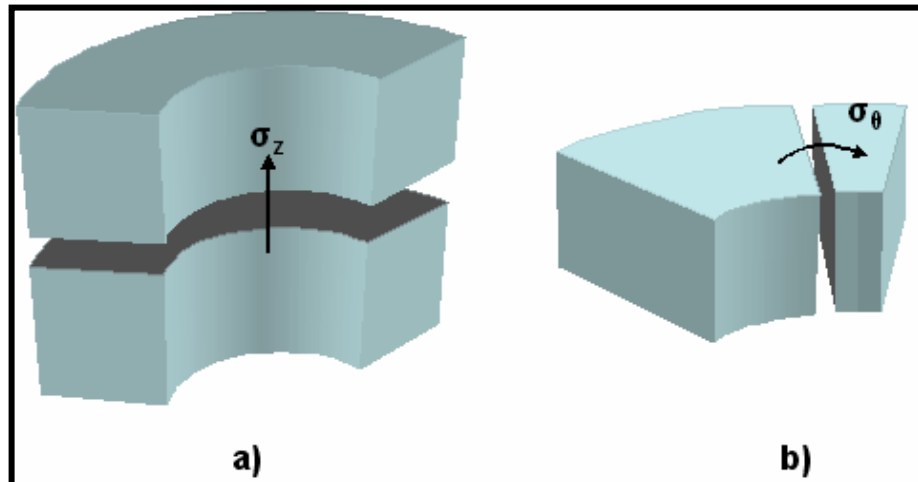


Figura 3.34. Fracturamiento Hidráulico. a) Fractura Horizontal. b) Fractura Vertical.

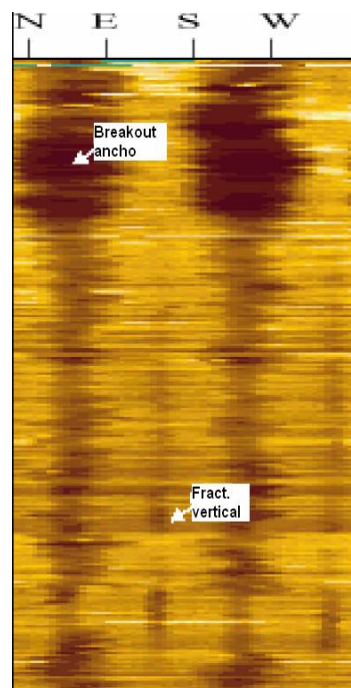


Figura 3.35. Fracturamiento Vertical y Breakout Ancho vistos en un registro de imagen.

3.3.3 Determinación de la presión de colapso en formaciones isotrópicas

Como se mostro previamente, existen diferentes tipos de falla compresivos, para los cuales según la condición de esfuerzos, se va a tener un determinado modo de falla, esto se da de la siguiente manera:

Condición Peso de Lodo Alto ($S_a > S_b$)

$$\sigma_r > \sigma_\theta > \sigma_z \quad \text{Knockout Profundo}$$

$$\sigma_r > \sigma_z > \sigma_\theta \quad \text{Breakout Angosto}$$

Condición Peso de Lodo Intermedio ($S_b > S_a > S_c$)

$$\sigma_\theta > \sigma_r > \sigma_z \quad \text{Escalón de Bajo Angulo}$$

$$\sigma_z > \sigma_r > \sigma_\theta \quad \text{Escalón de Alto Angulo}$$

Condición Peso de Lodo Bajo ($S_c > S_a$)

$$\sigma_z > \sigma_\theta > \sigma_r \quad \text{Knockout Somero}$$

$$\sigma_\theta > \sigma_z > \sigma_r \quad \text{Breakout Ancho}$$

Con base en estas tres condiciones de peso de lodo, se estableció mediante la sustitución de las ecuaciones 3.43 a 3.47, 3.52 y 3.54 en el criterio de falla de Mohr, las tres expresiones para determinar la presión de colapso en medios isotrópicos y homogéneos, las ecuaciones resultantes son:

Condición Peso de Lodo Alto

$$P_{wLA} = \frac{\left[\left(2D^2 * B - 2E(D+1) \right) \pm \sqrt{\left(2D^2 * B - 2E(D+1) \right)^2 - 4 \left(D^2 - (D+1)^2 \right) \left(D^2 * B^2 + D^2 * C - E^2 \right)} \right]}{2 \left(D^2 - (D+1)^2 \right)}$$

(3.96)

En donde,

$$A = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z - (2 + 2\nu)(\sigma_x - \sigma_y)\cos(2\theta) - (4 + 4\nu)\tau_{xy}\text{seno}(2\theta) - 2P_p$$

$$B = \sigma_x + \sigma_y - \sigma_z - (2 - 2\nu)(\sigma_x - \sigma_y)\cos(2\theta) - (4 - 4\nu)\tau_{xy}\text{seno}(2\theta)$$

$$C = 4(2\tau_{yz}\cos(\theta) - 2\tau_{zx}\text{seno}(\theta))^2$$

$$D = \frac{1}{2}\tan(\theta_f)^2$$

$$E = P_p + 2C_0 \tan(\theta_f) + D * A$$

Condición Peso de Lodo Intermedio

$$P_{wLI} = \frac{\left[(2EB - 2D^2 * A - F) + \sqrt{(2EB - 2D^2 * A - F)^2 - 4(E - D^2)(E * B^2 + EC - D^2 * A^2 - FA - G)} \right]}{2(E - D^2)}$$

(3.97)

En donde,

$$A = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z - (2 + 2\nu)(\sigma_x - \sigma_y)\cos(2\theta) - (4 + 4\nu)\tau_{xy}\text{seno}(2\theta) - 2P_p$$

$$B = \sigma_x + \sigma_y - \sigma_z - (2 - 2\nu)(\sigma_x - \sigma_y)\cos(2\theta) - (4 - 4\nu)\tau_{xy}\text{seno}(2\theta)$$

$$C = 4(2\tau_{yz}\cos(\theta) - 2\tau_{zx}\text{seno}(\theta))^2$$

$$D = \frac{1}{2}(\tan(\theta_f)^2 - 1)$$

$$E = 0.25(\tan(\theta_f)^2 + 1)^2$$

$$F = 4D * C_0 \tan(\theta_f)$$

$$G = 4C_0^2 \tan(\theta_f)^2$$

Condición Peso de Lodo Bajo

$$P_{wLB} = \frac{\left[(E) - \sqrt{(E)^2 - 4(G * F)} \right]}{2(G)}$$

(3.98)

En donde,

$$\begin{aligned}
A &= \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z - (2 + 2\nu)(\sigma_x - \sigma_y)\cos(2\theta) - (4 + 4\nu)\tau_{xy}\text{seno}(2\theta) - 2P_p \\
B &= \sigma_x + \sigma_y - \sigma_z - (2 - 2\nu)(\sigma_x - \sigma_y)\cos(2\theta) - (4 - 4\nu)\tau_{xy}\text{seno}(2\theta) \\
C &= (2\tau_{yz}\cos(\theta) - 2\tau_{zx}\text{seno}(\theta))^2 \\
D &= 2C_o \tan(\theta_f) - P_p \tan(\theta_f)^2 \\
E &= -\frac{1}{2}A + \frac{1}{2}B + 2D \tan(\theta_f)^2 - A \tan(\theta_f)^2 + D \\
F &= -\frac{1}{4}A^2 + \frac{1}{4}B^2 + C - D^2 + AD \\
G &= -\tan(\theta_f)^4 - \tan(\theta_f)^2
\end{aligned}$$

3.4 Ejemplo ilustrativo

Según lo descrito en este capítulo la línea de colapso y la línea de fractura (ventana de lodo) dependen de las siguientes variables: σ_V , σ_{Hmax} , σ_{hmin} , ψ , α , P_p , τ_o , Φ , T_o , siendo estas las variables a tener en cuenta. Es de anotar que todavía no se está teniendo en cuenta el efecto del buzamiento de las capas, es decir que las propiedades mecánicas de la roca como la cohesión (τ_o), el ángulo de fricción interna (Φ) y la resistencia a la tensión (T_o) son únicas y características de una formación isotrópica.

Para evaluar el comportamiento de la ventana de lodo según la inclinación y azimut del pozo (ψ y α) vamos a tener en cuenta el régimen de esfuerzos (normal, rumbo-deslizante y inverso), con las propiedades mecánicas de la roca constantes de acuerdo a los siguientes valores dados en gradiente:

PROPIEDAD	VALOR
h	6000 Ft
P_p	0.433 psi/Ft
c_o	0.4 psi/Ft
ϕ	35°
T_o	0.23 psi/Ft
v	0.25

Tabla3.1. Variables constantes.

La ventana de lodo se modelara de acuerdo a los siguientes valores y de acuerdo a cada régimen de esfuerzos

σ_v	1.2 psi/Ft
σ_{Hmax}	1 psi/Ft
σ_{hmin}	0.8 psi/Ft

Tabla3.2. Datos régimen normal.

σ_v	0.8 psi/Ft
σ_{Hmax}	1.2 psi/Ft
σ_{hmin}	1 psi/Ft

Tabla3.3. Datos régimen rumbo deslizando.

σ_v	1 psi/Ft
σ_{Hmax}	1.2 psi/Ft
σ_{hmin}	0.8 psi/Ft

Tabla3.4. Datos régimen inverso.

Para empezar el análisis, vamos a considerar como sería la ventana de lodo para un pozo vertical ($\alpha=0^0$ y $\psi=0^0$), tomando como referencia el régimen normal, pues el procedimiento es prácticamente el mismo para los otros dos regímenes.

Lo primero que se debe hacer es obtener los esfuerzos locales cartesianos actuando en la cara del pozo, para ello usamos las ecuaciones 3.9, 3.24, 3.28, 3.29, 3.32 y 3.33:

Régimen normal:

$$\sigma_x = \sigma_{hmin} = 0.8 \text{ psi/Ft} \quad \sigma_y = \sigma_{Hmax} = 1 \text{ psi/Ft} \quad \sigma_z = \sigma_v = 1.2 \text{ psi/Ft}$$

$$\tau_{xy} = \tau_{zx} = \tau_{yz} = 0 \text{ psi/Ft}$$

Como se puede observar, los esfuerzos globales son iguales a los esfuerzos locales actuando en la cara del pozo, y esto es debido a que los dos sistemas coordinados son los mismos, pues el pozo es vertical. Por otra parte también se observa que los esfuerzos de corte son iguales a cero, y esto es porque los esfuerzos globales son netamente normales.

Ya con los esfuerzos cartesianos locales, se pueden obtener los esfuerzos cilíndricos de acuerdo a las ecuaciones 3.43 a 3.47:

$$\sigma_r' = P_w - 0.433$$

$$\sigma_\theta' = 0.8 + 1 - 2(0.8 - 1)\text{Cos}(2\theta) - P_w - 0.433$$

$$\sigma_z' = 1.2 - 0.25(2(0.8 - 1)\cos(2\theta)) - 0.433$$

$$\tau_{r\theta} = \tau_{rZ} = \tau_{\theta z} = 0$$

El siguiente paso es obtener los esfuerzos principales σ'_{1p} y σ'_{3p} actuando alrededor del pozo (ecuación 3.49):

$$\tan(2\theta) = \frac{2 * 0}{0.8 - 1} = 0$$

Las soluciones de la anterior ecuación son $\theta_1=0^\circ$ y $\theta_3=90^\circ$, que son exactamente las direcciones de los esfuerzos principales globales (σ_{Hmax} y σ_{Hmin}).

Ahora se van a aplicar los respectivos criterios de falla, para ello primero suponemos que la presión del lodo es lo más baja posible $P_w=P_p=0.433$. Con esta suposición las ecuaciones de esfuerzo son:

$$\sigma_r' = 0$$

$$\sigma_\theta' = 0.934 + 0.4\cos(2\theta)$$

$$\sigma_z' = 0.767 + 0.1\cos(2\theta)$$

$$\tau_{r\theta} = \tau_{rZ} = \tau_{\theta z} = 0$$

Según las ecuaciones, el esfuerzo tangencial y axial varían de acuerdo al ángulo θ , que tienen sus valores máximos y mínimos en los respectivos ángulos $\theta_1=0^\circ$ y

$\theta_3 = 90^\circ$, de aquí la importancia de la consecución de estos ángulos, reemplazando estos valores:

$$\sigma_{\theta_1 p}' = 1.334 \text{ psi} / Ft \quad \sigma_{\theta_3 p}' = 0.534 \text{ psi} / Ft$$

$$\sigma_{z_1 p}' = 0.867 \text{ psi} / Ft \quad \sigma_{z_3 p}' = 0.667 \text{ psi} / Ft$$

Como se puede observar el esfuerzo tangencial es mayor que el esfuerzo axial en cualquier ángulo θ , siendo este el esfuerzo principal σ'_1 para reemplazar en el criterio de falla de Mohr Coulomb, entonces:

$$\sigma'_1 = \sigma'_\theta = 1.367 + 0.4 \text{Cos}(2\theta) - P_w$$

$$\sigma'_3 = \sigma'_r = P_w - 0.433$$

Reemplazando

$$P_w = P_c = \frac{1.8 + 0.4 \text{Cos}(2\theta) - 2(0.4 - \text{Tan}(35)0.433) \left(\sqrt{1 + \text{Tan}^2(35)} + \text{Tan}(35) \right)}{2 \left(1 + \text{Tan}(35) \left(\sqrt{1 + \text{Tan}^2(35)} + \text{Tan}(35) \right) \right)}$$

$$P_w = P_c = \frac{1.8 + 0.4 \text{Cos}(2\theta) - 0.372}{4.69}$$

$$P_w = P_c = 0.3 + 0.085 \text{Cos}(2\theta) \tag{3.99}$$

Para la presión de fractura (ecuación 3.99)

$$P_w = P_c = 1.8 + 0.4 \text{Cos}(2\theta) - 0.433 + 0.23$$

$$P_w = P_f = 1.597 + 0.4\text{Cos}(2\theta) \quad (3.100)$$

Graficando las respectivas correlaciones resultantes (ecuaciones 3.99 y 3.100):

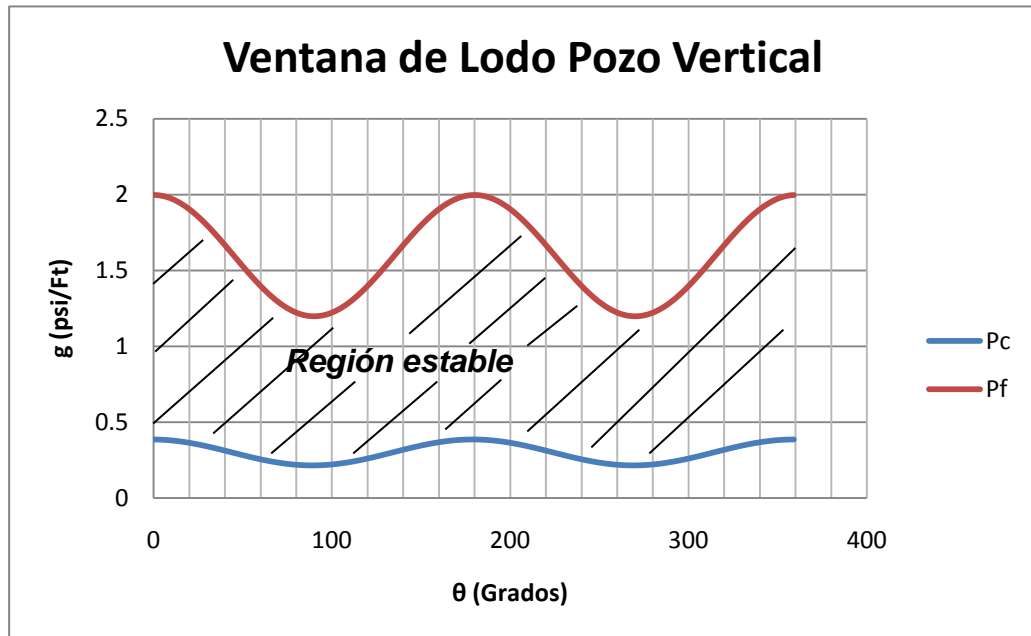


Figura 3.36. Ventana de lodo pozo vertical.

Como se puede observar en la figura 3.24, existirá un rango de gradientes de presión en el cual no existirá ninguno de los dos tipos de falla, este rango es conocido como "**región estable**".

Algo interesante que se puede notar en la grafica es que la presión tanto de colapso como de fractura es diferente para cada ángulo θ alrededor del pozo, entonces la pregunta es: cuál es la presión de colapso y fractura para el pozo a esa profundidad?, la respuesta es que debido a que la presión del lodo de perforación tiene un valor único a cada profundidad; para todos los θ , se debe garantizar que no inicie ningún tipo de falla, que en el caso de la presión de

colapso del pozo, sería la presión máxima descrita por la curva azul, es decir que la presión del lodo no debe caer por debajo de este valor, ya que si esto ocurre habrá una falla por colapso o un derrumbe en el pozo, a este ángulo θ que para el caso del ejemplo es la dirección del esfuerzo horizontal mínimo o un ángulo $\theta=0^{\circ}$.

Con el gradiente de fractura sucede lo contrario al gradiente de colapso, y es que debemos obtener la presión mínima que debemos manejar en el pozo para evitar que este se fracture, que en el caso ilustrado es el punto mínimo de la curva vino tinto y que se da en dirección del esfuerzo horizontal máximo o un ángulo $\theta=90^{\circ}$. Según lo anterior, el rango de presiones que se debe manejar para garantizar que ninguno de los dos tipos de falla ocurran en el pozo a cierta profundidad, son el mínimo de la curva que describe la presión de fractura, y el máximo de la curva que describe la presión de colapso, a este rango de presiones se le conoce como “**ventana segura de lodo**”, figura 3.25.

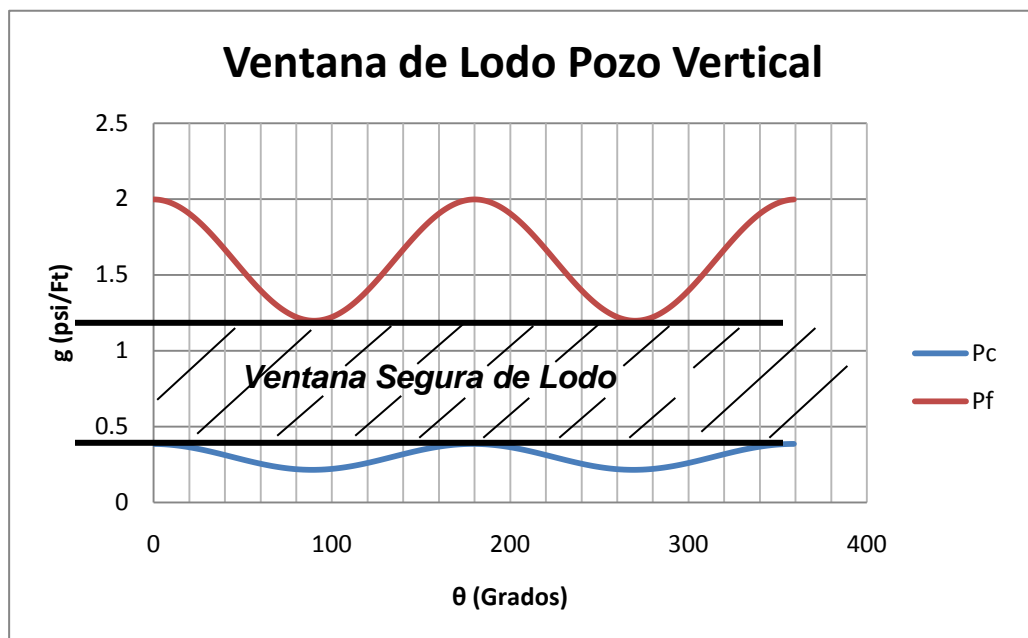


Figura 3.37. Ventana de lodo segura.

3.3.3.1 Importancia de la inclinación y azimut del pozo en la ventana de lodo

Ahora si se grafican los dos gradientes que conforman los límites de la ventana segura de lodo, (que son el gradiente de colapso y el gradiente de fractura del pozo) de acuerdo al azimut e inclinación del pozo para ejemplo de estudio, se obtendrán las siguientes tendencias de acuerdo a cada régimen:

- Régimen Normal:

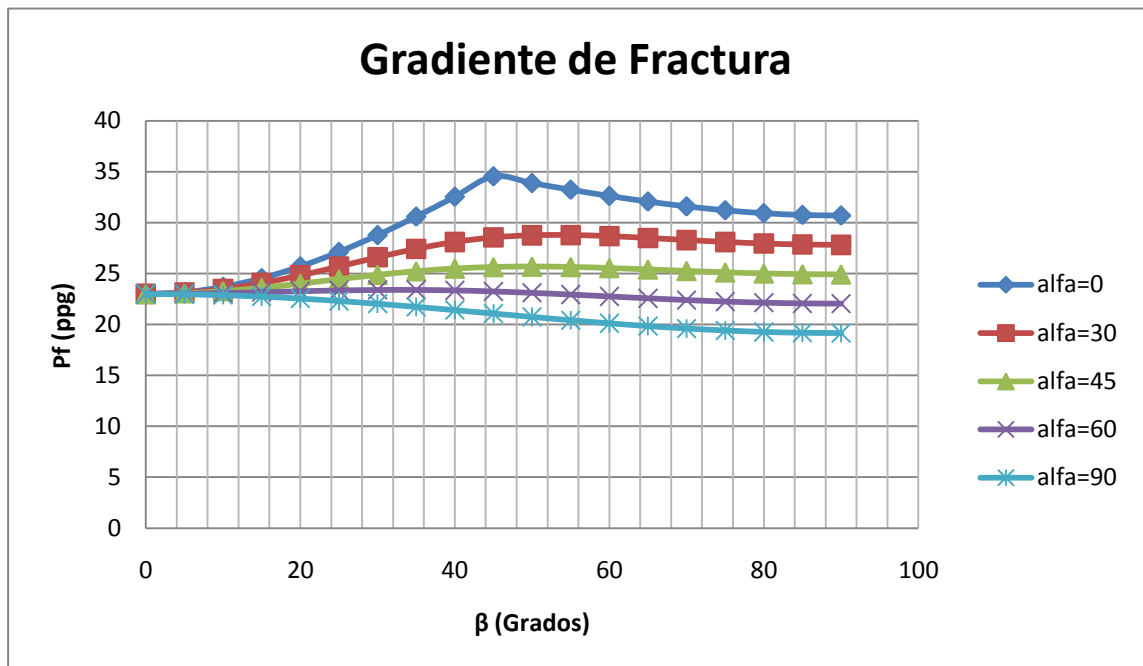


Figura 3.38. Sensibilidad presión de fractura régimen normal.

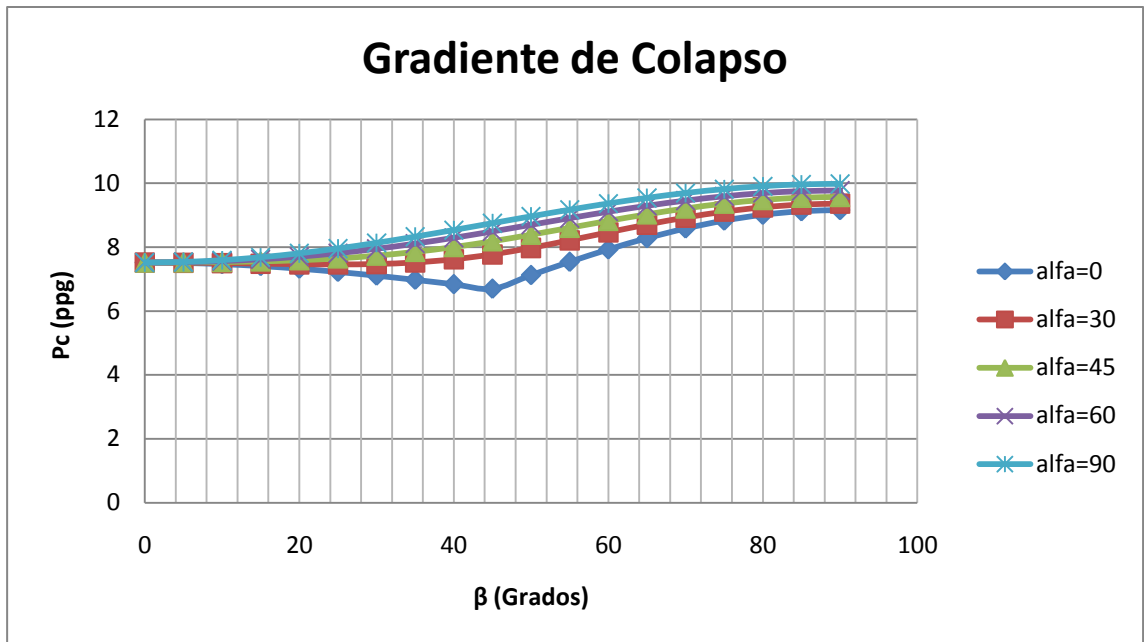


Figura 3.39. Sensibilidad presión de colapso régimen normal.

- **Régimen Rumbo-Deslizante:**

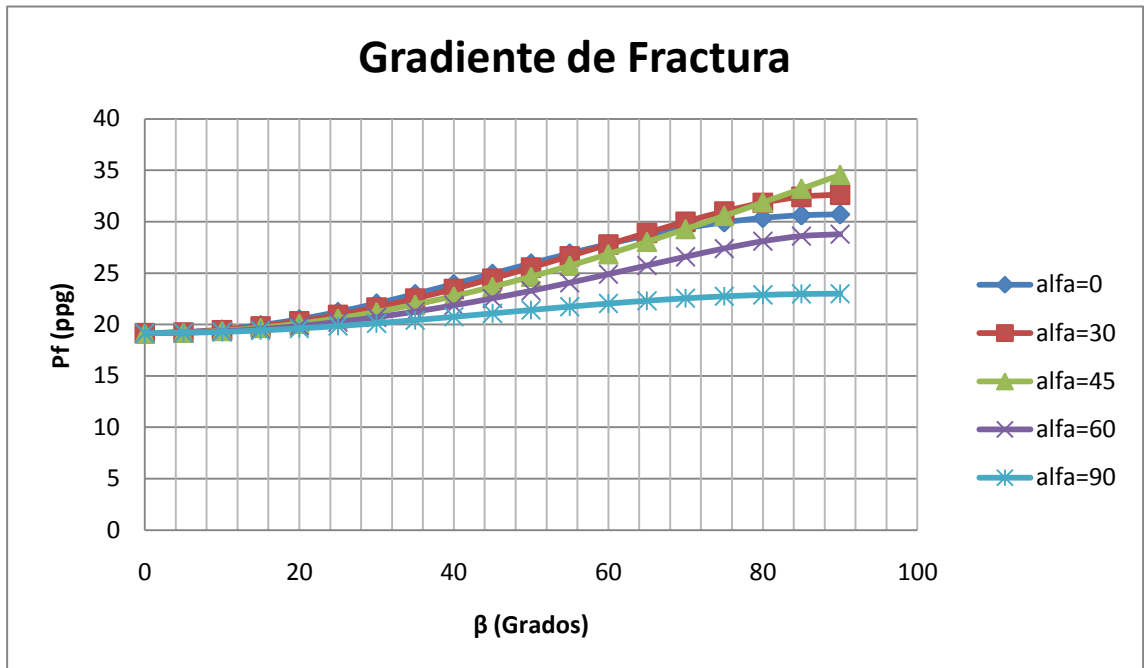


Figura 3.40. Sensibilidad presión de fractura régimen rumbo-deslizante.

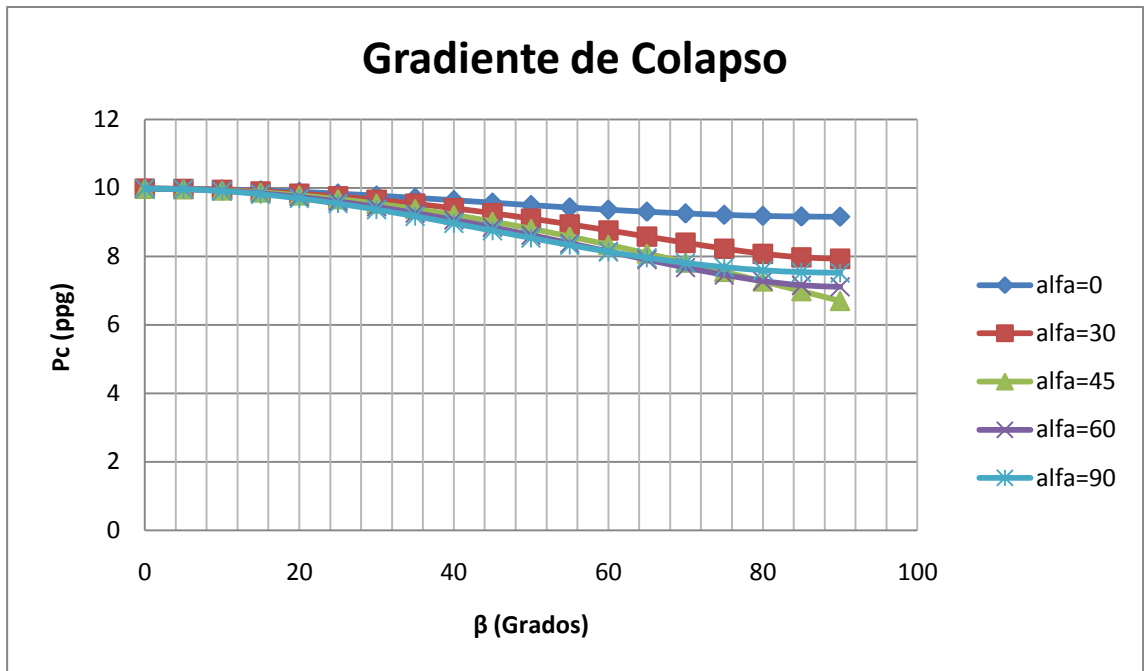


Figura 3.41. Sensibilidad presión de colapso régimen rumbo-deslizante.

- **Régimen Inverso:**

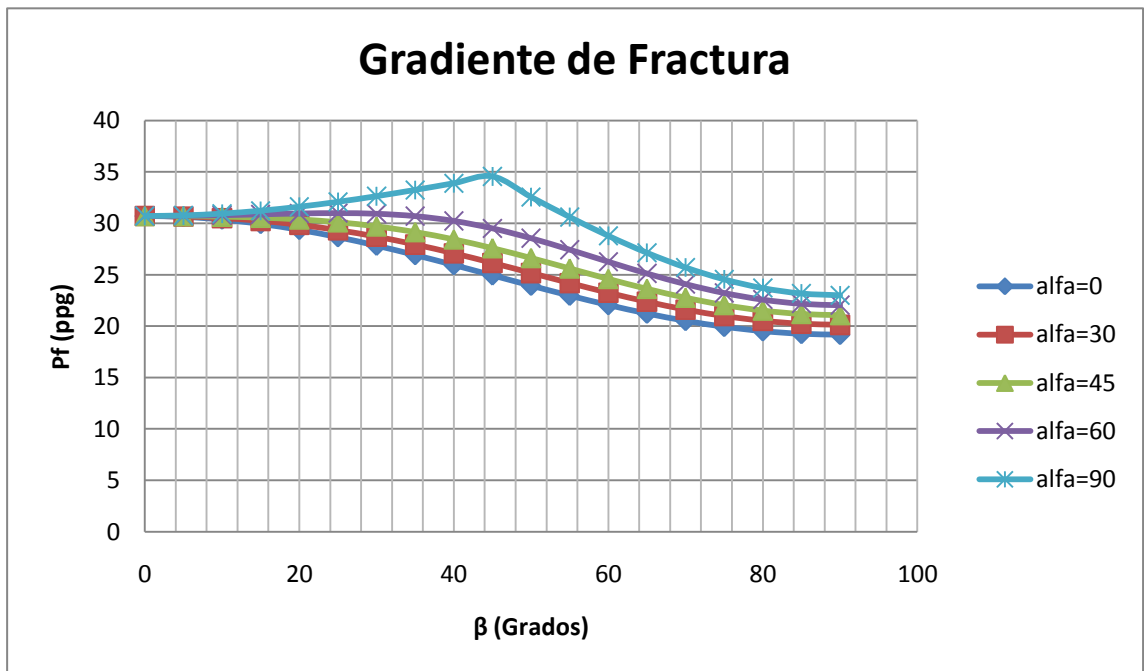


Figura 3.42. Sensibilidad presión de fractura régimen inverso.

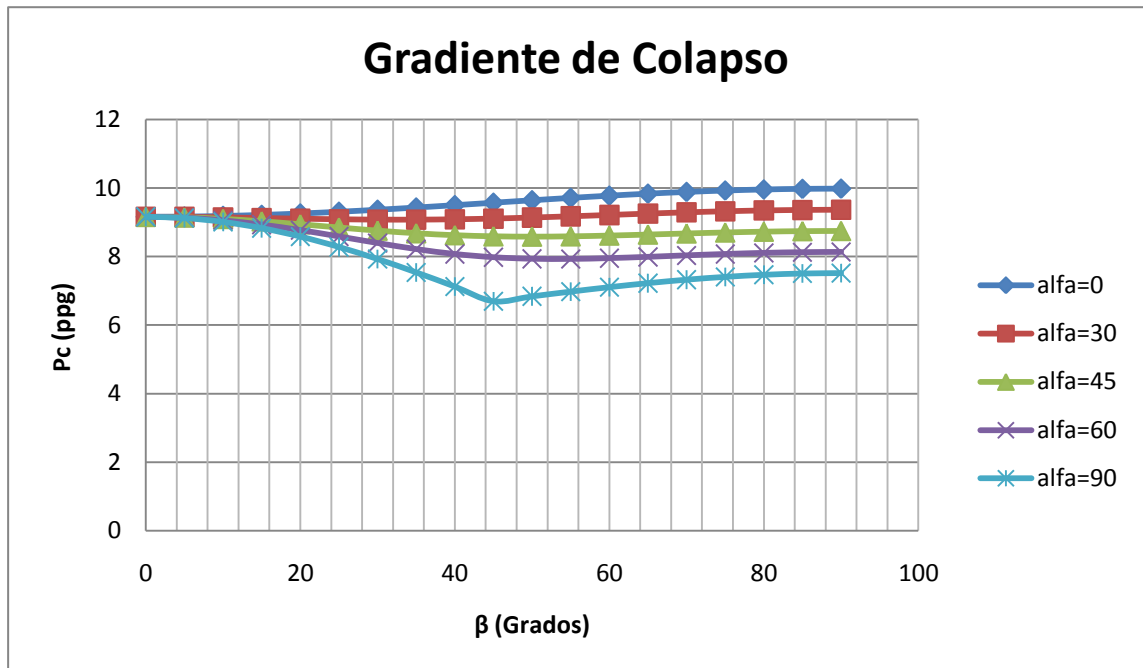


Figura 3.43. Sensibilidad presión de colapso régimen inverso.

La importancia de las graficas anteriores radica en que por medio de estas podemos predecir cuál será el rango de presiones de lodo más amplio de acuerdo a la inclinación y azimut del pozo. Ventanas de lodo más amplias aseguran tranquilidad al ingeniero de lodos, pues el riesgo de que ocurra cualquiera de los dos tipos de falla disminuye.

Si se observa detenidamente las graficas se puede apreciar que para cada régimen de esfuerzo existe ciertas inclinaciones y azimuts del pozo que dan las mayores ventanas de lodo segura, que para el caso del régimen normal esta se da cuando el azimut del pozo es de $\alpha=0^{\circ}$ a una determinada inclinación $\beta=45^{\circ}$, si se aplica el mismo análisis para el régimen inverso, la conclusión es la misma, y en cuanto al régimen rumbo deslizante esta condición se da cuando se tiene un pozo horizontal $\beta=90^{\circ}$ y un azimut de $\alpha=45^{\circ}$. La razón de los anteriores comportamientos es debido a la magnitud de los esfuerzo principales globales (σ_v

σ_{Hmax} σ_{hmin}) , pues cuando el pozo está inclinado ciertos grados en el plano conformado por el esfuerzo máximo global y el esfuerzo mínimo global (figura 3.31) el numerador, en el caso del criterio de falla por colapso se hace el más grande para todas las condiciones de inclinación, que para la posibilidad 1 ($\sigma'_\theta > \sigma'_z > \sigma'_r$) hace que el termino $-2(\sigma_x - \sigma_y)\text{Cos}(2\theta)$ se anule y el termino $(\sigma_x + \sigma_y)$ tenga el mayor valor posible, esto es debido a que en este punto los esfuerzo principales σ'_{1p} y σ'_{3p} tienen las mismas magnitudes haciendo que en la distribución de esfuerzos alrededor del pozo sea isotrópica. Si se cumple la posibilidad 2 ($\sigma'_z > \sigma'_\theta > \sigma'_r$), la mayor presión de colapso se dará en la dirección del mayor esfuerzo global. Para el caso del criterio de la falla por fractura este se hace máximo, igual que para cuando se cumple la posibilidad 1 del criterio de falla por colapso.

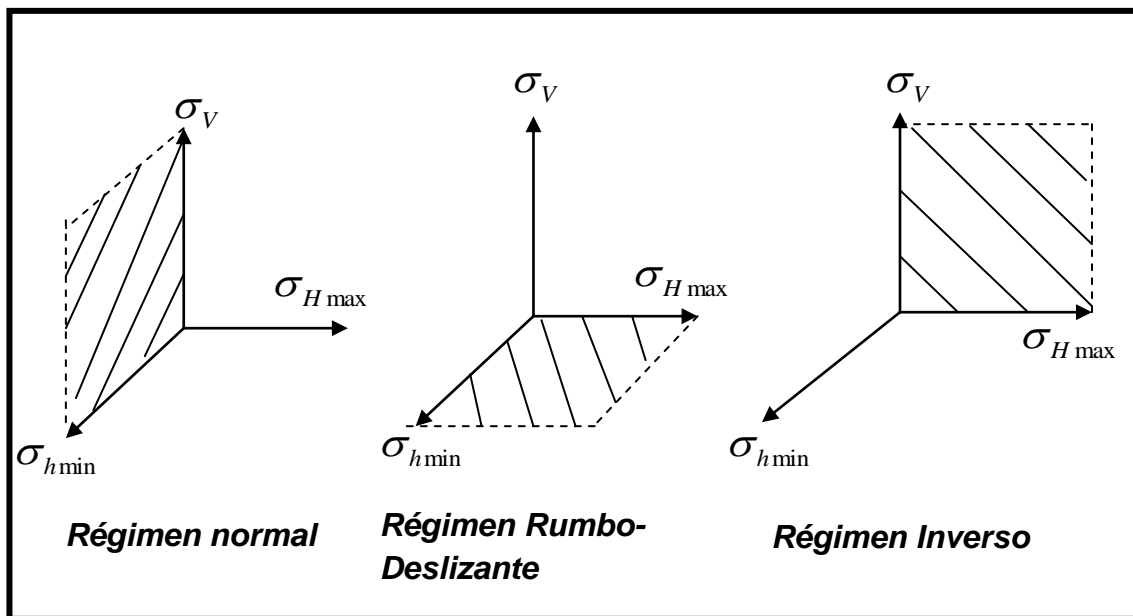


Figura 3.44. Planos de la ubicación de la ventana más amplia de lodo según el régimen de esfuerzo.

Otra conclusión importante es que las ventanas de lodo más estrechas para el régimen rumbo deslizante se presentan cuando se tiene un pozo vertical, para el régimen inverso en pozos horizontales perforados en la dirección del esfuerzo horizontal mínimo (σ_{hmin}) y para el régimen normal en pozos horizontales perforados en dirección del esfuerzo horizontal máximo (σ_{Hmax}), es decir en la dirección del esfuerzo global intermedio.

4. MODELO DE FALLA PARA ROCAS ANISOTROPICAS

4.1 Clases de Anisotropía⁷

Mientras el criterio de falla para rocas intactas asume que la masa de roca se comporta como un material isotrópico, realmente la mayoría de las rocas experimentan una dirección experimental de falla y son llamadas rocas anisotrópicas. En el caso de rocas sedimentarias, las variaciones mineralógicas a través de los granos en diferentes capas y otros rasgos deposicionales tales como planos de buzamiento, foliación o zonas de corte y esquistosidad pueden causar anisotropía.

La anisotropía existe en propiedades tales como la resistencia (tensión, compresión y corte), propiedades de deformación y tasas de filtración, como lo estableció Ramamurthy en 1993; quien clasificó la anisotropía de las rocas como se indica en la figura 4.1. Hay dos tipos de anisotropía; inherente e inducida. La anisotropía inherente es causada durante la formación de la roca (planos de buzamiento, foliación) y la anisotropía inducida es causada por cambios en los esfuerzos después de que la roca es formada (conexiones, fracturas, planos de corte y fallas).

Ramamurthy, clasificó la anisotropía en tres tipos:

- Anisotropía tipo U
- Anisotropía tipo hombro
- Anisotropía de tipo ondulatoria

La anisotropía tipo en U es generalmente vista en pizarras las cuales tienen un set paralelo de clivaje o plano de debilidad como una fuente de anisotropía. La anisotropía tipo hombro es observada en materiales tales como la arenisca debido a su depositación natural y la anisotropía tipo ondulatoria es observada en

carbones, diatomitas y los modelos de pared de ladrillos (brick wall) donde la presencia de varios planos de debilidad pueden ser visto uno a través del otro.

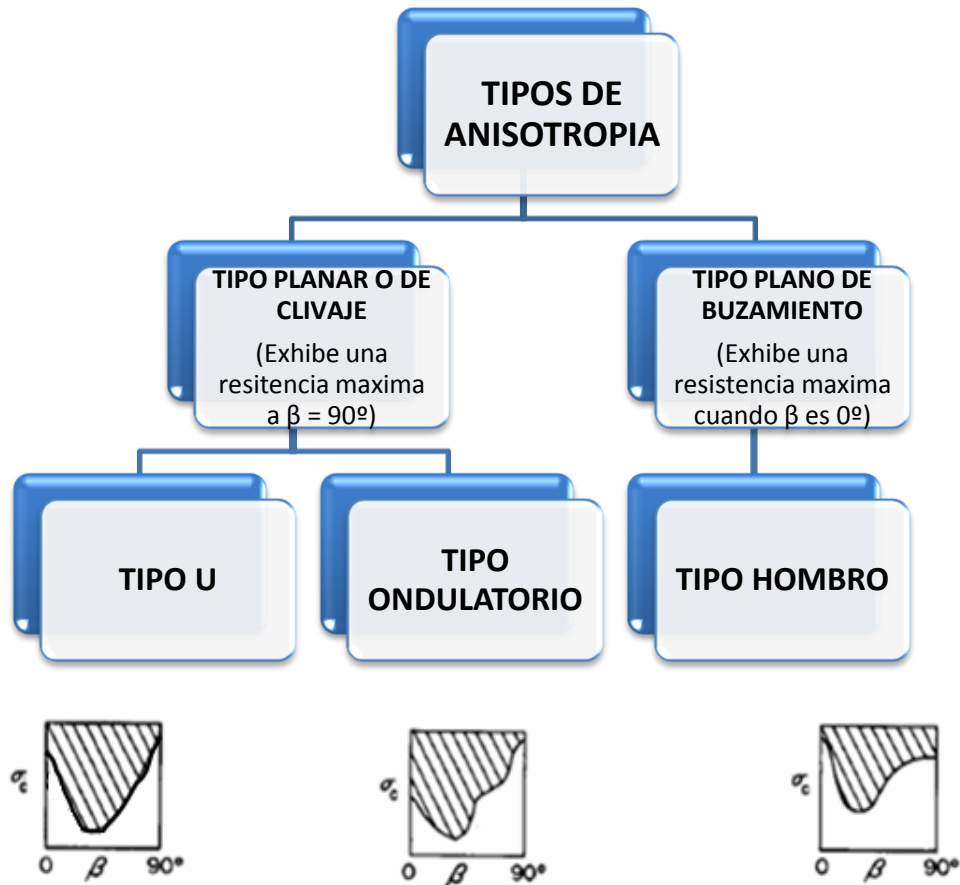


Figura 4.1. Tipos de anisotropía según Ramamurthy, 1993.

Expresiones para predecir la resistencia anisotrópica de rocas han sido descritas por Jaeger (1960), Bray (1967), Walsh and Brace (1964), McLemore and Gray (1967), Ramamurthy (1993) y Hoek (2002). Cada ecuación tiene ventajas sobre las otras cuando se detallan con diferentes tipos de anisotropía. Por ejemplo, la anisotropía tipo U es bien modelada por la expresión de McLemore and Gray (1967) y la anisotropía tipo hombro por la correlación de Jaeger (1960). Esta última expresión fue modificada por Hoek (1983) para ofrecer un método de regresión que predice la resistencia de las masas rocosas exhibiendo anisotropía

tipo ondulatoria. La expresión más general de Ramamurthy (1993) tiene la mejor predicción con todos los tipos de anisotropía en la mayoría de casos.

4.1.1 Criterios de Falla en Rocas Anisotropicas^{7,8}

Los criterios citados a continuación son las correlaciones más importantes que han sido deducidas, en cuanto a la determinación de la resistencia compresiva de rocas anisotrópicas:

AUTOR	CRITERIO	PARÁMETROS DEL CRITERIO	NOTA	
Jaeger 1960	<p>Teoría de resistencia cohesiva variable:</p> $(\sigma_1 - \sigma_3)$ $= \frac{2[A - B \cos 2(\alpha - \beta)] - 2\sigma_1 \tan \phi}{\tan \phi - \sqrt{1 + \tan^2 \phi}}$	<p>A y B son determinadas así: Nótese que cuando $\beta = \alpha$, $\cos 2(\alpha - \beta) = 1$ Entonces: $T_{\alpha(\beta = \alpha)} = A - B$ Cuando $\beta = \alpha + 45^\circ$, entonces: $\cos 2(\alpha - \beta) = 0$, así: $T_{\alpha(\beta = \alpha + 45^\circ)} = A$ Si α se asume igual a 30°, entonces: $T_{\alpha(\beta = 75^\circ)} = A$ y $T_{\alpha(\beta = 75^\circ)} - T_{\alpha(\beta = 30^\circ)} = B$</p>	<p>$T_0 =$ Resistencia cohesiva $\tan \phi =$ Coef. de fricción interna $\sigma_1 =$ Presión de confinamiento $\beta =$ Angulo entre el esfuerzo axial, σ_3, y el plano de buzamiento $\alpha =$ Valor de β, para el que T_0 es mínimo</p>	<p>Está basada en la teoría de Morh-Coulomb. En ella se asume que la resistencia cohesiva del material es una función continua de β.</p>

Tomado de: T McLamore Y Gray E. K. Member AIME, Texas Petroleum Research Committee, A strength criterion for anisotropic rocks based upon experimental observations, SPE, 1967.

AUTOR	CRITERIO	PARÁMETROS DEL CRITERIO	NOTA
Walsh – Brace 1964	$(\sigma_1 - \sigma_3) = C_{os} + \frac{2\mu_s \sigma_1}{(1 + \mu_s^2)^{0.5} - \mu_s} \dots\dots\dots(1)$ $= \frac{C_{oL} [(1 + \mu_L^2)^{0.5} - \mu_L] + 2\mu_s \sigma_1}{2 * \text{seno}(\beta) * \text{cos}(\beta) * (1 - \mu_L \tan(\beta))} \dots\dots\dots(2)$	<p>C_{os} y C_{oL} = Resistencia compresiva atmosférica de las fracturas cortas y largas, respectivamente</p> <p>μ_s y μ_L = Coef. de fricción interna de las fracturas cortas y largas, respectivamente</p> <p>σ_1 = Presión de confinamiento</p> <p>β = Angulo entre el esfuerzo axial, σ_3, y el plano de buzamiento</p>	<p>Asume que la falla es tensil por naturaleza y que el cuerpo rocoso está compuesto por largas y cortas grietas o fracturas orientadas de forma aleatoria.</p> <p>La fractura se puede dar a través del crecimiento de las fracturas cortas (1) o largas(2), dependiendo de la orientación del sistema de dichas fracturas con respecto a la carga aplicada $\sigma_3 - \sigma_1$.</p>

Tomado de: T McLamore Y Gray E. K. Member AIME, Texas Petroleum Research Committee, A strength criterion for anisotropic rocks based upon experimental observations, SPE, 1967.

AUTOR	CRITERIO	PARÁMETROS DEL CRITERIO	NOTA	
McLamore y Gray, 1967	$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2\tau_o - 2\sigma_1 \tan\phi}$ $= \frac{\tau_o - \sigma_1 \tan\phi}{\tan\phi - \sqrt{1 + \tan^2\phi}}$	<p>Donde: Para $0^\circ \leq \beta \leq \alpha$:</p> $\tau_o = A_1 - B_1[\cos 2(\alpha - \beta)]^n$ <p>Para $\alpha \leq \beta \leq 90^\circ$</p> $\tau_o = A_2 - B_2[\cos 2(\alpha - \beta)]^n$	<p>τ_o= Resistencia cohesiva</p> <p>Tanϕ= Coef. de fricción interna</p> <p>σ_1= Presión de confinamiento</p> <p>β= Angulo entre el esfuerzo axial, σ_3, y el plano de buzamiento</p> <p>α= Valor de β, para el que T_o es mínimo</p>	<p>Este criterio fue deducido en base al estudio de los criterios ya mencionados previamente.</p> <p>n denota el tipo de anisotropía y varia de 1 a 6 según la anisotropía de la roca, planar(pizarras) o lineal (arenas y arcillas).</p>

Tomado de: T McLamore y Gray E. K. Member AIME, Texas Petroleum Research Committee, A strength criterion for anisotropic rocks based upon experimental observations, SPE, 1967.

AUTOR	CRITERIO	PARÁMETROS DEL CRITERIO		NOTA
Donath, 1972	Teoría de resistencia cohesiva y ángulo de fricción variable: $(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{2[A - B\cos 2(\alpha - \beta)] - 2\sigma_1 \tan \phi}{\tan \phi - \sqrt{1 + \tan^2 \phi}}$	Donde: Para $0^\circ \leq \beta \leq \alpha$: $\tan \phi = C_1 - D_1 [\cos 2(\alpha - \beta)]$ Para $\alpha \leq \beta \leq 90^\circ$: $\tan \phi = C_2 - D_2 [\cos 2(\alpha - \beta)]$	C y D son constantes determinadas en laboratorio TanΦ= Coef. de fricción interna σ_1 = Presión de confinamiento β = Angulo entre el esfuerzo axial, σ_3 , y el plano de buzamiento α = Valor de β , para el que T_o es mínimo	Es similar al criterio establecido por Jaeger (1960), pero además de variar la cohesión, incluye una relación que hace también variable al coeficiente de fricción interna, TanΦ.

Tomado de: T McLamore y Gray E. K. Member AIME, Texas Petroleum Research Committee, A strength criterion for anisotropic rocks based upon experimental observations, SPE, 1967.

AUTOR	CRITERIO	PARÁMETROS DEL CRITERIO	NOTA	
Ramamurthy, 1993	$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_3}$ $= B_j \left(\frac{\sigma_{cj}}{\sigma_3} \right)^{\alpha_j}$	$\frac{\sigma_{cj}}{\sigma_{ci}} = \exp[-0,008J_f]$ $J_f = \frac{J_n}{(n \cdot r)}$ $B_j = \frac{B_i}{0,13 \exp \left[2,037 \sqrt{\frac{\sigma_{cj}}{\sigma_{ci}}} \right]}$ $\frac{\alpha_j}{\alpha_i} = \sqrt{\frac{\sigma_{cj}}{\sigma_{ci}}}$	<p>B_i= Constante del material de la roca intacta</p> <p>J_f= factor de la conexión (joint)</p> <p>n= parámetro de inclinación que depende de la orientación de β con la vertical.</p> <p>α= Pendiente de la curva entre $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_3}$ y $\frac{\sigma_{cj}}{\sigma_3}$ en escala log-log.</p> <p>r= Parámetro de la resistencia de la conexión(joint).</p>	<p>Aplicable a regiones dúctiles y frágiles.</p> <p>Este criterio es una modificación del propuesto por este mismo autor en el año 1986.</p>

Tomado de: Stewart Scott, Rock Mass Strength and Deformability of Unweathered closely jointed New Zealand Greywacke.

AUTOR	CRITERIO	PARÁMETROS DEL CRITERIO		NOTA
Hoek, 2002	$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$	$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$ $s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$ $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right)$	$m_i =$ Parámetro hallado de tablas o resultados de pruebas triaxiales. $\sigma_{ci} =$ Se determina mediante la regresión de los datos triaxiales. GSI= Índice de Resistencia Geológica.	Este criterio solo aplica para el rango donde la roca se comporta como una roca frágil.

Tomado de: Stewart Scott, Rock Mass Strength and Deformability of Unweathered closely jointed New Zealand Greywacke.

4.1.2 Aplicación de los Criterios Formulados⁹

Ejemplo de Aplicación

Este estudio fue llevado a cabo con el fin de hacer un análisis de la resistencia de falla en compresión en rocas anisotrópicas (rocas laminadas) en la formación Handere, Adana, en Turquía. Un total de 400 muestras de arenisca y limolita fueron utilizadas para este experimento. Se trabajaron cuatro de las teorías ya mencionadas que modelan este fenómeno, como son: la teoría de un único plano de debilidad propuesta por Jaeger y explicada posterior a este ejemplo con más detalle; la teoría de la resistencia al corte continuamente variable (Jaeger, 1960); la teoría de Walsh- Brace (1964); y la teoría de resistencia cohesiva y ángulo de fricción interna variable de Donath, 1972.

Características de las muestras usadas:

El material seleccionado para las pruebas fue areniscas y limolitas de la formación más alta del mioceno-plioceno Handere al norte de Adana, Turquía. Esta formación se caracteriza por planos de laminación. El color de la formación Handere es amarillenta, gris y negra, y consiste principalmente de cuatro tipos de roca: limolita, arenisca, caliza fosilizada y yeso.

La conformación de los granos clásticos de la roca y sustancia intergranular de la formación Handere es la siguiente:

UNIDAD	(%)
Cuarzo	42
Fragmentos de Roca	22
Feldespatos	10
Matriz	18
Cemento	4
Fragmentos de Mica	2

Tabla 4.1. Composición de la muestra en estudio

No se detectaron signos de desgaste sobre los especímenes de roca y estas fueron tomadas de las secciones laminadas más uniformes.

Un programa de pruebas de laboratorio fue diseñado para este tipo de roca, con el objetivo de investigar la resistencia anisotrópica del material. Un total de 400 pruebas de compresión triaxial fueron realizadas para diferentes orientaciones de carga β , desde 0° a 90° y con presiones de confinamiento de $\sigma_3=0, 5, 10$ y 15 MPa o lo que es equivalente $0, 750, 1450$ y 2176 psi. El ángulo β está medido con respecto al esfuerzo mínimo aplicado. Algunas pruebas preliminares de velocidad de onda se realizaron a las muestras con el objetivo de determinar el grado de anisotropía estructural del material. De acuerdo a los resultados, la más baja velocidad de onda ocurre en la dirección Z normal a la laminación, mientras la más grande ocurre en una dirección paralela a la laminación.

Además la diferencia entre las velocidades medidas a lo largo de dos direcciones ortogonales (X, Y) en la laminación fue muy pequeña.

Después de calcular los grados de anisotropía de los datos de velocidad obtenidos de tres ejemplos cúbicos, fue concluido que la principal anisotropía del material está relacionada a la presencia de planos de buzamiento y que la anisotropía secundaria dentro de los planos de buzamiento puede ser omitida. Por tanto el comportamiento del material puede ser razonablemente considerado transversalmente isotrópico por la naturaleza.

Se observo en los experimentos que la falla depende de la presión de confinamiento para los ángulos $\beta=0^0$ y $\beta=90^0$ y ocurre a través de la roca. Para los ángulos que están entre $\beta=20^0$ y 70^0 la falla del material es debida al deslizamiento a lo largo de la laminación. La repentina disminución en resistencia en esos ángulos en los ejemplos de roca representa la transición de la falla de laminación paralela a la falla perpendicular a los planos de buzamiento.

El grado de la resistencia anisotrópica del material es comúnmente cuantificado por la relación del valor más grande y más pequeño del esfuerzo de falla para una presión dada de confinamiento, es decir:

$$\sigma_{an} = \frac{\sigma_c^{max}}{\sigma_c^{min}} \quad (4.1)$$

Las tablas 4.1 y 4.2 son el resultado de las pruebas realizadas para las areniscas y limolítas, respectivamente. Dichos resultados se ilustran en las figuras 4.2 y 4.3 para los dos tipos de roca estudiados. Como se indica, a medida que se incrementa la presión de confinamiento aumenta a su vez la resistencia compresiva de la roca.

B (Grados)	UCS (MPa)	$\sigma_3=5$ (MPa)	$\sigma_3=10$ (MPa)	$\sigma_3=15$ (MPa)	Φ	T_o
0	53	60	74	102	37	13
10	47	57	71	83	36	12
20	45	52	65	80	32	11
30	41	65	77	102	32	10,5
40	42	67	83	106	34	10
50	43	62	79	102	36	10
60	46	55	75	98	35	108
70	48	52	71	96	35	10,13
80	60	67	78	107	36	13
90	64	68,4	81	108	42	135

Tabla 4.2 Resultados para la arenisca probada

B (Grados)	UCS (MPa)	$\sigma_3=5$ (MPa)	$\sigma_3=10$ (MPa)	$\sigma_3=15$ (MPa)	Φ	T_o
0	76	86	102	129	45	14
10	69	79	87	100	43	13,5
20	67	74	80	92	39	12,52
30	67	87	101	115	41	13,48
40	72	88	105	112	42	125
50	74	93	112	124	41	12
60	76	87	103	120	40	14
70	68	79	97	116	41	145
80	87	101	120	131	46	15
90	85	96	113	138	49	14

Tabla 4.3: Resultados para la limolita probada

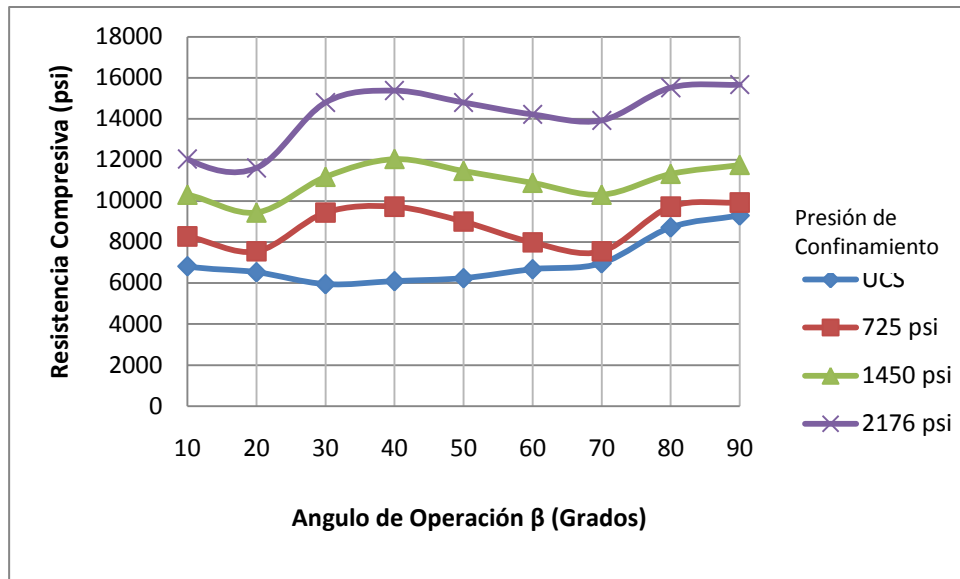


Figura 4.2 Resistencia compresiva de la arena según pruebas de laboratorio.

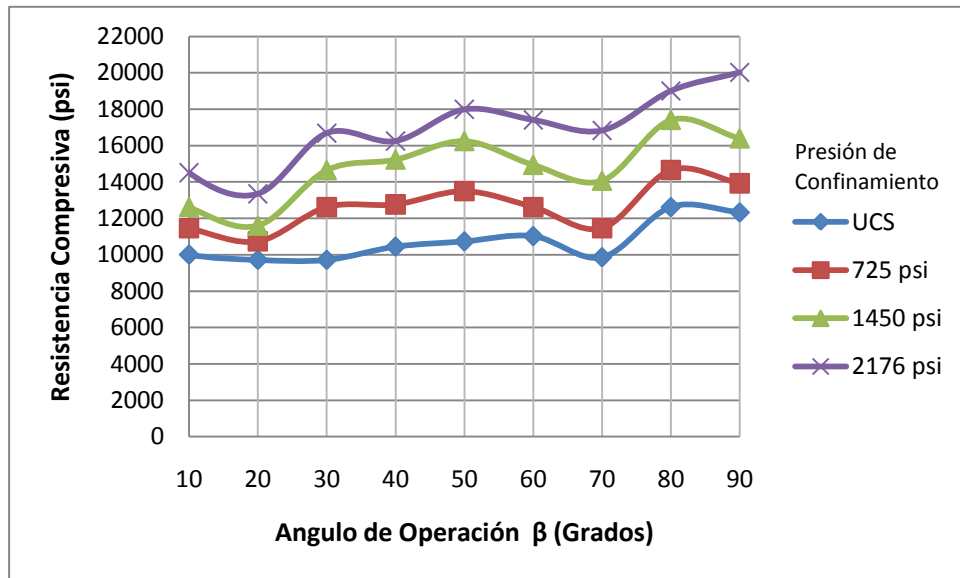


Figura 4.3 Resistencia compresiva de la limolita según pruebas de laboratorio.

Con la información ya recopilada fueron determinados los demás parámetros restantes para poder aplicar cada uno de los criterios. Las tablas 4.4 a 4.7 dan las constantes derivadas para cada teoría de falla. La orientación β cuando la resistencia fue mínima fue 70° para la arenisca y la limolita.

Luego si se procedió a determinar la resistencia compresiva por los cuatro criterios de falla. La figura 4.4 ilustra la aplicación de los cuatro criterios de falla para la arenisca, mientras que la figura 4.5 ilustra la aplicación de los cuatro criterios de falla para la limolita.

Plano de Debilidad	$\beta=70^{\circ}$		$\beta=0^{\circ}$		$\beta=90^{\circ}$	
	C (psi)	Φ	C (psi)	Φ	C (psi)	Φ
Arena	1632.1	37	1740.9	37	1971.6	37
Limolita	1984.6	45	2176.1	45	2466.32	41

Tabla 4.4. Parámetros hallados para el criterio del único plano de debilidad.

Plano de Debilidad	$\beta=70^{\circ}$		$\beta=0^{\circ}$		$\beta=90^{\circ}$	
	UCS (psi)	Φ	UCS (psi)	Φ	UCS (psi)	Φ
Arena	6202	37	7689	37	9285.2	37
Limolita	9982	45	11026	45	12434.6	45

Tabla 4.5. Parámetros hallados para el criterio Walsh-Brace.

	Φ	A(CSTE)	B(CSTE)
Arena	37	15	2.5
Limolita	45	17	5

Tabla 4.6. Parámetros hallados para el criterio de cohesión variable.

	A	B	C	D
Arena	15	3.5	42	6
Limolita	17	5	49	7

Tabla 4.7. Parámetros hallados para el criterio de cohesión y ángulo de fricción variables.

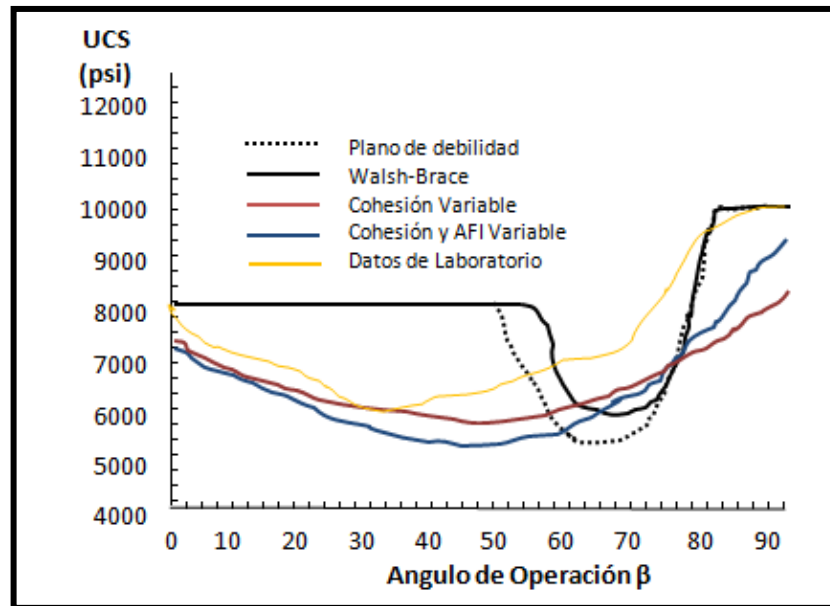


Figura 4.4 Aplicación de las teorías de falla a los especímenes de arena a diferentes planos de buzamiento.

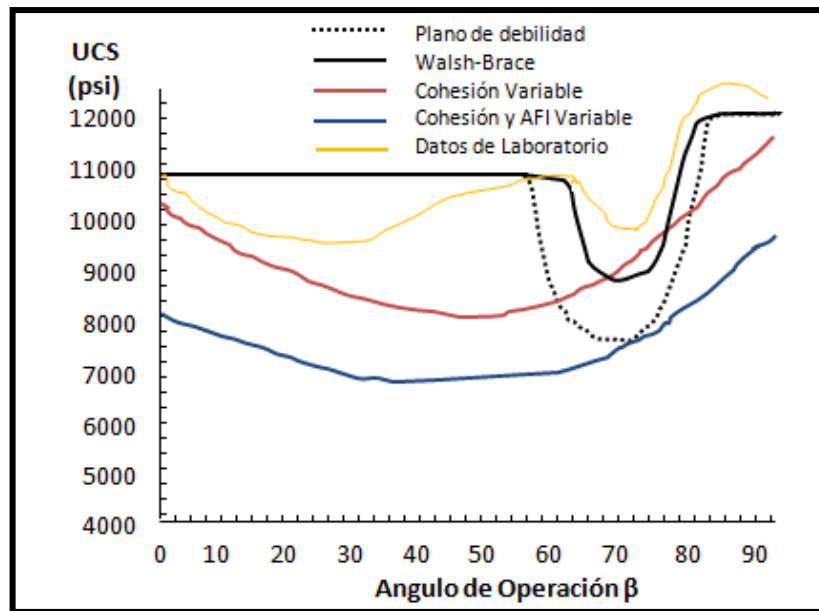


Figura 4.5: Aplicación de las teorías de falla a los especímenes de limolita a diferentes planos de buzamiento

De los resultados obtenidos, se puede inferir algunos comportamientos particulares: por ejemplo, la teoría de falla de Walsh y Brace y la teoría del único plano de debilidad generaron resistencias similares con una reducción en resistencia en forma de U a lo largo del plano de debilidad. En la mayoría de presiones de confinamiento esos dos criterios sobrestimaron la resistencia en las regiones donde ellos predijeron falla a través de la roca intacta. Sin embargo, para las areniscas examinadas en presiones de confinamiento de 1450 psi y 2176 psi, esas dos teorías produjeron un razonable encaje a los datos de la prueba. Esto parece indicar que en grandes esfuerzos de confinamiento hay un cambio en el mecanismo de falla de la arenisca y la limolita.

La teoría de cohesión variable tiende a subestimar la resistencia en $\beta=90^\circ$ y $\beta=0^\circ$. La teoría de cohesión y fricción variable provee un mejor ajuste a los datos. Sin embargo, cuando hay una variación especialmente de la cohesión, la cual fue introducida con un ángulo de fricción constante, los resultados indican una evaluación teórica más estrecha del valor mínimo medido de anisotropía en $\beta=45^\circ$

para cada set de datos de arenisca y limolita. No obstante, el modelo significativamente subestimo la resistencia de ambos sets de datos a las orientaciones de 0° y 90° .

El método que incorpora un ángulo de fricción variable, así como una cohesión variable produjo el mejor encaje global de los datos de laboratorio de la arenisca y la limolita. Los resultados modelados predijeron una mínima resistencia cerca a los datos de prueba en $\beta=45^{\circ}$ así como produjo una mejor estimación de la resistencia a la fractura en orientaciones de 0° y 90° .

Como se evidencio, los criterios propuestos por Walsh y Brace y el criterio de Jaeger del único plano de debilidad presentan tendencias muy parecidas, esta conclusión ya ha sido reportada por varios autores en experimentos hechos en formaciones con similares condiciones. Los otros dos criterios no mantienen una misma tendencia a lo largo de β , debido a que empíricamente hablando, las constantes determinadas y las pruebas realizadas pueden llegar a ser insuficientes para concretar un comportamiento anisotrópico más real e incluso esto puede estar influenciado en mayor medida por errores manuales propios de las pruebas.

4.1.3 Planos de Debilidad

Un plano de debilidad es aquel que por sus propiedades y condiciones a la que está expuesto, se convierte en la zona más propensa a fallar al ser sometido a cierta carga de esfuerzos. Por lo tanto, el modelo de planos de debilidad es una aproximación de cómo es la resistencia anisotrópica de una roca, en donde se asume que la resistencia inherente es la misma en todas las direcciones, excepto en un set paralelo de planos en los cuales la roca posee una resistencia inferior.

Debido a que los planos de buzamiento en una roca sedimentaria pueden llegar a ser planos de debilidad, este modelo parte de una base física, que aunque parezca sencilla, tiene un valor significativo.

Al realizar una serie de pruebas triaxiales sobre una roca con un set de planos de debilidad paralelos, y en acuerdo con el criterio lineal de Mohr Coulomb, es claro que dicho plano de debilidad no tiene ningún efecto sobre la resistencia de la roca, si la muestra o espécimen probada se ubica normal o paralela a la carga con respecto a sus planos de laminación o buzamiento, ya que bajo esta condición no se van a presentar esfuerzos de corte. Además, es de suponer que si la muestra se ubica con determinado grado de inclinación en sus capas, es de esperar que la roca falle a un esfuerzo menor, comparado con una roca isotrópica o intacta.

Al considerar el comportamiento de estos tipos de roca, se van a tener dos criterios de falla, el criterio isotrópico y un criterio distinto para el plano de debilidad caracterizado por tener una cohesión y ángulo de fricción interna diferentes e inferiores al resto de roca.

4.1.4 Criterio de Jaeger y Cook¹⁰

Además de los criterios ya mencionados, cabe destacar el criterio propuesto por Jaeger y Cook en 1979, pues este es el único criterio que no se estableció de manera empírica y se caracteriza por estar basado en el criterio de Mohr-Coulomb, el cual establece que:

$$\tau = C_o + \sigma_n \tan \emptyset \quad (4.2)$$

Este criterio (Jaeger y Cook) parte de la idea de asignar unas propiedades específicas a los planos de debilidad presentes en la roca, dando valores particulares de cohesión y fricción para determinada capa de la formación. De manera que se tiene:

$$\tau = C_{ow} + \sigma_n \tan \emptyset_w \quad (4.3)$$

En donde C_{ow} y \emptyset_w son los valores de cohesión y el ángulo de fricción interna para un plano de buzamiento específico.

Y sabiendo que el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante están definidos así:

$$\sigma_n = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cos(2\theta) \quad (4.4)$$

$$\tau = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \text{seno}(2\theta) \quad (4.5)$$

Entonces al reemplazar las ecuaciones 4.4 y 4.5 en la ecuación 4.3, tenemos:

$$\sigma_{lb} = \sigma_3 + \frac{2(C_{ow} + \mu_w \sigma_3)}{(1 - \tan\beta \cdot \mu_w) \text{seno}(2\beta)} \quad (4.6)$$

En donde, β es el ángulo de operación, definido como el ángulo entre la capa y el esfuerzo máximo aplicado y μ_w es el coeficiente de fricción interna o $\tan\phi_w$.

La expresión 4.6 fue la escogida para estudiar el comportamiento de la resistencia compresiva para roca anisotrópicas en formaciones con planos de buzamientos de considerable inclinación; debido de que además de ser el único criterio creado de forma teórica, éste criterio según investigaciones reportadas en la literatura, es el más apropiado para rocas con anisotropía tipo hombro (shoulder), dentro de las cuales están las areniscas y las arcillas o shales; que son los tipos de roca más frecuentemente encontrados en los yacimientos o zonas de interés.

Más adelante se retomará este criterio que será parte de la base del trabajo a desarrollar en esta investigación y que está incluido en el modelo de resistencia anisotrópica en formaciones laminadas.

4.2 Angulo de Operación

La resistencia de una formación laminada está relacionada con el ángulo de operación, el cual se define como el ángulo comprendido entre los planos de

buzamiento y el esfuerzo máximo principal presente en la formación. Este parámetro denotado por la letra β , requiere ser conocido para poder determinar la resistencia de la roca, es decir, poder establecer las condiciones de falla de la misma.

Para su determinación, se requiere en primer lugar conocer algunos conceptos de geometría vectorial, la cual será utilizada para la deducción de este ángulo, por lo que se presenta a continuación algunas nociones de este tema.

Vector

Un vector es un ente matemático que tiene una magnitud, una dirección y un sentido. Podemos considerar un vector como una flecha. La magnitud es el largo de la flecha, la dirección sería la recta que contiene el vector y el sentido sería la flecha y hacia donde apunta. La representación grafica de un vector A esta dada en la figura 4.6.

Producto Punto

Es una cantidad escalar, igual al producto de la magnitud de dos vectores (A y B) y el coseno del ángulo entre ellos, es decir:

$$A \cdot B = |A||B| \cos \theta \quad (4.7)$$

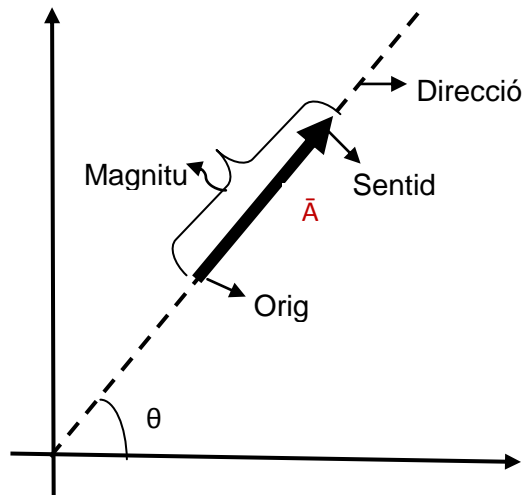


Figura 4.6. Ilustración del vector A

Producto Cruz

Corresponde al área del paralelogramo que los dos vectores forman en dirección perpendicular al plano de los dos vectores y de sentido dado por la regla de la mano derecha, en donde θ es el ángulo formado por los dos vectores, A y B, figura 4.7. En otras palabras:

$$A \times B = |A||B| \text{sen } \theta \quad (4.8)$$

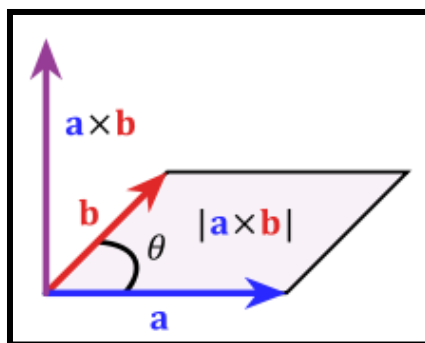


Figura 4.7 Definición del producto cruz de dos vectores

Vector Unitario

Es un vector sin dimensiones con una magnitud igual a uno. Los vectores unitarios se usan para especificar una dirección determinada y no tienen otro significado físico.

Con base a los conceptos previos, se procedió a calcular el ángulo de operación, usando la siguiente nomenclatura:

β : ángulo de operación

ψ : inclinación del pozo (grados)

θ : ángulo entre los esfuerzos locales del pozo, σ_x y σ_y .

α_p : azimut del pozo(grados)

α_c : azimut de la capa(grados)

Φ : Buzamiento de la capa (grados)

Para determinar dicho ángulo se parte de:

Vector unitario radial relativo a sistema de coordenadas locales:

$$\hat{V}_r = \text{Cos}(\theta)\hat{i} + \text{Sen}(\theta)\hat{j}$$

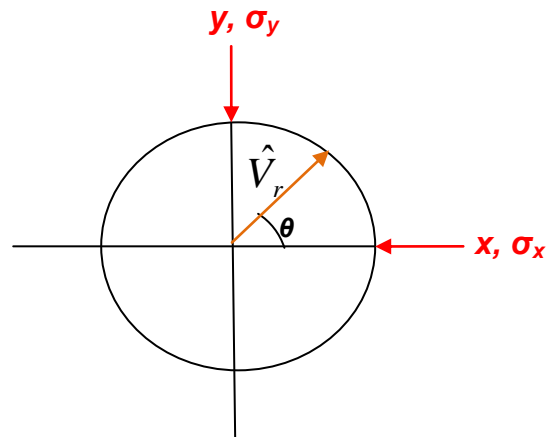


Figura 4.8. Vector Unitario Radial

Vector unitario radial relativo a sistema de coordenadas globales:

$$\hat{V}_r = [\text{Cos}(\psi)\text{Cos}(\alpha_w)\text{Cos}(\theta) - \text{Sen}(\alpha_w)\text{Sen}(\theta)]\hat{i} + [\text{Cos}(\psi)\text{Sen}(\alpha_w)\text{Cos}(\theta) + \text{Cos}(\alpha_w)\text{Sen}(\theta)]\hat{j} - [\text{Sen}(\psi)\text{Cos}(\theta)]\hat{k} \quad (4.9)$$

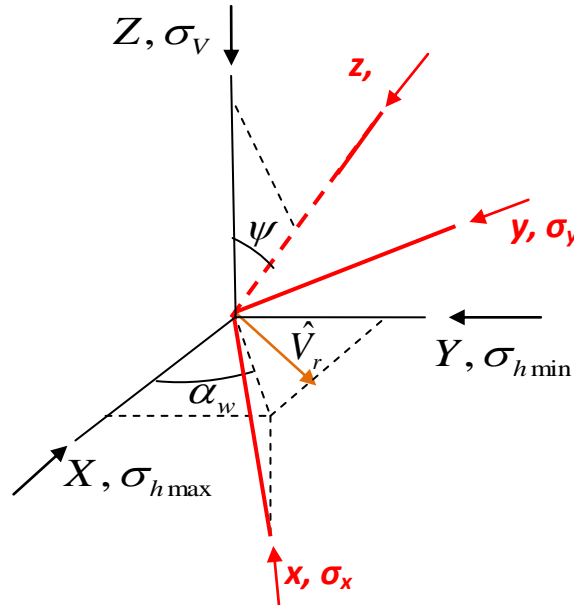


Figura 4.9. Dirección del Vector Unitario

Vector unitario normal a la capa:

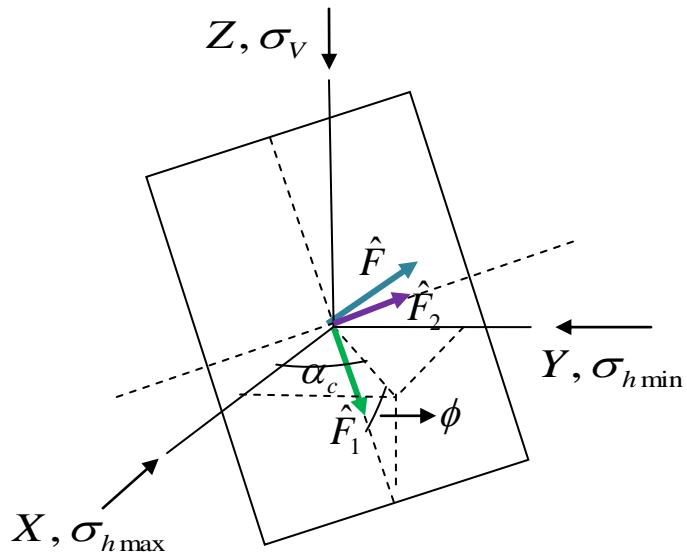


Figura 4.10. Vector Unitario Normal a la Capa.

El vector unitario normal \hat{F} esta dado por el producto cruz entre los vectores \hat{F}_1 y \hat{F}_2 :

$$\hat{F} = \hat{F}_1 \times \hat{F}_2$$

$$\hat{F}_1 = \text{Cos}(\phi)\text{Cos}(\alpha_c)\hat{i} + \text{Cos}(\phi)\text{Sen}(\alpha_c)\hat{j} - \text{Sen}(\phi)\hat{k}$$

$$\hat{F}_2 = -\text{Sen}(\alpha_c)\hat{i} + \text{Cos}(\alpha_c)\hat{j} + 0\hat{k}$$

$$\hat{F} = \text{Sen}(\phi)\text{Cos}(\alpha_c)\hat{i} + \text{Sen}(\phi)\text{Sen}(\alpha_c)\hat{j} + \text{Cos}(\phi)\hat{k} \quad (4.10)$$

Finalmente el ángulo entre el plano de debilidad y esfuerzo radial estará dado por el producto punto entre los vectores \hat{F} y \hat{V}_r :

$$\hat{F} \bullet \hat{V}_r = \|\hat{F}\| \|\hat{V}_r\| \text{Sen}(\beta)$$

La expresión final es:

$$\beta = \text{Abs} \left(\left\{ \begin{array}{l} \text{sen}(\phi)\text{Cos}(\alpha_c)[\text{Cos}(\psi)\text{Cos}(\alpha_w)\text{Cos}(\theta) - \text{Sen}(\alpha_w)\text{Sen}(\theta)] + \\ \text{Sen}(\phi)\text{Sen}(\alpha_c)[\text{Cos}(\psi)\text{Sen}(\alpha_w)\text{Cos}(\theta) - \text{Cos}(\alpha_w)\text{Sen}(\theta)] - \\ \text{Cos}(\phi)[\text{Sen}(\psi)\text{Cos}(\theta)] \end{array} \right\} \right) \quad (4.11)$$

La anterior ecuación representa el ángulo que hay entre el esfuerzo radial σ_3 (para peso de lodo bajo) para un ángulo θ dado para cualquier inclinación y azimut del pozo y también para cualquier buzamiento y azimut de la capa.

4.3 Angulo de Ataque (Θ)

Este ángulo se define como la orientación del pozo con respecto a los planos de buzamiento, en donde dicho ángulo toma un valor de 90° cuando el pozo esta perpendicular a las capas, y de 0° en el caso de que el pozo este paralelo a los planos de buzamiento. La figura 4.11 muestra el vector característico del pozo (w), con sus componentes v_a y v_b .

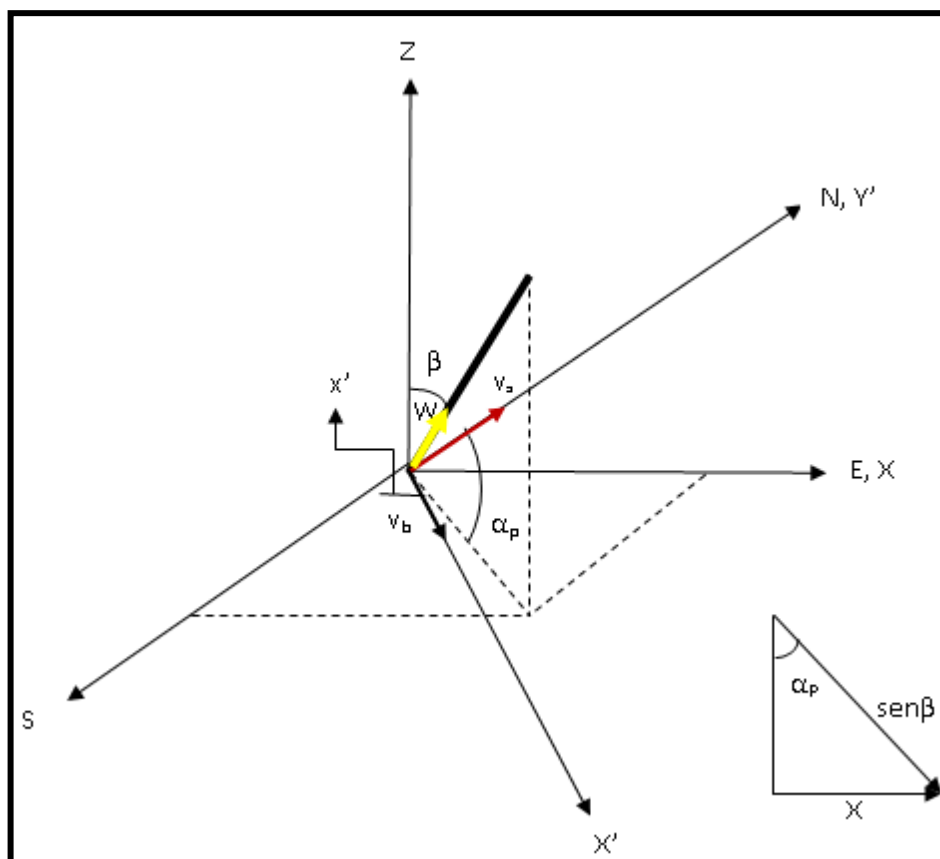


Figura 4.11. Vector característico del pozo (w).

Componentes derivadas para el pozo:

$$z = (\cos\psi)\hat{k}$$

$$x' = \text{sen}\psi$$

$$x = \text{sen}\alpha_p \text{sen}\psi \hat{i}$$

$$y = \text{cos}\alpha_p \text{sen}\psi \hat{j}$$

El vector unitario del pozo, W, es:

$$\vec{w} = \text{sen}\alpha_p \text{sen}\psi \hat{i} + \text{cos}\alpha_p \text{sen}\psi \hat{j} - \text{cos}\psi \hat{k} \quad (4.12)$$

Para la capa:

$$Z = -\text{sen}\phi \hat{k}$$

$$x = \text{sen}\alpha_c \text{cos}\phi \hat{i}$$

$$y = \text{cos}\alpha_c \text{cos}\phi \hat{j}$$

De manera que los vectores V_a y v_b , son:

$$\vec{v}_b = \text{cos}\phi \text{sen}\alpha_c \hat{i} + \text{cos}\phi \text{cos}\alpha_c \hat{j} - \text{sen}\phi \hat{k} \quad (4.13)$$

$$\vec{v}_a = \text{sen}(\alpha_c - 90) \hat{i} + \text{cos}(\alpha_c - 90) \hat{j} \quad (4.14)$$

El vector perpendicular a la capa, será:

$$\begin{aligned} \vec{F} &= \vec{v}_a \times \vec{v}_b = \\ & \text{sen}\phi \text{cos}(\alpha_c - 90) \hat{i} + -\text{sen}\phi \text{sen}(\alpha_c - 90) \hat{j} + \text{cos}\phi \text{sen}\alpha_c \text{cos}(\alpha_c - 90) - \\ & \text{cos}\phi \text{cos}\alpha_c \text{sen}(\alpha_c - 90) \hat{k} \end{aligned} \quad (4.15)$$

A partir de esto, el ángulo de ataque, es el producto punto de los vectores, \vec{w} y \vec{F}

\vec{w} , de donde se obtiene:

$$\vec{F} \cdot \vec{w} = |F| \cdot |w| \sin\theta$$

$$\vec{F} \cdot \vec{w} = \sin\phi \sin\alpha_p \sin\psi \cos(\alpha_c - 90) - \sin\phi \sin\psi \cos\alpha_c \sin(\alpha_c - 90 + \cos\phi \cos\psi \sin\alpha_c \cos\alpha_c - 90 - \cos\alpha_c \sin\alpha_c - 90 = \sin(\theta) \quad (4.16)$$

4.4 Inestabilidad de Pozo en Formaciones Laminadas¹¹

Los pozos perforados en shales laminados o secuencias de shale-arena, están catalogados como pozos más inestables que aquellos que se perforan en formaciones homogéneas e isotrópicas. Esto se debe principalmente a que en formaciones laminadas la falla puede presentarse a lo largo de planos de buzamiento más débiles, más conocidos como planos de debilidad.

4.4.1 Modelo de Resistencia Compresiva en Formaciones Laminadas

Este modelo establecido por Zhang¹⁰, establece que bajo condiciones de pruebas de resistencia compresiva triaxial, la presión de poro en las muestras de shale son cero, de manera que los esfuerzos totales equivalen a los esfuerzos efectivos.

Por lo tanto cuando se realiza una prueba de resistencia compresiva triaxial, la muestra está sometida a una carga de esfuerzos tal y como se muestra en la figura 4.12, en donde el ángulo entre el esfuerzo mínimo y el plano de buzamiento, β , se conoce como el ángulo de operación. Dependiendo de dicho ángulo, existen dos posibilidades de que la roca falle, o bien, a lo largo de los planos de buzamiento, o a través de ellos.

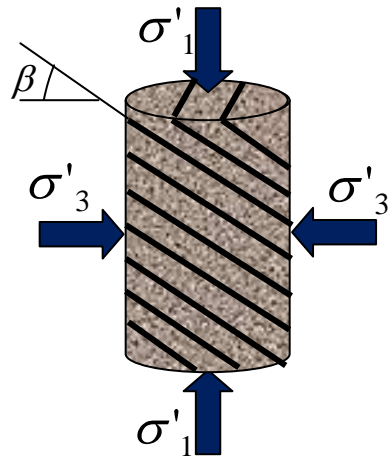


Figura 4.12. Planos de falla en formaciones laminadas.

Si la muestra falla a través de los planos de buzamiento, la resistencia se define como “resistencia normal”, σ_{1n} . Por otra parte, si ésta falla a lo largo de los planos de la capa su resistencia es definida como la “resistencia del plano de la capa”, σ_{1b} en ese ángulo de operación.

De acuerdo al criterio de falla de Mohr-Coulomb, la resistencia normal se puede calcular mediante la siguiente ecuación, (Jaeger y Cook, 1979):

$$\sigma_{1n} = \sigma'_3 + 2(C_o + \mu\sigma'_3)(\sqrt{(1 + \mu^2)} + \mu) \quad (4.17)$$

De igual forma, la resistencia del plano de la capa puede ser calculada usando la expresión, (Jaeger y Cook, 1979):

$$\sigma_{1b} = \sigma'_3 + \frac{2(C_{ow} + \mu_w \sigma'_3)}{(1 - \tan\beta \cdot \mu_w) \text{seno}(2\beta)} \quad (4.18) = (4.6)$$

En donde,

β es el ángulo de operación(grados)

C_o y C_{ow} son la cohesión de la roca y de la capa, respetivamente en (psi)

μ y μ_w son los coeficientes de fricción interna de la roca y de la capa, respetivamente(adimensionales)

σ_3' es el esfuerzo mínimo principal efectivo

Teniendo en cuenta este tipo de anisotropía, al graficar el esfuerzo de corte con respecto al esfuerzo normal, se tendrán dos líneas de falla, en donde, dependiendo de las propiedades mecánicas de la formación y su condición de esfuerzos, se puede presentar cualquier modo de falla, ya sea a lo largo, o a través de las capas. Este comportamiento es mostrado en la figura 4.13, en donde se tienen las dos líneas de falla para los respectivos criterios, dependiendo de la condiciones de esfuerzos se tendrá un ángulo de falla específico, y según la posición de éste en el círculo de Mohr, se dará uno de los dos tipos de falla, por roca o por capa.

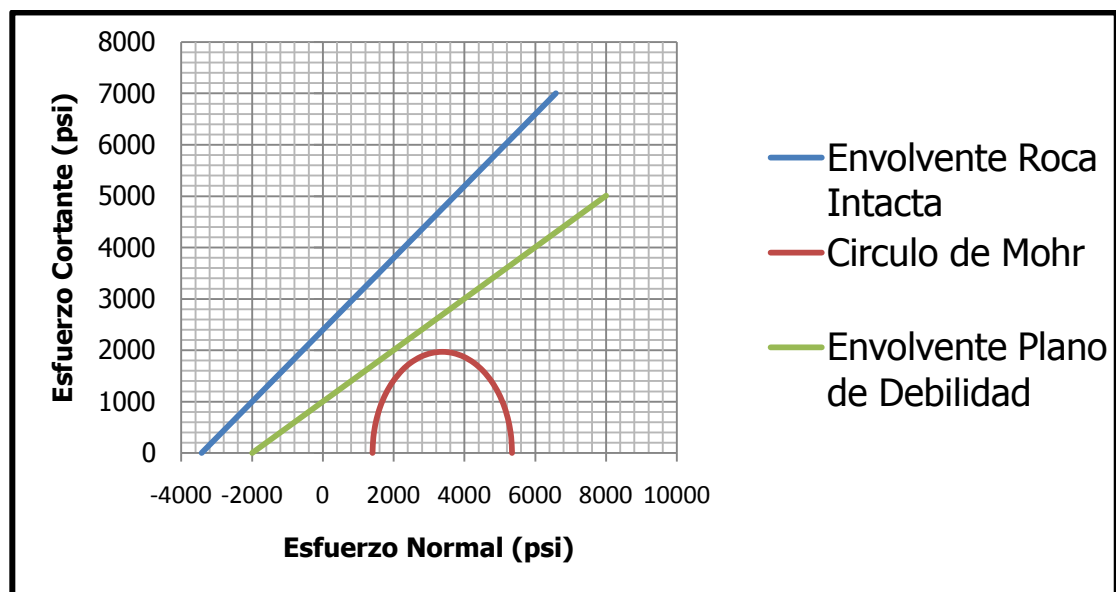


Figura 4.13 Criterios de falla para una roca laminada, Línea Azul: para la roca intacta (criterio de Mohr-Coulomb) y Línea Verde: para la roca con plano de debilidad (criterio de Jaeger y Cook).

Derivando la ecuación (4.6) con respecto a β muestra que σ_{bs} tiene un valor mínimo cuando:

$$\tan(2\beta_w) = \frac{1}{\mu_w} \quad (4.19)$$

El mínimo valor de $\sigma_{bs,min}$ es:

$$\sigma_{1b,min} = \sigma'_3 + 2(C_{ow} + \mu_w \sigma'_3)(\sqrt{(1 + \mu_w^2)} + \mu_w) \quad (4.20)$$

Asíntotas

Son los ceros del denominador de la ecuación 4.18:

$$\beta = \phi_w \quad \beta = \frac{\pi}{2} \quad \beta = 0$$

Puntos de intercepción de los dos criterios de Falla

Son los puntos donde se interceptan las dos curvas del grafico anterior

$$\begin{aligned} a &= 4(\mu_w^2 + 1) \\ b &= 4(c\mu_w - 1) \\ c &= \left[\frac{2(C_w + \mu_w \sigma'_3)}{2C_o \tan(\theta_f) + \sigma'_3 (\tan^2(\theta_f) - 1)} \right]^2 \\ \beta_a, \beta_b &= \cos^{-1} \left[\sqrt{\frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}} \right] \end{aligned} \quad (4.21)$$

Estos ángulos son los que demarcan la intercepción de las curvas (puntos negros), de los dos tipos de falla en las rocas anisotrópicas. Como se muestra en la siguiente figura:

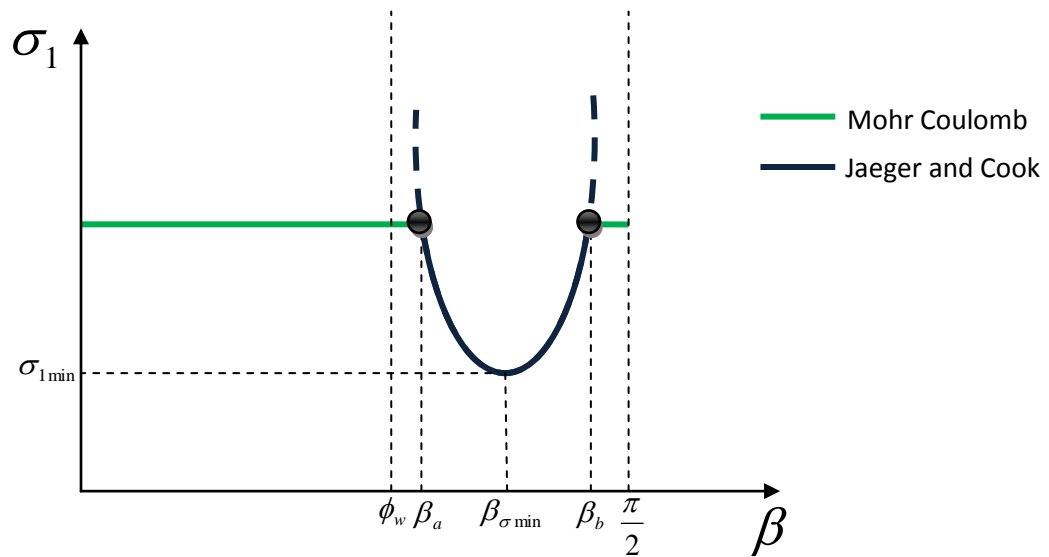


Figura 4.14. Comportamiento de la resistencia compresiva de una muestra laminada, indicando bajo que condición la roca falla por roca (línea verde) o a través de los planos de debilidad (línea azul).

La cohesión puede ser determinada usando la ecuación de la resistencia compresiva uniaxial (UCS), de donde se tiene que:

$$C_o = \frac{UCS}{2(\sqrt{(1+\mu^2)}+\mu)} \quad (4.22)$$

4.4.2 Casos de falla por colapso en formaciones laminadas

Graficando las dos envolventes de falla junto con el círculo de Mohr, la falla se puede dar de acuerdo a los siguientes casos:

Caso 1:

Que el ángulo de operación (β) sea exactamente igual a: $\beta_f = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi_w}{2}$, en este caso la falla en roca ocurre por el deslizamiento de las capas

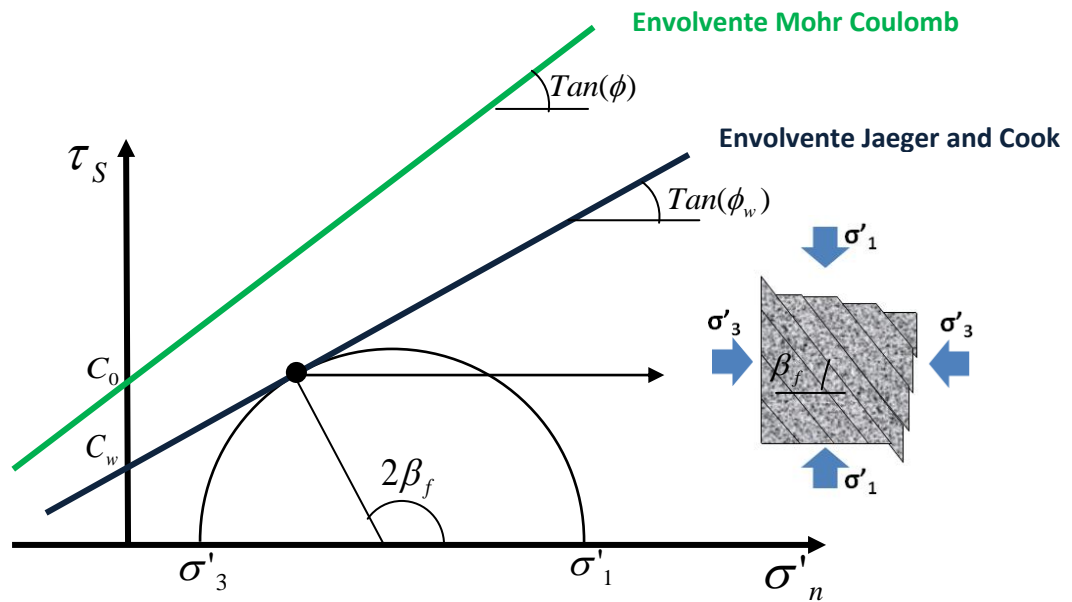


Figura 4.15 Falla por capa, cuando el ángulo de operación es mínimo.

Caso 2:

Este caso se da cuando el ángulo de operación, β , es distinto al mínimo valor (β_f) como en el caso anterior, y además se debe cumplir que β tenga un valor tal que se encuentre dentro del rango de los dos puntos de intercepción de los dos criterios de falla, (Ec. 4.25), entonces el círculo de Mohr tiene la oportunidad de atravesar la envolvente de falla azul hasta que se encuentre con su respectivo ángulo β , aquí también el tipo de falla que ocurre también es por deslizamiento de las capas.

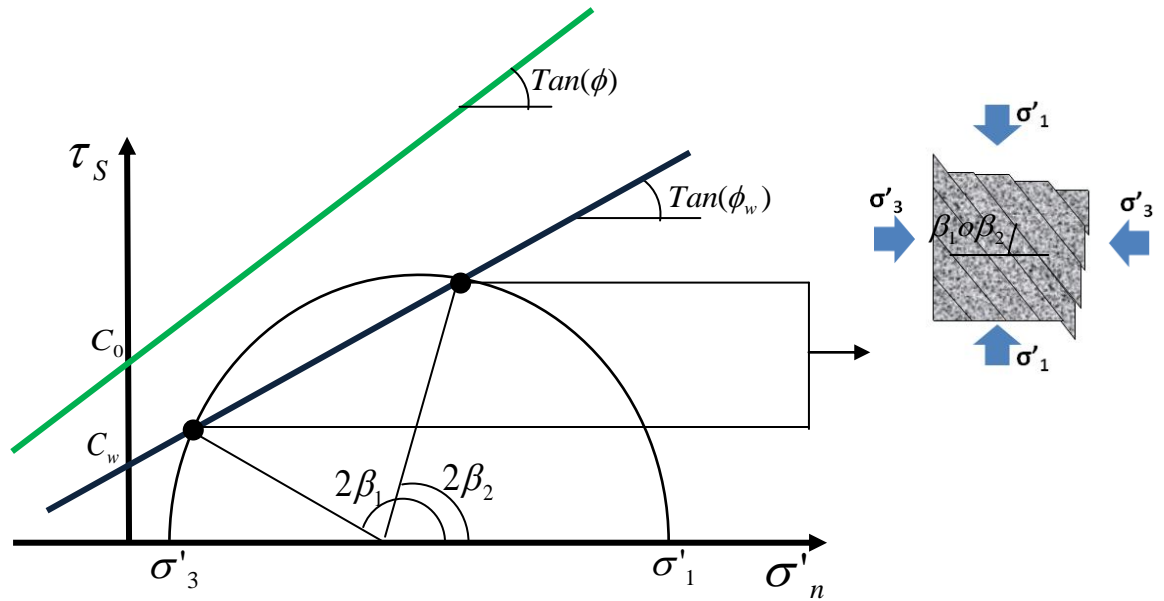


Figura 4.16 Falla por capa; cuando el ángulo falla esta dentro del rango del ángulo de operación la roca falla a través de los planos de debilidad.

Caso 3:

Para este caso el ángulo de operación no se encuentra dentro del rango de la intersección de los dos criterios de falla, o puede ser que si se encuentre, pero lo que sucede es que hay un punto en el círculo de Mohr que primero toca su respectiva envolvente de falla (línea verde) antes de que el ángulo β que caracteriza al plano de debilidad toque también su respectiva envolvente (línea azul), entonces lo que sucede es que la falla que ocurre a través de la roca.

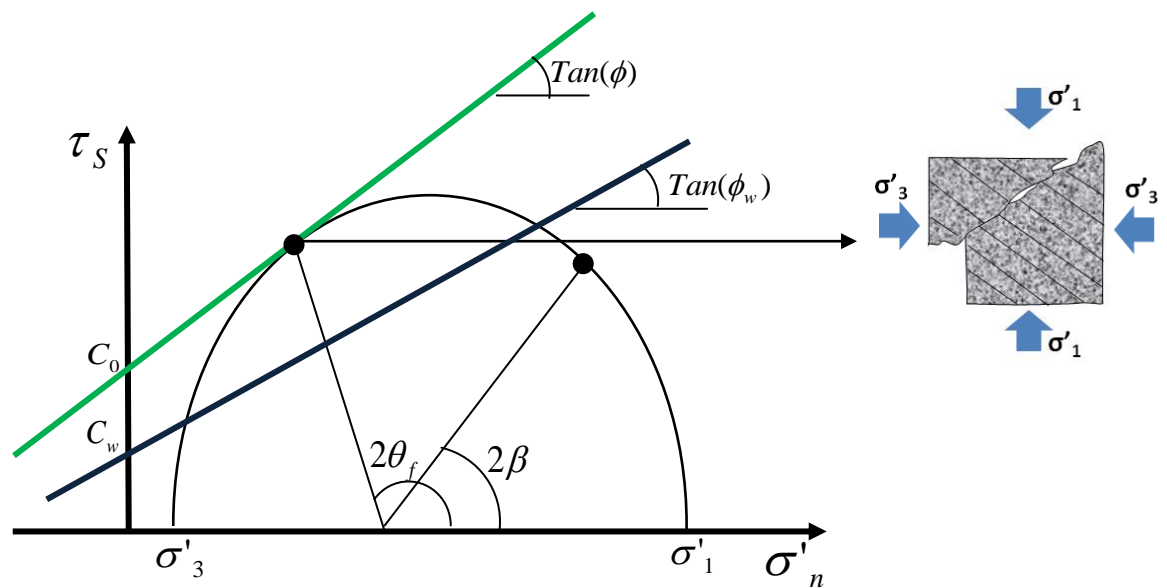


Figura 4.17 Falla por roca, bajo esta condición el ángulo de falla alcanza primero la envolvente de Mohr.

Aplicación

Para visualizar una aplicación de cómo funciona las correlaciones que modelan el comportamiento de la resistencia compresiva de una roca laminada, se desarrolla un ejemplo en el campo Cusiana, en el cual una de las formaciones que se atraviesa es laminada (shale), los datos de entrada para la ventana de lodo se pueden apreciar en la tabla 4.8.

PARAMETRO	
Profundidad (h)	15000 fT
Desviación del pozo (β)	12 ⁰
Azimut del pozo (α_p)	260 ⁰
Presión de poro (p_p)	6300 psi
Esfuerzo vertical (σ_v)	16200 psi
Esfuerzo horizontal maximo (σ_H)	20400 psi
Esfuerzo horizontal minimo (σ_h)	11250 psi
Azimut σ_H	150 ⁰
Peso del lodo	9140 psi
UCS	10150 psi
Angulo de friccion de la roca (ϕ_r)	31 ⁰
Azimut de la capa (α_c)	135 ⁰
Buzamiento de la capa (Φ)	60 ⁰
Resistencia al corte de la capa (C_w)	300 psi
Angulo de friccion interna de la capa (ϕ_c)	26.6 ⁰

Tabla 4.8 Parámetros geomecánicos del Campo Cusiana

En el desarrollo de este modelo, se supone condiciones de prueba de resistencia triaxial, la presión de poro en la muestra de shale es igual a cero (por lo tanto el esfuerzo total es igual al esfuerzo efectivo).

Como resultado, el modo de falla de la roca en función del ángulo de operación es ilustrado en la figura 4.18, en donde se denotan claramente el tipo de falla dado a determinado ángulo de operación; el comportamiento lineal corresponde al fallamiento a través de la roca, dado por el criterio de Mohr-Coulomb, mientras que para cierto rango de β la roca falla a lo largo de los planos de buzamiento, que es el comportamiento parabólico observado, modelado por Jaeger y Cook.

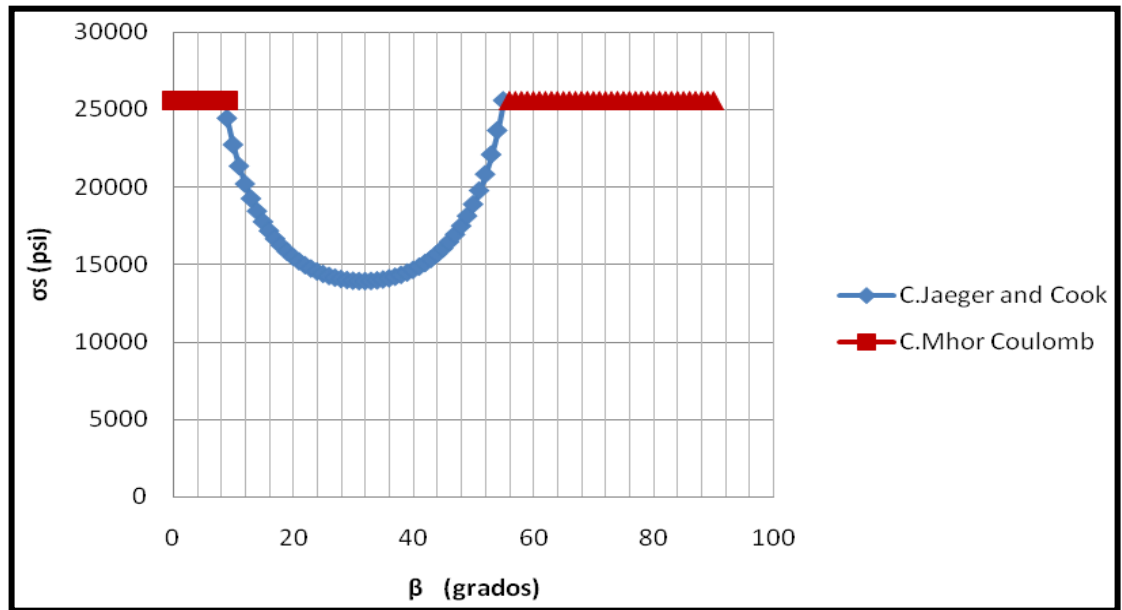


Figura 4.18. Comportamiento típico de la resistencia a la compresión de rocas laminadas, con respecto al ángulo de operación (β)

4.5 Esfuerzos en Tres Dimensiones²⁴

Cuando estamos en formaciones anisotrópicas, el esfuerzo intermedio σ_2 , va a estar afectando las condiciones de falla en el pozo (figura 4.19 (a)), excepto bajo el estado en el cual, el pozo y dicho esfuerzo intermedio están en una misma dirección (figura 4.18 (b)). Por tal razón, es necesario tenerlo en cuenta a la hora de calcular los esfuerzos normal y de corte que actúan sobre determinado plano.

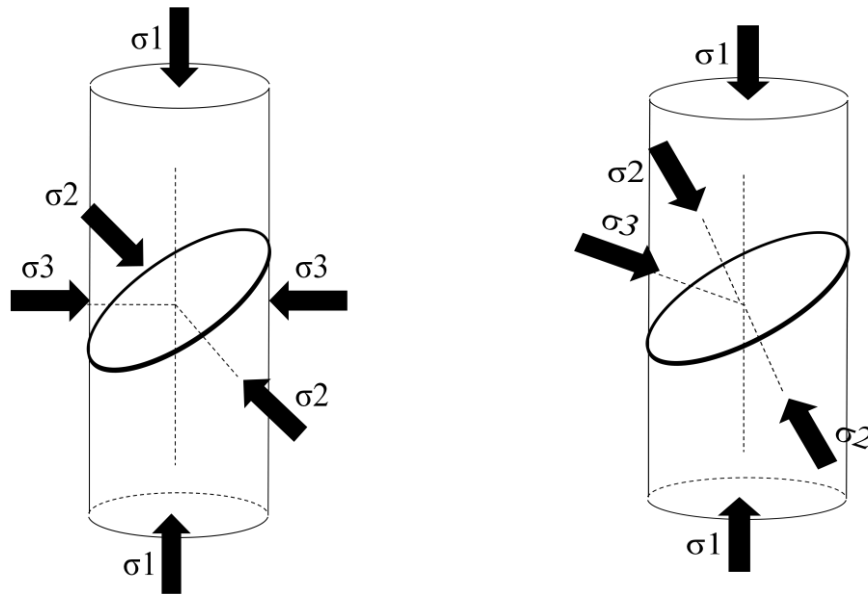


Figura 4.19. (a) Estado en el que el esfuerzo intermedio σ_2 es paralelo con el pozo y (b) estado para el que el esfuerzo intermedio y el pozo tiene direcciones distintas.

Considerando en equilibrio el tetraedro OABC de la Fig. 4.20, se va a calcular el estado de esfuerzos actuando sobre él.

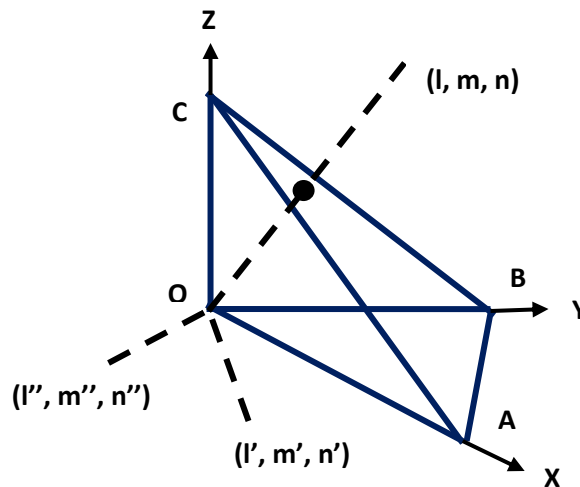


Figura. 4.20. Esfuerzos en tres dimensiones.

La cara ABC del tetraedro de área w es normal a la dirección (l, m, n) , que son los cosenos directores de la componente normal del estado de esfuerzo a hallar. Luego las áreas de las caras OAB, OBC y OCA son wn, wl y wm respectivamente. Si p_x, p_y y p_z son las componentes del esfuerzo normal a la cara ABC en las direcciones Ox, Oy y Oz , se tiene que en la dirección Ox :

$$wp_x = wl\sigma_x + wm\tau_{yx} + wn\tau_{zx}$$

$$p_x = l\sigma_x + m\tau_{yx} + n\tau_{zx} \quad (4.23)$$

Similarmente:

$$p_y = l\tau_{xy} + m\sigma_y + n\tau_{zx}$$

$$p_z = \tau_{xz} + m\tau_{yz} + n\sigma_z \quad (4.24)$$

(4.23) y (4.24) especifican el esfuerzo a través del plano cuya normal tiene cosenos directores (l, m, n) .

El esfuerzo normal σ está dado por:

$$\sigma = lp_x + mp_y + np_z \quad (4.25)$$

El esfuerzo de corte τ está dado en dos componentes, τ' en dirección (l', m', n') y τ'' en dirección (l'', m'', n'') :

$$\tau' = l'p_x + m'p_y + n'p_z \quad (4.26)$$

Similarmente para τ'' .

Para los cosenos directores se cumple que:

$$l^2 + m^2 + n^2 = 1$$

Si el esfuerzo de cizalla es cero es decir que el estado de esfuerzo es puramente normal (sistema coordinado de esfuerzos principales), si σ es el valor de este esfuerzo normal, se cumple que:

$$p_x = l\sigma; p_y = m\sigma; p_z = n\sigma \quad (4.27)$$

Usando las ecuaciones (4.23) a (4.24) en (4.27) da:

$$\begin{aligned} l(\sigma_x - \sigma) + m\tau_{yx} + n\tau_{zx} &= 0 \\ l\tau_{xy} + m(\sigma_y - \sigma) + n\tau_{zx} &= 0 \\ l\tau_{xz} + m\tau_{yz} + n(\sigma_z - \sigma) &= 0 \end{aligned} \quad (4.28)$$

Luego de determinar los esfuerzos principales, y sus direcciones se hallan sustituyendo (l_1, m_1, n_1) en (4.28) para σ_1 , (l_2, m_2, n_2) para σ_2 y lo mismo para σ_3 . Teniendo en cuenta que $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$.

Por lo tanto de (4.27) se tiene que:

$$p_x = l\sigma_1; p_y = m\sigma_2; p_z = n\sigma_3 \quad (4.29)$$

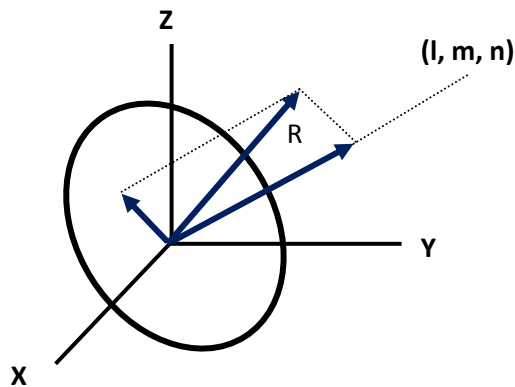


Figura 4.21. Esfuerzos en tres dimensiones.

Luego el esfuerzo normal σ a través del plano (Fig.4.21) está dado por (4.25) como:

$$\sigma = l^2\sigma_1 + m^2\sigma_2 + n^2\sigma_3 \quad (4.30)$$

También la magnitud del esfuerzo R a través del plano, de la ecuación (4.29) queda como:

$$R = \left(p_x^2 + p_y^2 + p_z^2 \right)^{\frac{1}{2}} = \left(l^2 \sigma_1^2 + m^2 \sigma_2^2 + n^2 \sigma_3^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.31)$$

Por lo tanto el esfuerzo de corte esta dado por:

$$\tau^2 = R^2 - \sigma^2 = l^2 \sigma_1^2 + m^2 \sigma_2^2 + n^2 \sigma_3^2 - \sigma^2 \quad (4.32)$$

Ahora, para la representación de los esfuerzos en el círculo de Mohr en tres dimensiones; se tiene primero que la dirección del esfuerzo normal tiene cosenos directores l, m, n; σ y τ están dados por (4.30) y (4.32) respectivamente y teniendo en cuenta la ecuación (3.68), se tiene que:

$$l^2 = \frac{(\sigma_2 - \sigma)(\sigma_3 - \sigma) + \tau^2}{(\sigma_2 - \sigma_1)(\sigma_3 - \sigma_1)}$$

$$m^2 = \frac{(\sigma_3 - \sigma)(\sigma_1 - \sigma) + \tau^2}{(\sigma_3 - \sigma_2)(\sigma_1 - \sigma_2)}$$

$$n^2 = \frac{(\sigma_1 - \sigma)(\sigma_2 - \sigma) + \tau^2}{(\sigma_1 - \sigma_3)(\sigma_2 - \sigma_3)} \quad (4.33)$$

Ahora se supone que un coseno director, por ejemplo n, es estable; esto implica que la normal al plano considerado hace un ángulo constante $\arccos(n)$ con el eje z. Luego por (4.33), σ y τ para tal plano están relacionados por:

$$\begin{aligned} (\sigma_1 - \sigma)(\sigma_2 - \sigma) + \tau^2 &= n^2(\sigma_1 - \sigma_3)(\sigma_2 - \sigma_3) \\ \tau^2 + \left[\sigma - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \right]^2 &= \frac{1}{4}(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + n^2(\sigma_1 - \sigma_3)(\sigma_2 - \sigma_3) \end{aligned} \quad (4.34)$$

Esto es graficado en el plano (σ, τ) , σ y τ tienden a un círculo cuyo centro está en $(1/2(\sigma_1 + \sigma_2), 0)$ y cuyo radio es:

$$\left[\frac{1}{4}(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + n^2(\sigma_1 - \sigma_3)^2(\sigma_2 - \sigma_3) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (4.35)$$

Graficando los puntos P, $(\sigma_1, 0)$; Q, $(\sigma_2, 0)$; R, $(\sigma_3, 0)$ en la Fig. 2.12 (a), el centro está en A, y el radio varía de $AQ = 1/2(\sigma_1 - \sigma_2)$ para $n = 0$ a $AR = 1/2(\sigma_1 + \sigma_2) - \sigma_3$ para $n=1$, un típico círculo de esta familia es DEF.

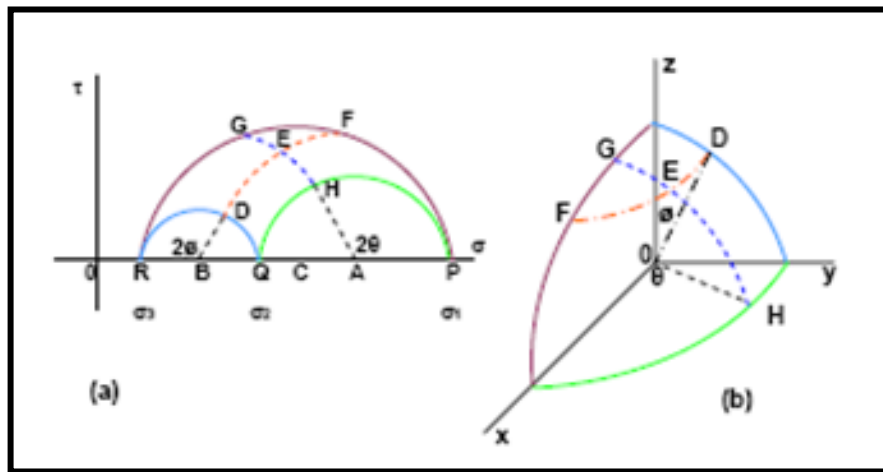


Figura 4.22. Círculo de Mohr en tres dimensiones.

De igual forma tomando l constante en (4.33) da la familia de círculos

$$\tau^2 + \left[\sigma - \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_3) \right]^2 = \frac{1}{4}(\sigma_2 - \sigma_3)^2 + l^2(\sigma_2 - \sigma_1)(\sigma_3 - \sigma_1) \quad (4.36)$$

Con centros en el punto B, $(1/2(\sigma_2 + \sigma_3), 0)$ y radio variando de BQ para $l = 0$ a BP para $l = 1$, un típico círculo es GEH.

Finalmente, tomando m constante en (4.33) da la familia:

$$\tau^2 + \left[\sigma - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \right]^2 = \frac{1}{4}(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + l^2(\sigma_3 - \sigma_2)(\sigma_1 - \sigma_2) \quad (4.37)$$

Con centros en los puntos C, $(1/2(\sigma_1 + \sigma_3), 0)$ y radio que disminuye de CR para $m=0$ a CQ para $m=1$.

En la Fig. 4.22 (b) el círculo GEH en la parte de esfera corresponde a los punto $l=\text{const.}$; si $l=\cos\theta$ el punto H en el cual encuentra el plano xy para el cual $n=0$ es tal que el ángulo $H0x$ es θ , $l=\cos\theta$, $m=\text{sen}\theta$. Similarmente el círculo FED corresponde a $n=\text{const.}$, y si el ángulo $D0z$ es \varnothing , OD es $l00$, $n=\cos\varnothing$, $m=\text{sen}\varnothing$.

Los círculos de centros B y A, de la Fig. 4.22(a), son los círculos de Mohr bidimensionales para los planos y-z y x-y. Si se considera el último caso, los esfuerzos que corresponden al punto H de la Fig. 4.22 (b) para el cual $l=\cos\theta$, $m=\text{sen}\theta$, $n=0$, son por (4.30) y (4.32), respectivamente,

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)\cos 2\theta$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)\text{sen}2\theta$$

4.5.1 Determinación de los Cosenos Directores

Para el caso en estudio, las expresiones de los cosenos directores fueron determinadas a partir de un análisis vectorial; estas expresiones están en función del buzamiento (ϕ) y azimut de la capa (α_c), la inclinación (ψ) y azimut del pozo (α_w), el ángulo alrededor de la cara del pozo (θ) y el ángulo entre los esfuerzos principales y la capa (γ). De manera que se tiene:

$$\begin{aligned}
l = & \text{seno}(\phi) \cos(\alpha_c) \left[-\cos(\theta) \cos(\gamma) \text{seno}(\alpha_w) - \text{seno}(\theta) \cos(\gamma) \cos(\psi) \cos(\alpha_w) + \text{seno}(\gamma) \text{seno}(\psi) \cos(\alpha_w) \right] \\
& + \text{seno}(\phi) \text{seno}(\alpha_c) \left[\cos(\theta) \cos(\gamma) \cos(\alpha_w) - \text{seno}(\theta) \cos(\gamma) \cos(\alpha_w) + \text{seno}(\gamma) \text{seno}(\psi) \text{seno}(\alpha_w) \right] \\
& + \cos(\phi) \left[\text{seno}(\theta) \cos(\gamma) \text{seno}(\psi) + \text{seno}(\gamma) \cos(\psi) \right]
\end{aligned}$$

(4.38)

$$\begin{aligned}
m = & \text{seno}(\phi) \cos(\alpha_c) \left[\text{seno}(\gamma) \cos(\theta) \text{seno}(\alpha_w) + \text{seno}(\gamma) \text{seno}(\theta) \cos(\psi) \cos(\alpha_w) + \cos(\gamma) \text{seno}(\psi) \cos(\alpha_w) \right] \\
& + \text{seno}(\phi) \text{seno}(\alpha_c) \left[-\text{seno}(\gamma) \cos(\theta) \cos(\alpha_w) + \text{seno}(\gamma) \text{seno}(\theta) \cos(\psi) \text{seno}(\alpha_w) + \cos(\gamma) \text{seno}(\psi) \text{seno}(\alpha_w) \right] \\
& + \cos(\phi) \left[-\text{seno}(\gamma) \text{seno}(\psi) \text{seno}(\theta) + \cos(\gamma) \cos(\psi) \right]
\end{aligned}$$

(4.39)

$$\begin{aligned}
n = & \text{seno}(\phi) \cos(\alpha_c) \left[\cos(\psi) \cos(\theta) \cos(\alpha_w) - \text{seno}(\alpha_w) \text{seno}(\theta) \right] \\
& + \text{seno}(\phi) \text{seno}(\alpha_c) \left[\cos(\psi) \cos(\theta) \text{seno}(\alpha_w) + \text{seno}(\theta) \cos(\alpha_w) \right] \\
& - \cos(\phi) \left[\cos(\theta) \text{seno}(\psi) \right]
\end{aligned}$$

(4.40)

4.6 Resistencia Tensil Para Rocas Anisotrópicas^{12,13}

La resistencia a la tensión uniaxial es un parámetro muy usado en algunos campos de la mecánica de rocas. Dicho parámetro acompañado de la resistencia compresiva uniaxial constituyen el criterio de falla de una formación. Existen varias pruebas para la determinación de la resistencia tensil de una roca, ya sean directas o indirectas. Una de las técnicas de tensión indirecta más usada, es conocida a nivel de laboratorio como una compresión diametral o Brazilian Test, la cual consiste en someter un disco circular a determinada carga dentro de dos platos o placas en una maquina de compresión.

En esta técnica, la carga desarrolla esfuerzos tensiles que esta perpendiculares a al eje de carga. La falla de la muestra se da por una abertura o grieta presente a lo largo del eje de carga y la carga tomada en el momento de falla es usada para determinar la resistencia tensil de la muestra.

4.6.1 BRAZILIAN TEST¹²

En la prueba de la Brazilian Test un disco de roca circular recto de diámetro D, largo L y espesor t es comprimido diametralmente por una carga P entre dos pistones de acero planos (figura 4.23). El comportamiento del material durante la prueba es esencialmente elástico, y de donde a partir de esta teoría se predice una constante de esfuerzo tensil a lo largo del diámetro de carga que esta normal a la fuerza aplicada.

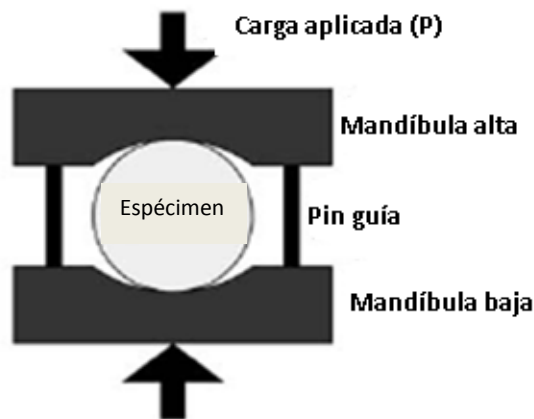


Figura 4.23. Esquema de la Brazilian Test

Fuente: Fjaer E, Holt R. M y Horsrud P, Petroleum Related Rock Mechanisc

La resistencia tensil en el momento de falla esta dado por:

$$\sigma_t = T = \frac{2P}{\pi Dt} \quad (4.27)$$

El pico de carga P es dado en Newton y D y L deben ser dados en mm.

Esta prueba básicamente consiste en aplicar una carga a dos platos diametralmente comprimidos sobre un cilindro de roca, la cual es por lo general más corta o igual en espesor y diámetro. La falla se da por una extensión de fractura en o cerca al plano diametral de falla.

El modo en que una muestra comúnmente falla bajo esta prueba puede observarse en la figura 4.24.

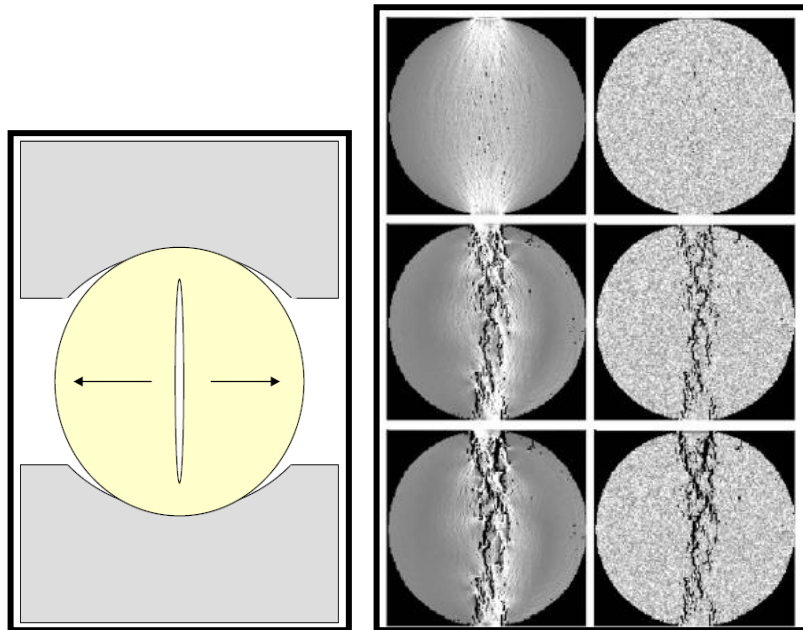


Figura 4.24. Modo de falla de un disco en la Brazilian Test

Fuente: Properties of rock materials, 1998

Un análisis del plano elástico de esfuerzos mostró que los esfuerzos cercanos al centro de la muestra están dados por (según Jaeger y Cook, 1979):

$$\sigma_h = -\frac{2P}{\pi DL} \quad (4.28)$$

$$\sigma_V = -\frac{6P}{\pi DL} \quad (4.29)$$

El esfuerzo compresional normalmente es tres veces más grande que el esfuerzo tensil y debido a que la relación entre la resistencia compresiva y la resistencia tensil es por lo general mayor que 3, la muestra siempre fallará en tensión.

Una aplicación de esta prueba, con miras a determinar el efecto del buzamiento en la resistencia tensil, fue llevado a cabo en un shale⁸; estos fueron los resultados obtenidos. En la tabla 4.9, se puede observar que la prueba se hizo a diferentes ángulos de operación, haciendo varias pruebas a una misma orientación. La tendencia registrada es mostrada en la figura 4.25, en donde se puede inferir que la resistencia tensil máxima se experimenta a ángulos de operación de 0°, es decir, cuando las capas están paralelas a las capas, mientras que la menor resistencia tensil fue hallada a 90°, perpendicular a las capas.

B (Grados)	T(psi)	Promedio T
0	3141	3077
0	2904	
0	3186	
30	2763	2847.5
30	2915	
30	2895	
30	2817	
45	1758	1693.3
45	1674	
45	1648	
60	1372	1341.8
60	1285	
60	1333	
60	1377	
75	1106	1133.3
75	1056	
75	1160	
90	950	1017
90	1058	
90	1043	

Tabla 4.9. Resultados de la Brazilian Test aplicados a un shale, variando el ángulo de operación.

Fuente: R.T McLamore, and K.E.Gray, Spe #1721

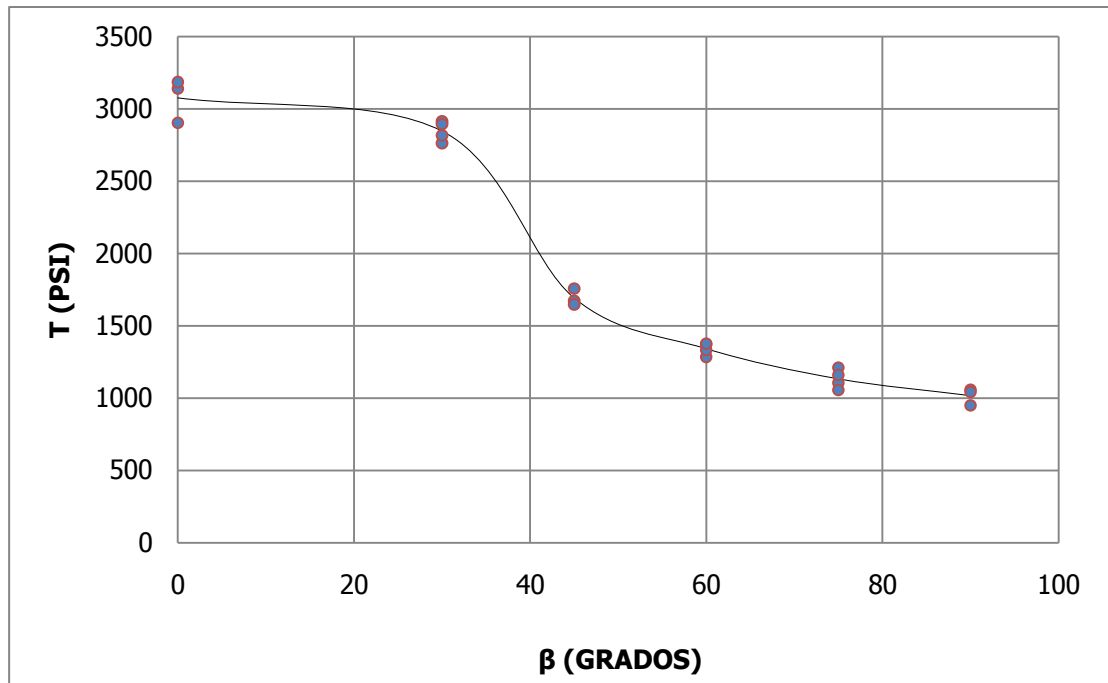


Figura 4.25. Tendencia de la resistencia a la tensión con respecto al ángulo de operación.

4.6.2 Criterios de Resistencia Tensil¹³

Criterio de Walsh-Brace

El fundamento del criterio de Walsh y Brace es que se asume que la roca además de tener fracturas cortas aleatoriamente orientadas, también se pueden presentar fracturas más largas, las cuales se caracterizan por tener cierto grado de orientación preferencial.

La resistencia de tensión uniaxial de una roca que contiene estas largas fracturas o grietas, está determinada por:

$$\sigma_{TL} = \frac{2\sigma_{Tmin}}{\text{seno}\beta (1+\text{seno}\beta)} \quad (4.30)$$

En el caso de que β sea 0° y la falla se por las fracturas más cortas, se tiene que:

$$\sigma_{TL} = \sigma_{Tmax} \quad (4.31)$$

Criterio de Kwaśniewski

Este criterio esta dado por ecuaciones que son aproximaciones empíricas, con mayor certeza que las propuestas inicialmente en el modelo de anisotropía de la resistencia a la tensión formulado por Walsh y Brace, el cual está basado en el criterio o teoría de Griffith de fracturas frágiles.

A partir de esto Kwaśniewski, mediante su investigación en pruebas de laboratorio, estableció una relación entre la resistencia a la tensión y el ángulo β , para el rango de 0 a 90, esta relación se expresa como:

$$\sigma_T = \frac{2\sigma_{Tmin}}{a \text{seno}(90^\circ - \beta) + (1 + \text{seno}\beta) \text{seno}^2\beta} \quad (4.32)$$

U otra forma equivalente es:

$$\sigma_T = \frac{\sigma_{Tmax}}{\text{seno}(90^\circ - \beta) + \frac{1}{2}k_T(1 + \text{seno}\beta) \text{seno}^2\beta} \quad (4.33)$$

Donde:

$$a = \frac{2}{k_T}$$

Y K_T es el coeficiente de anisotropía de la resistencia tensil uniaxial y está definido como:

$$k_T = \frac{\sigma_{Tmax}}{\sigma_{Tmin}} = \frac{\sigma_T(0^\circ)}{\sigma_T(90^\circ)} \quad (4.34)$$

4.6.3 Aplicación del Criterio

Las siguientes tabla y figura muestran la relación entre la resistencia tensil con respecto a el grado de inclinación de las capas y los resultados obtenidos de una prueba de tensión uniaxial realizada a una roca metamórfica, una mica esquistosa cristalina. Esta roca es de grano fino, color gris verdoso y con una composición de cuarzo, feldespato, mica y principalmente biotita. El tamaño de grano varía de 0,03 a 1 mm. La roca tiene una densidad de 2,52 g/cm³ y 2,7 % de porosidad efectiva.

La prueba sobre este espécimen fue llevada a cabo a una tasa constante, de alrededor de 0,03 MPa/s en la tasa del esfuerzo aplicado para la prueba en tensión. Los resultados obtenidos de resistencia tensil de la roca probada son mostrados en la tabla 4.10.

β (Grados)	Resistencia Tensil Uniaxial	
	(MPa)	(Psi)
0	22.943	3328.518
15	4.740	687.668
30	2.590	375.751
45	1.860	269.844
60	0.578	83.855
75	0.743	107.793
90	0.264	38.301

Tabla 4.10 Resistencia a la tensión obtenida para la roca en estudio.

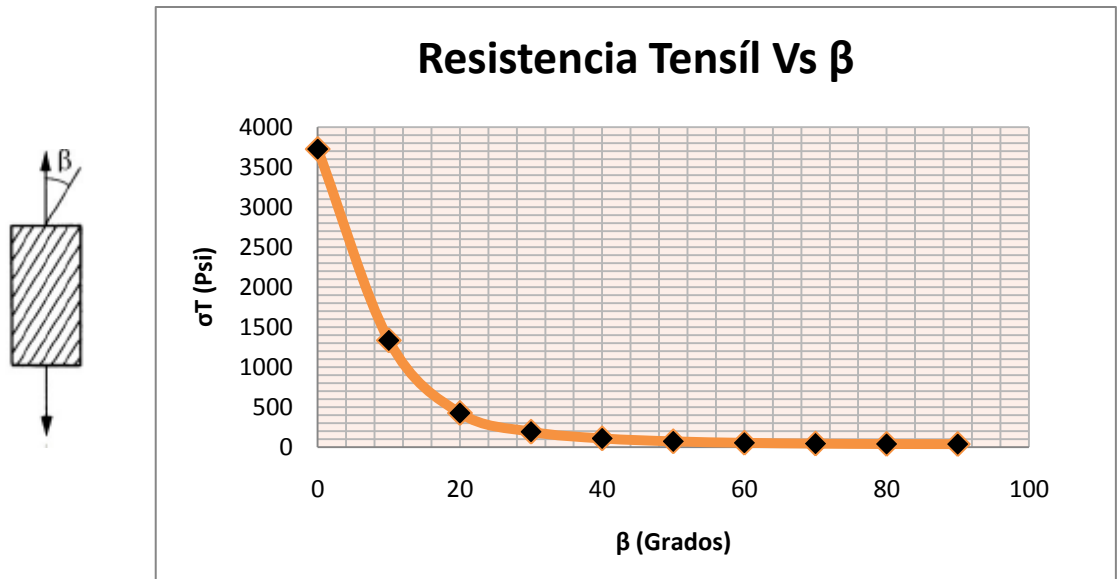


Figura 4.26 Comportamiento de la resistencia tensil de una roca laminada

Como puede ser visto, en la figura 4.26, al igual que en la aplicación de la Brazilian Test en el shale, se obtuvo una tendencia similar, el mayor valor de resistencia tensil corresponde a un ángulo de β es 0° , es decir, cuando la dirección de la fuerza de tensión aplicada es paralelo con los planos de foliación. Mientras, el valor mínimo de resistencia es encontrado cuando la fuerza tensil es aplicada perpendicular a los planos de debilidad.

5. DATOS REQUERIDOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN MODELO GEOMECÁNICO¹

Para la buena ejecución o desarrollo de un pozo, es de gran importancia construir un modelo geomecánico confiable que permita apreciar las condiciones y características de la formación de interés de la manera más certera posible; con el fin de identificar con exactitud las zonas y estados del pozo que pueden ser potenciales generadores de inestabilidad. El análisis geomecánico involucra tanto la predicción como el manejo que se le debe dar a la deformación de la roca. Eventos como deformaciones de rocas no planeadas le cuesta a la industria gigantescas pérdidas económicas cada año. La pérdida de tiempo asociado a inestabilidad del pozo y pérdidas de herramientas en un pozo acarrear altos gastos durante la perforación y retraso en la producción.

Cuando los problemas presentados son tan severos, pueden forzar a tener que realizar operaciones de workover o en el peor de los casos a abandonar el pozo; por eso el tener un pobre entendimiento de las condiciones geomecánicas puede traer como consecuencia una simulación del yacimiento inadecuada. En los últimos años el desarrollo de la ciencia y las practicas de la industria han estado dirigidas hacia lo que necesita la industria: el desarrollo de nuevas herramientas y avances en pruebas de laboratorio, de tal manera que la industria petrolera cuente con la posibilidad de tener datos más cercanos a la realidad del pozo, lo cual es de vital importancia si se quiere realizar un análisis o encontrar un modelo geomecánico que de buenos resultados.

Las fuentes de información están más que todo basadas en imágenes de pozo, registros, reportes de perforación y pruebas de laboratorio. Se debe tener en cuenta que hay tres tipos de información específica que son de suma importancia para realizar un análisis geomecánico, estas son:

- Mecanismos de Falla.
- Estado de esfuerzos.
- Propiedades mecánicas de la roca

Un análisis ó desarrollo de un modelo geomecánico es más que la obtención de los datos necesarios, es el entendimiento de todos los datos relevantes con el fin de comprender que está pasando en el pozo. El éxito del análisis geomecánico está basado principalmente en la calidad de los datos utilizados, en otras palabras, en que la adquisición de datos para desarrollar el modelo sean los más ajustados a la realidad del pozo, por esto es necesario el desarrollo de herramientas más sofisticadas y precisas que permitan la obtención de estos datos.

A continuación, son presentados los principales parámetros necesarios para constituir un modelo geomecánico y las fuentes de obtención de cada uno de ellos; los cuales son requeridos para poder implementar de manera satisfactoria la metodología desarrollada en esta investigación.

5.1 PARAMETROS DEL MODELO¹⁵

Los datos de entrada mínimos requeridos para el diseño de un modelo geomecánico lo constituye principalmente la determinación de las propiedades elásticas de la roca, la resistencia de la roca, la presión de poro y la magnitud y orientación de los esfuerzos principales.

Algunas de las correlaciones o técnicas utilizadas en la determinación de estas variables ya fueron presentadas en el capítulo 2. Aquí se presentan las fuentes más usadas para este propósito.

5.1.1 Caracterización de las Propiedades Elásticas y la Resistencia de la Roca

Por lo general, las propiedades mecánicas de la roca son obtenidas mediante el desarrollo de una serie de pruebas de laboratorio de compresión triaxial o con muestras de núcleos. Debido a que dichas pruebas solo proporcionan propiedades de la roca a una cierta profundidad a lo largo del pozo y además, la extracción de corazones y su preservación tienen un muy alto costo, por lo tanto, se usan también puntos de calibración de registros para derivar dichas propiedades.

El uso de registros como fuente de obtención de estas propiedades es una técnica más económica, el método más comúnmente usado para realizar dicho cálculo, está basado en relaciones que expresan las propiedades de la roca en función de velocidades sísmicas. Estos perfiles hallados acústicamente, son conocidos como propiedades dinámicas de la roca; contrario a las determinadas en laboratorio denominadas propiedades estáticas.

La siguiente tabla presenta las correlaciones más usadas en la determinación de los módulos elásticos y la resistencia de la roca, apropiados para la zona de cordillera colombiana, según Osorio¹⁵, 2009:

PARAMETRO	RELACION	VARIABLES
Relación de Poisson	Montmayour y Graves, 1986 $v = \frac{2 - \left(\frac{Dt_s}{Dt_p}\right)^2}{2 \left[1 - \left(\frac{Dt_s}{Dt_p}\right)^2\right]}$	Dt _S y Dt _P son los tiempos de viaje de las ondas de corte(s) y compresional (P), respectivamente, las cuales son obtenidas de registros sínicos.
Modulo de Corte	Nielsen et al, 1979 $G = 1,34 * 10^{10} \left(\frac{\rho}{DT_s^2}\right)$	ρ es la densidad de la roca y puede ser hallada de registros de densidad.
Modulo de Young	Fjaer et al, 1996 $E = 2 * G * (1 + v)$	
Resistencia Compresiva Uniaxial	Zoback, 2008 $UCS = 253,09 * \rho * V_p^2 - 3045,78$	V _P es la velocidad de onda compresional
Resistencia Tensíl	Fjaer et al, 1996 $T_0 = 0,1 * UCS$	
Cohesión	Fjaer et al, 1996 $C_o = \frac{UCS}{2(\sqrt{(1 + \mu^2)} + \mu)}$	μ es el coeficiente de fricción interna igual a tanθ
Angulo de Fricción Interna	Chang y Zoback, 2003 $\phi = 18,532 * (V_p^{0,5148})$	V _P es la velocidad de onda compresional

Tabla 5.1. Correlaciones para la determinación de los módulos elásticos y la resistencia de la roca.

5.1.2 Presión de Poro¹⁶

La presión de poro se puede determinar mediante el uso de varios métodos, cada uno de los cuales relaciona velocidad y/o resistividad con la señal de presión en la formación. El conocimiento exacto del valor de presión de poro es necesario para el diseño de un pozo seguro durante las operaciones ya sean de perforación, producción libre de arena, estimulación por fracturamiento hidráulico, etc. La metodología que se sigue se basa en la ecuación de Eaton (presentada en el capítulo 2).

La presión de poro al igual que el esfuerzo horizontal mínimo, pueden ser determinados a partir de pruebas de integridad de la formación, operaciones de Minifracturamiento hidráulico y ajustados con datos obtenidos de pozo como las pruebas de MDT (*Modular Dynamic Test*). Las mediciones de estos parámetros en puntos específicos calibran las correlaciones de registros a través de todas las formaciones. La figura 5.1, muestra los resultados de una MDT.

Los modelos de esfuerzos tales como el modelo de Mohr-Coulomb suelen utilizarse para relacionar esfuerzo horizontal mínimo con la Presión de poro y con el ángulo de fricción. También se pueden utilizar otras correlaciones, pero requieren parámetros de entrada adicionales que a menudo son difíciles de obtener. El ángulo de fricción interno puede correlacionarse con el contenido de arcilla obtenido de los registros geofísicos.

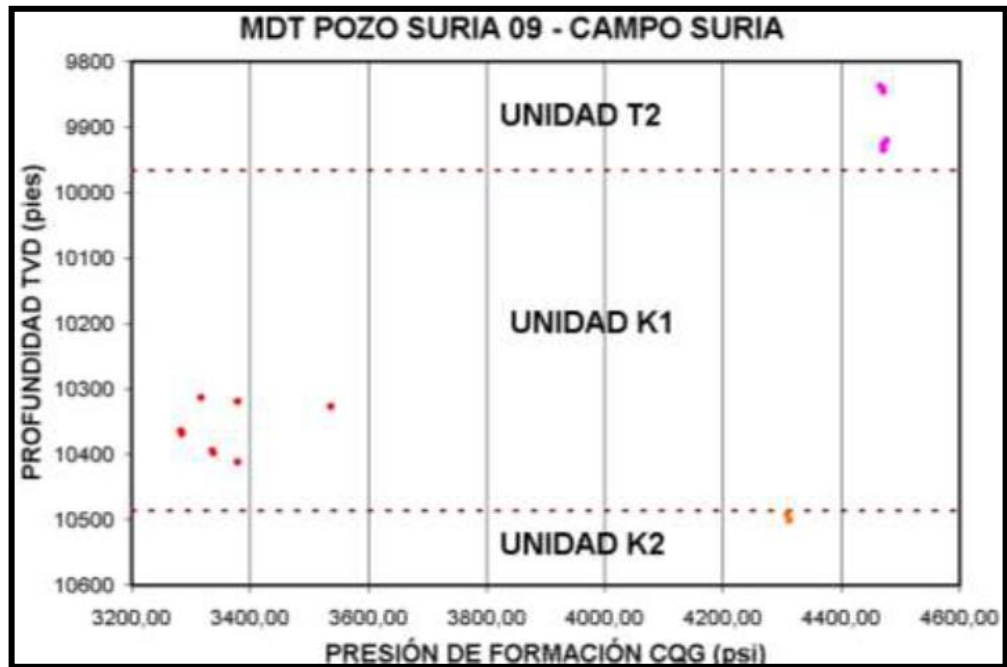


Figura 5.1 Resultados MDT
Fuente: ECOPETROL S.A.

El perfil de presión de poro para de un pozo, obtenido a partir del registro sísmico compresional se muestra en la figura 5.2.

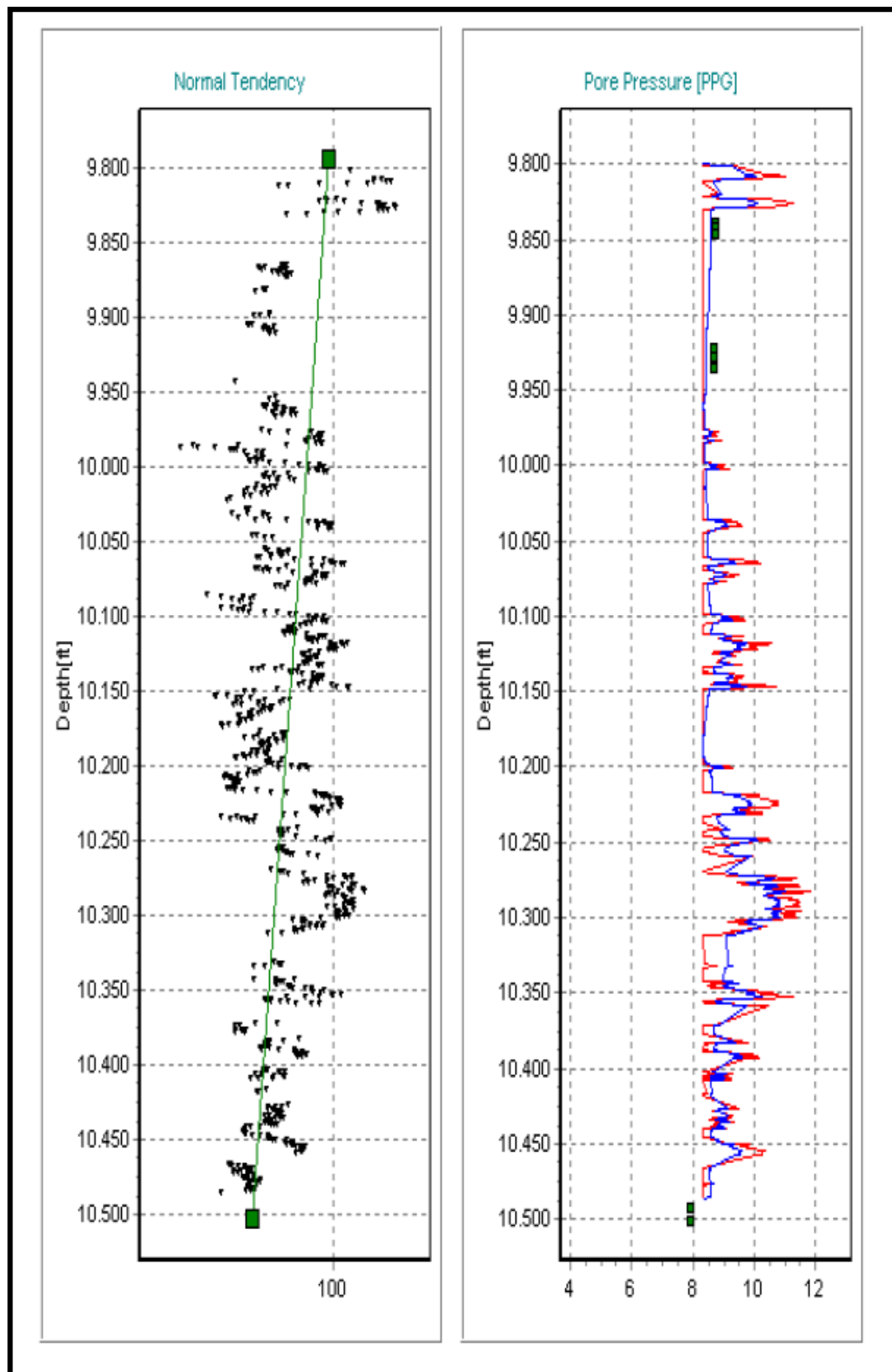


Figura 5.2. Perfil de presión de poro
Fuente: AGE – ICP

5.2 Caracterización de los Esfuerzos In-situ

Como ya es conocido, los tres principales esfuerzos de una formación están definidos como el esfuerzo vertical y los esfuerzos horizontales máximos y mínimos. De estos es necesario conocer sus magnitudes y sus orientaciones en especial la de los esfuerzos horizontales.

5.2.1 Esfuerzo Vertical

Este es determinado de la integración de los registros de densidad, complementados con valores hallados de medidas sobre núcleos. De manera que se tiene:

$$S_v = \int_0^z \rho(z).g.dz \quad (5.1)$$

Donde z es la profundidad vertical y g es la aceleración de la gravedad.

5.2.2 Esfuerzo Horizontal Mínimo¹⁷

Actualmente existen diversos modelos matemáticos o métodos que permiten estimar la magnitud de los esfuerzos *in situ*, dentro de estos métodos encontramos algunas pruebas realizadas en campo como las pruebas de integridad (FIT), *Leak Off Test* (LOT), *Extended Leak Off Test* (ELOT) las cuales tienen como función principal evaluar la integridad del casing, pero comúnmente los datos de estas pruebas son usados mas allá de su propósito original, como por ejemplo la determinación de esfuerzos *in situ* en exploración y perforación.

La interpretación de las pruebas LOT para la estimación de esfuerzos ha sido conducido principalmente por la necesidad de tener información de los esfuerzos en el planeamiento de trabajos de exploración y perforación, además de la capacidad sellante de las fallas, diseño del peso del lodo, estimación del gradiente

de fractura, estabilidad del pozo, planeamiento del pozo y el desarrollo de yacimientos fracturados.

Los esfuerzos obtenidos a partir de esta prueba no han sido los más confiables, por lo tanto se ha promovido el uso de pruebas más refinadas, las cuales logran los objetivos de la LOT pero tienen una mejor precisión y confiabilidad para ser usados como métodos de estimación de esfuerzos. Esta prueba es llamada la prueba de Leak-Off Extendida, ELOT o XLOT la cual toma cerca de una hora en realizarse y comprende presurizaciones repetidas de la formación.

Estas pruebas de integridad de formación (FIT) son obligatorias en muchos ambientes de operación en el mundo, como medios para diseñar los programas de revestimiento de los pozos, tolerancia de fugas y prevención de reventones. Estas pruebas son realizadas después de sentar el revestimiento en un pozo, la nueva sección del pozo es comúnmente perforada hasta una profundidad aproximada de 3m (10 ft) para desarrollar la FIT.

Esto implica cerrar el anular y bombear a una rata de 40 - 250 l/min. (0.25 - 1.5 BBL / min.) dentro de la sección sin revestimiento del hueco, permitiendo el no flujo dentro del hueco. El bombeo se mantiene hasta que se alcanza la presión que se considera permitirá una perforación segura de la próxima sección.

La Prueba de Integridad de Formación (FIT) es una prueba presurizada para un valor máximo predefinido durante el cual no se observa leak-off o fractura. La Prueba de Leak Off (LOT) es una FIT la cual continúa hasta que la rata de incremento de presión declina, esto es usualmente una indicación de que la compresibilidad del sistema se ha incrementado y que una LOT o fractura ha ocurrido en la formación (lo cual se observa como un cambio en la pendiente de la curva Presión-Volumen), figura 5.3.

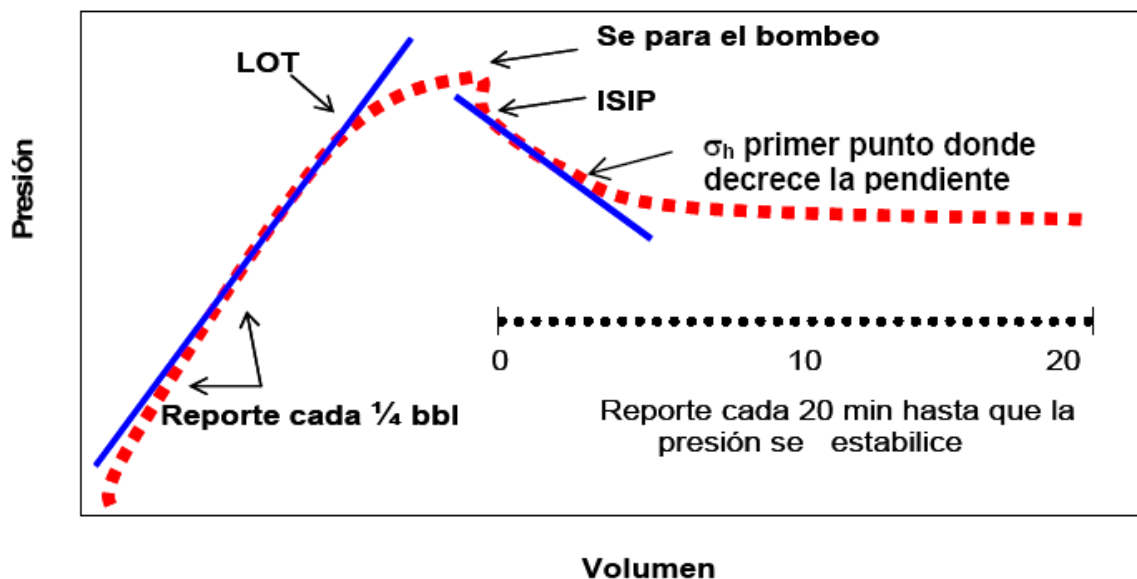
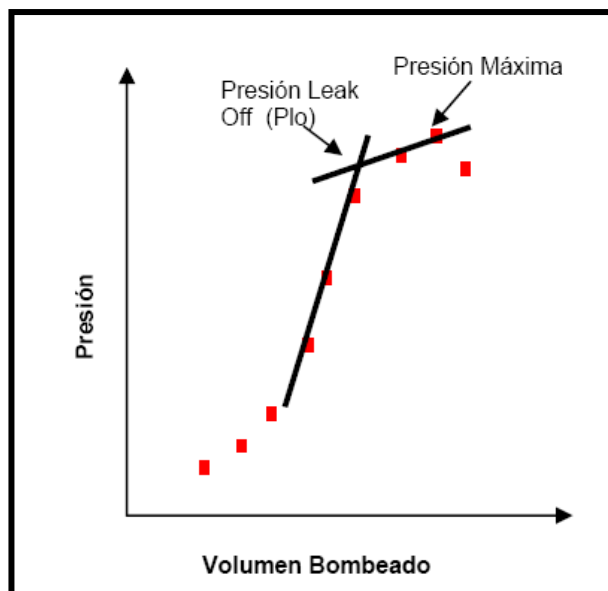


Figura 5.3. Determinación de la Presión de Leak off
 Fuente: García Fernández María Angélica, Tesis de Grado, 2006.

Una de las correlaciones para la determinación del esfuerzo horizontal mínimo es aplicada de datos obtenidos mediante registros acústicos, la cual está dada por la siguiente relación, dada por Eaton, 1969:

$$S_h = \left[\frac{\nu}{1-\nu} (S_v - P) \right] + P \quad (5.2)$$

En donde P es la presión de poro, este esfuerzo puede ser calibrado con el uso de valores de presión de cierre obtenidos de tratamiento de fracturamiento hidráulico aplicado en pozos vecinos. El rango hallado para el caso del piedemonte colombiano está entre 0.58 y 0.78 psi/pie.

5.2.3 Esfuerzo Horizontal Máximo

El esfuerzo horizontal máximo no puede determinarse en forma directa, por lo que hay que evaluar pistas para determinar la mejor correlación dentro de un modelo de esfuerzo corregido. La información correspondiente a las restricciones impuestas sobre esfuerzo horizontal máximo incluye la presencia o ausencia de ovalizaciones por ruptura de la pared del pozo, mediciones de operaciones de Minifracturamiento hidráulico, resistencia de la roca y bases de datos locales o regionales.

La dirección del esfuerzo horizontal máximo es importante para la determinación de la estabilidad del pozo y para la orientación de las fracturas hidráulicas. Los datos sísmicos proveen información sobre la dirección de los esfuerzos regionales al indicar fallas y rasgos compresivos y por tracción relacionados con esos esfuerzos. Sin embargo la proximidad con dichas fallas y rasgos principales, como la Cordillera de los Andes, puede alterar tanto la magnitud como la dirección de los esfuerzos locales, aun cuando la conformación de ese rasgo no alterase el esfuerzo regional.

Suele ser necesaria una medida local de la dirección de los esfuerzos para complementar la información regional. Las fallas y las fracturas naturales pueden interpretarse a partir de los datos de la herramienta de generación de imágenes ultrasónicas de pared de pozo UBI o FMI. El esfuerzo máximo horizontal es

estimado a partir de las soluciones analíticas de Kirsh, con base en la teoría elástica de las rocas.

Barton et al, 1988, propuso la siguiente relación para el cálculo del esfuerzo horizontal máximo:

$$S_H = \frac{UCS + 2P + \Delta P - s_h * (1 - 2 \cos \theta_b)}{1 + 2 \cos 2\theta_b} \quad (5.3)$$

En la ecuación 5.3, ΔP es la diferencia entre la presión de pozo y la presión de poro, y θ_b es la mitad del ancho del Breakout de pozo.

La teoría de la resistencia friccional, en conjunto con la técnica del polígono de esfuerzos y el uso registros de imágenes, pueden también ser aplicados para determinar la magnitud limite del esfuerzo horizontal máximo, metodología propuesta por Wiprut y Zoback, 2000. Para la región del piedemonte colombiano el valor de este esfuerzo esta en el rango de 1.1 a 1.5 psi/pie.

Para la determinación de la distribución de esfuerzos en pozos de determinada inclinación, se emplean las correlaciones 3.9, 3.24, 3.28, 3.29, 3.32 y 3.33; y para el cálculo de los esfuerzos en la cara del pozo en coordenadas cilíndricas se aplican las ecuaciones 3.43 a 3.47, expuestas en el capítulo 3.

5.2.4 Orientación de Esfuerzos

La orientación de los esfuerzos regionales se obtiene a partir de registros de actividad sísmica durante la sucesión de eventos naturales tales como terremotos reportados sobre el World Stress Map. Los métodos para identificar la orientación de los esfuerzos a partir de registros wireline incluyen orientación de *breakouts* y de fracturas naturales e inducidas, *shear sonic anisotropy* y tres *componentes* VSP.

Los *breakouts* son de gran utilidad a la hora de determinar la orientación de los esfuerzos tectónicos puesto que el esfuerzo máximo (*Maximum stress*) SH está orientado en una dirección perpendicular a los mismos mientras que el esfuerzo mínimo (*minimum stress*) Sh es paralelo a ellos.

Se utilizó la herramienta FMI Formation MicroImager- para la adquisición de registros de imágenes para la identificación y análisis de información relacionada directamente con el grado de fracturamiento, lo mismo que la presencia de fallas y otros rasgos estructurales que pueden tener influencia sobre el yacimiento. El análisis de las fracturas inducidas presentes en estos registros, es importante para que puedan ser utilizados en la determinación de la dirección del máximo esfuerzo horizontal. Además, en estos registros se hacen evidentes los *breakouts* que junto con los registros de Caliper de hueco son útiles en la determinación de orientación de esfuerzos principales horizontales.

5.3 Determinación del Buzamiento de las Capas

5.3.1 Herramienta FMI^{18,19}.

La herramienta FMI (Fullbore Formation MicroImager), introducida en el año 1991; en lodos conductivos o de baja resistividad, provee una imagen eléctrica prácticamente que en la totalidad del pozo ofreciendo información cuantitativa especialmente utilizada en análisis de fracturas. La herramienta FMI combina medidas de alta resolución de cubrimiento total en huecos de diámetro estándar. La exactitud de esta herramienta es de alrededor de 2 grados en azimut y de 0,2 grados en desviación desde la vertical.

Esta herramienta opera de manera similar a las herramientas de resistividad convencional, valiéndose de un gran número de electrodos y botones con los que capta la información. Las imágenes son producidas por cambios en el flujo de corriente eléctrica identificados por los electrodos. La información procesada en softwares especializados permite medir rumbos y buzamientos de estructuras en

el pozo. La herramienta de 4 brazos provee imágenes similares al registro Formation Microscanner (FMS), figura 5.4. Posee además un módulo Dipmeter que permite la adquisición de información de inclinación de estructuras.

Esta herramienta se aplica en análisis estructurales, caracterización de cuerpos sedimentarios, ampliación de análisis texturales con sensores de alta resolución, evaluación de los patrones de fracturas, correlaciones con estudios sobre corazonces y caracterización de reservorios.

Una ilustración de las imágenes conseguidas por la implementación de esta herramienta es mostrada en la figura 5.5.



Figura 5.4 Herramienta FMI

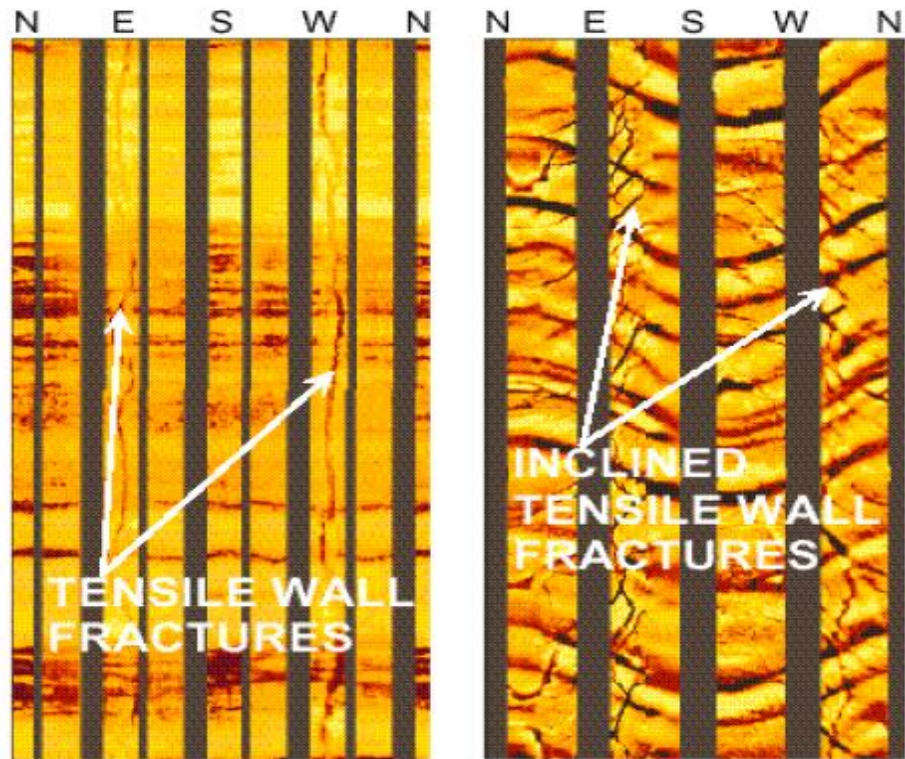


Figura 5.5. Registro FMI mostrando en la Izquierda una fractura de tensión inducida por la perforación en un pozo vertical y a la derecha una fractura de tensión en un pozo desviado.

5.3.2 DIPMETER³⁶

El perfil de buzamiento fue introducido por primera vez en la industria petrolífera en 1930, y desde entonces sus aplicaciones han ido extendiéndose de tal forma que hoy día no se concibe un estudio geológico del subsuelo en el que este perfil no se use de forma sistemática, no solamente, en la fase de exploración, para precisar la geometría y disposición de los posibles yacimientos, sino en las fases posteriores de desarrollo y producción, para conocer con detalle la estructura interna de los yacimientos y su influencia en la producción.

El instrumento que facilita el perfil de buzamientos consta de cuatro brazos, con los cuales mide la resistividad de la roca adyacente al sondeo. Estos cuatro brazos tienen una separación de 90 grados y generan los datos de buzamientos,

mediante registros de micro resistividad producida por los contrastes existentes entre los planos de estratificación o laminación, y su posterior correlación entre los cuatro brazos. Las mediciones de micro resistividad se realizan mediante electrodos situados en los cuatro brazos del Dipmeter. En realidad existen cinco electrodos en los Dipmeter, ya que dos de ellos están situados en el mismo brazo. Se obtiene así un mayor nivel de seguridad en la correlación de las curvas de resistividad, y por lo tanto, en los cálculos de buzamientos. Los antiguos Dipmeter solían tener solamente tres brazos, cuyos tres electrodos eran suficientes para determinar el plano de buzamiento. La figura 5, es una representación grafica de la herramienta Dipmeter.

La ampliación a cuatro brazos, además de hacer más seguro el cálculo de buzamientos, contribuyó a establecer un mejor contacto entre los electrodos y las paredes del sondeo. Actualmente se cuenta con herramientas de este tipo de hasta 6 brazos, figura 5.6. Los brazos del Dipmeter son controlados hidráulicamente desde la superficie. Se cierran para bajar el instrumento hasta el fondo del sondeo y se abren con una fuerza suficiente para estar en contacto con las paredes del sondeo cuando se efectúan los perfiles, a medida que el instrumento sube hacia la superficie, aproximadamente, a la velocidad de 900 metros por hora.

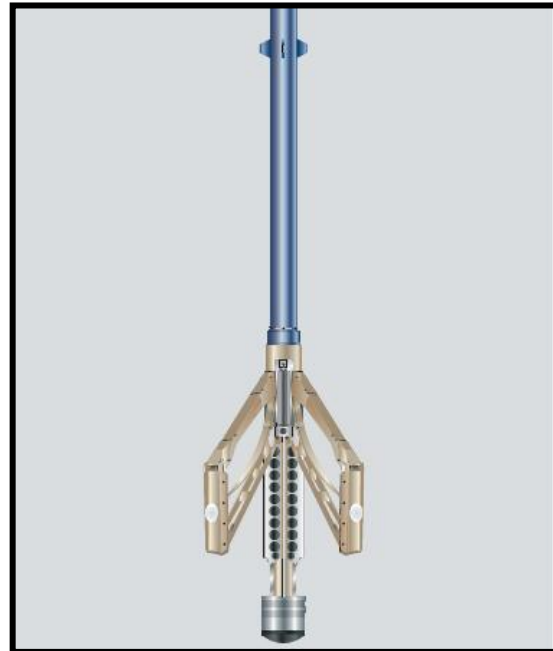


Figura 5.6. Herramienta Dipmeter de 6 brazos.
Fuente: Schlumberger

Verticalmente, las mediciones tienen lugar con una frecuencia superior a dos lecturas por centímetro. Además de medir buzamientos, este instrumento mide la geometría del sondeo, incluyendo la desviación del sondeo con respecto a la vertical, el azimut o ángulo que forma el electrodo de referencia (numero 1) con respecto al Norte magnético, el azimut de la desviación del sondeo, e incluso la forma más o menos circular de la sección del sondeo. Todas estas mediciones permiten conocer exactamente la posición del instrumento en el espacio, y por lo tanto, calcular el buzamiento real, ya que sin estos datos sólo podría registrar el buzamiento aparente.

Mediante la correlación por ordenador de una determinada o inflexión de las curvas de resistividad, reconocidas en los cuatro electrodos, se determina un plano con identidad geológica (con textura diferenciada) del cual se determina el buzamiento real mediante algoritmos trigonométricos.

En la operación de correlacionar las curvas de resistividad intervienen los siguientes parámetros: El intervalo de correlación, que determina la longitud de

curva de resistividad a tener en cuenta en cada operación de correlación. La unidad de distancia, o incremento longitudinal verificado en dos correlaciones sucesivas. Esta distancia es generalmente el 50% del intervalo de correlación y el ángulo de búsqueda, que determina la distancia máxima de búsqueda de correlaciones para una determinada forma de las curvas de resistividad.

5.3.3 El Microescáner de Formaciones

Es otro tipo de Dipmeter, el cual presenta como novedad más sobresaliente, que los brazos tercero y cuarto poseen un conjunto de 27 electrodos cada uno, lo cual permite obtener otras tantas curvas de resistividad que una vez procesadas, proporcionan unas imágenes de resistividad de la formaciones atravesadas en el sondeo. Estas imágenes están orientadas y forman ángulo de 90 grados. En total, las imágenes pueden cubrir hasta 14 centímetros del perímetro del sondeo. En pasadas sucesivas, se puede cubrir una zona más extensa de este perímetro.

El Microescáner de Formaciones se ha diseñado para que, al escanear las paredes del sondeo, sus brazos tercero y cuarto produzcan imágenes de resistividad de alta resolución. En conjunto, esta herramienta es muy parecida a los Dipmeters que la precedieron, ya que dispone de dos electrodos en cada brazo (más los 27 que existen en dos de sus brazos). La ventaja de este Dipmeter, es que pueden conseguirse simultáneamente buzamientos e imágenes de resistividad en la misma pasada. Cuando se están obteniendo buzamientos, la velocidad con que se mueve este Dipmeter puede alcanzar los 1.200 metros por hora. En cambio, cuando se registran imágenes esta velocidad debe reducirse a 300 metros por hora.

El principio en que se basa esta nueva herramienta es el mismo de los Dipmeter anteriores. Desde la parte inferior de la herramienta, donde están los electrodos, se emite una corriente eléctrica controlada que se dirige a la formación.

Esta corriente se recibe en la parte superior del Dipmeter y parte de ella queda registrada en los electrodos mediante una serie de curvas de resistividad individuales que detectan los cambios de textura de la formación. La corriente emitida se controla automáticamente para optimizar el funcionamiento del instrumento en formaciones de resistividad variable. Una parte importante de este nuevo Dipmeter está formada por la sección del inclinómetro que, debidamente aislado, contiene el acelerómetro y magnetómetro, que facilitan las correcciones de velocidad y permiten conocer la orientación del Dipmeter. Las mediciones en la vertical son muy detalladas, realizándose cada 2.5 mm, lo cual representa una enorme cantidad de datos a procesar.

5.4 Prueba de Corte Directo^{37,38}

El ensayo más común para obtener la resistencia de los suelos en los estudios de deslizamientos es el ensayo de Corte Directo, el cual es simple y económico de realizar pero presenta los inconvenientes del poco control que se tiene sobre las condiciones de drenaje, la dificultad para medir presiones de poro y algunos problemas inherentes a los mecanismos de las máquinas que realizan los ensayos.

Las ventajas de los ensayos de Corte Directo son su facilidad de ejecución, la cual permite la realización de una cantidad grande de pruebas en poco tiempo y la posibilidad de realizar ensayos sobre superficies de discontinuidad, que para este caso es muy útil, pues se requiere conocer propiedades como la cohesión y el ángulo de fricción interna de una capa de roca, o plano de debilidad, que es uno de los parámetros de entrada necesarios para la aplicación de la metodología, con el fin de determinar la presión de colapso en formaciones laminadas.

La finalidad del ensayo de corte directo es determinar la resistencia de una roca, sometida a cargas que simulen las que existen o existirán en un terreno o

subsuelo, produciendo éstas, un esfuerzo de corte máximo, esfuerzo normal de compresión mínimo.

Para determinar la resistencia al corte máximo, se usa en el laboratorio un equipo de corte directo, normalizado por la ASTM en su norma D5607-08 el cual consta de una caja de sección circular, dividida horizontalmente en dos mitades, como se observa en la figura 5.7. Dentro de ella va ubicado el espécimen de roca, se aplica sobre éste una carga vertical de confinamiento, al tiempo otra carga horizontal creciente que produce el desplazamiento de la mitad móvil de la caja, causando el corte de la muestra.

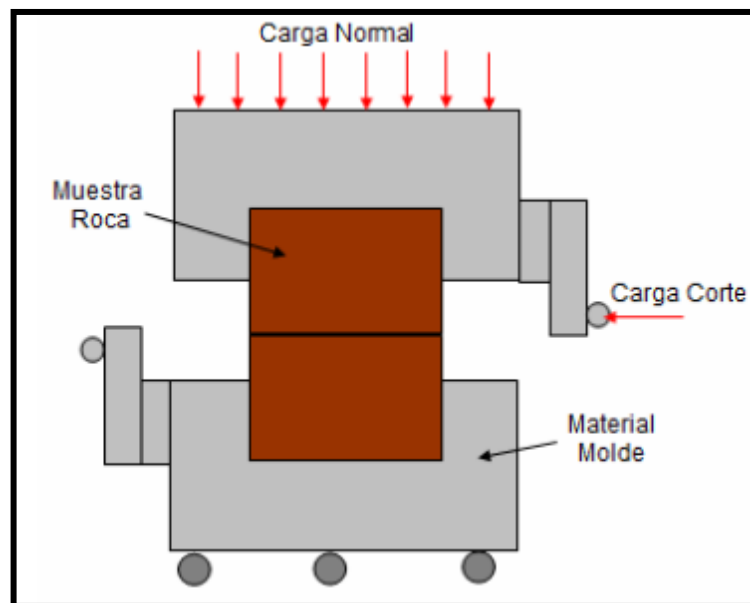


Figura 5.7. Montaje del equipo de corte directo
Fuente: ASTM D5607-08

Las cargas aplicadas en la muestra ocasionan una falla a través del plano horizontal de separación entre las cajas portadoras de la muestra. Sobre este plano de falla actúan dos esfuerzos: el esfuerzo normal $n \sigma$ aplicado externamente debido a la carga vertical y el esfuerzo cortante τ debido a la aplicación de la carga horizontal. Estos esfuerzos se calculan dividiendo las fuerzas aplicadas a la caja,

por las respectivas áreas de la muestra y de esta manera deberían satisfacer la ecuación de Morh-Coulomb. (Ecuación 3.71) .

Según la ecuación (3.71) la resistencia al corte, depende de la *cohesión* C y la *fricción interna de la roca* Φ . Al aplicar la fuerza horizontal, se mide el desplazamiento y con estos valores es posible graficar la tensión de corte τ en función del desplazamiento en el plano de la tensión de corte. De la gráfica de tensión de corte contra desplazamiento (figura 5.8) es posible tomar el punto máximo de tensión de corte como la resistencia al corte de la roca.

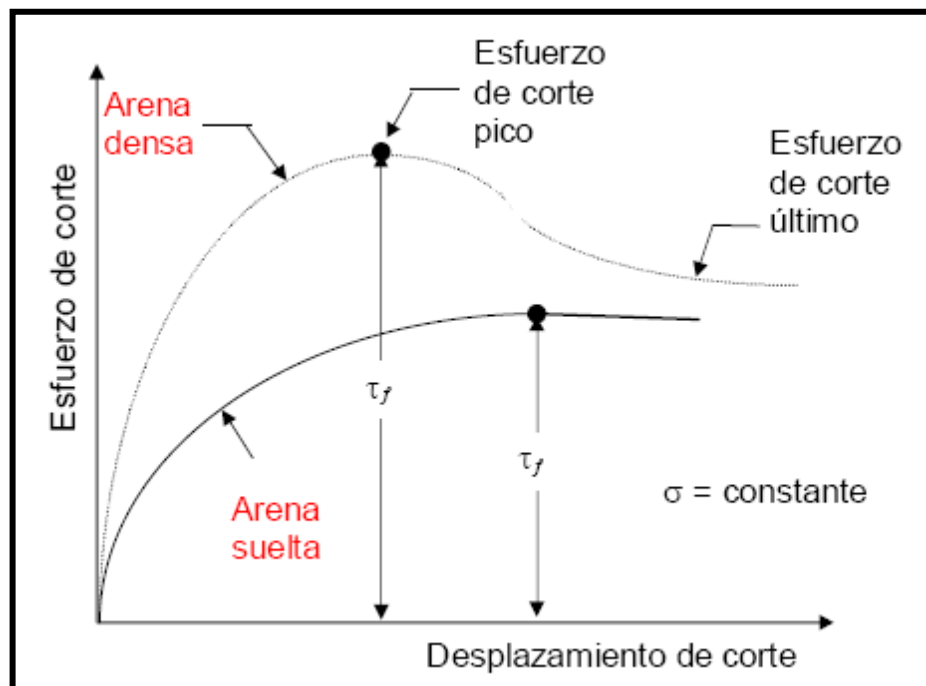


Figura 5.8 Relación esfuerzo de corte contra desplazamiento
Fuente: Suarez Jaime, Resistencia al Cortante, Deslizamientos- Análisis Geotécnico.

Los valores de τ se llevan a un gráfico en función del esfuerzo normal, como lo presenta la figura 5.9, obteniendo la recta intrínseca, donde τ va como ordenada y σ_n como abscisa. El ángulo que forma esta recta con el eje horizontal es el ángulo de fricción interna Φ y el intercepto con el eje τ la *cohesión* C . Es de esta manera

como el ensayo de corte directo permite conocer la resistencia máxima al corte, relacionar este esfuerzo máximo de corte con el esfuerzo normal aplicado en la prueba y aplicando la relación de Coulomb determinar la *Cohesión C* de la roca y su ángulo de fricción interna.

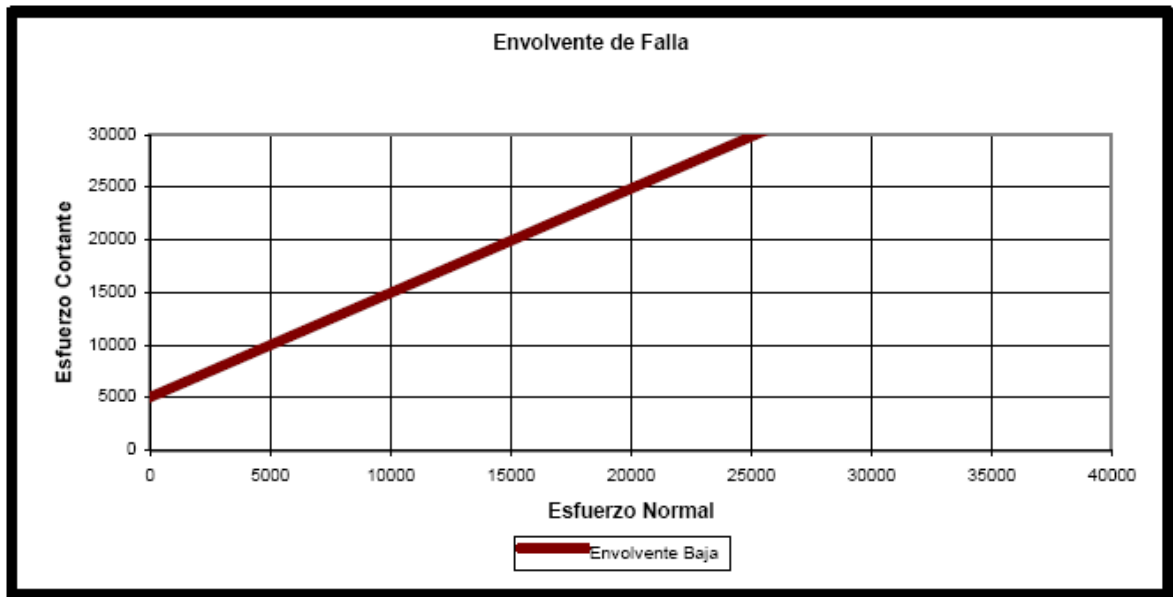


Figura 5.9. Recta intrínseca que relaciona el esfuerzo normal y cortante.
Fuente: ASTM D5607-08

5.5. Dispositivo de Corte Directo Inclinado-(DCDI)³⁷

La dificultad para hacer pruebas de caracterización mecánica en formaciones geológicas sensibles, debido a la presencia de laminación en las muestras durante la extracción de los núcleos, entre otros daños que imposibilitan la obtención de muestras de geometría convencional para pruebas de laboratorio, enfocadas en obtener sus propiedades mecánicas, hizo que fuese necesario diseñar y construir un dispositivo que permita conocer el comportamiento mecánico a partir de muestras de roca de geometría no convencional.

Este mecanismo de medición de propiedades mecánicas como la cohesión y el ángulo de fricción interna, fue desarrollado a partir de una serie de simulaciones en el software ANSYS, que permitió determinar la inclinación ideal para aplicar la carga sobre la muestra, de manera tal que la ésta falle netamente por corte; en este caso los ángulos trabajados fueron 50° y 90° .

Para la aplicación de la carga el DCDI fue acoplado al equipo MTS 815, para que este último sea quien cumpla esta función, ya que este aplica carga axial mediante el desplazamiento de un cilindro hidráulico, a lo largo del eje longitudinal del mismo.

Haciendo un promedio de las dimensiones obtenidas en rocas de formaciones sensibles, tales como shales y areniscas, se definió una geometría para la muestra de roca a utilizar en el DCDI de 22mm de diámetro y 8mm de alto. El montaje del equipo para una inclinación de 50° y 90° , está ilustrado en las figuras 5.10a y 5.10b.

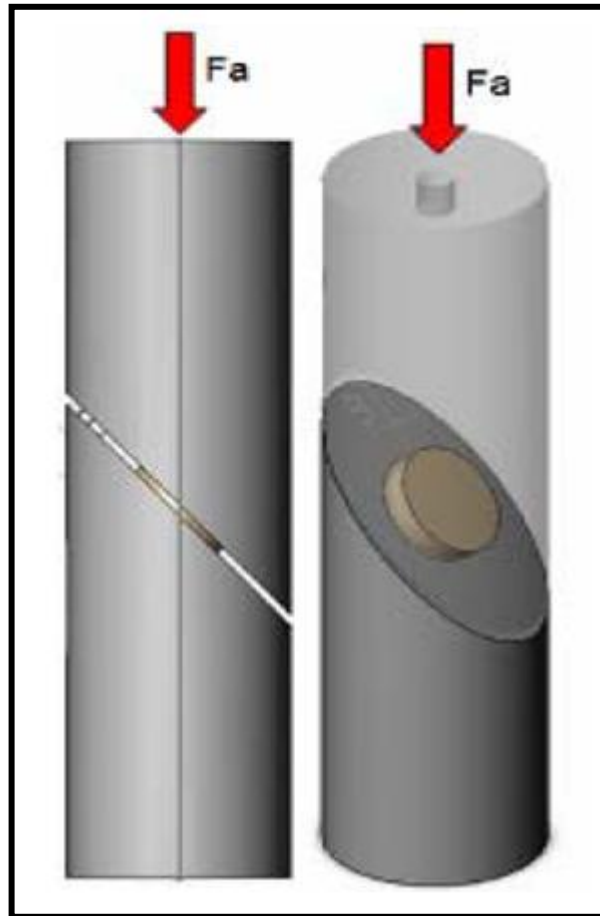


Figura 5.10a. Vista lateral (izquierda) e isométrica (derecha) del DCDI de 50°. Fuente: Mantilla H. Hernán D y Reyes T. Javier Enrique, Tesis de Grado, 2009.

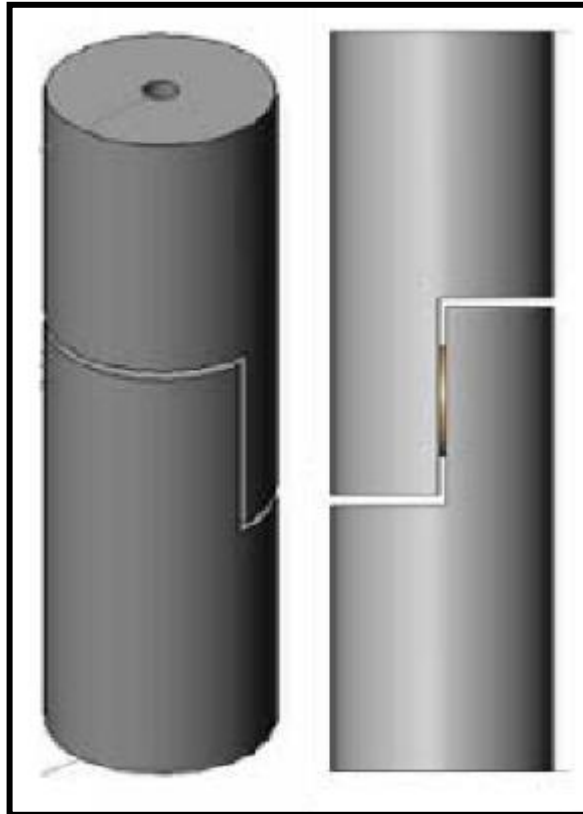


Figura 5.10b. Vista lateral (izquierda) e isométrica (derecha) del DCDI de 90° .
Fuente: Mantilla H. Hernán D y Reyes T. Javier Enrique, Tesis de Grado, 2009.

El modelo consta de dos endcap o dispositivos para aplicar carga, estos permiten transmitir a la roca la fuerza axial ejercida por el equipo MTS. La disposición geométrica inclinada y la cavidad para alojar la muestra de roca permiten descomponer la fuerza axial en dos componentes, fuerza normal y fuerza de corte, figura 5.11. De igual forma, la fuerza de corte produce un esfuerzo cortante y la fuerza normal un esfuerzo normal.

La fuerza axial se aplica progresivamente, de tal forma que los valores de esfuerzos no son constantes y varían conforme lo hace la fuerza axial aplicada. Es por esto que el ángulo de inclinación del DCDI se convierte en el factor determinante para la definición del modelo físico adecuado que produzca corte directo.

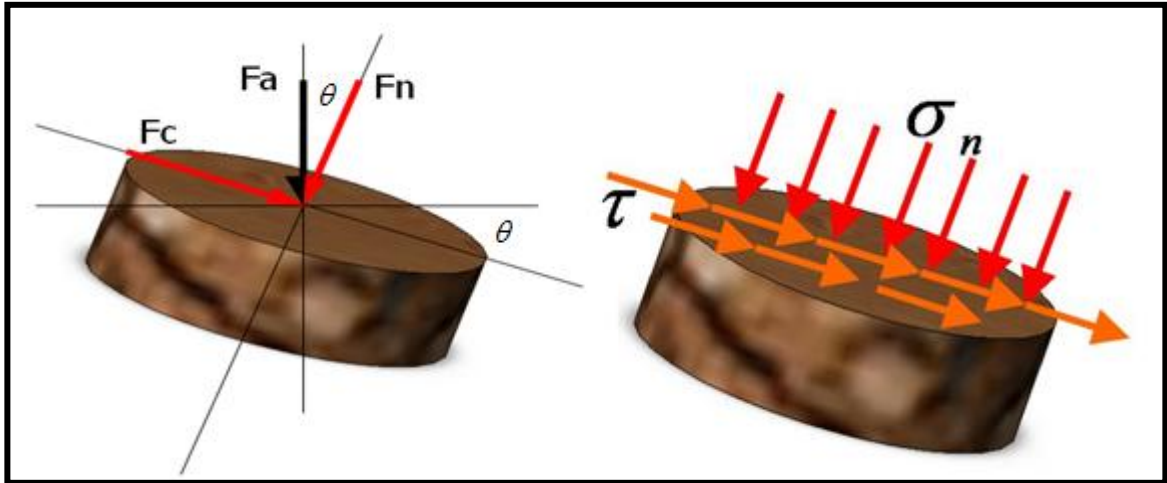


Figura 5.11. Fuerzas aplicadas (izquierda) y esfuerzos generados (derecha) en la muestra.

Fuente: Mantilla H. Hernán D y Reyes T. Javier Enrique, Tesis de Grado, 2009.

En donde, teta, (expresado en grados) es el ángulo de inclinación respecto a la horizontal del endcap. F_n (expresada en KN) es la fuerza normal aplicada a la muestra de roca, producto de la descomposición de la fuerza axial en función del ángulo de inclinación del endcap, por lo que se tiene que:

$$F_n = F_a * \cos \theta \quad (5.4)$$

F_c (expresada en KN) es la fuerza de corte aplicada a la muestra de roca, que de igual manera a F_n es el producto de la descomposición de la fuerza axial en función del ángulo de inclinación del endcap, se tiene la siguiente expresión para F_c :

$$F_c = F_a * \text{sen} \theta \quad (5.5)$$

σ_n (expresado en pascales) es el esfuerzo normal aplicado a la muestra en función de la fuerza normal, entonces se tiene:

$$\sigma_n = \frac{F_n}{A} \quad (5.6)$$

Donde A es el área transversal de la muestra de roca.

τ (Expresado en pascales) es el esfuerzo cortante aplicado a la muestra, función de la fuerza cortante, es decir:

$$\tau = \frac{Fc}{A} \quad (5.7)$$

En el caso del DCDI de 90° , donde A es el área transversal de la muestra de roca y es conocida de la expresión:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad (5.8)$$

D es el diámetro de la muestra.

Para el caso concreto del modelo físico con un ángulo de 90° , la fuerza normal se hace cero y la fuerza axial se convierte totalmente en la fuerza de corte, por tanto se debe aplicar la fuerza normal mediante otro mecanismo diferente a la fuerza axial ejercida por el MTS. En este caso la carga normal se aplica al confinar los endcap en la cámara del equipo MTS dispuesta para tal fin y así producir la fuerza normal sobre la muestra de roca mediante la presión ejercida por el fluido de confinamiento. Como se muestra en la figura 5.12.

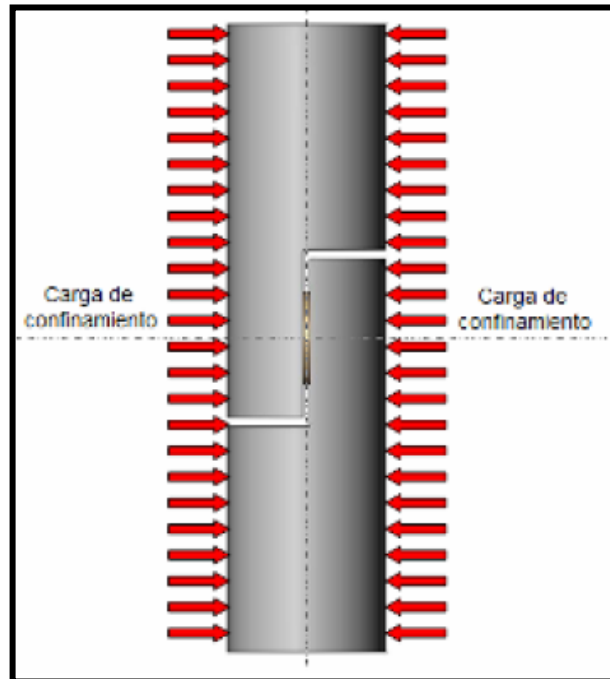


Figura 5.12. Modelo físico para el DCDI de 90° .

Fuente: Mantilla H. Hernán D y Reyes T. Javier Enrique, Tesis de Grado, 2009.

5.5.1 Dimensionamiento Geométrico del DCDI

Para el dimensionamiento se tienen tres factores claves: el tamaño de la muestra, los requerimientos de espacio de la celda de la MTS y los ángulos de inclinación. La geometría de la muestra de roca ya fue establecida como una probeta tipo disco con diámetro de 22mm y una altura de 8mm, cada endcap debe tener una cavidad para alojar la muestra de modo que su eje transversal se conserve paralelo a la inclinación respectiva en los montajes y que por el plano entre los endcap se presente el corte, ver figura 5.13; la forma es cilíndrica y se dimensiona con un diámetro normalizado de 38.1mm (1.5 pulgadas) y 150 mm de altura, obteniendo una área de contacto menor a la mitad del área total del endcap y con esto buena distribución de esfuerzos.



Figura 5.13. Montaje de la roca en el endcap, para el DCDI de 50°.
Fuente: Mantilla H. Hernán D y Reyes T. Javier Enrique, Tesis de Grado, 2009.

Para la preparación de las muestras el procedimiento requerido se divide en tres etapas, que son la extracción, el corte y el pulido; al final el espécimen debe tener una altura de alrededor de 7.8mm +/- 0.05mm y planitud +/- 0.05mm.

Una vez realizado el procedimiento para obtener muestras no convencionales y contar con las mismas, se procede a armar el conjunto del DCDI para hacer las pruebas.

Este conjunto de elementos incluyen los dos endcap propios del dispositivo, la muestra a ensayar y una chaqueta o manga de plástico termoencogible (*Heat shrink tubing*) que recubre el montaje para brindarle ajuste y mantener la alineación.

Luego de implementada la prueba, se determinan la magnitud de las fuerzas aplicadas y los esfuerzos generados, a partir de los cuales se realiza el grafico del esfuerzo cortante contra el esfuerzo normal, que es la recta resultante del criterio de Mohr-Coulomb y de donde pueden ser conocidos los valores de cohesión y ángulo de fricción interna de la roca.

6. DISEÑO DE LA METODOLOGIA PARA EL ANALISIS DE PLANOS DE DEBILIDAD

Posterior al análisis de los efectos producidos por los planos de buzamiento en la ventana de lodo, se procedió a establecer la metodología a implementar para contemplar el efecto de los planos de debilidad en la determinación de la presión colapso.

Como parámetros de entrada iniciales, es necesario conocer los siguientes datos para la implementación de la metodología; las variables mencionadas fueron definidas en los capítulos previos al igual que la manera como cada una de ellas puede ser determinada:

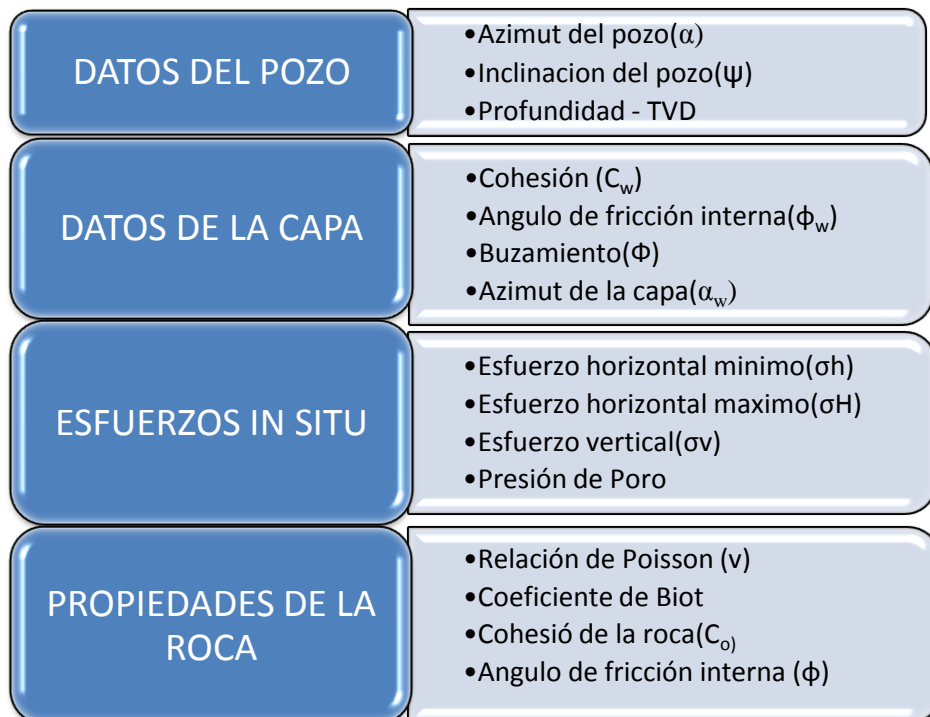


Figura 6.1 Variables de entrada para la implementación de la metodología

6.1 Diagrama de flujo de la metodología establecida:

Las siguientes ecuaciones son las que están incluidas en la estructura del diagrama y están definidas así:

Para las presiones de colapso en medio isotrópico:

PwLA, PwLI, PwLB: ecuaciones 3.96 a 3.98

Esfuerzos Principales: ecuaciones 3.48 a 3.54

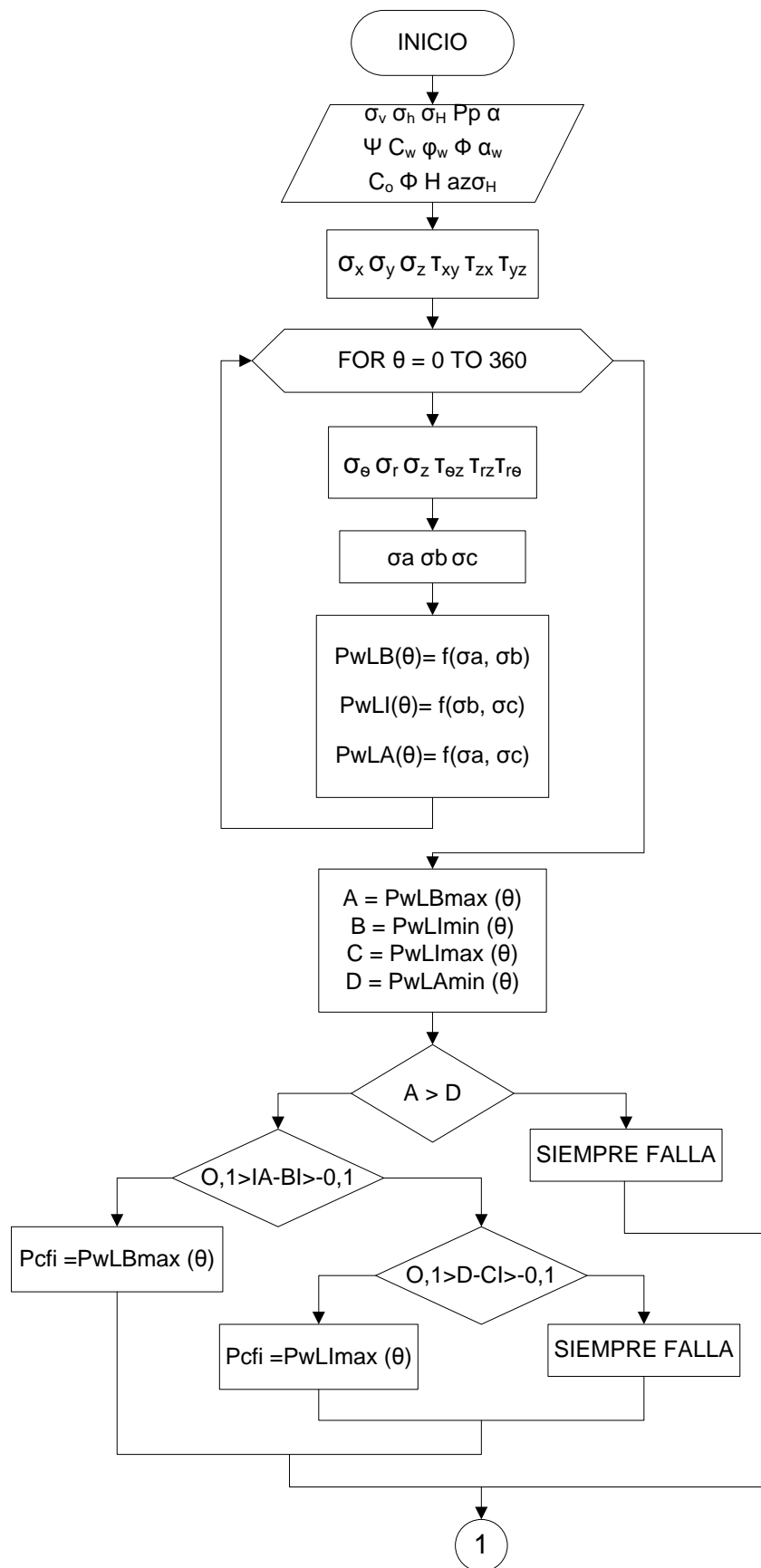
Esfuerzos locales: ecuaciones 3.9, 3.24, 3.28, 3.29, 3.32 y 3.33

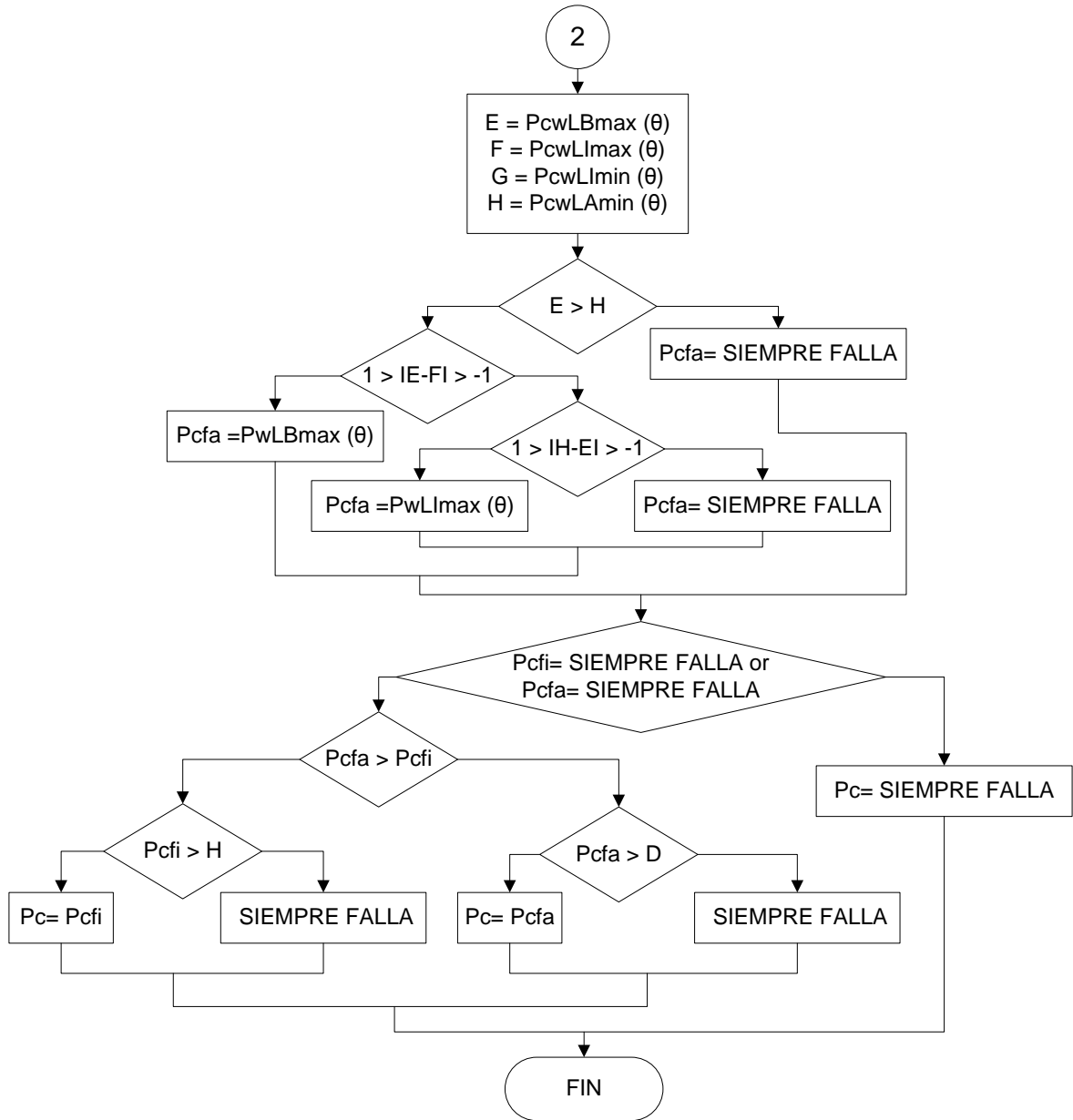
Esfuerzos Cilíndricos: ecuaciones 3.43 a 3.47

Criterio de Jaeger:

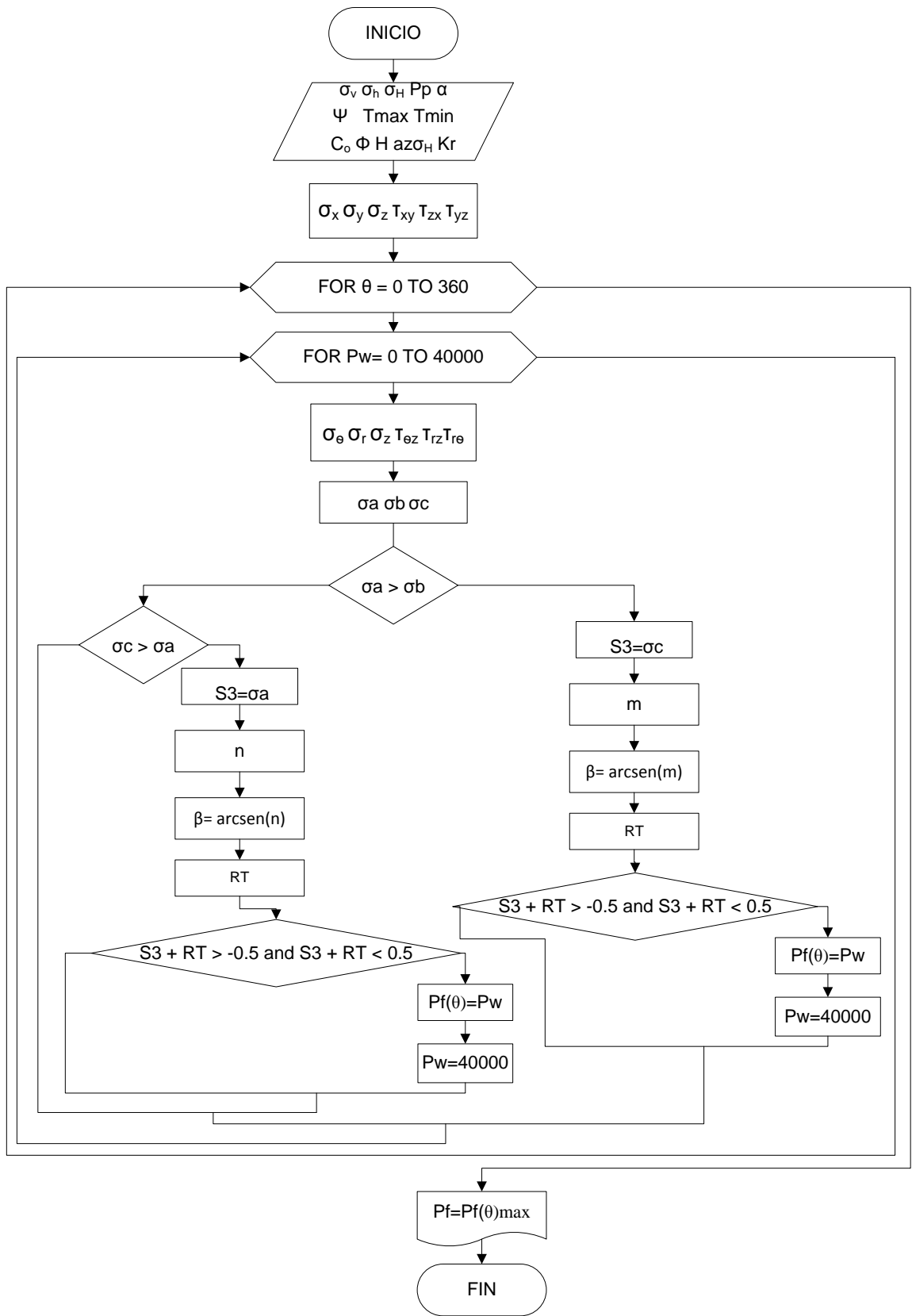
$$Fobj = \sigma_1 - \sigma_3 - \frac{2(C_w + \sigma_3 \mu_w)}{[1 - \mu_w \cot(\beta)] \text{Sen}(2\beta)}$$

El diagrama de flujo para la determinación de la presión de colapso es el siguiente:





Por otro lado, para la determinación de la presión de fractura, tenemos:



6.2 Creación de la Herramienta Software

Ésta se diseño en base a todo el estudio realizado en la investigación, utilizando la herramienta de programación de macros en Excel, en la cual se relacionaron todas las ecuaciones halladas que representan el modelo para formaciones transversalmente isotrópicas.

La siguiente es la manera como opera el software y la representación grafica con los datos de entrada que son requeridos para el modelamiento:

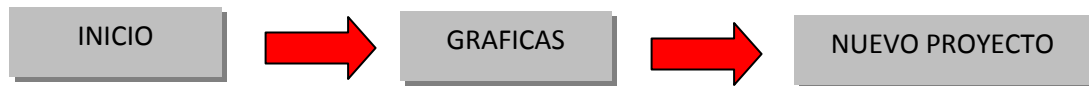


Figura 6.2. Comandos de entrada del programa

Al hacer click en el botón “INICIO”, se abre una ventana de entrada (figura 6.3), en la cual se introducen los datos principales, requeridos para el análisis de cualquier tipo de formación; como son la orientación del pozo, los esfuerzos principales, el azimut del esfuerzo horizontal máximo y la profundidad. En la misma ventana el usuario puede elegir el tipo de análisis a realizar, ya sea para una formación isotrópica o transversalmente isotrópica (formación laminada).

UserForm1

DATOS DE ENTRADA INICIALES

Ubicación Espacial del Pozo

Tipo de Formación

Formación Isotrópica
 Formación Transversalmente Isotrópica

Esfuerzos in Situ

Grad. Esf Vertical [Psi/Ft]
 Grad. Esf Hznal.max [Psi/Ft]
 Grad. Esf Hznal.min [Psi/Ft]
 Grad. Presion de poro [Psi/Ft]

Orientación del Pozo y Esf.Hmax

inclinación.Pozo β [Grados]
 Azimut.Pozo α [Grados]
 Azimut.EsfHmax δ [Grados]

Otros Datos

Profundidad.Pozo [Ft]
 Grad.Presión.well [Psi/Ft]

Figura 6.3. Ventana inicial del software, con los datos de entrada principales.

Cuando el usuario elige la opción “Formación Transversalmente Isotrópica”, aparecerá la siguiente ventana (figura 6.4), en la que son pedidas las propiedades mecánicas (cohesión de la roca y de la capa y AFI de la roca y de la capa), la orientación del plano de debilidad (azimut y buzamiento de la capa), las propiedades elásticas y la resistencia tensil. Luego para la generación de las variables de salida (lado derecho de la ventana), se hace click de manera secuencial de arriba hacia abajo en el siguiente orden: “Cargar Datos”, “Distribución de Esfuerzos”, “Ventana de Lodo” y finalmente en la sensibilidad de las presiones de colapso y fractura para todas las inclinaciones y azimuts de pozo,

datos que son útiles en la generación de las graficas polares idénticas a las mostradas en el software Pbore, como se verá más adelante.

Figura 6.4. Ventana creada para cargar los datos de una formación transversalmente isotrópica.

De otro lado, cuando se está interesado únicamente en el caso de una formación homogénea, al escoger esta opción se despliega una ventana tal y como aparece en la figura 6.5, que contiene las mismas variables de entrada que el caso de formaciones laminadas, excepto las propiedades del plano de debilidad y la orientación de la capa; esta ventana se opera de manera similar a la descrita para formaciones transversalmente isotrópicas.

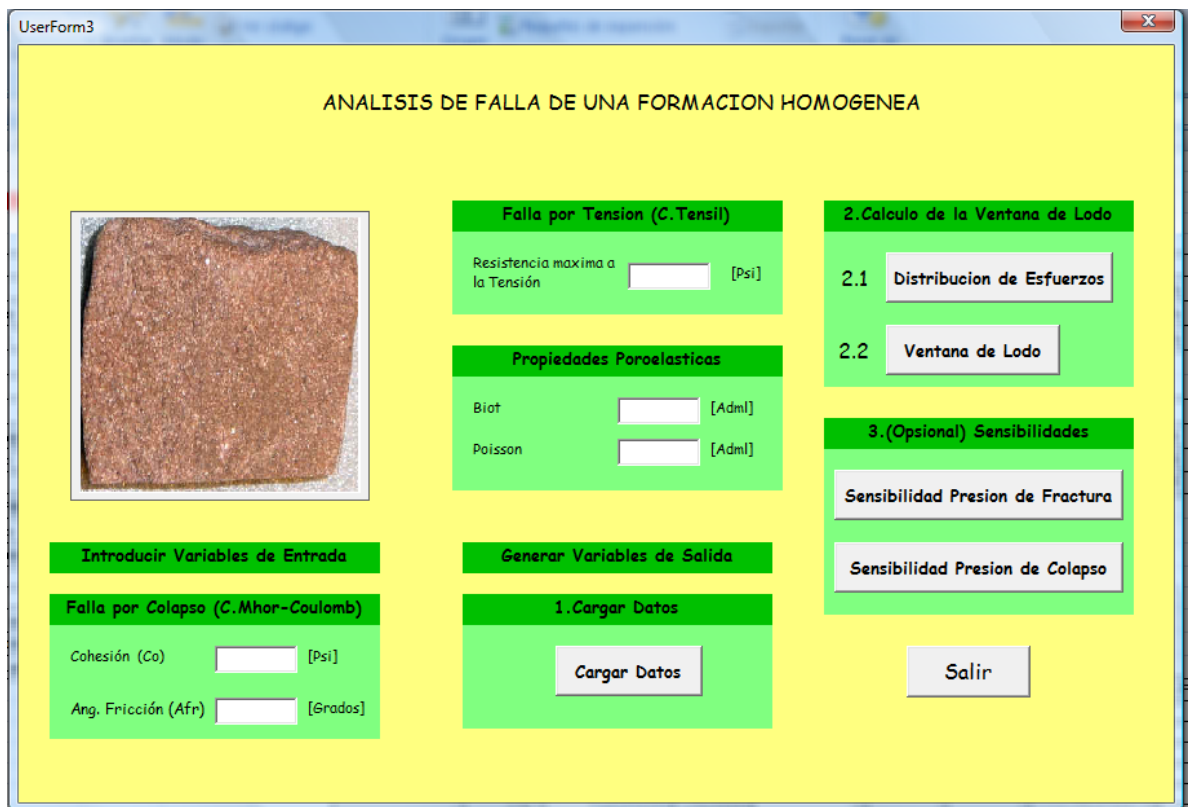


Figura 6.5. Ventana creada para cargar los datos de una formación isotrópica.

El comando “GRAFICAS”, es usado para crear la siguiente ventana (figura 6.6), en la que se pueden generar varios tipos de graficas, tales como: la presión de colapso en función del azimut o la inclinación del pozo, los esfuerzos actuando en la cara del pozo, las presiones de colapso y fractura, y los esfuerzos de corte y normal que actúan en el plano de debilidad (estos últimos también son generados en el software Pbore).



Figura 6.6. Ventana para la generación de gráficos de interés.

Por último, está el comando “NUEVO PROYECTO” que es usado para borrar los datos cargados, para cuando sea requerido iniciar un nuevo caso de estudio con propiedades distintas a las ya ingresadas.

6.3. Validación de la Herramienta Software Diseñada, con el Software PBORE 3D

Para la validación de el software desarrollado se uso el software PBORE 3D (versión 7.10 – 2008), este software analiza y simula los efectos dependientes del tiempo en la estabilidad del pozo mientras se perfora. Además está estructurado

para ayudar en el diseño de un programa de perforación con una ventana de peso de lodo.

Presenta una interfaz gráfica que incluye rutinas como edición, validación de datos y representación gráfica de resultados. El pozo puede ser simulado por medio de los modelos elásticos y poroelásticos para formaciones isotrópicas así como para formaciones transversalmente isotrópicas (parámetro de interés para este caso) con condiciones de pared permeable e impermeable.

En el PBORE, para iniciar el análisis se requiere de unas variables de entrada, entre estas están, la orientación del pozo (dada con respecto al norte), los gradientes de esfuerzos in situ y propiedades de la roca; permitiendo escoger el tipo de modelo a simular, ya sea isótropo o no, al igual que el tipo de análisis a desarrollar, elástico o poroelástico.

La figura 6.7, muestra la ventana inicial del PBORE, con cada uno de los parámetros de entrada.

El análisis de falla en PBORE-3D usa tres criterios: El Criterio de Falla Mohr-Coulomb (MCFC), criterio con el que se trabajó para la validación, el Criterio de falla de Drucker-Prager (DPFC) y el Criterio de Falla Modificado de Lade (MLFC). La ventana para los parámetros de falla de corte permite seleccionar el tipo del criterio a ser usado en el cálculo y especificar los parámetros correspondientes, cohesión de la roca y ángulo de fricción.

PBORE-3D puede ser usado para realizar el análisis por medio de la teoría elástica, termoelástica, viscoelástica, poroelástica, poroviscoelástica, porotermoelástica y poroquimicoelástica. Sin embargo, en este caso solamente se va a estudiar el modelo elástico.

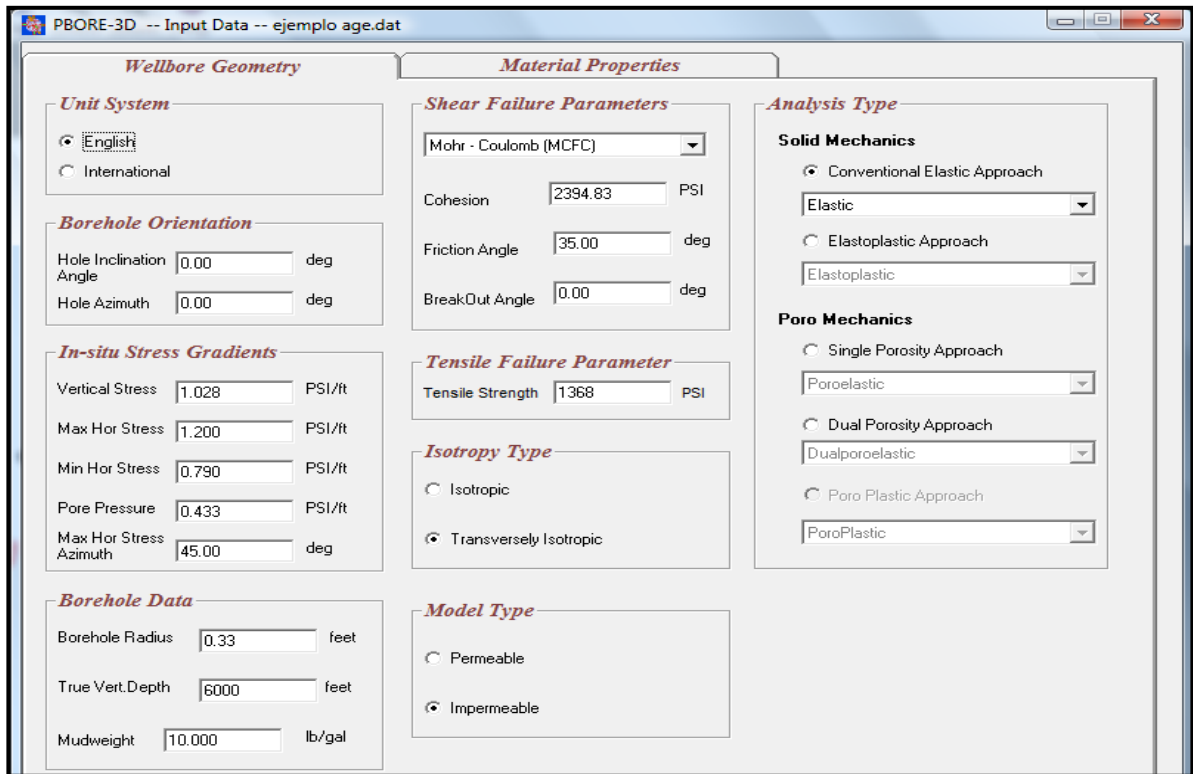


Figura 6.7. Variables de entrada del software PBORE.

6.3.1 Análisis de Planos de Debilidad en el PBORE¹⁴

Esta opción permite especificar las propiedades de la capa o el plano de debilidad, como son: profundidad, ángulo de fricción interna, cohesión, azimuth, y buzamiento de la capa; como lo indica la figura 6.8. A su vez esta ventana genera tres opciones de análisis: el peso crítico de lodo, las graficas polares y las regiones criticas en la cara del pozo.

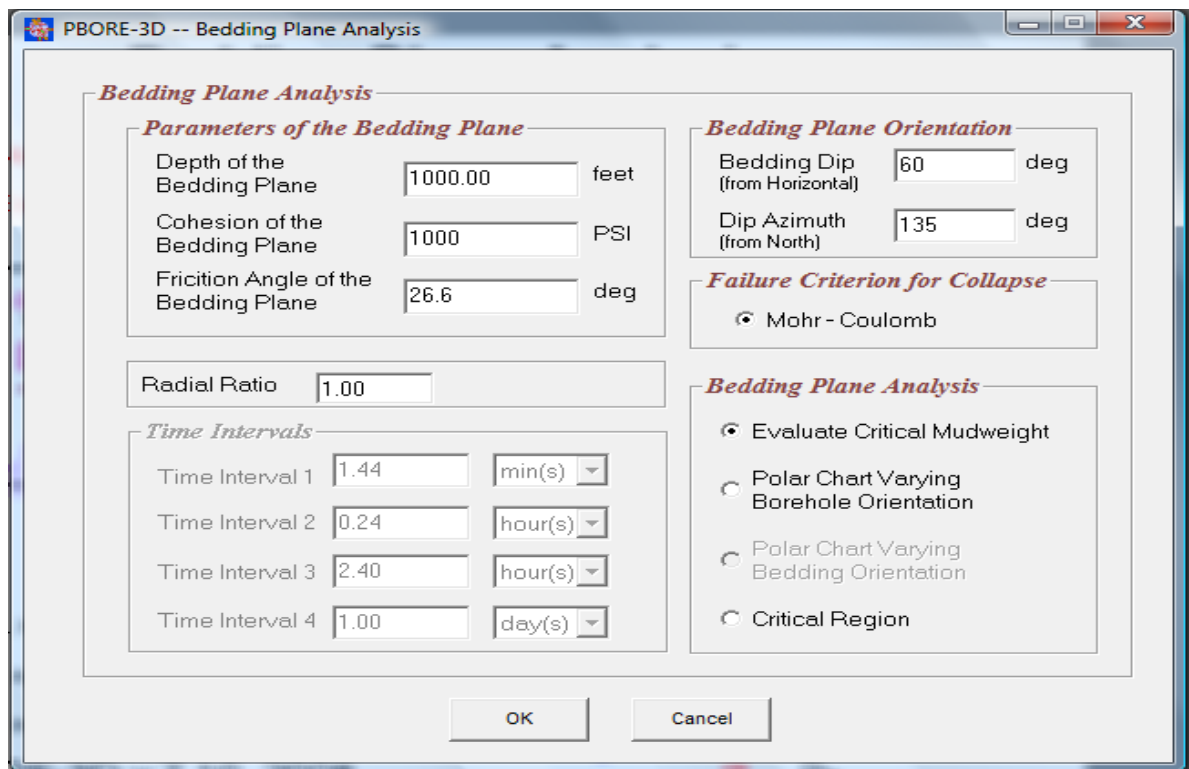


Figura 6.8. Parámetros de entrada en el análisis de planos de debilidad.

6.3.2 Peso Crítico de Lodo

Esta opción arroja el peso mínimo de lodo requerido para mantener la estabilidad de pozo a determinada condición de esfuerzos para una profundidad; además, muestra la distribución de los esfuerzos normal y de corte en el plano de debilidad para los alrededores del pozo. La figura 6.9, ilustra la ventana creada para este caso por el PBORE.

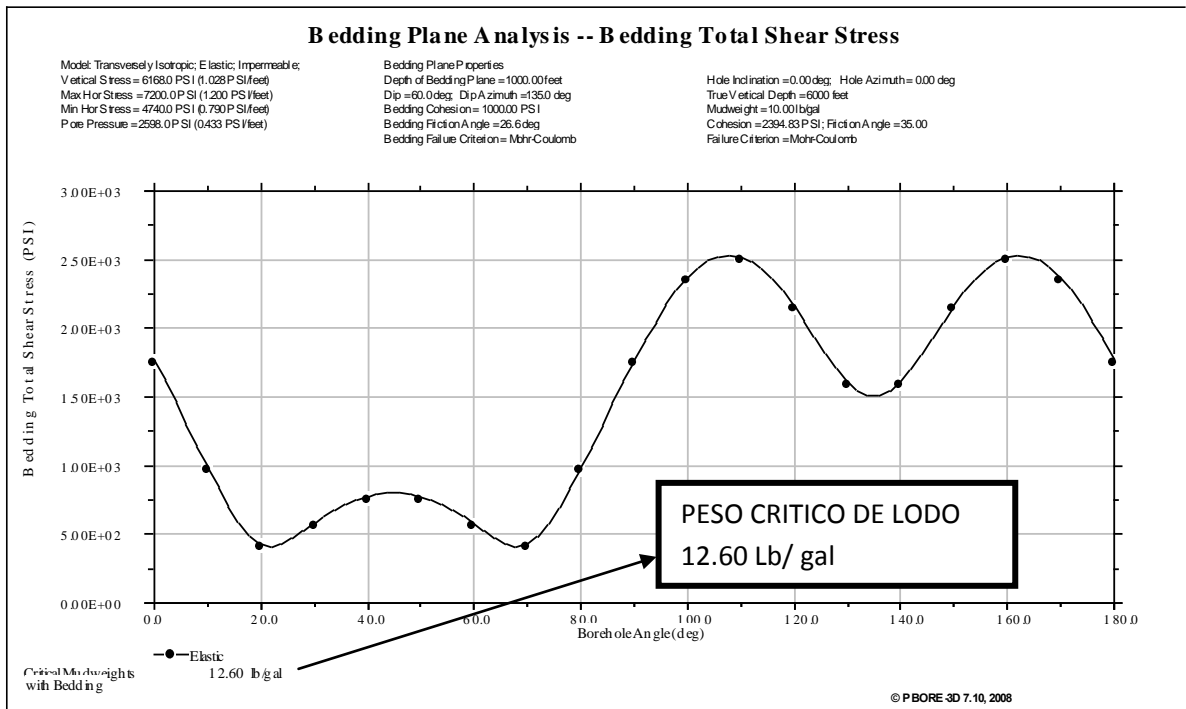


Figura 6.9. Cálculo del peso de lodo en el PBORE.

6.3.3 Graficas Polares

Estas graficas representan la condición del peso de lodo requerido para cada una de las orientaciones del pozo, dadas a cualquier azimut o inclinación del mismo. Acá, un pozo vertical está representado por el punto central de la grafica y los pozos horizontales en la parte externa o bordes de la roseta; el azimut esta medido con respecto al norte. El rango de colores que tiene la roseta está predeterminado de acuerdo a la peso de lodo necesario en cada orientación de un pozo, es decir, el color rojo representa las zonas en donde se tiene las condiciones más propensas a producir inestabilidad y para las cuales el peso de lodo requerido es el más alto; mientras que el azul indica las zonas más estables en donde se tiene el menor peso de lodo. La transición de colores desde azul hasta rojo es el rango de densidades de lodo dadas para determinada orientación de pozo, ver figura 6.10.

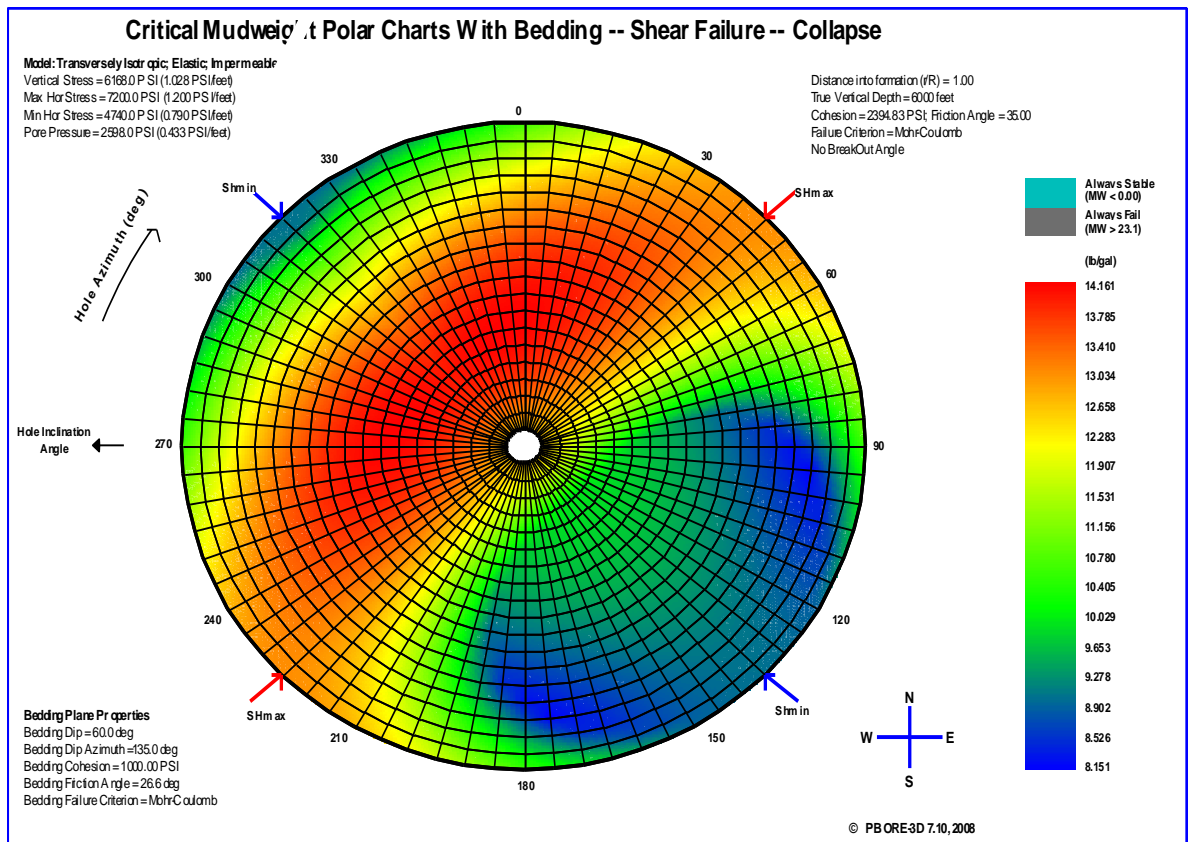


Figura 6.10. Rosetas generadas por el PBORE para el análisis de planos de debilidad.

6.3.4 Regiones Críticas

En este caso el software PBORE muestra la condición de esfuerzos en la cara del pozo y permite evaluar dicha condición a diferentes radios desde las paredes del mismo. En donde es posible identificar las zonas con mayor tendencia al colapso y ver qué efectos tiene el plano de debilidad, al permitir graficar con y sin tener en cuenta el buzamiento de las capas. La figura 6.11, muestra la condición de las paredes del pozo para un modelo de planos de debilidad, en donde las zonas más oscuras o rojas son aquellas donde se dará la falla por colapso a ese estado de esfuerzos.

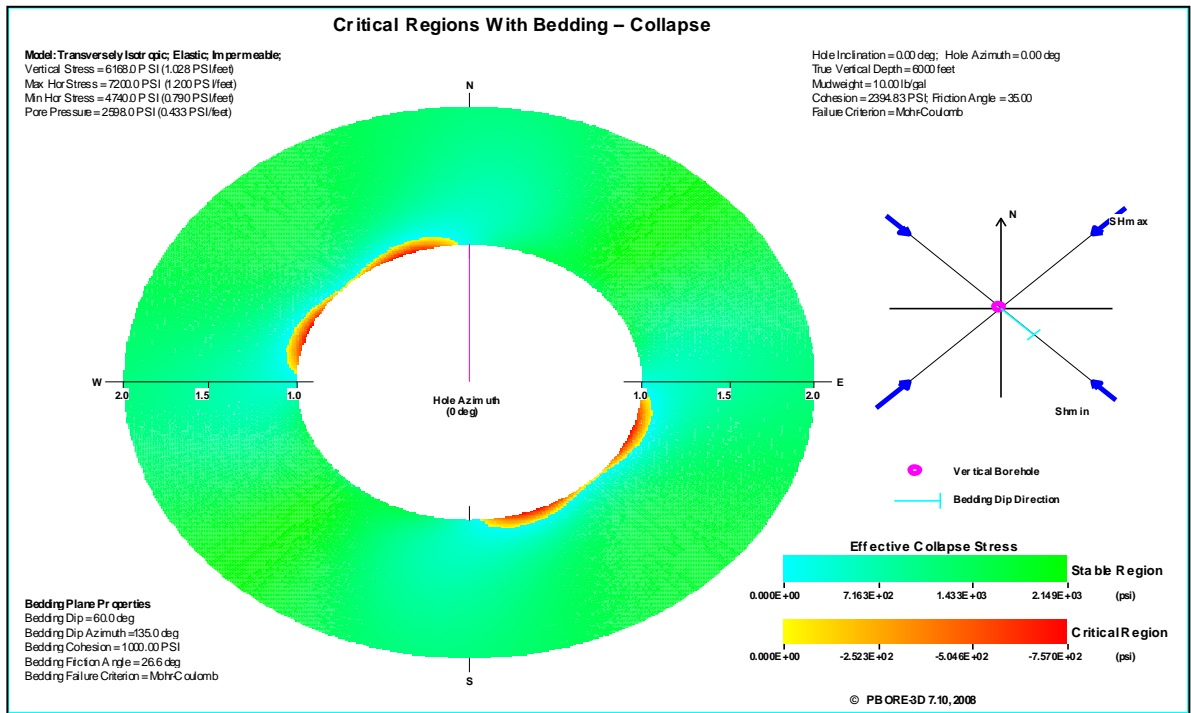


Figura 6.11. Condición de esfuerzos en la cara del pozo, teniendo en cuenta el plano de debilidad

6.4 Comparación de los Dos Softwares en el Análisis de Planos de Debilidad

Los siguientes son los parámetros de entrada para la validación del programa, para garantizar el correcto funcionamiento de la herramienta se corrieron varios ejemplos, expuestos a continuación:

Ejemplo 1

Parámetros de entrada:

PARAMETRO	
Profundidad (Pies)	6000
Desviación del pozo (ψ)	0 ^o
Azimut del pozo (α_w)	0 ^o
Presión de poro (p_p)	2598 psi
Esfuerzo vertical (σ_v)	6168 psi
Esfuerzo horizontal máximo (σ_H)	7200 psi
Esfuerzo horizontal mínimo (σ_h)	4740 psi
Azimut σ_H	90 ^o
Peso del lodo para el análisis	14 ppg
Cohesión de la roca (C_o)	2394 psi
Angulo de fricción de la roca (Φ_r)	35 ^o
Angulo de fricción de la capa (Φ_w)	26.6°
Cohesión de la capa (C_w)	1000 psi
Buzamiento (φ)	60°
Azimut de la capa (α_c)	180°
Resistencia Tensil	1368 psi

Tabla 6.1. Datos de entrada para el ejemplo 1.

Al ingresar los datos a ambos programas se obtuvieron los mismos resultados, como se demuestra a continuación:

Para este caso, el software Pbone arroja una presión de colapso de 12.60 ppg (figura 6.15) dadas las condiciones de la tabla 6.1; mientras que, de la herramienta creada se obtuvo un valor muy similar de 12.56 ppg; lo que indica que se está interpretando de forma correcta el modelo para formaciones anisotrópicas. Seguidamente se muestran las graficas polares de ambos softwares (figuras 6.13 y 6.14) donde es evidente la misma distribución de presiones para cualquier

orientación del pozo, en donde las zonas más estables son las regiones azules, es decir, donde se requiere un menor peso de lodo para mantener la estabilidad del pozo.

Cabe resaltar que al ignorar los efectos producidos por los planos de debilidad, es decir, como si fuese una formación isotrópica, la presión de colapso registrada fue de 10.02 ppg (figura 6.12), que equivale a un peso de lodo muy diferente al hallado contemplando el buzamiento de las capas; lo que ratifica la importancia de tener en cuenta este efecto para evitar potenciales riesgos de inestabilidad de pozo bajo esta condición. Además, de las graficas polares se puede elegir la zona por donde se debe perforar (trayectoria del pozo) con el fin de evitar las zonas más problemáticas (regiones rojas).

Resultados del software P bore:

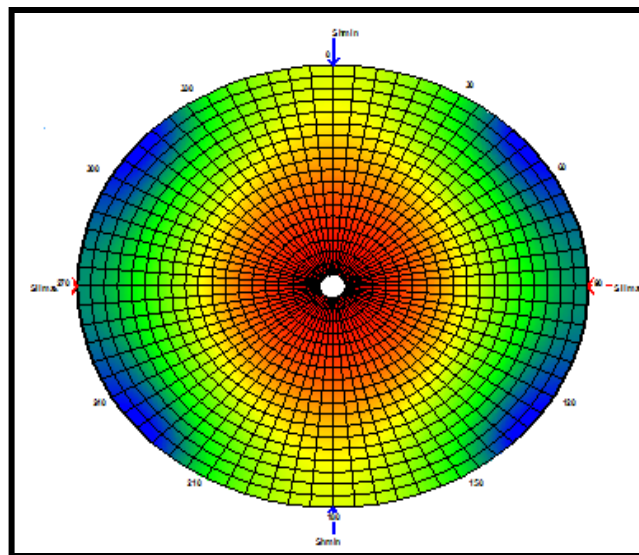


Figura 6.12. Roseta para las presiones de colapso del ejemplo 1, sin tener en cuenta el efecto de los planos de debilidad.

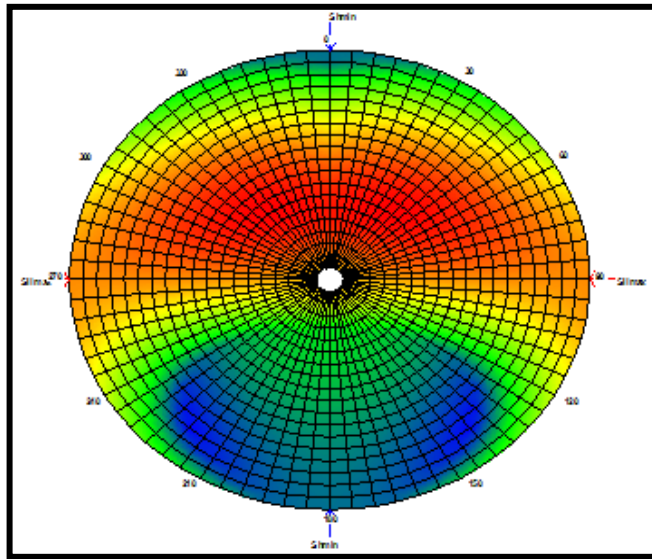


Figura 6.13. Roseta para las presiones de colapso del ejemplo 1, para el modelo transversalmente isotrópico.

Resultados de la herramienta diseñada:

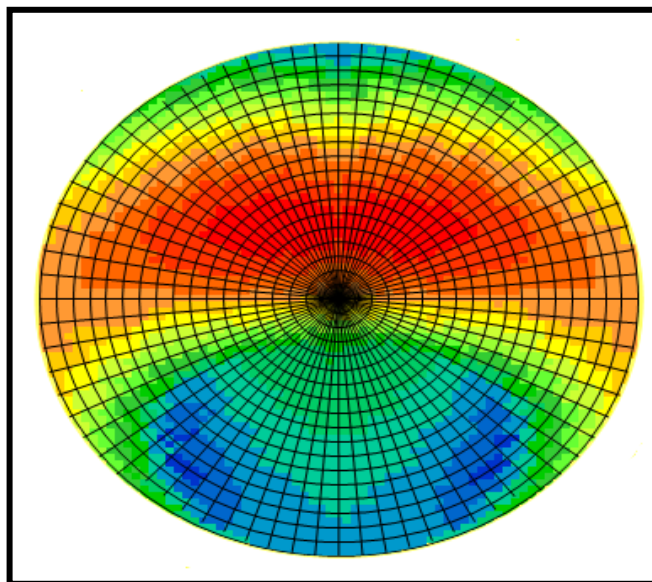


Figura 6.14. Roseta para las presiones de colapso del ejemplo 1, con el software diseñado.

Por otro lado, también fueron determinados los esfuerzos de corte y normal en la capa, los cuales muestran resultados idénticos en ambos softwares, como lo muestran las figuras 6.15 a 6.18:

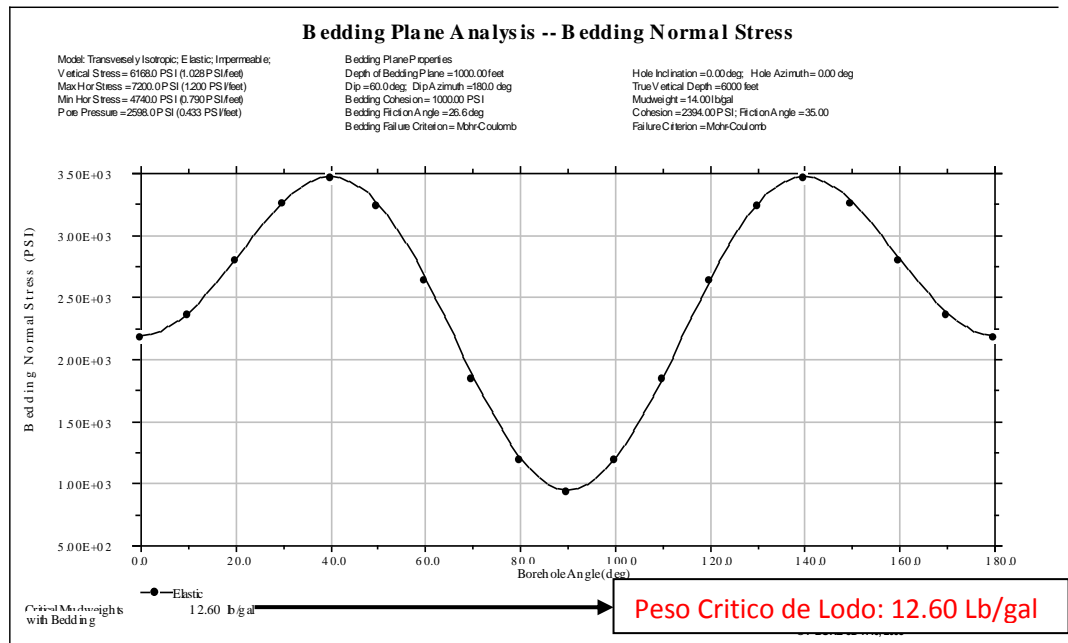


Figura 6.15. Esfuerzo normal en la capa, arrojada por el software Pbore.

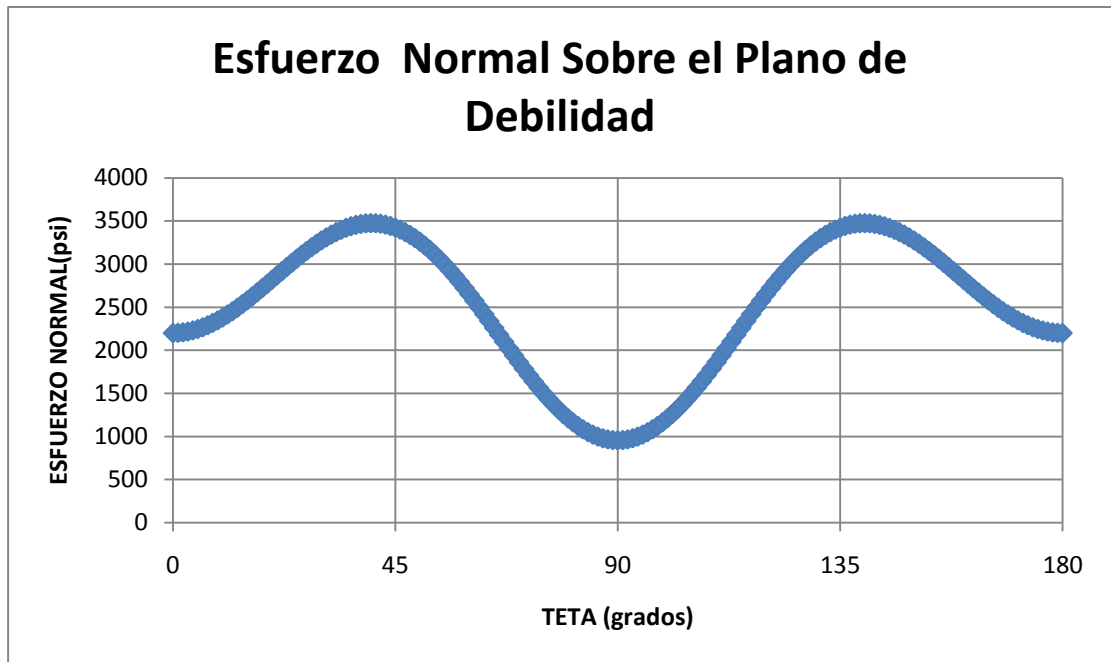


Figura 6.16. Esfuerzo normal en la capa, resultado del software diseñado.

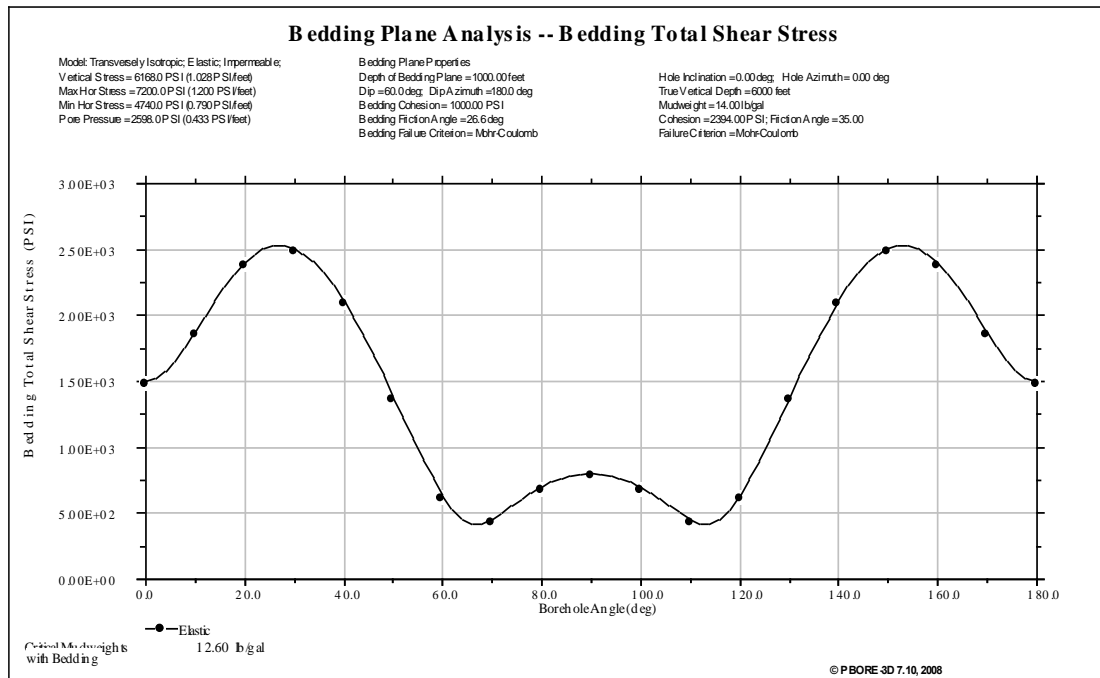


Figura 6.17. Esfuerzo de corte en la capa, arrojada por el software Pbores

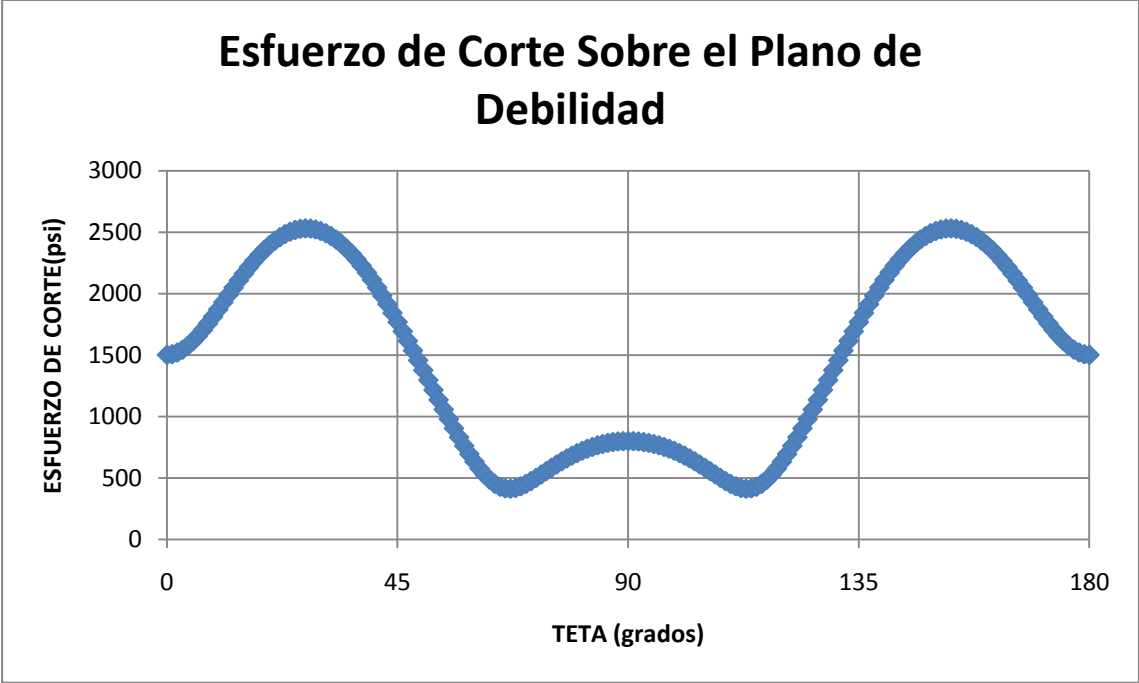


Figura 6.18. Esfuerzo de corte en la capa, resultado del software diseñado.

Ejemplo 2

Parámetros de entrada:

PARAMETRO	
Profundidad (Pies)	7000
Desviación del pozo (ψ)	10^0
Azimut del pozo (α_w)	80^0
Presión de poro (p_p)	4200 psi
Esfuerzo vertical (σ_v)	6300 psi
Esfuerzo horizontal máximo (σ_H)	7350 psi
Esfuerzo horizontal mínimo (σ_h)	8400 psi
Azimut σ_H	90^0
Peso del lodo para el análisis	14 ppg
Cohesión de la roca (C_o)	2200 psi
Angulo de fricción de la roca (Φ_r)	32^0
Angulo de fricción de la capa (Φ_w)	25°
Cohesión de la capa (C_w)	700 psi
Buzamiento (ϕ)	50°
Azimut de la capa (α_c)	110°
Resistencia Tensil	1368 psi

Tabla 6.2. Datos de entrada para el ejemplo 2

La presión de colapso reportada por el software P_{bore} fue de 15.38 ppg, y la hallada con el programa desarrollado fue de 15.32 ppg; presiones muy similares con las que se garantiza de nuevo el óptimo modelamiento de la presión de colapso para formaciones transversalmente isotrópicas. Las siguientes figuras (figuras 6.20 y 6.21) muestran la distribución de las presiones de colapso para cualquier azimut e inclinación de pozo, indicando las zonas más estables (regiones azules), como es evidente la distribución de colores es muy parecida, y los valores en cada punto de la roseta coinciden para ambos softwares.

De igual manera, se puede ver la diferencia que existe al solo considerar la formación como un medio isotrópico (figura 6.19), comparado con las figuras 6.20

y 6.21, en donde se ve un cambio significativo de las condiciones de falla del pozo en todas las trayectorias, ocasionada por la anisotropía de la formación.

Resultados del software Pbores:

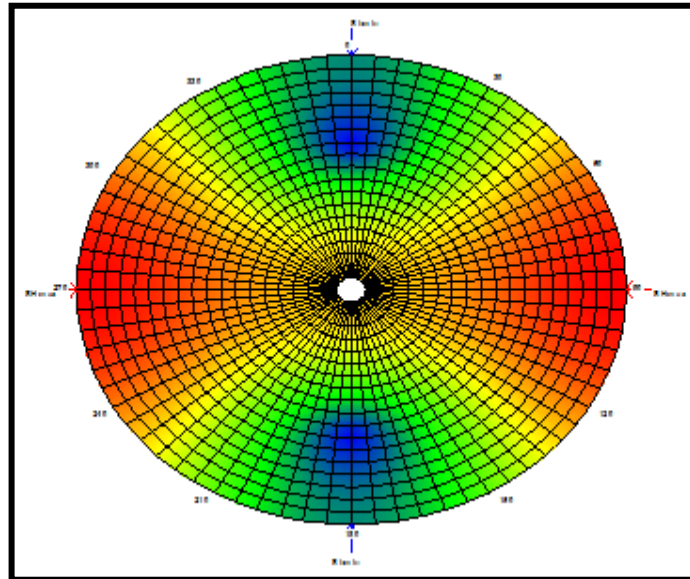


Figura 6.19. Roseta para las presiones de colapso del ejemplo 2, sin tener en cuenta el efecto de los planos de debilidad.

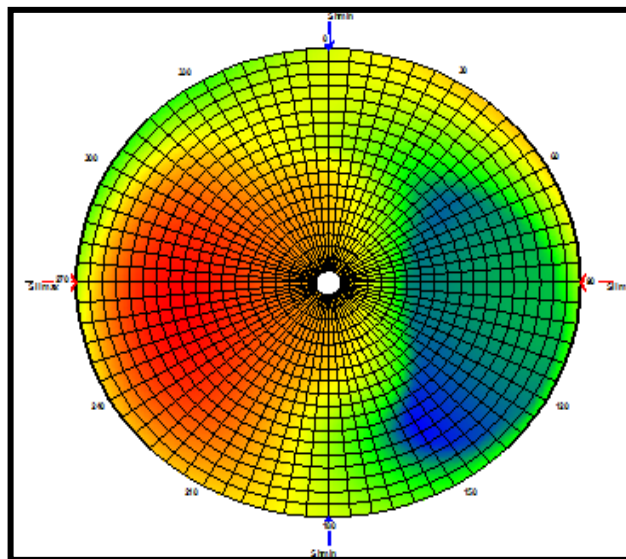


Figura 6.20. Roseta para las presiones de colapso, según las condiciones de la tabla 6.2.

Resultados de la herramienta diseñada:

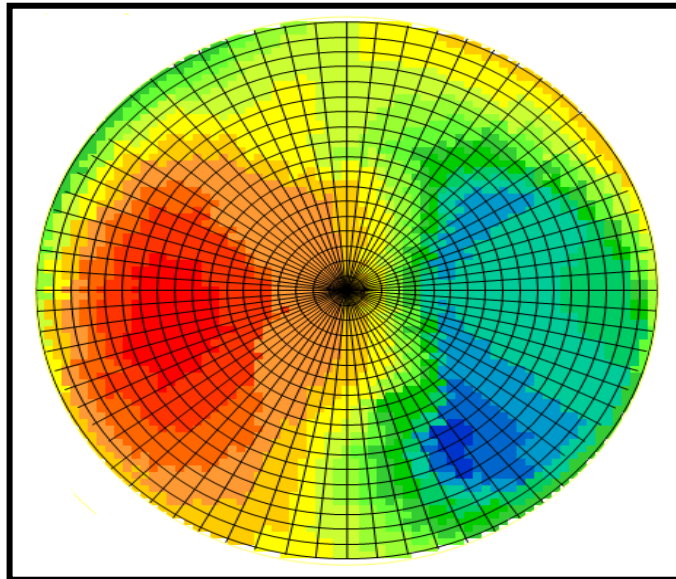


Figura 6.21. Roseta para las presiones de colapso, según las condiciones de la tabla 6.2.

Ejemplo 3

Parámetros de entrada:

PARAMETRO	
Profundidad (Pies)	10000
Desviación del pozo (ψ)	90 ⁰
Azimut del pozo (α_w)	200 ⁰
Presión de poro (p_p)	4500 psi
Esfuerzo vertical (σ_v)	11000 psi
Esfuerzo horizontal máximo (σ_H)	10500 psi
Esfuerzo horizontal mínimo (σ_h)	8800 psi
Azimut σ_H	180 ⁰
Peso del lodo para el análisis	14 ppg
Cohesión de la roca (C_o)	2120 psi
Angulo de fricción de la roca (Φ_r)	30 ⁰
Angulo de fricción de la capa (Φ_w)	28 ⁰
Cohesión de la capa (C_w)	850 psi
Buzamiento (ϕ)	70 ⁰
Azimut de la capa (α_c)	160 ⁰
Resistencia Tensil	1000 psi

Tabla 6.3. Datos de entrada para el ejemplo 3

Para este caso la presión registrada por el P_{bore} fue 12.35 ppg y la de la herramienta diseñada fue de 12.33 ppg, con lo que queda demostrado una vez más la correcta interpretación del modelo para formaciones con planos de debilidad (figuras 6.22 y 6.23). Cuando se modela este caso como un medio isotrópico, la diferencia en las presiones de colapso con respecto al modelo transversalmente isotrópico, nuevamente varía de forma notoria. A continuación se presentan las graficas polares para este ejemplo:

Resultados del software Pbores:

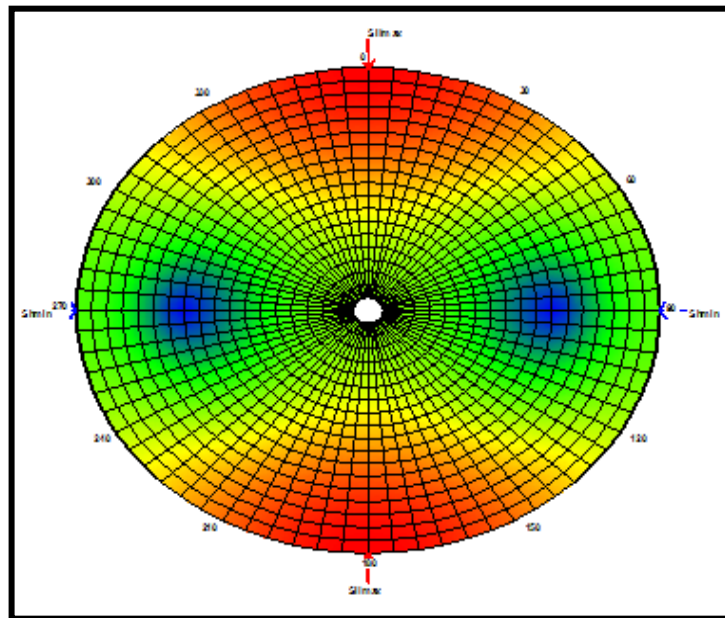


Figura 6.22. Roseta para las presiones de colapso del ejemplo 3, sin tener en cuenta el efecto de los planos de debilidad.

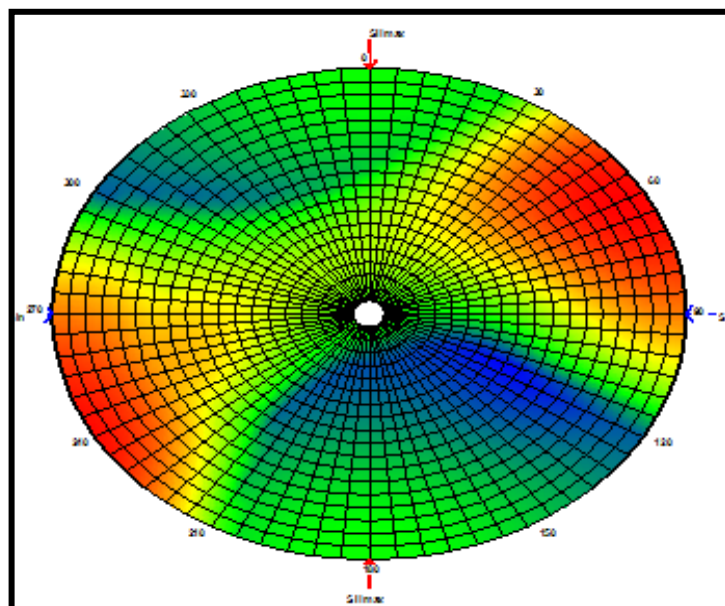


Figura 6.23. Roseta para las presiones de colapso, según las condiciones de la tabla 6.3.

Resultados de la herramienta diseñada:

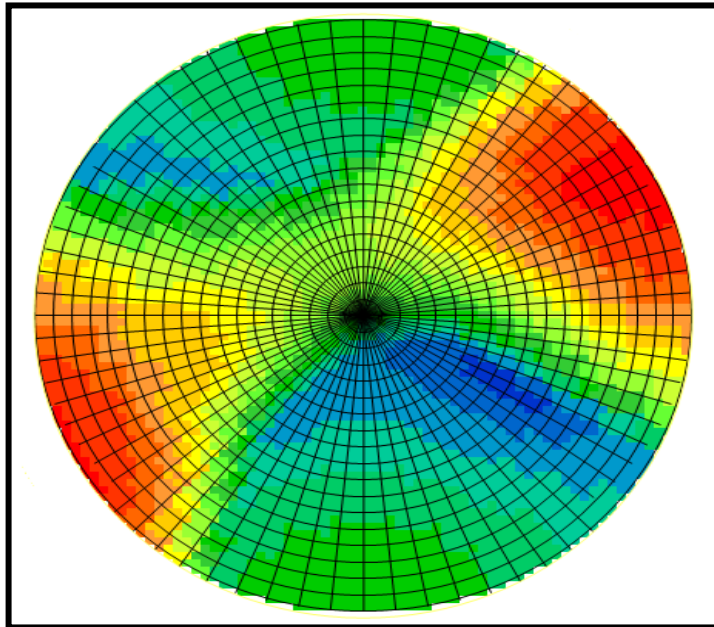


Figura 6.24. Roseta para las presiones de colapso, según las condiciones de la tabla 6.3.

Finalmente, se corroboró la correcta operación de la herramienta creada, con porcentajes de error muy pequeños, como se indica en la tabla 6.4, en donde se muestran los resultados de ambos softwares para los tres ejemplos citados previamente.

Caso	Presión de Colapso		% Error
	Pbore	Herramienta	
Ejemplo 1	12.6	12.56	0.317
Ejemplo 2	14.33	14.29	0.279
Ejemplo 3	12.35	12.33	0.161

Tabla 6.4 Porcentajes de error de los ejemplos usados para la validación.

7. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DESARROLLADA CON DATOS REALES EN EL PIEDEMONTE LLANERO

Luego de validada la metodología y el programa diseñado con el software PBORE, se va a realizar una corrida en ambos softwares con datos del pozo J2 del campo Cupiagua, en zonas de alta inestabilidad donde la anisotropía de la formación podría estar generando dichos problemas, con el fin de ver los resultados y comparar la magnitud con que varía la ventana de lodo con y sin el efecto de los planos de debilidad.

Campos Cusiana y Cupiagua¹

GENERALIDADES

Los campos Cusiana y Cupiagua están ubicados en el Piedemonte Llanero, la región del Casanare, Colombia (Figura 7.1). Esta zona es de gran importancia para la exploración y explotación de hidrocarburos. Los yacimientos están siendo evaluados constantemente debido a que presentan problemas de inestabilidad asociados a una geología compleja relacionada con el alto tectónismo y la continua reorientación de esfuerzos.



Figura 7.1. Ubicación geográfica de Cusiana y Cupiagua
Fuente: ECOPETROL

La inestabilidad que se presenta en los campos Cusiana y Cupiagua, traen como consecuencia gran variedad de problemas entre los cuales se encuentra:

- Ensanchamiento del hueco (breakout).
- Washout.
- Pega de tubería.
- Derrumbes.
- Bitballing.
- Deformación de casing entre otros.

Estos problemas incrementan los costos y el tiempo de las operaciones de perforación y producción. Los yacimientos de cuarzoarenitas (Cusiana y Cupiagua) están severamente compactados, con baja porosidad pero con grandes gargantas de poros. Esto hace extremadamente vulnerable a la formación averiándola por invasión de lodo.

Además, los esfuerzos compresivos extremadamente altos a los que están sometidas las rocas reducen la tasa de penetración durante la perforación.

7.1 ESTABILIDAD DE LOS CAMPOS CUSIANA Y CUIAGUA

El principal problema está asociado a el ensanchamiento del hueco, resultando en una gran cantidad de derrumbes, los cuales causan problemas de limpieza del hueco, pega de tubería, pobre cementación y en algunos casos de sidetracking, además se le debe sumar la rugosidad del pozo asociada a secuencias de shales y areniscas íter-estratificadas que hacen que hayan problemas de viajes de la tubería, colocación del casing, y toma de registros.

Este problema no es solo de Colombia, es un problema que se presenta a nivel mundial. Se han encontrado casos muy similares en las estribaciones de las montañas Canadienses, en el mar de Timor, en el mar del Norte, Australia, Venezuela, Brasil, Estados Unidos entre otros, los cuales se han estado trabajando constantemente, tratando de encontrar una solución optima. Se han empleado métodos convencionales entre los cuales cabe mencionar la utilización de lodos pesados para reducir el ensanchamiento del hueco, sin ninguna respuesta favorable en la mayoría de los casos.

7.2 GEOLOGÍA

Los campos Cusiana y Cupiagua se encuentran localizados en la cordillera de los Andes, la cual se considera una de las áreas tectónicamente más activas del mundo. La geología está caracterizada por numerosas fallas y secuencias alternadas de arenas y arcillas y por altos esfuerzos horizontales. Las formaciones principales encontradas en Cupiagua y Cusiana están formadas por cuarzo areniscas bien consolidadas, las cuales son Mirador, Barco y Guadalupe. (Figura 7.2) En el caso de Cusiana el 50% de las reservas se encuentran en areniscas de

la formación Mirador, adicionalmente yacimientos más profundos, areniscas localizadas en la formación Barco del paleoceno y Guadalupe superior.

7.3 SECUENCIAS LITOLÓGICAS

7.3.1 Grupo Guadalupe (Campaniano-Maestrichtiano): El Grupo Guadalupe se caracteriza por gruesos paquetes de arenitas masivas bioturbadas arenitas con laminación ondulosa bioturbadas, interlaminaciones ligeramente bioturbadas de arena y lodolita, shales gris oscuro y paquetes de interestratificaciones de limolitas silíceas, porcelanitas, shales gris oscuro, ocasionalmente con niveles de fosforita y caliza. Las arenitas en general son de grano muy fino a fino, bien seleccionadas, color blanco amarillento a grisclaro y ocurren en capas muy gruesas y gruesas. El Grupo Guadalupe está en contacto inconforme con la suprayacente Formación Barco, el contacto inferior con la Formación Chipaque es transicional. El espesor de la Formación Guadalupe varía entre 150 y 300 m (500 a 1000 pies).

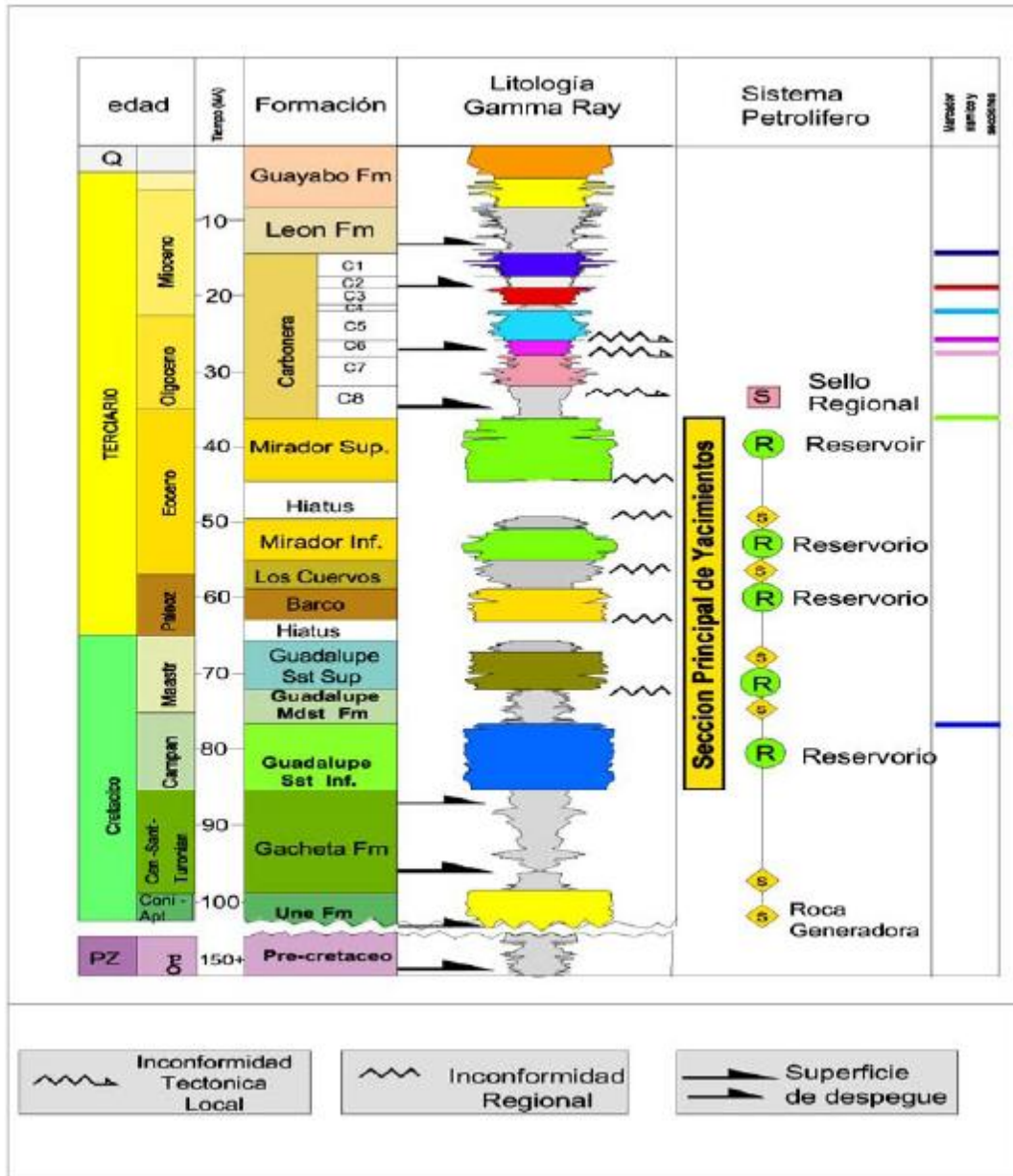


Figura 7.2. Columna estratigráfica generalizada de Cusiana y Cupiagua. Fuente: ECOPETROL.

7.3.2 Formación Barco (Paleoceno): La Formación Barco consiste esencialmente de una sucesión siliciclástica monótona de cuarzoarenitas ligeramente arcillosas color blanco a gris claro, no bioturbadas con estratificación cruzada, mineralógicamente maduras, y con madurez textural variable de submaduras o inmaduras especialmente en base de los paquetes de

estratificación cruzada, superficies erosivas y superficies de reactivación a maduras en las fracciones menos gruesas. Algunas veces, las secuencias básicas consisten de arenitas de grano grueso y muy grueso, son conglomeráticas y presentan estratificación cruzada bidireccional. La Formación Barco está en contacto inconforme con la infrayacente Formación Guadalupe. El contacto superior con la Formación Cuervos es aparentemente transicional. La formación Barco presenta un espesor entre 100 y 200 m (330 a 660 pies).

7.3.3 Formación Los Cuervos (Paleoceno): La Formación Cuervos se caracteriza por ser una secuencia siliciclástica de grano más fino constituida por litoarenitas arcillosas a muy arcillosas, color verde a gris verdoso de grano muy fino y fino y lodolitas masivas plásticas, color verde oliva gris verdoso y gris oscuro localmente arenosas o carbonosas. Las arenitas presentan estratificación cruzada y son mineralógicamente inmaduras mientras que texturalmente son más maduras. El contacto inferior con la formación Barco es transicional y el superior con la Formación Mirador es erosivo neto. La Formación Los Cuervos tiene un espesor entre 100 y 360 m (330 a 1200 pies).

7.3.4 Formación Mirador (Eoceno Superior): La Formación Mirador se presenta como una secuencia predominantemente arenosa de grano grueso con algunas capas delgadas interpuestas de lodolitas masivas de color gris, y niveles de conglomerados arenosos finos. Las arenitas son en su mayor parte conglomeráticas de granulometría variable y forman múltiples sets de estratificación cruzada planar. Las arenitas son cuarzosas, limpias, porosas y deleznales y como característica distintiva guijos o granos de cuarzo y chert gris oscuro a negro.

El contacto inferior con la Formación Los Cuervos es erosivo neto y el superior con la Formación Carbonera en la sección de superficie de San Pedro de Jagua es abrupto. El espesor del Mirador en la zona varía entre 60 y 270 m (200 a 880

pies). La Formación Mirador es el principal reservorio en la Cuenca de los Llanos orientales.

7.3.5 Formación Carbonera (Oligoceno-Mioceno Inferior): La Formación

Carbonera consiste de arcillolitas y lodolitas físciles, color verde oliva claro y gris con mucha oxidación (óxidos de Manganeso) y ferruginización en costras laminares interpuestas de color castaño oscuro, rojizo, amarillento grisáceo y algo verdosos. Capas más duras de limolitas verdosas se intercalan frecuentemente. Se observan localmente delgados lechos de conchas y fragmentos de conchas de bivalvos usualmente mal preservados.

Esta formación se divide en ocho unidades informales denominados de techo a base C1 a C8; las unidades de número impar son predominantemente arenosas, mientras las unidades pares son en su mayor parte lutíficas. Los contactos inferior y superior son netos. El espesor disminuye de sur a norte del área de estudio, variando entre 600 y 1500 m (2000 a 5000 pies).

7.3.6 Formación León (Mioceno Medio): La Formación León, es una arcillolita de origen lacustre que se extiende por toda la Cuenca de los Llanos y suprayace a la Formación Carbonera. El espesor disminuye de sur a norte del área de estudio, variando entre 300 y 600 m (1000 a 2000 pies). Se identifica una discordancia dentro de esta unidad, de origen similar a las de la Formación Carbonera, durante el Mioceno Medio. Esta formación es el nivel de despegue más superior identificado en el Piedemonte.

7.3.7 Formación Guayabo (Mioceno Superior): Sobre la Formación León está depositada la Formación Guayabo que consta de una serie de conglomerados, arenas y arcillolitas rojas de origen continental. Es un depósito molásico asociado con el levantamiento de la Cordillera Oriental. El espesor para esta formación puede alcanzar hasta 6000 m (20.000 pies).

7.4 Tectónica del Piedemonte Llanero

Regionalmente la estructura de los llanos propiamente dichos está dominada por un extenso monoclinal que buza suavemente hacia el oeste.

El Piedemonte Llanero se caracteriza por una zona bastante compleja de fallas inversas de gran desplazamiento estratigráfico.

Caracterizada por estructuras complejas falladas con predominio de sinclinales amplios y anticlinales apretados. Las estructuras acumuladoras del hidrocarburo están ligadas a la fase del levantamiento orogénico (mioceno-Plioceno), en el cual se da el proceso orogénico que dio como resultado el levantamiento de la Cordillera oriental. Los movimientos orogénicos se ven reflejados la estructura actual, por grandes fallas de cabalgamiento y pliegues apretados en el flanco occidental de la cuenca o zona de Piedemonte, y por fallas normales de poco desplazamiento y plegamientos suaves al oriente en el foreland. Los eventos tectónicos mayores que han tenido influencia en el desarrollo de la cuenca de los llanos y del área del Piedemonte (y parte de la Cordillera Oriental) deben enmarcarse regionalmente en el desarrollo de la margen occidental de Sur América.

El Piedemonte Llanero representa una estructuración relacionada a un cinturón de pliegues y fallas de “Escama Delgada” (Esri, 1998) de rumbo Suroeste – Noreste, pero con vergencia contraria a la descrita en el primero, es decir al Este, permitiendo el avance de la secuencia cretácica y precretácica sobre la Terciaria, hecho producido por el evento comprensivo responsable de la Orogenia Andina durante el Terciario. La porosidad en Cusiana y Cupiagua es relativamente baja, con promedios de 6-9% en la formación mirador. Debido a que los yacimientos están formados por cuarzoarenitas puras, la permeabilidad es buena, la cual resulta en una alta productividad. (Tabla 7.1).

PARAMETRO	CUSIANA	CUPIAGUA
Fracción de Intervalo	Mirador	Mirador – Barco
Roca Tipo	Cuarzoarenitas	Cuarzoarenitas
Porosidad	8-11% en areniscas puras	5-6% en areniscas puras
Permeabilidad	20-250 md	0.5-10 md
Saturación inicial de agua	0.8%	10.0%
Profundidad	14500 ft	12500 ft
Presión	5400 psi	6000 psi
Temperatura	265 °F	240-285 °F
Fluidos del Yacimiento	Aceite Volátil, 36° API, 1400 GOR	Gas Condensado, 3500 GOR

Tabla 7.1. Propiedades de los yacimientos Cusiana y Cupiagua.

La magnitud y dirección de los esfuerzos ha podido ser determinada gracias a la aplicación de diferentes técnicas de medición entre las cuales están overcoring, técnicas de fracturamiento hidráulico, pruebas de leak off, esfuerzos de cizalla y fracturas inducidas por tensión en las paredes de los pozos. La región se caracteriza porque los esfuerzos máximos y mínimos son horizontales, y el intermedio es el esfuerzo vertical.

El esfuerzo máximo horizontal se orientan en la dirección NW-SE con una magnitud que varía entre 1.2 y 1.7 psi/ft, el esfuerzo mínimo horizontal se encuentran orientado en la dirección NE-SW con magnitudes entre 0.65 y 0.67 psi/ft, y el esfuerzo mínimo vertical con una magnitud de 1.07 psi/ft. Las propiedades mecánicas de la roca definen dos tipos de falla. La orientación del esfuerzo máximo principal (horizontal) es paralela a las fallas causadas por tensión y perpendiculares a las fallas por compresión.

7.5 APLICACIÓN

Con la información registrada del pozo J2, se procedió a modelar la ventana de lodo para un intervalo de 2000 pies, zona en donde se cuenta con registros de rumbo y azimut de la capa. Las siguientes figuras (7.3 a 7.5), muestran algunas de las propiedades del pozo en estudio, entre ellas, el gradiente de los esfuerzos in situ, la cohesión y el ángulo de fricción interna; la inclinación promedio del pozo es de 21.8° y el azimut promedio de 300° . En cuanto a la orientación de la capa, el rumbo promedio es de 21° y el azimut promedio de 280° .

Con base en esta información, se modelaron las condiciones del pozo para los dos tipos de formaciones, isotrópica y transversalmente isotrópica, con el objetivo de ver la influencia de los planos de debilidad en esa zona y la manera como varía la ventana de lodo.

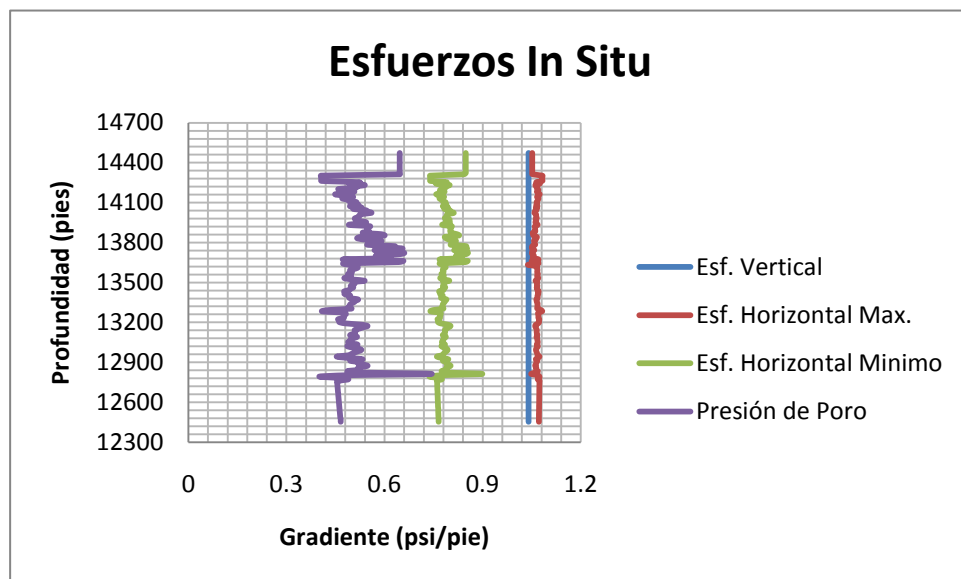


Figura 7.3. Esfuerzos in situ para el intervalo en estudio.

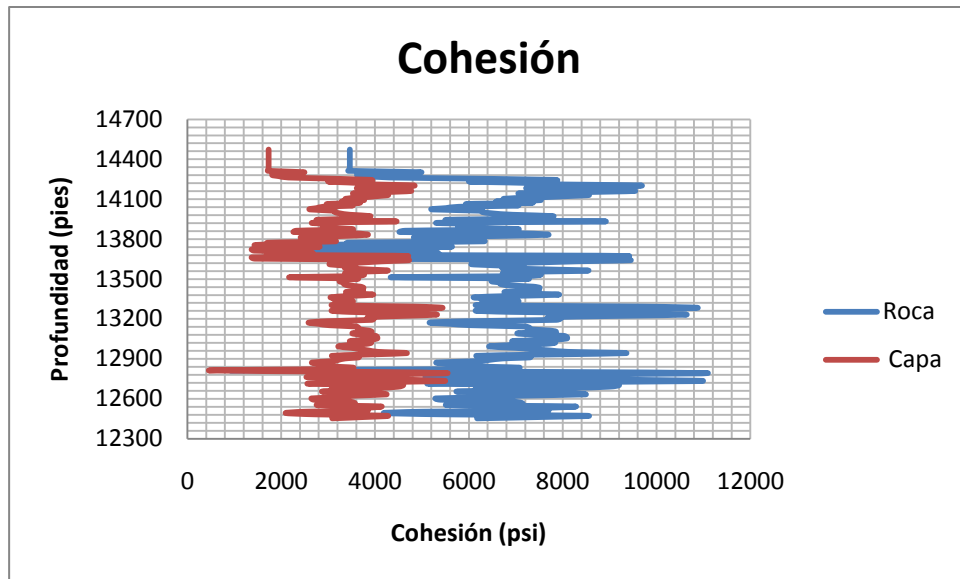


Figura 7.4. Cohesión para el intervalo en estudio.

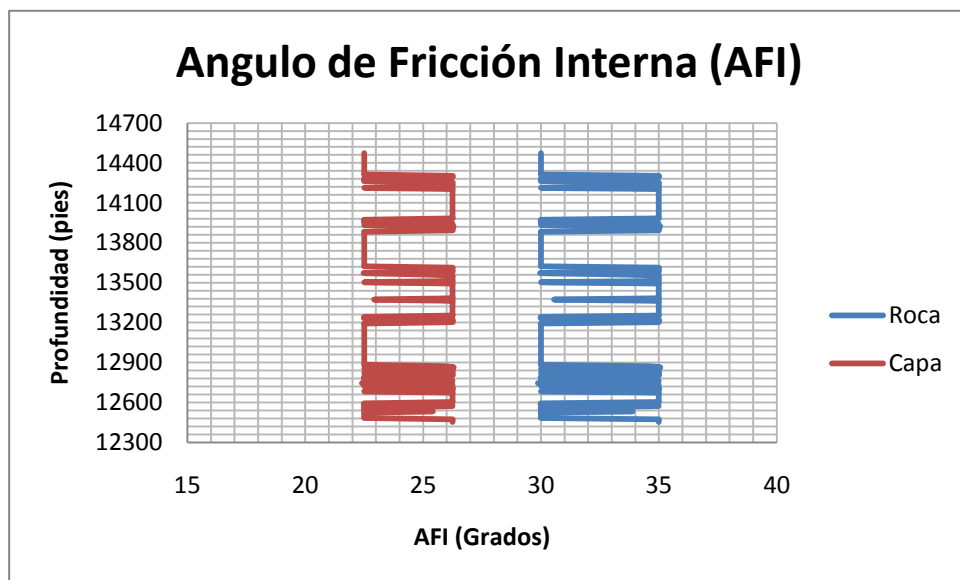


Figura 7.5. AFI para el intervalo en estudio.

Los siguientes fueron los resultados hallados:

La figura 7.6 muestra la ventana de lodo determinada para el caso de un medio isotrópico, como se puede observar, la línea de presión de colapso varía de forma

considerable a lo largo del intervalo en estudio; por el contrario, la línea de presión de fractura se mantiene casi constante, con una mínima variación.

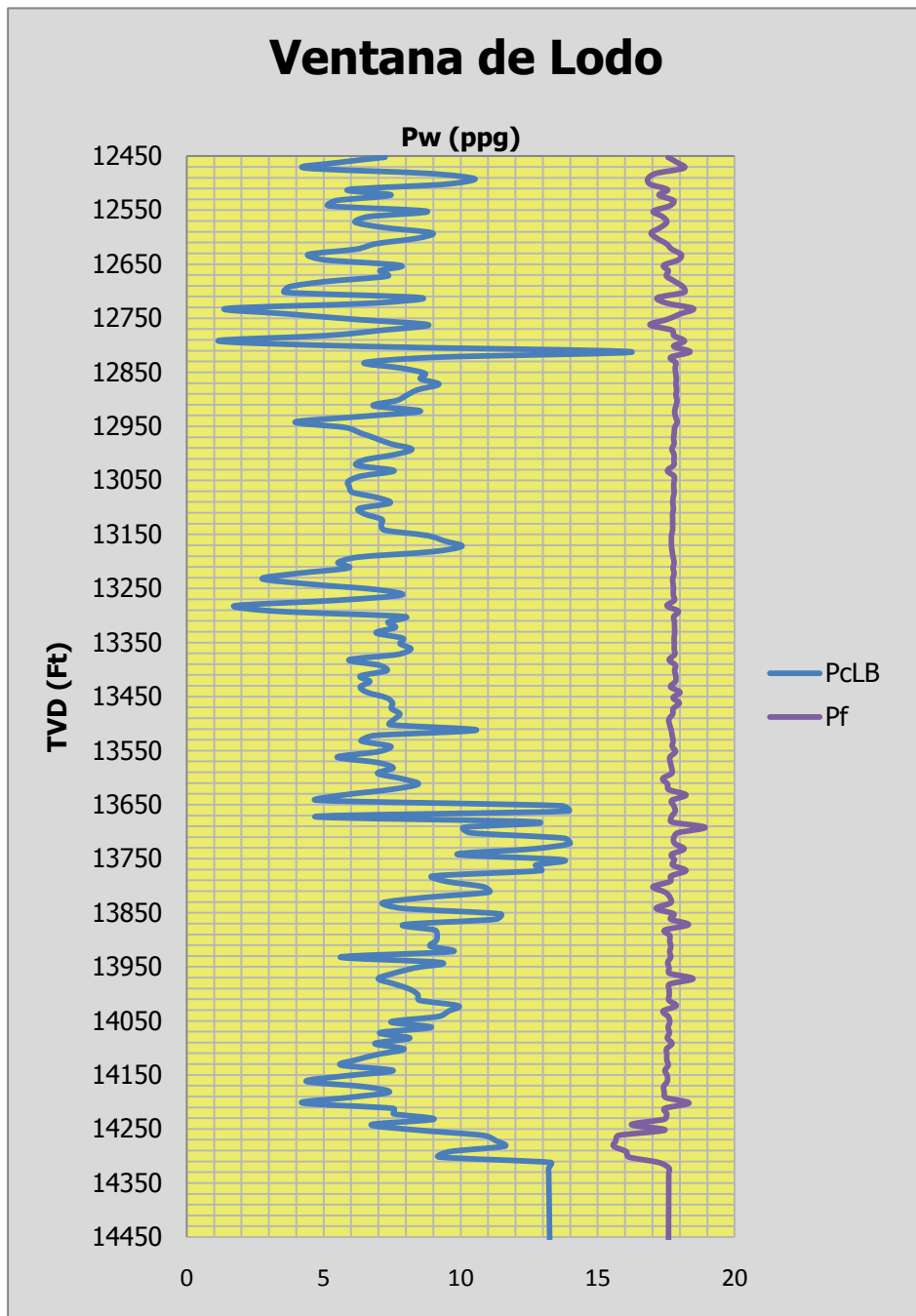


Figura 7.6. Ventana de lodo determinada para el pozo en estudio.

Para corroborar la correcta determinación de la ventana de lodo, se implementó el software AGE, programa que es utilizado para el análisis de estabilidad de pozo, donde se ingreso el mismo set de datos y se modelo la ventana de lodo a las mismas condiciones. La siguiente figura muestra la ventana de lodo obtenida:

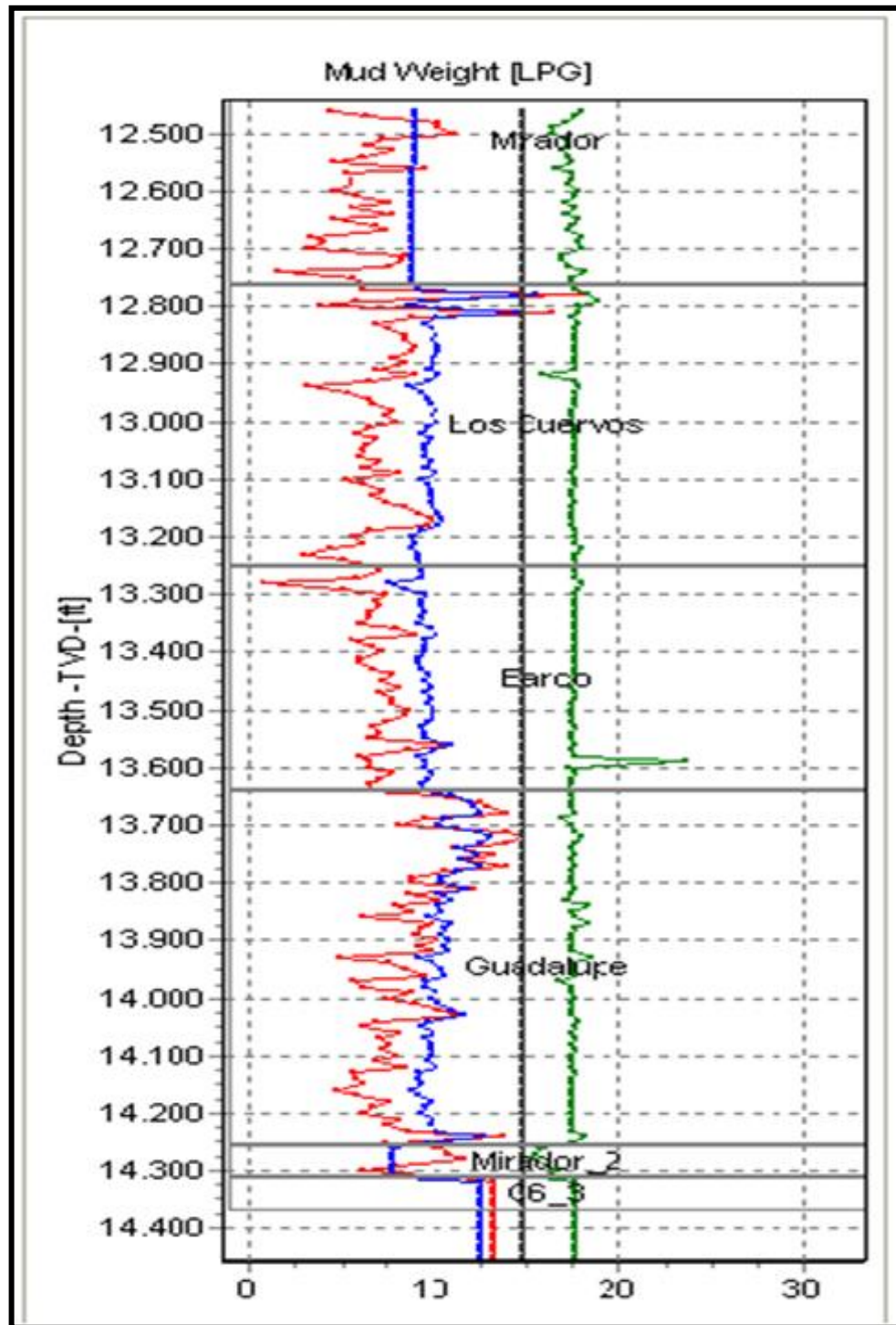


Figura 7.7. Ventana de lodo determinada por el software AGE.

Como se puede apreciar, la ventana de lodo es muy similar, con los mismos picos o saltos a lo largo de todo el intervalo; con lo que se comprueba la correcta determinación de las densidades de lodo.

Posteriormente, se determinó la ventana de lodo para el caso de una formación transversalmente isotrópica, para las tres condiciones de peso de lodo (líneas naranja, rosada y azul clara), como se muestra en la figura 7.8; la curva que corresponde a la presión de colapso considerando los planos de debilidad está por debajo de la línea de colapso hallada del modelo isotrópico, por lo que para este caso de estudio, el pozo bajo esta condición siempre irá a fallar por roca, es decir, siempre se fallará de acuerdo a las condiciones del modelo establecido para formaciones isotrópicas.

De otro lado, en cuanto al efecto producido por los planos de debilidad en la línea de fractura, basados en el criterio encontrado, ecuación 4.33, del cual es posible determinar la resistencia tensil en función del ángulo de operación, se determinó esta variable nuevamente para recalcular la curva de fractura en la ventana de lodo. La línea color lila de la figura 7.8, muestra la curva de fractura hallada teniendo en cuenta la laminación de la formación; en este caso la variación no es muy notoria con respecto a la determinada para un medio isotrópico, línea morada; por lo que se infiere no se va a tener falla por fractura producida a través de las capas en dicho intervalo.

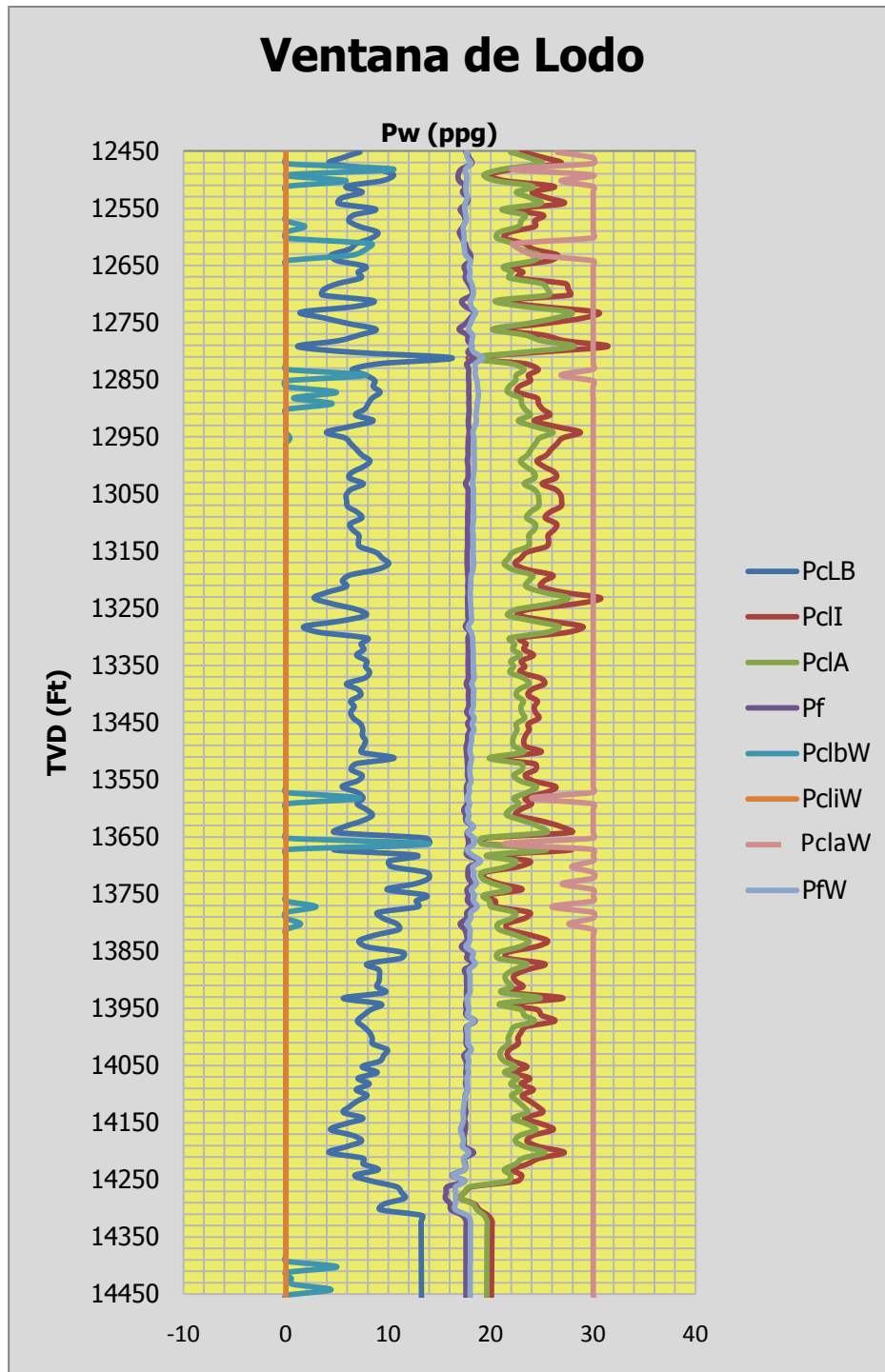


Figura 7.8. Ventana de lodo determinada considerando los planos de debilidad.

Para esta ventana:

Pcla: Presión de colapso para la condición de lodo alto en medio isotrópico

Pcli: Presión de colapso para la condición de lodo intermedio en medio isotrópico

Pclb: Presión de colapso para la condición de lodo bajo en medio isotrópico

PclaW: Presión de colapso para condición de lodo alto en medio anisotrópico

PcliW: Presión de colapso para condición de lodo intermedio en medio anisotrópico

PclbW: Presión de colapso para condición de lodo bajo en medio anisotrópico

Pf: Presión de fractura

PfW: Presión de fractura teniendo en cuenta la laminación o anisotropía de la formación

Para resaltar el modelo de anisotropía en la ventana de lodo, se calculó nuevamente el peso del fluido de perforación, pero ahora variando las propiedades del plano de debilidad; la figura 7.9, muestra la ventana para el caso de estudio con las mismas condiciones, excepto la cohesión de la capa, la cual se redujo en un 75% de la cohesión de la roca para ver el efecto generado al modificar esta propiedad. Como se muestra en la figura, la ventana de lodo varía, la línea de lodo bajo anisotrópica (línea negra) varió considerablemente y en algunas partes del intervalo sobrepasa la línea de lodo bajo isotrópica (línea azul); por lo que bajo esta condición la falla en algunas secciones del intervalo se presentará a través de los planos de debilidad.

De forma similar, fue variado el buzamiento de las capas, aumentándolo de manera abrupta desde un promedio de buzamiento de capas registrado de 22° hasta 70°, con lo que se obtuvo una ventana de lodo muy diferente a la generada con las condiciones iniciales. La figura 7.10, muestra dicha variación, en donde se puede apreciar que la línea de lodo bajo anisotrópica sobrepasa en la totalidad del intervalo a la del modelo isotrópico, por lo que siempre se presentará falla por capa para el pozo en estudio y no habrá una densidad de lodo capaz de mantener la integridad del mismo en algunas zonas, ya que no existirá ventana de lodo.

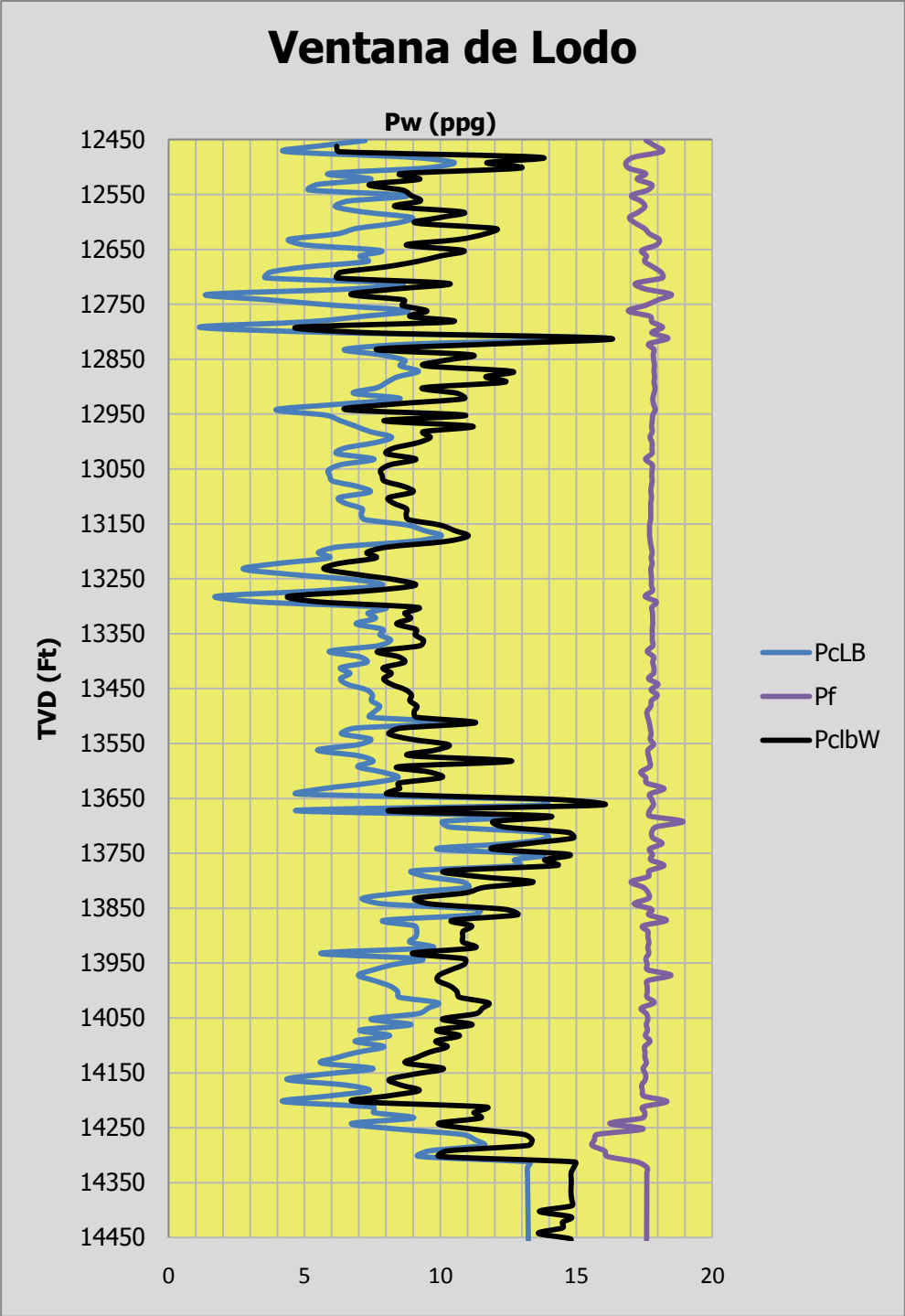


Figura 7.9. Ventana de lodo determinada disminuyendo la cohesión de los planos de debilidad.

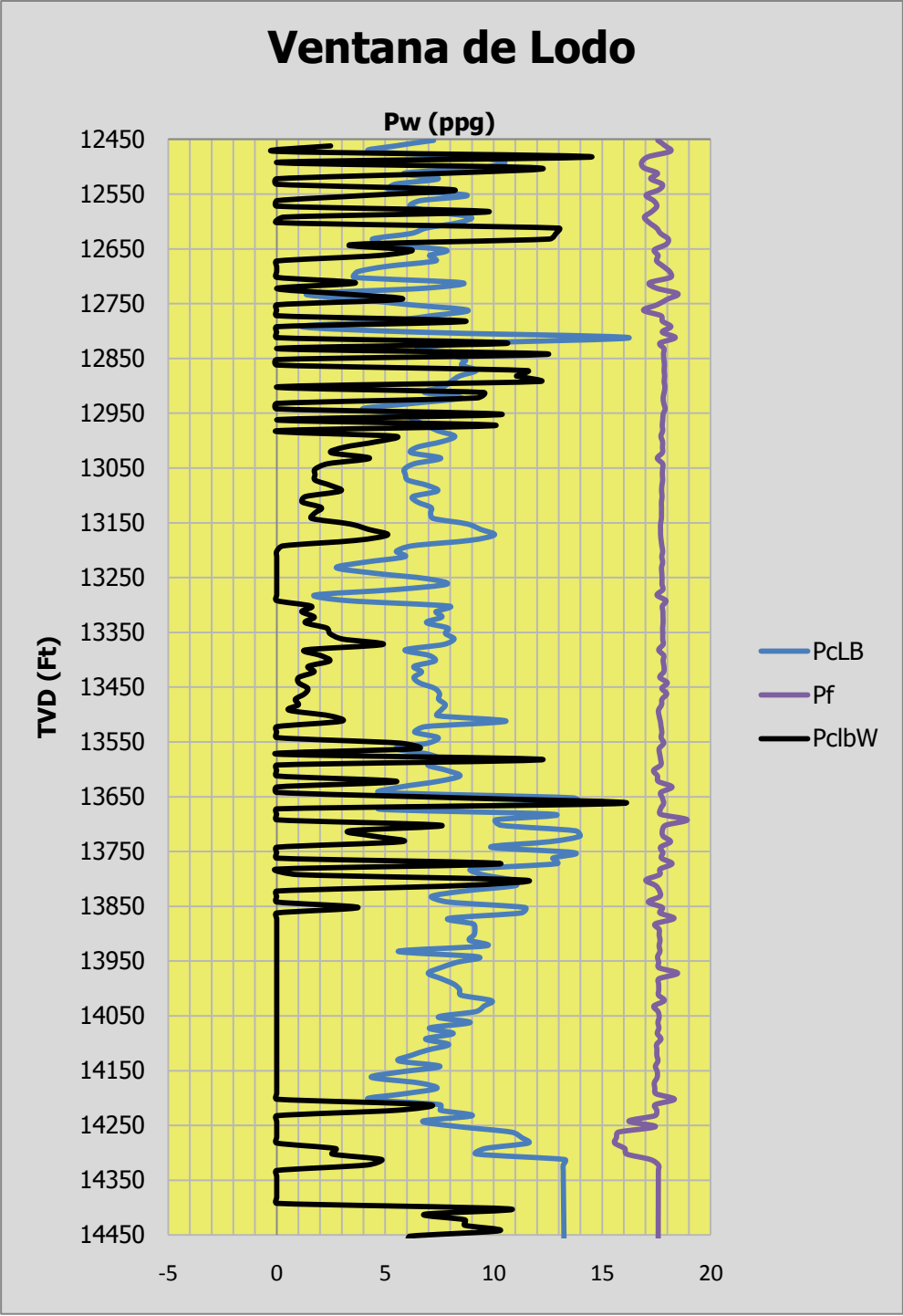


Figura 7.10. Ventana de lodo determinada aumentando el buzamiento de la capa.

8. CONCLUSIONES

1. Es importante tener en cuenta los planos de buzamiento en la determinación de la ventana segura de lodo, ya que estos alteran de manera considerable la presión requerida para mantener la integridad del pozo, haciendo que sean necesario un mayor peso de lodo en zonas con planos de debilidad.
2. A diferencia de un medio isotrópico en donde la falla por compresión se dará en el plano formado por los esfuerzos principales (σ_1 , σ_3), en un medio transversalmente isotrópico la falla va a depender de la forma cómo actúan los tres esfuerzos principales (σ_1 , σ_2 , σ_3) sobre la roca.
3. De acuerdo con la literatura consultada, la resistencia tensil es afectado por los planos de buzamiento en menor proporción que la resistencia compresiva de la roca; en donde la mayor resistencia tensil se experimenta a un ángulo de operación de 0° , es decir, cuando la fuerza de tensión se aplica paralela a la dirección de las capas.
4. Se trabajo con el criterio de Jaeger para el modelo de rocas anisotrópicas, por ser una correlación teórica, por tener un buen ajuste con areniscas y shales y porque los parámetros de entrada son relativamente más fáciles de hallar que los que requieren las demás correlaciones.
5. Se planteo una metodología basada en el criterio de Jaeger para el cálculo de la presión de colapso, teniendo en cuenta el buzamiento de las capas, con el fin de minimizar el error cometido al no tener presente este efecto en la determinación de la ventana segura de lodo.
6. Se validó exitosamente la herramienta software desarrollada con el software Pbore: de donde se obtienen los mismos valores en las presiones de colapso, y

en los esfuerzos de corte y normal aplicados sobre el plano de debilidad, con porcentajes de error mínimos.

7. El conocer las condiciones de falla de un pozo en zonas con planos de debilidad(formaciones laminadas), permite prever potenciales riesgos de inestabilidad, evitando las trayectorias más complejas donde se requieren pesos de lodo muy diferentes a los que se calculan en los modelos de perforación, cuando no se tiene en cuenta el buzamiento de las capas.

9. RECOMENDACIONES

1. Realizar una serie de pruebas de laboratorio (Brazilian test), a varios tipos de roca con laminación bien definida, permitiría tener un criterio de mayor confiabilidad en cuanto al efecto producido por los planos de debilidad en la falla por fractura sobre este tipo de formaciones.
2. La caracterización de formaciones laminadas mediante pruebas de corte directo, ayudaría a conocer con mayor certeza las propiedades geomecánicas del plano de debilidad, tales como el ángulo de fricción interna y la cohesión, que contribuirían a modelar de manera más acertada las condiciones de falla en medios anisotrópicos.
3. Conocida la metodología desarrollada en este trabajo, se debería implementar para cualquier zona donde se diseñen nuevos modelos de perforación, con el objetivo de minimizar la incertidumbre con respecto a las condiciones de falla que pueden llegar a alterar la integridad del pozo.
4. Según la literatura y expertos en el área de la geomecánica, cuando se desconoce las propiedades del plano de debilidad y se desea modelar su condición, una aceptable aproximación en el caso de la cohesión, sería suponer el 50% de la cohesión de la roca para el plano de debilidad.

BIBLIOGRAFIA

34. Aadnov, B.S., Rogoland, U., and Chenevert, M.E.: "Stability of Highly Inclined Borehole " Articulo SPE 16052. 1987.
35. Addis Tony , Last Nigel y Boulter David, The Quest for Borehole Stability in the Cusiana Field, Colombia, Schlumberger, Oilfield Review, Abril-Julio, 1993.
28. Al-Ajmi, Adel, Wellbore Stability Analysis Based on a New True-Triaxial Failure Criterion, Tesis de doctorado, KTH, 2006.
29. Chen, X. C.P Tan and C.M Haberfield "Wellbore Stability Analysis Guidelines for Practical Well Design" SPE 20058 1996.
16. Contreras Puerto Oscar Michel y Rodríguez Cárdenas Wilmar Alexandre, Desarrollo De La Metodología Para Estimar El Gradiente De Fractura De La Formación K1 De Un Campo De La Superintendencia De Operaciones Apiay, Tesis de Grado, UIS, 2008.
23. Da Fortuna Sergio A.B "Rock Mechanics Principles and Petroleum Engineering Applications" Asistencia Técnica 2002.
36. De la Cruz de la Calle Antonio, Estudio Sedimentológico, Diagenético y Estructural de las Formaciones Geológicas del Emirato de Abu Duari (Emiratos Árabes Unidos) Universidad Complutense de Madrid, Tesis de Doctorado, 1994.
2. Drilling Fluids Engineering Manual, MI, 2001.
25. Elliott, W. BP Exploration Cupiagua XC – 19Z rum 2A, UBI Processing, Image Interpretation and Hosana Analysis, Schlumberger Reference Number 1100. 1997.

12. Fjaer E, Holt R. M y Horsrud P, Petroleum Related Rock Mechanisc, Segunda Edición, EISevier, 2008.
27. FJAER, E. and RASMUS R., Petroleum Related Rock Mechanics. 1996.
17. García Fernández María Angélica, Determinación De La Orientación y Magnitud Del Esfuerzo Máximo Horizontal A Partir Del Modelamiento De Breakouts En La Zona Del Piedemonte Llanero Colombiano, Tesis De Grado, UIS, 2006
32. Griffith, A.A. 1920. The phenomena of rupture and flow in solids. Phil Trans Roy Soc Lond. A221, pp. 163–198.
3. Gómez Vanegas César Augusto y Santamaría Bolívar Rafael, “Análisis De Estabilidad De Pozo Utilizando El Software PBORE”, Tesis de grado, Universidad industrial de Santander, 2004.
33. Hubbert M. King and Willis David G., Mechanics of Hydraulic Fracturing. 1957
26. JAEGER, J.C. and COOK, N. G., “Fundamentals of Rock Mechanics”. 1969.
10. Jianguo Zhang, B.S, The Impact Of Shale Properties On Wellbore Stability, Chapter 3, Pag 31-66, 2005.
5. John Cook, René A. Frederiksen Klaus Hasbo, Las Rocas Importan: Realidades de la Geomecánica, Oilfield Review, 2007/2008.
19. Joubert Terry G, Optimal Drilling Direction in Folded Fractured Triassic Carbonates in Northeastern British Columbia determined by applying fracture occurrence to frequency intercept and flow diagrams, Tesis, 1998.

13. Kwaśniewski, M, Testing and Modeling of the Anisotropy of Tensile Strength of Rocks, *Faculty of Mining and Geology, Silesian University of Technology, Gliwice, Poland, 2009.*

6. Les Bennett, Joël Le Calves, David R. Sarver, Kevin Tanner, College Station, Texas, USA, The Source for Hydraulic Fracture Characterization, *Oilfield Review, 2006.*

37. Mantilla Hernández Hernán Darío y Reyes Tarazona Javier Enrique, Diseño y Construcción de un Dispositivo Para Pruebas de Corte Directo Inclinado en Muestras de Roca de Geometría no Convencional Para el Laboratorio de Mecánica de Rocas del Instituto Colombiano del Petróleo, Tesis de Grado, UIS, 2009.

8. McLamore T, Member AIME, Texas Petroleum Research Comittee, A strength criterion for anisotropic rocks based upon experimental observations, 1967.

24. Mora Guerrero Lenin Alberto, Villadiego Atencio Darwin Oswaldo, Desarrollo de una Herramienta Para Analizar la Inestabilidad de Pozo, Mediante el Uso de las Teorías Elástica y Poroelástica: Aplicación Al Piedemonte Colombiano, Tesis de Grado, 2005.

30. Osorio, G., Aspectos geomecánicos de Fracturamiento Hidráulico, Ecuaciones de equilibrio de esfuerzos. Marzo, 2006.

15. Osorio J.G., Lopez C.F, Geomechanical Factors Affecting the Hydraulic Fracturing Performance in a Geomechanically Complex, Tectonically Active Area in Colombia, SPE 122315.

20. Osorio, J. G., Curso de Geomecánica de Yacimientos. Capítulo. 1-12. 2003.
21. Osorio J, G. Memorias del seminario “Geomecánica de Rocas”. 10 – 15 de Noviembre 2003. ICP. Bucaramanga.
1. Pabón Gélvez Eduard y Obeid Méndez Yussed, Análisis de la Geomecánica Aplicada a la Estabilidad de Pozos de los Campos Cusiana y Cupiagua Mediante Analogías con Yacimientos Sensibles a Esfuerzos, Tesis de grado, 2004.
11. Ranjith F.P, Siew A.M, Hefny J. Zhao, Strength and mechanics of fractured rocks under triaxial Loadings, *School of Civil and Environmental Engineering, Nanyang Technological University, Singapore, 2003.*
31. Rock Mechanics Self Learning Package, Sugar Land Learning Center.
14. Software PBORE-3D, version 7.10, Poromechanics Institute, Universidad de Oklahoma.
38. Suarez Jaime, Resistencia al Cortante, Deslizamientos- Análisis Geotécnico.
7. Stewart Scott, Rock Mass Strength and Deformability of Unweathered Closely Jointed New Zealand Greywacke, Tesis de Doctorado, Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda, 2007.
22. Torres, M.E., Gonzalez, A.J., Last, N.C. “In-Situ Stress State Eastern Cordillera Colombia” SPE 81074 Colombia National University -Schlumberger DCS Bogotá, BP Exploration.
18. Torres Villalobos Manuel Ernesto, Determinación de los esfuerzos in situ en la cordillera oriental de Colombia, Tesis de Grado, Universidad Nacional de Colombia, 2001.

4. Willis R.B., and Fontaine J., Universal Well Services Inc.; L. Paugh, Great Lakes Energy Partners, Geology and Geometry: A Review of Factors Affecting the Effectiveness of Hydraulic Fractures SPE 97993, 2007.

9. Yaşar E, Failure and Failure Theories for Anisotropic Rocks, *Department of Mining Engineering, Çukurova University, Adana, Turkey, 2001.*