

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DE RIESGO DE LICUACIÓN DE SUELOS UTILIZANDO SÍSMICA DE REFRACCIÓN SOMERA EN LA ISLA DE BARRERA DE LA LAGUNA DE UNARE, ESTADO ANZOÁTEGUI

Trabajo Especial de Grado
Presentado ante la ilustre
Universidad Central de Venezuela por el
Br. González Díaz, Jesús Alberto para
optar al título de Ingeniero Geofísico

Caracas, junio de 2006

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DE RIESGO DE LICUACIÓN DE SUELOS UTILIZANDO SÍSMICA DE REFRACCIÓN SOMERA EN LA ISLA DE BARRERA DE LA LAGUNA DE UNARE, ESTADO ANZOÁTEGUI

Tutor Académico: Prof. Antonio Ughi

Trabajo Especial de Grado
Presentado ante la ilustre
Universidad Central de Venezuela por el
Br. González Díaz, Jesús Alberto para
optar al título de Ingeniero Geofísico

Caracas, junio de 2006

Caracas, junio 2006

CONSTANCIA DE APROBACIÓN

Los abajo firmantes, miembro del Jurado designado por el Consejo de Escuela de Geología, Minas y Geofísica, para evaluar el Trabajo Especial de Grado presentado por el Bachiller Jesús González, titulado:

“Evaluación de riesgo de licuación de suelos utilizando sísmica de refracción somera en la isla de barrera de la Laguna de Unare, Estado Anzoátegui”

Consideran que el mismo cumple con los requisitos exigidos por el plan de estudios conducente al título de Ingeniero Geofísico, y sin que ello signifique que se hacen solidarios con las ideas expuestas por el autor, lo declaran APROBADO.

Prof. José Cavada
Jurado

Prof. Janckarlos Reyes
Jurado

Prof. Antonio Ughi
Tutor

DEDICATORIA

A Dios por darme la fuerza para continuar en los momentos difíciles, a mi madre por ser mi principal fuente de motivación y a mis hermanos por ser mis modelos a seguir en todo momento, a mis lindas sobrinas por existir, y en general a todos los que creyeron en mí.....

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi Gloriosa Casa de Estudio que me brindó los mejores años de mi vida, a mi madre y hermanos por su apoyo incondicional, a todos mis profesores por darme las herramientas para poder llegar hasta aquí, a mi tutor Prof. Antonio Ughi por creer en mi, comprenderme y apoyarme en todo momento, al Prof. José Cavada por su apoyo, a Gemma Torres, Francisco Bolívar y Herman Rojas por su gran colaboración en la etapa de adquisición y a todos mis compañeros de trabajo y en especial a Liz Fillol por todo su aporte y comprensión.

RESUMEN
González D. Jesús A.

**EVALUACIÓN DE RIESGO DE LICUACIÓN DE SUELOS
UTILIZANDO SÍSMICA DE REFRACCIÓN SOMERA EN LA
ISLA DE BARRERA DE LA LAGUNA DE UNARE, ESTADO
ANZOÁTEGUI**

**Tutor Académico: Prof. Antonio Ughi. Tesis. Caracas, U.C.V. Facultad de
Ingeniería. Escuela de Geología, Minas y Geofísica. 2006, n° pág. 130**

Palabras Claves: Licuación, onda sísmica, SPT, CPT, riesgo, Laguna de Unare.

La licuación de suelos es un fenómeno en el que un suelo arenoso totalmente saturado se licua cuando la resistencia al esfuerzo cortante entre sus partículas producto del la disminución de los esfuerzos efectivos.

La presente investigación, a realizarse en la isla de barrera de la Laguna de Unare, tiene el objetivo principal evaluar la eficacia de la sísmica somera, apoyada en la geología y geostadística, para la realización de estudios de licuación de suelos. El área estudiada se encuentra entre las coordenadas geográficas: 65° 26' W hasta 65° 12' W y desde 10° 06' N hasta 10° 08' N.

Los valores de N1, N2 y N3 obtenidos son muy bajos y se encuentra en el rango de 4 a 14 golpes, lo que indica que los suelos en estudio poseen una resistencia al corte muy baja. El cálculo de número de golpes mediante la aplicación del método de sísmica de refracción somera constituye una herramienta que permite optimizar el proceso de evaluación de licuación de suelos. Al aplicar el procedimiento estándar, se determinó que la zona en estudio, pertenece a la zona I y II, con un 86 % de los valores obtenidos correspondientes a la zona I (muy alta probabilidad de licuación) y 14 % correspondientes a la zona II (alta probabilidad de licuación). Lo resultados obtenidos en la investigación indica la presencia de un conjunto de condiciones necesarias para que exista una alta posibilidad de licuación de suelos en la zona.

CAPÍTULO I

En la actualidad, debido al crecimiento acelerado de la demanda habitacional se ha generado una creciente necesidad de construir viviendas en zonas que generalmente no reúnen las condiciones físicas para tal fin, produciéndose en éstas la presencia de diferentes fenómenos que atentan contra la seguridad de las personas y sus bienes. Uno de estos fenómenos que puede presentarse es la denominada licuación de suelos, la cual consiste en que un suelo arenoso totalmente saturado se licua cuando la resistencia al esfuerzo cortante entre sus partículas disminuye a tal grado, que la mezcla agua-suelo se comporta como un semilíquido o líquido. Tal fenómeno está condicionado por la generación de presión en el agua (también reconocida como presión de poro) dentro de la masa del suelo, lo que determina la reducción de los esfuerzos efectivos y con ello la disminución y pérdida temporal de su resistencia al esfuerzo cortante. Los aumentos de presión en el agua que inducen el fenómeno de licuación son provocados por la acción de los movimientos sísmicos.

El estudio detallado y singularización del fenómeno de licuación de suelos es bastante reciente y comienza a desarrollarse a partir del año 1964 como consecuencia de dos grandes terremotos ocurridos en Niiagata, Japón y Anchorage, Alaska (Crespo, 2004).

En Venezuela diversos autores (Fiedler, 1961; Centeno, 1969; Singer *et al.*, 1983; Beltrán y De Santis, 1990; Audemard y De Santis, 1991; Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), 1991; Beltrán *et al.*, 1992; entre otros) han reportado la aparición de este fenómeno después de la ocurrencia de sismos; sin embargo, sigue siendo un área de la geociencia poco estudiada a pesar que constituye un gran riesgo de pérdidas humanas y materiales.

Los reportes sobre estudio de licuación de suelos en el país se concentran, fundamentalmente, en las zonas aledañas a los grandes sistemas de fallas como la de

Boconó y El Pilar; no obstante, la zona centro norte, como por ejemplo, la franja costera de los Estados Miranda y Anzoátegui no ha sido estudiada desde esta perspectiva. Es importante resaltar que esta región forma parte del Sistema de Fallas San Sebastián – Morón – El Pilar, adicionalmente es una franja litoral principalmente constituida por sedimentos recientes y que ha tenido un acelerado desarrollo urbanístico en los últimos 15 años. La combinación de estos tres factores completa un escenario de alto riesgo que justifica la realización de estudios de licuación con fines de evaluar las condiciones reales del lugar y realizar las debidas recomendaciones ante las autoridades y pobladores del área.

Por otro lado, los estudios de licuación de suelos se realizan mediante ensayos geotécnicos que generalmente resultan costosos, como por ejemplo: ensayo de penetración estándar “standard penetration test” (SPT) y ensayo de cono de penetración “cone penetration test” (CPT); sin embargo, la utilización de sísmica de refracción somera y perforaciones de poca profundidad plantean una alternativa de bajo costo y mayor nivel de exactitud en los resultados.

La presente investigación, a realizarse en la isla de barrera de la Laguna de Unare, tiene el objetivo dual de, en primer lugar, evaluar la eficacia de la sísmica somera, apoyada en la geología y geoestadística, para la realización de estudios de licuación de suelos en zonas urbanas, y en segundo lugar, determinar si en el área estudiada existe la posibilidad real de riesgo de licuación ante la ocurrencia de un sismo de magnitud considerable.

El área estudiada se encuentra entre las coordenadas geográficas: 65° 26' W hasta 65° 12' W y desde 10° 06' N hasta 10° 08' N, ubicada al norte del Distrito Peñalver (Estado Anzoátegui), con una extensión aproximada de 66 km². La zona de interés limita al norte con el Mar Caribe, al sur con la Laguna de Unare y el Río Unare, al este con la población de Puerto Píritu y al oeste con el pueblo de Boca de Uchire (figura 1).



Figura 1 Ubicación del área en estudio. Isla de barrera de la laguna de Unare (recuadro rojo: zona en estudio)

Entre los objetivos específicos se encuentran realizar la adquisición de datos de refracción sísmica, mediante perfiles a lo largo de la isla de barrera, para de esta manera poder determinar las velocidades de ondas sísmicas de la zona en estudio y calcular los diferentes parámetros del suelo.

Adicionalmente se tomaron muestras someras de los suelos en estudio para determinar las principales características litológicas y con toda la información se realizó un análisis comparativo entre los resultados sísmicos y geológicos, empleando la geoestadística como herramienta.

La presente investigación constituye un aporte relevante al conocimiento teórico de los estudios de suelos en Venezuela, especialmente en la zona de la Laguna de Unare del Estado Anzoátegui, donde no existen estudios previos de este tipo lo que representa una preocupación para los habitantes de este sector. De esta manera, se contribuye a incrementar el conocimiento más detallado con respecto a la geología superficial de la Laguna de Unare.

Desde el punto de vista metodológico, la investigación permitirá el desarrollo de un método óptimo en el aspecto técnico y económico, mediante la integración de métodos geofísicos y geotécnicos que podrá ser utilizada en investigaciones futuras.

La realización del estudio de riesgo de licuación de suelos, en la isla de barrera de la Laguna de Unare, permitirá determinar las zonas de mayor riesgo de licuación y de esta manera constituir un aporte social en el desarrollo de procesos progresivos de ordenamiento territorial.

1.2 MARCO GEOLÓGICO

1.2.1 Estratigrafía regional

La zona estudiada se encuentra ubicada en la planicie costera del Estado Anzoátegui, que incluye el complejo de laguna-barrera litoral de Unare y el Delta del Río Unare, de edad probable Holoceno Tardío.

El plano costero del Estado Anzoátegui limita al norte con el mar Caribe, mientras hacia al sur, sus depósitos cuaternarios están en contacto discordante con rocas terciarias y en menor proporción cretácicas, que constituyen el piedemonte septentrional de las últimas estribaciones de la Serranía del Interior Central (González de Juana et al., 1980).

Al analizar el mapa geológico simplificado del norte del Estado Anzoátegui, se observan áreas de afloramiento de las rocas terciarias y cretácicas, así como los rasgos estructurales más importantes de la región. Específicamente en la zona en estudio, en las inmediaciones de las lagunas de Píritu y Unare, destaca la estrecha franja de orientación este-oeste, en donde aflora exclusivamente la Formación Quebradón, mientras que en el Morro de Unare aflora el Grupo Guayuta y el Complejo Chacual y más hacia el sur aflora extensamente la Formación Quiamare (González de Juana et al., op. cit.).

La Formación Quebradón es de edad Oligoceno Tardío a Mioceno Medio y aflora a lo largo del borde norte de la Cuenca de Guárico, desde las cercanías de El

Pao en el Estado Cojedes en el oeste, hasta las cercanías de Píritu en el Estado Anzoátegui, en el este. Su litología consiste principalmente en lutitas mal estratificadas y poco resistentes a la erosión, de color variable entre azul-gris y negro, en parte carbonáceas, con lignitos delgados intercalados localmente. Adicionalmente, se hallan areniscas interestratificadas de grano variable usualmente impuras, formando capas de 20 a 80 cm de espesor, aunque alcanzan localmente los 10 m. Las estructuras más comunes son la estratificación y laminación cruzada, y las rizaduras en el tope de las capas de areniscas. Las capas gruesas de conglomerados de la sección tipo no se observan más al oeste (Evanoff, 1951). El espesor de la Formación Quebradón es de 1.070 m en la sección tipo, que disminuye a 750 m hacia el este, y aumenta a 1.370 m hacia el oeste.

1.2.2 Teorías sobre la formación de la isla de barrera de Unare

En la actualidad diversos autores han escrito acerca de la formación de la isla de barrera de Unare existiendo entre ellos marcadas discrepancias. Balda y Seiglie (1964), por ejemplo, sostienen que fue necesaria la elevación del nivel del mar durante la última glaciación para permitir la formación de una geometría adecuada que junto con la trasgresión marina en el Holoceno, crearon las condiciones propicias para que la influencia de la corriente marina que discurre paralela a la costa y los aportes del Río Unare, configuraran la barra que separa la albufera del mar.

Benítez (1975), por su parte, sostiene que la barrera se formó por el crecimiento de un espigón de arena a través de la bahía y está delimitada por tres etapas debidas a la existencia de dos playas antiguas. Durante la formación de las dos primeras etapas, ocurría en la zona una lenta subsidencia.

Espinoza y Daza (1985) destacan que los sedimentos de grano fino depositados en la Plataforma de Unare son de origen continental provenientes de las

descargas de los Ríos Tuy, Unare y Neverí, así como también producto de la erosión costera ocasionada por la acción del mar.

En la zona estudiada destacan tres macroambientes sedimentarios, que describen de forma general la geomorfología de esta área (Delta del Río Unare, Laguna de Unare y barrera litoral asociada).

CAPÍTULO II

2.1 MARCO TEÓRICO

2.1 Licuación de suelos

La licuación es la disminución sustancial y temporal de la resistencia al corte del terreno principalmente como consecuencia de la acción de ondas de corte sísmicas sobre él. Este fenómeno se considera un proceso no drenado, es decir, se presenta generalmente entre capas lutíticas que evitan que el agua salga del estrato licuado, y mayormente ocurre en suelos de comportamiento granular que tengan una distribución de partículas uniforme y con cierta cantidad o contenido de materiales finos como limos o arcillas, es decir, gravas y arenas bien gradadas, arenas finas y arenas limosas (Crespo, 2004).

Entre las condiciones necesarias que se deben reunir para que los suelos granulares experimenten el fenómeno de licuación se encuentran: gradación uniforme y redondez de sus partículas, deben estar sueltos y sometidos a elevados esfuerzos de confinamiento, el material debe poseer baja densidad, debe estar ubicado por debajo del nivel freático, lo cual le confiere la condición de ser un sedimento saturado, y principalmente, debe estar sometido a la acción de fuerzas dinámicas como las que generan los sismos. A medida que en un terreno granular el contenido de finos aumenta, disminuye la propensión a la licuación (Crespo, op. cit.).

Se dice que un suelo arenoso totalmente saturado se licua cuando la resistencia al esfuerzo cortante entre sus partículas disminuye a tal grado que la mezcla agua-suelo se comporta como un semilíquido o líquido. Tal fenómeno está condicionado por la generación de presión en el agua, también reconocida como presión de poro, dentro de la masa del suelo, lo que determina la reducción de los esfuerzos efectivos; y con ello, la disminución y pérdida temporal de su resistencia al esfuerzo cortante (Crespo, op. cit.). Los aumentos de presión en el agua, que

inducen el fenómeno de licuación, son provocados por la acción de movimientos sísmicos que contengan la energía suficiente para producir el trabajo mecánico en el esqueleto mineral del suelo, que genere un incremento en la presión de poros suficiente para producir el fenómeno.

Una característica muy importante que indica la ocurrencia de licuación de suelos es la expulsión de una mezcla agua-suelo a través de “pequeños volcancitos” o grietas que se forman en la superficie del terreno (Crespo, 2004).

En teoría las gravas limpias o con pocos finos son tan susceptibles a la licuación como las arenas (Seed et al., 2003), pero pocas veces han estado involucradas en este fenómeno porque su permeabilidad es alta, su relación de vacío casi siempre es baja y su resistencia residual alta. Las arenas finas uniformes son los suelos más propensos a sufrir el fenómeno de licuación.

En forma general son susceptibles a licuación los depósitos fluviales, las planicies aluviales, las playas, los estuarios y los rellenos granulares sin compactación.

El fenómeno de licuación de suelos tiene un potencial destructivo muy alto. En muchos países, ha causado daños severos en obras de ingeniería, infraestructura y vivienda; tales son los casos reportados durante los sismos de Michoacán, 1985 y Manzanillo, 1995 en México; Niigata, 1964 y Kobe, 1995 en Japón; Anchorage 1964 en Alaska y California, 1994 en E.U.A; por citar sólo algunos casos.

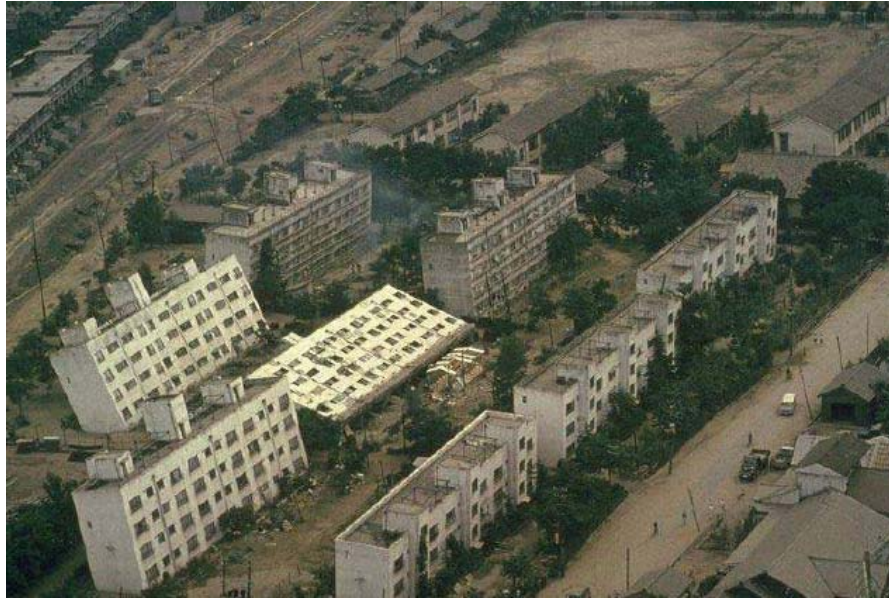


Figura 2. Licuación de suelos Terremoto Niigata 1964



Figura 3. Pérdida de capacidad portante

Para la identificación de terrenos licuables, usualmente se emplea el “Método Simplificado” (Seed, 1971) el cual ha sido mejorado gradualmente con el tiempo a

medida que ocurren más terremotos y pueden relacionarse mejor las condiciones de campo de los terrenos licuables con los avances en la teoría y en los laboratorios.

Desde 1971, cuando fue propuesto por primera vez, el llamado Método Simplificado (Seed y Idriss, 1971) ha sido el método más usado para determinar posibilidad de licuación de una zona. Este método se basa en la investigación y comparación de las propiedades de los terrenos que sufrieron licuación en el pasado bajo un evento sísmico dado, con la de aquellos otros terrenos que habiendo estado también sometidos a sismos no presentaron licuación (Crespo, 2004). Para la determinación de las propiedades de los terrenos se emplean ensayos en sitio tales como ensayo de penetración estándar (SPT) y el cono estático (CPT) los cuales son empleados para la determinación de la velocidad de ondas de corte de los suelos.

La licuación se produce debido a dos tipos de mecanismos que generan el aumento de la presión de poros, estos mecanismos son: licuación de flujo y movilidad cíclica.

La licuación de flujo, consiste en la pérdida repentina de casi toda la resistencia al corte de un sector del terreno como consecuencia de la disminución de esfuerzos efectivos, causada por el aumento de la presión de poros, principalmente en suelos granulares sueltos que se hallaban previamente sometidos a esfuerzos de cortes importantes de origen estático, tales como los existentes en taludes inclinados, o debidos a cargas en superficie, etc. Este mecanismo es poco frecuente (Kramer 1996, 2001) pero es el que trae consigo peores consecuencias.

El mecanismo de movilidad cíclica da origen a los corrimientos laterales. Este mecanismo puede producirse en suelos granulares, sueltos o densos, bajo esfuerzos cortantes previos, nulos o moderados, de origen estático, y consiste en la acumulación de deformaciones laterales del terreno que puede llegar a ser intolerable para la estructura que éste soporta. Este mecanismo ocurre principalmente en terrenos poco

inclinados, donde las deformaciones laterales durante el sismo se acumulan en dirección de la pendiente arrastrando consigo o empujando las estructuras en contacto.

Existe otro fenómeno que es una posible consecuencia del mecanismo anterior, el cual consiste en que una vez ocurrida la licuación en algún estrato profundo, las presiones de poros allí generadas se disipan mediante una malla de flujo unidimensional, vertical y hacia arriba. Esto produce dos efectos; el primero es el asentamiento del estrato licuado, y el segundo la pérdida de esfuerzos efectivos creada por el escurrimiento del agua hacia la superficie, a través de estratos superiores no licuados donde se pudiera llegar incluso a una condición de gradiente crítico (arena movediza) temporal.



Figura 4. Inestabilidad de muro de sedimentos, Terremoto de Kobe 1995

2.2 Sísmica de refracción

La prospección con métodos sísmicos consiste en explorar el subsuelo mediante ondas sísmicas. La generación de ondas sísmicas se realiza por medio de una explosión o por medio de un rompedor de caída denominado fuente, la onda transita a través de un medio de propagación (rocas, aire, agua) y es recibida en un elemento detector-registrador de las ondas denominado receptor, que permite una vez analizadas las ondas registradas, obtener información de las propiedades elásticas y morfológicas del medio de propagación.

Las ondas sísmicas son ondas mecánicas y elásticas, debido a que las deformaciones causadas al medio en que se propagan no son permanentes. La deformación está constituida por una alternancia de compresión y dilatación de tal manera que las partículas del medio se acercan y se alejan respondiendo a las fuerzas asociadas con las ondas, como por ejemplo en un elástico extendido. Su propagación se describe por la ecuación de ondas. La velocidad de la onda sísmica depende de los parámetros elásticos del medio en que se propaga.

2.2.1 Ondas sísmicas

Se distinguen las ondas sísmicas internas y las ondas sísmicas superficiales.

Las ondas internas o corpóreas son:

- Ondas P u ondas longitudinales u ondas de compresión
- Ondas S u ondas transversales u ondas de cizalla

Las principales ondas superficiales son:

- Ondas de Love
- Ondas de Rayleigh

2.2.2 Ondas P

Las partículas de una onda P o de compresión oscilan en la dirección de la propagación de la onda; estas ondas son parecidas a las ondas sonoras ordinarias. Las ondas P son más rápidas que las ondas S, es decir, después de un sismo en un registro se pueden observar primero las llegadas de las ondas P y posteriormente las ondas S y superficiales. La velocidad de las ondas P se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

$$v_p = \sqrt{\frac{k + 4/3\mu}{\delta}}, \text{ donde}$$

- k = compresibilidad
- μ = módulo de rigidez
- δ = densidad del medio, en que se propaga la onda P.

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\delta}}, \text{ donde}$$

- λ y μ = constantes de Lamé
- δ = densidad del medio, en que se propaga la onda P.

2.2.3 Ondas S

Las partículas de una onda S o de cizalla oscilan perpendicularmente a la dirección de propagación. Se distingue las ondas S_h , cuyas partículas oscilan en el plano horizontal y perpendicular a la dirección de propagación, y las ondas S_v , cuyas partículas oscilan en el plano vertical y perpendicular a la dirección de propagación. En las ondas S polarizadas sus partículas oscilan en un único plano perpendicular a su dirección de propagación. La velocidad de la onda S se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu}{\delta}}, \text{ donde}$$

- μ = módulo de rigidez
- δ = densidad del medio, en que se propaga la onda s.

$$v_s = \sqrt{E/\delta * [2(1 + \sigma)]^{-1}}, \text{ donde}$$

- E = módulo de elasticidad
- δ = densidad del medio, en que se propaga la onda s.
- σ = constante de Poisson.

2.2.4 Ondas Rayleigh

Rayleigh en el año de 1885 predijo la presencia de ondas superficiales describiendo matemáticamente el movimiento de ondas planas en un espacio semi-infinito elástico. Las ondas Rayleigh causan un movimiento rodante parecido a las olas del mar y sus partículas se mueven en forma elipsoidal en el plano vertical, que pasa por la dirección de propagación. En la superficie el movimiento de las partículas es retrógrado con respecto al avance de las ondas. La velocidad de las ondas Rayleigh (v_{Rayleigh}) es menor que la velocidad de las ondas S (transversales) y es aproximadamente $v_{\text{Rayleigh}} = 0,9 v_s$ (Dobrin, 1960).

2.2.5 Ondas Love

Love en el año de 1911 descubrió la onda superficial que lleva su nombre, estudiando el efecto de vibraciones elásticas en una capa superficial. Estas ondas requieren la existencia de una capa superficial de menor velocidad en comparación a las formaciones subyacentes, es decir, un gradiente de velocidad positivo (la velocidad se incrementa con la profundidad). Las ondas Love son ondas de cizalla que oscilan sólo en el plano horizontal, es decir, son ondas de cizalla horizontalmente

polarizadas. La velocidad de las ondas Love es aproximadamente $v_{\text{Love}} = 0,9 v_s$ (Dobrin, 1960).

Las ondas internas se extienden en tres dimensiones, mientras que las ondas superficiales se extienden sólo en dos dimensiones. Las velocidades de las ondas internas y superficiales están relacionadas de la siguiente forma: $V_p > V_s > v_{\text{Love}} > V_{\text{Rayleigh}}$. Generalmente para las amplitudes (A) de las ondas vale el orden inverso: $A_{\text{Rayleigh}} > A_{\text{Love}} > A_s > A_p$. Como las amplitudes de las ondas superficiales disminuyen con la profundidad del foco, la razón entre las amplitudes de las ondas superficiales y las amplitudes de las ondas internas indica aproximadamente la profundidad del foco (Dobrin, op. cit.).

Las ondas superficiales están caracterizadas por la dispersión, es decir, la velocidad de las ondas superficiales depende de su frecuencia y de su longitud de onda. En una onda afectada por dispersión, distintas longitudes de onda se propagan con diferentes velocidades, apareciendo como un tren de eventos, cuyos ciclos sucesivos son de períodos que se incrementan o disminuyen.

Los parámetros característicos de las rocas que se determinan con los métodos sísmicos son la velocidad de las ondas P y S, el coeficiente de reflexión, la densidad, entre otros. Las principales propiedades de las rocas que influyen en estos parámetros son:

- Petrografía, contenido en minerales.
- Estado de compactación.
- Porosidad = porcentaje o proporción de espacio vacío (poros) en una roca.
- Relleno del espacio vacío, es decir, de los poros con aire, agua, petróleo, gas.
- Textura y estructura de la roca.
- Temperatura.
- Presión.

Una variación en una de estas propiedades de las rocas puede ser relacionada por ejemplo con un límite entre dos estratos litológicos, con una falla o una zona de fallas, con un cambio en el relleno del espacio poroso de la roca, etc.

El comportamiento y la trayectoria de las ondas sísmicas que se propagan en el subsuelo se puede presentar:

- Por un perfil, que incluye punto de disparo y varios detectores (geófonos) alineados en la superficie terrestre y que ilustra la penetración de los frentes de onda o de los rayos de ondas respectivamente en las formaciones geológicas del subsuelo.
- Por un gráfico del tiempo de la primera llegada de la onda sísmica en función de la distancia desde el punto de disparo hacia los geófonos, gráfico distancia-tiempo.

Los métodos de prospección sísmica se pueden clasificar según el tipo de ondas utilizadas para obtener información de subsuelo. De acuerdo a este criterio se tienen métodos basados en: ondas reflejadas, ondas cónicas o refractadas críticamente, ondas directas y ondas superficiales.

Cuando se efectúa un registro sísmico, casi siempre es inevitable que se reciban y graben todos estos tipos de ondas; sin embargo, sólo uno de ellos es considerado útil, en función del objetivo del estudio. Las ondas consideradas útiles se denominan “señal”, mientras que las ondas de otro tipo se denominan “ruido”. Por ejemplo, en el método de reflexión, sólo se consideran útiles las ondas sísmicas reflejadas, mientras que las cónicas, directas y superficiales se consideran ruido. Por otro lado, cuando se utilizan métodos basados en ondas superficiales, éstas son consideradas “señal” y las ondas reflejadas forman parte del “ruido”.

Al generar ondas sísmicas artificialmente (vibraciones mecánicas) sobre o cerca de la superficie y observar su tiempo de llegada en las estaciones de observación (geófonos) alineadas a lo largo de un perfil, se puede reconstruir el recorrido de las ondas en el subsuelo y localizar discontinuidades como límites litológicos o fallas. Al producirse el disparo, las ondas se transmitirán a través del terreno, una onda (rayo directo) irá por la superficie y llegará a los geófonos con velocidad V_1 . Otras después de recorrer la capa 1 con velocidad V_2 se refractarán atravesando la capa inferior siguiendo la ley de Snell:

$$\frac{\text{sen } i_c}{V_1} = \frac{\text{sen } i_r}{V_2}$$

con i_c ángulo incidente, e i_r ángulo transmitido.

Por último, ciertas ondas se refractarán en la superficie de separación de las dos capas; esto ocurre cuando se produce el fenómeno de refracción crítica o total, para lo cual es necesario que la velocidad de propagación aumente con la profundidad. En la figura 2 puede observarse que el ángulo para el que se producirá la refracción crítica es $i_c = \arcsen(V_1/V_2)$.

Ahora bien, como cada punto alcanzado por una onda se puede considerar como centro emisor de ondas secundarias, habrá una onda secundaria que llegará a un punto de la superficie y será registrada por uno de los geófonos.

Finalmente, se mide el tiempo transcurrido entre el momento del disparo y la llegada de la primera perturbación a cada geófono. Las primeras en llegar son las ondas directas; sin embargo, a partir de un punto (distancia crítica) llegan primero las ondas refractadas, es decir, las que circulan por los niveles inferiores del subsuelo. Estas ondas compensan la mayor distancia recorrida con la mayor velocidad a la cual realizan el recorrido.

En la figura 2 se puede observar la geometría general de los perfiles sísmicos.

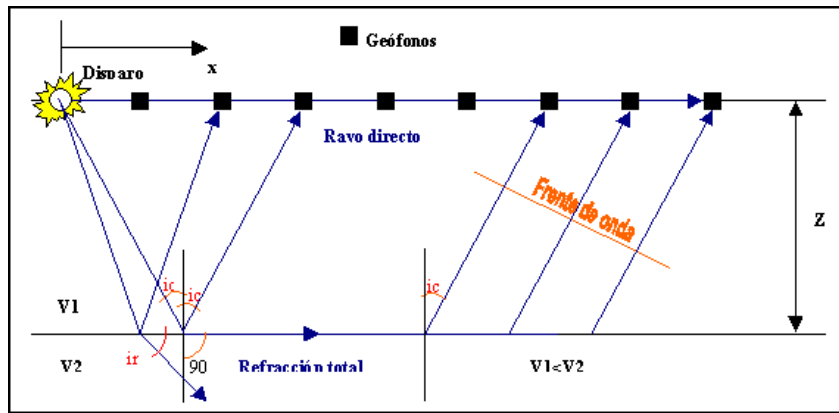


Figura 5. Técnica de sismica de refracción en modelo de dos capas. Tras producirse el disparo unas ondas se desplazan directamente por la superficie -ondas directas- mientras que otras atraviesan el terreno experimentando fenómenos de reflexión y refracción en las separaciones entre capas. Algunas de las ondas refractadas se mueven a través de la separación entre capas y vuelven a la superficie. A partir de cierta distancia las ondas refractadas llegan antes que las directas a los geófonos.

En general los métodos geofísicos aportan datos para aproximarse a la solución de problemas geológicos, mineros y geotécnicos, que se suman a los proporcionados por geología de superficie, perforaciones, ensayos de penetración, ensayos estáticos, etc.; con la combinación de estos datos resulta eficiente la solución del problema.

Los métodos de exploración sísmica en muchos casos son utilizados porque permiten reducir costos y tiempo con relación a las perforaciones. Ellos no sustituyen a las perforaciones, simplemente hacen disminuir su número. A continuación se presenta una lista de ventajas y desventajas de la prospección por refracción con respecto a las perforaciones:

Ventajas

- Reducción de costos por metro de profundidad y por sondeo.
- Mayor rapidez de ejecución.
- Puede efectuarse aún en terrenos con grandes pendientes.

- No requiere maquinaria compleja ni pesada.
- La operación de los instrumentos es relativamente sencilla.
- Menor cantidad de mano de obra.
- No requiere apertura de vías de acceso ni acondicionamiento del terreno para operar la maquinaria. Sólo es necesario la apertura de trochas para la colocación del cable y los receptores si la vegetación es muy densa.
- Los datos obtenidos reflejan las propiedades promedio de un volumen del subsuelo, es decir, no son puntuales.

Desventajas

- Resolución baja, es decir, no es capaz de diferenciar estratos muy delgados o de propiedades elásticas similares.
- No proporciona información unívoca de la litología.
- Su efectividad decrece al aumentar la profundidad a estudiar.
- En ocasiones es necesario el uso de explosivo para obtener registros sísmicos de mejor calidad.
- Si se usa explosivo es necesario abrir huecos de cierta profundidad, dependiendo del espesor de la capa meteorizada, para colocar la carga.
- El mantenimiento y reparación de los equipos electrónicos de medición resultan bastante complejo.
- Los estudios de este tipo resultan inútiles en zonas de litología lateralmente heterogénea o estructuralmente compleja, en masas rocosas ígneas y metamórficas, y en zonas de fuerte atenuación de onda sísmica.

2.3 Principios de la teoría de elasticidad

Una perturbación sobre un medio elástico, en función del tiempo (p. ej. un sismo, el impacto de un meteorito, una explosión nuclear, el golpe de un martillo

sobre el suelo) genera ondas elásticas. Estas perturbaciones producen cambios locales en esfuerzo y deformación.

Para entender la propagación de las ondas elásticas es necesario describir cinemáticamente la deformación del medio y las fuerzas resultantes – esfuerzos. La relación entre deformación y esfuerzo está gobernada por las constantes elásticas. La relación de estas perturbaciones con el tiempo lleva a la ecuación de las ondas elásticas.

2.3.1 Esfuerzo

Se define como la fuerza por unidad de área. Así, cuando una fuerza es aplicada a la superficie exterior de un cuerpo, el esfuerzo es la relación de la fuerza en el área sobre la cual es aplicada:

$$\text{Esfuerzo} = \text{Fuerza} / \text{Área} = F / A$$

Si la fuerza es perpendicular al área se llama esfuerzo normal de compresión. Cuando la fuerza es tangencial al área el esfuerzo se conoce como esfuerzo cortante o de cizalla.

2.3.2 Deformación

Cuando un cuerpo elástico está sujeto a esfuerzos ocurren cambios en la forma y en las dimensiones. Estos cambios se conocen como deformaciones. Así, la deformación se define como un cambio relativo en la dimensión (volumen) o forma un cuerpo. La deformación primaria (o elemental) es la deformación normal y se produce en dirección del eje cartesiano. La deformación de cizalla se define como la combinación de deformaciones en los planos xy, xz o zy.

Los cambios en las dimensiones dadas por las deformaciones normales resultan de los cambios en el volumen, cuando el cuerpo es deformado. El cambio en volumen por unidad de volumen es llamado dilatación.

2.3.3 Ley de Hooke

Para calcular las deformaciones cuando los esfuerzos son conocidos, se debe conocer la relación que existe entre el esfuerzo y la deformación. Cuando las deformaciones son pequeñas esta relación está dada por la Ley de Hooke, la cual establece que, dada una deformación, ésta es directamente proporcional al esfuerzo producido. Cuando existen varios esfuerzos, cada uno produce deformaciones, independiente de los otros esfuerzos, entonces el total de las deformaciones es la suma de las deformaciones individuales producidas por cada esfuerzo.

Se tiene λ y μ son las constantes elásticas de Lamé

2.3.4 Módulo de rigidez

Es una medida a la deformación de cortante. Los líquidos no oponen resistencia a la cizalla, por lo tanto $\mu = 0$.

$$\mu = Vs^2 \rho$$

2.3.5 Parámetro de Lamé

Ecuación del parámetro de Lamé

$$\lambda = Vs^2 \rho - 2\mu$$

2.3.6 Constantes elásticas en medios isotrópicos

Las constantes que describen el comportamiento elástico en un medio isotrópico son los módulos de Lamé y de rigidez. Existen tres módulos adicionales que permiten describir también el comportamiento elástico en términos de los dos primeros módulos, ellos son:

1. Módulo de elasticidad, E .
2. Módulo de incompresibilidad, K .
3. Cociente de Poisson, σ .

En la litosfera las rocas se aproximan a medios isotrópicos, es decir que no lo son completamente. Especialmente las rocas sedimentarias y metamórficas presentan anisotropías. Por ejemplo, las rocas sedimentarias presentan diferencias en sus propiedades si son medidas en planos paralelos o perpendiculares al plano de estratificación (Briceño & Cuellar, 1991).

2.3.7 Módulo de elasticidad o de Young (E)

Es la cantidad de esfuerzo por unidad de deformación.

$E = \text{Esfuerzo} / \text{Deformación}$

$E = \text{Fuerza por unidad de área} / \text{Cambio en longitud por unidad de longitud.}$

$$E = \frac{\mu(3\lambda + 2\mu)}{\mu + \lambda}$$

2.3.8 Módulo de volumen o módulo de incompresibilidad (K)

Es una medida de la resistencia de los materiales elásticos a la compresión, es

decir, al cambio de volumen sin que varíe su forma. Si un cuerpo está sometido a esfuerzo de compresión en todas las direcciones, su volumen disminuirá. Así, el módulo de incompresibilidad es la relación entre el esfuerzo y el cambio unitario de volumen.

$K = \text{Esfuerzo} / \text{deformación}$

$K = \text{Presión} / \text{Cambio volumen por unidad de volumen}$

$$K = \frac{3\lambda + 2\mu}{3}$$

$$K = Vp^2 \cdot \rho - \frac{4}{3}\mu$$

3.3.9 Cociente de Poisson (σ)

Es la relación entre las deformaciones unitarias transversal y longitudinal.

$$\sigma = \frac{\lambda}{2(\lambda + \mu)}$$

$$\sigma = \frac{0.5 - \left(\frac{Vs}{Vp}\right)^2}{1 + \left(\frac{Vs}{Vp}\right)^2}$$

La relación de Poisson es una medida de la contracción lateral del material. En el caso de materiales elásticos varía entre 0 y 0,5. Como los líquidos no oponen resistencia a esfuerzo cortante, $\mu = 0$, entonces $\sigma = 1/2$. Valores en el rango $0 < \sigma < 0,05$ corresponden a rocas muy duras; y rocas alrededor de 0,45 son muy blandas.

Para suelos, Salem (2000) encontró que: (1) valores de σ inferiores a 0,5 en suelos superficiales pueden indicar presencia de humus, sedimentos o suelos arcillosos; (2) valores alrededor de 0,1 en superficie pueden indicar saturación de aire o arenas de cuarzo puro; (3) el cociente de Poisson aumenta con la profundidad, lo que puede deberse a que los suelos y sedimentos cerca de la superficie son más jóvenes y más compresibles que los suelos a mayores profundidades, menos compresibles y más plásticos. Adicionalmente, el mismo autor presentó una revisión de los estudios teóricos y experimentales relacionados con el cociente de Poisson, de la cual se extrajeron los siguientes resultados relacionados con suelos y depósitos sedimentarios:

Tabla 1. Relaciones de cocientes de Poisson (Salem, 2000)

Estudio	Resultados
Stokoe & Woods (1972)	$\sigma = 0,31$ para sedimentos no consolidados y no saturados
Davis & Schulteiss (1980)	Rango entre $0,4982 < \sigma < 0,4997$ para arcillas
Stuempel <i>et al.</i> (1984) Meissner <i>et al.</i> (1995)	$\sigma = 0,49$ para sedimentos superficiales, arcillosos y saturados
Tiab & Donaldson (1996)	Rango $0,14 < \sigma < 0,41$ para diferentes litologías y grados de saturación

CAPÍTULO III

3.1 NOCIONES BÁSICAS DE LOS SUELOS

Los suelos son el resultado de la alteración superficial de las rocas por acción de la meteorización química, mecánica o biológica, esta última debido a la acción de los organismos que viven en el suelo como los vegetales, bacterias, hongos, etc. El factor climático es el principal condicionante de la composición y estructura final del suelo, la ciencia que estudia el suelo como tal es la edafología.

Los suelos están constituidos por un conjunto de elementos tales como: materia orgánica, agua, gases y granos de diversos tamaños que pueden haber sufrido transporte por diversos factores como el agua y el viento. La fuerza de cohesión entre sus partículas es muy pequeña en comparación con una roca.

A continuación se presenta una tabla de la clasificación granulométrica según el tamaño de las partículas que pueden conformar un suelo:

Granulometría	
Tipo de grano	Tamaño
Bloques	1 m ³
Bolos	Φ 10 cm a 30 cm
Gravas	>40cm
Gravillas	>2cm
Arenas	Φ 2 mm a 0,06
Limos	Φ 0,06 mm s 0,002
Arcillas	< 0,002 mm. = 2 μm.

Tabla 2. Clasificación granulométrica (Φ = diámetro de la roca)

3.2 Clasificación de los suelos según las velocidades de onda P

En la actualidad existen muchas relaciones que clasifican los tipos de suelos según las velocidades de ondas, a continuación presentamos una tabla tomada del trabajo Salem, 2000.

Tabla 3. Rango de velocidades típicas de ondas P (Salem, 2000)

Medio	C _p , m/s
Material superficial meteorizado	305 a 610
Gravas, guijo, arenas (seca)	468 a 915
Arena (húmeda)	610 a 1830
Arcilla	915 a 2750
Agua (dependiendo de la T° y contenido de sales)	1430 a 1680
Agua de mar	1460 a 1530
Arenisca	1830 a 3970
Shale (roca arcillosa que se parte en laminas)	2750 a 4270
Tiza (Chalk-arcillas)	1830 a 2970
Caliza (Limestone)	2140 a 6100
Sal	4270 a 5190
Granito	4580 a 5800
Rocas metamórficas	3050 a 7020

3.3 Ensayos Geotécnicos

Los principales ensayos geotécnicos empleados para la determinación del fenómeno de licuación de suelos están constituidos por herramientas que penetran en el mismo para recabar una serie de datos que permitirán conocer de forma directa las propiedades físicas del terreno y a través de ensayos de laboratorio se podrán conocer las propiedades químicas. A grandes rasgos se pueden diferenciar dos tipos de ensayos de penetración, uno el ensayo de penetración estándar (SPT) y el otro el de los conos tanto estáticos como dinámicos (CPT). A continuación se describen de una manera detallada los principales ensayos geotécnicos empleados en el estudio de suelos:

3.4 Ensayos de penetración y tipos de penetrómetros dinámicos

3.4.1 Ensayo de penetración dinámica

Este tipo de ensayo consiste en una punta que es golpeada repetidamente para así penetrar en el suelo y conocer la resistencia de este a la penetración, dicha punta consta de un cono cuyo ángulo suele ser de entre 60° y 90° al que se le denomina “puntaza”. En un principio estos penetrómetros fueron concebidos para apreciar la compactabilidad de los suelos sin cohesión, de los cuales era muy difícil tomar muestras inalteradas. Los resultados obtenidos se deben tratar con mucho cuidado debido a que el suelo puede refluir por encima de la punta, como consecuencia de la presencia de agua intersticial en suelos poco permeables o por la fricción lateral.

El varillaje empleado en este tipo de ensayo debe de ser de diámetro inferior a la base para así evitar en lo posible el rozamiento lateral del tren de varillas. El golpeteo es producido por la caída guiada de una “maza” de peso variable según el penetrómetro que golpea, la cabeza es impactada y transmite el golpe a la punta que va atravesando el terreno según su dureza.

3.4.1.1 Principios físicos

Los penetrómetros se basan en el principio físico de la conservación de la cantidad de movimiento, adicionalmente se supone que el choque de la “maza” con la cabeza de impacto es completamente plástico, es decir no se produce el rebote al impactar.

La cantidad de movimiento de la “maza” puede ser calculada mediante la siguiente ecuación:

$$Mv = M\sqrt{2gH}$$

Siendo M el peso de la maza dada en kilogramos y $\sqrt{2gH}$ la velocidad en caída libre de un cuerpo, en este caso la maza.

Aplicando posteriormente otro de los principios de mecánica “La diferencia de energía cinética es igual al trabajo efectuado” en este caso la maza pasa de poseer una energía potencial en el momento inicial a tener energía cinética en el momento final que se transmitirá al cono que penetrará en el suelo, recibiendo de éste una resistencia a la penetración que deriva de este concepto. La resistencia a la penetración del terreno será por tanto:

$$R_d = \frac{M^2 \cdot H}{(M + P) \cdot A \cdot e} \quad (1)$$

Siendo:

M: el peso de la maza en kilogramos.

P: es el peso del varillaje en kilogramos.

e: espacio recorrido por la puntaza entre el número de golpes dados

H: altura a la que cae la maza y golpea a la cabeza de impacto

A: área de la puntaza en cm^2

En los penetrómetros dinámicos se emplea la siguiente fórmula: (en $\text{N}=\text{kg}\cdot\text{m}/\text{s}^2$)

$$Q = \frac{M^2 \cdot g \cdot H}{(M + U) \cdot e} \quad (2)$$

La resistencia dinámica en la punta será entonces $q = Q/A$ en Pa. Siendo **A** el área de la punta, **U** la masa del varillaje y **g** la gravedad.

En la actualidad se emplea para el penetrómetro Borro y los penetrómetros dinámicos las siguientes fórmulas para calcular la carga resistente:

$$q_a = \frac{W \cdot g \cdot H}{A \cdot e} \qquad q_d = \frac{g \cdot H \cdot M^2}{(M + U) \cdot A \cdot e}$$

Siendo:

q_a y q_d = valores de resistencia en Pa (N/m^2). (q_a = resistencia específica)

M = es la masa de la maza

U = es la masa del varillaje

H = altura de caída de la maza

e = penetración media por golpe

A = área de la puntaza

g = gravedad $9,81 \text{ m/s}^2$

3.4.1.2 Partes del penetrómetro

Cono: Es una pieza de acero en forma cónica con un ángulo de 90° ; los hay de dos modelos: uno recuperable y otro no.

Varillaje: Se denomina así a todo el conjunto de varillas que se utilizan para transmitir la energía de golpeo.

3.4.1.3 Dispositivos de golpeo

Maza: Cuerpo pesado de acero que se eleva para conseguir el golpeo.

Cabeza de impacto: Cuerpo de acero que recibe el impacto de la maza y que está unido solidariamente al varillaje.

Guiadera: Es el elemento que guía la maza en su caída.

Sistema de elevación y escape: Es el mecanismo por el cual se eleva la maza y también se suelta.

Martillo de golpeo: Dispositivo de golpeo automático en el que la maza, la cabeza de impacto, la guiadera y el sistema de elevación y escape están integrados en un mismo elemento. Permite izar la maza y liberarla siempre a la misma altura sin producir movimientos sobre el varillaje de forma que la caída por la guiadera sea totalmente libre y la energía transferida a la cabeza de impacto sea siempre la misma en todos los golpes. Es el sistema que hace que exista una frecuencia de golpeo uniforme.

Guía soporte: Pieza que asegura la verticalidad y el soporte lateral en el tramo de varillaje que sobresale del suelo.

3.4.1.4 Instrumentos de medida

Contador de golpes: Es el dispositivo que permite realizar un conteo automático de los golpes.

Escala de profundidad: Es el instrumento que permite al equipo tener una referencia de profundidad de avances.

Referencia de verticalidad: Permitirá observar en grados o en porcentaje la inclinación de la verticalidad del varillaje mediante un inclinómetro.

Medidor del par: Permitirá la medida de N.m del par necesario para girar el varillaje. La exactitud de su medida será comprobada periódicamente.

En la figura 6 se observa un esquema general del penetrómetro dinámico

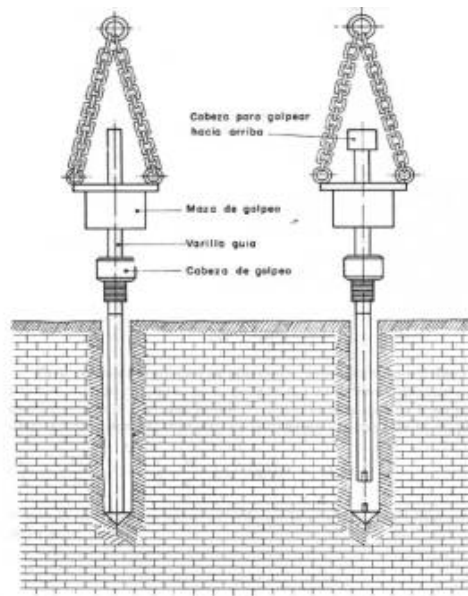


Figura 6. Penetrometro dinámico

La selección del punto de ensayo con el fin de que no haya perturbaciones en el mismo debe distanciarse por lo menos metro y medio de cualquier otro punto ya ensayado y en el caso de existir sondeos previos la separación deberá cumplir esta condición como mínimo:

$$\text{Distancia} \geq 25D$$

Siendo D el diámetro del sondeo realizado.

En el punto seleccionado se colocará el dispositivo de golpeo de tal manera que quede centrado y vertical la guidera y el soporte guía. Adicionalmente, antes de proceder al ensayo las desviaciones de la verticalidad no deben exceder del 2% y el varillaje y la guidera deben quedar perfectamente acoplados.

3.5 Ensayo de golpeo y penetración

El golpeo se efectuará con una frecuencia que dependerá del dispositivo que utilicemos, también se medirá el número de golpes N_n cada vez que el cono o puntaza recorra una distancia que viene determinada por el tipo de penetrómetro. Se debe

tener precaución extrema cada vez que se añadan nuevas varillas para evitar imprimir movimientos verticales o de rotación. Después de la colocación de las nuevas varillas se debe verificar que la verticalidad del varillaje no exceda del 5 % y adicionalmente se deberán anotar todas aquellas interrupciones que se prolonguen más de un cuarto de hora.

La prueba se dará por finalizada cuando se satisfagan algunas de las siguientes condiciones:

- Se alcanza la profundidad previamente estipulada.
- Se superen el número de golpes para una distancia de penetración dada.
- Cuando tres valores de N_n sean iguales o superiores a 75 o el valor que dependa de cada penetrómetro.

3.6 Tipos de penetrómetros dinámicos

El ensayo con este penetrómetro consiste en hacer penetrar una puntaza de 1,5 kg de peso, de forma cuadrada, con 16 cm² de área con una punta cónica que forma un ángulo de 60° en el suelo mediante el golpeo a 50 cm de altura de una maza de 65 kg de peso. Se cuenta el número de golpes para hincar la puntaza en el terreno 20 cm de profundidad y de acuerdo con el número de golpes N_B que se han dado se podrá deducir la resistencia del terreno.

Este tipo de penetrómetro suele tener una serie de ranuras laterales en las cuales encaja el pasador del varillaje, de esta manera girando el varillaje se puede lograr apartar piedras que se encuentren en el recorrido.

Se suele considerar que el penetrómetro Borro es equivalente en número de golpes al ensayo de penetración estándar con tomamuestras. En la Figura 4 se puede observar la puntaza y el esquema mecánico del penetrómetro Borro:

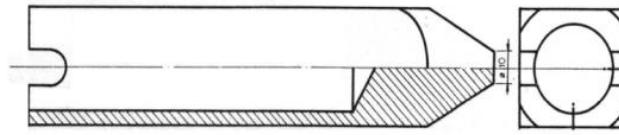


Figura 7. Esquema en detalle de la puntaza del penetrómetro Borro

Existen dos tipos de penetrómetros Borro el pesado y el súper pesado, los cuales su funcionamiento al momento de realizar los ensayos está descrito de manera detallada en las normas geotécnicas.

3.6.1 Penetrómetro dinámico pesado (DPH)

Este penetrómetro está especialmente indicado para suelos granulares. Su uso permite determinar la resistencia a la penetración dinámica de un terreno y evaluar la compacidad de un suelo granular; es importante mencionar que cuando el suelo en estudio contenga partículas de un tamaño superior a 6 mm, que puede obstaculizar la penetración del cono en el terreno, el resultado de la prueba puede no ser representativo. Adicionalmente, el ensayo con este penetrómetro permite investigar la homogeneidad o anomalías de una capa de suelo.

El cono de penetración tiene un ángulo de 90° , y los hay de 2 tipos: recuperable y desechable, estos conos se encuentra unido al varillaje sobre el que está la cabeza de impacto que es la que recibe el golpe de una maza de 50 kg aproximadamente.

El cono de penetración tiene unas dimensiones ya estipuladas y estandarizadas en la norma de los ensayos geotécnico. Las características para este tipo de penetrómetros son las siguientes:

Tabla 4. Características de ensayo con el penetrómetro dinámico pesado

CONO	Varillaje
Área nominal: 15 cm ²	Diámetro d 33 mm + 2 mm
Diámetro D: 43,7 mm + 0,3	
Longitud parte cónica L ₁ 21,9 mm +0,1 mm	Masa (máxima): 6 kg/m
Longitud parte cilíndrica L ₂ : 43,7 mm + 1 mm	Deflexión (máxima): 0,2 mm
Longitud parte troncocónica L ₃ : <43,7 mm	

El dispositivo de golpeo consta de una maza de 50 kg +0,5 kg que cae desde una altura de 50 cm, en general todo el dispositivo de golpeo no debe de exceder de los 59 kg, aparte de estas características debe de cumplir las siguientes condiciones:

- Relación altura L_m al diámetro D_m en la maza es: $1 < (L_m/D_m) < 2$
- Cabeza de impacto diámetro d_c : $10 \text{ cm} < d_c < 0,5 D_m$
- La longitud libre de varillaje entre el soporte guía y la conexión y el dispositivo de golpeo no supera los 1,2 m .

En este caso el medidor del par no tendrá una capacidad de medida inferior a 200 N.m con una graduación de 5 N.m .

Aparte de lo anteriormente explicado respecto de la finalización de la prueba existen una serie de especificaciones para el penetrómetro dinámico pesado (DPH):

El número de golpes necesarios para una penetración de 10 cm se denominará N_{10} y cuando tres valores consecutivos sean iguales o superiores a 75 golpes se dará por finalizada la prueba, también se dará por concluida cuando para 100 golpes

únicamente se hayan avanzado 10 cm y en caso de que el valor de rozamiento del par supere los 100 N.m .

3.6.2 Penetrómetro dinámico súper pesado (DPSH)

Básicamente es igual al pesado, cambiando únicamente los tamaños, maza empleada y otros parámetros que se describirán a continuación:

El número de golpes será N_{20} necesarios para una penetración de 20 cm de profundidad.

El cono de penetración tiene unas dimensiones ya estipuladas para este tipo de penetrómetros, y están descritas a continuación:

Tabla 5. Características de ensayo con el penetrómetro dinámico súper pesado

CONO	Varillaje
Área nominal: 20 cm ²	Diámetro d: 33 mm \pm 2 mm
Diámetro D: 50,5 mm \pm 0,5	
Longitud parte cónica L ₁ : 25 mm \pm 0,2 mm	Masa (máxima): 8 kg / m
Longitud parte cilíndrica L ₂ : 50 mm \pm 0,5mm	Deflexión (máxima): 0,2 mm
Longitud parte troncocónica L ₃ : <50 mm	

El dispositivo de golpeo consta de una maza de 63,5 kg + 0,5 kg que cae desde una altura de 76 cm, en general todo el dispositivo de golpeo no debe de exceder los 115 kg, aparte de estas características debe de cumplir las siguientes condiciones:

- Relación altura L_m al diámetro D_m en la maza es: $1 < (L_m/D_m) < 2$
- Cabeza de impacto diámetro d_c : $10 \text{ cm} < d_c < 0,5 D_m$

En este caso el medidor del par tendrá una capacidad de medida superior a 200 N.m con una graduación de 10 N.m .

Los parámetros para la finalización de los ensayos realizados con el penetrómetro dinámico súper pesado (DPSH), son los mismos mencionados en el penetrómetro dinámico pesado (DPH), variando solo algunos valores, tal como se muestra a continuación:

El número de golpes necesarios para una penetración de 20 cm se denominará N_{20} y cuando tres valores consecutivos sean iguales o superiores a 75 golpes se dará por finalizada la prueba, también se dará por concluida cuando para 100 golpes únicamente se hayan avanzado 20 cm o en caso de que el valor de rozamiento del par supere los 200 N.m .

En ambos penetrómetros se rellenaran una serie de fichas ya normalizadas y se dejara constancia de todas las paradas superiores a 5 minutos, de las perdidas de verticalidad del 5 %, de penetraciones sin golpeo, obstrucciones temporales, tipo de cono empleado, longitudes de las varillas y también debe de anotarse que cada metro de penetración debe de medirse y anotarse el par necesario para girar el tren de varillaje una vuelta y media, el rozamiento no es muy significativo si está por debajo de 10 N.m .

3.7 Prueba de penetración estándar (SPT)

Este ensayo consiste en introducir en el terreno un tomamuestras el interior del suelo para determinar la resistencia del mismo a la penetración, al tiempo que permite obtener una muestra representativa para su identificación y posterior ensayo en el laboratorio, para de esta manera poder determinar directa e indirectamente propiedades físicas del suelo.

El SPT determina la resistencia del suelo a una penetración de un tomamuestras tubular de acero, en el interior de un sondeo, al tiempo que permite la recolección de muestras alteradas en su estructura para su identificación. La penetración del tomamuestras es producida por una maza de 63,5 kg que golpea repetidamente al caer desde una altura de 76,2 cm .

El ensayo de penetración estándar se emplea para evaluar la resistencia de un terreno y su deformabilidad. Está especialmente indicado para arenas, mientras que para suelos arcillosos presenta bastantes dificultades de interpretación, también en suelos que contengan gravas deberá tenerse cuidado con la influencia que generen el tamaño de partículas del suelo.

3.7.1 Partes del SPT

El tomamuestras es un tubo de acero endurecido, con superficies lisas tanto en el exterior como en el interior.

La cabeza de acoplamiento del tomamuestras dispone de una rosca para su unión con el varillaje, cuatro orificios laterales de 13 mm y una válvula de retención con el fin de proporcionar un cierre mientras se eleva el tomamuestras.

El tomamuestras consta de tres elementos fundamentales que son los siguientes: la zapata que tiene un filo cortante, el tubo partido en el cual se aloja la muestra alterada y la cabeza de acoplamiento con la que se sujeta al varillaje, tal como se muestra en la figura 8.

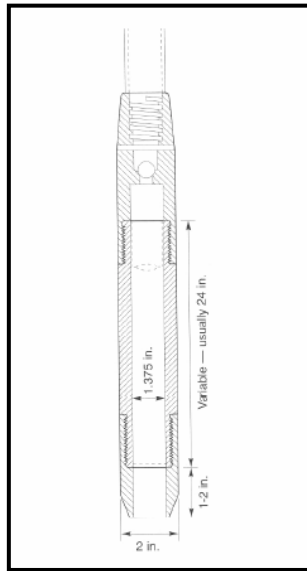


Figura 8. Sección transversal e un tomamuestras (SPT)

El tamaño del tomamuestras en el ensayo de SPT se encuentra estandarizado en las normas y sus características se describen a continuación:

Diámetro interior: $35 \text{ mm} \pm 0,1$

Diámetro exterior: $51 \text{ mm} \pm 0,15$

Diámetro de la válvula de bola: 22 mm

Longitud del canto de corte: $19 \text{ mm} \pm 1,0$

Longitud de la zapata: 76 mm

Longitud del tubo partido: 457 mm

Longitud de la cabeza de acoplamiento: 152 mm

Ancho de filo de la zapata: $1,6 \text{ mm} + 0,05 \text{ mm}$

3.7.2 Procedimiento de adquisición

El sondeo se realiza de tal manera que se mantengan sus paredes estables, utilizando, si es necesario, tubería de revestimiento o lodos bentoníticos. En caso de utilizar tubería de revestimiento, esta se mantendrá siempre por encima del nivel de inicio del ensayo.

El fondo del sondeo se limpia para eliminar el sedimento que pudiera haberse depositado y así evitar que el suelo se altere. Cuando se trabaje bajo el nivel freático, el nivel del agua o del fluido de perforación se debe mantener siempre a suficiente altura por encima del nivel freático para evitar el sifonamiento.

Antes de la realización del ensayo se debe comprobar que el tomamuestras este limpio tanto en su interior como en su exterior y que la zapata no presente daños u otros defectos.

Cuando se ha alcanzado la profundidad del ensayo mediante un sondeo se procede a limpiar éste y se baja suavemente el tomamuestras acoplado al varillaje. Esta parte es muy importante ya que si se deja caer bruscamente el ensayo quedará alterado. Una vez depositado el conjunto se anota el descenso del propio aparato por su peso, si resultara que es superior a 45 cm, el ensayo se da por terminado siendo la $N=0$ ya que no se ha tenido que dar ningún golpe.

La penetración del asiento: Se hince el tomamuestras una longitud de 150 mm, anotando el número de golpes necesarios, se sigue hincando el tomamuestras hasta que penetre 30 cm más anotando el número de golpes dados en cada intervalo de 15 cm . El número de golpes requerido para penetrar los 30 cm se denominará como la resistencia a la penetración estándar o N . Mientras que R es la anotación a incluir en el registro cuando el número de golpes requerido para la penetración, o para cualquiera de los dos intervalos de 15 mm sea superior a 50 golpes. En caso de alcanzar los 50 golpes durante la penetración o en uno de los intervalos de 15 cm se

dará por terminado el ensayo y se pone como R en vez de como N. La frecuencia de los golpes no debe de ser de más de 30 por minuto.

Para recuperar o sacar la muestra tras la realización del ensayo basta con girar dicho tomamuestras para arrancarlo del terreno y se eleva a continuación. Según los ensayos que se vayan a realizar se parafina para evitar cambios de humedad. Las muestras recuperadas de suelo se introducen en unos recipientes herméticos, en los que se fijan unas etiquetas con la siguiente información obligatoria: Localización, denominación del sondeo, fecha, número de muestra, profundidad de ensayo, resistencia a la compresión del terreno.

En la realización del informe se deben anotar una serie de datos importantes como:

La posición del nivel freático y nivel del lodo de perforación antes del ensayo, penetración inicial del tomamuestras, frecuencia de golpeo, los números N y R, las condiciones meteorológicas.

Normalmente para este ensayo se considera que es equivalente al número de golpes que se da en el penetrómetro Borro $N = N_B$

3.8 Algunas aplicaciones de las penetraciones dinámicas

3.8.1 Desmontes

Sólo pueden aplicarse al estudio de desmontes en suelos o roca con un alto grado de alteración exentos de piedra, bolos, etc., los cuales pueden tergiversar el resultado de los ensayos y sobrevalorar la competencia del terreno. Por lo tanto, en general, los penetrómetros dinámicos se emplean únicamente para acotar zonas de suelos, contrastándolos con algún sondeo rotativo previamente realizado.

Existe la posibilidad de obtener muestras por golpeo con los penetrómetros ordinarios, pero la calidad de las mismas es menor que la de los sondeos rotativos,

tanto por su diámetro como por la alteración del suelo como consecuencia del golpeo antes y durante la toma de la muestra. Por consiguiente el empleo de los penetrómetros para este fin es muy limitado, ya que se obtienen muestras muy pequeñas y alteradas, cuya principal aplicación es ver la naturaleza del terreno a efectos de identificación del mismo.

3.8.2 Rellenos

Los objetivos de las penetraciones dinámicas son en este caso el estudio de las propiedades geotécnicas del cimiento del relleno. En rellenos de poca altura y cimientos cuyas características se conocen con anterioridad al estudio, será necesario el contraste con sondeos rotativos. Con esta condición se emplean las penetraciones dinámicas para delimitar el contorno de los suelos afectados por el relleno a construir y en el caso de suelos limosos y arenosos sirve para caracterizar la capacidad portante de los mismos.

Los ensayos de penetración dinámica convencionales o SPT permiten caracterizar al suelo de una manera más sencilla y en general más fiable en el caso de suelos limosos y arenosos, que la conseguida mediante la toma de muestras inalteradas. Este tipo de muestras presenta en estos suelos los problemas de dificultad de extracción y de tallado, de manera que en muchas ocasiones sólo se consiguen obtener de las capas más arcillosas, con lo cual se caracteriza a toda la capa por un resultado parcial que puede representar a un porcentaje minoritario en el conjunto.

En el caso de ensayos rotativos la caracterización se realiza a partir del valor N obtenido en el ensayo SPT y en el ensayo de penetración convencional por medio de la correlación con el valor de N , que para suelos limosos y arenosos puede admitirse, en primera aproximación y a salvo de que se hagan ensayos “in situ” de comprobación como: $N = N_B$ donde N_B es el número de golpes necesario para introducir 20 cm el penetrómetro dinámico convencional (penetrómetro Borros). En arcillas, en cambio, la correlación es más dudosa.

3.8.3 Cimentación de obras de fábricas

El campo de aplicación de las penetraciones dinámicas en el proyecto de cimentaciones de estructuras tienen las mismas características que el definido en el caso de rellenos, es decir:

- 1) Delimitación de zonas de suelos.
- 2) Caracterización de la capacidad portante del terreno.

Normalmente y especialmente en estructuras importantes y terrenos de cimentación poco uniformes, es necesario el contraste con sondeos rotativos.

3.8.4 Determinación de perfiles de roca en el suelo

Los penetrómetros no sólo se utilizan en la determinación de ciertas propiedades del terreno, sino que también se utilizan para investigar el suelo localizando los perfiles de roca y la profundidad a la que se haya.

El método es muy sencillo, se atraviesan los diversos horizontes del suelo y se sigue penetrando hasta alcanzar la roca madre. Este método ayuda a conocer a que profundidad está la roca para poder calcular los pilotes o para saber también, a partir de que profundidad se pueden colocar los anclajes. En el caso de obras civiles o en el caso de la minería donde comenzar con el proceso de arranque.

Si la roca es muy blanda se pueden llegar a obtener muestras o testigos mediante el SPT, alterados en su estructura, sin necesidad de realizar sondeos con otro tipo de maquinaria.

En la figura 9 se muestra el perfil de roca madre recubierta de dos capas de suelo, una de ellas de suelo transportado y otra de ellas de suelo formado por alteración de la roca madre.



Figura 9 Perfil de Suelo

3.9 Ensayo de penetración estática con el cono (CPT)

Este ensayo consiste en introducir en el terreno de manera dinámica o estática, una serie de varillas cilíndricas con un cono en la base; si la penetración del cono en el terreno es de manera estática, las varillas serán empujadas a una velocidad constante mediante un aparato transmisor, mientras que si la penetración del cono es dinámica, se procederá al hinc y posterior sobrepresión sobre la cabeza de la herramienta. Durante el ensayo se realizarán mediciones, de manera continua o a intervalos de profundidad determinados, de la resistencia a la penetración del cono, para de esta manera poder determinar directa e indirectamente propiedades físicas del suelo.

3.9.1 Partes del penetrómetro

Cono: La pieza situada en el extremo del penetrómetro con forma de cono, sobre la cual se desarrolla la resistencia de punta.

Cono simple: Un cono con una extensión cilíndrica sobre la parte cónica, de una longitud considerablemente inferior al diámetro del cono.

Cono con faldón: Un cono prolongado con un mango fijo más o menos cilíndrico, cuyo diámetro es menor que el diámetro del cono y con una longitud de una a tres veces dicho diámetro: este mango se denomina faldón.

Piezocono: Un cono con un elemento poroso insertado en la parte cónica o en la extensión cilíndrica del cono, para medir la presión intersticial presente en el suelo durante la penetración.

Punta: El elemento terminal, situado en el extremo de una serie de varillas de empuje, que comprende los elementos activos que detectan la resistencia del cono, la fricción lateral local y la presión intersticial existente en el contacto entre el cono y el suelo durante la penetración.

Mango de fricción: La sección de la punta del penetrómetro sobre la cual se desarrolla la resistencia lateral local.

Vástago: La parte cilíndrica de la punta del penetrómetro situada por encima del cono y/o el mango de fricción.

Varillaje de empuje: Las varillas formadas por tubería de pared gruesa o maciza, preferiblemente con una longitud de un metro, utilizadas para hacer avanzar la punta del penetrómetro. Las varillas de empuje deben ir roscadas o fijadas entre sí. La deflexión en el punto medio de una varilla de 1 m no debe ser superior a 0.5 mm en las cinco varillas inferiores y 1 mm para el resto.

Varillaje de interior: Varillaje macizo que se desliza por el interior del varillaje de empuje para mover la punta de un penetrómetro mecánico.

Máquina de empuje: Es la máquina que se encarga de empujar el varillaje en el suelo a una velocidad de penetración constante.

3.9.2 Ensayo de referencia

Geometría de la punta: En el ensayo de penetración de referencia se pueden utilizar puntas del penetrómetro con o sin mango de fricción y con o sin elementos para la medida de presiones intersticiales. Si queda un espacio entre el cono y el resto de los elementos de la punta, sus dimensiones deben ser las mínimas necesarias para el funcionamiento de los elementos sensores y debe estar proyectado y construido de tal forma que se evite la entrada de partículas.

En el caso de un penetrómetro con mango de fricción, ninguna parte de la punta del penetrómetro debe sobresalir de la superficie del mango. En la figura 10 se observa de manera detallada las diferentes partes de la herramienta:

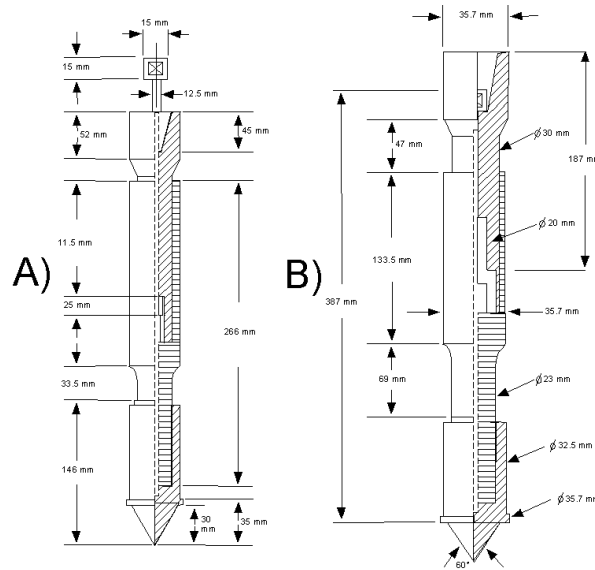


Figura 10. Detalles de la herramienta (CPT)

3.9.3 Desarrollo del ensayo

3.9.3.1 Ensayo continuo

El procedimiento del ensayo debe ser el de penetración continua, mediante el cual se efectúan las medidas cuando todos los elementos de la punta del penetrómetro se mueven con la misma velocidad de penetración.

Velocidad de penetración: Debe de ser de 20 mm/s con una tolerancia de +/-5 mm/s .

Intervalos de lectura: Se recomienda la lectura continua. En ningún caso el intervalo entre lecturas será superior a 0.2 m .

Medidas de la profundidad: Las profundidades deberán medirse con una precisión de por lo menos 0.1 m .

Presentación de los resultados: Los resultados deben presentarse en gráficos que den en función de la profundidad la variación de:

q_c y eventualmente f_s , $R_f(I_f)$, Q_t , Q_{st} .

- Resistencia del cono q_c : Se obtiene dividiendo el esfuerzo axial en el cono Q_c (carga en el tubo) que actúa, por la sección máxima del cono, A_c .

$$q_c = Q_c / A_c$$

- Resistencia unitaria lateral local a la fricción f_s : Se obtiene dividiendo el esfuerzo de fricción último Q_s que actúa, por su superficie lateral, A_s .

$$f_s = Q_s / A_s$$

- Esfuerzo total Q_t : La fuerza necesaria para empujar el cono y el varillaje de empuje simultáneamente en el suelo.
- Resistencia lateral total a la fricción $Q_{st}=(Q_s)$:

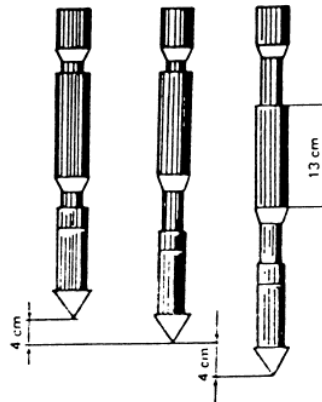
$$Q_{st} = Q_t - Q_c$$

- Relación de fricción R_f : La relación entre la fricción unitaria lateral local y la resistencia del cono, medidos a la misma profundidad, expresada en %.
- Índice de fricción I_f : La relación entre la resistencia del cono y la fricción unitaria lateral local, medidas a la misma profundidad.

3.9.3.2 Ensayo discontinuo

Este es un ensayo de penetración en el que se mide la resistencia del cono, mientras el resto de los elementos de la punta del penetrómetro permanecen estacionarios. Cuando el penetrómetro incluye también un mango de fricción, se mide la suma de la resistencia del cono y la fricción lateral local, cuando se empujan simultáneamente tanto el cono como el mango de fricción, mientras el resto de los elementos de la punta del penetrómetro permanecen estacionarios.

Un ejemplo de un penetrómetro que realiza este tipo de ensayos es el cono holandés. A continuación (figura 11) se muestran ejemplos de puntas de cono Holandés, así como sus diferentes posiciones de trabajo.



c) Posiciones de trabajo.

Figura 11. Puntas de cono Holandés

3.10 Relaciones de clasificación de suelos y número de golpes

A continuación se muestran relaciones empleadas para la clasificación de los suelos y la probabilidad que ocurra licuación de suelo en función de número de golpes y V_s .

Tabla 6. Clasificación de suelos y número de golpes. Tomada de UBC 1997

Tipo	Descripción	Velocidad de Onda S, ft/sec	Prueba de Penetración Standard, N
S _A	Roca Dura	> 5,000	---
S _B	Roca	2,500 a 5,000	---
S _C	Suelos Bien Densos, Roca Suave	1,200 a 2,500	> 50
S _D	Suelo Rígido	600 a 1,200	15 a 50
S _E	Suelo Suave	< 600	< 15
S _F	---	---	---

Tabla 7. Probabilidad de licuación de suelos. Tomada de Criterio Geológico (Youd y Perkins, 1978)

Tipo de depósito		Edad del depósito		
		< 500 años	Holoceno	Pleistoceno
Depósitos continentales	Cauces de ríos	Muy alta	Alta	Baja
	Planices de inundación	Alta	Moderada	Baja
	Abanicos aluviales y planicies	Moderada	Baja	Baja
	Terrazas marinas y planicies	-	Baja	Muy baja
	Deltas y abanicos	Alta	Moderada	Baja
	Coluvios	Alta	Moderada	Baja
Zonas costeras	Deltas	Muy alta	Alta	Baja
	Estuarios	Alta	Moderada	Baja
	Playas	Moderada – Alta	Baja - Moderada	Muy baja – Baja
	Costas	Alta	Moderada	Baja

3.11 Mapas de fallas en la región centro oriental de Venezuela

A continuación en la figura 12 se observa un mapa de la región oriental de Venezuela donde se representan los principales sistemas de fallas (Audemard, *et al* 2000), cercanos a la zona en estudio, lo cual constituye factor importante de probabilidad de riesgo de sismos en esa región del país.

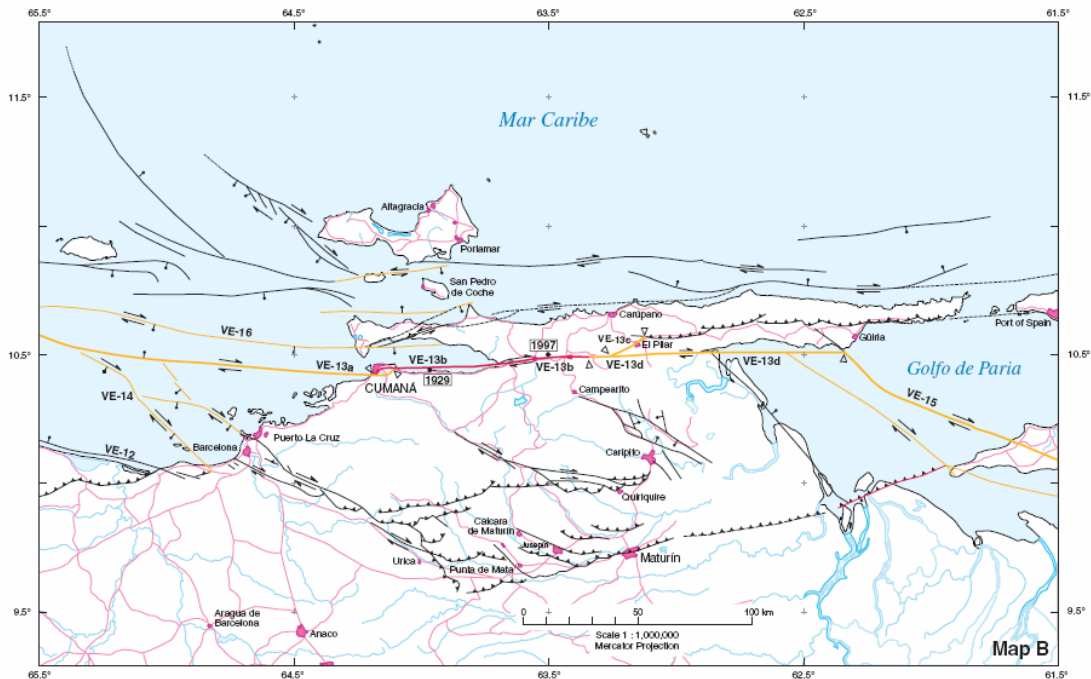


Figura 12. Mapa de la región oriental, fallas cuaternarias según Audemard, *et al.* (2000).

En la figura 13 se representa una combinación de los trabajos realizados por Audemard (2000) y Soulas (1984), el cual indica los principales sistemas de fallas y lugares con fechas, cercanos a la zona de estudio donde ocurrió licuación .

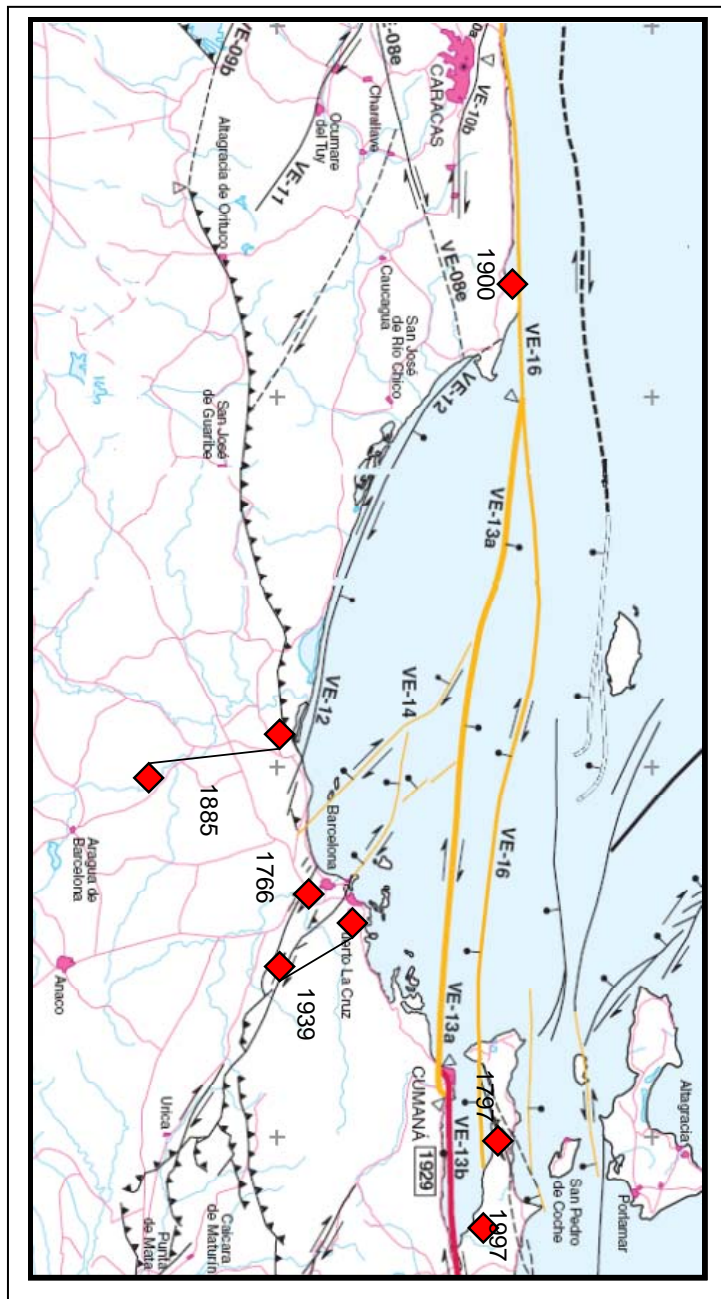


Figura 13. Mapa de la región oriental, fallas cuaternarias según Audemard, *et al.* (2000).

CAPÍTULO IV

4.1 GEOESTADÍSTICA

La mayoría de los datos geológicos, biológicos y ecológicos tienen una representación espacial, continua o discreta, que determina la estructura del entorno del que son parte. La geoestadística es la ciencia que se encarga de estudiar dicha información espacial. Matheron (1971), el pionero en esta área de la ciencia, la define como “la aplicación del formalismo de las funciones aleatorias al reconocimiento y estimación de fenómenos naturales”. La geoestadística tuvo su origen a principios de los años 50, se usaba como término para referirse a algunos métodos estadísticos que trabajan con distribuciones reales y localizaciones espaciales, posteriormente se desarrolló en el área de la minería. Hoy en día, el término tiene un uso más amplio, incluyendo tópicos de la teoría estadística y aplicaciones a procesos con índices espaciales continuos (Cressie, 1991).

4.1.1 Variogramas teóricos

A fines de los 80, un grupo de investigadores publicaron dos artículos complementarios en los que utilizaban variogramas para extraer información de imágenes provenientes de sensores remotos. En el primero (Woodcock et al., 1988a), analizaron imágenes simuladas con la idea de modelar su variación espacial en función de parámetros físicos de la escena y del sensor utilizado. Encontraron que la herramienta idónea para esta tarea era el variograma y que sus características estaban asociadas a las de los objetos de la escena. La altura de la meseta del variograma estaba relacionada con la densidad de los objetos y el rango con su tamaño. Al incrementar la varianza del tamaño de los objetos el variograma adoptaba una forma más redondeada en la zona cercana a la meseta. El efecto de aumentar el tamaño del píxel se reflejaba en una disminución de la altura de la meseta y un incremento del valor del rango. En el segundo trabajo (Woodcock et al., 1988b), calcularon

variogramas experimentales para imágenes reales y se confirmaron las conclusiones obtenidas para las imágenes simuladas.

El variograma es una herramienta que permite analizar el comportamiento espacial de una propiedad o variable sobre una zona dada, como por ejemplo: determinar variaciones de anisotropía, variabilidad con la distancia, zona de influencia y su extensión, etc.

4.1.2 Variogramas experimentales

Se denomina variograma experimental a aquel que es obtenido por estimación a partir de los datos de una muestra. El estimador más común se basa en el método de los momentos, que puede escribirse como sigue (Cressie, 1991):

$$2\gamma = \frac{1}{|N(h)|} \sum_{N(h)} (Z(x_i) - Z(x_j))^2, h \in R^d$$

Donde,

$$N(h) = \{(x_i, x_j) : x_i - x_j = h; i, j = 1, \dots, n\}$$

$|N(h)|$ = número de pares distinto.

En la literatura especializada este estimador es conocido como estimador clásico y es válido bajo condiciones de estacionaridad de segundo orden o procesos intrínsecos.

Por definición, el variograma pasa por el origen, esto es $2\gamma(0)=0$. Sin embargo, frecuentemente el variograma experimental exhibe una discontinuidad en el origen, una característica denominada *efecto pepita* o "*nugget effect*" (figura 14) Journel y Huijbregts (1978) señalan que este efecto se puede deber a dos posibles causas: errores de medición o microvariaciones del fenómeno estudiado,

relacionándolo con la escala de observación. Si la microvariación es continua la única razón para el efecto pepita sería un error de medición, pero si no lo es, se puede modelar el proceso a una escala muy pequeña como “ruido blanco” (Cressie, 1991).

La *meseta* o “*sill*” (figura 15) se presenta cuando el variograma deja de crecer y alcanza un valor constante, dentro de cierta distancia. Este valor es simplemente la varianza *a priori* de la función aleatoria. En estos casos, la covarianza existe, y el proceso es estacionario de segundo orden. A medida que la separación h entre dos puntos aumenta, la correlación entre ambos puntos, típicamente, decrecerá. A un cierto valor de h la correlación se hace prácticamente nula, y más allá de este valor se puede decir que los puntos no están correlacionados. A esta distancia se le llama *rango* (figura 15).

A menudo la correlación espacial entre puntos del espacio no es igual en todas las direcciones. Cuando ocurre lo anterior, se tiene un proceso *anisotrópico*, y el variograma no es sólo función de la distancia h sino también de la dirección en la que h crece. Se pueden distinguir entre dos tipos de anisotropía: geométrica y zonal.

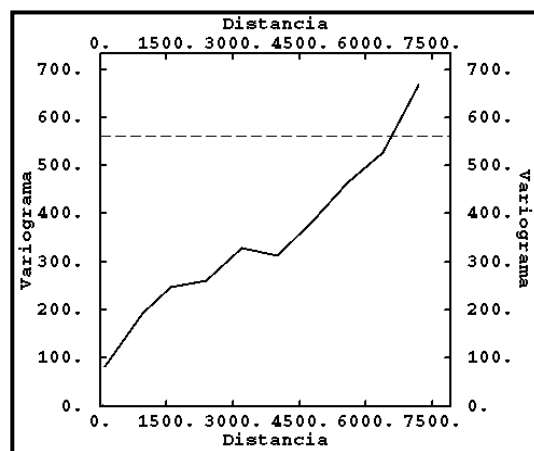


Figura 14. Variograma experimental

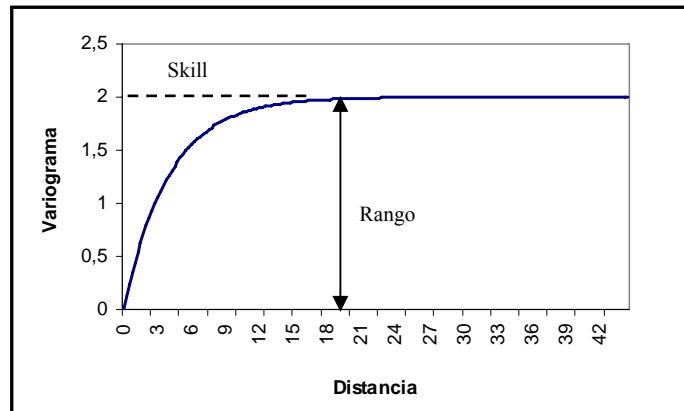


Figura 15. Elementos de un variograma

Generalmente cuando el variograma experimental es calculado en distintas direcciones presenta distintos comportamientos con la variación de la distancia (anisotropía). Los tipos más comunes de anisotropía son:

- Anisotropía geométrica
- Anisotropía zonal
- Anisotropía híbrida

Anisotropía geométrica: Es aquella en la que el variograma en distintas direcciones presenta la misma meseta pero rangos distintos

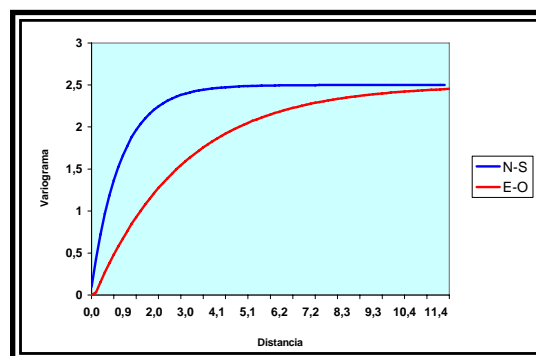


Figura 16 Anisotropía geométrica

Anisotropía zonal: Es aquella en la que el variograma en distintas direcciones presenta el mismo rango pero diferente meseta. Este tipo de anisotropía se presenta cuando existen diferentes estructuras.

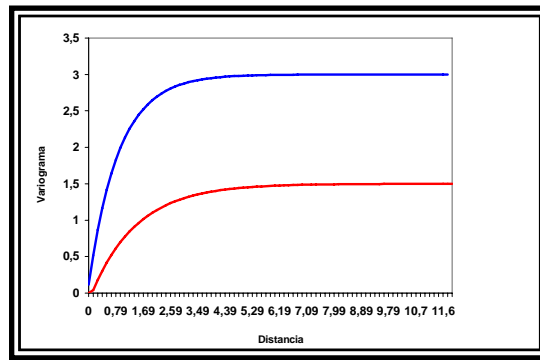


Figura 17 Anisotropía zonal

Anisotropía híbrida: Es aquella en la que el variograma en distintas direcciones presenta rangos diferentes y distintas mesetas. Este tipo de anisotropía indica la presencia de diferentes estructuras y es característica de variogramas horizontales y verticales.

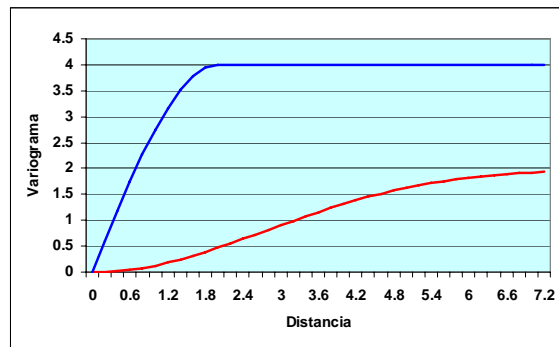


Figura 18 Anisotropía híbrida

Un conocimiento previo del fenómeno bajo estudio puede ayudar bastante en el análisis de la anisotropía.

Una vez que se ha obtenido el variograma experimental y se ha estudiado su comportamiento, el paso siguiente es encontrar algún modelo paramétrico que ajuste adecuadamente los datos muestrales. En general, los modelos disponibles se aplican sobre procesos isotrópicos dado que la anisotropía puede ser tratada con transformaciones geométricas. Los modelos más comunes pueden ser agrupados dentro de tres clases: modelos de transición, modelos sin meseta, y modelos de efecto pepita puros (Pannatier, 1996):

4.2 Modelos de transición

4.2.1 Modelo esférico

Este modelo está dado por la siguiente expresión:

$$\gamma(|h|) = c \left[1.5 \frac{|h|}{a} - \left(0.5 \frac{|h|}{a} \right)^3 \right]$$

$$\text{si } |h| \leq a$$

Donde a es el rango y c es la meseta o varianza. Este modelo tiene un comportamiento lineal en el origen y alcanza la meseta a una distancia igual al rango a . Si se supone estacionaridad de segundo orden la relación entre el variograma normalizado y el correlograma tiene la forma que se muestra en la figura 19-A.

4.2.2 Modelo exponencial

Este modelo está representado por la siguiente expresión:

$$\gamma(|h|) = c \cdot \left[1 - e^{-\frac{3|h|}{a}} \right]$$

Donde c es la meseta o varianza y a es prácticamente el rango, esto es, la distancia en la que el valor del variograma alcanza el 95 % del valor de la meseta. El modelo es asintótico y tiene un comportamiento lineal en el origen (figura 19-B).

4.2.3 Modelo gaussiano

La siguiente expresión representa a este modelo:

$$\gamma(|h|) = c \cdot \left[1 - e^{-\frac{3|h|^2}{a^2}} \right]$$

Donde c es la meseta o varianza y a es prácticamente el rango (valor al 95 % de la meseta). Este modelo también alcanza asintóticamente la meseta y tiene la forma típica de la curva gaussiana (figura 19-C).

4.2.4 Modelo potencial

Dicho modelo está representado por la expresión:

$$\gamma(|h|) = c \cdot |h|^a$$

Donde c es la varianza positiva y a es una potencia entre 0 y 2. Este modelo es de interés debido a que presenta una variedad de formas al variar el valor de a (Figura 19-D).

4.2.5 Modelos de efecto pepita puros

Son modelos que simplemente suponen un comportamiento constante. La discontinuidad en el origen sigue un modelo discontinuo de transición que asigna el valor 0 cuando $|h|$ es igual a 0, y el valor de la discontinuidad c , en cualquier otro caso (Figura 19-E).

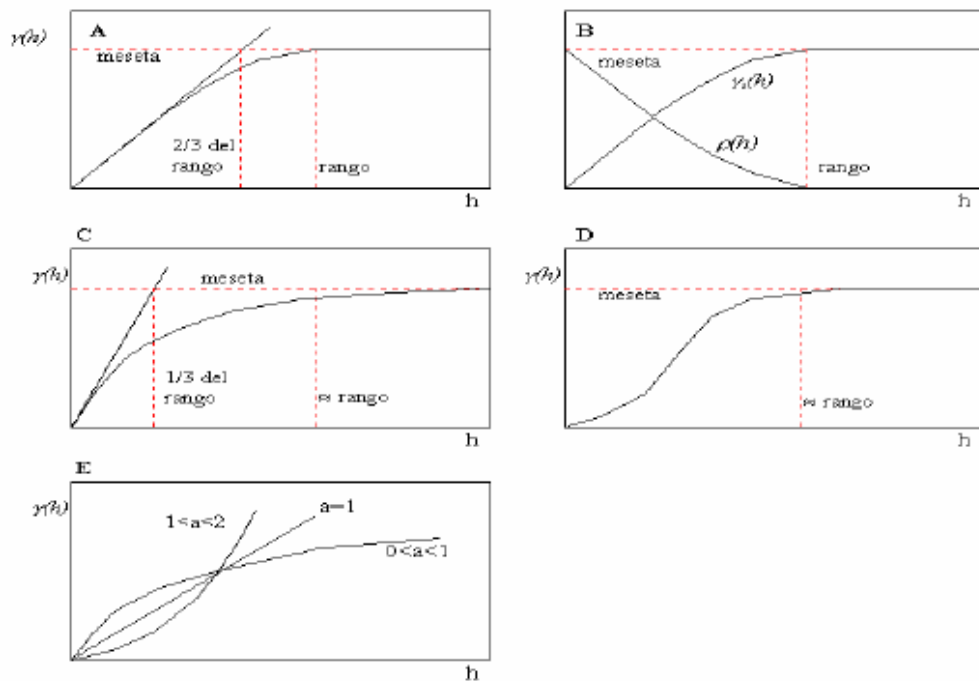


Figura 19. Modelos de transición (A: modelo esférico, B: modelo exponencial, C: modelo gaussiano, D: modelo potencial y E: modelo de efecto pepita puro)

4.3 Método de kriging

Es un método de interpolación espacial utilizado para la construcción de superficies tridimensionales a partir de nubes irregulares de puntos. Kriging es un método geoestadístico sofisticado que se basa en la premisa de que la variación espacial del fenómeno representado por los valores Z de la serie es estadísticamente homogénea a lo largo de la superficie. Su formulación matemática aplica un algoritmo de mínimos cuadrados utilizando variogramas como funciones de ponderación. Por tanto, kriging es apropiado para modelar con precisión datos que tengan un comportamiento uniforme en toda la zona considerada, y es inapropiado para modelar fenómenos que tengan rupturas importantes o cambios abruptos. Es muy útil por su carácter predictivo cuando se dispone de pocos datos de muestreo,

pero requiere un amplio conocimiento de su modo de funcionamiento y de la naturaleza de los datos por parte del usuario. Sin conocimientos amplios acerca del funcionamiento de kriging, sus resultados pueden ser inadecuados. Existen también varios procedimientos derivados del método convencional:

- Universal kriging: Variación de kriging que incorpora la compensación ante la presencia de tendencias locales en los datos.

- Cokriging: Variación que intenta corregir la falta de datos fuente con una segunda serie de datos condicionantes (“co-variate data”).

- Block kriging: Variación que calcula los valores medios sobre un área o bloque móvil, no individualmente.

- Ordinary kriging: Variación que estima el componente de primer orden (o tendencia espacial) de la serie de datos y realiza una compensación en consecuencia.

- Simple kriging: Simplificación de kriging donde el componente de primer orden de los datos es conocido a priori.

El nombre de kriging procede del geólogo D.G. Krigde, quien creó las bases del método.

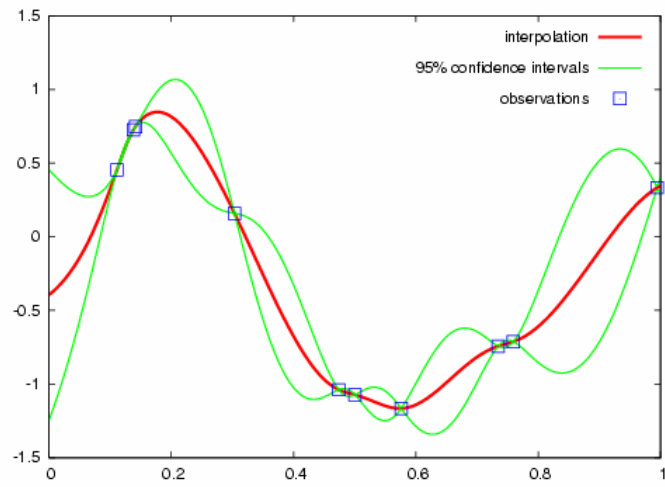


Figura 20. Método de kriging (Rojo: interpolación, verde: intervalo de confianza y azul: puntos de observación)

CAPÍTULO V

5.1 ADQUISICIÓN

Previo a la adquisición de los datos se efectuaron pruebas con distintas geometrías del tendido sísmico para determinar el óptimo a ser empleado durante el proceso de adquisición, tomando en cuenta las características litológicas de la zona y los objetivos del estudio, determinando que el método de adquisición sísmico sería tendido dividido.

Se realizaron 15 pruebas en donde se modificó la distancia fuente primer receptor, variando desde 30 cm a 10 m . Igualmente se realizaron pruebas en las que se modificó la distancia de separación entre los geófonos, variando desde 1 m a 10 m, para de esta manera definir la geometría a utilizar en los tendidos.

Posteriormente, se ejecutaron pruebas de ruido para determinar los filtros a ser empleados durante el proceso de adquisición, determinándose que los parámetros óptimos serían los siguientes:

Tabla 8. Parámetros de adquisición

<i>Parámetro</i>	<i>Valor empleado durante la adquisición</i>
Filtro 1	Apagado (Out)
Filtro 2	Pasabajo 70 Hz
Intervalo de muestreo	0.250 μ s
Longitud del registro	512 ms
Intervalo entre geófonos	4 m
Distancia entre la fuente y primer geófono (offset)	4 m

Para la adquisición de los datos sísmicos se emplearon 2 cámaras sísmicas Geometrix de 12 canales (figura 21), dos cables igualmente de 12 canales y 25 geófonos de componente vertical [ANEXO 2].



Figura 21. Cámara Geometrix de 12 canales

Haciendo uso de un mapa de la zona se determinó la ubicación de cada uno de los perfiles que se levantarían para cubrir de la manera óptima y regular el área en estudio, tomándose la decisión que se realizarían un total de 12 perfiles.

Todos los perfiles son paralelos entre sí y transversales a la isla de barrera, con una distancia aproximada entre ellos de 2 km. Cada perfil está constituido por un conjunto de sondeos colocados de forma continua. Los perfiles están formados por 2 a 4 sondeos, dependiendo del ancho de la isla de barrera en la posición del perfil. Cada sondeo fue grabado con 4 registros para mejorar la calidad de los datos obtenidos, ya que se realizaron sondeos de doble disparo. Se utilizaron los dos cables de manera que cada sondeo tenía 24 canales de grabación para una longitud total de 100 m por sondeo.

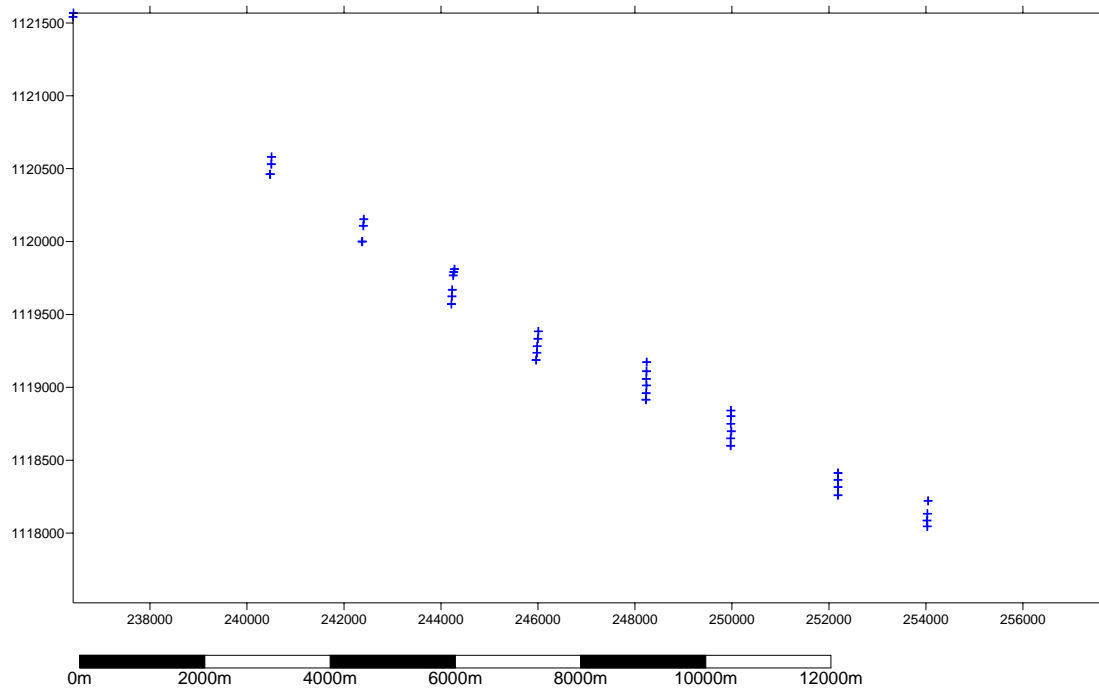


Figura 22. Ubicación de los perfiles sísmicos

Se realizaron 10 perfiles sísmicos de refracción somera; debido que por tratarse de una zona urbanizada no fue posible realizar dos de los perfiles sísmicos que estaban previstos, por no disponer de una zona libre de construcciones donde se pudieran realizar los perfiles. El total de las trazas registradas es de 1032. Dichos perfiles fueron realizados con una dirección aproximadamente norte – sur, con el objetivo de prospectar la isla de barrera transversalmente y de esta manera poder definir mejor las estructuras presentes en el istmo.

Una vez finalizado el proceso de adquisición sísmica los datos se descargaron de las cámaras sísmicas a las computadoras para comenzar a ejecutar el proceso de procesamiento de datos.

Posteriormente, las líneas sísmicas fueron procesadas con el programa Pickwin (figura 23), para determinar los tiempos de llegadas y velocidades de las

ondas P y S. Los datos de posición de los tendidos y velocidades de las ondas fueron vaciados en una hoja de cálculo de Excel y haciendo uso de ecuaciones específicas para cada caso, se calcularon los valores de los siguientes parámetros [ANEXO 1]:

- Densidad (Ecuación de Gardner)
- Números de golpes N
- Parámetro de Lamé
- Módulo de rigidez
- Módulo de Young
- Módulo de Poisson
- Módulo de volumen

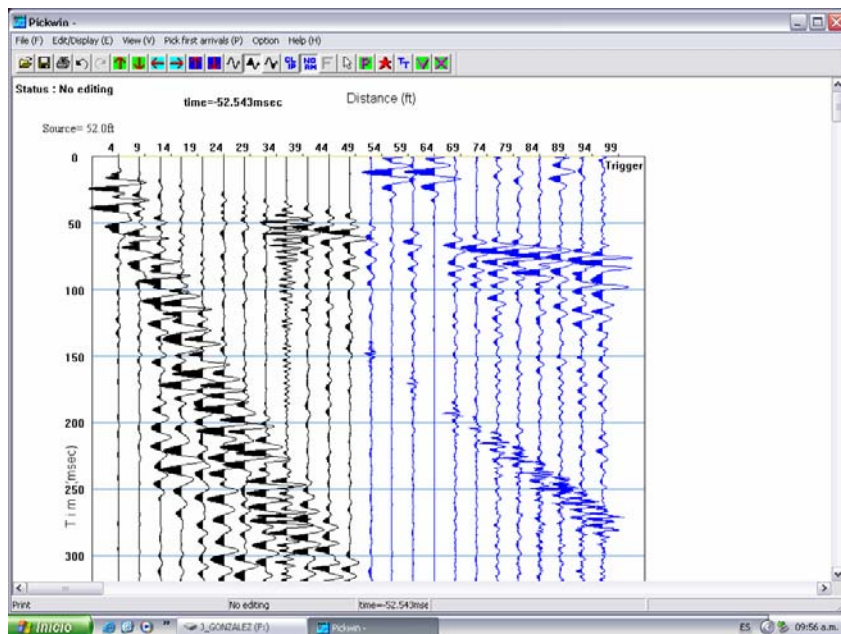


Figura 23. Programa para el procesamiento de las líneas sísmicas. Pickwin

Los valores de cada uno de los parámetros fueron graficados utilizando el programa Surfer versión 8.01 (figura 24), empleando el método de interpolación de kriging.



Figura 24. Programa para la realización de mapas

Se realizaron variogramas de cada uno de los parámetros con tolerancia de 15° y un paso de 30° , en esta parte del proceso se determinó que los variogramas que realmente aportaban información relevante eran los omnidireccionales, por lo que el resto fueron descartados para la continuación del estudio.

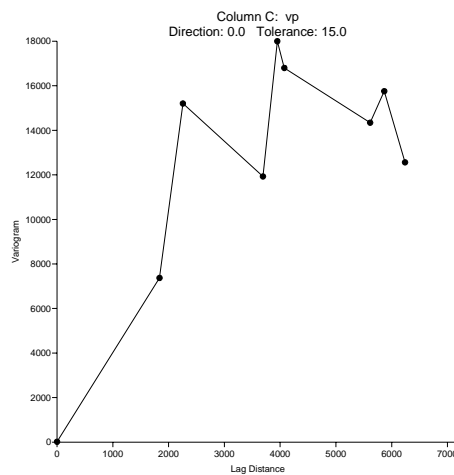


Figura 25. Muestra de variograma omnidireccional

Se calcularon los modelos teóricos de ajuste para cada uno de los variogramas omnidireccionales empleando el programa Surfer versión 8.01, y una vez determinado un óptimo modelo de ajuste de cada uno de los variogramas, se utilizó esta información para generar mapas de kriging que faciliten la visualización de posibles estructuras regionales presentes en la zona.

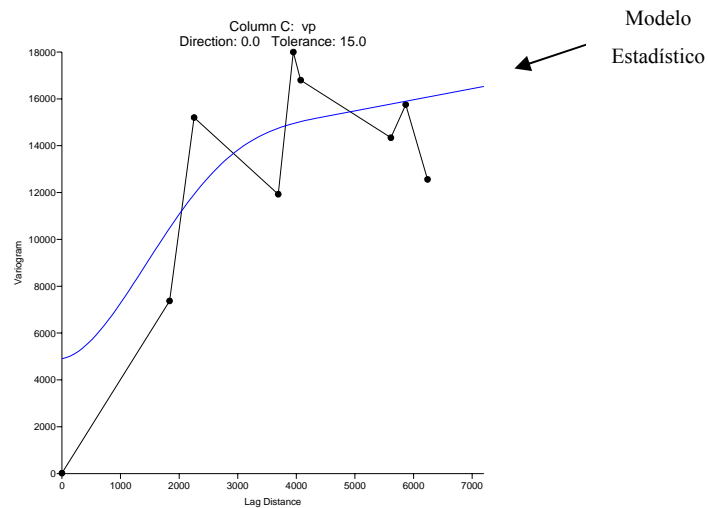


Figura 26. Muestra de modelo de ajuste estadístico de un variograma omnidireccional

Finalmente los mapas fueron comparados y analizados de forma detallada para generar las conclusiones finales de la investigación.

5.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.2.1 Análisis de los mapas

A continuación se presenta el análisis de los mapas obtenidos; donde cada parámetro se representa en dos mapas, conformado de la siguiente manera: el mapa superior a) de cada figura representa el parámetro graficado empleando el método de interpolación de lineal y el mapa inferior b) representa el mapa graficado empleando el método de kriging y los modelos de ajuste de los variogramas omnidireccionales de cada parámetro en estudio, adicionalmente en cada figura se muestra el variograma omnidireccional de cada parámetro con su correspondiente modelo teórico de ajuste.

Los valores para la realización de estos mapas fueron obtenidos de los perfiles sísmicos adquiridos. En los perfiles sísmicos obtenidos no fue posible observar la onda refractada lo que indica que en el subsuelo de la zona no existen grandes contrastes litológicos por lo menos en los primeros metros. A continuación se muestran dos sondeos sísmicos de diferentes perfiles adquiridos en la isla de barrera de la laguna de Unare. En los perfiles se pueden observar de manera clara las primeras llegadas de la onda P, la onda S, la onda de aire y ondas superficiales.

Todos los perfiles obtenidos durante el proceso de adquisición presentan características similares a los que se muestran a continuación.

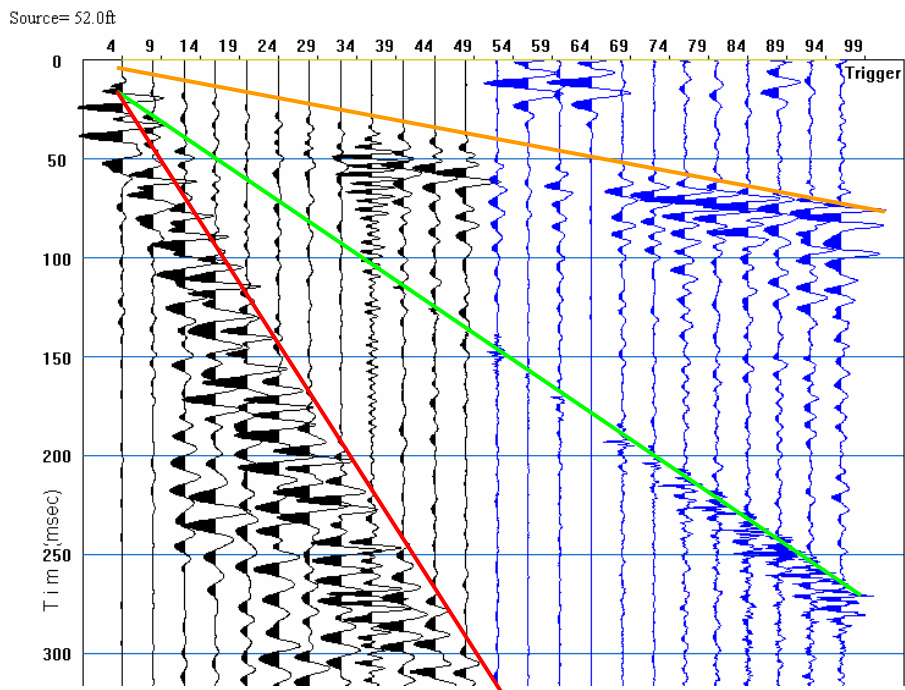


Figura 27. Muestra modelo sondeo sísmico 1 adquirido en las coordenadas 254000 con orientación aproximada N-S (anaranjado: onda P, roja: onda S y verde onda de aire)

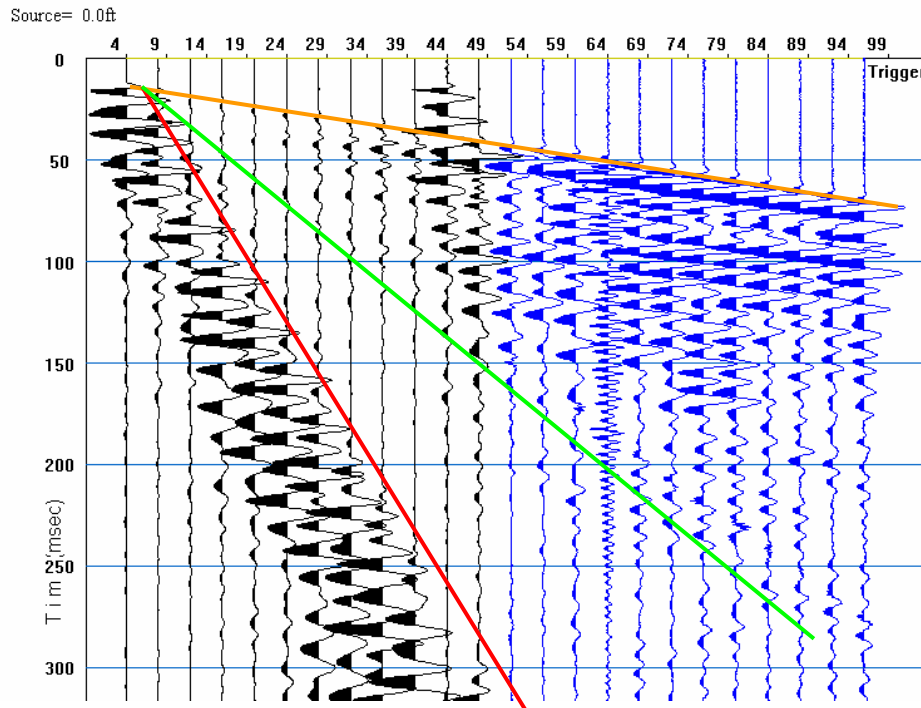


Figura 28. Muestra modelo sondeo sísmico 1 adquirido en las coordenadas 242000 con orientación aproximada N-S (anaranjado: onda P, roja: onda S y verde onda de aire)

En cada uno de los perfiles sísmicos adquiridos se determinaron directamente la velocidad de onda S y P, para posteriormente con estos valores realizar los cálculos del resto de los parámetros estudiados. A continuación se muestra un gráfico (figura 29) que correlaciona los resultados de V_p y V_s obtenidos de los perfiles.

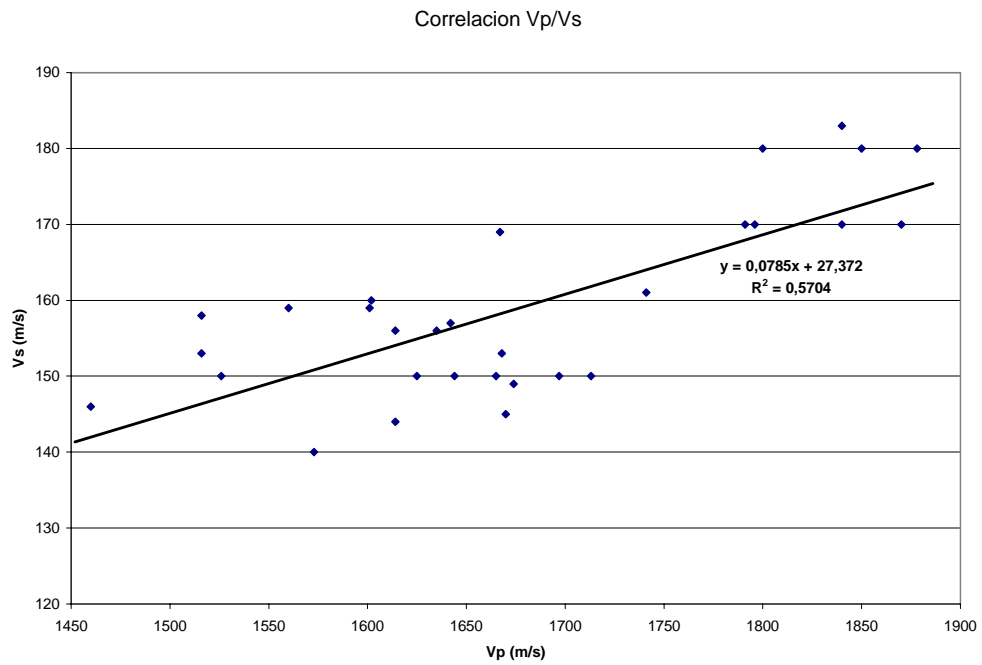


Figura 29. Modelo de ajuste y correlación de velocidades de ondas P y ondas S

De los datos de Vp y Vs se obtuvo la ecuación que nos permite determinar el valor de Vs de la zona ($Vs=0.08Vp+27.4$), con una correlación de 76 %, lo cual constituye otro aporte importante de la investigación.

5.2.1.1 Mapas de velocidad de onda P

En el mapa a) de la figura 30 se observan los valores máximos de velocidad de onda P en la zona central del área en estudio, entre aproximadamente las coordenadas 243000 y 247000, mientras que los valores mínimos de velocidades de onda P están presentes entre las coordenadas 248000 y 252000. El rango de velocidades de onda P se encuentra entre 1460 m/s y 1860 m/s y la orientación preferencial de las curvas de nivel del mapa es aproximadamente norte - sur. En el área central del mapa se observan los mayores gradientes que se suavizan de manera marcada en la dirección este – oeste desde la región central.

En el mapa b) de la figura 30 se mantienen las características generales descritas en el mapa a) de la figura 30, donde la principal diferencia se encuentran en que las curvas de nivel fueron suavizadas con la aplicación de los modelos de ajustes del variograma omnidireccional en el método de interpolación y de esta forma se eliminaron los cierre abruptos de las misma, pero se mantuvieron las zonas de máximas y mínimas velocidades, las direcciones preferenciales y la tendencia general de los gradientes.

La zona de mayores velocidades posiblemente están asociadas a antiguos canales extintos que comunicaban la laguna con el mar, donde la acumulación de mayor cantidad de sedimentos y de granos con mayor tamaño, unido a una mayor compactación de los mismos se refleja de una manera notable en los cierres abruptos de las curvas de nivel y aumento de velocidades de onda P en esta zona y la presencia de una dirección preferencial N-S en los mapas de velocidades de onda P; dirección que lógicamente corresponde con la dirección que tenían los posibles drenajes que antiguamente comunicaba la laguna con el mar.

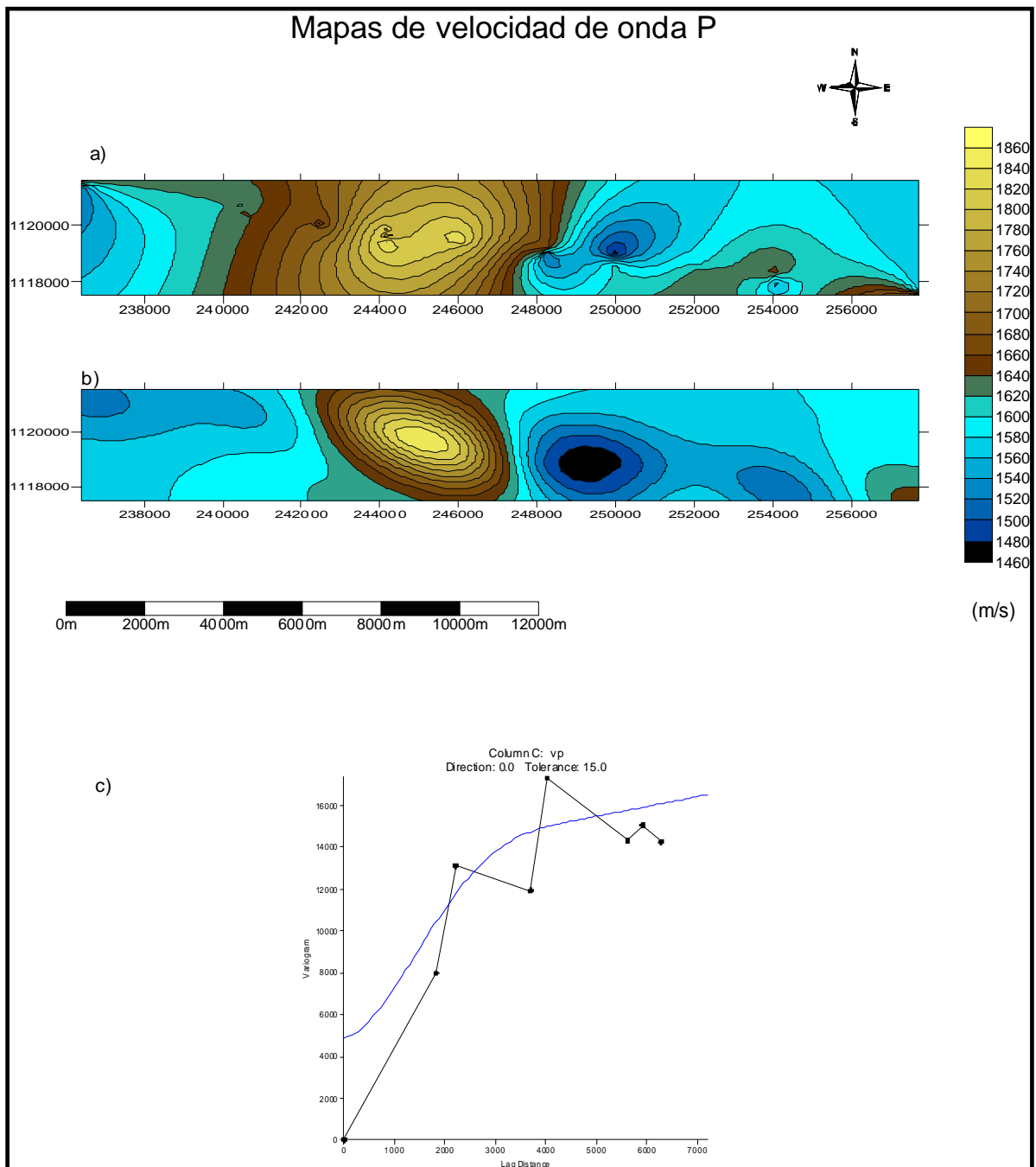


Figura 30. a) Mapa de Vp con interpolación lineal. b) Mapa de Vp con interpolación con Kriging. c) Variograma omnidireccional. Las coordenadas están en UTM con dato geodésico La Canoa.

5.2.1.2 Mapas de velocidad de onda S

Al igual que en los mapas de velocidad de onda P los valores para la realización de estos mapas fueron obtenidos de los perfiles sísmicos adquiridos. En el mapa a) de la figura 31 los valores de velocidades de onda S se encuentran en el rango de 122 m/s y 184 m/s. En este mapa se observa una zona de máxima velocidad de onda S que se correlaciona con la zona de máxima velocidades de onda P. Adicionalmente, hacia el oeste de la zona en estudio se observa otra zona de incremento moderado de la velocidad de onda S, estos incrementos de velocidad posiblemente corresponden a los canales extintos que comunicaban antiguamente la laguna de Unare con el mar. Por otro lado en la zona este se observa otro incremento que está asociado con la cercanía de la principal fuente de aporte de sedimentos de la isla de barrera como lo es el Río Unare.

Las curvas de nivel de forma general presentan una orientación preferencial norte – sur, resultado que se correlaciona con el de los mapas de velocidad de onda P. En las tres zonas de incremento de velocidad de onda S se observan grandes gradientes y cierres abruptos de las curvas de nivel, resultado que varía de manera notable en el mapa inferior con la aplicación de los modelos de ajustes del variograma omnidireccional en el método de interpolación, los gradientes y los cierres abruptos se suavizaron, y de forma general las zonas de incremento de velocidad se mantuvieron y la dirección preferencial de las curvas de nivel también se mantuvo norte – sur, pero se aprecia con mayor detalle.

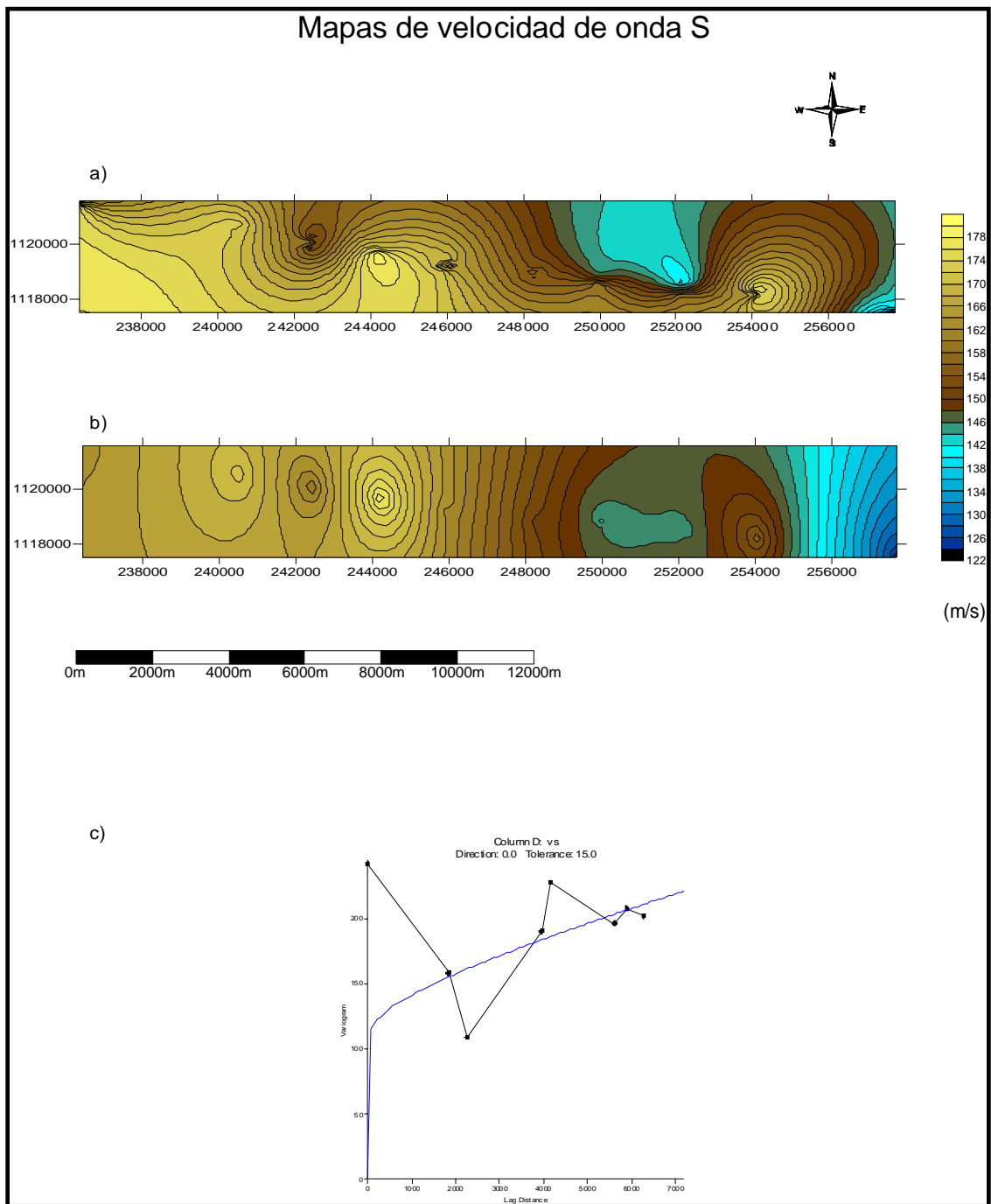


Figura 31. a) Mapa de V_s con interpolación lineal. b) Mapa de V_s con interpolación con Kriging. c) Variograma omnidireccional. Las coordenadas están en UTM con dato geodésico La Canoa.

5.2.1.3 Mapas de densidades

El mapa de densidad constituye uno de los mapas más importante para los objetivos del estudio, debido a que este parámetro influye de manera directa en la dureza y resistencia del suelo al momento de realizar los ensayos de penetración SPT y CPT, empleados para determinar el fenómeno de licuación de suelos. Los valores utilizados para la graficación de estos mapas fueron calculados mediante ecuación empírica de Gardner $\rho=310 V_p^{0,25}$ (g/cm^3), utilizando los valores obtenidos de velocidad de onda P de los perfiles sísmicos. En el mapa a) de la figura 32 los valores de densidad de la zona en estudio se encuentran en el rango de 1.92 g/cm^3 y 2.035 g/cm^3 , este rango de valores coincide con el rango de valores asociados de manera teórica para la litología de la zona en estudio. En este mapa se observa una zona de valores de máxima densidad de 2 g/cm^3 a 2.05 g/cm^3 entre las coordenadas 242000 y 248000, zona que coincide con el área donde se obtuvieron los mayores valores de velocidad de onda S (180 m/s). Al igual que en los mapas de velocidades la dirección preferencial de las curvas de nivel es norte – sur. En la región central del mapa se observan los mayores gradientes que disminuyen progresivamente en dirección este y oeste; en esta zona central igualmente se observan los cierres más marcados.

En el mapa b) de la figura 32 se mantiene las características generales descritas en el mapa a) de la figura 32, donde la principal diferencia se encuentran en que las curvas de nivel fueron suavizadas con la aplicación de los modelos de ajuste del variograma omnidireccional en el método de interpolación y de esta forma se eliminaron los cierre abruptos de las misma, pero se mantuvieron las zonas de máximas y mínimas densidades, las direcciones preferenciales y la tendencia general de los gradientes.

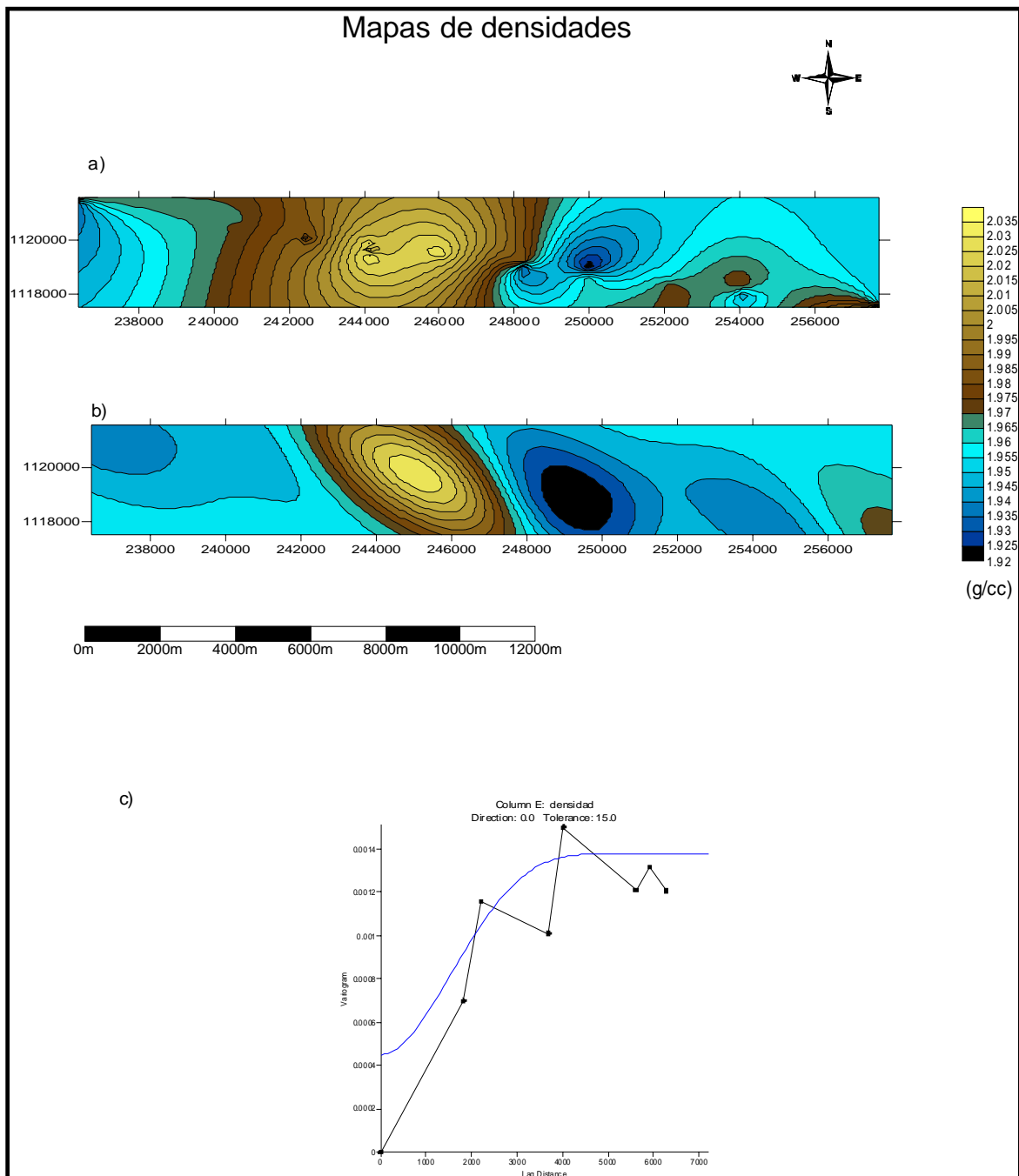


Figura 32. a) Mapa de densidades con interpolación lineal. b) Mapa de densidades con interpolación con Kriging. c) Variograma omnidireccional. Las coordenadas están en UTM con dato geodésico La Canoa.

5.2.2 Mapas de número de golpes

Al igual que los mapas de densidad, todos los mapas de número de golpes constituyen parte fundamental del estudio, debido a que esta propiedad permite determinar las posibilidades de licuación de suelos que constituye el objetivo principal del mismo. Los valores empleados para la graficación de los mapas de número de golpes fueron calculados mediante tres ecuaciones diferentes (para diferenciarlas fueron llamados N1, N2 y N3), utilizando los valores obtenidos de velocidad de onda P y S de los perfiles sísmicos.

5.2.2.1 Mapas de número de golpes (N1)

En el mapa a) de la figura 33 los valores de número de golpes N1 calculados con la ecuación $V_s=97.N_1^{0.314}$ se encuentran en el rango de 2 a 7.2 golpes. En este mapa se observan tres zonas de máximos valores de N1, siendo la principal la que se encuentra entre las coordenadas 243000 y 247000, zona que se correlaciona de gran forma con la zona de máxima velocidades de onda P, velocidad de onda S y densidades. Hacia la zona oeste y este del área en estudio se observa los otros dos sectores donde destacan los incrementos de número de golpes N1. En las zonas de incremento de número de golpes N1 son los puntos donde se observan los mayores gradientes y cierres más abruptos de las curvas de nivel.

Al igual que en los mapas de velocidades y densidad la dirección preferencial de las curvas de nivel presentan una orientación norte – sur.

En el mapa b) de la figura 33 se mantienen las características generales descritas en el mapa a) de la figura 33, donde la principal diferencia se encuentran en que los cierres de las curvas de nivel y los gradientes fueron suavizadas con la aplicación de los modelos de ajustes del variograma omnidireccional en el método de

interpolación; e igualmente se mantuvieron la zonas de máximos y mínimos y las direcciones preferenciales.

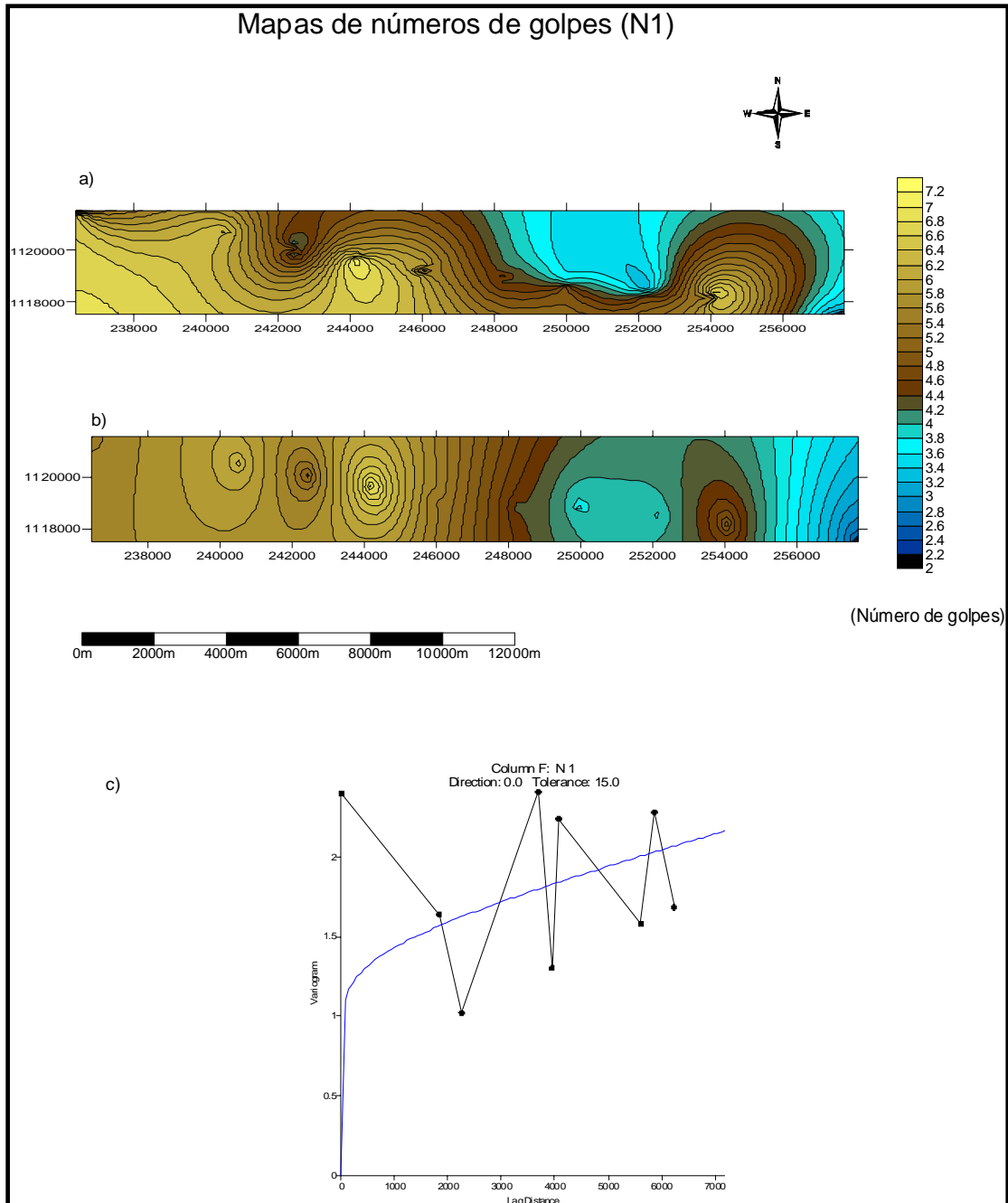


Figura 33. a) Mapa de número de golpes (N1) con interpolación lineal. b) Mapa de número de golpes (N1) con interpolación con Kriging. c) Variograma omnidireccional. Las coordenadas están en UTM con dato geodésico La Canoa.

5.2.2.2 Mapas de número de golpes (N2)

En el mapa a) de la figura 34 las características generales se mantienen muy similares a las de los mapas de número de golpes N1. En los mapas de N2 los valores de número de golpes calculados con la ecuación $V_s=89,8N_2^{0,341}$ se encuentran en el rango de 2.4 a 7.8 golpes. En este mapa se observan tres zonas de valores de máximo números de golpes, siendo la principal la que se encuentra entre las coordenadas 242000 y 247000, zona que se correlaciona de gran forma con la zona de máximas velocidades de onda P, velocidades de onda S, densidades y N1. Hacia la zona oeste y este del área en estudio se observan los otros dos sectores donde destacan los incrementos de número de golpes N2. Los puntos con mayores gradientes y cierres abruptos de las curvas de nivel son aquellos donde los valores de N2 son mayores.

La dirección preferencial de las curvas de nivel de los mapas de N2 presentan una orientación norte – sur. Al igual que en los parámetros antes estudiados en el mapa al cual se le aplicaron los modelos de ajuste del variograma omnidireccional en el método de interpolación, se mantienen las características generales descritas en el mapa a) de la figura 34, donde la principal diferencia se encuentra en que los cierres de las curvas de nivel y los gradientes fueron suavizadas e igualmente se mantuvieron la zonas de máximos y mínimos y las direcciones preferenciales.

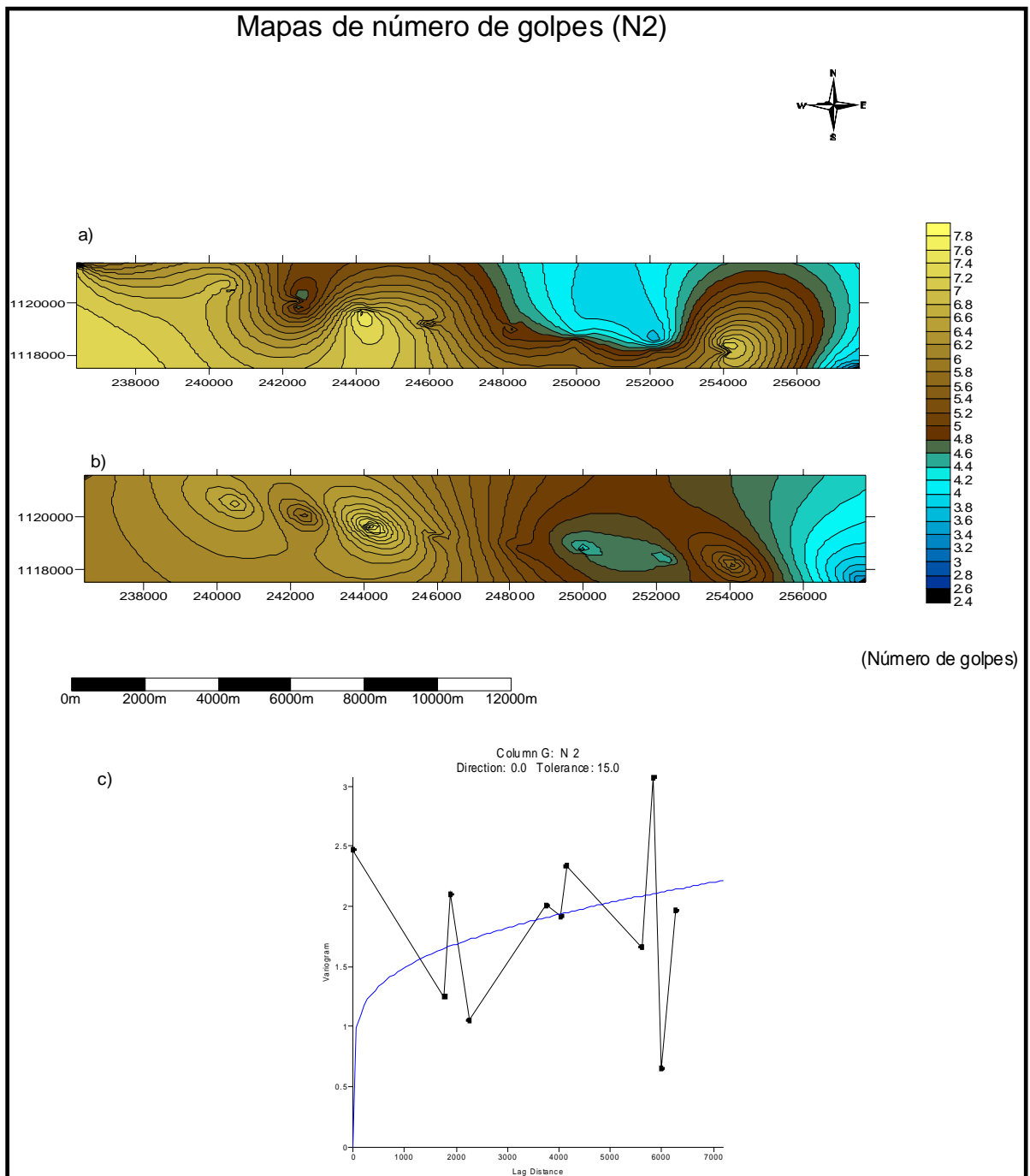


Figura 34. a) Mapa de número de golpes (N2) con interpolación lineal. b) Mapa de número de golpes (N2) con interpolación con Kriging. c) Variograma omnidireccional. Las coordenadas están en UTM con dato geodésico La Canoa.

5.2.2.3 Mapas de número de golpes (N3)

En el mapa a) de la figura 35 las características generales se mantienen muy similares a las de los mapas de número de golpes N1 y N2. En los mapas de N3 los valores de número de golpes calculados con la ecuación $V_s = 78.52 N_3^{0.321}$ aumentaron y se encuentran en el rango de 4 a 13 golpes. En este mapa al igual que los anteriores (N1 y N2) se observa tres zonas de valores de máximo números de golpes, siendo la principal la que se encuentra entre las coordenadas 242000 y 248000, mientras que las otras dos se encuentran hacia la zona oeste y este del área en estudio. Las zonas con mayores gradientes y cierres abruptos del mapa son aquellos donde los valores de N3 son mayores.

Las zonas de máximos y mínimos de números de golpes N3 se correlacionan de gran forma con la zona de máxima velocidad de onda P, velocidad de onda S, densidad, N1 y N2. La dirección preferencial de las curvas de nivel de los mapas de N3 presentan una orientación norte – sur.

En el mapa b) se mantienen las características generales descritas en el mapa a) de la figura 35, donde la principal diferencia se encuentra en que los cierres de las curvas de nivel y los gradientes fueron suavizadas e igualmente se mantuvieron la zonas de máximos y mínimos para los valores del parámetro y las direcciones preferenciales.

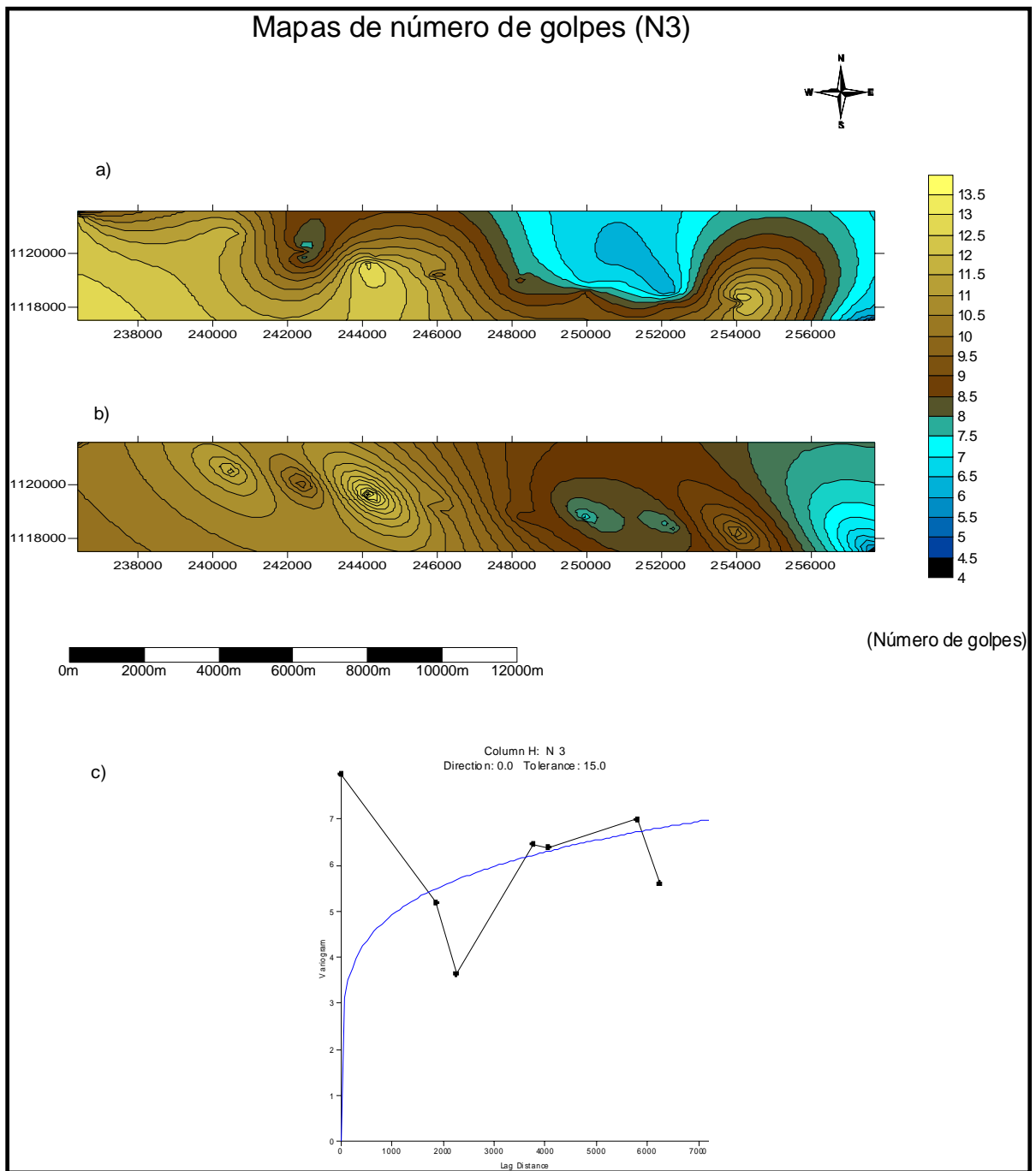


Figura 35. a) Mapa de número de golpes (N3) con interpolación lineal. b) Mapa de número de golpes (N3) con interpolación con Kriging. c) Variograma omnidireccional. Las coordenadas están en UTM con dato geodésico La Canoa.

5.2.2.4 Mapas de número de golpes promedios

Estos mapas que corresponden a la figura 36 y fueron calculados haciendo un promedio de los valores obtenidos de los mapas N1, N2 y N3. Las características generales se mantienen muy similares a todos los demás mapas graficados de número de golpes. En estos mapas el rango de número de golpes se encuentran entre 2.5 y 9.5 golpes y observa tres zonas de valores de máximo números de golpes, siendo la principal la que se encuentra entre las coordenadas 242000 y 248000, zona que se correlaciona de gran forma con la zona de valores máximos de los mapas estudiados anteriormente. Hacia la zona oeste y este del área en estudio se observa los otros dos sectores donde destacan los incrementos de número de golpes.

Los puntos con mayores gradientes y cierres abruptos de las curvas de nivel son aquellos donde los valores de número de golpes son mayores. En estos mapas la dirección preferencial de las curvas de nivel presenta una orientación norte – sur.

Luego de aplicar los modelos de ajuste del variograma omnidireccional en el método de interpolación del mapa b) de la figura 36, se observó que las características generales descritas en el mapa a) de la figura 36, se mantuvieron iguales, donde la principal diferencia se encuentra en que los cierres de las curvas de nivel y los gradientes fueron suavizadas e igualmente se mantuvieron la zonas de máximos y mínimos y las direcciones preferenciales.

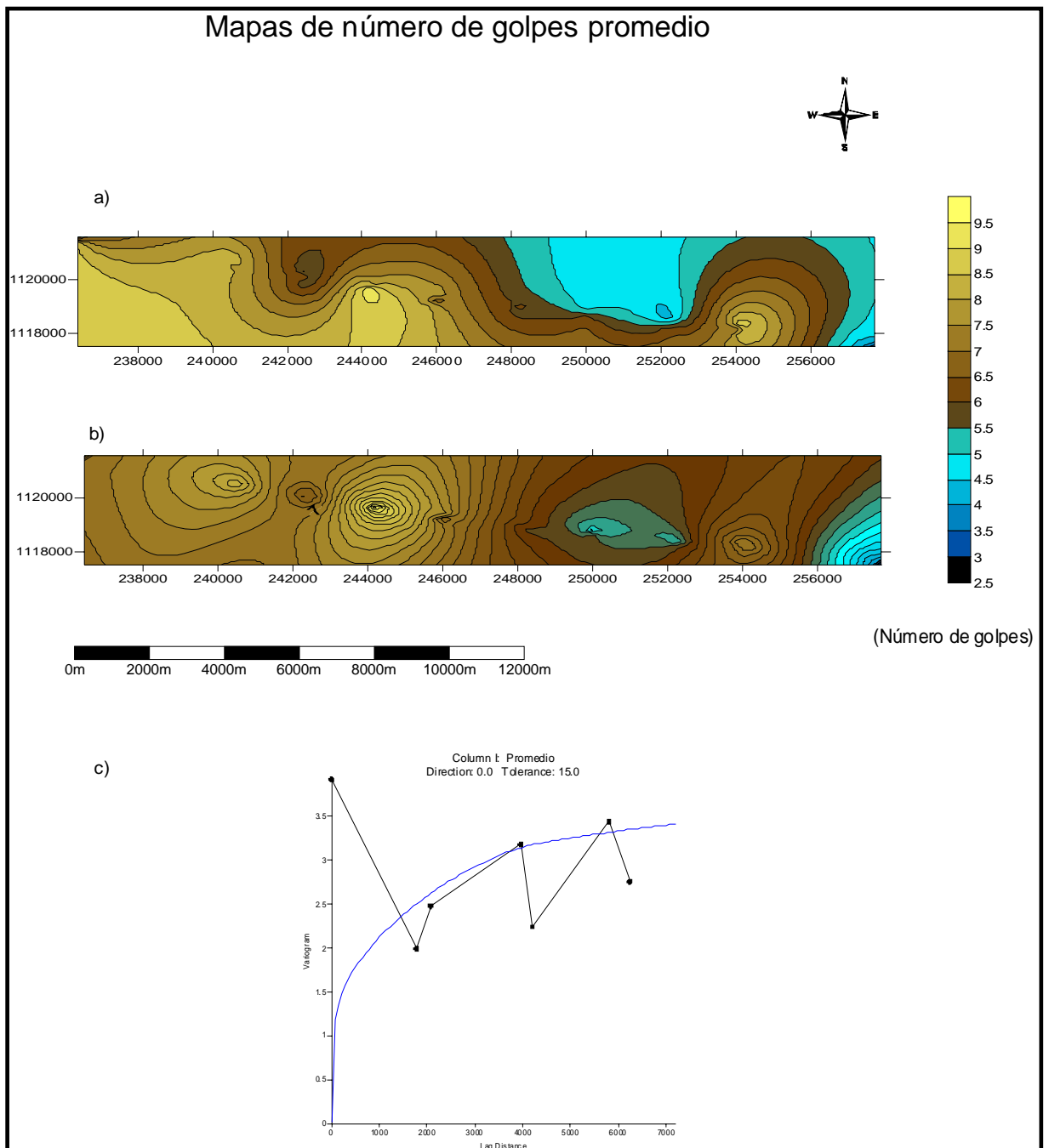


Figura 36. a) Mapa de número de golpes promedio (N_p) con interpolación lineal. b) Mapa de número de golpes promedio (N_p) con interpolación con Kriging. c) Variograma omnidireccional. Las coordenadas están en UTM con dato geodésico La Canoa.

Una vez realizado el análisis cuantitativo y cualitativo de los mapas de número de golpes, es importante mencionar que las zonas de menor número de golpes

están asociadas con las de menores densidades y a su vez corresponden con las zonas donde existe mayor posibilidad de riesgo de licuación de suelos. En estas zonas en el momento de la adquisición fueron los lugares donde se observaron los suelos saturados de agua y los suelos menos consolidados, es decir, las arenas estaban más sueltas.

Cerca del perfil con dirección N-S correspondiente a las coordenadas 249000 y 1119000, se tiene la información de un ensayo SPT realizado por una empresa de telefonía celular, para la instalación de una antena repetidora de señal; dicho ensayo arroja valores bajos de número de golpes en un rango entre 3 y 6 golpes, para una profundidad entre 4 y 6 m, estos resultados se correlacionan de gran manera con los resultados obtenidos en la zona mediante la sísmica, el cual dio un rango de valores de N en el rango de 3 a 7 golpes. Lo que indica que los resultados obtenidos por el procedimiento empleado son bastante confiables.

5.2.3 Mapas de módulos elásticos

A continuación se realiza el análisis de los principales parámetros del suelo, cuyos valores fueron calculados empleando las ecuaciones correspondientes y partiendo de los valores de velocidades obtenidos con la sísmica de refracción.

5.2.3.1 Mapas de módulo de rigidez

En el mapa a) de la figura 37 los valores de módulo de rigidez se encuentran en el rango de $0,39 \times 10^8$ Pascal y $0,66 \times 10^8$ Pascal. En este mapa se observa una zona de máximos valores de módulo de rigidez entre las coordenadas 243000 y 248000, dicha zona se correlaciona con la zona de máxima velocidad de ondas. Adicionalmente, hacia el oeste y al este de la zona en estudio se observa otra zona de incremento moderado del módulo de rigidez.

Las curvas de nivel de forma general presentan una orientación preferencial norte – sur y en las tres zonas de incremento de módulo de rigidez se observan grandes gradientes y los mayores cierres abruptos de las curvas de nivel; resultado que varía de manera notable en el mapa b) de la figura 37 con la aplicación de los modelos de ajustes del variograma omnidireccional en el método de interpolación, los gradientes y los cierres abruptos se suavizaron, y se observan zonas de con cierres de las curvas de nivel alineados de máximos y mínimos con orientación aproximada NW-SE. De forma muy general las zonas de máximos y mínimos de módulo de rigidez se mantuvieron, pero se aprecia con mayor detalle.

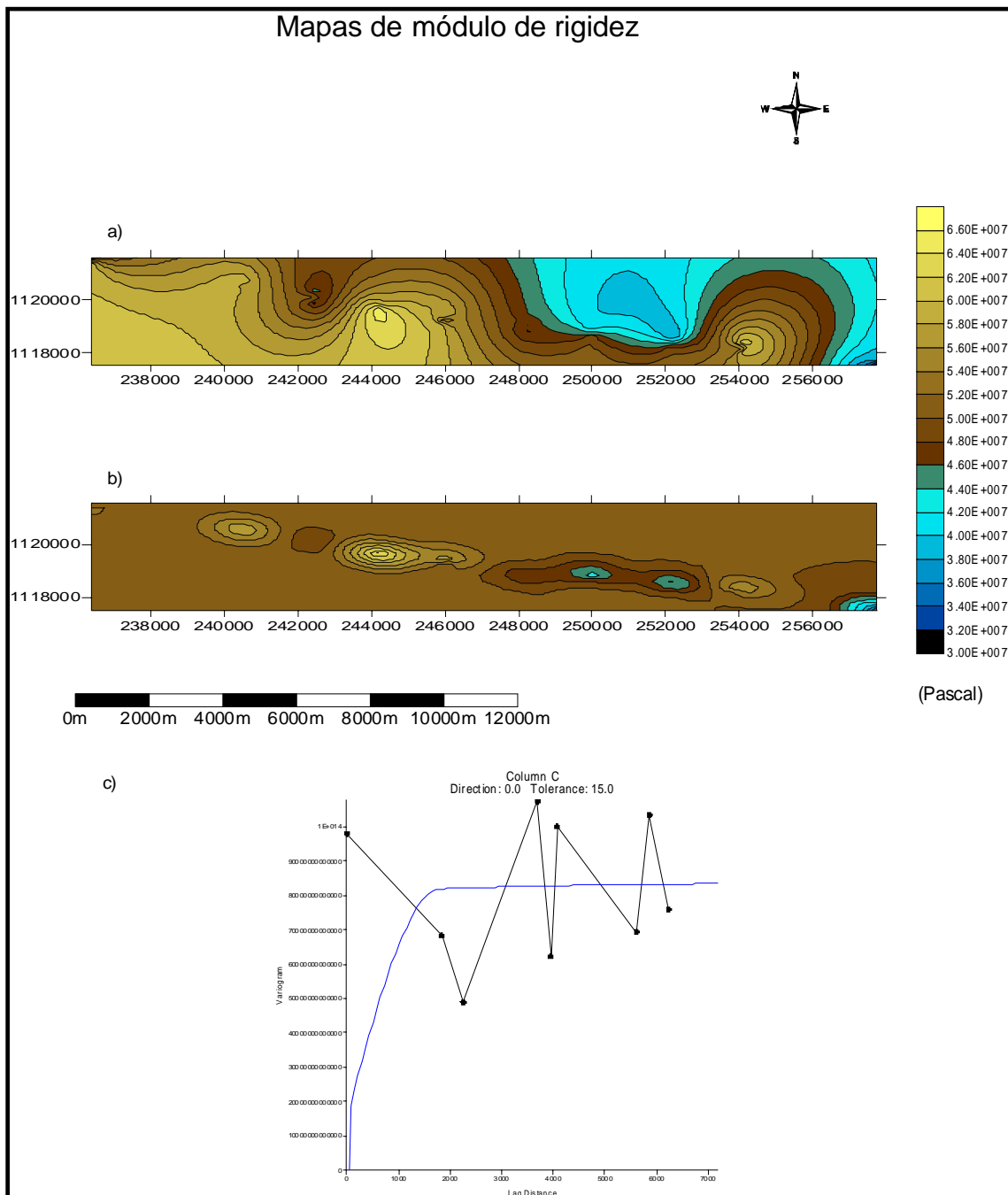


Figura 37. a) Mapa de moduló de rigidez con interpolación lineal. b) Mapa de módulo de rigidez con interpolación con Kriging. c) Variograma omnidireccional. Las coordenadas están en UTM con dato geodésico La Canoa.

5.2.3.2 Mapas de parámetro de Lamé

En el mapa a) de la figura 38 se observan los valores máximos del parámetro de Lamé en la zona central del área en estudio, entre aproximadamente las coordenadas 243000 y 248000, mientras que los valores mínimo de parámetro están presente entre las coordenadas 248000 y 252000. El rango de valores de parámetro de Lamé se encuentra entre 4×10^9 Pascal y $6,9 \times 10^9$ Pascal y la orientación preferencial de las curvas de nivel del mapa es aproximadamente norte - sur. En el área central del mapa se observan los mayores gradientes que se suavizan de manera marcada en la dirección este – oeste desde la región central. En este mapa también destaca un conjunto de pequeños cierres de las curvas de nivel que presentan una dirección aproximada este – oeste.

En el mapa b) de la figura 38 se mantiene las características generales descritas en el mapa a), donde la principales diferencia se encuentran en que las curvas de nivel fueron suavizadas con la aplicación de los modelos de ajustes del variograma omnidireccional en el método de interpolación y de esta forma se atenuaron el conjunto de cierres abruptos alineados presentes en el mapa a) de la figura 38, pero se mantuvieron las zonas de máximas y mínimas velocidades, las direcciones preferenciales y la tendencia general de los gradientes.

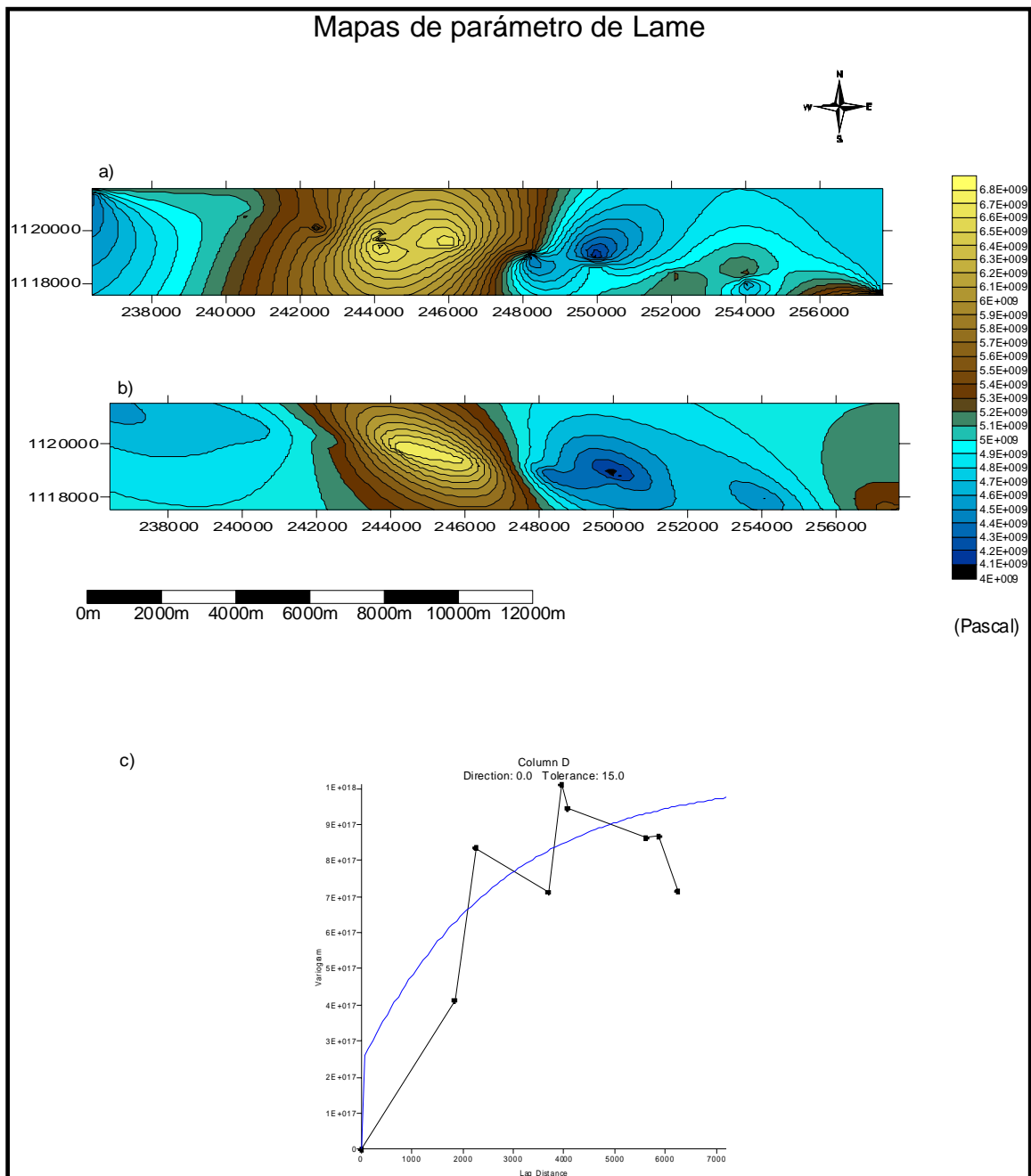


Figura 38. a) Mapa de parámetro de Lamé con interpolación lineal. b) Mapa de parámetro de Lamé con interpolación con Kriging. c) Variograma omnidireccional. Las coordenadas están en UTM con dato geodésico La Canoa.

5.2.3.3 Mapas de módulo de volumen

En el mapa a) de la figura 39 los valores de módulo de volumen de la zona en estudio se encuentran en el rango de $4,1 \times 10^9$ Pascal y $6,8 \times 10^9$ Pascal, este rango de valores coincide con el rango de valores asociados de manera teórica para la litología de la zona de estudio. En este mapa se observa una zona de valores de máximo de módulo de volumen entre las coordenadas 242000 y 248000, zona que se correlaciona de gran forma con la zona de máximos valores de velocidad de onda P y parámetro de Lamé. La dirección preferencial de las curvas de nivel presentan una orientación norte – sur. En la región central del mapa se observan los mayores gradientes que disminuyen progresivamente en dirección este y oeste. En este mapa al igual que en el mapa superior de parámetro de Lamé se observan un conjunto de pequeños cierres de las curvas de nivel con una orientación aproximada este – oeste; dichos cierres se suavizan en el mapa b) de la figura 39 al aplicar los modelos de ajustes del variograma omnidireccional en el método de interpolación del mismo. El resto de las características generales descritas para el mapa a) se mantienen para el mapa b) de la figura 39 tales como: las zonas de máximos y mínimos valores de módulo de volumen, las direcciones preferenciales y la tendencia de los gradientes.

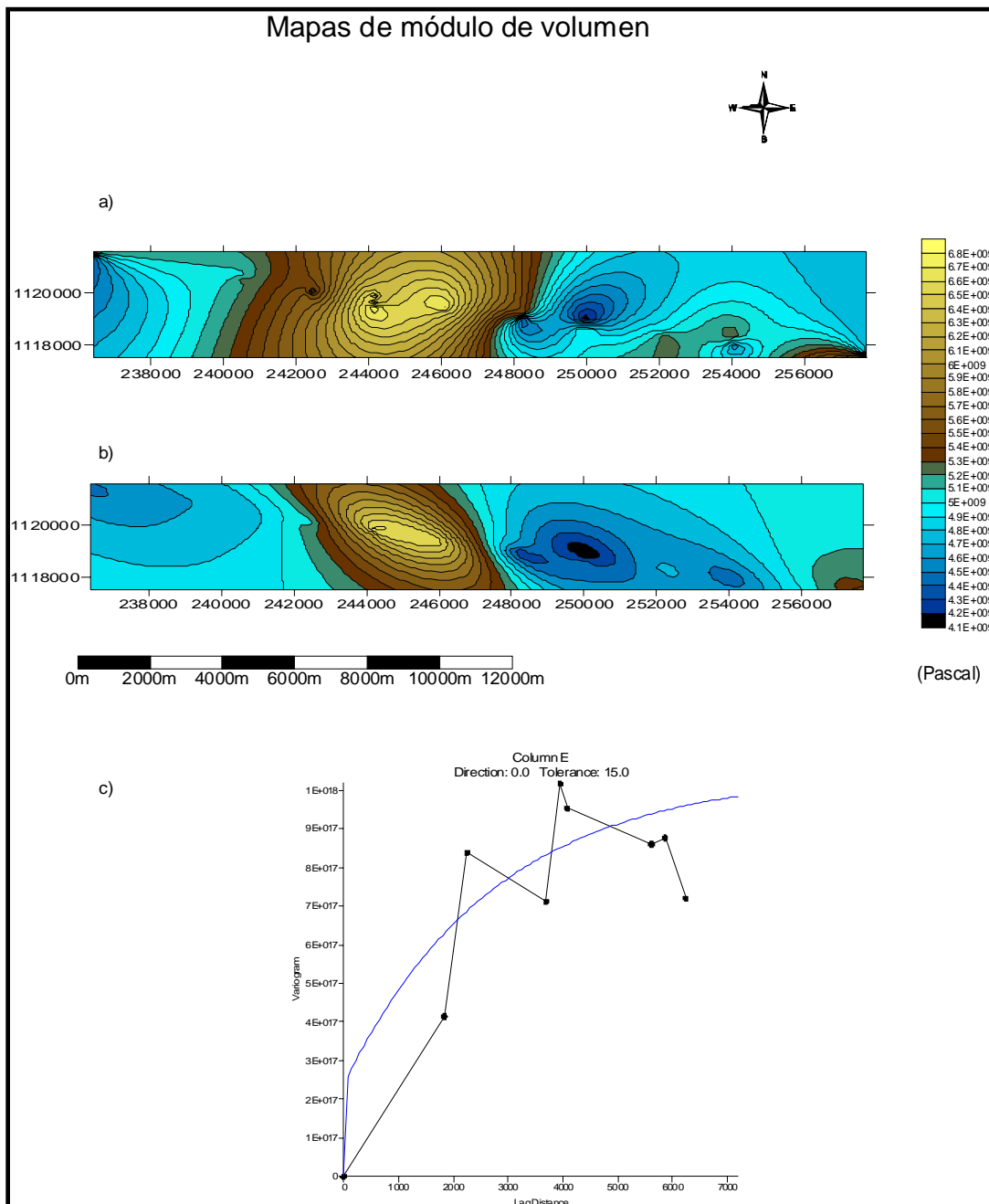


Figura 39. a) Mapa de moduló de volumen con interpolación lineal. b) Mapa de módulo de volumen con interpolación con Kriging. c) Variograma omnidireccional. Las coordenadas están en UTM con dato geodésico La Canoa.

5.2.3.4 Mapas de módulo de Young

En el mapa a) de la figura 40 destacan tres zonas de valores máximos de módulo de Young: una al oeste, otra en la zona central y la otra al este. Para dichas zonas los valores máximos de módulo de Young están en el orden de 2×10^8 Pascal mientras que los valores mínimos están en el orden de $0,9 \times 10^8$ Pascal. Los puntos con mayores gradientes y cierres abruptos de las curvas de nivel son aquellos donde los valores de módulo de Young son mayores. La dirección preferencial de las curvas de nivel de los mapas de módulo de Young presentan una orientación norte – sur y adicionalmente se observan el mapa a) de la figura 40 un conjunto de pequeños cierres de las curvas de nivel que presentan una dirección aproximada este – oeste.

Luego de aplicar los modelos de ajustes del variograma omnidireccional para el método de interpolación en el mapa b) de la figura 40, se mantienen las características generales descritas en el mapa a), donde la principal diferencia se encuentran en que los gradientes y los cierres de las curvas de nivel fueron suavizados pero se mantuvieron la zonas de máximos y mínimos y las direcciones preferenciales.

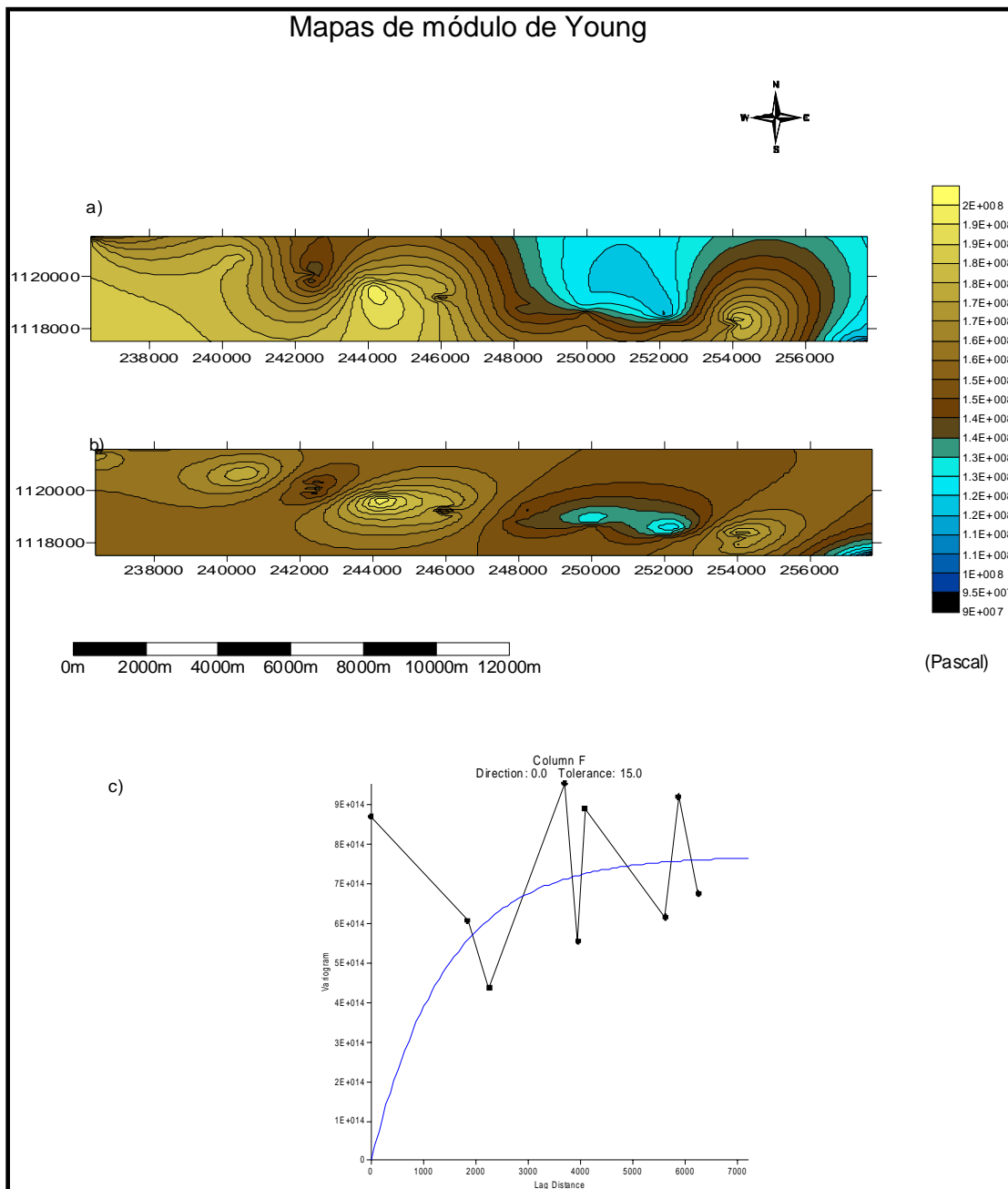


Figura 40. a) Mapa de modúló de Young con interpolación lineal. b) Mapa de módulo de Young con interpolación con Kriging. c) Variograma omnidireccional. Las coordenadas están en UTM con dato geodésico La Canoa.

5.2.3.5 Mapas de módulo de Poisson

En el mapa a) de la figura 41 a diferencia del resto de los mapas analizados no existen áreas donde destaquen de manera notable la propiedad estudiada (módulo de Poisson), sólo en la zona central se observa un pequeño incremento del módulo de Poisson en el rango de 0,48 Pascal y 0,49 Pascal. La dirección preferencial de las curvas de nivel aunque no tienen una tendencia clara definida puede decirse que es norte – sur y los gradientes son bastante homogéneos en todo el mapa.

En el mapa b) de la figura 41 se observan grandes cambios con relación a las características generales descritas en el mapa a) de la figura 41, los cierres de las curvas de nivel y los gradientes fueron atenuados al punto tal que casi no se observan cierres ni zonas de máximos y mínimos, debido a que la variación de los valores del parámetro son muy pequeñas. Otro aspecto importante de resaltar es el hecho de que en el mapa inferior se observan un conjunto de pequeños cierres donde se destacan algunas zonas de máximos y mínimos alineados con una orientación aproximada NW – SE.

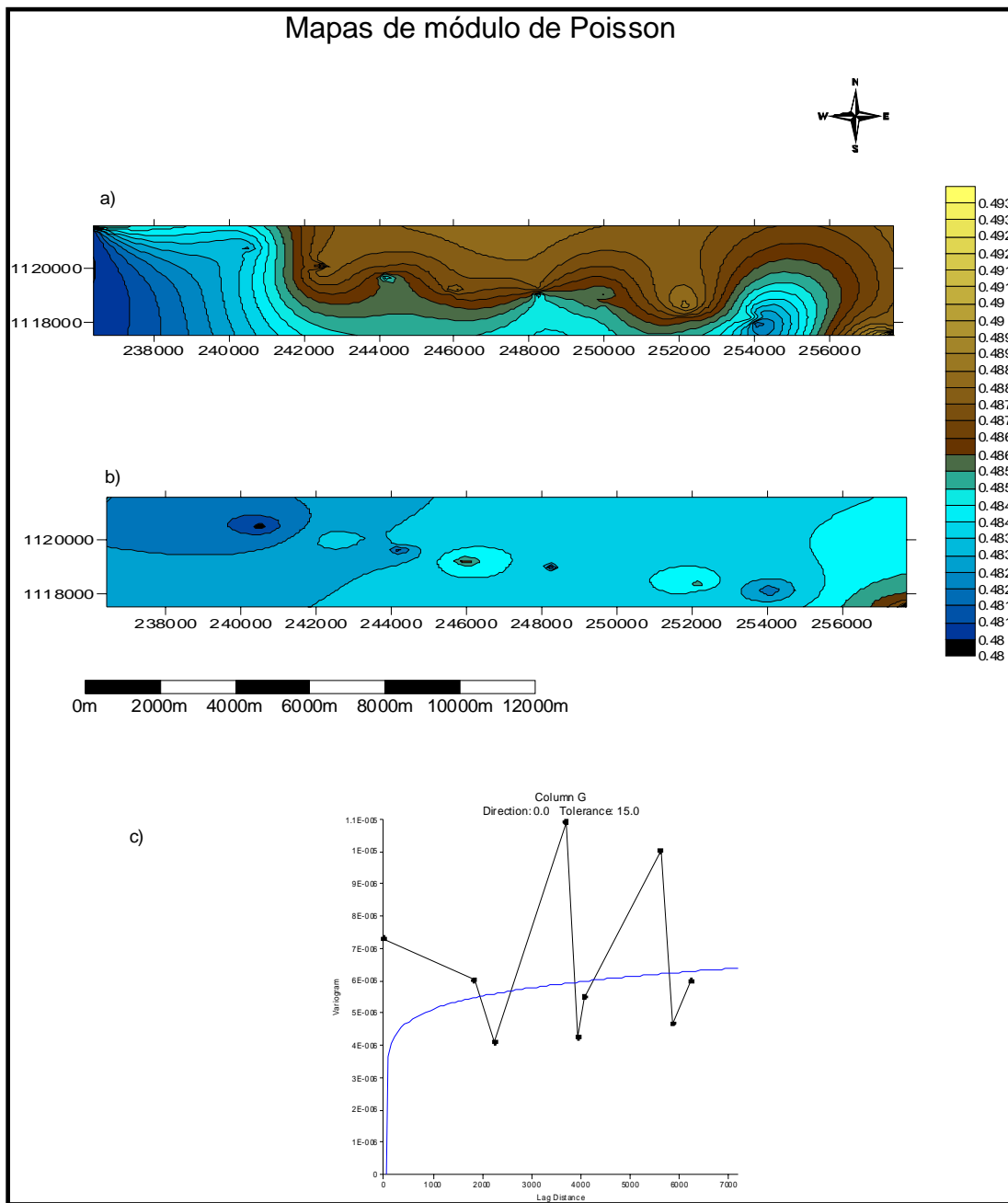


Figura 41. a) Mapa de módulo de Poisson con interpolación lineal. b) Mapa de módulo de Poisson con interpolación con Kriging. c) Variograma omnidireccional. Las coordenadas están en UTM con dato geodésico La Canoa.

5.3 Histogramas

5.3.1 Análisis de los histogramas

Los valores de velocidad de ondas P presentan una distribución estadística de tipo bimodal, destacando dos subpoblaciones principales entre los datos analizados estadísticamente. El rango de una de las poblaciones se encuentra entre 1475 m/s y 1725 m/s y la otra población se encuentra en el rango de 1750 m/s y 1875 m/s, estando los valores extremos de los datos estudiados de velocidades de onda P entre 1450 m/s y 1875 m/s, valores que se ajustan de buena manera con los valores teóricos asignados para la velocidad de onda P en este tipo de litología.

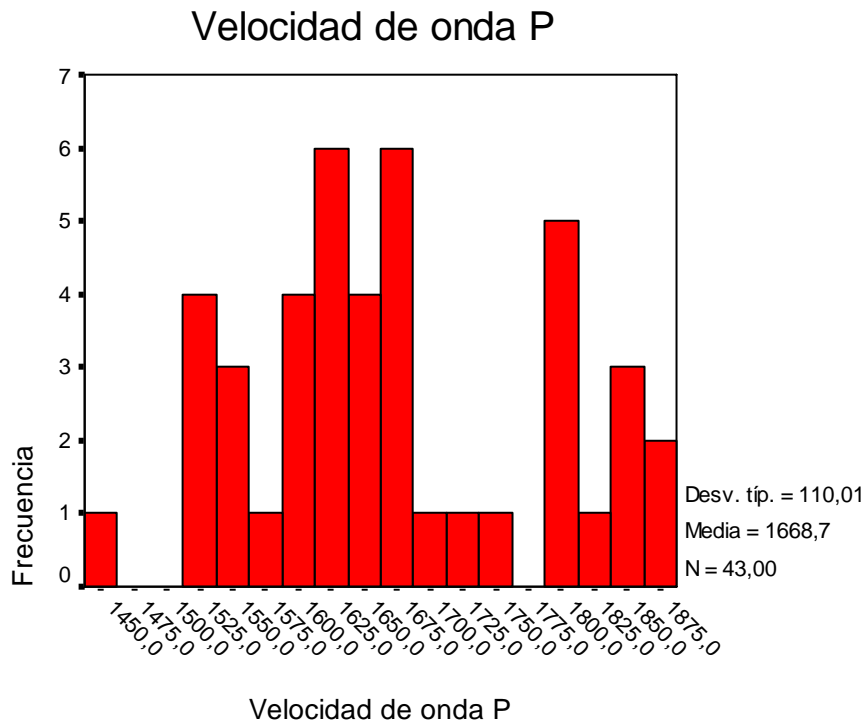


Figura 42. Histograma de velocidades de onda P

El histograma de velocidad de onda S es de tipo trimodal debido a que se observan 3 subpoblaciones, estando la primera de estas subpoblación en el rango de 135 m/s 160 m/s, la segunda entre 165 m/s y 175 m/s y la tercera entre 175 m/s y 190 m/s. Los valores extremos del histograma Vs están entre 125 m/s y 187 m/s, valores que también coinciden con los rangos teóricos establecidos para esta velocidad en este tipo de litología. Esta correlación entre los valores obtenidos y los teóricos, constituyen una buena herramienta de comprobación de que los datos obtenidos son confiables.

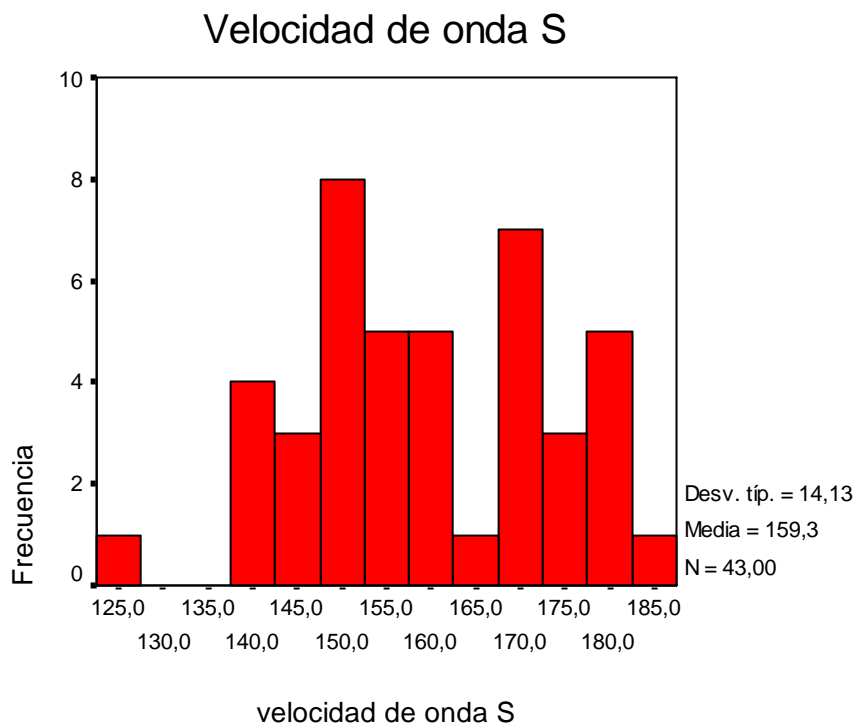


Figura 43 Histograma de velocidades de onda S

En el histograma de los valores de densidad de tipo bimodal, en el se observan dos subpoblaciones, la primera subpoblación se encuentra en el rango 1.925 gr/cm³ y 2.00 gr/cm³ y la otra en el rango de 2.00 gr/cm³ y 2.1 gr/cm³. Los valores de densidades fueron calculados mediante ecuaciones partiendo de los valores de velocidades de onda P obtenidos de los registros sísmicos.

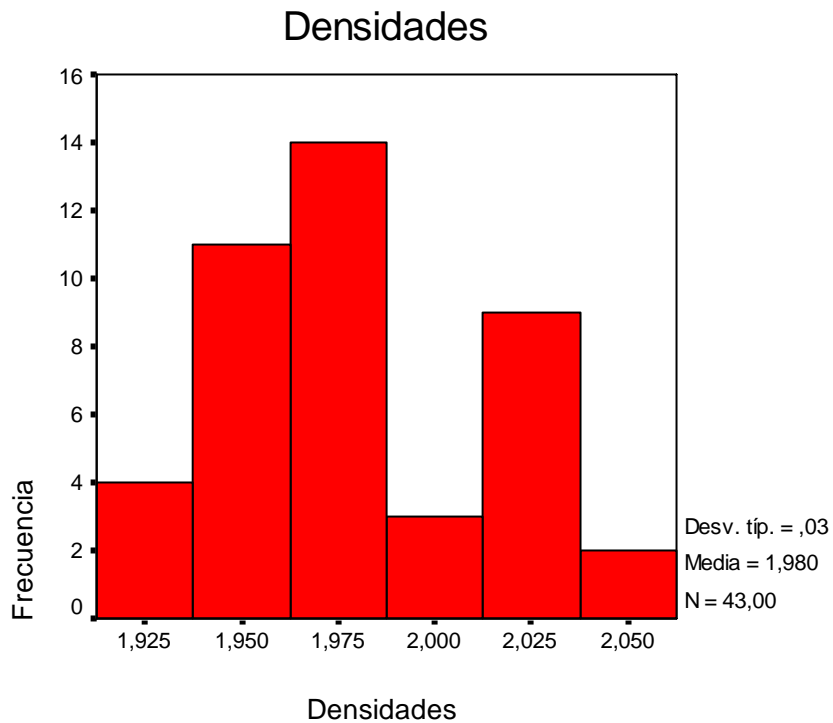


Figura 44. Histograma de densidades

En el histograma de los valores de números de golpes (N1) calculados empleando la ecuación $V_s=97N^{0,314}$ se observan tres subpoblaciones, estando la primera en el rango de 2.50 y 5 golpes, la segunda entre 5.50 y 6.50 golpes y la ultima subpoblación entre 6.50 y 8 golpes. La desviación estándar típica de 1.37 y una media estadística de 4.98, los valores extremos de N1 se encuentran entre 2 y 7.5 golpes.

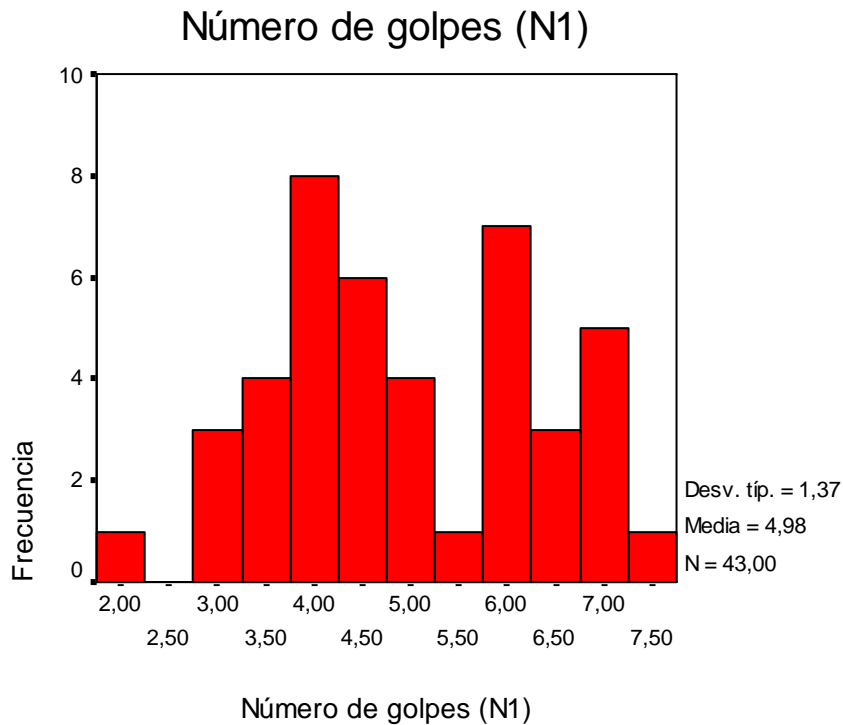


Figura 45. Histograma de número de golpes (N1)

En el histograma de los valores de números de golpes (N2) calculados empleando la ecuación $Vs=89,8N^{0,341}$ de tipo trimodal, en el mismo se observan tres subpoblaciones, estando la primera de las subpoblaciones en el rango de 3 a 5.5 golpes, la segunda entre 5.5 y 7 golpes y la última está en el rango de 7 a 8 golpes, observándose los valores extremos de N2 de los datos estudiados en el rango de 2 a 8 golpes.

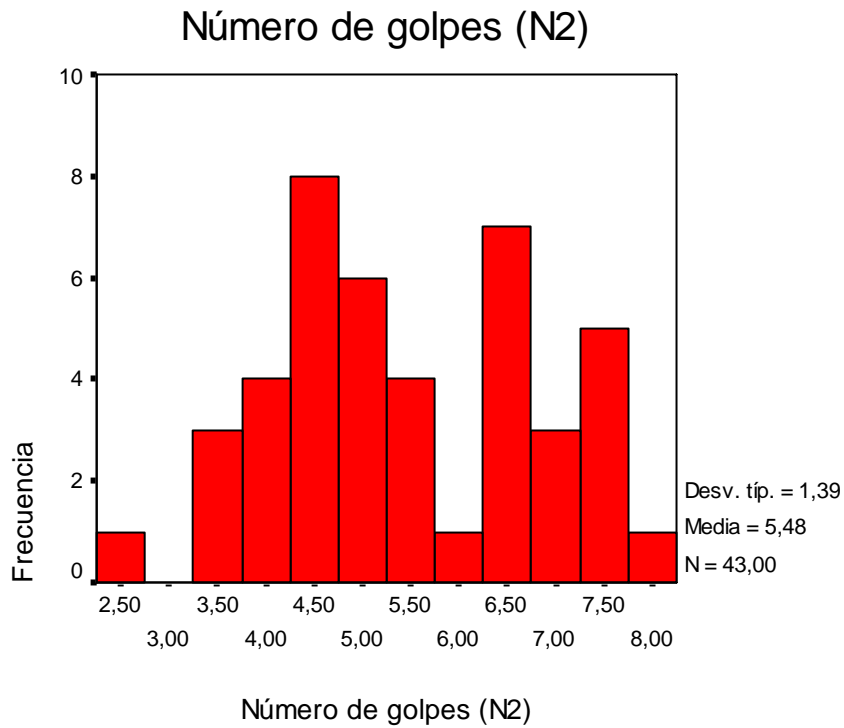


Figura 46. Histograma de número de golpes (N2)

Para los valores de números de golpes (N3) calculados empleando la ecuación $V_s = 78,52N^{0,321}$, se observan tres subpoblaciones, la primera de estas poblaciones se encuentra en el rango de 5.5 a 10 golpes, la segunda de 10 a 12 golpes y la tercera entre 12 y 14 golpes; en el histograma de N3 los valores extremos se encuentran entre 4 y 14 golpes.

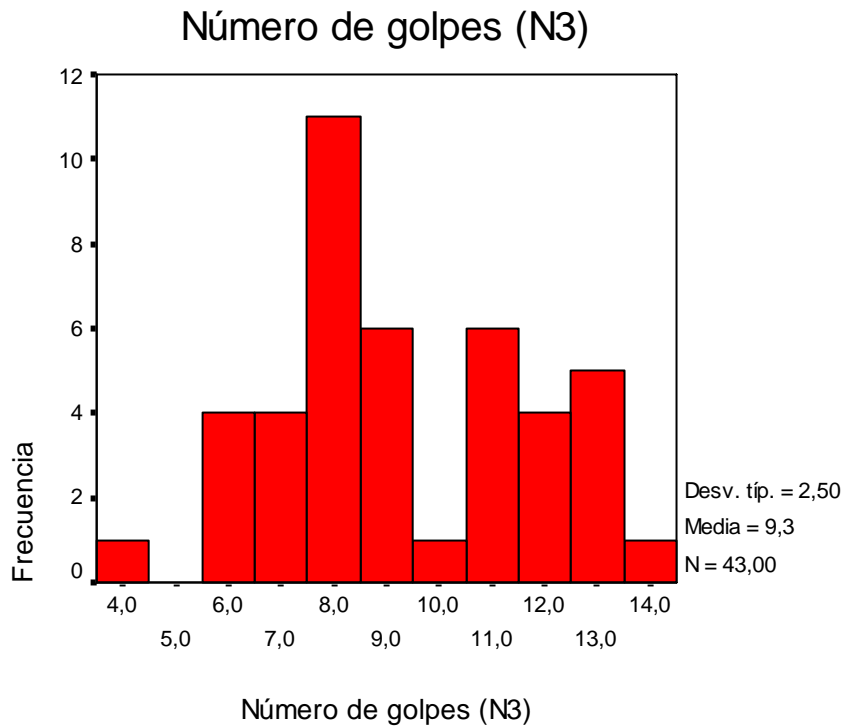


Figura 47. Histograma de número de golpes (N3)

En el histograma de los valores promediados de N1, N2 y N3 se observan cuatro subpoblaciones, la cuales están distribuidas de las siguiente manera, la primera los valores de número de golpes se encuentran entre 4 y 6 golpes, la segunda entre 6 y 7 golpes, la tercera de 7 a 9 golpes y la última de 9 a 10 golpes. El histograma de promedio de N los valores extremos de promedio de número de golpe está entre 3 y 10 golpes.

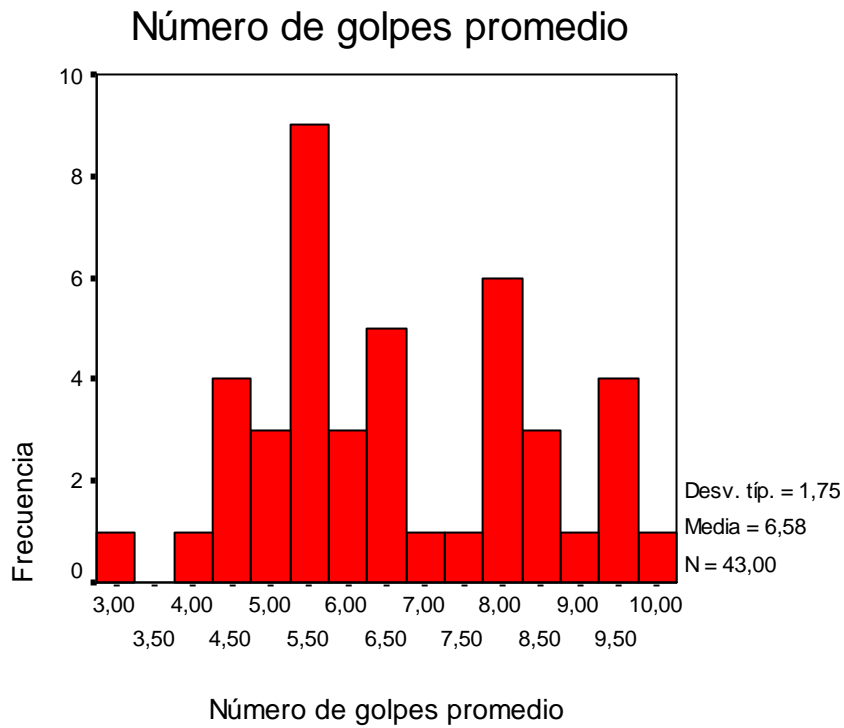


Figura 48. Histograma de promedio de número de golpes

En el histograma bimodal del módulo de rigidez se observan dos subpoblaciones, cuyos valores se encuentran en el rango de $0,35 \times 10^9$ Pascal a $0,55 \times 10^9$ Pascal y $0,55 \times 10^9$ Pascal a $0,70 \times 10^9$ Pascal respectivamente, con valores extremos de los datos estudiados entre $0,30 \times 10^9$ Pascal y $0,70 \times 10^9$ Pascal

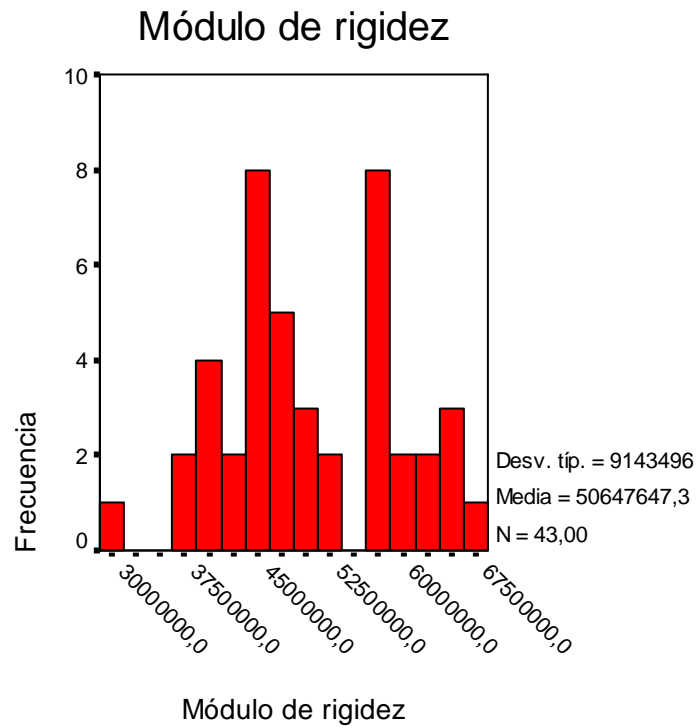


Figura 49. Histograma de módulo de rigidez

En el histograma bimodal del parámetro de Lamé se observan dos subpoblaciones, estando la primera en el rango de 4×10^9 Pascal a $5,575 \times 10^9$ Pascal y la segunda en el rango 6×10^9 Pascal y 7×10^9 Pascal, encontrándose los valores extremos de los datos estudiados entre 4×10^9 Pascal y 7×10^9 Pascal.

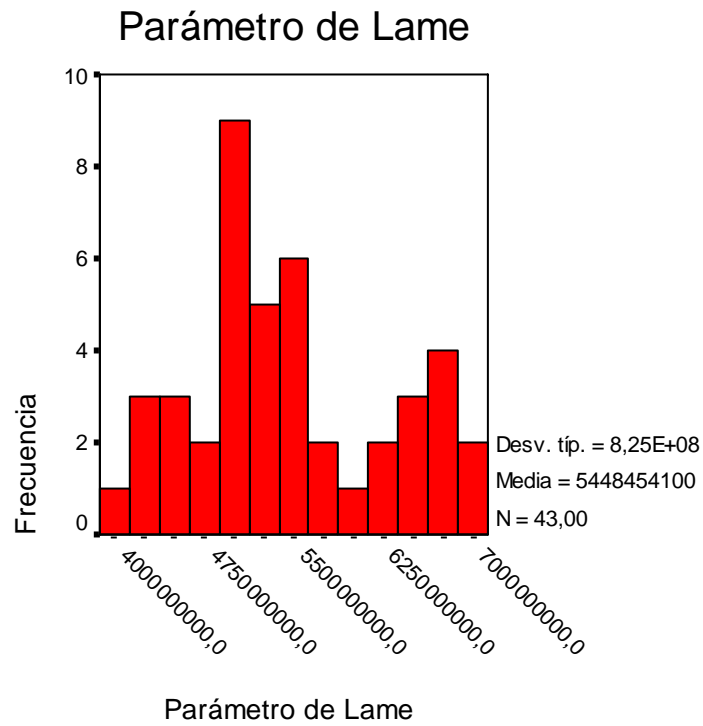


Figura 50. Histograma de parámetro de Lame

Del histograma obtenido para los valores de módulo de volumen se determinan dos subpoblaciones, donde la primera subpoblación se encuentra en el rango de $4,25 \times 10^9$ Pascal a $6,25 \times 10^9$ Pascal y la segunda en el rango de $6,25 \times 10^9$ Pascal a 7×10^9 Pascal, estando los valores extremos de los datos calculados mediante el uso de ecuaciones para este parámetro entre 4×10^9 Pascal y 7×10^9 Pascal.

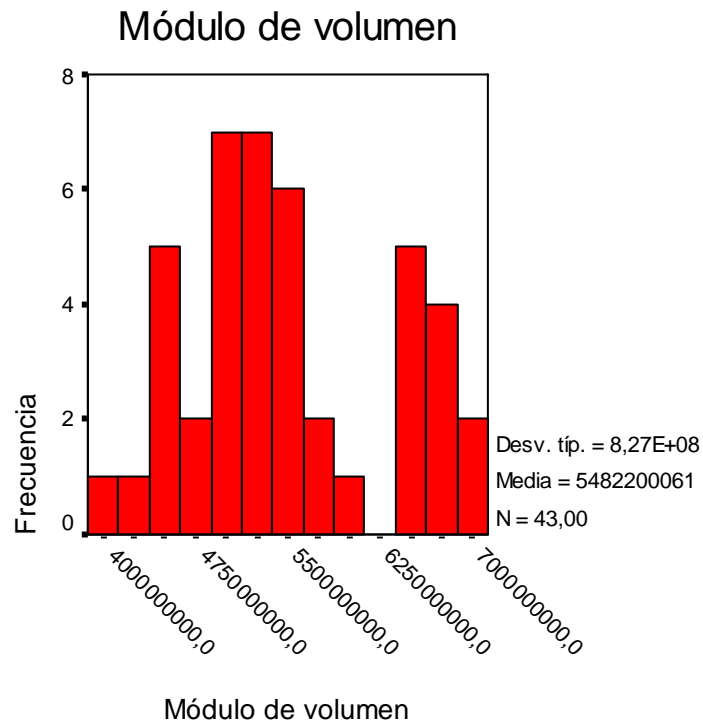


Figura 51. Histograma de módulo de volumen

Para los valores calculados de módulo de Young, se observan dos subpoblaciones, encontrándose la primera de éstas en el rango de $0,9 \times 10^9$ Pascal y $1,5 \times 10^9$ Pascal y la segunda en el rango de $1,5 \times 10^9$ Pascal y $1,85 \times 10^9$ Pascal, estando los valores extremos del módulo de Young entre $0,9 \times 10^9$ Pascal y 2×10^9 Pascal.

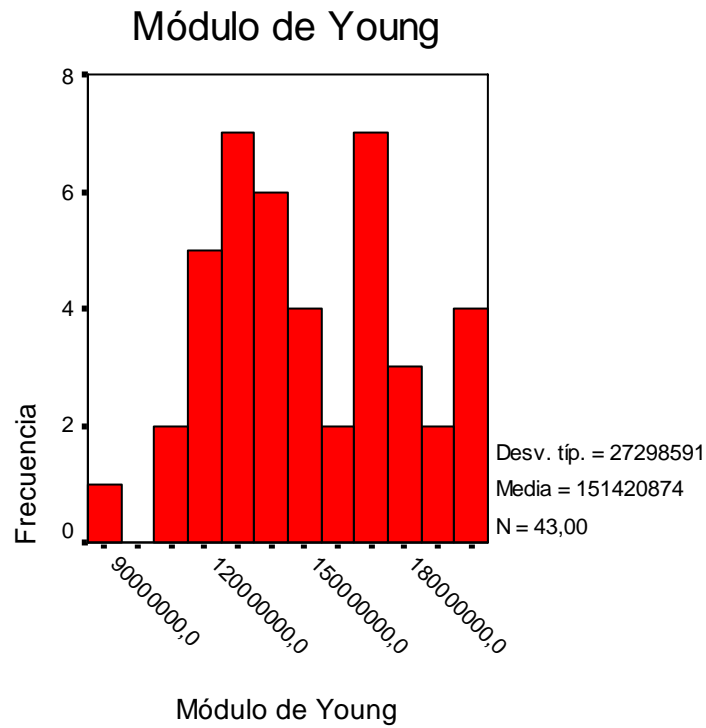


Figura 52. Histograma de módulo de Young

En el histograma del módulo de Poisson se observa una población con distribución de tipo normal, sesgada hacia los mayores valores, donde la desviación estándar típica es de 0.001 y la media es de 0.48, encontrándose los valores extremos de los datos calculados para este parámetro entre 0.48 y 0.4975.

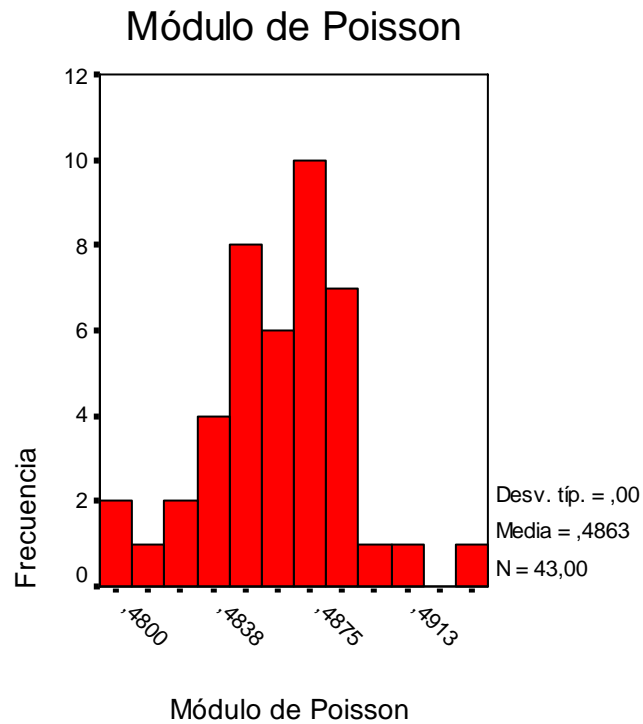


Figura 53. Histograma de módulo de Poisson

Una vez analizados cada uno de los histogramas de los parámetros estudiados por separados, se puede determinar de forma general que los mismos presentaron un promedio de dos poblaciones y desviaciones estándar muy pequeña, resultado que se corrobora con el hecho de que la media y la moda de cada uno de los histograma es muy diferente, es decir, no son similares, lo que indica la presencia en cada uno de los parámetros de dos o más subpoblaciones. Estos resultados estadísticos obtenidos indican que los datos de velocidades y los parámetros calculados mediante la aplicación de ecuaciones empíricas describen una configuración geológica donde se encuentran presentes dos o tres estructuras principales que corresponden a las subpoblaciones observadas en los histogramas. Considerando que ninguna de las subpoblaciones prepondera sobre las demás, se infiere que la geometría de adquisición utilizada no filtró información útil, dándole una relevancia uniforme a todo el conjunto de características físico geológicas presenten en la zona estudiada. Lo que indirectamente constituye una certificación de calidad de los datos obtenidos.

5.4 Determinación de Licuación de suelo

Para la estimación de potencial de licuación de suelo de la zona en estudio se empleo el procedimiento estándar, el cual está conformado por una serie de pasos, que se describen a continuación:

Paso 1: Inicialmente se determina la zona de gradación del suelo en estudio de acuerdo a la granulometría y el porcentaje de contenido de finos, empleando los ábacos que se muestran en la figura 54, tomada de Balkema 1997.

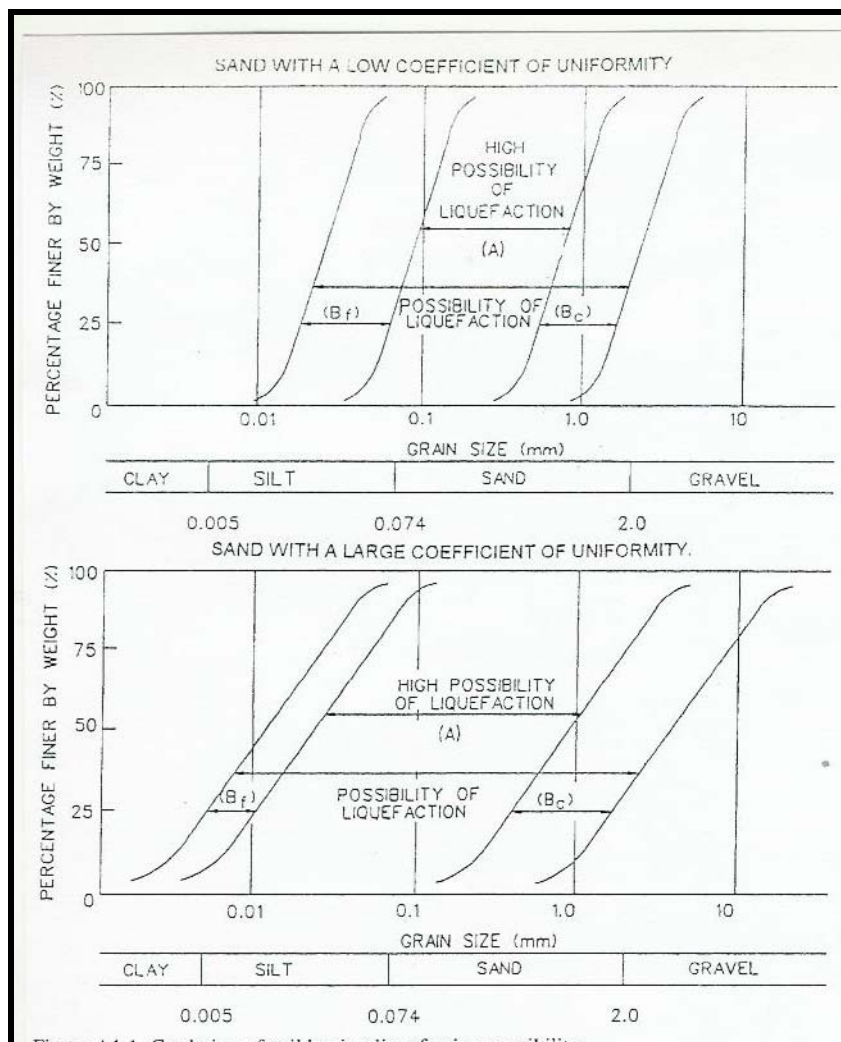


Figura 54. Zona de granulometría del suelo para determinar posibilidades de licuación

Empleando los gráficos de la figura 55 para el caso de nuestro estudio, debido a que la litología de la zona está constituida principalmente por arenas bien escogidas y con un porcentaje de fino menor al 25 %, se determinó que la zona de gradación de suelos es tipo A, la cual posee alta posibilidad de licuación de suelo.

Paso 2: Una vez determinada la zona de granulometría del suelo, se procedió a calcular el número de N equivalente, utilizando el gráfico que se muestra en la figura 55. Para la realización de los cálculos de N equivalentes es necesario utilizar los valores de N obtenidos de los ensayos SPT o CPT; pero para nuestra investigación se emplearon los valores de N obtenidos de los resultados de la sísmica y los cálculos realizados mediante las ecuaciones empíricas de N, expuestas en el análisis de las ecuaciones de números de golpes N1, N2 y N3. Los valores de N empleados constituye uno de los principales aportes de la geofísica en este trabajo.

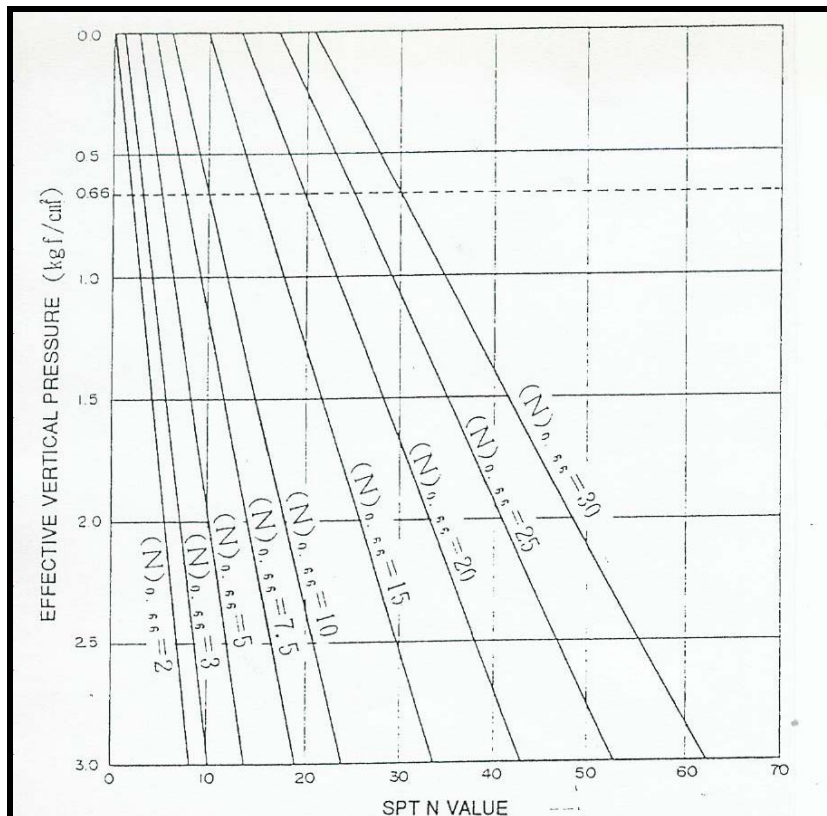


Figura 55. Relación de N equivalente y presión vertical efectiva (σ'_v)

Paso 3: Una vez calculado el número de N equivalente se procede a determinar la aceleración equivalente (α_{eq}), empleando la ecuación (1), los valores de presión vertical efectiva (σ'_v) obtenidos del paso 2 y el valor de esfuerzo cortante máximo (τ_{max}) se determina utilizando el gráfico mostrado en la figura 57. El gráfico de la figura 56 muestra tres modelos para el cálculo de esfuerzo cortante máximo, obtenidos de forma experimental en laboratorios. El modelo de Shake corresponde un modelo lineal, el de Desra corresponde a un modelo hiperbólico y el de Charsoil corresponde un modelo ortogonal.

$$\alpha_{eq} = 0.7 * \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} * g \quad (1)$$

Donde:

α_{eq} : Aceleración equivalente (Gal)

τ_{max} : Esfuerzo cortante máximo (kgf/cm²)

σ'_v : presión vertical efectiva (kgf/cm²)

g: aceleración de gravedad (980 Gal)

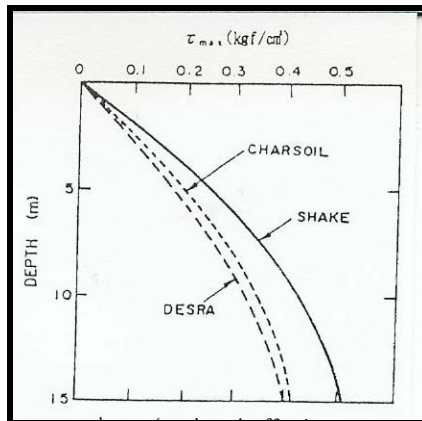


Figura 56. Relación de esfuerzo cortante máximo – profundidad

Paso 4: Una vez realizado el cálculo de la aceleración equivalente, se emplean los gráficos mostrados en figura 57 (para determinar si emplear al grafico a o el gráfico b, debe considerarse el tipo de zona obtenida en el paso1); haciendo uso de los valores de aceleración equivalente y número N equivalente se determina el tipo de zona que caracteriza el suelo asociado al número de golpes calculados con el ensayo SPT y en nuestro caso obtenidos de la sísmica y las ecuaciones empíricas de N. La zona en la cual se encuentra el suelo en estudio se corresponde a una zona tipo I, II, III o IV; estos valores nos permitirán haciendo uso de la tabla 9 predecir el riesgo de ocurrencia de licuación de suelos.

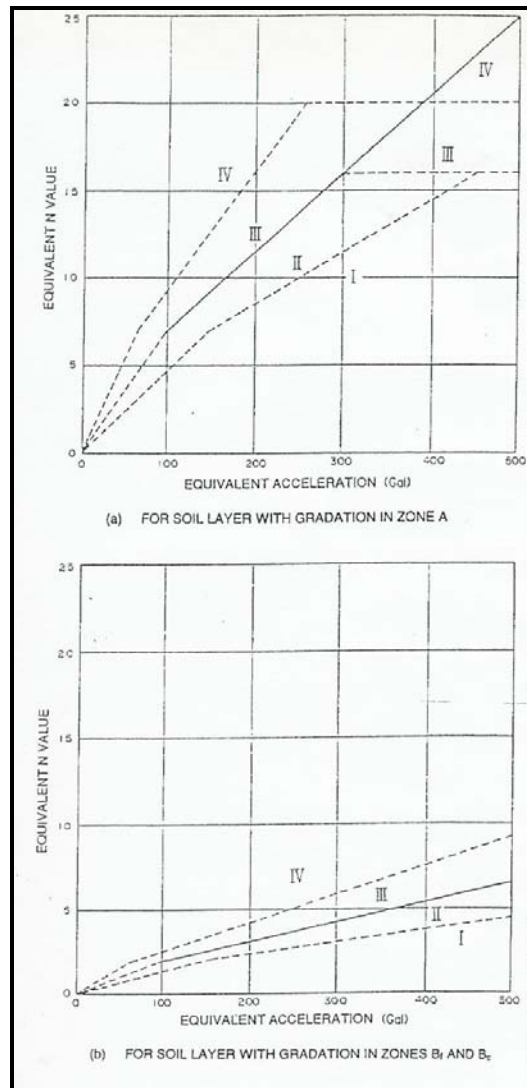


Figura 57. Relación aceleración equivalente-N equivalente.

Zones indicated in Figure 4.41	Liquefaction prediction based on gradation and SPT <i>N</i> -value	Liquefaction determination based on gradation and SPT <i>N</i> -value
I	Possibility of liquefaction occurrence is very high	Liquefaction will occur
II	Possibility of liquefaction occurrence is high	Decide either to determine that liquefaction will occur, or to conduct further evaluation based on cyclic triaxial tests
III	Possibility of liquefaction occurrence is low	Decide either to determine that liquefaction will <i>not</i> occur, or to conduct further evaluation based on cyclic triaxial tests When it is necessary to allow a significant safety margin for a structure, decide either to determine that liquefaction will occur, or to conduct further evaluation based on cyclic triaxial tests
IV	Possibility of liquefaction occurrence is very low	Liquefaction will not occur

Tabla 9. Predicción y determinación de riesgo de licuación de suelos

5.4.1 Análisis de licuación

Para determinación de riesgo de licuación de suelo de la zona en estudio se empleo el procedimiento estándar, explicado anteriormente. Donde se determino que el suelo en estudio se encuentra en la zona de granulometría A (figura 54), la cual corresponde con la zona de posiblemente licuación. Los valores obtenidos *N* obtenidos mediante la sísmica se encuentran en el rango de 4 a 14 golpes, lo que determinó que el número de *N* equivalente fueran 2, 5 o 7.5 (figura 55).

En los cálculos para la determinación del esfuerzo cortante máximo, se empleo el modelo propuesto por Shake debido al que mismo constituye el modelo más conservador en la estimación de licuación de suelos. Los cálculos fueron realizados para los valores obtenidos de *N*₁, *N*₂, *N*₃ y *N*_p [ANEXO 1], determinándose que el *N* más óptimo para realizar las conclusiones era el número de

golpes promedio (N_p) debido a que mismo representaba los valores de N en equilibrio, es decir, una media entre los más altos y los más bajos.

Al realizar los cálculos de de aceleración máxima (τ_{max}) se determinó que el rango se encuentra entre 40 Gal y 170 Gal, valores muy bajos que asociados al bajo número de N equivalente determinaron que la mayoría de los puntos donde se calculó el valor de N , pertenecieran a la zona I y II (tabla 9) la cual indica de muy alta a alta posibilidades de licuación de suelos. Con un 86 % de los valores obtenidos correspondientes a la zona I (muy alta probabilidad de licuación) y 14 % correspondientes a la zona II (alta probabilidad de licuación) [ANEXO 12].

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. El rango de velocidades de onda P de la zona en estudio se encuentra entre 1450 m/s y 1850 m/s, rango que coincide con los valores teóricos asociados a litologías constituidas por sedimentos pocos consolidados (Tabla 3, capítulo 3), mientras que los valores obtenidos para la onda S mediante los perfiles sísmicos se encuentran en el rango 120 m/s y 180 m/s, estos valores se encuentran muy por debajo de los valores esperados para este tipo de litología y de la relación de $V_s=0.4V_p$, lo que indica que la zona en estudio posee una velocidad de corte muy baja.

Los bajos valores de velocidades de onda S también están sustentados en el hecho de que al observar las secciones sísmicas de campo se puede identificar con claridad la onda directa, la onda de aire y la onda de corte, la cual es mucho más lenta que la anterior. En los casos típicos donde se cumple la relación empírica $V_s=0.4 V_p$, generalmente la onda de aire está opacada por la onda S y las reflexiones

2. En los perfiles sísmicos obtenidos no fue posible observar la onda refractada, lo que indica que en el subsuelo de la zona no existen grandes contrastes litológicos por lo menos en los primeros metros de manera que se produzca la refracción de la onda sísmica. Esto indica que la litología es bastante homogénea y está constituida básicamente por arenas poco consolidadas.
3. La zona presenta un nivel freático muy alto, es decir, la presencia de agua subterránea se encuentra a escasos centímetros de la superficie, e inclusive existen zonas de la isla de barrera donde las aguas subterráneas afloran en la superficie. Por esta razón se puede decir que los suelos de la zona están saturados de agua, aspecto que constituye un factor que incrementa el riesgo de licuación de suelos de la zona.

4. Los valores de densidades para la zona estudiada, obtenidos mediante la ecuación empírica de Gardner están en el rango de 1.92 gr/cm^3 y 2.04 gr/cm^3 , corresponde a los rangos de valores teóricos asociados a el tipo de litología.
5. De los datos de V_p y V_s obtenidos mediante la sísmica de refracción somera, se obtuvo una ecuación que nos permite determinar el valor de V_s de la zona ($V_s=0.08V_p+27.4$), con una correlación de 76 %, lo cual constituye otro aporte importante de la investigación.
6. Cercano a la isla de barrera de Unare se encuentran varios sistemas de fallas que pudieran producir sismos de magnitudes importantes en la zona en estudio, el cual constituye otro factor de importancia al momento de realizar el análisis de riesgo de licuación de suelos.
7. El cálculo de los valores de número de golpes obtenido con las tres ecuaciones empíricas (N_1 , N_2 y N_3) son muy bajos y se encuentra en el rango de 4 a 14 golpes, lo que indica que los suelos en estudio poseen una resistencia al corte muy baja, tales resultados están asociados a los bajos valores de V_s obtenidos de los perfiles sísmicos.
8. En el cálculo de parámetros físicos los valores de módulo de rigidez y cociente de Poisson son muy bajos, lo que indica que el suelo de esta zona constituye un suelo poco competente y de posible alto riesgo para la construcción obras civiles de importancia. Estos resultados igualmente están asociados a las bajas velocidades de V_s obtenidos de los perfiles sísmicos calculados.

9. El cálculo de número de golpes mediante la aplicación del método de sísmica de refracción somera constituye una herramienta que permite optimizar el proceso de evaluación de licuación de suelos, lo que posibilita disminuir y optimizar la cantidad de los ensayos SPT o CPT para dicha evaluación. La aplicación del método empleado en ese trabajo no sustituye por completo los métodos tradicionales pero si los optimiza lo que coadyuva a disminuir tiempo y costo en la evaluación geotécnica del suelo.
10. Al aplicar el procedimiento estándar para la determinación de riesgo de licuación de suelo de la zona en estudio, se obtuvieron valores muy bajos de aceleración máxima (τ_{max}), y asociados al bajo número de N equivalente; determinaron que los puntos donde se calculó el valor de N, pertenecen a la zona I y II (tabla 9), lo cual indica según la aplicación de este método, que las zonas en estudio corresponden a zonas de muy alta a alta posibilidades de licuación de suelos. Con un 86 % de los valores obtenidos correspondientes a la zona I (muy alta probabilidad de licuación) y 14 % correspondientes a la zona II (alta probabilidad de licuación).
11. Correlacionando todas las características expuestas en los ítems anteriores y la información presentada en las tablas 6 y 7, todo indica que la zona en estudio presenta un conjunto de condiciones necesarias que constituyen una alta posibilidad de que ocurra licuación de suelos si se produce un sismo de magnitudes importantes cercano a la zona.
12. El método sísmico de refracción somera resulta una herramienta eficaz para generar mapas de zonificación con bases en el riesgo potencial de ocurrencia de licuación de suelos, permitiendo la planificación y ordenamiento de las áreas urbanas.

Recomendaciones

1. Una vez concluida la evaluación de la zona en estudio se recomienda no construir estructuras de envergadura en la misma por ser una zona de alto riesgo; y en el caso de ser necesario la construcción, deberá realizarse un estudio detallado que permita calcular el tipo y profundidad de los pilotes a emplear para garantizar los factores de seguridad de las estructuras.

2. Para ampliar los resultados obtenidos en este trabajo se recomienda en futuras investigaciones hacer un estudio que incluya algunos ensayos SPT o CPT que permitan calibrar los resultados obtenidos; adicionalmente se recomienda hacer ensayos que incluyan: índices de plasticidad de los suelos, velocidad de corte y ensayos granulométricos, entre otros.

3. Finalmente, se recomienda realizar sondeos eléctricos verticales que permitan construir un mapa de nivel freático de toda la zona y correlacionar estos resultados con secciones generadas a partir de una adquisición realizada con radar de suelos. La combinación de ambos métodos permitiría identificar la morfología de los estratos, la presencia de acumulaciones de agua, la profundidad del nivel freático y características mecánicas del suelo a mayores profundidades. Con toda esta información se podría generar un modelo completo de las condiciones físico-geológico-mecánicas del Istmo Caribe.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS CITADAS

Audemard, F. y F. De Santis (1991) **Survey of liquefaction structures induced by recent moderate earthquakes**. IAEG-AIGI, 44(1): 5 – 16.

Audemard, F.; A. Machette; M. Cox; J. Dart; H. Haller (2000) **Map and Database of Quaternary Faults and Folds in Venezuela and its Offshore Regions**. USGS Open-File report 00-0018 (accessible from USGS web page; open file reports ofr – 00-0018).

Balkema A. (1997) **Handbook on Liquefaction Remediation of Reclaimed Land**. Harbour Research Institute. USA. 312 pp.

Balda, F. y G. Seiglie (1964) **Consideraciones sobre el posible origen de la Laguna de Unare**. Ladena, (1):3-5.

Beltrán, C. y F. De Santis (1990) **Manifestaciones de licuación en Falcón Oriental a consecuencia de los sismos de los meses de Abril y Mayo de 1989**. FUNVISIS. Informe interno, 34 pp.

Beltrán, C.; F. De Santis y F. Audemard (1992) **Ocurrencia de fenómenos de licuación en zonas deltaicas pobladas de Falcón oriental, Venezuela. II Simposio latinoamericano sobre Riesgo Geológico Urbano**. II Conferencia Colombiana de Geología Ambiental.

Benítez, S. (1975) **Estudio del complejo de barrera-laguna litoral de Unare, Edo. Anzoátegui**. Universidad Central de Venezuela, Departamento de Geología, Trabajo Especial de Grado, 136 pp.

Centeno, G. (1969) **Estudios Sismológicos**. Academia Nacional de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales. Segunda edición. Caracas, Venezuela, 365 pp.

Crespo, C. (2004) **Consideraciones sobre la Licuación de los Suelos**. XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia. Geoinfraestructura “La Geotecnia en el Desarrollo Nacional” , 32pp.

Cressie, N. (1991) **Statistics for Spatial Data**. John Wiley & Sons. Revised Edition, New York.

Dobrin, M. (1960) **Introducción a la Prospección Geofísica**. McGraw Hill, New York, 446pp.

Evanoff, J. (1951) **Geología de la región de Altagracia de Orituco**. *Bol. Geol. Venezuela*, 1(3): 237-264.

Espinoza, E. y J. Daza (1985) **Evaluación geológica y condiciones geotécnicas de la Plataforma de Unare y La Tortuga – Margarita**. VII Congreso Geológico Venezolano. (7):4612-4681.

Fiedler, G. (1961) **Áreas afectadas por terremotos en Venezuela**. III Congreso Geológico Venezolano tomo (IV) Caracas. 1791 – 1814.

Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (Funvisis) (1991) **Estudio de las manifestaciones de licuación de suelo ocurridas en Falcón Oriental durante los sismos de abril y mayo 1989**. Aspectos Geológicos y Geotécnicos. Caracas, 123 pp.

González, D.; J. Ituralde y X. Picard (1980) **Geología de Venezuela y sus cuencas petrolíferas**. Foninves. Tomos I y II. Caracas, 680 pp.

Journel, A. y C. Huijbregts (1978) **Mining Geostatistics**. Academic Press, New York.

Kramer, S. (1996) **Geotechnical Earthquake Engineering**. Prentice Hall, 345 pp.

Kramer, S. (2001) **Modeling Soil Liquefaction Hazards for Performance-Based Earthquake Engineering**. PEER Report 2001/13. University of California, Berkeley, 42 pp.

Léxico Estratigráfico de Venezuela (1970) Segunda Edición. Ministerio de Minas e Hidrocarburos, Dirección de Geología. Editorial Sucre, Caracas.

Matheron, G. (1971) **The Theory of Regionalized Variables and its Applications**. Les Cahiers du CMM, Fasc. N° 5, ENSMP, Paris.

Pannatier, Y. (1996) **Variowin. Software for Spatial Data Analysis in 2D**. Springer, Statistics and Computing.

Parasnis, D. (1971) **Geofísica Minera**. Editorial Paraninfo. Madrid, 376 p.

Salem, H. (2000) **Poisson's ratio and the porosity of surface soils and shallowsediments, determined from seismic compressional and shear wave velocities**. Geotechnique, Vol. 50, No. 4. (2000); p. 461-463.

Seed, H. y I. Idriss (1971) **Simplified procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potencial**. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE Vol 97 SM 9.

Seed, H.; K. Cetin; R. Moss y J. Kremmerer (2003) **Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: a Unified and Consistent Framework**. 26 th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Long Beach, California, 55 pp.

Singer, A.; C. Rojas y M. Lugo (1983) **Inventario Nacional de Riesgos Geológicos**. (estado preliminar) Departamento de Ciencias de la Tierra. Funvisis, serie técnica 03-83. 126 pp.

Soulas, J. (1984) **Neotéctonica y Tectónica activa en Venezuela y regiones vecinas**. Mem. del 5to. Cong., Geológico Venezolano tomo (X) Caracas. pp. 6640-6636.

Woodcock, C.; A. Strahler y D. Jupp (1988a.) **The Use of Variograms in Remote Sensing: I. Scene Models and Simulated Images**. Remote Sensing of Environment, Vol. 25. 323-348.

Woodcock, C.; A. Strahler y D. Jupp (1988b.) **The Use of Variograms in Remote Sensing: II. Real Digital Images**. Remote Sensing of Environment, Vol. 25. 349-358.

Youd, T. y J. Perkins (1978) **Historic ground failures in Northern California triggered by earthquakes: United States Geological Survey Professional**. Paper 993.