



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado

**MÉTODOS DE ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD A LA
LICUACIÓN EN SUELOS**

TESIS

Que para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERÍA
Con opción terminal en Geotecnia

Presenta:

Giovanni Alejandro Quintos Lima

Asesor de tesis externo:

Dr. H. Raúl Aguilar Becerril

Asesor Interno:

M.I. Araceli Aguilar Mora

Puebla, Pue.

Septiembre 2020



Agradecimientos

Madre, gracias por inculcarme todos los días el que no existe razón para darse por vencido ante los obstáculos de la vida. Tu amor y comprensión a lo largo de los años me han convertido en el hombre que soy, gracias por tus palabras de aliento durante este proceso, sin duda alguna este logro es tuyo, así como todos los que vengan en mi vida.

Alejandra Quintos, nadie podría haberme enseñado de mejor manera lo que es ser una persona disciplinada, humilde y exitosa. Las raíces de este trabajo se crearon gracias a ti y a tus múltiples enseñanzas de la niñez.

Doctor Raúl Aguilar, la confianza y oportunidades que me ha dado a lo largo de los años, han sido un factor esencial en mi crecimiento profesional y personal, gracias por compartir su conocimiento, por su paciencia en los momentos difíciles y por su gran disposición para la elaboración de este trabajo, pero principalmente por permitirme ser su amigo.

Ingeniera Geóloga Yoleida Suárez, tu amistad incondicional a lo largo de este proceso, así como tus consejos, fueron indispensables para la elaboración de este documento. Gracias por confiar en mis capacidades y por motivarme cuando perdí el camino, por todo esto te estoy infinitamente agradecido.

A mis compañeros de trabajo en Sísmica de Suelos, quienes nunca dudaron en brindarme su apoyo para la realización de esta investigación.

Gracias a todas y cada una de las personas que me acompañaron de inicio a fin en la conquista de este sueño, definitivamente es lo más difícil que he logrado en mi vida, gracias por no abandonarme durante este demandante camino.

Índice

| | |
|--|----|
| INTRODUCCIÓN..... | i |
| CAPÍTULO 1. MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS A LA LICUACIÓN | 1 |
| 1.1 Potencial de licuación. | 2 |
| 1.1.1 Relación de esfuerzos cíclicos o cyclic stress ratio..... | 3 |
| 1.1.1.1 Cálculo del esfuerzo cortante con la aceleración en superficie..... | 5 |
| 1.1.2 Relación de resistencia cíclica o cyclic resistance ratio | 8 |
| 1.1.2.1 Sondeo de Penetración Estándar..... | 9 |
| 1.1.2.2 Sondeo de Cono Eléctrico | 12 |
| 1.1.2.3 Velocidad de ondas de cortante | 23 |
| 1.1.3 Factores de ajuste que influyen en el cálculo del FS ante la licuación..... | 28 |
| 1.1.3.1 Factor de escala por magnitud del sismo | 28 |
| 1.1.3.2 Factor de corrección por esfuerzos de confinamiento..... | 29 |
| CAPÍTULO 2. CÁLCULO DE DEFORMACIONES | 31 |
| 2.1 Asentamientos | 31 |
| 2.2 Deformaciones laterales..... | 33 |
| CAPÍTULO 3. ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE LOS MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE VULNERABILIDAD A LA LICUACIÓN | 35 |
| 3.1 Condiciones iniciales de estudio. | 35 |
| 3.2 Análisis paramétrico de la relación de esfuerzos cíclicos | 36 |
| 3.3 Análisis paramétrico de la relación de resistencia cíclica | 41 |
| 3.3.1 Sondeo de penetración estándar..... | 42 |
| 3.3.1.1 Factor C_N | 42 |
| 3.3.1.2 Factor C_B | 43 |
| 3.3.1.3 Factor C_S | 44 |
| 3.3.1.4 Factor C_E | 45 |
| 3.3.1.5 Factor C_R | 46 |
| 3.3.1.6 Efecto del contenido de finos en CRR y FS | 48 |
| 3.3.1.7 Efecto de C_R modificado..... | 50 |
| 3.3.1.8 Ajuste en la determinación de la CRR | 54 |
| 3.3.2 Método de cono eléctrico | 56 |
| 3.3.3 Método de onda de cortante..... | 64 |

| | | |
|--|--|-----|
| 3.4 | Análisis paramétrico de los factores de ajuste al factor de seguridad..... | 72 |
| 3.4.1 | Factor de escala por magnitud del sismo | 72 |
| 3.4.2 | Factor del esfuerzo de confinamiento..... | 74 |
| CAPÍTULO 4. ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE LOS MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE DEFORMACIONES | | 78 |
| 4.1 | Condiciones iniciales de estudio. | 78 |
| 4.2 | Análisis paramétrico de desplazamientos laterales | 79 |
| CAPÍTULO 5. APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS A CASOS DE ESTUDIO | | 84 |
| 5.1 | Condiciones de los sitios..... | 84 |
| 5.1.1 | Estratigrafía y resultados del sitio A | 84 |
| 5.1.2 | Estratigrafía y resultados del sitio B | 86 |
| 5.2 | Resultados del análisis de vulnerabilidad a la licuación | 86 |
| 5.2.1 | Resultados del sitio A..... | 89 |
| 5.2.1.1 | Análisis de vulnerabilidad por el método SPT | 90 |
| 5.2.1.2 | Análisis de vulnerabilidad por el método CPT..... | 90 |
| 5.2.1.3 | Análisis de vulnerabilidad por el método Vs..... | 91 |
| 5.2.2 | Resultados del sitio B..... | 95 |
| 5.2.2.1 | Análisis de vulnerabilidad por el método SPT | 95 |
| 5.2.2.2 | Análisis de vulnerabilidad por el método CPT..... | 96 |
| 5.2.2.3 | Análisis de vulnerabilidad por el método Vs..... | 97 |
| 5.3 | Resultados del cálculo de desplazamientos..... | 101 |
| 5.3.1 | Asentamientos por licuación..... | 101 |
| 5.3.1.1 | Análisis de asentamientos en el sitio A..... | 101 |
| 5.3.1.2 | Análisis de asentamientos en el sitio B..... | 102 |
| 5.3.2 | Desplazamiento lateral..... | 102 |
| 5.3.2.1 | Análisis de desplazamiento lateral en el sitio A | 103 |
| 5.3.2.2 | Análisis de desplazamiento lateral en el sitio B | 103 |
| CAPÍTULO 6. VALORACIÓN DE MÉTODOS | | 105 |
| 6.1 | Relación de esfuerzos cíclica o cyclic stress ratio (CSR) | 105 |
| 6.2 | Relación de resistencia cíclica o cyclic resistance ratio (CRR)..... | 106 |
| 6.2.1 | Sondeo de penetración estándar (SPT) | 106 |
| 6.2.2 | Sondeo de cono eléctrico (CPT)..... | 107 |

| | |
|--|-----|
| 6.2.3 Sondeo para determinar la velocidad de ondas de cortante (V_s)..... | 107 |
| 6.3 Métodos de ajuste al factor de seguridad..... | 108 |
| 6.4 Métodos para determinar la deformación del suelo debido a la licuación. | 108 |
| CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | 109 |
| Bibliografía..... | 113 |

INTRODUCCIÓN

En 1823 Michel Faraday definió como licuación el cambio de estado de la materia sólida o gaseosa a una fase líquida o semilíquida. Posteriormente en 1953 Mogami y Kubu aplicaron este término en la ingeniería geotécnica para referirse a la reducción de la resistencia al esfuerzo cortante en un depósito de arena suelta expuesto a la acción de esfuerzos cíclicos. Sin embargo, actualmente se sabe que la licuación del suelo produce la pérdida de rigidez del material debido a un incremento importante de la presión de poro, generando que las instalaciones subterráneas o estructuras de tipo sobre compensado emerjan y las estructuras apoyadas superficialmente fallen, se hundan o presenten asentamientos diferenciales.

El fenómeno de licuación es dependiente de las propiedades físicas y mecánicas del suelo, tales como el grado de compactación, distribución granulométrica y contenido de finos, además de agentes externos como una fuente dinámica y un nivel de agua freática (N.A.F.) superficial. En caso de presentarse, generarán las condiciones necesarias para considerar al suelo con potencial de licuación.

La licuación del suelo implica un incremento progresivo de la presión de poro en el medio, produciendo una reducción proporcional del esfuerzo efectivo, causando la suspensión de las partículas granulares en el medio líquido e induciendo el comportamiento de un fluido en el suelo, es decir, produciendo la licuación del medio.

En 1936 Arthur Casagrande publicó su artículo “Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills”, explicando las afectaciones que se producen en rellenos y taludes formados por suelos con comportamiento puramente friccionante. Además, presenta por primera vez los conceptos básicos de licuación, al referirse a una curva de relación de vacíos crítica. El 22 de septiembre de 1938 durante la construcción de la presa Fort Peck en Montana, Estados Unidos, una de las tuberías perteneciente a las instalaciones presentó un asentamiento diferencial considerable con respecto a su nivel original, más tarde ocurrieron hundimientos y deslizamientos que provocaron la pérdida de vidas humanas. Casagrande establece en la “Primera Conferencia Nabor Carrillo” que, el motivo de la falla se debe a que “la masa se volvió líquida y fluyó como un líquido.

La licuación del suelo no es un problema reciente, ha representado un reto para los ingenieros geotecnistas desde el siglo pasado. En 1948, durante la “Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering”, Koppejan presentó el fenómeno de flujo de suelos en costas de Holanda, así como los problemas que enfrentaron en esta región debido a los constantes intentos de proteger la infraestructura del país de los efectos del mar. El autor menciona que en 1918 se presentó en Weesp el problema de flujo de suelo cerca de las vías de un tren a su paso, ocasionando la pérdida de vidas humanas y el inicio del estudio de la mecánica de suelos en Holanda.

En México, el ambiente sísmico tiene la capacidad de generar eventos de magnitud suficiente que, en conjunto con materiales potencialmente licuables, pueden inducir el fenómeno de licuación en el suelo.

Lo anterior se ha demostrado a lo largo del tiempo, siendo el primer evento registrado en México el 26 de agosto de 1959 en el municipio de Jáltipan, estado de Veracruz. Un sismo de magnitud $M=6.8$ desencadenó la licuación del suelo, provocando daños a las cimentaciones de edificios y el asentamiento abrupto de los mismos. Posteriormente, en 1975 se presentó este comportamiento en el estado de Chiapas, produciendo desplazamientos laterales en una zona con suelos residuales de varios metros de espesor y un nivel de aguas freáticas superficial (Vargas, et. al. 2016).

Sin embargo, fue hasta 1964 donde a 50 km de Niigata Japón se produjo un gran evento sísmico que causó daños en gran parte de la ciudad, debido a que se licuó el suelo, afectando la infraestructura local y dejando un antecedente histórico de lo peligroso que puede resultar el omitir los efectos de este fenómeno durante el diseño geotécnico de los proyectos.

Existen dos maneras en las que un suelo puede verse afectado por este fenómeno, la más común es el que se conoce como licuación cíclica o sísmica y su nombre hace referencia al mecanismo necesario para generar un aumento considerable en la presión de poro del medio e inducir el fenómeno de estudio. Por otro lado, la licuación estática, únicamente necesita una carga monotónica, debido a que el material además de cumplir con las características comunes de un suelo potencialmente licuable,

se ve rodeado por partículas impermeables que producen el incremento de la presión de poro no drenada, desencadenando el reblandecimiento y flujo de los materiales. Se señala que la licuación estática también puede iniciarse por la exposición a esfuerzos cíclicos, en la actualidad se hace referencia a ella como licuación de flujo.

Cuando un depósito de suelo granular es vulnerable al fenómeno de estudio, las estructuras apoyadas superficialmente pueden fallar. Por ello, se han desarrollado metodologías para conocer la susceptibilidad que presentan los suelos a la licuación. En la actualidad en México se carece de una normativa oficial para el diseño geotécnico ante este problema, por ello se considera necesario realizar una revisión detallada de los resultados obtenidos del análisis de vulnerabilidad a la reducción progresiva de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

Existen diferentes metodologías dentro de la ingeniería geotécnica para conocer el potencial de licuación de un material granular. Sin embargo, en cada una se utilizan diferentes consideraciones, obteniendo consecuentemente resultados distintos.

En función de lo mencionado, se ha propuesto como objetivo general de esta investigación realizar un análisis detallado de las metodologías aplicadas en la práctica profesional y las recomendaciones más recientemente publicadas. Para cada metodología, se ha hecho un análisis paramétrico de los factores que intervienen en los procesos, estableciendo aquellos de mayor importancia. También se han incluido los procedimientos para la evaluación de deformaciones asociadas con el fenómeno. Adicionalmente, a partir de pruebas geotécnicas y geofísicas ejecutadas en sitios dentro del territorio mexicano, se ha hecho un análisis de la vulnerabilidad a la licuación y de las deformaciones verticales y laterales generadas, aplicando las diferentes metodologías, mostrando las ventajas y desventajas entre los resultados obtenidos.

Para lograr lo anterior, se han propuesto los siguientes objetivos específicos:

- Investigar y estudiar los métodos analíticos reconocidos para evaluar el potencial de licuación en suelos, mediante resultados de campañas geotécnica.
- Desarrollar herramientas personales para la eficiente evaluación del potencial de licuación.

- Identificar la influencia de los distintos parámetros involucrados en el cálculo del potencial de licuación en suelos para los diferentes métodos empleados.
- Clasificar y procesar la información disponible de la exploración geotécnica y geofísica en los sitios de estudio.
- Evaluar la vulnerabilidad a la licuación en función de los resultados obtenidos de las campañas de exploración en los sitios de estudio.
- Comparar la variación de los resultados obtenidos del análisis de cada método para los sitios de estudio.
- Cuantificar los efectos de la licuación mediante el cálculo de deformaciones verticales y laterales.
- Exponer las ventajas y desventajas de realizar análisis de licuación de suelos empleando las diferentes metodologías estudiadas.

La justificación de esta investigación obedece a un conjunto de situaciones que exponen a la sociedad mexicana al peligro que representa la licuación del suelo. El país se encuentra gobernado por el contacto de cinco placas tectónicas (Placa de Norteamérica, Placa de Rivera, Placa del Pacífico, Placa del Caribe y la Placa de Cocos), que son las principales responsables de la constante actividad sísmica dentro del territorio. A este ambiente sísmico se suma la existencia de suelos potencialmente licuables en diferentes regiones de la República Mexicana. Para cumplir con los objetivos establecidos, esta investigación se presenta en seis capítulos:

En el Capítulo 1 “Métodos para el análisis a la licuación”. Se presenta brevemente la relación entre los procedimientos desarrollados en laboratorio para determinar el potencial de licuación de un material, con la ejecución de técnicas de exploración. Posteriormente, se expone de forma detallada un amplio catálogo de procedimientos desarrollados para conocer la magnitud de los esfuerzos que generan la licuación del medio, así como la resistencia de los materiales ante el fenómeno. Se menciona la importancia de aplicar parámetros de ajuste a los resultados obtenidos de los análisis, con el fin de representar de una manera más eficiente el comportamiento del suelo ante la licuación.

El Capítulo 2 “Cálculo de deformaciones”. Presenta el método comúnmente empleado para el cálculo de asentamientos tras experimentar el fenómeno de estudio.

Se expone una metodología para cuantificar la magnitud de los desplazamientos laterales que puede presentar el suelo, así como las variables involucradas en su presencia y las consideraciones que involucra aplicar este procedimiento.

En el Capítulo 3 “Análisis paramétrico de los métodos para el cálculo de vulnerabilidad a la licuación”. Se estudian los métodos expuestos en el Capítulo 1 para desarrollar un análisis paramétrico detallado de los factores que intervienen en el cálculo de las relaciones de esfuerzos y de resistencia cíclicas, así como en los resultados finales a través de los factores de seguridad. Se destacan los elementos de mayor influencia en las diferentes metodologías y se seleccionan las que mejores resultados ofrecen. En este proceso se aporta una expresión original en uno de los parámetros estudiados que facilita la obtención de los resultados.

Dentro del Capítulo 4 “Análisis paramétrico de los métodos para el cálculo de deformaciones”. Se hace un estudio del método para el cálculo de desplazamientos laterales del suelo por licuación, analizando el efecto de cada una de las variables involucradas en la magnitud de las deformaciones y señalando las de mayor influencia.

El Capítulo 5 “Aplicación de los métodos a casos de estudio”. Se presenta la información obtenida de la exploración geotécnica y geofísica del suelo en dos proyectos desarrollados en México con materiales vulnerables a la licuación. Se hace el análisis de susceptibilidad al fenómeno empleando los métodos expuestos en los capítulos anteriores, estableciendo las relaciones de resistencia y esfuerzo cíclicos y los factores de seguridad asociados, señalando las diferencias entre ellos. Este proceso se complementa con el cálculo de asentamientos verticales y desplazamientos laterales del suelo para cada caso analizado.

En el Capítulo 6 “Valoración de métodos”. Se exponen las particularidades de los métodos analizados para evaluar la vulnerabilidad a la licuación y el cálculo de deformaciones presentados en este trabajo, así como las ventajas, desventajas y oportunidades que cada uno ofrece para su aplicación.

Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones derivadas de esta investigación. Se busca que este trabajo sea un referente para la correcta aplicación de los métodos para analizar el fenómeno de licuación en México.

CAPÍTULO 1. MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS A LA LICUACIÓN

Los efectos producidos en el suelo debido al desarrollo de infraestructura, así como por eventos naturales, han sido estudiados a lo largo del tiempo con el fin de comprender su origen y controlar su presencia, por lo que los ensayos en laboratorio y técnicas de exploración en campo son herramientas indispensables para realizar esta tarea.

En el caso de los problemas relacionados con la licuación del suelo, la realización de ensayos de laboratorio en materiales susceptibles al fenómeno ha generado resultados importantes para su comprensión. Sin embargo, estas pruebas presentan diferentes retos para su ejecución, tales como la recuperación de muestras inalteradas de buena calidad, la selección de parámetros representativos del movimiento del suelo así como un elevado costo en todos los procesos para obtención de datos. En otros problemas de la ingeniería geotécnica y específicamente la geosísmica, los resultados de laboratorio son únicamente válidos para la masa de suelo muestreada. Por ello, sería poco preciso considerar las propiedades obtenidas del suelo como homogéneas en un determinado intervalo de profundidades, debido a que en una prueba de laboratorio, el espécimen ensayado mide escasos centímetros.

A diferencia de las pruebas dinámicas de laboratorio, la ejecución de sondeos geotécnicos para el desarrollo de infraestructura permite conocer a los materiales del subsuelo de manera prácticamente continua a un precio accesible. Por ello, actualmente son la principal herramienta para determinar el potencial de licuación del suelo.

El cálculo del potencial de licuación en una masa de suelo con parámetros obtenidos de campañas de exploración, inició con la investigación de los suelos que resultaron afectados en Niigata, Japón, después del sismo de 1964. De acuerdo con los resultados obtenidos de Sondeos de Penetración Estándar (SPT) en áreas que resultaron seriamente afectadas y aquellas en donde la licuación se presentó en menor escala, se atribuyó la generación del fenómeno a la diferencia observada en la compacidad relativa de los materiales. Lo anterior se dedujo al detectar una mayor resistencia a la penetración estándar en zonas que presentaron un menor nivel de afectación.

En 1966 Kishida y Koizumi realizaron investigaciones independientes en donde proponen valores frontera en función del número de golpes en un SPT para determinar la vulnerabilidad a la licuación del suelo, estableciendo un antecedente para que cuatro años más tardes, Seed e Idriss en noviembre de 1970, publicaran el artículo que ha sido la base para el cálculo del potencial de licuación por medio de sondeos exploratorios en campo: "A simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential". Además de establecer la expresión para calcular los esfuerzos cortantes a los que será expuesta una masa de suelo durante un evento sísmico, respalda las investigaciones relacionadas con la compacidad relativa de los materiales como parámetro de resistencia del suelo ante la licuación, al comparar resultados de pruebas dinámicas en laboratorio, densidades relativas y número de golpes mediante la ejecución de un SPT.

Sin embargo, no fue hasta el año 2001 cuando la publicación de Youd, et al., "Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils", que se estableció entre los ingenieros geotecnistas las distintas variables que se deben considerar para realizar un análisis de licuación según el método de exploración utilizado. Este trabajo puede considerarse una versión actualizada de la publicación de 1970 de Seed e Idriss, ya que se sustentó en bases de datos generadas a partir de distintos sitios explorados alrededor del mundo. En él se clasificaron los suelos como licuables o no licuables, a partir de la resistencia a la penetración o velocidad de propagación de ondas de corte, las condiciones del sitio y por la presencia previa del fenómeno ante los eventos sísmicos de diferentes magnitudes.

1.1 Potencial de licuación.

Con base en la recopilación de métodos realizada por Youd et. al. (2001), así como en las actualizaciones más recientes (Idriss y Boulanger, 2010; Boulanger e Idriss, 2014, Vargas et. al. 2016), para calcular el factor de seguridad (FS) ante la licuación, es necesario conocer las propiedades del suelo a partir de los resultados de la exploración geotécnica seleccionada y las condiciones sísmicas a que la masa de suelo estará expuesta.

La Ec. 1 presentada por Seed e Idriss en 1970, en conjunto con sus trabajos complementarios en 1971, 1982 y 1983, establece el factor de seguridad de un suelo ante los efectos de la licuación:

$$FS = \frac{CRR}{CSR} MSF K_{\sigma} \quad \text{Ec. 1}$$

Donde:

La relación de esfuerzos cíclicos, CSR, representa la demanda sísmica inducida en una columna de suelo, dependiente de la aceleración horizontal actuando en la superficie.

MSF y K_{σ} son parámetros de ajuste de acuerdo con la magnitud del sismo y de las condiciones de esfuerzo en el suelo, respectivamente.

La relación de resistencia cíclica, CRR, es la capacidad que tiene el suelo para evitar la licuación, determinada en función de las propiedades del suelo establecidas a partir del método de exploración utilizado. En este trabajo se seleccionaron las siguientes técnicas para su estudio:

- Sondeo de Penetración Estándar (SPT)
- Sondeo de Cono Eléctrico (CPT)
- Velocidad de onda cortante (V_s)

Se destaca que, si bien es posible determinar la susceptibilidad de un material a licuarse utilizando otras técnicas como el Penetrómetro Becker y el Dilatómetro de Marchetti, se ha descartado su evaluación en este trabajo, debido a que su uso es limitado en México.

A continuación, se presentan las metodologías para el cálculo de cada una de las variables involucradas en la Ec.1

1.1.1 Relación de esfuerzos cíclicos o cyclic stress ratio

Antes del desarrollo del método simplificado de Seed e Idriss (1970), la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) era una de las maneras de evaluar la tendencia de un material a licuarse. El procedimiento para determinar la magnitud de los esfuerzos que inducen

la licuación del suelo, se basó en la ejecución de un ensaye triaxial cíclico de compresión, en donde los resultados se presentaban de acuerdo a la Ec. 2.

$$CSR = \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a} C_r \quad \text{Ec. 2}$$

En donde σ_{dc} representa el esfuerzo desviador cíclico, σ_a representa la presión confinante inicial bajo la que se consolidó la muestra y C_r es un factor de corrección aplicado a los resultados de la prueba triaxial que ajusta las condiciones del esfuerzo que induce la licuación. Sin embargo, el desarrollo del método simplificado para determinar la CSR estableció una igualdad entre la Ec. 2 y la relación de esfuerzos necesaria para producir la licuación de una muestra de suelo durante una prueba de corte directo:

$$CSR = \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a} C_r = \frac{\tau_{av}}{\sigma'} \quad \text{Ec. 3}$$

En donde τ_{av} representa el esfuerzo cortante promedio al que se somete el suelo bajo la acción de un evento sísmico y σ' representa el esfuerzo efectivo en condiciones naturales.

Con lo establecido en la Ec. 3 es posible determinar el valor de la CSR calculando los esfuerzos cortantes que actúan en un depósito de suelo durante un sismo y los esfuerzos efectivos en condiciones estáticas. Inicialmente se considera que el valor de τ corresponde a un material infinitamente rígido, definido como:

$$(\tau_{max})_r = a_{max} \frac{\gamma h}{g} \quad \text{Ec. 4}$$

En donde a_{max} representa la aceleración máxima del terreno a nivel de superficie, γ el peso volumétrico del material a la profundidad h de interés y g la aceleración de la gravedad. En la Figura 1 se muestra un esquema del comportamiento del suelo bajo estas condiciones.

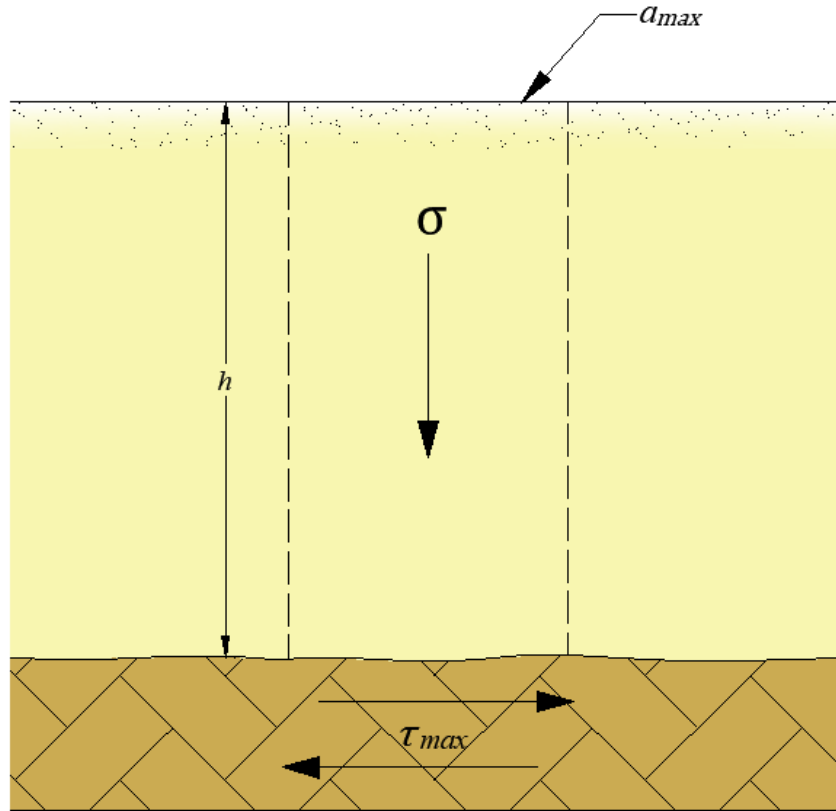


Figura 1. Esfuerzo cortante en la base de una columna de suelo.

La Ec. 4 representa el esfuerzo cortante máximo inducido en la base de una columna de suelo infinitamente rígida sujeta a una aceleración horizontal. Sin embargo, debido a que el suelo presenta deformaciones durante la imposición de esfuerzos laterales por un sismo, es necesario considerar este comportamiento realizando un análisis de respuesta de sitio o aplicando el factor de reducción de esfuerzos (r_d).

1.1.1.1 Cálculo del esfuerzo cortante con la aceleración en superficie.

De forma simplificada, Seed e Idriss (1970) indican el uso del parámetro r_d para considerar en el cálculo del esfuerzo cortante la disminución de su efecto debido a la deformación del material, resultando en la Ec. 5.

$$(\tau_{max})_d = (\tau_{max})_r r_d = a_{max} \frac{\gamma h}{g} r_d \quad \text{Ec. 5}$$

Donde, $r_d \leq 1$

Se destaca que el factor r_d alcanza su valor máximo unitario en la superficie del terreno y disminuye conforme aumenta el valor de h , debido a la atenuación de la aceleración por el efecto del amortiguamiento material. En la Figura 2 se ilustra el comportamiento del suelo bajo esta condición.

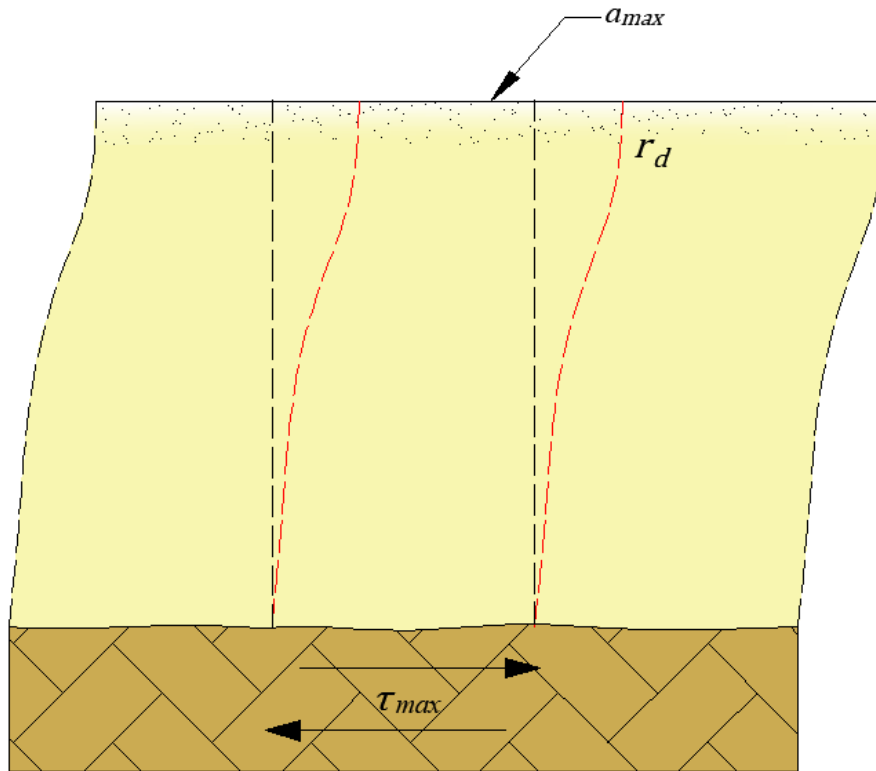


Figura 2. Reducción de la aceleración en una columna de suelo, debido a la ductilidad del material.

Factor de reducción de esfuerzos (r_d).

Debido a que la columna de material estudiado presenta un comportamiento elástico, el esfuerzo cortante que se aplica en la base produce el valor máximo de aceleración en la superficie del terreno. Sin embargo, éste se reduce en función del aumento de la profundidad, por ello el factor r_d representa la disminución de la aceleración.

Se destaca que los análisis de respuesta de sitio permiten determinar el comportamiento del depósito ante la acción sísmico. Por lo que es posible utilizar esta metodología para determinar con certeza el nivel de las aceleraciones a las que se someterá un material desde su base hasta la superficie, permitiendo estimar con

exactitud el valor de $(\tau_{max})_d$. Sin embargo, en este trabajo se abordará la evaluación simplificada para establecer el nivel de aceleración a profundidad.

A continuación, se presentan las diferentes metodologías propuestas para determinar la variación en el valor del coeficiente r_d .

Liao y Whitman en 1986, proponen las condiciones de la Ec. 6 para determinar el valor del factor de reducción de esfuerzos con la profundidad de estudio.

$$r_d = \begin{cases} 1.0 - 0.00765 z & \text{si } z \leq 9.15 \text{ m} \\ 1.174 - 0.0267 z; & \text{si } 9.15 \leq z \leq 23 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Ec. 6}$$

Posteriormente en 1999, Idriss recomienda la aplicación de las Ecs.7 a 9 con base en los resultados obtenidos de realizar un análisis paramétrico a diferentes perfiles de suelo con distintas acciones dinámicas.

$$r_d = e^{(\alpha(z)+\beta(z)M)} \quad \text{Ec. 7}$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \text{ sen} \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \quad \text{Ec. 8}$$

$$\beta(z) = 0.106 - 0.118 \text{ sen} \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \quad \text{Ec. 9}$$

Con base en un extenso registro de resultados en diferentes sitios, Cetin (2004) y Kishida y Boulanger (2009) propusieron las expresiones 10 y 11, respectivamente, con base en la regresión de estudios de respuesta de sitio.

$$r_d = \frac{1 + \frac{-23.013 - 2.949 a + 0.999 M + 0.0525 V_s}{16.258 + 0.201 e^{0.341(-d + 0.0785 V_s + 7.586)}}}{1 + \frac{-23.013 - 2.949 a + 0.999 M_w + 0.0525 V_s}{16.258 + 0.201 e^{0.341(0.0758 V_s + 7.586)}}} \quad \text{Ec. 10}$$

$$r_d = \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\text{sen} \left(\frac{\pi T'_s}{2 \cdot 0.2} \right)}{\frac{\pi T'_s}{2 \cdot 0.2}} + \frac{\text{sen} \left(\frac{\pi T'_s}{2 \cdot 1.0} \right)}{\frac{\pi T'_s}{2 \cdot 1.0}} \right) \right]^\alpha + \frac{0.833}{2} \left(\frac{1 - S_1}{1 + S_1} \right) \left(\frac{\text{sen} \left(\frac{\pi T'_s}{2 \cdot 0.2} \right)}{\frac{\pi T'_s}{2 \cdot 0.2}} - \frac{\text{sen} \left(\frac{\pi T'_s}{2 \cdot 1.0} \right)}{\frac{\pi T'_s}{2 \cdot 1.0}} \right) \quad \text{Ec. 11}$$

$$T'_s = \min \left(\frac{4z}{V_s}, 0.6 \text{ s} \right) \quad \text{Ec. 12}$$

$$\alpha = 0.651 \text{ PGA}^{0.0473} \quad \text{Ec. 13}$$

$$S_1 = \frac{M^{2.36}}{155} \quad \text{Ec. 14}$$

Donde a representa el valor de la aceleración máxima en superficie, M la magnitud del sismo a la que se someterá el sitio de estudio, V_s la velocidad de ondas de cortante obtenidas con ensayos geofísicos en campo, d la profundidad y T_s el periodo de la columna de suelo a la profundidad de estudio.

Finalmente, debido al comportamiento errático con el que se presentan los esfuerzos inducidos durante un sismo, y gracias al estudio de múltiples pruebas de laboratorio, se determinó un coeficiente para estimar el esfuerzo cortante promedio equivalente durante un evento sísmico, que corresponde a un valor de 0.65 . Con ello se establece el valor del esfuerzo cortante promedio τ_{av} en la profundidad h , como se indica en la Ec. 15.

$$\tau_{av} = 0.65 (\tau_{max})_d \quad \text{Ec. 15}$$

Por lo que al relacionar la Ec. 3 con la Ec. 15, se establece que:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'} = \begin{cases} 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\gamma h}{\sigma'} r_d; & \text{si se usa el factor } r_d \\ 0.65 \frac{(\tau_{max})_d}{\sigma'}; & \text{si se usa un análisis de respuesta de sitio} \end{cases} \quad \text{Ec. 16}$$

1.1.2 Relación de resistencia cíclica o cyclic resistance ratio

La relación de resistencia cíclica representa la resistencia al esfuerzo cortante del suelo ante la licuación. Es posible realizar el cálculo de la CRR con la recuperación de muestras de suelo para su posterior ensaye en laboratorio. Sin embargo, como se mencionó, este procedimiento presenta problemas en la obtención de muestras inalteradas, por la naturaleza de los suelos que tienden a presentar licuación, así como por la generalización de los resultados obtenidos en la estratigrafía de estudio.

Por otro lado, investigaciones como las de Kishida y Koizumi en 1966, revisaron la aplicación de metodologías que utilizan los resultados de técnicas de exploración geotécnica, lo que ofrece mayor detalle en la evaluación de la resistencia del suelo ante la licuación debido a la continuidad de los métodos exploratorios. Actualmente, gracias a investigaciones como las de Marcuson y Bieganousky en 1977 y Skempton en 1986, la aplicación de distintas técnicas de exploración geotécnica en sitios vulnerables a la

licuación, ha permitido el desarrollo de metodologías que clasifican los suelos como licuables y no licuables en función de los resultados obtenidos de la exploración.

A continuación, se presentan metodologías sustentadas en las técnicas de exploración más utilizadas actualmente.

1.1.2.1 Sondeo de Penetración Estándar.

Las primeras investigaciones que postulan el Sondeo de Penetración Estándar (SPT, Standar Penetration Test) como una herramienta adecuada para determinar el potencial de licuación de un suelo, plantean el cálculo de la compacidad relativa del material a partir del número de golpes aplicados, así como el esfuerzo efectivo al que está sometido. Posteriormente se realiza el cálculo del potencial de licuación, relacionando la compacidad relativa anteriormente mencionada con la aceleración máxima en superficie causada por un evento sísmico. En 1970 Seed e Idriss publican “A Simplified Procedure for evaluating soil liquefaction potential”, en donde proponen determinar el riesgo que presenta un material al sufrir el fenómeno de estudio, utilizando información obtenida de sitios con suelo potencialmente licuable tras ser sometidos a un evento sísmico. Con el paso del tiempo, se perfeccionó esta metodología debido al aumento de registros de sitios explorados (Seed e Idriss 1971, Tokimatau y Yoshimi 1983, Seed et al. 1985, Youd et al. 2001, Cetin et al. 2004, Idriss y Boulanger 2004, Idriss y Boulanger 2010).

El cálculo de la relación de resistencia cíclica considera el efecto de las diferentes condiciones en las que se ejecuta un ensaye SPT y sus consecuencias en el número de golpes registrados (N_m). Por ello se requiere la aplicación de distintos parámetros para corregir el número de golpes (N_1)₆₀. La Ec. 17 muestra los factores involucrados para determinar el valor de (N_1)₆₀.

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_R C_B C_S \quad \text{Ec. 17}$$

Donde C_E representa la eficiencia del martinete utilizado durante el sondeo, C_R la longitud total de las barras acopladas antes de cada muestreo, C_B el diámetro del barreno, C_S es un factor de influencia del tubo muestreador y C_N normaliza el número de golpes debido al incremento del esfuerzo de confinamiento.

De acuerdo con el trabajo de Seed et. al en 1985, Skempton 1986, Robertson y Wride 1998, Youd e Idriss 2001 y Vargas 2016, se ha establecido que el intervalo de los parámetros de corrección para N_m son los que se presentan en la Tabla 1.

| Tabla 1. Factores de corrección para N_m | | | |
|--|-----------------------|---------|-----------------|
| Factor | Condición | Término | Valor de factor |
| Relación de energía del martillo | Martillo dona | C_E | 0.5 - 1.0 |
| | Martillo de seguridad | | 0.7 - 1.2 |
| | Martillo automático | | 0.8 - 1.3 |
| Diámetro de la perforación | 65 - 115 mm | C_B | 1.0 |
| | 150 mm | | 1.05 |
| | 200 mm | | 1.15 |
| Longitud de barras | < 3 m | C_R | 0.75 |
| | 3 - 4 m | | 0.8 |
| | 4 - 6 m | | 0.85 |
| | 6 - 10 m | | 0.95 |
| | 10 - 30 m | | 1.0 |
| Tipo de muestreo | Tubo estándar | C_S | 1.0 |
| | Tubo con camisa | | 1.1 - 1.3 |

El valor de C_N se obtiene al aplicar una de las diferentes expresiones que se han propuesto a lo largo del tiempo (Seed e Idriss 1982, Liao y Whithman 1986 e Idriss y Boulanger 2008). Las ecuaciones 18 a 20, permiten su cálculo.

Seed e Idriss, 1982:

$$C_N = \frac{2.2}{1.2 + \frac{\sigma'_v}{P_a}} \leq 1.7 \quad \text{Ec. 18}$$

Liao y Withman, 1986:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.5} \leq 1.7 \quad \text{Ec. 19}$$

Idriss y Boulanger, 2008:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^m \leq 1.7 \quad \text{Ec. 20}$$

Donde:

$$m = 0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60CS}} \text{ para } (N_1)_{60CS} \leq 46 \quad \text{Ec. 21}$$

Cabe mencionar que existen variaciones en el resultado de cada expresión con respecto a N_m , por lo que en el capítulo 3 se estudiarán con detalle estos efectos.

Influencia del contenido de finos

Una vez establecido el valor de $(N_1)_{60}$ será necesario determinar el efecto que ejerce el tamaño de las partículas finas del suelo (CF), en el valor final de la CRR. Por ello es indispensable realizar un ajuste del $(N_1)_{60}$ para que sea equivalente a un número de golpes corregido en la presencia de “arena limpia” $(N_1)_{60CS}$ y aplicable en las distintas metodologías para determinar la CRR. Los métodos más comunes para obtener el valor de $(N_1)_{60CS}$, son:

Seed e Idriss, 1985:

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad \text{Ec. 22}$$

Donde:

$$\alpha = \begin{cases} 0; & \text{Si } CF \leq 5\% \\ e^{(1.76 - (\frac{190}{CF^2}))}; & \text{Si } 5\% < CF < 35\% \\ 5.0; & \text{Si } CF \geq 35\% \end{cases} \quad \text{Ec. 23}$$

$$\beta = \begin{cases} 1.0; & \text{Si } CF \leq 5\% \\ 0.99 + (\frac{CF^{1.5}}{1,000}); & \text{Si } 5\% < CF < 35\% \\ 1.2; & \text{Si } CF \geq 35\% \end{cases} \quad \text{Ec. 24}$$

Cetin, 2004:

$$(N_1)_{60CS} = (N_1)_{60} C_{finos} \quad \text{Ec. 25}$$

Donde:

$$C_{finos} = (1 + 0.004 CF) + 0.05 \frac{CF}{(N_1)_{60}}; \quad 5\% \leq CF \leq 35\% \quad \text{Ec. 26}$$

Boulanger e Idriss, 2004:

$$(N_1)_{60CS} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad \text{Ec. 27}$$

Donde:

$$\Delta(N_1)_{60} = e^{\left(1.63 + \frac{9.7}{CF+0.01} - \left(\frac{15.7}{CF+0.01}\right)^2\right)} \quad \text{Ec. 28}$$

De acuerdo con el método desarrollado por Seed e Idriss en 1982, corregido por Youd et. al. en 2001 (Ec. 29), así como el procedimiento de Idriss y Boulanger (2004, 2008) (Ec. 30), es posible determinar el valor de la relación de resistencia cíclica con las correcciones realizadas al número de golpes.

Youd et al, 2001

$$CRR_{M=7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{(10(N_1)_{60CS} + 45)^2} - \frac{1}{200} \quad \text{Ec. 29}$$

Idriss y Boulanger, 2008

$$CRR_{M=7.5} = e^{\left(\frac{(N_1)_{60CS}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right)} \quad \text{Ec. 30}$$

En el Capítulo 3 de este trabajo, se analizan las diferencias entre estos métodos y los resultados obtenidos.

1.1.2.2 Sondeo de Cono Eléctrico

El uso del Sondeo de Cono Eléctrico (CPT, Cone Penetration Test) como método exploratorio para determinar la CRR inició alrededor de 1980, como consecuencia de la aceptación que tuvo el uso del SPT para determinar el potencial de licuación de un suelo. La aplicación del CPT empezó cuando se estableció una relación entre el número de golpes realizados en un SPT y la resistencia que ofrece el suelo a ser penetrado durante un ensaye de cono (Zhou 1980, Seed e Idriss 1981, Douglas et al. 1981, Shibata y Teparaska 1988). Posteriormente se desarrollaron métodos independientes para determinar si se presenta el fenómeno en un material de estudio. Al igual que con el SPT, el paso del tiempo produjo la ampliación de la base de datos de pruebas de cono, lo que

hizo posible establecer envolventes como la que se presenta en la Figura 3, que indica la relación límite de resistencia a la penetración del cono y la CRR ante la licuación del medio.

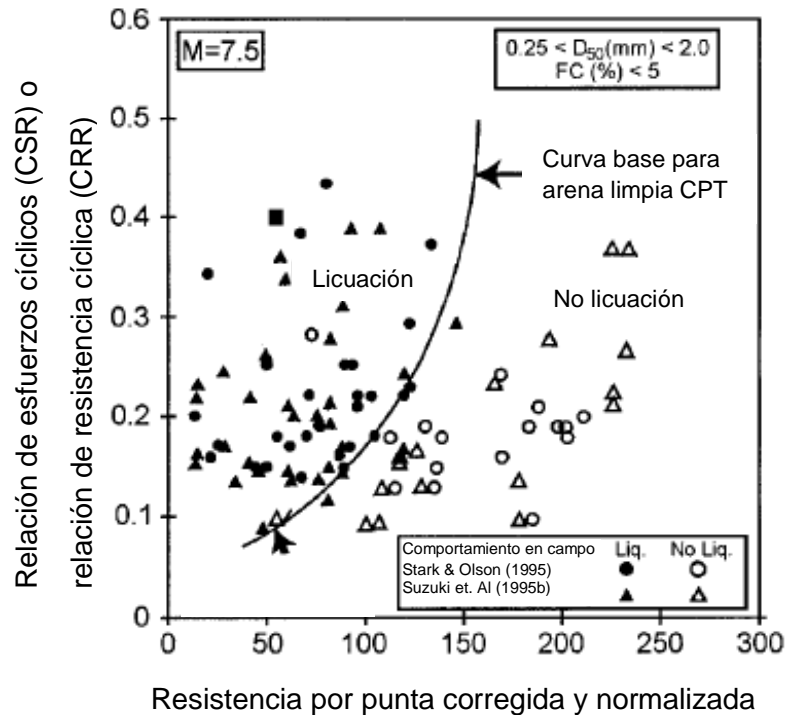


Figura 3 Curva recomendada por el NCEER (Robertson y Wride, 1998)

El crecimiento de las bases de datos, así como los avances tecnológicos han permitido la creación de diferentes curvas de comportamiento a la licuación (Stark y Olsson, 1995; Suzuki et al. 1995, 1997; Robertson y Wride, 1998; Boulanger e Idriss, 2008, 2014; Robertson 1999, 2009).

Actualmente, los sondeos realizados mediante CPT permiten conocer parámetros importantes del medio (resistencia por punta, resistencia en el fuste, presión de poro, velocidad de ondas de compresión, ondas de corte y tiempo de disipación del exceso de presión de poro). Por ello se fomenta su uso en materiales que lo permitan (Robertson 2015). Sin embargo, el inconveniente de este método exploratorio radica en la nula recuperación de material, razón por la que se han desarrollado procedimientos con base en los esfuerzos registrados por el cono (punta y fuste) para clasificar el material. El más utilizado actualmente es el "Normalized Soil Behaviour Type" (SBTn) desarrollado originalmente por Robertson en 1986 y posteriormente actualizado en 2009.

Este método consiste en un sistema de clasificación de suelos en función de su comportamiento en campo (resistencia, rigidez y compresibilidad), a diferencia del Unified Soil Classification System (USCS) que se basa en la catalogación del suelo de acuerdo con sus propiedades físicas (Límites de Atterberg y tamaño de la partícula). Un diagrama de la representación gráfica del SBTn se ilustra en la Figura 4, en donde se delimitan los diferentes tipos de material, con base en la relación de fricción normalizada (F) en el eje de las abscisas y con la resistencia del cono normalizada (Q_c) en el eje de las ordenadas.

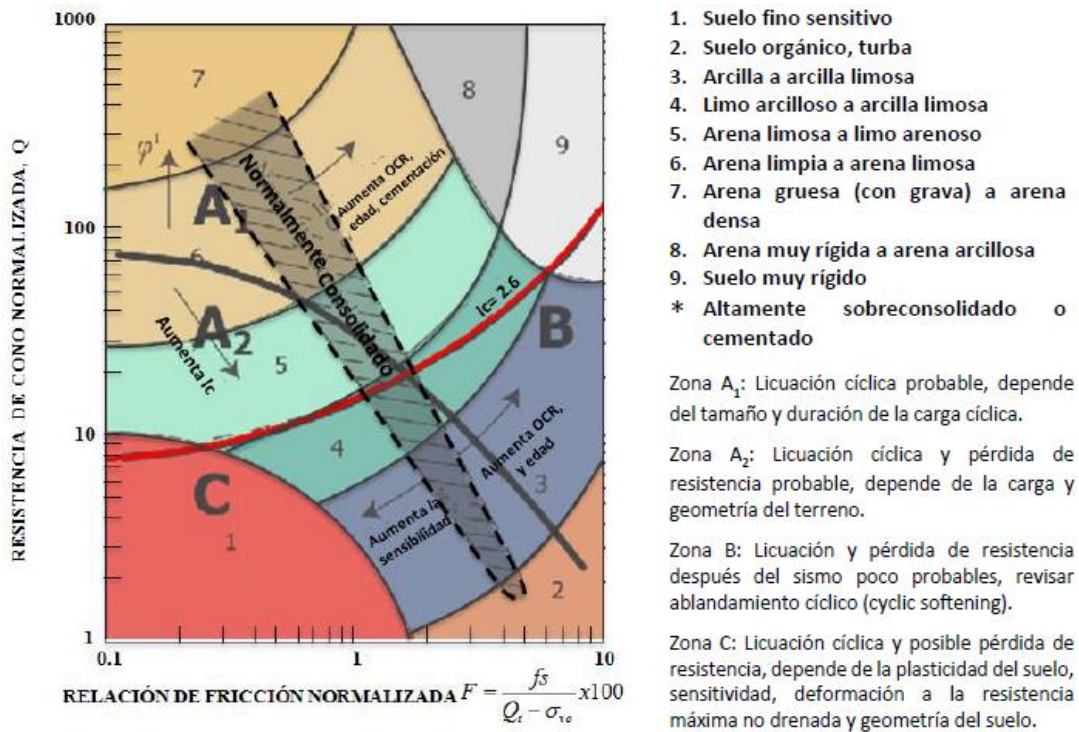


Figura 4 Diagrama del SBTn con ejes F y Q_c establecido por Robertson en 2009 (Vargas et. Al 2016)

Con base en los resultados de sondeos CPT y el sistema de clasificación SBTn, se han desarrollado múltiples métodos para determinar la relación de resistencia cíclica del suelo (Robertson y Wride, 1998; Idriss y Boulanger, 2008; Robertson, 2009). El primer paso consiste en determinar el esfuerzo total corregido en la punta del cono (q_t) debido al efecto de la presión de agua como se indica la Ec. 31 (Campanella et al. 1982).

$$q_t = q_c + (1 - a)u_T \quad \text{Ec. 31}$$

Donde, q_c representa la resistencia del cono medida en campo, u_T es la presión de poro medida detrás de la punta del cono y a representa la relación del área del fuste del cono entre el área máxima de la punta. Es importante considerar que, durante el desarrollo de las primeras metodologías, la información con la que se contaba sobre la licuación provenía de materiales granulares, en los que la diferencia de q_c y q_t es mínima, por lo que en distintas publicaciones es común encontrar la suposición:

$$q_c = q_t \quad \text{Ec. 32}$$

Sin embargo, actualmente se cuenta con información acerca de materiales compuestos por una cantidad importante de partículas finas, por lo que la consideración del efecto de la presión de poro es inevitable. A pesar de ello, se continúan publicando investigaciones en donde se indica el uso del parámetro q_c , bajo el entendimiento de realizar previamente la corrección del esfuerzo por efecto de la presión de agua (Boulanger e Idriss, 2014), es decir:

$$q_t = q_c = q_c + (1 - a)u_T \quad \text{Ec. 33}$$

Al definir el valor de q_t a lo largo del sondeo, será necesario determinar las condiciones de esfuerzos totales (σ_{vo}) y efectivos (σ'_{vo}) a los que está sometido el material de estudio, para calcular la relación de fricción (F) y la resistencia por punta (Q_{tn}) del cono normalizadas (Robertson 1989).:

$$F = \frac{f_s}{q_t - \sigma'_v} 100\% \quad \text{Ec. 34}$$

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_v}{P_a} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^n \quad \text{Ec. 35}$$

Donde la variable P_a representa el valor de la presión atmosférica en el sitio de estudio, y n es el exponente de esfuerzos determinado por las características granulométricas del suelo. Su valor es de 0.5 para materiales tipo arena, de 1 para tipo arcilla y se usa un valor de 0.75 para representar materiales de transición. Sin embargo, en primera instancia se considera que $n = 1$

Previo a la determinación de la CRR, es importante aclarar que en numerosas publicaciones (Robertson, 1998; Youd, et al, 2001; Boulanger e Idriss, 2014; Boulanger,

2016; Vargas, et al, 2016) se considera que la normalización de la resistencia por punta del cono se expresa por la Ec. 36

$$(q_{c1N}) = \left(\frac{q_c}{P_a}\right) C_Q \quad \text{Ec. 36}$$

Donde:

$$C_Q = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)^n \quad \text{Ec. 37}$$

Sin embargo, a pesar de la similitud en los resultados al considerar $n = 1$, Robertson (1999, 2004, 2009, 2010, 2015, 2016) destaca la importancia de la Ec. 35, con el fin mantener una consistencia con los datos en el sistema SBTn. Con base en lo anterior y con el fin de ofrecer una mayor claridad en la solución de los métodos, se establece que en este trabajo el valor de (q_{c1N}) se determina con la Ec. 38.

$$(q_{c1N}) = Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_v}{P_a}\right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)^n \quad \text{Ec. 38}$$

Jefferies y Davies proponen en 1993 el uso de un índice de clasificación del suelo (I_c) en función de los valores Q y F . Representa la distancia radial entre cualquier punto del sistema SBTn y un centro definido en el punto $F = 0.06026 \%$, $Q = 2951$, por lo que al generar arcos circulares con un radio constante de valor I_c , es posible asociarlos con la clasificación del material. (Boulanger e Idriss, 2014) como se muestra en la Figura 5.

El valor del índice de clasificación del suelo se calcula con la Ec. 39.

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (1.22 + \log F)^2} \quad \text{Ec. 39}$$

Se considera que materiales con un $I_c > 2.6$ presentan un comportamiento similar al de las arcillas (Gilstrap y Youd, 1998; Robertson, 1998; Cetin y Ozan, 2009; Robertson, 2009). Materiales con un $I_c < 2.6$ se asocian a suelos que se comportan como arenas.

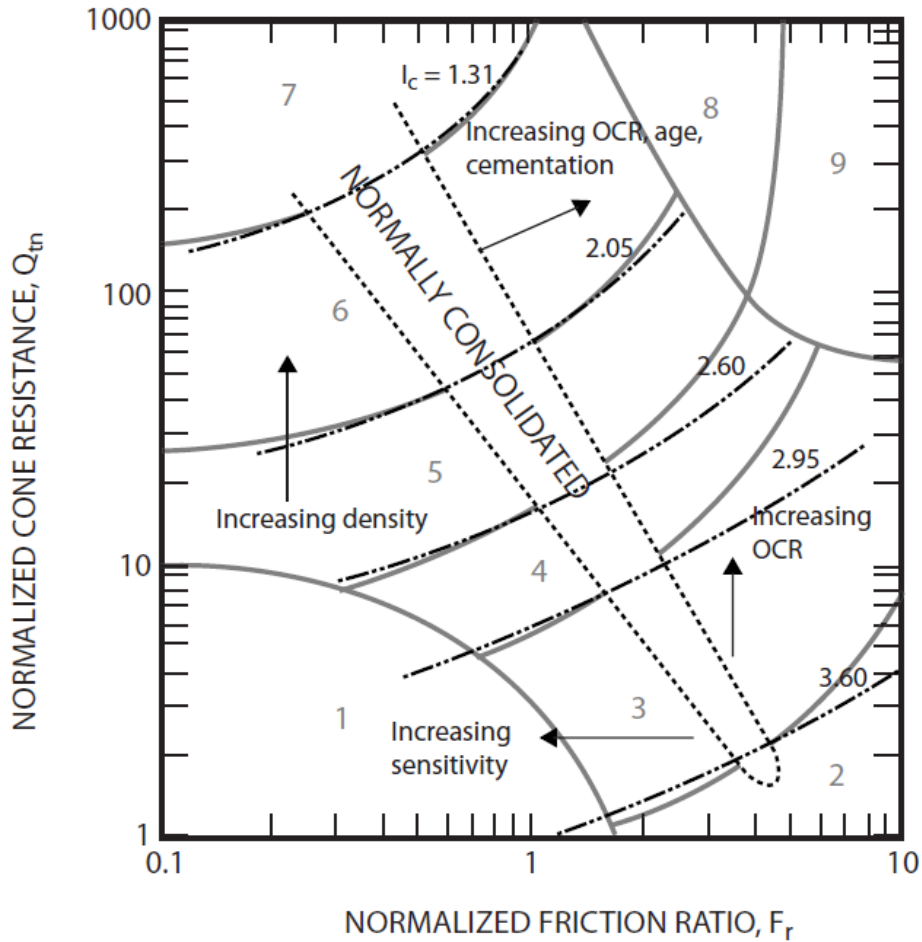


Figura 5 Diagrama del SBT con arcos de radio I_c (Robertson, 2010)

Debido a que el índice de clasificación del suelo representa el tipo de material en estudio, es necesario verificar que el exponente de esfuerzos considerado para su cálculo ($n = 1$) es representativo del material. Por lo anterior, se han desarrollado procedimientos iterativos para determinar un correcto valor de I_c y n .

Método de Robertson y Wride, 1998

Se considera que el valor de I_c calculado con un exponente de esfuerzos $n = 1$, se debe modificar en función de las siguientes condiciones.

$$n = 1 \begin{cases} \text{si } I_c \leq 2.6 \{ n = 0.5 \{ \text{si } I_c \leq 2.6 & \{ I_c \text{ y } n \text{ correctos} \\ \text{si } I_c > 2.6 & \{ n = 0.75 \{ I_c \text{ y } n \text{ correctos} \\ \text{si } I_c > 2.6 \{ I_c \text{ y } n \text{ son correctos} \end{cases} \end{cases} \quad \text{Ec. 40}$$

Se destaca que el valor de Q_{tn} utilizado para calcular el índice de clasificación del suelo corregido, deberá modificarse de acuerdo con el valor del exponente de esfuerzos.

Método de Robertson, 1999

Este método se caracteriza por ofrecer una mejor variación del exponente de esfuerzos, a diferencia del método de Robertson y Wride de 1998 que, si bien es fácil de aplicar, produce discontinuidades en la variación del exponente de esfuerzos (Robertson 2004).

$$n = 1 \left\{ \begin{array}{l} \text{si } I_c \leq 1.64 ; n = 0.5 \\ \text{si } 1.64 < I_c < 3.30 ; n = 0.3 (I_c - 1.64) + 0.5 \\ \text{si } I_c \geq 3.30 ; n = 1.0 \end{array} \right\} \text{ Iterar hasta que } \Delta_n < 0.01 \quad \text{Ec. 41}$$

Al igual que en el método anterior, el valor de Q_{tn} utilizado para calcular el índice de clasificación del suelo corregido deberá considerarse y, en caso de que $\sigma'_{vo} > 300$ KPa el valor de n es ser igual a 1.

Método de Robertson, 2009

Con base en los trabajos de Boulanger en 2003 y Jefferies y Been en 2006, Robertson desarrolló una expresión que permite calcular la variación del exponente de esfuerzos, con valores del índice de clasificación del suelo y el esfuerzo efectivo normalizado.

El procedimiento para este método consiste en calcular el valor de F , Q_{tn} e I_c asumiendo un valor inicial de $n = 1$, para posteriormente modificar el valor del exponente de esfuerzos con la Ec. 42 de manera iterativa hasta lograr que $\Delta_n < 0.01$.

$$n = 0.38 (I_c) + 0.05 \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right) - 0.15 \quad \text{Ec. 42}$$

Donde $n \leq 1$

El valor de Q_{tn} utilizado para calcular el último índice de clasificación del suelo, deberá sustituir el valor original.

De acuerdo con Vargas, et al (2016), el cálculo del exponente de esfuerzos con la Ec. 42, se recomienda por Moss et al, 2006 y Boulanger e Idriss, 2014.

Una vez calculado el valor de final de I_c y previo al cálculo de la relación de resistencia cíclica, es necesario realizar un ajuste de Q_{tn} para que sea equivalente a un valor de resistencia de punta normalizada en arena limpia ($Q_{tn,cs}$). Este valor se calcula con la Ec. 43.

$$Q_{tn,cs} = K_c Q_{tn} \quad \text{Ec. 43}$$

Donde K_c es un factor que está en función de las características granulométricas del material y es aproximado, debido a que los resultados del CPT son dependientes de diferentes factores como la plasticidad del suelo, el contenido de finos, la mineralogía del material y los esfuerzos históricos a los que se ha sometido el suelo (Robertson, 1998).

El factor K_c se define por las siguientes condiciones con el método de Robertson y Wride, 1998 y Robertson, 1999.

$$K_c = \begin{cases} 1.0; & \text{si } I_c \leq 1.64 \\ 1.0; & \text{si } 1.64 < I_c < 2.36, F < 0.50\% \\ -0.4031 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.631 I_c^2 + 33.751 I_c - 17.88; & \text{si } I_c > 1.64 \\ \text{No licuable con este criterio;} & \text{si } I_c > 2.60 \end{cases} \quad \text{Ec. 44}$$

Mientras que para el método de Robertson (2009), el factor K_c se define:

$$K_c = \begin{cases} I_c \leq 2.5 \begin{cases} 1.0 & \text{si } I_c \leq 1.64 \\ -0.403 I_c^4 + 5.58 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88 & \text{si } 1.64 < I_c < 2.6 \\ 1.0 & \text{si } 1.64 < I_c < 2.3, F < 0.5\% \end{cases} \\ 6 \times 10^{-7} (I_c)^{16.76} & \text{si } 2.5 \leq I_c < 2.7 \\ CRR_{7.5} = 0.053 Q_{tn} K_\alpha & \text{si } I_c \geq 2.7 \end{cases} \quad \text{Ec. 45}$$

Donde K_α es un factor de corrección para la relación de resistencia cíclica que se considera unitario en este trabajo, debido a la incertidumbre que presenta.

Las Figuras 6 a 8, representan el procedimiento de los métodos expuestos.

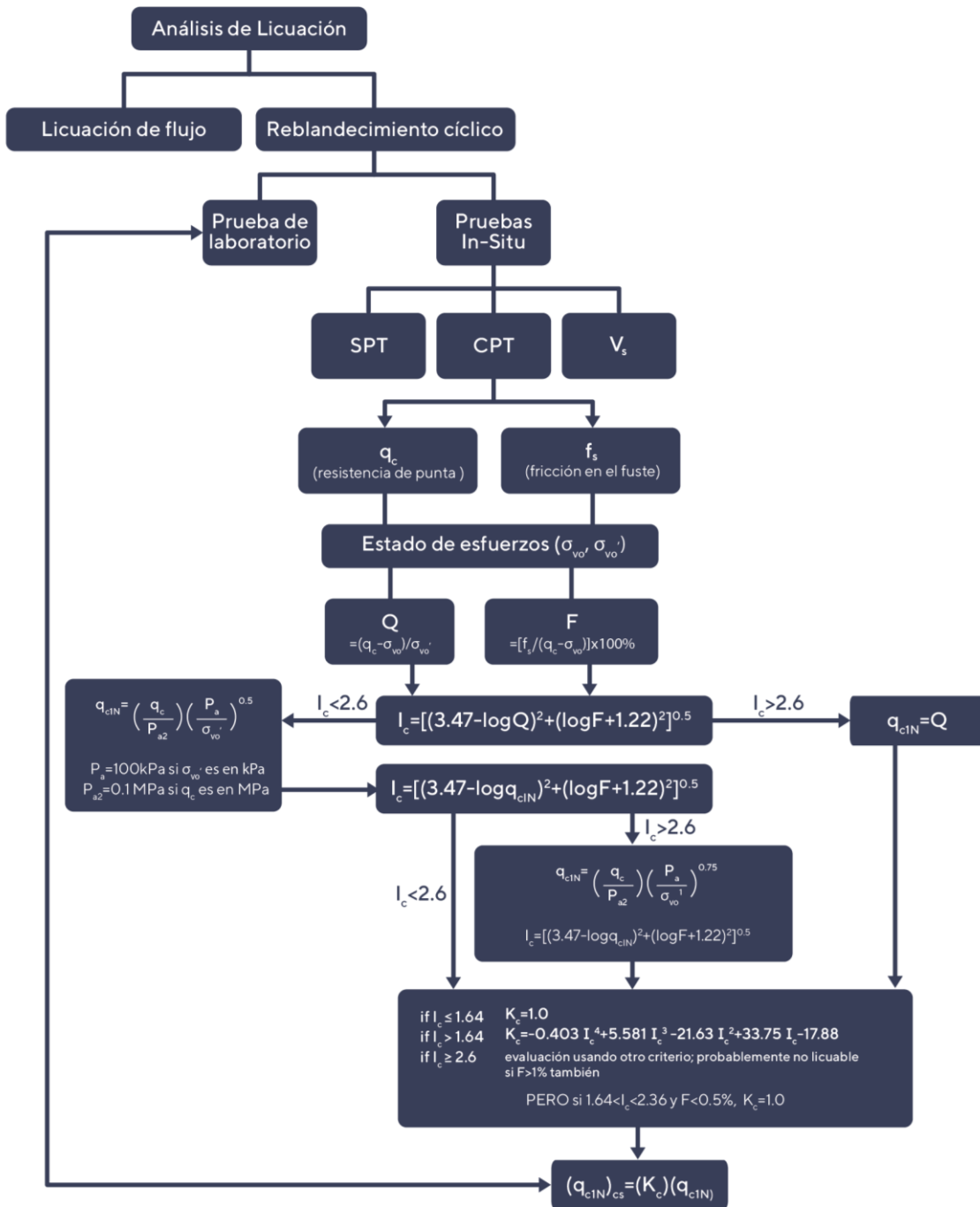


Figura 6 Procedimiento para determinar $Q_{tn,cs}$ por procedimiento de Robertson y Wride, 1998.

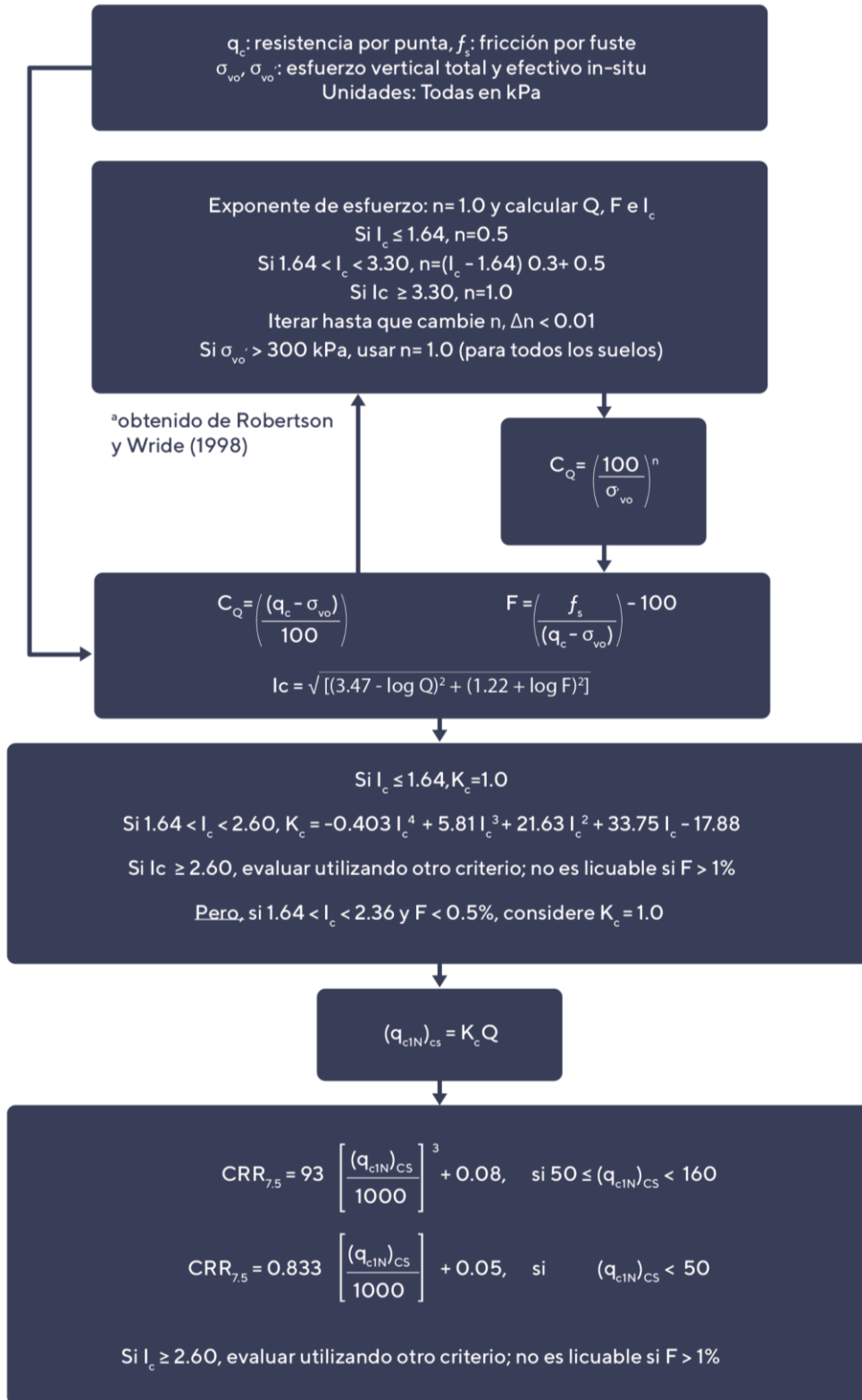


Figura 7 Procedimiento para determinar $Q_{tn,cs}$ (Robertson, 1999).

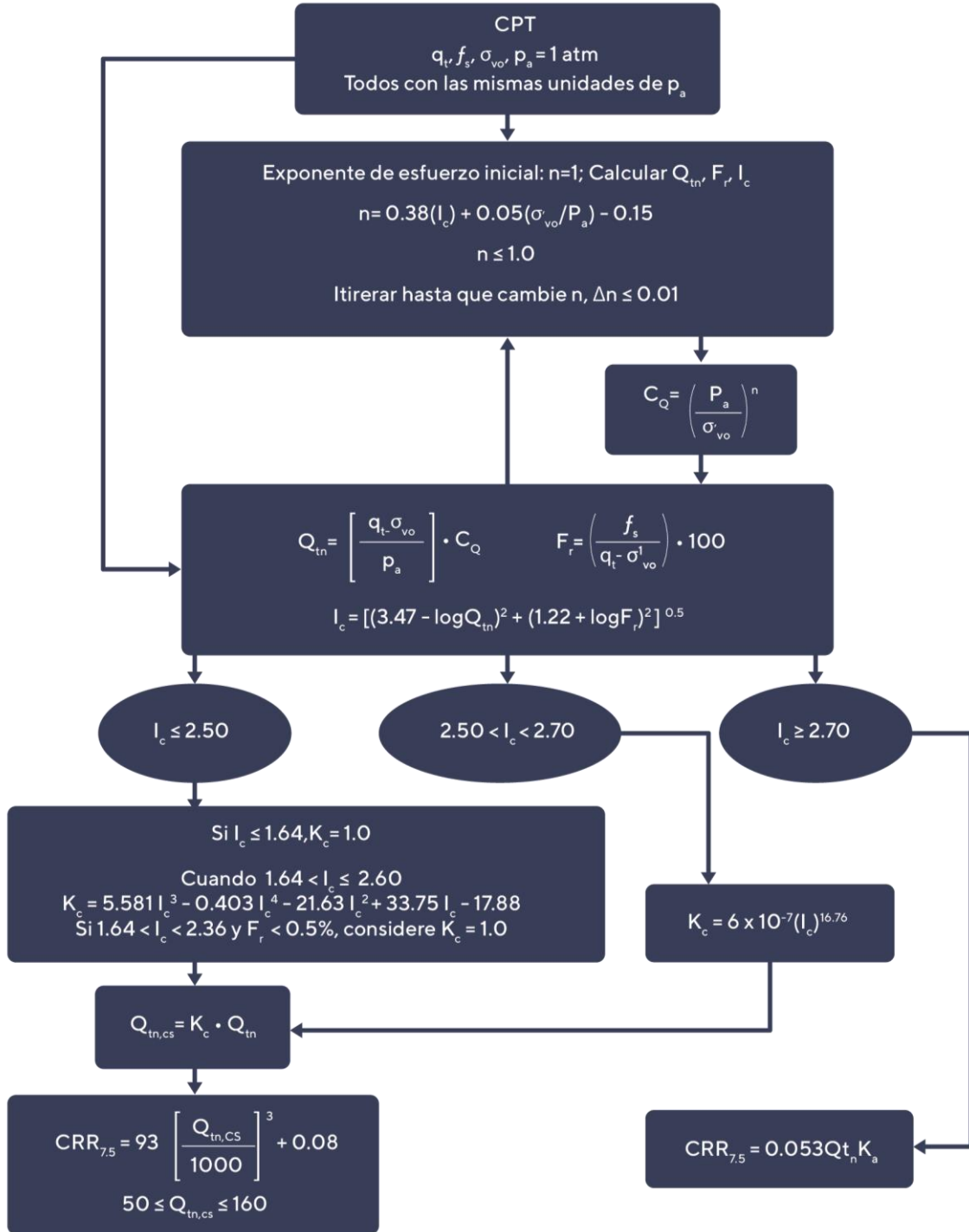


Figura 8 Procedimiento para determinar $Q_{tn,cs}$ (Robertson, 2009).

Finalmente, para determinar el valor de la CRR de un evento sísmico de magnitud 7.5 y un valor conocido de $Q_{tn,cs}$, se deberá resolver alguna de las siguientes ecuaciones propuestas por diferentes autores:

Robertson y Wride, 1998

$$CRR_{M=7.5} = \begin{cases} 0.833 \left(\frac{Q_{tn,cs}}{1000} \right) + 0.05; & \text{si } Q_{tn,cs} < 50 \\ 93 \left(\frac{Q_{tn,cs}}{1000} \right)^3 + 0.08; & \text{si } 50 \leq Q_{tn,cs} \leq 160 \end{cases} \quad \text{Ec. 46}$$

Idriss y Boulanger, 2008

$$CRR_{M=7.5} = e^{\left(\frac{Q_{tn,cs}}{540} + \left(\frac{Q_{tn,cs}}{67} \right)^2 - \left(\frac{Q_{tn,cs}}{80} \right)^3 + \left(\frac{Q_{tn,cs}}{114} \right)^4 - 3 \right)} \quad \text{Ec. 47}$$

Donde:

$$Q_{tn,cs} = Q_{tn} + \Delta Q_{tn} \quad \text{Ec. 48}$$

$$\Delta Q_{tn} = \left(5.4 + \frac{Q_{tn}}{16} \right) e^{\left(1.63 + \frac{9.7}{CF+0.01} - \left(\frac{15.7}{CF+0.01} \right)^2 \right)} \quad \text{Ec. 49}$$

Robertson, 2009

$$CRR_{M=7.5} = \begin{cases} 0.053 Q_{tn} K_{\alpha}; & \text{si } I_c \geq 2.70 \\ 93 \left(\frac{Q_{tn,cs}}{1000} \right)^3 + 0.08; & \text{si } 50 \leq Q_{tn,cs} \leq 160 \end{cases} \quad \text{Ec. 50}$$

Boulanger e Idriss, 2014

$$CRR_{M=7.5} = e^{\left(\frac{Q_{tn,cs}}{113} + \left(\frac{Q_{tn,cs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{Q_{tn,cs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{Q_{tn,cs}}{137} \right)^4 - 2.8 \right)} \quad \text{Ec. 51}$$

Donde:

$$Q_{tn,cs} = Q_{tn} + \Delta Q_{tn} \quad \text{Ec. 52}$$

$$\Delta Q_{tn} = \left(11.9 + \frac{Q_{tn}}{14.6} \right) e^{\left(1.63 - \frac{9.7}{CF+2} - \left(\frac{15.7}{CF+2} \right)^2 \right)} \quad \text{Ec. 53}$$

1.1.2.3 Velocidad de ondas de cortante

A finales del siglo pasado se realizaron diferentes propuestas para evaluar el potencial de licuación de un material con base en la medición de velocidad de ondas de cortante

(Vs) (1988; Robertson, 1992; Andrus, 1994), resultando en el desarrollo de una relación entre el número de golpes realizados durante un sondeo de penetración estándar y la medición de Vs. Sin embargo, el aumento de información de velocidad de ondas de cortante medidas en distintos sitios, permitió el desarrollo de metodologías para conocer el valor de la relación de resistencia cíclica al contar únicamente con resultados de pruebas geodinámicas.

El uso de la Vs como un indicador de la resistencia a la licuación, se basa en que ambas dependen de propiedades del suelo como la relación de vacíos, estado de esfuerzos, edad geológica e historia de esfuerzos. Del mismo modo, los métodos de Vs presentan ventajas sobre los métodos de penetración, tales como la posibilidad de realizar la medición de ondas de cortante en gravas, la ejecución ensayos de laboratorio para confirmar los registros de campo y los resultados obtenidos de la prueba geodinámica se utilizan para conocer la respuesta de sitio durante un sismo (Dobry y Stokoe, 2000)

Es posible realizar la medición de Vs por métodos como Cross Hole (CH), Down Hole (DH), Cono Sísmico (SCPT, Seismic Cone Penetration Test), Sonda Suspendida (SL, Suspension P-S Logging) y Análisis espectral de ondas de superficie (Spectral Analysis Waves) (Wood 1994, Kramer 1996 e Ishihara 1996), entre otros. Por ello, es necesario determinar el método exploratorio a utilizar en función de las necesidades del proyecto. Dobry y Stokoe (2000) recomiendan la aplicación de métodos de reflexión en áreas grandes, siempre y cuando la velocidad aumente con la profundidad; mientras que, para la evaluación específica de un sitio, se recomienda el CH, DH y la SL.

Con base en una metodología similar a las desarrolladas para determinar la relación de resistencia cíclica mediante el uso de SPT y CPT, el valor medido de Vs deberá ser corregido por un factor de esfuerzo (C_{VS}). Por ello, la velocidad de onda cortante corregida (V_{S1}) se expresa como lo indica la Ec. 54.

$$V_{S1} = V_S C_{VS} \quad \text{Ec. 54}$$

Donde:

$$C_{VS} = \left(\frac{Pa}{\sigma_v}\right)^{0.25} \left(\frac{0.5}{K_o}\right)^{0.125} \quad \text{Ec. 55}$$

El parámetro P_a , indica el valor de la presión atmosférica en el punto de estudio, σ'_v es el esfuerzo efectivo desarrollado en la profundidad de interés y K'_o es el factor de empuje de tierra en reposo que, generalmente equivale a 0.5 en materiales previamente licuados. Sin embargo, la Ec. 55, considera la presencia de materiales con valor de K'_o , diferente de 0.5.

Se destaca que el valor de C_{Vs} , puede tener un valor máximo de 1.4, a diferencia del 1.7 considerado en los métodos de penetración (Ecs. 18, 19 y 20), atribuido a la diferencia en el valor de los exponentes.

El uso de la Ec. 54, implica asumir que la medición de V_s se realiza considerando las direcciones del movimiento de la partícula y de la propagación de onda polarizada a lo largo de la dirección de los esfuerzos principales, considerando que una de esas direcciones es vertical (Stokoe et al, 1985).

Es importante considerar las posibles variaciones del N.A.F. tras haber realizado la medición de V_s , ya que en caso de que se encuentre por debajo de lo habitual durante la ejecución del sondeo, se registrarán valores de V_s mayores debido al efecto de la presión de poro negativa.

De igual manera, se debe considerar que la acción de la componente mayor en el movimiento de la partícula o propagación de onda sea en dirección vertical, debido a que la presencia del fenómeno de estudio generalmente depende del esfuerzo cortante inducido en dicha dirección, por lo que se recomienda que en pruebas como el DH y SCPT se realicen a una distancia tal que, la distancia entre la fuente y la perforación sean menores a la profundidad en la que se encuentra el receptor, mientras que en una prueba SASW la fuente debe inducir excitaciones verticales.

Con base en lo anteriormente expuesto, Dobry y Stokoe (2000) propusieron la expresión:

$$CRR = \left\{ 0.022 \left(\frac{K_{a1} V_{S1}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{V_{S1}^* - (K_{a1} V_{S1})} - \frac{1}{V_{S1}^*} \right) \right\} K_{a2} \quad \text{Ec. 56}$$

Donde V_{S1}^* indica el valor máximo de V_{S1} para que se presente la licuación del medio, K_{a1} es un factor de corrección para valores elevados de V_{S1} a consecuencia del

envejecimiento del material y K_{a2} es un factor que corrige la influencia de la edad en la CRR.

El definir un valor máximo de velocidad de onda cortante, es similar a la idea de establecer valores límite ante la licuación durante las pruebas de penetración, es decir, que al igual que en un SPT se estima que cuando el material alcanza un número de golpes mayor a 30, la licuación no se presentará. En las Vs existe un criterio similar con base en los registros históricos. Sin embargo, Andrus y Stokoe, propusieron en el 2000 las relaciones para estimar su valor:

$$V_{S1}^* = \begin{cases} 215 \text{ m/s;} & \text{si } FC \leq 5 \% \\ 215 - 0.5(FC - 5) \text{ m/s;} & \text{si } 5 \% < FC < 35 \% \\ 200 \text{ m/s;} & \text{si } FC \geq 35\% \end{cases} \quad \text{Ec. 57}$$

Es importante considerar que el uso de estas ecuaciones ha demostrado inconsistencias con los métodos propuestos por Ohta y Goto en 1978, y Rollins 1998. Por ello se recomienda realizar trabajos de investigación en esta área (Andrus y Stokoe, 2004).

Por último, los factores K_{a1} y K_{a2} , representan la antigüedad de los suelos estudiados y su efecto en las Vs y la CRR. Se considera que ambos parámetros son iguales a 1.0 cuando se estudia material no cementado de la era del Holoceno. Mientras que para materiales más antiguos existen diferentes criterios para determinar su valor.

Para asignar un valor a K_{a1} , Dobry y Stokoe (2000), sugieren relacionar el número de golpes y la velocidad de onda cortante registrada en campo. La Figura 9 muestra la relación entre ambos parámetros para arenas limpias y arenas limosas. En esta figura se presenta un ejemplo donde el valor para una Vs medida en campo de 220 m/s, es equivalente a 14 golpes en una prueba de penetración estándar, para un material con un contenido de finos del 13% equivale a 181 m/s, lo que permite estimar el valor de K_{a1} al calcular la relación del valor estimado entre el valor medido en campo.

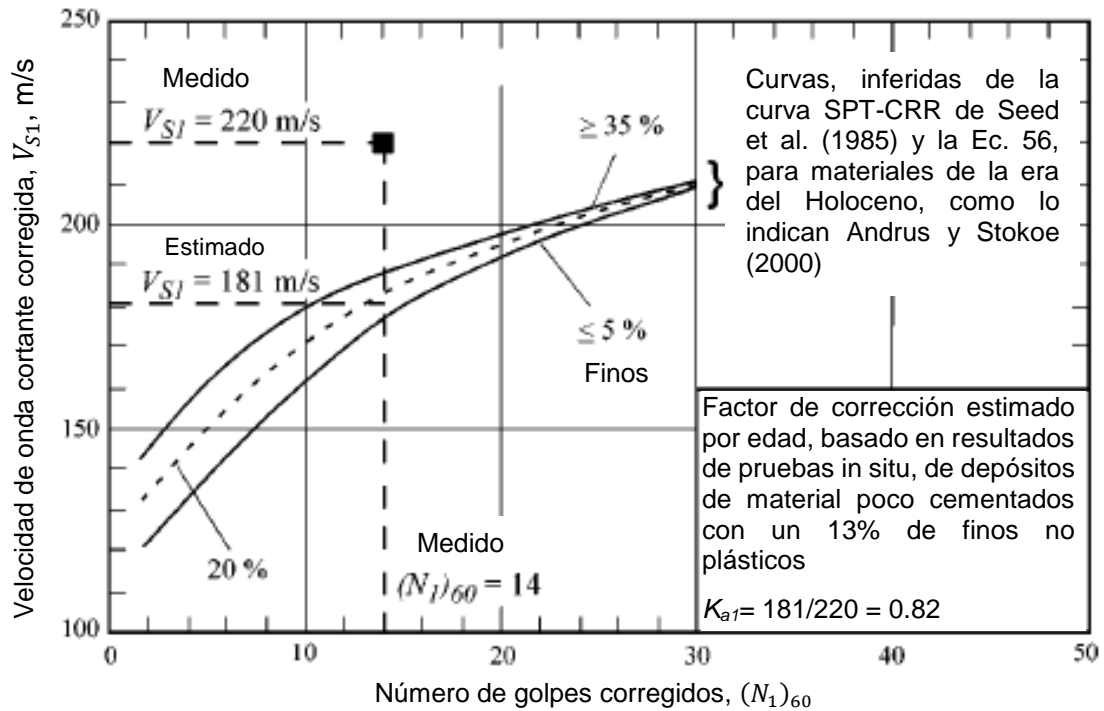


Figura 9 Relación del número de golpes en una prueba de penetración con Vs de acuerdo al contenido de finos del material (Andrus y Stokoes 2004).

De acuerdo con Vargas et al. (2016), es posible asignar el valor de K_{a1} al conocer la antigüedad del material en años. En la Tabla 2, se encuentran los valores propuestos por Andrus et al (2004) de acuerdo con la antigüedad del material.

| Tiempo (años) | Factor de escala por edad (ASF) | Factor de Corrección por edad $K_{a1}=1/ASF$ |
|---------------|---------------------------------|--|
| 1 | 0.92 | 1.09 |
| 10 | 0.99 | 1.01 |
| 100 | 1.07 | 0.94 |
| 1,000 | 1.14 | 0.88 |
| 10,000 | 1.21 | 0.83 |
| 100,000 | 1.28 | 0.78 |
| 1,000,000 | 1.36 | 0.74 |

Con base en los estudios realizados por Arango en el 2000, para determinar los valores de K_{a2} se recomienda emplear los valores expuestos en la Tabla 3.

| Tiempo (años) | Valor estimado de K_{a2} |
|---------------|----------------------------|
| < 10,000 | 1.0 |
| 10,000 | 1.1 |
| 100,000 | 1.3 |
| 1,000,000 | 1.5 |

En los capítulos subsecuentes se analizan los parámetros que influyen al aplicar el método de análisis con Vs.

1.1.3 Factores de ajuste que influyen en el cálculo del FS ante la licuación

Debido a que las consideraciones realizadas durante el cálculo de la CSR y CRR son limitadas, es necesario incluir factores adicionales para determinar de manera confiable el factor de seguridad ante la licuación del medio. Estas consideraciones se han desarrollado para tomar en cuenta dentro del análisis de vulnerabilidad a la licuación, factores como la magnitud del sismo al que se someterá el material y el cambio en la resistencia a la licuación de los materiales de acuerdo con las condiciones de campo.

1.1.3.1 Factor de escala por magnitud del sismo

Los procedimientos presentados para determinar el valor de la relación de resistencia cíclica, han sido desarrollados para materiales con un CF \leq 5%, así como para eventos sísmicos de magnitud $M=7.5$. Si bien los métodos de SPT, CPT y Vs consideran procedimientos para transformar los resultados obtenidos de la exploración geotécnica en datos equivalentes a suelos con un CF \leq 5%, el ajuste al valor de la relación de resistencia cíclica por efecto de la magnitud del sismo se realiza de manera independiente.

A continuación, se presentan las aportaciones de diferentes autores para determinar el factor de escala por magnitud (MSF).

Seed e Idriss, 1982

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad \text{Ec. 58}$$

Idriss, 1999

$$MSF = 6.9 e^{\frac{-M_w}{4}} - 0.058 \leq 1.8 \quad \text{Ec. 59}$$

Boulanger e Idriss, 2015

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left(8.64 e^{\frac{-M_w}{4}} - 1.325 \right) \quad \text{Ec. 60}$$

Donde:

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{Q_{tn,cs}}{180} \right)^3 \leq 2.2 \quad \text{Ec. 61}$$

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{31.5} \right)^2 \leq 2.2 \quad \text{Ec. 62}$$

Se destaca que el método de Boulanger e Idriss (2015) es el único de los presentados que considera la magnitud del sismo y el efecto de las propiedades del suelo en el valor del MSF, por lo que se recomienda su uso.

En el capítulo 3 de este trabajo, se presenta un análisis del efecto de las Ecs. 58 a 62 en el factor de escala por magnitud.

1.1.3.2 Factor de corrección por esfuerzos de confinamiento

El ensayo de múltiples pruebas de laboratorio a lo largo de los años ha demostrado que la resistencia de los materiales al presentarse la licuación tiende a aumentar bajo esfuerzos de confinamiento mayores. Sin embargo, este efecto se ve revertido al someter el suelo a la acción de esfuerzos cíclicos; es decir, el incremento del esfuerzo efectivo, produce una reducción no lineal a la relación de resistencia cíclica (Vargas et al, 2016).

En 1999 Hysen y Olsen proponen la ecuación 63 y los valores reportados en la Tabla 4, que consideran la reducción de la CRR por el efecto de esfuerzos cíclicos.

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'}{p_a} \right)^{f-1} \quad \text{Ec. 63}$$

| Tabla 4. Valores recomendados de f por Hynes y Olsen (1999) | |
|---|----------------|
| Densidad relativa ($Dr = \%$) | Valores de f |
| $Dr \leq 40\%$ | 0.8 |
| $Dr \leq 60\%$ | 0.7 |
| $Dr \leq 80\%$ | 0.6 |

En 2008, Boulanger e Idriss proponen utilizar la Ec. 64 que considera la resistencia de los materiales a la penetración como se indica en las Ecs. 65 y 66.

$$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \ln\left(\frac{\sigma'}{p_a}\right) \leq 1.1 \quad \text{Ec. 64}$$

Donde:

$$C_{\sigma} = \frac{1}{37.3 - 8.27Q_{tn,cs}^{0.264}} \leq 0.3 \text{ para } Q_{tn,cs} \leq 211 \quad \text{Ec. 65}$$

$$C_{\sigma} = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0.3 \text{ para } (N_1)_{60cs} \leq 37 \quad \text{Ec. 66}$$

Se destaca que la aplicación de este factor debe realizarse únicamente en capas de suelo con esfuerzos de confinamiento superiores a 100 KPa (Vargas, et al, 2016).

Igualmente, en el capítulo 3 se hace un análisis del comportamiento de estos parámetros en los análisis de vulnerabilidad a la licuación.

CAPÍTULO 2. CÁLCULO DE DEFORMACIONES

Las deformaciones del medio suelen presentarse cuando se inducen cambios en sus condiciones de esfuerzo, lo que produce una reducción en el volumen del material debido a la expulsión de agua. Sin embargo, durante el fenómeno de licuación se da un incremento súbito de la presión de poro, provocando deformaciones excesivas de manera inmediata al disipar el exceso de presión generado.

Los materiales licuados tienden a comportarse como un fluido, por lo que se produce la pérdida de rigidez del material y por lo tanto la resistencia al esfuerzo cortante del suelo disminuye. Por ello, además de generar asentamientos inmediatos en superficie, es posible que se presenten desplazamientos laterales cuando las condiciones del sitio lo favorezcan.

Actualmente, existen diferentes propuestas para determinar las deformaciones inducidas en el medio por efectos de la licuación, dentro de las que se encuentran métodos numéricos, métodos analíticos, pruebas en laboratorio y pruebas en campo. Sin embargo, en la práctica profesional se ha optado por emplear métodos semiempíricos para la solución de estos problemas (Zhang y Robertson, 2002).

Si bien se carece de una teoría que estime de manera exacta las deformaciones causadas por la licuación del medio, en este trabajo se estudia el método propuesto por Ishihara en 1993 para determinar la magnitud de los asentamientos. Para el cálculo de desplazamientos laterales se considera la metodología propuesta por Bartlett y Youd en 1992 y posteriormente actualizada en 2002.

2.1 Asentamientos

Con base en un conjunto de resultados de pruebas de laboratorio, Ishihara propone en 1992 una metodología para estimar los asentamientos en superficie causados por la licuación del medio.

La propuesta de Ishihara (1992) surge al estudiar el cambio en el volumen de muestras de suelo sometidas a la aplicación irregular de esfuerzos cortantes cíclicos en condiciones no drenadas, produciendo un incremento en la presión de poro. De estos

ensayos se establece que el cambio en el volumen del material, está directamente relacionado con el incremento de la presión de poro, sin importar la magnitud de esfuerzos cíclicos a los que se exponga el material o a la dirección de los mismos. Sin embargo, esta condición solo es válida mientras la presión de poro sea menor al esfuerzo efectivo; por lo que, en caso de que se rebase esta condición se deberá conocer el valor de la deformación máxima al corte.

Por lo anterior, se han desarrollado correlaciones del factor de seguridad estimado con los procedimientos expuestos en el capítulo 1 y el valor de la deformación máxima al corte, en función de la compacidad relativa (D_r) del material. En la Figura 10 se presenta las curvas que relacionan a estos componentes.

Al conocer la magnitud de la deformación al corte del material es posible estimar el valor del porcentaje de variación volumétrica (e_v), asociado a la reducción en el volumen del suelo por la expulsión de agua generada durante el fenómeno de estudio. En la Figura 11 se presenta el resultado de la recopilación de pruebas de laboratorio realizadas para estimar el cambio en el volumen de una masa de suelo tras ser expuesto a la licuación.

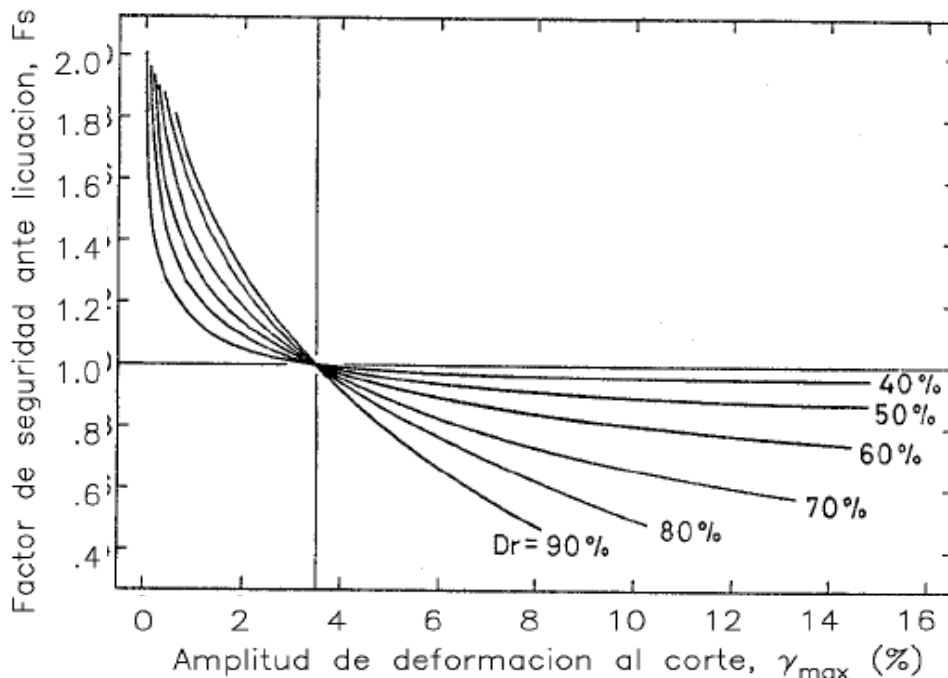


Figura 10 Relación entre la deformación máxima al corte y el factor de seguridad ante la licuación del medio (Ishihara y Yoshimine, 1992)

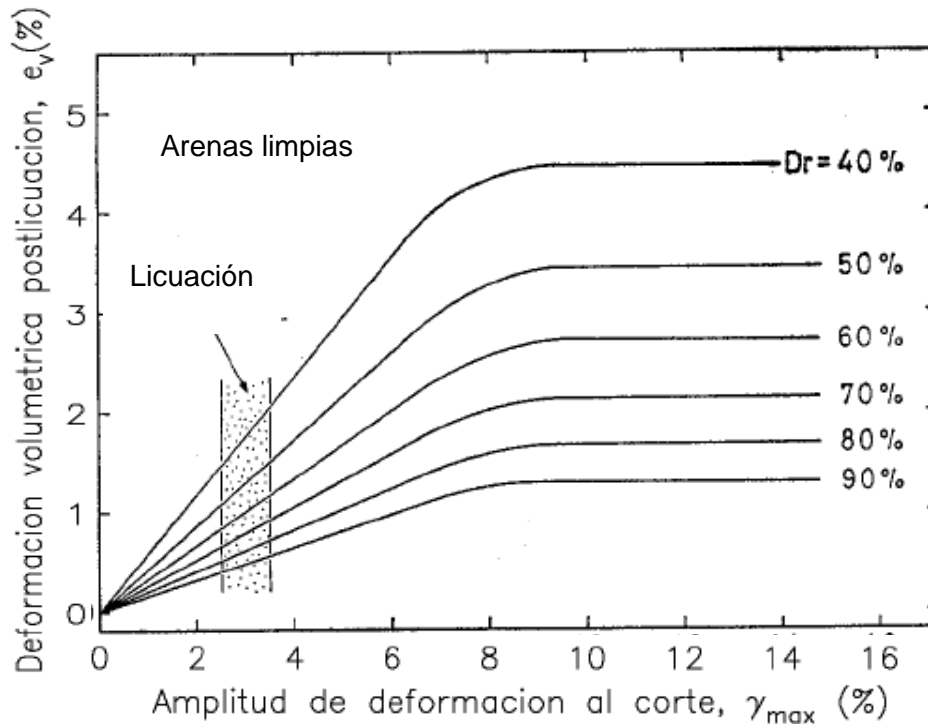


Figura 11 Deformación máxima al corte y coeficiente de deformación volumétrica post-licuación (Ishihara y Yoshimine, 1992).

2.2 Deformaciones laterales

Bartlett y Youd en 1992, con revisiones en 1995 y 2002, proponen el método conocido como Multiple Linear Regression (MLR) que, de acuerdo con Youd (2018), se dedujo de una base de datos originada de la observación e investigación de sitios que presentaron desplazamiento lateral.

Para sitios con la presencia de material licuable y con una pendiente ligera Bartlett y Youd (1992) proponen la ecuación 67 para determinar el desplazamiento lateral.

$$\log D_H = -16.213 + 1.532 M - 1.406 \log R^* - 0.012 R + 0.338 \log S + 0.540 \log T_{15} + 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.795 \log(D_{50_{15}} + 0.1 \text{ mm}) \quad \text{Ec. 67}$$

Donde:

$$R^* = R_0 + R \quad \text{y} \quad R_0 = 10^{(0.89 M - 5.64)} \quad \text{Ec. 68}$$

En la Ec. 67 D_H representa el desplazamiento lateral estimado en metros, M es la magnitud del sismo, R es la distancia horizontal en kilómetros desde el sitio hasta el epicentro, T_{15} es el espesor total acumulado en metros de las capas de material granular licuable y saturado con un número de golpes corregido menor a 15 ($(N_1)_{60} < 15$), el valor de F_{15} es el contenido de finos promedio (material que pasa la malla No. 200) en porcentaje de las capas de material granular consideradas en T_{15} , la variable $D_{50,15}$ representa el valor medio del tamaño de las partículas en los materiales considerados dentro de T_{15} y S es el valor en porcentaje de la pendiente en el sitio.

Se destaca la posibilidad de que las deformaciones calculas con este método, presenten diferencias importantes con lo que sucede en campo, debido a que los desplazamientos determinados con la Ec.67, tienen un factor de variación de dos, con respecto a los movimientos laterales medidos en casos históricos; es decir, el valor calculado puede ser del doble o de la mitad con respecto al desplazamiento producido en campo (Bartlett y Youd, 1992).

Por último, en 2018 Youd menciona que el procedimiento MLR es puramente empírico. Presenta problemas para determinar con exactitud grandes desplazamientos, por ello, en caso de obtener un valor de deformación mayor a 6.0 m, se debe indicar la posibilidad de presentar “grandes desplazamientos”. Youd (2018) recomienda evitar utilizar este método para sismos de magnitud $M > 8$, así como realizar investigación para determinar el valor de R en zonas donde se presenten sismos por subducción.

En el capítulo 4 se estudian los factores que influyen en cálculo de deformaciones por licuación

CAPÍTULO 3. ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE LOS MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE VULNERABILIDAD A LA LICUACIÓN

En el capítulo 1 de este trabajo se presentaron las metodologías más utilizadas en la práctica profesional para determinar el factor de seguridad en un análisis de vulnerabilidad a la licuación del suelo. Sin embargo, debido a la existencia de múltiples procedimientos y consideraciones para realizar este tipo de estudios, se presenta en este capítulo un análisis paramétrico de los factores que intervienen en los procesos.

3.1 Condiciones iniciales de estudio.

Para llevar a cabo el análisis paramétrico, es necesario definir condiciones iniciales de estudio, por lo que se han adoptado características de materiales vulnerables a la licuación, así como condiciones de sitio que aumenten el valor de la CSR. Los parámetros empleados en este trabajo son los siguientes:

Características del evento sísmico de diseño:

- Magnitud del evento: $M_w = 7.5$
- Valor de aceleración máxima: $a_{max} = 0.20 g$

Características del sitio:

- Peso volumétrico del material: $\gamma = 16.2 KPa$
- Nivel de Aguas Freáticas: $NAF = -2 m$

Resultados de la exploración geotécnica:

- Número de golpes durante prueba SPT: $N_m = 10$
- Esfuerzo registrado en la punta del CPT: $q_t = 10 MPa$
- Esfuerzo registrado en el fuste del CPT: $f_s = 100 KPa$
- Velocidad de onda cortante: $V_s = 140 m/s$
- Contenido de finos: 15%

En el análisis paramétrico que a continuación se detalla, se reproducirán las ecuaciones mostradas en el capítulo 1 para una rápida consulta.

3.2 Análisis paramétrico de la relación de esfuerzos cíclicos

Existen dos maneras de calcular el valor de la CSR para considerar el cambio en la aceleración con la profundidad. Sin embargo, debido a la complejidad que representa el determinar el cambio del esfuerzo cortante a través de un estudio de respuesta de sitio, el cálculo de los valores de $\tau_{av} = 0.65 (\tau_{max})_d$ para el análisis paramétrico se realizó considerando la aplicación del factor de reducción de esfuerzos (r_d), como lo recomiendan los métodos para la evaluación de la vulnerabilidad a la licuación.

Las expresiones para el cálculo del factor r_d se obtienen al aplicar las Ecs. 6, 7, 10 y 11:

Liao y Whitman, 1986

$$r_d = \begin{cases} 1.0 - 0.00765 z & \text{si } z \leq 9.15 \text{ m} \\ 1.174 - 0.0267 z; & \text{si } 9.15 \leq z \leq 23 \text{ m} \end{cases}$$

Idriss, 1999

$$r_d = e^{(\alpha(z)+\beta(z)M)}$$

Cetin, 2004

$$r_d = \frac{1 + \frac{-23.013 - 2.949a + 0.999M + 0.0525Vs}{16.258 + 0.201e^{0.341(-d + 0.0785Vs + 7.586)}}}{1 + \frac{-23.013 - 2.949a + 0.999M + 0.0525Vs}{16.258 + 0.201e^{0.341(0.0758Vs + 7.586)}}$$

Kishida y Boulanger, 2009

$$r_d = \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\text{sen}\left(\frac{\pi}{2} \frac{T'_s}{0.2}\right)}{\frac{\pi}{2} \frac{T'_s}{0.2}} + \frac{\text{sen}\left(\frac{\pi}{2} \frac{T'_s}{1.0}\right)}{\frac{\pi}{2} \frac{T'_s}{1.0}} \right) \right]^\alpha + \frac{0.833}{2} \left(\frac{1 - S_1}{1 + S_1} \right) \left(\frac{\text{sen}\left(\frac{\pi}{2} \frac{T'_s}{0.2}\right)}{\frac{\pi}{2} \frac{T'_s}{0.2}} - \frac{\text{sen}\left(\frac{\pi}{2} \frac{T'_s}{1.0}\right)}{\frac{\pi}{2} \frac{T'_s}{1.0}} \right)$$

En la Figura 12, se presentan los esfuerzos cortantes promedio influenciados por estas ecuaciones.

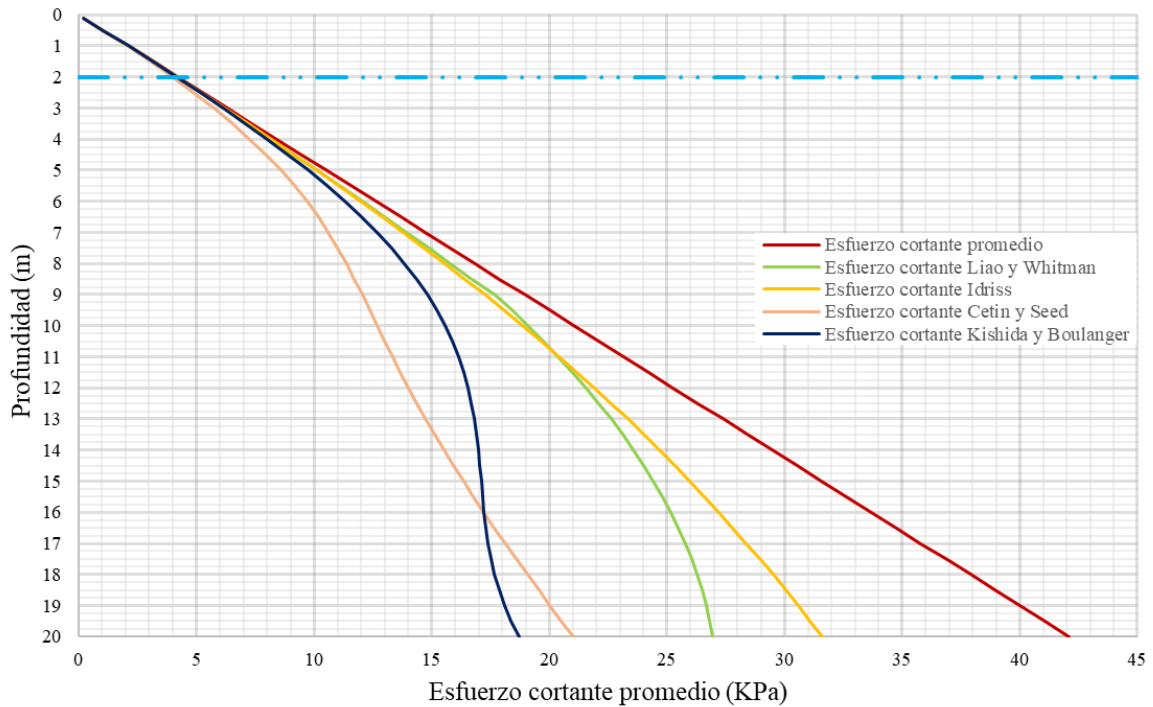


Figura 12. Comparación de esfuerzos cortantes promedio, determinados con diferentes r_d .

De acuerdo con los resultados mostrados en la Figura 12, existen variaciones importantes en el valor de τ_{av} según los métodos utilizados. Sin embargo, Idriss y Boulanger (2010) recomiendan el uso de la expresión propuesta de Kishida y Boulanger (2009, línea azul de la Figura 12) por presentar un comportamiento coherente con la teoría de propagación de ondas, un mayor número de casos de estudio y representa valores intermedios con respecto a los diferentes métodos.

Aplicando la propuesta mencionada, en la Figura 13 se presenta el cambio en el valor de la relación de esfuerzo cíclico (CSR), incluyendo el efecto que genera el esfuerzo vertical efectivo:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'} \quad \text{Ec. 69}$$

Como referencia, en la misma Figura 13 se muestra la curva que se obtiene al considerar el factor r_d unitario (línea roja); es decir, representa sólo el efecto de la relación entre esfuerzo total y efectivo con la profundidad.

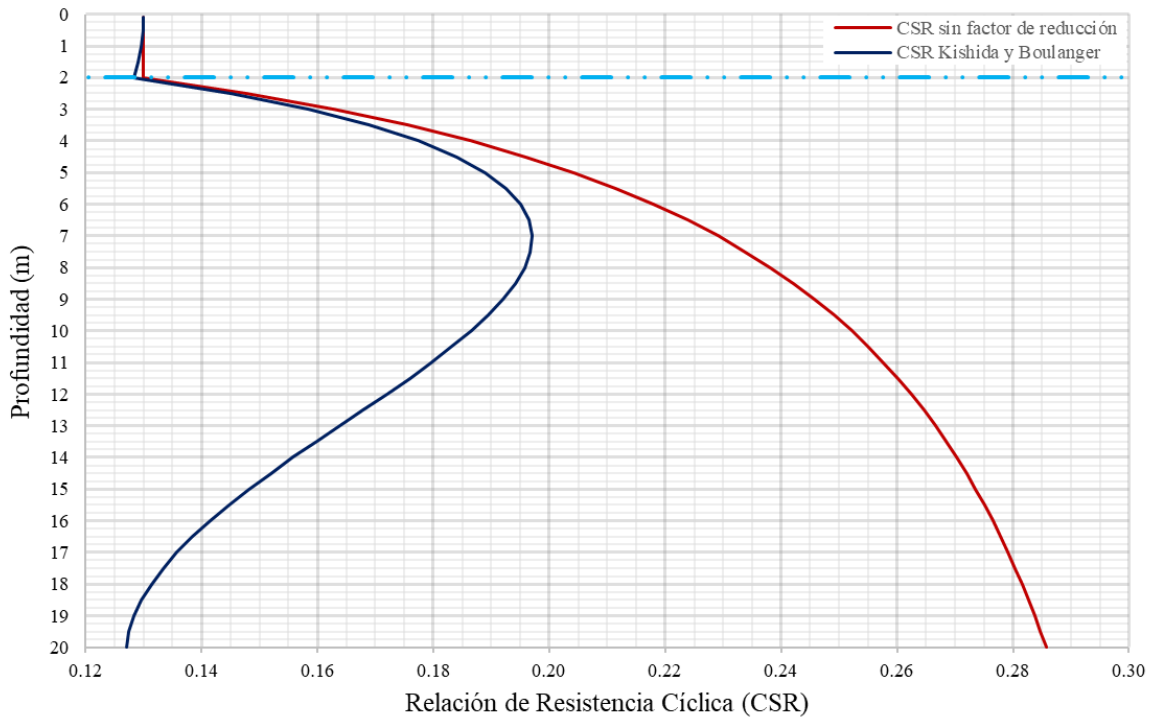


Figura 13. Cambio de la CSR en función de la profundidad.

Para comprender la forma que presenta la curva que incluye el factor de r_d en la Figura 13, se muestra en la Figura 14 de forma independiente los efectos del factor r_d (línea verde), la relación de esfuerzos total y efectivo (línea amarilla) y el producto de ambos (línea azul). Como se observa, en los primeros metros domina el efecto de la relación de esfuerzos y, con la profundidad domina el factor de reducción.

Utilizando los valores de la relación de esfuerzos cíclicos previamente calculados (Figura 13) y relaciones de resistencia cíclica determinadas con el método SPT y los parámetros base propuestos, se ha determinado el factor de seguridad que se muestra en la Figura 15 para observar el efecto que presentan diferentes valores de aceleración: 0.1, 0.2 y 0.4 g. Como era de esperarse, las condiciones de seguridad se reducen cuando los niveles de aceleración se incrementan.

Se destaca también que la aceleración presenta un comportamiento lineal en los resultados; es decir, el cambio en el valor de aceleración en la CSR genera un efecto inversamente proporcional en el cálculo del factor de seguridad.

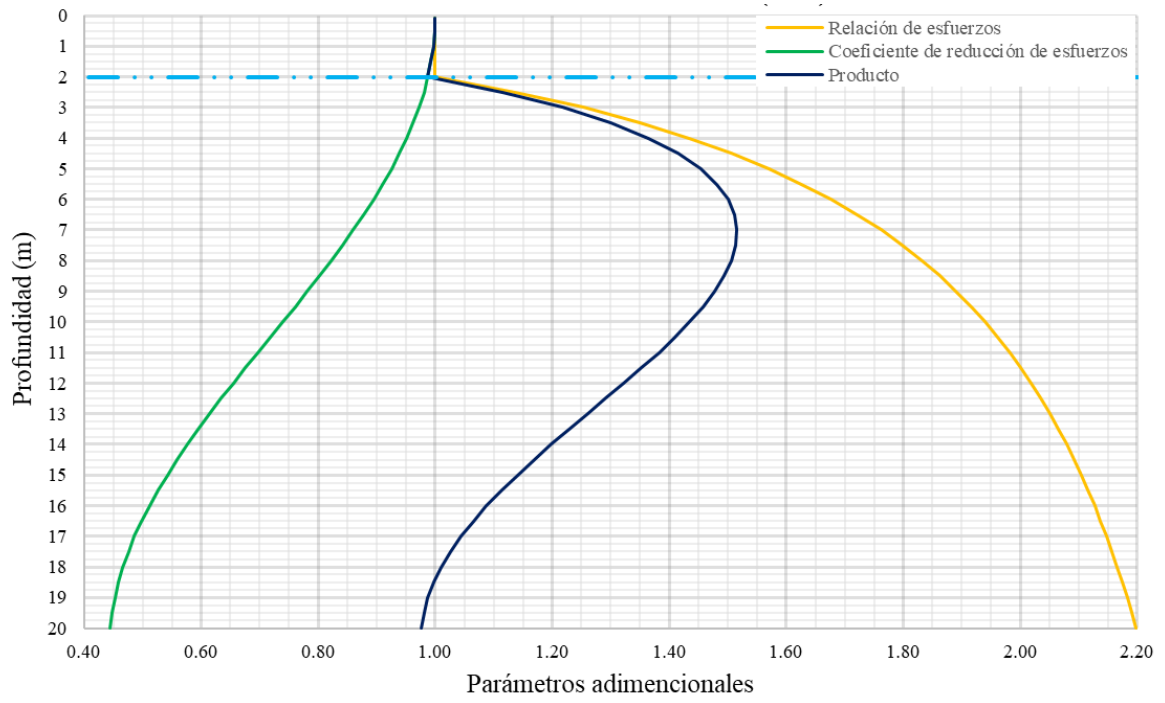


Figura 14. Comportamiento de las variables involucradas en el cálculo de la CSR.

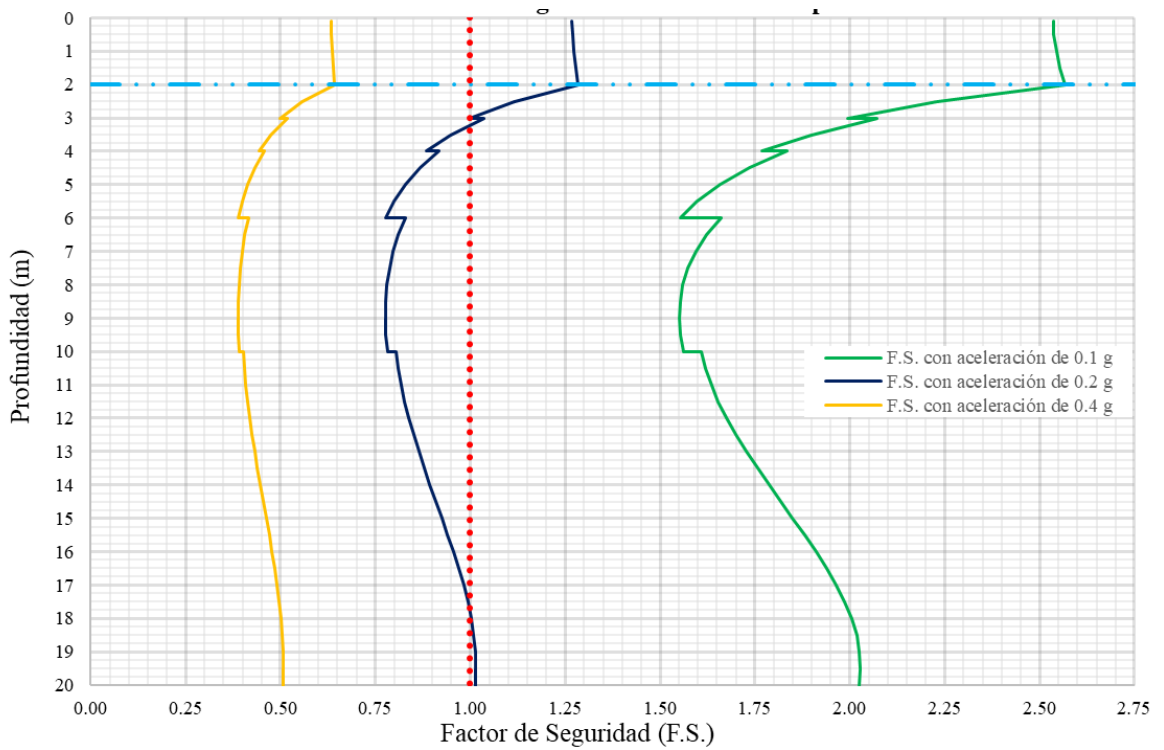


Figura 15. Factor de seguridad en función de la variación de CSR con la profundidad.

El comportamiento escalonado de la Figura 15 se debe al efecto del factor C_R , por lo que en la Figura 16 se presenta el valor del factor de seguridad considerando C_R como unitario.

Por último, en la Figura 17 se presenta el cambio que genera el peso volumétrico del suelo en el valor del factor de seguridad ante la licuación del medio. Se destaca que las diferencias entre las curvas construidas con distintos valores de γ : 14.2, 16.2 y 18.15 kN/m^3 muestran una variación máxima del 17%. Lo que significa que este parámetro es poco relevante en el cálculo de vulnerabilidad.

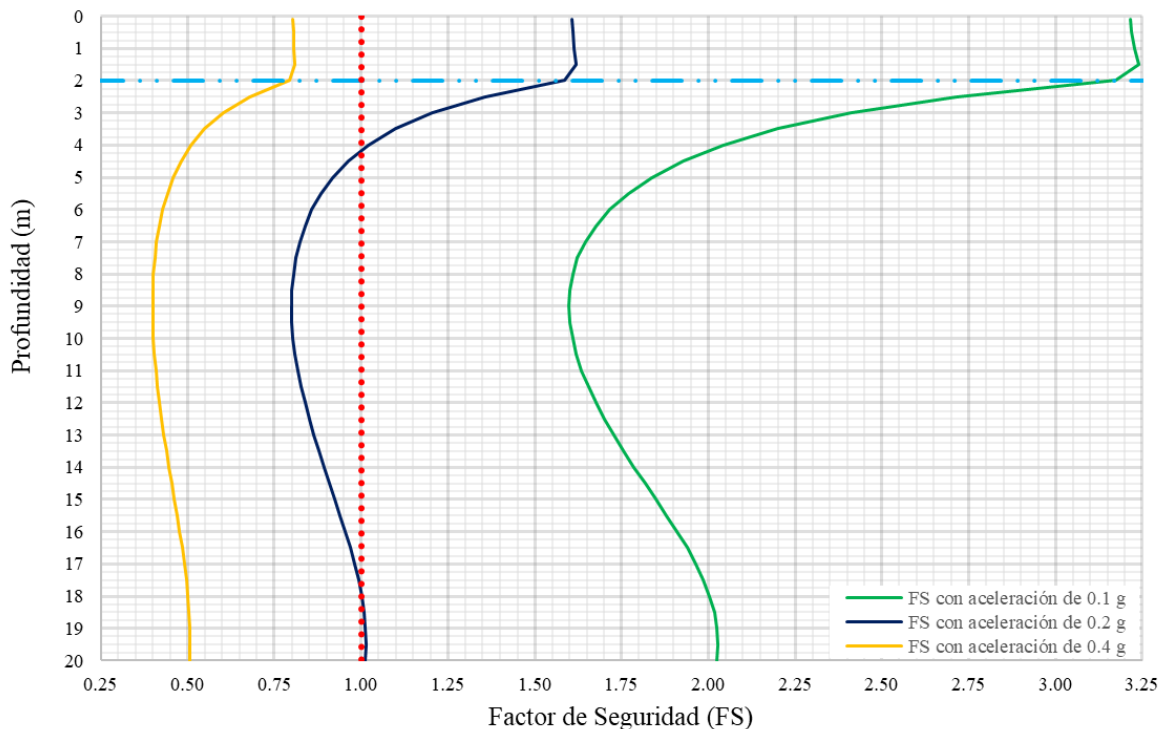


Figura 16. Valor del factor de seguridad en función de la profundidad, considerando C_R unitario.

Con base en el análisis paramétrico realizado se considera que:

- Es conveniente emplear la ecuación del factor de reducción con la profundidad propuesto por Kishida y Boulanger (2009) siempre que se cuente con una V_s representativa del depósito en estudio. En caso contrario, por los resultados observados en esta investigación debe considerarse la aplicación de la expresión propuesta por Idriss (1999).

- La relación entre esfuerzos totales y efectivos domina en el cálculo del CSR para los primeros superficiales.
- El factor de reducción con la profundidad tiene mayor influencia en las capas profundas.
- El cambio en el peso volumétrico de las capas de suelo es poco relevante.
- El factor que domina sobre los demás es la acción sísmica representada por la aceleración en superficie.

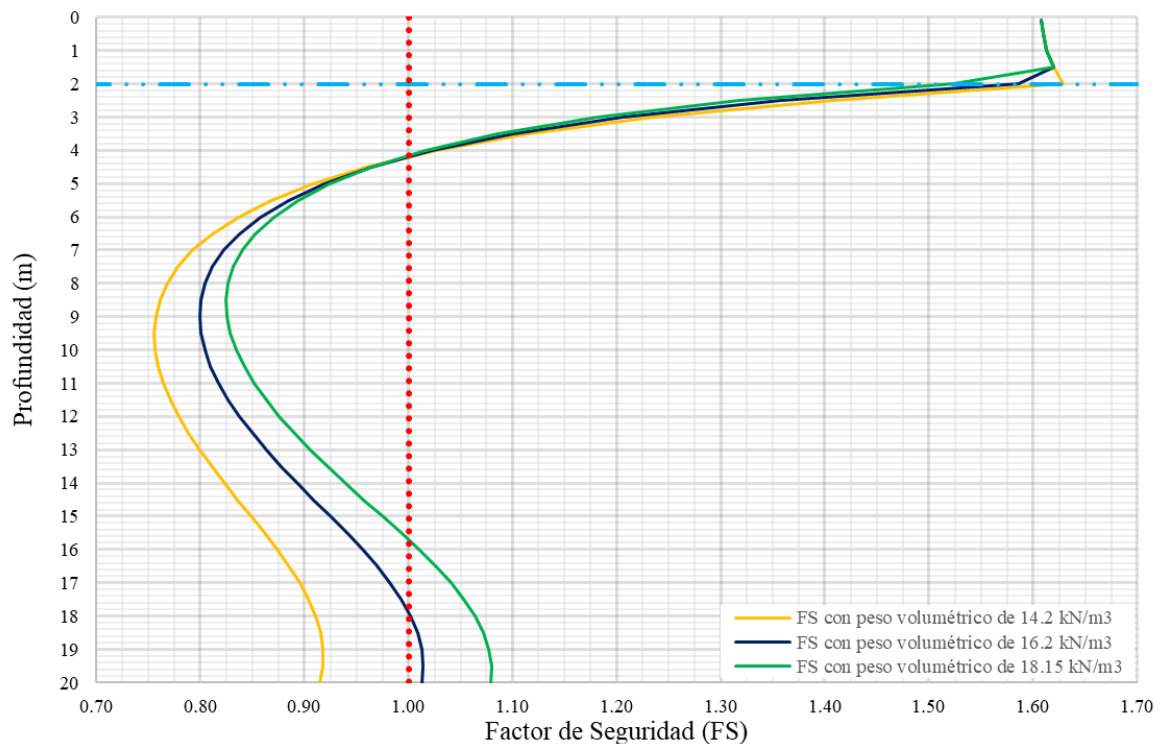


Figura 17. Variación del factor de seguridad con diferentes pesos volumétricos del material.

3.3 Análisis paramétrico de la relación de resistencia cíclica

De los procedimientos expuestos para determinar el valor de la CRR se usan en este análisis los más recientes, debido a que en comparación con las demás metodologías su base de datos es más extensa y por lo tanto representan el comportamiento del suelo de una manera más precisa.

3.3.1 Sondeo de penetración estándar

Se presentan los resultados obtenidos de realizar un análisis paramétrico en las variables involucradas en el cálculo de la CRR por medio de la ejecución de un SPT, empezando por los factores de corrección en el número de golpes registrado en campo.

3.3.1.1 Factor C_N

Para normalizar el número de golpes ejecutados durante la exploración geotécnica, es posible utilizar las ecuaciones 18, 19 o 20:

Seed e Idriss, 1982:

$$C_N = \frac{2.2}{1.2 + \frac{\sigma'_V}{P_a}} \leq 1.7$$

Liao y Withman, 1986:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_V} \right)^{0.5} \leq 1.7$$

Idriss y Boulanger, 2008:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_V} \right)^m \leq 1.7$$

El efecto que produce el factor C_N incrementa el número de golpes hacia la superficie y lo disminuye con la profundidad, siendo unitario cuando el esfuerzo efectivo es coincidente con la presión atmosférica.

En la Figura 18 se presentan los valores del factor C_N para cada uno de los métodos. Se destaca que, al aplicar la expresión de Boulanger e Idriss (2008), se muestran curvas dependientes del número de golpes. De acuerdo con los resultados de la Figura 18 se observa que las diferencias en el valor de C_N son mayores cerca de la superficie del terreno con una variación máxima de 0.32 entre los 5 y 30 golpes.

3.3.1.2 Factor C_B

Tras normalizar los valores de resistencia a la penetración estándar, se debe considerar el efecto de corrección debido al diámetro de la perforación (C_B). Este factor tiene un valor mínimo de 1.0, un valor intermedio de 1.05 y un máximo de 1.15, de acuerdo con las condiciones de sitio indicas en la Tabla 1. En la Figura 19 se presenta el efecto combinado del producto de los factores C_B con C_N , considerando perforaciones con 100, 150 y 200 mm de diámetro.

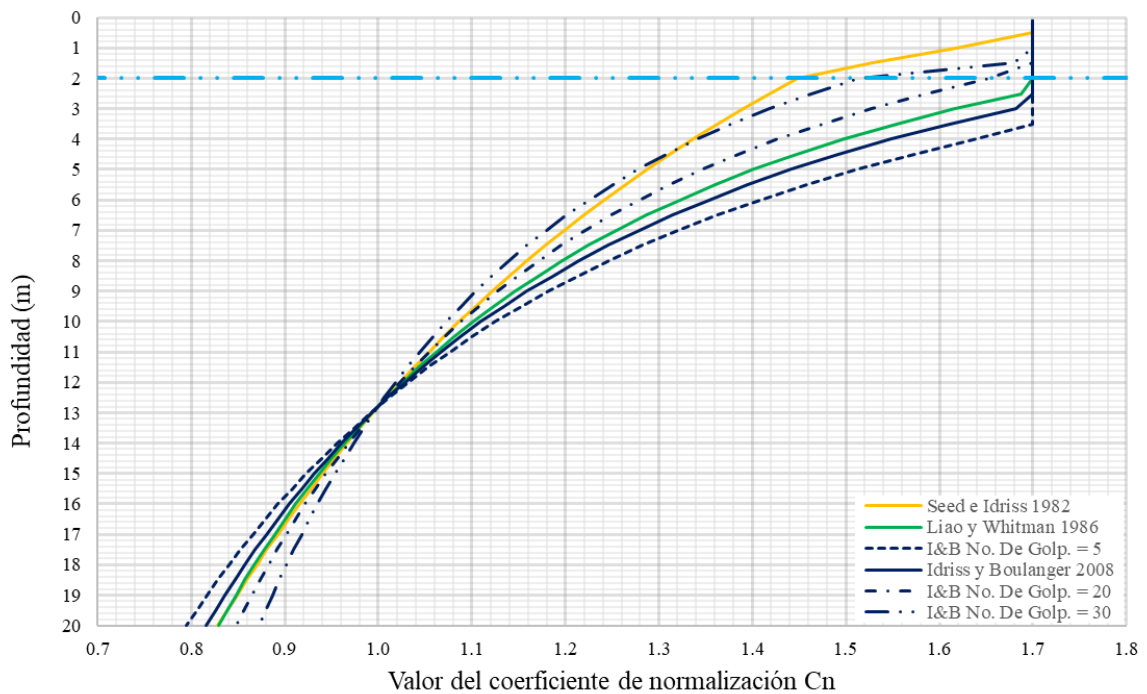


Figura 18. Variación del factor de normalización del número de golpes (C_N) con la profundidad.

Los resultados límite expuestos en la Figura 19 presentan una diferencia máxima de 0.26 en la superficie del terreno y del 0.12 a 20 m de profundidad. Se destaca que, comúnmente en México se ejecutan perforaciones en SPT del orden de 100 mm o inferiores (línea azul).

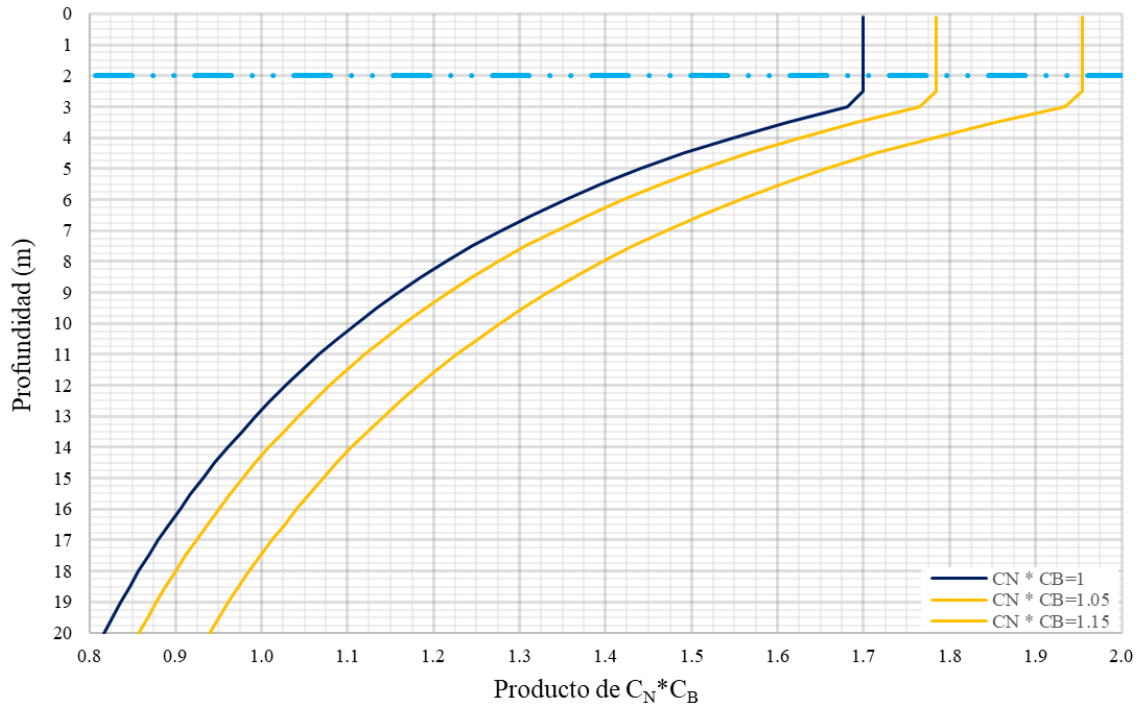


Figura 19. Variación del producto de C_N con C_B .

3.3.1.3 Factor C_S

Adicionalmente, el tipo de muestreador usado durante la ejecución de un SPT involucra la consideración de un factor de corrección adicional (C_S). En la Figura 20 se presenta el efecto que causa el producto de C_S con C_N para una perforación con $C_B=1$. El factor de corrección por el efecto del muestreador C_S puede presentar valores de 1.0, 1.1 o 1.3, de acuerdo con lo reportado en la Tabla 1.

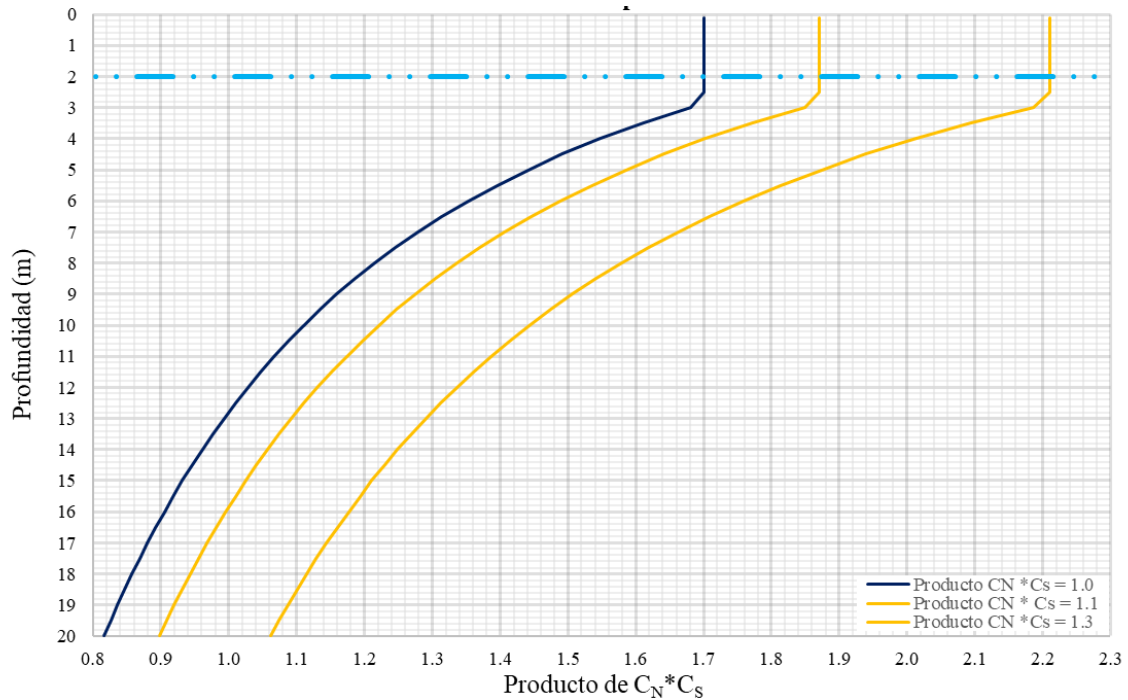


Figura 20. Variación del factor del producto de C_N con C_S .

Los resultados en la Figura 20 muestran diferencias de 0.51 en superficie del terreno y de 0.24 a 20 m de profundidad entre los valores límite.

3.3.1.4 Factor C_E

Al igual que el tipo de muestreador, el martillo utilizado durante la exploración geotécnica produce un incremento o decremento en el número de golpes hasta en un 50 y 30%, respectivamente, de acuerdo con lo indicado en la Tabla 1. En Figura 21 se presenta la variación de resultados para cada tipo martillo.

Debido al amplio intervalo que existe en la corrección del número de golpes ejecutados a causa de C_E , se considera que para el caso de estudio este factor equivale al valor promedio del martillo de seguridad o de pistón ($C_E = 0.95$), principalmente porque es el martinete más utilizado en México.

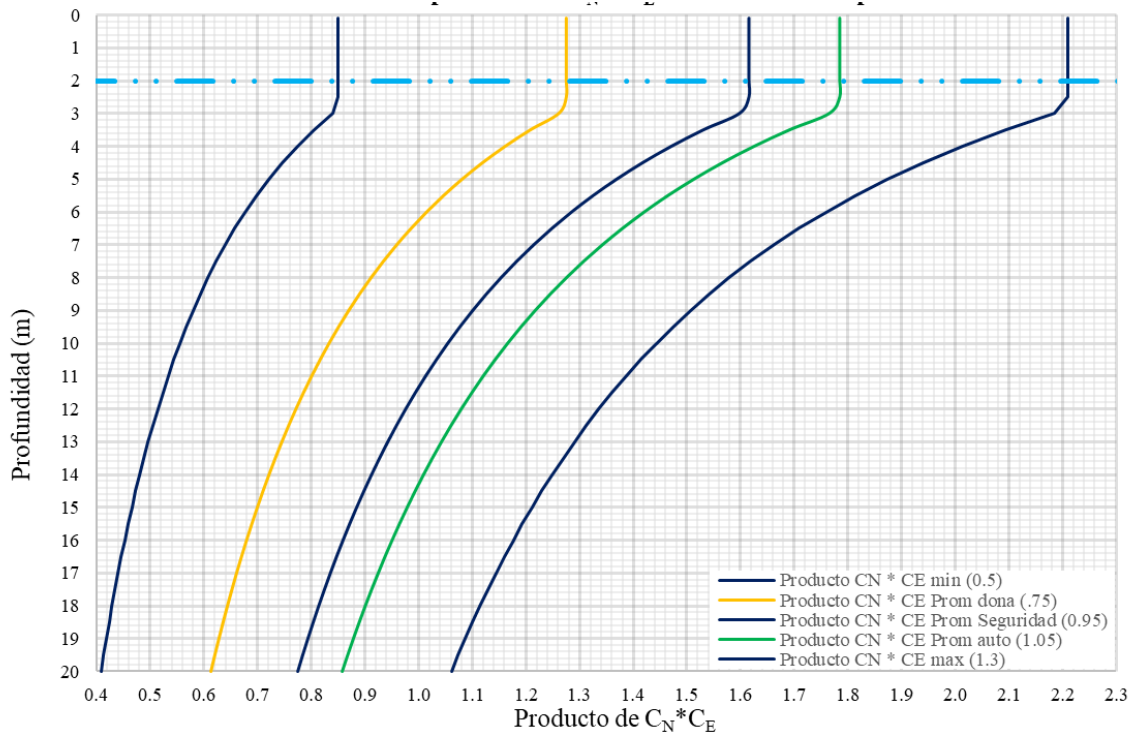


Figura 21. Variación del factor del producto de C_N con C_E .

3.3.1.5 Factor C_R

El último factor de corrección (C_R) está en función de la longitud total de las barras utilizadas durante el muestreo. Varía de forma escalonada entre 0.75 cerca de la superficie, hasta 1.0 a más de 10.0 m de profundidad, como se reporta en la Tabla 1. Su variación y efecto con la profundidad se muestra en la Figura 22. En ella se presenta el efecto de los factores de C_N con C_R .

En la Figura 23 se muestra el producto de los valores mínimos y máximos de los factores de corrección para el número de golpes. Se incluye el caso base de estudio con línea azul. Note el efecto escalonado que produce el factor C_R .

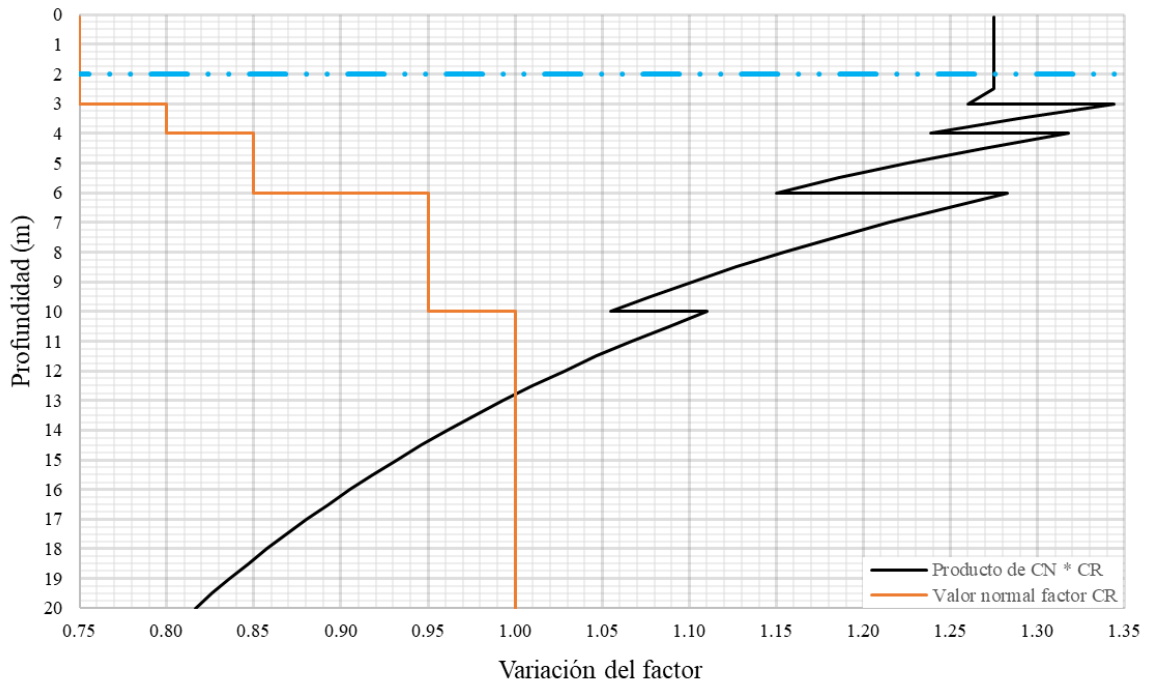


Figura 22. Variación del factor C_R en función de la profundidad y producto de C_N con C_R .

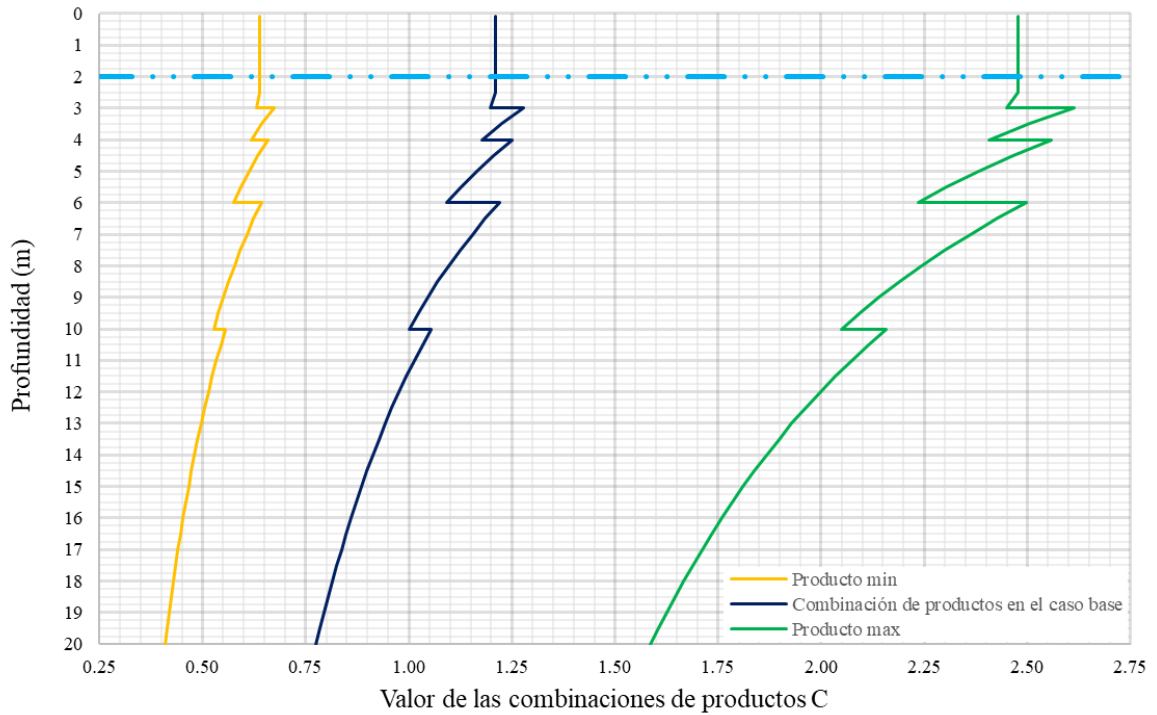


Figura 23. Variaciones del producto de factores C con C_R .

Al presentar una variación en los resultados hasta de 1.84 se han acotado los factores de corrección máximos y mínimos determinados con el martillo de seguridad (líneas en azul). Estos resultados se presentan en la Figura 24, donde se observa una reducción considerable en el intervalo de valores de 0.64.

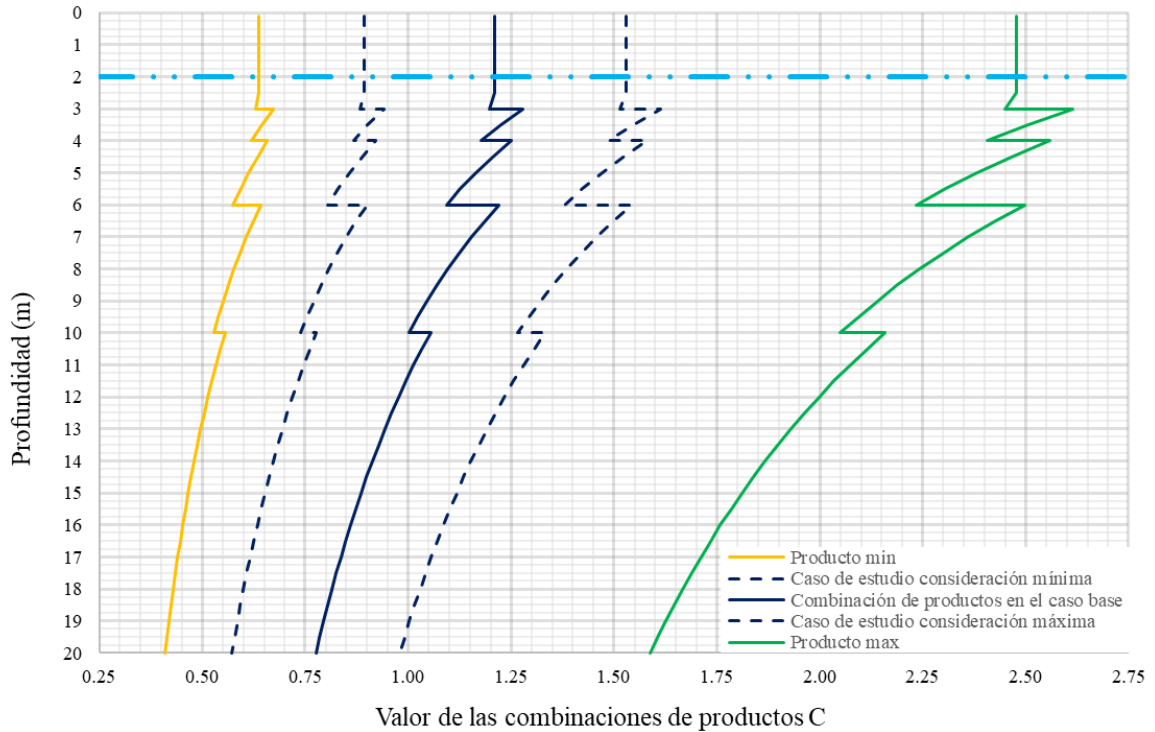


Figura 24. Variación del producto de la combinación de factores límite de C con C_R .

3.3.1.6 Efecto del contenido de finos en CRR y FS

Al determinar el número de golpes corregido, es necesario calcular el valor equivalente de los mismos en materiales con un contenido de finos $\leq 5\%$. En este trabajo se recomienda el procedimiento propuesto por Boulanger e Idriss en 2014 (Ecs.27 y 28):

En la Figura 25 se ha calculado la CRR con la expresión de Boulanger e Idriss (2008, Ec. 30) y su variación en función de la profundidad, con el interés de observar el efecto que genera el cambio en el contenido de finos, entre 5, 15 y 35%. En esta figura se han incluido todos los factores involucrados. En líneas en azul se muestra la variación considerando las condiciones que comúnmente se emplean en México.

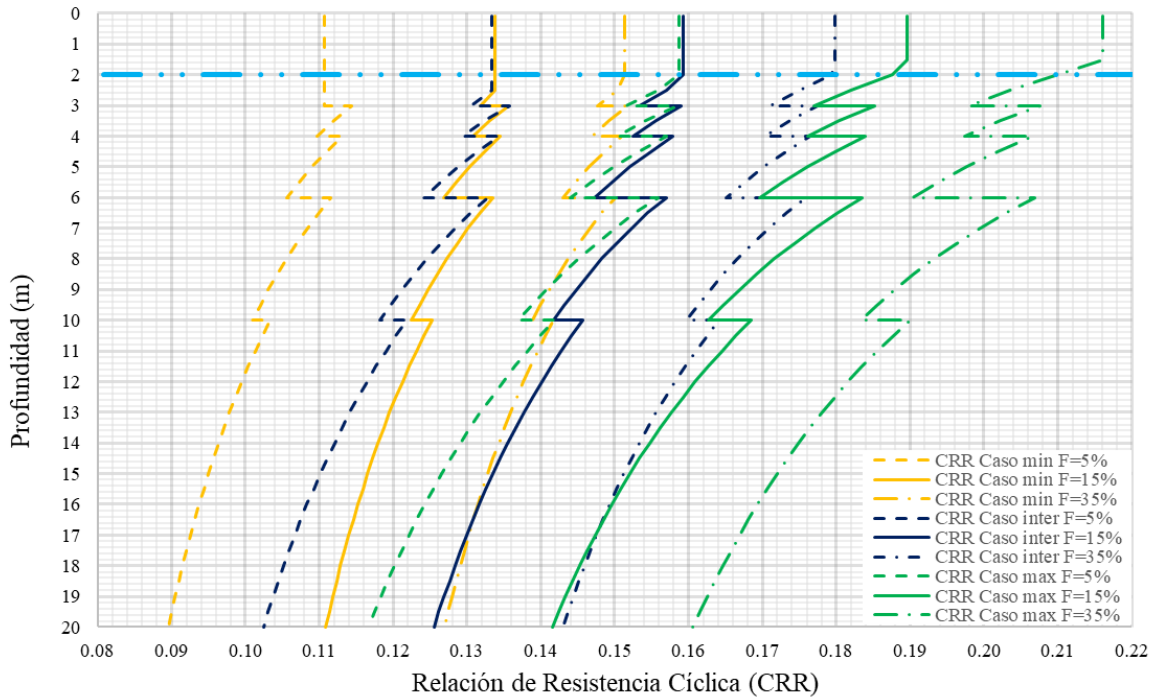


Figura 25. Variación de las CRR's en función de la profundidad, diferentes contenidos de finos y diferente producto de factores de corrección al número de golpes.

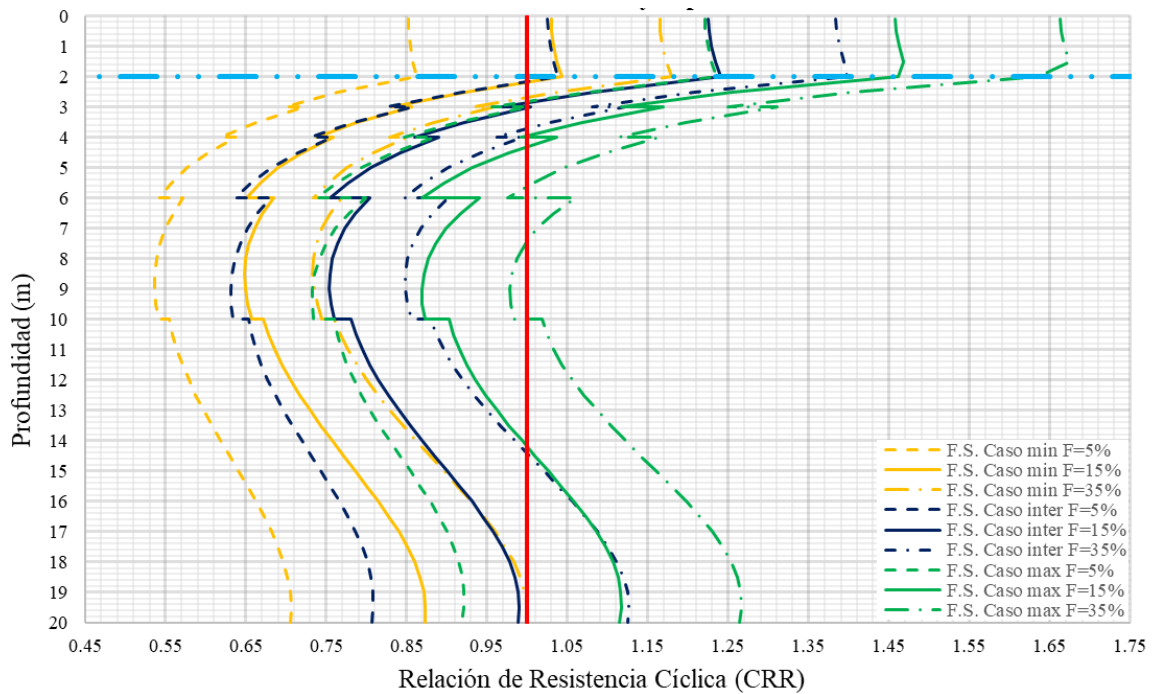


Figura 26. Variación de los F.S. en función de la profundidad, diferente contenido de finos y diferente producto de factores de corrección al número de golpes.

Con base en los datos presentados en la Figura 25, se destaca que el valor de la relación de resistencia cíclica para el caso de estudio con un contenido de finos del 15%, es representativo del valor máximo de la CRR con un contenido de finos del 35% y producto de los factores de corrección mínimos, así como del valor mínimo de la relación de resistencia cíclica determinada con el producto de los valores de corrección máximos y con un contenido de finos del 5%. La diferencia entre los valores límite de cada una de las tres diferentes consideraciones, es menor a 0.05.

Con los valores anteriormente expuestos, se presenta en la Figura 26 el cambio en el factor de seguridad ante la licuación del medio, mostrando el efecto de las diferentes variables involucradas.

3.3.1.7 Efecto de C_R modificado

Con base en la configuración observada en las curvas CRR y FS de las Figuras 25 y 26, se propone en esta investigación el uso de la Ec. 70 con el fin de sustituir el intervalo de valores considerados en el factor C_R que produce el escalonamiento observado. La ecuación postulada, genera una variación gradual de este factor de corrección a partir de las consideraciones originalmente establecidas en la metodología como se observa en la Figura 27.

$$C_R = \begin{cases} 0.75; & \text{Si } z < 3 m \\ 0.643 + 0.0357 z; & \text{Si } 3 m \leq z \leq 10m \\ 1; & \text{Si } z > 10 m \end{cases} \quad \text{Ec. 70}$$

Al emplear esta nueva ecuación en los procedimientos realizados para construir las Figuras 21 a 26, se han obtenido valores consistentes con los datos previamente calculados. En las Figuras 27 a 31 se presenta el cambio en la configuración de las curvas empleando la Ecuación 70.

En las Figuras 32 y 33 se presenta una comparación de los resultados obtenidos en el cálculo de la relación de resistencia cíclica y el factor de seguridad mediante el procedimiento tradicional y con la ecuación propuesta. En estas figuras se observa cómo es que el comportamiento de la envolvente generada con la ecuación 70, representa el intervalo de valores tradicional de C_R .

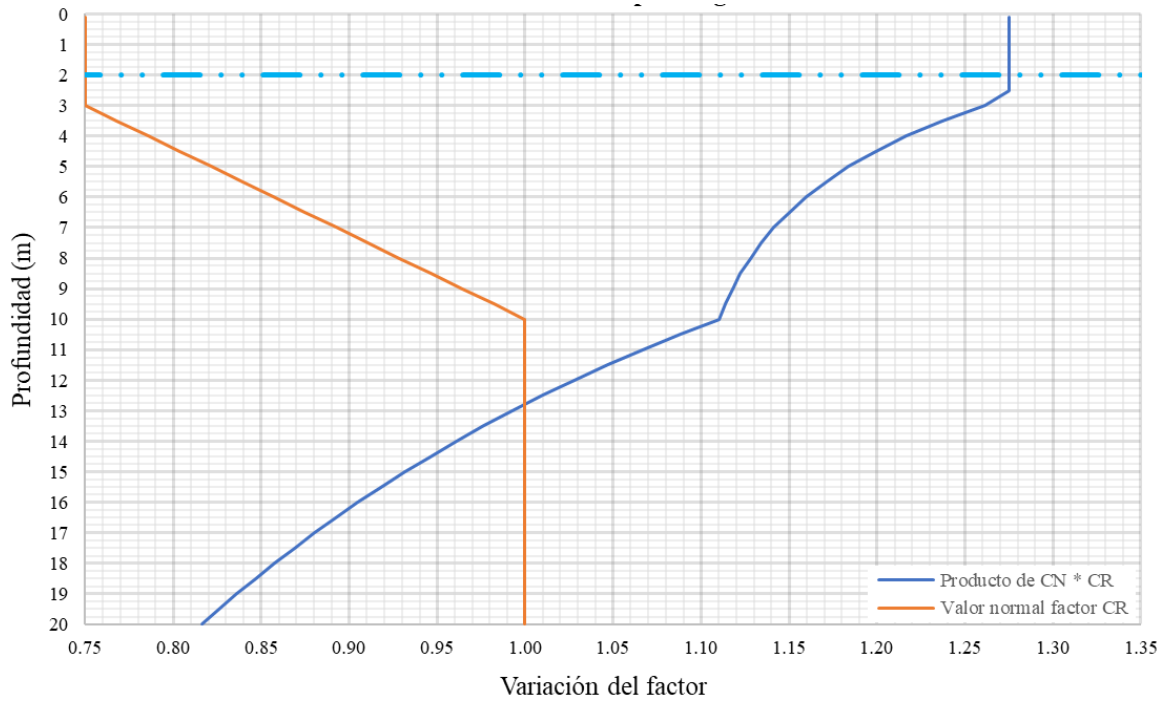


Figura 27. Variación de C_R en función de la profundidad y producto de C_N con C_R aplicando ecuación 70.

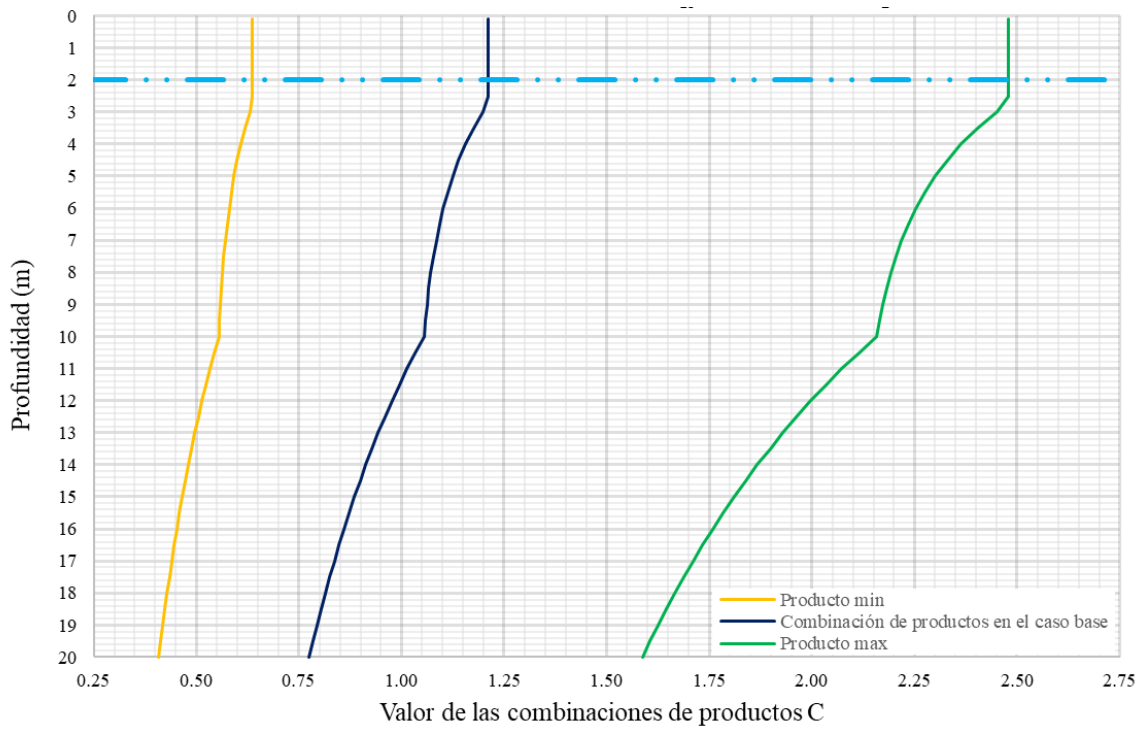


Figura 28. Variaciones del producto combinado de factores C con C_R , aplicando la ecuación 70.

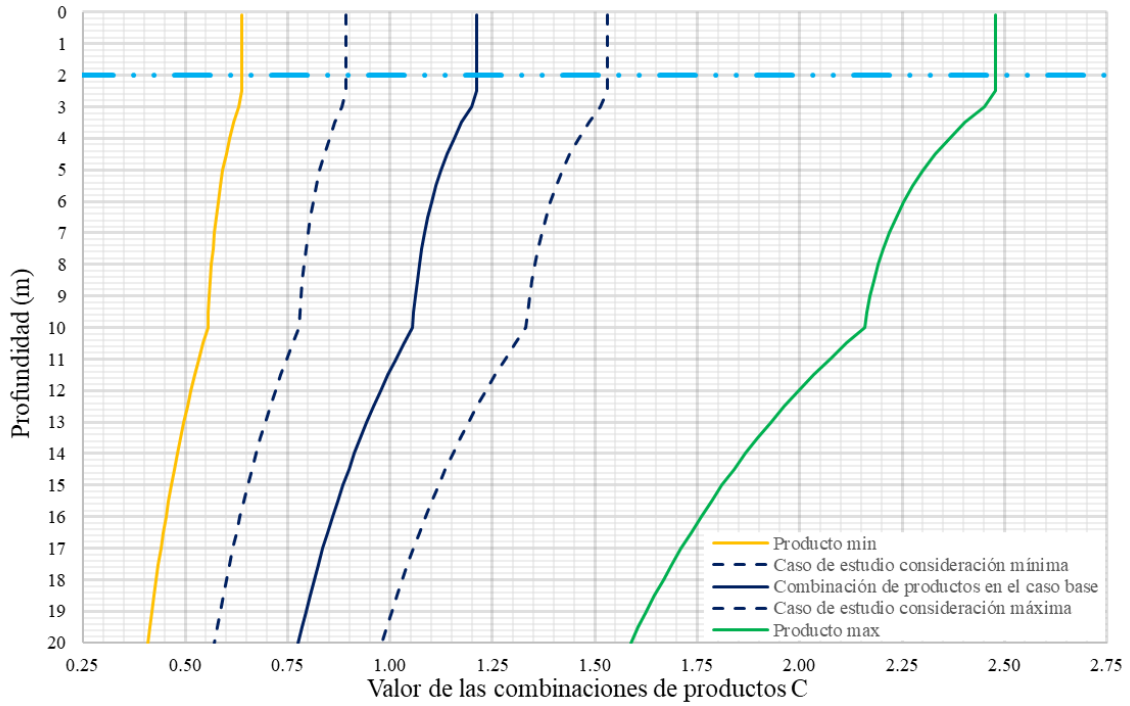


Figura 29. Variación del producto de factores límite C con C_R , aplicando la ecuación 70.

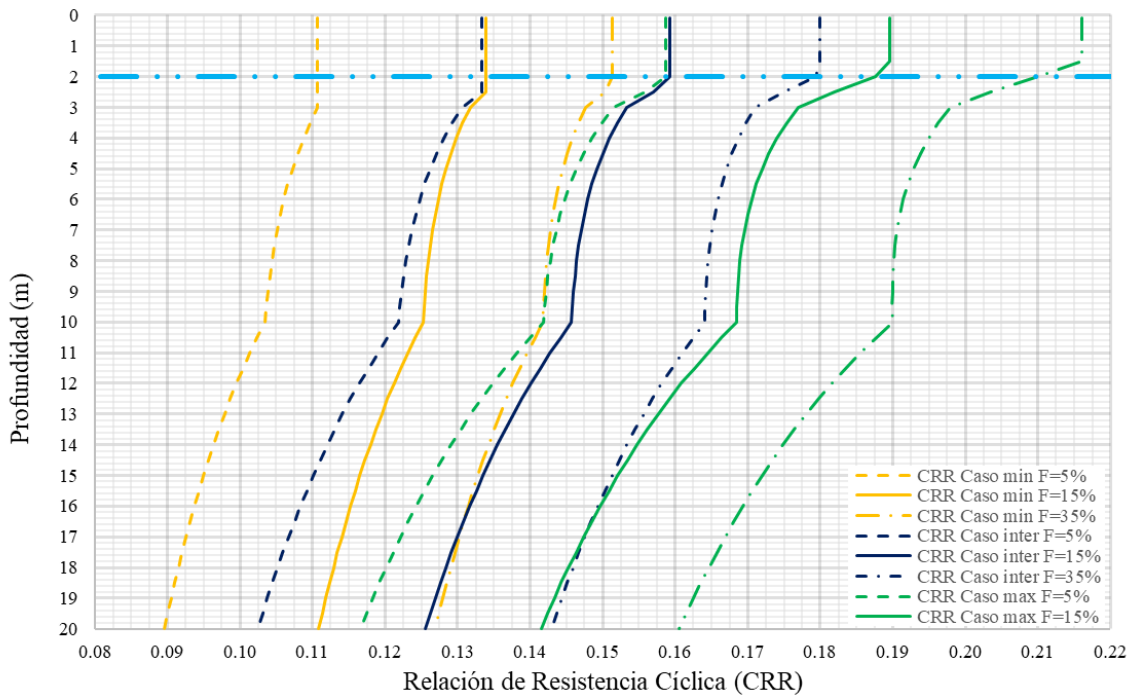


Figura 30. Variación de las CRR en función de la profundidad diferente contenido de finos y diferente producto de factores de corrección al número de golpes aplicando la ecuación 70.

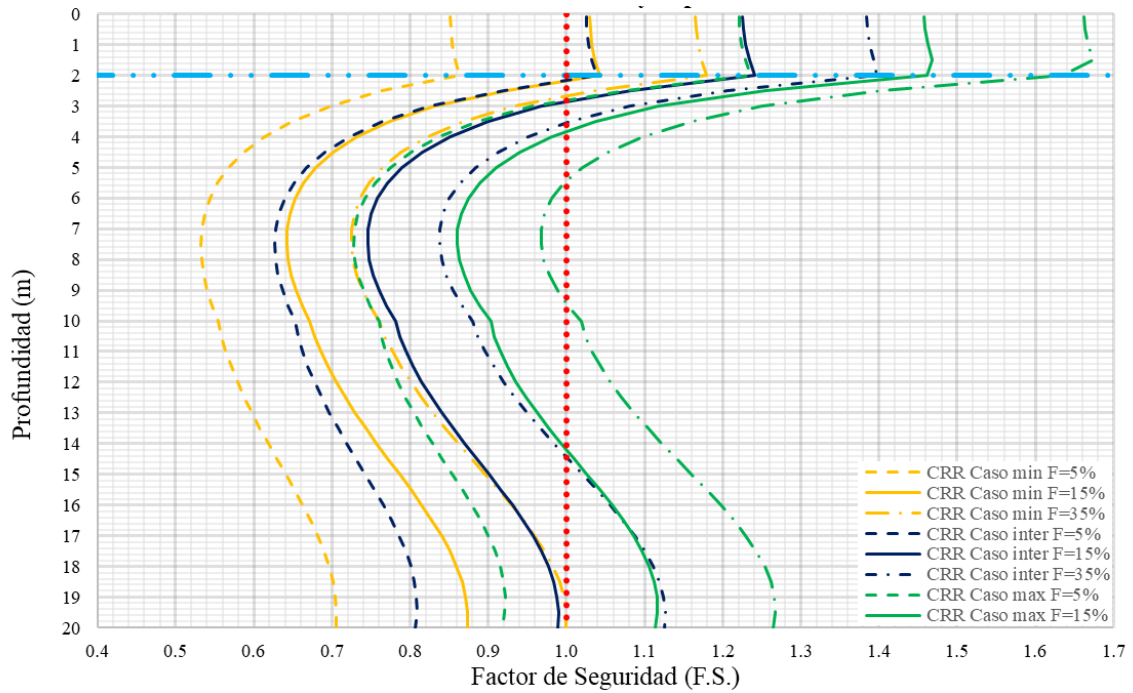


Figura 31. Variación de los FS. en función de la profundidad, diferente contenido de finos y diferente producto de factores de corrección al número de golpes, aplicando la ecuación 70.

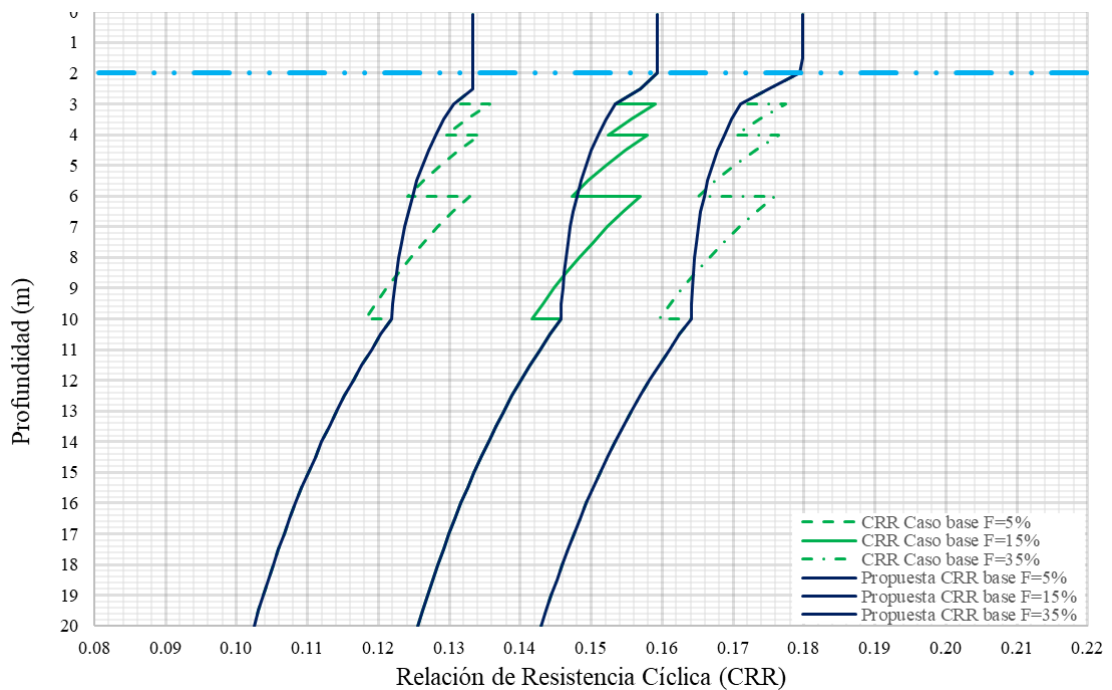


Figura 32. Comparación de la CRR del caso base, calculada con el método tradicional y con la ecuación propuesta, en función del contenido de finos y la profundidad.

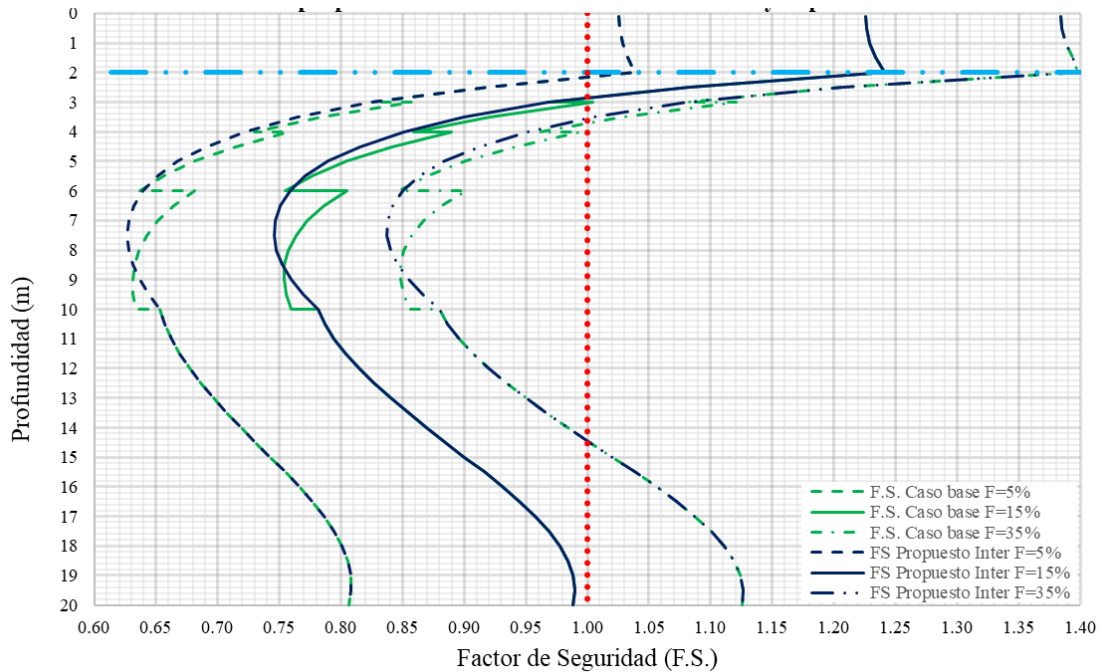


Figura 33. Comparación del FS del caso base, calculado con el método tradicional y con la ecuación propuesta, en función del contenido de finos y la profundidad.

3.3.1.8 Ajuste en la determinación de la CRR

En la Figura 34 se presenta la diferencia entre el uso de las Ecs. 29 y 30 para determinar el valor de la CRR en materiales con un contenido de finos $\leq 5\%$:

Youd et al, 2001

$$CRR_{M=7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{(10(N_1)_{60CS} + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

Idriss y Boulanger, 2008

$$CRR_{M=7.5} = e^{\left(\frac{(N_1)_{60CS}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right)}$$

Como se observa en la Figura 34, ambas expresiones reproducen curvas con valores similares para materiales con un bajo contenido de finos. Sin embargo, en suelos con contenido de finos $CF \geq 35\%$, su comportamiento es diferente debido a un mayor

número de casos de estudio disponibles para el desarrollo de la metodología de Idriss y Boulanger (2008), como se observa en la Figura 35.

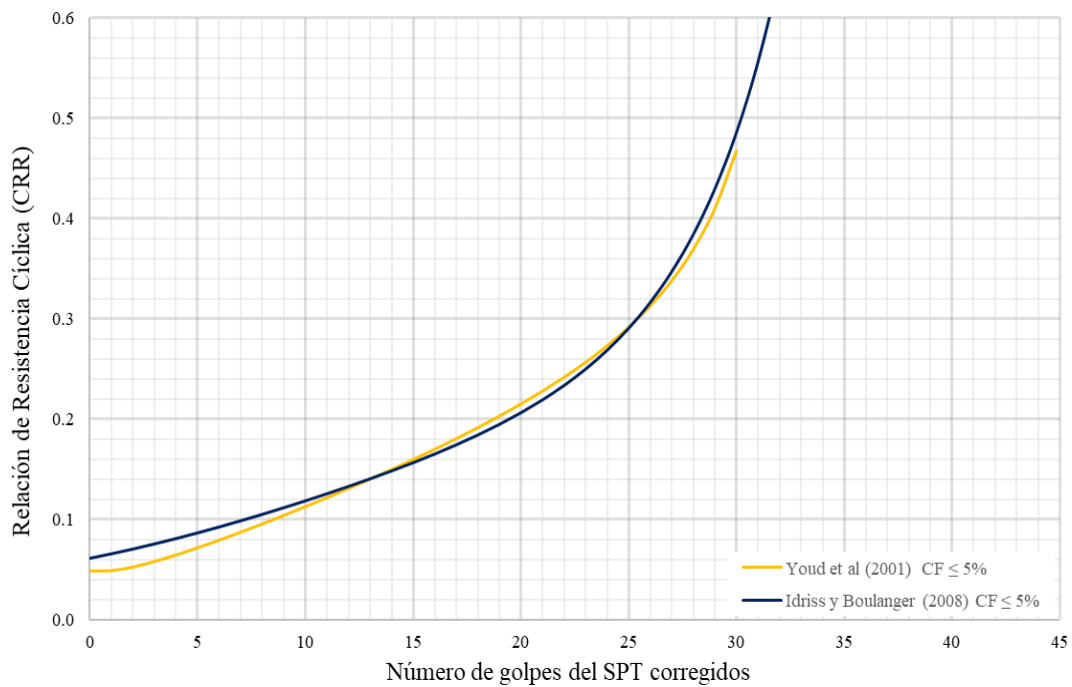


Figura 34. Comparación de los valores de CRR en materiales con un CF ≤ 5%

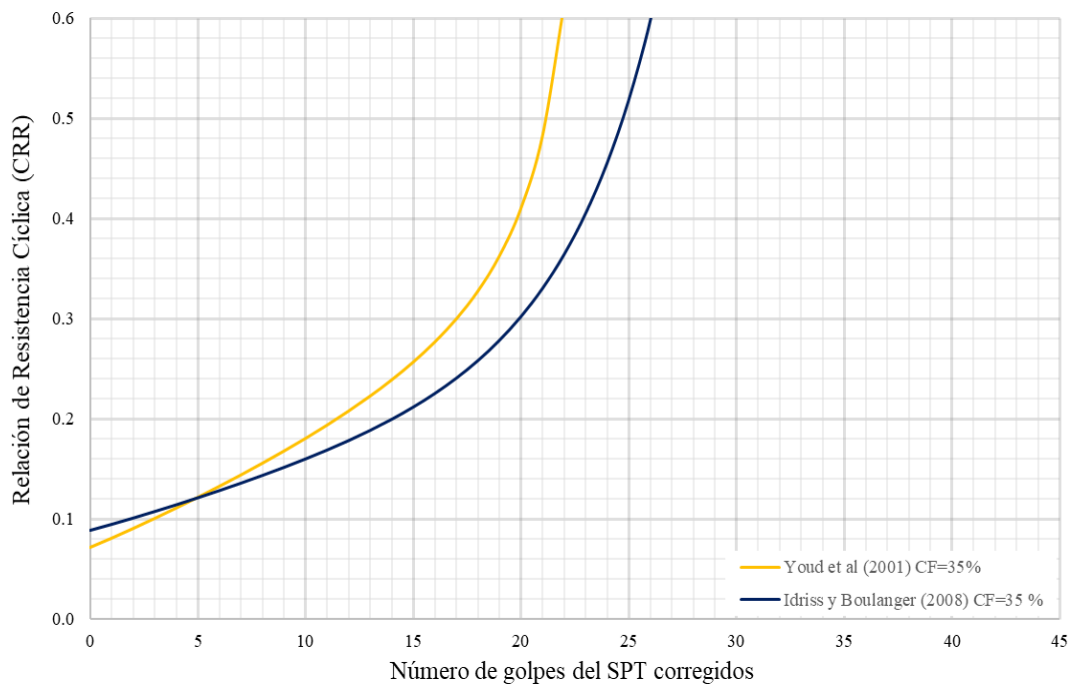


Figura 35. Comparación de los valores de CRR en materiales con un CF ≤ 35%

Como se observa en la Figura 35, la curva propuesta por Youd et al (2001) presenta un mayor valor de CRR para un mismo número de golpes en comparación con la curva de Idriss y Boulanger (2008).

Con base en los resultados del análisis paramétrico del método SPT para evaluar la vulnerabilidad a la licuación, se destaca lo siguiente:

- Se recomienda aplicar el método de Idriss y Boulanger (2008) para el cálculo del factor de normalización, C_N .
- De acuerdo con los diámetros de perforación empleados en México (menores a 100 mm), se considera adecuado tomar el factor C_B unitario.
- Considerando el uso de muestreadores estándar en la práctica mexicana, corresponde emplear un factor C_S también unitario.
- Para el uso de martillos de seguridad o de pistón el factor C_E promedio es 0.95 y aumenta a 1.05 si se emplean martillos automáticos.
- El factor C_R cambia de forma escalonada con la profundidad, generando curvas irregulares. Por ello, se propone en este trabajo la expresión 70, que produce el cambio gradual de este parámetro.
- El efecto que produce el cambio en el contenido de finos en la estimación del CRR y el FS es significativa.
- La propuesta más reciente en el cálculo de CRR (Idriss y Boulanger, 2008) no tiene efectos importantes en suelo con un bajo contenido de finos en comparación con el método de Youd, et al (2001). Sin embargo, resulta más conservador cuando el contenido de finos se incrementa.

3.3.2 Método de cono eléctrico

El análisis paramétrico para determinar la resistencia de un material a la licuación a través de un sondeo CPT, inicia evaluando el cambio que provoca la presión de poro y la geometría del cono en el registro de la resistencia por punta. Aplicando la expresión de Campanella (Ec. 31), valores típicos de $\alpha = 0.7, 0.75, 0.8$ y 0.85 (Robertson y Cabal 2015), además de las condiciones base del sitio, se presenta en la Figura 36 un incremento máximo al valor de la resistencia en la punta del cono (q_i) del 0.2%.

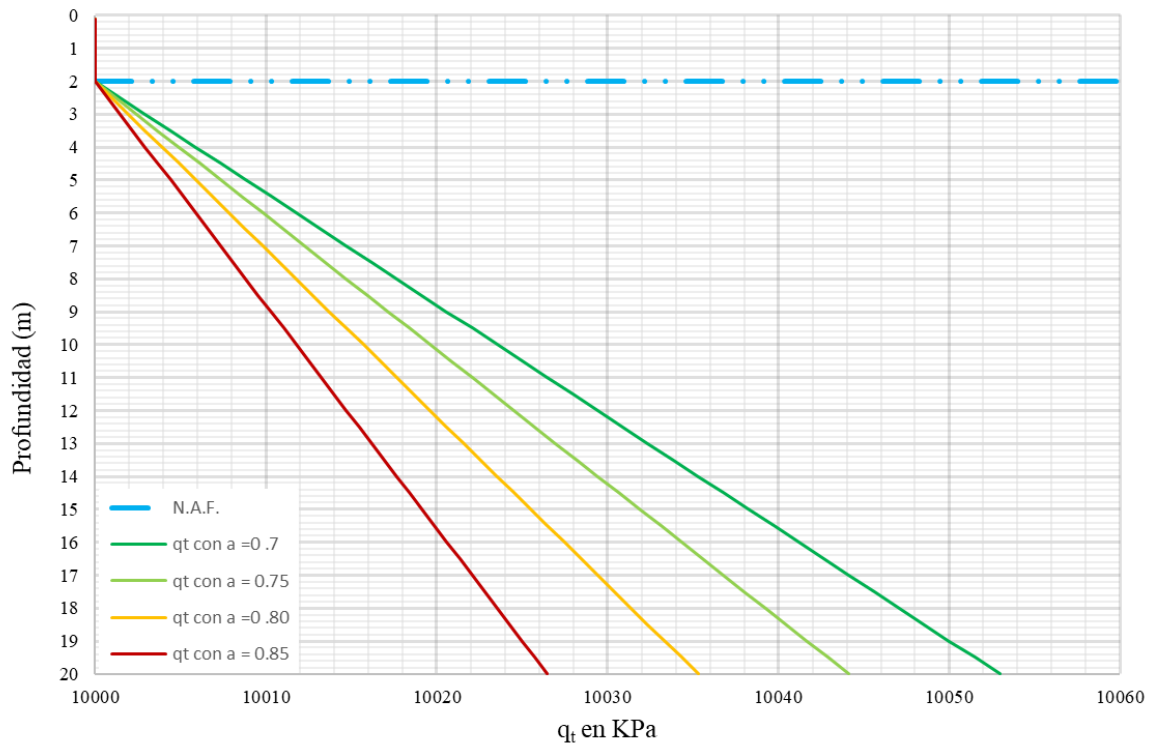


Figura 36. Cambio en el valor de q_c a q_t

Si bien el incremento para este caso de estudio es mínimo, Boulanger e Idriss (2014) indican que en materiales arcillosos es posible que se presente un cambio importante en el valor de q_t por un incremento de la presión de poro.

Otro aspecto dentro del análisis paramétrico, es evaluar el efecto del esfuerzo total al normalizar el valor de la resistencia por punta del cono, ya que se han encontrado casos en la literatura donde se omite su consideración. Por ello, en la Figura 37 se presenta el cambio de q_t al restarle el valor del esfuerzo total y dividirlo entre el efecto de la presión atmosférica.

La diferencia máxima determinada fue del 3%, en comparación con la resistencia de la punta sin considerar estos efectos.

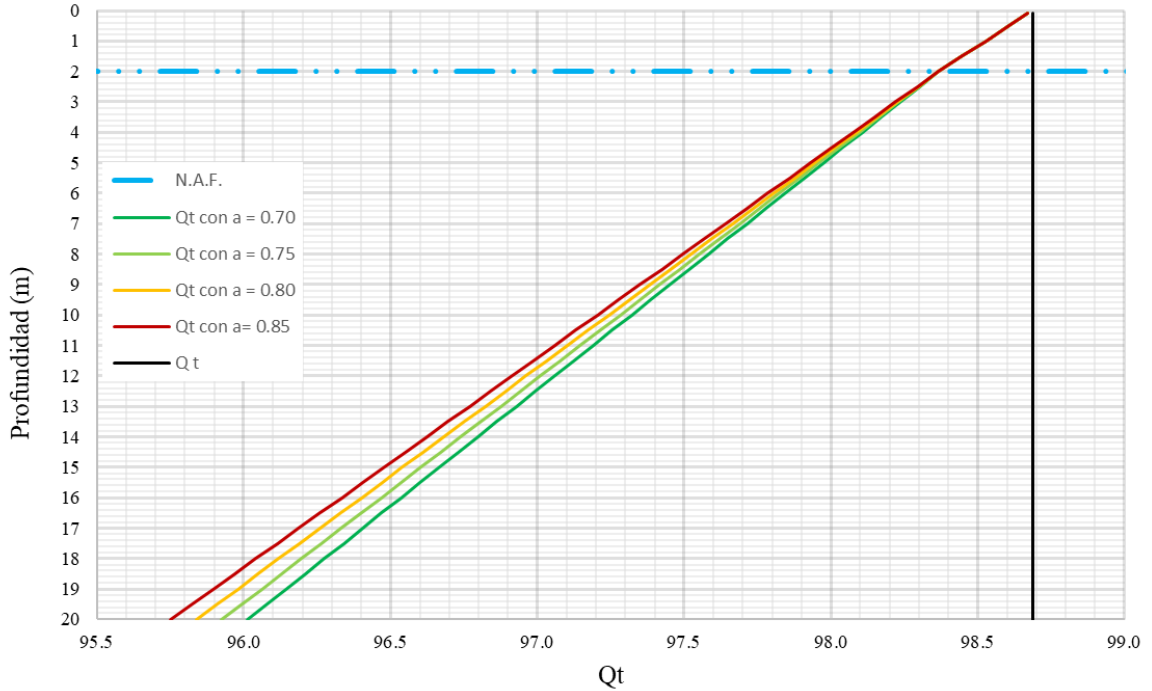


Figura 37. Cambio en el valor de $\left(\frac{q_t - \sigma_v}{P_a}\right)$ con respecto a $\left(\frac{q_t}{P_a}\right)$.

Con base en la Ec. 34 (F) y Ec. 35 (Q_{tn}) se calculó el índice de clasificación del suelo normalizado (I_c) con la Ec. 39:

$$F = \frac{f_s}{q_t - \sigma'_v} 100\%$$

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_v}{P_a}\right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)^n$$

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (1.22 + \log F)^2}$$

En la Figura 38 se muestra el valor de I_c para diferentes F y Q_{tn} . En ella, la línea roja discontinua indica la frontera entre materiales finos y gruesos según el USCS.

La Figura 39 contiene los resultados de las diferentes metodologías para obtener los valores Q_{tn} a partir de la determinación del exponente n , de acuerdo con lo propuesto en las Ecs. 40, 41 y 42:

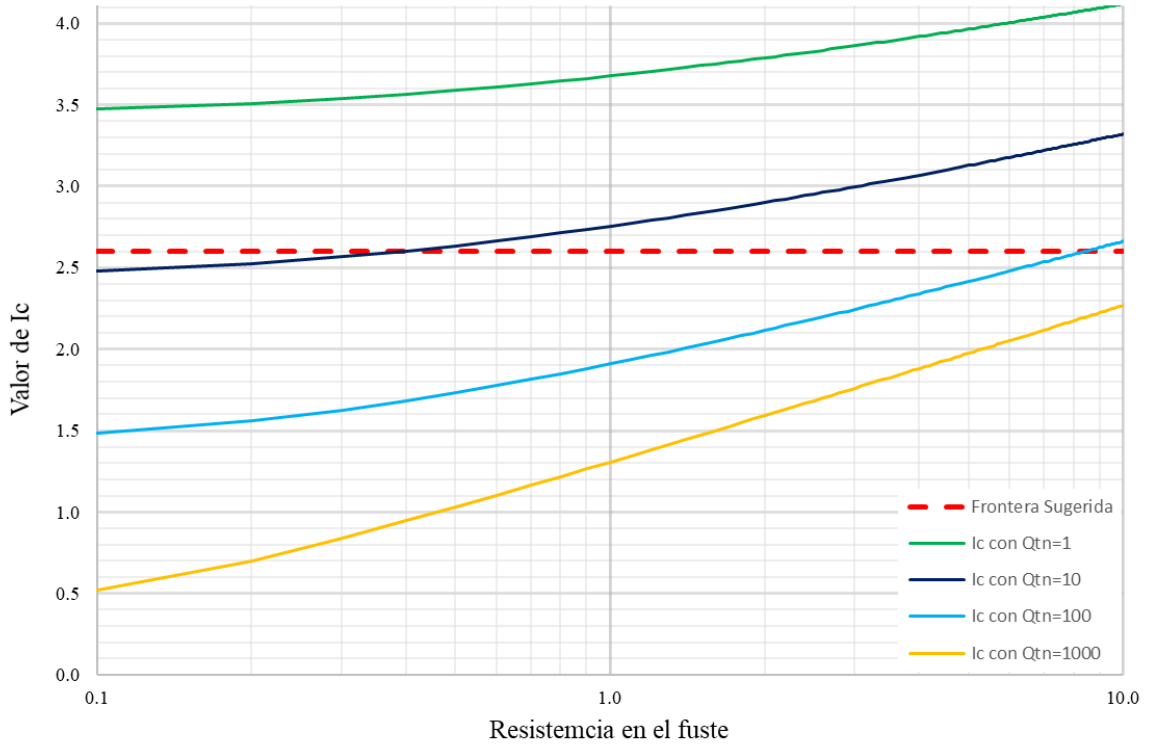


Figura 38. Cambio de valores de Ic en función de F y Q_{ln}.

Método de Robertson y Wride, 1998

$$n = 1 \begin{cases} \text{si } I_c \leq 2.6 \\ \text{si } I_c > 2.6 \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} n = 0.5 \\ \text{si } I_c > 2.6 \\ I_c \text{ y } n \text{ son correctos} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{si } I_c \leq 2.6 \\ \text{si } I_c > 2.6 \\ I_c \text{ y } n \text{ correctos} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \\ \\ I_c \text{ y } n \text{ correctos} \end{array} \right.$$

Método de Robertson, 1999

$$n = 1 \left\{ \begin{array}{l} \text{si } I_c \leq 1.64 ; n = 0.5 \\ \text{si } 1.64 < I_c < 3.30 ; n = 0.3 (I_c - 1.64) + 0.5 \\ \text{si } I_c \geq 3.30 ; n = 1.0 \end{array} \right\} \text{ Iterar hasta que } \Delta_n < 0.01$$

Método de Robertson, 2009

$$n = 0.38 (I_c) + 0.05 \left(\frac{\sigma_v'}{P_a} \right) - 0.15$$

Como se observa en la Figura 39 la variación en las curvas es mínima.

Previo al cálculo de la relación de resistencia cíclica, es necesario determinar antes el valor equivalente de Q_{tn} en arena limpia ($Q_{tn,cs}$). Para este análisis se propone emplear la metodología de Robertson del 2009 por ser la más reciente y por prescindir del uso del contenido de finos como se sugiere en los procedimientos propuestos Idriss y Boulanger (2008 y 2014), dado que durante los ensayos CPT se desconoce con precisión este parámetro. Las expresiones relacionadas corresponden a las Ecs.43 y 45:

$$Q_{tn,cs} = K_c Q_{tn}$$

$$K_c = \begin{cases} 1.0 & \text{si } I_c \leq 1.64 \\ -0.403I_c^4 + 5.58I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 & \text{si } 1.64 < I_c < 2.6 \\ 1.0 & \text{si } 1.64 < I_c < 2.3, F < 0.5\% \\ 6 \times 10^{-7} (I_c)^{16.76} & \text{si } 2.5 \leq I_c < 2.7 \\ CRR_{7.5} = 0.053 Q_{tn} K_\alpha & \text{si } I_c \geq 2.7 \end{cases}$$

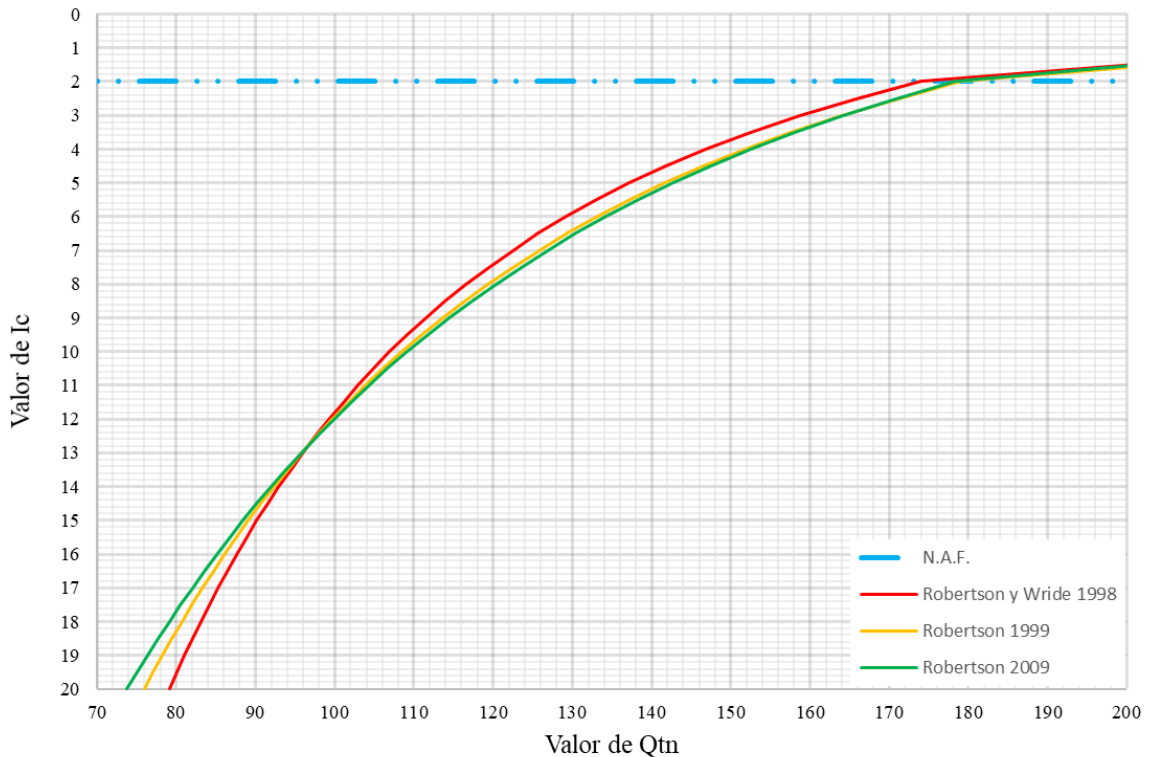


Figura 39. Comparación de los valores de $Q_{tn,cs}$ calculados con diferentes metodologías.

Con base en lo anterior, la relación de resistencia cíclica presenta las variaciones que se muestran en la Figura 40, al aplicar los criterios establecidos en las Ecs. 46, 47 y 51:

Robertson y Wride, 1998

$$CRR_{M=7.5} = \begin{cases} 0.833 \left(\frac{Q_{tn,cs}}{1000} \right) + 0.05; & \text{si } Q_{tn,cs} < 50 \\ 93 \left(\frac{Q_{tn,cs}}{1000} \right)^3 + 0.08; & \text{si } 50 \leq Q_{tn,cs} \leq 160 \end{cases}$$

Idriss y Boulanger, 2008

$$CRR_{M=7.5} = e^{\left(\frac{Q_{tn,cs}}{540} + \left(\frac{Q_{tn,cs}}{67} \right)^2 - \left(\frac{Q_{tn,cs}}{80} \right)^3 + \left(\frac{Q_{tn,cs}}{114} \right)^4 - 3 \right)}$$

Boulanger e Idriss, 2014

$$CRR_{M=7.5} = e^{\left(\frac{Q_{tn,cs}}{113} + \left(\frac{Q_{tn,cs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{Q_{tn,cs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{Q_{tn,cs}}{137} \right)^4 - 2.8 \right)}$$

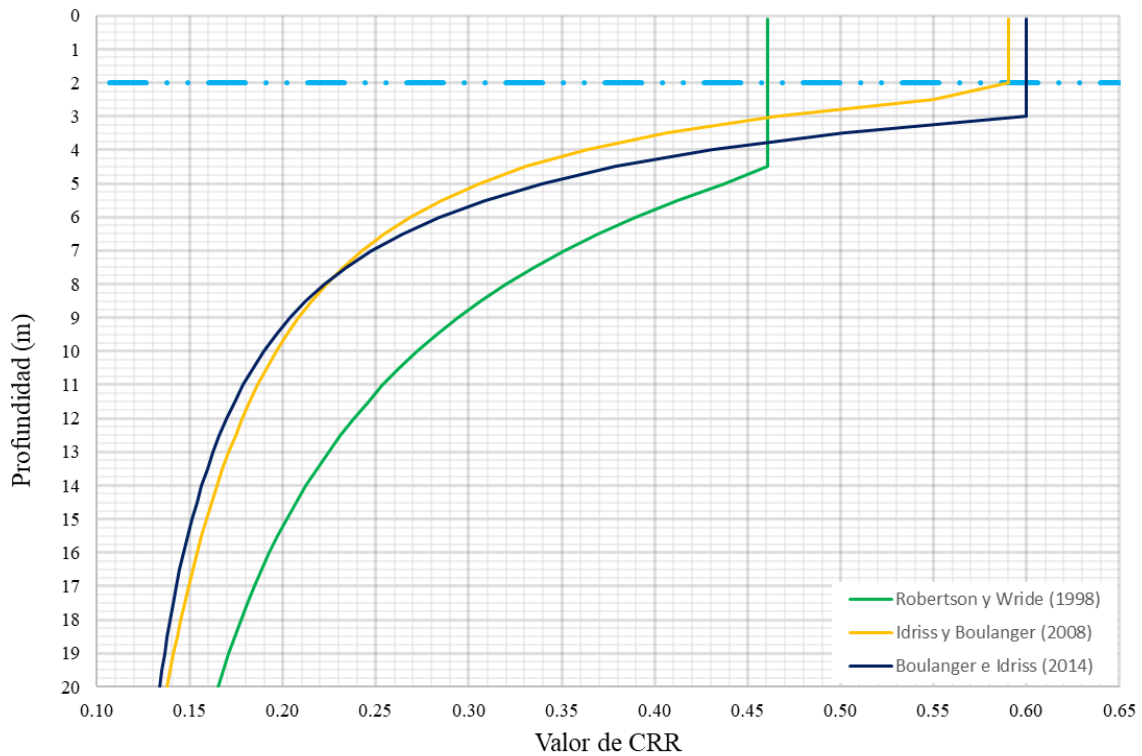


Figura 40. Comparación del valor de la CRR utilizando el procedimiento de Robertson de 2009 para determinar el valor de $Q_{tn,cs}$.

De acuerdo con la Figura 40, la ecuación propuesta por Robertson y Wride (1998) para determinar el valor de la CRR considera una mayor resistencia de los materiales

ante el fenómeno de estudio. Sin embargo, las expresiones de Idriss y Boulanger (2008 y 2014) presentan valores de relación de resistencia cíclica más conservadores, lo que se atribuye a un mayor número de casos disponibles de estudio.

Al conocer los valores de la relación de resistencia cíclica, se determinaron los factores de seguridad asociados para las condiciones de estudio. En la Figura 41 se presenta la variación de este valor en función de la profundidad. Como se observa, las diferencias mencionadas para CRR se mantienen en el valor del FS.

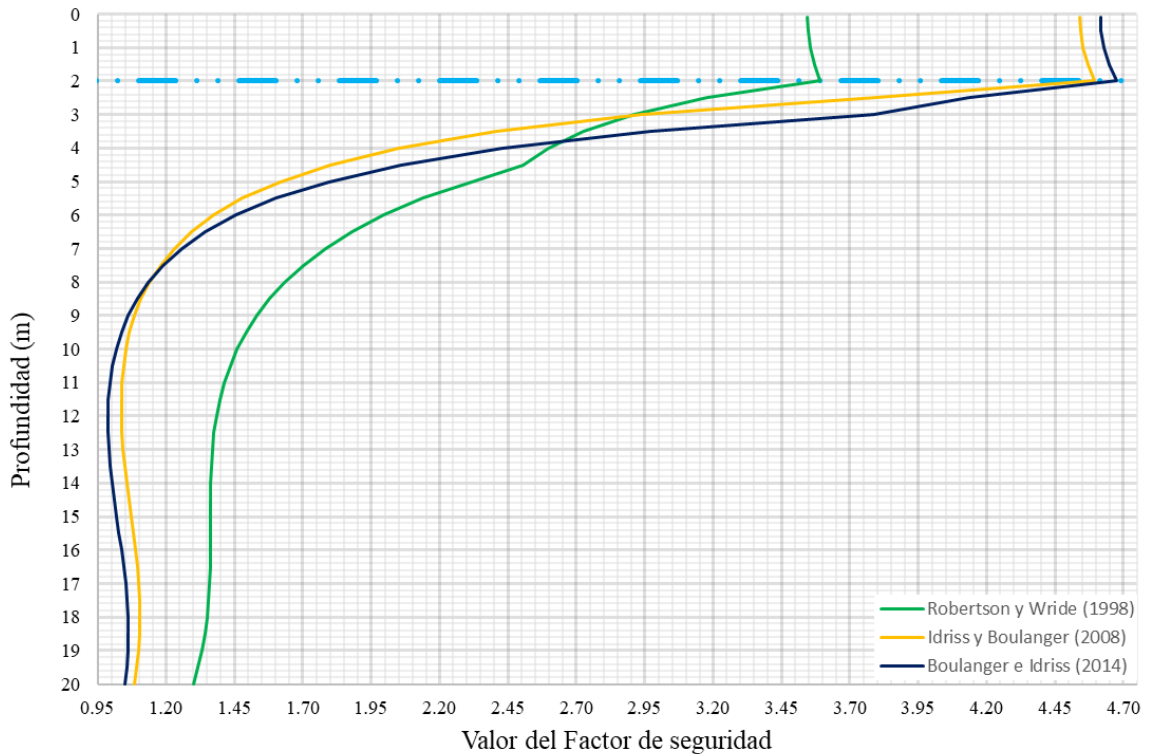


Figura 41. Comparación del F.S. determinado con las expresiones de CRR.

Adicionalmente, en la Figura 42 se muestra el comportamiento de las curvas base del valor de la relación de resistencia cíclica en función de la resistencia por punta corregida en arenas limpias del CPT. En esta figura se observa nuevamente el comportamiento indicado para el CRR y FS, donde las curvas propuestas por Idriss y Boulanger (2008 y 2014) son similares y muestran diferencias con respecto a la obtenida por Robertson y Wride (1998).

Los puntos más importantes del análisis paramétrico para obtener el valor de la CRR utilizando el CPT son:

- Aun cuando los cambios son menores, es conveniente incluir los efectos de la presión de poro, así como por el esfuerzo total en la resistencia por punta, para todos los análisis de licuación con el fin de obtener resultados consistentes con las metodologías desarrolladas.
- De acuerdo con los resultados presentados en la Figura 38, materiales con un $Q_{tn} \leq 10$, tienen pocas posibilidades de presentar el fenómeno de licuación.
- Las diferencias en los métodos presentados para calcular el valor final de Q_{tn} es mínima. Se recomienda el uso del procedimiento más reciente.
- Se recomienda evitar el uso del procedimiento propuesto Boulanger e Idriss en 2014 para determinar el valor de $Q_{tn,cs}$, a menos que se disponga de información sobre el contenido de finos.
- Para determinar el valor de la CRR se recomienda el uso de la expresión propuesta por Boulanger e Idriss en 2014, por contar con una base de datos más extensa para su obtención.

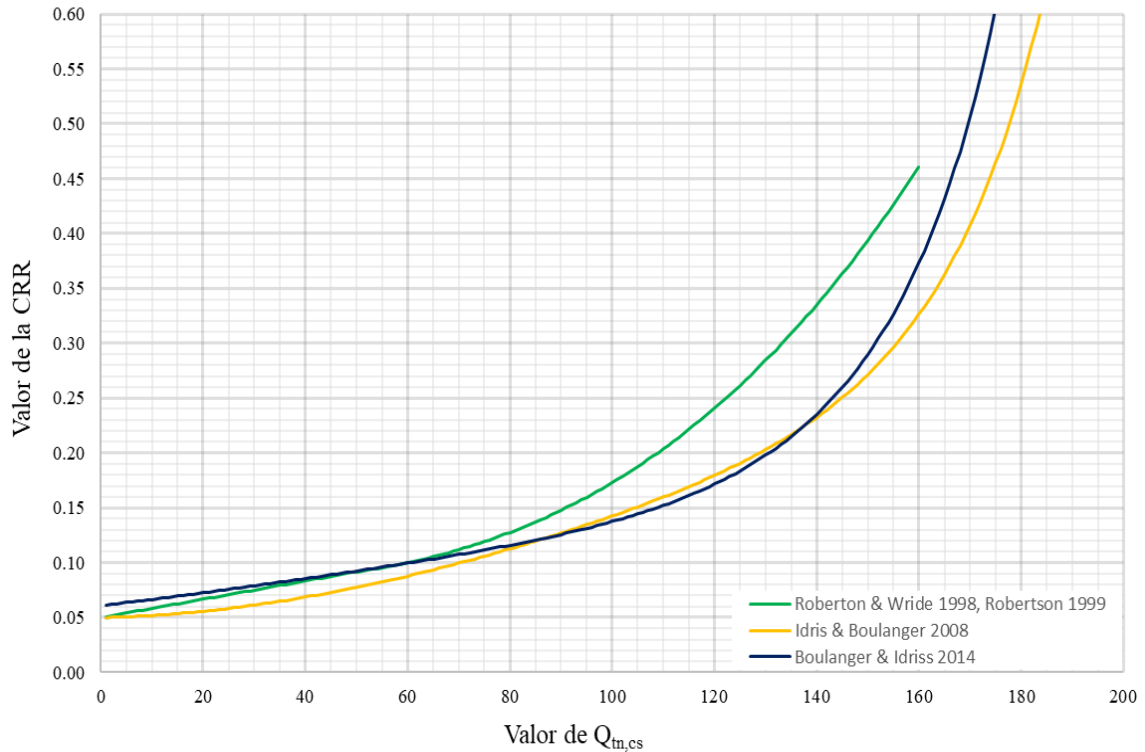


Figura 42. Curvas base del valor de la relación de resistencia cíclica, asociadas a un valor de $Q_{tn,cs}$

3.3.3 Método de onda de cortante

El análisis paramétrico de la metodología para determinar el valor de la CRR aplicando la velocidad de propagación de ondas de cortante, se inició considerando el cambio que puede presentarse el valor de V_{s1} a causa del factor de corrección C_{VS} . En la Figura 43 se muestra el cambio en el valor de C_{VS} , considerando únicamente variaciones en el peso volumétrico del suelo.

Como se observa en la Figura 43, el efecto del peso volumétrico es inverso al valor de C_{VS} ; es decir, para materiales con un menor peso volumétrico el C_{VS} aumenta, y viceversa. Las diferencias son mayores con la profundidad.

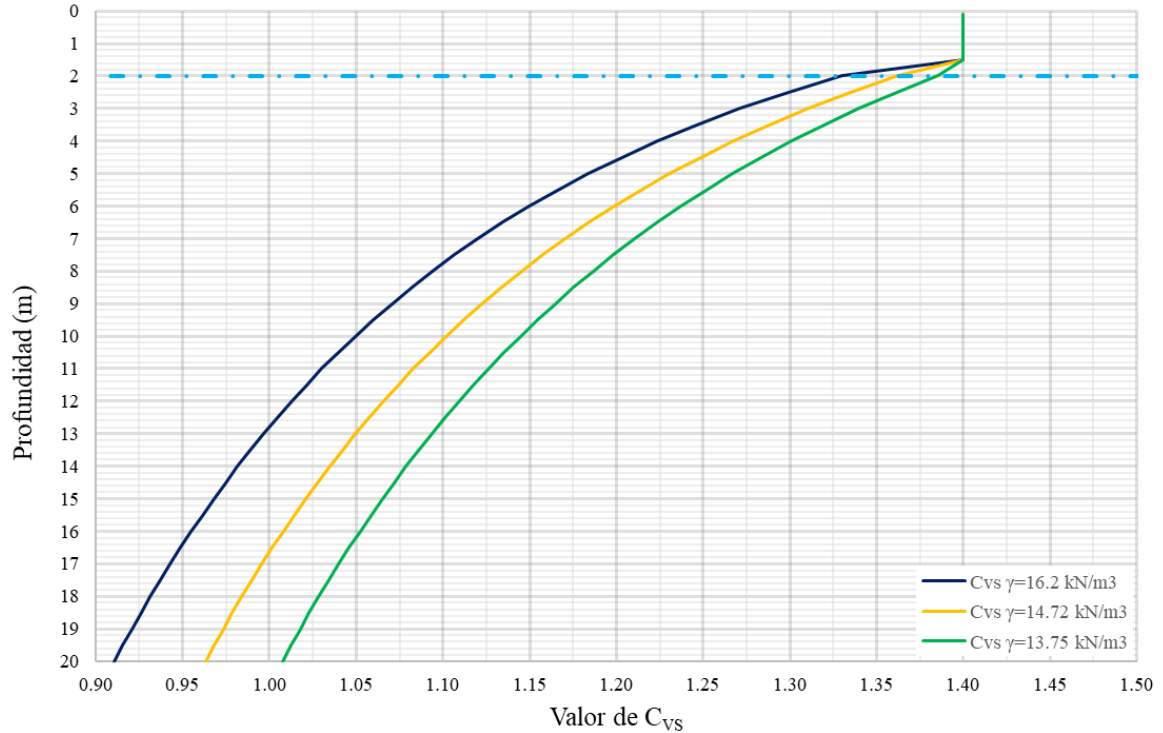


Figura 43. Cambio en el valor de C_{vs} , en función de la profundidad y del peso volumétrico del suelo.

En los análisis de la Figura 43 se consideró un valor de $K'_o = 0.5$ para todos los casos. Por ello, en la Figura 44 se muestra el efecto de la variación de este factor. Como se observa, las diferencias son mínimas.

Con los resultados hasta ahora obtenidos, se ha determinado en la Figura 45 la relación de resistencia cíclica para los mismos pesos volumétricos considerados. Para su obtención, se han considerado unitarios los factores K_{a1} y K_{a2} en la aplicación de la Ec. 56:

$$CRR = \left\{ 0.022 \left(\frac{K_{a1} V_{S1}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{V_{S1}^* - (K_{a1} V_{S1})} - \frac{1}{V_{S1}^*} \right) \right\} K_{a2}$$

Como se observa en la Figura 45, las diferencias son mínimas por debajo del nivel freático.

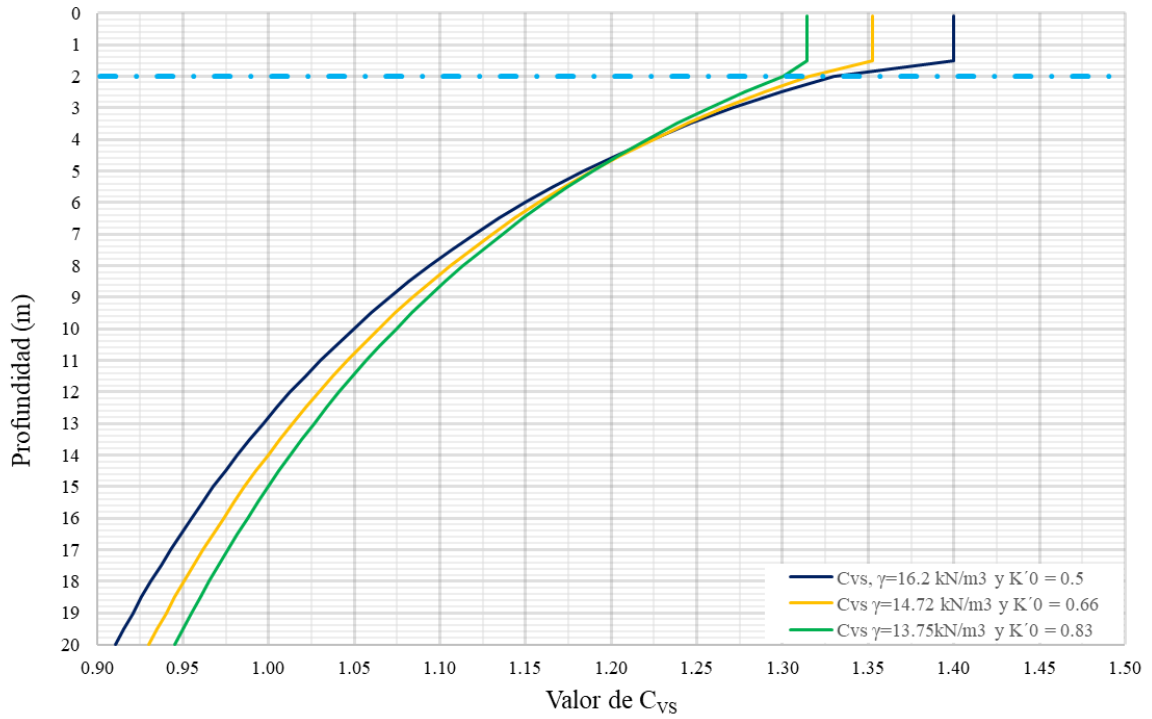


Figura 44. Variación del valor de C_{vs} en función de la profundidad con valor de K'_0 diferente de 0.5.

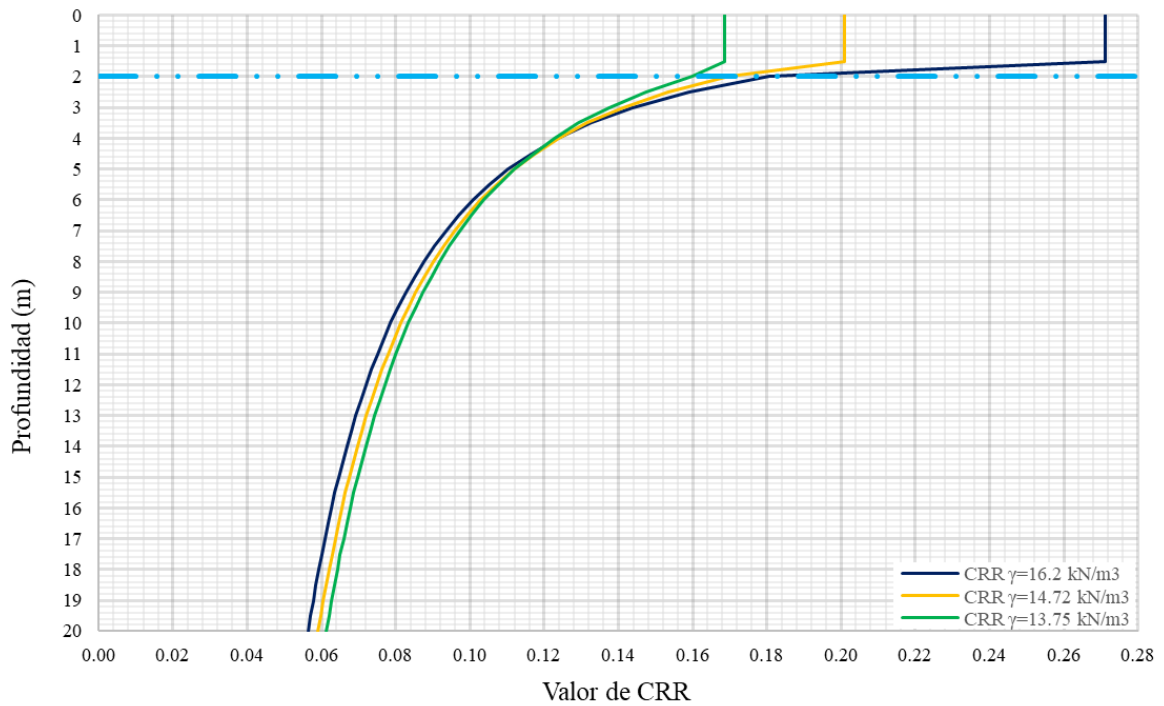


Figura 45. Variación de la CRR en función de la profundidad y con diferentes pesos volumétricos.

A partir del CRR determinado para las condiciones de estudio, en la Figura 46 se presenta la variación del factor de seguridad en función de la profundidad para diferentes pesos volumétricos. En esta figura, se observa también que la diferencia es mínima por debajo del nivel freático.

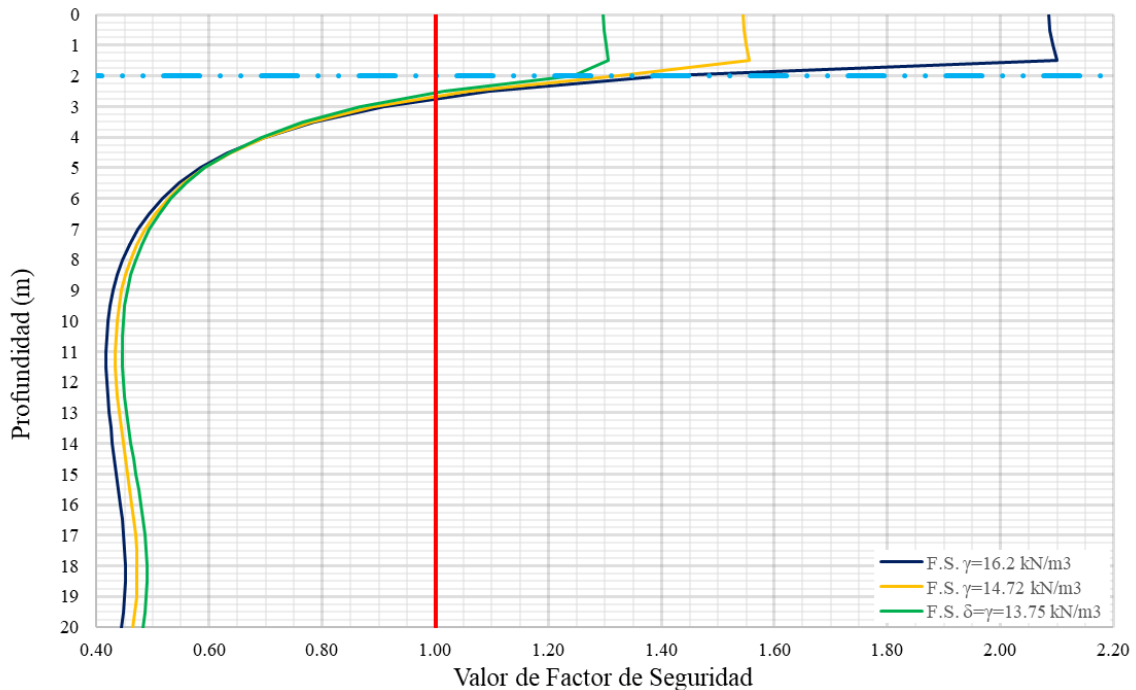


Figura 46. Variación del F.S. en función de la profundidad y con diferentes pesos volumétricos.

En las Figuras 47 y 48 se presentan los cambios de la CRR y del factor de seguridad al considerar valores de velocidad de onda cortante distintos a los del caso base. En estas figuras se observa que el cambio de las V_s registrada en campo genera los mayores efectos en la CRR y el FS.

Se destaca que a 20 m de profundidad en la Figura 47 los valores de la CRR de la línea azul para $V_s=140$ m/s son cinco veces mayores que el valor de la línea verde con $V_s=60$ m/s, manteniendo una diferencia similar en el valor del factor de seguridad.

Como se observa en las Figuras 47 y 48, la velocidad de propagación de ondas de corte es determinante en la evaluación de vulnerabilidad a la licuación.

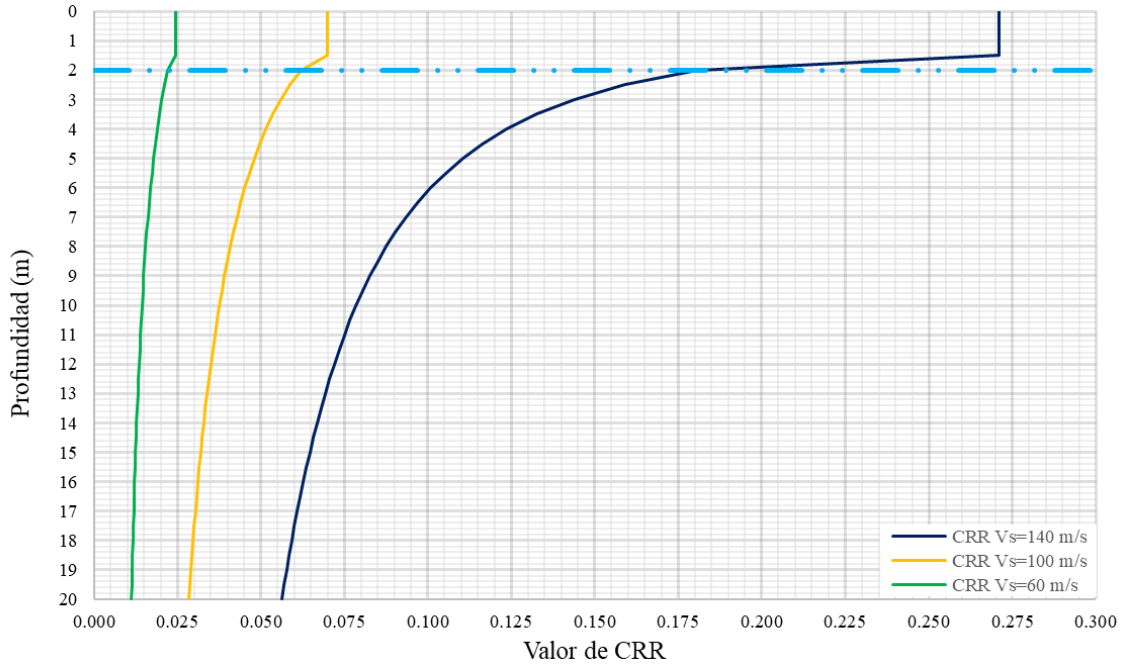


Figura 47. Variación de CRR en función de la profundidad y con diferentes velocidades de onda.

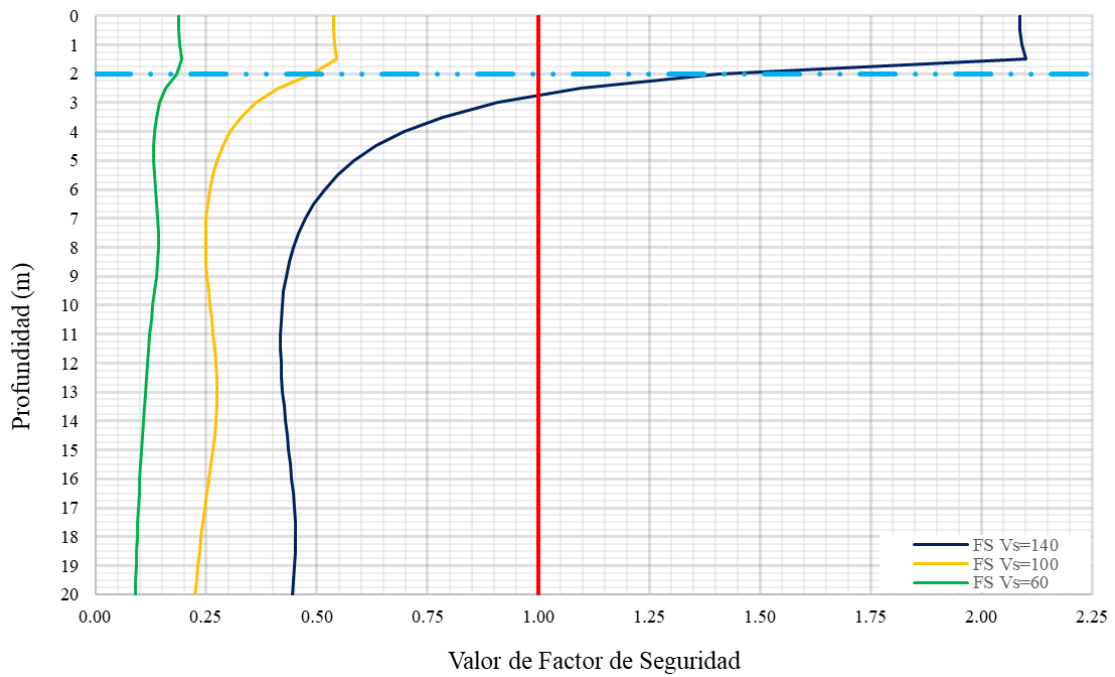


Figura 48. Variación del factor de seguridad en función de la profundidad y con diferentes velocidades de onda.

Por último, se estudió el efecto que producen los factores K_a en la valoración de la relación de resistencia cíclica, así como en los factores de seguridad asociados.

En las Figuras 49 y 50 se muestran los efectos de la antigüedad del material a través del factor K_{a2} (Tabla 3). En estas Figuras se presentan los cambios obtenidos de la CRR y el FS con la profundidad. Como se observa el efecto del factor K_{a2} produce una variación lineal en el valor de la CRR y del FS. Se destaca que el factor K_{a2} es unitario para un depósito joven, inferior a 10,000 años.

Finalmente, el efecto relacionado con la edad del depósito a través del factor K_{a1} (Tabla 2), se muestra en las Figuras 51 y 52 en combinación con el factor K_{a2} . Como se observa en estas figuras, el factor K_{a1} genera reducciones en la relación de resistencia cíclica y en el factor de seguridad mientras el material estudiado es más antiguo

Se destaca que, en estos análisis se ha considerado que el valor de V_s debe ser menor a 150 m/s ya que, el producto de la velocidad de onda cortante corregida con el valor de K_{a1} debe ser menor que V_{s1}^* , de lo contrario el cálculo de la relación de resistencia cíclica se verá limitado hasta que se cumpla con esta condición.

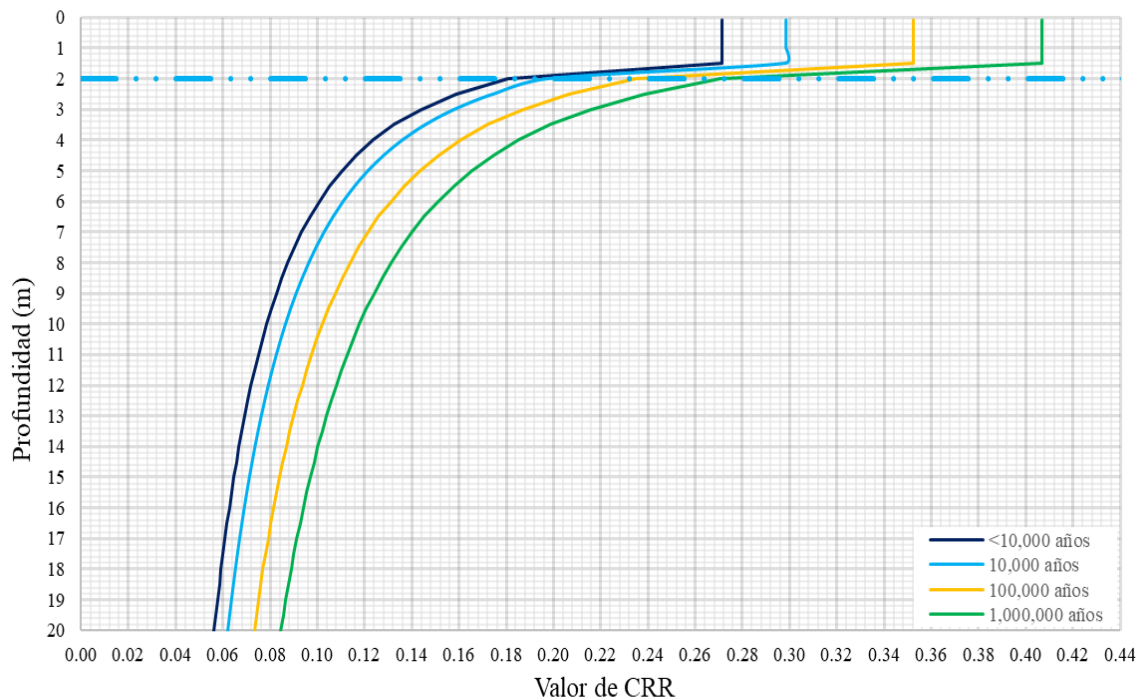


Figura 49. Variación de la CRR en función de la profundidad y considerando el efecto del factor K_{a2} .

En la Figura 53 se muestra la configuración de la curva base propuesta CRR- V_s con la variación en el contenido de finos al considerar los intervalos establecidos en la Ec.57:

$$V_{S1}^* = \begin{cases} 215 \text{ m/s;} & \text{si } FC \leq 5 \% \\ 215 - 0.5(FC - 5) \text{ m/s;} & \text{si } 5 \% < FC < 35 \% \\ 200 \text{ m/s;} & \text{si } FC \geq 35\% \end{cases}$$

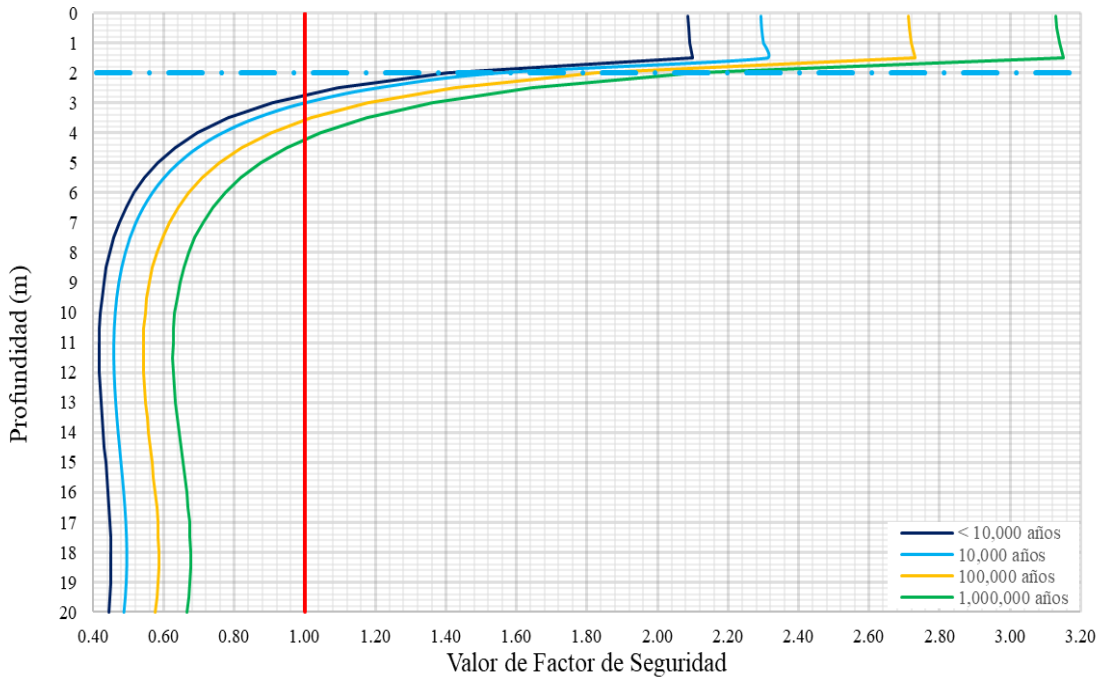


Figura 50. Variación del FS en función de la profundidad, considerando el efecto del factor K_{a2} .

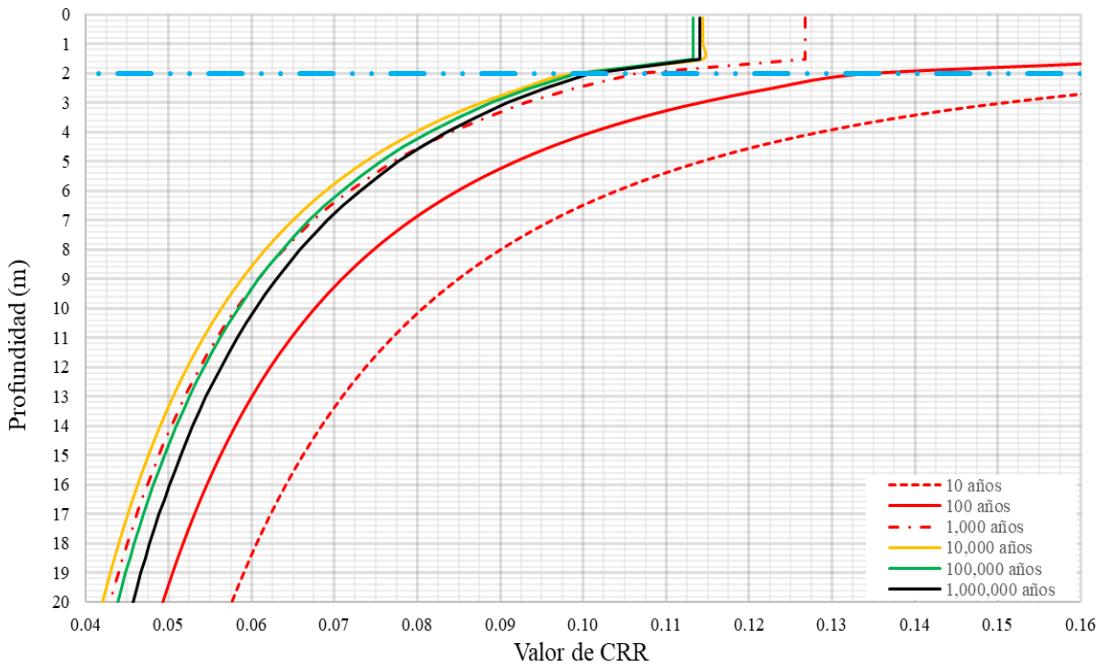


Figura 51. Variación de la CRR en función de la profundidad, considerando los efectos de K_{a1} y K_{a2} .

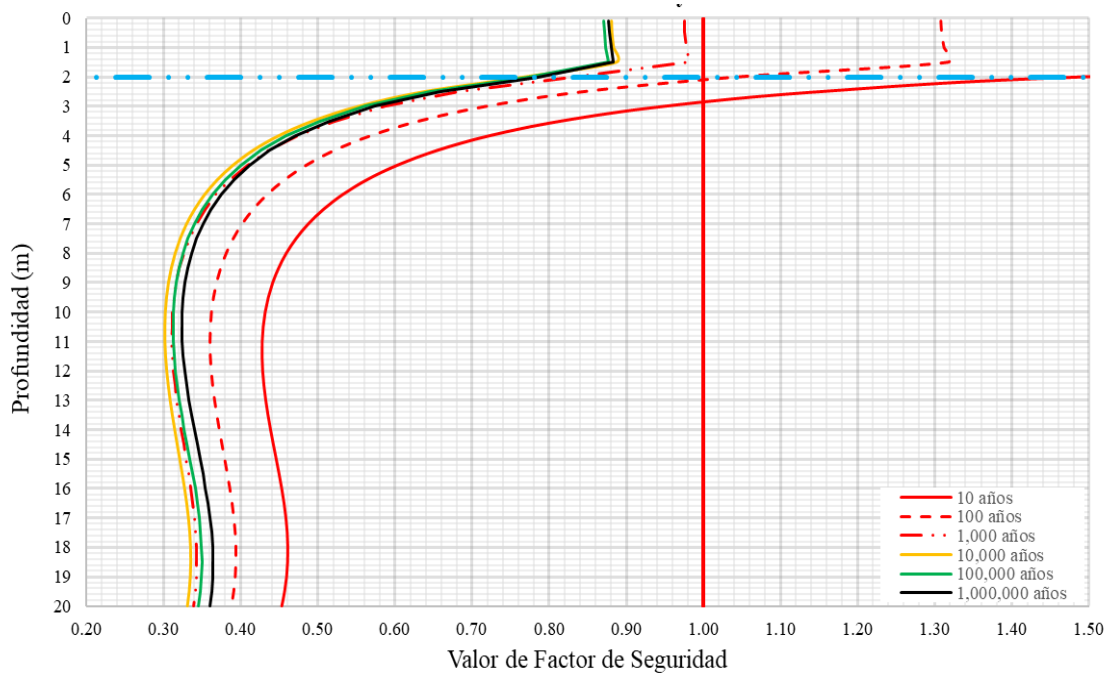


Figura 52. Variación del factor de seguridad en función de la profundidad, considerando los efectos de los factores K_{a1} y K_{a2} .

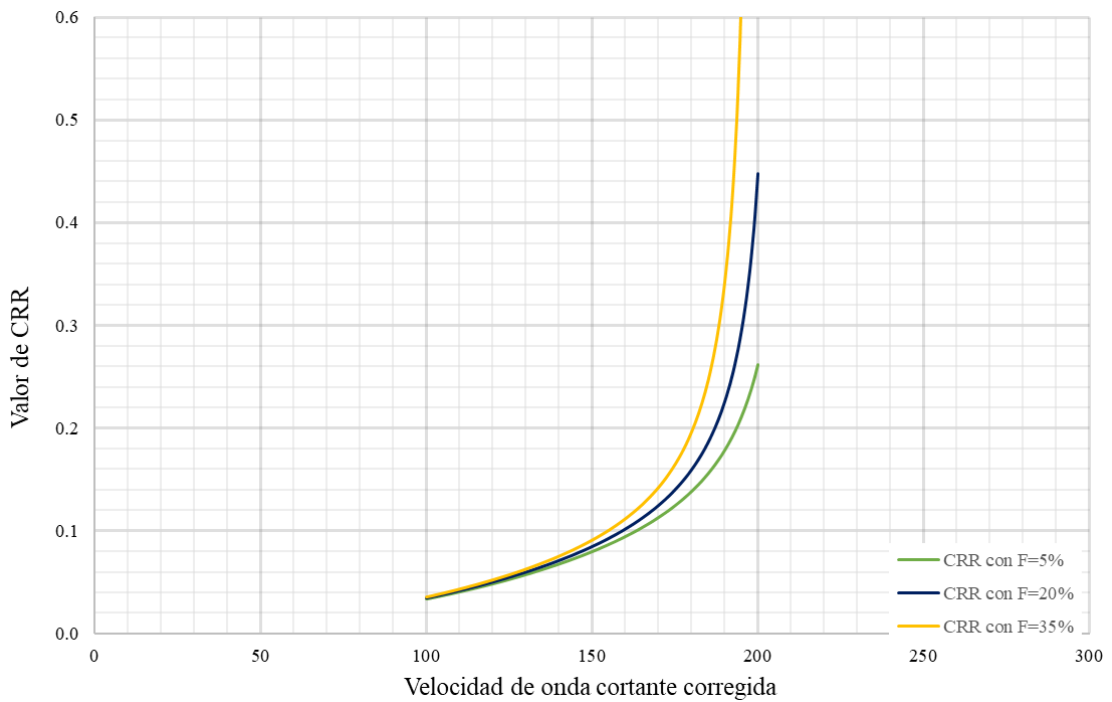


Figura 53. Variación del factor de seguridad en función de la profundidad, considerando los efectos de los factores K_{a1} y K_{a2} .

A partir del análisis paramétrico de la relación de resistencia cíclica empleando la medición de la velocidad de propagación de ondas de cortante, se destaca lo siguiente:

- Las mayores variaciones se deben a las diferencias que existen entre las velocidades de onda cortante corregidas.
- El valor del producto de K_{a1} con V_{s1} debe ser menor que V_{s1}^* , de lo contrario, la expresión para determinar el valor de la CRR deja de ser funcional hasta que se cumpla con esta condición.
- Debido a los cambios producidos por los factores de corrección K_a en la relación de resistencia cíclica, se recomienda considerar materiales con una antigüedad de 10,000 años, a menos que se cuente con información distinta confiable.

3.4 Análisis paramétrico de los factores de ajuste al factor de seguridad.

Se sabe que el factor de seguridad a la licuación se obtiene de la relación entre esfuerzos resistentes del suelo (CRR) y los desarrollados por la demanda sísmica (CSR). Sin embargo, es necesario aplicar factores de ajuste a este cociente. Por ello, se hace un análisis paramétrico del efecto de los factores involucrados y sus variables.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de considerar las diferentes metodologías expuestas en el Capítulo I para el determinar el valor del MSF y de K_σ así como su efecto en el factor de seguridad.

3.4.1 Factor de escala por magnitud del sismo

Debido la importancia de escalar la CRR con el método más representativo del comportamiento del suelo bajo eventos sísmicos de diferente magnitud, se realiza el análisis de los resultados obtenidos con las metodologías propuestas en las Ecs.58, 59 y 60.

Idriss, 1995

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}}$$

Idriss, 1999

$$MSF = 6.9 e^{\frac{-M_w}{4}} - 0.058 \leq 1.8$$

Boulangier e Idriss, 2015

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left(8.64 e^{\frac{-M_w}{4}} - 1.325 \right)$$

En la Figura 54 se observa que la variación que se tiene en el factor MSF queda cubierta con la metodología de Boulangier e Idriss (2015), la que es dependiente de la resistencia del suelo a la penetración con SPT o CPT.

Se destaca que entre mayor es la oposición a la penetración, la influencia del factor MSF es más significativa. En la Figura 55 se presentan los valores del factor de escala obtenidos sólo con la metodología de Boulangier e Idriss (2015) para diferentes valores de resistencia.

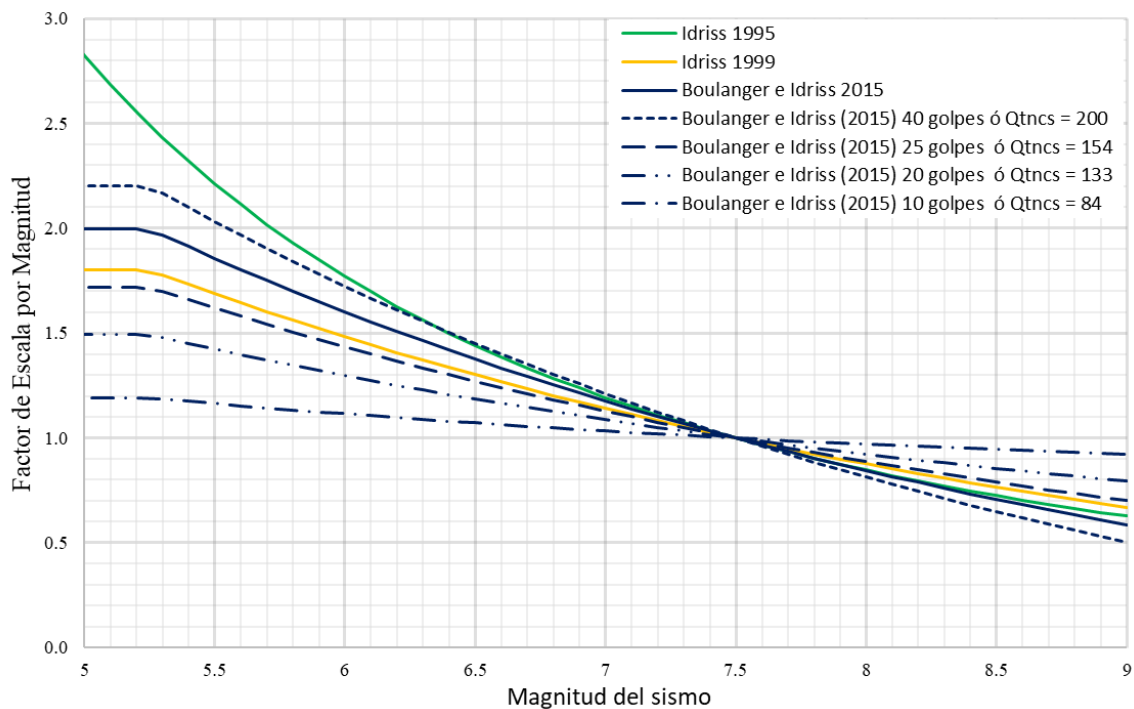


Figura 54. Variación del factor de escala por magnitud del sismo.

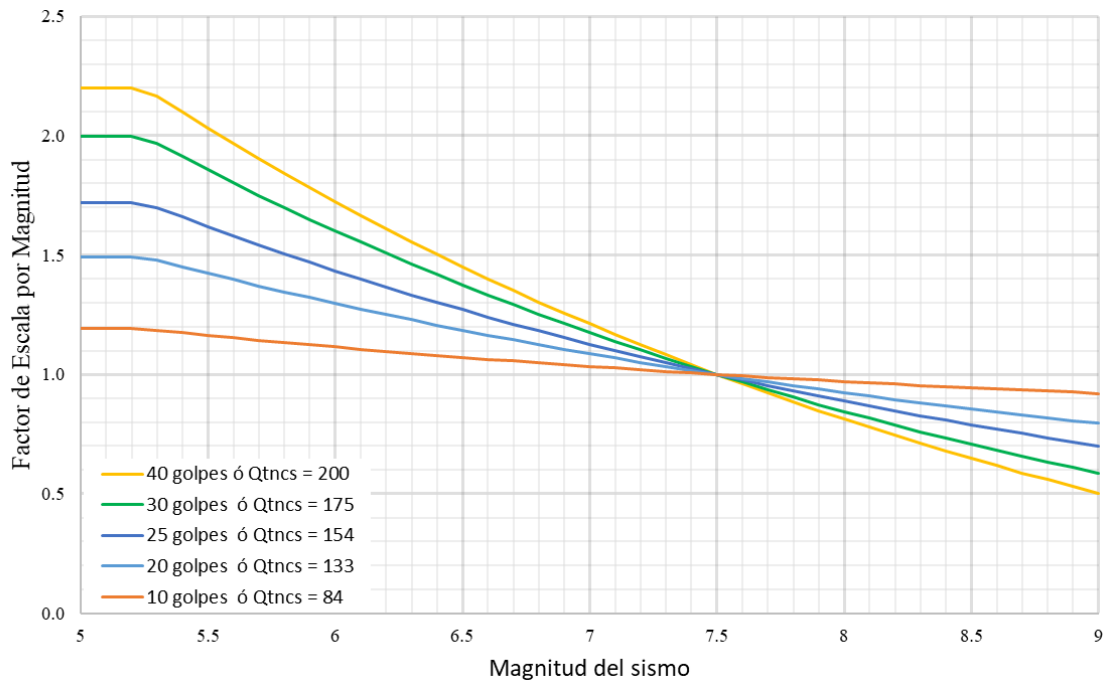


Figura 55. Variación del factor de escala por magnitud en función de la resistencia a la penetración (Boulanger e Idriss 2015).

De acuerdo con los resultados de la Figura 55, se distinguen dos zonas con diferentes efectos en el factor de seguridad, delimitadas por el valor $M=7.5$:

- Para la zona que presenta eventos sísmicos con magnitud $M=5.5$ a 7.5 , el método es más conservador con materiales de baja resistencia a la penetración, ya que se observa un incremento del 19%, mientras que para materiales más competentes el factor de escala se incrementa un 120%.
- Por otro lado, cuando los materiales son expuestos a eventos de magnitud $M=7.5$ a 9.0 , el efecto es inverso; es decir, los materiales más competentes reducen su factor de seguridad hasta en un 50% para eventos de magnitud $M=9.0$, mientras que los suelos con baja resistencia a la penetración únicamente presentan una reducción del factor de seguridad del 8%.

3.4.2 Factor del esfuerzo de confinamiento

Con base en las condiciones de campo establecidas, el factor de esfuerzo de confinamiento K_{σ} , se establece a partir de las Ecs. 63 y 64.

Hysen y Olsen, 1999

$$K_{\sigma} = \left(\frac{\sigma'}{P_a} \right)^{f-1}$$

Idriss y Boulanger, 2008

$$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \ln \left(\frac{\sigma'}{P_a} \right) \leq 1.1$$

En la Figura 56 se presenta la variación del factor de esfuerzo K_{σ} , de acuerdo con estas metodologías. En ella se observa un incremento en el factor de al menos un 10% en profundidades que presentan un esfuerzo efectivo por debajo de la presión atmosférica, lo que puede producir sobreestimaciones en el cálculo de la relación de resistencia cíclica y por lo tanto del factor de seguridad. A partir de las curvas generadas, se sugiere utilizar el procedimiento establecido por Idriss y Boulanger (2008). Sin embargo, se recomienda limitar el valor de K_{σ} a la unidad para valores de esfuerzos efectivos por debajo a la presión atmosférica, como se muestra en la Figura 57.

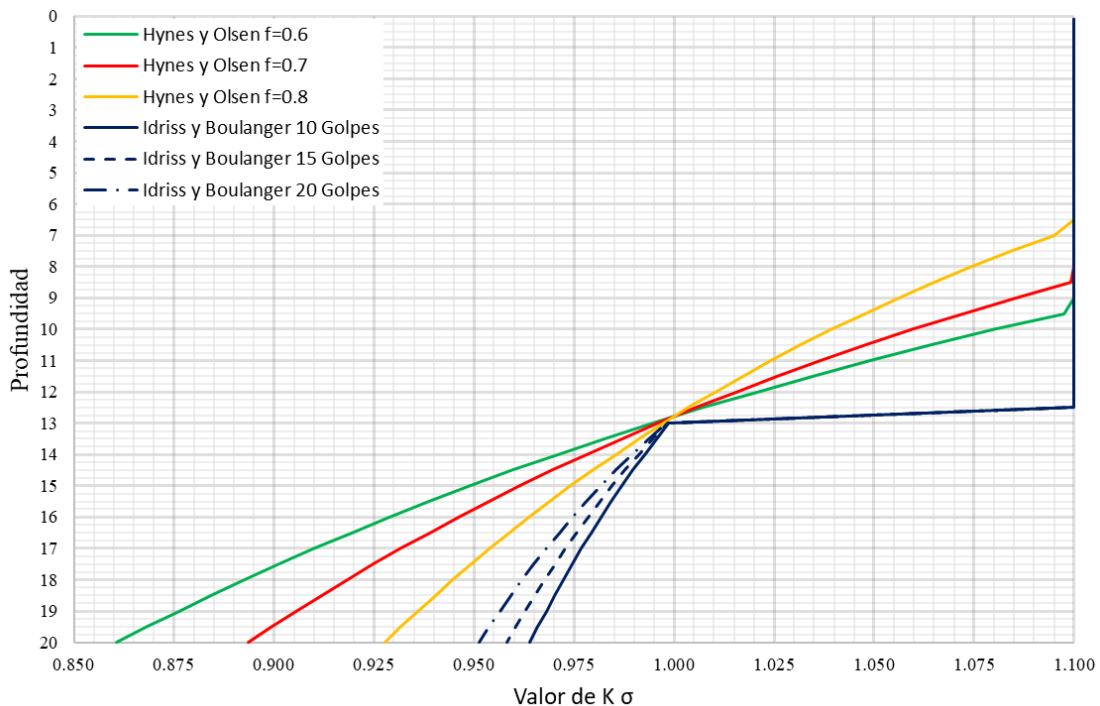


Figura 56. Variación del factor de corrección por el estado de esfuerzos en función de la profundidad.

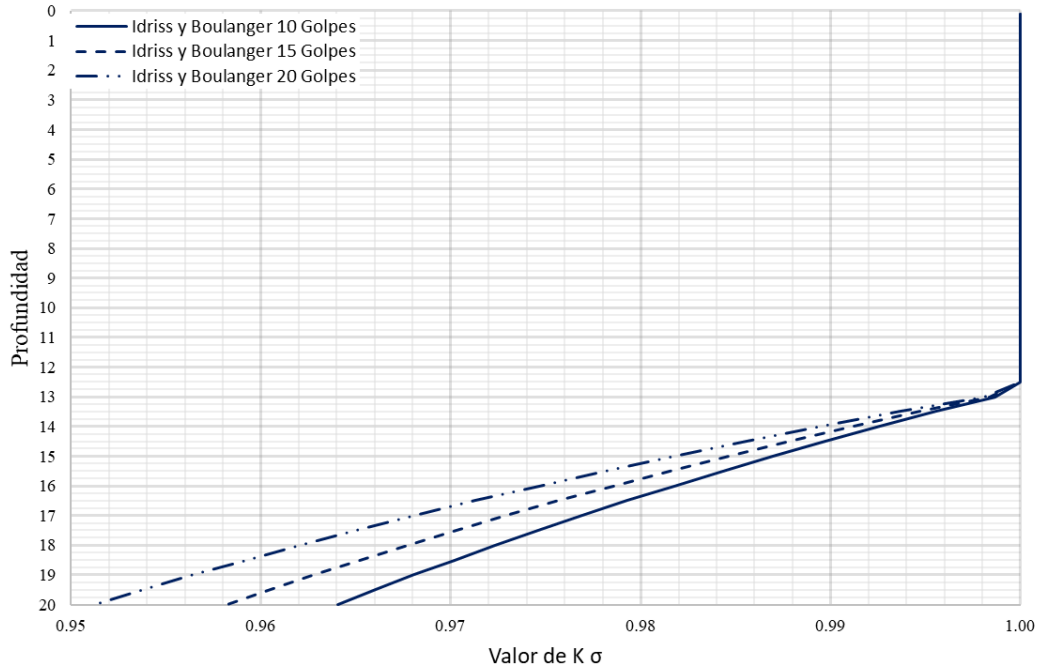


Figura 57. Variación del factor de corrección por el estado de esfuerzos en función de la profundidad.

Con base en lo anterior, en la Figura 58 se presenta el factor de seguridad y su variación con la profundidad, calculado con los parámetros base y reducidos con el valor K_{σ} , adoptando la recomendación propuesta. Como se observa, existen cambios en el FS para profundidades con esfuerzos efectivos mayores al valor de la presión atmosférica, mientras que para esfuerzos efectivos menores, los cambios en FS no tienen efecto.

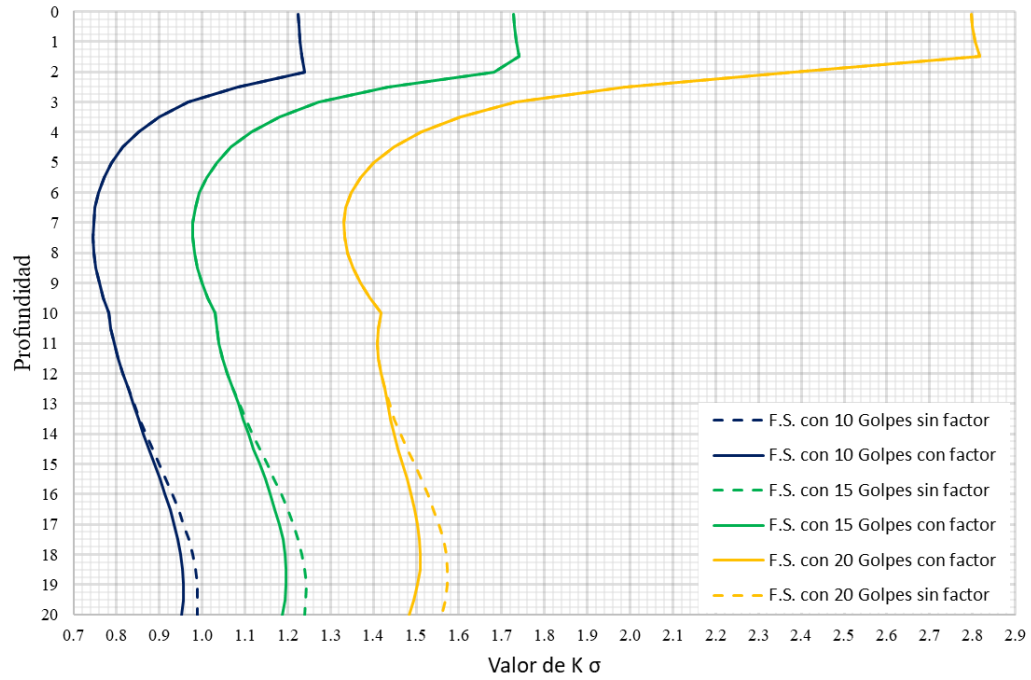


Figura 58. Variación del factor de seguridad por factor de estado de esfuerzos en función de la profundidad.

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE LOS MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE DEFORMACIONES

A diferencia de los métodos para determinar la vulnerabilidad a la licuación de un material, los procedimientos expuestos en el capítulo 2 presentan una menor cantidad de variables para su evaluación, lo que hace que su comportamiento sea más sensible al cambio de sus parámetros. En este capítulo se presenta un análisis del efecto que tiene cada una de las variables en las metodologías anteriormente expuestas, basado en el estudio realizado por Aguilar en 2012, así como las correcciones más recientes realizadas por Youd (2018).

Se destaca que, debido a la hipótesis con la que se desarrolló el procedimiento de Ishihara (1992) para determinar la magnitud de los asentamientos, es innecesario ejecutar un análisis paramétrico. Los resultados de este método únicamente dependen del factor de seguridad y la compacidad relativa del material. A diferencia de la metodología desarrollada por Bartlett y Youd (1992) para estimar la magnitud de los desplazamientos laterales, que presenta una participación más compleja de sus variables y por lo tanto un análisis de su comportamiento es de utilidad.

4.1 Condiciones iniciales de estudio.

Al igual que se hizo en la Sección 3.2 de este trabajo, es necesario establecer un valor base de las variables involucradas en las metodologías analizadas. Buscando precisar los resultados expuestos por Aguilar (2012), se han adoptado las siguientes condiciones:

Parámetros del sismo:

- Magnitud del evento: $M = 7.5$
- Distancia horizontal a la fuente sísmica: $R = 25$ km

Propiedades del suelo:

- Contenido de finos: $F_{15} = 20\%$
- Tamaño medio de la partícula: $D_{50_{15}} = 0.50$ mm

Condiciones del sitio:

- Espesor total de estratos licuables: $T_{15} = 8.0$ m
- Pendiente del terreno: $S = 3\%$

4.2 Análisis paramétrico de desplazamientos laterales

Aplicando los parámetros base a la metodología propuesta por Bartlett y Youd (1992), se obtiene que el desplazamiento lateral en el sitio es de 1.3 m (indicado con X en color rojo en las figuras 59 a 64). Sin embargo, para definir la influencia de cada una de las variables, se debe determinar los intervalos que podrán presentar. Los valores de la Tabla 5, son los límites recomendados por Youd en 2002 para aplicarse durante el cálculo del desplazamiento lateral, D_H .

| Variable | Valores |
|------------|---------------|
| M | 6.0 - 8.0 |
| R | 1 km – 100 km |
| F_{15} | 0% - 60% |
| $D50_{15}$ | 0.6 mm 1.0 mm |
| T_{15} | 1.0 m – 15 m |
| S | 1% - 6% |

En la Figura 59, se muestran los resultados del cambio en el valor del desplazamiento lateral en función de las diferentes magnitudes de un sismo. Se observa que para eventos de magnitud $M=6.0$, el desplazamiento lateral es nulo bajo las condiciones de sitio establecidas. Sin embargo, en un evento sísmico de magnitud $M=8$, el desplazamiento esperado corresponde a 4.12 m; es decir se presenta un aumento del 316% con respecto al caso base.

En la Figura 60 se ilustra la influencia de la distancia del epicentro con respecto al sitio en estudio. De esta figura se destaca que, con las condiciones de estudio establecidas se produce un desplazamiento lateral de 1.3 m, mientras que, para sitios a una distancia de 10 km del epicentro, el desplazamiento del terreno será de 4.2 m, y para sitios a 50 km de distancia el movimiento que presentará la masa de suelo será de 0.3 m. Es decir, se presenta un aumento del 323% y una reducción del 77% respectivamente en los desplazamientos del terreno.

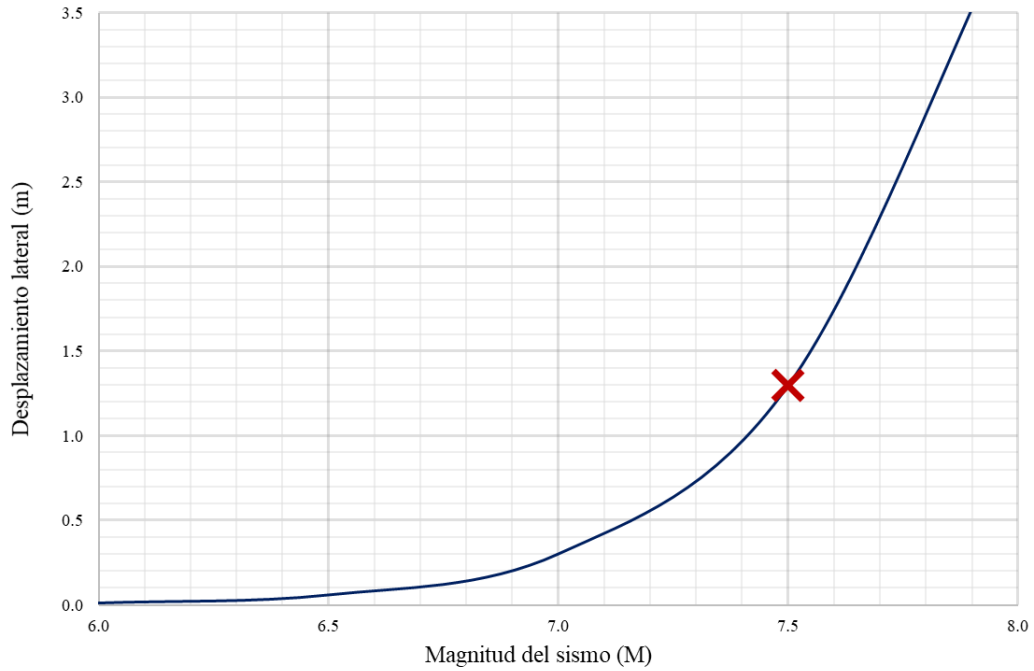


Figura 59. Variación del desplazamiento lateral en función de la magnitud del sismo.

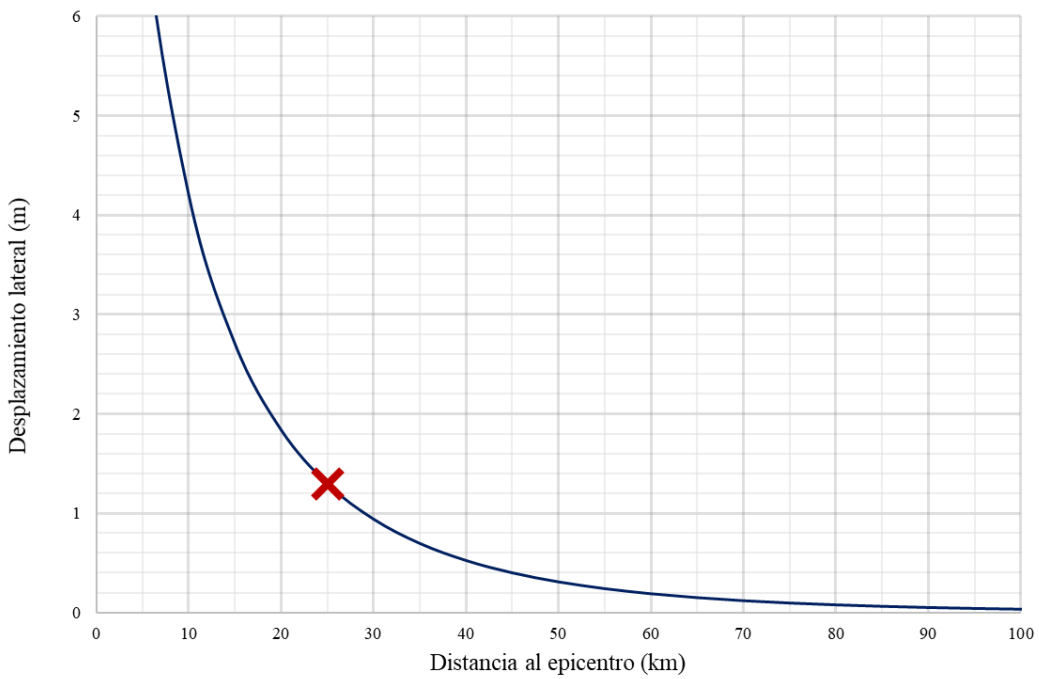


Figura 60. Variación del desplazamiento lateral en función de la distancia al epicentro.

Si bien la expresión propuesta por Bartlett y Youd (1992) presenta valores de desplazamiento lateral mayores a 6 m para en una distancia cercana a 5 km, Youd

recomienda en 2018 considerar que se presentarán grandes desplazamientos laterales en el sitio, cuando resulten valores ≥ 6 m.

Una vez analizado el efecto de las características del sismo en el desplazamiento, se presenta la influencia de las características físicas del suelo. En la Figura 61 se muestra el resultado de considerar diferentes tamaños de partícula en el material de estudio y, en la Figura 62 se presenta el efecto del contenido de finos en la magnitud del desplazamiento.

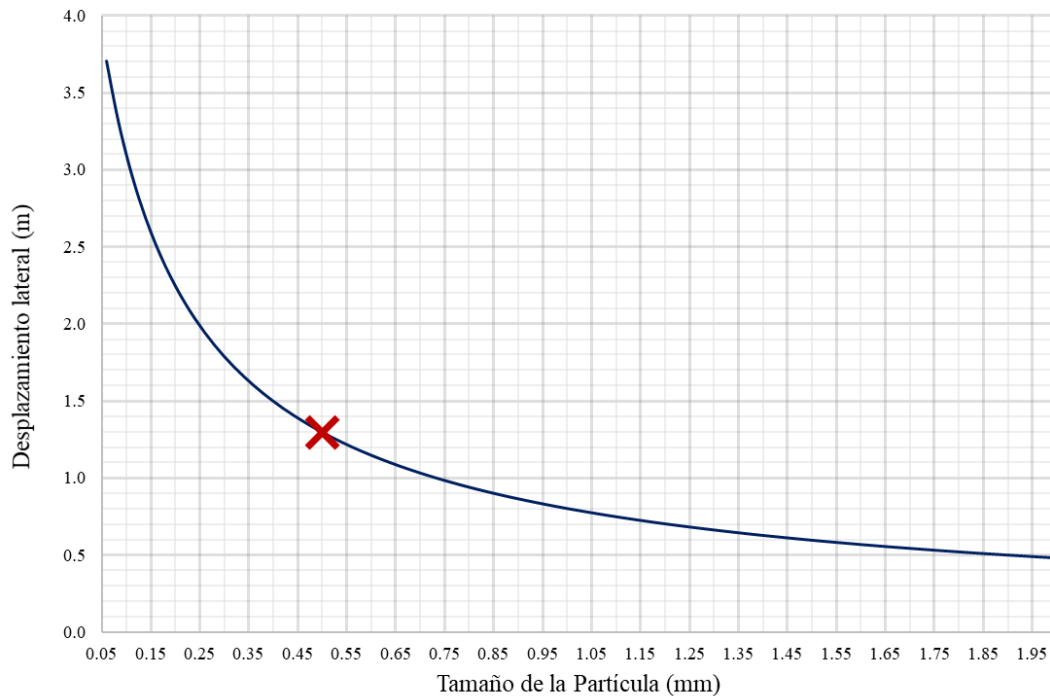


Figura 61. Variación del desplazamiento, en función del tamaño medio de la partícula.

Con base en los resultados de la Figura 61, se observa que, se presenta un incremento en los desplazamientos del 238% considerando un tamaño de partícula de 0.1 mm, mientras que para materiales con partículas de 2 mm, el deslizamiento del suelo se reduce en un 63%.

El decremento del desplazamiento por el incremento en el tamaño de la partícula, se asocia a una disipación más eficiente de la presión de poro.

De acuerdo con los datos presentados en la Figura 62, para materiales bajo las condiciones de estudio y con un contenido de finos del 60%, el deslizamiento lateral se reduce en un 91%, mientras que en un caso extremo de que la cantidad de partículas finas sea prácticamente nula, el deslizamiento se incrementa un 212%

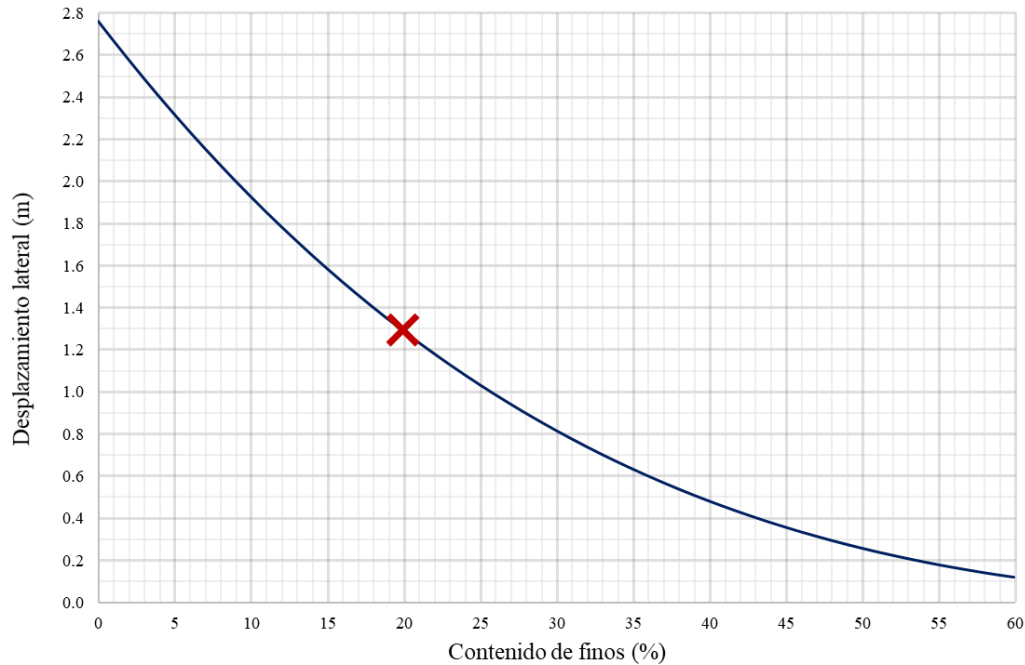


Figura 62. Variación del desplazamiento, en función del contenido de finos del material.

Por último, se consideraron los efectos de las variables dependientes de las condiciones del terreno. En la Figura 63 y 64, se presentan los resultados del cambio en el desplazamiento debido al espesor acumulado del estrato licuable, así como por la pendiente del terreno respectivamente.

Al considerar un estrato licuable de 1.0 m de espesor, se registra una disminución en el desplazamiento lateral del 69%; mientras que considerando el valor máximo de la Tabla 5 (15.0 m), el desplazamiento registra un aumento del 38%. Este comportamiento se observa en la Figura 63.

Finalmente, los resultados del desplazamiento lateral en función de la pendiente del terreno se presentan en la Figura 64. En ella se registra una reducción del 30% con una pendiente del 1%, mientras que para la pendiente máxima considerada (6%) se obtiene un incremento del 23% en los desplazamientos.

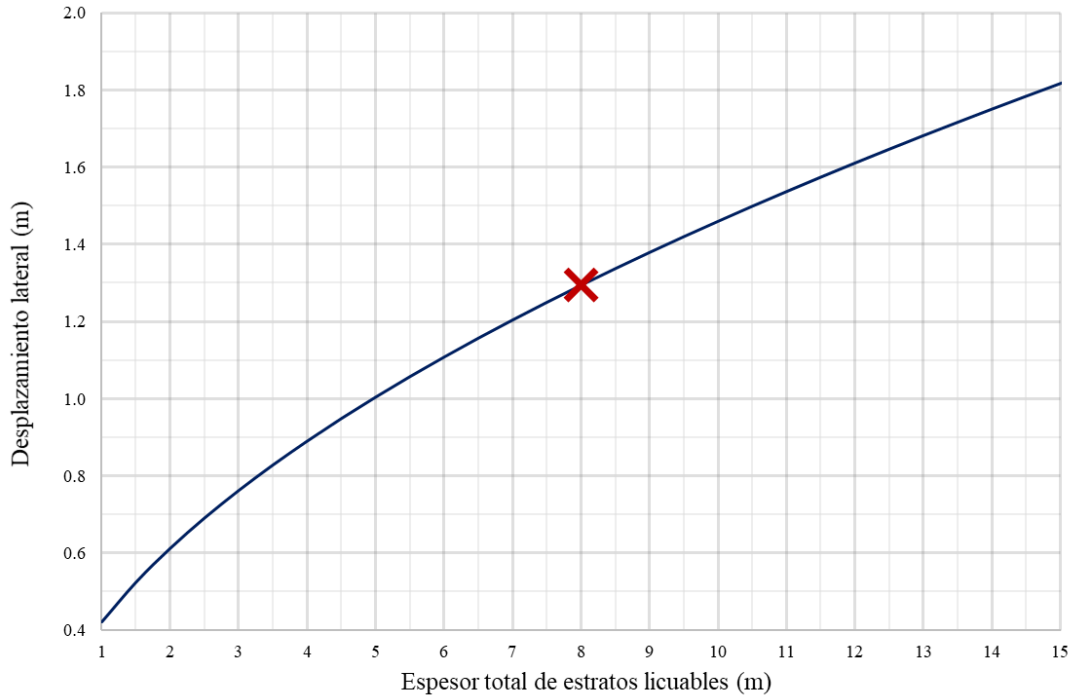


Figura 63. Variación del desplazamiento, en función del espesor total del estrato licuable.

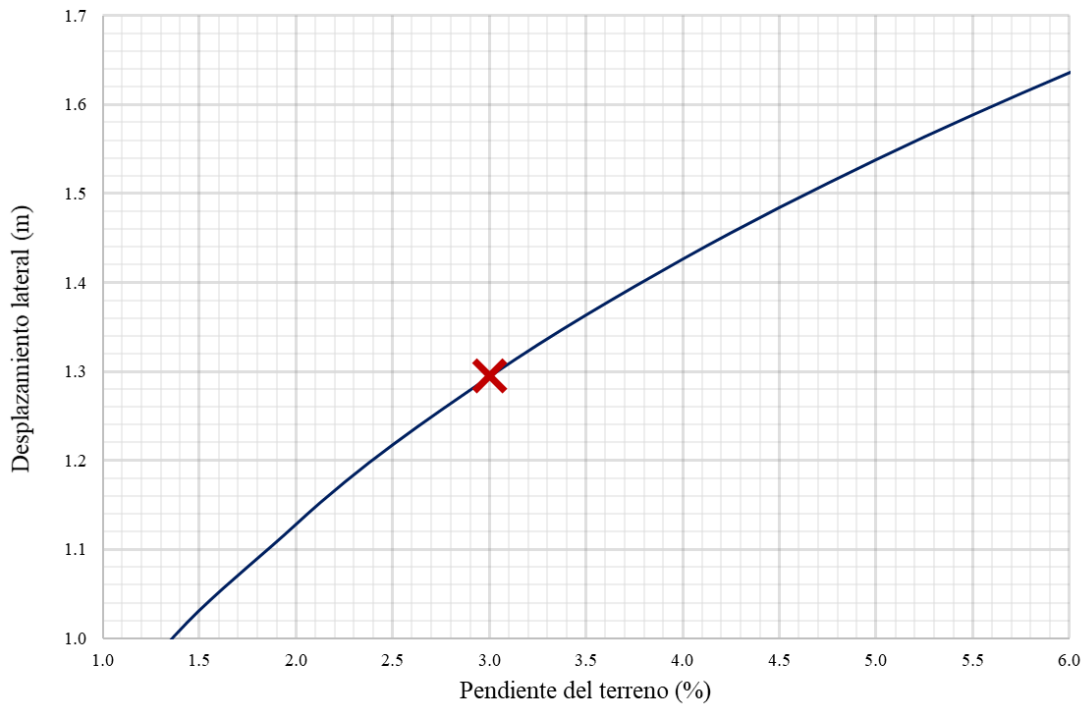


Figura 64. Variación del desplazamiento, en función de la pendiente del terreno.

CAPÍTULO 5. APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS A CASOS DE ESTUDIO

Se reitera que el ambiente sísmico de México y las condiciones geotécnicas en algunas zonas de su territorio, hacen vulnerable el desarrollo de infraestructura en sitios en que puede ocurrir el fenómeno de licuación.

Con base en lo expuesto en los capítulos anteriores, se presentan los resultados de múltiples análisis de vulnerabilidad a la licuación y cálculo de deformaciones para dos sitios dentro del territorio mexicano. Ambos sitios se han explorado con las tres técnicas de vulnerabilidad a la licuación presentadas en este trabajo. Se realiza una comparación de los resultados obtenidos para cada uno de los análisis, con el fin de conocer las diferencias que se presentan entre los métodos y, posteriormente, establecer sus ventajas y desventajas.

Se destaca que, los resultados presentados en este capítulo provienen de datos reales, obtenidos con pruebas de laboratorio y técnicas de exploración geofísica y geotécnica en proyectos distintos.

5.1 Condiciones de los sitios

Los registros obtenidos en cada uno de los sitios a partir de la medición de ondas de cortante (V_s), sondeo de penetración con cono (CPT) y sondeo de penetración estándar (SPT), se presentan en las Figuras 65 y 66 para los sitios A y B, respectivamente. Cabe mencionar que en ambos proyectos los datos obtenidos alcanzan hasta una profundidad máxima de 20 m, por la disminución en la certidumbre de los métodos de análisis para profundidades mayores.

5.1.1 Estratigrafía y resultados del sitio A

De 0.0 a 2.4 m **Rellenos.** Durante la ejecución del SPT, se registró una variación de 7 hasta 29 golpes en esta capa, mientras que el contenido de finos obtenido de las muestras recuperadas varía desde 13% hasta 34%. Debido al comportamiento errático que presentan

materiales de esta naturaleza, se omitió el hincado del cono en este material. La medición de ondas de cortante indica una velocidad de 94 m/s a una profundidad de 2 m.

De 2.5 a 5.4 m **Arena con arcilla.** La medición del contenido de finos en laboratorio mostró la presencia de un lente de arcilla a 3 m de profundidad, donde la resistencia a la penetración del suelo tanto en el SPT como en el CPT es baja. En la Figura 65 se observa cómo es que la calidad del material aumenta ligeramente en el resto del estrato, registrando un número de golpes entre 7 y 11, una resistencia a la penetración del cono superior a los 5,000 KPa, mientras que la fricción registrada es superior a los 20 KPa. Por último, la Vs registrada presenta valores entre 110 y 130 m/s.

De 5.4 a 14.4 m **Arcilla.** Se detectó un estrato de arcilla con un espesor cercano a los 10 m. Este material registró un número de golpes promedio de 6. Sin embargo, se presentaron cinco tramos en donde la resistencia a la penetración estándar del suelo fue superada con el peso de la herramienta de exploración. El contenido de finos mínimo registrado en este material es del 75%. Del CPT se obtuvieron valores mínimos de resistencia a la penetración cercanos a 500 KPa, mientras que la fricción del cono registró un valor promedio de 20 KPa. La Vs registrada presentó un incremento de 31 m/s hasta 210 m/s, que se le atribuye al incremento de los esfuerzos de confinamiento con la profundidad,

De 14.4 a 20.0 m **Arena con arcilla.** La resistencia a la penetración en este estrato acusó un valor mínimo de 6 golpes y aumentó gradualmente hasta llegar a 27. El contenido de finos máximo fue del 46% mientras que el mínimo del 17%, esta variación en el contenido de finos se puede observar en los registros obtenidos del cono, presentando cambios abruptos a lo largo del estrato. La velocidad de onda cortante promedio es cercana a los 200 m/s.

5.1.2 Estratigrafía y resultados del sitio B

De 0.0 a 20.0 m **Arena arcillosa con conchas.** De acuerdo con los registros de velocidad obtenidos de un ensaye de Down Hole, se registró una velocidad de onda cortante promedio de 373 m/s. En la Figura 66, se muestra el aumento de la Vs conforme se profundiza. Con el CPT, se registraron los valores de máximos de resistencia a la penetración y de fricción en los primeros 6 m explorados, posteriormente se registró un decremento gradual de estos valores. Durante el sondeo de penetración estándar se registró un promedio de 17 golpes en la profundidad explorada, lo que en conjunto con el bajo contenido de partículas finas en las muestras recuperadas, es un claro indicador de la susceptibilidad del material a presentar licuación.

5.2 Resultados del análisis de vulnerabilidad a la licuación

Con base en las metodologías presentadas y estudiadas en el Capítulo 1 y 3 para determinar el potencial de licuación de un material, se presenta el valor de la relación de esfuerzos cíclicos, relación de resistencia cíclica, así como el factor de seguridad final obtenido de realizar análisis de vulnerabilidad a la licuación empleando la velocidad de ondas de cortante, registros de cono eléctrico y el número de golpes obtenidos del sondeo de penetración estándar.

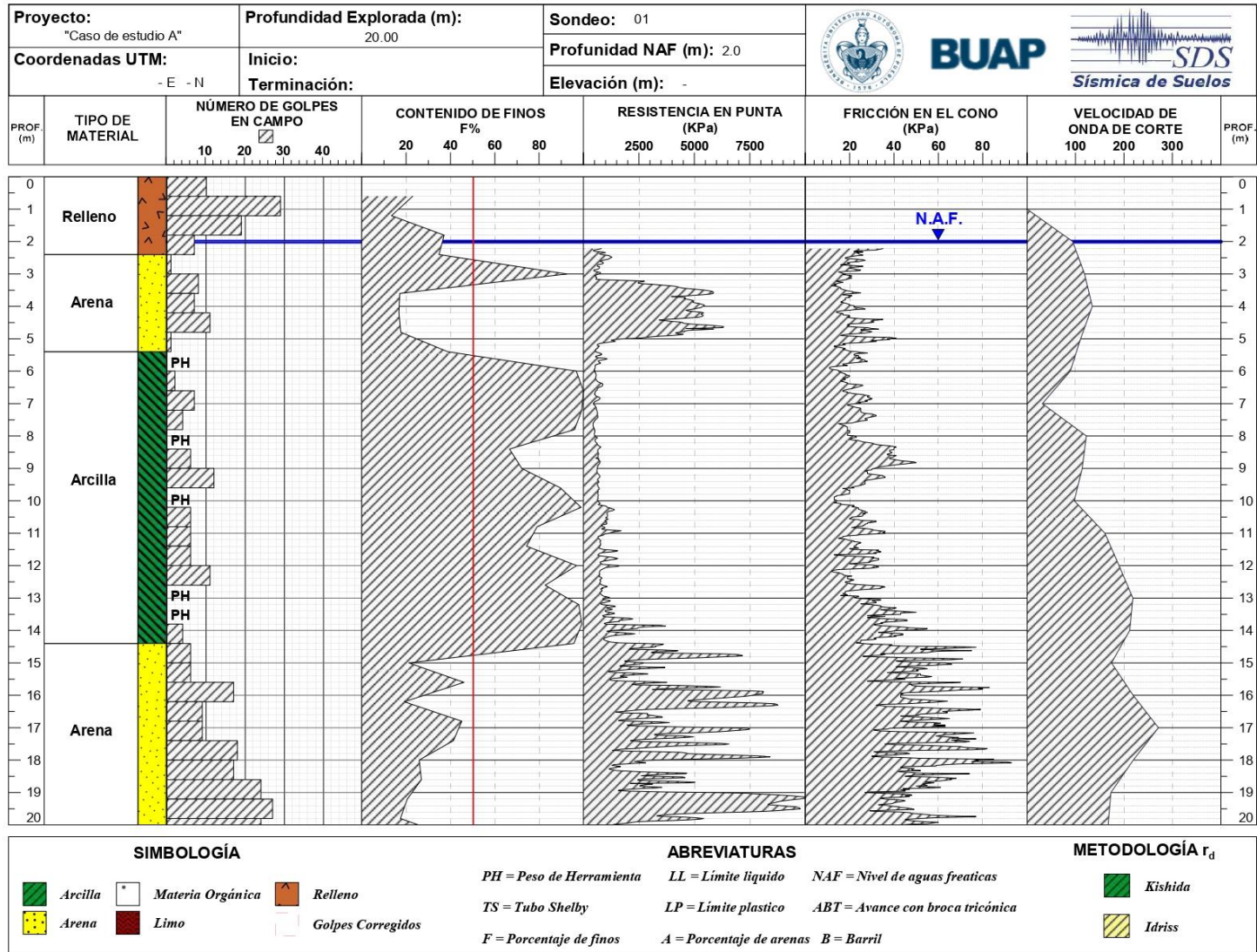


Figura 65. Perfil estratigráfico de los resultados de exploración (SPT,CPT y Vs) caso de estudio A.

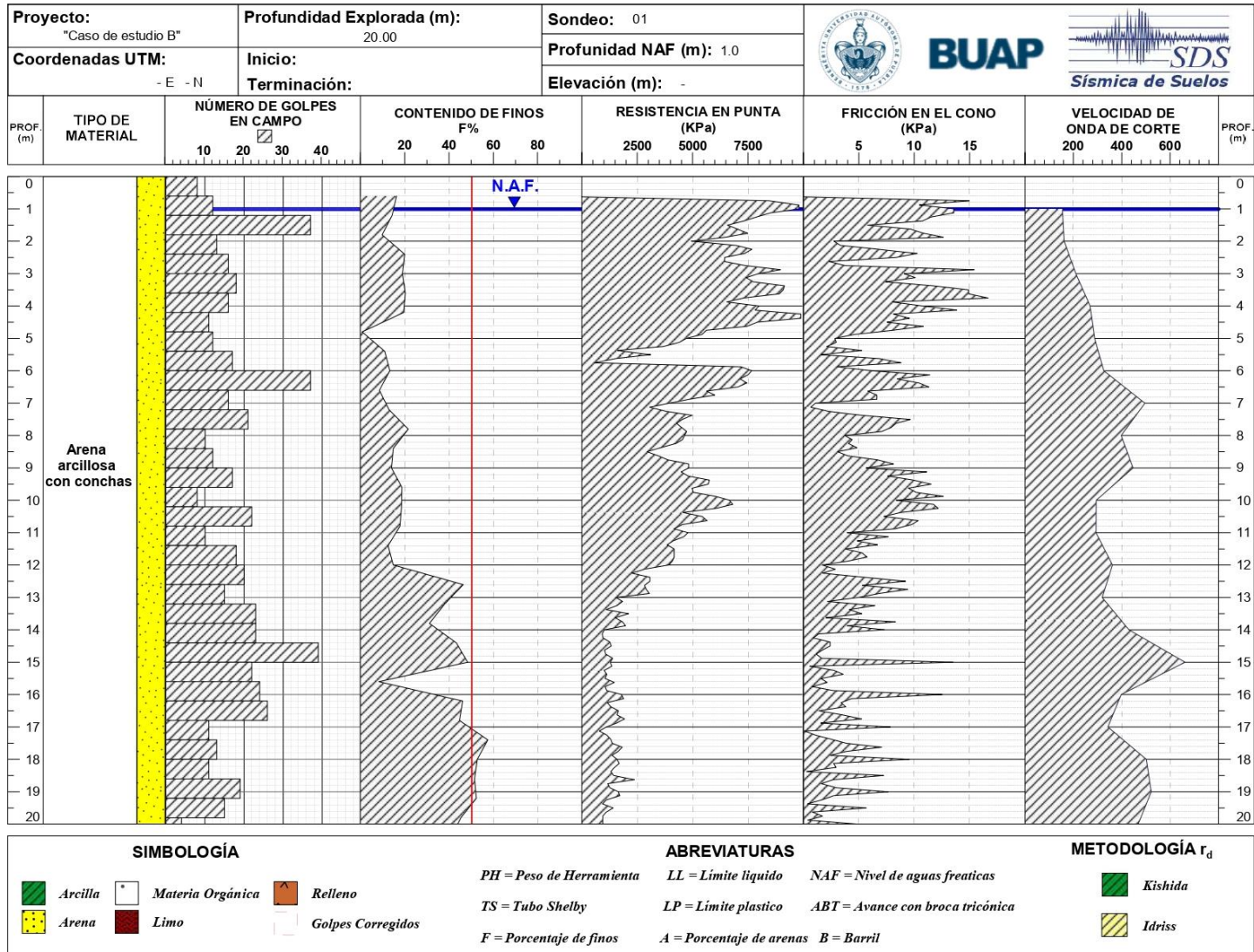


Figura 66. Perfil estratigráfico de los resultados de exploración (SPT,CPT y Vs) caso de estudio B.

5.2.1 Resultados del sitio A

Previo a la presentación de los resultados obtenidos con cada método de estudio para el sitio A, se destaca que el valor de la relación de esfuerzos cíclicos, asociado a la demanda sísmica, es único para todos los casos. Sin embargo, de acuerdo con la configuración que muestran las curvas de la Figura 67, los valores de r_d obtenidos con el método de Kishida y Boulanger (2009), dependientes de la velocidad de onda de corte, generan una reducción considerable de los esfuerzos cortantes aplicados en la columna de suelo, en comparación con la reducción obtenida con el método tradicional propuesto por Idriss (1999).

Por lo anterior, se considerará en el análisis de vulnerabilidad a la licuación durante el desarrollo de los métodos, el procedimiento de Kishida y Boulanger (2009) con la velocidad de onda de corte promedio de las estratigrafías, así como la aplicación de la metodología propuesta por Idriss (1999), con el fin de conocer su efecto en los resultados finales.

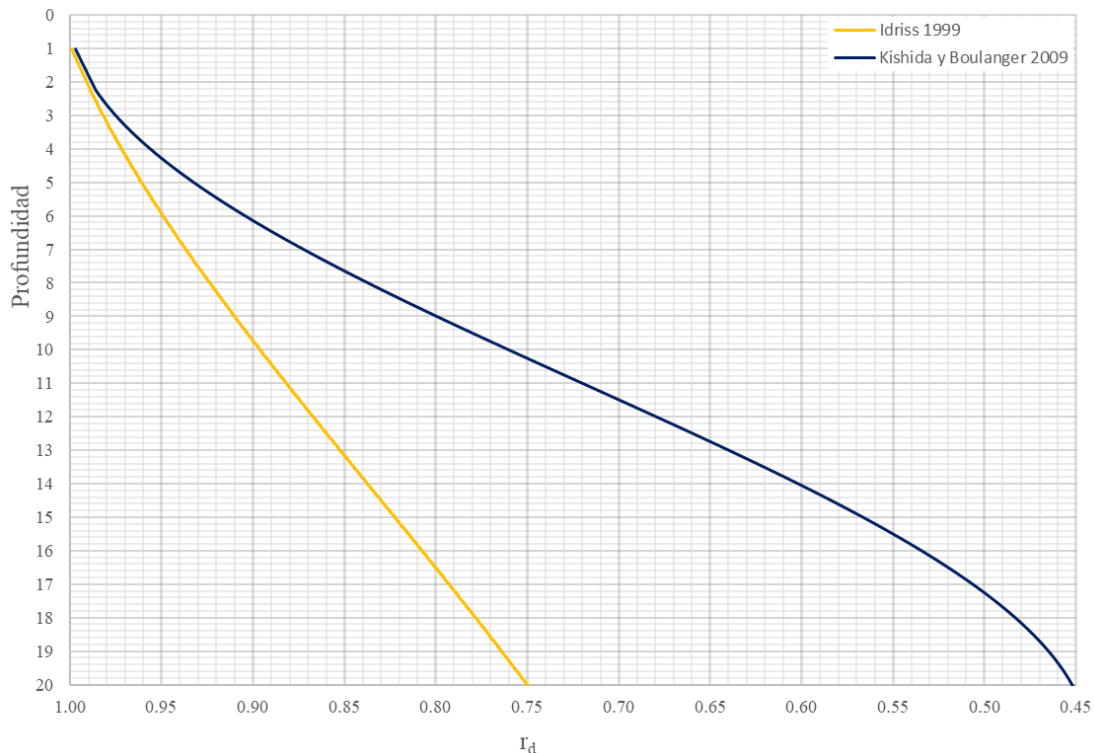


Figura 67. Variación del factor r_d de acuerdo con la metodología utilizada para su cálculo en el sitio A.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del análisis de vulnerabilidad a la licuación con cada uno de los métodos estudiados en este trabajo para el sitio A.

5.2.1.1 Análisis de vulnerabilidad por el método SPT

Del Sondeo de Penetración Estándar realizado para el Sitio A, se obtuvieron los resultados que se presentan en la Figura 68.

El efecto que produce el considerar los coeficientes de reducción de esfuerzos de Idriss (1999) y Kishida y Boulanger (2009), se presenta en la columna de la relación de esfuerzos cíclicos. Se observa que la metodología propuesta por Kishida y Boulanger considera la aplicación de esfuerzos cortantes menores en la masa de suelo, lo que conlleva un mayor factor de seguridad a diferencia del método de Idriss. Sin embargo, este efecto se hace presente por debajo de los 15 m de profundidad, en donde se observan diferencias importantes en los valores de la CSR y por lo tanto en el factor de seguridad final.

Se destaca en este análisis el efecto que produce el contenido de finos en la masa de suelo. Como se observa, el estrato de arcilla presenta la menor resistencia cíclica. Sin embargo, al tener un contenido de partículas finas mayor al 50%, clasifica a los materiales como no licuables, independientemente de los resultados de resistencia a la penetración o del valor de CSR.

Los resultados presentados del análisis por el método SPT muestran que el depósito de suelo estudiado ofrece, para el caso más desfavorable, capas vulnerables a la licuación a las siguientes profundidades:

- De 3.5 a 5.5 m
- De 14.8 a 18.0 m

5.2.1.2 Análisis de vulnerabilidad por el método CPT

Los resultados obtenidos de la exploración geotécnica utilizando el cono eléctrico, así como los del análisis de vulnerabilidad a la licuación se presentan en la Figura 69.

Los valores registrados en la punta del cono, así como el registro del índice de clasificación del suelo, presentan un comportamiento similar al número de golpes registrados durante el SPT, así como al contenido de finos obtenido de las muestras alteradas de suelo.

El efecto de las metodologías consideradas para calcular el valor de la relación de resistencia cíclica, así como el factor de seguridad presentan un comportamiento similar al determinado por el sondeo de penetración estándar.

El comportamiento del factor de seguridad bajo está la técnica de exploración CPT, expone la vulnerabilidad a la licuación del medio en las siguientes profundidades:

- De 3.2 a 5.0 m
- De 14.5 a 20.0 m

Se destaca que, después de los 14.5 m de profundidad existen una serie de lentes rígidos que, con este método no son licuables Sin embargo, se encuentran interestratificados con capas vulnerables.

5.2.1.3 Análisis de vulnerabilidad por el método Vs

La Figura 70 muestra el perfil de velocidades de onda cortante, así como los resultados obtenidos de realizar un análisis de vulnerabilidad a la licuación.

En este caso, el factor de seguridad, presenta estratos vulnerables a la licuación similares a los indicados por las técnicas de penetración. Las capas vulnerables se encuentran en las siguientes profundidades:

- De 4.0 a 5.0 m
- De 15.0 a 16.0 m
- De 18.0 a 20.0 m

Con este método se obtienen factores de seguridad a cada metro de profundidad, haciendo robusta la identificación de las capas vulnerables a la licuación.

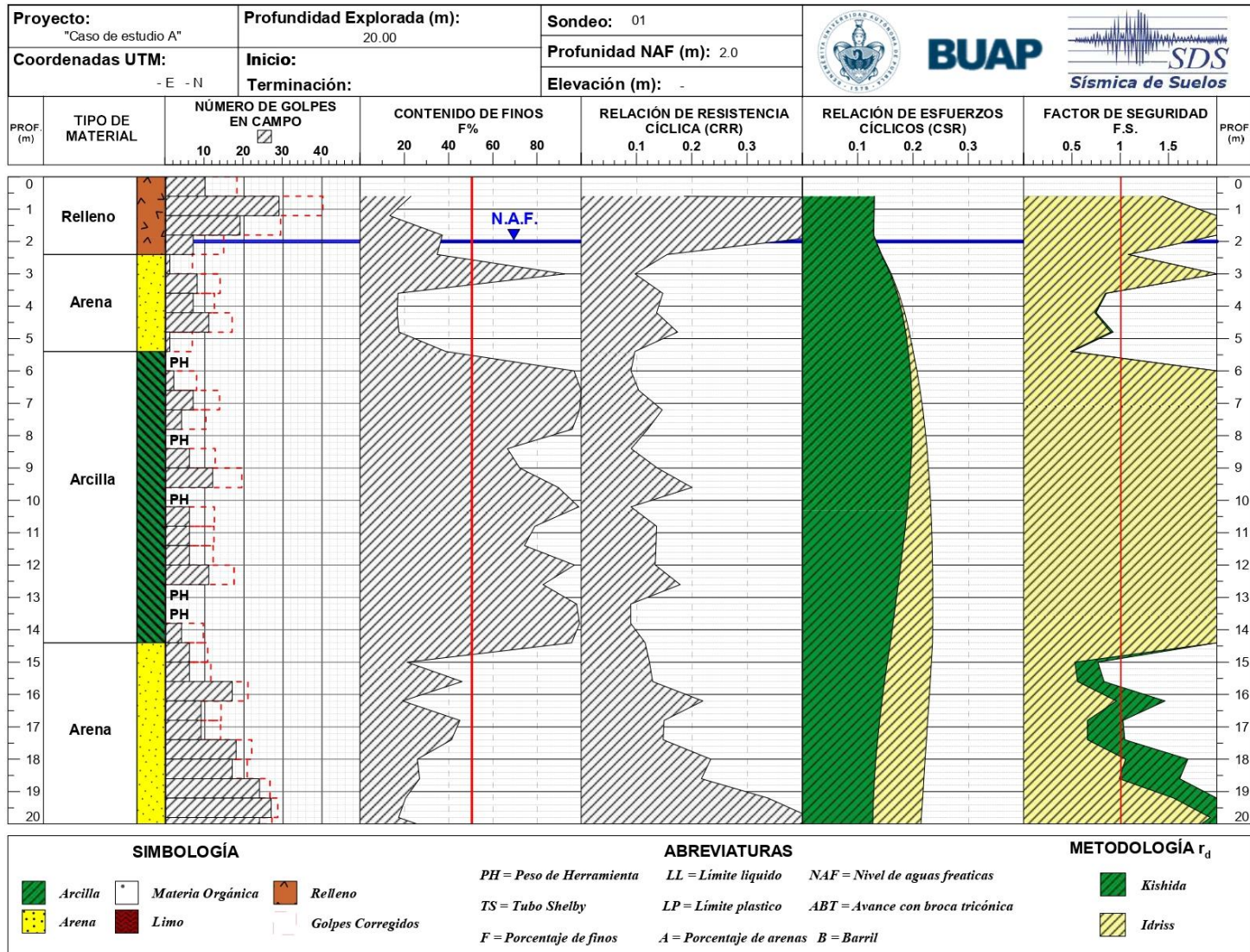


Figura 68. Perfil estratigráfico del SPT y resultados del análisis de vulnerabilidad a la licuación del caso de estudio A.

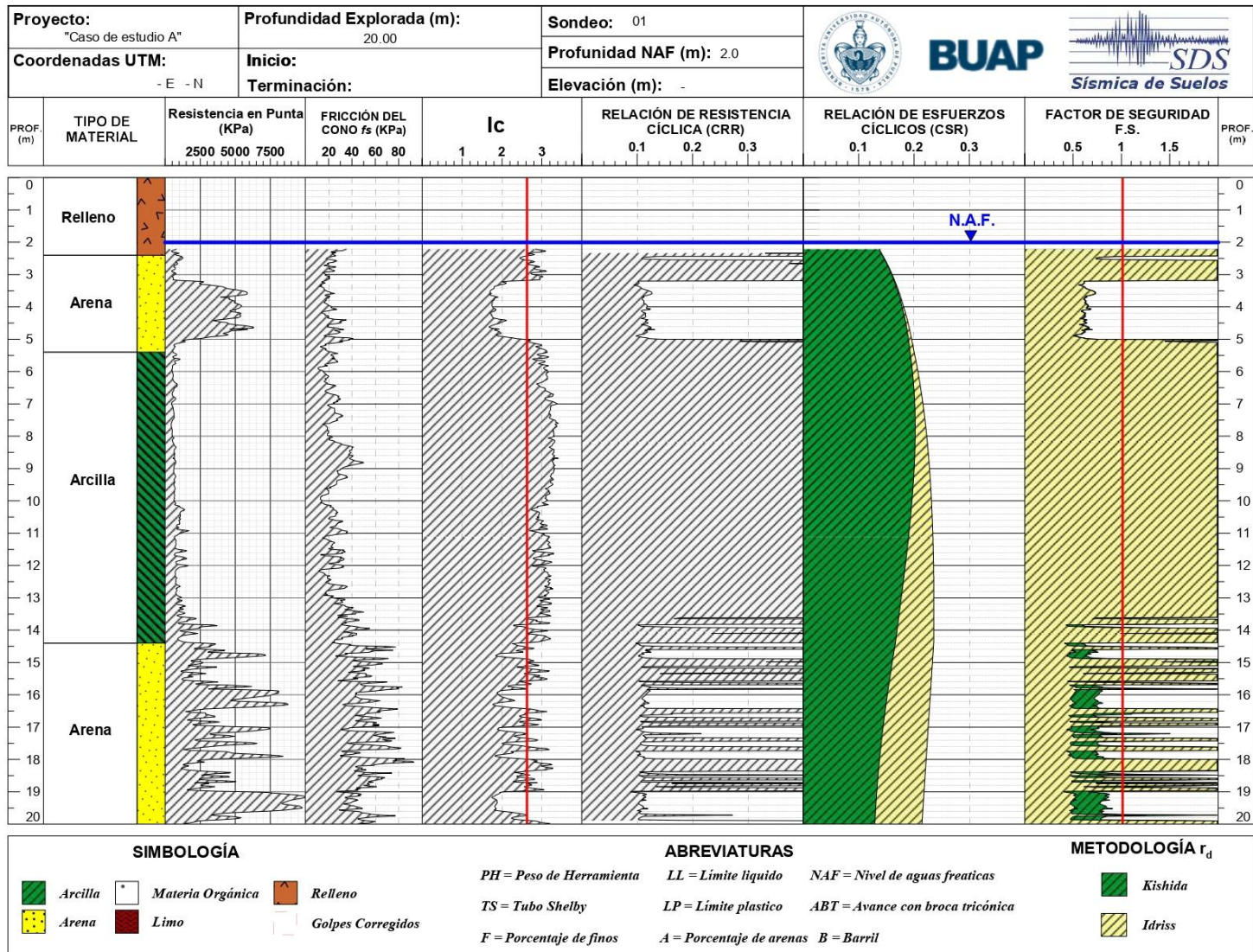


Figura 69. Perfil estratigráfico obtenido del CPT y resultados del análisis de vulnerabilidad a la licuación del caso de estudio A.

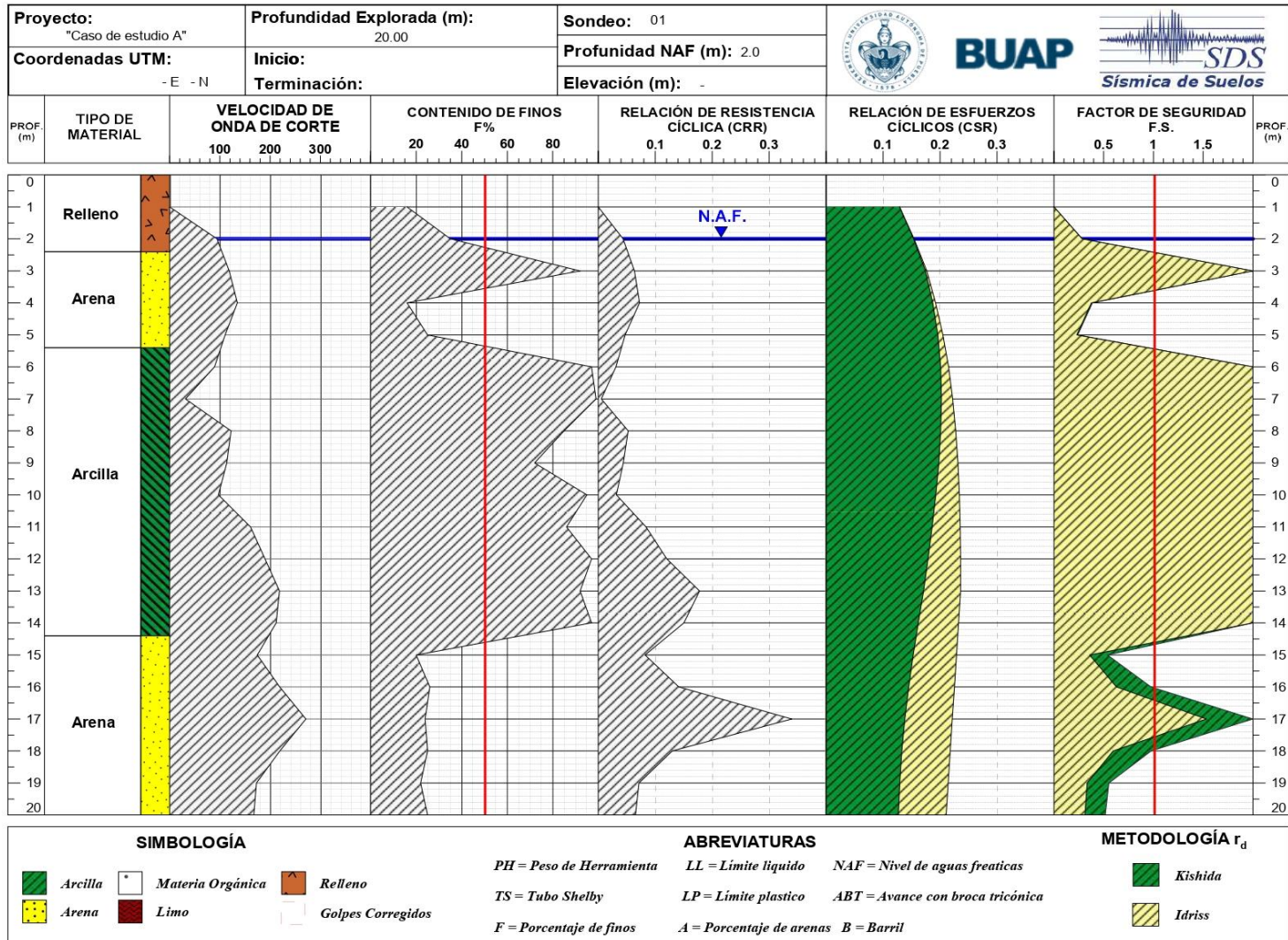


Figura 70. Perfil de velocidades de ondas de corte y resultados del análisis de vulnerabilidad a la licuación del caso de estudio A.

5.2.2 Resultados del sitio B

A diferencia del caso A, donde el valor del coeficiente de reducción de esfuerzos presenta disminuciones importantes en los esfuerzos cortantes aplicados en la columna de suelo, en el caso B el efecto es contrario; es decir, al considerar el parámetro V_s promedio de los materiales explorados, el coeficiente de reducción de esfuerzos con el método de Kishida y Boulanger (2009) presenta valores mayores en comparación con la metodología tradicional de Idriss (1999). En la Figura 71 se presenta la variación del coeficiente de reducción de esfuerzos con ambos métodos para una velocidad de onda cortante promedio de 367 m/s.

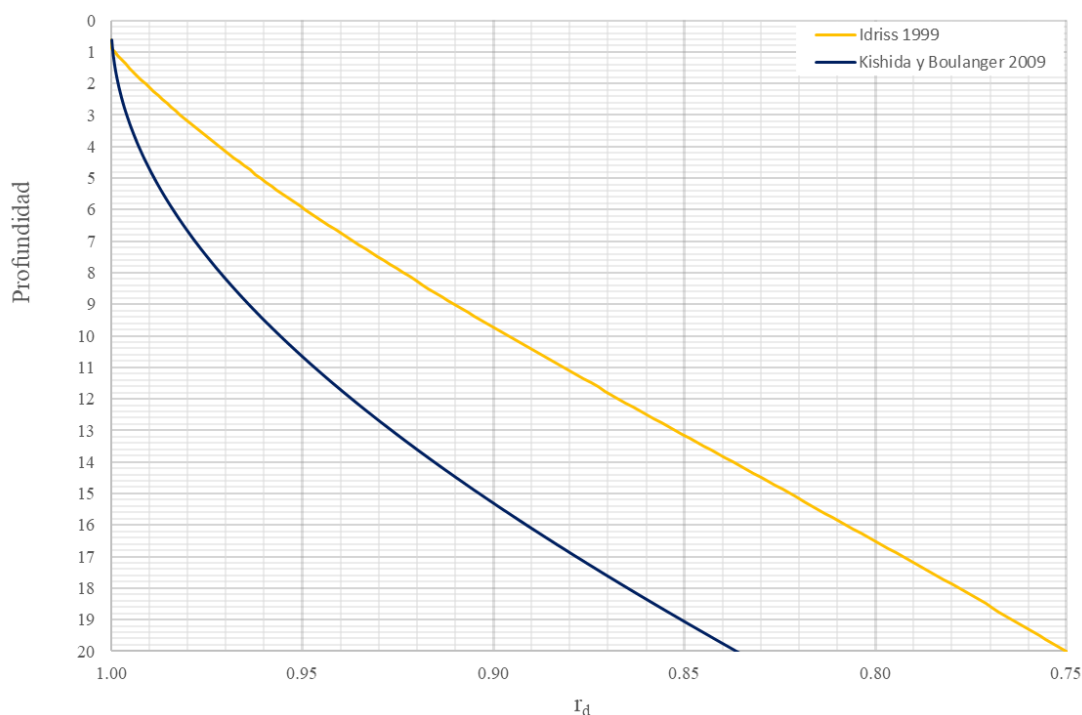


Figura 71. Variación del factor r_d de acuerdo con la metodología utilizada para su cálculo en el sitio B.

5.2.2.1 Análisis de vulnerabilidad por el método SPT

De acuerdo con los resultados presentados en la Figura 72, el material estudiado por medio de la técnica de penetración estándar presenta lentes de suelo con un número de golpes corregidos en arena limpia superior a los 40 y se clasifican como suelos no licuables.

Por otro lado, se muestran en la misma Figura 72 las diferencias entre los valores de la relación de esfuerzos cíclicos considerando los factores de reducción de esfuerzos de Kishida y Boulanger (2009) e Idriss (1999), así como su efecto en el factor de seguridad final, mostrando variaciones mínimas entre ambos análisis.

Para este análisis, las capas vulnerables a la licuación se ubican en las siguientes profundidades:

- De 4.8 a 6.0 m
- A 7.2 m
- De 8.4 a 10.2 m
- De 11.4 a 12.0 m
- A 13.2 m
- A 15.6 m
- A 19.8 m

5.2.2.2 Análisis de vulnerabilidad por el método CPT

En la Figura 73 se presenta el conjunto de resultados obtenidos tanto de la exploración con el cono, así como del análisis de vulnerabilidad a la licuación.

De acuerdo con el I_c presentado a lo largo del material explorado, se tiene una zona de intercalación del material a los 13 m de profundidad, produciendo que una serie de capas por debajo de esa profundidad se consideren como no licuables.

Las metodologías del coeficiente de reducción de esfuerzos presentan mínimas diferencias en el factor de seguridad final.

Los resultados de este análisis de vulnerabilidad indican que prácticamente todo el depósito de suelo es licuable, salvo algunas capas y lentes delgados localizados antes de los 5.0 m y posteriores a los 14.0 m de profundidad.

5.2.2.3 Análisis de vulnerabilidad por el método V_s

La Figura 74 muestra el conjunto de resultados obtenidos de la medición de velocidades de ondas de cortante, donde se aprecia que los materiales con V_s superiores a los 400 m/s presentan una baja vulnerabilidad a la licuación.

Con el método de análisis con V_s , las capas licuables se localizan a las siguientes profundidades:

- De 2.0 a 6.0 m
- De 10.0 a 14.0 m
- De 16.0 a 17.0 m

A diferencia del caso A, el bajo contenido de partículas finas en las muestras de suelo recuperadas del sitio B durante el sondeo de penetración estándar, tuvo considerable influencia en este análisis de vulnerabilidad.

Del mismo modo que en los análisis anteriores, la metodología empleada para determinar el coeficiente de reducción de esfuerzos, produce una ligera variación en el valor de la CSR, lo que implica que los factores de seguridad sean similares.

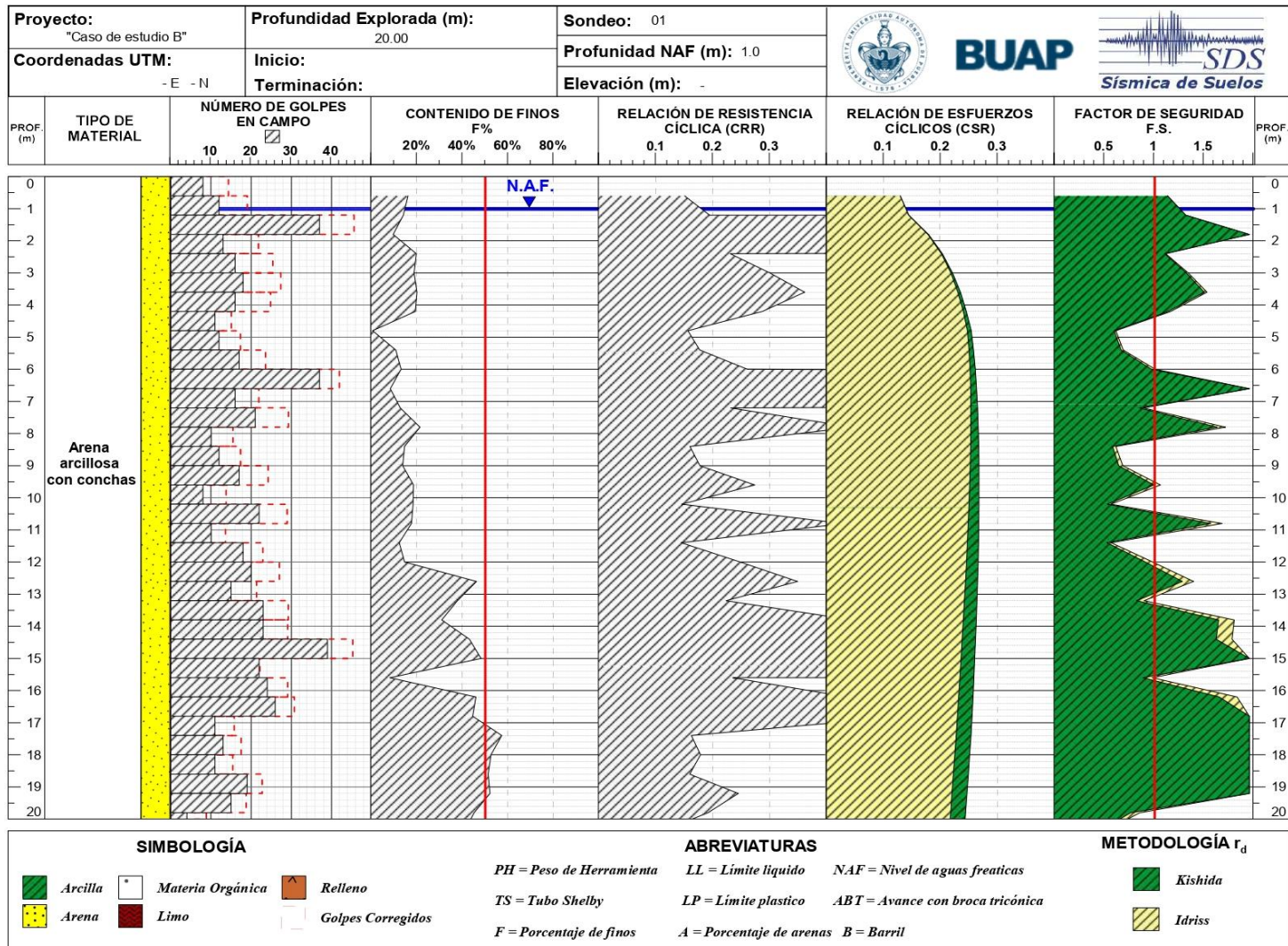


Figura 72. Perfil estratigráfico del SPT y resultados del análisis de vulnerabilidad a la licuación del caso de estudio B

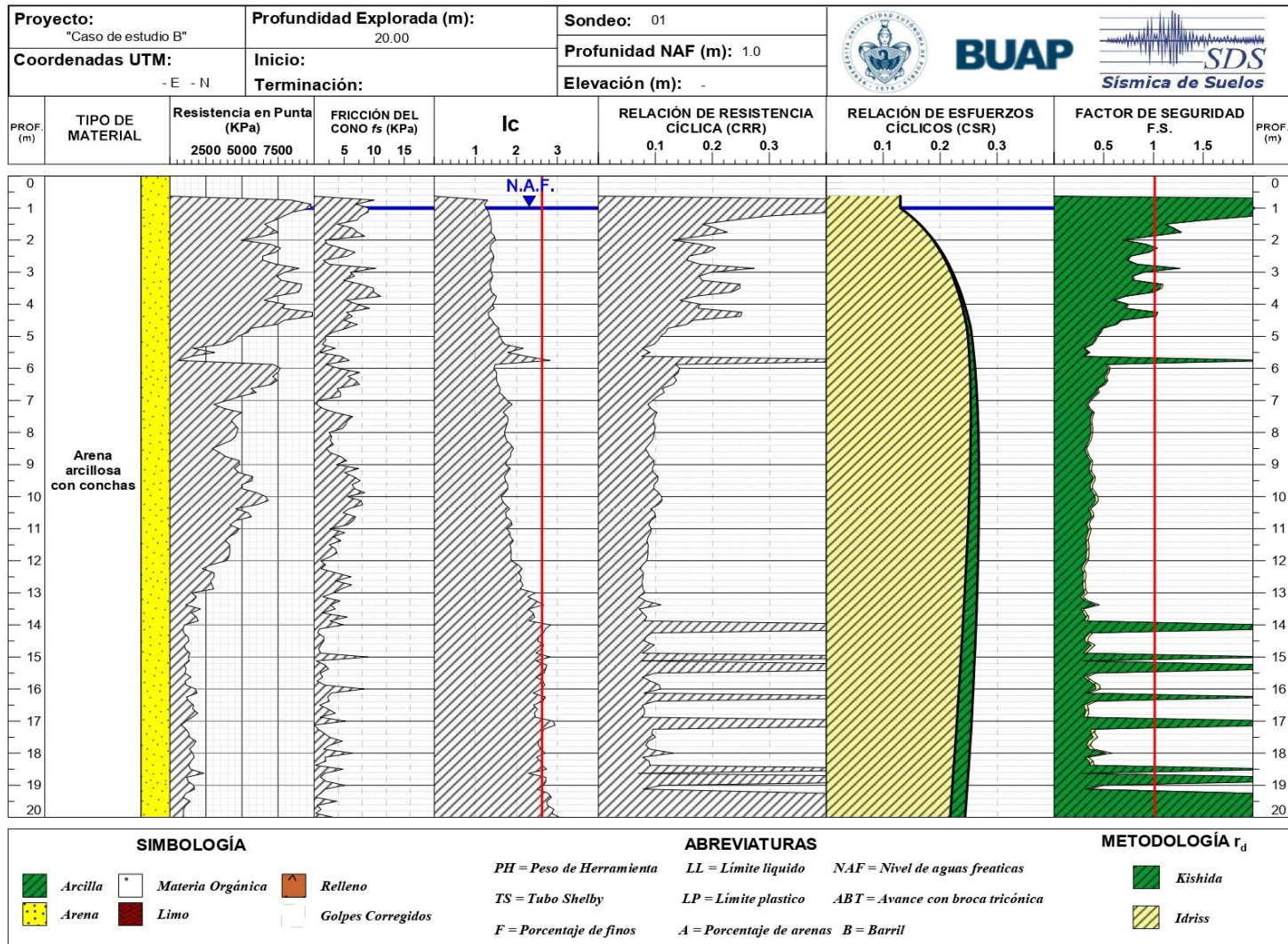


Figura 73. Perfil estratigráfico obtenido del CPT y resultados del análisis de vulnerabilidad a la licuación del caso de estudio B.

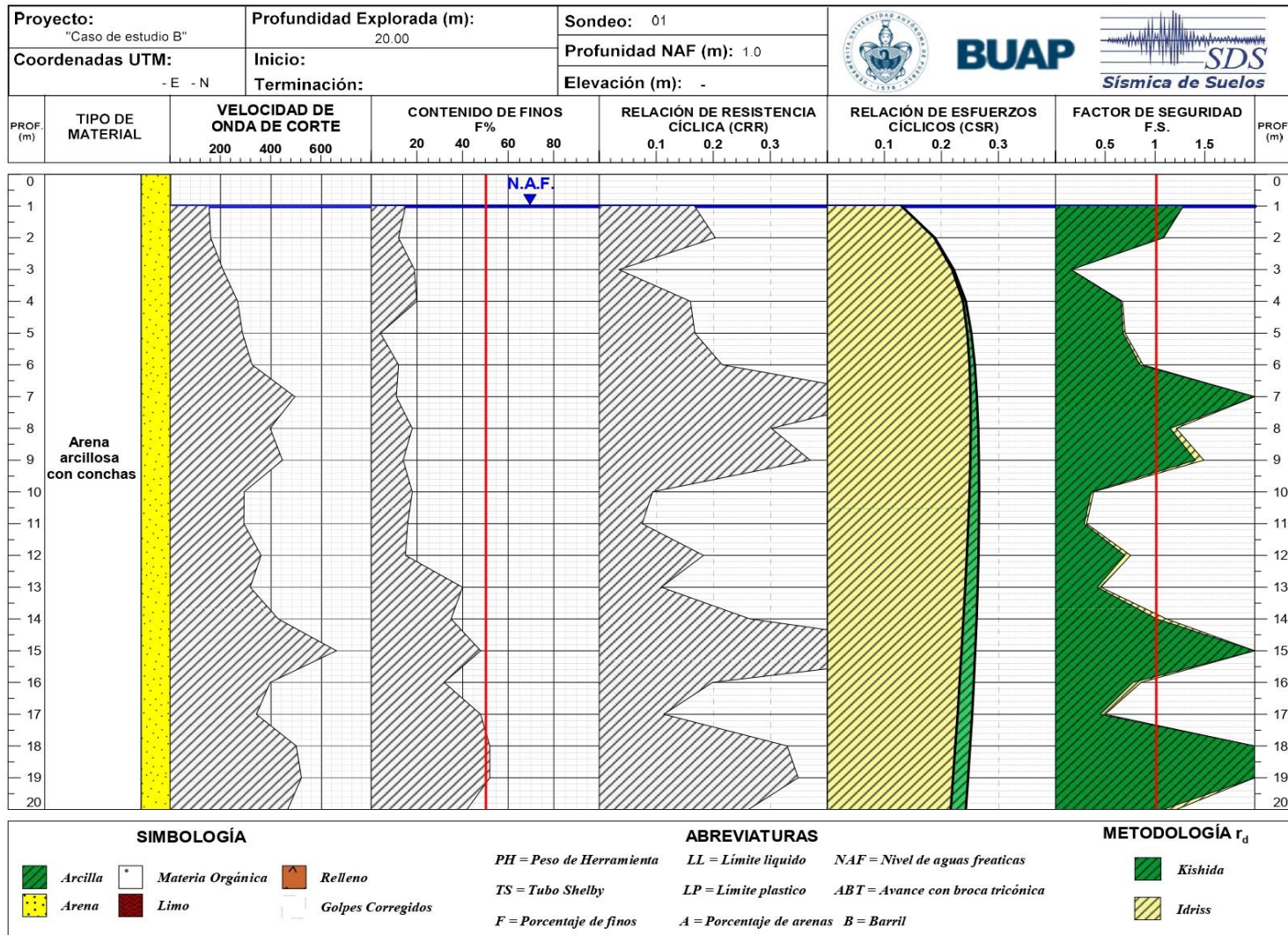


Figura 74. Perfil de velocidades de ondas de corte y resultados del análisis de vulnerabilidad a la licuación del caso de estudio B.

5.3 Resultados del cálculo de desplazamientos

Empleando los procedimientos descritos en el capítulo 2 de este trabajo, en conjunto con las propiedades de los materiales, las características de los sitios y los resultados del análisis de vulnerabilidad a la licuación en los sitios A y B, se han determinado los asentamientos que se producirán; así como los desplazamientos laterales, tras presentarse la licuación.

5.3.1 Asentamientos por licuación

Con la información obtenida de los materiales recuperados de la exploración geotécnica, es posible determinar el valor de la compacidad relativa que, en conjunto con el factor de seguridad ante la licuación, permite aplicar el método de Ishira (1992) para conocer el valor de la volumétrica postlicuación y asentamientos asociados.

5.3.1.1 Análisis de asentamientos en el sitio A

De acuerdo con las características del material registradas durante la exploración geotécnica y el factor de seguridad obtenido del análisis de vulnerabilidad a la licuación, se ha empleado el método de Ishihara (1992), para determinar la magnitud de los asentamientos. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 6.

| Método de Exploración | Profundidad de Estratos licuables | Asentamientos |
|-----------------------|---|---------------|
| SPT | 3.5 a 5.5 m 14.8 a 18.0 m | 0.23 m |
| CPT | 3.2 a 5.0 m 14.5 a 20.0 m | 0.20 m |
| Vs | 4.0 a 5.0 m 15.0 a 16.0 m 18.0 a 20.0 m | 0.29 m |

Se destaca que las diferencias en el valor de los asentamientos estimados por cada uno de los métodos de exploración, se atribuyen al detalle con el que se estudia el suelo en los sondeos.

5.3.1.2 Análisis de asentamientos en el sitio B

Con base en los resultados obtenidos de los sondeos exploratorios, se presentan los asentamientos estimados en la Tabla 7.

| Tabla 7. Asentamientos estimados, de acuerdo con el método de exploración ejecutado | | |
|---|---|---------------|
| Método de Exploración | Profundidad de Estratos licuables | Asentamientos |
| SPT | 4.8 a 6.0 m 7.2 m 8.4 a 10.2 m 11.4 a 12.0 m 13.2 m 15.6 m 19.8 m | 0.18 m |
| CPT | Todo el estrato | 0.50 m |
| Vs | 2.0 a 6.0 m 10.0 a 14.0 m 16.0 a 17.0 m | 0.23 m |

Al igual que en el sitio de estudio anterior, se atribuye la variación en el valor de los asentamientos a la diferencia con la que se registran valores en cada una de las técnicas de exploración, así como a las características del material reportado en cada estudio.

5.3.2 Desplazamiento lateral

Con base en las condiciones locales de cada uno de los sitios estudiados, los datos obtenidos de la exploración geotécnica del material y los resultados de los análisis de vulnerabilidad a la licuación, se ha calculado la magnitud de los desplazamientos laterales que se presentarán en cada sitio.

5.3.2.1 Análisis de desplazamiento lateral en el sitio A

Este sitio de estudio, presenta las siguientes características:

- Magnitud del sismo de diseño (M): 7.5
- Distancia horizontal al epicentro (R): 30 km
- Espesor de las capas licuables (F_{15}): 5.2, 7.3, 4.0 m
- Contenido de finos promedio ($D50_{15}$): 26 %
- Valor medio del tamaño de la partícula (T_{15}): 0.8 mm
- Pendiente del sitio (S): 3%

Los resultados en la Tabla 8, muestran desplazamientos laterales similares entre si.

Tabla 8. Desplazamientos laterales en el Sitio A, de acuerdo con el método de exploración ejecutado

| Método de Exploración | Espesor licuable | Desplazamiento lateral |
|-----------------------|------------------|------------------------|
| SPT | 5.2 m | 0.413 m |
| CPT | 7.3 m | 0.496 m |
| Vs | 4.0 m | 0.358 m |

5.3.2.2 Análisis de desplazamiento lateral en el sitio B

Por último, el sitio de estudio B presenta las siguientes condiciones:

- Magnitud del sismo de diseño (M): 7.5
- Distancia horizontal al epicentro (R): 30 km
- Espesor de las capas licuables (F_{15}): 6.0, 17.0, 9.0 m
- Contenido de finos promedio ($D50_{15}$): 22%
- Valor medio del tamaño de la partícula (T_{15}): 0.8 mm
- Pendiente del sitio (S): 3%

La Tabla 9 presenta los resultados del análisis de asentamientos laterales.

Tabla 9. Desplazamientos laterales en el Sitio B, de acuerdo con el método de exploración ejecutado

| Método de Exploración | Espesor licuable | Desplazamiento lateral |
|-----------------------|------------------|------------------------|
| SPT | 6.0 m | 0.53 m |
| CPT | 17.0 m | 0.94 m |
| Vs | 9.0 m | 0.66 m |

Se destaca que la diferencia en el valor de la magnitud de los desplazamientos laterales del CPT con respecto a los otros métodos, se atribuye a la calidad de los materiales registrados durante el ensaye, al igual que en los asentamientos.

CAPÍTULO 6. VALORACIÓN DE MÉTODOS

El estudio de las metodologías presentadas para determinar el factor de seguridad ante la licuación, los asentamientos y desplazamientos horizontales de la masa de suelo, los resultados de los análisis paramétricos y los casos de estudio expuestos en este trabajo, han proporcionado información valiosa e inexistente hasta la fecha, con la que es posible establecer una comparación que indique las ventajas, desventajas y oportunidades en los procedimientos expuestos.

6.1 Relación de esfuerzos cíclica o cyclic stress ratio (CSR)

De acuerdo con los procedimientos expuestos en el capítulo 1 para determinar el valor de la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) y los resultados obtenidos en los capítulos 3 y 5 de este trabajo se hacen las siguientes observaciones:

- Para conocer el valor de a_{max} se recomienda usar normatividad local que exponga las condiciones sísmicas del suelo en la zona de estudio. En México se puede hacer uso del Manual de CFE (2017) a través del software PRODISIS. Sin embargo, se destaca que un estudio de respuesta de sitio, en conjunto con un estudio de peligro sísmico proporcionaría las condiciones reales a las que se someterá el depósito estudiado.
- Es indispensable extraer muestras inalteradas de los materiales y determinar su peso volumétrico para conocer sus condiciones de esfuerzos.
- De las metodologías propuestas para determinar el coeficiente de reducción de esfuerzos, se recomienda el método propuesto por Idriss (1999), debido a la relativa sencillez con la que se determina su valor.
- Si bien el procedimiento propuesto por Kishida y Boulanger (2009) es el más actual de los métodos para calcular r_d , se requiere del perfil de velocidades de onda cortante del suelo estudiado. Sin embargo, conocer estos valores permite realizar un estudio de respuesta de sitio, de donde se obtendrían resultados más representativos del comportamiento del material.

6.2 Relación de resistencia cíclica o cyclic resistance ratio (CRR)

6.2.1 Sondeo de penetración estándar (SPT)

Los SPT's son los más utilizados en México para realizar exploración geotécnica y permiten recuperar muestras alteradas de suelo durante su ejecución, lo que además de permitir clasificar con certeza el material de estudio, representa una clara ventaja con respecto a otros sondeos.

A continuación, se destacan los puntos más importantes de determinar el valor de la CRR con el método SPT:

- Se recomienda aplicar el método de Idriss y Boulanger (2008) para el cálculo del factor de normalización, C_N .
- De acuerdo con los diámetros de perforación empleados en México (menores a 100 mm), se considera adecuado tomar el factor C_B unitario.
- Considerando el uso de muestreadores estándar en la práctica mexicana, corresponde emplear un factor C_S también unitario.
- Para el uso de martillos de seguridad o de pistón el factor C_E promedio es 0.95 y aumenta a 1.05 si se emplean martillos automáticos.
- El factor C_R cambia de forma escalonada con la profundidad, generando curvas irregulares. Por ello, se propone en este trabajo la expresión 70, que produce el cambio gradual de este parámetro.
- El efecto que produce el cambio en el contenido de finos en la estimación del CRR y el FS es significativa.
- La propuesta más reciente en el cálculo de CRR (Idriss y Boulanger, 2008) no tiene efectos importantes en suelo con un bajo contenido de finos en comparación con el método de Youd, et al (2001). Sin embargo, resulta más conservador cuando el contenido de finos se incrementa.

6.2.2 Sondeo de cono eléctrico (CPT)

Esta técnica de exploración es la más estudiada para aplicar sus resultados en un análisis de vulnerabilidad a la licuación. De su procedimiento para determinar el valor de la relación de resistencia cíclica, se destacan las siguientes observaciones.

- Aun cuando los cambios son menores, es conveniente incluir los efectos de la presión de poro, así como por el esfuerzo total en la resistencia por punta, para todos los análisis de licuación con el fin de obtener resultados consistentes con las metodologías desarrolladas.
- De acuerdo con los resultados presentados en la Figura 38, materiales con un $Q_{tn} \leq 10$, tienen pocas posibilidades de presentar el fenómeno de licuación.
- Se recomienda evitar el uso del procedimiento propuesto Boulanger e Idriss en 2014 para determinar el valor de $Q_{tn,cs}$, a menos que se disponga de información sobre el contenido de finos.
- Para determinar el valor de la CRR se recomienda el uso de la expresión propuesta por Boulanger e Idriss en 2014, por contar con una base de datos más extensa para su obtención.

6.2.3 Sondeo para determinar la velocidad de ondas de cortante (Vs)

De los métodos expuestos para determinar el valor de la relación de resistencia cíclica, el que considera la velocidad de ondas de cortante es el que presenta una mayor incertidumbre en sus resultados, debido a la falta de investigación alrededor de su aplicación en la vulnerabilidad a la licuación de los suelos. De estos métodos se destaca lo siguiente:

- Las mayores variaciones se deben a las diferencias que existen entre las velocidades de onda cortante corregidas.
- El valor de del producto de K_{a1} con V_{s1} debe ser menor que V_{s1}^* , de lo contrario, la expresión para determinar el valor de la CRR deja de ser funcional hasta que se cumpla con esta condición.

- Debido a los cambios producidos por los factores de corrección K_a en la relación de resistencia cíclica, se recomienda considerar materiales con una antigüedad de 10,000 años, a menos que se cuente con información distinta confiable.

6.3 Métodos de ajuste al factor de seguridad

Estos parámetros de ajuste al factor de seguridad, se originan debido a que los métodos para determinar los valores de la CSR y CRR son incapaces de considerar algunas de las variables que producen la licuación del medio, por lo que su uso es necesario en cada análisis de vulnerabilidad.

De los métodos expuestos en este trabajo, se realizan las siguientes observaciones.

- Se recomienda el uso del factor de escala por magnitud del sismo propuesto por Boulanger e Idriss (2015), debido a que es el único método que considera la resistencia a la penetración obtenida del SPT y CPT.
- El parámetro K_σ se limita a un valor máximo unitario, con el fin de evitar sobreestimaciones en la resistencia del suelo a la licuación.
- K_σ reduce el factor de seguridad, cuando el esfuerzo efectivo es mayor a la presión atmosférica.

6.4 Métodos para determinar la deformación del suelo debido a la licuación.

La metodología propuesta por Ishihara (1992), así como la de Bartlett y Youd (1992), dan una idea de la magnitud de los desplazamientos tanto verticales como laterales que se deben esperar en campo, asumiendo la posibilidad de variaciones importantes en los desplazamientos presentados tras el fenómeno de estudio.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El estudio de la vulnerabilidad a la licuación y los asentamientos inducidos, a partir de un análisis paramétrico de todos los factores involucrados en las diferentes metodologías, así como la aplicación a casos reales, permiten emitir las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- Con base en los resultados obtenidos de los análisis realizados, se recomienda establecer la relación de esfuerzos cíclicos y utilizar los métodos SPT, CPT y Vs para determinar el potencial de licuación de un material a través de la relación de resistencia cíclica.

Relación de esfuerzos cíclicos (CSR):

- La manera más precisa para determinar el valor de la aceleración horizontal que se desarrollará en una columna de suelo durante un sismo es realizando un estudio de respuesta de sitio. Alternativamente, para conocer el valor de la aceleración máxima en superficie (a_{max}), se recomienda usar la normatividad local que exponga las condiciones sísmicas del suelo en la zona de estudio.
- Si bien el procedimiento propuesto por Kishida y Boulanger (2009) es el más reciente de los métodos para calcular el factor de reducción de la aceleración (r_d) con la profundidad, se requiere del perfil de velocidades de onda cortante del suelo estudiado y no siempre se tiene disponible.
- De las metodologías analizadas para determinar el coeficiente r_d , se recomienda emplear el método propuesto por Idriss (1999), debido a la relativa sencillez con la que se determina su valor.

Relación de resistencia cíclica con el método SPT:

- El uso del sondeo de penetración estándar para determinar el potencial de licuación de un suelo es aplicable bajo cualquier circunstancia.
- Se recomienda aplicar el método de Idriss y Boulanger (2008) para el cálculo del factor de normalización, C_N .
- De acuerdo con los diámetros de perforación empleados en México (menores a 100 mm), se considera adecuado tomar el factor C_B unitario.

- Considerando el uso de muestreadores estándar en la práctica mexicana, corresponde emplear un factor C_S también unitario.
- Para el uso de martillos de seguridad o de pistón el factor C_E promedio es 0.95 y, para martillos automáticos aumenta a 1.05.
- El factor C_R cambia de forma escalonada con la profundidad, generando curvas irregulares. Por ello, se propone en este trabajo una expresión que produce el cambio gradual de este parámetro.
- El efecto que produce el cambio en el contenido de finos en la estimación del CRR y el FS es significativa. Se ratifica que este es uno de los parámetros que controlan el fenómeno de la licuación.
- La propuesta más reciente en el cálculo de CRR (Idriss y Boulanger, 2008) no tiene efectos importantes en suelo con un bajo contenido de finos en comparación con el método de Youd, et al (2001). Sin embargo, resulta más conservador cuando el contenido de finos se incrementa.
- Los sondeos de penetración estándar además de aportar información necesaria para ejecutar un análisis de vulnerabilidad a la licuación aceptable, tienen como ventaja principal la recuperación de muestras de suelo y la facilidad de capacitar al personal para su correcta ejecución. Sin embargo, el realizar registros de resistencia a la penetración cada 0.6 m puede implicar una falta de detalle durante el análisis de vulnerabilidad.

Relación de resistencia cíclica con el método CPT:

- Aun cuando los cambios son menores, es conveniente incluir los efectos de la presión de poro, así como por el esfuerzo total en la resistencia por punta.
- Materiales con un $Q_{tn} \leq 10$, tienen pocas posibilidades de presentar el fenómeno de licuación.
- Se recomienda evitar el uso del procedimiento propuesto Boulanger e Idriss en 2014 para determinar el valor de $Q_{tn,cs}$, a menos que se disponga de información confiable del contenido de finos obtenido con muestras recuperadas.
- La aplicación del CPT para determinar el valor de la CRR se ve limitada por materiales que impidan la penetración del cono, por no recuperar muestras de

suelo durante su ejecución y por la necesidad de capacitar al personal para su empleo.

- La técnica CPT tiene la gran ventaja de conocer la resistencia por punta, resistencia en el fuste, presión de poro y, si se desea, la velocidad de ondas de compresión, ondas de corte y tiempo de disipación del exceso de presión de poro.
- Los resultados del factor de seguridad presentados en este trabajo con el método CPT son similares con los otros métodos.
- En mi opinión la técnica de exploración más eficiente para determinar el potencial de licuación de un material es el CPT. La técnica permite generar un perfil continuo del suelo evitando incertidumbres entre profundidades muestreadas, la prueba se ejecuta más rápidamente, los resultados del sondeo se sustentan en sistemas de unidades avalados internacionalmente.

Relación de resistencia cíclica con el método Vs:

- Para determinar el valor de la CRR a partir de la velocidad de ondas de corte, se recomienda el uso de la expresión propuesta por Boulanger e Idriss en 2014, por contar con una base de datos más extensa para su obtención.
- Debido a los cambios producidos por los factores de corrección K_a en la CRR, se recomienda considerar materiales con una antigüedad de 10,000 años, a menos que se cuente con información distinta confiable.

Factor de seguridad

- Se recomienda el uso del factor de escala por magnitud del sismo propuesto por Idriss y Boulanger (2008), debido a que es el único método que considera la resistencia a la penetración obtenida del SPT y CPT.
- Se recomienda que el parámetro K_σ se limite a un valor máximo unitario, con el fin de evitar sobreestimaciones en la resistencia del suelo a la licuación.
- Los factores de seguridad obtenidos con los procedimientos empleados aplicados a casos reales, presentan ligeras variaciones entre sus resultados. Ello se atribuye principalmente al detalle con el que se realiza registro del perfil de suelo estudiado.

- Se considera que existe una amplia área de investigación en la determinación de la vulnerabilidad a la licuación empleando las velocidades de ondas de corte, por lo que se recomienda respaldar la resistencia a la licuación obtenida de este método, con los resultados obtenidos de algunos de los métodos de penetración.

Deformaciones

- Se recomienda emplear el método de Ishihara (1992) para la estimación de los asentamientos por licuación. Este parámetro se considera fundamental en la toma de decisión sobre aplicar, o no, un mejoramiento masivo en un depósito licuable.
- La metodología planteada por Bartlett y Youd (1992) para el cálculo de los desplazamientos laterales por licuación, debe considerarse sólo como un índice cualitativo de las posibles deformaciones inducidas. Se pueden tener variaciones significativas en sus resultados, con respecto a la realidad.

Generales

- Para todos los métodos analizados, es ideal extraer muestras inalteradas de las unidades estratigráficas representativas y determinar sus peso volumétricos para definir las condiciones de esfuerzos en el depósito.
- Se recomienda evitar el uso de correlaciones fuera de las consideradas explícitamente en los métodos de análisis.
- Se debe tener especial precaución al detectar materiales que se encuentren en las consideraciones límite de las curvas de valores CRR, debido a que se cuenta con pocos casos históricos, que respalden el comportamiento del material bajo estas condiciones.
- Se recomienda emplear la expresión propuesta en este trabajo para considerar el cambio gradual en el factor C_R al evaluar la CRR con el método SPT.

Los resultados de este trabajo, conclusiones y recomendaciones se pueden aplicar directamente al análisis de vulnerabilidad a la licuación de suelos en la práctica de la ingeniería geotécnica.

Bibliografía

- Aguilar, R. (2012). Análisis paramétrico del desplazamiento por dispersión lateral causado por el fenómeno de licuación. *XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*.
- Andrus, R. D. (1994). In situ Characterization of Gravelly Soils That Liquefied in the 1983 Borah.
- Andrus, R. D., & Stokoe, K. H. (1998). Liquefaction Resistance Based on Shear Wave Velocity. *NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*.
- Andrus, R. D., & Stokoe, K. H. (November de 2000). Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 105-1025.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H., & Juang, C. H. (May de 2004). Guide for Shear-Wave-Based Liquefaction Potential Evaluation. *Earthquake Spectra*, 20, 285-308.
- Arango, I., Lewis, M., & Kramer, C. (2000). Updated liquefaction potential analysis eliminates foundation retrofitting of two critical structures. *Soil Dynamyc Earthquake Engineering*, 17-25.
- Bartlett, S. F. (1992). *Empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction-induced lateral spreads (Tech. Rep. NCEER-92-0021)*. New York.
- Boulanger, R. W. (1995). Investigation and evaluation of liquefaction related ground displacements at Moss Landing DURING the 1989 Loma Prieta Earthquake. *No. UCD/CGM-95/02*. (U. o. Calif, Ed.) Davis, Calif.: Center for Geotechnical Mdlng.
- Boulanger, R. W. (2014). CPT and SPT based liquefaction triggering procedures.
- Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2007). Discussion of "Evaluation of Cyclic Softening in Silts and Clays". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 641-652.
- Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2014). *CPT AND SPT Based Liquefaction Triggering Procedures*. University Of California , Department Of Civil & Enviromental Engineering, Davis.
- Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2016). CPT-Based Liquefaction Triggering Procedure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- Boulanger, R., & Idriss, I. (2004). Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. *Proc., 11th Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, (págs. 32-56). Tokyo.
- Boulanger, R., & Idriss, I. (2015). Magnitude scaling factors in liquefaction triggering procedures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.

- Boulanger, R., & Idriss, I. (2016). CPT-Based Liquefaction Triggering Procedure. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*
- Braja, M. D., & Lou, Z. (2016). *Principles of Soils Dynamics* (3rd ed.). CENGAGE Learning.
- Campanella, R., Gillespie, D., & Robertson, P. (1982). Pore Pressures During Cone Penetration Testing. *2nd European Symposium on Penetration Testing*.
- Cetin, K. O. (2009). CPT-based probabilistic soil characterization and classification. " *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 84-107.
- Cetin, K., Unutmaz, B., & Isik, N. (2004). Seismically-induced landslide at Degirmendere Nose, Izmir Bay after 1999 Kocaeli (Izmit) – Turkey Earthquake. *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 189-197.
- Chen C J, a. J. (2000). Calibration of SPT - and CPT - based liquefaction evaluation methods. *Innovationd and Aplicacions in Geotechnical Site Characterization*(97), 49-64.
- Chen, Y.-M., Zhoun, Y.-G., & Ke, H. (12-17 de October de 2008). Shear Wave Velocity-Based Liquefaction Resistance Evaluation: Semi-Theoretical Consideration and Experimental Validations. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Das, B. M., & Luo, Z. (2016). *Principles of Soil Dynamics*. CENGAGE Learning.
- Douglas, B., Olson, R., & Martin, G. (1981). Evaluation of the cone penetrometer test for SPT liquefaction assessment. *Session on In Situ Testing to Evaluate Liquefaction Susceptibility, ASCE National Convention*, (págs. 81-544).
- Gilstrap, S. D. (1998). CPT based liquefaction resistance analyses evaluated using case histories.
- Hwang, J. Y. (s.f.). Investigations on soil liquefaction during the Chi-Chi earthquake. *Soils Foundations*, 107-123.
- Hynes, M. E. (1999). Influence of confining stress on liquefaction resistance. *Proc., Int. Workshop on Phys. and Mech. of Soil Liquefaction*, (págs. 142-152). Rotterdam, The Netherlands.
- Idriss, I. (1999). An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential USA. *Proceedings TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction*.
- Idriss, I. M. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. 261.
- Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2006). Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115-130.
- Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2010). *SPT- Based Liquefaction Triggering Procedures*. University of California, Department of Civil & Enviromental Engineering, Davis.

- Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, 351-451.
- Ishihara, K. (1996). *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*. Oxford: Clarendon Press.
- Ishihara, K. y. (1992). Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes. *Soils and Foundations*, 173-188.
- Ishihara, K., & Yoshimine, M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils and Foundations*, 173-188.
- Jefferies, M. G. (1993). Estimation of SPT N Values from the CPT.
- Juan C H, C. C. (2001). Probabilistic Framework for Liquefaction Potential by Shear Wave Velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- Juang, H., Yuan, H., Lee, D.-H., & Lin, P.-S. (2003). Simplified Cone Penetration Test-based Method for Evaluating Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*, 66-80.
- Juarez Badillo, E. (1986). *Mecánica de suelos: fundamentos de la mecánica*. México: Limusa.
- Kayen, R., Moss, R. E., Thompson, E. M., Seed, R. B., Cetin, K. O., Kiureghian, A. D., . . . Tokimatsu, K. (March de 2013). Shear-Wave Velocity–Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 407- 419.
- Kishida, H. (1966). Damage to Reinforced Concrete Buildings in Niigata City with Special Reference to Foundation Engineering, *Soil and Foundation*. 71-88.
- Kishida, T. B. (2009). Site effects for the Sacramento-San Joaquin Delta. *Earthquake Spectra*, 301-322.
- Kishida, T., & Boulanger, R. (2009). Site effects for the Sacramento-San Joaquin Delta. *Earthquake Spectra*, 301-332.
- Koizumi, Y. (1966). Change in Density of Sand Subsoil Caused by the Niigata Earthquake. *Soil and Foundation*, 38-44.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice Hall.
- Liao, S., & Whitman, R. (1986). Overburden correction factors for SPT in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 373-377.
- Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo*. (2008). Comisión Federal de Electricidad.
- Marcuson III, W., & Bieganousky, W. (1977). Laboratory Standard Penetration Tests on Fine Sands. *Journal of the Geotechnical Engineering*, 565-588.
- Moss, R. E. (2006). CPT-based probabilistic and deterministic assessment of in situ seismic soil liquefaction potential. *Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1032-1051.

- Ntritsos, N., & Cubrinovski, M. (2020). A CPT-based effective stress analysis procedure for liquefaction assessment. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.
- Ohta, Y. a. (1978). Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes. *Earthquake Eng. Struct. Dyn*, 167-187.
- Quintos Lima, G., & Aguilar Becerril, R. (2018). Análisis de Espectros de Sitio del Sismo de 2017.
- Rahman, M. Z., & Siddiqua, S. (2016). Liquefaction Resistance Evaluation of Soils Using Standard Penetration Test Blow Count and Shear Wave Velocity. *Geovancouver*.
- Robertson, P. (2016). Cone Penetration Test (CPT)-based soil behavior type (SBT) classification system – an update. *Canadian Geotechnical Journal*.
- Robertson, P. K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 151-158.
- Robertson, P. K. (1998). Evaluating cyclic liquefaction. *Can. Geotech. J.*, 442-459.
- Robertson, P. K. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 442-459.
- Robertson, P. K. (1999). Estimation of Minimum Undrained Shear Strength for Flow Liquefaction Using the CPT. *Earthquake Geotechnical Engineering*.
- Robertson, P. K. (2004). Evaluating Soil Liquefaction and Post-earthquake deformations using the CPT.
- Robertson, P. K. (2009). Interpretation of Cone Penetration Tests a Unified Approach. *Canadian Geotechnical Journal*.
- Robertson, P. K. (2009). Performance based earthquake design using the CPT. *International Conference on Performance-Based Design in Earthquake*.
- Robertson, P. K. (2010). Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- Robertson, P. K., & Cabal, K. L. (2015). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering* (6th ed.). Gregg Drilling & Testing, Inc.
- Robertson, P., Woeller, D., & Finn, W. (1992). Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 686-695.
- Rollins, K. M. (1998). Shear modulus and damping relationships for gravels. *J. Geotech. Geoenviron. Eng*, 396-405.
- Seed Bolton, H., Idriss, I. M., & Arango, I. (1983). Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data. *Journal of Geotechnical Engineering*, 458-482.

- Seed Bolton, H., Tokimatsu, K., Harder, L. F., & Chung M., R. (1985). Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1425-1445.
- Seed, H. I. (1981). Evaluation of liquefaction potential sand deposits based on observation of performance in previous earthquakes. *ASCE National Convention*, (págs. 481-544).
- Seed, H., & Idriss, I. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses.
- Seed, H., & Idriss, I. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 1249-1273.
- Seed, H., & Idriss, I. (1982). Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes.
- Seed, H., Idriss, I., & Arango, I. (1983). Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal of Geotechnical Engineering*, 458-482.
- Shibata, T., & Teeparaska, W. (1988). Evaluation of Liquefaction Potential of Soils Using Cone Penetration Testing. *Soils and Foundations*, 49-60.
- Skempton, A. (1986). Standard penetration test procedure and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and over consolidation. *Geotechnique*, 425-447.
- Stark, T., & Olson, S. (1985). Liquefaction Resistance Using CPT and Field Case Histories. *Journal of Geotechnical Engineering*, 856-869.
- Stokoe, K. (1985). Shear moduli measurements under true triaxial stresses. 166-185.
- Suzuki, Y. K. (1997). Prediction of liquefaction resistance based on CPT tip resistance and sleeve friction. *Proceedings, 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineerin*, (págs. 603-606). Hamburg, Germany.
- Suzuki, Y. T. (1995). Correlation between CPT data and dynamic properties of in situ frozen samples. *Proceedings, 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. St. Louis.
- Tokimatsu, K., & Yoshimi, Y. (1983). Empirical correlation of soils liquefaction based on SPT N-value and fines content. *Soils and Foundations*, 56-74.
- Vargas Moreno, C. O., Flores López, F. A., & Ortiz Hermosillo, R. E. (2016). Evaluación De La Vulnerabilidad A La Licuación. Ciudad De México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.
- Verdugo, R. (November de 2016). Experimental and conceptual evidence about the limitations of shear wave velocity to predict liquefaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 160 - 174.
- Woods, R. D. (1994). Geophysical Characterization of Sites.

- Youd, T. (2018). Application of MLR Procedure for Prediction of Liquefaction-Induced Lateral Spread Displacement. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*
- Youd, T. L., & Idriss, I. M. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report From The 1996 NCEER And 1998 NCEER/NSF Workshops On Evaluation Of Liquefaction Resistance Of Soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering.*
- Zhang, G. R. (2004). Estimating Liquefaction induced Lateral Deformations from SPT and CPT. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 861-871.
- Zhou, S. (1980). Evaluation of the liquefaction of sand by static cone penetration test. *Proceedings of seventh world conference on earthquake.*