



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA

**“EVALUACIÓN GEOMECÁNICA PARA EL DISEÑO
DE POZOS”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO PETROLERO

PRESENTA
JOSÉ RODOLFO RODRÍGUEZ TORRES

DIRECTOR: ING. AGUSTÍN VELASCO ESQUIVEL.
DIRECTOR ADJUNTO: M. I. JOAQUÍN MENDIOLA SÁNCHEZ.



CD. UNIVERSITARIA, 2013.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

EVALUACIÓN GEOMECÁNICA PARA EL DISEÑO DE POZOS.

Índice.....	i
Resumen.....	iv
Abstract.....	v
Introducción.....	1
CAPÍTULO I. CONCEPTOS BÁSICOS.....	4
1.1 Estabilidad mecánica del agujero.....	5
1.1.1 Problemas del agujero.....	5
1.1.2 Resumen de densidad del fluido de control.....	11
1.1.3 Propiedades del fluido de control.....	12
1.2 Mecánica de rocas.....	13
1.2.1 Concepto de esfuerzo.....	13
1.2.2 Concepto de deformación.....	18
1.2.3 Propiedades mecánicas de las rocas.....	19
1.2.4 Criterios de falla.....	21
1.2.5 Mecanismos geológicos de generación de esfuerzos en la corteza terrestre.....	25
1.2.6 Esfuerzos actuando en la pared del agujero.....	28
1.2.7 Pruebas de Leak-off y estimación de esfuerzos.....	31
1.2.8 Estado de esfuerzos in-situ.....	32
1.2.9 Sistemas de fallas de Anderson.....	36
1.3 El principio de la línea media.....	38
1.3.1 Aplicación del principio de la línea media.....	41
1.3.2 Esfuerzos tectónicos.....	41
1.4 Optimización hidráulica.....	43
1.4.1 El sistema hidráulico. Pérdidas de presión.....	43
1.4.2 Criterio de optimización clásico.....	51
1.4.3 Deficiencias con el enfoque clásico.....	54
1.4.4 Limpieza del agujero con la optimización hidráulica.....	56
1.4.5 Un nuevo método para la optimización hidráulica.....	57
CAPÍTULO II. EVALUACIÓN GEOMECÁNICA.....	69
2.1 Selección de la profundidad de referencia.....	70
2.1.1 Corrigiendo a nivel del mar.....	70
2.1.2 Corrigiendo a otro piso de perforación.....	71
2.1.3 Utilizando el lecho marino como referencia.....	72

2.1.4 Removiendo la cabeza de agua.....	73
2.2 Interpretación de datos de campo.....	74
2.2.1 Presión de goteo (LOT).....	74
2.2.2 Presión de poro (Pp).....	74
2.2.3 Presión de sobrecarga (σ_{ob}).....	75
2.2.4 Litología.....	75
2.3 Proceso para desarrollar un análisis de campo.....	75
2.3.1 Evaluación de los datos de goteo.....	76
2.3.2 Esfuerzos efectivos.....	76
2.3.3 Esfuerzos horizontales.....	76
2.3.4 Normalizando con la presión de sobrecarga.....	77
2.4 Modelos más complejos.....	86
2.4.1 Inclinación del agujero, cuenca deposicional pasiva.....	86
2.4.2 Modelo de compactación.....	89
2.4.3 Esfuerzos horizontales anisotrópicos.....	93
2.5 Presiones de fractura para una penetración somera.....	102
2.5.1 Datos de fractura someros normalizados a la profundidad.	105
2.5.2 Estimación del gradiente de fractura para un equipo semi-sumergible y un autoelevable.....	108
2.6 Evaluación del colapso del agujero.....	109
2.6.1 Mecanismos de colapso.....	110
2.6.2 Interpretación de registros caliper.....	113
2.6.3 Dependencia del tiempo.....	122
2.7 Evaluación de la perforabilidad.....	127
2.7.1 Ejemplo de desgaste de arcillas.....	129
2.7.2 Ejemplo de pozo auxiliar (de alivio).....	131
2.7.3 Curva de tiempo de perforación.....	133
2.7.4 Normalización de la perforabilidad con la profundidad.....	136
CAPÍTULO III. METODOLOGÍA DE DISEÑO DE POZOS.....	137
3.1 Adquisición de datos.....	140
3.1.1 Análisis de registros geofísicos.....	140
3.1.2 Obtención de intervalos de lutitas limpias.....	140
3.2 Determinación de la ventana operacional.....	141
3.2.1 Obtención del gradiente de sobrecarga.....	141
3.2.2 Obtención del gradiente de presión de poro.....	144

3.2.3 Obtención del gradiente de presión de fractura.....	145
3.2.4 Calibración de la presión de fractura.....	148
3.2.5 Aplicación del principio de la línea media.....	150
3.3 Cálculo de esfuerzos horizontales.....	151
3.3.1 Determinación de esfuerzo horizontal mínimo en cuencas sedimentarias pasivas.....	151
3.3.2 Determinación del esfuerzo horizontal mínimo en cuencas con fallas activas....	152
3.3.3 Determinación de esfuerzo horizontal máximo en cuencas sedimentarias pasivas.....	153
3.3.4 Determinación del esfuerzo horizontal máximo en cuencas con fallas activas.....	153
3.4 Evaluación del colapso del pozo.....	155
3.4.1 Criterio de falla de Mohr Coulomb.....	155
3.4.2 Criterio de falla Drucker-Prager.....	157
3.4.3 Criterio de falla Stassi-d'Alia.....	158
3.4.4 Criterio de falla Lade modificado.....	159
3.5 Análisis de sensibilidad.....	162
3.6 Evaluación Cuantitativa del Riesgo (QRA).....	164
CAPÍTULO IV. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	169
4.1. Descripción del campo.....	169
4.2. Análisis de la estabilidad.....	170
4.2.1. Adquisición de datos.....	170
4.2.2. Obtención de la ventana operacional.....	171
4.2.3. Aplicación del principio de la línea media.....	180
4.2.4. Determinación de esfuerzos horizontales.....	180
4.2.5. Evaluación del colapso del pozo.....	181
4.2.6. Análisis de sensibilidad.....	183
4.2.7. Evaluación cuantitativa del riesgo.....	187
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	192
Conclusiones.....	192
Recomendaciones.....	194
Nomenclatura.....	195
Referencias.....	198
Glosario.....	200
Lista de figuras.....	203
Lista de tablas.....	206

RESUMEN.

En el presente trabajo se presenta una metodología para el diseño de pozos en la que se involucra una evaluación geomecánica para el análisis de estabilidad del agujero. Se explican algunos problemas de estabilidad del pozo y se revisan los conceptos fundamentales de mecánica de rocas necesarios para relacionarse más a fondo con los principios de la geomecánica. Se desarrollan los pasos para hacer consistentes los datos de gradientes de presión adquiridos de diferentes fuentes, posteriormente se explica una forma de realizar un análisis de campo a través de la interpretación de datos para realizar un modelado de campo.

Se realiza un análisis de estabilidad del agujero para lo cual se requieren conocer parámetros elásticos y de falla de las formaciones para construir un modelo de roca a lo largo del intervalo de interés; dicho modelo es construido a partir de registros (mediciones indirectas), por lo que deben ser calibrados, resultando de gran importancia los valores de los parámetros mecánicos determinados en laboratorio.

Posteriormente se realiza el cálculo de geopresiones en conjunto con el análisis de estabilidad. Con esta información se procede a la determinación de la ventana operacional. Se aplica el principio de la "Línea media" como una primera aproximación de una densidad del fluido de control. A continuación se determina la magnitud de los esfuerzos horizontales (mínimo y máximo) y se realiza la evaluación geomecánica requiriendo del conocimiento de esfuerzos *in-situ* para la selección de un criterio de falla, esta información es fundamental para el análisis de estabilidad. Continuando con la metodología se da paso a un análisis de sensibilidad para verificar la respuesta del modelo a cambios en los datos de entrada y mostrar el efecto de cada una de ellas para reducir el riesgo.

Finalmente se realiza una evaluación cuantitativa del riesgo para determinar la incertidumbre en cada parámetro de entrada y valorar la probabilidad de alcanzar un grado deseado de estabilidad del pozo con un peso del fluido de control optimizado.

ABSTRACT.

This text presents a methodology for the design of wells in which involves a geomechanical evaluation for wellbore stability analysis. Explains some wellbore stability problems and reviews the fundamental concepts of rock mechanics necessary to relate further with the principles of geomechanics. The steps to make consistent pressure gradients data obtained from different references are developed, then it is explained a way to perform a field analysis through the interpretation of data to realize field modeling.

An analysis of stability is carried out which requires knowledge of the elastic parameters to build a rock model along the interval of interest, this model is built from logs (indirect measurements), so that they must be calibrated, resulting from great importance the mechanical parameters values determined in laboratory

Subsequently geopressure calculation is performed in conjunction with the stability analysis. This information is necessary to determine the operational window. The principle of the "median line" is applied as a first approximation of a mud weight. Then the magnitude of the horizontal stress are determined and the geomechanical evaluation is performed requiring the knowledge of in-situ stresses for the selection of a failure criterion, this information is critical to the stability analysis. Following the methodology leads to a sensitivity analysis to show the response of the model to changes in the input data and verify each effect to reduce the risk.

Finally a quantitative risk assessment is performed to determine the uncertainty in each input parameter and evaluate the likelihood of achieving a desired degree of stability of the well with a mud weight given.

INTRODUCCIÓN.

Hoy en día se encuentra la problemática de pozos más difíciles de perforar, y se requiere hacer que tengan un menor costo. El resultado de estos requerimientos es poner un mayor énfasis en el proceso de diseño del pozo, éste debe ser diseñado para una implementación fácil, así como también debe proporcionar flexibilidad si se realizan cambios durante la operación de perforación. Uno de los elementos clave en cualquier diseño es la efectividad del costo, ya que este elemento es considerado en todas las etapas del proceso de diseño.

Para tener un enfoque de la construcción del pozo como un proceso de diseño, primero se tienen que establecer los objetivos y las premisas, antes de llevar a cabo el diseño. La intención es que éstos puedan ser reevaluados cuando se presenten nuevas condiciones. Se recurre a la geomecánica para poder realizar una optimización en el diseño de pozos.

La geomecánica es la disciplina que estudia las características mecánicas de los materiales geológicos que conforman las rocas de formación. Esta disciplina está basada en los conceptos de teoría de mecánica de rocas y mecánica de suelos, que relacionan el comportamiento de la formación bajo los cambios de esfuerzo producto de las operaciones de perforación, terminación y producción de pozos. Además utiliza resultados experimentales de campo y laboratorio conjuntamente con soluciones analíticas para resolver problemas particulares.

La geomecánica tiene aplicación en prácticamente todo el ciclo de vida de un yacimiento petrolero, en la Tabla 1 se muestran algunas de las muchas aplicaciones de ésta.

El aspecto de estabilidad de agujero es un tema investigado en términos de la identificación de mecanismos responsables de la inestabilidad, de la observación de tales mecanismos en el laboratorio y del modelado.

Área	Aplicación
Exploración	Migración de hidrocarburos, fracturas, eficiencia de sellos, modelado de cuencas.
Perforación	Estabilidad del agujero, toma de núcleos, pérdida de fluido de control, colapso de tuberías de revestimiento, selección óptima de barrenas, trayectoria de pozos.
Yacimientos	Calibración de información para caracterización, simulación numérica de yacimientos, dependencia de permeabilidad en función de esfuerzos, proyectos de recuperación secundaria y mejorada.
Producción	Producción de arena, diseño de disparos, fracturamiento hidráulico, empacamiento de grava, acidificación matricial, fracturamiento ácido, estimulaciones especiales.

Tabla 1. Aplicación de la geomecánica.

Los costos de este problema en la industria han sido cuantificados en pérdidas económicas. Se habla de un promedio mundial de aproximadamente 10% del tiempo de perforación perdido para resolver problemas de estabilidad relacionados con mecánica de rocas. Se han documentado en la literatura soluciones a este problema en los campos petroleros y ahorros por concepto de estudios de geomecánica¹.

Un elemento fundamental a las diferentes aplicaciones de la geomecánica es la definición del campo de esfuerzos in-situ. La magnitud y dirección de los esfuerzos in-situ, va a definir la trayectoria de mayor estabilidad para pozos horizontales y desviados. Si se puede determinar experimentalmente la envolvente de falla de la roca de formación, entonces se puede diseñar el programa de pesos de fluido de control que mantenga la integridad del agujero. Los problemas de estabilidad pueden existir aún después de la perforación, debido a que la mayoría

de los pozos horizontales son terminados en agujero descubierto y la reducción de presiones de poro del yacimiento causa un aumento en los esfuerzos efectivos.

El conocimiento de la resistencia mecánica de la roca es muy importante en la selección de equipos de perforación, ya que la penetración del mismo depende de la resistencia de la roca.

Los estudios de geomecánica casi siempre necesitan muestras de la roca y por lo tanto resulta necesaria la obtención de núcleos geológicos. Estos núcleos serán utilizados para tomar muestras para pruebas especializadas de laboratorio. Si resulta necesario obtener información sobre direcciones de los pruebas de laboratorio, los núcleos deben ser orientados por métodos tradicionales durante la toma de los mismos.

Existe una gran variedad de pruebas de laboratorio para medir diferentes propiedades mecánicas de la roca. Las propiedades mecánicas de interés se dividen en aquellas que miden resistencia, las que miden direcciones de esfuerzos o deformaciones y las que miden comportamiento esfuerzo-deformación. Generalmente existe un tipo de prueba para medir una propiedad en particular.

Existen varios tipos de trabajos de campo que también son necesarios para un análisis de geomecánica. El uso de herramientas petrofísicas acústicas que midan la velocidad de ondas P y S resulta fundamental, ya que se pueden determinar las propiedades dinámicas de la formación. Estas propiedades dinámicas de campo pueden ser comparadas con las propiedades estáticas de laboratorio para elaborar correlaciones predictivas. También resulta muy importante conocer la magnitud del esfuerzo principal menor para determinar el estado de esfuerzos, por lo que se debe efectuar una prueba minifrac o microfrac que mida la presión de apertura y cierre a distintas profundidades. El conocimiento de la presión de poro es fundamental para poder calcular el esfuerzo efectivo que controla el comportamiento mecánico de la roca.

CAPÍTULO I:

CONCEPTOS BÁSICOS

En este capítulo se revisan algunos problemas del pozo como fracturamiento, colapso, pérdida de circulación, pegaduras diferenciales, y otros en el contexto de mecánica de rocas. Se muestra que manteniendo la densidad del fluido de control cercana al nivel de los esfuerzos *in-situ*, se minimizarán la mayoría de los problemas del pozo. Se obtiene una metodología de diseño llamada “el principio de la línea media”. Además de los problemas durante la perforación, la delimitación de la zona en el yacimiento es crucial para definir problemas de estabilidad del agujero. Primero se hará una revisión de algunos problemas del pozo, posteriormente se presentará un modelo simple de roca el cuál será visto en el contexto de estos problemas para poder definir el principio de la línea media y finalmente se demostrarán las mejoras obtenidas de dicho principio.

La figura 1.1 muestra uno de los objetivos de este capítulo. El programa de fluido de control de baja densidad ha sido utilizado tradicionalmente para propósitos de estimación de presión de poro, pero también porque se creía que una densidad baja del fluido de control incrementa el ritmo de perforación mientras que el programa de fluido de control de alta densidad se ha utilizado en problemas de pozo y en pozos altamente desviados, pero con un alcance limitado debido al temor de la pérdida de circulación y de pegaduras diferenciales.

En este capítulo se demostrará que ninguno de estos dos enfoques es preferido desde el punto de vista de estabilidad del pozo. De hecho, la “línea media” de la densidad del fluido de control mostrada en la figura 1.1 es benéfica, ya que proporcionará un óptimo para muchos de los parámetros del proceso de perforación.

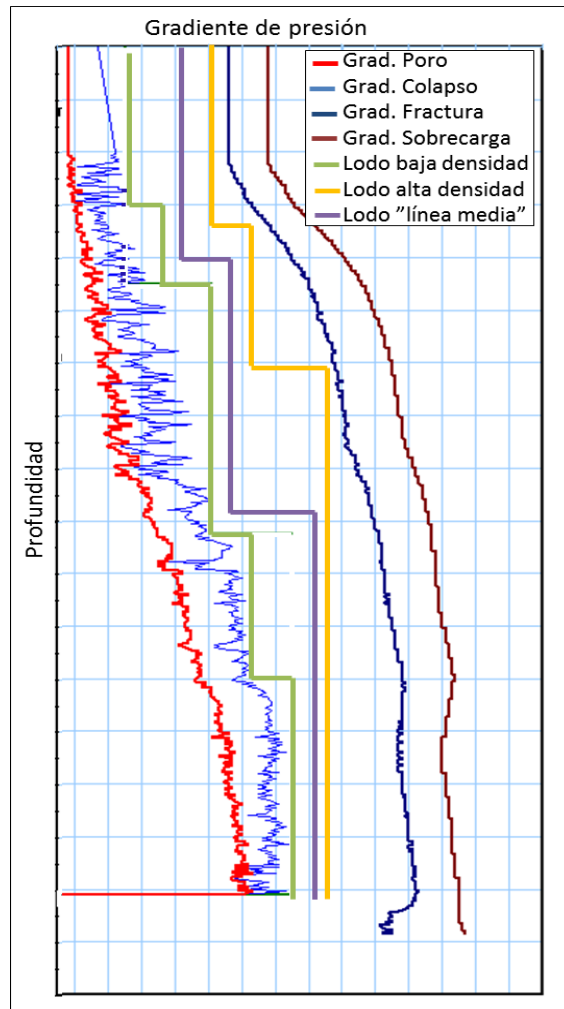


Figura 1.1 Densidades típicas de fluido de control utilizadas.

1.1 Estabilidad mecánica del agujero.

1.1.1 Problemas del agujero.

Existen muchos elementos que afectan el éxito de las operaciones de perforación. Puesto que la principal función de un equipo de perforación es penetrar y delimitar formaciones, cualquier simple falla técnica puede detener este progreso causando en consecuencia gastos adicionales. El costo de una operación de perforación costafuera está dictado por el ritmo del equipo, por lo tanto, el éxito de una operación de perforación es fuertemente dependiente de evitar problemas que causen pérdida de tiempo.

Bradly et al. (1990) trajo los problemas del pozo a una perspectiva más amplia, identificando al elemento humano como un factor clave para evitar situaciones de pegaduras de tuberías. Adicionalmente, los hábitos operacionales pueden afectar fuertemente la potencial aparición de un problema del pozo. Aunque la selección de la densidad del fluido de control es un factor clave, los elementos relacionados con la perforación requieren de una buena planeación como lo es la planeación del pozo en sí. Algunos ejemplos son el torque y consideraciones de arrastre en la planeación de la trayectoria del pozo, como fue desarrollado por Sheppard et al. (1987), y la evaluación de la experiencia en pegaduras de tuberías como lo desarrolló Hemkins (1987). Por supuesto que la limpieza del agujero y las operaciones durante la perforación también deben ser adecuadas. No se dará una discusión detallada de todos los otros elementos, sólo se puntualizará en el hecho de que un simple elemento no reemplazará una buena planeación del pozo. Con lo mencionado en mente, se procederá al tema principal, la selección de la densidad óptima del fluido de control de acuerdo a los problemas del pozo.

La densidad del fluido de control es un factor clave en una operación de perforación, la diferencia entre el éxito o falla siempre está ligada al programa de densidades de fluido de control. Un fluido de control con una densidad demasiado baja puede resultar en un colapso o problemas de limpieza del agujero mientras que un fluido de control de densidad demasiado elevada puede conllevar a pérdidas de fluido de control o pegaduras de tuberías¹.

a) Colapso del agujero.

El colapso del agujero ocurre cuando la densidad del fluido de control es demasiado baja debido a que el esfuerzo radial alrededor de la pared del agujero es demasiado alto, resultando a menudo en la falla de la roca (Aadnoy & Chenevert, 1987). Con frecuencia el mejor remedio a este problema es incrementar la densidad del fluido de control.

b) Limpieza del agujero.

Se pueden acumular recortes o fragmentos colapsados en la parte más baja del pozo y conducir a problemas como incapacidad para alcanzar el fondo con la tubería de revestimiento. La limpieza del agujero está comúnmente asociada al gasto y a la capacidad de arrastre del fluido de control. También existe una fuerte conexión con la química del fluido de control. Un fluido de control de densidad incrementada debería reducir el potencial para el colapso del agujero, disminuyendo de ese modo la mala limpieza del agujero.

c) Variaciones de presión.

Si la densidad del fluido de control se mantiene constante, el pozo está sujeto a más presiones estáticas. Debido a que las variaciones de presión pueden conllevar a fallas del agujero, se debería preferir una densidad de fluido de control más alta y constante. Además, para mantener una densidad de fluido de control más constante, también deberían mantenerse dentro de los límites la densidad equivalente de circulación (ECD) y las presiones de arranque y de limpieza.

d) Deslaves.

La teoría detrás de un deslave del agujero es que la acción a chorro a través de las toberas de la barrena erosiona hidráulicamente la pared del agujero. El resultado es con frecuencia un agrandamiento de tamaño considerable del agujero.

Se cree que es difícil desgastar hidráulicamente una roca consolidada a varios kilómetros de profundidad. Lo que puede suceder algunas veces es que la densidad del fluido de control sea demasiado baja, resultando en una falla en la pared del agujero. El deslave resulta, con frecuencia, en un colapso. La acción hidráulica sólo remueve fragmentos rotos. La experiencia de campo ha demostrado que incrementando la densidad del fluido de control en una pequeña cantidad da resultado en la estabilidad del agujero, a pesar de tener el mismo gasto elevado.

e) Compactación del agujero.

Un fluido de control de densidad elevada hará un balance de los esfuerzos de la roca y mantendrá el agujero más estable. Sin embargo, aún es probable que el agujero disminuya en diámetro el primer día después de perforado debido al hinchamiento, requiriendo de viajes de barrido o escariamientos. Por lo tanto, se propone realizar un incremento en la densidad del fluido de control y no una reducción. Una compactación del agujero también puede ser causada por colocar empaques en el espacio anular del fondo del agujero combinado con la severidad de pata de perro.

Como se muestra posteriormente en este capítulo, las condiciones de compactación del agujero pueden reducirse o eliminarse incrementando la densidad del fluido de control. Sin embargo, los barridos o escariamientos aún se mantendrán.

f) Hinchamiento de lutita.

Se ha observado que existen cambios con la química del fluido (Clarl, 1976; O' Brien & Chenevert; Simpson et al. 1989; Steiger, 1982). Un problema clave ha sido inhibir la reacción de la lutita, debido a que con frecuencia contribuyen con problemas del agujero como el colapso. No obstante, la experiencia de campo indica que un fluido de control de densidad suficientemente elevada, puede en algunos pozos mantener estable el agujero aún con un reducido grado de inhibición química, siempre que el tiempo de exposición del agujero abierto sea corto. Por lo tanto, el problema de hinchamiento de lutita puede reducirse incrementando la densidad del fluido de control. Sin embargo, algunos pozos parecen mostrar un agrandamiento independientemente de la presión del pozo.

g) Pegaduras diferenciales.

Una densidad de fluido de control elevada conllevará a un incremento de presión y la tubería de perforación estará sujeta a pegaduras diferenciales más fácilmente. Desde este punto de vista un fluido de control de densidad elevada es perjudicial.

No obstante, también se está haciendo claro que a veces lo que se piensa que es una pegadura diferencial a menudo es algo más. Un colapso y una mala limpieza del fondo del agujero pueden resultar en una pegadura, la compactación del agujero puede ser otro contribuyente. También, si se tienen capas intercaladas de lutitas y areniscas, las lutitas pueden colapsar, exponiendo a las arenas directamente hacia la tubería de perforación. La figura 1.2a ilustra una sección del agujero que no está en calibre donde hay socavamientos en las capas de lutitas con intercalaciones de arenas. Esta situación es altamente sensible a pegaduras diferenciales debido a la exposición de la arena. La situación de la figura 1.2b ilustra la misma situación con un agujero en calibre. Debido a que ahora todas las capas se encuentran calibradas, es posible que el contacto entre el agujero y la tubería de perforación ocurra en la capa de lutitas, reduciendo el potencial de pegadura diferencial en las capas de arena.

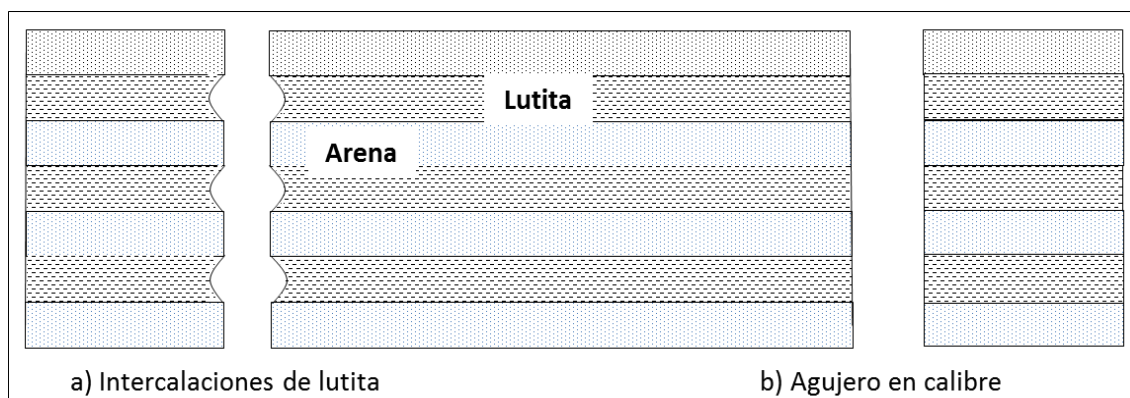


Figura 1.2 Colapso parcial en una litología mixta.

Se prefiere un fluido de control de densidad elevada desde el punto de vista del colapso. Sin embargo, un fluido de control de densidad elevada puede, en general, incrementar la probabilidad de una pegadura diferencial. Aquí se encuentra un conflicto potencial, que puede ser manejado manteniendo la densidad del fluido de control por debajo del nivel crítico para pegadura diferencial.

h) Pérdida de fluido de control.

Algunas veces se penetra una formación débil o una falla resultando en pérdida de fluidos de perforación. En general, las densidades del fluido de control deben mantenerse por debajo de este límite crítico. Las formaciones fracturadas también pueden causar restricciones en la densidad del fluido de control, como lo discutieron Santarell & Dardeau (1992).

i) Reducción del ritmo de perforación.

Comúnmente se cree que un incremento en la densidad resulta en una perforación lenta. El ritmo de perforación es principalmente una característica de la formación y el efecto de sobrecarga es de poca importancia. También se debe medir la reducción en el ritmo de perforación contra el costo de los problemas de agujero, y en este contexto la conclusión es probablemente que una reducción en el ritmo de perforación no es significativa.

j) Costo del fluido de control.

Un programa de fluido de control de densidad elevada es más caro. Este costo adicional usualmente es insignificante si resulta en menos problemas de perforación.

k) Estimación de la presión de poro.

Durante la perforación se estima la presión de poro utilizando varios criterios. Un factor de interés particular es el registro de exceso de gas; esto ayuda a cuantificar la presión de poro a una profundidad particular. Un fluido de control de densidad elevada puede omitir las lecturas altas de gas. Es por esto que puede no ser preferible un fluido de control de densidad elevada durante la perforación. Comúnmente este requisito es omitido.

1.1.2 Resumen de densidad del fluido de control.

De la discusión de arriba se puede concluir que un fluido de control de densidad relativamente elevada y aceptable es preferible desde muchos puntos de vista. Sin embargo, se tiene que poner particular atención en:

- Pérdidas de circulación;
- Pegaduras diferenciales;
- Lecturas de gas en la perforación exploratoria;
- Formaciones naturalmente fracturadas.

De igual forma, no se debe ignorar la química del fluido de control. Se ha asumido un sistema de fluido de control inhibidores en la discusión de arriba. La Tabla 1.1 resume algunas relaciones de problemas de agujero. Se observa que la densidad del fluido de control es un denominador común entre éstos.

Problema	Colapso	Limpieza del pozo	Deslave	Compactación del agujero	Pegadura diferencial	Pérdida de circulación
Colapso	X					
Limpieza del pozo	X	X	X			
Deslave	X		X			
Compactación del agujero	X	X		X		
Pegadura diferencial	X	X		X	X	
Pérdida de circulación.						X

Tabla 1.1 Relaciones entre algunos problemas del pozo.

Está claro que la densidad del fluido de control debería estar preferentemente elevada. No obstante, aún se tiene una amplia ventana de densidad del fluido de control. La Figura 1.3 muestra el rango de densidades de fluido de control permitidas; en muchos pozos este rango permitido puede ser muy amplio, por lo que existe una necesidad definitiva de limitarse un poco más a este rango.

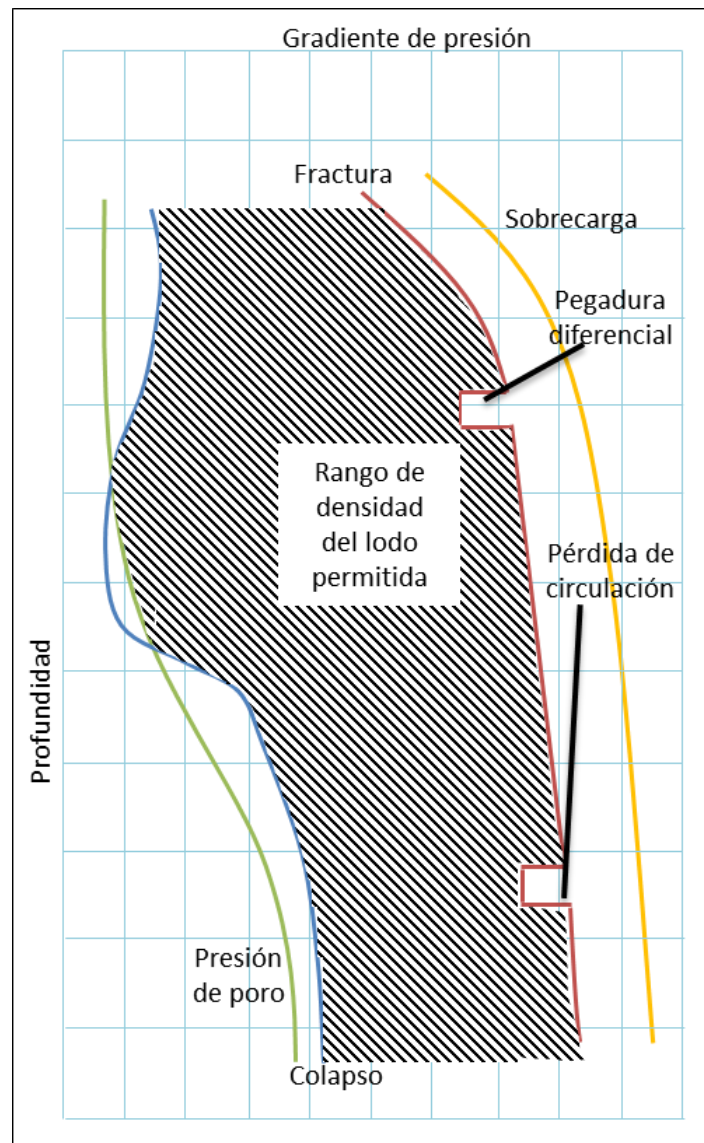


Figura 1.3 Rango de densidades de fluido de control permitidas considerando problemas de agujero comunes.

1.1.3 Propiedades del fluido de control.

Las propiedades importantes del fluido de control para minimizar problemas en la pared del agujero incluyen:

- Inhibición química;
- Pérdida por filtración en zonas permeables;
- Revestimiento en zonas permeables.

Otra propiedad muy importante del fluido de perforación puede ser descrita como sigue:

La experiencia muestra que un fluido de perforación nuevo empeora las situaciones de fracturamiento/pérdida de circulación. Durante una prueba de goteo los fluidos de control utilizados dan valores más altos de goteo que un fluido de control nuevo. Se cree que esto es causado por el contenido de sólidos de los recortes perforados.

Por lo tanto, un criterio de diseño aplicado es incrementar la densidad del fluido de control gradualmente para asegurar que hay presentes sólidos de perforación. En una nueva sección del agujero usualmente se debería iniciar con un fluido de control de densidad más baja. Después de perforar cerca de 100 m debajo de la zapata, la densidad del fluido de control debe ser incrementada gradualmente. Se piensa que al utilizar este procedimiento se evitan situaciones potenciales de pérdida de circulación.

1.2 Mecánica de rocas.

1.2.1 Concepto de esfuerzo.

El concepto de esfuerzo se refiere a la capacidad que posee un cuerpo para soportar una carga por unidad de área. Dependiendo de la dirección en la cual se aplica la fuerza en relación a la superficie, se obtienen esfuerzos normales o de corte. En la Figura 1.4 se muestra una pesa descansando sobre la parte superior de una columna la cual genera una fuerza que actúa sobre la misma, mientras la columna reacciona con una fuerza igual pero en dirección opuesta. El área transversal en a) es A y la fuerza actuando a través de esa área se denota como F , por lo tanto el esfuerzo (σ) en la sección transversal se define como:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (1.1)$$

donde

F = Fuerza

A = Área

σ = Esfuerzo

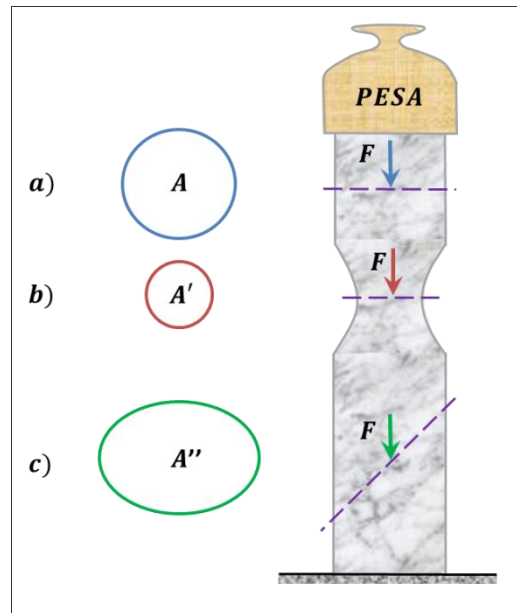


Figura 1.4 Ilustración de fuerzas y esfuerzo.

Tomando como referencia la figura 1.4, la fuerza que actúa en la columna es igual en los tres casos (despreciando el peso de la columna) pero varía el área, para el caso b) el esfuerzo es mayor dado que tiene un área más pequeña, contrario al caso c) donde el esfuerzo es menor debido al incremento de área

Se puede dividir la sección transversal a) en un número infinito de subsecciones ΔA , a través de las cuales está actuando una parte infinitamente pequeña ΔF del total de la fuerza, como se representa en la figura 1.5. La fuerza ΔF puede variar de una sección a otra. Considerando una subsección i que contiene al punto P , el esfuerzo en el punto P es definido como el valor límite de $\Delta F_i / \Delta A_i$ cuando ΔA_i tiende a cero:

$$\sigma = \lim_{\Delta A_i \rightarrow 0} \frac{\Delta F_i}{\Delta A_i} \quad (1.2)$$

La Ecuación 1.2 define el esfuerzo local en el punto P dentro de la sección transversal en a) mientras que la Ecuación 1.1 define el esfuerzo promedio en la sección transversal. Al hablar del estado de esfuerzos en un punto, implícitamente se refiere a los esfuerzos locales.

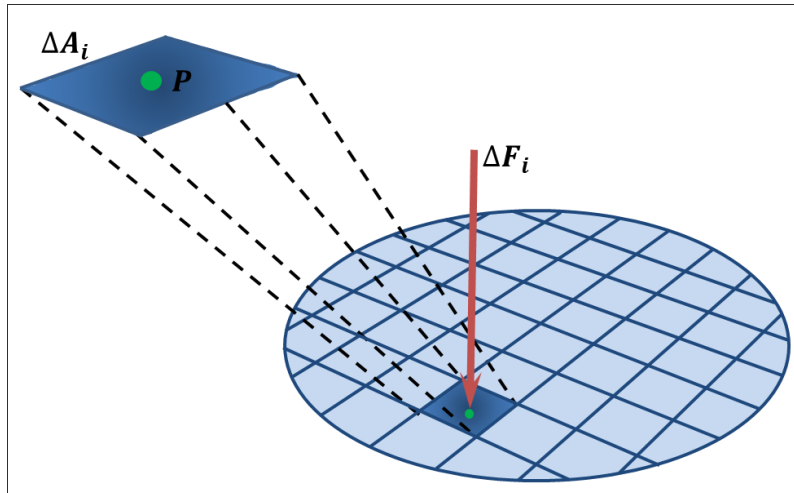


Figura 1.5 Esfuerzo local.

La orientación de la sección transversal relativa a la dirección de la fuerza también es importante. Considerando la sección transversal de la figura 1.4c con un área A'' , la fuerza ya no es normal a la sección transversal. Se puede descomponer la fuerza en una componente F_n que es normal a la sección transversal, y una componente F_p que es paralela a la sección (Figura 1.6). La cantidad²:

$$\sigma = \frac{F_n}{A''}$$

Es llamada esfuerzo normal, mientras que el esfuerzo de corte es:

$$\tau = \frac{F_p}{A''}$$

donde

F_n = Fuerza normal

F_p = Fuerza paralela

A'' = Área

σ = Esfuerzo normal

τ = Esfuerzo de corte

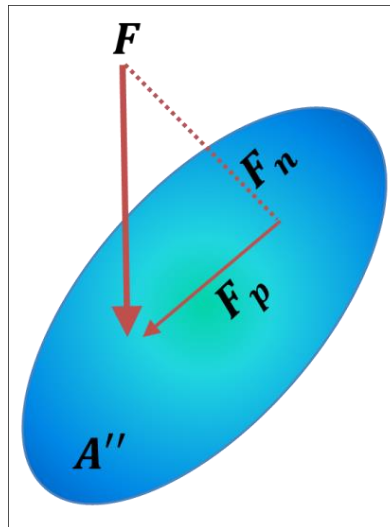


Figura 1.6 Descomposición de fuerzas.

Esfuerzos principales.

Por lo general, el esfuerzo normal o tangencial se define con respecto a un plano, con relación a cierto eje de coordenadas. Por esta razón, se le añaden subíndices a los símbolos σ y τ para especificar la forma como se definen estos esfuerzos. En cualquier punto sometido a esfuerzos existen 3 planos ortogonales, es decir, perpendiculares entre sí en los cuales los esfuerzos de corte son nulos. Estos planos se denominan planos principales. Los esfuerzos normales que actúan sobre estos tres planos son los principales. El mayor de los tres esfuerzos principales se denomina esfuerzo principal mayor σ_1 , el más pequeño se denomina esfuerzo principal menor σ_3 y el tercero es el esfuerzo principal intermedio σ_2 ³.

Esfuerzos efectivos.

Se entiende como esfuerzo efectivo a la carga neta soportada por el armazón mineral sólido. En el caso de los diferentes estratos geológicos, la existencia de fluido en los poros de la matriz de la roca provoca que parte de la carga sea soportada por el fluido. De esta manera, se experimentan diferencias entre el esfuerzo total y el esfuerzo efectivo. Cuando se conoce la presión del fluido en los poros, es posible estimar el esfuerzo efectivo y emplearlos como parámetros influyentes en modelos constitutivos. La expresión que define los esfuerzos efectivos, representada por la figura 1.7 está dada por:

$$\sigma' = \sigma - \alpha P_p \quad (1.3)$$

donde

σ' = Esfuerzo efectivo.

σ = Esfuerzo total aplicado (esfuerzo intergranular).

P_p = Presión de poro o presión de fluido.

α = Coeficiente de Biot que mide la cantidad de esfuerzo que toma el fluido.



Figura 1.7 Esfuerzos intergranulares y presión de poro para granos en contacto.

El parámetro α es llamado coeficiente de Biot:

$$\alpha = 1 - \frac{K_{fr}}{K_s}$$

donde

α = Coeficiente de Biot.

K_s = Módulo volumétrico de los granos sólidos.

K_{fr} = Módulo volumétrico del armazón.

K_{fr} es menor que K_s . Teóricamente, el límite superior para K_{fr} es $(1 - \phi)K_s$. El límite inferior para K_{fr} es, por supuesto, cero. Así, en rocas no consolidadas o débiles, α es cercana a uno².

1.2.2 Concepto de deformación.

Cuando un cuerpo es sometido a un sistema de fuerzas externas, éste experimenta cambios con relación a su configuración original, como se muestra en la figura 1.8. De aquí que se pueda definir deformación como la relación que existe entre la nueva magnitud o forma de un elemento y su configuración original o no alterada, cuando es sometido a fuerzas externas. Existen diversas medidas de deformaciones, Cauchy-Green, Hencky y Almansi, son algunas de las medidas de deformación usadas comúnmente².

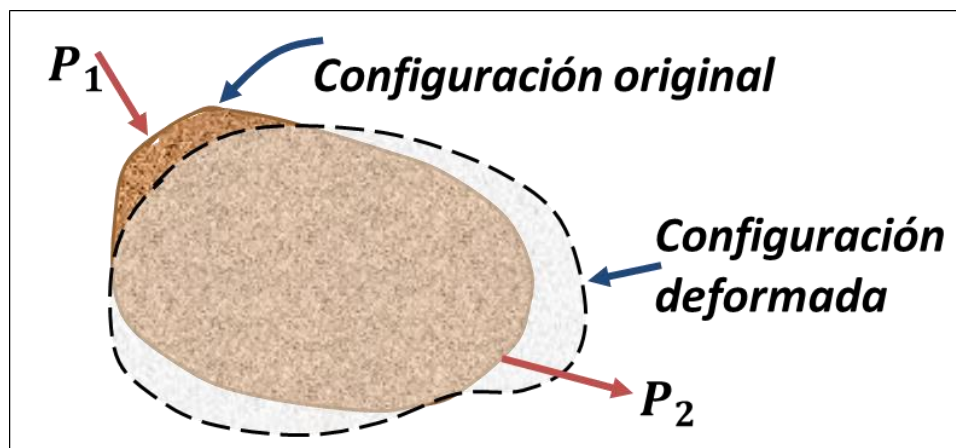


Figura 1.8 Esquema de deformación.

Cuando se aplican esfuerzos, los diferentes puntos de un sólido se mueven uno con respecto a otro y sus separaciones cambian; también se modifican los ángulos entre rectas.

1.2.3 Propiedades mecánicas de las rocas.

Cuando se habla de propiedades mecánicas de las rocas, se refiere a las constantes de la ecuación constitutiva que se supone representa el comportamiento de la roca. Una roca con comportamiento lineal elástico puede ser descrita por cuatro parámetros mecánicos:

- Dos parámetros de elasticidad, el módulo de Young (E) y la relación de Poisson (ν).
- Dos parámetros de falla, el ángulo de fricción (ϕ) y la resistencia uniaxial a la compresión (UCS).

La teoría de la elasticidad lineal abarca situaciones donde hay relaciones lineales entre esfuerzos aplicados y deformaciones resultantes. Aunque la mayoría de las rocas se comportan linealmente cuando se someten a grandes esfuerzos, normalmente su comportamiento puede ser descrito por las relaciones lineales para cambios suficientemente pequeños en el esfuerzo.

Si se toma una muestra de longitud L y área de sección transversal $A = D^2$ (Figura 1.9). Cuando la fuerza F se aplica en las superficies de sus extremos, la longitud de la muestra se reduce a L' . El esfuerzo aplicado es entonces $\sigma_x = F / A$ y la deformación correspondiente es $\varepsilon_x = (L - L') / L$. Si la muestra se comporta linealmente, existe una relación lineal entre σ_x y ε_x , que se puede escribir:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} \sigma_x \quad (1.4)$$

donde

ε_x = Deformación.

E = Módulo de Young.

σ_x = Esfuerzo.

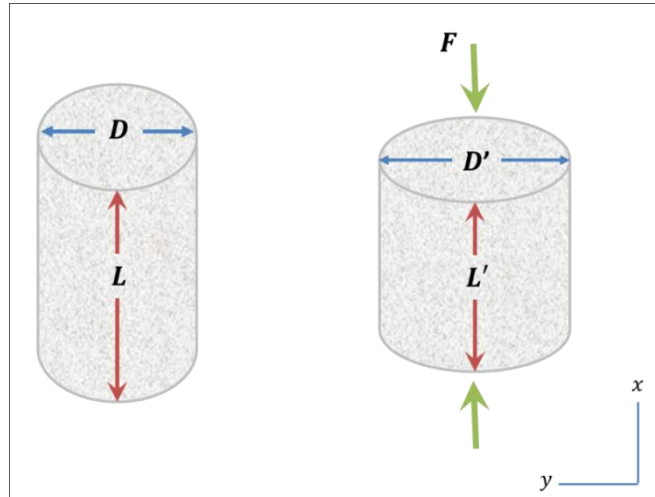


Figura 1.9 Deformación inducida por esfuerzo uniaxial.

La ecuación 1.4 es conocida como la ley de Hooke, mientras que el coeficiente E se denomina módulo de Young o simplemente módulo de elasticidad el cual pertenece a un grupo de coeficientes llamados módulos elásticos y es una medida de la rigidez de la muestra, es decir, la resistencia de la muestra contra la que se comprime por un esfuerzo uniaxial. Otra consecuencia del esfuerzo aplicado σ_x es un aumento en la anchura D de la muestra. El alargamiento lateral es $\varepsilon_y = \varepsilon_z = (D - D') / D$. En general $D' > D$, por lo tanto ε_y y ε_z se vuelve negativo. La relación se define como:

$$\nu = -\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_x} \quad (1.5)$$

donde

ν = Relación de Poisson.

ε_y = Deformación lateral.

ε_x = Deformación axial.

Es otro parámetro elástico, conocido como relación de Poisson, el cual es una medida de la expansión lateral relativa a la contracción longitudinal.

Las ecuaciones 1.4 y 1.5, que relacionan un componente de esfuerzo o deformación a otro, se definen por un estado de esfuerzo específico, es decir, $\sigma_x = 0$, $\sigma_y = \sigma_z = 0$. En general, cada componente del esfuerzo es una función lineal de todos los componentes del esfuerzo.

La resistencia uniaxial a la compresión (UCS) es el punto máximo de esfuerzo que resiste una roca antes de fallar, esto se puede ver en una gráfica esfuerzo-deformación. El ángulo de fricción interna o ángulo de fricción (ϕ) es la medida de la resistencia de un sólido al corte debido al entrelazamiento intergranular en una gráfica de esfuerzo deformación es el ángulo formado por la intersección de la envolvente de falla con el eje de las abscisas y se relaciona con el coeficiente de fricción interna μ (pendiente de la envolvente) de la siguiente forma⁴:

$$\tan\phi = \mu$$

donde

ϕ = Ángulo de fricción interna.

μ = Coeficiente de fricción interna.

1.2.4 Criterios de falla

El criterio de falla es uno de los elementos necesarios para poder realizar un análisis de estabilidad mecánica que permita determinar con un alto grado de confiabilidad el momento en el cual se presentará una falla en el agujero independientemente del tipo que sea. La mayoría de los criterios están expresados en términos de los esfuerzos principales (σ_1 , σ_2 y σ_3). Uno de estos actúa perpendicularmente al agujero y está dado simplemente por la presión del pozo, P_w . existen dos tipos de criterios de falla: por tensión y por compresión o corte².

a) Criterio de falla por tensión.

Se considera que el inicio de una falla por tensión ocurre cuando el esfuerzo mínimo efectivo en la pared del agujero se hace menor a la resistencia de la formación a la tensión. Por lo tanto el criterio de falla por tensión tiene la forma:

$$\sigma'_3 \leq -|\sigma_t|$$

Donde σ_t es resistencia a la tensión de la roca y el esfuerzo principal mínimo efectivo está dado por el esfuerzo principal mínimo menos la presión de poro, esto es:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - P_p$$

En algunos casos, la P_w requerida para iniciar el fracturamiento en la pared del agujero es menor que el esfuerzo principal menor. En estos casos el fracturamiento por tensión solo se propagará a una pequeña distancia de la pared del agujero resultando en una pérdida de fluidos mínima, la cual no constituirá realmente un problema. Por esto, cuando se inicia una fractura por tensión también se debe verificar si esta se propaga. Asumiendo que el esfuerzo horizontal mínimo es menor que el esfuerzo de sobrecarga, entonces el criterio de propagación puede ser expresado como:

$$P_w \geq \sigma_h$$

b) Criterios de falla por compresión.

Existen varios criterios propuestos para definir la falla de la roca en compresión, los cuales pueden clasificarse en 4 categorías:

- Categoría A: Lineal y con efecto del esfuerzo principal intermedio;
- Categoría B: Lineal y sin efecto del esfuerzo principal intermedio;
- Categoría C: No lineal y con efecto del esfuerzo principal intermedio;
- Categoría D: No lineal y sin efecto del esfuerzo principal intermedio.

Algunos de los criterios usados comúnmente son:

- Mohr-Coulomb.
- Drucker Prager.
- Stassi d' Alia.
- Lade modificado.

Generalmente, los criterios de falla que no consideran la influencia del esfuerzo principal intermedio (categorías B o D) son conservadores en la predicción de la estabilidad del agujero, particularmente cuando se utilizan con modelos lineales elásticos. Aunque pruebas triaxiales muestran los efectos del esfuerzo principal intermedio, los criterios de falla que incorporan el efecto de éste (categorías A o C) tienden a sobrepredecir la resistencia de la formación y la estabilidad del agujero.

En la mayoría de los casos es adecuada la aplicación de criterios de falla lineales. Sin embargo, para formaciones muy débiles o con presiones de confinamiento mayores a 2,000 psi (lb_f/in^2), son necesarios los criterios de falla no lineales.

Círculo de Mohr Coulomb.

El círculo de Mohr es un método gráfico para representar los esfuerzos principales y el esfuerzo máximo de corte en un punto de una roca bajo un esfuerzo, lo cual es útil cuando se conocen los esfuerzos en una dirección particular y se desean conocer cuáles son los esfuerzos en otra dirección, así como para encontrar los esfuerzos principales y el máximo esfuerzo de corte.

Los esfuerzos conocidos para un elemento se trazan gráficamente en el sistema coordenado σ , τ , como se muestra en la figura 1.10. El concepto fundamental del círculo de Mohr es que cada punto en el círculo representa el estado de esfuerzos en un plano imaginario pasando a través de la roca a un cierto ángulo θ del plano de esfuerzo principal.⁵

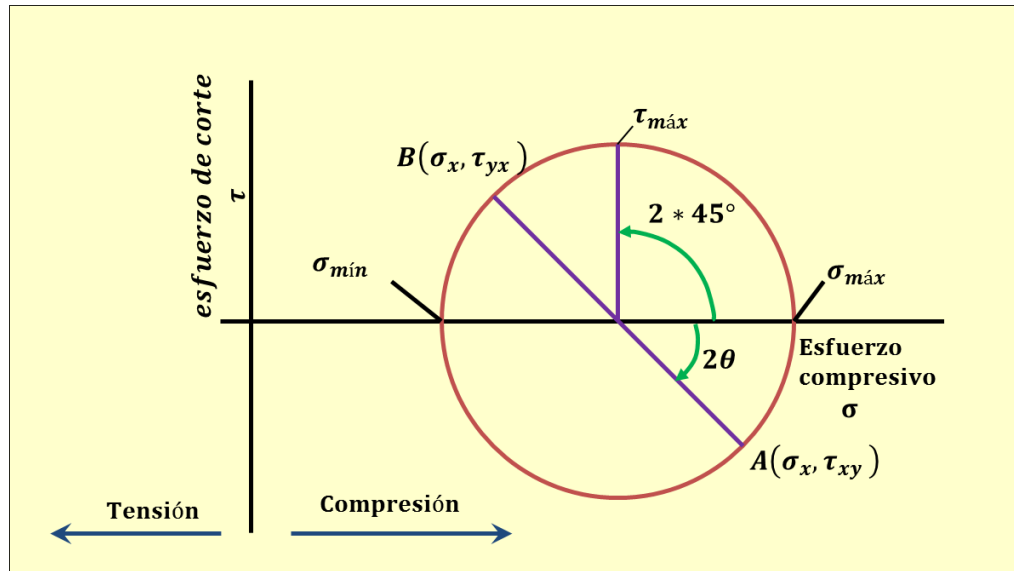


Figura 1.10 Círculo de Mohr.

El esfuerzo de corte es siempre cero en una superficie sujeta a un esfuerzo principal tal como la pared del agujero del pozo. Por lo tanto, una vez que se perfora un agujero, uno de los planos principales del esfuerzo será paralelo a la trayectoria del pozo, los otros serán ortogonales a él.

El procedimiento implica hacer varias pruebas con núcleos de la formación de interés, como en la figura 1.11. Las muestras se prueban a la falla con un rango de presiones de confinamiento. El círculo de Mohr se construye de los datos de cada prueba. La "envolvente de falla" entonces se dibuja a lo largo de la parte superior de los círculos. Esta línea de esfuerzo de corte define la envolvente de estabilidad. Si la condición de esfuerzo está debajo de la línea, el pozo es estable, en caso contrario, el pozo es inestable.

Los esfuerzos principales presentados en el círculo son generalmente esfuerzos tangenciales σ_{θ} , y el esfuerzo radial, σ_r , mientras que el esfuerzo radial aumenta, el esfuerzo tangencial disminuye. Así, un incremento en peso del fluido de control tiene un efecto en ambos esfuerzos y contraerá el círculo o agrandará el círculo si el esfuerzo radial es más grande que el esfuerzo tangencial.

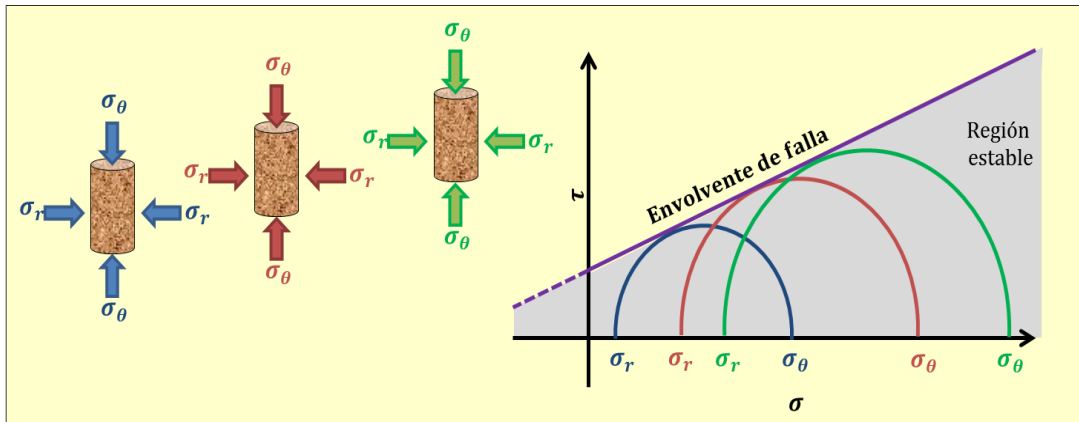


Figura 1.11 Pruebas con núcleos a varias presiones de confinamiento estableciendo una ventana de condiciones de esfuerzo.

En términos de ecuaciones el criterio de Mohr-Coulomb se expresa mediante la siguiente relación:

$$\sigma_1 = C_o + \sigma_3 \tan^2 \beta$$

donde:

$$\beta = 45 + \frac{\phi}{2}$$

ϕ = Ángulo de fricción interna

C_o = resistencia uniaxial a la compresión

β = Ángulo de falla de la roca

σ_1 y σ_3 = Esfuerzo máximo y esfuerzo mínimo correspondiente.

Dependiendo de la magnitud de los esfuerzos radial, tangencial y axial se presentan diferentes condiciones en la cual el agujero puede presentar colapso⁶.

1.2.5 Mecanismos geológicos de generación de esfuerzos en la corteza terrestre.

En un yacimiento, si se considera un elemento de roca a una cierta profundidad como se muestra en la figura 1.12), éste se encuentra sometido a esfuerzos originados por la sobrecarga de las rocas, los mecanismos de tectónica

de placas, movimientos horizontales y verticales, cambios (sobre espacio y tiempo) de temperatura y presión, heterogeneidad de propiedades mecánicas en la corteza y la presión de fluidos.

Comúnmente se asume que los esfuerzos principales en profundidad son verticales y horizontales (el esfuerzo vertical σ_v , el esfuerzo horizontal mayor σ_H y el esfuerzo horizontal menor σ_h), debido a que deben tener esa orientación en la superficie horizontal de la tierra. Sin embargo, mediciones en diferentes localidades muestran dispersión de la orientación de esfuerzos de las direcciones horizontales y verticales, por lo cual esto puede ser sólo una aproximación. Se considera que la componente de esfuerzo vertical es igual a la sobrecarga. Este valor se encuentra integrando registros de densidad cuando están disponibles desde la superficie. Un valor aproximado es 1 psi/pie. Algunos de los mecanismos que generan esfuerzos en la corteza terrestre son:

a) Sobrecarga de las rocas

Ya que el esfuerzo de sobrecarga es el resultante del peso de la columna de roca, la topografía superficial tiene efecto en la distribución de esfuerzos en profundidad. Sin embargo, la influencia de la topografía es despreciable a grandes profundidades. La sobrecarga aumenta al incrementar la sedimentación o por engrosamiento tectónico causado por ejemplo, por fallamiento inverso. Por el contrario, puede disminuir en tiempo geológico por causa de eventos erosivos o adelgazamiento tectónico causado por fallamiento normal. Los cambios resultantes producen una historia de esfuerzos diferente para cada tipo de roca

También se producen deformaciones diferenciales en las diversas litologías debido a que poseen propiedades elásticas diferentes. Si las rocas están restringidas a deformarse la misma cantidad, entonces los esfuerzos deben ser diferentes para satisfacer esta condición.

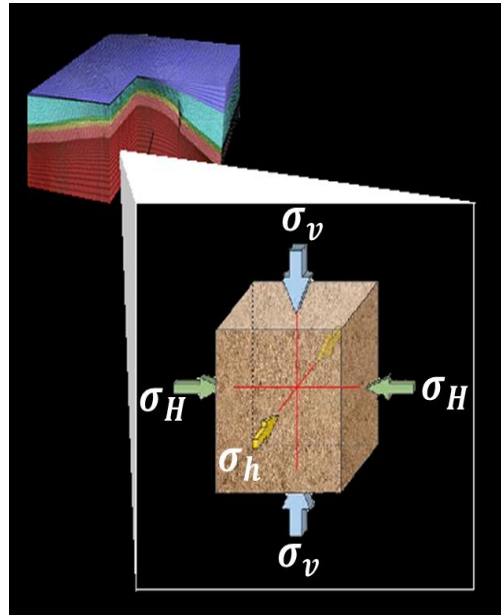


Figura 1.12 Elemento de roca en el subsuelo, mostrando los esfuerzos a los que está sometido.

b) Procesos tectónicos

El movimiento de las placas tectónicas es el origen principal de los esfuerzos regionales en la litósfera. Los movimientos de estas placas originan esfuerzos que surgen por diferentes procesos:

- Por el choque de placas en las zonas de subducción;
- Por el empuje de las cordilleras oceánicas asociado a su elevación topográfica relativa al suelo marino;
- Por la interacción entre placas adyacentes; y
- Por el arrastre entre la litosfera y las capas subyacentes de la tierra en la medida en que las placas se mueven relativamente al manto.

c) Efectos térmicos y de presión

La expansión o contracción térmica de las rocas puede inducir esfuerzos si las rocas no son libres de moverse. Ya que diferentes rocas tienen diferentes

coeficientes de expansión térmica, los cambios de temperatura inducen esfuerzos diferentes en dos tipos de roca adyacentes, como podría ser una caliza y una arenisca. Adicionalmente, como las rocas tienen diferentes módulos elásticos, los cambios de presión asociados con el incremento o disminución de la sobrecarga de rocas inducen diferente magnitud de deformación, si no hay restricción de la misma. Sin embargo, si las deformaciones son restringidas, deben generarse esfuerzos diferenciales de suficiente magnitud para satisfacer estas condiciones.

d) *Efecto de la presión de los fluidos*

La existencia de presión de fluidos en las rocas afecta su respuesta mecánica y puede causar fracturas extensionales. Se pueden generar valores altos de presión de poro (por encima de la presión hidrostática) por la compactación de sedimentos impermeables, los cuales se compactan más rápido de lo que el fluido es capaz de salir. Otros mecanismos de sobrepresión se derivan de procesos geoquímicos y metamorfismo³.

1.2.6 Esfuerzos actuando en la pared del agujero.

Los esfuerzos en una roca alrededor de un pozo estarán en función de la posición relativa del agujero, y solo serán de la misma magnitud de algunos de los esfuerzos externos en la frontera. El nivel de esfuerzos define la carga en la pared del agujero, la dureza de la roca y la resistencia a soportar esta carga. Se han escrito un gran número de publicaciones sobre este tema (McLean & Addis 1988, y Aadnoy & Chenevert 1987). Está bien establecido que la estabilidad del agujero recae en dos grupos principales:

- *El fracturamiento del agujero a altas presiones.* En realidad es una falla por tensión, donde la consecuencia puede ser la pérdida de circulación. En una situación de control de presión esto es de cuidado, y la perforación puede ser detenida hasta que la circulación esté reestablecida.

- *Colapso del agujero a bajas presiones.* Esta es una falla de corte causada por un alto esfuerzo radial alrededor del agujero, excediendo la dureza de la roca. Hay muchas variaciones del fenómeno de colapso. En algunos casos la roca puede ceder resultando en una compactación del agujero. En otros casos ocurre una falla más catastrófica resultando en un colapso, lo cual de nuevo puede conducir a problemas de limpieza del agujero.

Para un material que se comporte linealmente elástico, la mayor diferencia de esfuerzos ocurre en la pared del agujero, por lo que se espera de allí se inicie la falla. La figura 1.13 ilustra los esfuerzos actuando en la pared del agujero cuando se varía la presión del pozo. La figura 1.13a muestra los tres principales esfuerzos actuando en un agujero vertical en una formación con esfuerzos horizontales isótropos. El esfuerzo radial actuando en la pared del agujero es en realidad la presión ejercida por el fluido de perforación. El esfuerzo axial es igual al esfuerzo de sobrecarga para un pozo vertical. Sin embargo, alrededor de la circunferencia del agujero se encuentra actuando el esfuerzo tangencial. El esfuerzo depende fuertemente de la presión del agujero. Estos tres esfuerzos pueden ser expresados en su forma más simple como:

$$\begin{array}{ll}
 \sigma_r = P_w & \text{Esfuerzo Radial} \\
 \sigma_\theta = 2\sigma_a - P_w & \text{Esfuerzo Tangencial} \\
 \sigma_v = cte & \text{Esfuerzo Vertical}
 \end{array} \quad (1.6)$$

Para entender los mecanismos de falla en el pozo en el contexto de esfuerzos del agujero, se tiene la figura 1.13b. Los componentes de los tres esfuerzos están graficados como una función de la presión del pozo. El esfuerzo vertical, o sobrecarga no se encuentra influenciado por la densidad del fluido de control y permanece constante. El esfuerzo radial es igual a la presión del pozo y por lo tanto tiene una pendiente unitaria en el diagrama. El esfuerzo tangencial decrece con una presión del agujero incrementada¹.

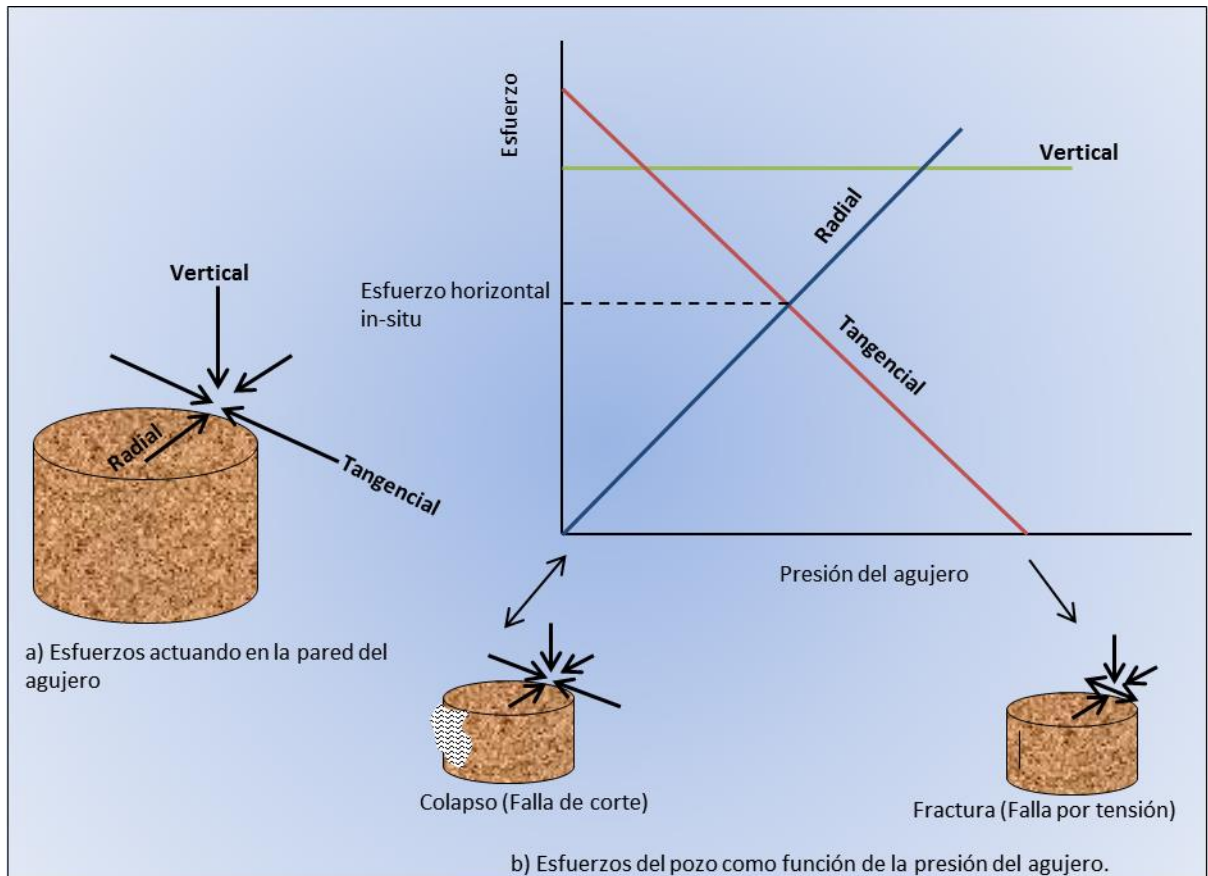


Figura 1.13 Esfuerzos en el agujero al variar la densidad del fluido de control.

A presiones bajas del agujero, el esfuerzo tangencial es alto. Dado que hay una diferencia significativa entre el esfuerzo radial y tangencial surge un esfuerzo de corte considerable. Es este esfuerzo de corte que al final resulta en un colapso del agujero. Por otra parte, a altas presiones del agujero el esfuerzo tangencial va en tensión. Debido a que las rocas son débiles en tensión, el agujero se fracturará a altas presiones, resultando usualmente en una fractura axial. Estos dos tipos de fallas están indicados en la Figura 1.13b. Se pueden evaluar modelos de falla más complejos (Maury, 1993), pero eso no se tratará aquí.

Se observa que presiones de agujero bajas y altas producen condiciones de esfuerzo altos, y provocan un estado de falla en el agujero. Por inspección de la figura 1.13b se ve que en un punto dado el esfuerzo radial y tangencial son iguales.

Aquí la densidad del fluido de control es igual al esfuerzo in-situ y no hay esfuerzos anormales mayores.

1.2.7 Pruebas de goteo y estimación de esfuerzos

El gradiente de fractura, utilizado en el diseño de pozos, se describe como la presión del pozo requerida para vencer a los esfuerzos actuando en la región del pozo y a la fuerza de tensión de la roca que lo conforma. Consiste de dos componentes: el gradiente de iniciación de fractura y el gradiente de propagación de fractura. La presión de propagación de la fractura está relacionada con el esfuerzo principal mínimo y ligeramente lo excede. El gradiente de fractura para propósitos de diseño es el mayor de los dos.

Las estimaciones de las magnitudes del esfuerzo mínimo y el gradiente de fractura son obtenidas de tendencias basadas en la profundidad y de cálculos de cuencas pasivas. Estas estimaciones pueden ser refinadas utilizando pruebas de goteo, pruebas de fracturamiento hidráulico y datos de pérdida de fluido de control de pozos de correlación para tomar en cuenta la componente tectónica de los esfuerzos horizontales.

Se asume que las pruebas estándares de goteo (LOT) miden “el gradiente de fractura”. Sin embargo, si se repiten pruebas de goteo dentro de una sección del agujero se pueden obtener presiones de agujero diferentes en la profundidad de la zapata. Esto indica que el gradiente de fractura, como se midió en la prueba de goteo no es absoluta y puede incrementar o disminuir con el tiempo pudiendo no siempre representar las magnitudes de los esfuerzos actuando en la profundidad.

Las pruebas de goteo son interpretadas inconsistentemente para la estimación de esfuerzos dentro de la industria petrolera. La falla de la pared del pozo no es la meta de la prueba de goteo; por lo tanto, los valores obtenidos de la pruebas deberían ser equivalentes a una presión de inicio de fractura que es dependiente tanto de la magnitud del esfuerzo como de la anisotropía de esfuerzos actuando en el pozo. La ausencia de falla y propagación de fractura del pozo más

allá de la región cercana en las pruebas de goteo evita la medición directa del esfuerzo horizontal mínimo. Consecuentemente, las magnitudes de los esfuerzos no pueden ser inferidas sin una suposición sobre la anisotropía de esfuerzos horizontales y fuerza de tensión de la roca.

Breckels, van Eekelen & Bell establecieron que las pruebas de goteo exceden la magnitud del esfuerzo horizontal mínimo. La diferencia se atribuye a la concentración de esfuerzos actuando alrededor del pozo. Sin embargo, la magnitud del esfuerzo horizontal mínimo raramente es medida directamente en formaciones donde se realizan las pruebas de goteo para permitir una comparación directa. Las pruebas de goteo extendidas, hacen posible que se alcance un escenario de propagación de fractura permitiendo determinar la magnitud del campo de esfuerzos y son por lo tanto superiores para el propósito de la estimación de esfuerzos.⁵

1.2.8 Estado de esfuerzos in-situ.

En cuencas sedimentarias que no han estado sometidas a deformación tectónica, es de esperarse que el campo de esfuerzos in-situ esté dominado por el esfuerzo de sobrecarga. En tal caso los esfuerzos principales deberían ser verticales y horizontales y esfuerzo principal vertical debería tener una magnitud igual al máximo esfuerzo compresivo que sería igual al peso de la columna de rocas. El esfuerzo horizontal, sin embargo, es más difícil de estimar. Es posible suponer que los sedimentos se comportan como un sólido elástico, y que la geometría de la cuenca requiere que la expansión o deformación lateral sea cero.

Para valores típicos de la relación de Poisson ($\nu = 0.25 - 0.33$) esta relación indica que los esfuerzos horizontales deben ser sólo de un tercio a un medio del valor del esfuerzo vertical. Sin embargo, mediciones hechas en cuencas sedimentarias con la técnica de fracturamiento hidráulico muestran valores mucho más altos, concluyéndose que las suposiciones en las cuales se basó el cálculo no son realistas. Se podría suponer por ejemplo, que los sedimentos se comportan de

una manera dúctil y tomar un valor de $\nu = 0.5$. Esto resulta en valores de esfuerzo horizontal iguales a los verticales, lo cual tampoco se ajusta a la realidad en estas cuencas sedimentarias sin tectonismo. Sin embargo, se obtienen valores límites que engloban las magnitudes en las que pueden estar los esfuerzos horizontales.

Las pruebas de goteo normalmente se realizan dos o tres veces en un pozo. Es por esto que no proporcionan información suficiente sobre los cambios del gradiente de fractura (variación de esfuerzos) dentro de las diferentes litologías y con la profundidad. Se han desarrollado muchos enfoques teóricos para interpolar gradientes de fractura y magnitudes de esfuerzos entre las mediciones de las pruebas de goteo y tomando en cuenta variaciones litológicas¹.

Para una cuenca pasiva, los cálculos de la magnitud del esfuerzo horizontal dependen de una relación lineal elástica en el cual las magnitudes de los esfuerzos horizontales son, por definición, iguales⁸:

$$\sigma_h = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right) \sigma_v + P_p \left(\frac{1-2\nu}{1-\nu}\right) \quad (1.7)$$

donde

σ_h = Esfuerzo horizontal.

ν = Relación de Poisson.

σ_v = Esfuerzo de sobrecarga.

P_p = Presión de poro.

Se toman en cuenta variaciones de esfuerzos observadas utilizando diferentes valores de relación de Poisson para diferentes tipos de rocas en la ecuación anterior. Comúnmente los yacimientos, si no invariablemente, están limitados por fallas, por lo que la ecuación anterior no es apropiada para evaluar las magnitudes de los dos esfuerzos horizontales actuando a la profundidad de interés.

Asumiendo una cuenca deposicional pasiva con un estado de esfuerzos hidrostático. Esto es, alrededor de un agujero vertical, el nivel de esfuerzos horizontales es el mismo en todas direcciones. Teniendo una presión de goteo y presión de poro, la presión de fractura es alcanzada cuando el esfuerzo efectivo

radial es cero, ó $\sigma_{\theta} - P_p = 0$, de la Ecuación 1.6. Resulta la siguiente ecuación (Aadnoy & Chenevert, 1987):

$$\sigma_a = \frac{(P_f + P_p)}{2} \quad (1.8)$$

donde

σ_a = Esfuerzo horizontal promedio.

P_f = Presión de fractura.

P_p = Presión de poro.

El esfuerzo horizontal promedio es igual al promedio entre la presión de fractura y la presión de poro. Una situación de esfuerzos tectónicos con esfuerzos horizontales no hidrostáticos da una imagen más compleja. Sin embargo, el método propuesto, también podría ser utilizado en este caso, ya que el gradiente de fractura toma en cuenta implícitamente ambas situaciones de esfuerzos y la inclinación del agujero. Por ejemplo, para un pozo desviado, el diseño del gradiente de fractura puede ser corregido por la inclinación del agujero (Aadnoy & Larsen, 1989).

La ecuación 1.8 puede explicar varios de los problemas del agujero que se han discutido. Primero se hablará de las implicaciones. Si se asume que los elementos de la Ecuación 1.8 son conocidos, y lo serán, a continuación se hablará de lo que pasa si la densidad actual del fluido de control es igual al esfuerzo más bajo o al más alto de la Ecuación 1.8. La Figura 1.14 ilustra las respuestas al variar la densidad del fluido de control.

Utilizando una densidad de fluido de control igual al esfuerzo horizontal promedio σ_a , la roca cercana que rodea no es afectada por la perforación del agujero. Esta es la densidad ideal del fluido de control, y el diámetro del agujero permanecerá constante como en la figura 1.14a.

Utilizando una densidad de fluido de control inferior al esfuerzo horizontal promedio σ_a , el esfuerzo cambiará localmente. Se crea un esfuerzo circunferencial causando una disminución en el diámetro. Esto puede resultar en:

- a) Colapso del agujero,
- b) Compactación del agujero, mostrada en la figura 1.14b.

Utilizando una densidad de fluido de control mayor al esfuerzo horizontal promedio σ_a , la presión del agujero tenderá a incrementar el diámetro del agujero, causando fracturamiento si la densidad del fluido de control llega a ser demasiado alta (Figura 1.14c).

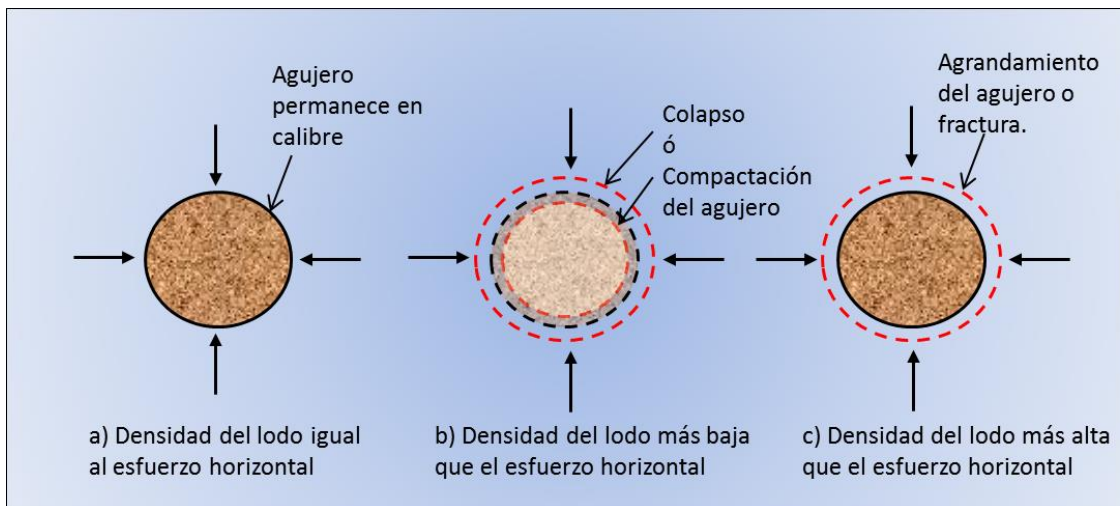


Figura 1.14 Efectos provocados al variar la presión del pozo.

La relación densidad/esfuerzos del agujero puede ser utilizada para describir problemas comunes del agujero. Esto puede ser definido como *el principio de la línea media*, que está definido por la Ecuación 1.8 y se puede escribir como:

El punto medio entre la presión de fractura y la presión de poro define la presión del agujero que es igual al esfuerzo in-situ ideal. Mantener la presión del fluido de control cercana a este nivel causa menor disturbio en la pared del agujero.

El principio de la línea media se utilizará como una primera aproximación para definir las densidades de fluido de control a ser utilizados en una operación de perforación¹.

1.2.9 Sistemas de fallas de Anderson.

El criterio de Coulomb provee una explicación teórica para la clasificación de las fallas en tres tipos: a) normales, inversas y transcurrentes. Esta explicación, es denominada teoría de fallas de Anderson (desarrollada por el geólogo británico E.M. Anderson). El criterio de Coulomb requiere que los planos de fracturas por corte contengan el esfuerzo principal intermedio σ_2 y que el ángulo entre el plano de falla y el esfuerzo principal mayor compresivo σ_1 sea menor de 45 grados. El tipo de falla que se desarrolla depende de cual de los tres esfuerzos principales es el vertical. Las estimaciones teóricas de los esfuerzos horizontales *in-situ* a una profundidad generalmente están basadas en dos situaciones: una cuenca pasiva o un régimen de esfuerzos de falla Andersoniano.

La cuenca pasiva para esfuerzos horizontales asume que no ocurre deformación lateral durante la sedimentación y los dos esfuerzos horizontales son iguales en magnitud. Los esfuerzos horizontales generados bajo esta condición resultan de la carga gravitacional de las rocas. Sin embargo, la presencia de fallas sub-paralelas constituye la condición normal en una cuenca o yacimiento indicando la naturaleza anisotrópica de los tres esfuerzos principales en profundidad. Las estimaciones de las magnitudes de los esfuerzos horizontales derivados de las consideraciones de falla Andersonianas están basadas en estudios geológicos y geofísicos y en el criterio de falla descrito por Mohr-Coulomb.

En los tres tipos de condiciones tectónicas: extensional, compresiva y transcurrente, las fallas típicas son respectivamente, fallas normales, fallas inversas y fallas transcurrentes. También se habla de cuencas en régimen transpresivas, que implican compresión más desplazamientos transcurrentes. Por supuesto, estos modelos simplifican grandemente la situación real en el subsuelo, ya que no

consideran la geometría tan compleja que presentan las estructuras geológicas en la realidad y tampoco consideran fallamientos sucesivos y desplazamientos superpuestos sobre estructuras más viejas durante el tiempo geológico.

La clasificación de fallas de Anderson relaciona tres formas de falla “puras” con el máximo, intermedio y mínimo esfuerzo, para los cuales el esfuerzo vertical es considerado un esfuerzo principal como se observa en la figura 1.15.

La presencia de orientaciones de falla consistentes sugiere que al tiempo de fallar las magnitudes de los esfuerzos horizontales no eran iguales. El conocimiento de la magnitud del esfuerzo vertical permite la estimación del esfuerzo mínimo horizontal requerido para iniciar la falla en un área normalmente fallada. La falla de la roca puede ser representada por el criterio de Mohr-Coulomb, el cual define la falla de rocas en términos de esfuerzos principales máximo y mínimo.

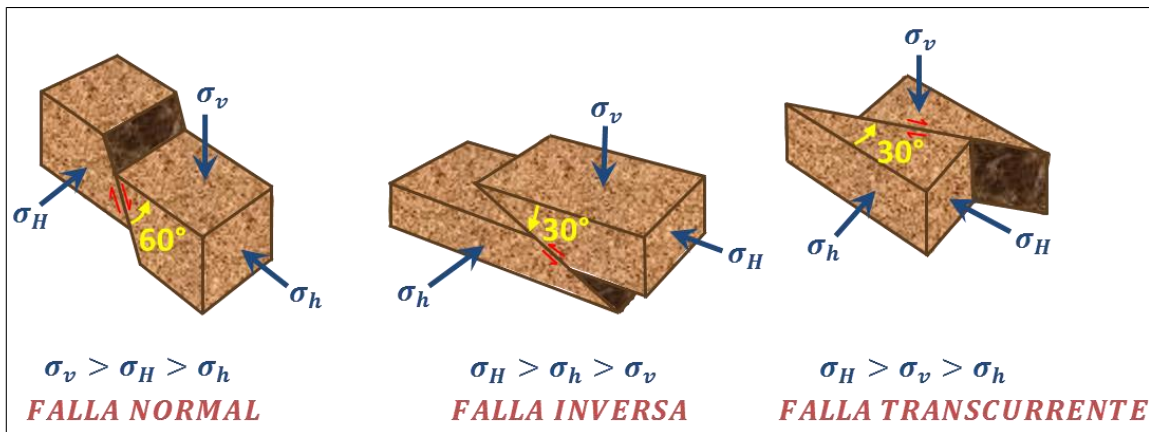


Figura 1.15 Clasificación de falla de Anderson.

De forma similar, se puede estimar el esfuerzo horizontal máximo en un área tectónica compresiva “inversa”. Un tercer tipo de falla Andersoniana, la transcurrente, requiere que los esfuerzos máximo y mínimo se ubiquen en el plano horizontal. La única información disponible sobre fallas transcurrentes concierne a la magnitud del esfuerzo principal intermedio el cual se ubica entre los esfuerzos máximo y mínimo y es igual al esfuerzo vertical.

Los esfuerzos asociados a los tipos de falla Andersonianos son utilizados comúnmente para aplicar límites a las magnitudes de esfuerzo actuando en profundidad, siguiendo la formación de las fallas. Las limitaciones al asumir esto son investigadas calculando los esfuerzos horizontales actuando paralelos a fallas normal e inversa, σ_H y σ_h respectivamente, asumiendo un bloque de falla elástico y un plano de deformación límite perpendicular a la falla^{3,8}.

1.3 El principio de la línea media.

La Figura 1.16 muestra la gráfica de gradientes de presión para un pozo. Ésta se utilizará para dar una descripción general. Se muestran cinco gradientes de presión. La línea media está dibujada utilizando la Ecuación 1.8, definida previamente. Los asentamientos de tuberías se seleccionaron con base en:

- Pronóstico del gradiente de fractura y gradiente de presión de poro.
- Escenario de brote.
- Falta de sello que provoque intervalos de pérdida de circulación.
- Minimizar efectos de problemas de estabilidad del agujero.
- Consideraciones de asentamiento de tuberías

A continuación se describirá la selección de la densidad del fluido de control para cada intervalo. Se pueden encontrar detalles sobre geología en Dhali & Solli (1992).

Intervalo del agujero de 26-24 pulgadas. Se coloca la tubería de revestimiento de 30 pg con aproximadamente 100 m de penetración. El gradiente de fractura por debajo de la tubería de 30 pg es bastante lento. Por lo que, en esta sección la densidad del fluido de control está por debajo de la línea media, durante la mayor parte del intervalo.

Intervalo de revestimiento de 16 pg. Al perforar por debajo de la tubería de 18-5/8 pg la densidad del fluido de control de la Figura 1.16 está por debajo de la línea media por dos principales razones:

- Para darle tiempo al agujero descubierto antes de incrementar la densidad del fluido de control para minimizar el riesgo de ruptura por debajo de la zapata.
- Es preferible tener un fluido de control de baja densidad durante una prueba de goteo. La gráfica de la presión de goteo cubre un amplio rango de presión, mejorando la interpretación.

Después de perforar por debajo de la tubería de 18-5/8 pg cerca de 100 m, la densidad del fluido de control se incrementa gradualmente para exceder la línea media y mantenerla por arriba para el resto de la sección. La principal razón para mantener por arriba de la línea media es para minimizar las condiciones de compactación del agujero.

Intervalo de 12-1/4 pg. Al perforar por debajo de la tubería de 18-5/8 pg hubo pérdida de circulación en varios pozos. La Figura 1.16 muestra la aproximación actual donde la densidad del fluido de control inicialmente está por debajo de la línea media. Después de perforar 100 m, se tiende a mantener la densidad del fluido de control por arriba de la línea media para el resto de la sección. Sin embargo, en el fondo, la densidad del fluido de control de la Figura 1.16 cae por debajo de la línea media por las siguientes razones:

- Para minimizar el riesgo de pérdidas de circulación;
- Para minimizar el riesgo de pegadura diferencial.

Intervalo de 8-1/2 pg. La última sección de la Figura 1.16 penetra al yacimiento. En este caso la densidad del fluido de control es máxima, y se mantiene constante a través de la sección. Las experiencias de pérdidas de circulación y pegaduras diferenciales han resultado en el uso de un fluido de control de densidad inferior a la línea media en la sección del yacimiento.

Un comentario final para la aplicación: en una sección de agujero descubierto la densidad del fluido de control debería ser sólo incrementada y no al contrario, ya que puede resultar en una compactación de agujero. Además, se ha elegido incrementar la densidad del fluido de control en pasos de 0.05 g/cm^3 , para conveniencia del ingeniero encargado del fluido de control¹.

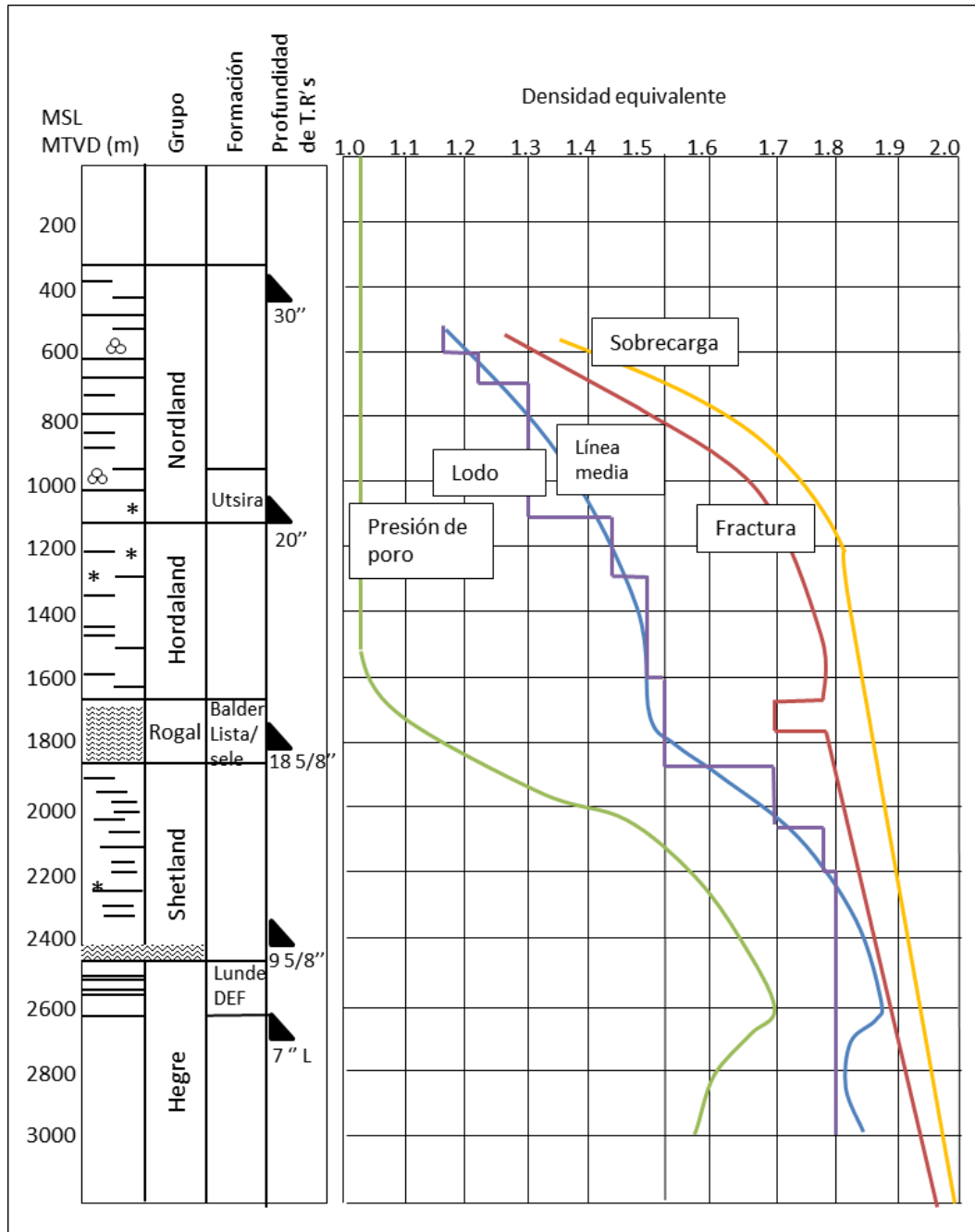


Figura 1.16 Gradientes de presión para un pozo.

1.3.1 Aplicación del principio de la línea media.

Los problemas comunes del agujero son discutidos en un contexto de mecánica de rocas. El resultado es el principio de la línea media, el cuál simplemente dice que la densidad del fluido de control debería mantenerse cercana al campo de esfuerzos in-situ en la masa de roca de alrededor. De esta manera los problemas de agujero son minimizados dado que es introducido un mínimo de perturbación en la pared del agujero. Se puede resumir la metodología de diseño de la línea media para la densidad del fluido de control como sigue:

1. Establecer un gradiente de presión de poro y una curva de gradiente de presión de fractura para el pozo. La curva del gradiente de fractura deberá ser corregida para efectos conocidos como inclinación del pozo y esfuerzos tectónicos.
2. Dibujar la línea media entre las curvas de gradiente de presión de poro y de fractura.
3. Diseñar el gradiente de la densidad del fluido de control para iniciar por debajo de la línea media inmediatamente debajo de la zapata previa.
4. Marcar intervalos de profundidad propensos a pérdida de circulación y pegaduras diferenciales, así como sus límites aceptables de densidad de fluido de control, si se conocen.
5. Diseñar paso a paso un programa de densidades de fluido de control, alrededor de la línea media, que también tome en cuenta limitaciones para los pasos 3 y 4.
6. Evitar reducir la densidad del fluido de control con la profundidad, si ocurre una inversión de la línea media mantener la densidad del fluido de control constante.

1.3.2 Esfuerzos tectónicos.

La densidad del fluido de control se ha diseñado basándose en asumir esfuerzos horizontales iguales en la formación. Esto debería ser siempre un punto

de inicio, y proporcionará para la mayoría de las aplicaciones un programa de densidades de fluido de control razonable.

Sin embargo, se observa que más adelante se dan métodos para determinar esfuerzos anisotrópicos. Para estos casos, el principio de la línea media puede ser modificado. Asumiendo que los dos esfuerzos horizontales son de diferente magnitud y están dados por σ_H y σ_h , la presión de fractura está dada por (Bradley, 1979; Aadnoy & Chenevert, 1987):

$$P_f = 3\sigma_h - \sigma_H - P_p \quad (1.9)$$

Un ejemplo demostrará el efecto de estos esfuerzos, el primer caso asume esfuerzos horizontales iguales y la densidad óptima del fluido de control está definida por la ecuación (1.8), que es:

$$\sigma_a = \frac{(P_f + P_p)}{2}$$

Esto se comparará con el segundo caso. Ahora, asumiendo esfuerzos horizontales anisotrópicos, por ejemplo $\sigma_h=0.8\sigma_H$. La Ecuación (1.9) se puede resolver para esfuerzos horizontales pequeños como sigue:

$$\sigma_h = 0.571(P_f + P_p)$$

Suponiendo que todos los factores son iguales, menos los esfuerzos horizontales, ambos casos ilustran que para un estado de esfuerzos anisotrópico la densidad del fluido de control ideal debería ser alta. No obstante, para este caso, la diferencia entre la presión de fractura y el esfuerzo horizontal mínimo es más pequeña que para el primer caso.

Para anisotropía, o esfuerzos *in-situ* diferentes la densidad del fluido de control debería ser más alta que para esfuerzos horizontales iguales. Sin embargo, el ejemplo de arriba también demuestra que la situación puede ser sujeta a pérdidas de circulación.

1.4 Optimización hidráulica.

La selección tradicional de parámetros hidráulicos de un sistema de perforación envuelve un procedimiento de optimización. Generalmente, el gasto directamente debajo de barrena se selecciona para ser optimizado. Los criterios típicos de optimización son la maximización de la energía hidráulica entregada a través de las toberas de la barrena o, la maximización la fuerza de impacto. Aunque estos criterios parecen razonables a primera vista, una mirada más cerca al sistema hidráulico total revela que puede haber limitaciones.

Se enfocará el problema de la optimización hidráulica de una forma no tradicional, se utilizará un enfoque semi-empírico para el modelo de caída de presión. Además de los métodos de optimización clásicos, como la máxima potencia hidráulica y el impacto a chorro, se obtienen nuevos criterios que toman en cuenta el gasto y el acarreo de recortes. La razón es que el criterio clásico no ha sido adecuado a la evolución de alcanzar pozos más profundos y largos¹.

1.4.1 El sistema hidráulico. Pérdidas de presión.

En esta sección se definirán algunas ecuaciones simples para desarrollar los cálculos de caídas de presión en el sistema hidráulico. Primero se investigarán algunas propiedades de varios regímenes de flujo. Bourgoyne et al. (1986) da un buen repaso sobre las ecuaciones necesarias para calcular pérdidas por fricción en tuberías y espacios anulares para fluidos no-Newtonianos.

En general se trata con dos regímenes de flujo. En el régimen de flujo laminar el fluido se mueve a través de caminos definidos y las ecuaciones de flujo son determinadas analíticamente. Por otra parte, en el régimen de flujo turbulento el fluido se mueve de manera caótica. No hay modelos analíticos disponibles para este caso, por lo tanto, se han establecido correlaciones utilizando el concepto de factor de fricción. En general, se puede decir que existen las siguientes relaciones entre la caída de presión y el gasto para fluidos Newtonianos.

Para flujo laminar:

$$P \sim \mu q \quad (1.10)$$

Para flujo turbulento:

$$P \sim \rho f q^2 \quad (1.11)$$

La caída de presión para flujo en tuberías depende del régimen de flujo; en flujo laminar la caída de presión es proporcional a la viscosidad y al gasto, y en flujo turbulento la caída de presión es proporcional a la densidad y al cuadrado del gasto. Las ecuaciones 1.10 y 1.11 son válidas para fluidos Newtonianos. Para fluidos no-Newtonianos existen relaciones más complejas. Como las descritas por Bourgoyne et. al (1986). Sin embargo, las tendencias son similares, y dado que no se van a utilizar estas ecuaciones en el análisis no se citarán más.

La figura 1.17 ilustra el sistema hidráulico en un equipo de perforación flotante. Dentro la tubería de perforación la velocidad del flujo es alta debido al área pequeña de la sección transversal. La velocidad incrementa significativamente sobre las toberas de la barrena. El interior de la tubería de perforación normalmente tiene un flujo turbulento. En el espacio anular, la sección a través de la tubería en el fondo del agujero puede estar en flujo turbulento o flujo laminar, pero el resto del espacio anular, incluyendo el riser, normalmente se encuentra en flujo laminar.

Visto en el contexto de las Ecuaciones 1.10 y 1.11, se observa que se tiene una mezcla de regímenes. Por lo que, la pérdida de presión total consiste de una mezcla de las Ecuaciones 1.10 y 1.11.

Desde un punto de vista funcional, el flujo a través de las toberas de la barrena debería remover los recortes de perforación. El flujo en el espacio anular tiene la función de transportar estos recortes a la parte superior del agujero para ser desechados del equipo de perforación.

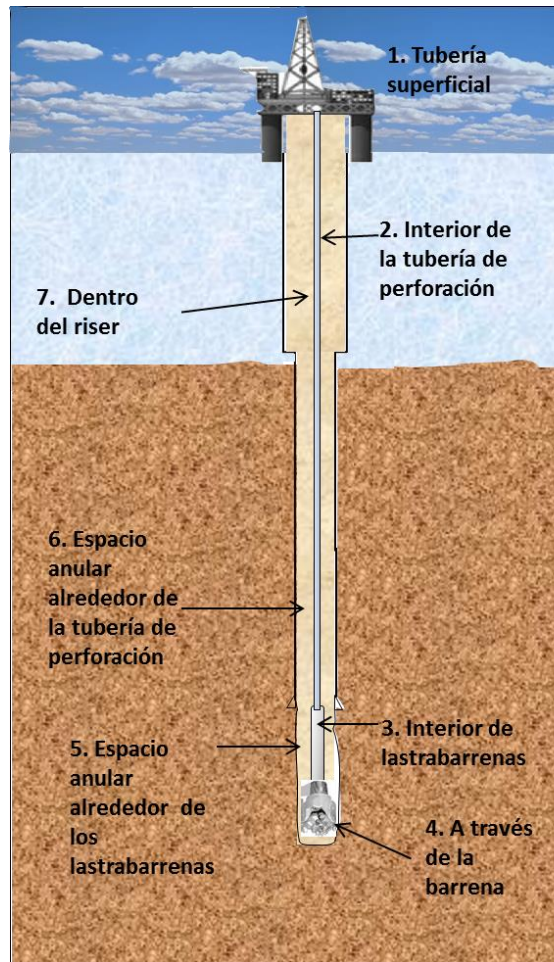


Figura 1.17 Esquema del Sistema hidráulico.

La caída de presión puede ser dividida en dos grupos:

- La caída de la presión a través de las toberas, que ayuda al proceso de perforación proporcionando limpieza y potencia hidráulica.
- La caída de presión en el resto del sistema, o la caída de presión del sistema. También llamada caída de presión parásita, debido a que no contribuye al proceso de perforación.

Si se considera el sistema hidráulico de la figura 1.17 como un pozo, se puede dividir la caída de presión total en grupo útil y grupo parásito como sigue:

$$P_1 = P_2 + P_3 \quad (1.12)$$

donde

P_1 = Presión de la bomba

P_2 = Caída de presión a través de las toberas de la barrena

P_3 = Caída de presión parásita, o pérdidas del sistema.

Se considerarán por un momento las caídas de presión parásitas. Se observa de las Ecuaciones 1.10 y 1.11 y de la Figura 1.17 que se tiene una mezcla de regímenes. En vez de modelar cada elemento del sistema y agregar sus contribuciones, se utilizará una ecuación simple que describe el sistema del agujero⁹.

$$P_3 = Cq^m \quad (1.13)$$

donde

C = Constante denominada caída de presión por fricción por gasto unitario, la cual depende de las características del fluido y de la geometría del pozo

m = Constante que depende principalmente del régimen de flujo y de las características del fluido. El valor de la constante m varía entre un valor tan bajo como 1.12 y tan alto como 1.96.

Normalmente las caídas de presión en el espacio anular, o las partes laminares del sistema son del orden del 10-20% de la caída de presión total. Dentro de la sarta de perforación dominan las caídas de presión parásitas. Por lo tanto, la Ecuación 1.13 es dominada por un flujo turbulento, que resulta en un exponente ligeramente inferior a dos.

La caída de presión a través de las toberas de la barrena también debe ser evaluada. El gasto a través de las toberas está dado por la ecuación de continuidad:

$$q = v_a A_a$$

$$q = v_b A_b$$

$$q = cte$$

ó

$$v_a = \frac{q}{A_a}$$

$$v_b = \frac{q}{A_b} \quad (1.14)$$

donde

v = Velocidad

q = Gasto

A = Área

Utilizando el principio de conservación de energía y asumiendo un sistema incompresible y sin fricción, la caída de presión a través de las toberas de la barrena es: (el subíndice *a* se refiere a la tubería de perforación y *b* a las toberas, ρ es la densidad del fluido, y *g* es la constante gravitacional).

$$\frac{v_a^2}{2g} + \frac{P_a}{\rho} = \frac{v_b^2}{2g} + \frac{P_b}{\rho}$$

$$P_2 = P_a - P_b = \frac{\rho(v_b^2 - v_a^2)}{2g}$$

Se pueden introducir dos simplificaciones. Primero, se desprecia la velocidad dentro de la sarta de perforación comparada con la velocidad en las toberas, por lo que la velocidad dentro de la sarta de perforación es despreciada. Segundo, de mediciones experimentales, el flujo no es ideal, y sólo un poco más pequeño que la predicha por la ecuación de arriba.

A menudo se utiliza un coeficiente de descarga de 0.95, introduciendo estos elementos y la relación de continuidad, la ecuación de arriba se puede expresar como:

$$v_o = 0.95 \sqrt{\frac{2gP_2}{\rho}}$$

ó

$$P_2 = \frac{\rho q^2}{2gA^2 0.95^2} \quad (1.15)$$

Se han definido ahora todos los elementos requeridos para utilizar la ecuación de la caída de presión total (Ecuación 1.12). A continuación un ejemplo demostrará la aplicación.

Ejemplo.

De un pozo exploratorio, han sido medidas las siguientes pérdidas del sistema o pérdidas parásitas a diferentes profundidades del pozo mostradas en la tabla 1.2.

Es difícil mostrar el comportamiento de la caída de presión-gasto. Sin embargo, al tomar el logaritmo en ambas partes de la Ecuación 1.13, se obtiene:

$$\ln(P_3) = \ln(C) + m \ln(q)$$

Profundidad (m)	Caída de presión (psi)	Gasto (BI/min)
1200	1450	14.0
	2509	18.9
2200	1493	12.6
	3162	18.9
3200	1784	12.6
	3756	18.9

Tabla 1.2 Pérdidas de presión parásitas del pozo exploratorio.

Si la relación logarítmica dada por la Ecuación 1.13 es correcta, los datos deberían graficarse como líneas rectas en una gráfica log-log, con una pendiente igual a m (Figura 1.18). Se puede obtener el valor numérico de la pendiente

utilizando la ecuación de arriba con dos juegos de datos y restando, como se ejemplificó con los primeros juegos de datos arriba:

$$m = \frac{\ln\left(\frac{\Delta P_1}{\Delta P_2}\right)}{\ln\left(\frac{q_1}{q_2}\right)}$$

$$m = \frac{\ln\left(\frac{1450}{2509}\right)}{\ln\left(\frac{14}{18.9}\right)} = 1.82$$

y

$$C = \frac{\Delta P}{q^m}$$

Repitiendo el mismo proceso para los otros dos intervalos de profundidad se obtiene el mismo valor. Insertando este valor, y el juego de datos de la Tabla 1.2 en la Ecuación 1.13, se obtiene una ecuación para cada uno de los tres intervalos de profundidad:

- $P_3 = (11.90) q^{1.82}$ a 1200 m de profundidad.
- $P_3 = (14.90) q^{1.82}$ a 2200 m de profundidad.
- $P_3 = (17.80) q^{1.82}$ a 3200 m de profundidad.

Las tres funciones de gasto-presión se muestran en la Figura 1.18. Se ve claramente la ventaja de utilizar una gráfica log-log. Teniendo sólo dos mediciones, se puede establecer el rango completo de presión.

También se observa que sólo el factor de escala está frente a cada una de las tres expresiones de arriba que son diferentes. Una gráfica muestra además que esta constante es una función lineal con la profundidad. Resuelta como una función dependiente de la profundidad, las tres expresiones de arriba se pueden presentar como una simple ecuación:

$$P_3 = (8.52 + 0.0029 D) q^{1.82}$$

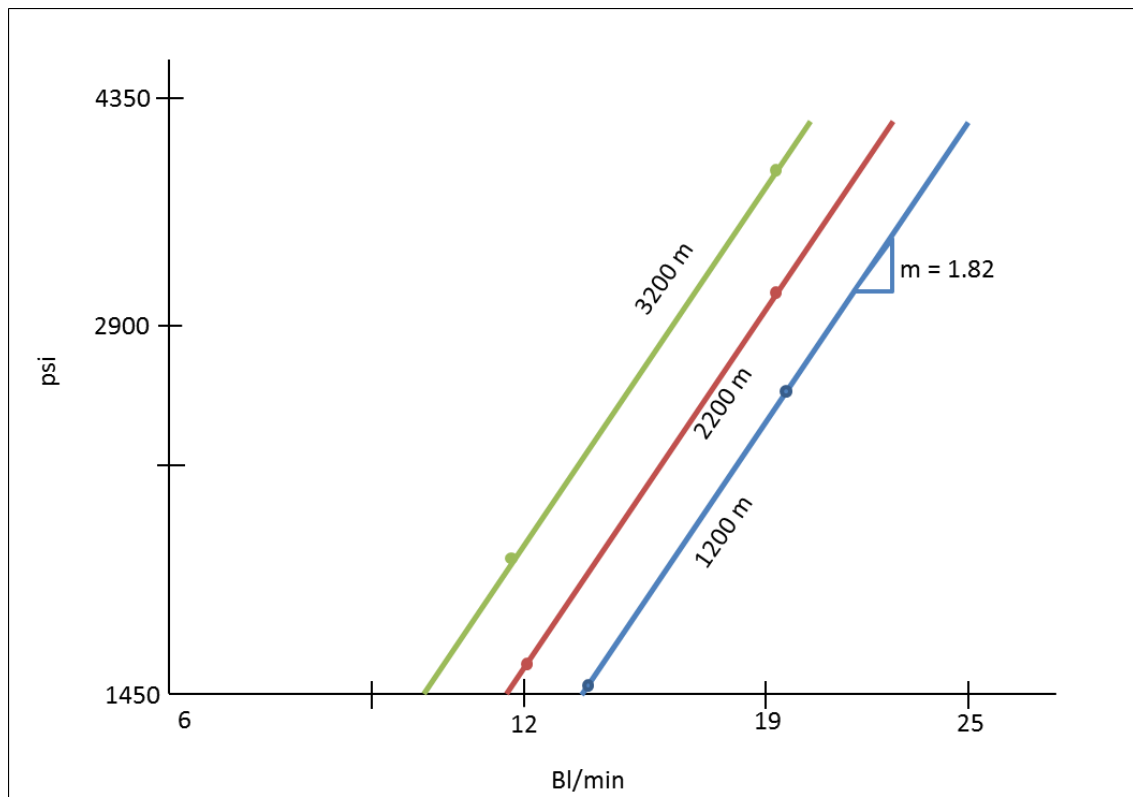


Figura 1.18 Caídas de presión del sistema para varios intervalos de profundidad.

Si se basa en pocas medidas como en el ejemplo, se debe tener cuidado de evitar extrapolar más allá del rango de mediciones. Si las mediciones no están disponibles, se puede utilizar el modelo hidráulico.

La ecuación de arriba es lineal con la profundidad. Esto era de esperarse ya que generalmente se utiliza un tipo tubería en el fondo del agujero, y sólo se agrega tubería cuando se profundiza el pozo. El incremento en la caída de presión al ir agregando tuberías es una función lineal con gasto constante.

Finalmente, el exponente m , contiene a la viscosidad y a un elemento de densidad como está indicado en las Ecuaciones 1.10 y 1.11. Si se introducen cambios significativos en las propiedades del fluido o en el equipo, este exponente ya no se mantendrá constante.

En adelante se utilizará la función de caídas de presión parásitas de arriba, pero puntualizando en el hecho de que las mismas ideas pueden ser enfocadas a modelos más complejos.

1.4.2 Criterio de optimización clásico.

Ahora brevemente se obtendrán los dos criterios clásicos de optimización hidráulica que se han utilizado por décadas, la máxima potencia hidráulica en la barrena, y la máxima fuerza de impacto del chorro de fluido de control en el fondo del pozo. Los métodos de optimización de la hidráulica consisten en determinar la caída de presión en la barrena de tal forma que la energía generada por el equipo de bombeo en superficie sea transmitida óptimamente hasta el fondo del pozo para su correcta limpieza. Esta caída de presión óptima es obtenida determinando el tamaño de las toberas en la barrena¹⁰. La potencia hidráulica a través de las toberas está dada por:

$$HP = P_2 q \quad (1.16)$$

Se puede reemplazar la caída de presión a través de la barrena por la diferencia entre la presión de la bomba y las pérdidas de presión parásitas (Ecuaciones 1.12 y 1.13):

$$HP = (P_1 - Cq^m)q$$

Para encontrar la máxima potencia hidráulica a través de la barrena, se deriva la ecuación de arriba y se iguala a cero:

$$\frac{d(HP)}{dq} = P_1 - C(m+1)q^m = 0$$

$$q^m = \frac{P_1}{C(m+1)}$$

La fracción de pérdidas parásitas sobre el total de la presión de la bomba para obtener la máxima potencia hidráulica se puede expresar como:

$$\frac{P_3}{P_1} = \frac{1}{(m+1)} \quad (1.17)$$

Este proceso se repite para el criterio de impacto. El impacto incide en el fondo del agujero. Si el impulso del fluido se destruye en el impacto, entonces la fuerza de impacto está dada por:

$$F_2 = mv$$

$$F_2 = \frac{\rho q v}{g} \quad (1.18)$$

Insertando la Ecuación 1.15, se puede expresar la fuerza de impacto en términos de pérdidas de presión y gasto en la barrena:

$$F_2 = 1.344 \sqrt{\frac{\rho q^2 P_2}{g}}$$

De nuevo insertando las Ecuaciones 1.12 y 1.13, se obtiene:

$$F_2 = 1.344 \sqrt{\frac{q^2 (P_1 - C q^m)}{g}}$$

Derivando esta ecuación e igualando a cero se obtiene:

$$\frac{dF_2}{dq} = 2P_1 - C(m+2)q^m = 0$$

$$q^m = \frac{2P_1}{C(m+2)}$$

Y la fracción de pérdidas de presión parásitas para la máxima fuerza de impacto es:

$$\frac{P_3}{P_1} = \frac{2}{(m+2)} \quad (1.19)$$

Las Ecuaciones 1.17 y 1.19 definen la fracción de pérdidas de presión parásitas que dan la máxima potencia hidráulica y el impacto debajo de la barrena. Un ejemplo demostrará la aplicación de estos conceptos.

Ejemplo

Considerando el sistema hidráulico de la sección previa, el exponente es $m=1.82$. Las fracciones de pérdidas de presión están dadas por las Ecuaciones 1.17 y 1.19:

Para la máxima potencia hidráulica:

Fracción de caída de presión parásita:

$$\frac{P_3}{P_1} = \frac{1}{(1.82 + 1)} = 0.35$$

Fracción de la caída de presión a través de la barrena:

$$1 - 0.35 = 0.65$$

Para el máximo impacto:

Fracción de caída de presión parásita:

$$\frac{P_3}{P_1} = \frac{2}{(1.82 + 2)} = 0.52$$

Fracción de la caída de presión a través de la barrena:

$$1 - 0.52 = 0.48$$

Cuando se utiliza este criterio, las toberas tienen que seleccionarse para satisfacer las fracciones definidas arriba.

Se observa que hay una dispersión considerable en las fracciones de pérdida de presión dependiendo del criterio seleccionado. Se investigarán algunos casos en un intento por evaluar deficiencias.

1.4.3 Deficiencias con el enfoque clásico.

Los dos criterios de optimización clásicos definidos anteriormente han sido utilizados extensamente. Una suposición clave es que la barrena trabaja mejor bajo estas condiciones.

En la Figura 1.19 se muestra un ejemplo numérico. Se grafica la ecuación para caídas de presión parásitas para un pozo. También, se ha asumido que la bomba está trabajando bajo una presión máxima constante. A menudo este es el caso para las secciones más profundas del pozo.

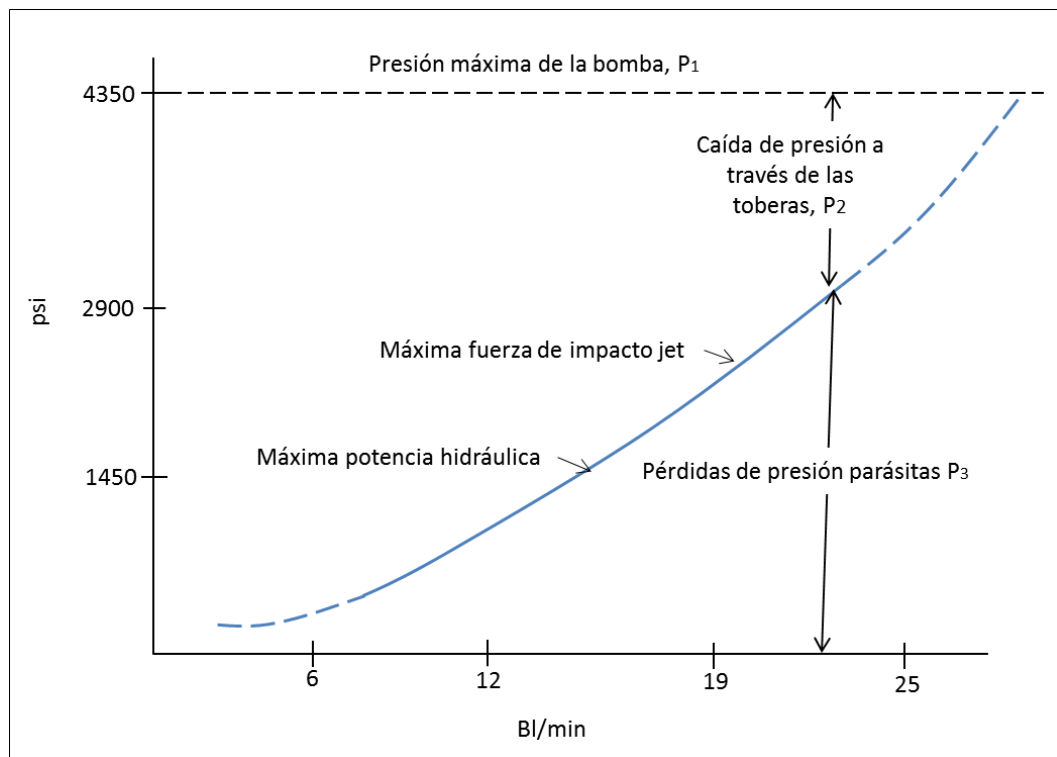


Figura 1.19 Pérdida de presión total: parásita y en la barrena, a 1200 m de profundidad.

La presión total es 4350 psi. La diferencia entre la presión total de la bomba y la presión parásita es igual a la caída de presión a través de las toberas. Se observa que para caídas de presión parásitas pequeñas, la pérdida en la barrena

es alta y viceversa. También está indicada la máxima para las dos óptimas definidas previamente. Si se busca una pérdida de presión alta, el gasto debe ser bajo. En resumen, se han comparado los tres criterios, la máxima potencia hidráulica, la fuerza de impacto máxima, y la caída de presión máxima. Todos resultan en gastos diferentes.

Después, se considerará otro elemento, que no se ha citado aún, llamado la capacidad de acarreo del fluido de perforación. Lermo (1993) investigó las relaciones entre el criterio de optimización hidráulico y el transporte de recortes en el pozo.

La figura 1.20 muestra un ejemplo de una simulación de un pozo profundo. Se muestran dos curvas para pérdidas de presión parásitas, una para un equipo rotario estándar y una para aplicación con un motor de fondo.

También se muestran dos niveles de presión definiendo las condiciones óptimas para la discusión anterior. Se observa que la máxima potencia hidráulica óptima es a 15.8 y 11.3 Bl/min, mientras que la máxima fuerza de impacto óptima es a 15.8 y 21.1 Bl/min.

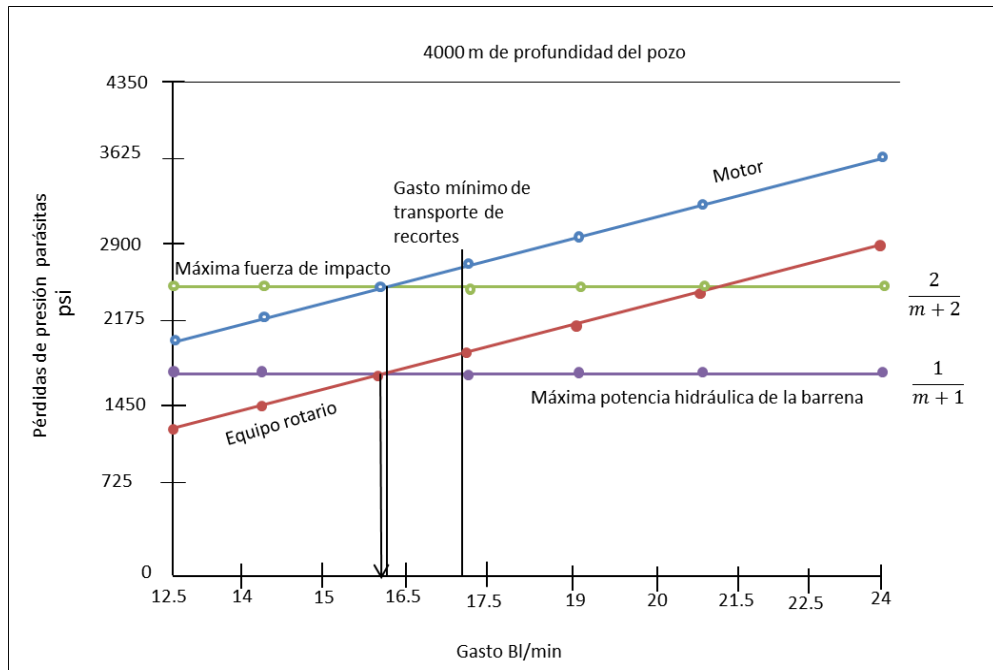


Figura 1.20 Ejemplo que muestra los requerimientos de capacidad de acarreo.

Sin embargo, también se muestra una línea a 17.1 Bl/min, que es el gasto máximo para asegurar la limpieza del agujero. En este caso, los dos gastos dados por los criterios clásicos serán insuficientes para limpiar el pozo, excepto para el caso con un equipo rotario y criterio de máxima fuerza de impacto.

Para resumir esta discusión, los siguientes elementos pueden tener importancia en la optimización hidráulica:

- Limpiar o proporcionar impacto debajo de la barrena; máxima potencia hidráulica, máxima fuerza de impacto, o presión máxima;
- Acarrear recortes fuera del pozo, gasto mínimo.

Con relación al proceso hidráulico debajo de la barrena, no se hará ninguna conclusión. Probablemente exista alguna óptima con respecto a la interacción entre la roca y la barrena pero no hay certeza del mecanismo físico que domina. Existen varias funciones, como la limpieza debajo de la barrena, o el trabajo mecánico en la roca en sí. La experiencia de trabajo sugiere que también pueden existir varias óptimas dependiendo de las propiedades de la roca

A pesar del criterio seleccionado para la barrena, no debe permitirse la acumulación de recortes en el espacio anular. Por lo tanto, el gasto mínimo para transporte debe utilizarse, aún si no coincide con otros criterios hidráulicos. Para pozos profundos, inclinados, y largos, los gastos utilizados a menudo son mayores que los predichos por los modelos clásicos. Sin embargo, en la industria falta una forma sistemática para manejar esta cuestión.

1.4.4 Limpieza del agujero con la optimización hidráulica.

Como se ha mostrado, el gasto debe ser un factor limitante para propósitos de limpieza del agujero. A continuación se mencionará brevemente el sistema hidráulico en un equipo de perforación.

Con referencia a la figura 1.17, se investigarán varios elementos del sistema hidráulico y los efectos del gasto en cada componente.

La mayoría de las pérdidas de presión ocurren antes de la barrena. Un gasto demasiado alto causa un aumento en las presiones que puede provocar fallas prematuras en la sarta de perforación. Es por esto que debe mencionarse que podría haber una desventaja al aplicar demasiada carga al sistema.

El sistema después de la barrena está mayormente limitado por el proceso de transporte de recortes. Esto es un problema central y debe ser debidamente manejado. Por lo tanto, este elemento siempre se debe satisfacer a pesar de otros criterios de optimización.

No se obtendrán las metodologías para el transporte de recortes. La principal cuestión son los nuevos criterios de optimización. Sin embargo, en la aplicación práctica de estos criterios, se deben utilizar modelos de transporte de recortes para definir los gastos mínimos para un pozo dado.¹

1.4.5 Un nuevo método para optimización hidráulica.

Tradicionalmente, se selecciona el desarrollo de criterios que relacionan los procesos físicos utilizando la máxima potencia hidráulica en la barrena y la máxima fuerza de impacto del chorro del fluido de control en el fondo del pozo.

Se considera que el gasto es el parámetro crítico para mejorar el transporte de recortes mostrado en la tabla 1.3. Las tendencias recientes en la perforación costafuera son hacia gastos más altos que los recomendados por el criterio tradicional. Sin embargo el gasto en sí no es adecuado como un criterio de rendimiento, dado que no toma en cuenta otras partes del proceso.

Se necesita de un criterio para seleccionar parámetros hidráulicos de manera sistemática en una operación de perforación. A continuación se propondrá otra manera de enfocar el problema.

Posición	Régimen de flujo	Limitación	Parámetro crítico
1. Tubería superficial	Turbulento	Desgaste	
2. Dentro de la tubería de perforación	Turbulento	Desgaste	
3. Dentro de los lastrabarrenas	Turbulento	Desgaste	
4. A través de las toberas	Turbulento	Desgaste	
5. Espacio anular alrededor de los lastrabarrenas	Turbulento/Laminar	Deslaves	Gasto
6. Espacio anular alrededor de la tubería de perforación	Laminar	Acarreo de recortes	Gasto
7. Dentro del raiser	Laminar	Acarreo de recortes	Gasto

Tabla 1.3 Revisión del sistema hidráulico.

La potencia hidráulica utilizada a través de las toberas es igual al producto qP_2 , y la máxima potencia hidráulica está definida por la Ecuación 1.17.

Se obtiene la fuerza de impacto multiplicando el gasto por $\sqrt{P_2}$ en lugar de P_2 como en la potencia hidráulica, como lo muestra la Ecuación 1.18.

Tomando ventaja del modelo indicado arriba y definiendo una variable no-física que es producto de $q^{n/2}\sqrt{P_2}$ donde el parámetro n esta definido como un índice de desarrollo.

Derivando esta función e igualando a cero se obtiene la óptima:

$$\frac{d(q^{n/2}\sqrt{P_2})}{dq} = 0$$

Las Ecuaciones 1.12 y 1.13 expresan la caída de presión en la tobera como las caídas de presión de la bomba y parásita:

$$P_2 = (P_1 - Cq^m)$$

Combinando las dos ecuaciones de arriba y resolviendo se obtiene una ecuación general para el criterio de optimización como sigue:

$$q^m = \frac{nP_1}{C(m+n)}$$

$$P_3 = \frac{P_1 n}{(m+n)} \tag{1.20}$$

Se pueden obtener un buen número de criterios utilizando los desarrollos indicados, la Tabla 1.4 resume esto.

Índice de desarrollo	Ecuación	Criterio	Fracción de pérdida de presión parásita	Gasto
1	qP_2	Máxima Potencia	$\frac{1}{(m+1)}$	$\frac{P_1}{C(m+1)}$
2	$q\sqrt{P_2}$	Máximo fuerza de impacto.	$\frac{2}{(m+1)}$	$\frac{2P_1}{C(m+2)}$
3	$q^{3/2}\sqrt{P_2}$	Nuevo A	$\frac{3}{(m+1)}$	$\frac{3P_1}{C(m+3)}$
4	$q^2\sqrt{P_2}$	Nuevo B	$\frac{4}{(m+1)}$	$\frac{4P_1}{C(m+4)}$
5	$q^{5/2}\sqrt{P_2}$	Nuevo C	$\frac{5}{(m+1)}$	$\frac{5P_1}{C(m+5)}$

Tabla 1.4 Revisión del criterio de optimización.

Caso de campo.

El pozo estudiado en el caso de campo es vertical, y clasificado como un pozo exploratorio. El problema es el diseño de la hidráulica para la sección de 12-1/4 pg en el intervalo 1200-1300 m. se eligió una barrena PDC para perforar esta sección. Esta barrena tiene una tobera central y cinco toberas entre los cortadores. Primero se realizó un estudio para resumir experiencias pasadas con esta barrena en particular.

La Tabla 1.5 resume algunos de los parámetros. Fue de particular interés la observación de que 8 de las 18 barrenas fueron diseñadas con toberas centrales conectadas. Por esta razón, se recomendó la tobera central estándar de 12/32 pg aumentada en tamaño para mejorar la limpieza debajo de la barrena. No existe una correlación entre el ritmo de perforación y el número de toberas centrales conectadas. La experiencia es que una vez que la tobera central es conectada, el ritmo de perforación decrece significativamente, dando como resultado tener que sacar la barrena.

Se puede utilizar la Tabla 1.5 para argumentar que la tobera central es particularmente sensible en este diseño de barrena, y que debe ser citada en el diseño hidráulico.

La Figura 1.21 muestra las caídas de presión parásitas a una profundidad de 1200 m, 2200 m, y 3200 m. También se muestra la presión máxima de la bomba permitida a 4205 psi. Se muestran otros tres criterios, llamados el gasto mínimo aceptado para el sistema de medición mientras perfora (MWD), el gasto al cual el flujo se vuelve turbulento en el espacio anular en el fondo del agujero, y el gasto mínimo que asegura una buena limpieza del agujero. Este es el factor que posteriormente domina el diseño, y por lo general es el caso, es por esto que se acepta el flujo turbulento alrededor de la sarta en el fondo del pozo.

N° de barrena	Toberas	Q (Bl/min)	ROP (m/hr)	Observaciones
1	5 x 16, 1 x 12	18.6	1.5	Con tobera central conectada.
2	5 x 19, 1 x 12	16.7	9.8	
3	5 x 16, 1 x 12	16.4	13.6	
4	5 x 19, 1 x 12	14.5	18.2	
5	5 x 18, 1 x 12	15.1	14.9	Con tobera central conectada.
6	6 x 12	16.4	18.3	
7	5 x 14, 1 x 12	15.1	15.4	
8	5 x 15, 1 x 12	15.4	24	
9	5 x 14, 1 x 12	15.1	4.8	
10	5 x 14, 1 x 12	15.9	23.8	
11	5 x 19, 1 x 12		20	Con tobera central conectada.
12	5 x 19, 1 x 12		30	
13	5 x 18, 1 x 12		10	
14	5 x 18, 1 x 12		22	Con tobera central conectada.
15	5 x 19, 1 x 12		7	Con tobera central conectada.
16	5 x 18, 1 x 12		27	Con tobera central conectada.
17	5 x 19, 1 x 12		16	Con tobera central conectada.
18	5 x 19, 1 x 12		19	Con tobera central conectada.

Tabla 1.5 Resumen de primeras corridas de barrenas.

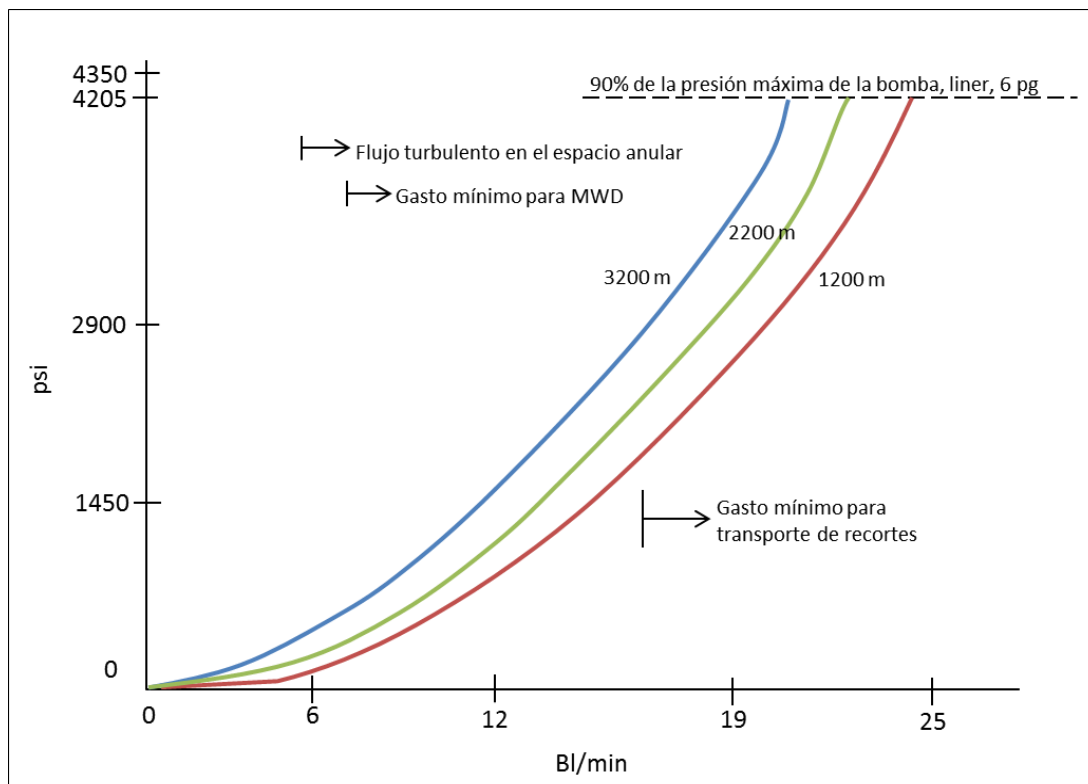


Figura 1.21 Pérdidas de presión parásitas y gastos obligados.

Estos datos se volvieron a graficar en escala log-log en la Figura 1.22. Para este pozo, la pendiente es: $m = 1.82$. Además, se muestra los cinco criterios de optimización de la Tabla 1.4.

El nuevo criterio B fue seleccionado para la operación, principalmente porque se intentó mantener el gasto por arriba del flujo crítico para el transporte de recortes, 16 Bl/min.

Se puede ver de la figura 1.22 que el gasto debería variar idealmente de 22 Bl/min a 1200 m a 16 Bl/min a 3200 m, con aproximadamente 18 Bl/min a 2200 m, el criterio clásico recomienda un gasto inferior como se muestra. Estos datos se resumen en la Tabla 1.6.

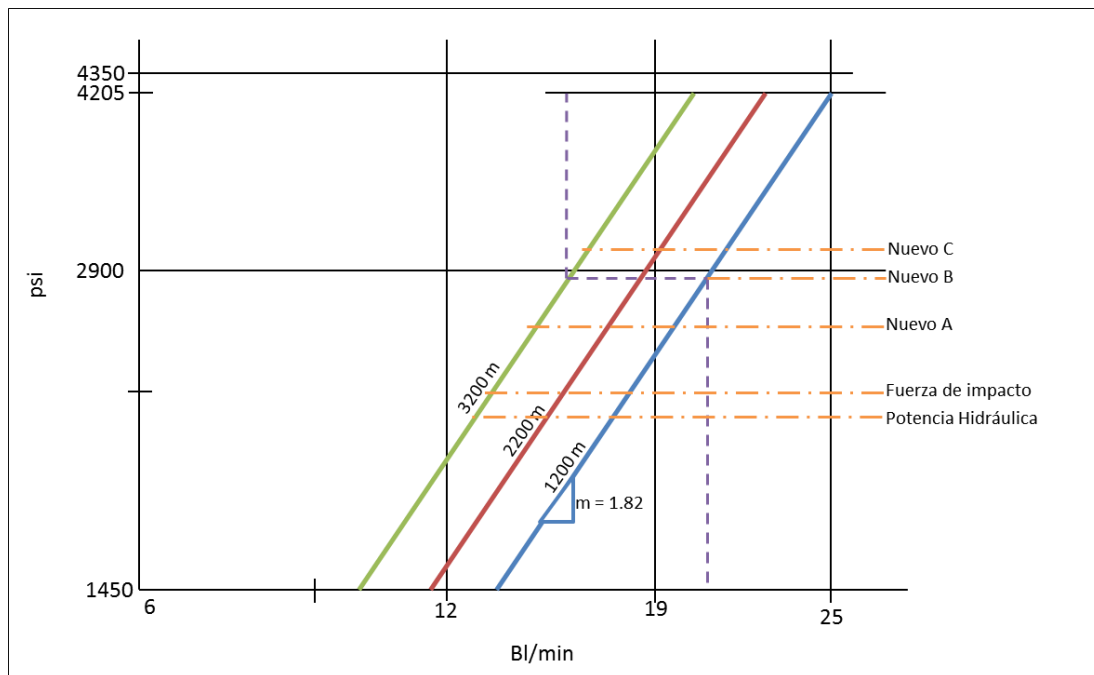


Figura 1.22 Determinación de rangos de gasto y criterio de optimización.

Criterio	Porcentaje de pérdida de presión parásita	Rango de gasto (Bl/min)
Máximo poder hidráulico	54	17.6-13.8
Máximo impacto	52	17.9-14.3
Nuevo A	63	19.3-15.4
Nuevo B	69	20.4-16.2
Nuevo C	73	21.2-17.6

Tabla 1.6 Parámetros para el caso de campo.

El resultado del avance de la barrena fue 1238 m perforados, un record con este tipo de barrena en particular. No se realizó la conexión de toberas aunque este caso de campo no es prueba de los modelos nuevos presentados aquí, muestra que la planeación da resultados. En este caso se introdujeron dos cambios, un gasto mayor en el sistema del agujero, y un gasto incrementado en la tobera central de la barrena.

Las tres líneas de la figura 1.22 definen los niveles de profundidad 1200, 2200, y 3200 m. mientras se profundiza en el pozo, la pérdida de presión parásita incrementa debido a la tubería agregada. Para evitar exceder la presión máxima de la bomba de 4205 psi, el gasto tiene que decrecer gradualmente

De la Tabla 1.6 y del nuevo criterio B, vemos que el gasto propuesto es 20.4 Bl/min a 1200 m de profundidad, decreciendo a 16.2 Bl/min a 3200 m. durante una operación de perforación actual, el gasto será reducido gradualmente al monitorear la presión de la bomba.

El proceso de la selección de la tobera actual se demostrará con el siguiente ejemplo:

A 1200 m de profundidad, el gasto es 20.4 Bl/min, y la fracción de pérdidas parásitas se toma de la Tabla 1.4.

$$\frac{4}{(m + 4)} = \frac{4}{(1.82 + 4)} = 0.69$$

ó

$$0.69 \times 4205 \text{ psi} = 2,901 \text{ psi}$$

Y la pérdida de presión a través de las toberas:

$$4205 - 2901 = 1304 \text{ psi}$$

El área de tobera requerida puede ser calculada con la Ecuación 1.15:

$$A = \frac{q}{0.95} \sqrt{\frac{\rho}{2gP_2}}$$

Usando unidades de: densidad (lb/gal), gasto (Bl/min), presión (psi), y constante gravitacional (pie/s²), el área de toberas en pg² se puede obtener multiplicando la ecuación de arriba por 3.07. El resultado es:

$$A = \frac{3.07(20.4)}{0.95} \sqrt{\frac{13.72}{2(32.2)1304}}$$

$$A = 0.84 pg^2$$

Utilizando cinco toberas de 13/32 pg y una de 16/32 pg el área obtenida es aproximadamente:

$$A = 5\pi \left[\left(\frac{1}{2} \right) \times \left(\frac{13}{32} \right) \right]^2 + \pi \left[\left(\frac{1}{2} \right) \times \left(\frac{16}{32} \right) \right]^2 = 0.85pg^2$$

Repitiendo este proceso en las otras dos profundidades, se puede resumir el programa de toberas como sigue, si se supone una barrena con seis toberas (Tabla 1.5) en una aplicación práctica se tiene que considerar la longitud de penetración para cada barrena, dado que sólo se pueden cambiar las toberas cuando se saca la barrena. Si se asume una barrena para cada uno de los intervalos de la Tabla 1.7, se pueden utilizar en el intervalo de 1200-2200 m cinco toberas de 13/32 pg y una de 16/32 pg. Sin embargo, dado que se está dando enfoque en el gasto crítico para transporte de recortes en el intervalo del fondo, se recomienda utilizar las toberas diseñadas para la profundidad de 3200 m. Si se espera que la barrena avance más o disminuya su avance, la selección de las toberas debe ser evaluada de acuerdo a esto.

Profundidad (m)	Barrenas (pg)
1200	Cinco 13/32, una 16/32
2200	Cinco 12/32, una 16/32
3200	Cinco 11/32, una 16/32

Tabla 1.7 Selección de las toberas óptimas para el Criterio Nuevo B.

Criterio de optimización propuesto para varios tipos de pozos.

Lermo (1993) evaluó varios tipos de pozos a varias profundidades y utilizó varios simuladores comerciales disponibles para el análisis de transporte de recortes.

La Tabla 1.8 ilustra algunos resultados para la sección del agujero de 12¼ pg. Aunque la tabla define criterios ajustables para la perforación de los pozos, la columna de la derecha propone un criterio más fuerte si se cree que la limpieza del agujero es un problema. Si se torna un colapso del agujero significativo, por ejemplo, se debe aplicar un criterio más fuerte para asegurar un buen transporte de recortes.

Longitud del pozo	Pozos verticales	Pozos desviados perforados con motor	Pozos desviados perforados sin motor	Criterios más fuertes.
< 2500 m	Máx. HP o máxima fuerza de impacto	Máx. HP o máximo impacto	Máximo impacto	Nuevo A
2500-4000 m	Máx. HP máxima fuerza de impacto	Máximo impacto	Nuevo A	Nuevo B
>4000 m	Máx. HP máxima fuerza de impacto	Máximo impacto o Nuevo A	Nuevo B	Nuevo C

Tabla 1.8 Criterio de optimización propuesto para un agujero típico de 12-1/4 pg.

Para las secciones de 17-1/2 la capacidad de acarreo de recortes se vuelve más crítica. Para pozos verticales, el criterio de la Tabla 1.4 asegura un transporte de recortes adecuado. Sin embargo, cuando los pozos están inclinados con una desviación que excede los 45°, se requiere un incremento significativo de gasto.

Lermo recomienda el uso de tres bombas de fluido de control en lugar de dos, y el proceso de optimización también considera la selección del tamaño de la bomba. En general, ambos criterios, el criterio Nuevo B y el criterio Nuevo C fueron el resultado de los procesos de optimización.

También se investigaron los efectos de cambiar el tamaño de la tubería. Al incrementar el tamaño de la tubería, las pérdidas de presión parásitas decrecen y la velocidad del flujo en el espacio anular incrementa, mejorando el proceso total. La Figura 1.23 ilustra esto en una gráfica de caída de presión parásita vs gasto. Las tres curvas representan las pérdidas del sistema para tres tamaños de tubería. El criterio Nuevo C es aplicado en cada uno de los casos y se observa que resulta un gasto más alto con tuberías más largas, debido principalmente a las reducidas pérdidas de presión parásitas. Los gastos que resultaron de este análisis están enlistados en la Tabla 1.9.

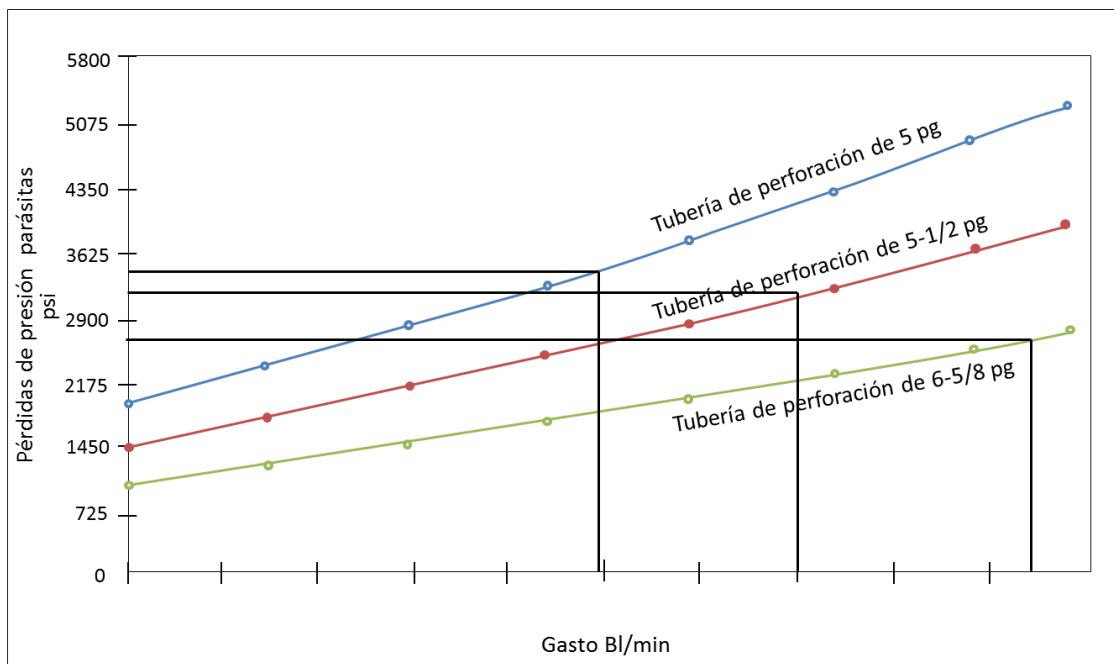


Figura 1.23 Caídas de presión y gastos con tuberías de diferentes diámetros utilizando el criterio Nuevo C. Otros datos: Diámetro del agujero: 17-1/2 pg; Longitud de la tubería de perforación 2323 m; lastrabarrenas: 177 m 8 pg de diámetro exterior, 2.81 pg de diámetro interior; densidad del fluido de control: 1.50 s.g.; punto de cedencia 28 lbf/100pies²; viscosidad plástica: 29 cp.

Tamaño de la tubería de perforación (pg)	Gasto mínimo (Bl/min)
5	22
5-1/2	24
6-5/8	27.5

Tabla 1.9 Gastos mínimos vs tamaño de tubería de perforación.

Al incrementar el tamaño de la tubería también se agrega flexibilidad al diseño hidráulico. En este capítulo se ha mostrado que los dos criterios clásicos de optimización hidráulica pueden ser inadecuados para algunos casos. Dado que la experiencia muestra que una limpieza del agujero deficiente con frecuencia es asociada a problemas del agujero, se necesitan nuevos criterios de optimización. Por lo tanto, en este capítulo se obtuvieron nuevos criterios. Éstos están desarrollados para proporcionar suficiente gasto para limpiar el agujero, y deberían proporcionar una metodología para diseñar el sistema hidráulico completo.

Antes de terminar el capítulo, se deben mencionar un par de elementos relacionados al sistema hidráulico. Un mecanismo emergente en la caída de presión es el efecto de la rotación de la sarta de perforación. Por lo común la rotación conlleva a incrementar las caídas de presión.

Finalmente, más recientemente el entendimiento ha arrojado que el elemento de limpieza del agujero es un factor importante para el torque y el arrastre. Para pozos profundos se debe obtener una buena limpieza del agujero para poder alcanzar el objetivo.

CAPÍTULO II:

EVALUACIÓN GEOMECÁNICA

La industria petrolera utiliza gradientes de presión en gran medida, y una razón clave es que el peso hidrostático del fluido de control juega un papel importante en la operación de perforación. Por lo tanto, es simple referirse a densidad en lugar de a presión, la cual podría variar con la profundidad.

Al presentar todos los datos de presión como gradientes se quita el elemento profundidad. Sin embargo, al dividir la presión entre la profundidad, la elección de nivel de referencia actual se vuelve importante. En este capítulo se revisarán algunas formas de asegurar la consistencia de los datos.

Si se están utilizando datos del mismo campo o plataforma, se pueden utilizar sin correcciones. Sin embargo, a menudo se compilan datos de equipos de perforación con diferentes elevaciones y datos de los pozos con una diferencia significativa de tirantes de agua.

El personal de perforación a menudo utiliza el piso de perforación como referencia (RKB), mientras que los geólogos con frecuencia utilizan el nivel del mar (msnm) como referencia de profundidad.

Al utilizar datos de varios orígenes se pueden introducir errores significativos. En este capítulo se mostrará cómo hacer consistentes los datos de una manera sencilla. Sin embargo, la clave es seleccionar un sistema de referencia y normalizar todos los datos a esta referencia común.

Los datos que se están considerando en este punto son la densidad del fluido de control, el gradiente de fractura, el gradiente de esfuerzo de sobrecarga, los esfuerzos horizontales y el gradiente de presión de poro. Sin embargo, todos los otros datos de gradientes también se deberían corregir a una referencia común.

2.1 Selección de la profundidad de referencia.

2.1.1 Corrigiendo a nivel del mar.

Como ya se mencionó, los geólogos a menudo ajustan los datos al nivel del mar. Esto tiene la ventaja de quitar los efectos de varias elevaciones de piso. Considerando un escenario cómo el que se muestra en la Figura 2.1. Una plataforma de perforación tiene una elevación h_f desde el nivel del mar hasta el piso de perforación. Suponiendo que a una profundidad dada D , la presión es P . Esto también puede ser la presión estática del fluido de control, una presión de fractura o una presión de poro. Expresado como un gradiente relativo al piso de perforación, está expresión se puede escribir como:

$$P = 1.421 d_{RKB} D$$

donde

P = Gradiente presión a una profundidad D (psi*m)

d = Gradiente de presión (s.g.)

D = profundidad (m).

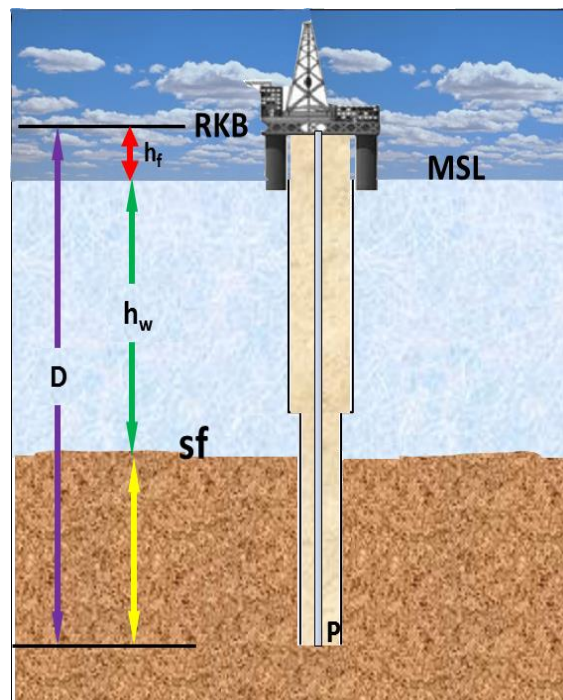


Figura 2.1 Esquema para la definición de referencias.

Para expresar esta presión relativa al nivel del mar, la presión debe ser la misma, pero el gradiente debe ser distinto debido a que el nivel de referencia es diferente:

$$P = 1.421 d_{MSL}(D - h_f)$$

Igualando ambas ecuaciones resulta una expresión para corregir los datos RKB a una referencia MSL:

$$d_{MSL} = \frac{d_{RKB} D}{(D - h_f)} \quad (2.1)$$

Si por el contrario se quiere convertir datos MSL a RKB se puede escribir:

$$d_{RKB} = \frac{d_{MSL}(D - h_f)}{D} \quad (2.2)$$

Se pueden utilizar otros niveles de referencia, el factor importante es que las presiones del fondo del agujero permanezcan constantes sin importar el nivel de referencia seleccionado.¹

2.1.2 Corrigiendo a otro piso de perforación.

Un problema común es que parte de los datos de campo son recopilados durante la perforación de exploración y parte durante la perforación de una plataforma productora. A menudo estos dos tienen diferencia de elevación en los pisos de perforación. La Figura 2.2 ilustra el problema.

Si se va a utilizar el piso de la plataforma de producción como referencia (RKB2), se definirá a éste como nivel de referencia. Una presión P a una profundidad D se puede expresar como:

$$P = 1.421 d_{RKB2} D$$

$$P = 1.421 d_{RKB1}(D - \delta_h)$$

donde

P = Presión a una profundidad D (psi).
 d = Gradiente de presión (s.g.).
 D = profundidad (m).

La ecuación corregida es entonces:

$$d_{RKB2} = \frac{d_{RKB1}(D-\delta h)}{D} \quad (2.3)$$

O, si se quiere utilizar RKB1 como referencia:

$$d_{RKB1} = \frac{d_{RKB2}D}{(D-\delta h)} \quad (2.4)$$

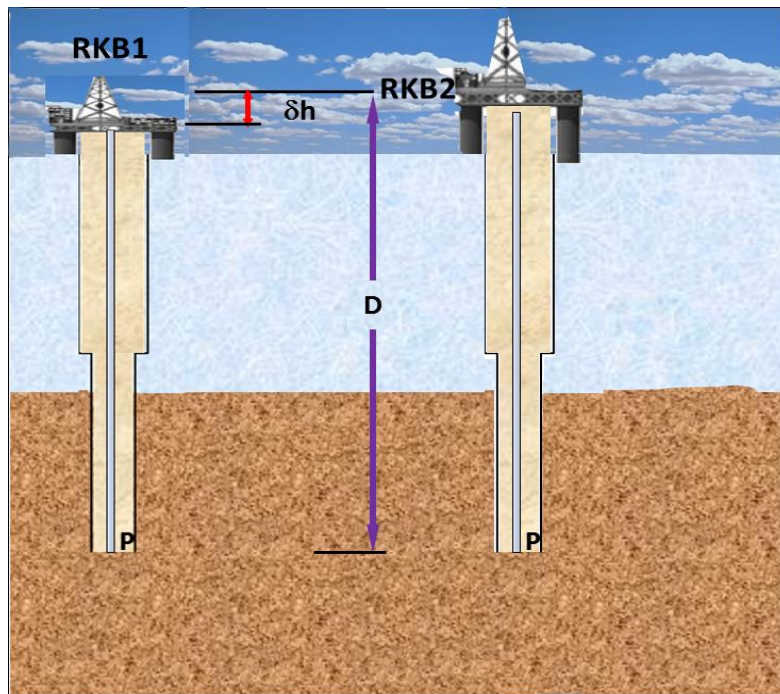


Figura 2.2 Definición de varias elevaciones de pisos de perforación.

2.1.3 Utilizando el fondo marino como referencia.

Corrección tradicional.

Nuevamente, tomando como referencia la Figura 2.1, una presión P a profundidad D, si está expresada como un gradiente de presión debería resultar en:

$$P = 1.421d_{RKB}D$$

$$P = 1.421d_{sf}(D - h_f - h_w)$$

$$d_{sf} = \frac{d_{RKB}D}{(D - h_f - h_w)} \quad (2.5)$$

Esta ecuación no es muy utilizada. En aguas someras se obtienen gradientes altos en comparación con las densidades de fluido de control utilizadas durante las operaciones de perforación actuales.

2.1.4 Removiendo el tirante de agua.

A continuación se van a presentar métodos para hacer consistentes los datos relacionados de goteo. Si se comparan datos de dos goteo someros de aguas con diferentes profundidades, el agua sólo tiene el efecto de proporcionar una capa hidrostática constante en la parte superior de la roca. No obstante, se puede seleccionar utilizar el nivel del mar como referencia. Restando la columna de agua de cada lectura de presión se ha quitado el efecto del agua. De nuevo, tomando como referencia la Figura 2.1, se puede expresar la presión neta a la profundidad D como:

$$P - P_{agua} = 1.421d_{RKB}D - 1.421(1.03)h_w$$

Entonces, el gradiente a partir del nivel del mar es:

$$P - P_{agua} = 1.421d_{sf}(D - h_w - h_f)$$

Igualando ambas ecuaciones resulta:

$$d_{sf} = \frac{(d_{RKB}D - 1.03h_w)}{(D - h_f - h_w)} \quad (2.6)$$

Este enfoque sólo se utiliza para la penetración de roca. Se nota, sin embargo, que no es consistente con los otros, por lo que los resultados no pueden mezclarse.

2.2 Interpretación de datos campo.

Un problema común en el modelado en campo tomando en cuenta datos de goteo, es manejar la dispersión considerable. El cometido debe ser transformar estos datos a una forma en la que se puedan hacer interpretaciones. Ahora se investigarán varias formas para modelar y normalizar datos, y se propondrán formas de interpretación. También, al introducir varios parámetros no es posible encontrar tendencias aparentes en los datos sin refinar. Básicamente se tienen los siguientes parámetros clave:

2.2.1 Presión de prueba de goteo (LOT).

Éste es el parámetro clave en el modelado de esfuerzos y evaluación de integridad del agujero. Normalmente se lleva a cabo una prueba de goteo después de colocar cada T.R. para asegurar la integridad antes de proceder con la siguiente sección del agujero. A veces, especialmente cuando se utiliza fluido de control base aceite, el agujero no es presurizado hasta la presión de goteo, y esto se conoce como prueba de integridad de la formación (FIT por sus siglas en inglés). Una prueba minifrac es otra clase de prueba donde el fluido es inyectado en un agujero fracturado. Sin embargo, aunque todas estas pruebas pueden ser analizadas, es importante utilizar los datos consistentemente, por ejemplo, no evaluar una prueba FIT como medida de la fuerza de fractura. La presión de goteo comúnmente se define como la presión crítica donde inicia la fractura.

2.2.2 Presión de poro (P_p).

La presión de poro asociada a cada prueba goteo es un registro importante. No obstante, dado que la mayoría de las zapatas están, colocadas en secciones impermeables de lutitas, existe una inexactitud asociada a la predicción de presión de poro, debido a que las mediciones no están disponibles.

2.2.3 Presión de sobrecarga (σ_o).

El peso de las capas de sedimentos usualmente se obtiene de la integración de registros de densidad. En las partes someras del agujero, es común que no se corran estos registros. Aquí, la densidad se puede obtener de correlaciones de registros sínicos, evaluación litológica y mineralógica o por otros métodos. El esfuerzo de sobrecarga es un parámetro importante ya que se puede utilizar como una medida del estado de esfuerzos a cualquier profundidad.

2.2.4 Litología.

Los datos de goteo pueden pertenecer a varios dependiendo de la litología de la roca. Usualmente la zapata es colocada en una sección de lutita competente, resultando en datos de goteo para una roca impermeable. Por otra parte, a veces se pierde circulación en rocas permeables. Por lo tanto, parece razonable separar los datos en dos grupos; un grupo de valores altos de goteo para lutitas y un grupo de valores bajos de goteo para otros tipos de rocas como arena, carbón y creta.

2.3 Proceso para desarrollar un análisis de campo.

Primero se deben coleccionar los datos sin refinar. El modelado es lo primero para normalizar estos datos por artificios conocidos. Los ejemplos son para ajustar los datos para varias elevaciones de pisos de perforación, para varias profundidades de agua o para otras diferencias. Segundo, si el conjunto de datos consiste en datos de pozos verticales o inclinados, podrían agruparse de acuerdo a ello. Tercero, si hay diferencias conocidas en litología, los datos deberían ser agrupados preferentemente en los dos grupos definidos arriba. Con un grupo de datos consistente a la mano, el siguiente paso es modelar esto. Ahora este proceso es para normalizar los datos para identificar similitudes y diferencias. Los ejemplos que siguen demostrarán algunas maneras en la que se pueden desarrollar. Primero se buscan los datos sin refinar, luego se estudian los esfuerzos efectivos, se

evalúan los esfuerzos horizontales en campo, y se remueven los efectos de la profundidad.

2.3.1 Evaluación de los datos de goteo.

Los datos de goteo a menudo muestran una dispersión considerable. Al evaluar este simple parámetro con frecuencia es difícil obtener buenas correlaciones. Sin embargo, como un lugar de inicio para un análisis se debería siempre empezar con una gráfica de datos de LOT vs profundidad. La calidad del análisis resulta principalmente de la demostración de una mejora en el grado de correlación cuando se consideran factores adicionales.

2.3.2 Esfuerzos efectivos.

El principio de esfuerzos efectivos simplemente dice que el esfuerzo en la matriz de la roca es el esfuerzo total menos la presión de poro multiplicada por el coeficiente de Biot. Esto es utilizado con frecuencia en mecánica de rocas. En términos matemáticos, el esfuerzo efectivo principal se expresa como:

$$\sigma' = \sigma - \alpha P_p \quad (2.7)$$

2.3.3 Esfuerzos horizontales.

Dado que una prueba LOT no es una medida directa del estado de esfuerzos de la roca, se tiene que desarrollar una expresión para los esfuerzos *in-situ*. Se asume que los datos de LOT también son válidos para pozos verticales o ajustados para representar pozos verticales. Además, también se asume que el campo de esfuerzos *in-situ* está orientado en el plano vertical y horizontal, y finalmente que los dos esfuerzos horizontales son iguales. La última condición a menudo es definida como un estado de esfuerzos hidrostático en el plano

horizontal. La relación entre los valores de LOT, el campo de esfuerzos y la presión de poro de estas condiciones están dadas por Aadnoy & Larsen (1989)

$$LOT = 2\sigma_a - P_p \quad (2.8)$$

El esfuerzo horizontal se puede encontrar simplemente resolviendo:

$$\sigma_a = \frac{(LOT + P_p)}{2} \quad (2.9)$$

Esta ecuación simplemente dice que los esfuerzos horizontales de la roca pueden ser expresados como el promedio entre los valores de goteo y la presión de poro. Además se puede evaluar el esfuerzo horizontal efectivo restando la presión de poro multiplicada por el coeficiente de Biot, como se definió con la Ecuación 2.7 resultando en:

$$\sigma'_a = \frac{(LOT - \alpha P_p)}{2} \quad (2.10)$$

Cómo se discutió en el capítulo anterior para una cuenca pasiva con esfuerzos horizontales iguales, las magnitudes de los esfuerzos horizontales es:

$$\sigma_h = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right) \sigma_v + P_p \left(\frac{1-2\nu}{1-\nu}\right) \quad (1.7)$$

2.3.4 Normalizando con la presión de sobrecarga.

Arriba se muestran varias relaciones para evaluar el campo de esfuerzos in-situ a partir de datos de goteo. Ahora se extenderán estos conceptos un poco. Las presiones de goteo normalmente aumentan con la profundidad, debido a que el estado de esfuerzos incrementa con la profundidad. Si se asume que para una cuenca deposicional pasiva el esfuerzo horizontal es proporcional al esfuerzo de sobrecarga, por ejemplo:

$$\sigma_a = K\sigma_{ob} \quad (2.11)$$

Las ecuaciones 2.9 y 2.10 se pueden expresar como:

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_{ob}} = \frac{0.5(LOT + P_p)}{\sigma_{ob}} \quad (2.12)$$

$$\frac{\sigma'_a}{\sigma'_{ob}} = \frac{0.5(LOT - P_p)}{(\sigma_{ob} - P_p)} \quad (2.13)$$

Caso de campo.

Un ejemplo demostrará la aplicación de los conceptos escritos arriba; suponiendo que se tiene el siguiente conjunto de datos (Tabla 2.1).

Pozo	Conjunto de datos	Profundidad (m)	LOT (s.g.)	P _p (s.g.)	σ _{ob} (s.g.)
A	1	899	1.46	1.04	1.63
	2	1821	1.74	1.28	1.81
B	3	901	1.55	1.04	1.60
	4	1153	1.56	1.04	1.73
	5	1907	1.81	1.34	1.82
	6	2753	1.95	1.52	1.96

Tabla 2.1 Datos de campo para normalizar con la presión de sobrecarga.

Evaluación de datos de goteo.

Los datos de LOT se muestran en la Figura 2.3. También se muestran los gradientes de presión de poro y de presión de sobrecarga asociada con cada punto de goteo. Se están utilizando gradientes en lugar de presiones, porque así se tiene una comparación directa de la densidad del fluido de control. Una primera observación es que los datos de LOT muestran un incremento con la profundidad. Esto era de esperarse dado que el estado de esfuerzos tiene que incrementar con la profundidad, debido principalmente al peso agregado de las capas de roca. La segunda observación es que los datos de LOT no son una línea recta. De hecho, si

se dibuja una curva mejor ajustada, hay una dispersión alrededor de esta curva. Tercero, los gradientes de sobrecarga y presión de poro también varían considerablemente.

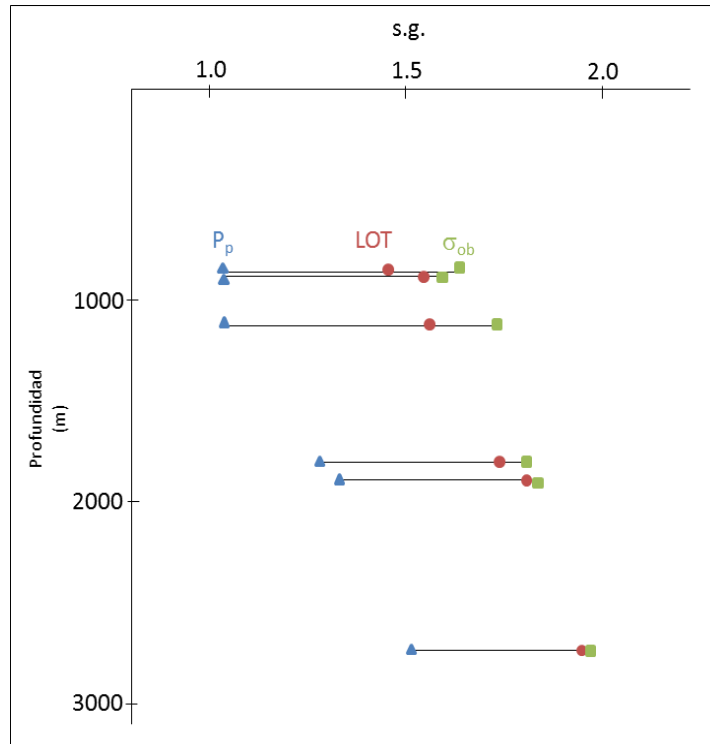


Figura 2.3 Datos de Goteo, gradientes de presión de poro y gradiente de esfuerzo de sobrecarga asociados vs profundidad.

Aunque la Figura 2.3 debería ser siempre el punto de inicio, se debe desarrollar un análisis más en un intento por encontrar similitudes geomecánicas que pudieran ser utilizadas para comparar varios pozos o campos, y también para proporcionar herramientas de modelado para planeación de nuevos pozos.

Los datos de goteo dados en la Tabla 2.1 están convertidos a presiones y graficados en la Figura 2.4. Aparentemente se obtuvo una correlación lineal razonable. En muchos casos son suficientes correlaciones como estas, dado que el nuevo pozo tiene estados de presión de poro y sobrecarga similares comparados con los pozos de referencia. Si los pozos nuevos tienen un estado de esfuerzos de

una presión de poro/sobrecarga diferente al pozo de referencia, estas presiones deberían ser incluidas en el análisis.

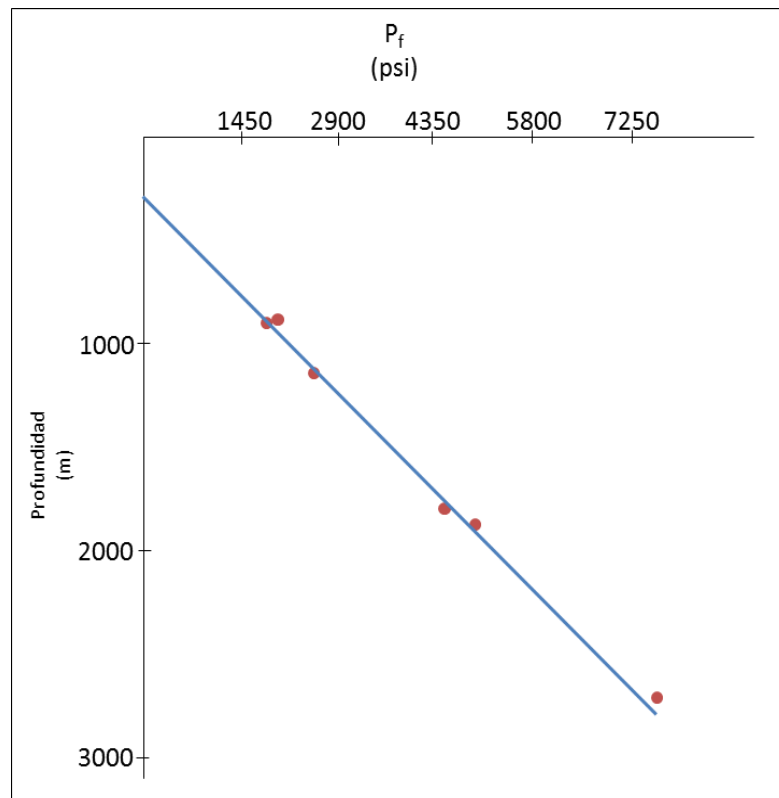


Figura 2.4 Presiones de Goteo vs profundidad.

Esfuerzos horizontales.

La ecuación 2.9 es una expresión para los esfuerzos horizontales obtenidos de los datos de goteo. Se observa que el esfuerzo horizontal estimado, asumiendo un estado de esfuerzos horizontales hidrostático, simplemente es el promedio de la presión de goteo y la presión de poro asociada. En el capítulo anterior este concepto es definido simplemente como “el principio de la línea media”.

Desarrollando los cálculos de la ecuación 2.9 se intentan evaluar dos parámetros en lugar de uno como en el ejemplo anterior. La primera entrada de la Tabla 2.1 calculada con la Ecuación 2.9 se realiza como sigue:

$$\sigma_a = \frac{(1.46 + 1.04)}{2} = 1.25 \text{ s.g.}$$

Todos los datos de la Tabla 2.1 son utilizados de esta manera para realizar los cálculos. El resultado se muestra en la Figura 2.5. Se observa que aún existe dispersión alrededor de la línea de tendencia pero en menor cantidad. Sin embargo, aún hay una tendencia a incrementar con la profundidad como era de esperarse. Para el conjunto de datos de la Figura 2.3 aún no se ha llegado a una correlación de tendencia satisfactoria, por lo que se hará un análisis posterior.

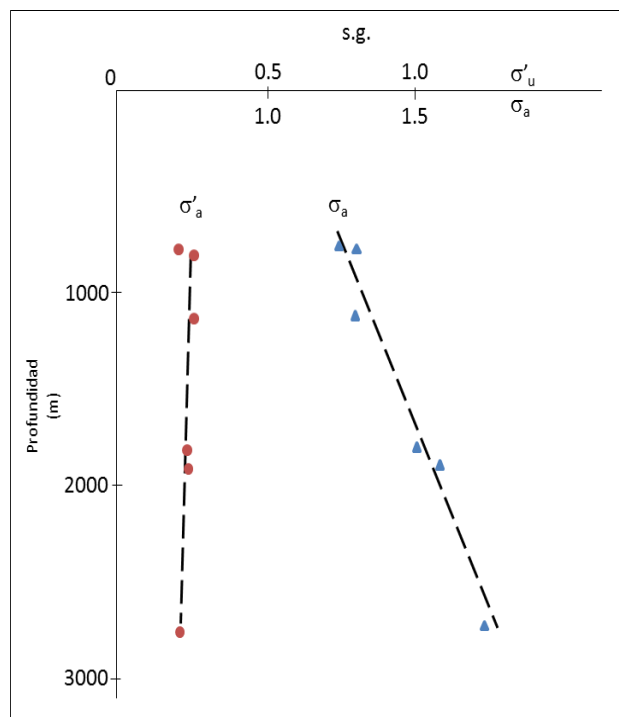


Figura 2.5 Esfuerzo horizontal promedio y esfuerzo efectivo horizontal vs profundidad.

Esfuerzos horizontales efectivos.

Los esfuerzos horizontales generados de la Ecuación 2.9 son los esfuerzos totales actuando en dirección horizontal. Sin embargo, el gradiente de presión de poro proporciona otra variable. Los esfuerzos actuando en la matriz de la roca son de gran interés dado que el fracturamiento es un fenómeno actuando en la matriz

en sí. El esfuerzo efectivo principal dice que el esfuerzo en la matriz es simplemente el esfuerzo total menos la presión de poro multiplicada por el coeficiente de Biot. Tomando en cuenta este principio, se genera la Ecuación 2.10. Aplicando la Ecuación 2.10 a la primera entrada de la Tabla 2.1, se obtiene:

$$\sigma'_a = \frac{(1.46 - 1.04)}{2} = 0.21 \text{ s. g.}$$

El lado izquierdo de la Figura 2.5 muestra el esfuerzo horizontal efectivo generado por la Tabla 2.1. Se observa una dispersión aparentemente similar, y los datos muestran una tendencia cercana a la vertical. Ignorando los datos de la parte de arriba se puede obtener una relación muy buena. Si se decide utilizar esta correlación, se debería obtener una expresión para esta línea de tendencia, agregándola a la Ecuación 2.10 y resolviendo para LOT.

Esfuerzos horizontales normalizados con el esfuerzo de sobrecarga.

En el análisis previo se han investigado posibles correlaciones utilizando uno y dos parámetros. Sin embargo, se han tenido tres parámetros a disposición, así como también se tiene una medida del esfuerzo de sobrecarga. Un argumento para que no sea una correlación perfecta en las gráficas previas podría ser que el esfuerzo de sobrecarga varía, así al normalizar con respecto al esfuerzo de sobrecarga podría surgir una mejor correlación.

La Ecuación 2.12 da esfuerzos horizontales normalizados con el esfuerzo de sobrecarga. Aquí se están utilizando todos los parámetros. La Ecuación 2.13 da el cálculo de esfuerzo efectivo horizontal/esfuerzo de sobrecarga. Utilizando los datos de la Tabla 2.1 en estas dos ecuaciones, dejando $k=1$, el resultado se muestra en la Figura 2.6.

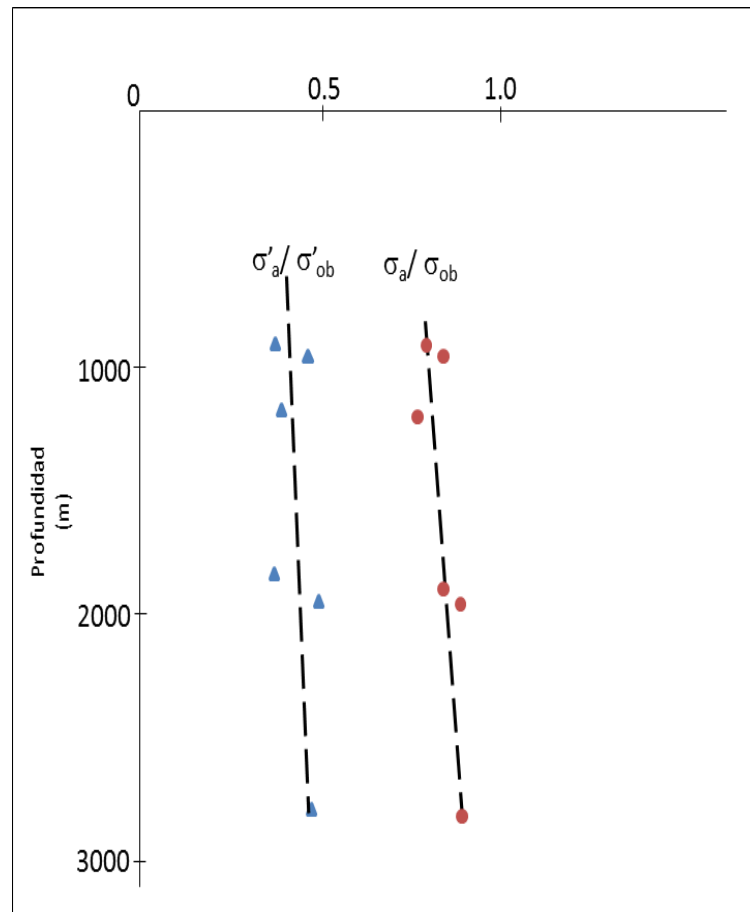


Figura 2.6 Esfuerzo horizontal normalizado con el esfuerzo de sobrecarga.

La relación esfuerzo horizontal/esfuerzo de sobrecarga se muestra en la parte derecha. Se observa que aún existe una dispersión, y no hay una tendencia vertical. Calculando la relación de esfuerzos efectivos, la dispersión aún es grande.

Resumen del ejemplo numérico.

En el ejemplo se han investigado varias relaciones físicas entre los gradientes de presión de fractura, presión de poro y esfuerzo de sobrecarga. El objetivo fue buscar una tendencia en los datos para proporcionar una relación más general.

En la gráfica de datos sin refinar de la figura 2.3, una línea recta a través de los datos de goteo resultaría en una dispersión de esta línea, no en una correlación satisfactoria. El análisis que se realizó fue para intentar reducir esta dispersión. En la figura 2.5, se investigó el campo de esfuerzos horizontales. El esfuerzo horizontal efectivo era aproximadamente vertical y muestra poca dispersión. Al dividir por el gradiente de presión de sobrecarga en la Figura 2.6, se observa aún más dispersión de la línea de tendencia.

Una evaluación total de las figuras 2.3 a 2.6 de datos particulares de la tabla 2.1 resulta en el esfuerzo horizontal efectivo en la figura 2.5 teniendo menor dispersión en la línea de tendencia. También, esta tendencia se aproxima a la vertical, que es independiente de la profundidad. Para este ejemplo se obtendrá un modelo simple. A partir de la Figura 2.5 se ve que el esfuerzo horizontal efectivo es aproximadamente vertical e igual a 0.23. Ajustando este valor en la Ecuación 2.10:

$$\sigma'_a = \frac{(LOT - P_p)}{2} = 0.23$$

ó

$$LOT = P_p + 0.46$$

Este es el modelo final para este ejemplo. La figura 2.7 muestra los datos iniciales y los datos modelados en la misma gráfica. Sin embargo, se nota que se pudieron haber construido modelos más complejos a partir del ejemplo de la Figura 2.6, pero para este caso particular incrementaría la dispersión.

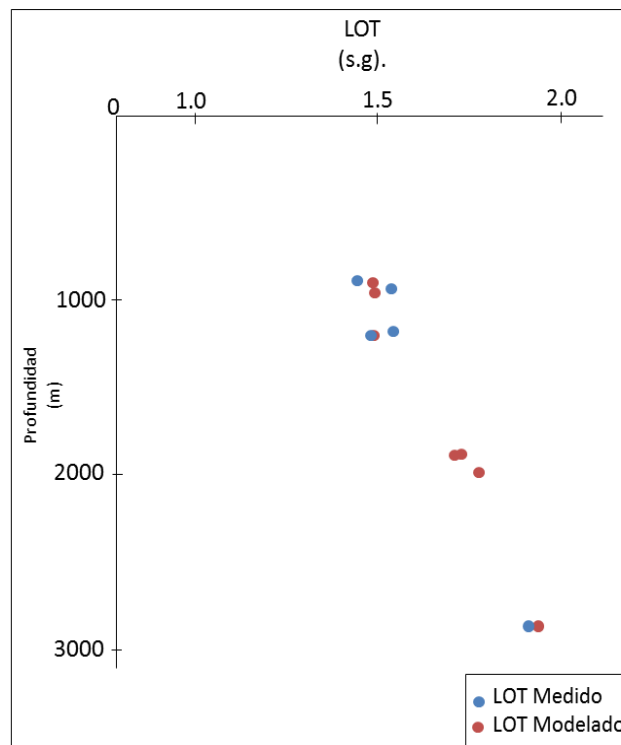


Figura 2.7 Comparación de los gradientes de goteo medidos contra modelados.

En este ejemplo se inició inspeccionando las presiones de goteo (Figura 2.4) y se concluyó con el modelo estudiando los gradientes de presión. Buscando correlaciones de línea recta, se deberían notar algunas diferencias fundamentales entre los dos enfoques. Una línea recta en la gráfica de presión iniciando en cero debería dar un gradiente constante sin tener en cuenta la profundidad. Si una gráfica de presión está dando una línea recta partiendo de cero, como en la Figura 2.4, una gráfica de gradiente en realidad sería dada por una curva no lineal. Por lo tanto, si no se obtiene una línea recta utilizando una gráfica de presión o gradiente, se debería intentar con otra.

También, se han inspeccionado por simplicidad las gráficas visualmente para una mejor correlación. Se pueden calcular todas las correlaciones y hacer comparaciones como la Figura 2.7 para asegurar que se encuentre la mejor correlación.

2.4 Modelos más complejos.

2.4.1 *Inclinación del agujero, cuenca deposicional pasiva.*

El gradiente de fractura puede depender de la inclinación y el azimut del agujero. Este efecto es principalmente dependiente de magnitudes relativas de los tres principales esfuerzos *in-situ*. Para el caso general de los esfuerzos anisotrópicos *in-situ*, se presentará un método de solución posteriormente.

En un ambiente deposicional pasivo, normalmente se asume que los esfuerzos horizontales principales son iguales, o, en otras palabras, un campo de esfuerzos hidrostático en el plano horizontal. Para este caso no habrá dependencia del ángulo de azimut, es decir, para una inclinación dada la presión de fractura será la misma en todas las direcciones geográficas. Aadnoy & Chevenert (1987) definen una ecuación para este caso. Aadnoy y Larsen (1989) obtienen un método de campo para utilizar este enfoque. El conjunto entre los gradientes de fractura para un agujero inclinado y vertical, está dado por la siguiente expresión:

$$P_f(\gamma) = P_f(0) + \frac{(P_p - P_{pn})\text{sen}^2(\gamma)}{3} \quad (2.14)$$

Esta ecuación puede ser utilizada de varias formas. Se ilustrará la aplicación utilizándola para normalizar datos de goteo para agujeros inclinados a su equivalente de agujeros verticales.

Ejemplo.

La Tabla 2.2 define datos de presión de goteo de un campo en producción. Asumiendo una ambiente deposicional pasivo, se normalizarán los datos calculando los gradientes de fractura para agujeros verticales.

Arreglando la ecuación como sigue y asumiendo una presión de poro constante de 2.09 s.g. la tercer entrada es:

$$P_f(0) = 1.63 - \frac{(1.44 - 2.09)\text{sen}^2(24)}{3} = 1.67 \text{ s.g.}$$

Profundidad (m)	Gradiente de Fractura (s.g.)	P _p (s.g.)	σ _{ob} (s.g.)	Inclinación (°)
1610	1.66	1.08	1.79	0
1671	1.64	1.32	1.80	10
1792	1.63	1.44	1.81	24
1914	1.58	1.51	1.83	46

Tabla 2.2 Datos de campo de presión de goteo.

Tanto los datos sin refinar como como los datos de inclinación normalizada se muestran en la Figura 2.8. Se observa que los datos normalizados muestran una mejor tendencia que los datos sin refinar. También, cuando se corrige a la vertical, los gradientes de presión de fractura incrementan con la profundidad como se esperaba.

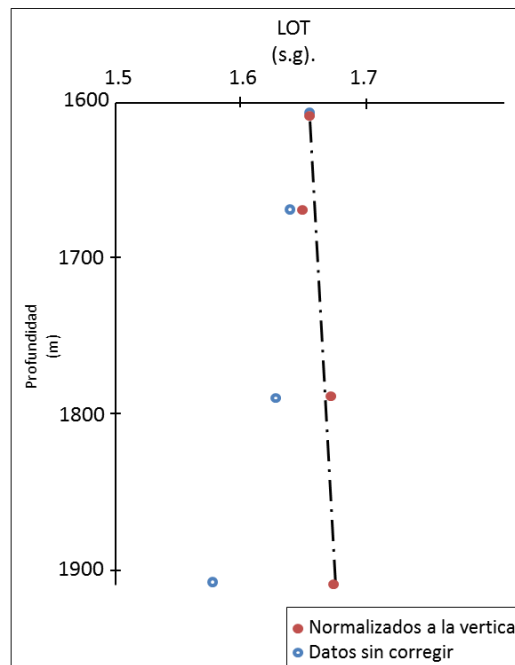


Figura 2.8 Datos de Goteo corregidos para la inclinación del pozo.

La ecuación 2.14 fue utilizada para normalizar tanto la presión de poro como la inclinación del agujero. Como se verá más adelante, en la sección de modelado de compactación, el factor de escala de 1/3 es consistente con el factor de escala para el efecto de presión de poro. A continuación se desarrollará una ecuación que es útil para la normalización de la inclinación del agujero.

En el siguiente análisis, se suponen esfuerzos horizontales principales iguales y una cuenca de ambiente deposicional pasiva. De Aadnoy (1990), se puede expresar el gradiente de fractura en términos de esfuerzos en la pared del agujero.

$$P_f = 3\sigma_y - \sigma_x - P_p \quad (2.15a)$$

Los componentes de esfuerzo pueden aun ser expresados como (Aadnoy & Chenevert, 1987):

$$\sigma_x = \sigma_a \cos^2(\gamma) + \sigma_{ob} \sin^2(\gamma) \quad (2.15b)$$

$$\sigma_y = \sigma_a \quad (2.15c)$$

Combinando las expresiones de arriba, se puede obtener una expresión para el gradiente de fractura para cualquier inclinación:

$$P_f = 2\sigma_a - P_p - (\sigma_{ob} - \sigma_a) \sin^2(\gamma) \quad (2.16)$$

Ahora asumiendo que se tienen datos de fracturamiento para agujeros inclinados, lo cual se quiere hacer comparable calculando el gradiente de fractura equivalente para un agujero vertical. Ajustando las dos ecuaciones, una para agujero inclinado y una para agujero vertical y combinándolas, el resultado es:

$$P_f(0) = P_f(\gamma) + (\sigma_{ob} - \sigma_a) \sin^2(\gamma) \quad (2.17)$$

Evaluando los datos de campo se ve que se necesita un estimado para el esfuerzo horizontal promedio para utilizar la ecuación de arriba. Sin embargo, ajustando la ecuación para fracturamiento de un agujero vertical, el esfuerzo horizontal puede ser eliminado en la ecuación 2.17. El resultado es:

$$P_f(0) = \frac{[P_f(\gamma) + (\sigma_{ob} - \frac{P_p}{2}) \text{sen}^2(\gamma)]}{(1 + \frac{\text{sen}^2(\gamma)}{2})} \quad (2.18)$$

La ecuación 2.18 es el resultado final.

Ejemplo.

Se necesita normalizar los datos de la tabla 2.2 a un agujero vertical. El resultado de la ecuación 2.18 en la cuarta entrada es:

$$P_f(0) = \frac{[1.58 + (1.83 - \frac{1.51}{2}) \text{sen}^2(46)]}{(1 + \frac{\text{sen}^2(46)}{2})}$$

$$P_f(0) = 1.70 \text{ s. g.}$$

El ejemplo de arriba demuestra una normalización alternativa si se asume que no hay cambios en la presión de poro. También, el esfuerzo de sobrecarga aquí es acoplado a la ecuación de fractura por las ecuaciones de transformación de esfuerzos. El significado de establecer la relación de esfuerzos horizontal y vertical también es para aclarar el ejemplo de arriba. Los datos normalizados de arriba están graficados en la figura 2.8.

2.4.2 Modelo de compactación.

El modelado mostrado anteriormente está basado principalmente en el esfuerzo principal efectivo. Este principio simplemente descompone el esfuerzo total en un componente del esfuerzo en la matriz de la roca y un componente de la presión de poro. Este principio básicamente determina los esfuerzos sin referencia al historial, y tiene limitaciones.

Introduciendo un modelo de compactación simple, se tendrá una herramienta para desarrollar cálculos de historia de esfuerzos. Si la presión de poro

ha cambiado con el tiempo, se puede estimar qué efecto tiene en la presión de fracturamiento. Un ejemplo es normalizar todos los datos de goteo a una presión de poro de referencia. Si entonces todos los datos forman una tendencia, se puede interpretar esto como que todos los datos tienen el mismo origen. Primero se definirá un modelo de compactación simple, luego se utilizará un ejemplo para ilustrar la aplicación.

Crockett et. al. (1986) da una forma más general del concepto llamado “backstress”, el cual es influencia de la presión de poro cargada en la presión de fractura. Morita et. al. (1988) también cita el mismo problema. Aadnoy (1991) obtiene este concepto de una manera más simple. La Figura 2.9a y b muestran una roca antes y después de que la presión de poro haya sido cambiada.

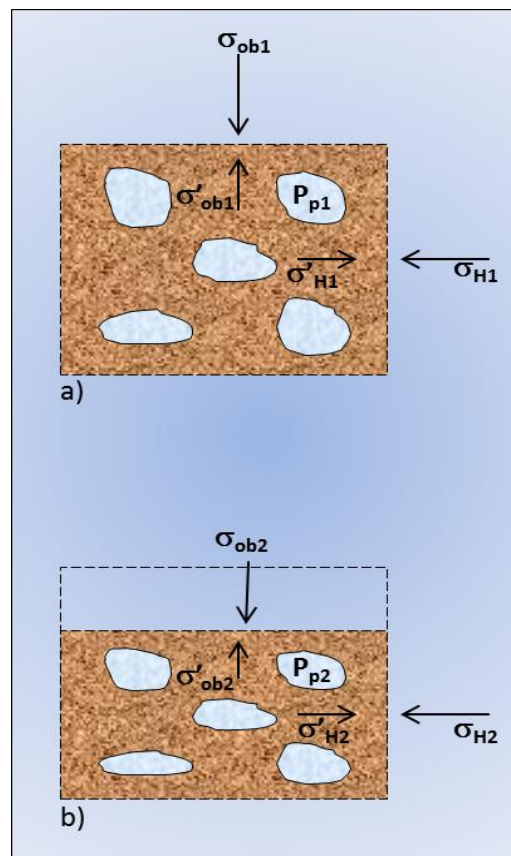


Figura 2.9 Ilustración del modelo de compactación: a) El estado de esfuerzos inicial, b) Después de reducir la presión de poro aumenta el esfuerzo horizontal, mientras la sobrecarga permanece constante.

Asumiendo que el esfuerzo de sobrecarga permanece constante y que no se permiten deformaciones laterales en la roca, se pueden calcular los cambios en el esfuerzo horizontal de la roca. Dado que el esfuerzo de sobrecarga es constante y la presión de poro es ligeramente menor, la matriz de la roca debe tomar la carga mantenida por la presión de poro inicial. Este esfuerzo vertical en la matriz incrementará el esfuerzo horizontal vía la relación de Poisson, El incremento del esfuerzo horizontal promedio es (Aadnoy, 1991):

$$\Delta\sigma_a = \frac{\Delta P_p(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (2.19)$$

Insertando este cambio del esfuerzo en la matriz en las ecuaciones generales de fractura, se puede calcular el cambio correspondiente en la presión de fractura. Resulta la siguiente ecuación:

$$\Delta P_f = \frac{\Delta P_p(1-3\nu)}{(1-\nu)} \quad (2.20)$$

Como ejemplo, la Tabla 2.3 muestra algunos datos de goteo y sus gradientes de presión de poro asociados.

Profundidad (m)	LOT (s.g.)	P _p (s.g.)
3885	2.10	1.79
3821	2.13	1.84
3818	1.98	1.44
3914	2.06	1.58

Tabla 2.3 Datos de campo de goteo y sus gradientes de presión de poro asociados.

Si se decide normalizar los datos a los mismos gradientes de presión de poro, elegidos arbitrariamente a 1.80 s.g. y con una relación de Poisson calculada en laboratorio de 0.25, la tercera entrada es:

$$P_f - 1.98 = \frac{(1.80 - 1.44)[1 - 3(0.25)]}{(1 - 0.25)}$$

$$P_f = 2.10 \text{ s. g.}$$

Los datos sin refinar y los datos de presión de poro corregida se muestran en la figura 2.10. Se observa que los datos sin corregir difícilmente muestran una correlación. Los datos de compactación, por otro lado se acercan a una línea, con una correlación razonable. Una interpretación es que los datos son muy similares, o tienen el mismo origen. El estado de esfuerzo inicial para los cuatro pozos posiblemente fue similar, pero las variaciones observadas en las presiones de fractura son principalmente dependientes de variaciones locales en las presiones de poro. En otras palabras, la historia de caída de presión también se refleja en la presión de fractura.

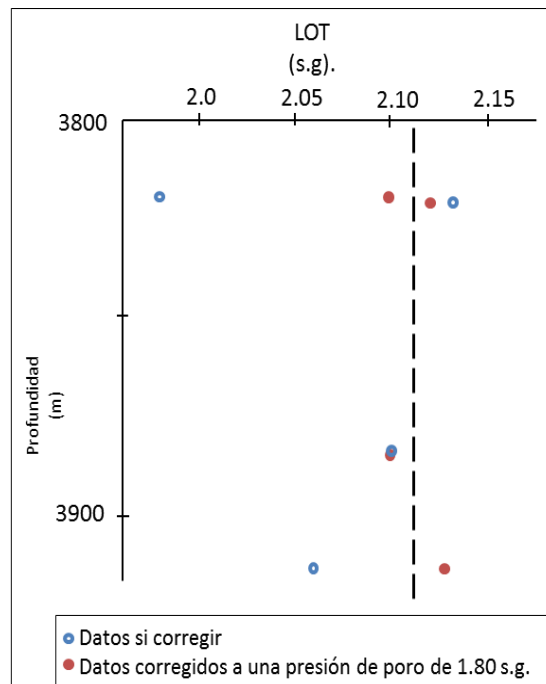


Figura 2.10 Datos de fractura mostrados sin corregir y corregidos con un modelo de compactación.

Asumiendo que la línea de tendencia vertical de la figura 2.10 (a 2.11 s.g.) describe razonablemente bien la presión de fractura, la ecuación de compactación puede ser expresada como:

$$2.11 - P_f = \frac{(1.80 - P_p)[1 - 3(0.25)]}{(1 - 0.25)}$$

O arreglando nuevamente la ecuación de fractura:

$$P_f = 1.51 + \frac{P_p}{3}$$

Si la Tabla 2.3 es utilizada para reconstruir los datos con esta ecuación, el resultado es muy cercano a los datos sin refinar iniciales.

Otro ejemplo es que en el campo el gradiente de fractura inicial durante la perforación de exploración fue 1.70 s.g. Después de que el campo ha sido puesto a producción, el gradiente de presión de todo el yacimiento declina de 1.5 a 1.3 s.g. Se espera un cambio en los esfuerzos horizontales y en la presión de fractura del yacimiento.

El cambio en el gradiente de esfuerzo horizontal sería:

$$\Delta\sigma_a = \frac{(1.5 - 1.3)[1 - 2(0.25)]}{(1 - 0.25)} = 0.13 \text{ s.g.}$$

Si se perfora un pozo nuevo en un escenario posterior, el gradiente de presión de fractura sería:

$$P_f = 1.7 - \frac{(1.5 - 1.3)[1 - 3(0.25)]}{(1 - 0.25)} = 1.63 \text{ s.g.}$$

2.4.3 Esfuerzos horizontales anisotrópicos.

Las únicas limitantes que es posible considerar en los esfuerzos horizontales de origen tectónico es que los esfuerzos diferenciales no deben exceder la resistencia de la roca (ya que se produciría una falla o fractura).

En un ambiente deposicional pasivo, a menudo se ignoran efectos tectónicos y se asume que el campo de esfuerzos horizontales *in-situ* sólo se debe a la compactación. Esto se denomina un campo de esfuerzos hidrostático o isotrópico en el plano horizontal e implica los mismos esfuerzos horizontales en todas direcciones. Si se perforan pozos desviados, no hay anomalías direccionales para la misma inclinación del pozo, y se esperan los mismos valores de goteo en todas las direcciones geográficas. Dado que los esfuerzos horizontales en un ambiente deposicional pasivo son menores que el esfuerzo de sobrecarga, el gradiente de fractura decrecerá con el ángulo del pozo como se ilustra en la figura 2.11.

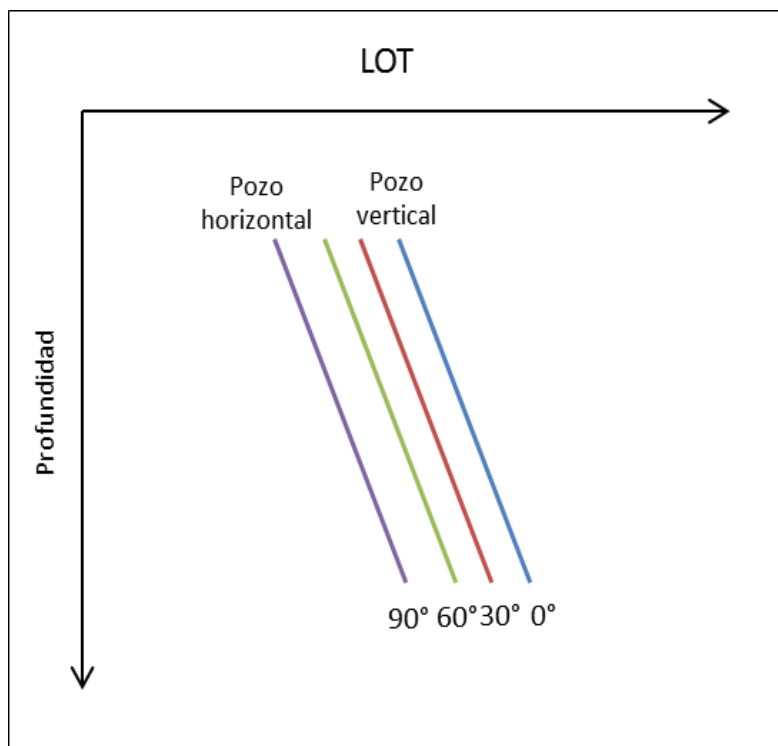


Figura 2.11 Comportamiento de goteo esperado para una cuenca deposicional pasiva.

Sin embargo, aunque exista un ambiente pasivo, esta situación de esfuerzos ideales no siempre es el caso. A menudo existen situaciones más complejas. No obstante, se debería iniciar un análisis del campo con los enfoques simples

mostrados anteriormente. Si las correlaciones no son satisfactorias, se deberían utilizar aproximaciones más complejas¹.

El campo de esfuerzos horizontales con frecuencia varía con la dirección y se tienen dos esfuerzos horizontales diferentes. Este estado de esfuerzos es llamado anisotrópico.

Puede ser causado por procesos geológicos globales como la tectónica de placas, o debido a efectos locales como domos salinos, topografía o fallas.

El estado de esfuerzos resultante varía sobre el área. La figura 2.12 muestra un ejemplo. Se tienen dos observaciones inmediatas:

- Existe una dispersión considerable en los datos de goteo y;
- No hay tendencia aparente con respecto a la inclinación del pozo.

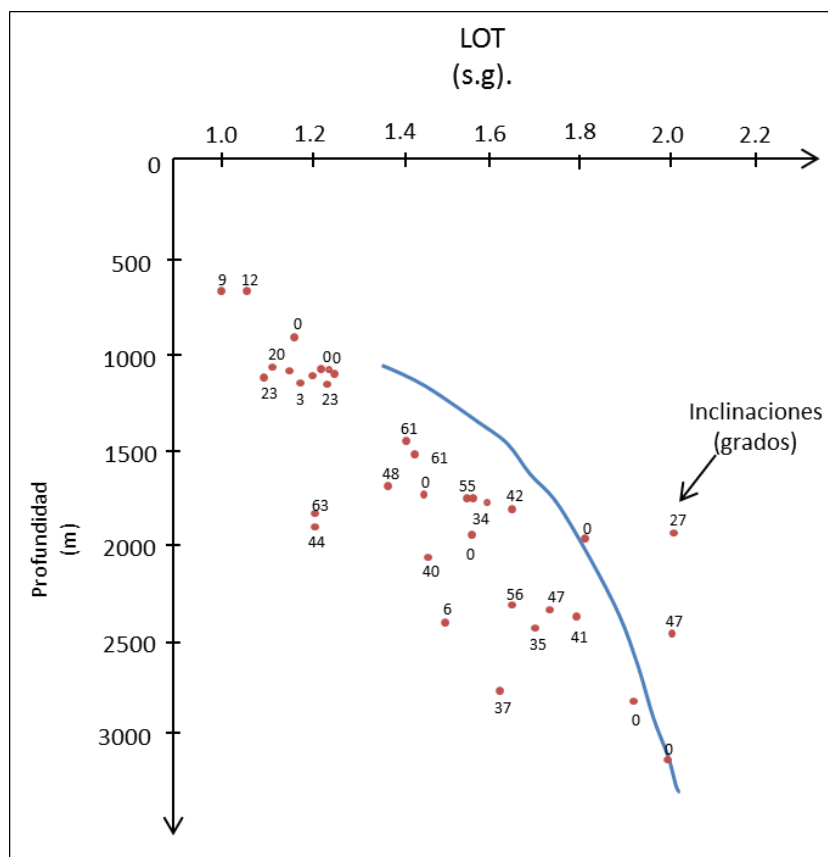


Figura 2.12 Datos de Goteo e inclinaciones del pozo mostrando el efecto de la anisotropía de esfuerzos.

Es obvio que el modelo isotrópico no es adecuado para este caso. Debido a que hay varios estados de esfuerzos para los pozos de la figura 2.11.

Este modelo se utilizó de esta forma: primero, todos los datos (un juego de 42 datos) se utilizaron para estimar el nivel promedio de esfuerzos. Luego los datos fueron agrupados.

El resultado es un modelo de esfuerzos que varía con la profundidad y sobre el campo. De esta forma se pueden modelar los datos de goteo a partir de la Figura 2.11 con razonable grado de exactitud⁸.

a) Esfuerzos horizontales actuando en un bloque limitado por una falla normal activa.

Los esfuerzos actuando dentro de un bloque fallado normal dependen del esfuerzo vertical ($\sigma_v = \sigma_1$) lo cual genera una componente de cuenca pasiva del esfuerzo horizontal. Una componente tectónica adicional de los esfuerzos horizontales resulta de la fricción de la falla, la cual necesita ser superada para movilizar la falla. Se puede describir el esfuerzo horizontal actuando en el plano de falla reorganizando el criterio de Mohr-Coulomb:

$$\sigma_h = \sigma_v \left(\frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)} \right) + P_p \left(\frac{2 \text{sen}(\phi)}{1 - \text{sen}(\phi)} \right) - \frac{2 S_o \cos(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)} \quad (2.21)$$

Para estas condiciones, el esfuerzo horizontal actuando paralelo al plano de falla, en la frontera del plano de deformación, cuando se normaliza con el esfuerzo vertical es:

$$\frac{\sigma_H}{\sigma_v} = \frac{1}{1 + \text{sen}(\phi)} \left[2\nu - \frac{P_p}{\sigma_v} (2\nu - 1 - \text{sen}(\phi)) \right] - \frac{\nu UCS}{K_p \sigma_v} \quad (2.22)$$

Donde K_p es el “coeficiente pasivo” de Mohr- Coulomb y se define como:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(\phi)}{1 - \text{sen}(\phi)}$$

donde

σ_h = Esfuerzo horizontal mínimo.

σ_v = Esfuerzo vertical.

P_p = Presión de poro.

ϕ = Ángulo de fricción interna.

S_o = Cohesión

UCS = Resistencia a la Compresión Uniaxial

Parece que pueden existir dos dominios de esfuerzos para la geometría de esta falla y conjunto de condiciones de frontera. En el primer dominio, la orientación del esfuerzo horizontal mínimo es consistente con el sistema de esfuerzos Andersoniano requerido para la formación de las fallas, por ejemplo el esfuerzo horizontal mínimo actúa en el plano de falla. El segundo dominio de esfuerzos existe para valores bajos de relación de Poisson y ángulo de fricción de la falla y está caracterizado por el esfuerzo horizontal mínimo actuando paralelo a la falla. Esto implica que en la siguiente formación de falla, el esfuerzo horizontal mínimo puede llegar a ser reorientado paralelo al plano de la falla.

La relación de los esfuerzos horizontales actuando en el bloque fallado normal puede ser expresada como:

$$\frac{\sigma_H}{\sigma_h} = \frac{1}{1 - \text{sen}(\phi)} \left[2\nu - \frac{P_p}{\sigma_h} (2\nu - 1 + \text{sen}(\phi)) \right] + \frac{UCS}{\sigma_h} \nu \quad (2.23)$$

Para fallas sin cohesión esta expresión se simplifica a:

$$\frac{\sigma_H}{\sigma_h} = \frac{2\nu}{1 - \text{sen}(\phi)} \left(1 - \frac{P_p}{\sigma_h} \right) + \frac{P_p}{\sigma_h} \quad (2.24)$$

Tal parece que el esfuerzo actuando en el plano de deformación de frontera, σ_H , se vuelve más pequeño que el esfuerzo actuando en el plano de falla, σ_h , cuando la relación de Poisson es menor que $\frac{1-\text{sen}(\phi)}{2}$

Las Ecuaciones 2.22 a 2.24 muestran que las magnitudes de esfuerzo horizontal son controladas en parte por la magnitud de la presión de poro. Gradientes de presión de poro más grandes conllevan al incremento de esfuerzos horizontales isotrópicos. Esto es de interés en la evaluación de magnitudes de esfuerzos y gradientes de fractura en áreas sobrepresurizadas.⁸

b) Esfuerzos horizontales actuando en bloques limitados por una falla inversa activa.

Los esfuerzos horizontales que existen en un área con una falla inversa activa pueden ser calculados utilizando condiciones de frontera similares a aquellas utilizadas para un caso de una falla normal. El esfuerzo horizontal máximo σ_H actuando en una región es dependiente de la fricción de la falla la cual tiene que situarse para mantener el desplazamiento de la falla. El esfuerzo horizontal es normalizado con respecto al esfuerzo vertical y se puede expresar como:

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \nu(K_p + 1) + \frac{P_p}{\sigma_v} [1\nu(K_p + 1)] + \frac{\nu UCS}{\sigma_v} \quad (2.25)$$

La relación de esfuerzos horizontales existente en un bloque fallado en presencia de una falla inversa activa con cero cohesión puede mostrarse como:

$$\frac{\sigma_H}{\sigma_h} = \frac{1}{\nu(K_p+1)} \left\{ K_p - \frac{P_p}{\sigma_h} [K_p(1 - \nu) - \nu] \right\} \quad (2.26)$$

Las Ecuaciones. 2.21 a 2.26 describen los esfuerzos horizontales que actúan dentro de una masa de roca delimitada por fallas y que contiene una frontera de plano de deformación perpendicular a la falla. Las ecuaciones se basan en suposiciones de una actividad de falla y de la presencia de bloques elásticos fallados. El esfuerzo horizontal que actúa paralelo a la falla durante su iniciación

está limitado por las magnitudes de los esfuerzos máximos y mínimos requeridos para formar la falla, como se muestra en la clasificación de fallas de Anderson (Figura 1.15). Después de la formación de la falla, la magnitud de este esfuerzo horizontal puede cambiar dependiendo de las propiedades elásticas del bloque fallado y la fricción en la falla. La falla paralela al esfuerzo puede ser el esfuerzo mínimo en las regiones que contienen fallas normales o fallas inversas activas.

En la formulación de las ecuaciones, se asume que la presión de poro en los bloques fallados y en la falla es igual. Esto puede no ser el caso para una falla normal y transcurrente, donde las altas presiones de poro asociado con las fallas resultan en ángulos de fricción bajos, el esfuerzo principal mayor está orientado con una pendiente “casi perpendicular” al ángulo de falla.⁸

Ejemplo.

Se tiene el siguiente conjunto de datos de goteo para tres pozos, y algunos datos para un pozo nuevo. El objetivo es utilizar la técnica de inversión para determinar los esfuerzos *in-situ* y utilizarlos para predecir los valores de goteo para pozos nuevos. (Tabla 2.4).

Los datos de la Tabla 2.4 fueron simulados en varias combinaciones resultando en un modelo razonable del campo. Los esfuerzos estimados fueron los siguientes (ver Tabla 2.5).

Los resultados pueden ser interpretados de la siguiente manera. La Tabla 2.5 muestra la relación de dos esfuerzos horizontales divididos por la sobrecarga. Adicionalmente se muestra la dirección.

Para la primera entrada el esfuerzo horizontal máximo *in-situ* está puntualizado a 44° noreste, o 44° en dirección de las manecillas del reloj, por convención. El campo de esfuerzos está incrementando con la profundidad como se esperaba. Además, está claro que el campo de esfuerzos es anisotrópico.

Conjunto de datos	Pozo	T.R. (pg)	Profundidad (m)	LOT (s.g.)	P _p (s.g.)	σ _{ob} (s.g.)	γ	φ
1	A	20	1101	1.53	1.03	1.71	0	0
2		13 3/8	1888	1.84	1.39	1.82	27	92
3		9 5/8	2423	1.82	1.53	1.89	35	92
4	B	20	1148	1.47	1.03	1.71	23	183
5		13 3/8	1812	1.78	1.25	1.82	42	183
6		9 5/8	2362	1.87	1.57	1.88	41	183
7	C	20	1141	1.49	1.03	1.71	23	284
8		13 3/8	1607	1.64	1.05	1.78	48	284
9		9 5/8	2320	1.84	1.53	1.88	27	284
10	Nuevo	20	1100		1.03	1.71	15	135
11		13 3/8	1700		1.19	1.80	30	135
12		9 5/8	2400		1.55	1.89	45	135

Tabla 2.4 Datos para un caso de campo anisotrópico.

Profundidad del intervalo (m)	$\frac{\sigma_H}{\sigma_{ob}}$	$\frac{\sigma_h}{\sigma_{ob}}$	Dirección (°)	Goteo, pozo nuevo (s.g.)
1100-1148	0.754	0.750	44	1.53
1607-1812	0.854	0.814	96	1.71
2320-2423	0.927	0.906	90	1.86

Tabla 2.5 Resultados de simulaciones.

El modelo de esfuerzos someros muestra una aproximación a un modelo de esfuerzos isotrópico en sedimentos más recientes. Sin embargo, los dos niveles de esfuerzos inferiores muestran anisotropía con el máximo esfuerzo horizontal principal apuntando aproximadamente Este-Oeste. El programa también estimó los

gradientes de goteo para el pozo nuevo. Estos datos se utilizarán en el diseño de este pozo.

La Figura 2.13 muestra la localización de los pozos en el campo. La Figura 2.14 muestra el campo de esfuerzos estimado a varias profundidades.

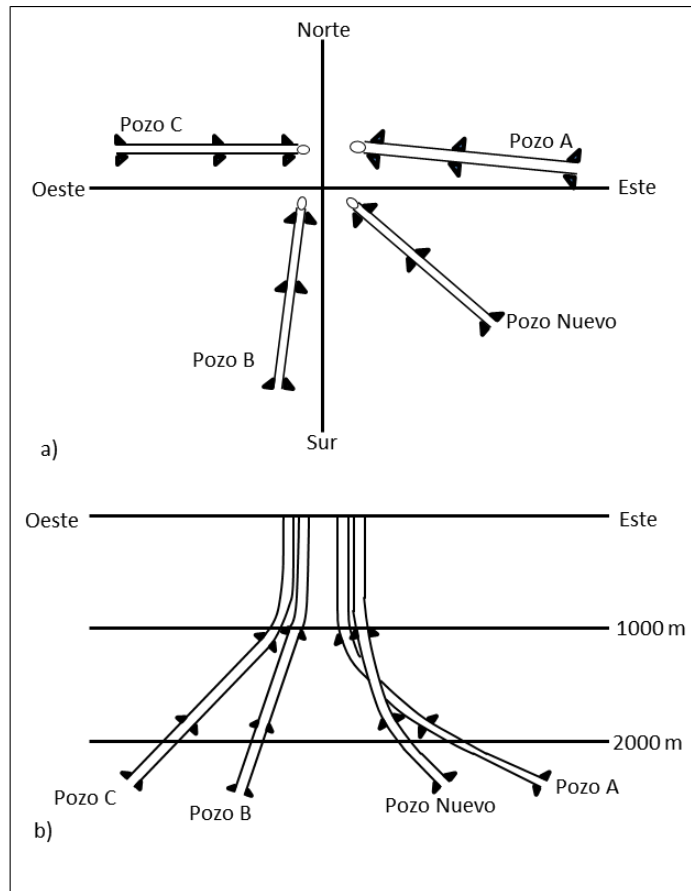


Figura 2.13 Distribución del campo para el ejemplo, a) Ubicación de los pozos en el campo, b) Proyección vertical oeste-este de los pozos.

Este ejemplo muestra sólo un grado moderado de anisotropía. En muchos campos la anisotropía puede ser mucho más fuerte.

En ciertos campos el esfuerzo horizontal máximo puede exceder aún el esfuerzo de sobrecarga. Para más detalles de aplicación, Aadnoy et. al. (1994) da un análisis de esfuerzo detallado del campo Snorre utilizando la técnica de inversión de goteo.

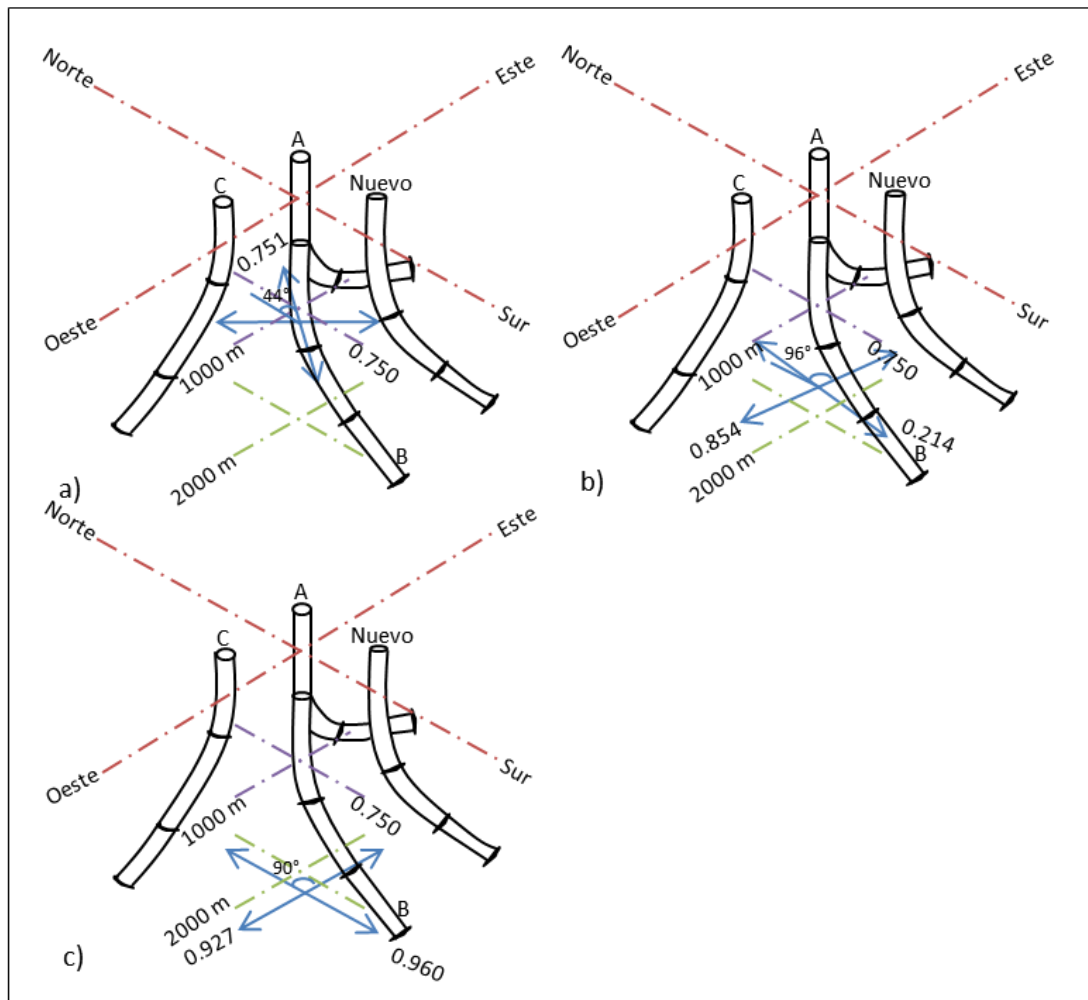


Figura 2.14 Los tres niveles de esfuerzos y su dirección, a) Campo de esfuerzos predichos a 1100-1148 m, b) Campo de esfuerzos predichos a 1607-1812 m, c) Campo de esfuerzos predichos a 2320-2428 m.

2.5 Presiones de fractura para una penetración somera¹.

La nomenclatura se muestra en la Figura 2.15.

Existe, poca información para resistencia a la fractura en capas someras. La razón es principalmente que las T.R. someras normalmente no son críticas, y también que los pozos someros a menudo son perforados sin BOP, de ese modo no se permiten pruebas de presión de integridad.

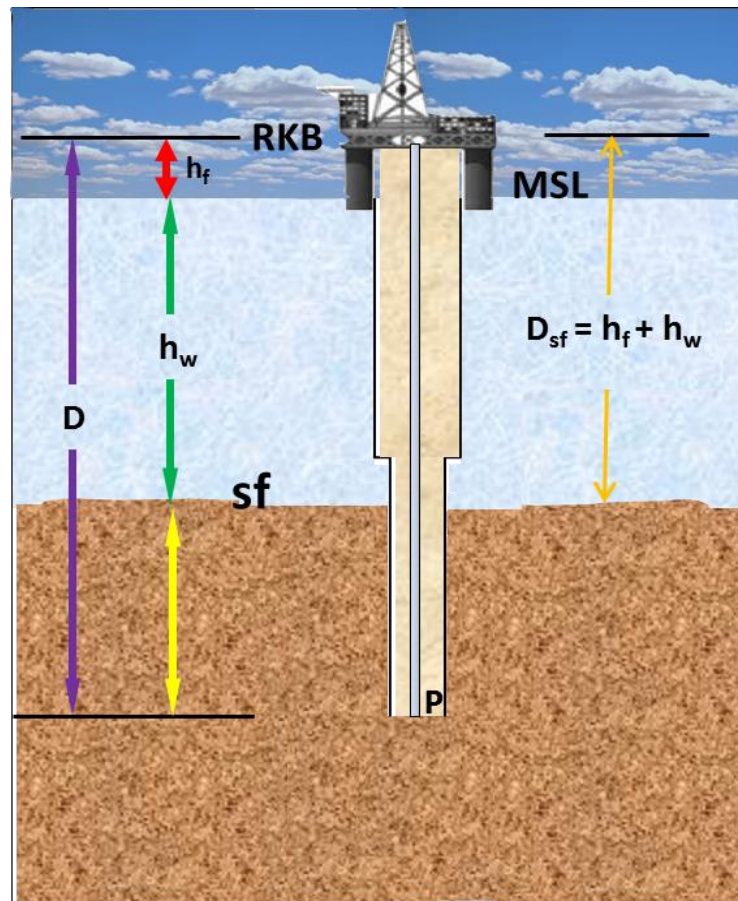


Figura 2.15 Esquema para definición de referencias.

Todavía existe una necesidad desde un punto de vista de diseño de pozo para establecer curvas de gradiente de fractura para optimizar el asentamiento de tuberías a profundidad, especialmente con respecto a zonas de gas someras.

Aadnoy et. al. (1991) mostraron que la dispersión en los gradientes de fractura usualmente decrece con la profundidad. Para profundidades por debajo de 1000 m, la dispersión es considerable, y no ha sido posible modelar totalmente este espacio. Por lo general se asume una presión de poro igual a la hidrostática del agua del mar, por lo que una normalización de la presión no proporciona una mejora. Utilizando esta asunción, no se tiene un beneficio del esfuerzo efectivo principal. La Figura 2.16 muestra algunos de los gradientes de fractura someros para un campo (Aadnoy et al. 1991). La dispersión mencionada anteriormente es

muy pronunciada, y se pueden definir varios modelos, por ejemplo, dando un promedio, valores bajos o altos de goteo.

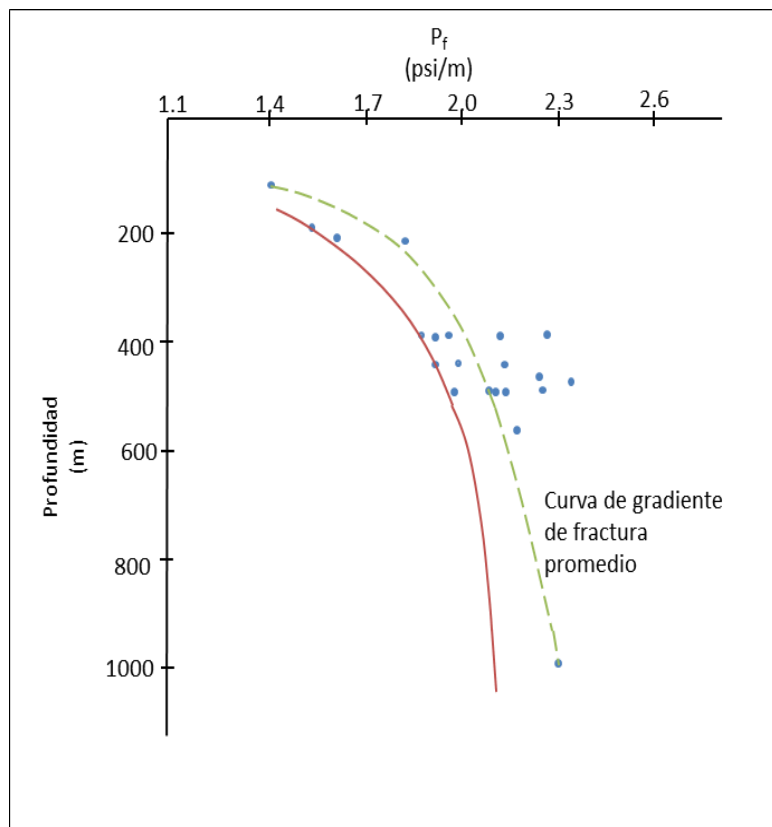


Figura 2.16 Ejemplo de gradientes de fractura someros del campo Sleipner. Se observa que hay una gran variación, y se muestra la curva diseñada que define los puntos inferiores.

A profundidades muy someras el control de la presión es de poca importancia, y el gradiente de fractura elevado tiene poco interés en proporcionar un exceso de integridad de la densidad del fluido de control.

El valor promedio podría ser de uso más práctico. Sin embargo, al utilizar un valor promedio, generalmente no se sabe dónde se volverán más altos o más bajos que el promedio los valores actuales de goteo para pozos futuros. Si ocurre un valor significativamente más bajo, el diseño de la tubería puede ser alterado. El enfoque tomado aquí definirá el gradiente de fractura inferior con exactitud

razonable. Existe poca probabilidad de obtener un valor aún más bajo en pozos futuros.

Desde un punto de vista práctico para la perforación, una predicción razonable de la parte inferior de la gráfica del gradiente de fractura debería tener importancia, así como el programa de entubado marginal podría ser desarrollado con potencial para optimización y con una pequeña probabilidad de problemas de pérdida de fluido de control. Por lo tanto, en este análisis se intentará modelar el comportamiento de pérdida de circulación, esto es, se ignoran los puntos de fractura altos y los puntos bajos son un intento de modelarlos.

Se hizo una colección y evaluación similar de datos de goteo cubriendo mayores profundidades por Breckles & van Eeckelen (1982). También Daines (1982) desarrolló un método de correlación para intervalos más profundos.

2.5.1 Datos de fractura someros normalizados a la profundidad.

La Figura 2.16 sólo muestra datos de un campo llamado Sleipner. La profundidad del agua es de 118 m. los datos de fractura someros de otros campos son registrados para varias profundidades de agua. Para hacerlos consistentes son normalizados al fondo marino restando la presión de la columna de agua, siguiendo los principios descritos previamente. Además, se han colectado cuatro conjuntos de datos, y utilizado sólo los lados inferiores de éste, para aproximar el gradiente de fractura inferior, o gradientes de pérdidas de circulación cómo se acordó arriba. Estos datos son:

- Datos obtenidos del fondo marino;
- Datos generales de dureza del suelo de estudios de varias plataformas;
- Datos de goteo someros de pozos no identificados;
- Datos de fractura inferiores de un estudio del campo (Aadnoy et al. 1991).

El resultado se muestra en la Figura 2.17. Se observa que parece haber consistencia en los datos. Sin embargo, una pregunta pertinente es ¿dónde se

pueden se utilizar estos casos en un sentido general?, dado que provienen de varias fuentes. Otro argumento, pero en contra es, que los yacimientos muy someros son muy jóvenes y no consolidados, y tienen propiedades similares sin tomar en cuenta la localización, el cual es el enfoque que se tomará. Se utilizará el siguiente modelo como una herramienta de diseño.

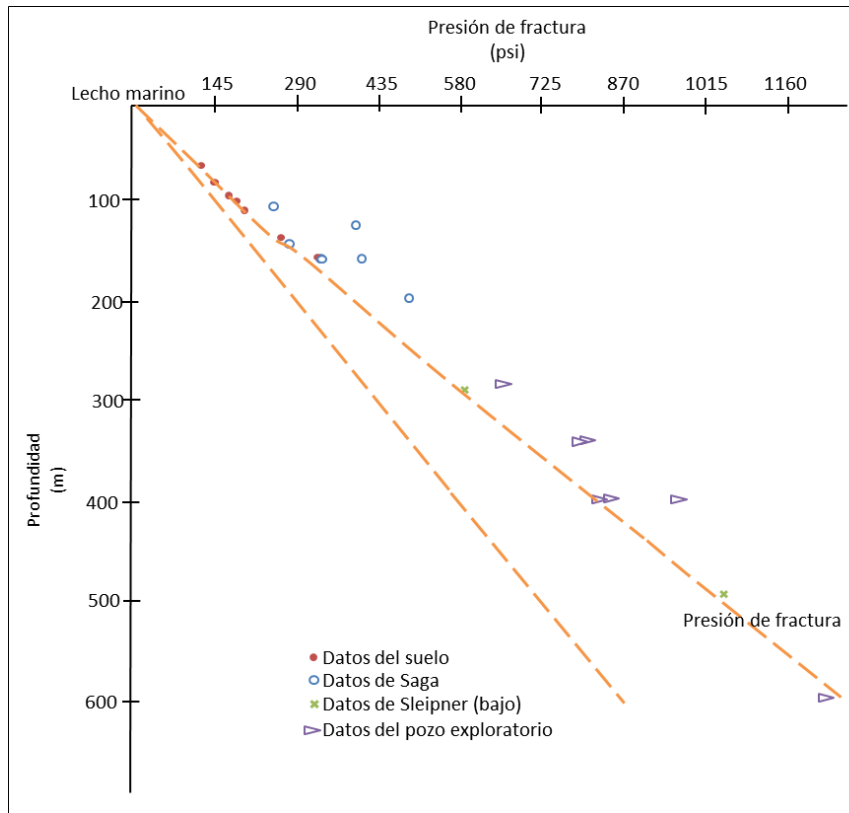


Figura 2.17 Datos de fractura someros normalizados al lecho marino, sustrayendo la presión del agua de mar.

La curva de fractura generalizada de la Figura 2.17 se puede expresar como una ecuación para una profundidad de agua y altura del piso de perforación arbitrarias, referidas a RKB. Aquí se ha agregado una presión de agua general y utilizado el piso de perforación como nivel de referencia en lugar del lecho marino.

Para $120m > D - D_{sf} > 0$:

$$d = \frac{1.03(D_{sf} - h_f)}{D} + \frac{1.276(D - D_{sf})}{D} \tag{2.27a}$$

Para $600m > D - D_{sf} > 120m$:

$$d = \frac{1.03(D_{sf}-h_f)}{D} + \frac{1.541(D-D_{sf})}{D-\frac{33.16}{D}} \quad (2.27b)$$

Para formaciones someras se asume una presión de poro hidrostática. Esto implica que el gradiente de presión de poro es igual a 1.03 s.g. tanto en agua de mar como debajo de la formación. Si el nivel de referencia es el nivel del mar, la presión de poro debería obtenerse simplemente utilizando el gradiente de agua salada. Sin embargo, los equipos de perforación siempre tienen el piso de perforación arriba del nivel del mar, proporcionando un punto de referencia diferente. Para utilizar gráficas del gradiente, se tiene que corregir para la elevación del piso de perforación. Se asume una presión P a la profundidad D desde el piso de perforación. Si se utiliza el piso de perforación como referencia, se puede expresar la presión como:

$$P = 1.421d_{RKB}D$$

La misma presión se puede expresar desde el nivel del mar como:

$$P = 1.421d_{MSL}(D - h_f)$$

$$P = 1.421[1.03(D - h_f)]$$

Igualando ambas ecuaciones resulta en una expresión para el gradiente de presión de poro normalizada a cualquier elevación:

$$d_{RKB} = \frac{d_{MSL}(D - h_f)}{D}$$

$$d_{RKB} = \frac{1.03(D-h_f)}{D} \quad (2.28)$$

2.5.2 Estimación del gradiente de fractura para un equipo semi-sumergible y un autoelevable.

En el ejemplo mostrado en la Figura 2.18 se asume que la profundidad del agua es de 68 m, adicionalmente se están considerando dos equipos de perforación, un equipo semi-sumergible con piso de perforación 26 m arriba del nivel del mar, y un equipo Jack-up con piso de perforación 42 m sobre el nivel del mar.

Generando las curvas de gradiente esta capa de aire refleja los resultados. Utilizando las Ecuaciones 2.27a y 2.27b, se hizo la Figura 2.18. Se muestran las curvas de gradiente de fractura para dos tipos de equipos. Se ha asumido el peso estático del agua de mar, de acuerdo a la Ecuación 2.28.

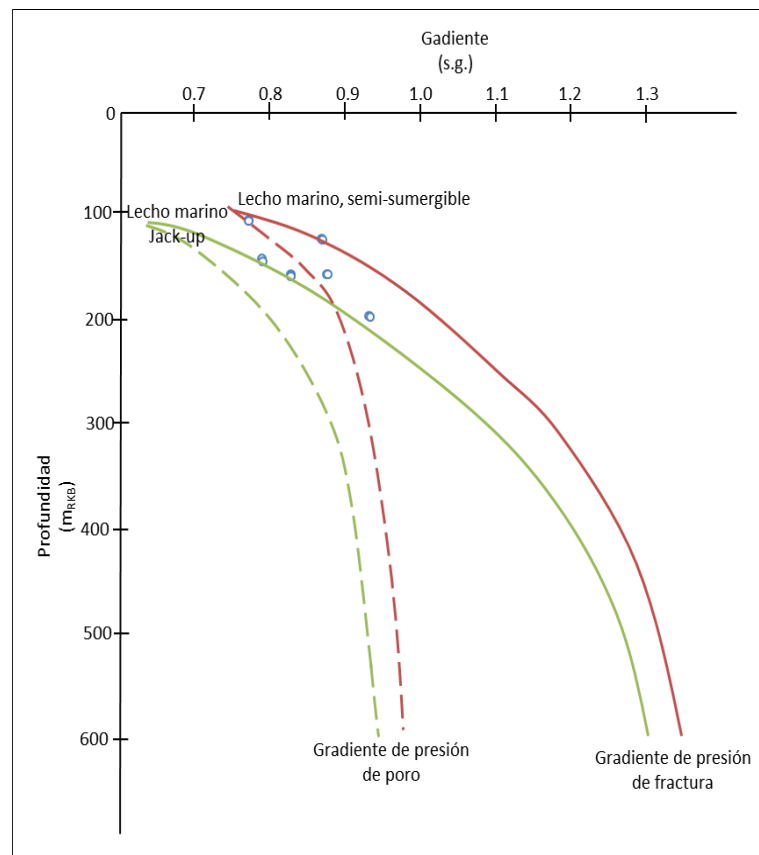


Figura 2.18 Gradientes de presión de poro y fractura para dos pisos de perforación con diferente elevación. Ejemplo: profundidad del agua 68 m, elevación de del equipo semi-sumergible 26 m, y elevación del Jack-up 42 m desde el lecho marino al piso de perforación.

2.6 Evaluación del colapso del pozo.

La estabilidad del agujero es un tema central, debido a que en los últimos años los pozos se han vuelto más profundos y con mayor inclinación. Por años se ha asociado la pérdida de tiempo a problemas de estabilidad de pozos estimándose en un 10-15% de tiempo requerido para perforar un pozo. Dado que el tiempo del equipo de perforación es el factor de mayor costo en una operación de perforación, se entiende que los problemas de estabilidad del agujero son muy costosos para la industria.

Se pueden encontrar problemas como la pérdida de circulación inesperada que lleva tiempo reparar, o que tienen que manejarse utilizando sartas de contingencia. Sin embargo, otra clase de problemas están asociadas con el colapso del pozo. Muy a menudo ocurre la compactación del agujero, lo cual requiere de viajes de limpieza o escariados. Esto puede conducir en algunos pozos a tener pegaduras en la sarta o dificultades en el asentamiento de tuberías. Hay muchas razones por las que se compacta el agujero, por ejemplo, la severidad de pata de perro puede contribuir, o simplemente deslizarse dentro de la pared del agujero, también ayudada por el hinchamiento de lutitas.

La mayoría de los pozos se agrandarán con el tiempo. Con frecuencia esto es un fenómeno de colapso dependiente del tiempo. Los problemas causados por el agrandamiento del pozo son dificultades para remover fragmentos de roca y recortes, o una calidad reducida del cemento colocado detrás de las T.R.'s. Es importante entender que la compactación del agujero y el colapso del pozo son eventos similares, en un caso el pozo puede ceder mientras que en el otro caso puede ocurrir una falla abrupta. El colapso del pozo es posiblemente el problema sencillo más costoso encontrado durante la perforación de un pozo, y no existe una solución simple al problema.

2.6.1 Mecanismos de colapso.

Se utilizará el concepto de colapso del agujero para demostrar los problemas del pozo y su dependencia de la presión de éste. Hay dos aspectos, llamados falla mecánica y efectos químicos.

El personal de campo ha sabido por muchos años que el colapso del agujero es más severo a bajas densidades de fluido de control. Todavía, una densidad baja del fluido de control puede ser utilizada con frecuencia para razones de estimación de presión de poro y mantenimiento del ritmo de perforación. Estos conceptos han sido discutidos en el capítulo anterior en la selección de la densidad del fluido de control. Aunque una densidad del fluido de control alta puede no eliminar al agrandamiento del pozo, se cree que el agrandamiento puede ser minimizado manteniendo la densidad del fluido de control arriba del nivel crítico.

Se verán brevemente los esfuerzos actuando en el pozo, y se mostrarán los efectos de la densidad del fluido de control en éste. El componente más importante es el esfuerzo radial, o el esfuerzo tangencial. En la pared del agujero se tienen tres componentes, los cuales en su forma más simple pueden ser definidos como sigue para un pozo vertical:

$$\begin{array}{ll} \sigma_r = P_w = \textit{Presión del pozo} & \textit{Esfuerzo Radial} \quad (2.29) \\ \sigma_\theta = 2\sigma_a - P_w & \textit{Esfuerzo Tangencial} \\ \sigma_v = \textit{sobrecarga} = \textit{cte} & \textit{Esfuerzo Vertical} \\ P_p & \textit{Presión de poro} \end{array}$$

En geociencias también se debe tomar en cuenta la presión de formación. El esfuerzo efectivo principal dice el esfuerzo total es la suma de la presión del fluido en el poro y el esfuerzo ejercido por la matriz de la roca hacia arriba. Se está considerando la falla de la matriz de la roca, y por tanto se deben utilizar esfuerzos efectivos, que pueden ser escritos como:

$$\sigma'_r = P_w - P_p \quad \text{Esfuerzo Radial Efectivo} \quad (2.30)$$

$$\sigma'_\theta = 2\sigma_a - P_w - P_p \quad \text{Esfuerzo Tangencial Efectivo}$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - P_p \quad \text{Esfuerzo Vertical Efectivo}$$

La Figura 2.19a muestra estos esfuerzos en la pared del agujero y la Figura 2.19b muestra un ejemplo numérico. Los datos de campo son insertados en la Ecuación 2.30 y se muestran las tres componentes de esfuerzo como función de la presión del agujero. Se muestran los tres niveles de presión de agujero. La Tabla 2.6 da las magnitudes de los esfuerzos a estas presiones del pozo.

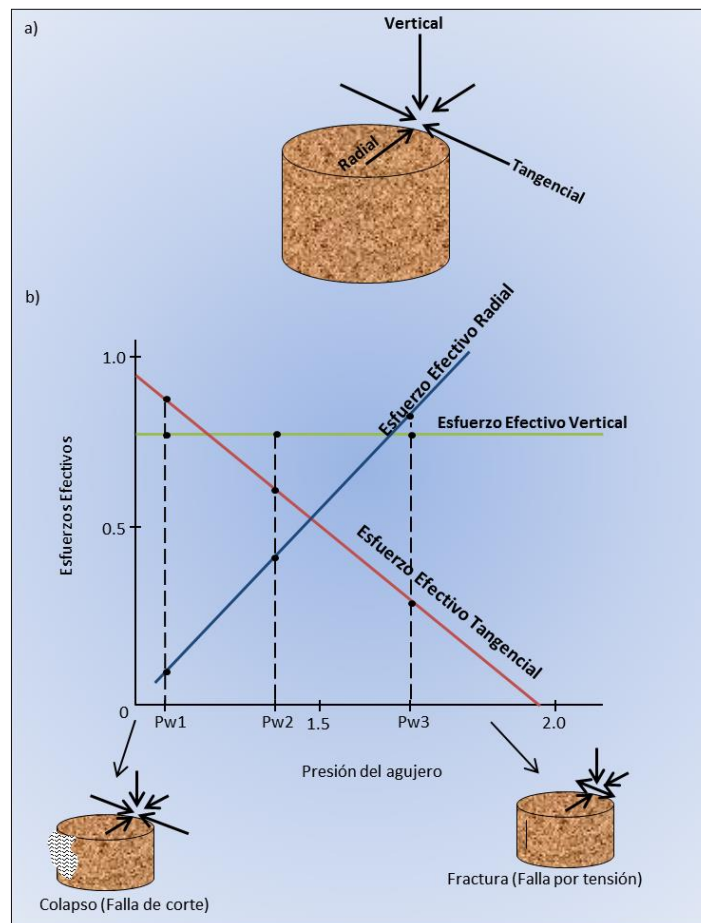


Figura 2.19 Ejemplo de esfuerzo en el pozo. Datos: $\sigma_a=1.5$ s.g., $\sigma_v=1.7$ s.g., $P_o=1.03$ s.g. a) Esfuerzos actuando en la pared del pozo, b) Esfuerzos en el agujero como función de la presión del agujero.

Gradiente de presión del agujero (s.g.)	$P_{w1} = 1.1$	$P_{w2} = 1.4$	$P_{w3} = 1.75$
Esfuerzo radial efectivo	0.07	0.37	0.72
Esfuerzo tangencial efectivo	0.87	0.57	0.22
Esfuerzo vertical efectivo	0.77	0.77	0.77

Tabla 2.6 Ejemplo numérico de gradientes de esfuerzo en un pozo.

Observando el ejemplo de arriba, la componente vertical (axial) del esfuerzo es constante sin tomar en cuenta la presión del agujero, mientras que los esfuerzos radial y tangencial varían con la presión de éste. Por supuesto que el esfuerzo está dado por la presión del agujero en sí, por lo tanto el parámetro clave es el esfuerzo tangencial, o el esfuerzo radial. A continuación se ilustrarán estos esfuerzos relacionados a la falla del agujero.

La Figura 2.19b muestra estas presiones del agujero. Lo común en éstas es la diferencia entre los esfuerzos efectivos radial y tangencial. Este contraste de esfuerzos da el surgimiento de esfuerzos de corte. Se ve que para el gradiente de presión más baja del agujero (P_{w1}) esta diferencia es grande. A la P_{w2} la diferencia es más pequeña, pero se observa que a presiones altas P_{w3} esta diferencia de esfuerzos decrece nuevamente.

Los tres casos de la Figura 1b se muestran en una gráfica de Mohr-Coulomb en la Figura 2.20.

La línea recta es una envolvente de falla obtenida de pruebas triaxiales en núcleos. Se ve que P_{w2} y P_{w3} son pozos debajo de la envolvente de falla, y debería por lo tanto ser estable para estas presiones. Sin embargo, P_{w1} se aproxima a la envolvente de falla, y en este punto la envolvente de esfuerzo de la carga es igual a la dureza de la roca. El agujero fallará en este punto.

De las dos figuras anteriores es notable que para disminuciones en la presión del pozo el esfuerzo tangencial incrementará, resultando finalmente en la falla del pozo.

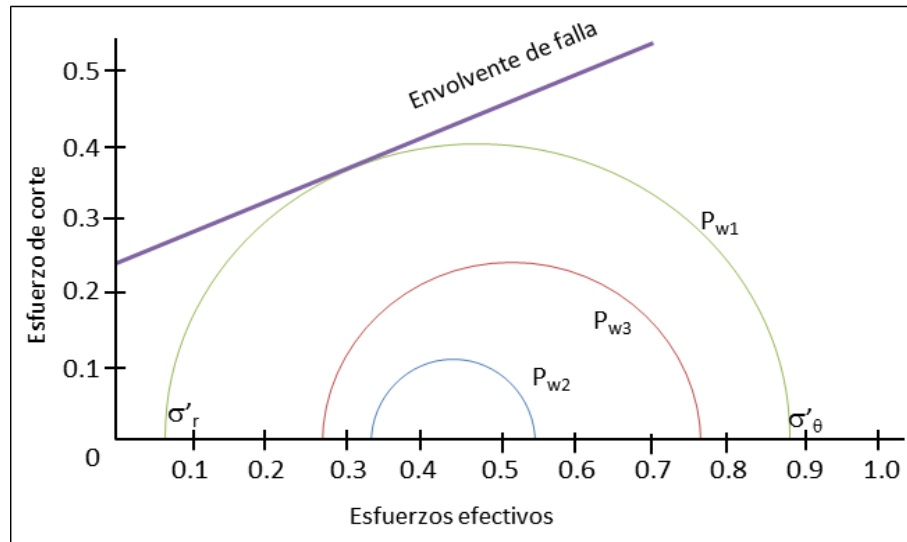


Figura 2.20 Representación de Mohr-Coulomb de los tres casos del ejemplo numérico.

También de la Figura 2.19 se observa que el esfuerzo constante se puede minimizar seleccionando una densidad de fluido de control adecuada.

Además, se observa que surgen esfuerzos de corte altos para densidades de fluido de control altas. Hoy en día esto no es considerado común, pero debe tenerse en mente. El principio de la línea media toma esto en cuenta.

Ahora se citará el colapso del agujero. Dado que se han presentado datos de campo también se puede evaluar brevemente la presión de fractura para el ejemplo. El fracturamiento es definido como una falla por tensión llevada a cabo cuando el esfuerzo efectivo tangencial de la Ecuación 2.30 es igual a cero. Utilizando los números dados en la Figura 2.19, se encuentra un gradiente de presión de fractura de 1.97 s.g.

2.6.2 Interpretación de registros caliper.

Se ha mostrado que la presión del agujero juega un papel importante en fallas por colapso. Con frecuencia el mejor remedio es incrementar la presión del

agujero, eso es para disminuir el esfuerzo de corte como se muestra en la Figura 2.20. También se introducirán brevemente los elementos y dureza de la roca. Desafortunadamente, es común que no se tenga información suficiente sobre los esfuerzos y dureza de la roca para desarrollar un análisis del colapso confiable.

Sin embargo, se tienen muchos registros de caliper del agujero, mostrando el agrandamiento del pozo. En esta sección, se tomará ventaja de estos registros para analizar los datos de campo de una forma empírica. Primero se analizará un pozo exploratorio vertical.

Ejemplo de pozo exploratorio.

Durante la perforación de este pozo sucedió un colapso del agujero. Aunque el colapso no fue muy pronunciado, se tuvo dificultad para asentar la tubería de revestimiento y el liner. Un escariamiento ayudó, la limpieza del agujero tomó un tiempo considerable antes de que el pozo fuera terminado exitosamente.

La Figura 2.21 muestra los esfuerzos y presiones en el pozo. Se observa que la primera sección del agujero (12-1/4') está anormalmente larga 200 m. La presión de poro es hidrostática debajo del agua de mar a 2800 m. el pozo tiene un perfil de gradiente de presión de poro bajo. También se muestran las densidades de fluido de control utilizadas, el gradiente de sobrecarga obtenido de la integración de registros de densidad, y los valores de goteo medidos debajo de cada zapata. Se ha visto que el pozo alcanzará una presión crítica y el colapso mientras la densidad del fluido de control sea disminuida, y que el esfuerzo radial es el parámetro clave. Ahora se calculará el esfuerzo radial para este pozo y se correlacionará con el registro de caliper. Se utilizarán los resultados de un análisis del pozo, que concluyen que el nivel de esfuerzo horizontal es aproximadamente 80% del esfuerzo de sobrecarga para este pozo. El esfuerzo efectivo de la Ecuación 2.30 puede entonces ser escrito:

$$\sigma'_r = P_w - P_p$$

$$\sigma'_{\theta} = 2\sigma_a - P_w - P_p$$

$$\sigma'_{\theta} = 2(0.8)\sigma_v - P_w - P_p \tag{2.31}$$

$$\sigma'_v = \sigma_v P_p$$

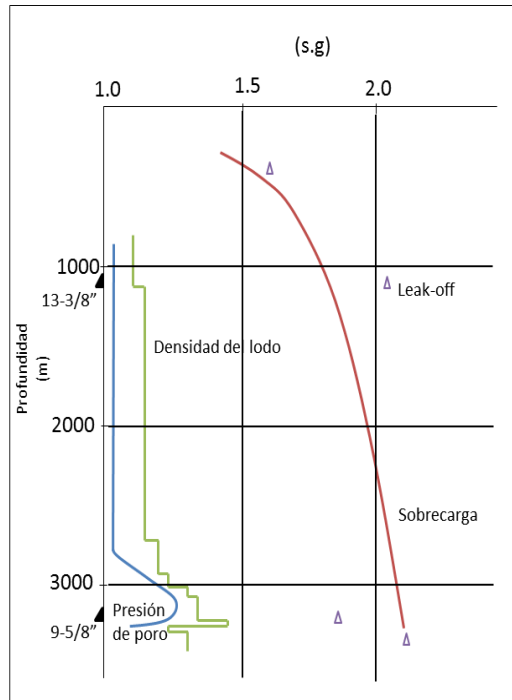


Figura 2.21 Gradientes de presión para el pozo exploratorio.

Se deben normalizar los datos a la profundidad. Por ejemplo si se calcula el esfuerzo radial efectivo por el esfuerzo efectivo de sobrecarga se espera una tendencia vertical.

Esta relación se puede obtener de la ecuación 2.31 como sigue:

$$\frac{\sigma'_{\theta}}{\sigma'_v} = \frac{(1.6\sigma_v - P_w - P_p)}{(\sigma_v - P_p)} \tag{2.32}$$

La Figura 2.22 muestra la Ecuación 2.32 graficada utilizando los datos de campo. También se muestra el registro de caliper. Se observa que existe una

correlación muy buena dado que el pozo es colapsado para $\sigma_{\theta}/\sigma_v > 1$, pero básicamente se calibra si está relación es menor.

En el fondo de la sección de 12-1/4' de la Figura 2.21 se observa que la densidad del fluido de control ha sido incrementada. El resultado es un agujero calibrado. Sin embargo, en la sección debajo de 8-1/2' la densidad del fluido de control fue temporalmente reducida, y ocurrió un colapso. Manteniendo una densidad de fluido de control alta el resto de la operación de perforación, resultó en un agujero calibrado.

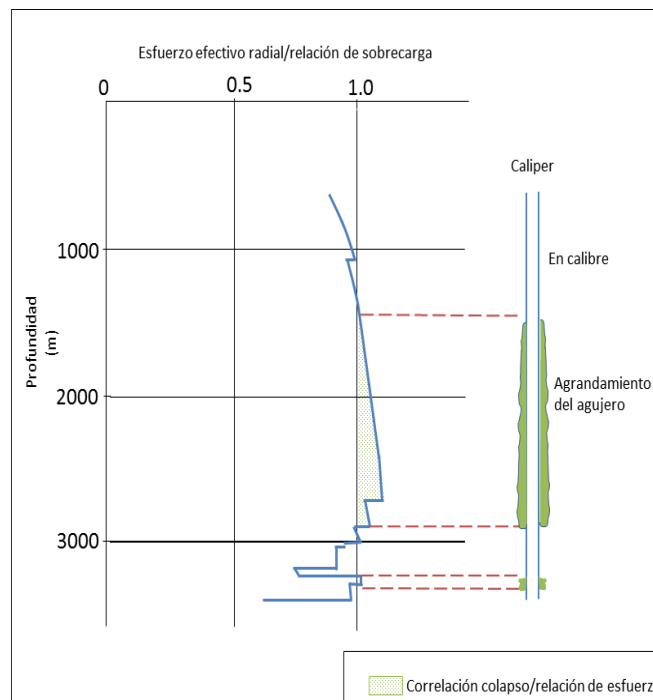


Figura 2.22 Correlación entre esfuerzo tangencial normalizado a la profundidad y registro caliper. Esfuerzo horizontal igual al 80% del esfuerzo de sobrecarga.

De la evaluación de la Figura 2.22 se puede constatar que se alcanzó la presión crítica de colapso cuando $\sigma_{\theta}/\sigma_v = 1$. Resolviendo la Ecuación 2.32 para esta condición resulta en:

$$P_f = 0.6\sigma_v \tag{2.33}$$

Realmente la solución a esta evaluación de este pozo en particular es que la densidad del fluido de control debería ser más alta que el 60% del esfuerzo de sobrecarga. Se muestra esta curva en la Figura 2.23. Se ve que sólo un ligero incremento en la densidad del fluido de control probablemente hubiera resultado en un agujero más calibrado.

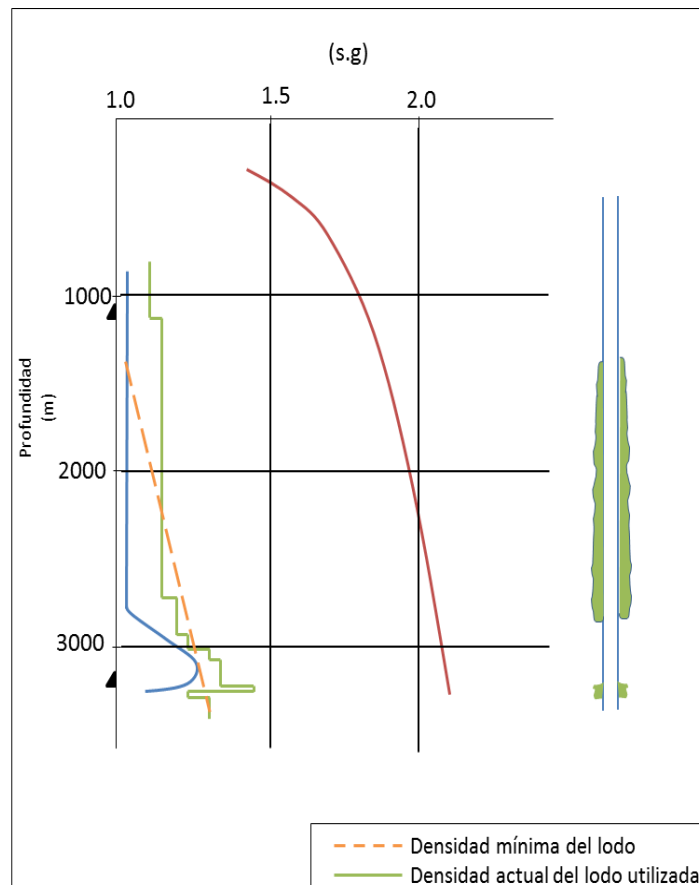


Figura 2.23 Resultados del análisis mostrando la densidad crítica del fluido de control mínima para evitar un colapso.

También de la Figura 2.23 se ve que el gradiente de esfuerzo de sobrecarga es incrementado sistemáticamente con la profundidad, lo cuál sólo se refleja en el estado de esfuerzos horizontales. La densidad del fluido de control, sin embargo, se mantiene aproximadamente constante lo que implica que los esfuerzos actuando en la pared del agujero incrementan con la profundidad. La selección óptima de la densidad del fluido de control ha sido citada anteriormente.

La litología de los intervalos colapsados de la Figura 2.23 abarca Jurásico Superior a Cretácico Superior. Una comparación entre el registro de caliper y la litología no resultan en una correlación.

Ejemplo de pozo profundo.

Ahora se verá otro caso, el cual es un poco más complicado, pero que puede ser analizado utilizando el mismo enfoque. La porción más baja de la sección de 12-1/4' de un pozo profundo experimentó un colapso considerable. La profundidad del intervalo es 4200-4630 m, debajo del pozo donde se esperan lutitas reactivas. Se cree que es un colapso mecánico del agujero, y que el remedio hubiera sido utilizar una densidad de fluido de control más alta. La Figura 2.24 muestra los gradientes de presión, y la Figura 2.25 muestra los colapsos resultantes de dos corridas de registros de caliper. La Figura 2.26 muestra el tiempo de exposición del agujero abierto.

Para desarrollar el modelado, primero debe ser establecido el estado de esfuerzos *in-situ*. Un estudio mostró que el gradiente de fractura podría ser aproximado al gradiente de esfuerzo de sobrecarga en esta profundidad. ($P_{wf} = \sigma_v$). Utilizando esta ecuación e igualando los esfuerzos efectivos a cero (Ecuación 2.30), el esfuerzo horizontal es estimado:

$$\sigma'_{\theta} = 2\sigma_a - P_f - P_p = 0$$

$$\sigma'_{\theta} = 2\sigma_a - \sigma_v - P_p = 0$$

ó

$$2\sigma_a = \sigma_v + P_p \quad (2.34)$$

Siguiendo el proceso obtenido anteriormente, se calculará la relación esfuerzo efectivo radial/sobrecarga utilizando el esfuerzo horizontal de la Ecuación 2.34.

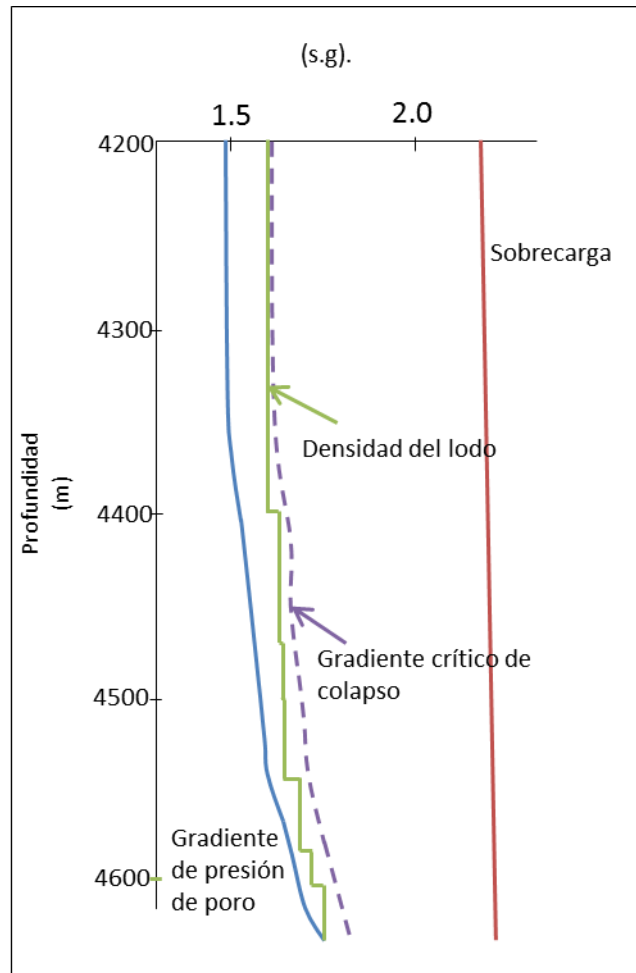


Figura 2.24 Gradientes de esfuerzo y presión para el pozo profundo.

$$\frac{\sigma'_{\theta}}{\sigma'_v} = \frac{(2\sigma_a - P_f - P_p)}{(\sigma_v - P_p)}$$

$$\frac{\sigma'_{\theta}}{\sigma'_v} = \frac{[(\sigma_v + P_p) - P_w - P_p]}{(\sigma_v - P_p)} \quad (2.35)$$

$$\frac{\sigma'_{\theta}}{\sigma'_v} = \frac{(\sigma_v - P_w)}{(\sigma_v - P_p)}$$

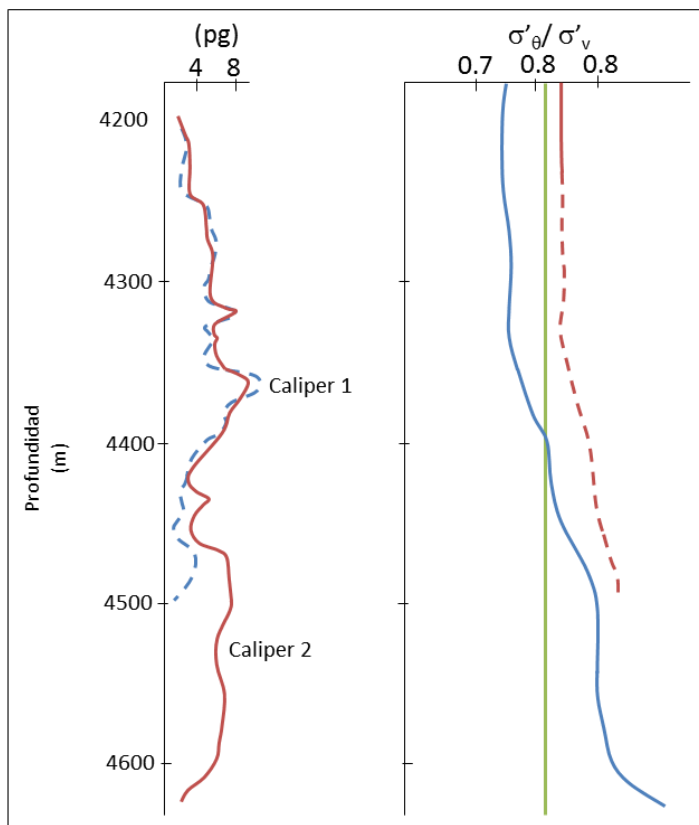


Figura 2.25 Registro caliper y relación de esfuerzo calculada.

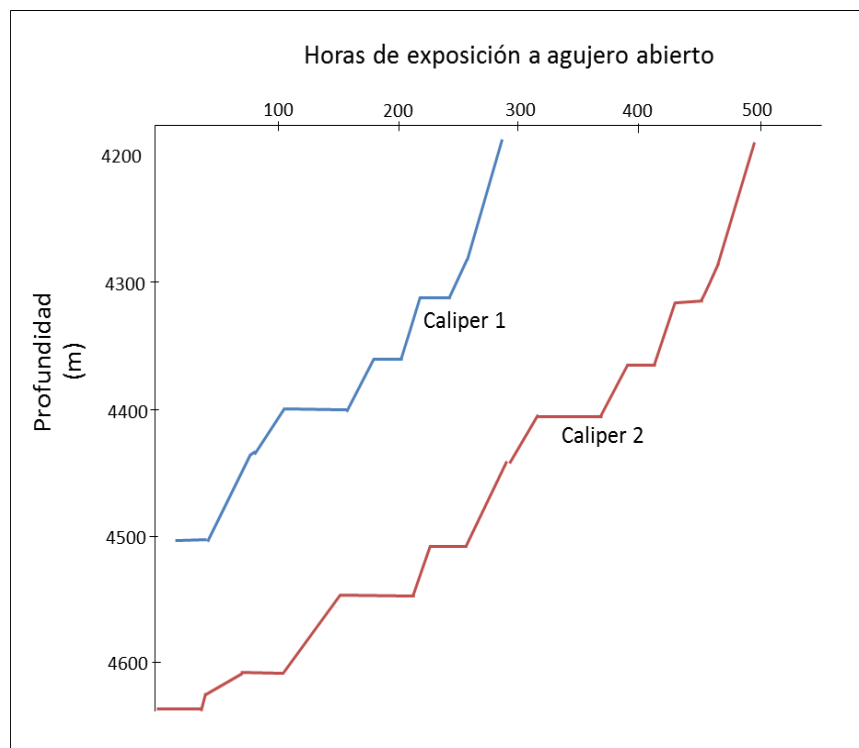


Figura 2.26 Tiempo de exposición de agujero abierto.

La figura 2.25 muestra esta relación calculada por ambas corridas de registros caliper. Sin embargo se tiene un problema, las secciones de caliper no están calibradas, por lo tanto no se tiene profundidad de referencia con transición para el agujero calibrado/colapsado. No obstante, al comparar las Figuras 2.25 y 2.26 se pudo conseguir un inicio. En la Figura 2.26 se observa que el tiempo de exposición del agujero abierto es aproximadamente 200 horas más para la segunda corrida de registro a alrededor de 4500 m. Aún, los dos registros caliper son demasiado parecidos. Una interpretación de esto puede ser la siguiente:

Cuando se perforó debajo de 4500 m, la densidad del fluido de control fue incrementada gradualmente. Esto significa que la sección desde 4200 a 4500 m ahora está expuesta a una presión más alta que cuando la sección fue perforada. Debido a que no ha ocurrido un colapso adicional en la parte superior, posiblemente la densidad del fluido de control estaba por arriba del nivel crítico. En otras palabras, para la sección del agujero arriba de 4500 m la densidad del fluido de control inicial era demasiado baja (registro caliper 1), mientras que el fluido de control utilizado mientras se perforaba la última parte estaba por arriba del nivel crítico de colapso (registro caliper 2). No obstante, durante la perforación de la sección de 4500-4632 m, la densidad del fluido de control era demasiado baja para esta parte del fondo. Esta es una zona de incremento de presión de poro. En aproximadamente 4200 m, ambas curvas de caliper muestran un colapso mínimo. Esto puede sugerir que aquí se encuentra cerca de la presión de colapso crítica.

Si se utilizan las definiciones de arriba, entonces la correlación de la relación de esfuerzo efectivo de la Figura 2.24 estará entre las dos curvas. Dado que la relación de esfuerzo efectivo es normalizada a la profundidad, se selecciona una tendencia vertical de relación 0.32 como muestra la línea de diseño, que cruza la segunda curva de relación de esfuerzo a 4220. Insertando este valor en la Ecuación 2.35 surge la siguiente ecuación para la presión crítica de colapso.

$$\frac{\sigma'_{\theta}}{\sigma'_v} = \frac{(\sigma_v - P_{wc})}{(\sigma_v - P_p)} = 0.82$$

$$P_{wc} = 0.18\sigma_v + 0.82P_p \quad (2.36)$$

La ecuación 2.36 define la densidad crítica del fluido de control. Esto está indicado en la Figura 2.24. Si se perforara otro pozo en la misma área, esta densidad crítica del fluido de control debería ser utilizada como un valor máximo. Sin embargo, esta ecuación es válida sólo para las condiciones encontradas en este pozo. Si por ejemplo se encuentra otro régimen de presión de poro en otro pozo, el estado de esfuerzos in-situ probablemente sería normalizado para estas condiciones. No se ha mostrado la litología en la Figura 2.25, pero la roca de arriba aproximadamente 4450 m es creta, y debajo es lutita.

Se he demostrado que aún si faltan porciones calibradas del registro caliper, todavía se puede estimar la presión de colapso crítica. En este caso se utilizó el segundo registro caliper para identificar que el colapso se ha detenido. Este problema también conduce hacia un colapso del agujero dependiente del tiempo, lo cual se discutirá a continuación.

2.6.3 Dependencia del tiempo.

En el ejemplo previo sólo se consideró el estado de esfuerzos contra la falla. De la experiencia de campo se sabe, que los problemas del agujero son claramente dependientes del tiempo. Si un pozo es perforado y entubado en un tiempo corto, generalmente no se tendrán problemas. Si, por otra parte, se le permite al agujero estar descubierto por algún tiempo, surgirán problemas como dificultades para asentar T.R's.

La Figura 2.24 demuestra la dependencia del tiempo en el agrandamiento del agujero por debajo de 4200 m. a continuación se compararán cuatro pozos productores.

La Figura 2.27 muestra cuatro pozos. El tiempo de exposición en agujero abierto difiere en estas curvas para varias partes del agujero, que es el tiempo desde la perforación hasta la toma de registros.

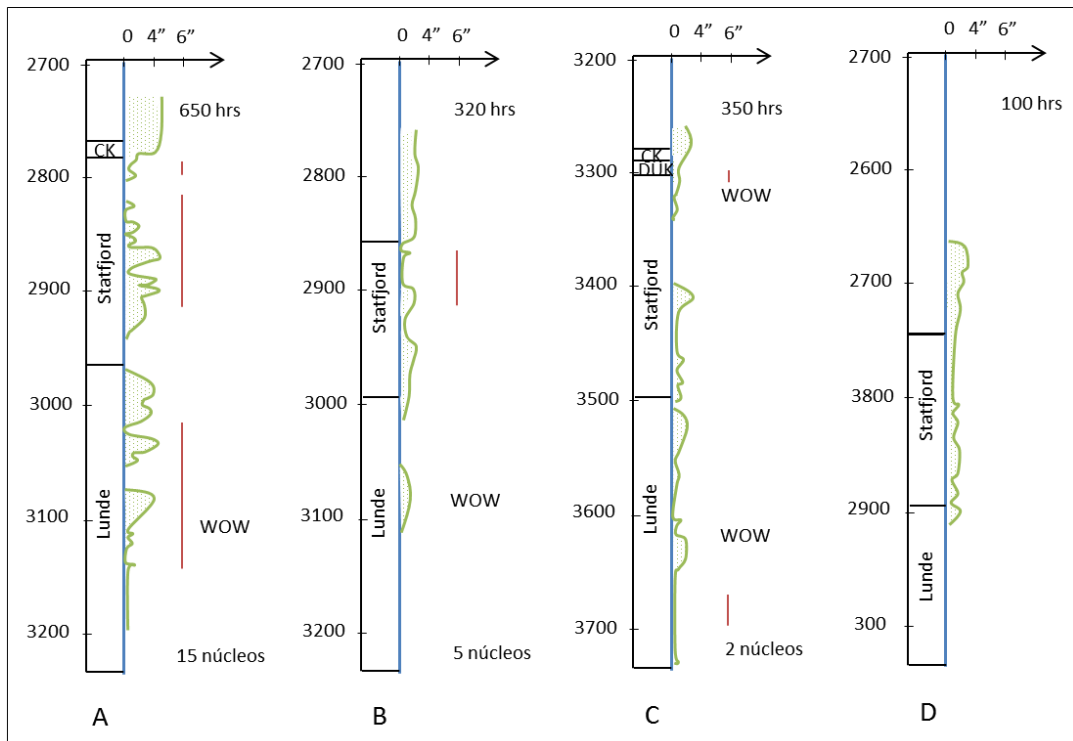


Figura 2.27 Registros caliper para cuatro pozos productores.

De la Figura 2.28 se ve que la sección del fondo de cada pozo se ha mantenido abierta aproximadamente el mismo tiempo, de 30 a 60 horas. Esto es consistente con los registros de caliper de la Figura 2.27 que muestra un colapso similar pero más pequeño para los cuatro pozos. Además los tiempos de exposición del agujero abierto son un poco diferentes, dado que se han implementado varios programas de muestreo de núcleos y también los pozos han sido temporalmente abandonados debido a las condiciones del mal clima, como se indicó en la predicción del clima (WOW) en la Figura 2.27. El pozo A ha sido abierto por 650 horas con un colapso máximo de 4.5 pg.

Los pozos B y C se han mantenido abiertos por 320-350 horas dando un colapso máximo de dos pulgadas, mientras que el pozo D por 100 horas, con un colapso menor a 2 pg. El ejemplo de arriba demuestra la dependencia del tiempo del colapso del agujero.

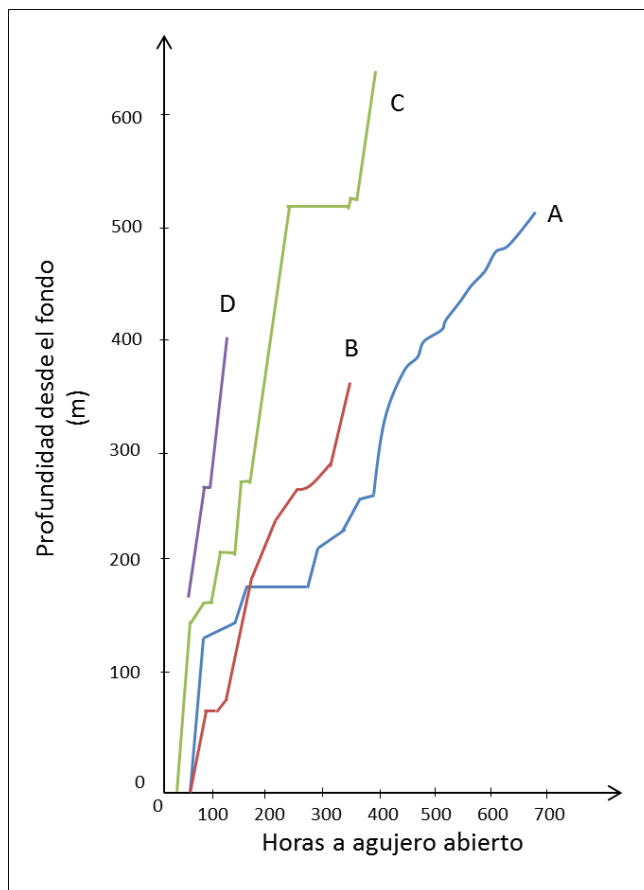


Figura 2.28 Tiempo de exposición a agujero abierto para los cuatro pozos.

Brerland (1993), desarrolló un análisis del colapso del agujero dependiente del tiempo de un campo de aceite del Mar del Norte. Se investigaron los siguientes elementos principales¹:

- El campo de esfuerzos anisotrópicos;
- El esfuerzo de sobrecarga;
- El tiempo de exposición del agujero abierto;
- La profundidad;
- La litología;
- Los efectos de inhibición de cloruro de potasio (KCl)
- Esfuerzos efectivos de los elementos de arriba.

Debido a que se desarrollaron 41 análisis diferentes no se discutirán todos los aspectos del modelado, sólo se puntualizará en algunas observaciones:

- Aunque el uso de esfuerzos horizontales anisotrópicos para campo da mejores resultados, se obtuvo una correlación razonable utilizando el esfuerzo de sobrecarga como una carga externa;
- El colapso es claramente dependiente de la litología.
- Se encontró un nuevo parámetro que dominó el alcance del colapso. El alcance del colapso parecía ser proporcional al espesor de cada grupo litológico.

El último elemento requiere una explicación. La Figura 2.29 muestra una porción de registro caliper. También se muestran los grupos litológicos. Se observa que las secciones de areniscas básicamente están en calibre, mientras que la secciones de lutitas están colapsadas. Berland (1993) observó que el colapso era proporcional al espesor de la unidad litológica. O puesto de otra manera, si ocurren secuencias de arenas con secuencias de lutitas el efecto es que se reduce el colapso. Los mecanismos no están completamente entendidos.

Para resolver el problema con unidad de espesor, Berland introdujo un modelo de colapso dependiente de la profundidad. El principio se muestra en la Figura 2.30 para una secuencia de lutitas, los límites superior e inferior de arenas están marcados. El colapso entre estas está representado por una elipse o alguna otra función. En el ejemplo se han utilizado dos líneas rectas. El colapso dentro de este triángulo puede ser calculado de la siguiente ecuación:

$$X = \frac{(D_h - D'_h)}{H} \quad (2.37)$$

Utilizando este modelo, Berland obtuvo un modelo de colapso dependiente del tiempo de la siguiente forma:

$$\frac{D_h}{D'_h} = X\sigma_v(a + bD_{TVD}) \ln(t) \quad (2.38)$$

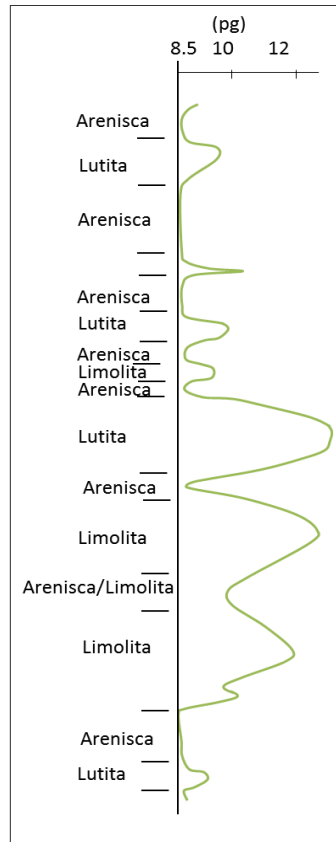


Figura 2.29 Colapso vs litología y espesor de unidad litológica.

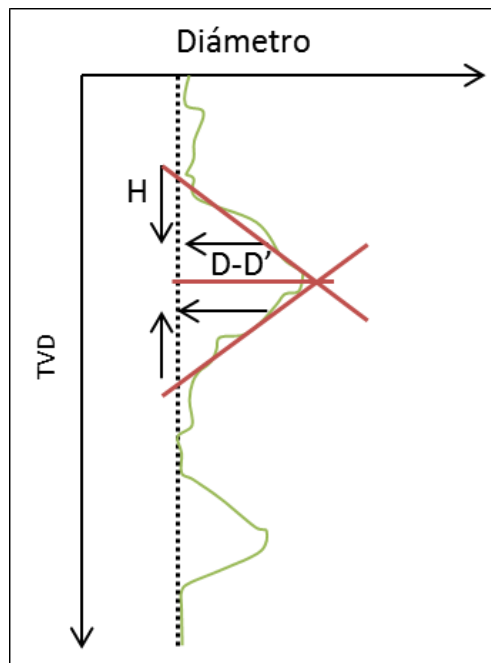


Figura 2.30 Modelo del colapso dentro de la unidad litológica.

Utilizando este enfoque Berland dirigió para modelar el colapso del pozo completo.

Se debe puntualizar que Berland (1993) desarrolló ambos modelos y pruebas de hipótesis. Los datos tienen posiblemente muy pocas variaciones para desarrollar un modelo general.

Ahora se ha mostrado que el colapso del agujero o el agrandamiento del agujero son temas importantes. Aunque un simple esfuerzo o modelo material describe como se comporta el agujero con respecto a variar las presiones del pozo, con frecuencia son inadecuados para simular el comportamiento real del pozo. Se ha mostrado que el tiempo de exposición de agujero abierto y la unidad de espesor de la roca pueden ser parámetros gobernantes. Sin embargo, se ha demostrado que se pueden establecer simples correlaciones entre el registro caliper y la densidad del fluido de control utilizada para establecer densidades críticas de fluido de control. Estas pueden ser herramientas importantes para aplicaciones de campo. Además, el análisis puede ser extendido cuando se tienen disponibles otros datos.

2.7 Evaluación de la perforabilidad

En ingeniería petrolera se tienen relativamente pocos datos disponibles comparados con la vasta cobertura de pozos. La toma de registros del pozo es importante para determinar los parámetros petrofísicos para una mejor evaluación. Un antecedente es que los registros siempre recaen en el tiempo, aún con la herramienta de medición mientras perfora (MWD) la cual mide de 5 a 10 m detrás de la barrena. Sin embargo, la barrena está en el fondo del agujero. Si se puede utilizar la información de la barrena instantáneamente se sabrán los cambios que ocurren. También la información de la perforación es una fuente poco utilizada con un gran potencial para correlaciones. A futuro se generará un registro de perforabilidad de alta calidad que se utilizará con los registros eléctricos. Se están haciendo mejoras en los datos de tiempo de perforación, lo cual dará un registro de

perforabilidad de mejor calidad en un futuro. Kylinstad et al. (1993) citó algunas mejoras recientes de los datos de perforación.

El exponente d en realidad es una perforabilidad que es utilizada para estimación de presión de poro. Las técnicas de interpretación no han avanzado significativamente en los últimos 20 años. La interpretación común es buscar desviaciones a partir de una línea recta, que a menudo es interpretado como un indicador de incremento de presión de poro. El exponente d es una función logarítmica, como se ilustra abajo:

$$d_e = \frac{\log\left(\frac{ROP}{N}\right)}{\log\left(\frac{WOB}{D'_h}\right)} \quad (2.39)$$

Se sabe que el ritmo de perforación depende de la carga y la velocidad de rotación. El modelo más simple de perforación puede ser expresado como:

$$ROP = \frac{(d_l)(WOB)(N)}{D'_h}$$

Aquí se ha utilizado (d_l) para definir la perforabilidad, que es en realidad un factor de escala entre la roca y la barrena. De los datos de perforación todos los parámetros están disponibles excepto la perforabilidad. Esto se expresa como:

$$d_l = \frac{(ROP)(D'_h)}{(WOB)(N)} \quad (2.40)$$

Se ve que las Ecuaciones 2.39 y 2.40 definen en realidad las perforabilidades. La desventaja del exponente d es que la escala logarítmica no es lineal. También existe una pequeña evidencia de que esta dependencia logarítmica está relacionada a la física real del proceso de perforación. En los siguientes ejemplos se utilizará sólo la Ecuación 2.40.

2.7.1 Ejemplo de desgaste de lutita.

Durante la perforación de pozos de producción en un campo de aceite se experimentó una pérdida de circulación en el intervalo de 1100-1200 m de profundidad. Una investigación calculó que a partir de la evaluación de recortes y registros eléctricos, el intervalo de pérdida es idéntico a las rocas de arriba y de abajo, esto es, lutita sedimentada. No hubo indicadores para distinguir el intervalo de pérdida, dado que fallas y tectónica también fueron descartadas.

Se desarrolló un análisis de perforabilidad para cuatro de los pozos. La Figura 2.31 muestra los resultados. Los registros de perforabilidad son generados utilizando la Ecuación 2.40. Se encontró que la perforabilidad era más alta en el intervalo de pérdidas en los cuatro pozos considerados. En la Figura 2.31a se observa que el ritmo de perforación incrementa por un factor de 5-10 pg en el intervalo 1138-1212 m. En la Figura 2.31b, este efecto es menos pronunciado, pero se ve una perforabilidad incrementada en el intervalo 1167-1232. La Figura 2.31c muestra una perforabilidad incrementada en el intervalo 1162-1210 m. en el último pozo se está penetrando una capa de arena justo debajo del intervalo investigado. A menudo los intervalos de arena tienen perforabilidades más altas que intervalos de lutitas en este campo. Estos pozos se encuentran inclinados y la profundidad mostrada es a lo largo de la trayectoria del pozo.

El problema observado fue que existían rocas más débiles a la mitad de una secuencia de lutitas. De medidas en recortes y registros eléctricos no se pudo distinguir el intervalo de alrededor. Sin embargo, el análisis de perforabilidad mostró que este intervalo se perforaba más fácilmente que los alrededores. También se encontró que existía un desgaste de lutitas en este intervalo de profundidad. Por lo tanto es razonable relacionar esta zona débil a las propiedades del diapiro. Se cree que todas las formaciones a esta profundidad somera están normalmente presurizadas. Dado que la presión de fracturamiento también fue reducida en este intervalo, posiblemente un estado de esfuerzos horizontales reducido es el mecanismo primario causante del problema. Otra explicación es que un diapiro arcilloso tiene un contenido de agua más alto que los alrededores,

causando una mayor porosidad. No obstante, en esta situación no se tiene el entendimiento completo del problema, pero se ha demostrado el potencial de utilizar registros de perforabilidad para correlaciones empíricas.

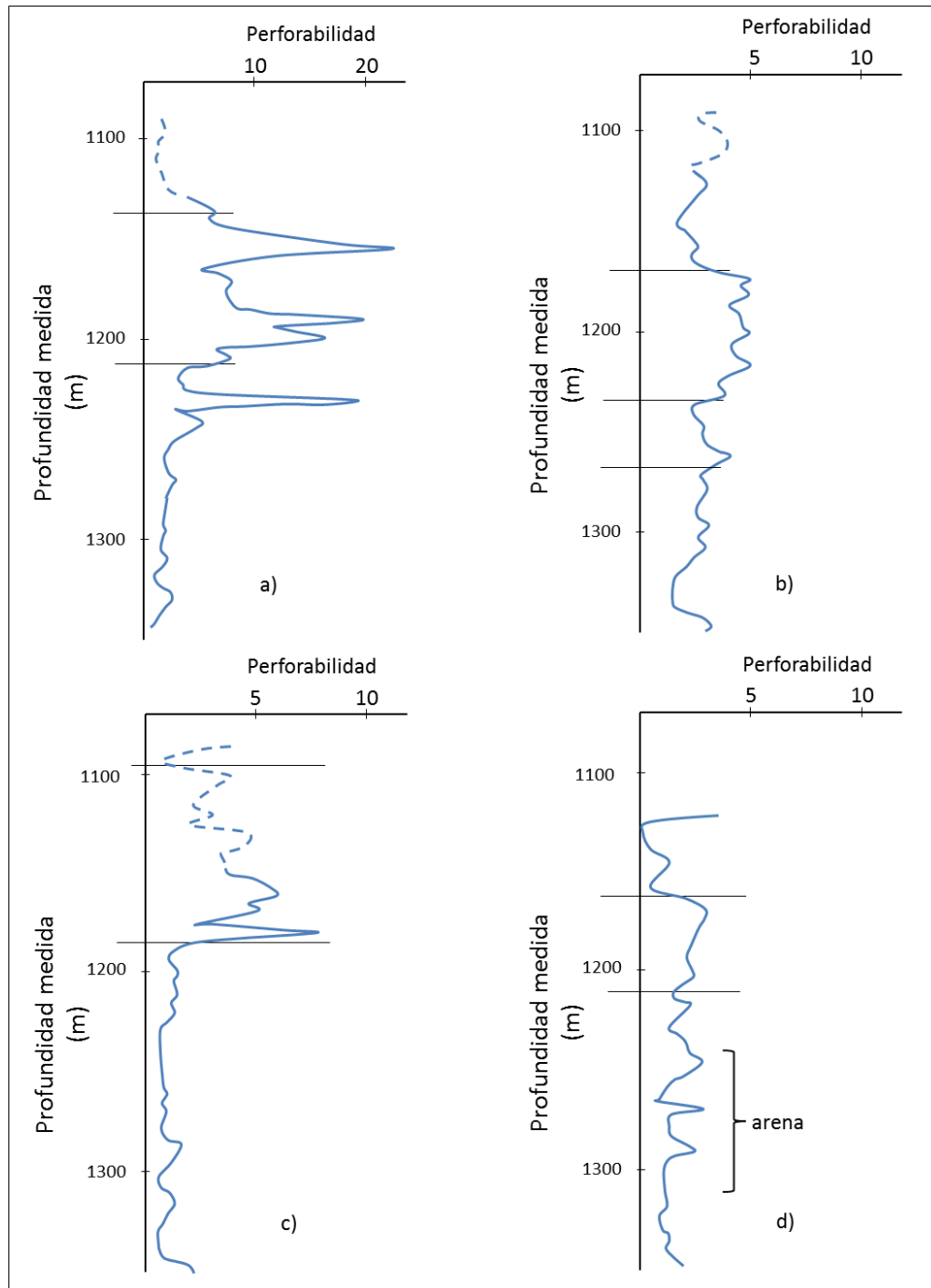


Figura 2.31 Registros de perforabilidad para cuatro pozos productores.
 a) Pozo A; b) Pozo B; c) Pozo C d) Pozo D.

2.7.2 Ejemplo de pozo auxiliar (de alivio)

El arranque subterráneo en el pozo 2/4-14 del problema tomó aproximadamente un año para controlarlo. Se perforó un pozo de alivio 2/4-15s, a aproximadamente 5000 m de profundidad y se estableció comunicación con éxito resultando en la detención de la operación. Las consideraciones de mecánica de roca son discutidas por Aadnoy & Bakoy (1992). En particular el mecanismo de ruptura fue identificado más como un colapso que como una fractura, lo cual fue una creencia convencional en ese tiempo.

Durante el arranque, el pozo 2/4-14 había sido sujeto a un flujo subterráneo que fue estimado en 18,000 barriles de aceite/condensado por día, por cerca de un año. Por lo que el yacimiento tuvo una reducción en la presión, y la roca alrededor del pozo arrancado había sido sujeta a esfuerzos radiales altos, debido a la disminución en la presión del fondo del agujero. En otras palabras los cambios de esfuerzo y presiones tomaron lugar en las vecindades del pozo.

Como parte de la post-evaluación, los registros de perforabilidad fueron hechos para ambos pozos. Cerca del fondo, ambos pozos estaban apartados sólo por unos metros. Por lo tanto, se asumió que la roca virgen era idéntica alrededor de ambos pozos y que cualquier diferencia debería atribuírsele a los efectos del arranque subterráneo.

La Figura 2.32 muestra las curvas de perforabilidad resultantes. La línea punteada muestra la perforabilidad del pozo inicial. La perforabilidad era aproximadamente constante por debajo de 4714 m, donde se penetraba la arena más débil. La perforabilidad incrementó aquí por un factor de seis.

Durante la perforación siguiente, la perforabilidad incrementó nuevamente cuando se penetraba el yacimiento a 4732 m, causando un arranque subterráneo a la formación Mandal, y también a una arena más somera en aproximadamente 900 m de profundidad.

La curva sólida muestra la perforabilidad para el pozo de alivio adyacente. Debajo de 4673 m, las perforabilidades de ambos pozos son casi idénticas. Sin

embargo, a esta profundidad, la perforabilidad del pozo de alivio incrementa significativamente sobre la curva del pozo inicial.

A 4673 m se define la profundidad a la cual hay un cambio de propiedades debido al arranque subterráneo. A esta profundidad las formaciones y el régimen de presión han sufrido alteraciones. A 4673 m la distancia entre los dos pozos era de aproximadamente 6.4 m. la conclusión de Aadnoy & Bakoy (1992) es que el flujo subterráneo que sucedió por cerca de un año causó cambios que penetraron 30 veces el radio a partir del pozo, que fue, con mucho, superior a los radios de 5 pozos que fue predicho por la teoría de la mecánica de rocas. Esto es importante al planear el tamaño del objetivo en la perforación de pozo de alivio.

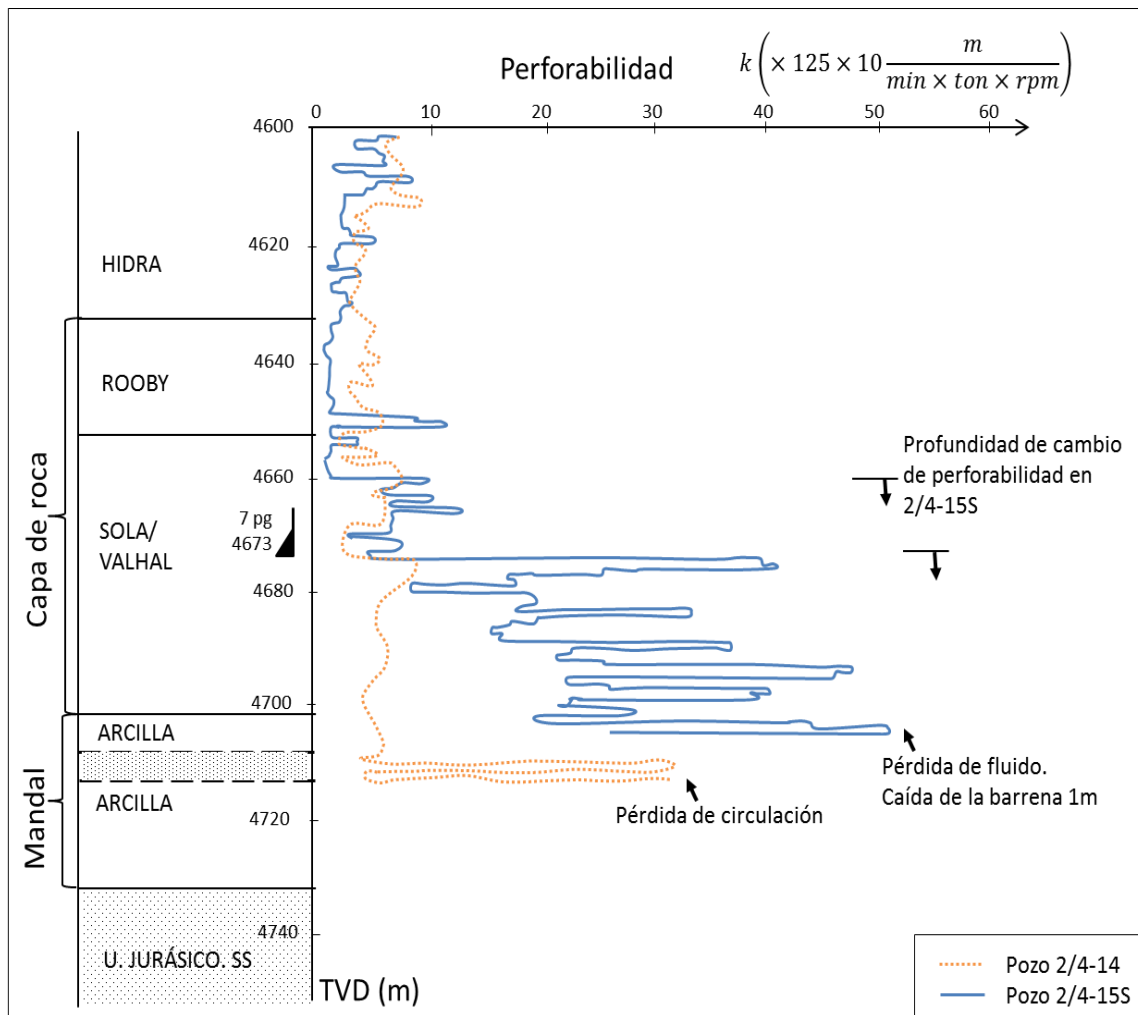


Figura 2.32 Perforabilidades para el pozo 2/4-14 y el pozo de alivio (2/4-15S).

Estos dos ejemplos demuestran que el registro de perforabilidad puede proporcionar información importante en las evaluaciones de mecánica de rocas. Un registro de perforabilidad refinado puede también en el futuro proporcionar mejor información sobre las formaciones de las fronteras y de las rocas sello.

2.7.3 Curva de tiempo de perforación.

La parte superior del pozo es perforada con una barrena más grande que las partes más profundas del pozo. Aun así las capas son más fáciles y rápidas de perforar. La roca está más compactada y ha sufrido cambios diagenéticos con la profundidad, lo cuál la hace más dura. El esfuerzo *in-situ* también incrementa con la profundidad. También hay, por supuesto una relación entre el estado de esfuerzos y las propiedades de la roca.

La Figura 2.33a ilustra una curva de tiempo de perforación, con un incremento importante en el tiempo con la profundidad. Las secciones planas representan operaciones sin perforar como asentamiento de T.R.'s y cementaciones. Si se remueve el tiempo de operaciones de asentamiento de T.R.'s, se obtiene una curva de tiempo de perforación efectiva como se indicó en la Figura 2.33b.

El hecho de que el tiempo de perforación incrementa con la profundidad significa que el ritmo de perforación decrece con la profundidad. La siguiente relación entre la distancia perforada, ritmo de perforación y tiempo de perforación se puede establecer como:

$$\delta D = ROP\delta t \quad (2.41)$$

Ahora se asumirá que el esfuerzo de sobrecarga da una magnitud razonable del estado general de esfuerzos a cualquier profundidad, en ausencia de más información detallada de esfuerzos. Generalmente se tiene una curva de esfuerzo de sobrecarga para todos los pozos. La Figura 2.33c muestra una curva típica de esfuerzo de sobrecarga. Aunque ocurren algunas desviaciones en las capas

superficiales, se puede aproximar a una línea recta, eso es un gradiente aproximadamente constante.

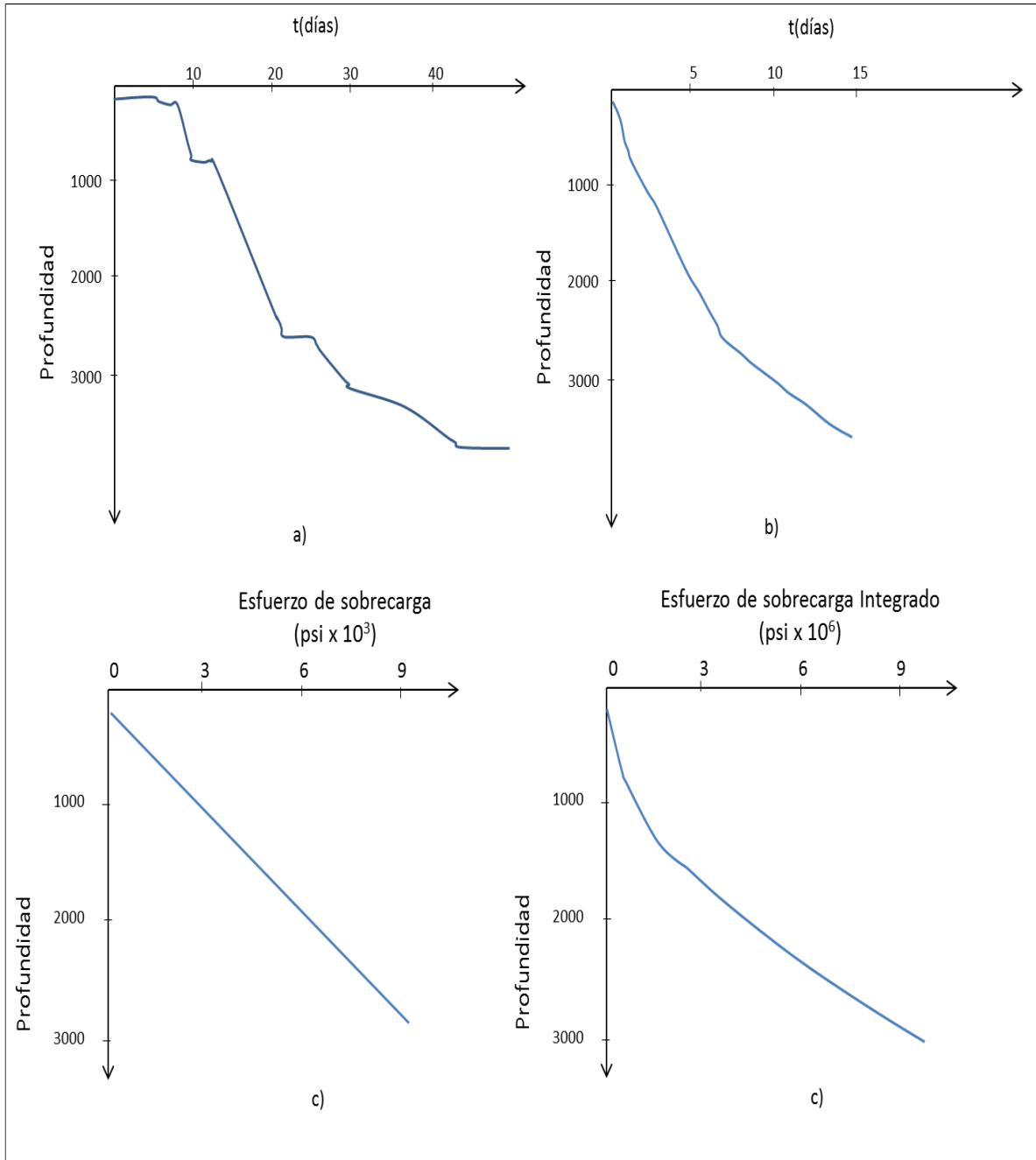


Figura 2.33 Comparación visual entre el tiempo de perforación y el esfuerzo de sobrecarga integrado. a) Tiempo vs profundidad; b) Tiempo efectivo vs profundidad; c) Esfuerzo de sobrecarga vs profundidad d) Esfuerzo de sobrecarga integrado vs profundidad.

Se ve que el esfuerzo de sobrecarga incrementa con la profundidad, mientras que el ritmo de perforación decrece. Es por esto que, se asumirá que existe una relación inversa. (El esfuerzo de sobrecarga es el gradiente multiplicado por la profundidad).

$$ROP = \frac{1}{\sigma_v D} \quad (2.42)$$

Eliminando el ritmo de perforación al combinar las dos ecuaciones de arriba resulta en:

$$\delta t = \sigma_v D \delta D$$

El tiempo requerido para perforar una distancia dada se puede obtener al integrar esta ecuación.

$$t = \int_{D_0}^{D_t} \sigma_v D \delta D \quad (2.43)$$

Si se asume una función de esfuerzo de sobrecarga lineal entonces el tiempo de perforación se vuelve proporcional al cuadrado de la profundidad, por ejemplo.

$$t = \sigma_v D^2 \quad (2.44)$$

La figura 2.33d muestra la curva de sobrecarga integrada. Comparando la curva de tiempo de perforación efectivo en la Figura 2.33b con la curva de esfuerzo de sobrecarga integrada de la Figura 2.33d, se ve un buen parecido. La Ecuación 2.43 puede ser utilizada para modelar el tiempo de perforación. La Ecuación 2.43 también puede ser descrita por una descripción análoga.

La integración del tiempo de perforación desde t_0 hasta t_1 es equivalente al trabajo de la barrena a través del campo de esfuerzos desde D_0 hasta D_1 . El trabajo mecánico realizado es equivalente a una integración en el tiempo.

2.7.4 Normalización de la perforabilidad con la profundidad.

Sólo se ha demostrado que existe una correlación aparente entre el esfuerzo de sobrecarga y el tiempo de perforación. Una aplicación de este concepto es establecer correlaciones para el modelado y optimización del tiempo de perforación.

La Ecuación 2.42 define una relación inversa entre el ritmo de perforación y el esfuerzo de sobrecarga. Esto se utilizará para normalizar el ritmo de perforación con la profundidad. Se utilizará esta relación para definir una perforabilidad normalizada a la presión y a la profundidad.

$$d_{ln} = d_l \sigma_v D$$

Si se inserta esta expresión en la Ecuación 2.40, la perforabilidad normalizada se vuelve:

$$d_{ln} = \frac{(ROP)(\sigma_v)(D)(D'_h)}{(WOB)(N)} \quad (2.45)$$

En la evaluación de la perforabilidad tradicional, por ejemplo, cuando se calcula el exponente d , hay una tendencia a declinar con la profundidad. Con la normalización con esfuerzos y profundidad, se espera una tendencia vertical recta, esto significa que la perforabilidad normalizada desde la parte superior puede ser comparada con la perforabilidad normalizada con la profundidad. Esto entonces, proporciona un marco con un potencial incrementado para la interpretación.

CAPÍTULO III:

METODOLOGÍA DE DISEÑO DE POZOS

En el proceso de perforación se tienen aplicaciones de Geomecánica para la determinación de la ventana operacional en la estabilidad de pozos, colapso de tuberías de revestimiento, diseño de barrenas, localización de pozos y diseño de la trayectoria en función de los esfuerzos *in-situ* para reducir los problemas del pozo citados en el capítulo I.

Como ya se ha tratado, para realizar un análisis de estabilidad se requiere conocer parámetros elásticos, poroelásticos y de falla de las formaciones, tales como Módulo de Young (E), Relación de Poisson (ν), Resistencia a la Tensión (TS), Resistencia a la Compresión Uniaxial (UCS), Ángulo de Fricción (ϕ) y Cohesión (S_0) para construir el “modelo de roca” a lo largo del intervalo de interés; este modelo es construido a partir de registros, sin embargo, dado que éstos son una medición indirecta requieren ser ajustados o calibrados, resultando de gran importancia los valores de los parámetros mecánicos determinados en laboratorio ya que si se dispone de éstos a diferentes profundidades, se podrán calibrar las curvas de las propiedades generadas que constituyen el “modelo de roca” que es fundamental para la determinación de la ventana operacional¹¹.

La detección de las presiones anormales de formación, es esencial para la planeación del pozo, así como durante la perforación del mismo, es por esto que contar o disponer de esta valiosa información es parte fundamental para la realización del diseño de asentamiento de las tuberías de revestimiento.

Cuando estos principios y técnicas de detección son aplicados correctamente, el pozo puede ser perforado en una forma segura y eficiente; minimizando el tiempo y costo de perforación. Lo primero que se debe realiza es la optimización hidráulica como se propone en el capítulo I.

En este capítulo se desarrolla una metodología para el cálculo de geopresiones en conjunto con el análisis de estabilidad, se ilustra la metodología en la figura 3.1, a partir de registros geofísicos (GR, RHOB, RT, DT, etc). Con esta información se procede a la determinación de los gradientes de sobrecarga, poro y fractura, en esta parte se determinan las tendencias normales junto con sus exponentes y valores de los parámetros mecánicos que resultan fundamentales para los análisis que se derivan a partir de estos cálculos¹⁴.

Una vez determinado el modelo de roca en conjunto con otros parámetros requeridos por el análisis de estabilidad y graficada la ventana operacional, se aplica el principio de la “Línea media” como una primera aproximación de una densidad del fluido de control, y se realiza la evaluación Geomecánica en la cual se utiliza el conocimiento de esfuerzos in-situ para la selección del criterio de falla. Posteriormente se determina la magnitud de los esfuerzos horizontales. Esta información es fundamental para el análisis de estabilidad. Continuando con la metodología se da paso a un análisis de sensibilidad para verificar la respuesta del modelo a cambios en los datos de entrada, e identificar aquéllos que causan las variaciones más significativas, este análisis se lleva a cabo cambiando cada una de los parámetros mecánicos mientras se mantienen fijas los otros, esto se realiza con el fin de determinar cuáles de ellos necesitan más estudio para reducir el riesgo y cuáles otros son menos importantes¹⁵.

Finalmente se realiza una evaluación cuantitativa del riesgo para determinar la incertidumbre en cada parámetro de entrada y valorar la probabilidad de alcanzar un grado deseado de estabilidad del pozo con un peso del fluido de control dado. Todo lo anterior estará mejor soportado al incluir el comportamiento mecánico de las formaciones en el diseño tradicional, para poder optimizar y reducir problemas operativos así como operaciones no planeadas que conllevan a costos adicionales durante la perforación.

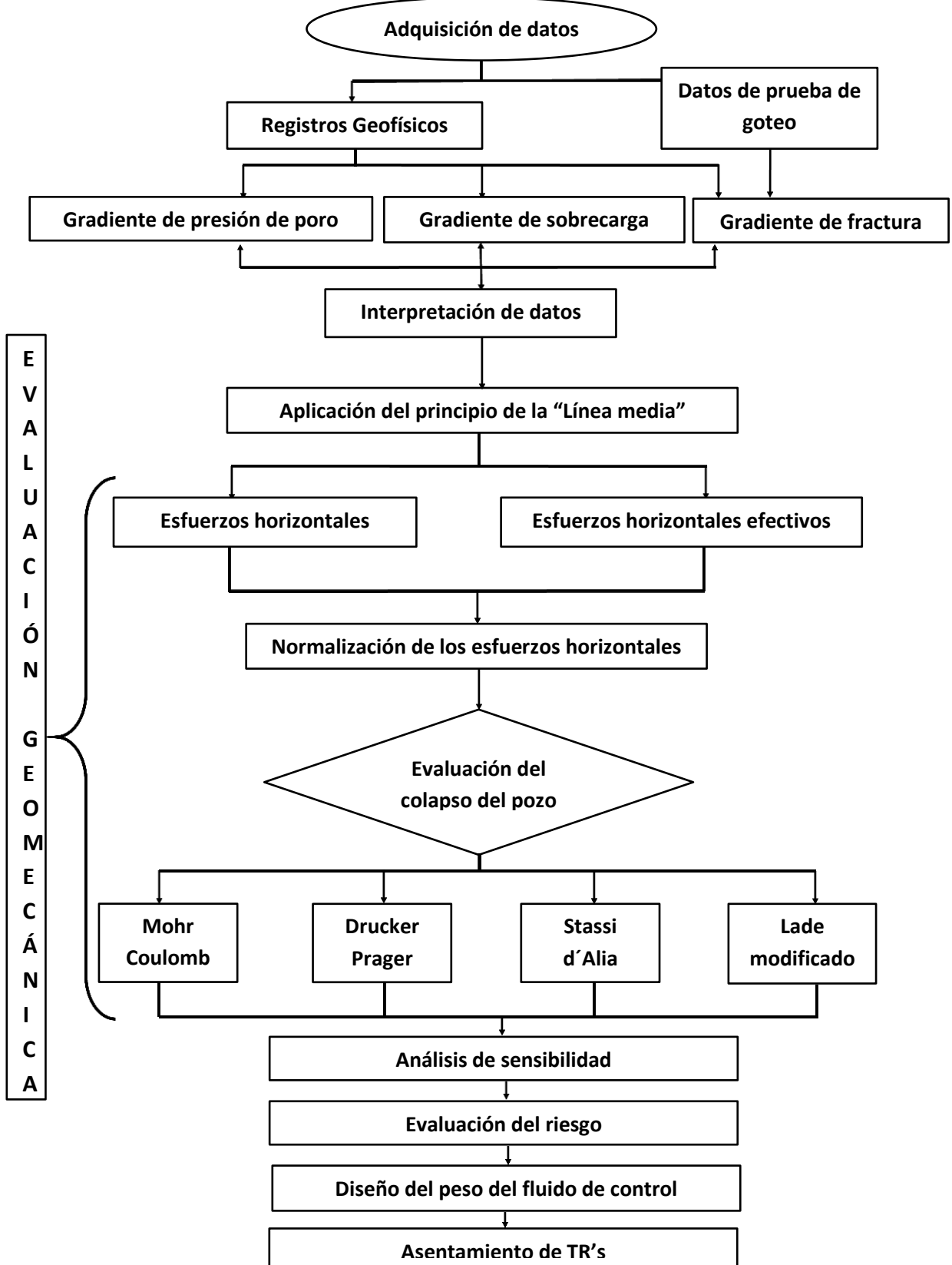


Figura 3.1 Metodología de diseño.

3.1 Adquisición de datos.

3.1.1. Análisis de registros geofísicos.

Se debe realizar un análisis de los registros con los que se cuenta para poder definir una ventana operativa con buena exactitud. Todos los métodos para evaluar la presión de poro emplean los valores de tiempo de tránsito o de resistividad en las lutitas para definir la tendencia normal de compactación. Para esto, es fundamental seleccionar los intervalos de lutitas limpias. Se programó una hoja de cálculo para la obtención de las geopresiones en la cual se deben ingresar datos de registros geofísicos (Figura 3.2) y se puede obtener los registros gráficamente.

1	PROFUNDIDAD	PROFUNDIDAD	GR	RES	DENS	DT	DT_wl
2	FT	M	GAPI	OHMM	g/cc	US/FT	US/FT
3							
4							
5							
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							

Figura 3.2 Adquisición de registros geofísicos.

3.1.2. Obtención de intervalos de lutitas limpias.

A partir de un registro de litología, como rayos gamma, trazar la línea base de lutitas limpias seleccionando los valores máximos del registro. Al trazar esta línea se deben considerar los valores máximos de resistividad y, en el registro sísmico, tomar en cuenta los valores mínimos (Figura 3.3).

Para cada lectura en el registro RG o SP, igual o mayor que la línea base de lutitas, marcar la lectura de tiempo de tránsito o de resistividad a la profundidad correspondiente. De esta manera se estarán seleccionando los puntos de lutita en el registro a utilizar para el análisis de la tendencia normal de compactación (Figura 3.3).

Con los puntos de lutita seleccionados, se procede a unir éstos para definir el comportamiento de la porosidad en el registro utilizado. Precisamente, sobre la línea que une los puntos de lutita se trazará la tendencia normal de compactación para el cálculo de la presión de poro. Una vez llevado a cabo el análisis de los registros se procede al cálculo de geopresiones¹².

3.2 Determinación de la ventana operacional.

3.2.1 Obtención del gradiente de sobrecarga.

La magnitud del esfuerzo vertical *in-situ* es expresada en términos del peso de la columna de sedimentos que se encuentra por encima del punto en cuestión. Cuando la densidad de la roca es constante, el esfuerzo vertical es simplemente el producto entre la profundidad y la densidad.

Generalmente este no es el caso, pues el estrato geológico suele ser heterogéneo, ya que, la densidad cambia con profundidad debido a que el peso de los elementos de roca produce compactación del material a medida que se incrementa la carga. Esto implica que en la mayoría de las situaciones la densidad aumenta con profundidad, patrón de comportamiento que cambia solo en presencia de condiciones geológicas específicas (alto tectonismo, lutitas con sobrepresión de fluidos, etc.).¹³

La presión de sobrecarga es el peso de la columna de roca más los fluidos contenidos en el espacio poroso que soporta una formación a una determinada profundidad, matemáticamente, la presión de sobrecarga se expresa como:

$$\sigma = \text{Peso de matriz rocosa} + \text{Peso del fluido intersticial}$$

$$\sigma = (1 - \varphi)\rho_r gD + \varphi\rho_f gD$$

donde:

σ = Presión de sobrecarga

φ = porosidad

g = constante gravitacional

D = profundidad vertical real a nivel del suelo terrestre o marino

ρ_r = densidad de la roca

ρ_f = densidad del fluido de formación.

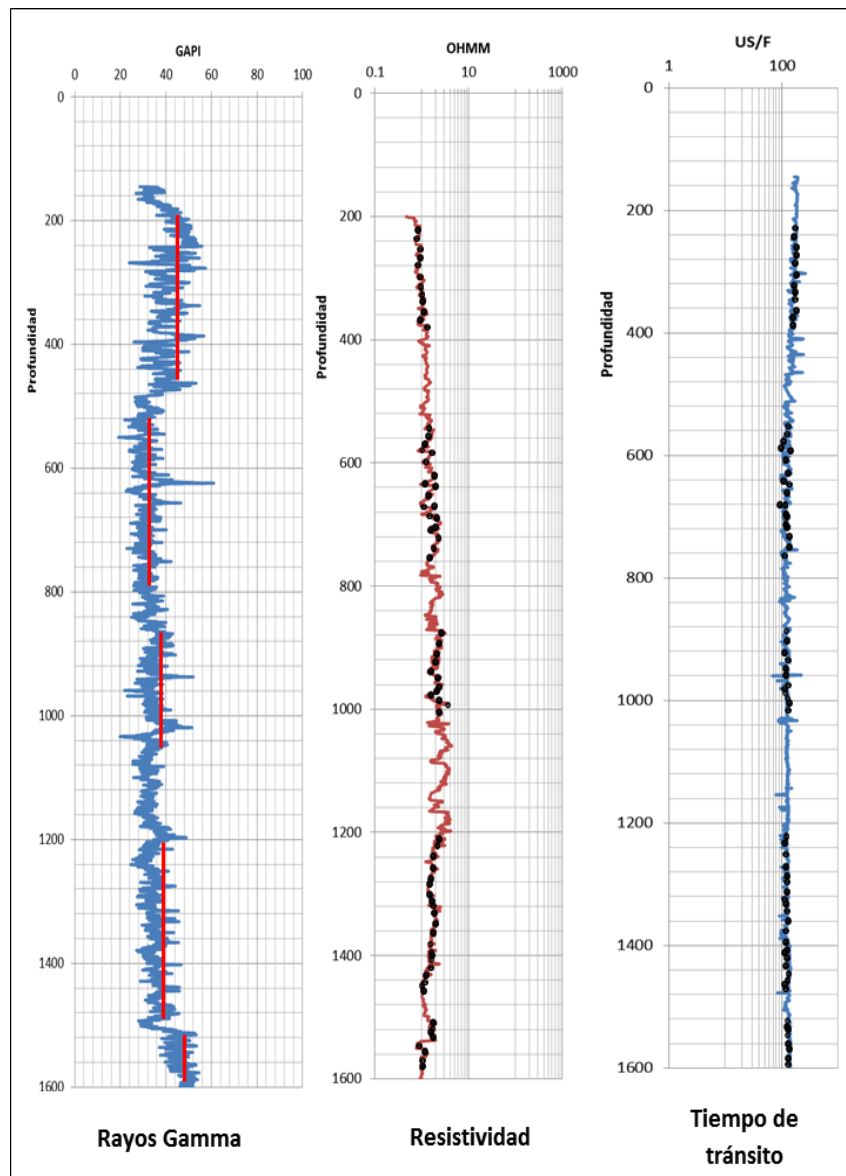


Figura 3.3 Línea base de lutitas y selección de puntos de lutitas.

El esfuerzo vertical estimado a partir del registro de densidad, se obtiene integrando de la siguiente forma¹⁵:

$$\sigma_{ob} = \int \rho_b(l) dl$$

Desde un punto de vista práctico, el esfuerzo vertical se puede calcular fácilmente a través de la sumatoria de los valores obtenidos del registro de densidad, multiplicado por el espesor de cada capa, tal como lo expresa la relación:

$$\sigma_{ob} = \sum_{i=0}^n \rho_i(\Delta l_i)C \quad (3.1)$$

donde

ρ = densidad promedio del intervalo

Δl = longitud de intervalo

C =constante de conversión de unidades

Para calcular el esfuerzo vertical de un pozo en costa afuera se considera adicionalmente el tirante de agua de mar con densidad de 1.03 gr/cm^3 , resultando la siguiente ecuación:

$$\sigma_v = g \int_0^{D_a} \rho_a dD + \int_{D_a}^D [\rho_{ma}(1 - \varphi) + \rho_{fl}\varphi] dD$$

donde ρ_a es la densidad del agua de mar, D_a es la longitud del tirante de agua y D es la profundidad de interés.

Las ecuaciones anteriores reflejan la necesidad de adquirir buenas medidas del registro de densidad desde la superficie para estar en capacidad de estimar el esfuerzo vertical. Se realizó una hoja de cálculo que determina las geopresiones en la cual el primer paso es introducir los siguientes registros geofísicos previamente analizados: Rayos Gamma, resistividad, densidad y tiempo de tránsito.

3.2.2 Obtención del gradiente de presión de poro.

Existen varios métodos para el cálculo de la presión de poro, como son el método de Hottman y Johnson, el método de Foster y Whalen, el método de Eaton y el método del exponente dc entre otros. A diferencia de otros, estos cuatro métodos son sencillos y utilizan información convencional y de fácil acceso.

En esta tesis se utiliza el método de Eaton¹³ para obtener la presión de poro con la hoja de cálculo. Este método está basado en el principio que establece que la tendencia normal de compactación es alterada en la zona de presión anormal, y se puede explicar de la siguiente forma:

A partir de la unión de las lecturas de puntos de lutitas limpias, se grafica profundidad vs. tiempo de tránsito o resistividad de lutitas “limpias”, se traza la línea de tendencia normal y se extrapola hasta la profundidad total, a la profundidad de interés D , se leen los valores de resistividad de la tendencia normal y de la tendencia observada y la profundidad equivalente al mismo valor de la resistividad observada D_n . Se calcula la presión de poro a la profundidad de interés D , según el registro que se tenga, básicamente se tienen cuatro ecuaciones para la predicción del gradiente de la presión de formación a partir de registros geofísicos y de parámetros de perforación (en este caso se utilizó el registro de resistividad):

Sónico:

$$P_p = \sigma_{ob} - (\sigma_{ob} - P_{pN}) \left(\frac{t_o}{t_N} \right)^{3.0}$$

Resistivo:

$$P_p = \sigma_{ob} - (\sigma_{ob} - P_{pN}) \left(\frac{R_o}{R_N} \right)^{1.2} \quad (3.2)$$

Conductivo:

$$P_p = \sigma_{ob} - (\sigma_{ob} - P_{pN}) \left(\frac{C_N}{C_o} \right)^{1.2}$$

Exponente corregido “d_c”:

$$P_p = \sigma_{ob} - (\sigma_{ob} - P_{pN}) \left(\frac{d_{co}}{d_{cn}} \right)^{1.2}$$

$$dc = d \left(\frac{MW_N}{MW_A} \right)$$

donde

P_p = Presión de poro

σ_{ob} = gradiente de sobrecarga

P_{pN} = Presión del pozo

t_o = Tiempo de tránsito observado

t_N = tiempo de tránsito con tendencia normal

R_o = Resistividad observada

R_N = Resistividad con tendencia normal

C_o = conductividad observada

C_N = Conductividad con tendencia normal

d_{co} = exponente d modificado observado

d_{cn} = exponente d modificado normal

MW_N = Peso del fluido de control normal

MW_A = Peso del fluido de control con el que se está perforando

Este método tiene limitaciones las cuales se pueden resumir de la siguiente forma: es difícil definir las tendencias de compactación normal apropiadas en los cambios de litología, la compactación de la roca resulta ser un efecto combinado del esfuerzo vertical y los dos esfuerzos horizontales y no es considerada la presión de poro resultante de la expansión del fluido. Aun cuando el método de Eaton está basado en datos de áreas geológicas diferentes a las perforadas en México, es el más preciso y sencillo de utilizar.

3.2.2 Obtención del gradiente de presión de fractura.

Existen varias formas de obtener la presión de fractura, como se vio en los capítulos anteriores, si se asume que los dos esfuerzos horizontales son de diferente magnitud y están dados por σ_H y σ_h, la presión de fractura está dada por (Bradley, 1979; Aadnoy & Chenevert, 1987):

$$P_f = 3\sigma_h - \sigma_H - P_p$$

Si se asume que se tienen datos de fracturamiento para agujeros inclinados, ajustando las dos ecuaciones, una para agujero inclinado y una para agujero vertical y combinándolas, el resultado es:

$$P_f(0) = P_f(\gamma) + (\sigma_{ob} - \sigma_a)\text{sen}^2(\gamma)$$

Ajustando la ecuación para fracturamiento de un agujero vertical, el esfuerzo horizontal puede ser eliminado resultando en:

$$P_f(0) = \frac{[P_f(\gamma) + (\sigma_{ob} - \frac{P_p}{2})\text{sen}^2(\gamma)]}{(1 + \frac{\text{sen}^2(\gamma)}{2})}$$

El gradiente de fractura para cualquier inclinación es:

$$P_f = 2\sigma_a - P_p - (\sigma_{ob} - \sigma_a)\text{sen}^2(\gamma)$$

Si se ajusta con el modelo de compactación:

$$\Delta P_f = \frac{\Delta P_p(1 - 3\nu)}{(1 - \nu)}$$

El cálculo de la presión de fractura se hará utilizando el método de Eaton; este método asume que las formaciones son elásticas y están en función de las presiones de poro y de sobrecarga, previamente calculadas, así como de la relación de Poisson obtenida de datos de laboratorio (Figura 3.4):

$$P_f = P_p + (\sigma_{ob} - P_p) \left(\frac{\nu}{1 - \nu} \right) \quad (3.3)$$

Módulo de Young (E)	Relación de Poisson (ν)	Ángulo de Fricción Interna (ϕ)	Cohesión (S_o)	Resistencia uniaxial a la compresión (UCS)	Resistencia a la tensión (T)
(miles de psi)	(adimensional)	(°)	(psi)	(psi)	(psi)

Figura 3.4 Datos de laboratorio.

Dado que se cuenta con datos de parámetros elásticos y de falla obtenidos a partir de pruebas de laboratorio se hace un cálculo de estadística descriptiva básica para obtener el máximo, mínimo y más probable de los valores de dichos parámetros a partir de una función de densidad (Figura 3.5) de todas las pruebas de laboratorio. Se utilizarán los parámetros más probables para el cálculo de gradientes.

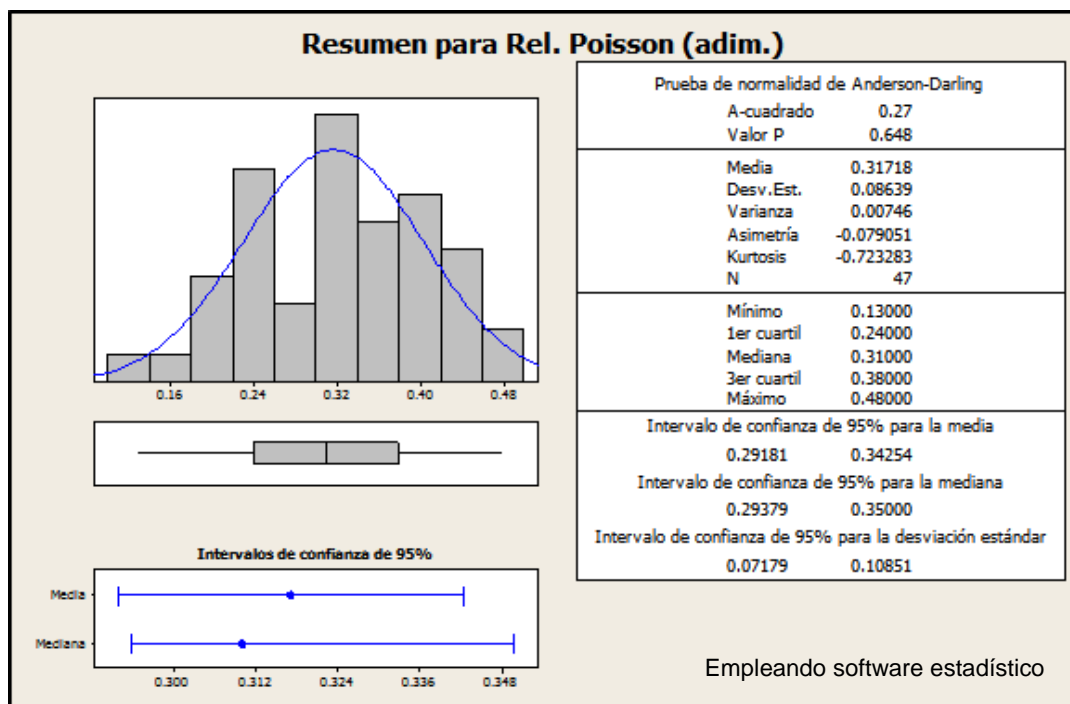


Figura 3.5 Ejemplo de resumen gráfico del cálculo de estadística descriptiva básica para las propiedades obtenidas de pruebas de laboratorio.

El resultado de los cálculos anteriores es la ventana operacional con propiedades más probables como lo muestra la Figura 3.6.

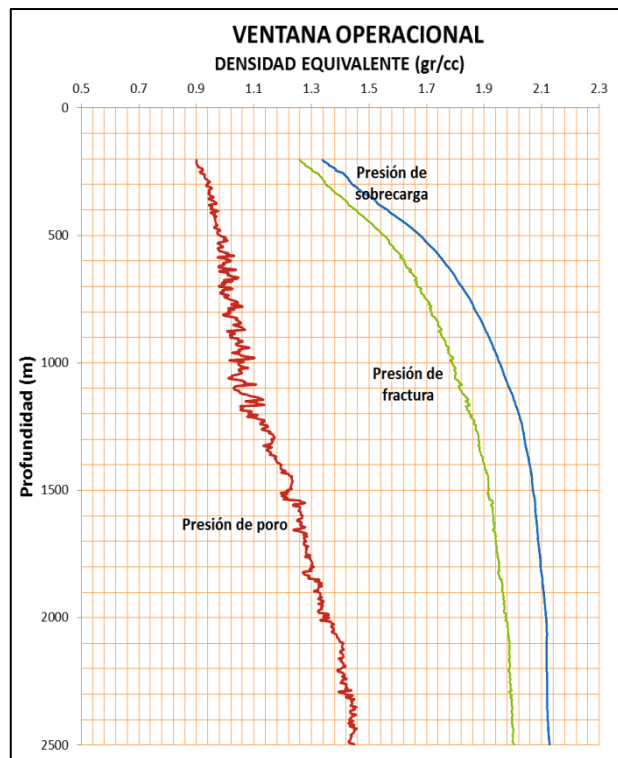


Figura 3.6 Ventana operacional.

3.2.3 Calibración de la presión de fractura.

Se debe obtener la información de pruebas goteo (Figura 3.7). Estos datos se emplean para evaluar la cementación primaria de una tubería de revestimiento y para estimar el gradiente de la presión de fractura. En una prueba goteo se considera que la presión, donde las fracturas comienzan a abrirse y a tomar fluidos, es una aproximación del gradiente de fractura, a la respectiva profundidad.

Para la calibración se comparan los valores en gradiente de pruebas goteo, con el gradiente de presión de fractura, a las respectivas profundidades y, en caso de que exista una desviación, se ajusta la tendencia normal de compactación, de tal manera que el perfil de la presión de fractura se ajuste a estos valores (Figura 3.8).

	A	B	C	D	E	F	G
5		LOT Pozo 1			LOT Pozo 2		
6		Depth	LOP [sg]		Depth	LOP [sg]	
7		518	1.55				
8		703	1.65				
9		1810	1.91				
10		1842	1.95				
11		2235	1.75				
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							
21							
22							
23							
24							
25							
26							
27							
28							

Figura 3.7 Información de pruebas goteo.

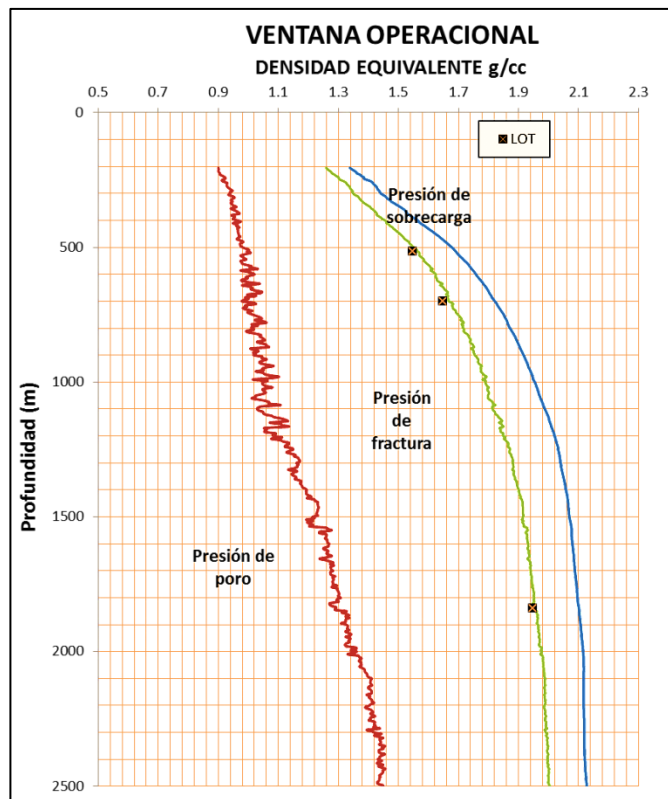


Figura 3.8 Calibración con pruebas de goteo.

Cuando se ubica la profundidad de una pérdida de circulación y se establece la densidad del fluido con la cual se presentó ésta, es posible asumir que esta densidad representa un valor cercano al gradiente de fractura para esa profundidad.

Si la pérdida de circulación es inducida, no deberá considerarse como evidencia para calibración del gradiente. En este caso, se compara el valor en gradiente de presión de las pérdidas de circulación, con el gradiente de presión de fractura a las respectivas profundidades y, en caso de que exista una desviación, se ajusta la tendencia normal de compactación, de tal manera que el perfil de la presión de fractura se ajuste a estos valores. Es necesario tomar en cuenta parámetros como pruebas de goteo.

3.2.4 Aplicación del principio de la línea media.

Se puede aplicar el principio de la línea media desarrollado en el capítulo I como una primera aproximación para un cálculo de densidades de fluido de control (Figura 3.9) de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$\sigma_a = \frac{(P_f + P_p)}{2}$$

Se debe realizar la evaluación de los datos de goteo en un intento por encontrar similitudes geomecánicas que pudieran ser utilizadas para comparar varios pozos o campos, y también para proporcionar herramientas de modelado para planeación de nuevos pozos.

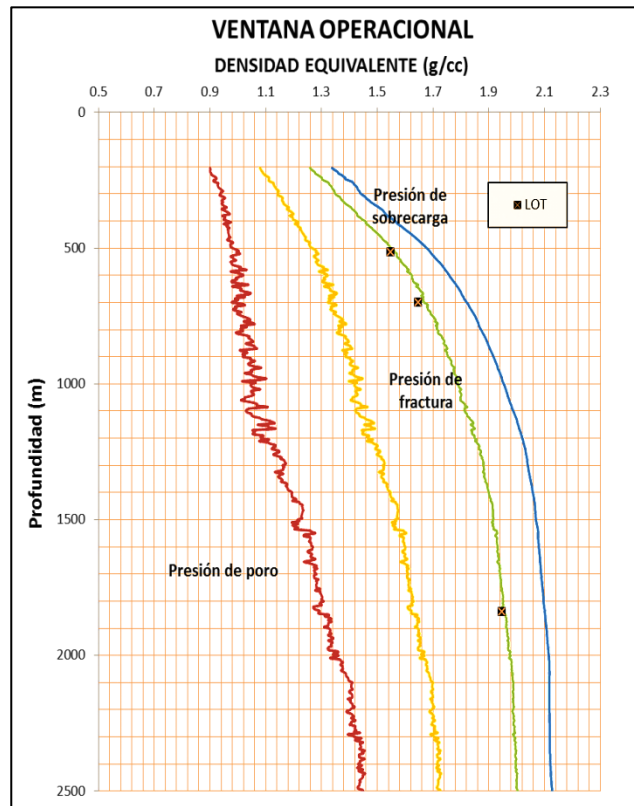


Figura 3.9 Línea media.

3.3 Cálculo de los esfuerzos horizontales.

El siguiente paso es determinar los esfuerzos horizontales. Primero se debe saber en qué tipo de cuenca se está trabajando, ya que puede ser pasiva sin deformación tectónica o limitada por fallas de acuerdo a la clasificación de fallas de Anderson.

3.3.1 Determinación de esfuerzo horizontal mínimo en cuencas sedimentarias pasivas.

En cuencas sedimentarias que no han estado sometidas a deformación tectónica, puede utilizarse la siguiente ecuación para determinar el esfuerzo horizontal mínimo

$$\sigma_h = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right) \sigma_v + P_p \left(\frac{1-2\nu}{1-\nu}\right)$$

3.3.2 Determinación del esfuerzo horizontal mínimo en cuencas con fallas activas

a) Cuenca con falla normal activa.

Para esfuerzos horizontales actuando en un bloque limitado por una falla normal activa, Se puede describir el esfuerzo horizontal actuando en el plano de falla de la siguiente forma:

$$\sigma_h = \sigma_v \left(\frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)}\right) + P_p \left(\frac{2\text{sen}(\phi)}{1 - \text{sen}(\phi)}\right) - \frac{2 S_o \cos(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)}$$

a) Cuenca con falla inversa activa.

Para esfuerzos horizontales actuando en bloques limitados por una falla inversa activa, esfuerzo horizontal normalizado con respecto al esfuerzo vertical se puede expresar como:

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \nu(K_p + 1) + \frac{P_p}{\sigma_v} [1\nu(K_p + 1)] + \frac{\nu UCS}{\sigma_v}$$

Donde K_p es el “coeficiente pasivo” de Mohr-Coulomb y se define como:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(\phi)}{1 - \text{sen}(\phi)}$$

3.3.3 Determinación de esfuerzo horizontal máximo en cuencas sedimentarias pasivas.

Esfuerzos inducidos por las características de la pared de agujero en pozos verticales, incluyendo fallas de corte y características hidráulicas inducidas de la perforación pueden ser usadas para determinar el azimut del esfuerzo horizontal máximo.

Generalmente se alinean las fallas de corte en la pared del perpendicularmente al azimut del esfuerzo horizontal máximo. Las localizaciones de fallas de corte pueden girar fuera de lo normal de la dirección de σ_H en pozos no verticales. El método óptimo para la determinación de la orientación del esfuerzo horizontal máximo es el análisis de registros de imagen azimutal de agujero o calibre orientados. Se debe rectificar que el agrandamiento de agujero es debido a falla de corte y no por otros mecanismos no relacionados a esfuerzos.

La orientación del esfuerzo horizontal máximo también puede ser estimada basándose en regímenes tectónicos regionales así como la orientación relativa de cuerpos de sal o fallas cercanas.

Para cuencas que no han estado sometidas a deformación tectónica, se puede utilizar la siguiente ecuación para determinar el esfuerzo horizontal máximo:

$$\sigma_H = \sigma_h + 0.15(\sigma_v - \sigma_h)$$

3.3.4 Determinación del esfuerzo horizontal máximo en cuencas con fallas activas

a) Cuenca con falla normal activa.

Para estas condiciones, el esfuerzo horizontal actuando paralelo al plano de falla, en la frontera del plano de deformación, cuando se normaliza con el esfuerzo vertical es:

$$\frac{\sigma_H}{\sigma_v} = \frac{1}{1 + \text{sen}(\phi)} \left[2v - \frac{P_p}{\sigma_v} (2v - 1 - \text{sen}(\phi)) \right] - \frac{v\text{UCS}}{K_p \sigma_v}$$

La relación de los esfuerzos horizontales actuando en el bloque fallado normal puede ser expresado como:

$$\frac{\sigma_H}{\sigma_h} = \frac{1}{1 - \text{sen}(\phi)} \left[2v - \frac{P_p}{\sigma_h} (2v - 1 + \text{sen}(\phi)) \right] + \frac{\text{UCS}}{\sigma_h} v$$

Para fallas sin cohesión esta expresión se simplifica a:

$$\frac{\sigma_H}{\sigma_h} = \frac{2v}{1 - \text{sen}(\phi)} \left(1 - \frac{P_p}{\sigma_h} \right) + \frac{P_p}{\sigma_h}$$

a) Cuenca con falla inversa activa.

La relación de esfuerzos horizontales existente en un bloque fallado en presencia de una falla inversa activa con cero cohesión puede mostrarse como:

$$\frac{\sigma_H}{\sigma_h} = \frac{1}{v(K_p + 1)} \left\{ K_p - \frac{P_p}{\sigma_h} [K_p(1 - v) - v] \right\}$$

Se obtiene una curva con los esfuerzos horizontales mínimo y máximo de acuerdo a lo descrito en esta sección (Figura 3.10)

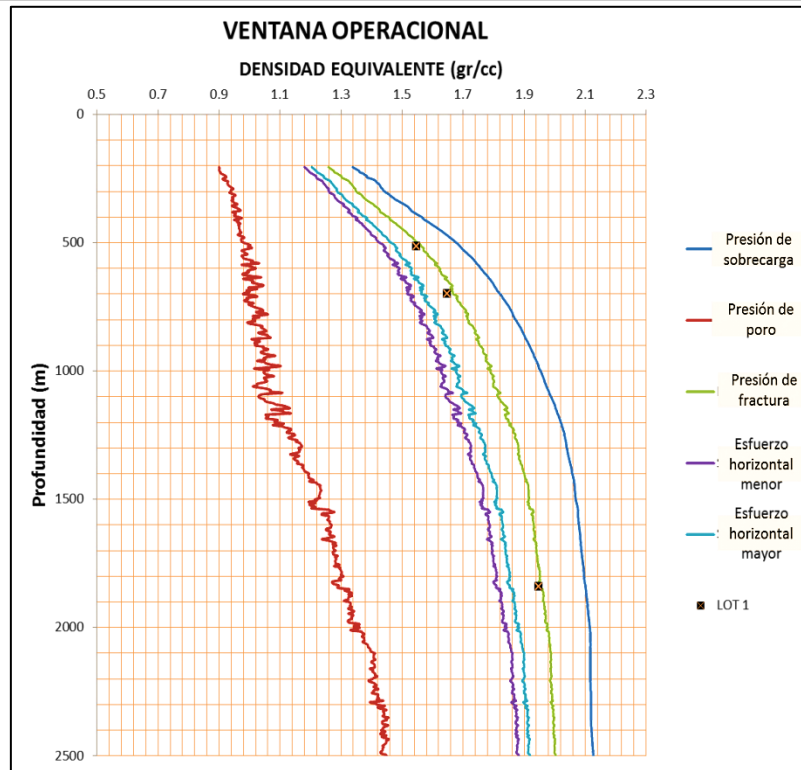


Figura 3.10 Esfuerzos horizontales.

3.4 Evaluación del colapso del pozo.

De acuerdo a los mecanismo de colapso se debe seleccionar un criterio de falla tomando en cuenta que cada criterio tiene diferentes condiciones, para lo cual se explican los cuatro criterios que se utilizan en la metodología del diseño.

3.4.1 Criterio de falla de Mohr Coulomb.

Mohr-Coulomb asume que los esfuerzos normal y de corte están relacionados mediante la siguiente ecuación lineal:

$$\tau = S_0 + \mu\sigma \tag{3.4}$$

donde S_0 es la cohesión de la roca, y μ es el coeficiente de fricción interna, estos parámetros describen como varía la resistencia del material con respecto a las condiciones de esfuerzo a las cuales está sometido².

Existe un ángulo 2β , el cual proporciona la posición del punto en el que coincide el círculo de Mohr y la envolvente de falla. Los esfuerzos de corte y normal en el punto de contacto son:

$$\tau = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) \operatorname{sen} 2\beta}{2} \quad (3.5)$$

$$\sigma = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta}{2} \quad (3.6)$$

donde σ_1 es el esfuerzo principal máximo, σ_3 es el esfuerzo principal mínimo y β es el ángulo de falla. El ángulo de fricción interna ϕ , se relaciona con el coeficiente de fricción interna μ mediante la siguiente ecuación:

$$\tan \phi = \mu$$

y los ángulos β y ϕ están relacionados por medio de:

$$\phi + \frac{\pi}{2} = 2\beta$$

Si se sustituyen las ecuaciones 3.5 y 3.6 en la ecuación 3.4 se obtiene:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3) \operatorname{sen} 2\beta}{2} = S_o + \mu \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \right] \cos 2\beta$$

Multiplicando por $2\cos\phi$, reemplazando β y μ se obtiene la fórmula general matemática del criterio de falla de Mohr-Coulomb:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} + \frac{2S_o \cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad (3.7)$$

donde

σ_1 y σ_3	Son los esfuerzos efectivos principales máximo y mínimo.
ϕ	Es el ángulo de fricción interna.
S_o	Es la Cohesión.

Este criterio tiene la ventaja de adaptarse mejor a datos experimentales de falla de rocas en un amplio rango de condiciones de esfuerzos. El análisis requiere

del conocimiento de esfuerzos máximos y mínimos. Se considera que este criterio provee una estimación que conserva parámetros de falla de rocas.

Los valores de S_0 y ϕ pueden ser determinados en pruebas especiales de laboratorio, por correlaciones, por ejemplo de velocidad sónica o de eventos de falla de corte conocidos.

3.4.2 Criterio de falla Drucker-Prager.

La fórmula general matemática del criterio de falla Drucker-Prager es:

$$J_2^{1/2} = M\sigma_m + N \quad (3.4)$$

donde

M y N son propiedades del material que pueden ser relacionados a los parámetros de resistencia de Mohr-Coulomb, S_0 (cohesión) y ϕ (ángulo de fricción interna).

σ_m es el esfuerzo efectivo medio

J_2 es la segunda invariante de desviación de esfuerzo

Estos parámetros se definen como sigue:

$$\sigma_m = \left(\frac{\sigma_i + \sigma_j + \sigma_k}{3} \right) \quad (3.5)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} \left((\sigma_i - \sigma_j)^2 + (\sigma_i - \sigma_k)^2 + (\sigma_k - \sigma_j)^2 \right) + \sigma_{ij}^2 + \sigma_{ik}^2 + \sigma_{jk}^2 \quad (3.6)$$

donde σ_i, σ_j y σ_k son los tres esfuerzos normales y σ_{ij}, σ_{ik} y σ_{jk} son los tres esfuerzos de corte.

Las constantes M y N se definen en términos de los parámetros de Mohr-Coulomb, S_0 y ϕ , como sigue:

$$M = \frac{2\sqrt{3}\text{sen } \phi}{3 - \text{sen } \phi} \quad \text{ó} \quad M = \frac{6\text{sen } \phi}{\sqrt{3}(3 - \text{sen } \phi)} \quad (3.7)$$

$$N = \frac{2\sqrt{3}S_0 \cos \phi}{3 - \sin \phi} \quad \text{ó} \quad N = \frac{\sqrt{3}C_0 \cos \phi}{\sqrt{q}(3 - \sin \phi)} \quad (3.8)$$

Para obtener q, se pueden utilizar las siguientes ecuaciones:

$$q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right); \quad q = \tan^2 \beta; \quad q = [(\mu^2 + 1)^{1/2} + \mu]^2$$

Este criterio tiene la ventaja de considerar los tres esfuerzos principales a comparación del criterio de Mohr-Coulomb que sólo considera los esfuerzos máximo y mínimo. Como consecuencia en este análisis no se tiene que poner atención en qué esfuerzo es más importante pues toma en consideración a todos^{11,14}.

3.4.3 Criterio de falla Stassi-d'Alia

La formula general matemática del criterio de falla Stassi-d'Alia es:

$$J_2 = A\sigma_m + B \quad (3.9)$$

donde

A y B son propiedades del material que están en términos de resistencia a la tensión de rocas (TS) y resistencia uniaxial a la compresión (UCS) y pueden ser relacionadas a los parámetros de Mohr-Coulomb S_0 y ϕ .

σ_m es el esfuerzo efectivo medio

J_2 es la segunda invariante de desviación de esfuerzo

Estos parámetros se definen como sigue:

$$\sigma_m = \left(\frac{\sigma_i + \sigma_j + \sigma_k}{3} \right)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} \left((\sigma_i - \sigma_j)^2 + (\sigma_i - \sigma_k)^2 + (\sigma_k - \sigma_j)^2 \right) + \sigma_{ij}^2 + \sigma_{ik}^2 + \sigma_{jk}^2$$

donde σ_i, σ_j y σ_k son los tres esfuerzos normales y σ_{ij}, σ_{ik} y σ_{jk} son los tres esfuerzos de corte.

Las constantes A y B se definen en términos de TS y UCS, que pueden ser definidos en términos de parámetros de Mohr-Coulomb, S_o y ϕ .

$$A = 2(UCS - TS) \quad (3.10)$$

$$B = 2 \cdot UCS \cdot TS \quad (3.11)$$

Los valores de TS y UCS pueden ser determinados directamente de pruebas de laboratorio. En este criterio la resistencia de la roca incrementa con la raíz cuadrada del esfuerzo medio, una tendencia que contrasta al incremento lineal de la resistencia con el esfuerzo medio de los criterios de Drucker-Prager, Mohr-Coulomb y el Lade modificado¹¹.

3.4.4 Criterio de falla Lade modificado

Es un criterio tridimensional de falla de la roca y es la modificación realizada por R.T. Ewy al criterio desarrollado por Lade (desarrollado para materiales sin una cohesión efectiva como suelos granulares) teniendo las siguientes dos cualidades:

- Describe la influencia del esfuerzo intermedio principal sobre la resistencia de la roca.
- Se requieren solo dos parámetros de resistencia de la roca (S_o y ϕ).

La fórmula general matemática del criterio de falla Lade modificado es:

$$S'_L = H\sigma_m + K \quad (3.12)$$

donde

H y K son propiedades del material que pueden ser relacionadas con los parámetros Mohr-Coulomb de resistencia de rocas como son la Cohesión (S_0) y el ángulo de fricción interna (ϕ).

σ_m es el esfuerzo efectivo medio

S'_L es la invariante de esfuerzo de corte de Lade modificado

Estos parámetros se definen como sigue:

$$\sigma_m = \left(\frac{\sigma_i + \sigma_j + \sigma_k}{3} \right)$$

$$S'_L = \sigma'_m \left(\frac{\sigma'^3_m}{I'_3} - 1 \right) \quad (3.13)$$

donde I'_3 es la tercera invariante del esfuerzo efectivo modificado y es $I'_3 = \sigma'_1 \sigma'_2 \sigma'_3$ (en términos de esfuerzos principales).

Las constantes H y K son definidas en términos de parámetros de resistencia de Mohr-Coulomb como son la Cohesión (S_0) y el ángulo de fricción interna (ϕ).

$$H = \frac{\eta}{27} = \frac{4 \tan \phi^2 (9 - 7 \sin \phi)}{27(1 - \sin \phi)} \quad (3.14)$$

$$K = \frac{4S_0 \cdot \tan \phi (9 - 7 \sin \phi)}{27(1 - \sin \phi)} \quad (3.15)$$

Este criterio tiene la ventaja de considerar los tres esfuerzos principales a comparación del criterio de Mohr-Coulomb. El criterio Lade modificado produce resultados que son intermedios a los de Drucker-Prager u Mohr-Coulomb y con más precisión en los efectos del esfuerzo principal intermedio en comparación con los otros mencionados.

Al graficar las curvas correspondientes al criterio de falla seleccionado se obtiene una ventana como la de la Figura 3.11 en donde se observa que con estos criterios se reduce la ventana operacional pudiéndose presentar algún problema en el agujero si no se toman en cuenta estas curvas en el análisis de estabilidad.

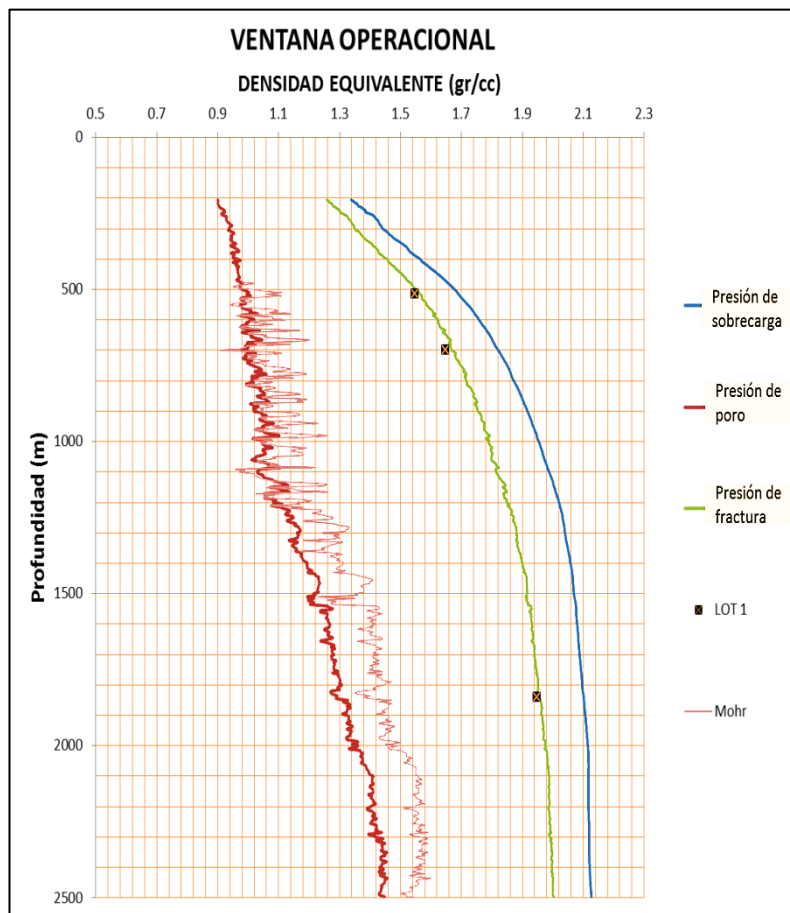


Figura 3.11 Criterio de falla de Mohr-Coulomb.

3.5 Análisis de sensibilidad.

Una vez que se ha seleccionado un criterio de falla adecuado para el análisis del colapso se procede a realizar un análisis de sensibilidad de los parámetros, el cual consiste en verificar la respuesta del modelo para los cambios en los datos de entrada, e identificar los datos que causan las variaciones más significativas. La metodología del análisis de sensibilidad para los valores de entrada, se lleva a cabo cambiando cada una de las variables o relación entre ellas mientras se mantienen fijas las otras.

El análisis de sensibilidad para cada variable, determina cuál de ellas necesita más estudio para reducir el riesgo y cuales otras son menos importantes, y en algunos casos éstas últimas pueden ser consideradas como constantes. Después de realizar el análisis de sensibilidad será más fácil decidir entre los elementos de mayor y menor importancia¹⁶; el análisis de sensibilidad se hará variando los datos menor, mayor y más probable (mínimo, máximo, y mediana respectivamente) obtenidos de los cálculos de la función de densidad de cada propiedad.

La Figura 3.12 muestra el efecto de la variación de la Relación de Poisson en el gradiente de fractura de acuerdo a la Tabla 3.1 . Haciendo una inspección visual de la ventana operacional se observa a simple vista que el gradiente de fractura disminuye al reducir el valor de la Relación de Poisson.

De igual manera se hará el análisis de sensibilidad a cada propiedad para poder determinar la influencia de cada una en los gradientes de presión, esfuerzos *in-situ* y presiones de colapso.

	Mínimo	Mediana	Máximo	Intervalo de confianza de 95% para la mediana	
Rel. Poisson (adim.)	0.13	0.31	0.48	0.29379	0.35

Tabla 3.1 Valores de Relación de Poisson para el análisis de sensibilidad.

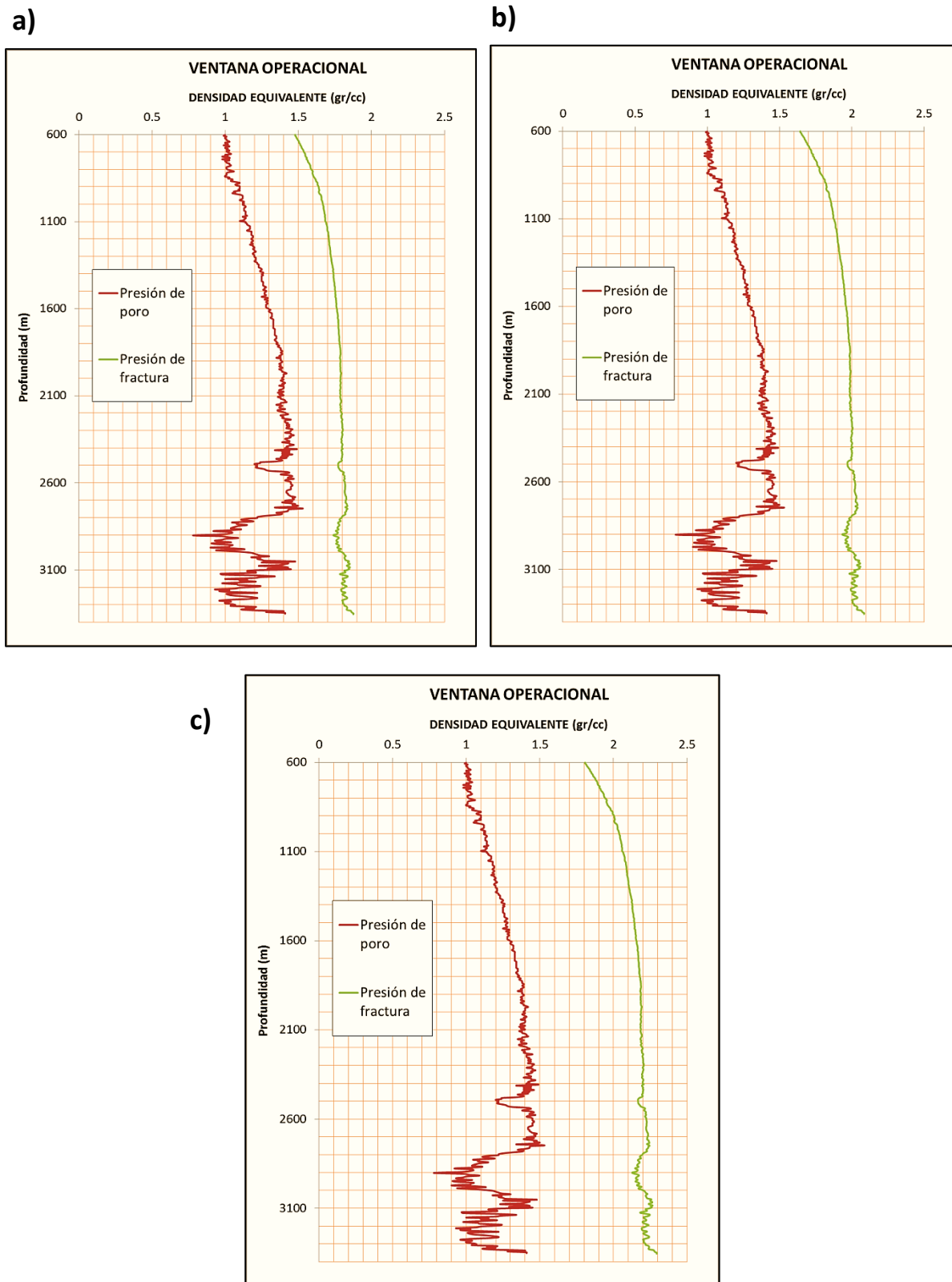


Figura 3.12. Efecto de la variación de la relación de Poisson en el gradiente de fractura. a) mínimo = 0.13; b) mediana = 0.31 y c) máximo = 0.48.

3.6 Evaluación Cuantitativa del Riesgo(QRA).

Cómo ya se ha visto un enfoque geomecánico detallado para la estabilidad del pozo requiere del conocimiento de la resistencia de la roca, la presión de poro y la magnitud y orientación de los tres principales esfuerzos. Estos parámetros con frecuencia son inciertos dando confianza a predicciones determinísticas asociadas con inestabilidades durante la perforación y producción difíciles de evaluar. Se demostrará el uso de la Evaluación Cuantitativa del Riesgo (QRA por sus siglas en inglés), para determinar la incertidumbre en cada parámetro de entrada y evaluar la probabilidad de alcanzar un grado deseado de estabilidad del pozo con un peso del fluido de control dado.

Las técnicas desarrolladas para predecir el peso óptimo del fluido de control o las trayectorias de perforación han sido limitadas a análisis determinísticos basados en la suposición de que las condiciones *in-situ* son conocidas de forma precisa, lo cual en realidad no se sabe de forma precisa, adicionalmente se encuentra la incertidumbre intrínseca o error asociado con cada medición. Para cuantificar los efectos de estas incertidumbres en las predicciones de estabilidad del pozo es necesario utilizar métodos probabilísticos

Ottesen et al. (1999) presentó un enfoque estadístico basado en la evaluación cuantitativa del riesgo que proporciona un medio para evaluar las incertidumbres en los datos de entrada y define los resultados en términos de probabilidad para lograr un grado de estabilidad deseado como función del peso del fluido de control utilizando un modelo constitutivo basado en elasticidad lineal. Mc.Lellan y Hawkes (1998) aplicaron un enfoque similar a la predicción de producción de arenas utilizando modelos constitutivos poroelásticos.

En contraste con los métodos utilizados previamente se utilizará un enfoque en el que se analizan tanto la presión de colapso como la presión de pérdida de circulación para obtener una ventana del fluido de control a una profundidad. Este método proporciona un medio para identificar los parámetros críticos que más contribuyen a las incertidumbres en los resultados. Al determinar cuáles datos tienen incertidumbres que afectan en mayor cantidad al análisis se puede priorizar

la recolección de datos de esfuerzos para poder incrementar la confianza en los resultados del análisis de estabilidad.

Se debe realizar un análisis que prediga la probabilidad de éxito y revele los datos requeridos para reducir las incertidumbres a niveles aceptables para proporcionar tanto una evaluación de costos como de los beneficios de la adquisición de datos.

Una vez identificados los parámetros que hacen variar más la ventana operacional con el análisis de sensibilidad se realiza el análisis de riesgo en el que se varían las propiedades y se realiza la estadística básica para esas propiedades obteniendo tres valores para la presión de colapso (mínima, máxima y más probable) y tres para la presión de pérdidas de circulación (mínima, máxima y más probable), se obtienen datos como los mostrados en la Tabla 3.2; con estos datos se realizan sus respectivos histogramas (Figura 3.13). Se utilizan las curvas de presiones más probables para poder hacer la evaluación del riesgo¹⁷.

	Colapso	Fractura
A-cuadrado	15.21	14.39
Valor P <	0.005	0.005
Media	1.2981	1.9859
Desv.Est.	0.3732	0.1552
Varianza	0.1393	0.0241
Asimetría	-0.843024	-0.662544
Kurtosis	0.49202	0.361429
N	876	876
Mínimo	-0.29	1.522
1er cuartil	1.08	1.9253
Mediana	1.38	1.998
3er cuartil	1.61	2.0718
Máximo	1.96	2.256
Intervalo de confianza de 95% para la mediana	1.34	1.9925
	1.41	2.002

Tabla 3.2. Estadística descriptiva de la presión de colapso y presión de pérdida de presión.

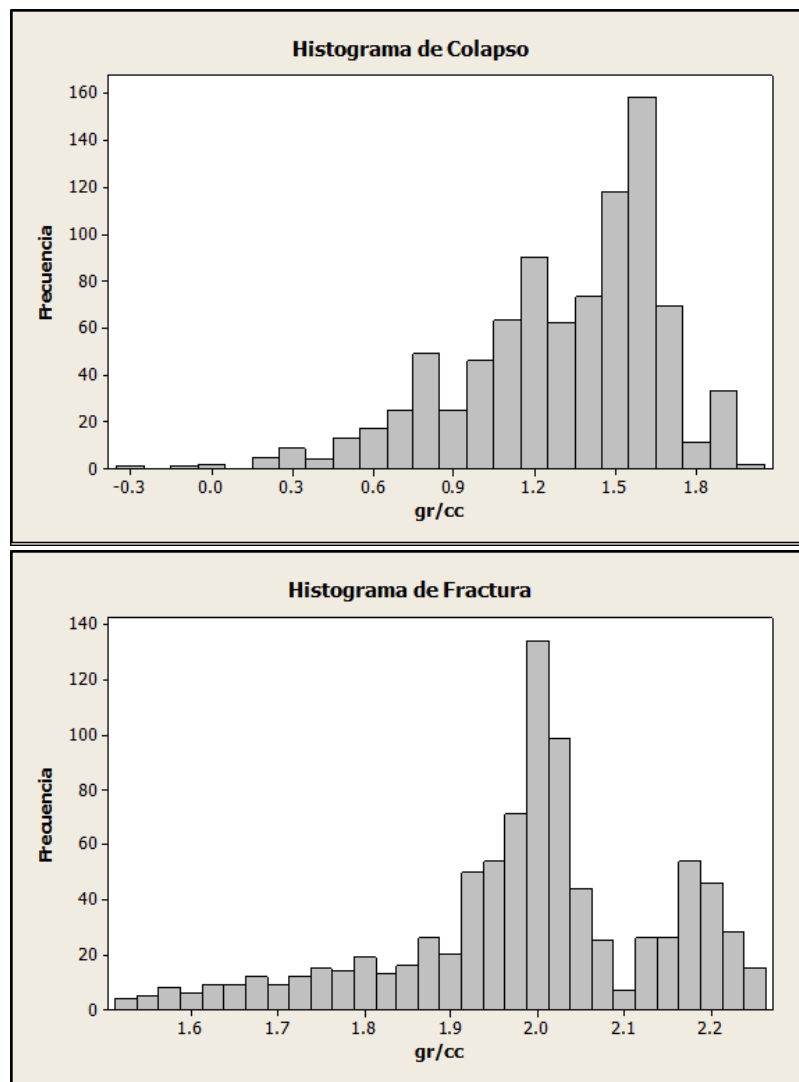


Figura 3.13. Histogramas para las curvas de colapso y pérdidas de presión.

Ahora se realiza la función de distribución acumulada para ambas curvas y se grafica para obtener una imagen como la que se muestra en la Figura 3.14. si se grafican ambas curvas sobrepuestas en una misma se obtiene una gráfica como la mostrada en la Figura 3.15 la cual permitirá hacer un análisis cuantitativo, al dar un rango de densidades del fluido de control que permitirá obtener valores que no alcancen las presiones de colapso ni de fractura para un intervalo de profundidad.

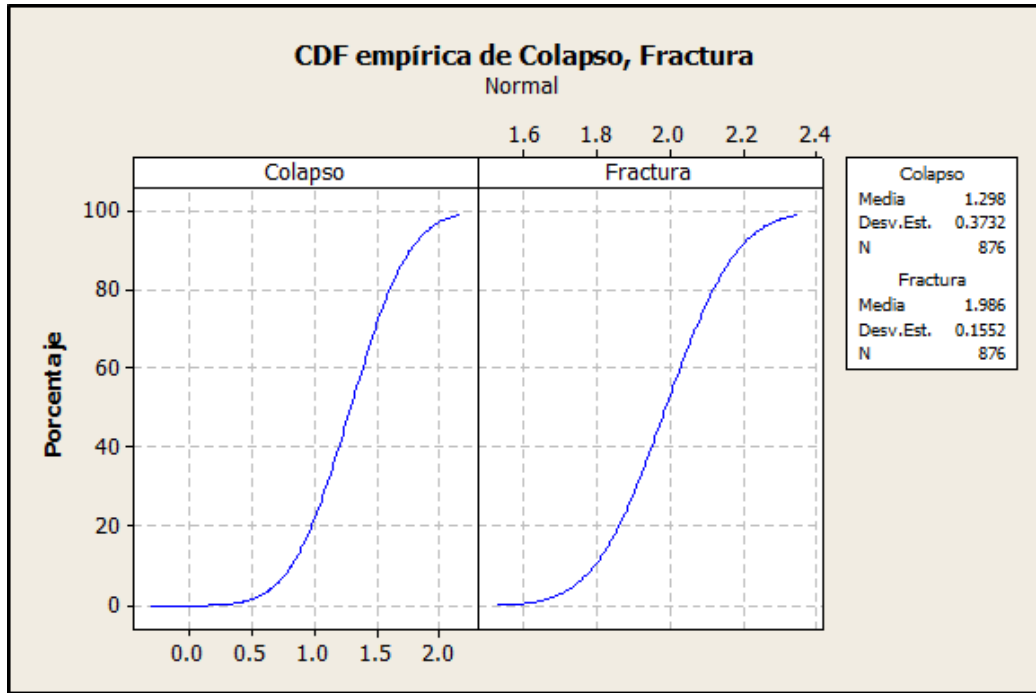


Figura 3.14. Gráficas de las funciones de distribuciones acumuladas

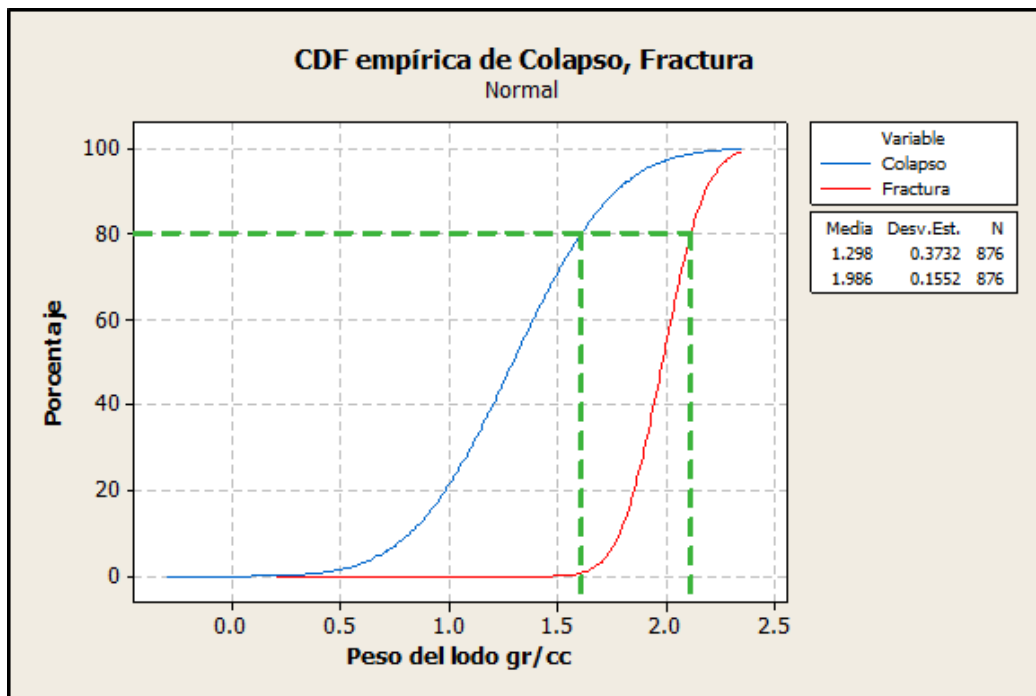


Figura 3.15 Análisis cuantitativo del riesgo.

Ahora que se cuenta con el rango de valores de densidad que podrían usarse para una operación segura mientras se perfora, se debe obtener la densidad óptima recomendada y los asentamientos de la tubería obtenidos mediante el análisis geomecánico que se ha realizado. Estos asentamientos estarán limitados ya sea por la presión de colapso o presión de poro en su límite inferior y por la presión de fractura en su límite máximo (Figura 3.16)

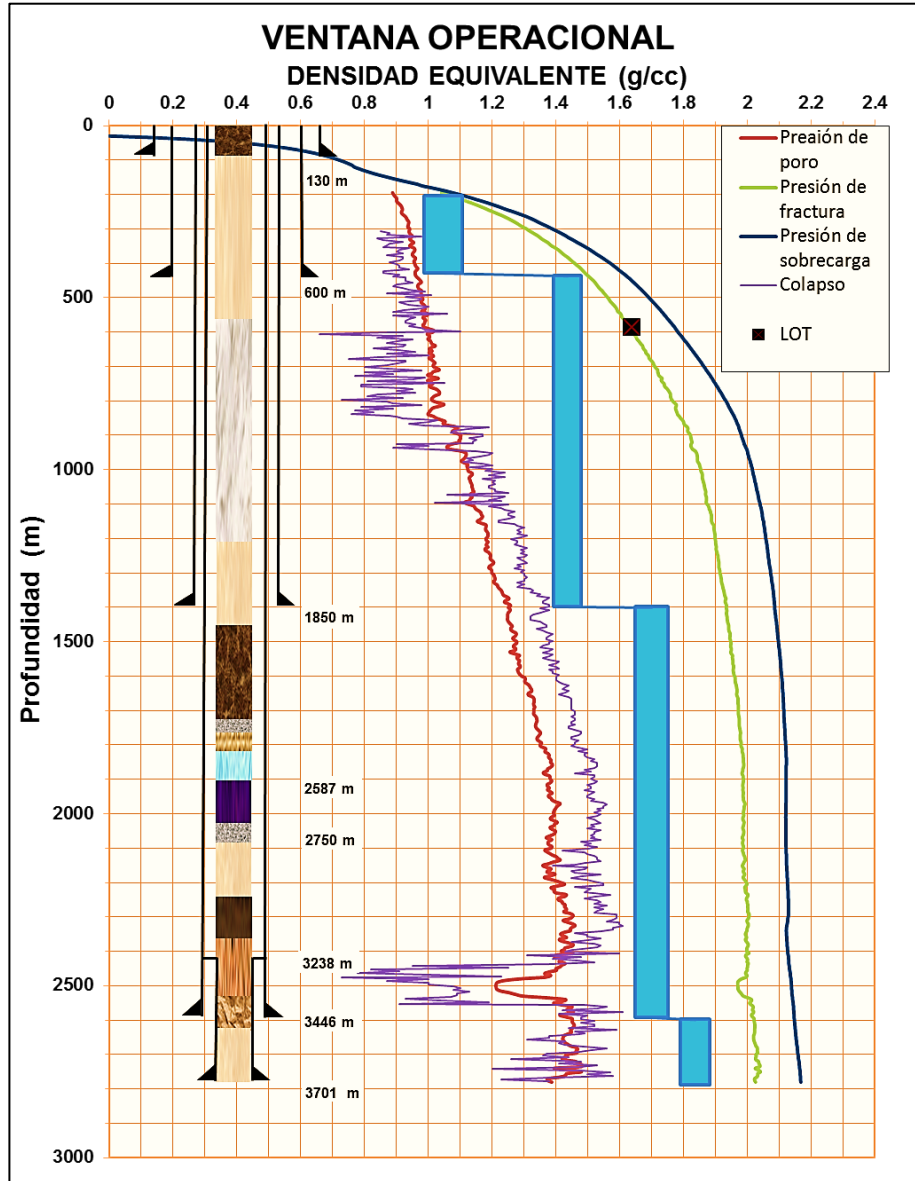


Figura 3.16. Densidad del fluido de control y profundidades de asentamiento de TR's, recomendadas con la evaluación geomecánica.

CAPÍTULO IV:

APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. Descripción del campo.

La perforación de un pozo causa una alteración en el estado de esfuerzos in situ a los cuales se encuentra sometida la roca. Cómo se ha visto se generan esfuerzos tangenciales y radiales, mismos que si alcanzan o rebasan la resistencia de la roca en algún punto se presentarán inestabilidades, también se producirán estas inestabilidades del debido a la interacción química del fluido y la roca, sobre todo con las lutitas.

En este capítulo se lleva a cabo la aplicación de la metodología de diseño descrita en los capítulos anteriores, para realizar dicha aplicación se utilizarán datos de un campo de la región marina con tirantes de agua entre 60 y 90 metros. El campo está compuesto de dolomitas y carbonatos fracturados en el Kimmeridgiano así como brechas del Paleoceno Inferior y Cretácico Superior, y presenta un cuerpo calcáreo en el Eoceno Medio, en el mismo campo se ha tenido presencia de hidrocarburos en la brecha del Cretácico Superior y Paleoceno Inferior¹⁸.

Las geometrías geológicas estructurales son trampas de tipo Anticlinales asimétricos de orientación NW-SE falladas-cabalgados y volcados hacia el Noreste. Las estructuras anticlinales presentan un relieve estructural del orden de 1000 m. y un buzamiento entre 15 y 20°.

Para mostrar la aplicación de la metodología descrita en el capítulo anterior se utiliza un pozo de correlación, en la determinación del cálculo de las geopresiones así como la determinación de la tendencia de presión normal, se auxilió de una hoja de cálculo, la cual emplea datos de registros geofísicos. La aplicación se hará a un pozo real que se llamará para fines de esta tesis Pozo A1010.

4.2. Análisis de la estabilidad.

4.2.1. Adquisición de datos.

Este pozo es vertical; su tirante de agua es de 80 m. La columna geológica esperada se encuentra resumida en la Tabla 4.1.

Columna geológica	
Era geológica	M.D
MIOCENO SUPERIOR	1165
MIOCENO SUPERIOR	1165
MIOCENO INFERIOR	2020
MIOCENO INFERIOR	2080
OLIGOCENO SUPERIOR	AUS.
OLIGOCENO MEDIO	2390
OLIGOCENO INFERIOR	2430
EOCENO SUPERIOR	2455
EOCENO MEDIO (C.C.)	2510
EOCENO INFERIOR	2560
PALEOCENO SUPERIOR	2745
PALEOCENO INFERIOR	2817
BRECHA PALEOCENO	2840
CRETACICO MEDIO	3170
CRETACICO INFERIOR	3345
JUR.SUP. TITHONIANO	3409
JUR. SUP. KIMMERIDGIANO	3542
JUR.SUP. OXFORDIANO	4350

Tabla 4.1. Columna geológica esperada. Pozo A1010.

Se presenta también una tabla con una serie de eventos sucedidos que involucran la estabilidad del agujero (Tabla 4.2)

La información de registros geofísicos es obtenida, iniciando en 200 m y terminando en 4884 m de profundidad, el registro contiene datos en lapsos de 0.1m. Se debe realizar el procedimiento para la obtención de las lutitas limpias previamente mencionado.

De igual forma se realiza el análisis para encontrar las lutitas “limpias” y se grafican los registros de Rayos Gamma, Resistividad y Densidad (Figura 4.1)

Profundidad	Derrumbe	Manifestación de H ₂ S	Pérdidas de lodo
837			x
1256			x
2795	x		
2889			x
2939			x
3051			x
3098			x
3125			x
3157			x
3220			x
3276			x
3332			x
3360			x
3414			x
3450			x
3470		x	
3479		x	
3758			x
3861			x
4277	x		
4302			x
4379			x
4429			x
4469			x
4537			x
4590			x
4634			x
4657			x
4689			x
4796			x
4830			x
4869			x
4885			x

Tabla 4.2. Eventos de perforación. Pozo A1010.

4.2.2. Obtención de la ventana operacional.

El gradiente de sobrecarga se obtiene con la Ecuación 3.1 a partir del registro de densidad; para el gradiente de presión de poro se utiliza el método de Eaton con el registro de resistividad, utilizando la Ecuación 3.2, para lo cual se debe obtener la tendencia en el registro de resistividad (Figura 4.2). Se observa que la zona de presión anormal inicia en una profundidad aproximada de 1200.

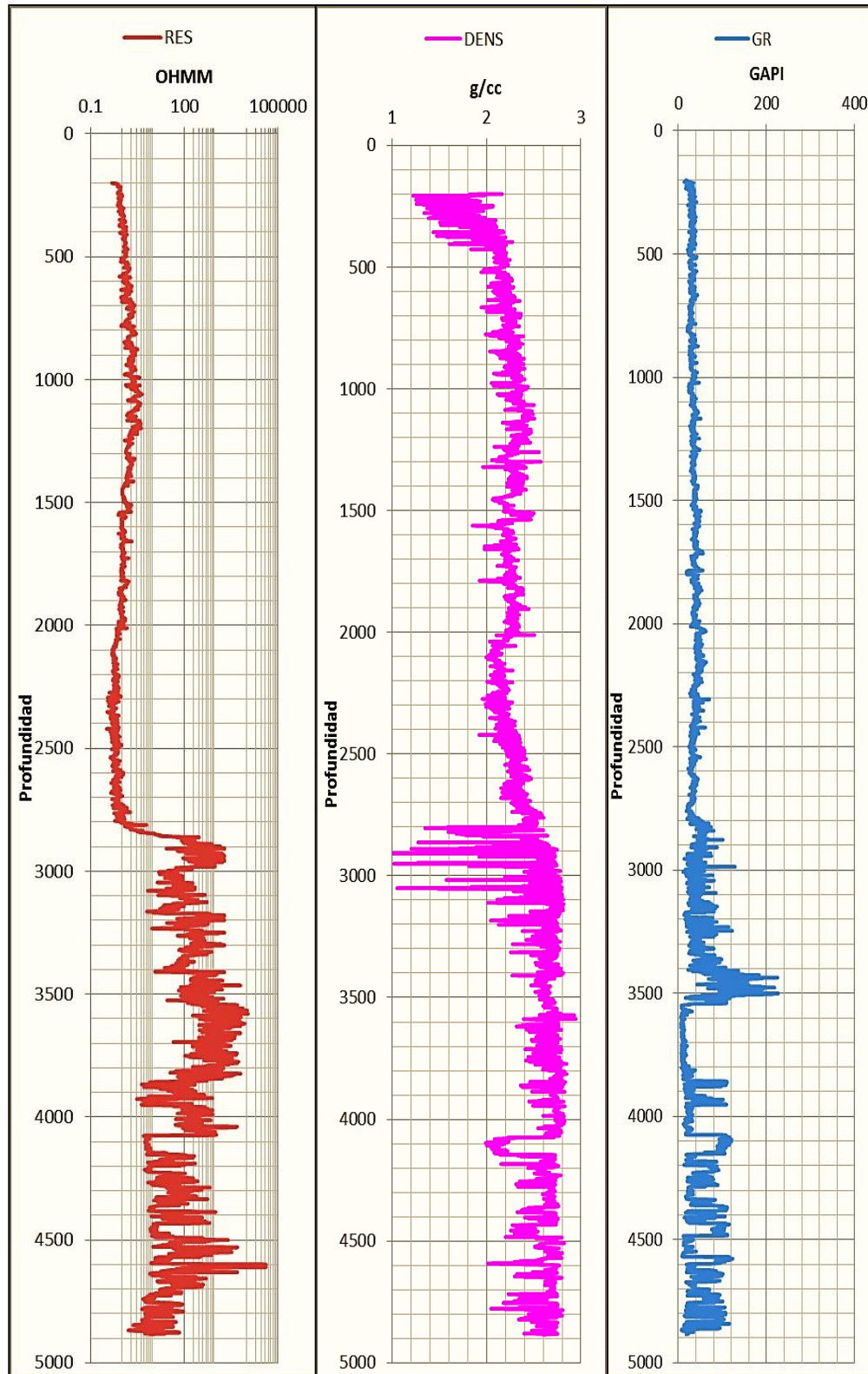


Figura 4.1 Registros. Pozo A1010.

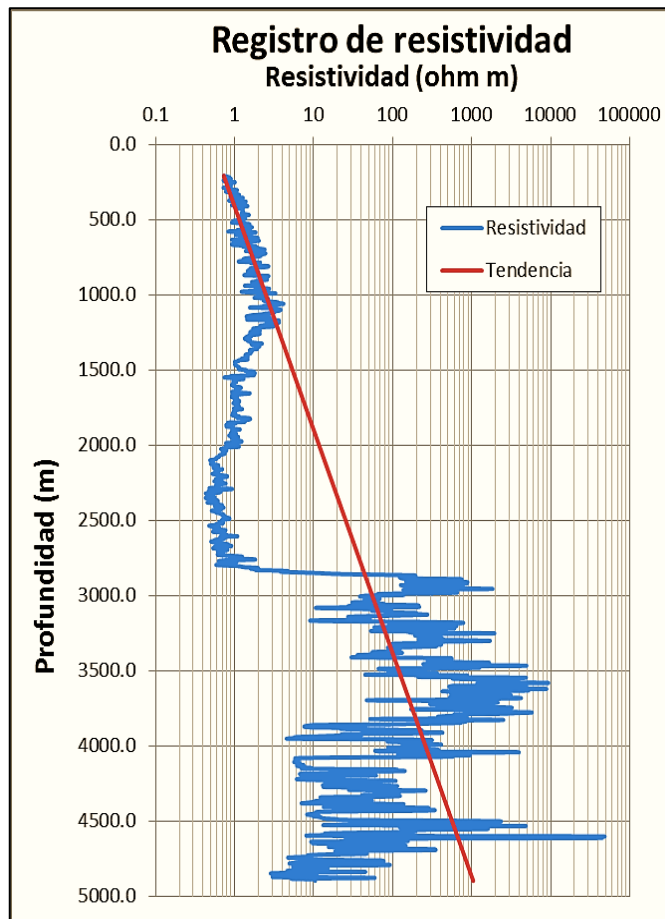


Figura 4.2 Línea de tendencia de la presión anormal. Pozo A1010.

La presión de fractura, dado es un pozo vertical se calcula con la Ecuación 3.2. Se introducen los datos de propiedades elásticas de las rocas, Módulo de Young, Relación de Poisson, ángulo de fricción interna, resistencia a la compresión uniaxial, resistencia a la tensión y cohesión. Se realizaron pruebas de laboratorio a diferentes muestras y se obtuvieron los valores que se presentan en las Tablas 4.4 a 4.6.

Cada prueba fue realizada a muestras de diferentes profundidades por lo que con los resultados se realiza un cálculo estadístico (Figura 4.3) para obtener los valores mínimos, máximos y más probables (mediana) de estas propiedades y utilizarlos para el cálculo de las geopresiones y variarlos para realizar en análisis de sensibilidad. En la Tabla 4.7 se muestran los resultados.

Muestra	Presión de confinamiento (psi)	Mod. Young (Miles Lbf/pg2)	Rel. Poisson (adim.)	Co (psi)
A1010-5	250	637.49	0.44	2,670.00
A1010-6	500	648.18	0.35	2,984.00
A1010-7	1,000	420.55	0.38	3,655.24
A1010-8	250	511.17	0.35	2,447.06
A1010-9	750	464.26	0.33	2,705.86
A1010-10	1,100	415.51	0.29	2,978.44
A1010-11	1,000	740.99	0.31	2,726.97
A1010-16	250	4,232.62	0.3	13,332.27
A1010-17	500	4,155.70	0.19	7,638.07
A1010-18	450	4,213.03	0.38	7,669.79
A1010-19	1,000	4,647.87	0.27	15,549.97
A1010-20	2,000	4,505.81	0.24	24,389.26
A1010-21	250	4,611.40	0.41	13,032.18
A1010-22	500	4,336.38	0.23	20,177.73
A1010-23	750	4,544.08	0.25	21,025.71
A1010-24	1,000	3,795.24	0.23	17,787.00
A1010-25	1,500	3,753.20	0.22	20,844.00
A1010-28	500	4,413.41	0.3	7,067.36
A1010-29	1,000	7,962.98	0.4	24,782.42
A1010-30	1,500	8,267.80	0.31	30,489.65
A1010-31	2,000	6,114.95	0.34	16,913.25
A1010-32	500	12,184.03	0.41	17,351.49
A1010-33	1,000	10,082.77	0.31	20,805.84
A1010-39	500	8,305.24	0.44	20,746.45
A1010-40	1,000	7,947.41	0.43	23,771.90
A1010-41	500	6,241.47	-	20,406.94
A1010-42	1,000	11,239.10	0.44	21,871.56
A1010-43	500	5,924.00	-	11,175.86
A1010-44	1,000	10,929.65	0.47	20,746.23
A1010-45	500	6,354.35	0.38	13,474.25
A1010-46	1,000	4,534.89	0.34	14,622.63
A1010-47	1,500	4,792.34	0.37	16,886.20
A1010-48	1,000	3,020.07	0.31	13,050.87
A1010-49	1,000	3,888.00	0.3	9,256.67

Tabla 4.3. Resultado de pruebas triaxiales.

Muestra	Mod. Young (Miles Lbf/pg ²)	Rel. Poisson (adim.)	USC (psi)
A1010-1	516.4	0.32	1,253.58
A1010-2	744.03	0.48	1,224.20
A1010-3	502.09	0.4	1,348.85
A1010-4	1,055.00	0.36	1,622.75
A1010-12	9,844.62	0.25	39,312.23
A1010-13	6,975.50	0.21	26,353.83
A1010-14	5,192.77	0.21	26,583.51
A1010-15	6,742.00	0.15	17,048.78
A1010-26	15,052.70	0.24	39,597.30
A1010-27	16,700.86	0.26	38,423.14
A1010-34	4,599.90	0.13	14,560.73
A1010-35	5,542.30	0.2	13,075.89
A1010-36	3,949.00	0.42	8,419.20
A1010-37	3,980.55	0.24	9,706.39
A1010-38	10,740.99	0.32	17,102.42

Tabla 4.4. Resultado de pruebas uniaxiales.

Muestra	Resistencia a tensión (psi)
A1010-50	1,661
A1010-51	1,645
A1010-52	1,325
A1010-53	1,320
A1010-54	630
A1010-55	1,473
A1010-61	1772.52
A1010-62	979.92
A1010-65	1,209
A1010-66	601
A1010-69	192
A1010-70	185
A1010-71	176
A1010-72	156
A1010-73	72
A1010-74	139
A1010-75	250
A1010-76	144

Tabla 4.5. Resultado de pruebas de tensión indirecta.

Muestra	Cohesión (psi)	Ángulo de fricción interna (°)
A1010-56	2461.49	54
A1010-57	2317.01	53
A1010-58	268.43	64
A1010-59	2161	42
A1010-60	1963.32	40
A1010-63	2,643	48
A1010-64	1687.03	58
A1010-67	1,110.94	53
A1010-68	1326.01	61
A1010-77	771.88	3

Tabla 4.6 Ángulos de fricción interna y cohesión.

Se introducen los valores de las propiedades más probables en la hoja de cálculo para obtener una ventana operacional y poder realizar la evaluación geomecánica (Tabla 4.8).

Ahora se deben ingresar los datos de pruebas goteo para el ajuste de la curva de fractura, para este pozo se tienen datos de pruebas realizadas y se muestran en la Tabla 4.9.

Se pueden graficar las curvas obtenidas y los valores de pruebas goteo para obtener la ventana operacional como se muestra en la Figura 4.4

Se observa que la prueba LOT realizada a los 518 m de profundidad llega a la presión de sobrecarga por lo que se descarta ya que pudo no haberse realizado de forma correcta.

	Media	Desv.Est.	Varianza	Asimetría	Kurtosis	N	Mínimo	Mediana	Máximo	Intervalo de confianza de 95% para la mediana
Mod. Young (Miles Lbf/pg2)	5326	3871.7	14989997.7	0.88139	0.76759	49	415.5	4544.1	16700.9	4168 5842.2
Rel. Poisson (adim.)	0.31718	0.08639	0.00746	-0.079051	-0.723283	47	0.13	0.31	0.48	0.29379 0.35
USC (psi)	17042	14074	198083425	0.51532	-1.02399	15	1224	14561	39597	4161 26498
Co (psi)	14266	7857	61729077	-0.115031	-0.990899	34	2447	15086	30490	10938 20206
Resistencia a la Tensión (psi)	773.95	637.42	406304.54	0.3227	-1.68558	18	71.65	615.73	1772.52	180.57 1322.29
Cohesión (psi)	1671	783.2	613468.5	-0.542939	-0.767757	10	268.4	1825.2	2643.1	994.9 2366.5
Áng. Fricc. Int (°)	47.6	17.43	303.822	-2.11941	5.30925	10	3	53	64	41.315 59.027

Tabla 4.7. Estadística descriptiva de las propiedades para el pozo A1010.

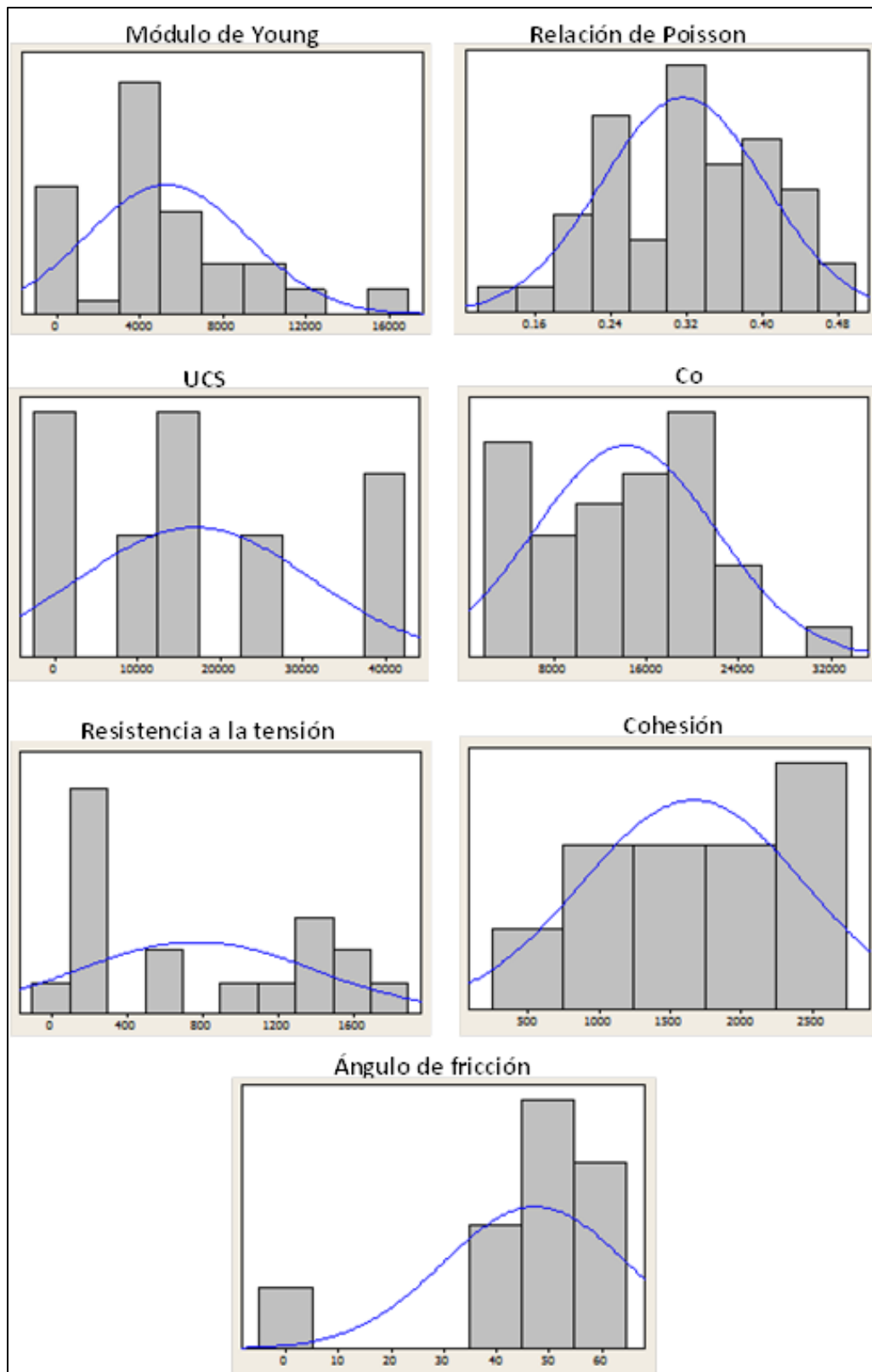


Figura 4.3. Histogramas de propiedades del pozo A1010 (Utilizando software de análisis estadístico).

Mod. Young (Miles Lbf/pg ²)	Rel. Poisson (adim.)	USC (psi)	Co (psi)	Resistencia a la Tensión (psi)	Cohesión (psi)	Áng. Fricc. Int (°)
4,544	0.31	14561	15,086.00	615.73	1,825.20	53

Tabla 4.8 Propiedades elásticas para el pozo A1010.

LOT Pozo 1	
Depth	LOP [sg]
518	1.68
703	1.54
1810	1.91
1842	2.00

Tabla 4.9 Datos de pruebas de goteo.

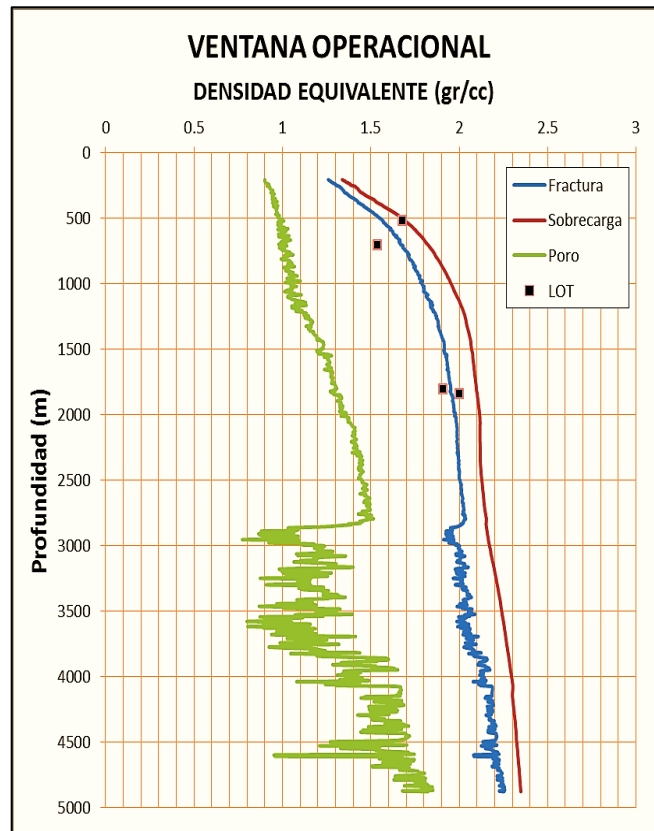


Figura 4.4 Ventana operacional del pozo A1010.

4.2.3. Aplicación del principio de la línea media.

Se puede aplicar el principio de la línea media desarrollado en el capítulo 1 ya que ésta es igual al esfuerzo horizontal promedio lo cual mantendría estable el pozo ya que la densidad del fluido de control sería igual a este esfuerzo horizontal promedio; esto equivaldría a tener esfuerzos horizontales iguales lo cual no se cumple para este pozo el resultando se muestra en la Figura 4.5.

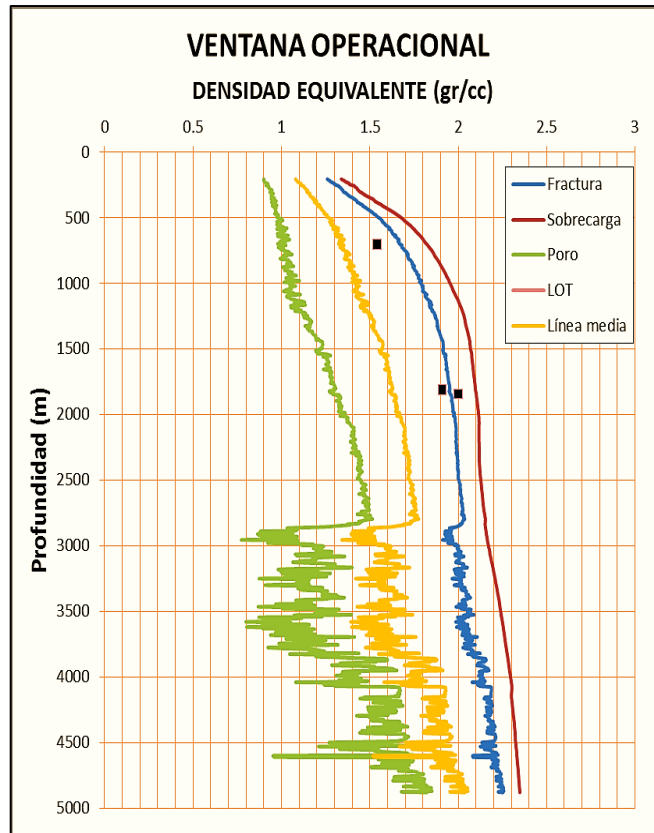


Figura 4.5 Línea media para el pozo A1010.

4.2.4. Determinación de esfuerzos horizontales

Se determinan los esfuerzos horizontales mínimo y máximo para poder seleccionar posteriormente el criterio de falla. En este caso no se tienen esfuerzos horizontales isotrópicos, el pozo se encuentra en una zona tectónicamente activa La Figura 4.6 muestra los esfuerzos horizontales.

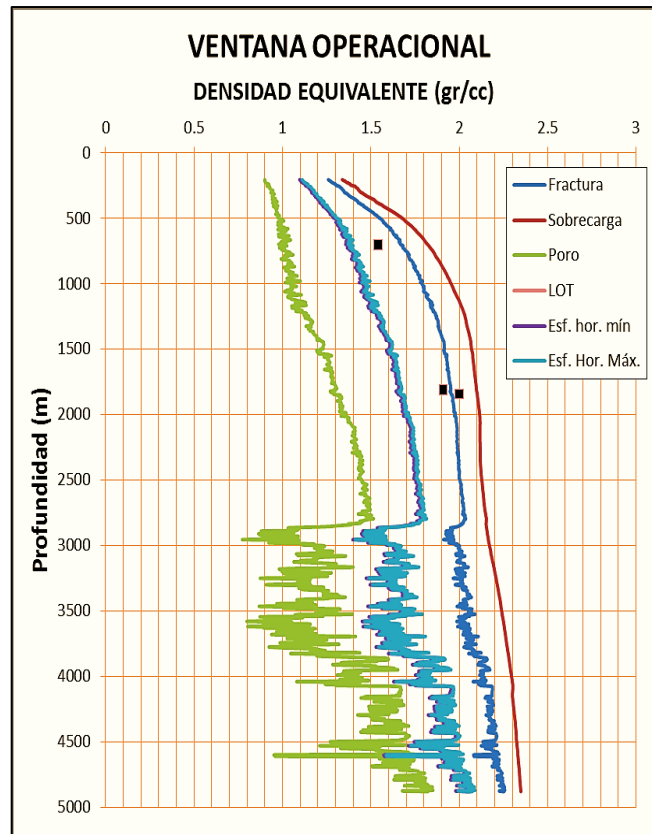


Figura 4.6 Esfuerzos horizontales para el pozo A1010.

4.2.5. Evaluación del colapso del pozo

Se deben obtener los esfuerzos radial (σ_r), tangencial (σ_θ), y axial (σ_z), en la pared del agujero a cada profundidad utilizando las ecuaciones revisadas en el capítulo III, se comparan con la resistencia de la roca mediante un criterio de falla. La Figura 4.7 muestra el criterio de falla de Mohr-Coulomb y del Lade modificado, el primero no toma en cuenta el esfuerzo intermedio para la resistencia de la roca a diferencia del segundo que si lo hace por lo que el criterio de Mohr- coulomb muestra una ventana un poco más reducida.

Se selecciona el criterio de Lade Modificado ya que considera el esfuerzo intermedio (Figura 4.8).

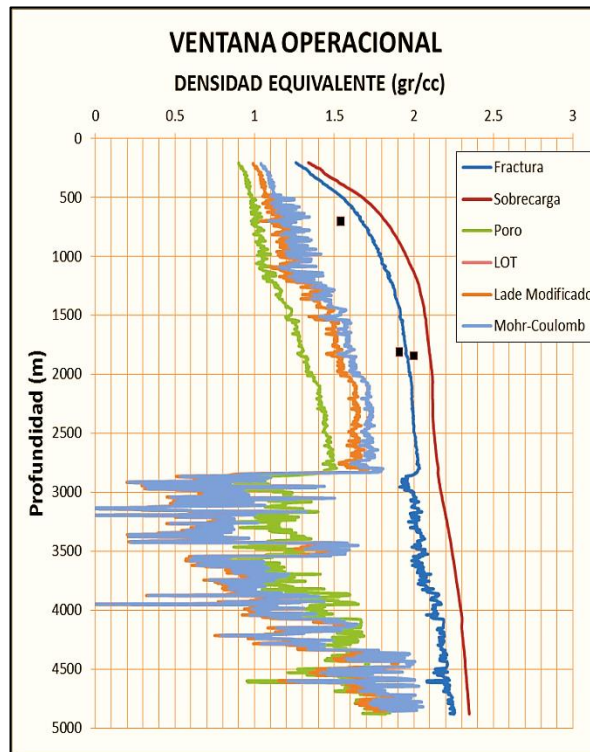


Figura 4.7 Ventana operacional con criterios de falla

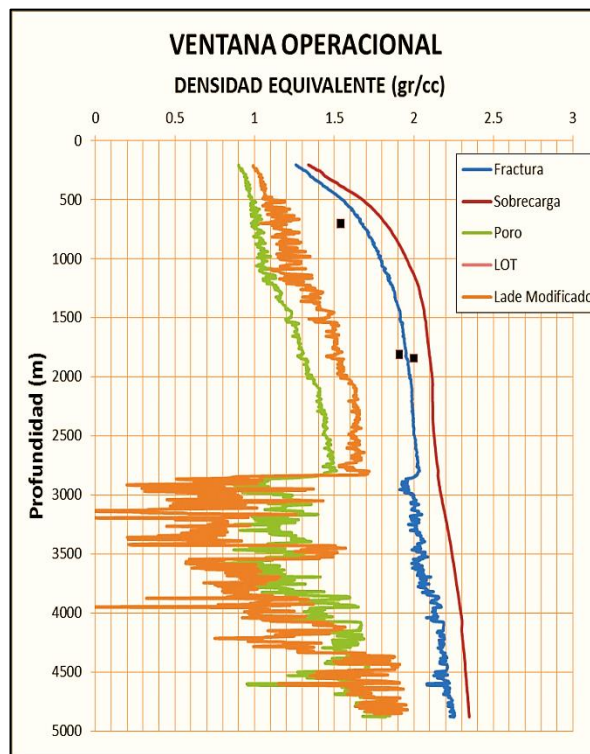


Figura 4.8. Criterio de falla seleccionado.

De la Figura 4.8, las curvas de los gradientes de presión de poro y colapso con el criterio de Lade Modificado se puede observar que no se debe reducir la densidad del fluido de perforación por debajo de la curva de colapso durante todo el intervalo de 500 a 2700 m para evitar problemas de inestabilidad mecánica. La densidad utilizada en la zona de la Brecha debe de ser cercana a la presión de formación del yacimiento para minimizar las pérdidas del fluido de control, a partir de 2700 m se debe poner atención especial en la densidad del fluido de control para evitar un brote.

La densidad utilizada para perforar el pozo en la zona de la Brecha debe de ser cercana a la presión de formación del yacimiento sin pasare del límite de colapso para minimizar las pérdidas del fluido de control.

4.2.6. Análisis de sensibilidad.

El siguiente paso que se realizó fue el análisis de sensibilidad para lo cual se variaron las propiedades en sus valores mínimo, máximo y mediana, calculados anteriormente para identificar aquéllas que influyeran más en el cálculo de la ventana operacional. La primer propiedad que se encontró influía en la variación de las curvas de geopresiones fue la Relación de Poisson, ya que hace variar directamente el valor del gradiente de fractura, como se muestra en la Figura 4.9, se elige el valor de la mediana para obtener el gradiente de fractura. El segundo parámetro que influyó más en la ventana operacional fue el ángulo de fricción interna ya que tiene efecto directamente en la curva de colapso puesto que cómo se observa en las ecuaciones para el criterio de falla, es un parámetro utilizado en todas estas ecuaciones (Figura 4.10). Finalmente una tercera propiedad que tiene influencia en la ventana operacional, en el criterio de falla específicamente, es la Resistencia a la compresión uniaxial (UCS) como se ve en la Figura 4.11. Con esto se pude saber que parámetros de entrada tienen una mayor incertidumbre. A continuación se realiza la evaluación del riesgo.

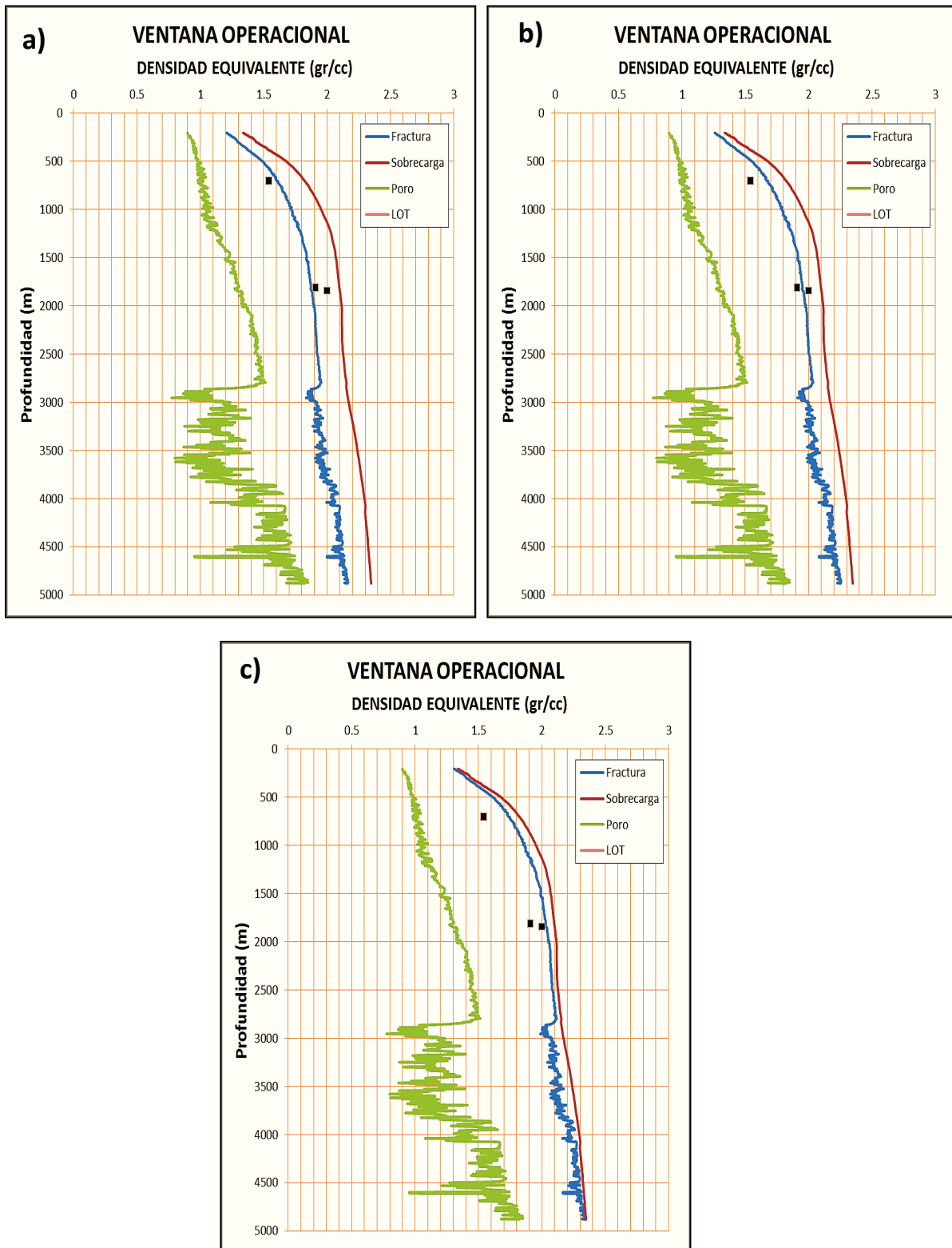


Figura 4.9 Variación de la Relación de Poisson; a) Rel. Poisson (mínima)= 0.13; b) Rel. Poisson (mediana)= 0.31; c) Rel. Poisson (máxima) = 0.48.

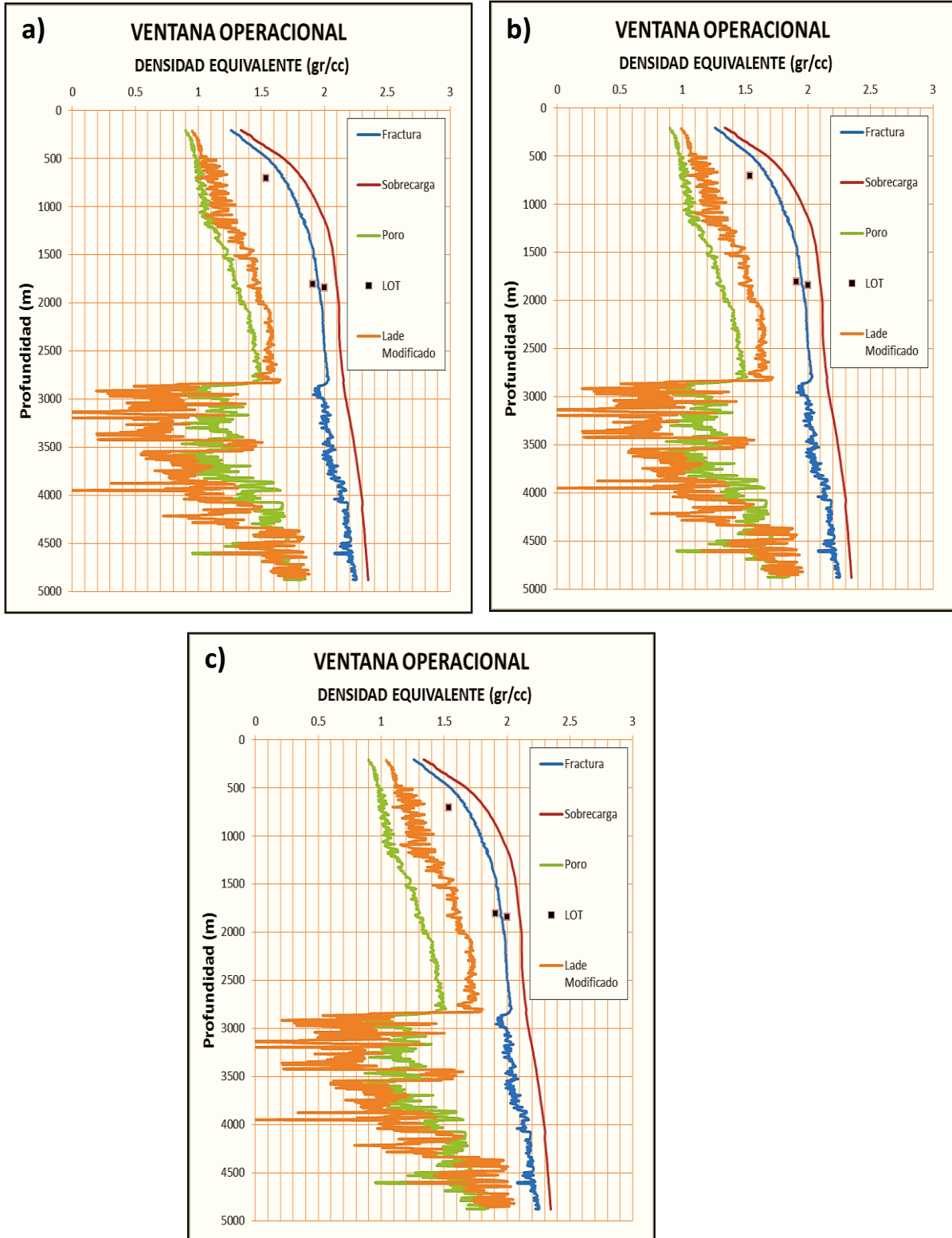


Figura 4.10 Variación del ángulo de Fricción interna; a) Ang. Fric. Int (mínimo)= 3°; b) Ang. Fric. Int (mediana)= 53°; c) Ang. Fric. Int (máximo)= 64°.

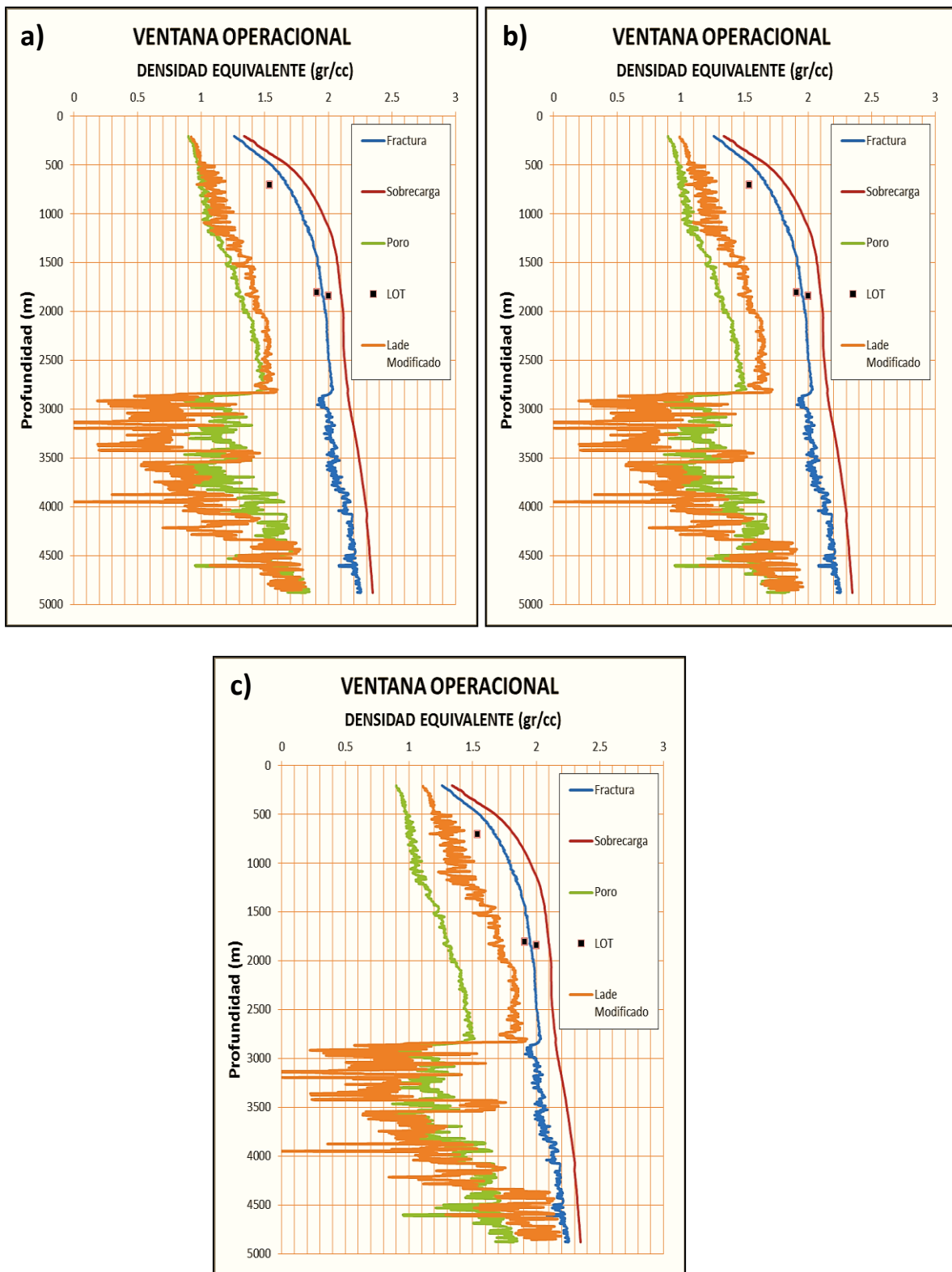


Figura 4.11 Variación de la Resistencia a la compresión uniaxial; a) UCS (mínimo)= 1224 psi; b) UCS (mediana)= 14561 psi; c) UCS (máximo)= 39597 psi.

4.2.7. Evaluación cuantitativa del riesgo.

Al realizar el cálculo de estadística descriptiva para las curvas de colapso (con el criterio de Lade Modificado) y de fractura se obtiene la Tabla 4.10, con estos datos se realizan sus respectivos histogramas (Figura 4.12). Se utilizan las curvas de presiones más probables para poder hacer la evaluación del riesgo

Ahora se realiza la función de distribución acumulada para ambas curvas y se grafican para obtener la Figura 4.13. si se grafican ambas curvas sobrepuestas en una misma se obtiene la Figura 4.14 la cual permite hacer un análisis cuantitativo, al dar un rango de densidades del fluido de control que permitirá obtener el intervalo de valores que no alcancen las presiones de colapso ni de fractura para esa profundidad.

	Colapso	Fractura
A-cuadrado	15.21	14.39
Valor P <	0.005	0.005
Media	1.2981	1.9859
Desv.Est.	0.3732	0.1552
Varianza	0.1393	0.0241
Asimetría	-0.843024	-0.662544
Kurtosis	0.49202	0.361429
N	876	876
Mínimo	-0.29	1.522
1er cuartil	1.08	1.9253
Mediana	1.38	1.998
3er cuartil	1.61	2.0718
Máximo	1.96	2.256
Intervalo de confianza	1.34	1.9925
	1.41	2.002

Tabla 4.10. Estadística descriptiva de la presión de colapso y presión de pérdida de presión.

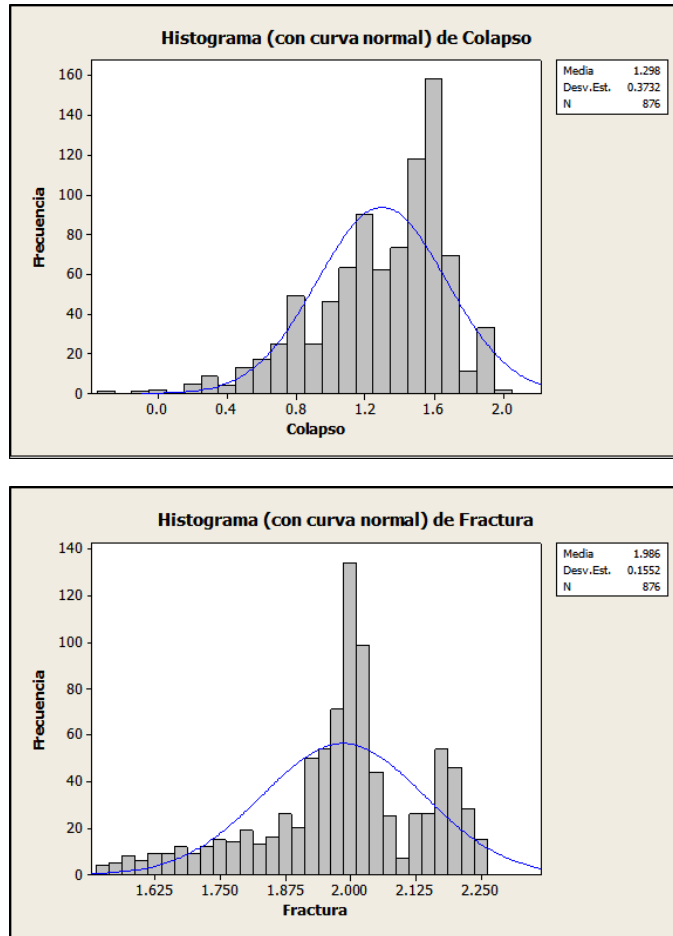


Figura 4.12. Histogramas para las curvas de colapso y pérdidas de circulación.

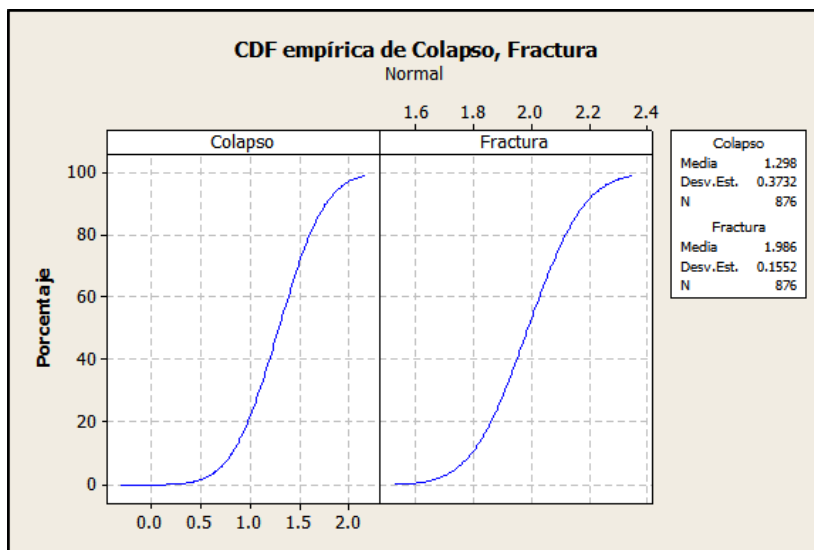


Figura 4.13. Gráficas de las funciones de distribuciones acumuladas.

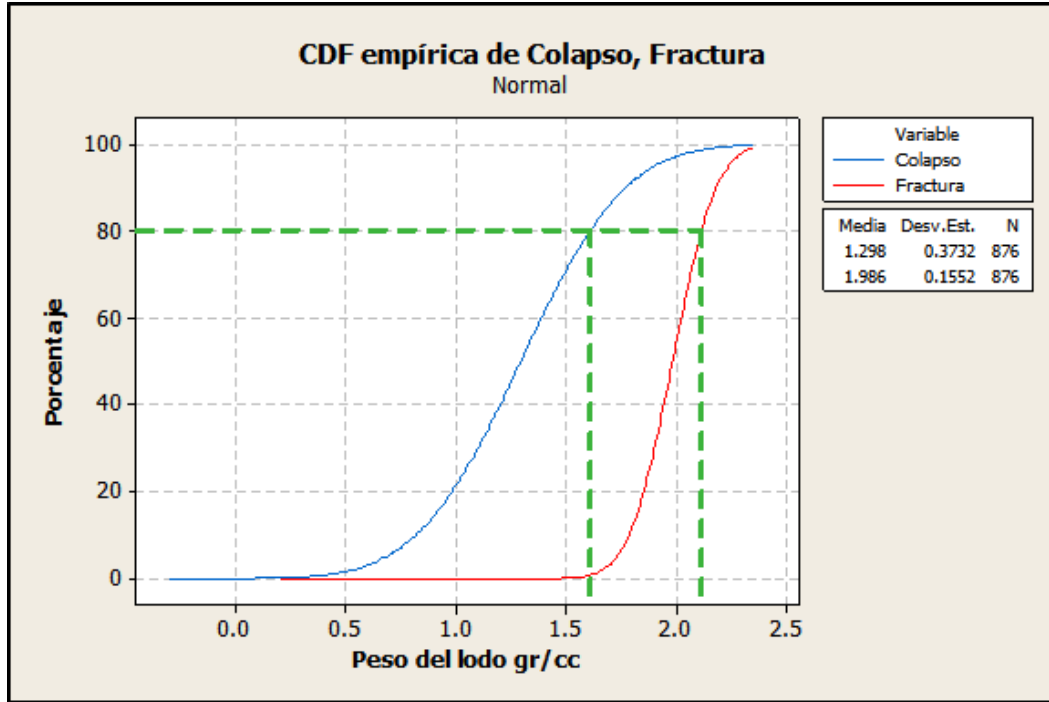


Figura 4.14 Análisis cuantitativo del riesgo.

De la Figura 4.14 se observa que el rango de densidades que nos permite tener un 80% de probabilidad de no tener colapso ni fractura en el pozo es de 1.6 a 2.1 g/cc lo cual da un intervalo de 0.5 g/cc para el peso del fluido de control. Se observa también que al disminuir la probabilidad de éxito aumenta el rango, por ejemplo si se tiene un rango de 1 a 1.8 g/cc (intervalo de 0.8 g/cc) la probabilidad de éxito disminuye a tan sólo un 20%; caso contrario, si se quiere tener un 90% de éxito el rango de densidad se verá disminuido a 0.4 g/cc (de 1.8 a 2.2 g/cc). En este caso se está realizando esta evaluación a lo largo de toda la profundidad; sin embargo, se puede realizar en un intervalo de profundidad específico, siguiendo los mismos pasos sólo se cambiaría el intervalo de profundidades de las curvas de colapso y fractura.

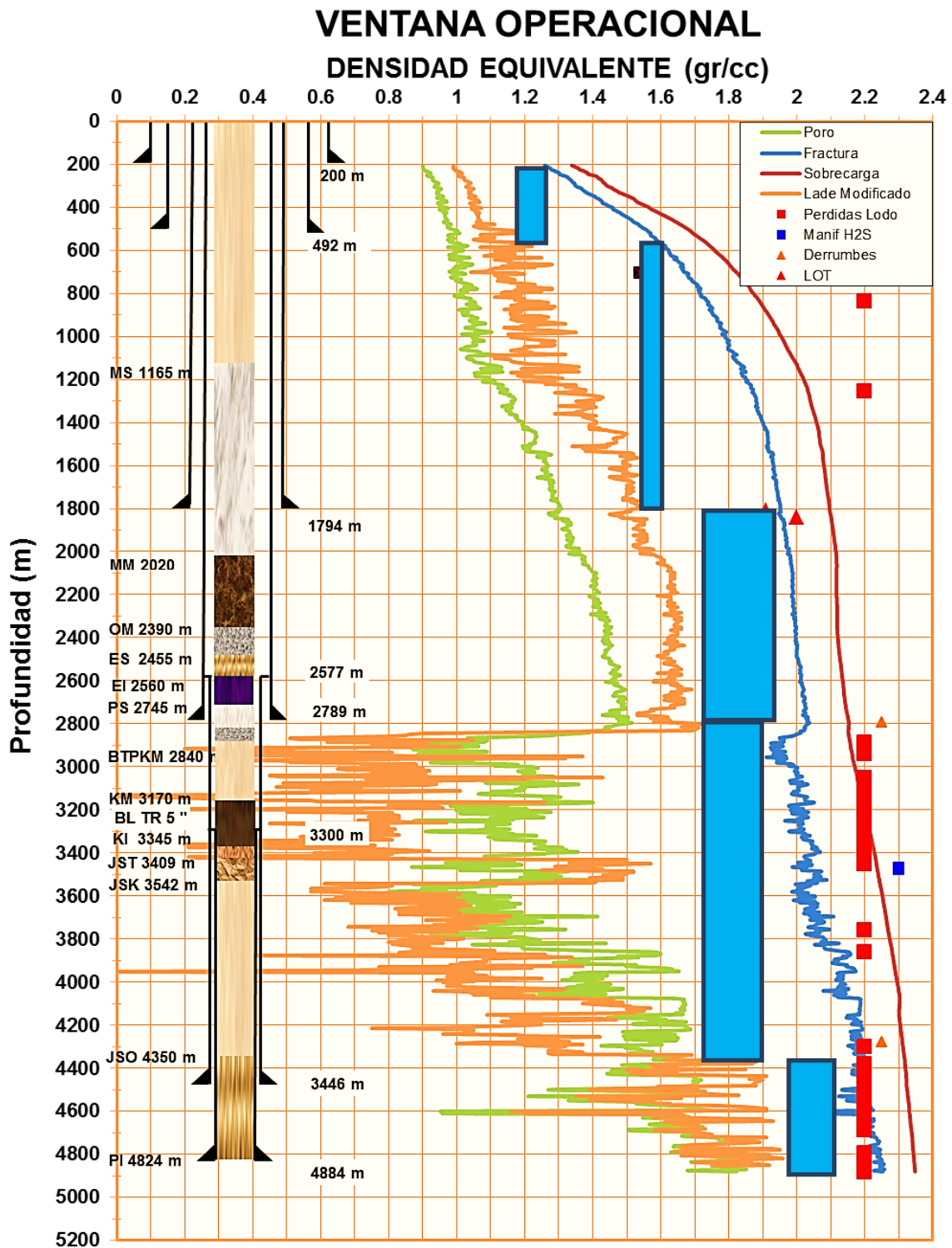


Figura 4.15. Densidad del fluido de control y profundidades de asentamiento de TR's, recomendadas con la evaluación geomecánica.

En la Tabla 4.11 se muestran las densidades de fluido de control recomendadas

Profundidad (m)	Densidad recomendada(gr/cc)
200-492	1.20-1.25
493-1794	1.55-1.61
1795-2789	1.72-1.94
2790-3446	1.72-1.91
3447-4884	1.98-2.08

Tabla 4.11. Densidades de fluido de control recomendadas.

Como se muestra en la Tabla 4.11 las densidades de fluido de control recomendadas se encuentran dentro del rango obtenido con la evaluación cuantitativa del riesgo para tener un 40 % de probabilidad de éxito para no presentar colapso ni pérdidas de circulación.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones.

- La geomecánica juega un papel muy importante, ya que abundan los altos riesgos de perforación, principalmente asociados a situaciones de pérdidas de circulación, problemas asociados con la tubería y presiones diferenciales que incrementan considerablemente el tiempo no productivo y de perforación, mismos que se ven reducidos si se realiza una evaluación geomecánica.
- Se desarrolló una herramienta de fácil manipulación para el cálculo de geopresiones que no requiere del pago de licencias, en el cual se introducen los registros geofísicos, previamente analizados, datos de propiedades elásticas y de falla obtenidas a partir de pruebas de laboratorio, así como pruebas de goteo realizadas. Esta herramienta obtiene las tendencias de compactación a partir del registro de resistividad utilizando dos puntos observados de la línea de tendencia normal de compactación.
- Se presenta una metodología de diseño de pozos a través de la cual se realiza una evaluación geomecánica de los esfuerzos *in-situ* para el análisis de estabilidad del pozo mostrando resultados obtenidos de la aplicación de dicha metodología, que a partir de información disponible que consiste de registros geofísicos y pruebas de laboratorio se puede determinar una tendencia apropiada y a partir de éstas se determinaron los gradientes de sobrecarga, formación y fractura que son fundamentales en este estudio y pueden ser utilizados en otros procesos.
- Es necesario contar con datos de laboratorio de propiedades elásticas y de falla de la roca para reducir la incertidumbre en el modelo geomecánico.

- El diseño de la perforación de pozos se mejora al considerar aspectos como las propiedades mecánicas de las rocas y su comportamiento bajo el estado de presiones y esfuerzos in-situ a los que están sujetos, para disminuir condiciones de operación de riesgo durante la perforación tales como inestabilidad mecánica y pérdidas de circulación.
- Se utilizó el criterio de falla de Lade modificado debido a que fue el criterio al que mejor se adaptó el modelo geomecánico, además de requerir sólo dos parámetros de resistencia de la roca (S_o y ϕ). Se observa que este criterio tiene la ventaja de considerar los tres esfuerzos principales y produce resultados que son intermedios a los de Drucker-Prager y Mohr-Coulomb.
- Dentro de la metodología se desarrolló un análisis de sensibilidad para la toma de decisiones de aspecto técnico, con respecto a la variación de los parámetros involucrados en el modelo mecánico que describe la estabilidad del agujero.
- El análisis de sensibilidad mostró que las ventanas operacionales pueden verse fuertemente afectadas con el cambio de una variable de entrada, por lo que es importante contar con datos de entrada confiables. Los parámetros que ocasionan cambios significativos en orden descendente sobre la ventana operacional son, la relación de Poisson, el ángulo de fricción interna y la resistencia a la compresión uniaxial de la roca.
- Se realizó la determinación de incertidumbre en la presión de colapso y la presión de fractura a través del análisis de las propiedades mecánicas de la roca y se efectuó una evaluación cuantitativa del riesgo, misma que ayudó en la predicción de inestabilidades del pozo de forma probabilística.

Recomendaciones.

- Es de gran importancia saber si la región de estudio es tectónicamente activa o pasiva para el cálculo de los esfuerzos horizontales.
- Se recomienda efectuar la corrida de registros dipolares acústicos que en combinación con registros de densidad pueden proporcionar valores de módulos mecánicos como el módulo de Young y relación de Poisson, mismos que son fundamentales para alimentar y calibrar el modelo geomecánico para la determinación de los gradientes de presión y los análisis de estabilidad, teniendo como ventaja que proporcionan información a lo largo de toda la profundidad y si son calibrados con mediciones en laboratorio permitirán un mejor diseño.
- Es importante realizar pruebas de goteo y pruebas minifracturas para la determinación de la magnitud de los esfuerzos horizontales, lo que permitirá incorporarlos al modelo geomecánico y permitir el desarrollo optimizado del campo.
- Se podría realizar la evaluación del riesgo en intervalos de profundidad para realizar un mejor análisis de la probabilidad de la estabilidad del agujero.
- Sería recomendable que se fijen costos en estudios posteriores, para poder estimar parámetros económicos, y que sea posible tomar decisiones de carácter técnico-económico.
- Serviría para el desarrollo óptimo del campo y se mejoraría en la perforación, terminación y reparación de pozos de México.

NOMENCLATURA

D	Profundidad
L	Longitud
A	Área
F	Fuerza
V	Volumen
v	Velocidad
t	Tiempo
P	Presión
P_w	Presión del pozo
P_f	Presión de fractura
P_p	Presión de poro
P_{pn}	Presión de poro normal
$P_f(\gamma)$	Presión fractura para un pozo inclinado un ángulo γ de la vertical
$P_f(0)$	Presión fractura para un pozo vertical
K	Módulo volumétrico
K_{fr}	Módulo volumétrico del armazón
K_s	Módulo volumétrico de los granos sólidos
S_o	Cohesión o fuerza de corte inherente
σ	Esfuerzo
σ_r	Esfuerzo radial
σ'	Esfuerzo efectivo
σ_θ	Esfuerzo tangencial
σ_a	Esfuerzo horizontal promedio
σ_{ob}	Esfuerzo de sobrecarga
σ_v	Esfuerzo vertical
σ_h	Esfuerzo horizontal mínimo

σ_H	Esfuerzo horizontal máximo
σ_1	Esfuerzo principal mayor
σ_2	Esfuerzo principal intermedio
σ_3	Esfuerzo principal menor
τ	Esfuerzo de corte
q	Gasto
g	Constante gravitacional
d	Gradiente de presión en gravedad específica al agua
d_{RKB}	Gradiente de presión con referencia al piso de perforación
d_{MSL}	Gradiente de presión con referencia al nivel del mar
d_{sf}	Gradiente de presión con referencia al lecho marino
E	Módulo de Young
ν	Relación de Poisson
ε	Deformación
α	Coefficiente de Biot
β	Ángulo de falla
γ	Inclinación del pozo
δ_h	Distancia entre dos pisos de perforación
μ	Viscosidad o coeficiente de fricción interna
ρ	Densidad
ρ_r	Densidad de la roca
ρ_{fl}	Densidad del fluido
ρ_b	Densidad volumétrica
ϕ	Ángulo de fricción interna
φ	Porosidad
f	Factor de fricción
m	Pendiente
h	Distancia o altura

h_f	Distancia del piso de perforación al nivel del mar
h_w	Tirante de agua
δ_n	Diferencia de alturas entre pisos de dos plataformas
t_o	Tiempo de tránsito observado
t_n	Tiempo de tránsito normal
R_o	Resistividad observada
R_n	Resistividad normal
C_o	Conductividad observada
C_n	Conductividad normal
d_{co}	Exponente d modificado observado
d_{cn}	Exponente d modificado normal
C_o	Resistencia a la compresión
UCS	Resistencia a la compresión uniaxial
TS	Resistencia a la tensión
ROP	Ritmo de penetración de la barrena
WOB	Peso en la barrena
N	Velocidad rotacional
RKB	Referencia al piso de perforación
MSL	Referencia al nivel del mar
sf	Referencia al lecho marino
ECD	Densidad equivalente de circulación
HP	Potencia hidráulica en la barrena
LOT	Prueba de goteo
FIT	Prueba de integridad de la formación
MWN	Peso del fluido de control normal
MWA	Peso del fluido de control con el que se está perforando

REFERENCIAS.

1. Bernt S. Aadnoy. *“Modern well desing”*. Rogaland University Center, Stavanger, Norway, 1993.
2. Earling Fjaer, Rune M. Holt. *“Petroleum Related Rock Mechanics”* (2a. Ed.). Elsevier B.V. 2008.
3. V.V.A. Consultores, C.A. *“Introducción a la Geomecánica Petrolera”*.
4. Mendiola S., Joaquín. *“Caracterización del comportamiento mecánico de formaciones del terciario para la optimización del diseño y construcción de pozos”*, IMP.
5. Mitchell John. *“Trouble-Free Drilling”*. Drillbert Engineering, Inc. 2002.
6. Mendiola S., Joaquín. *“Análisis de los factores que influyen en el tiempo y costo de la perforación de pozos”*, IMP, 2005.
7. Mark D. Zoback, *“Reservoir Geomechanics: Earth Stresses and Rock Mechanics Applied to Exploration, Production and Wellbore Stability”* Cambridge, May 2007.
8. M. A. Addis; N. C. Last & N. A. Yassir. *“Estimation of Horizontal Stresses at Depth in Faulted Regions and Their Relationship to Pore Pressure Variations”*. SPE Formation Evaluation, 1996.
9. PEMEX Exploración y Producción. *“Hidráulica de perforación”*, presentación para Programa de Entrenamiento Acelerado para Ingenieros Supervisores de Pozo.
10. PEMEX Exploración y Producción. *“Guía de Diseño para la Hidráulica en la perforación de pozo petroleros, perforación y mantenimiento de pozos”*, Gerencia de Perforación y Mantenimiento de Pozos.
11. Cordero R., Raymundo, *“Caracterización Geomecánica de Formaciones Petroleras en Laboratorio”*, Tesis de Licenciatura, IPN, 2011
12. PEMEX Exploración y Producción, *“Guía para la predicción de Geopresiones”*, Gerencia de Perforación y Mantenimiento de Pozos.

13. Bourgoyne A., Millheim K. K., Chenevert M.E. y Young Jr. F.S. (1991). *“Applied Drilling Engineering”*. Society of Petroleum Engineers, SPE Textbook Series.
14. Murdock, L. (2005). *“Guía de usuario Drillworks”*. United States of America: Knowledge Systems.
15. Neal J. Adams; Tommie Charrier. *“Drilling Engineering. A Complete Well Planning Approach”* (1985). PennWell Publishing Company.
16. Torres G. Marcela, *“Análisis de Sensibilidad para determinar límites de estabilidad del pozo”*, Tesis de Maestría, UNAM, 2003.
17. Moos, D., Peska, P., Finkbeiner T., Zoback, M.D., 2003. *“Comprehensive wellbore stability analysis utilizing Quantitative Risk Assessment”*. Journal of Petroleum Science and Engineering 38, 97-109.
18. Schlumberger, *“Evaluación de Formaciones en México”*, WEC, México, 2010

GLOSARIO

Ángulo de fricción interna.- Medida de la resistencia de un sólido al corte debido al entrelazamiento intergranular.

Anisotropía.- Propiedad de algunos materiales o cuerpos de rocas diferentes a los isótropos.

Constante de Biot.- Constante de proporcionalidad para la presión del fluido en un esfuerzo efectivo.

Deformación.- Son los cambios en la forma o dimensiones originales del cuerpo o elemento, cuando se le somete a la acción de una fuerza.

Deformación unitaria.- Es la relación entre la deformación total y la longitud inicial del elemento.

Densidad.- Peso específico del fluido por el agua.

Ductilidad.- Es la propiedad de un material que le permite experimentar deformaciones plásticas al ser sometido a una fuerza.

Elasticidad.- Es la propiedad mecánica de ciertos materiales de sufrir deformaciones reversibles cuando se encuentran sujetos a la acción de fuerzas exteriores y de recuperar la forma original si estas fuerzas exteriores se eliminan.

Envolvente de Mohr.- Los círculos de la envolvente de Mohr representan la falla a varios niveles de esfuerzo.

Esfuerzo.- Fuerza aplicada a un cuerpo por unidad de área.

Esfuerzo confinante.- Esfuerzos aplicados que restringen el movimiento.

Esfuerzo cortante.- Es el esfuerzo interno o resultante de las tensiones paralelas a la sección transversal de un prisma mecánico como por ejemplo una viga o un pilar.

Esfuerzo de compresión.- Esfuerzo que tiende a aplastar el material y comprimirlo, reduciendo su volumen o acortándolo en una determinada dirección.

Esfuerzo de tensión.- Esfuerzo que tiende a estirar el material y romperlo.

Estabilidad mecánica.- Condiciones de una formación en la que no se presentan problemas de colapso o pérdida de circulación.

Fractura.- Término usado para todo tipo de discontinuidades causadas por esfuerzos en la formación.

Geomecánica.- Ciencia que aplica teoría y conceptos de mecánica de rocas y de suelos a las ciencias de la tierra.

Granular.- Indica la textura de la roca que consiste en granos de igual tamaño.

Isotropía.- Propiedad de los materiales o cuerpos de rocas cuyas propiedades físicas son idénticas en todas direcciones.

Límite elástico.- Punto sobre la curva esfuerzo-deformación que define la transición del comportamiento elástico a plástico.

Plasticidad.- Es la propiedad mecánica de un material, de deformarse permanente e irreversiblemente cuando se encuentra sometido a tensiones por encima de su rango elástico, es decir, por encima de su límite elástico.

Prueba de goteo.- Prueba para determinar la resistencia o presión de fractura.

Módulo de Young.- Pendiente de la curva esfuerzo-deformación en una prueba al que está sujeto el material.

Módulo volumétrico.- Medida de la resistencia de una muestra a la presión hidrostática.

Plasticidad.- Comportamiento que presentan los materiales en el cual sufren una deformación permanente al estar sometidos a un esfuerzo.

Poroelasticidad.- Teoría que establece el comportamiento de un material comprende poros conteniendo algún tipo de fluido.

Presión de fractura.- Es la cantidad de presión necesaria para deformar permanentemente la estructura rocosa de la formación.

Presión de poro.- Es aquella a la cual se encuentran confinados los fluidos en los espacios porosos de la formación, estas presiones que se encuentran en el pozo pueden ser normales, anormales (altas), o subnormales (bajas).

Presión de sobrecarga.- Es la presión que ejerce el peso combinado de una columna de roca más los fluidos que están contenidos en el espacio poroso que soporta una formación a una determinada profundidad.

Presión del yacimiento.- Es equivalente a la presión de poro.

Presión hidrostática.- Es la presión ejercida por una columna de agua equivalente, en la zona, a la profundidad especificada.

- **Anormal.-** Cuando son mayores a la presión hidrostática de los fluidos de formación.
- **Normal.-** Cuando son iguales a la presión hidrostática ejercida por una columna de fluidos de formación extendida hasta la superficie. Teniendo un gradiente de presión normal de 1.07g/cc en zonas costa fuera.

- **Subnormal.-** Cuando son menores a la presión normal, es decir, a la presión hidrostática ejercida por la columna de fluidos de formación extendida hasta la superficie.

Relación de Poisson.- Medición de la expansión lateral relativa a la contracción lateral.

Resistencia a la compresión uniaxial.- Último esfuerzo en una curva esfuerzo deformación a la presión atmosférica.

Resistencia a la fractura.- Límite de esfuerzo al cual la muestra admite fluido y se inicia la generación y crecimiento de una discontinuidad.

Resistencia a la tensión.- Límite del esfuerzo bajo condiciones de tensión en una prueba.

Resistencia mecánica.- La resistencia mecánica de un material es su capacidad de resistir fuerzas o esfuerzos.

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1.1 Densidades típicas de lodo utilizadas.....</i>	<i>5</i>
<i>Figura 1.2 Colapso parcial en una litología mixta.....</i>	<i>9</i>
<i>Figura 1.3 Rango de densidades de lodo permitidas considerando problemas de agujero comunes.....</i>	<i>12</i>
<i>Figura 1.4 Ilustración de fuerzas y esfuerzo.....</i>	<i>14</i>
<i>Figura 1.5 Esfuerzo local.....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 1.6 Descomposición de fuerzas.....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 1.7 Esfuerzos intergranulares y presión de poro para granos en contacto.....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 1.8 Esquema de deformación.....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 1.9 Deformación inducida por esfuerzo uniaxial.....</i>	<i>20</i>
<i>Figura 1.10 Círculo de Mohr.....</i>	<i>24</i>
<i>Figura 1.11 Pruebas con núcleos a varias presiones de confinamiento estableciendo una ventana de condiciones de esfuerzo.....</i>	<i>25</i>
<i>Figura 1.12 Elemento de roca en el subsuelo, mostrando los esfuerzos a los que está sometido.....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 1.13 Esfuerzos en el agujero al variar la densidad del lodo.....</i>	<i>30</i>
<i>Figura 1.14 Efectos provocados al variar la presión del pozo.....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 1.15 Clasificación de falla de Anderson.....</i>	<i>37</i>
<i>Figura 1.16 Gradientes de presión para un pozo.....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 1.17 Esquema del Sistema hidráulico.....</i>	<i>45</i>
<i>Figura 1.18 Caídas de presión del sistema para varios intervalos de profundidad.....</i>	<i>50</i>
<i>Figura 1.19 Pérdida de presión total: parásita y en la barrena, a 1200 m de profundidad.....</i>	<i>54</i>
<i>Figura 1.20 Ejemplo que muestra los requerimientos de capacidad de acarreo.....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 1.21 Pérdidas de presión parásitas y gastos obligados.....</i>	<i>62</i>
<i>Figura 1.22 Determinación de rangos de gasto y criterio de optimización.....</i>	<i>63</i>
<i>Figura 1.23 Caídas de presión y gastos con tuberías de diferentes diámetros utilizando el criterio Nuevo C.....</i>	<i>67</i>
<i>Figura 2.1 Esquema para la definición de referencias.....</i>	<i>70</i>
<i>Figura 2.2 Definición de varias elevaciones de pisos de perforación.....</i>	<i>72</i>
<i>Figura 2.3 Datos de Goteo, gradientes de presión de poro y gradiente de esfuerzo de sobrecarga asociados vs profundidad.....</i>	<i>79</i>
<i>Figura 2.4 Presiones de Goteo vs profundidad.....</i>	<i>80</i>
<i>Figura 2.5 Esfuerzo horizontal promedio y esfuerzo efectivo horizontal vs profundidad.....</i>	<i>81</i>

<i>Figura 2.6 Esfuerzo horizontal normalizado con el esfuerzo de sobrecarga.....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 2.7 Comparación de los gradientes de goteo medidos vs modelados.....</i>	<i>85</i>
<i>Figura 2.8 Datos de Goteo corregidos para la inclinación del pozo.....</i>	<i>87</i>
<i>Figura 2.9 Ilustración del modelo de compactación.....</i>	<i>90</i>
<i>Figura 2.10 Datos de fractura mostrados sin corregir y corregidos con un modelo de... compactación.....</i>	<i>92</i>
<i>Figura 2.11 Comportamiento de Goteo esperado para una cuenca deposicional pasiva.....</i>	<i>94</i>
<i>Figura 2.12 Datos de Goteo e inclinaciones del pozo mostrando el efecto de la anisotropía de esfuerzos.....</i>	<i>95</i>
<i>Figura 2.13 Distribución del campo para el ejemplo.....</i>	<i>101</i>
<i>Figura 2.14 Los tres niveles de esfuerzos y su dirección.....</i>	<i>102</i>
<i>Figura 2.15 Esquema para definición de referencias.....</i>	<i>103</i>
<i>Figura 2.16 Ejemplo de gradientes de fractura someros del campo Sleipner.....</i>	<i>104</i>
<i>Figura 2.17 Datos de fractura someros normalizados al lecho marino, sustrayendo la presión del agua de mar.....</i>	<i>106</i>
<i>Figura 2.18 Gradientes de presión de poro y fractura para dos pisos de perforación con diferente elevación.....</i>	<i>108</i>
<i>Figura 2.19 Ejemplo de esfuerzo en el pozo.....</i>	<i>111</i>
<i>Figura 2.20 Representación de Mohr-Coulomb de los tres casos del ejemplo numérico.....</i>	<i>113</i>
<i>Figura 2.21 Gradientes de presión para el pozo exploratorio.....</i>	<i>115</i>
<i>Figura 2.22 Correlación entre esfuerzo tangencial normalizado a la profundidad y registro caliper.....</i>	<i>116</i>
<i>Figura 2.23 Resultados del análisis mostrando la densidad crítica del lodo mínima para evitar un colapso.....</i>	<i>117</i>
<i>Figura 2.24 Gradientes de esfuerzo y presión para el pozo profundo.....</i>	<i>119</i>
<i>Figura 2.25 Registro caliper y relación de esfuerzo calculada.....</i>	<i>120</i>
<i>Figura 2.26 Tiempo de exposición de agujero abierto.....</i>	<i>120</i>
<i>Figura 2.27 Registros caliper para cuatro pozos productores.....</i>	<i>123</i>
<i>Figura 2.28 Tiempo de exposición a agujero abierto para los cuatro pozos.....</i>	<i>124</i>
<i>Figura 2.29 Colapso vs litología y espesor de unidad litológica.....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 2.30 Modelo del colapso dentro de la unidad litológica.....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 2.31 Registros de perforabilidad para cuatro pozos productores.....</i>	<i>130</i>
<i>Figura 2.32 Perforabilidades para el pozo 2/4-14 y el pozo de alivio (2/4-15S).....</i>	<i>132</i>
<i>Figura 2.33 Comparación visual entre el tiempo de perforación y el esfuerzo de sobrecarga integrado.....</i>	<i>134</i>
<i>Figura 3.1 Metodología de diseño.....</i>	<i>139</i>

<i>Figura 3.2 Adquisición de registros geofísicos.....</i>	<i>140</i>
<i>Figura 3.3 Línea base de lutitas y selección de puntos de lutitas.....</i>	<i>142</i>
<i>Figura 3.4 Datos de laboratorio.....</i>	<i>147</i>
<i>Figura 3.5 Ejemplo de resumen gráfico del cálculo de estadística descriptiva básica para las propiedades obtenidas de pruebas de laboratorio.....</i>	<i>147</i>
<i>Figura 3.6 Ventana operacional.....</i>	<i>148</i>
<i>Figura 3.7 Información de pruebas goteo.....</i>	<i>149</i>
<i>Figura 3.8 Calibración con pruebas de goteo.....</i>	<i>149</i>
<i>Figura 3.9 Línea media.....</i>	<i>151</i>
<i>Figura 3.10 Esfuerzos horizontales.....</i>	<i>155</i>
<i>Figura 3.11 Criterio de falla de Mohr-Coulomb.....</i>	<i>161</i>
<i>Figura 3.12 Efecto de la variación de la relación de Poisson en el gradiente de fractura.....</i>	<i>163</i>
<i>Figura 3.13 Histogramas para las curvas de colapso y pérdidas de presión.....</i>	<i>166</i>
<i>Figura 3.14 Gráficas de las funciones de distribuciones acumuladas.....</i>	<i>167</i>
<i>Figura 3.15 Análisis cuantitativo del riesgo.....</i>	<i>167</i>
<i>Figura 3.16 Densidad del fluido de control y profundidades de asentamiento de TR's recomendadas con la evaluación geomecánica.....</i>	<i>168</i>
<i>Figura 4.1 Registros. Pozo A1010.....</i>	<i>172</i>
<i>Figura 4.2 Línea de tendencia de la presión anormal. Pozo A1010.....</i>	<i>173</i>
<i>Figura 4.3 Histogramas de propiedades del pozo A1010 (Utilizando software de análisis estadístico.....</i>	<i>178</i>
<i>Figura 4.4 Ventana operacional del pozo A1010.....</i>	<i>179</i>
<i>Figura 4.5 Línea media para el pozo A1010.....</i>	<i>180</i>
<i>Figura 4.6 Esfuerzos horizontales para el pozo A1010.....</i>	<i>181</i>
<i>Figura 4.7 Ventana operacional con criterios de falla.....</i>	<i>182</i>
<i>Figura 4.8 Criterio de falla seleccionado.....</i>	<i>182</i>
<i>Figura 4.9 Variación de la Relación de Poisson.....</i>	<i>184</i>
<i>Figura 4.10 Variación del ángulo de Fricción interna.....</i>	<i>185</i>
<i>Figura 4.11 Variación de la Resistencia a la compresión uniaxial.....</i>	<i>186</i>
<i>Figura 4.12 Histogramas para las curvas de colapso y pérdidas de circulación.....</i>	<i>188</i>
<i>Figura 4.13 Gráficas de las funciones de distribuciones acumuladas.....</i>	<i>188</i>
<i>Figura 4.14 Análisis cuantitativo del riesgo.....</i>	<i>189</i>
<i>Figura 4.15 Densidad del fluido de control y profundidades de asentamiento de TR's, recomendadas con la evaluación geomecánica.....</i>	<i>190</i>

LISTA DE TABLAS

<i>Tabla 1. Aplicación de la Geomecánica.....</i>	<i>2</i>
<i>Tabla 1.1 Relaciones entre algunos problemas del pozo.....</i>	<i>11</i>
<i>Tabla 1.2 Pérdidas de presión parásitas del pozo exploratorio.....</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 1.3 Revisión del sistema hidráulico.....</i>	<i>58</i>
<i>Tabla 1.4 Revisión del criterio de optimización.....</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 1.5 Resumen de primeras corridas de barrenas.....</i>	<i>61</i>
<i>Tabla 1.6 Parámetros para el caso de campo.....</i>	<i>63</i>
<i>Tabla 1.7 Selección de las toberas óptimas para el Criterio Nuevo B.....</i>	<i>65</i>
<i>Tabla 1.8 Criterio de optimización propuesto para un agujero típico de 12-1/4 pg.....</i>	<i>66</i>
<i>Tabla 1.9 Gastos mínimos vs tamaño de tubería de perforación.....</i>	<i>68</i>
<i>Tabla 2.1 Datos de campo para normalizar con la presión de sobrecarga.....</i>	<i>78</i>
<i>Tabla 2.2 Datos de campo de presión de prueba de goteo.....</i>	<i>87</i>
<i>Tabla 2.3 Datos de campo de leak-off y sus gradientes de presión de poro asociados.....</i>	<i>91</i>
<i>Tabla 2.4 Datos para un caso de campo anisotrópico.....</i>	<i>100</i>
<i>Tabla 2.5 Resultados de simulaciones.....</i>	<i>100</i>
<i>Tabla 2.6 Ejemplo numérico de gradientes de esfuerzo en un pozo.....</i>	<i>112</i>
<i>Tabla 3.1 Valores de Relación de Poisson para el análisis de sensibilidad.....</i>	<i>162</i>
<i>Tabla 3.2 Estadística descriptiva de la presión de colapso y presión de pérdida de circulación.....</i>	<i>165</i>
<i>Tabla 4.1 Columna geológica esperada. Pozo A1010.....</i>	<i>170</i>
<i>Tabla 4.2 Eventos de perforación. Pozo A1010.....</i>	<i>171</i>
<i>Tabla 4.3 Resultado de pruebas triaxiales.....</i>	<i>174</i>
<i>Tabla 4.4 Resultado de pruebas uniaxiales.....</i>	<i>175</i>
<i>Tabla 4.5 Resultado de pruebas de tensión indirecta.....</i>	<i>175</i>
<i>Tabla 4.6 Ángulos de fricción interna y cohesión.....</i>	<i>176</i>
<i>Tabla 4.7 Estadística descriptiva de las propiedades para el pozo A1010.....</i>	<i>177</i>
<i>Tabla 4.8 Propiedades elásticas para el pozo A1010.....</i>	<i>179</i>
<i>Tabla 4.9 Datos de pruebas de goteo.....</i>	<i>179</i>
<i>Tabla 4.10 Estadística descriptiva de la presión de colapso y presión de pérdida de circulación.....</i>	<i>187</i>
<i>Tabla 4.11 Densidades de lodo recomendadas.....</i>	<i>191</i>