

**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**DIVISIÓN DE CIENCIAS DE LA TIERRA
FACULTAD DE INGENIERÍA**

INGENIERÍA PETROLERA

**DETERMINACIÓN DE LA
MAGNITUD DE ESFUERZOS IN SITU**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO PETROLERO

PRESENTA

ACEVEDO AGUIRRE OGUER DAVID

**DIRECTOR DE TESIS: ING. LUIS ARTURO TAPIA
CRESPO**

MÉXICO, DF.

2009

AGRADECIMIENTOS

Al apoyo incondicional de mi familia, primeramente al máximo ejemplo en mi vida, mi pintora favorita, mi madre.

A todas aquellas personas que hicieron mi paso por la Universidad uno de los mejores tiempos de mi vida, amigos casi hermanos.

Al ingeniero del IMP, tutor por excelencia, por enseñarme conceptos de geomecánica que nunca había conocido, pero más aún por demostrarme que la persona que realmente te aprecia, se preocupa por tu desarrollo profesional.

A la novia que me acompañó gran parte de mis estudios.

A mi tutor que me apoyo con este proceso de titulación como si fuese suyo.

A los profesores que me enseñaron lo que quiero y no quiero ser en la vida.

Por último quiero agradecer a mi súper calculadora Casio que me sirvió desde la primaria hasta los últimos días de la universidad, sin olvidar mi Texas por resolver los últimos exámenes del décimo semestre.

| | |
|--|-----------|
| INTRODUCCIÓN | 1 |
| CAPÍTULO I | 3 |
| CONCEPTOS BÁSICOS | 3 |
| 1.1 ELASTICIDAD LINEAL..... | 3 |
| 1.1.1 ESFUERZO..... | 3 |
| 1.1.1.1 TENSOR ESFUERZO..... | 6 |
| 1.1.1.2 ESFUERZOS PRINCIPALES..... | 8 |
| 1.1.2 DEFORMACIÓN..... | 9 |
| 1.2 MÓDULOS ELÁSTICOS..... | 10 |
| 1.2.1 MÓDULOS ELÁSTICOS ESTÁTICOS..... | 10 |
| 1.2.2 MÓDULOS ELÁSTICOS DINÁMICOS..... | 13 |
| 1.3 CÍRCULO DE ESFUERZO DE MOHR..... | 14 |
| CAPÍTULO II | 16 |
| PRUEBAS DE LABORATORIO Y DE CAMPO | 16 |
| 2.1 PRUEBA UNIAXIAL..... | 16 |
| 2.2 PRUEBA TRIAXIAL..... | 18 |
| 2.3 PRUEBA DE LEAK-OFF (LOT)..... | 21 |
| 2.3.1 LA PRESIÓN DE LEAK-OFF (LOP)..... | 22 |
| 2.4 PRUEBA DE LEAK-OFF EXTENDED (XLOT)..... | 23 |
| 2.4.1 BENEFICIOS DE LAS XLOTS..... | 25 |
| 2.5 MINIFRAC..... | 25 |
| 2.6 FRACTURAMIENTO HIDRÁULICO..... | 27 |
| CAPÍTULO III | 29 |
| MÉTODOS PARA DETERMINAR LA ORIENTACIÓN DE LOS ESFUERZOS | 29 |
| 3.1 RECUPERACIÓN DE DEFORMACIÓN ANELÁSTICA (ASR)..... | 29 |
| 3.1.1 MEDICIÓN DE LA RECUPERACIÓN DE DEFORMACIÓN ANELÁSTICA (ASR)..... | 29 |
| 3.2 HERRAMIENTAS CALIBRADORAS (CALIPER)..... | 31 |
| 3.3 HERRAMIENTA DE TELE-OBSERVACIÓN DE AGUJEROS (BOREHOLE TELEVIEWER)..... | 32 |
| CAPÍTULO IV | 34 |
| MÉTODOS PARA DETERMINAR LA MAGNITUD DE LOS ESFUERZOS | 34 |
| 4.1 MÉTODOS PARA DETERMINAR EL ESTADO DE ESFUERZOS..... | 34 |
| 4.1.1 ESFUERZOS HORIZONTALES EN UN RÉGIMEN DE FALLA NORMAL..... | 35 |
| 4.1.2 ESFUERZOS HORIZONTALES EN UN RÉGIMEN DE FALLA INVERSA..... | 36 |
| 4.2 MÉTODO DE DETERMINACIÓN A TRAVÉS DEL VOLUMEN DE LUTITAS..... | 37 |
| 4.3 MÉTODO A PARTIR DE REGISTROS SÓNICOS..... | 39 |
| 4.4 TÉCNICA DE INVERSIÓN DE MATRIZ (TIM)..... | 40 |
| 4.4.1 MODELO MATEMÁTICO DE LA TÉCNICA DE INVERSIÓN DE MATRIZ..... | 40 |
| 4.4.2 EXACTITUD DEL MÉTODO..... | 42 |
| CAPÍTULO V | 44 |
| APLICACIÓN | 44 |
| 5.1 RESULTADO DEL MÉTODO DE ESTIMACIÓN DE ESFUERZO HORIZONTAL MÍNIMO POR MEDIO DE REGISTROS GEOFÍSICOS..... | 46 |
| 5.2 RESULTADOS DEL MÉTODO DE ESTIMACIÓN DE ESFUERZOS CONSIDERANDO EL RÉGIMEN DE FALLA EN EL QUE SE ENCUENTREN..... | 47 |
| 5.3 RESULTADO DEL MÉTODO DE ESTIMACIÓN DE ESFUERZOS IN SITU POR LA TÉCNICA DE INVERSIÓN DE MATRIZ..... | 51 |
| CONCLUSIÓN | 52 |
| NOMENCLATURA | 54 |
| BIBLIOGRAFÍA | 56 |

INTRODUCCIÓN

Un modelo geomecánico es aquel que representa el comportamiento de las formaciones en el subsuelo, dicho modelo es interdisciplinario debido al apoyo de la geología, sísmica y geomecánica. La geomecánica es la ciencia que estudia el comportamiento mecánico de la tierra (formaciones rocosas).

La aplicación de la geomecánica es de gran utilidad en la industria petrolera; desgraciadamente, su uso en México ha sido reciente.

Algunos problemas relacionados entre la geomecánica y la industria petrolera suelen ser:

- 1) La estabilidad del agujero durante la perforación.
- 2) Subsistencia.
- 3) Colapso de la formación.
- 4) Derrumbes.
- 5) Atrapamiento de la sarta.

Algunos investigadores en nuestro país se han dado a la tarea de solucionar rápida y eficazmente dichas cuestiones.

El objetivo principal de esta tesis es la determinación de la magnitud de los esfuerzos in situ, la cual ayuda a solucionar algunos de los problemas antes mencionados y puede ser aplicada en los siguientes casos:

- 1) Selección de barrenas.
- 2) Diseño de disparos.
- 3) Predicción de arenamiento.
- 4) Diseño de estimulación de pozos.
- 5) Fracturamiento.

Esta tesis cuenta con una breve explicación de algunos conceptos fundamentales, tales como la elasticidad lineal, los módulos elásticos y el círculo de Mohr.

La magnitud de los esfuerzos in situ pueden ser determinados a través de pruebas conocidas como el minifrac, XLOT, LOT; mientras que para la determinación de la orientación de los esfuerzos in situ existen pruebas en núcleos tal como la prueba de recuperación de deformación anelástica (ASR), registros mecánicos como el caliper y el televiwer.

La parte central de esta tesis se enfoca en la explicación de los métodos matemáticos para la determinación de la magnitud de los esfuerzos in situ, métodos recopilados aportados por investigadores en la materia.

Las respuestas de los métodos descritos en este trabajo se analizarán mediante gráficos, los cuales son basados en datos de un pozo del Golfo de México y aplicados por los métodos descritos en esta tesis.

Capítulo I

CONCEPTOS BÁSICOS

1.1 ELASTICIDAD LINEAL

La mayoría de los materiales tienen una habilidad para resistir y recuperarse de las deformaciones producidas debido a fuerzas. Esta habilidad es llamada *elasticidad*. Es el cimiento de todos los aspectos de la mecánica de roca. El más simple tipo de respuesta es aquel donde existe una relación lineal entre las fuerzas externas y las deformaciones correspondientes.

Si un cuerpo que se deforma al ser sometido a un cierto sistema de fuerzas, se le remueven dichas fuerzas que actúan sobre el cuerpo, y éste recupera totalmente su forma inicial, se dice que es un cuerpo perfectamente elástico. Sea un cuerpo que cumple con esta condición, se afirma que éste tiene un comportamiento elástico lineal cuando en un prueba de tensión o de compresión simple, su deformación unitaria longitudinal es linealmente proporcional al esfuerzo, esto sucede cuando el cuerpo es sometido a pequeñas deformaciones, de tal manera que además los desplazamientos y deformaciones son "lineales".

En general un sólido elástico lineal sometido a grandes desplazamientos no cumplirá esta condición.

En la mecánica de rocas relacionada con el petróleo, mucho del interés se encuentra centrado sobre rocas con una porosidad y permeabilidad significativa. La teoría de la elasticidad para materiales sólidos no es capaz de describir completamente el comportamiento de tales materiales, es por eso, que la teoría de la elasticidad ha creado un concepto que explica dichos comportamientos de una forma más adecuada a la realidad con la poro – elasticidad.

Por tanto la teoría de la elasticidad lineal sólo es aplicable a:

- **Sólidos elásticos lineales**, en los que los esfuerzos y deformaciones estén relacionadas linealmente.
- **Deformaciones pequeñas**, en ese caso las deformaciones y desplazamientos pueden estar relacionados linealmente.

La teoría de la elasticidad se basa sobre dos conceptos básicos: esfuerzo y deformación.

1.1.1 ESFUERZO

Esfuerzo es la relación que guarda un vector (que tiene magnitud, dirección y sentido) sobre una unidad de área (cm^2 , ft^2 , in^2 , etc.). Si se considera la situación mostrada en la figura 1.1. Un peso apoyado sobre la cima de un pilar. Debido al peso, una fuerza se encuentra actuando sobre el pilar, mientras que el pilar reacciona con una equivalencia,

pero con una fuerza directamente al revés. De ahí que la fuerza actuando sobre la cima del pilar debe estar actuando a través de cualquier sección de cruce del pilar.

El área de la sección transversal en a) es A. Si la fuerza actuando a través de la sección transversal es denotada F, entonces el *esfuerzo* (σ) sobre la sección transversal es definida como:

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

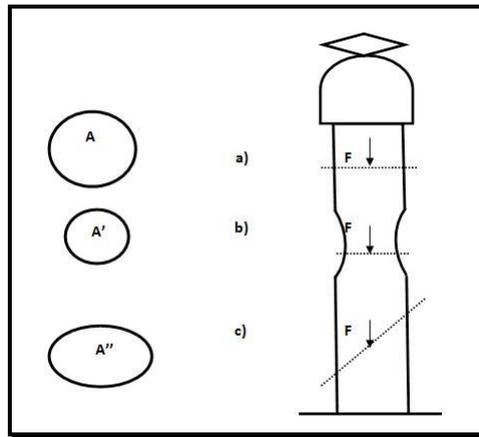


Figura 1.1 Definición de esfuerzo aplicado en un pilar.

El esfuerzo es frecuentemente medido en Pa (Pascal = N/m²), bar, atmósferas, psi (lb/pg²) o dinas/cm².

En mecánica de rocas, el estado por convención de los signos es que: los *esfuerzos compresivos* son *positivos*. La razón histórica para esto es que los esfuerzos que se tratan en mecánica de rocas son casi exclusivamente compresivos. La convención de signos no causa problemas cuando es consistentemente usada, pero es importante recordar que algunas otras ciencias involucran una convención de signos opuestos en el uso de la elasticidad.

La ecuación 1.1 muestra que el esfuerzo es definido por una fuerza y una sección transversal (o más generalmente, una superficie), a través de la cual la fuerza se encuentra actuando. Considerar la sección transversal en b). La fuerza actuando a través de esta sección transversal es igual a la fuerza actuando a través de la sección transversal en a) (omitiendo el peso del pilar). El área A' de la sección transversal en b) es, sin embargo, aparentemente más pequeña que A. De aquí que el esfuerzo $\sigma' = F/A'$ en b) es más grande que el esfuerzo en a), por lo tanto, el esfuerzo depende de la posición dentro de la muestra sujeta a esfuerzos. Yendo aún más lejos, podríamos dividir la sección transversal de a) en un número infinito de subsecciones ΔA , a través de lo cual una parte infinitamente pequeña ΔF del total de la fuerza F está actuando (Figura 1.2). La fuerza ΔF puede variar desde una subsección a otra. Considerar una subsección *i* la cual contiene un punto P. El esfuerzo en el punto P es definido como un valor límite de $\Delta F_i / \Delta A_i$ cuando ΔA_i tiende a cero, por ejemplo:

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

La ecuación 1.2 define el *esfuerzo local* en un punto i dentro de la sección transversal en a) mientras que la ecuación 1.1 describe el *esfuerzo promedio* en la sección transversal. Cuando hablamos sobre el estado de esfuerzo en un punto, implícitamente significa *esfuerzos locales*.

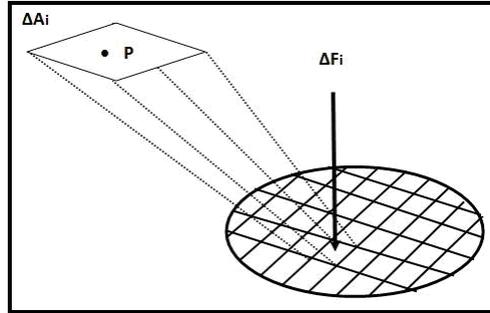


Figura 10.2 Esfuerzo local.

La orientación de la sección transversal relativa a la dirección de la fuerza es también importante. Si se considera el cruce de la sección en c) en la figura 1.1, con un área A'' . Aquí la fuerza normal no es mayor sobre la sección transversal. Entonces podemos descomponer la fuerza en una componente F_n que es normal a la sección transversal y una componente F_p que es paralela a dicha sección (figura 1.3). El valor

$$\sigma_n = \frac{F_n}{A''} \quad (1.3)$$

es llamado *esfuerzo normal*, mientras que el valor

$$\tau = \frac{F_p}{A''} \quad (1.4)$$

es llamado *esfuerzo de corte*. Así, existen dos tipos de esfuerzos que pueden actuar sobre una superficie, y la magnitud de cada una depende de la orientación de la superficie.

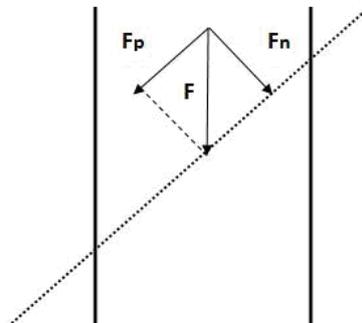


Figura 10.3 Descomposición de una fuerza.

1.1.1.1 TENSOR ESFUERZO

Para dar una descripción completa del estado de esfuerzo en un punto P dentro de una muestra, es necesario identificar los esfuerzos relacionados a las superficies orientadas en tres direcciones ortogonales.

Si en lugar de un plano, en cuyo caso el esfuerzo queda definido por un vector, se considera un punto situado en el interior de un cuerpo rocoso, que por el mismo pasan infinitos planos de diferente orientación. Si se determinan los vectores esfuerzo para cada uno de los planos quedará definido el tensor esfuerzo o estado de esfuerzo en dicho punto.

Dicho de otro modo, la cuantificación del estado de esfuerzos en un punto se lleva a cabo definiendo su estado de esfuerzos; esto es, definiendo las fuerzas por unidad de superficie que actúan sobre tres planos ortogonales a través del punto. El estado de esfuerzo no se ve alterado por la elección del sistema de ejes de referencia, pero sí sus componentes.

Si se considera una superficie infinitesimal ΔA alrededor de un punto P en el interior de un macizo rocoso en equilibrio, y ΔF es la fuerza resultante que actúa sobre el plano (figura 1.4), la magnitud del esfuerzo resultante sobre el punto P, o del vector esfuerzo, σ_R se define:

$$\sigma_R = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta F}{\Delta A}$$

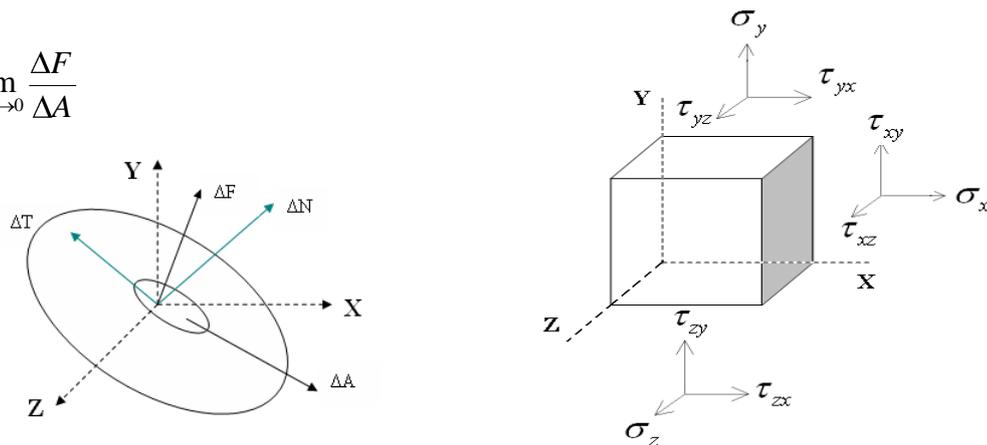


Figura 1.4 Tensiones en tres dimensiones.

Sus componentes normal y tangencial sobre un ΔA del plano que contiene al punto quedan definidas por:

$$\sigma_n = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta N}{\Delta A} \quad \sigma = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta T}{\Delta A}$$

Si la normal a la superficie ΔA está orientada paralelamente a uno de los ejes, por ejemplo al eje x , las componentes de esfuerzo que actúan sobre esta superficie pueden ser referidas a los ejes x, y, z . Mientras que el esfuerzo normal queda definido de una forma evidente, el esfuerzo tangencial no, al no coincidir por lo general con la dirección de ninguno de los ejes, siendo necesario referirlo a dos componentes. Así, el esfuerzo sobre el plano considerado viene dado por los siguientes tres componentes:

$$\sigma_x, \tau_{xy} \text{ y } \tau_{xz}$$

indicando el primer subíndice la dirección de la normal al plano (o el plano sobre el que actúa la componente), y el segundo la dirección de actuación de la componente de esfuerzo. Similarmente, para las otras dos direcciones, y, z, las componentes del esfuerzo actuando sobre los planos normales a las mismas son:

$$\sigma_y, \tau_{yx} \text{ y } \tau_{yz}$$

$$\sigma_z, \tau_{zx} \text{ y } \tau_{zy}$$

La matriz de esfuerzo con las nueve componentes queda definida por:

$$\underline{\underline{T}} = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{pmatrix} \quad (1.5)$$

La expresión (1.5) es llamada *tensor esfuerzo*. Ofrece una descripción completa del estado de esfuerzo en el punto P.

El tensor esfuerzo en un punto queda definido por nueve componentes de esfuerzo de esfuerzos independientes, 3 normales y 6 tangenciales. Si se considera el equilibrio del cubo de la Figura 1.4, debe cumplirse que:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} \quad \tau_{xz} = \tau_{zx} \quad \tau_{yz} = \tau_{zy}$$

por lo que únicamente son necesarias seis componentes de esfuerzo para conocer el estado de esfuerzos en un punto:

$$T = \begin{pmatrix} \underline{\sigma_x} & \underline{\tau_{xy}} & \underline{\tau_{xz}} \\ \underline{\tau_{yx}} & \underline{\sigma_y} & \underline{\tau_{yz}} \\ \underline{\tau_{zx}} & \underline{\tau_{zy}} & \underline{\sigma_z} \end{pmatrix} \quad (1.6)$$

Si existe presión de fluidos, u , el tensor queda modificado únicamente en sus componentes normales, ya que la presión hidrostática no actúa sobre las componentes tangenciales; por lo tanto el tensor esfuerzo se define como:

$$\underline{\underline{T}} = \begin{pmatrix} \sigma_x - u & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y - u & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z - u \end{pmatrix} \quad (1.7)$$

1.1.1.2 ESFUERZOS PRINCIPALES

Para las orientaciones especiales de los sistemas coordenados, el tensor esfuerzo tiene una forma particularmente simple, el cual corresponde a los esfuerzos principales.

$$\underline{\underline{\boldsymbol{\sigma}}} = \begin{pmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{pmatrix} \quad (1.8)$$

Se puede demostrar, que en un punto analizado, de acuerdo con la teoría de esfuerzos, existen tres planos ortogonales en los cuales no existen esfuerzos cortantes. En estos planos actúan exclusivamente esfuerzos normales (aunque en unos casos particulares; alguno, algunos o todos pueden ser también nulos) (ver la figura 1.5).

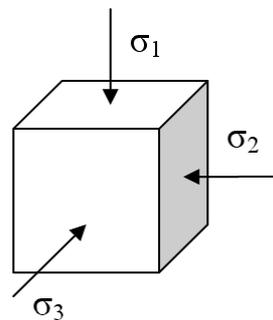


Figura 1.5 Esfuerzos principales.

A los planos así definidos se les llama *planos principales*, y a los esfuerzos que actúan en estos planos se les define como *esfuerzos principales*.

Con base en lo anterior, se sabe que en cualquier estado de esfuerzo tridimensional deben existir tres esfuerzos principales que son ortogonales entre sí. Así que siempre se deberá cumplir que:

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \quad (1.9)$$

Donde:

- σ_1 = Esfuerzo principal mayor.
- σ_2 = Esfuerzo principal intermedio.
- σ_3 = Esfuerzo principal menor.

En el caso donde estos esfuerzos no sean todos diferentes, se puede tener que:

$$\sigma_1 = \sigma_2 \geq \sigma_3 \quad (1.10)$$

ó

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3 \quad (1.11)$$

Cuando estas condiciones particulares se cumplen, se puede hacer un análisis plano que represente el estado tridimensional en forma exacta.

También se puede presentar el caso donde:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 \quad (1.12)$$

Este caso se tiene por ejemplo, al medir la presión en un fluido en condición hidrostática. La presión hidrostática se considera como un escalar debido a que no depende de la dirección en que se mida (en todas las direcciones se obtiene el mismo valor). El esfuerzo se considera como un vector, ya que toma diferentes valores si se calcula en diferentes presiones.

De igual forma al tensor esfuerzo, si existe una contrapresión por presencia de fluidos (u), los componentes normales serán afectados, por lo tanto se representaría de la siguiente forma:

$$\underline{\underline{\mathbf{T}}} = \begin{pmatrix} \sigma_1 - u & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 - u & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 - u \end{pmatrix} \quad (1.13)$$

1.1.2 DEFORMACIÓN

La deformación de un sistema rocoso se da por un cambio de posición, orientación, forma y volumen con relación a una condición inicial y a un sistema de referencia.

La deformación, ε , indica la variación de longitud o espacio entre dos partículas en dos estados mecánicos distintos, y se puede expresar como la relación entre la variación de longitud inicial entre las partículas.

Si la posición relativa de las partículas dentro de la muestra son cambiados y por tal motivo la nueva posición no puede ser obtenida simplemente por una traslación y/o rotación de la muestra rígida, dicha muestra llega a ser deformada. La figura 1.6 muestra un ejemplo de un cuerpo deformado. Los desplazamientos relacionados a las posiciones O y P no son iguales. La cantidad definida como:

$$\varepsilon = \frac{L - L'}{L} = \frac{\Delta L}{L} \quad (1.14)$$

es llamada la *elongación* correspondiente al punto O en la dirección OP. Para cumplir con la convención de signos para esfuerzos, requerimos que *la elongación sea positiva para una contracción*. La elongación es un tipo específico de cantidades conocidas como *deformaciones*. Las deformaciones resultantes de esfuerzos de tensión y compresión se definen como: deformaciones longitudinales ε_L y ε_T . El otro tipo de deformación que puede ocurrir puede ser expresado por el cambio del ángulo (ψ) entre dos direcciones inicialmente ortogonales (figura 1.7). La cantidad:

$$\Gamma = \frac{1}{2} \tan \psi \quad (1.15)$$

es llamada *deformación de corte* correspondiente al punto O y la dirección OP.

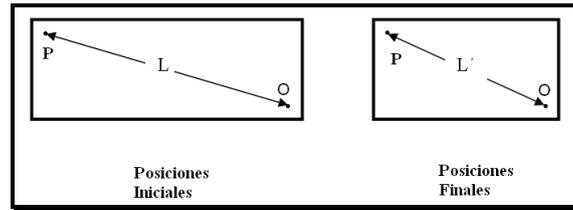


Figura 1.6 Deformación de un cuerpo.

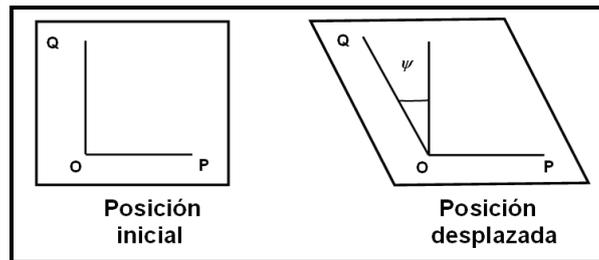


Figura 1.7 Deformación de corte.

1.2 MÓDULOS ELÁSTICOS

La teoría de elasticidad lineal trata de situaciones donde existen relaciones lineales entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones resultantes. Mientras en la mayoría de las rocas se describe un comportamiento no lineal cuando se está expuesto a grandes esfuerzos, sus comportamientos podrían ser normalmente descritos por relaciones lineales debido a cambios suficientemente pequeños en esfuerzo.

Las constantes elásticas describen las propiedades elásticas del material en condiciones donde existe una relación lineal entre el esfuerzo aplicado y la deformación resultante.

Las propiedades elásticas o módulos elásticos de las rocas pueden determinarse en forma dinámica y estática. Las propiedades elásticas estáticas son medidas directamente en pruebas de laboratorio, mientras que las dinámicas se calculan por pruebas realizadas en campo, a partir de ecuaciones de propagación elástica de ondas acústicas en un medio sólido, en nuestro caso, un medio poroso. En esta sección trataremos sobre los módulos elásticos estáticos y dinámicos.

1.2.1 MÓDULOS ELÁSTICOS ESTÁTICOS

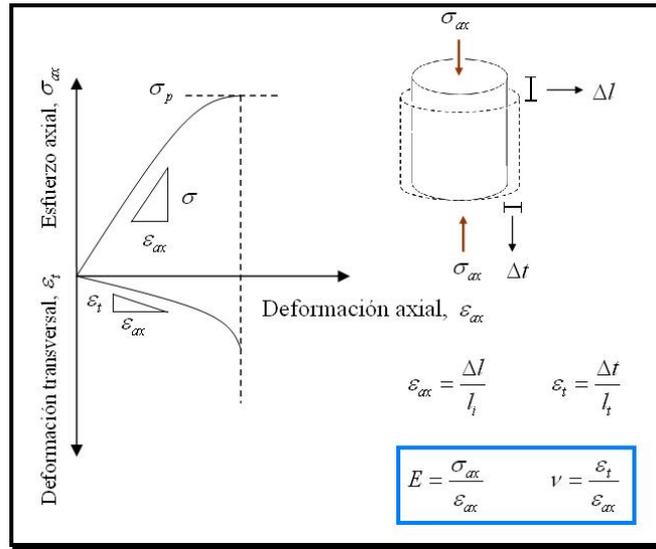
Como ya se ha mencionado, a partir de pruebas de laboratorio, es posible obtener el valor de algunos parámetros o módulos elásticos.

Si se ensaya en el laboratorio en una probeta de roca sin confinar mediante la aplicación gradual de una fuerza axial, se produce una deformación axial que puede ser medida mediante la instalación de comparadores en la probeta. El registro de los esfuerzos y de las deformaciones correspondientes permite dibujar la curva esfuerzo – deformación del ensayo (Gráfica 1.1). La rama ascendente de la curva, antes de alcanzar la resistencia

del pico, presenta un comportamiento lineal o elástico para la mayor parte de las rocas. En el campo elástico, la deformación es proporcional al esfuerzo y se cumple la relación:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon_{ax}} = \frac{F/A}{\Delta L/L} \quad (1.16)$$

Donde E es la constante de proporcionalidad conocida como *módulo de Young* o módulo de elasticidad, σ es el esfuerzo y ε_{ax} es la deformación axial (en la misma dirección que la fuerza aplicada).



Gráfica 1.1 Curvas esfuerzo - deformación obtenidas del ensayo de compresión uniaxial.

Existe otra constante que define, junto con el valor de E, el comportamiento elástico del material rocoso, llamado *relación de Poisson*, la cual es una medida de la expansión transversal relativa a una contracción axial:

$$\nu = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{ax}} \quad (1.17)$$

donde ε_t es la deformación transversal de la probeta de roca ensayada.

Los materiales *isótropos* son materiales en los cuales la respuesta de la deformación es independiente de la orientación del esfuerzo aplicado. Para tales materiales los ejes principales de esfuerzo y los ejes principales de deformación siempre coinciden.

Para materiales isótropos las relaciones generales entre los esfuerzos y las deformaciones pueden ser:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \lambda(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) + 2G\varepsilon_x \\ \sigma_y &= \lambda(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) + 2G\varepsilon_y \\ \sigma_z &= \lambda(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) + 2G\varepsilon_z \end{aligned} \quad (1.18)$$

$$\tau_{xy} = 2G\Gamma_{xy}$$

$$\tau_{xz} = 2G\Gamma_{xz}$$

$$\tau_{yz} = 2G\Gamma_{yz}$$

La relación λ y G son módulos elásticos, conocidos como *parámetros de Lamè*. G es también conocido como el módulo de rigidez, o el *módulo de corte*. G es medido de la resistencia de la muestra contra la deformación de corte.

El módulo de corte G , describe la relación entre el esfuerzo de corte y la deformación de corte y se define como:

$$G = \frac{\tau}{\varepsilon_c} = \frac{F_p/A}{\tan \theta} \quad (1.19)$$

Otro importante módulo elástico es el *módulo volumétrico* K . Es conocido como la relación de esfuerzo hidrostático σ_p (causado por una presión hidrostática) con respecto a la deformación volumétrica ε_v ($\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$). Para un estado de esfuerzo hidrostático tenemos $\sigma_p = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ mientras $\tau_{xy} = \tau_{xz} = \tau_{yz} = 0$. El esfuerzo σ en este caso la presión hidrostática σ_p , esta relacionado con el cambio de volumen ΔV , en consecuencia tenemos:

$$K = \frac{\sigma_p}{\varepsilon_v} = \frac{\sigma_p}{\Delta V/V} \quad (1.20)$$

Otra forma de encontrar el valor de K es a partir de la ecuación (1.18), la cual se escribe como:

$$K = \frac{\sigma_p}{\varepsilon_v} = \lambda + \frac{2}{3}G \quad (1.21)$$

K es medido de la resistencia de la muestra contra la compresión hidrostática. El inverso de K ($1/K$), es conocido como la *compresibilidad*.

Algunas de las combinaciones más utilizadas son listadas en la tabla 1.1.

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

Tabla 1.1 Relaciones entre módulos elásticos.

Para rocas, la relación de Poisson es típicamente de 0.15 – 0.25. Para rocas porosas débiles ν puede acercarse a cero incluso llegar a ser negativo. Para fluidos, la rigidez G desaparece, lo cual implica que $\nu \rightarrow \frac{1}{2}$. También para arenas no consolidadas, ν es cercano a $\frac{1}{2}$.

Valores comunes de la relación de Poisson para algunas rocas son: areniscas duras 0.01, calizas 0.15 – 0.31, lutitas 0.17 – 0.28 y arcillas 0.17 – 0.502.

Los módulos elásticos E , λ , G y K son medidos en las mismas unidades como en el esfuerzo, por ejemplo, Pa, psi o bar.

Valores típicos para los módulos elásticos de algunas rocas son dados en la tabla 1.2. Notar que los valores dados pueden cambiar con la condición de esfuerzo.

| MATERIAL | Densidad $\rho \cdot 10^3$ [Kg/m ³] | Módulo de Young E [GPa] | Relación de Poisson ν | Resistencia a la compresión uniaxial C_o [MPa] | Resistencia a la tensión T_o [MPa] |
|---------------------------------|--|------------------------------|------------------------------|---|---|
| Arenas no consolidadas | 1.5 – 1.7 | 0.01 – 0.1 | -0.45 | | |
| Areniscas | 2.0 – 2.65 | 0.1 - 30 | 0 – 0.45 | 1 – 250 | |
| Arcilla | 1.9 – 2.1 | 0.06 – 0.15 | - 0.40 | 0.2 – 0.5 | |
| Lutita | 2.3 – 2.8 | 0.4 – 70 | 0 – 0.30 | 2 – 250 | |
| Lodo calcáreo de alta porosidad | 1.4 – 1.7 | 0.5 – 5 | 0.05 – 0.35 | 4 – 15 | |
| Lodo calcáreo de baja porosidad | 1.7 – 2.0 | 5 – 30 | 0.05 – 0.30 | 10 – 40 | |
| Basalto | 2.7 – 2.9 | 50 -100 | 0.2 – 0.3 | 200 – 350 | 10 – 15 |
| Granito | 2.6 – 2.8 | 5 – 85 | -0.3 - +0.4 | 50 – 350 | 5 – 15 |
| Mármol | 2.7 – 3.2 | 5 – 90 | 0.0 – 0.3 | 50 – 250 | |
| Hielo | 0.9 | 8 | 0.35 | | |
| Acero | 7.9 | 200 | 0.28 | 220 – 900* | 350 – 1200 |

Tabla 1.2 Algunas relaciones de los valores de módulos elásticos dependiendo del material usado.

1.2.2 MÓDULOS ELÁSTICOS DINÁMICOS

Las propiedades mecánicas derivadas de una prueba de la muestra de roca en laboratorio, tales como la medición de las deformaciones por un esfuerzo aplicado, son constantes elásticas estáticas. Los módulos elásticos dinámicos se derivan de la medición de las velocidades de ondas elásticas del material. El análisis de registros sínicos y de las formas de ondas proporciona el medio para obtener mediciones continuas de las velocidades de compresión y corte. Estos datos, junto con una medición de la densidad total, permiten la medición y el cálculo in situ de las propiedades mecánicas de la roca. Las relaciones entre coeficientes elásticos, en términos de las velocidades de ondas elásticas (o tiempos de tránsito) y densidad total, aparecen en la Tabla 1.3.

| | | | |
|----------|--|--|---|
| ν | Relación de Poisson | $\frac{\text{Deformación lateral}}{\text{Deformación longitudinal}}$ | $\frac{0.5 * \left(\frac{t_s}{t_c}\right)^2 - 1}{\left(\frac{t_s}{t_c}\right)^2 - 1}$ |
| G | Módulo de corte | $\frac{\text{Esfuerzo aplicado}}{\text{Deformación de corte}}$ | ρv_s^2 |
| E | Módulo de Young | $\frac{\text{Deformación uniaxial aplicado}}{\text{Deformación normal}}$ | $2G(1 + \nu)$ |
| K_b | Módulo Volumétrico | $\frac{\text{Presión hidrostática}}{\text{Volumen deformado}}$ | $304.87^2 \rho_b \left(\frac{1}{\Delta t_c^2} - \frac{1}{\Delta t_s^2} \right)$ |
| C_b | Compresibilidad de la matriz (con porosidad) | $\frac{\text{Deformación volumétrica}}{\text{Presión hidrostática}}$ | $\frac{1}{K_b}$ |
| α | Constante elástica de Biot | Proporcionalidad a la Presión de poro | $1 - \frac{K_{fr}}{K_s}$ |

Tabla 1.3 Propiedades elásticas dinámicas

Por lo tanto, las propiedades elásticas dinámicas se calculan a partir de los valores de densidad ρ , velocidad de la onda compresional V_p y de corte V_s medidos por el registro sísmico dipolar y de densidad.

Dado que las pruebas de laboratorio no siempre están disponibles, existen en la literatura correlaciones para estimar las propiedades elásticas estáticas a partir de las dinámicas.

1.3 CÍRCULO DE ESFUERZO DE MOHR

La representación de Mohr – Coulomb permite graficar de manera sencilla los esfuerzos normales σ_n y de corte τ que actúan sobre un plano orientado con un ángulo β , resultando del esfuerzo axial $\sigma_1 = \sigma_v$ y de confinamiento $\sigma_3 = \sigma_h$. (Ver figura 1.8 parte derecha).

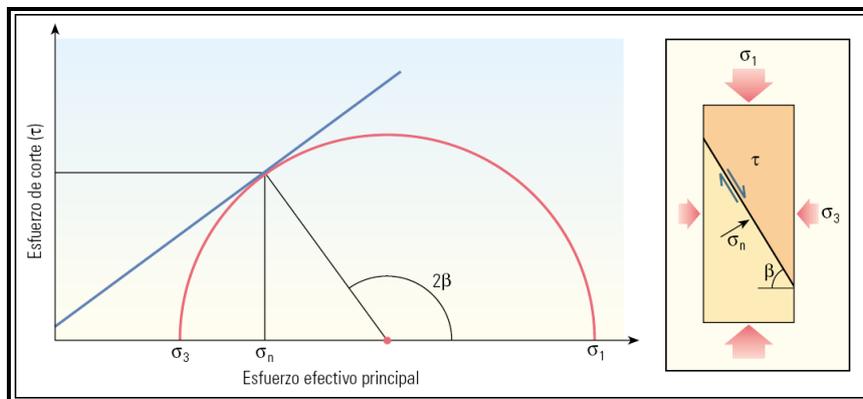


Figura 1.8 Criterio de falla de Mohr - Coulomb.

El círculo de Mohr (curva roja) representa el estado de los esfuerzos en cualquier orientación, en un cuerpo material, que oscila entre el esfuerzo efectivo principal más pequeño, σ_3 , y el más grande, σ_1 . Si el círculo de Mohr intersecta la condición de falla (línea azul), el material fallará por cizalla o corte. El círculo de Mohr también provee el esfuerzo normal (σ_n) y el esfuerzo de corte (τ) a través del plano de la falla, y el ángulo de falla β , medido desde la dirección perpendicular al esfuerzo principal máximo (Ver Figura 1.8 lado derecho).

En el círculo de Mohr, el radio del círculo es $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ y el centro se encuentra en el punto $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ sobre el eje σ .

El círculo de Mohr es una herramienta muy útil en el análisis de las condiciones de falla de la roca.

De los criterios que consideran la resistencia de pico del material, el más extendido en mecánica de rocas es el criterio de rotura lineal propuesto por Coulomb.

$$\tau = C + \sigma_n \tan \beta \quad (1.22)$$

Donde C es la cohesión y β el ángulo de fricción interna del material. Este criterio expresa la resistencia al corte a lo largo de un plano en un estado triaxial de tensiones, obteniéndose la relación lineal entre los esfuerzos normal y tangencial actuantes en el momento de la rotura.

Las rocas, a diferencia de los sólidos casi homogéneos en estructura, presentan un comportamiento mecánico no lineal, por lo que los criterios de rotura lineales, a pesar de la ventaja de su simplicidad, no son muy adecuados en cuanto que pueden proporcionar datos erróneos a la hora de evaluar el estado de deformaciones de la roca.

Por ello, en mecánica de rocas son más adecuados los criterios de rotura no lineales. En estos casos, en lugar de una línea recta, la representación gráfica de la rotura es una curva de tipo cóncavo.

Capítulo II

PRUEBAS DE LABORATORIO Y DE CAMPO

Para buscar los parámetros de mayor relevancia en la roca, necesarios para el cálculo de los esfuerzos in situ, como por ejemplo: la resistencia a la compresión uniaxial, el ángulo de fricción interna, la cohesión; los ingenieros realizan pruebas en laboratorio y en campo.

Existen diferentes tipos de pruebas de laboratorio y de campo.

Las pruebas principales de laboratorio son:

- Uniaxiales.
- Triaxiales.

Las pruebas de campo que son de utilidad para el desarrollo de este trabajo son:

- LOT.
- XLOT.
- Minifrac.
- Fracturamiento hidráulico.

2.1 PRUEBA UNIAXIAL

Con este ensayo se determina la resistencia de las rocas sometidas a un esfuerzo normal en una sola dirección. Esto se puede realizar cuando la presión radial o de confinamiento es igual a cero.

La Resistencia a la Compresión Uniaxial (C_o) es una propiedad mecánica de falla de las rocas y numéricamente nos indica la dureza y la fuerza máxima que soportan las rocas antes de su fractura (ver figura 2.1).

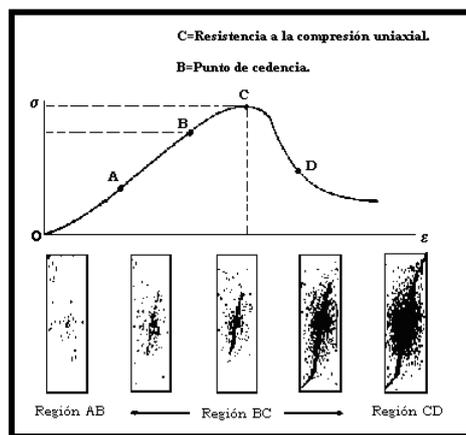
La resistencia a la compresión uniaxial es inversamente proporcional a la porosidad, ya que cuando un esfuerzo de sobrecarga aumenta, la roca se vuelve más compacta y resistente a la fractura.

Como ya se mencionó, un parámetro importante de la roca es la resistencia a la compresión uniaxial (C_o), la cual se puede determinar mediante correlaciones establecidas para algunas formaciones en específico y pruebas de laboratorio.



Figura 2.1 Prueba de laboratorio para encontrar la resistencia a la compresión uniaxial (C_0).

En un gráfico de esfuerzo-deformación resultado de una prueba uniaxial, conceptualmente la Resistencia a la Compresión Uniaxial es el punto máximo que muestra dicha curva, al cual se le conoce como el punto de máximo esfuerzo.



Gráfica 2.1 Relación esfuerzo - deformación.

En relación al comportamiento de esfuerzo – deformación, para unas condiciones dadas de presión y temperatura, un material responderá a la aplicación de un esfuerzo primero con una deformación elástica (reversible), que es directamente proporcional al esfuerzo; luego con una deformación plástica (irreversible), que crece más deprisa que el esfuerzo; por último, con una deformación rígida (rotura), que a diferencia de las anteriores, rompe la continuidad original de los puntos materiales.

En la gráfica 2.1 se muestra el resultado de una prueba uniaxial resultando en una gráfica de esfuerzo-deformación de una roca. La curva presenta diferentes regiones: El esfuerzo en el punto C es definido como la Resistencia a la Compresión Uniaxial y es el máximo esfuerzo que una roca en particular puede soportar sin que esta sufra una fractura. De acuerdo a la gráfica 2.1 anterior se establece que:

- En la región OA y AB el núcleo exhibe un comportamiento esencialmente elástico, es decir el esfuerzo aplicado genera una deformación mientras este

continúe actuando. El Punto B, se define como el punto de cedencia o límite elástico y es un punto de deflexión que marca la transición de la región elástica OB a la región dúctil BC. El esfuerzo en esta región siempre induce a una deformación permanente.

- La región CD es definida como la región quebradiza o dúctil (dependiendo del tipo de roca) en donde la habilidad de la roca de mantener una carga decrece con el incremento de la deformación.
- La formación de microfisuras en las diferentes regiones contribuye al debilitamiento de la matriz de la roca.

El comportamiento de la curva de esfuerzo-deformación depende de la composición mineralógica de la roca por lo tanto es diferente en cada tipo de roca. Este tipo de prueba no se puede realizar en suelos de baja cohesión o en arcillas y limos muy blandos; ya que dichas muestras no pueden mantenerse firmes en la máquina sin colapsarse antes de que la carga sea aplicada. En el caso de suelos fisurados o quebradizos los resultados son menores a la verdadera fuerza *in situ* de éstos.

2.2 PRUEBA TRIAXIAL

El objetivo de estos ensayos es medir la resistencia de probetas cilíndricas de roca en función de la presión de confinamiento.

Se describen tres tipos de ensayo de compresión triaxial. Un ejemplo de una prueba triaxial se muestra en la figura 2.2.

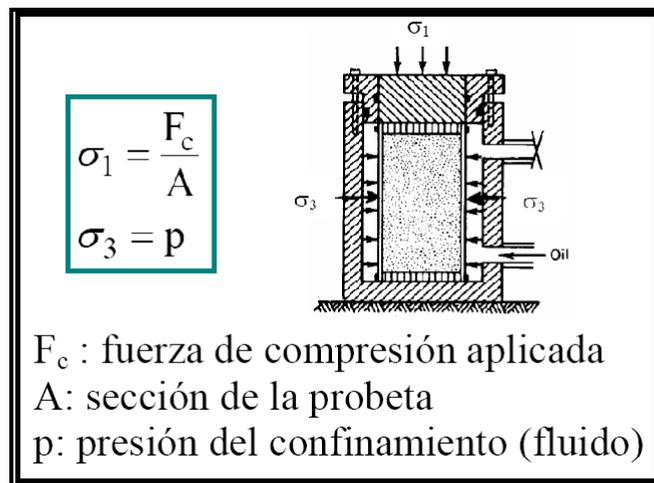


Figura 2.2 Prueba de resistencia a la compresión triaxial.

La prueba de compresión triaxial se puede aplicar a un rango más amplio de tipos de suelos que la de compresión no confinada; por lo tanto, las condiciones de prueba y observación se pueden variar para aplicar a diversos problemas de ingeniería. Dicha prueba a menudo se utiliza para determinar la cohesión (C) y el ángulo de fricción interna de la falla (β) de un suelo, como se define en la ecuación de Mohr - Coulomb.

Como ya se mencionó, el ángulo de fricción interna de la falla puede ser encontrado con este tipo de pruebas, la determinación de este parámetro en el laboratorio consiste en realizar una serie de ensayos triaxiales a diferentes presiones de confinamiento (donde $\sigma_3 = S_h$ es la presión de confinamiento). La pendiente que forma los diferentes círculos de Mohr para diferentes ensayos con diferentes presiones de confinamiento corresponde al ángulo de fricción interna de la roca.

Los tres tipos principales de pruebas triaxiales son:

- a) No drenada
- b) Consolidada - no drenada
- c) Drenada

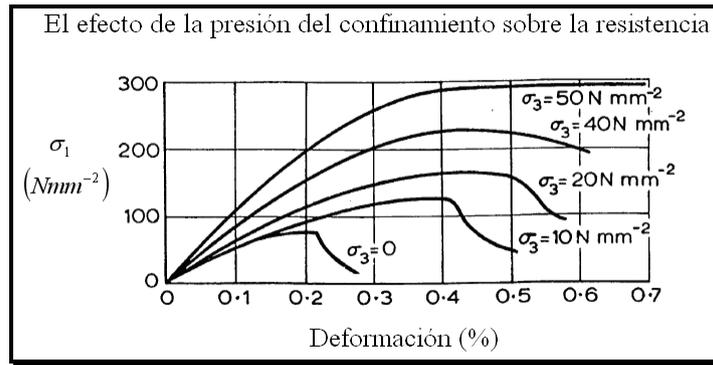
En **la prueba no drenada** se impide que el núcleo se drene durante la aplicación de la presión completa o del esfuerzo confinante, con lo cual se evita que la presión del poro se disipe en alguna fase de la prueba.

El procedimiento para **la prueba consolidada - no drenada** es permitir que el núcleo se drene mientras se aplica la presión completa; de esta manera se deja que el núcleo se consolide totalmente en esta etapa de la prueba. El drenado se impide durante la aplicación de la fuerza confinante.

En el caso de la **prueba drenada**, se permite el drenado del agua o el fluido existente de los poros del núcleo, mientras dure la etapa de consolidación bajo la presión completa; así mismo, durante la aplicación de la fuerza confinante. El lapso entre la consolidación bajo la presión completa y la aplicación de la fuerza confinante debe ser lo suficientemente lento para asegurarse de que no habrá aumento de la presión sobre el poro en ninguna fase de la prueba.

Las pruebas triaxiales se limitan a arcillas, limos y rocas débiles. Aún si existiera la posibilidad de obtener sacar muestras no alteradas de arena y grava en perforaciones o pozos de prueba, sería imposible extraer especímenes para las pruebas triaxiales de los tubos de muestras sin alterar el suelo. Para una mejor determinación de la densidad del suelo en el tubo, se recomienda pesar los contenidos y medir el volumen.

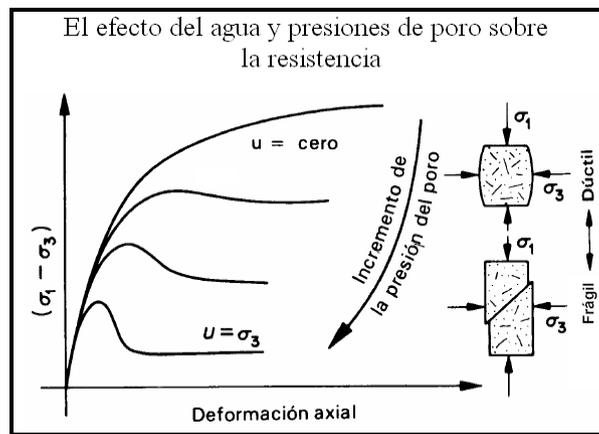
La gráfica 2.2 expresa el comportamiento del esfuerzo axial en función de la deformación del núcleo a diferentes presiones de confinamiento. De acuerdo a este comportamiento, cuando mayor es la presión de confinamiento, la roca difícilmente fallará, de igual forma, cuando el confinamiento es cero (prueba de la resistencia a la compresión uniaxial), la roca tendrá un comportamiento plástico, con lo cual, una rotura será inminente.



Gráfica 2.2 Efecto de la presión de confinamiento sobre la resistencia en la roca.

En una relación esfuerzo - deformación (gráfica 2.3), como se muestra enseguida, se describen algunas propiedades del comportamiento de la roca, de la cual se puede observar que:

- La presión intersticial u , en caso de rocas permeables, contrarrestan la influencia de la presión confinante, de tal forma que la respuesta mecánica de la roca es controlada por la presión efectiva: $\sigma'_3 = \sigma_3 - u$. Para un mismo valor de σ_3 , el incremento de u da lugar a la disminución de la resistencia de pico de la roca y a los modelos de comportamiento más frágiles. Es decir, se producen efectos contrarios a los que provoca el aumento de la presión confinante.
- Describiendo el efecto de la porosidad sobre un núcleo, podemos decir que a mayor porosidad la roca tendrá un comportamiento frágil, sin embargo, cuando la porosidad es casi nula, la roca será dúctil.



Gráfica 2.3 El efecto del agua y presiones de poro sobre la resistencia en la roca.

El incremento de temperatura en ensayos triaxiales produce generalmente un descenso de la resistencia de pico y de la presión de transición frágil – dúctil.

La presencia de microfisuras preexistentes en las rocas influye en los resultados obtenidos en los ensayos y en el modelo de las curvas esfuerzo – deformación.

La presión confinante no influye sobre la orientación del plano de rotura.

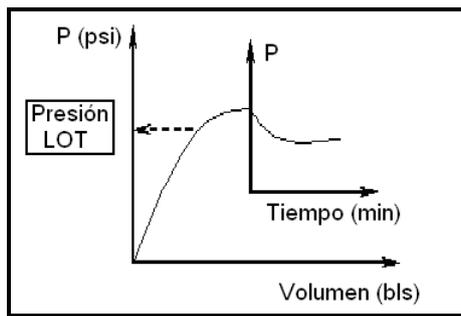
2.3 PRUEBA DE LEAK-OFF (LOT)

La mejor forma para medir la presión de cierre es desarrollar una serie de pruebas de minifrac; sin embargo, no es normalmente hecha durante la etapa de perforación. En cambio ha sido una práctica común para desarrollar la llamada prueba de leak-off.

Una prueba de leak-off es una prueba de presión en el pozo. El pozo es cerrado usando válvulas preventoras de reventones. El lodo es entonces bombeado hacia el pozo a través de una tubería perforadora. En algunas ocasiones, el fluido entrará a la formación, o se fugará, en cualquiera de los dos movimientos a través de caminos permeables en la roca o creando un espacio por el fracturamiento de la misma. La presión es registrada como una función del tiempo o del volumen inyectado. Cuando la presión parte de un incremento lineal, el bombeo es detenido y la presión es observada como una función de tiempo. Una prueba de leak-off típica daría un diagrama de presión como se muestra en la gráfica 2.4. La presión de leak-off es tomada como la presión donde se desvía del comportamiento lineal.

Es claro que la presión de leak-off está relacionada con la presión de ruptura de la formación. La forma en la que las pruebas de leak-off son usadas, es porque la presión de leak-off es considerada como una medida de la presión de fracturamiento de la formación. De la descripción anterior se puede llegar a la conclusión que dicha presión puede ser considerada sólo como un indicio. La relación entre la presión de leak-off y el esfuerzo mínimo in situ ha sido investigado por Breckels y van Eekelen (1982). Sus resultados muestran que los valores de leak-off generalmente son de alrededor de 10 % más altos que los correspondientes a los esfuerzos in situ.

Durante la etapa de perforación el riesgo más alto del fracturamiento de la formación es en la zapata de la tubería. Después de que una tubería de revestimiento es colocada y cementada en el pozo, una prueba de leak-off es normalmente corrida después de pocos metros del agujero (debajo de donde se ha perforado la zapata).



Gráfica 2.4 Prueba esquemática de leak-off.

Es posible correr pruebas de leak-off en largas secciones en agujero descubierto expuesto a la presión. La dificultad en este caso es identificar la zona en donde la prueba de leak-off está ocurriendo.

Se les debe prestar atención a las pruebas de leak-off en pozos desviados. La prueba de leak-off puede reflejar la reducción de la presión de colapso en tales pozos, pero la extensión de presión de fractura está todavía dada por el componente de esfuerzo in situ mínimo el cual es independiente de la orientación del pozo.

El resultado de la prueba de leak-off dicta la máxima presión o peso del lodo que puede ser aplicado al pozo durante las operaciones de perforación. Para mantener un pequeño factor de seguridad que permita las operaciones seguras del pozo, usualmente la presión máxima de operación es ligeramente menor a los resultados arrojados por la prueba de leak-off.

La magnitud de la presión ejercida sobre la formación es causada por los fluidos que se introducen del pozo hacia la formación. El fluido puede estar fluyendo dentro de los espacios porosos de la roca o dentro de las aberturas y es propagado dentro de la formación debida a la presión del mismo. Este término es asociado normalmente con una prueba para determinar los esfuerzos de la roca, comúnmente llamado Prueba Integral de Presión (PIT) o Prueba de Leak-Off (LOT). Durante una prueba, la comparación del tiempo real del fluido inyectado contra la presión de fluido es graficada. La sección inicial de esta gráfica para la mayoría de los pozos es una línea recta. El punto de goteo o de leak-off es el punto de desviación permanente de la sección de recta. El diseñador del pozo debe entonces ajustar los planes para el pozo a esta presión, o si el diseño es suficientemente conservador procede como lo planeado.

Una aplicación de la prueba de leak-off es determinar el gradiente de fractura de la formación, con la finalidad de proporcionar con bastante confianza el gradiente de fractura de la formación y así definir la máxima presión permisible en el pozo cuando ocurre un brote, densidades de lodo máxima a usarse y el asentamiento de las subsecuentes tuberías de revestimiento.

Otra razón fundamental de la prueba de leak-off es encontrar la presión a la cual la formación inicia a admitir fluido de control sin provocar fracturamiento de la formación. El resultado será la suma de la presión ejercida por la columna hidrostática del fluido empleado más la presión del manómetro al represionar en superficie.

La presión a manejar en la superficie dependerá del valor de la columna hidrostática que se utilice en el pozo; a mayor densidad del lodo, menor presión se requerirá en la superficie.

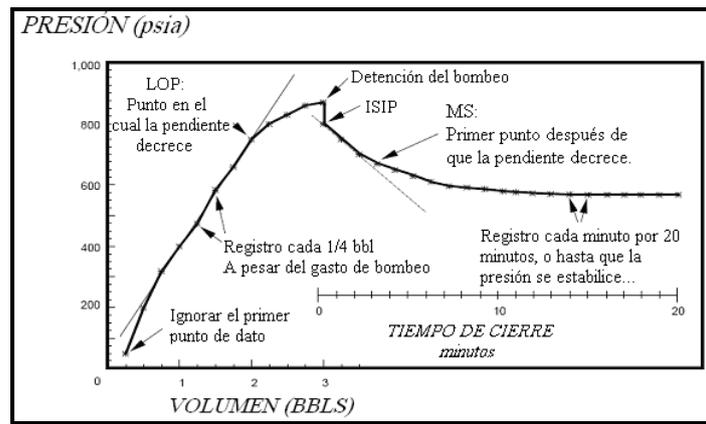
La máxima presión permisible de fractura es una limitante en lo referente a control de pozos. Si ésta se rebasa cuando ocurre un brote puede ocurrir un reventón subterráneo, pudiendo alcanzar la superficie por fuera de la tubería de revestimiento (TR).

2.3.1 LA PRESIÓN DE LEAK-OFF (LOP)

Para determinar la presión de leak-off se deben de seguir ciertos pasos que son descritos a continuación (ver gráfica 2.5):

1. Dibujar “el mejor ajuste” de línea recta a través de los datos de bombeo. Ignorar el primer punto de dato.
2. La presión de Leak-off se encuentra en el primer punto donde:
 - a. Hay una disminución permanente de la pendiente.

- b. La presión es \geq la presión MS (esfuerzo mínimo).



Gráfica 2.5 Determinación de la presión de leak-off y el esfuerzo mínimo (MS).

La preocupación de los ingenieros sobre el problema de la debilitación de la formación debido a una pequeña fractura que es creada durante la prueba de leak-off es minimizada por los factores siguientes:

- 1.- Las fracturas existen en la formación o son introducidas debido a algún tipo de perforación.
- 2.- Las fracturas tienen la capacidad de sostener el peso del lodo.
- 3.- En el caso raro de una formación intacta, la creación de una pequeña fractura debida a una LOT que debilita la formación por una cantidad muy pequeña e igual a la resistencia a la tensión de la formación llega a ser insignificante.
- 4.- Los sólidos del lodo obstruyen la extremidad de la fractura y llenan la grieta restaurando aproximadamente la capacidad original de la formación de sostener el peso del lodo. Repetidas LOTs y pruebas de esfuerzos usando fluidos claros muestran que crear una pequeña fractura no es un problema.
- 5.- Las arcillas son generalmente plásticas y tienden a restablecerse después de los cierres de fractura.

2.4 PRUEBA DE LEAK – OFF EXTENDED (XLOT)

Las pruebas de leak-off extendidas (ELOT ó XLOT) son desarrolladas en una forma similar a las estándar de LOTs, pero a partir de la metodología se fractura hidráulicamente en repeticiones de ciclos presurizados (figura 2.4), en los cuales los resultados mejoran en las estimaciones de los esfuerzos. Las mejores características del diagnóstico del registro y los métodos usados para interpretar los datos requeridos para los análisis son resumidos en la gráfica 2.6.

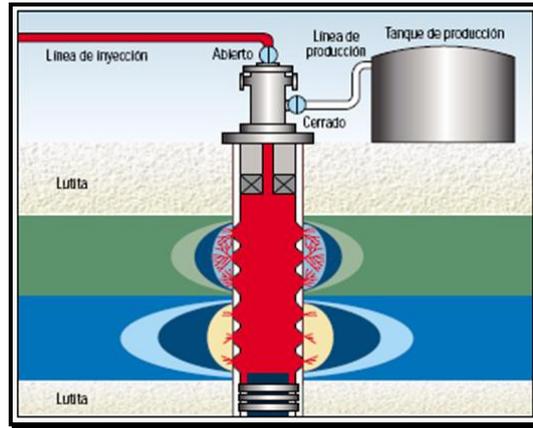
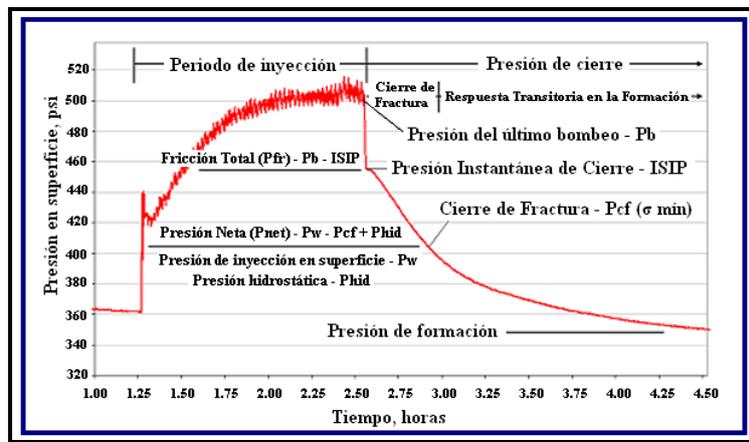


Figura 2.4 Esquema de una prueba de Leak – Off Extendida.

En una XLOT, la presión es incrementada hasta que leak-off es alcanzado. Las bombas son entonces cerradas y la declinación de la presión es monitoreada. El rompimiento de la curva de la declinación de la presión indica el cierre (gráfica 2.6). Esto ofrece un primer paso de la estimación de la magnitud del esfuerzo mínimo. Dos o más ciclos pueden ser realizados para vencer la resistencia a la tensión de la formación y la concentración de los esfuerzos alrededor del pozo. Sobre el segundo y tercer ciclo, una presión constante del post-pico es registrado: la presión de propagación de la fractura. La segunda y tercer presión de cierre usualmente arroja la mejor estimación de la magnitud del esfuerzo mínimo.



Gráfica 2.6 Prueba de XLOT.

La XLOT, ha sido usada en la industria petrolera en alrededor de 8 años o más, supera mucha de las limitaciones de los procedimientos dentro de las pruebas estándar LOT tomando significativamente más tiempo. Una XLOT toma aproximadamente 1 hora para ser desarrollada. De manera óptima, el método se aproximará a una prueba de esfuerzo por fracturamiento hidráulico, el cual es considerado el método más apropiado para determinar esfuerzos en un cuerpo de roca.

2.4.1 BENEFICIOS DE LAS XLOTS

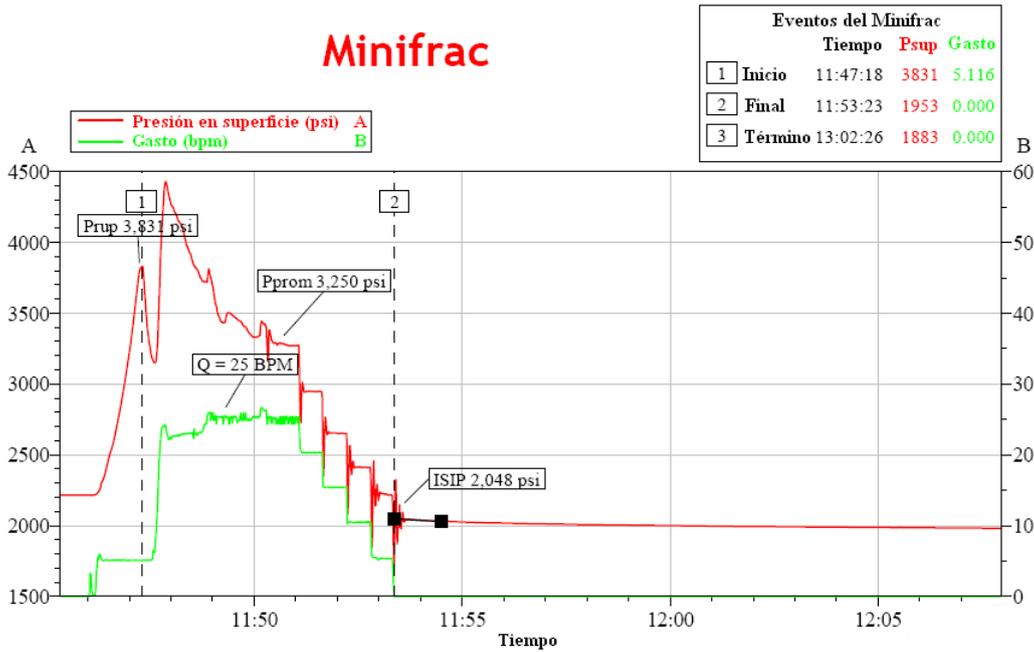
Las modificaciones a los procedimientos estándar de leak-off aseguran una mejor calidad de los resultados de la prueba. La modificación provee los siguientes beneficios:

1. Aumentar la confiabilidad y la consistencia de los datos de la presión de leak-off.
2. Proporcionar las estimaciones consistentes y confiables del esfuerzo in-situ mínimo.
3. Proporcionar los puntos de calibración para los perfiles de esfuerzo in situ y de las estimaciones de presión de poro, incluyendo la cuantificación de los cambios del gradiente de fractura en depósitos declinados.
4. Detectar los canales del cemento.
5. Reducir el riesgo de la pérdida de la circulación.
6. Mejorar las estimaciones de la ventana del peso de lodo (MW) para las operaciones de perforación.
7. Proporcionar datos confiables necesarios para los cálculos de estabilidad en la perforación y producción.
8. Proporcionar los parámetros requeridos para el diseño de estimulación en la fractura y en terminaciones.

2.5 MINIFRAC

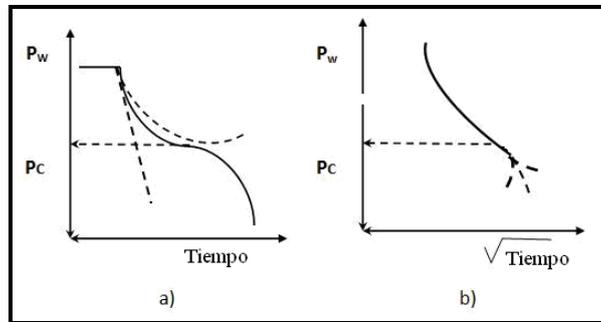
Una prueba de minifrac es una prueba de fractura en la cual un volumen relativamente pequeño de líquido es inyectado. El principal objetivo de tal prueba es obtener valores de presiones de fractura, especialmente la presión de cierre de la formación P_c . Ver Gráfica 2.7.

El volumen inyectado dependerá sobre el tipo de prueba y el tipo de formación que esta siendo probada. Para dar una idea del orden de la magnitud, las pruebas podrían ser corridas con menos de 1 m^3 , pero en otros casos tiende a usarse más metros cúbicos. Un fluido típicamente está al 2% de KCl de agua. Puede ser agregado para reducir pérdidas de fluido. Es preferible medir las presiones por un medidor de presión de fondo para eliminar las pérdidas por fricción en la serie de inyección. En algunas ocasiones, sin embargo, las presiones son monitoreadas en la superficie a través del espacio anular abierto.



Gráfica 2.7 Prueba de Minifrac realizada previa a la fractura.

El parámetro más importante para ser determinado es la presión de cierre de la formación P_c . Si las bajas permeabilidades de la formación son probadas, los valores de la presión instantánea de cierre (ISIP) suelen ofrecer una buena medición. Aunque se definen valores de ISIP que son siempre difíciles de obtener. La repetición de dichas pruebas suelen ofrecer datos más confiables (ver ejemplo de Warpinski y Teufel, 1989). En formaciones permeables, la mejor forma de medir la presión de cierre es efectuando una serie de pruebas de bombeo en flujo inverso (Nolte, 1989). En una prueba de flujo inverso un volumen de fluido es inyectado a un gasto para fracturar. El pozo entonces permite el flujo inverso, es decir, de la formación al pozo a un gasto constante hasta que el cierre ha sido detectado. Si el gasto de flujo inverso se encuentra en un rango correcto, una gráfica de presión contra el tiempo mostrará un punto de inflexión a la presión de cierre, indicado en la Gráfica 2.8 (a). La razón física para este cambio es la transición a partir de un flujo lineal a radial como en los cierres de las fracturas. Si el gasto es muy alto o muy bajo el punto de inflexión no será detectado. El valor típico para el gasto de flujo inverso es de 50 litros por minuto.

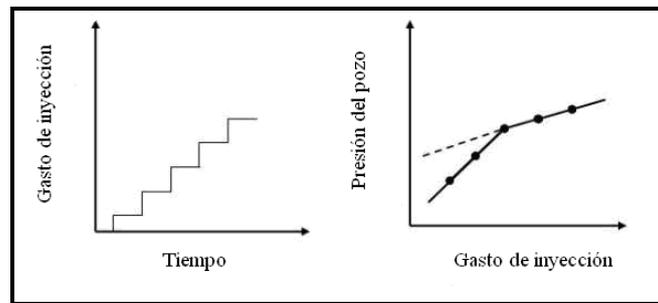


Gráfica 2.8 a) Prueba de bombeo de flujo inverso, b) Declinación de la presión como una función de la raíz cuadrada del tiempo.

Otro tipo de prueba para determinar la presión de cierre es la prueba de declinación de bombeo/cierre (Nolte, 1988). Si las presiones son graficadas contra la raíz cuadrada del tiempo de cierre, la curva se aproximaría a una tendencia lineal siempre y cuando la fractura permanezca abierta. Cuando la fractura cierra la curva de presión se desviará de esta tendencia lineal. El cambio puede ser en cualquier dirección dependiendo de la fractura y propiedades de la formación. Una ilustración del método es dado en la gráfica 2.8 (b).

Las presiones de la extensión de la fractura son medidas efectuando pruebas a diferentes gastos (Nolte, 1988). Este tipo de prueba es ilustrado en la gráfica 2.9 (a). El gasto de inyección es incrementado de un punto a otro continuamente y manteniéndolo constante por un espacio de tiempo, se dice que de 3 a 10 minutos. Si la presión al final de cada paso es graficada como función del gasto de inyección, la presión de la extensión de la fractura es determinada por el cambio de la pendiente en la gráfica como se indica en la gráfica 2.9 (b).

Una discusión de la aplicación en campo del análisis de pruebas de minifrac ha sido presentada por Tan y colaboradores (1990).



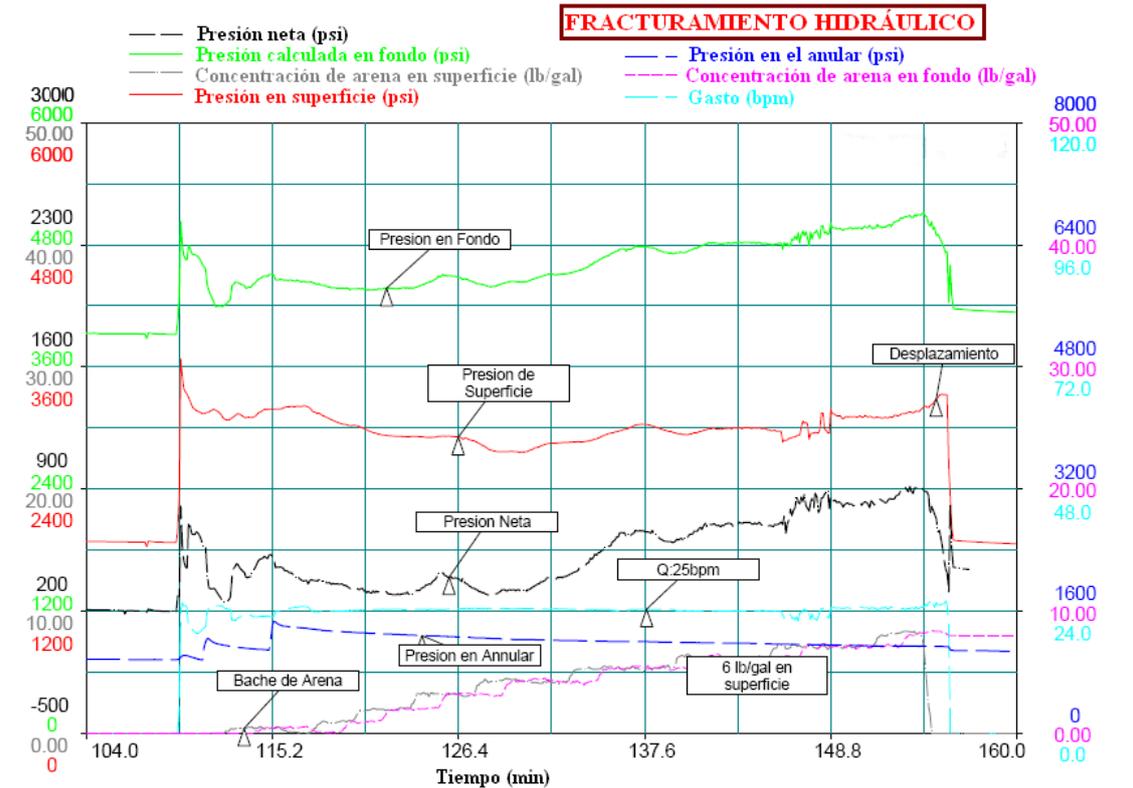
Gráfica 2.9 a) Prueba a diferentes gastos, b) Gráfica de resultados para obtener la presión de propagación de la fractura.

2.6 FRACTURAMIENTO HIDRAÚLICO

El fracturamiento hidráulico puede ser definido como el proceso en el cual la presión de un fluido es aplicable a la roca del yacimiento hasta que ocurra una falla o fractura, generalmente conocida como rompimiento de formación. Al mantener la presión del fluido hace que la fractura se propague desde el punto de rompimiento de la roca creando un canal de flujo que provee un área adicional de drenaje. Al fluido utilizado para transmitir la presión hidráulica se le conoce como fluido fracturante.

La presión de fracturamiento es definida como la presión requerida para mantener abierta la fractura cuando ésta empieza a cerrarse, al ser suspendido el bombeo.

La presión de fracturamiento es conocida como la presión de tratamiento en el fondo, *Bore Hole Test Pressure* (BHTP), ver Gráfica 2.10.



Gráfica 2.10 Ejemplo de fracturamiento hidráulico.

Para una correcta ejecución de cualquier operación de fracturamiento hidráulico, es altamente recomendable una prueba de inyectividad. En caso de aplicarse la técnica de entrada limitada, dicha prueba adquiere máxima relevancia ya que permitirá determinar los siguientes parámetros:

- Gradiente de fractura.
- Número de perforaciones abiertas.
- Localizaciones de las zonas no tratadas.
- Altura de la fractura.
- Pérdidas de presión por fricción.

Además de permitirnos conocer a priori la existencia o no de problemas mecánicos en el pozo.

Capítulo III

MÉTODOS PARA DETERMINAR LA ORIENTACIÓN DE LOS ESFUERZOS

La Recuperación de Deformación Anelástica (ASR) es un método con el cual se determina la dirección y posiblemente la magnitud de los esfuerzos principales. Es posible determinar cierta información sobre la orientación de los esfuerzos a partir de herramientas calibradoras y de tele-observación. A continuación se explicarán brevemente estos métodos, con la consideración de que no es el objetivo principal de este trabajo.

3.1 RECUPERACIÓN DE DEFORMACIÓN ANELÁSTICA (ASR)

Este método está basado sobre el comportamiento anelástico de las rocas de una formación. Está fundado en la teoría de que un núcleo crece o encoge cuando los esfuerzos in situ son removidos. La deformación elástica instantánea toma lugar cuando el esfuerzo es liberado. Al cabo de un tiempo, la deformación anelástica puede ser desarrollada de igual forma. Para un núcleo tomado a partir de una formación rocosa, el periodo de tiempo sobre el cual la mayoría de la deformación anelástica que se desarrolla es típicamente de 10 a 50 horas.

Un núcleo sobre el cual se realizan las mediciones de ASR que son desarrolladas, debería ser instrumentado tan pronto como sea posible después de ser obtenido, en el cual la deformación anelástica será desarrollada en las primeras horas. Por lo cual, debería ser notado que el proceso de obtener el núcleo de los pozos toma varias horas, por lo que se debe empezar lo más rápido posible las mediciones que son típicamente de 3 a 5 horas después de la liberación de los esfuerzos. Una vez que la muestra es instrumentada, es vital que sea conservada a una temperatura constante para minimizar los efectos térmicos y que sea cubierta tal que una mínima cantidad de humedad se escape durante la prueba.

3.1.1 MEDICIÓN DE LA RECUPERACIÓN DE DEFORMACIÓN ANELÁSTICA (ASR)

El principal objetivo de mediciones de ASR es determinar las direcciones principales de esfuerzos y posiblemente las magnitudes de los mismo. Es por lo tanto vital que se trabaje con núcleos orientados.

Después de que un núcleo es extraído de una roca huésped en una formación, la recuperación de la deformación comienza inmediatamente (expansión del núcleo). Dos partes del proceso de recuperación de la deformación se pueden distinguir:

- La recuperación instantánea de la deformación elástica.
- El tiempo dependiente de la recuperación de deformación anelástica.

El tiempo dependiente de la Recuperación de Deformación Anelástica (ASR) como ya se ha mencionado, puede ser medido hasta 50 horas después de la extracción del núcleo. La muestra deberá estar disponible para el análisis lo antes posible. Las mediciones son realizadas cerca del sitio de perforación utilizando un equipo medidor ARS (ver figura 3.1). Dos muestras por núcleo son medidas simultáneamente. Esto conduce a una mayor concentración de los datos de deformación y a una interpretación más confiable de las condiciones in situ de los esfuerzos.

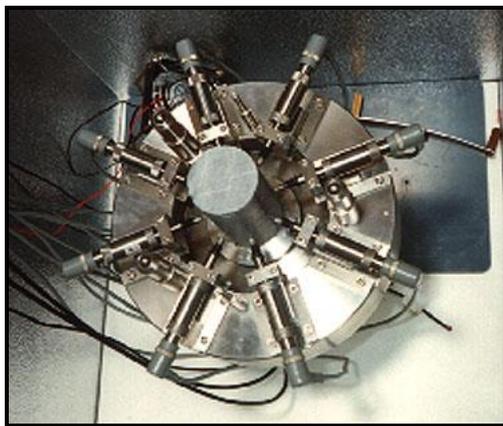
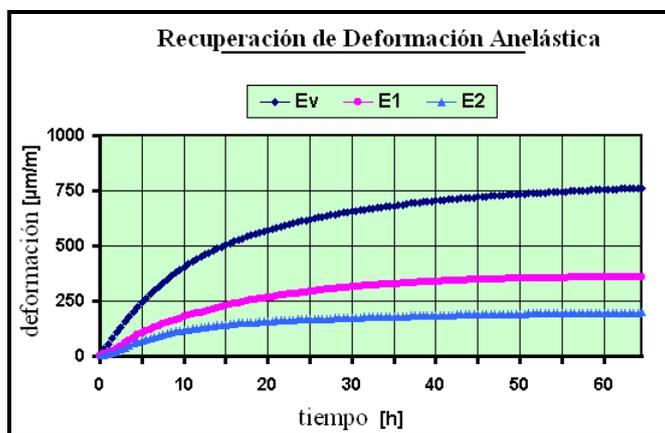


Figura 3.1 Aparato medidor de Recuperación de Deformación Anelástica (ARS).

Las mediciones de las deformaciones en cuatro direcciones radiales dan lugar a una sobreestimación, lo cual permite el cálculo de cuatro soluciones de la deformación de la elipse y la determinación de cuatro valores de la deformación máxima horizontal (E1), respectivamente. En la dirección axial también se encuentra un transductor que mide la recuperación de deformación axial.

La orientación de la recuperación de deformación horizontal máxima (E1) del núcleo coincide con el esfuerzo horizontal máximo (σ_H) en el terreno. La gráfica 3.1 muestra la historia de deformación de una muestra de un núcleo (a una profundidad de 3 237 m) de un pozo en Alemania (donde E_v = recuperación de deformación vertical, E1 = recuperación de deformación horizontal máxima, E2 = recuperación de deformación horizontal mínima).

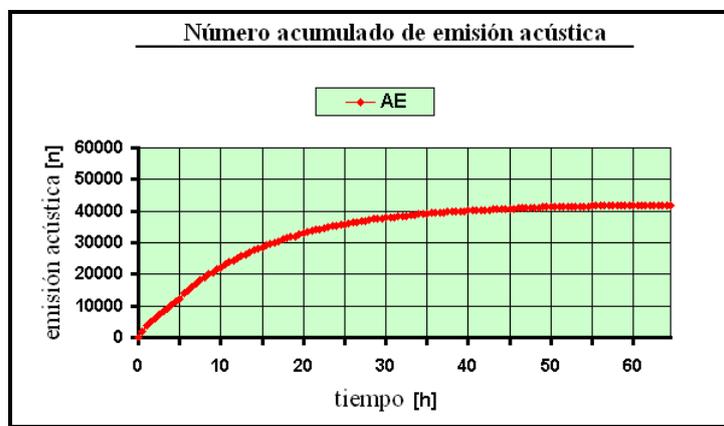


Gráfica 3.1 Ejemplo de la historia de la Recuperación de Deformación Anelástica en una muestra.

En la gráfica anterior podemos observar que la deformación de mayor valor es referente a E_v , esto es lógico al asociarlo al esfuerzo de sobrecarga, es notorio que a través del tiempo la recuperación de la deformación es más fuerte en dicha dirección. En cuanto a E_1 y E_2 podemos notar que E_1 hace referencia a σ_H y E_2 a σ_h siendo los valores respectivamente más alto uno que otro.

El proceso de recuperación de deformación anelástica está relacionado con la emisión de señales acústicas, causado por la formación de microgrietas durante la liberación de esfuerzos de un núcleo y por la expansión del mismo. La gráfica 3.2 muestra el número acumulado de señales acústicas (AE), producidas durante el proceso de recuperación de deformación inelástica del núcleo mostrado arriba.

Las mediciones ASR son realizadas a condiciones constantes de temperatura y humedad dentro de una cámara termostática. La desviación de la medición de la temperatura es de menos de 0.1 grados Celsius.



Gráfica 3.2 Número acumulado de emisión acústica.

3.2 HERRAMIENTAS CALIBRADORAS (CALIPER)

Las herramientas calibradoras miden el diámetro del agujero del pozo. De interés particular son las herramientas de seis brazos, puesto que ellas pueden medir la elipticidad del agujero. La variación en el diámetro principal puede en algunos casos ser relacionado con el comportamiento mecánico de la formación.

El esfuerzo horizontal anisótropo del campo en el fondo del pozo comúnmente genera colapsos u ovalización (breakout) en una formación quebradiza, ver figura 3.2. El colapso dará (al menos en una formación que es isótropa en el plano horizontal) una indicación de la dirección de los esfuerzos horizontales. El colapso se desarrollará en la dirección del esfuerzo principal mínimo. Más especulativamente, ha sido propuesto que el ancho de la ovalización podría ser una herramienta futura para la determinación de esfuerzos (Haimson y Henrrick, 1985).

Los calibres registrados con las herramientas HDT de alta resolución o SHDT son calibradores de cuatro brazos que registran dos diámetros del agujero separados por 90°. Un par de brazos está casi siempre alineado con el eje principal de un agujero

elíptico y el otro par con el eje menor. Por esto se puede reconocer fácilmente un agujero elíptico alargado.

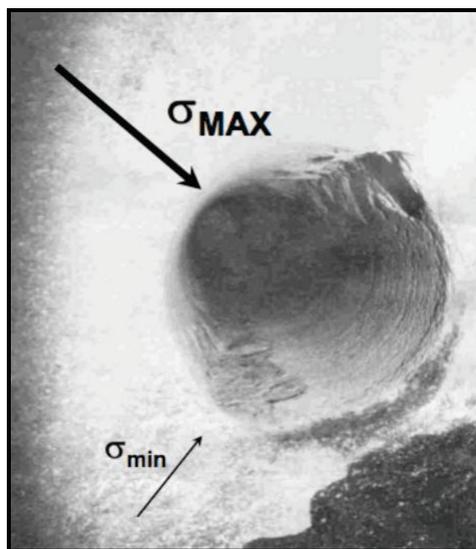


Figura 3.2 Ejemplo de una ovalización de un pozo.

Si no se cuenta con calibrador de cuatro brazos, a menudo se puede reconocer el alargamiento del agujero a partir de la comparación de un calibrador de dos brazos (por ejemplo el de una herramienta de densidad o micro-resistividad) con uno de tres brazos (herramienta sónica). Nuevamente, el calibrador de dos brazos debe seguir siempre el eje mayor del agujero, mientras que el de tres brazos recibe la influencia del diámetro del eje menor.

La forma elíptica del agujero puede deberse a factores distintos. Perforación direccional, agujero desviado, perforación a través de capas inclinadas, estructura porosa orientada y otros factores pueden provocar el alargamiento de la sección transversal del agujero. Si se utiliza un material para evitar la pérdida de circulación durante la perforación, a veces las fracturas pueden tener el efecto contrario sobre los calibradores; el calibrador puede tener una lectura menor al tamaño de la broca en zonas fracturadas debido a la acumulación del material de circulación en la fractura.

3.3 HERRAMIENTA DE TELE-OBSERVACIÓN DE AGUJEROS (BOREHOLE TELEVIEWER)

El tele-observador de agujeros es un escanógrafo acústico, esta herramienta puede obtener información básica relacionada con la orientación de la fractura. Al subirlo por el agujero examina la pared con un transductor rotatorio que emite un rayo ultrasónico de impulsos. En una pantalla de rayos catódicos aparece la representación visual del patrón de reflexión acústica de la pared del agujero. La imagen muestra la pared del agujero como si estuviera dividida verticalmente y aplanada. Las fracturas verticales se ven como líneas rectas y las inclinadas entre horizontal y vertical se ven como líneas sinusoidales (ver figura 3.3).

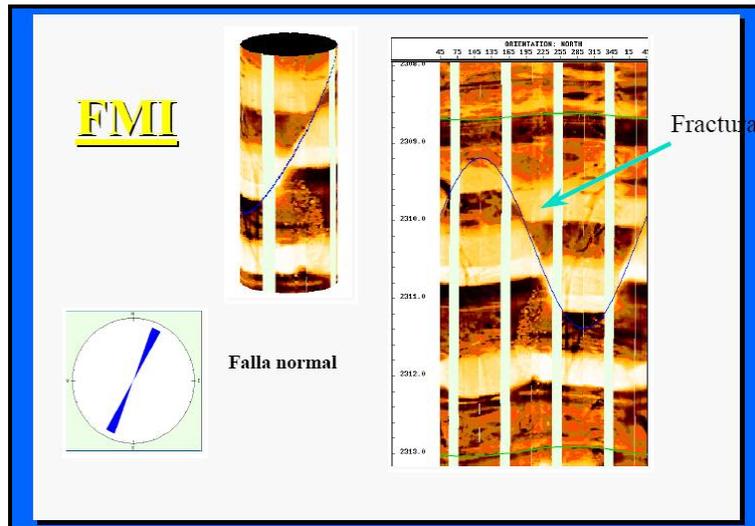


Figura 3.3 Registro de imagen FMI.

La popularidad inicial de esta herramienta ha declinado debido a la dificultad de operación y a las limitaciones ambientales. Los resultados son malos en agujeros elongados, rugosos o en vías de derrumbarse y estas condiciones son comunes en los intervalos fracturados. La herramienta y el procesamiento de las señales han sido mejoradas a tal grado que este servicio está recuperando parte de su popularidad perdida.

Capítulo IV

MÉTODOS PARA DETERMINAR LA MAGNITUD DE LOS ESFUERZOS

El esfuerzo vertical siempre es considerado el esfuerzo principal y estimado por la integración del registro de densidad. El principal problema es por lo tanto, encontrar la magnitud y orientación de los esfuerzos principales horizontales. La forma más simple de estimarlos es asumir que no existe deformación radial durante el proceso de sedimentación, lo cual significa que los esfuerzos horizontales son dados por la ecuación:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_z \quad (4.1)$$

Uno de los métodos para la medición del esfuerzo horizontal in situ es la prueba de fractura (mini-frac), el cual principalmente ofrece la magnitud del esfuerzo horizontal mínimo. A continuación se presentarán algunos métodos para determinar los esfuerzos horizontales.

4.1 MÉTODOS PARA DETERMINAR EL ESTADO DE ESFUERZOS

La clasificación de falla de Anderson relaciona tres formas “puras” de fallamiento para la orientación del máximo, intermedio y mínimo esfuerzo, para los cuales el esfuerzo vertical es considerado el esfuerzo de sobrecarga (ver figura 4.1).

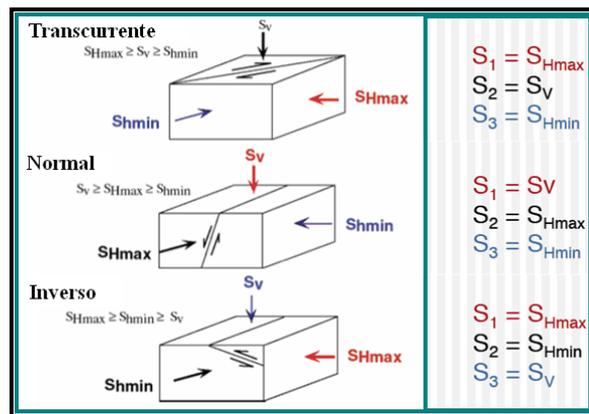


Figura 4.1 Sistema de clasificación de falla de Anderson.

De acuerdo al sistema de clasificación de falla de Anderson, cuando nos encontramos en un régimen de esfuerzo normal, se entenderá que el esfuerzo vertical debido a la presión de sobrecarga ocupará el lugar del esfuerzo principal de mayor magnitud en relación a los dos restantes que actúan sobre el plano horizontal. La falla de la roca puede ser representada por el criterio de Mohr - Coulomb, el cual define la falla de la roca en

términos del máximo y mínimo esfuerzo horizontal. Similarmente, el esfuerzo horizontal máximo en una tectónica compresiva “inversa” del área puede ser estimado. Un tercer tipo de fallamiento de Anderson, se tiene creando una falla transcurrente, requiere que los esfuerzos máximo y mínimo actúen en el plano horizontal. La sola información disponible sobre la falla transcurrente concierne a la magnitud del esfuerzo principal intermedio el cual se encuentra en relación a la magnitud entre el esfuerzo máximo y mínimo y es igual al esfuerzo vertical. Todo esto es referido a la magnitud relativa de los esfuerzos según el régimen de esfuerzo en el que se presente (ver tabla 4.1).

| Régimen | S_1 | S_2 | S_3 |
|---------------|------------|------------|------------|
| Normal | S_v | S_{Hmax} | S_{hmin} |
| Transcurrente | S_{Hmax} | S_v | S_{hmin} |
| Inverso | S_{Hmax} | S_{hmin} | S_v |

En general:
 S_1 ≡ Esfuerzo principal máximo
 S_2 ≡ Esfuerzo principal intermedio
 S_3 ≡ Esfuerzo principal mínimo

En la corteza terrestre:
 S_{Hmax} ≡ Esfuerzo horizontal máximo (puede ser S_1 , o S_2)
 S_{hmin} ≡ Esfuerzo horizontal mínimo (puede ser S_2 , o S_3)
 S_v ≡ Esfuerzo vertical o de sobrecarga (puede ser S_1 , S_2 , o S_3)

Tabla 4.1 Magnitud relativa de esfuerzos según el régimen de esfuerzos en el que se encuentre.

4.1.1 ESFUERZOS HORIZONTALES EN UN RÉGIMEN DE FALLA NORMAL

Como ya se ha mencionado, los esfuerzos actuando sobre la formación que producen una falla de tipo normal dependen principalmente del esfuerzo vertical ($\sigma_v = \sigma_1$), el cual vence la oposición del esfuerzo horizontal mínimo (esfuerzo que actúa sobre el plano de falla) y la fricción de la falla. El esfuerzo horizontal mínimo que actúa sobre el plano de falla puede ser descrita por el reordenamiento del criterio de Mohr - Coulomb de la siguiente forma:

$$\sigma_h = \sigma_v \left(\frac{1 - \sin \beta}{1 + \sin \beta} \right) + P_p \left(\frac{2 \cdot \sin \beta}{1 + \sin \beta} \right) - \frac{2 \cdot C \cdot \cos \beta}{1 + \sin \beta} \quad (4.2)$$

Donde:

σ_h = esfuerzo horizontal mínimo, psi.

σ_v = esfuerzo vertical o de sobrecarga, psi.

P_p = presión de poro, psi.

β = ángulo de fricción interna, adim.

C = Cohesión, adim.

Para el esfuerzo horizontal máximo actuando paralelamente al plano de falla, cuando es normalizado por el esfuerzo vertical se puede escribir de la siguiente forma:

$$\frac{\sigma_H}{\sigma_v} = \frac{1}{1 + \sin \beta} \left[2\nu - \frac{P_p}{\sigma_v} (2\nu - 1 - \sin \theta) \right] - \frac{\nu UCS}{K_p \cdot \sigma_v} \quad (4.3)$$

Donde:

σ_H = esfuerzo horizontal máximo, psi.

σ_v = esfuerzo vertical o de sobrecarga, psi.

P_p = presión de poro, psi.

ν = relación de Poisson, adim.

β = ángulo de fricción interna, adim.

UCS = resistencia a la compresión uniaxial, psi.

K_p = Coeficiente de Mohr-Coulomb, adim.

Donde K_p es encontrado a partir de la fórmula:

$$K_p = \frac{(1 - \sin \beta)}{(1 + \sin \beta)} \quad (4.3a)$$

Y la resistencia a la compresión uniaxial (UCS) es determinada por:

$$UCS = \frac{2 \cdot C \cdot \cos \beta}{(1 - \sin \beta)} \quad (4.3b)$$

Para un régimen de falla normal sin considerar la cohesión, la ecuación se simplifica a:

$$\frac{\sigma_H}{\sigma_h} = \frac{2\nu}{1 - \sin \beta} \left(1 - \frac{P_p}{\sigma_h} \right) + \frac{P_p}{\sigma_h} \quad (4.4)$$

Donde:

σ_H = esfuerzo horizontal máximo, psi.

σ_h = esfuerzo horizontal mínimo, psi.

P_p = presión de poro, psi.

ν = relación de Poisson, adim.

β = ángulo de fricción interna, adim.

Las ecuaciones 4.3 y 4.4 muestran que las magnitudes de los esfuerzos horizontales son controladas en parte por la magnitud de la presión de poro.

4.1.2 ESFUERZOS HORIZONTALES EN UN RÉGIMEN DE FALLA INVERSA

Los esfuerzos horizontales también existen en un régimen de fallamiento inverso. El esfuerzo máximo horizontal (σ_H) actuando sobre el plano de falla es dependiente de la fricción en la falla, la cual tiene que ser vencida para mantener el desplazamiento de la misma. El esfuerzo horizontal actuando sobre el plano paralelo a la falla (σ_h) es

mostrado en la figura 4.1. El esfuerzo máximo horizontal es normalizado con respecto al esfuerzo vertical (tomando en cuenta la UCS), y puede ser expresado como:

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \nu[K_p + 1] + \frac{P_p}{\sigma_v} [1 - \nu(K_p + 1)] + \frac{\nu UCS}{\sigma_v} \quad (4.5)$$

Donde:

σ_h = esfuerzo horizontal mínimo, psi.

σ_v = esfuerzo vertical o de sobrecarga, psi.

P_p = presión de poro, psi.

ν = relación de Poisson, adim.

UCS = resistencia a la compresión uniaxial, psi.

K_p = Coeficiente de Mohr-Coulomb, adim.

Las relaciones de esfuerzos (σ_h/σ_v) más grandes que 1 representa un sistema de esfuerzo de régimen inverso de Anderson donde $\sigma_H > \sigma_h > \sigma_v$, mientras que un valor de σ_h/σ_v menor a 1 indica un sistema de esfuerzo de régimen de falla transcurrente. El esfuerzo máximo horizontal es mucho más grande que los restantes esfuerzos principales en cualquiera de ambos casos.

La relación de esfuerzos horizontales en un régimen de falla inversa con una cohesión de cero, puede ser mostrada de la siguiente forma:

$$\frac{\sigma_H}{\sigma_h} = \frac{1}{\nu[K_p + 1]} \left\{ K_p - \frac{P_p}{\sigma_h} [K_p (1 - \nu)] - \nu \right\} \quad (4.6)$$

Donde:

σ_H = esfuerzo horizontal máximo, psi.

σ_h = esfuerzo horizontal mínimo, psi.

P_p = presión de poro, psi.

ν = relación de Poisson, adim.

K_p = Coeficiente, adim.

Como en el caso del régimen de falla normal, los esfuerzos horizontales asociados con la falla inversa, que presenten un incremento en el gradiente de presión de poro llegarán a adquirir una característica de isotropía para diferentes valores del ángulo de fricción de la falla.

4.2 MÉTODO DE DETERMINACIÓN A TRAVÉS DEL VOLUMEN DE LUTITAS

Los perfiles de esfuerzos a partir de registros sísmicos bipolares y los datos de esfuerzos medidos fueron usados para desarrollar una correlación entre esfuerzos in situ y la respuesta de los rayos gamma para estimar perfiles de esfuerzos en toda el área de estudio de Moxa Arch.

La ecuación 4.7 es una correlación entre los datos de esfuerzos medidos y la respuesta de los rayos gamma, la cual se presenta de la siguiente forma:

$$S_h = 0.105 * V_{sh} + 0.745 \quad (4.7)$$

Donde:

S_h = esfuerzo horizontal mínimo, psi.

V_{sh} = fracción de volumen de lutitas.

La correlación fue basada sobre la fracción de volumen de lutitas. V_{sh} es calculado para definir una lutita y una arena limpia con la respuesta de rayos gamma para cada pozo y calculando la fracción de volumen de lutitas basada sobre el perfil de rayos gamma actual. La figura. 4.2 compara el perfil de esfuerzos con rayos gamma a los esfuerzos medidos en el pozo ¹FD 4-34. La figura muestra una buena relación entre los esfuerzos calculados y los medidos.

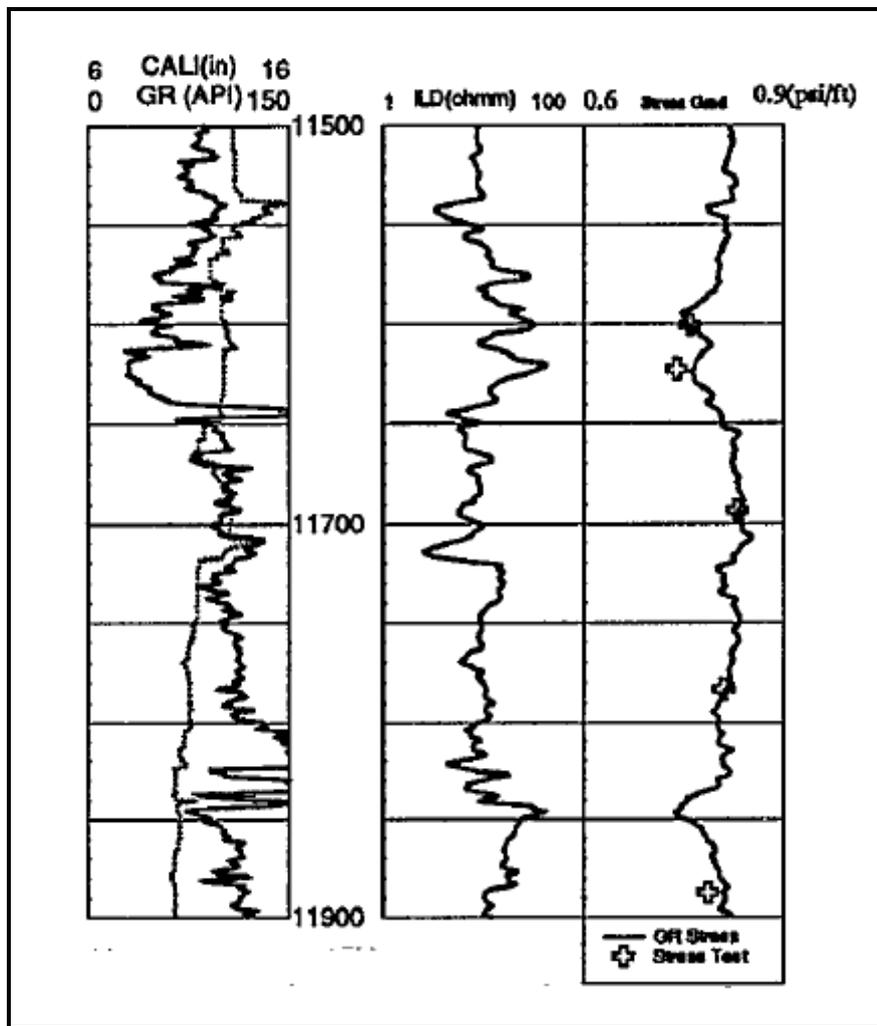


Figura 4.2 Comparación del perfil de esfuerzos con rayos gamma a los esfuerzos medidos en el pozo FD 4-34.

¹ Practical Application of In-Situ Stress Profiles.

Cipolla, C.L., Liu, Diabin, Kyte, D.G.

SPE Annual Technical Conference and Exhibition, 25-28 September 1994, New Orleans, Louisiana

Los perfiles generales de esfuerzos in situ fueron correlacionados adecuadamente para los registros de rayos gamma y el sónico bipolar usando datos de esfuerzos medidos. No obstante, los esfuerzos en las arenas no pueden ser estimados exactamente a partir de registros tan evidenciados por las grandes variaciones en valores medidos. Por lo tanto, las pruebas de minifrac fueron requeridas para calibrar los esfuerzos en las arenas.

4.3 MÉTODO A PARTIR DE REGISTROS SÓNICOS

Para la suposición elástica, el comportamiento de deformación uniaxial, es dada por:

$$k_o = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (4.8)$$

Donde:

ν = relación de Poisson.

La relación de Poisson a partir de registros sónicos es determinado de la siguiente ecuación:

$$\nu = \frac{0.5 \left[\frac{V_p}{V_s} \right]^2 - 2}{\left[\frac{V_p}{V_s} \right]^2 - 2} \quad (4.9)$$

Donde:

V_p = velocidad de compresión (ft/s).

V_s = velocidad de corte (ft/s).

los cuales son obtenidos a partir registros sónicos dipolar.

El esfuerzo in situ principal mínimo es entonces calculado a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} (\sigma_v - P_p) + P_p \quad (4.10)$$

ó

$$\sigma_h = k_o (\sigma_v - P_p) + P_p$$

4.4 TÉCNICA DE INVERSIÓN DE MATRIZ (TIM)

Es un método derivado para estimar las magnitudes y direcciones de cada uno de los esfuerzos in situ horizontales a partir de datos de fracturamiento. El método se basa en encontrar la inversa de una matriz formada por un sistema de ecuaciones, el cual se presenta enseguida.

4.4.1 MODELO MATEMÁTICO DE LA TÉCNICA DE INVERSIÓN DE MATRIZ

En campos que producen costa afuera un número de pozos son siempre perforados en direcciones mostradas como en la figura 4.3. Cada pozo tiene un diferente azimut y una diferente inclinación. Tomando ventaja de la geometría indicada en dicha figura, los esfuerzos in situ pueden ser encontrados tal que satisfagan aproximadamente todas las mediciones realizadas de la figura 4.3, los datos utilizados son:

| | |
|----------------------|--|
| σ_v | Esfuerzo de sobrecarga. |
| σ_H, σ_h | Esfuerzos horizontales in situ: máximo y mínimo respectivamente. |
| P_{fr} | Presión de fractura en el pozo. |
| P_w | Presión del pozo. |
| P_p | Presión de poro. |
| σ_x, σ_y | Esfuerzos normales in situ en las direcciones x y y , respectivamente. |
| $\sigma_{tensile}$ | Resistencia tensiva de la roca. |
| γ | Inclinación del pozo a partir de la vertical. |
| ϕ | Azimut del pozo a partir del eje X . |
| β | Ángulo auxiliar para encontrar la dirección de σ_H a partir del eje X . |
| θ | Ángulo polar de la pared del pozo a partir del eje x . |
| X, Y, Z | Sistema coordinado arbitrario para el campo. |
| $[A]$ | Transformación de la matriz. |
| a, b | Elementos de la matriz A . |
| e | Error de cada dato ingresado. |
| D | Profundidad Vertical Verdadera (True Vertical Depth). |

Derivada a partir de las llamadas ecuaciones de Kirsch, la relación conocida para la presión de fractura de un pozo (Aadnoy y Chenevert, 1987) es:

$$P_{fr} = 3\sigma_y - \sigma_x - P_p + \sigma_{tensile} \quad (4.11)$$

Esta expresión es válida para cualquier orientación de un pozo, esto se refiere al sistema coordinado x, y, z del pozo (z es dirigido a lo largo del eje del pozo). Es asumido que $\sigma_x > \sigma_y$ en la ecuación 4.11.

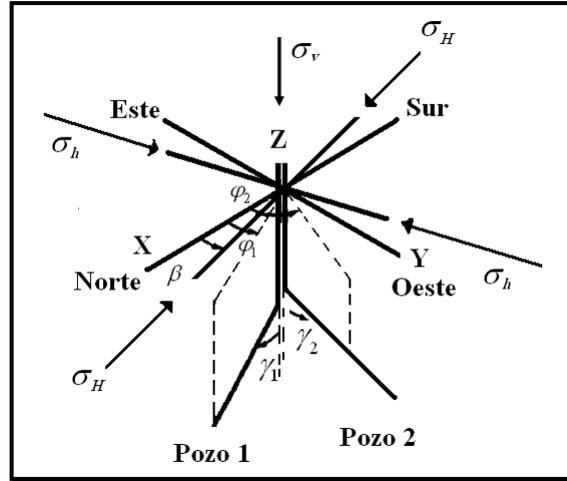


Figura 2.3 Geometría del problema.

Si deseamos encontrar el estado de esfuerzo in situ, las relaciones entre los esfuerzos iniciales in situ y sus componentes referidos al sistema coordinado del pozo (Ver Inversion Technique to determine the in situ stress field from fracturing data, por Berna Sigve Aadnoy) son:

$$\begin{aligned} a_i &= 3\sin^2(\varphi_i - \beta) - \cos^2(\varphi_i - \beta)\cos^2 \gamma_i \\ b_i &= 3\cos^2(\varphi_i - \beta) - \sin^2(\varphi_i - \beta)\cos^2 \gamma_i \end{aligned} \quad (4.12a)$$

para $\sigma_x < \sigma_y$ $i=2, 3, \dots, n$. Para el caso $\sigma_y > \sigma_x$ las ecuaciones correspondientes de forma análoga son:

$$\begin{aligned} a_i &= 3\cos^2(\varphi_i - \beta)\cos^2 \gamma_i - \sin^2(\varphi_i - \beta) \\ b_i &= 3\sin^2(\varphi_i - \beta)\cos^2 \gamma_i - \cos^2(\varphi_i - \beta) \end{aligned} \quad (4.12b)$$

Por lo tanto, los esfuerzos horizontales in situ son estimados con:

$$\begin{bmatrix} \sigma_H \\ \sigma_v \\ \sigma_h \\ \sigma_v \end{bmatrix} = \{[A]^T [A]\}^{-1} [A]^T [P'] \quad (4.13)$$

donde:

$$P'_i = \frac{P_{f_i} + P_{p_i} - \sigma_{tensile_i}}{\sigma_{v_i}} + \sin^2 \gamma_i \quad (4.14a)$$

para $\sigma_y < \sigma_x$ $i=2, 3, \dots, n$ y:

$$P'_i = \frac{P_{fr_i} + P_{p_i} - \sigma_{tensile_i}}{\sigma_{v_i}} - 3 \sin^2 \gamma_i \quad (4.14b)$$

para $\sigma_y > \sigma_x$.

Es notorio ver que las únicas variables desconocidas de este método son los esfuerzos in situ.

4.4.2 EXACTITUD DEL MÉTODO

Como en la mayoría de los métodos, existen diversos factores que pueden afectar el procedimiento de alguna forma y en cierto grado. Es importante saber los factores que impactan en mayor medida, ya que sabiendo esto, es posible minimizar los errores de salida y tener una mejor interpretación del fenómeno estudiado. A continuación se mencionan algunos factores de impacto relevante.

4.4.2.1 ENTRADA DE DATOS

El error en un solo punto puede afectar los resultados finales a un cierto grado. Las presiones de leak – off y las presiones de poro son probablemente muy exactas. Los errores ocurren en las mediciones y en la interpretación de los datos. Otra desventaja es la falta de procedimientos de prueba estándar. Por lo tanto, los errores pueden inducir que la calidad de los datos sea pobre. Sin embargo, como las compañías petroleras hoy en día están adquiriendo mayor afectación en los problemas de perforación, con un poco de más y mejor trabajo podemos obtener mejores datos en el futuro.

4.4.2.2 NÚMERO DE PUNTOS DE DATOS

Las ecuaciones presentadas aquí contienen dos variables desconocidas. Por lo tanto, si dos datos de puntos son usados, una solución exacta es siempre obtenida. A partir de que el cuadrado del error registrado es siempre cero para este caso, no puede ser usado como un criterio para determinar la dirección del esfuerzo in situ.

Si tres o más datos de puntos son usados, el sistema de ecuaciones es ahora sobredeterminado, resultando en un error. El criterio es seleccionar el ángulo al cual este cuadrado de error sea mínimo en la dirección de uno de los esfuerzos in situ.

El modelo de esfuerzos in situ puede ser actualizado continuamente, para estimar los esfuerzos regionales y locales in situ.

4.4.2.3 ESTADO DE ESFUERZO ASUMIDO

Las ecuaciones 4.12 y 4.14 contienen dos opciones de ecuaciones. Normalmente, las ecuaciones 4.12a y 4.14a deberían de ser usadas. Después de los cálculos, cada dato colocado debe ser revisado para ver si la condición $\sigma_y < \sigma_x$ es coherente. Si no es así, las ecuaciones 4.12b y 4.14b deberían ser usadas para aquéllos datos colocados.

Capítulo V

APLICACIÓN

Para ejemplificar de una forma clara los resultados obtenidos por cada uno de los métodos planteados en el capítulo IV (Métodos para determinar la magnitud de los esfuerzos in situ), en este trabajo se han tomado datos reales de un pozo del Golfo de México, cuyo nombre no será mencionado.

Para plantear de una forma adecuada, se realizó un análisis adecuado de los datos tomados en cada uno de los métodos, sin perder el objetivo de la determinación de los esfuerzos in situ.

Para tener una idea clara de los resultados arrojados por cada método, se ha calculado la presión de poro y la presión de fractura, como parte esencial de un diseño de pozo, con el fin de tener una comparativa de la magnitud.

Debido a la falta de datos en toda la longitud del pozo de un registro tomado de densidad, se ha decidido ocupar la siguiente ecuación 5.1 para la presión de poro:

$$P_p = (42 \rho_f h) \text{ psi} \quad (5.1)$$

Donde:

ρ_f = densidad del fluido, gr/cm³.

h = profundidad, m.

Nota.- Cuando no se tienen datos de la densidad del fluido de las formaciones a perforar y la presión es normal, se usa como densidad promedio **1.07 gr/cm³ de la superficie al punto en análisis** (en este caso se está considerando que la presión es normal hasta el fondo del pozo).

Para el cálculo de la presión de sobrecarga se tomó una fórmula representativa expresada en gradiente como la que sigue (ecuación 5.2):

$$P_{sc} = (\text{profundidad}) (0.231 \text{ a } 4.22) \text{ psi} \quad (5.2)$$

En relación a la presión de fractura, que es la presión necesaria para vencer la presión de formación y la resistencia de la roca, se utilizó el método de Eaton.

La relación de Eaton (ecuación 5.3) para el cálculo de la presión de fractura (P_{fr}) está en función de la presión de poro (P_p) y de la presión de sobrecarga (P_{sc}), previamente calculadas, así como de la relación de Poisson (ν), como se indica a continuación:

$$P_{fr} = P_p + \frac{\nu}{1-\nu} (P_{sc} - P_p) \quad (5.3)$$

Donde:

P_{fr} = Presión de fractura, psi.

P_p = Presión de poro, psi.

P_{sc} = Presión de sobrecarga, psi.

Para encontrar la relación de Poisson, se tienen dos opciones:

- **Sónico dipolar.**
- **Nomograma Eaton.**

Para la aplicación del programa realizado en esta tesis, se determinó la relación de Poisson por medio del sónico dipolar (ecuación 4.9).

Los datos ocupados para la aplicación del programa fueron necesarios:

Registro de velocidades de compresión y de corte.

Registro de densidad.

Profundidades de dicho pozo.

Algunas consideraciones fueron tomadas en cuenta para calcular los esfuerzos:

- El ángulo de fricción interna en los diferentes tipos de fallas fueron consideradas como:

Falla normal: 45°.

Falla inversa: 23°.

- La resistencia a la compresión uniaxial esta dada por la ecuación 5.4:

$$UCS = 1000 * e^{-0.035t_c * 145.0377} \quad \text{psi} \quad (5.4)$$

Donde:

t_c = tiempo compresional, $\mu s/ft$.

- La cohesión esta determinada por la ecuación 5.5:

$$Cohesión(C) = \frac{UCS * (-\sin \theta)}{2 * \cos \theta} \quad \text{psi} \quad (5.5)$$

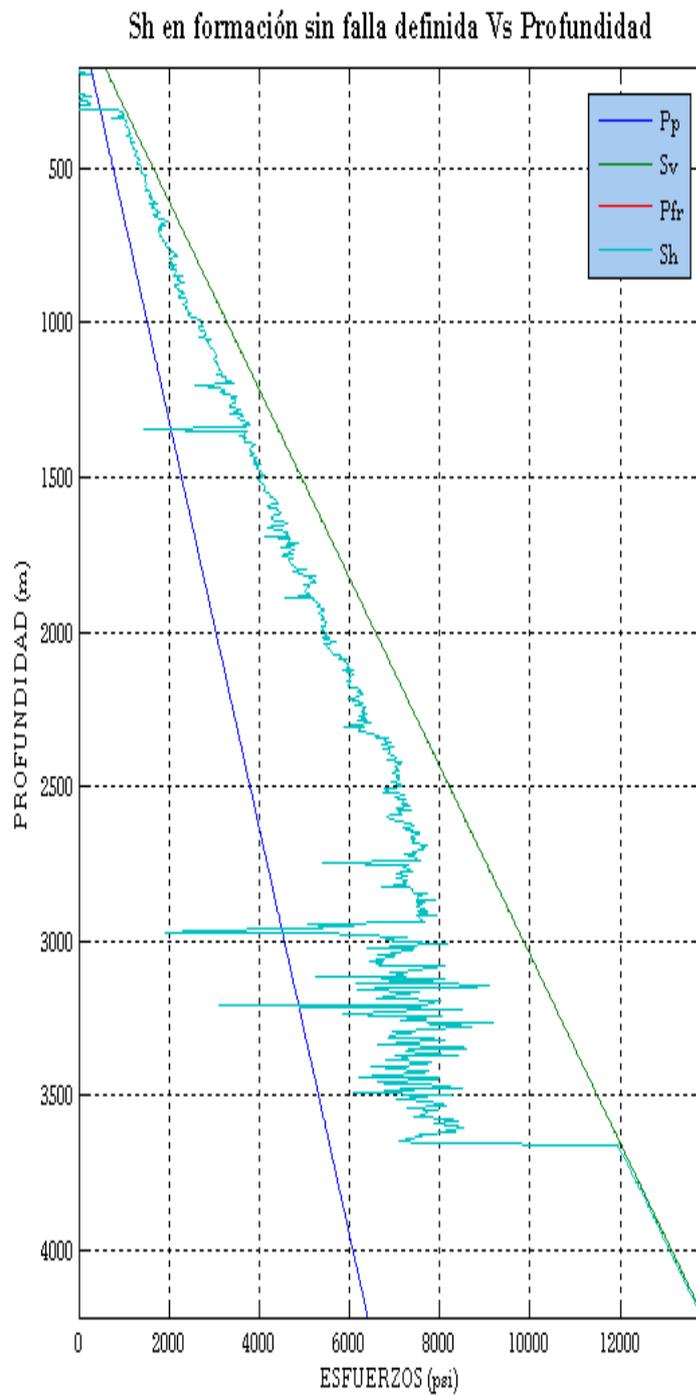
Donde:

UCS = resistencia a la compresión uniaxial, psi.

θ = ángulo de fricción interna, adim.

Las gráficas resultado de la aplicación de los diversos métodos son:

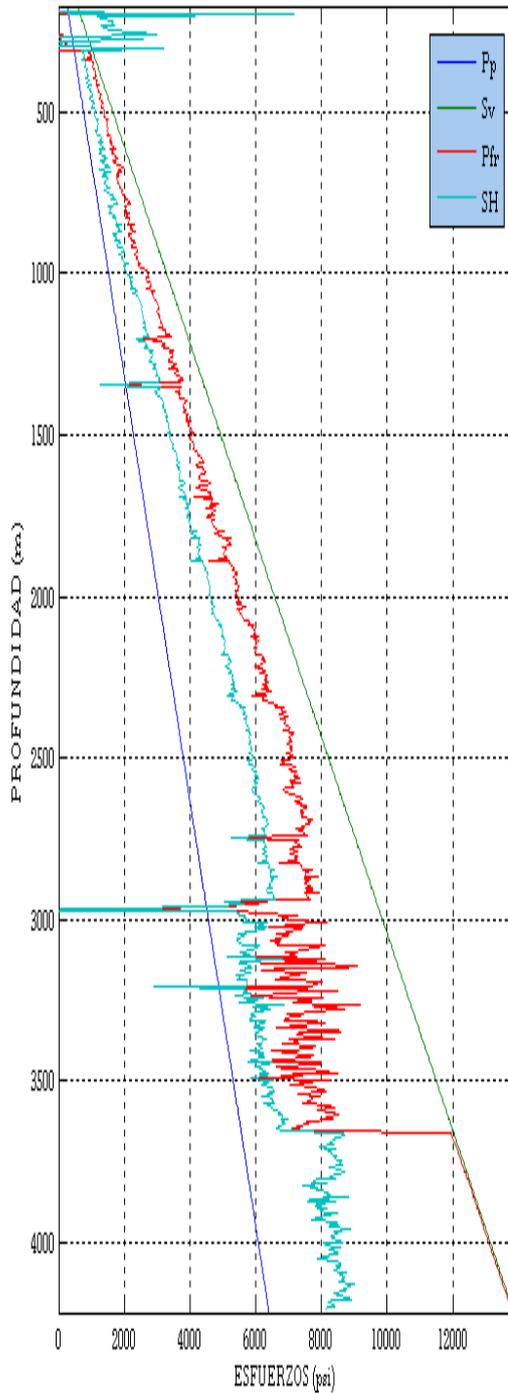
5.1 RESULTADO DEL MÉTODO DE ESTIMACIÓN DE ESFUERZO HORIZONTAL MÍNIMO POR MEDIO DE REGISTROS GEOFÍSICOS



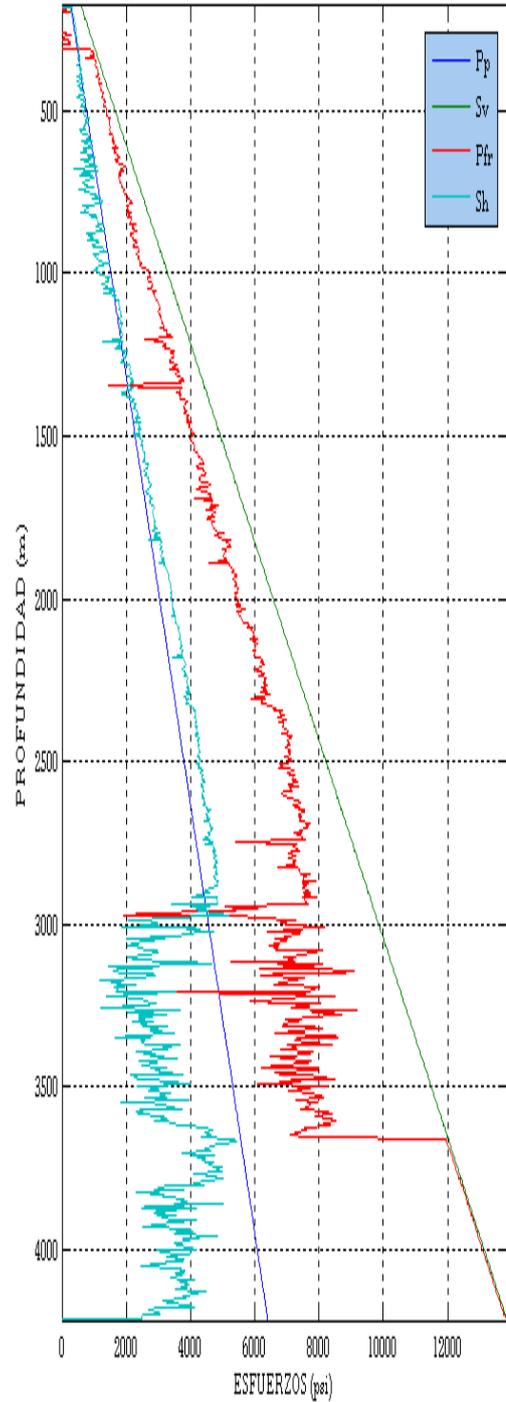
Gráfica 5.1 Esfuerzo horizontal mínimo a través de registros sísmicos.

5.2 RESULTADOS DEL MÉTODO DE ESTIMACIÓN DE ESFUERZOS CONSIDERANDO EL RÉGIMEN DE FALLA EN EL QUE SE ENCUENTREN.

SH debido a falla normal considerando Co (UCS) Vs Profundidad



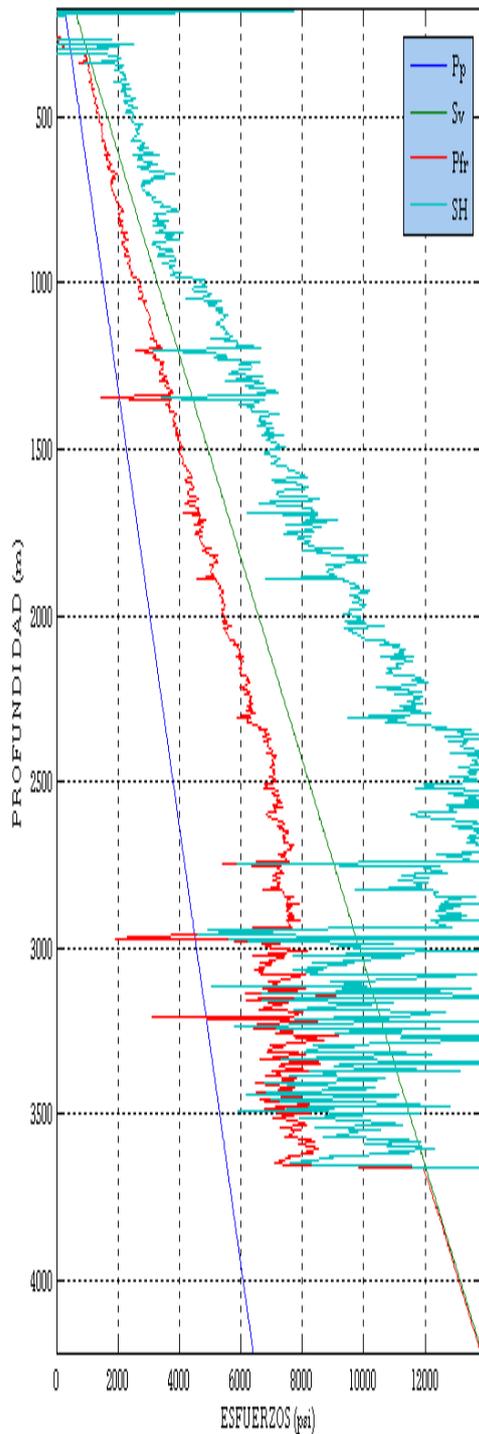
Sh debido a una falla normal considerando Co (UCS) Vs Profundidad



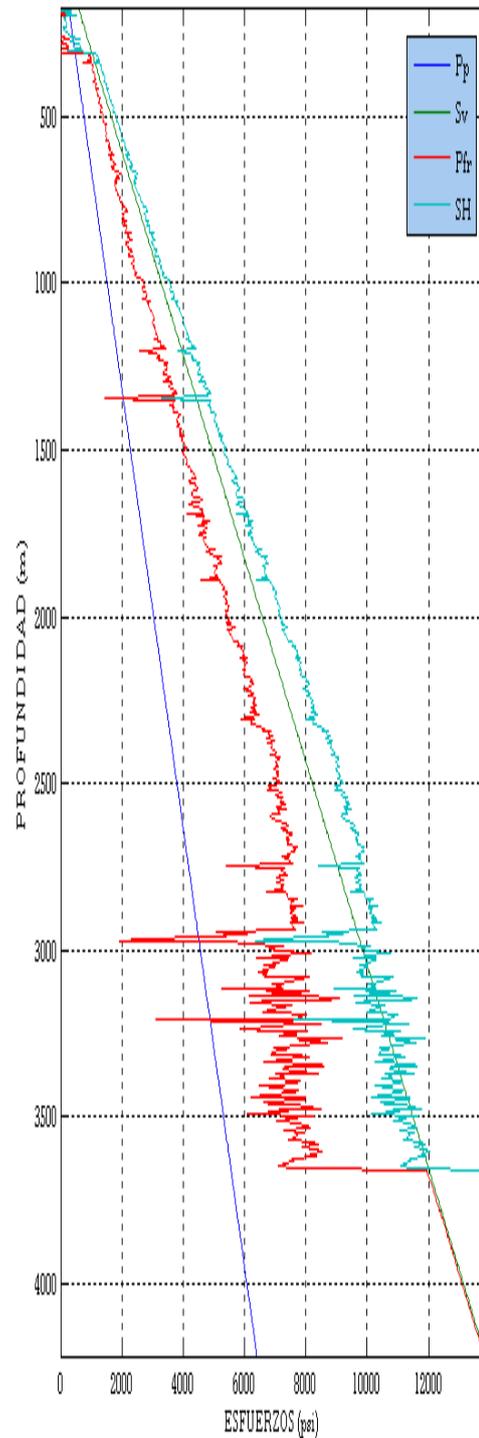
Gráfica 5.2 (Lado izquierdo) Esfuerzo horizontal mínimo a través de registros sísmicos.

Gráfica 5.3 (Lado derecho) Esfuerzo horizontal máximo en una falla normal considerando UCS.

SH debido a una falla normal sin considerar C_0 (UCS) Vs Profundidad

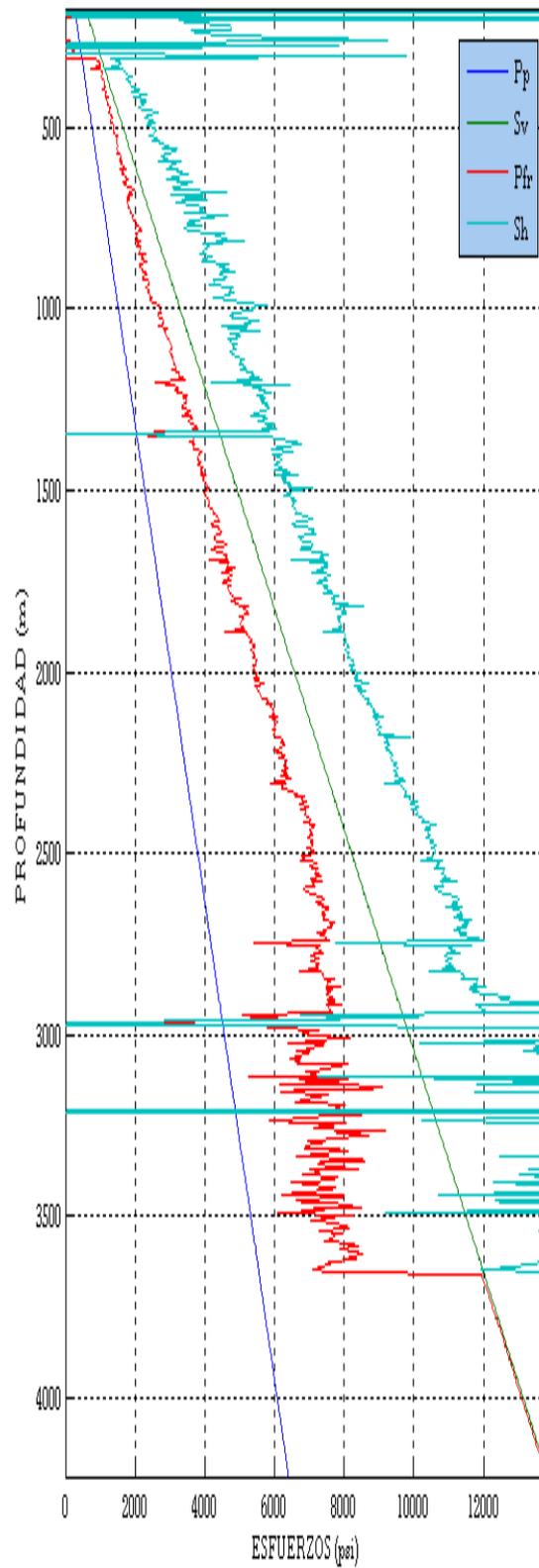


SH debido a una falla inversa sin considerar C_0 (UCS) Vs Profundidad



Gráfica 5.4 (Lado izquierdo) Esfuerzo horizontal máximo en una falla normal sin considerar UCS.
Gráfica 5.5 (Lado derecho) Esfuerzo horizontal máximo en una falla inversa sin considerar UCS.

Sh debido a una falla inversa considerando Co (UCS) Vs Profundidad



Gráfica 5.6 Esfuerzo horizontal máximo en una falla inversa sin considerar UCS.

Observaciones de las gráficas anteriores:

Grafica 5.1

- Esta gráfica es el resultado de la ecuación 4.16 (a partir de registros sínicos).
- Es importante mencionar que en dicha ecuación no se considera un régimen de estado de falla en particular.
- Es notorio observar que el esfuerzo de fractura es exactamente la misma presión que la del esfuerzo mínimo horizontal.

Gráfica 5.2

- Gráfico resultado de la ecuación 4.2 (en un régimen de estado normal.)
- De acuerdo al criterio de sistema de clasificación de falla de Anderson, al estar en un régimen de estado normal se debe cumplir que $\sigma_v > \sigma_H > \sigma_h$, lo cual es cierto en todo momento. Si observamos la gráfica 5.3 está basado en las mismas condiciones (estado normal considerando UCS).
- La aplicación de esta fórmula toma en cuenta la UCS.

Gráfica 5.3

- De acuerdo a la aplicación de la ecuación 4.3, podemos obtener un resultado como se muestra en la gráfica 5.3.
- En este gráfico se considera la UCS.
- El esfuerzo máximo horizontal σ_H es menor que el esfuerzo de sobrecarga σ_v y mayor que el esfuerzo horizontal mínimo σ_h mostrado en la gráfica anterior, cumpliendo así el sistema de falla de Anderson.

Gráfica 5.4

- A partir de la ecuación 4.4 se obtiene la gráfica como 5.4.
- Del sistema de Anderson se puede notar que la relación que debe cumplir los esfuerzos en una falla normal, en el que $\sigma_v > \sigma_H$, es incongruente al ser $\sigma_H < \sigma_v$, a excepción de ciertos puntos pasando los 3000 m de profundidad.
- La UCS no es considerada en dicha ecuación.

Gráfica 5.5

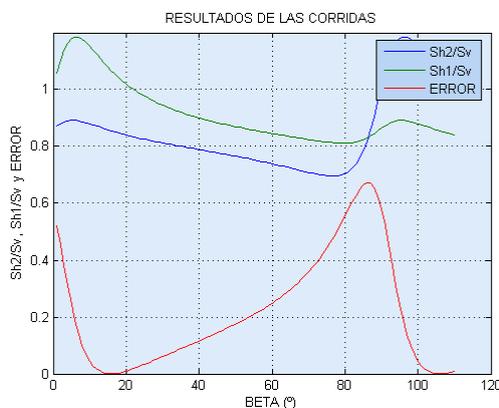
- El esfuerzo máximo horizontal en una falla inversa es representado en la Gráfica 5.5 a partir de la ecuación 4.6, la cual no considera la UCS.
- Considerando el sistema de Anderson $\sigma_H > \sigma_h > \sigma_v$ en una falla inversa, podemos observar que el esfuerzo máximo horizontal σ_H cumple al ser mayor en magnitud al esfuerzo vertical σ_v a excepción de ciertos puntos a partir de los 3000 m de profundidad.
- Es adecuado notar que $\sigma_H > P_{fr}$, es una relación lógica en un sistema de falla inversa.

Gráfica 5.6

- La relación de esfuerzos horizontales en un régimen de falla inversa con una cohesión de cero, se muestra a partir de la ecuación 4.5.
- Tomando de nuevo el sistema de clasificación de fallas para hacer un comparativo, la relación de $\sigma_H > \sigma_h > \sigma_v$ para una falla inversa se cumple al tener que la relación $\sigma_h > \sigma_v$ es correcta, sin embargo, al comparar $\sigma_H > \sigma_h$ de este gráfico con el anterior (gráfica 5.5) podemos observar que dicha relación es errónea; no obstante, en la gráfica 5.5 no se considera la UCS y en la gráfica 5.6 sí, posiblemente esta puede ser la causa de dicho inconsistencia.

5.3 RESULTADO DEL MÉTODO DE ESTIMACIÓN DE ESFUERZOS IN SITU POR LA TÉCNICA DE INVERSIÓN DE MATRIZ

Esta técnica fue aplicada con datos de fracturamiento del pozo. Como ya se ha mencionado a través de esta tesis, dependiendo del número de puntos de fractura se puede hallar la magnitud de los esfuerzos in situ (2 puntos) e incluso la dirección de dichos esfuerzos in situ en la formación (3 o más puntos de fractura).



CONCLUSIÓN

La determinación de la magnitud de los esfuerzos in situ es de gran utilidad para resolver problemas en la industria petrolera, desde la estabilidad de pozos, hasta la reducción de la producción debido a problemas por arenamiento. El ingeniero de diseño que utilice la información de esta tesis tendrá un panorama más amplio sobre la determinación de los esfuerzos in situ, para dejar por un lado la errónea consideración que los ingenieros realizan al establecer los esfuerzos horizontales de la misma magnitud.

Los métodos empleados en este trabajo muestran una gran variedad de respuestas en cuanto a la magnitud de los esfuerzos in situ, esto es debido a la información utilizada y a las suposiciones hechas.

Cabe mencionar que sólo algunos métodos logran determinar la magnitud de los esfuerzos in situ de forma continua en la formación con registros geofísicos, quizá debido a su simplicidad de información requerida, pero no por esto dejan de ser métodos poderosos.

Los métodos que proceden de acuerdo al régimen de estado de esfuerzo, son métodos sumamente útiles al no requerir de información en exceso, información que puede ser determinada de forma dinámica; es por esto que dicho método puede determinar la magnitud de los esfuerzos in situ en forma continua en la formación, sin embargo, la debilidad de dichos métodos radica en la necesidad de saber el tipo de régimen de falla actuante en la formación, esto es un grave problema que puede ser resuelto en algunos casos gracias al mapa de esfuerzos mundiales.

Se puede decir que el método de TIM (Técnica de Inversión de Matriz) es eficaz, como ya se mencionó, este método es puntual; es decir, solo puede determinar la magnitud de los esfuerzos in situ a cierta profundidad, sin embargo, de acuerdo a la naturaleza del propio método se puede encontrar la orientación de dichos esfuerzos, se menciona esto porque es un avance importante en la materia aunque no es el objetivo primordial de esta tesis.

Para que todos los métodos mencionados funcionen de una forma correcta para la predicción de la magnitud de los esfuerzos in situ, se debe considerar que los datos deben ser lo más aproximado a la realidad, ya que de no ser así, producirá datos erróneos.

RECOMENDACIONES

Se recomienda determinar la magnitud de esfuerzos in situ con el apoyo de registros de polares, ya que simplifica enormemente el trabajo de estimación de los esfuerzos, aunado al bajo costo de adquisición comparado con los otros métodos presentados en esta tesis.

Este trabajo puede ser aplicado en el estudio de geopresiones de los pozos a desarrollar, dando un mejor estimado de las densidades de lodo a utilizarse en la perforación, pudiendo evitar problemas de pérdida de lodo o el tan conocido efecto globo (balloning).

NOMENCLATURA

| | |
|--------------------------------|--|
| σ | esfuerzo, psi. |
| σ_p | esfuerzo hidrostático, psi. |
| σ_n | esfuerzo normal cuando es igual a $\frac{F_n}{A''}$, psi. |
| τ | esfuerzo de corte cuando es igual a $\frac{F_p}{A''}$, psi. |
| $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ | esfuerzos principales, psi. |
| $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ | esfuerzos principales en las direcciones de los ejes x, y, y z, psi. |
| σ_{tensile} | resistencia tensiva de la roca. |
| MS | esfuerzo mínimo, psi. |
| ΔA | diferencial de A, pg^2 . |
| A | área de una sección transversal, pg^2 . |
| F | fuerza actuando a través de una sección transversal, lbf. |
| F_m | componente de F normal a una sección transversal, lbf. |
| F_p | componente de F paralela a una sección transversal, lbf. |
| (ψ) | ángulo entre dos direcciones inicialmente ortogonales, grados. |
| Γ | deformación de corte. |
| ε | deformación, adim. |
| ε_v | deformación volumétrica, adim. |
| E | módulo de Young, GPa. |
| ν | relación de Poisson, adim. |
| λ y G | parámetros de Lamè, MPa. |
| G | módulo de rigidez o módulo de corte, MPa. |
| K | módulo volumétrico, MPa. |

| | |
|-----------|---|
| C_b | compresibilidad de la roca (considerando la porosidad), 1/psi. |
| C_r | compresibilidad de la roca (sin considerar la porosidad), 1/psi. |
| α | constante elástica de Biot, adim. |
| P_c | presión de cierre de la formación, psi. |
| ISIP | presión instantánea de cierre (instantaneous shut-in pressure), psi. |
| LOP | presión de leak – off, psi. |
| MW | peso de lodo. |
| β | ángulo de fricción interna de la falla, grados. |
| γ | inclinación del pozo a partir de la vertical. |
| φ | azimut del pozo a partir del eje X. |
| θ | ángulo polar de la pared del pozo a partir del eje x (método TIM). |
| β | ángulo auxiliar para encontrar la dirección de σ_H a partir del eje X (método de TIM). |
| V_{sh} | fracción de volumen de lutitas, adim. |
| k_o | coeficiente para el resto de la tierra, adim. |
| V_p | velocidad de compresión, ft/s. |
| V_s | velocidad de corte, ft/s. |
| X, Y, Z | sistema coordinado arbitrario para el campo. |
| [A] | transformación de la matriz. |
| a, b | elementos de la matriz A. |
| e | error de cada dato ingresado, porcentaje (%). |
| E1 | recuperación de deformación horizontal máxima. |
| E2 | recuperación de deformación horizontal mínima. |
| Ev | recuperación de deformación vertical. |
| u | presión del fluido. |

BIBLIOGRAFÍA

Erling Fjaer, Rune M. Holt, Per Horsrud, Arne M. Raaen, Rasmus Risnes, “Petroleum Related Rock Mechanics”, ELSIEVER, London, 1992.

Agustín Deméneghi Colina, Roberto Magaña del Toro, Héctor Sanginés García, “Fundamentos de Mecánica del Medio Continuo”, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria, D.F., abril 2003.

M. A. Addis, et al, “Estimation of Horizontal Stresses at Depth in Faulted Regions and Their Relationship to Pore Pressure Variations”, SPE 00018023.

C.L. Cipolla, Diabin Liu, and D.G. Kyte, “Practical Application of In-Situ Stress Profiles”, Union Pacific Resources Co., SPE 28607

G. Hareland, R. Harikrishnan and N.R. Warpinski, “Comparison and Verification of Two Models which Predict Minimum Principal In-Situ Stress from Triaxial Data”, New Mexico Institute of Mining and Technology, Buenos Aires, Argentina. SPE Conference 27-29 April 1994

Harikrishnan, R., Hareland, G., “Prediction of Minimum Principal In-Situ Stress by Comparison and Verification of Four Methods”, Kuala Lumpur, Malaysia, SPE Asia Pacific Oil and Gas Conference, 20-22 March 1995.

Ing. Cuauhtémoc Soto Sánchez. “Análisis de ovalidad para la obtención de la orientación de los esfuerzos horizontales”, Universidad Nacional Autónoma de México. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, México, D.F, 1998.

Carlos Pérez Téllez, Jorge Alberto Mancilla Castillo y Camilo Libreros Muñoz, José Juan López Mata y Francis Elizabeth, “Aplicación de la Geomecánica en el Diseño de la Perforación de Pozos (Primera parte)”, revista IPMP, volumen 5, No.24 Mayo/Junio 2006.

Carlos Pérez Téllez, Jorge Alberto Mancilla Castillo y Camilo Libreros Muñoz, José Juan López Mata y Francis Elizabeth, “Aplicación de la Geomecánica en el Diseño de la Perforación de Pozos (Segunda parte)”, revista IPMP, volumen 5, No.25 Julio/Agosto 2006.

Aadnoy, B.S., Rogaland U., “Inversion Technique To Determine the In-Situ, Stress Field From Fracturing Data”, Houston, Texas, SPE 18023-MS, 2-5 October 1988.

G. H. McNally, “The Prediction of Geotechnical Rock Properties from Sonic and Neutron Logs”, University of New South Wales, 2002

Carnegie A., Thomas M., Efnik M. S., Hamawi M., Akbar M., Burton M., “An Advanced Method of Determining In Situ Reservoir Stresses: Wireline Conveyed Micro – Fracturing”, SPE 78486.

Drill Core Measurements (DCM), “Measurement of Anelastic Strain Recovery (ASR)”, documento electrónico.

Ing. Israel López Valdez, “Elementos de perforación e ingeniería de pozos”, Facultad de Ingeniería de la UNAM, Ciudad Universitaria, México D.F., 2007.