

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA**

**FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS FISICAS Y  
NATURALES**



**INFORME TÉCNICO DE PRÁCTICA SUPERVISADA**

**“ENSAYOS DE PENETRACIÓN SPT Y DP: TEORÍA E IMPLEMENTACIÓN EN  
LA PRÁCTICA PROFESIONAL”.**

Autor: Alejandro Gustavo Bolatti

Docente: M.Sc. Ing. Pablo Agustín Covassi

Matrícula: 36513543

Plan: 20105

**OCTUBRE 2019**

## AGRADECIMIENTOS

A mi familia: mi mamá y papá, Gabi y Calu, por el infinito amor y confianza. A mis hermanos y hermana Ger, Vir y Hori por guiarme y ayudarme a crecer todos estos años. A Lu por los sueños, el aguante, el empuje, el amor y la compañía más cálida y sincera. A Nehuén y Nina por hacer brillar el sol aún frente los días más nublados.

A mis amigos y amigas, por la compañía fraternal y por enriquecerme el alma.

Al Encuentro de Organizaciones, a la banda de Parque Las Rosas y a todas y todos aquellos que luchan por un mundo mejor, que me mostraron que hay saberes que trascienden lo académico y que son igual de importantes y sólo se aprenden en el compartir y hacer de la calle, el barrio y el calor del fuego.

Al Ing. Pablo Agustín Covassi por la dedicación e instarme a realizar un trabajo que implique un aporte en mi formación, ciertamente lo logró. A Emmanuel Hernández y Geoserrana por su humanidad, la confianza y todo lo que me enseñaron.

Al ing. Alejandro Baruzzi por su dedicación con cada alumno y alumna.

A la educación pública, de calidad y gratuita por la oportunidad de estudiar y depositar en mí la responsabilidad de transmitir el conocimiento y luchar por quienes hoy, todavía, no tienen la misma oportunidad que yo.

## RESUMEN

El presente informe técnico culmina el proceso de aprendizaje de la Práctica Supervisada (PS) del alumno Alejandro Gustavo Bolatti, alumno de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.

La PS fue desarrollada en la consultora de estudios geotécnicos Geoserrana, durante el año 2018 en la provincia de Córdoba, abarcando la realización de estudios de suelos, diseño y dimensionado de fundaciones y ejecución de obras de fundación; proyectos en los cuales el alumno participó como asistente técnico.

El contenido del informe, comprende un desarrollo teórico sobre estudios de suelos, enfocado principalmente en los ensayos de penetración de mayor difusión en nuestro país: el Ensayo de Penetración Standard (SPT) y los ensayos de Penetración Dinámica (DP). Se desarrollan las particularidades de cada ensayo, equipamientos y metodología de ejecución.

A sí mismo, se presenta el modelo físico que describe los ensayos de penetración y a partir de este y de la descripción del modelo a través de la ecuación de la onda, se fundamentan las correcciones realizadas sobre los datos obtenidos a partir de los ensayos.

Se presenta un resumen de correlaciones entre los valores obtenidos y distintos parámetros geotécnicos de relevancia y finalmente se exponen las conclusiones a las cuales el alumno pudo arribar a partir de la realización de la PS y el desarrollo del informe.

## CONTENIDO

|   |    |
|---|----|
| CAPÍTULO 1:.....  | 7  |
| <i>INTRODUCCIÓN</i> .....   | 7  |
| CAPÍTULO 2.....   | 10 |
| <i>INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA: EL ESTUDIO DE SUELOS</i> .....         | 10 |
| 2.1 INTRODUCCIÓN .....  | 10 |
| 2.2 NORMA QUE REGULA LOS ESTUDIOS DE SUELO.....                     | 14 |
| 2.3 TIPOS DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA .....                         | 15 |
| 2.4 EXTENSIÓN DEL ESTUDIO DE SUELOS.....                            | 16 |
| 2.4.1 Puntos de prospección.....                                    | 16 |
| 2.4.2 Profundidad de investigación: .....                           | 18 |
| 2.4.3 Tipos de prospecciones: .....                                 | 19 |
| 2.5 - Etapas de un estudio de suelos .....                          | 19 |
| 2.5.1 Etapa preliminar:.....  | 20 |
| 2.5.2 Investigación del sitio:.....                                 | 22 |
| 2.5.3 Ensayos de laboratorio: .....                                 | 25 |
| 2.5.4 Informe técnico .....   | 27 |
| CAPÍTULO 3.....   | 29 |
| <i>MÉTODOS DE EXPLORACIÓN IN-SITU: ENSAYOS DE PENETRACIÓN</i> ..... | 29 |
| 3.1 INTRODUCCIÓN .....  | 29 |
| 3.2 Ensayo de resistencia a la penetración Standard (SPT).....      | 30 |
| 3.3 Ensayos de Penetración Dinámica.....                            | 34 |
| 3.3 ENERGÍA APLICADA: ANÁLISIS DE LA ENERGÍA TEÓRICA .....          | 37 |
| 3.3.1 La ecuación de onda.....                                      | 38 |
| 3.3.2 La mecánica de los ensayos de penetración dinámica.....       | 40 |

|   |    |
|---|----|
| 3.3.3 Fuerza de penetración dinámica: .....   | 44 |
| 3.4 CORRECCIONES APLICADAS A LOS RESULTADOS DE ENSAYOS SPT Y DPSH<br>.....            | 47 |
| 3.4.1 Factor de corrección por energía transmitida a las barras ( <i>CE</i> ) .....   | 47 |
| 3.4.2 Sobrecarga aplicada diferente a 100 Kpa en suelos granulares ( <i>CN</i> )..... | 49 |
| 3.4.3 Corrección por pérdidas debido a longitud del varillaje ( <i>CR</i> ).....      | 51 |
| 3.4.4 Diámetro de la perforación .....  | 52 |
| 3.4.5 Corrección por sistema de muestreo:.....  | 53 |
| CAPÍTULO 4.....   | 54 |
| <i>CORRELACIONES</i> .....  | 54 |
| 4.1 INTRODUCCIÓN .....  | 54 |
| 4.2 CORRELACIÓN A PARTIR DEL MÉTODO SPT:.....   | 54 |
| 4.2.1 Correlación en suelos granulares:.....  | 55 |
| 4.2.2 Correlación en suelos cohesivos:.....   | 61 |
| 4.2.3 Potencial de licuación en arenas:.....  | 63 |
| 4.3 CORRELACIONES A PARTIR DE MÉTODOS DP .....  | 65 |
| 4.3.1 Resistencia dinámica a la penetración del suelo .....                           | 66 |
| 4.3.2 Correlación entre resultados del DPSH y SPT: .....                              | 72 |
| <i>CONCLUSIONES</i> .....   | 76 |
| 5.1 INTRODUCCIÓN .....  | 76 |
| 5.2 CONCLUSIONES EN RELACIÓN A LA EXPERIENCIA PERSONAL .....                          | 76 |
| 5.3 OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES TÉCNICAS .....                                       | 77 |
| 5.3.1 Ensayos de confirmación y de exploración:.....                                  | 77 |
| 5.3.2 Sistematización para la mejora continua de los ensayos de penetración.....      | 78 |
| 5.3.3 Sistematización para la correlación de parámetros geotécnicos.....              | 79 |
| 5.4 Consideraciones finales .....   | 79 |

|                                 |    |
|---------------------------------|----|
| BIBLIOGRAFÍA.....               | 80 |
| ANEXO A.....                    | 82 |
| TAREAS REALIZADAS .....         | 82 |
| ANEXO B.....                    | 86 |
| MARCO GEOLÓGICO DE CÓRDOBA..... | 86 |
| INDICE DE FIGURAS.....          | 87 |
| ÍNDICE DE TABLAS.....           | 89 |

## CAPÍTULO 1:

### **INTRODUCCIÓN**

El presente informe pretende sistematizar los conocimientos adquiridos por el alumno Alejandro Gustavo Bolatti en la Práctica Supervisada, materia correspondiente al plan de estudios de la carrera Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, perteneciente a la Universidad Nacional de Córdoba.

La Práctica Supervisada (PS), consiste en el cumplimiento de 200 horas de trabajo en una institución cuyo ejercicio se encuentre vinculado con la actividad profesional del ingeniero e ingeniera civil. El objetivo es posibilitar que los alumnos y alumnas, puedan poner en práctica los conceptos teórico-prácticos estudiados durante el transcurso académico, vinculados a un área específica de la profesión como arquitectura, obras civiles, hidráulica, transporte, etc; con el acompañamiento de dos tutores: uno perteneciente a la institución en la cual se trabaje y otro docente de la facultad.

El alumno desarrolló su PS en la empresa **GEOSERRANA**, consultora de servicios geológicos, entre los meses de mayo y noviembre del año 2018. Durante dicho período participó de manera activa de distintos proyectos comprendiendo tanto trabajo de campo como trabajo de gabinete. Los responsables designados para el seguimiento del alumno fueron el M.Sc. Ing Civil Pedro Agustín Covassi como tutor interno por parte de la Universidad Nacional de Córdoba y Emmanuel Hernández como tutor externo por parte de la empresa.

La práctica realizada se enmarca dentro del área de obras civiles, con foco en geotecnia, por ser el eje de trabajo de la empresa receptora. La PS permitió experimentar el desarrollo de ensayos en suelos in-situ de forma práctica y trabajos como asistente en diseño y dirección de obras de fundación. Posibilitó el vínculo e interacción entre distintas profesiones y oficios, como la arquitectura y la albañilería, lo que requirió que el alumno desarrolle la habilidad de comunicarse no sólo con sus pares sino con otras formas de pensar y hacer la construcción.

Geoserrana ofrece servicio de estudios geotécnicos y geológicos en el ámbito provincial y nacional. La empresa fue fundada en el año 2014 en la ciudad de Córdoba, ofreciendo servicios de estudios de suelos y perforaciones para extracción de agua. A lo largo de los años, la empresa ha ampliado su capacidad y realizado trabajos de gran envergadura como estudios geológicos y geotécnicos para proyectos de parques solares en Salta, Catamarca, San Juan y La Rioja; estudios de suelos e hidrológicos para construcción de puentes, así como gran cantidad de estudios de suelos a lo largo de toda la provincia de Córdoba y provincias limítrofes. Por otro lado, ha realizado obras de submuración y ejecución de fundaciones directas e indirectas.

Dentro de la empresa, el alumno participó en diversos proyectos de pequeña y mediana escala. Tuvo participación en la ejecución de estudios de suelos para viviendas unifamiliares (Córdoba Capital y Villa Anisacate) y para loteos completos (Alta Gracia y Villa María); participó en la elaboración de los informes técnicos correspondientes y en el pre dimensionado de fundaciones tipo correspondientes a la tipología constructiva a desarrollar por el comitente. El alumno también participó como asistente en el desarrollo del proyecto, diseño y dimensionado de las fundaciones para una cabaña turística en la localidad de Tanti. Además, participó como asistente en la dirección de obras de fundaciones profundas en el sur de la Ciudad de Córdoba y en la localidad de Malagueño.

El contenido de este informe, comprende una investigación sobre los estudios de suelos, con énfasis en la ejecución de ensayos de penetración in-situ y el procesamiento de la información proporcionada por estos para obtener parámetros geotécnicos que permitan analizar el comportamiento de determinado suelo y el diseño de fundaciones que apoyen sobre los mismos.

De esta forma, el capítulo 2 abarca los estudios de suelos en general, sus objetivos, normas que los regulan y todo aquello que permita el correcto diseño de los mismos y su desarrollo.

Por otro lado, el capítulo 3 se enfoca en los ensayos de penetración, particularmente el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y los ensayos de Penetración Dinámica (DP). Se realiza un análisis teórico del comportamiento de una onda frente a los impactos que generan la penetración durante el ensayo y finalmente se describen detalladamente las correcciones a realizar sobre los datos obtenidos en campo.

Posteriormente, el capítulo 4 supone un resumen de las correlaciones más relevantes entre los ensayos estudiados y parámetros geotécnicos de utilidad.

Por último, el capítulo 5 comprende las conclusiones a las que el alumno pudo arribar a partir del desarrollo de la PS y la elaboración del presente informe técnico.

El anexo A, incluye un resumen de las tareas en las cuales el alumno tuvo participación a lo largo de la PS y por último, el anexo B comprende una breve descripción del marco geológico de la región donde tuvieron lugar los distintos trabajos realizados.

## CAPÍTULO 2

### **INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA: EL ESTUDIO DE SUELOS**

#### **2.1 INTRODUCCIÓN**

El estudio de suelos, como parte de una investigación geotécnica es el proceso a través del cual se realiza el reconocimiento y análisis de las características del suelo subyacente al área donde se pretende realizar el emplazamiento de una obra en particular. Incluye la exploración en profundidad del suelo, identificando los distintos estratos y caracterizándolos de forma precisa a través de ensayos de laboratorio, pruebas in-situ y en base a la experiencia del profesional a cargo del estudio a los fines de determinar los parámetros resistentes del mismo para poder proyectar, diseñar y dimensionar las fundaciones correspondientes.

Se trata de un método de observación, ensayo y análisis donde confluyen distintas disciplinas técnicas: La Ingeniería Geológica, la Mecánica de los Suelos y Rocas y la Geoingeniería. La primera, aporta información relacionada a la estructura que compone los distintos materiales, a través de modelos geológicos. Estos modelos se basan en la historia geológica, que considera los diversos procesos que ocurrieron en un lugar determinado, a partir de los cuales se puede reconocer los tipos de suelos que son factibles de encontrar allí.

La Mecánica de los Suelos o de Rocas (Ingeniería Geotécnica), analiza el comportamiento interno de los materiales, y a su vez se basa en la Mecánica del Sólido, Mecánica de los Fluidos y la Mecánica del Discontinuo. Es a través de estas disciplinas que se describen las deformaciones y tensiones que se generan en la estructura interna de un determinado material, a partir de las acciones aplicadas sobre el mismo y de las condiciones de contorno esenciales y naturales.

Caracterizados los materiales y la física que describe su comportamiento, se apela a la Geoingeniería para generar modelos y simulaciones que permitan predecir el comportamiento del suelo en estudio. De esta forma, se obtienen parámetros que definen

las tensiones admisibles y las potenciales deformaciones de un suelo. En la Figura 2.1 se presenta un esquema conceptual de lo anteriormente descrito.

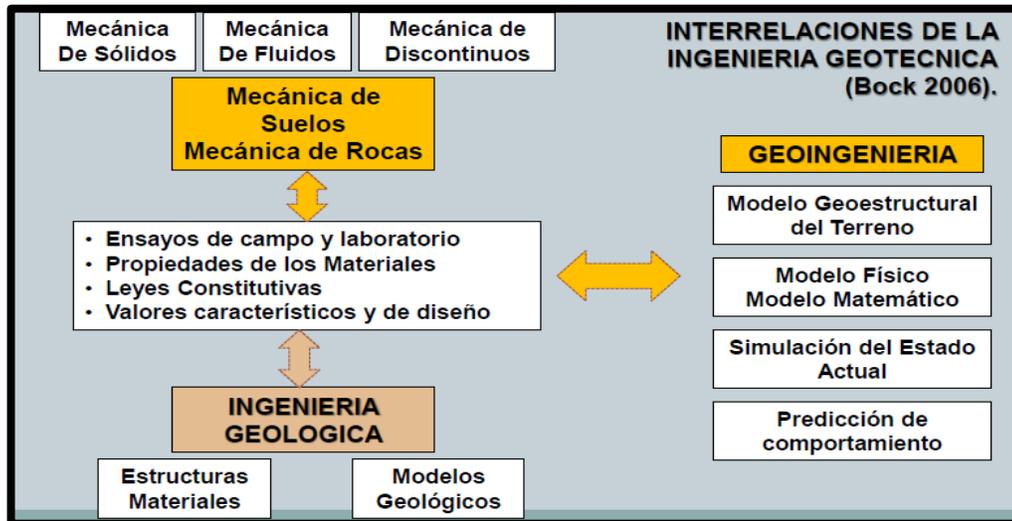


Figura 2.1: Esquema conceptual de las áreas involucradas en la ejecución de un estudio de suelo (Bock, 2006).

El objetivo general de un estudio de suelos es la obtención de información geotécnica relevante para un proyecto ingenieril determinado. Esto implica determinar la conveniencia de determinado predio para realizar el proyecto y permitir un diseño seguro y económico que cumpla con los requisitos mínimos e indispensables conforme a las reglas del buen arte. Además, la investigación geotécnica debe poder sugerir métodos constructivos para la ejecución y prever los cambios y efectos a producirse en el terreno ya sea partir de dicha construcción o por condiciones naturales del mismo.

Entre los objetivos específicos se encuentra poder evaluar la capacidad de carga de la cimentación, es decir determinar el límite para el cual las tensiones transmitidas son menores que aquellas que generan excesivas deformaciones del suelo o incompatibles con el tipo de estructura que soportan. Dicho límite debe verificarse no sólo para la cota de fundación, sino que deberá tenerse en cuenta en el análisis el bulbo de presiones generado por el estado tensional hasta determinada profundidad. A modo de ejemplo, Boussinesq (1883) propuso que el bulbo de presiones frente a un plano sometido a

determinada carga se extiende hasta dos veces el ancho de la superficie de aplicación de la carga.

Resulta fundamental también poder determinar los asentamientos factibles de generarse ante la interacción entre el suelo y la estructura erigida. No sólo deberán analizarse los asentamientos de la estructura como un conjunto, sino especialmente los asentamientos diferenciales, es decir, distintos niveles de asentamiento entre sectores de una misma construcción, que generen estados tensionales entre los mismos, pudiendo comprometer de manera significativa la estabilidad de la estructura. Como puede observarse en la figura 2.2 la composición heterogénea de determinado perfil de suelo, podría ser causante de grandes asentamientos diferenciales de una estructura, los cuales provocan en estas distorsiones angulares que pueden afectar la serviciabilidad o incluso la estabilidad estructural de las mismas. El daño o peligrosidad del mismo, dependerá de la magnitud de los asentamientos y del tipo de estructura así como el uso para el cual se destinará la misma. Por ejemplo, la tolerancia de distorsión angular en un edificio construido con muros de mampostería flexible o tabique será sustancialmente mayor al caso de edificios con pórticos arriostrados. Por otro lado, un edificio en el cual funcionan radares de precisión tolerará asentamientos mínimos (en torno a  $\delta/l = 1/50.000$ ) mientras para el correcto funcionamiento de un puente-grúa los asentamientos deberán mantenerse por debajo de  $\delta/l = 1/300$ . En la figura 2.3 pueden evidenciarse distintos grados de tolerancia de distorsiones angulares frente distintas tipologías estructurales, materiales utilizados y usos de los edificios.

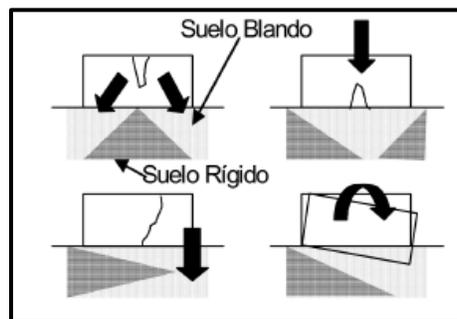


Figura 2.2: Representación esquemática del comportamiento de una estructura frente a condiciones de suelo heterogéneas.

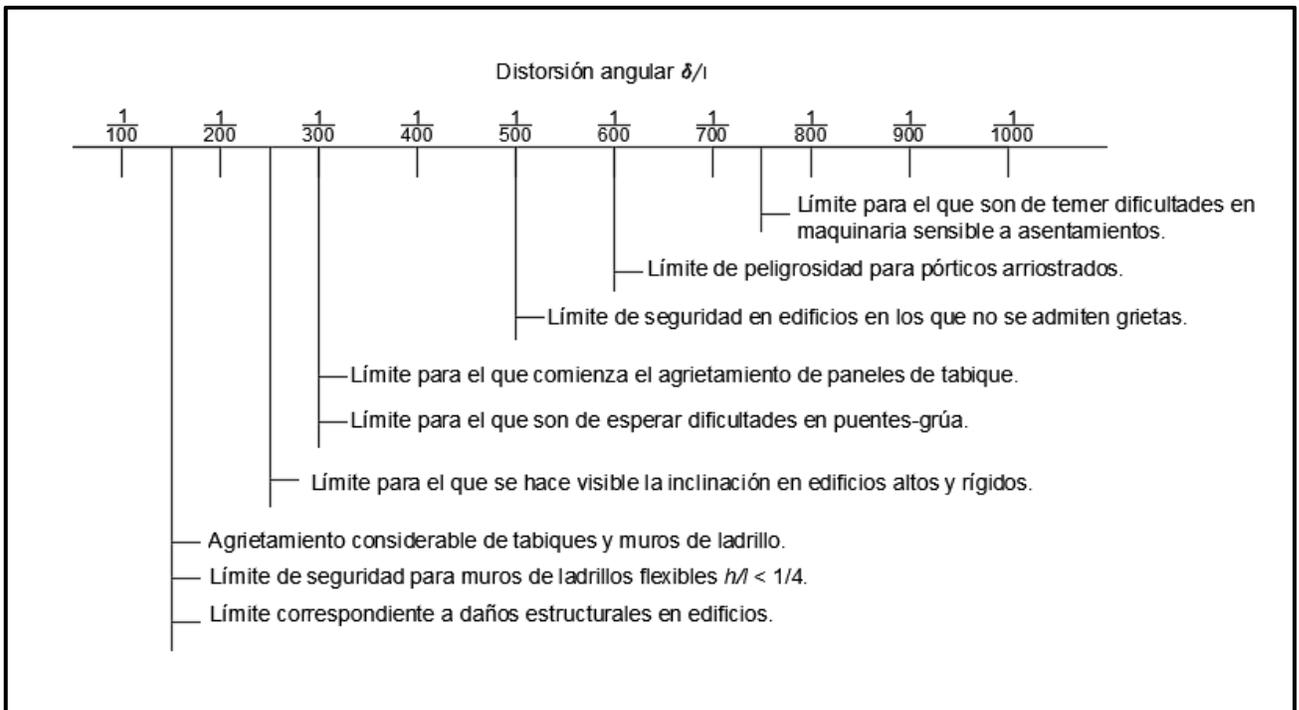


Figura 2.3: Gráfico de tolerancias máximas de distorsiones angulares para distintas tipologías estructurales, materiales y usos en edificios (Lambe y Whitman, 1964).

Otro factor de relevancia, es la posición del nivel freático, durante las distintas épocas del año. Los cambios de humedad debidos a la posición del nivel freático, tienen una influencia directa en las presiones efectivas del suelo, las cuales dominan el comportamiento mecánico del mismo. Esto se refleja en la ecuación de la presión efectiva:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.1)$$

Donde:

$\sigma'$ : Presión efectiva sobre el suelo.

$\sigma$ : Presión total.

$u$ : Presión intersticial.

En la anterior ecuación, la presión intersticial depende del grado de saturación de los espacios vacíos del suelo por parte del agua. De esta forma, resulta intuitivo pensar que a mayor presencia de agua en el suelo, menor será la presión efectiva de este. Esto permite deducir que el nivel freático, tendrá grandes influencias en el comportamiento mecánico del suelo, principalmente en la consolidación y resistencia.

Así mismo, frente a la presencia de agua, el tipo de suelo influirá también en el comportamiento del mismo. Por ejemplo en el caso de suelos de origen eólico (Loess), estos pueden ser potencialmente colapsables o autocolapsables. La resistencia de los mismos en estado seco es relativamente superior ante su resistencia en estado húmedo, pudiendo perder por completo su capacidad de porte frente a la saturación y provocar fenómenos de colapso debido a grandes asentamientos<sup>1</sup>. Por otro lado, arenas sueltas saturadas pueden presentar fenómenos de licuefacción ante la presencia de acciones dinámicas, donde se produce un rápido escurrimiento del agua y consecuente cambio en las presiones efectivas, provocando la desestabilización del suelo.

Por otro lado, el nivel freático de un perfil de suelo, tendrá implicancias sobre las técnicas a utilizar para la ejecución de las fundaciones, debiendo utilizar excavaciones con lodos bentoníticos frente a suelos saturados u otros métodos de impermeabilización e intervención de la napa freática tales como depresión de la misma mediante bombeo.

## 2.2 NORMA QUE REGULA LOS ESTUDIOS DE SUELO

En nuestro país, los requerimientos mínimos a cumplir por una investigación geotécnica para la realización de cualquier proyecto de estructuras, están desarrollados en el Reglamento Argentino de Estudios Geotécnicos, Cirsoc 401. Este reglamento fue publicado por primera vez en 2015 y actualizado en 2018. A su vez, existen publicaciones de comentarios que complementan y aclaran puntos específicos del reglamento en cuestión.

---

<sup>1</sup> En el anexo B se realiza una breve descripción del proceso a través del cual se da la pérdida de capacidad portante y colapso de los suelos Loésicos

El Cirsoc 401, especifica las investigaciones a realizar en un predio o extensión de terreno con el fin de conocer sus características geotécnicas, determinar las condiciones de utilización para una determinada construcción y los recaudos de seguridad a adoptar en relación a terrenos y construcciones adyacentes. Además, aclara que para aquellos aspectos no contemplados en la misma, se podrá utilizar la normativa de organismos públicos con competencia en el proyecto en estudio o normas internacionales de reconocido prestigio, como por ejemplo la norma NBR brasilera o el reglamento Eurocode desarrollado en la Unión Europea.

El contenido del Cirsoc 401, comprende en primer lugar los aspectos generales relacionados al concepto del mismo, su alcance, glosario y unidades utilizadas. Posteriormente se desarrollan los lineamientos y especificaciones para la planificación de un estudio geotécnico. También se presentan los objetivos generales y específicos de un estudio de suelos, los métodos correspondientes para llevarlos a cabo, requerimientos en cuanto al personal idóneo para cada tarea, etc. En los restantes apartados, la norma desarrolla cada una de las etapas: exploración, ensayos de campo, ensayos de laboratorio y finalmente la elaboración del informe técnico.

### **2.3 TIPOS DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA**

En función de la información disponible sobre el área de estudio, el tipo de investigación requerirá mayor o menor complejidad. En predios donde no se cuenta con información previa, deberá abarcarse un gran número de variables dentro del análisis, a los fines de caracterizar el suelo con la suficiente precisión que proporcione la información necesaria para elegir el sitio y realizar los diseños y recomendaciones correspondientes. Este tipo de investigaciones se denomina estudio de exploración. En aquellos donde se cuenta con información previa suficiente y de calidad, el estudio se enfoca en confirmar y ampliar dicha información, denominándose pues, estudios de confirmación. Por otro lado, en predios donde ya ocurrió una falla, la investigación deberá orientarse en determinar las causas de la patología y obtener la información necesaria para llevar a cabo un diseño adecuado y trabajos de reparación. Por último, existen casos en los cuales deben

realizarse investigaciones que proporcionen la información correspondiente a determinar la influencia que puede tener determinada construcción en zonas vecinas.

## **2.4 EXTENSIÓN DEL ESTUDIO DE SUELOS**

Resulta evidente mencionar que el grado de extensión que adquiera un estudio de suelos dependerá de la magnitud y la complejidad del proyecto. A su vez, dependerá también de la fase en la cual se encuentre el mismo. De esta forma, la investigación deberá proporcionar la información que permita desarrollar, según corresponda:

- El análisis de factibilidad de la obra: para ello, deberán realizarse los ensayos y estudios que posibiliten la obtención del perfil del subsuelo y sus propiedades geotécnicas.
- La evaluación de un diseño geotécnico-estructural económico, que cumpla con todas las exigencias del proyecto: se determinarán las propiedades físicas, mecánicas, químicas e hidráulicas del subsuelo, de tal forma que permita el diseño geotécnico de las obras. La cantidad de prospecciones y su distribución, dependerá de la extensión de las obras y su complejidad, así como la del terreno y particularidades del proyecto.
- La verificación de las hipótesis asumidas para el diseño y/o la caracterización de las anomalías geotécnicas detectadas durante la etapa constructiva.

En función de lo antedicho, deberá organizarse la investigación fijando tipo, cantidad de prospecciones a realizar, su separación y la profundidad de las mismas:

### **2.4.1 Puntos de prospección**

La cantidad de prospecciones y su distribución, debe permitir obtener información geotécnica representativa de todo el predio. De esta forma, deberán ubicarse con cierto espaciamiento de tal forma que abarque la totalidad de la superficie bajo estudio, pero permitiendo evidenciar variaciones del perfil en el interior del predio. Se deberá tener en

cuenta, situaciones particulares de la obra o del terreno que ameriten mayor precisión en el estudio, mayor densidad de prospecciones, etc. Las tablas 2.1 y 2.2 especifican la cantidad mínima de puntos a explorar en función del tipo de obra y la distancia máxima entre prospecciones a partir de la ecuación 2.2:

$$l = \alpha \cdot l_0 \quad (2.2)$$

Donde:

$\alpha$ : Coeficiente contenido en la tabla 3.1 Cirsoc 401 en función del tipo de construcción.

$l_0$ : Coeficiente en función del tipo de terreno cuyos valores se obtienen de la tabla 2.2.

Tabla 2.1: resumen de criterios para la determinación de la cantidad mínima de perforaciones exploratorias a ejecutar en función del tipo de obra (Cirsoc 401, 2018).

| Clase | Descripción de las tipologías estructurales   | Cantidad mínima de prospecciones | Coeficiente distancia máxima entre prospecciones |
|-------|---|----------------------------------|--|
| C-1   | Viviendas unifamiliares de dos plantas con una superficie máxima en planta de 250 m <sup>2</sup> en condiciones geotécnicas conocidas.  | 2                                | 1,0  |
| C-2   | Edificios para vivienda o industriales hasta 2 plantas.   | 3                                | 1,0  |
| C-3   | Edificios para vivienda o industriales, de hasta 4 plantas sin muros de carga, con estructura y cerramiento independiente.  | 3                                | 1,0  |
| C-4   | Edificios de viviendas u oficinas de 4 a 10 plantas o que, teniendo hasta 4 plantas, no cumplen las condiciones anteriores.   | 3                                | 0,8  |
| C-5   | Edificios de viviendas u oficinas de 11 a 20 plantas; silos y tanques de almacenamiento.  | 3                                | 0,7  |
| C-6   | Edificios de carácter monumental o singular, o con más de 20 plantas. (Serán objeto de un reconocimiento especial cumpliendo, al menos, las condiciones que corresponden a la clase C-5). | 3                                | 0,6  |
| C-7   | Construcciones complementarias con un área de fundación menor a 50 m <sup>2</sup> .   | 1                                | 1  |
| C-8   | Puentes con luces de hasta 35 m.  | 1 en cada pila o estribo         | -  |

|      |  |                            |   |
|------|--|----------------------------|---|
| C-9  | Puentes con luces mayores de 35 m y/o con calzadas separadas (tableros paralelos). | dos en cada pila o estribo | - |
| C-10 | Obras portuarias discontinuas.   | una en cada estructura     | 1 |
| C-11 | Líneas de transmisión eléctrica.   | una en cada torre          | - |
| C-12 | Obras lineales.  | 3 ó 1 c/50 m               | - |
| C-13 | Estructuras tipo péndulo invertido.  | 2                          | - |

Tabla 2.2: Obtención del coeficiente  $l_o$  en función del tipo de terreno, (Cirsoc 401, 2018).

| Grupo                   | Distancia           | Ejemplo   |
|-------------------------|---------------------|---|
| T-1: Variabilidad baja  | $l_o = 30$ a $40$ m | Grandes llanuras loésicas.                          |
| T-2: Variabilidad media | $l_o = 20$ a $30$ m | Coladas basálticas.                                 |
| T-3: Variabilidad alta  | $l_o = 20$ m        | Antiguas llanuras de inundación de ríos divagantes. |

#### 2.4.2 Profundidad de investigación:

Será la necesaria para caracterizar el perfil de suelo, identificar riesgos y obtener los parámetros físicos necesarios para la obtención de tensiones admisibles, asentamientos y así diseñar fundaciones. Dependerá del tipo de obra ejecutar, la superficie de contacto de las estructuras con el suelo, la magnitud de las cargas, las características geotécnicas y geológicas conocidas a priori, etc. De esta forma, la profundidad adoptada deberá ser mayor a:

- seis metros.
- La profundidad del plano de fundación más dos veces el ancho de la mayor zapata individual o del grupo de pilotes, o diez veces el diámetro del pilote aislado.
- La profundidad a la que el incremento de la tensión efectiva vertical debido a la carga actuante sobre la fundación sea igual al 10% de la presión efectiva de tapada, para suelos cohesivos.

- La profundidad a la que el incremento de la tensión efectiva vertical debido a la carga actuante sobre la fundación sea igual a 20% de la presión efectiva de tapada, para suelos granulares.

### **2.4.3 Tipos de prospecciones:**

Existe una extensa variedad de métodos para la ejecución de investigaciones geotécnicas, que se utilizan solos o combinados con el fin de cubrir los requerimientos técnicos exigidos por el proyecto. Entre ellos se encuentran excavaciones, perforaciones y muestreo. Cada uno de ellos a su vez, presenta una amplia gama de subtipos. La elección del método de exploración, muestreo y ensayos, depende de las características específicas del suelo bajo estudio. Granulometría del suelo, profundidad del nivel freático, estabilidad y variabilidad volumétrica serán factores que influirán en la elección del tipo de prospección a realizar.

## **2.5 ETAPAS DEL ESTUDIO DE SUELOS**

Cuando se habla de un estudio de suelos, se hace referencia a un proceso, que implica determinadas etapas a cumplimentar. Desde una primera aproximación al caso en análisis hasta el estudio detallado de la información obtenida en el trabajo de campo y laboratorio. A partir de estas investigaciones, se pueden generar conclusiones y recomendaciones que permitan alcanzar una solución ingenierilmente adecuada. De este modo, pueden ser clasificadas las etapas como:

1. Etapa preliminar.
2. Investigación del sitio.
3. Ensayos de laboratorio.
4. Informe técnico.

A continuación se explica cada una de ellas.

### 2.5.1 Etapa preliminar:

En esta etapa se obtiene información que posibilite un primer acercamiento sobre el tipo de tareas y ensayos a realizar, así como las herramientas y maquinarias necesarias. En primer lugar, resulta necesario recabar los datos disponibles para contextualizar el caso. Esto implica por un lado recabar información geotécnica disponible de la zona de trabajo, así como información disponible a cerca del proyecto. La información geotécnica se extraerá de mapas geológicos (figura 2.4), mapas geotécnicos, estudios de suelos realizados en las zonas colindantes y a través de la observación de fotografías aéreas mediante el uso de aplicaciones como Google Earth. Con los recursos tecnológicos disponibles actualmente, una imagen satelital permite analizar rápidamente la topografía del sitio, posibles accesos al área de trabajo y obstáculos presentes. Además, posibilita analizar el marco hidro-geológico en el cual se encuadra la zona bajo estudio (figura 2.5) o importar desde software propios de la ingeniería civil como Civil CAD y trazar cuencas hídricas de la zona de estudio.

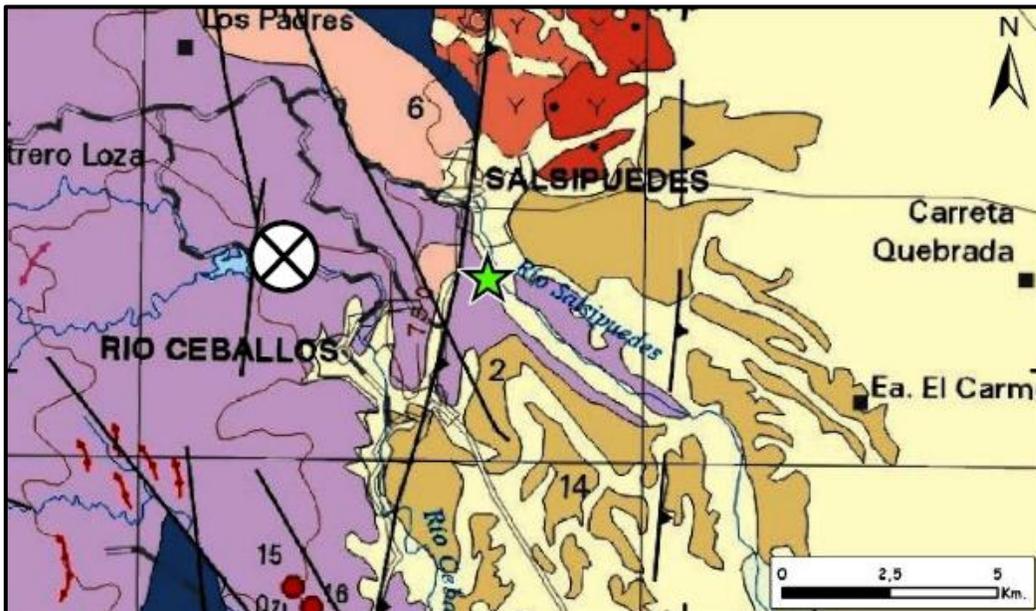


Figura 2.4: Carta geológica zona sierras chicas (Córdoba).

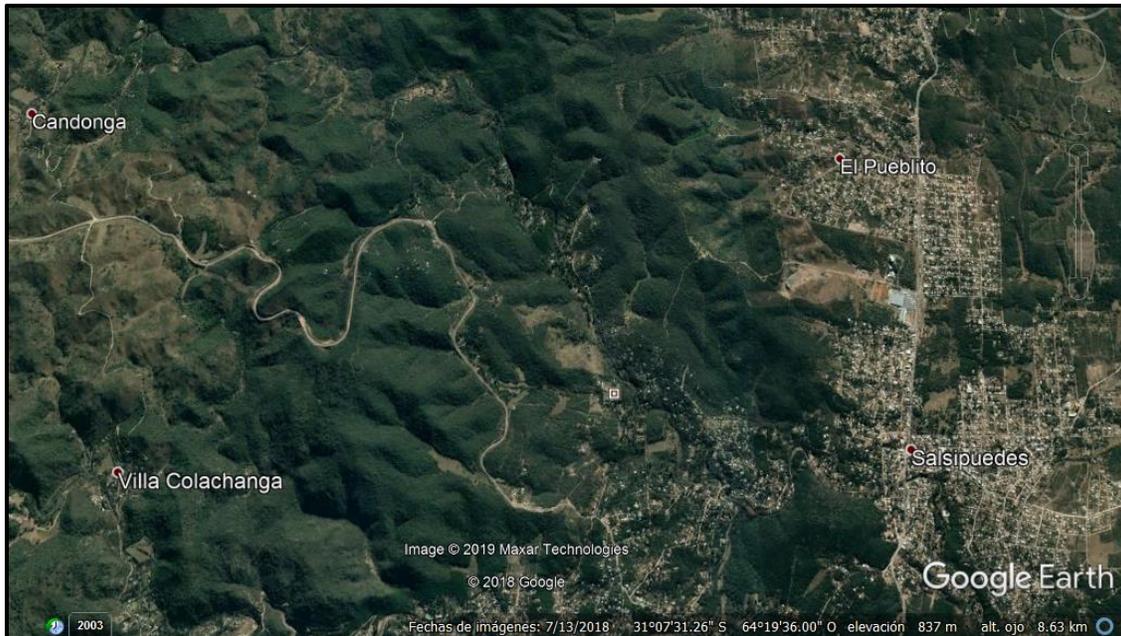


Figura 2.5: Captura satelital de Sierras Chicas.

La información de proyecto disponible se obtiene del comitente o proyectista. Refiere al tipo de obra y usos de la misma, las cargas máximas aproximadas, la extensión de la obra, si esta es lineal, etc. por lo que dicha información debe ser clara y concisa, sin mayores niveles de detalle.

Por otro lado, la etapa preliminar comprende el reconocimiento de la zona, implicando una visita a la zona de trabajo. Se buscará detectar posibles obstáculos para la ejecución del trabajo de campo, con el objeto de prever los equipos necesarios y así organizar el estudio. Además, se observará la topografía, cortes expuestos, existencia de cañadas, rellenos o basura, el tipo de vegetación existente y los niveles de agua, que permitirán realizar suposiciones sobre la descripción del perfil subyacente. Además, como muestra la figura 2.6, la observación de los tipos de construcciones vecinas y las patologías que estas presenten, también aportarán significativa información sobre el comportamiento de los suelos en la zona.



Figura 2.6: Fotografía de vivienda próxima a zona bajo estudio que presenta fisuras.

La presencia de fisuras en los muros de viviendas cercanas al sitio de estudio, advierten grandes asentamientos debido a suelos colapsables, suelos de rigideces variables, diseño deficiente del sistema de fundación, etc.

No siempre resulta un trabajo sencillo la obtención de la información ideal para planificar un estudio de suelos. Habrá casos en los cuales haya definiciones cambiantes en el proyecto, falta de claridad por parte de proyectistas y encargados, distintas alternativas en consideración y falta de eficiencia en los equipos de trabajo o fallas de comunicación que pueden dificultar esta tarea por lo que el encargado de la planificación del estudio de suelos deberá prever alternativas y planificar en función de la incertidumbre existente.

### **2.5.2 Investigación del sitio:**

Comprende la instancia del proceso en la cual se realiza la exploración propiamente dicha. Se realizan excavaciones, perforaciones y ensayos in-situ para la caracterización

del suelo. Permite realizar un examen directo o indirecto del mismo a través de sondeos, extracción de muestras, calicatas, pozos, etc. Las prospecciones mencionadas deben realizarse un determinado número de veces en distintas ubicaciones dentro del sitio de estudio alcanzando una profundidad mínima, que variará según las características del suelo y del proyecto.

En esta etapa, resulta fundamental la ejecución de ensayos de penetración. Este tipo de ensayos comprenden el eje central de un estudio de suelos, ya que permite recorrer el perfil de suelo y obtener a través de la resistencia que este opone a su paso, información que permitirá estimar las tensiones admisibles del mismo. El tipo de ensayo a ejecutar, dependerá de las características del suelo, las profundidades mínimas a explorar y las exigencias en relación a la extracción de muestras. Resulta de gran importancia la ejecución de los ensayos según las especificaciones de las normas correspondientes, así como el correcto registro de los datos obtenidos.

Otra tarea de esta etapa, comprende la extracción de muestras de suelo para la realización de ensayos de laboratorio y caracterización in-situ del suelo estudiado. Pueden realizarse como parte complementaria de algunos ensayos de penetración (por ejemplo, el muestreador Terzaghi) o a través de excavaciones cuyo fin específico es la extracción de muestras del suelo que se esté investigando. Para obtener resultados representativos, las muestras deberán ser extraídas, almacenadas y transportadas de tal forma que sus propiedades no se vean alteradas significativamente.

En función de los requerimientos específicos del caso, existen dos tipos de muestras: alteradas e inalteradas. Las muestras alteradas, son aquellas donde la estructura del suelo se ve modificada durante la excavación y extracción, y sirven para clasificar el suelo y determinar propiedades básicas como porcentaje de humedad, granulometría, límites de Atterbergh, etc. En la figura 2.7 se presenta una fotografía ilustrativa de muestras alteradas que permiten evidenciar la variación del contenido orgánico del suelo en profundidad.



Figura 2.7: Fotografía de campo, muestras alteradas extraídas de una misma perforación para evidenciar evolución del contenido orgánico del suelo.

Las muestras inalteradas, conservan la estructura interna del suelo, posibilitando el análisis posterior intentando resguardar las propiedades del suelo in situ. Para ello, se extraen porciones de suelo que luego son talladas en forma de probeta de dimensiones predeterminadas por las normas correspondientes. La figura 2.8 presenta una fotografía de una muestra inalterada extraída mediante muestreador tipo Shelby, siendo tallada para la ejecución de un ensayo de compresión simple.



Figura 2.8: Tallado de probeta para ejecución de ensayo de laboratorio a partir de muestra de suelo inalterado.

### 2.5.3 Ensayos de laboratorio:

A partir de las muestras extraídas en campo, se procede a la ejecución de ensayos de laboratorio que permitan:

- Identificar y clasificar las muestras, permitiendo así aplicar conocimientos pre-existentes obtenidos en suelos similares.
- Obtener los parámetros geotécnicos relevantes para el diseño del proyecto en cuestión.

Los ensayos se encuentran normalizados y para la obtención de resultados representativos debe procederse tal y como indica la norma correspondiente. Los equipos y herramientas, también normalizados, deben mantenerse calibrados. Cada muestra ensayada, es precedida de una descripción visual de la misma. A continuación la tabla 2.3 presenta los ensayos de laboratorio contemplados en el reglamento Cirsoc 401:

Tabla 2.3: Ensayos de laboratorio contemplados en el reglamento 401 (Cirsoc 2018).

| Categoría de ensayo                | Nombre del ensayo   | Norma               |
|------------------------------------|---|---------------------|
| Clasificación y propiedades índice | Contenido de humedad  | IRAM 10519/1970     |
|                                    | Límite líquido  | IRAM 10501/1968     |
|                                    | Límite plástico   | IRAM 10502/1968     |
|                                    | Límite de contracción   | IRAM 10504/1959     |
|                                    | Peso unitario (peso específico aparente)  |                     |
|                                    | Tamizado vía seca y/o húmeda  | IRAM 10507/1986     |
|                                    | Sedimentomedría   | IRAM 10512/1977     |
| Contenido de sustancias químicas   | Contenido de materia orgánica total   |                     |
|                                    | Contenido de sulfatos totales y solubles  |                     |
|                                    | pH  |                     |
|                                    | Contenido de CaCO <sub>3</sub>  |                     |
|                                    | Contenido de cloruros   |                     |
| Compactación                       | Proctor Standard y/o Modificado   | IRAM 10511/1972     |
|                                    | Densidad relativa   |                     |
| Diseño de pavimentos               | Valor soporte CBR   | IRAM 10520/1971     |
|                                    | Módulo resiliente   |                     |
| Resistencia                        | Compresión triaxial:<br>(a) no drenada<br>(b) no drenada con medición de presiones neutras<br>(c) consolidada no drenada<br>(d) consolidada no drenada con medición de presiones neutras<br>(e) consolidada drenada | (a) IRAM 10529/1985 |
|                                    | Compresion no confinada   | IRAM 10518/1970     |
|                                    | Veleta de laboratorio   |                     |
|                                    | Corte directo:<br>(a) instantáneo<br>(b) consolidado instantáneo<br>(c) drenado   | (c) IRAM 10536/1986 |

|               |  |  |
|---------------|--|--|
|               |  |  |
| Deformación   | Consolidación:<br>(a) unidimensional (edómetro)<br>(b) triaxial<br>(c) celda de Rowe | (a) IRAM 10505/1983                        |
| Permeabilidad | (a) suelos granulares<br>(b) suelos cohesivos de carga variable                      | (a) IRAM 10508/1984<br>(b) IRAM 10530/1988 |

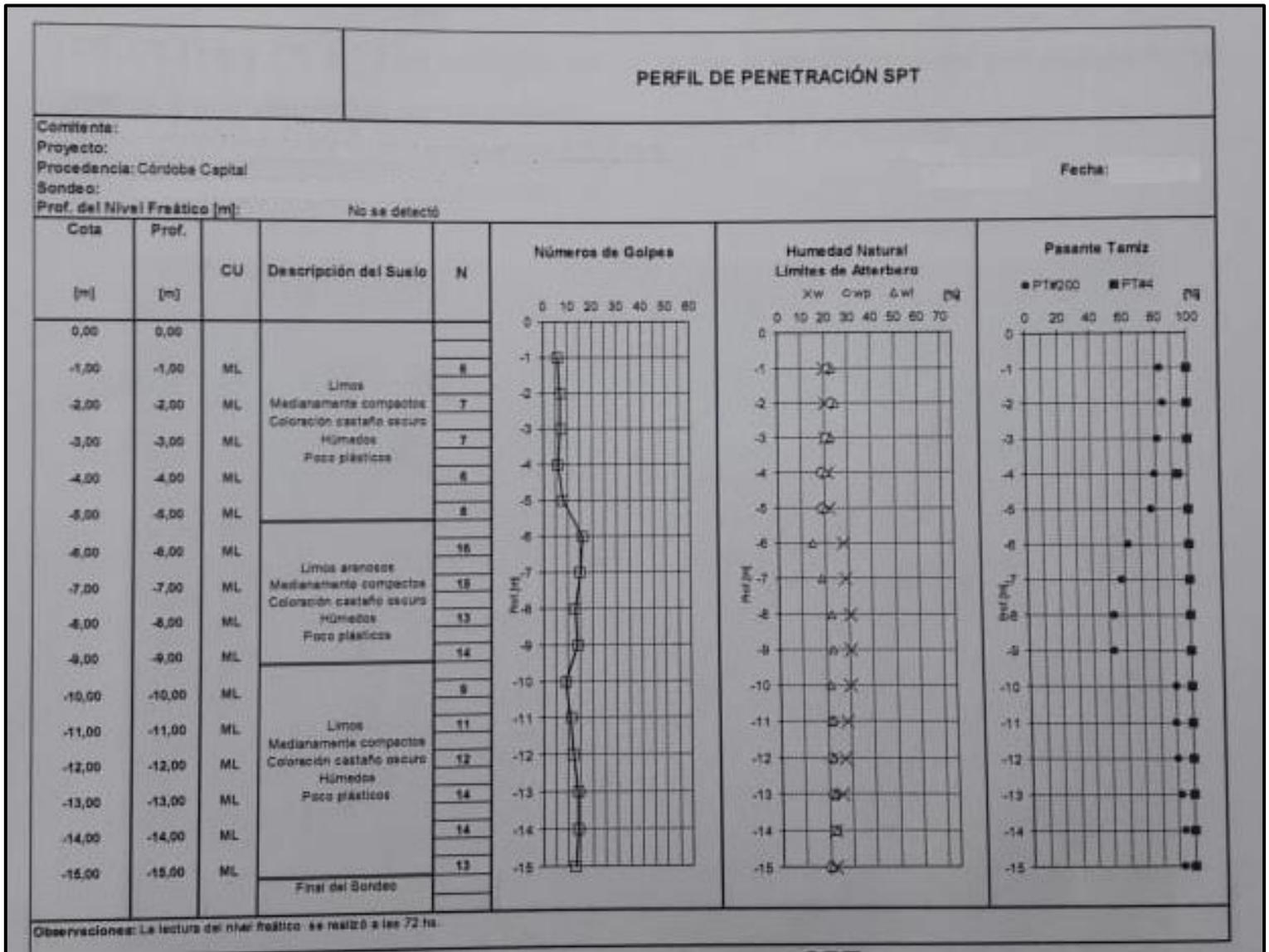
#### 2.5.4 Informe técnico

Finalizado el trabajo de investigación en el sitio y realizadas las observaciones y ensayos correspondientes en campo y laboratorio, se procede a la elaboración del informe técnico que sintetizará el trabajo realizado. De esta manera, se llegan a emitir recomendaciones que posibiliten el diseño de las fundaciones necesarias para la obra civil a ejecutar. Dicho informe, incluye una introducción donde se define el alcance de la investigación incluyendo ubicación, tipo de obra (superficie de lote, tipo y tamaño de estructura) y objetivos del estudio de suelos. Luego se continua con la descripción del procedimiento llevado a cabo para la ejecución del estudio (ensayos exploratorios in situ y de laboratorio), el marco geológico del sitio, la descripción del perfil de suelos y las recomendaciones para la cimentación, incluyendo cota, tipo de fundación, capacidad de carga admisible y técnica de excavación. Por último, se incluyen conclusiones y limitaciones de las investigaciones realizadas.

Dentro del informe técnico, uno de los elementos de mayor importancia lo integra el perfil de suelos. Dicho gráfico sintetiza buena parte de la información extraída a partir del estudio de suelos y ofrece la posibilidad de analizar la evolución del suelo subyacente en profundidad. El mismo, se compone de una tabla en la cual se detallan cota, profundidad, clasificación del suelo extraído, descripción cualitativa del mismo, número de golpes, humedad del suelo natural y límites de Atterberg, granulometría y parámetros resistentes, según corresponda. La tabla 2.4 presenta un ejemplo de un perfil de suelos:

ENSAYOS DE PENETRACIÓN SPT Y DP: TEORÍA E IMPLEMENTACIÓN EN LA PRÁCTICA PROFESIONAL

Tabla 2.4: ejemplo de un perfil de suelo.



## CAPÍTULO 3

### ***MÉTODOS DE EXPLORACIÓN IN-SITU: ENSAYOS DE PENETRACIÓN***

#### **3.1 INTRODUCCIÓN**

Los métodos de exploración in-situ son la columna vertebral de un estudio de suelos. Es en esta etapa donde se obtiene la información necesaria para caracterizar el subsuelo bajo estudio. Existen multiplicidad de métodos según las necesidades específicas de cada caso, y resulta interesante clasificar los mismos en dos grandes tipos: métodos de exploración in-situ no invasivos y métodos invasivos.

Los primeros, han aumentado su uso y desarrollo a lo largo de las últimas décadas de la mano de los avances tecnológicos en sensores, informática, etc. Comprenden ensayos que no generan perturbación del medio bajo análisis, manteniéndose este en sus condiciones originales. Métodos de este tipo son las prospecciones geofísicas (Reflexión y refracción sísmica, análisis espectral de ondas, resistividad eléctrica, etc.) o ensayos presiométricos como el Ensayo de Plato de Carga.

Por otro lado, los métodos invasivos son los más difundidos, con gran desarrollo experimental y además sirven de base para calibrar y correlacionar los primeros. En este tipo de ensayos, se obtiene información a partir de la intrusión por rotación o percusión de determinado elemento en el terreno y a partir de ello la obtención de información que permitirá estimar parámetros geotécnicos.

El presente capítulo se enfocará en los métodos invasivos, específicamente en los ensayos de penetración. Dentro de este subgrupo, los más difundidos en nuestro país y sobre los cuales se focalizará son el Ensayo de Penetración Standard (S.P.T) y los ensayos de Penetración Dinámica (DP).

Los ensayos de penetración consisten en la hinca de un elemento en el suelo a través de la transmisión de energía por medio de golpes. El conteo de dichos golpes a intervalos pre establecidos y su procesamiento a través de correcciones y correlaciones permite estimar los parámetros resistentes del suelo bajo análisis. En las figuras 3.1a y 3.1b se presentan dos tipos de ensayo que se desarrollaran a continuación (SPT y DPL).



Figura 3.1: a) Ejecución del ensayo SPT b) Ejecución ensayo DPL.

### 3.2 ENSAYO DE RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN STANDARD (SPT)

Se trata del ensayo de penetración más difundido a nivel global, debido a su simplicidad de ejecución, bajo costo relativo y la potencialidad del mismo al permitir la extracción de muestras. El objetivo del ensayo es determinar el grado de compacidad de un suelo, estimar parámetros resistentes y complementariamente la extracción de muestras. Los resultados obtenidos permiten diseñar y calcular fundaciones.

Este ensayo, está incluido en la norma IRAM 10.517 en nuestro país, y a nivel internacional es regulado por la norma ASTM D1586-11. Es recomendado principalmente para suelos granulares y otras condiciones en las cuales resulta dificultoso extraer muestras inalteradas y ensayarlas en laboratorio. En la actualidad está siendo utilizado para prácticamente cualquier tipo de suelo para ensayos preliminares. Adicionalmente,

proporciona evaluaciones de las propiedades del suelo, parámetros para el diseño de fundaciones y potencial de licuefacción.

Los resultados posibles del ensayo son dos:  $N_{spt}$  y rechazo. El valor  $N_{spt}$  indica la cantidad de golpes necesarios para una penetración de 30 centímetros. Por otro lado, el valor rechazo se da cuando se requieren más de 50 golpes para una penetración de 15 cm, más de 100 para una penetración de 10 cm o tras 10 golpes sin ninguna penetración.

El procedimiento requiere en primer lugar la ejecución de una perforación hasta la cota a ensayar. Posteriormente se baja el sacamuestras hasta el nivel alcanzado y se procede a la hinca por medio de golpes con una maza normalizada de 63,5 kg que se deja caer libremente desde una altura de 75 centímetros. Se contabilizan los golpes necesarios para penetrar 45 centímetros en el terreno, en intervalos sucesivos de 15 centímetros. Para la obtención del valor  $N_{spt}$  se suman los golpes correspondientes a los 30 centímetros inferiores. El primer intervalo se descarta pues se asume que en el mismo se asienta el equipo y no proporciona un valor representativo de la resistencia del suelo. Finalmente se eleva el cuerpo de barras, se desacopla el sacamuestras y se retira la muestra de suelo.

El grado de alteración de la muestra extraída, se define a través de una relación de áreas en función del diámetro interior y exterior del sacamuestras. Cuando dicha relación es inferior al 10% se considera que la muestra es inalterada. No obstante, generalmente la muestra recuperada se considera semi alterada y sobre la misma se puede realizar ensayos de granulometría (ASTM C136/01), determinación de límites de Atterbergh (IRAM 10501/68 y 10502/68) y clasificación de suelos (VN-E4-84).

El sacamuestras (Fig 3.2) se compone de dos piezas de media caña que se ensamblan enroscando la punta o boquilla de hinca en el extremo inferior y el cabezal en el extremo superior que a su vez se enrosca al cuerpo de barras huecas. La punta es de acero al cromo tungsteno y su superficie externa se encuentra biselada para favorecer la penetración. El cabezal, cuenta con un dispositivo de ventilación para permitir el ingreso del material y desalojo del aire que se encuentra dentro del sacamuestras.

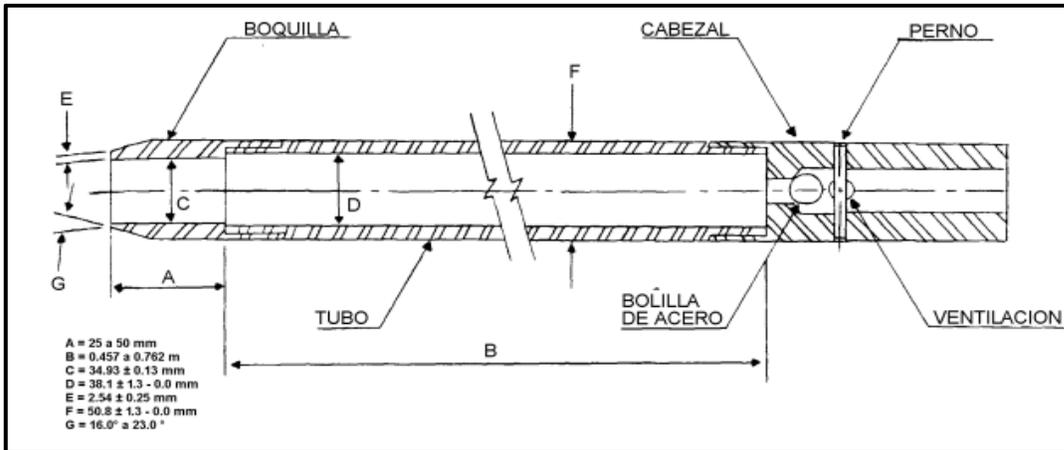


Figura 3.2: corte de un sacamuestras para ensayo SPT, (ASTM D1586-84).

El martinete (fig 3.3), es una pesa circular con una barra soldada en su cara inferior, que actúa como guía de la pesa, permitiendo un recorrido vertical en la barra superior del cuerpo. En su cara superior el martinete se encuentra soldado a un anillo de anclaje por el cual se vinculan las cuerdas que a través de un sistema de poleas instaladas en un trípode permiten el ascenso del martinete controlado por un operario. El izado del martinete puede ser realizado directamente a través de poleas o, a los fines de reducir esfuerzo del operario, puede incorporarse un malacate intermedio, como se observa en las figura 3.4 a y b. En contraparte, esto último genera una importante pérdida de energía debido al rozamiento de las cuerdas con el tambor del malacate.

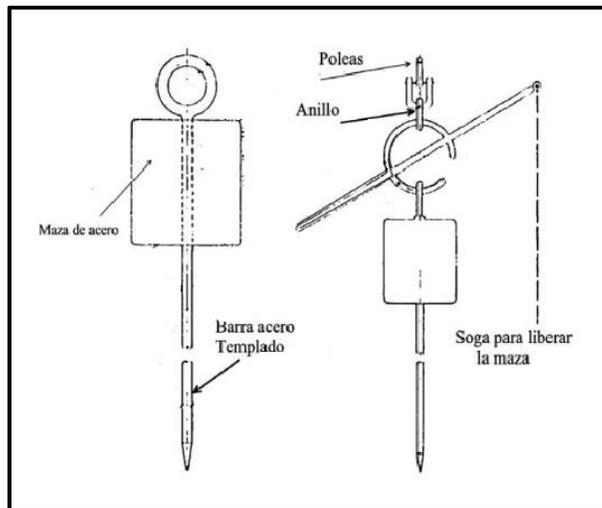


Figura 3.3: esquema del martinete y vinculación con poleas.

Complementariamente, se dispone de un segundo sistema de poleas con una cuerda que posee un gancho en su extremo, cuya finalidad es sostener y mantener fijo el martinete ante detenciones del ensayo y para seguridad de los operarios.

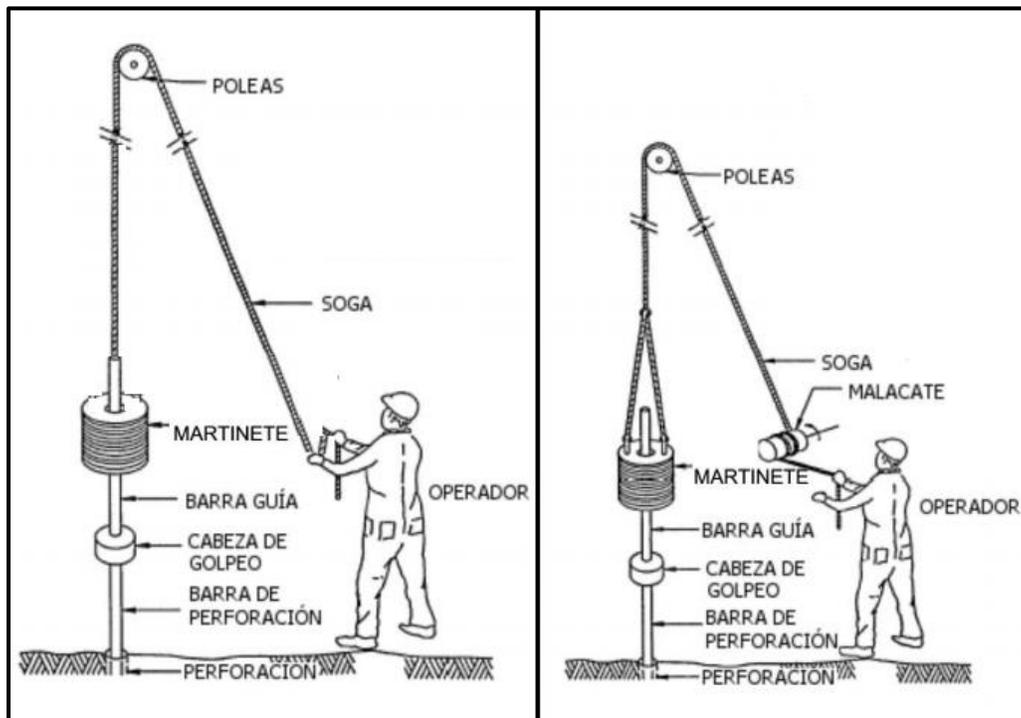


Figura 3.4: a) Sistema de izado con poleas. b) Sistema de izado con polea y malacate.

### 3.3 ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA (DP)

Se trata de ensayos que se basan en la hinca dinámica de un cono ciego. Dado que la penetración es continua, permiten obtener información a lo largo de todo el perfil de suelo explorado. El objetivo principal del ensayo es determinar la variabilidad del grado de compactación, permitiendo así identificar los límites entre estratos de suelo con distintas compacidades. Lo anterior, comprende una descripción esencialmente cualitativa del perfil ensayado. No obstante, a lo largo de los años se ha profundizado el ensayo, permitiendo así obtener a partir de los ensayos DP información cuantitativa, con mayor o menor confiabilidad, para la obtención de parámetros de resistencia que permitan el dimensionamiento de fundaciones superficiales y profundas.

El obstáculo principal que permite la obtención de los resultados antes mencionados, radica en la dificultad de determinar la resistencia de punta del suelo, separándola del aporte friccional del mismo a lo largo del cuerpo de barras. Teóricamente, el ensayo sólo registra la resistencia puntual a la penetración, pero al penetrar las barras, rozan con el suelo generando una fricción que podrá alcanzar una relevancia importante y debe ser tomada en cuenta para la obtención de valores cuantitativos. Más adelante se mencionarán algunas técnicas para reducir o contemplar dicha fricción.

El ensayo de penetración dinámica ha sido desarrollado en distintas versiones. Estas difieren principalmente en el peso de la maza de golpeo, que se ajustan a distintos tipos de suelo y contextos donde se desarrollará el ensayo. Los equipos ligeros (DPL) se utilizan para exploraciones de reducida profundidad y en condiciones donde resulta necesario el uso de equipos de reducido tamaño como por ejemplo lugares de difícil acceso. Por otro lado los equipos más pesados (DPSH) se utilizan para todo tipo de suelos y exploraciones que puedan alcanzar grandes profundidades. Entre estos, se encuentra una gama de equipos intermedios. La tabla 3.1 presenta las medidas y especificaciones de los elementos de cada una de las versiones del ensayo.

Se trata de un método no normalizado en Argentina, pero que se ha incorporado a las prácticas habituales de prospección debido al bajo costo relativo del ensayo, la velocidad de ejecución y la obtención de información continua. No obstante, el ensayo está normalizado en los reglamentos ISO y EUROCODE, a partir de los cuales se basará este informe para la descripción del ensayo.

El sistema se compone de un cono metálico de diámetro especificado, que podrá ser perdido o recuperable (fig. 3.5). Este es roscado a un cuerpo de barras golpeado por un martinete que cae libremente desde una altura determinada. El ángulo del vértice es de 90° y el diámetro de las barras debe ser menor al del cono para no interferir en la penetración.

Tabla 3.1: Dimensiones y especificaciones técnicas de los distintos tipos de ensayos DP.

|   | Penetración dinámica |                     |                     |                        |
|---|----------------------|---------------------|---------------------|------------------------|
|   | DPL<br>(ligero)      | DPM<br>(medio)      | DPH<br>(pesado)     | DPSH<br>(super pesado) |
| <b>Dispositivo de golpe</b>                       |                      |                     |                     |                        |
| maza: masa, $m$ , (kg)                            | $10 \pm 0,1$         | $30 \pm 0,3$        | $50 \pm 0,5$        | $63,5 \pm 0,5$         |
| altura de caída, $h$ , (mm)                       | $500 \pm 10$         | $500 \pm 10$        | $500 \pm 10$        | $750 \pm 20$           |
| relación longitud/diámetro, $d$                   | $\geq 1 \leq 2$      | $\geq 1 \leq 2$     | $\geq 1 \leq 2$     | $\geq 1 \leq 2$        |
| <b>Yunque</b>                                     |                      |                     |                     |                        |
| diámetro, $d$ , (mm)                              | $100 < d < 0,5 D_h$  | $100 < d < 0,5 D_h$ | $100 < d < 0,5 D_h$ | $100 < d < 0,5 D_h$    |
| masa máxima (kg)<br>(incluída la varilla guía)    | 6                    | 18                  | 18                  | 30                     |
| <b>Cono de 90°</b>                                |                      |                     |                     |                        |
| área de base nominal, $A$ , (cm <sup>2</sup> )    | 10                   | 10                  | 15                  | 20                     |
| diámetro de la base, $D$ , (mm)<br>gastado        | $35,7 \pm 0,3$       | $35,7 \pm 0,3$      | $43,7 \pm 0,3$      | $51 \pm 0,5$           |
| longitud del cilindro (mm)                        | 34                   | 34                  | 42                  | 49                     |
| ángulo del huso superior<br>(grados)              | 11                   | 11                  | 11                  | 11                     |
| longitud de la punta del cono,<br>(mm)            | $17,9 \pm 0,1$       | $17,9 \pm 0,1$      | $21,9 \pm 0,1$      | $25,3 \pm 0,1$         |
| desgaste permisible, (mm) de la<br>punta del cono | 3                    | 3                   | 4                   | 5                      |
| <b>Varillaje de golpeo</b>                        |                      |                     |                     |                        |
| masa máxima (kg/m)                                | 3                    | 6                   | 6                   | 6                      |
| diámetro exterior máximo OD<br>(mm)               | 22                   | 32                  | 32                  | 32                     |
| desviación del varillaje:                         |                      |                     |                     |                        |
| en los 5 m más bajos, (%)                         | 0,1                  | 0,1                 | 0,1                 | 0,1                    |
| en el resto, (%)                                  | 0,2                  | 0,2                 | 0,2                 | 0,2                    |
| <b>Energía específica por golpe</b>               |                      |                     |                     |                        |
| $(mgh/A)$ , en Kj/m <sup>2</sup>                  | 50                   | 150                 | 167                 | 238                    |

La Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (ISSMGE por sus siglas en inglés), ha publicado algunas recomendaciones sobre la instalación del equipo y ejecución del ensayo para mejorar la calidad de los resultados obtenidos.

Sobre la instalación del equipo, se plantea que de ser necesario, se deberá perforar hasta la cota de ensayo. El equipo deberá ser verticalizado y apoyado firmemente en el suelo. Para ello, se podrá guiar el cono y las barras al comienzo del ensayo.

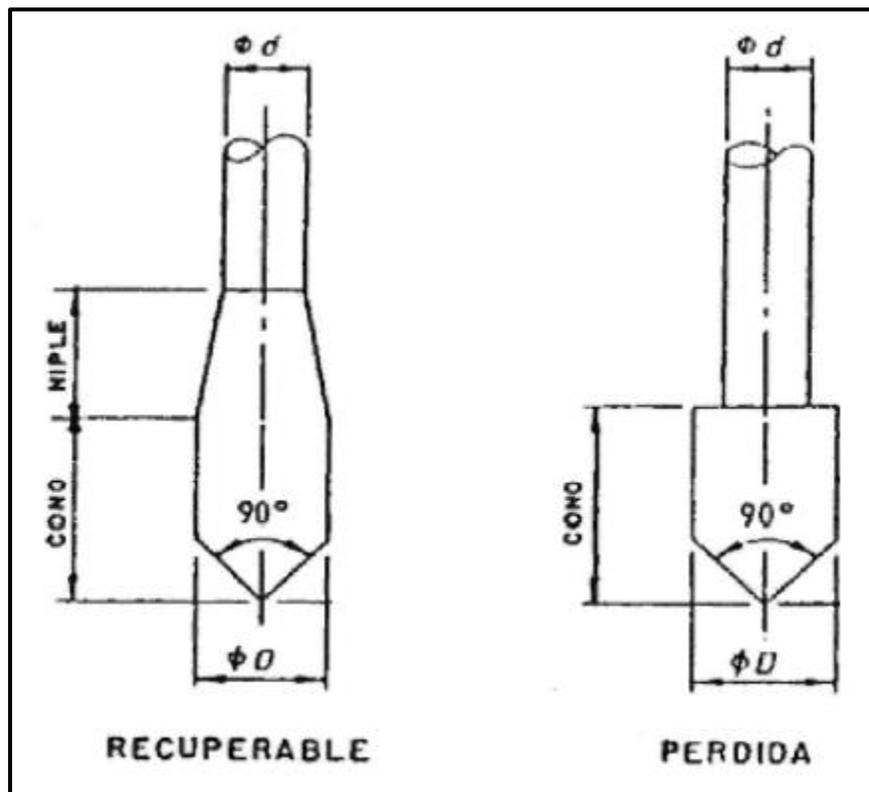


Figura 3.5: Corte de los conos de hincas recuperables y perdidos.

En relación a la ejecución, la ISSMGE especifica que la hinca en el terreno debe ser continua, manteniendo una velocidad entre 15 y 30 golpes por minuto, excepto cuando la penetración se realiza sobre arena o grava, en cuyo caso la velocidad de golpeo se debe aumentar a 60 golpes por minuto. Se deben reseñar todas las interrupciones superiores a 5 minutos, así como cualquier desviación de los procedimientos recomendados. Además, para reducir la fricción lateral y mantener la perforación recta y vertical, las varillas deberán rotarse  $1 \frac{1}{2}$  vueltas cada 1,0 m. La rotación deberá realizarse con llaves

dinamométricas con capacidad superior a 200 Nm. A los fines de disminuir el rozamiento superficial, se puede realizar la perforación inyectando lodo o agua a través de los agujeros horizontales o ascendentes de las varillas huecas próximas al cono. En ocasiones, se entuba la perforación con el mismo fin. Para profundidades superiores a los 10 m, se aumentará la frecuencia de rotación en las barras y además se recomienda utilizar dispositivos de rotación mecánicos.

Para los DPL, MDM y DPH ( $N_{10}$ ), se debe reseñar el número de golpes cada 100 mm y para el DPSH ( $N_{20}$ ), cada 200 mm. A los fines de obtener resultados confiables, se establece en 8 metros la profundidad máxima de estudio para los DPL, entre 20 y 25 para el DPM y 25 metros para DPH y DPSH.

En relación al SPT, este ensayo es más rápido ya que no requiere la extracción del elemento de penetración hasta el final del ensayo. Por otro lado, a través del ensayo DPSH no se obtienen muestras del suelo explorado, requiriendo así complementar el mismo a través de otros métodos de exploración que permitan la extracción de muestras.

El método DPSH se utiliza para identificar variaciones en el perfil vertical del suelo y alcanzar cotas de rechazo. A intervalos determinados, se extrae el equipo y se ejecuta el método SPT para determinar las tensiones admisibles y extraer muestras de suelo para su clasificación. Como fuera mencionado anteriormente, la ejecución de los ensayos de Penetración Dinámica no incorpora generalmente la rotación de las barras, por lo que el ensayo no ofrece valores cuantitativamente valiosos, pero sí información cualitativa que permite realizar ensayos de confirmación cuando se conoce a priori el posible perfil de suelo o determinar cotas de rechazo sobre las cuales posteriormente se ejecutarán otros ensayos, como por ejemplo el SPT.

### **3.3 ENERGÍA APLICADA: ANÁLISIS DE LA ENERGÍA TEÓRICA**

Si bien los ensayos dinámicos en geomateriales son principalmente interpretados a través de correlaciones de naturaleza empírica, las soluciones para el movimiento de un cuerpo elástico frente a la aplicación de una fuerza repentina han sido teorizadas y estudiadas

detalladamente a lo largo de los años. La acción de un golpe de maza, no se transmite en un único impulso a lo largo de todo el cuerpo sobre el que actúa sino que puede ser analizada a través de la teoría de ondas y proporcionar información valiosa para la correcta interpretación de los ensayos de penetración.

Un posible método de análisis, consiste en considerar que cada golpe de la maza se propaga como una onda de corte elástico moviéndose a través del vástago de una barra, de forma tal que el tiempo necesario para que las ondas recorran un cuerpo de barras adquiere importancia práctica. A continuación se analiza la propagación de estas ondas para determinar la energía teórica entregada al suelo.

### 3.3.1 La ecuación de onda

Se considera una barra perfectamente elástica de modulo  $E$ , sección transversal  $A$  que se mantiene plana tras la deformación y pérdidas de energía despreciables derivadas de deformaciones inelásticas. Bajo estas condiciones, la relación entre tensión y deformación viene dada por la Ley de Hooke:

$$\sigma = E\varepsilon \quad (3.1)$$

Donde  $\sigma$  es la tensión uniformemente distribuida y  $\varepsilon$  la deformación unitaria, cuyo valor debido a un desplazamiento longitudinal  $u$  causado por una onda propagada es  $\Delta u/\Delta x$ , y la correspondiente fuerza en la barra para un intervalo de tiempo  $\Delta t$  dado es:

$$\frac{F}{A} = E \frac{\Delta u}{\Delta t} \frac{\Delta t}{\Delta x} \quad (3.2)$$

La velocidad de propagación de la onda  $c$ , es definida como  $\Delta x/\Delta t$  y debe ser diferenciada de la velocidad  $V$  de las partículas en la zona de compresión definida como  $\Delta u/\Delta t$ . Por lo tanto, la fuerza en la ecuación (3.2) puede ser escrita como:

$$F = \frac{EA}{c} V \quad (3.3)$$

La proporcionalidad entre fuerza y velocidad expresada en la ecuación anterior, es definida como:

$$Z_h = \frac{EA}{c} \quad (3.4)$$

Introduciendo la ley de Newton para el desplazamiento de la misma sección  $\Delta x$ :

$$F = ma_c \quad (3.5)$$

Donde  $a_c$  es la aceleración de la partícula,  $m$  la masa de la barra ( $m = A\rho\Delta x$ ) y  $\rho$  el peso específico de la barra. La fuerza puede expresarse ahora como:

$$F = \rho A \frac{\Delta x}{\Delta t} V = \rho A c V \quad (3.6)$$

De las ecuaciones (3.4) y (3.6), se obtiene la expresión para la velocidad de propagación de la onda:

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (3.7)$$

La ecuación de propagación de la onda, puede ser derivada combinando las leyes de Hook y Newton. La diferencia entre fuerzas actuantes a ambos lados del elemento resulta:

$$F_1 = F_2 + ma_c \quad (3.8)$$

Lo cual conduce a:

$$EA \left( \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} dx \right) - EA \frac{\partial u}{\partial x} - \rho A dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (3.9)$$

Finalmente, la ecuación de desplazamiento del cuerpo puede ser expresada como:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (3.10)$$

La solución general a la ecuación anterior puede ser presentada con la forma:

$$u(x, t) = f(x - ct) + g(x + ct) \quad (3.11)$$

La interpretación física de las ecuaciones  $f$  y  $g$  puede ser interpretada de la siguiente forma: el segundo término de la componente izquierda de la ecuación, representa una onda viajando en la dirección del eje  $x$  con una velocidad constante  $c$ , mientras el primer término representa una onda viajando en la dirección opuesta. La velocidad sólo depende del módulo  $E$  y la densidad  $\rho$  del material de la barra.

### 3.3.2 La mecánica de los ensayos de penetración dinámica

Las ecuaciones de onda introducidas en la sección anterior, pueden ser resueltas numéricamente para simular su propagación en un medio elástico, a los fines de ilustrar la física bajo la cual funcionan los dispositivos de ensayos de penetración in-situ.

En el modelo, las ecuaciones de equilibrio dinámico pueden ser resueltas dentro del dominio tiempo, utilizando el método de elementos finitos para la discretización del sistema de penetración incluyendo sus componentes: Maza, barra, sacatestigos y suelo.

El modelo numérico es una representación unidimensional del método SPT. Las condiciones de contorno son aplicadas a la maza y el extremo superior de la barra, para asegurar compatibilidad de desplazamientos durante el impacto, en el cual el análisis tiene en cuenta que induce deformaciones tanto en la barra como en la maza y consecuentemente genera ondas de presión (ondas P) que se desplazan en direcciones opuestas, hacia abajo en el eje de la barra y hacia arriba siguiendo la maza. Maza y barra

son modelados como elementos linealmente elásticos, a pesar de que la relación carga-deformación del suelo durante el ensayo es no lineal.

En la figura (3.6) se grafica el modelo propuesto por Smith (1960), donde  $R_u$  es la resistencia estática última del suelo,  $Q$  la máxima deformación elástica y el coeficiente de resistencia adicional  $J$ , representa la resistencia dinámica proporcional a la velocidad de la carga. Asumiendo que no existen fuerzas externas aplicadas luego de soltar la maza, la energía total inicial debe permanecer constante en el tiempo. La energía instantánea total,  $E_{TOT}(t)$  se obtiene como la suma de:

$$E_{TOT}(t) = E_{TOT}(t = 0) = E_P(t) + E_C(t) + E_{PE}(t) + E_D(t) + E_A(t) \quad (3.12)$$

Donde  $E_P(t)$  es la energía potencial gravitatoria,  $E_C(t)$  es la energía cinética,  $E_{PE}(t)$  la energía potencial elástica,  $E_D(t)$  la energía disipada por viscosidad y  $E_A(t)$  la energía total entregada al suelo.

Para evidenciar la influencia de la energía empleada para introducir el dispositivo en el suelo, a continuación, la figura 3.7 presenta dos ejemplos de simulación de aplicación del método SPT para barras de 35,8 y 12,6 metros. Los resultados se muestran graficando fuerza, desplazamiento de las barras y penetración en función del tiempo a través de lo cual es posible evidenciar la existencia de varios impactos (1-2,3-4,5-6,7-8) consecutivos dentro de un mismo golpe del ensayo.

En los gráficos, A-B representa la primera onda de compresión desplazada a través de la barra, interrumpiéndose el contacto entre maza y barra en el punto B al alcanzar a la maza una onda de tracción en el instante de tiempo  $2l/c$ . En este momento, la barra se aleja de la maza, produciendo una segunda onda de compresión que aún refleja el primer impacto y es representada en el intervalo B-C. El mismo mecanismo se da entre los intervalos C-D y D-E, dando lugar a la tercera y cuarta onda de compresión. En el caso de la barra de 12,6 metros, la cuarta onda se ve interrumpida por el segundo golpe de la maza. El mecanismo observado para el segundo y tercer golpe en los puntos E y K, es similar al descrito para el primero.

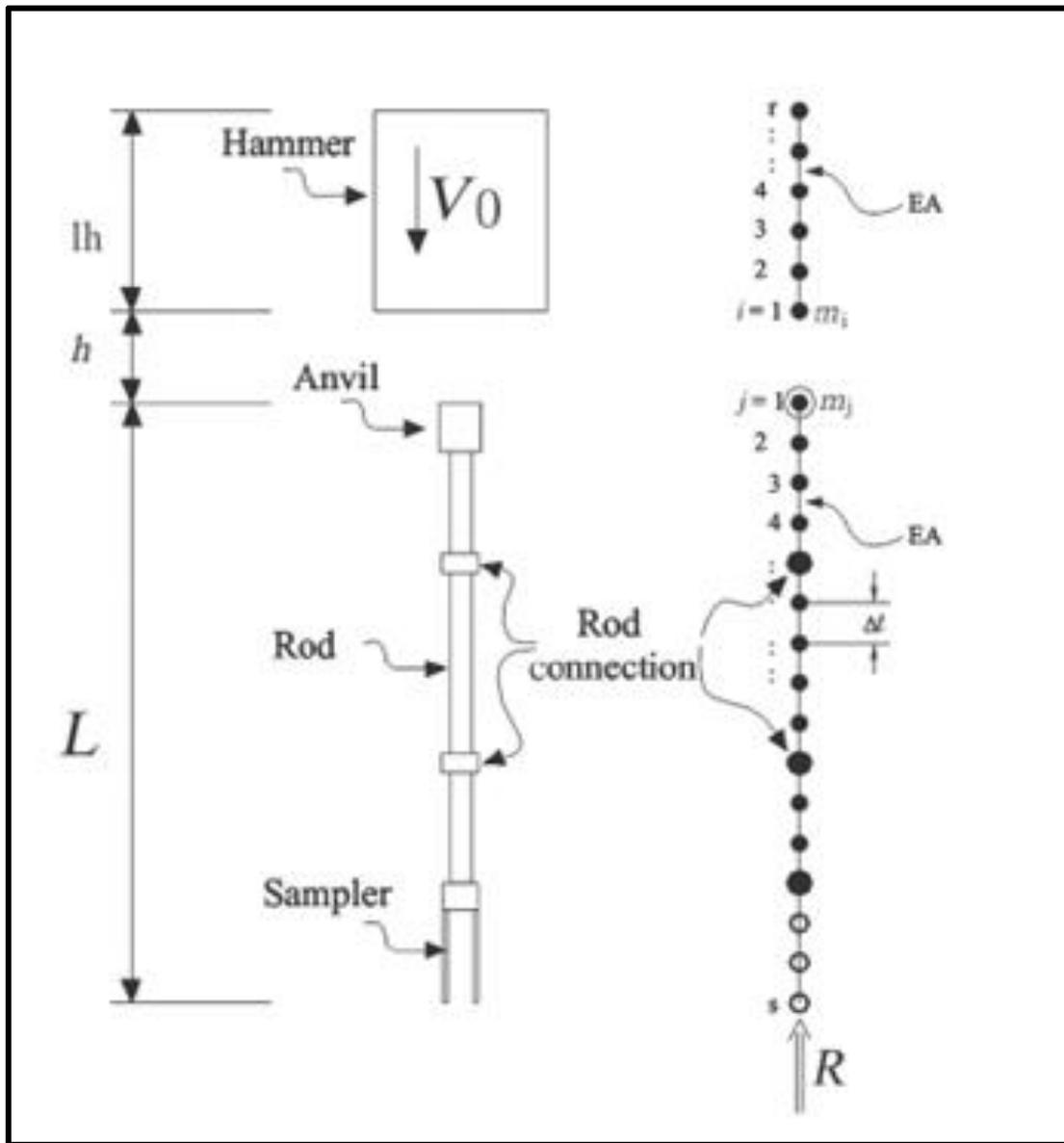


Figura 3.6: Representación unidimensional del modelo matemático propuesto para representar el comportamiento dinámico en un ensayo SPT, (Smith, 1960).

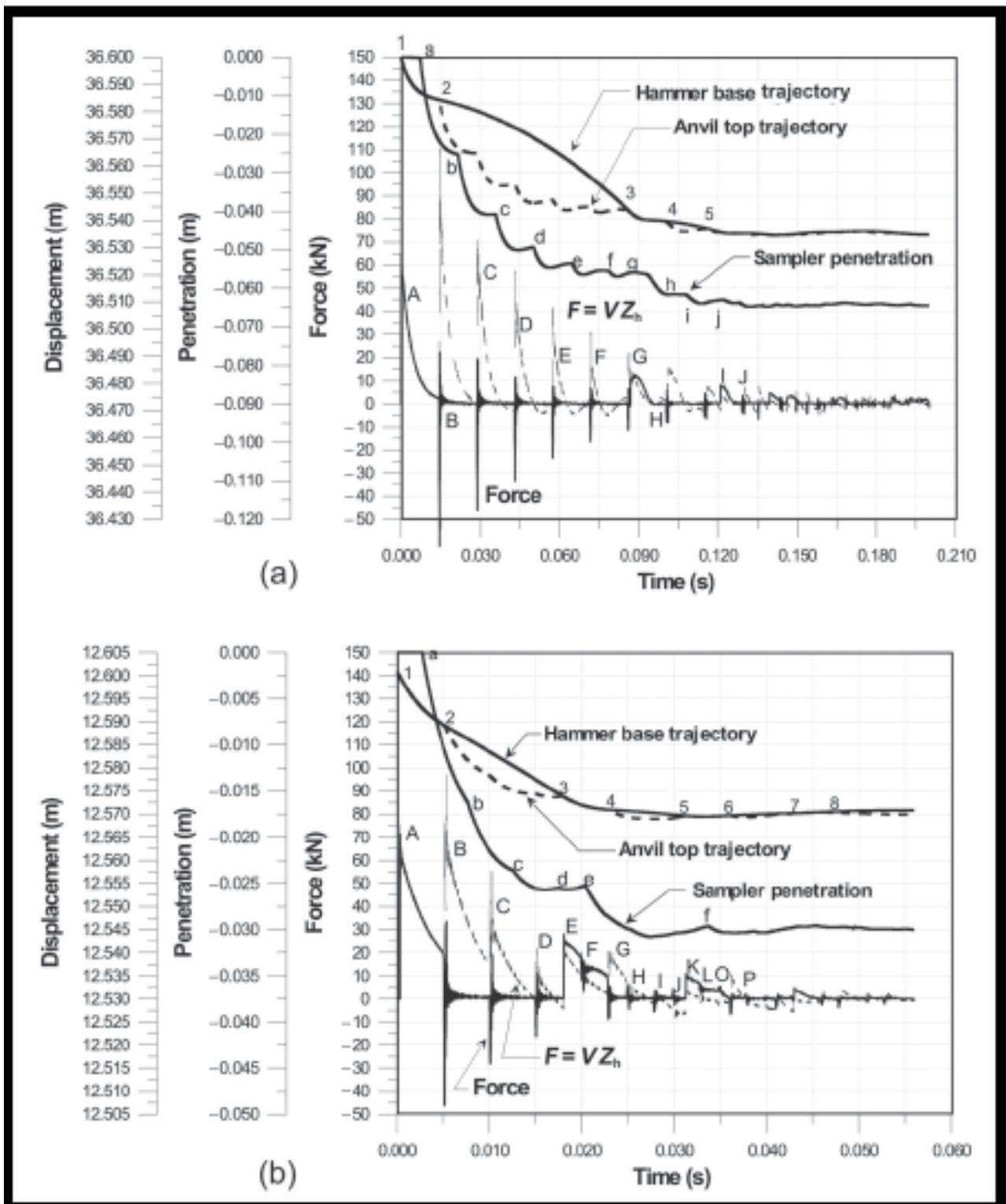


Figura 3.7: Simulación numérica de la propagación de onda en un ensayo SPT para longitudes de barras de a) 35,8 metros y b) 12,6 metros, (Schnaid 2009).

La penetración producida por el golpe de la maza comienza cuando la primera onda alcanza la punta de la barra, tras un tiempo de duración  $l/c$  desde el impacto de la maza sobre el extremo superior de la barra. La llegada de la segunda y tercera ondas de compresión en los puntos B y C también es perceptible. En el caso de la barra de 35,8 metros, la penetración es prácticamente en su totalidad producida por la secuencia de ondas de compresión debidas al primer impacto. Por otro lado, en la barra de 12,6 metros, el segundo impacto contribuye en una mayor penetración mientras el tercero no será de relevancia.

### 3.3.3 Fuerza de penetración dinámica:

La máxima energía entregada por el golpe de la maza al vástago de la barra puede ser calculada a través de la expresión:

$$E = \int_0^{\infty} F(t)V(t)dt \quad (3.13)$$

Donde  $F(t)$  y  $V(t)$  representan la fuerza y velocidad respectivamente y los límites de integración son dispuestos de tal forma que incluya todas las ondas de compresión debidas a un único golpe. A partir de mediciones de fuerza y aceleración es posible calcular la energía efectivamente entregada al suelo utilizando la formula anterior y comparar estos resultados con lo predicho numéricamente.

Por otro lado, esta energía puede ser convenientemente expresada como una función de la altura de caída,  $H$ , incrementada por la penetración permanente en el suelo,  $\Delta\rho$ . En este marco de referencia la energía realmente asociada con la penetración resulta ser una función de tres grupos de parámetros: (1) Las propiedades del suelo, (2) la masa de la maza de golpeo  $M_h$  y la altura de caída  $H$ , y (3) la geometría de la barra (longitud y sección transversal) que hace a la masa total de la barra  $M_r$ . Por lo tanto, la energía potencial teórica  $EP_{h+r}^*$  del sistema (considerando simultáneamente suelo, barras y maza) es expresado como:

$$EP_{h+r}^* = (H + \Delta\rho)M_h g + \Delta\rho M_r g \quad (3.14)$$

Donde  $g$  es la aceleración de la gravedad. La ecuación anterior representa una condición ideal, que no contempla las pérdidas de energía debidas al proceso de penetración. Estas pérdidas dependen del tipo de ensayo y equipo utilizado (diseño de la maza, barra, diseño del elemento de hinca, método de golpeo, etc.) cuya influencia en la penetración es reconocida como la eficiencia del equipo. A los fines de incluir dicha eficiencia, se definen tres coeficientes  $\eta_1, \eta_2$  y  $\eta_3$  para incluir las pérdidas en la ecuación de energía, resultando entonces:

$$EP_{\text{punta}}^* = \eta_3 [\eta_1 (H + \Delta\rho) M_h g + \eta_2 (\Delta\rho M_r g)] \quad (3.15)$$

Obtenida la expresión que provee la energía efectivamente entregada por el golpe al suelo bajo ensayo, resulta necesario determinar la fuerza media vinculada a tal energía, para lo cual Aoki y Cintra (2000) proponen: el trabajo efectivamente entregado al suelo de ensayo puede ser derivado del principio de conservación de la energía, principio de Hamilton. El mismo plantea que la suma entre la variación en el tiempo de la energía cinética y potencial y el trabajo realizado por las fuerzas no conservativas durante un intervalo de tiempo dado, es cero:

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta [E_C(t) - E_P(t)] dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta [W_S(t) + W_{nc}(t)] dt = 0 \quad (3.16)$$

Donde:

$W_S(t)$ : trabajo de las fuerzas no conservativas actuando en el sistema punta-suelo.

$W_{nc}(t)$ : trabajo de otras fuerzas no conservativas relacionadas con pérdidas de energía.

$t_1, t_2$ : intervalo de tiempo.

Definiendo  $t_1$  como el instante de tiempo en el cual se libera la maza en caída libre y  $t_2$  como el instante en el cual se completa la penetración del golpe y la energía cinética se disipa completamente. Considerando a su vez que todas las pérdidas de energía se dan en este intervalo de tiempo, puede plantearse que:

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta E_p(t) dt = \int_{t_1}^{t_2} \delta [W_s(t) + W_{nc}(t)] dt = 0 \quad (3.17)$$

Por lo tanto, la variación de la energía potencial del sistema maza-barra es igual al trabajo realizado por las fuerzas no conservativas:

$$E_{PUNTA} = W_s + W_{nc} \quad (3.18)$$

Dado que la anterior ecuación proporciona la energía efectiva entregada al suelo, incluyendo las pérdidas tomadas en cuenta por los coeficientes de eficiencia definidos anteriormente, puede calcularse la reacción dinámica media en el suelo ( $F_d$ ).

$$E_{PUNTA} = W_s = F_d \Delta \rho \quad (3.19)$$

$$F_d = \frac{E_{PUNTA}}{\Delta \rho} \quad (3.20)$$

Substituyendo la ecuación (3.15) en la ecuación (3.20) resulta:

$$F_d = \frac{\eta_1 \eta_3 (0,75 M_h g) + \eta_1 \eta_3 (\Delta \rho M_h g) + \eta_2 \eta_3 (\Delta \rho M_r g)}{\Delta \rho} \quad (3.21)$$

Esta ecuación requiere ser calibrada para obtener los coeficientes  $\eta_1$ ,  $\eta_2$  y  $\eta_3$ , a través de ensayos y correlaciones según condiciones del suelo ensayado, profundidad, equipo utilizado y metodología empleada.

El análisis anterior, permite a través de simulaciones numéricas y ensayos empíricos, relacionar las diferencias entre energía aplicada teórica y real. Para poder obtener resultados confiables a través de los ensayos de penetración, resulta fundamental realizar este análisis e introducir las correcciones necesarias según los distintos factores intervinientes, que generan pérdidas en el sistema y consecuentemente una distorsión de

la información obtenida, en el caso de los ensayos de penetración, reflejada en número de golpes.

### 3.4 CORRECCIONES APLICADAS A LOS RESULTADOS DE ENSAYOS SPT Y DPSH

El Ensayo de Penetración Standard y especialmente los ensayos de Penetración Dinámica, no satisfacen los requerimientos para una completa estandarización, debido a la gran variabilidad de factores intervinientes, tanto en el suelo bajo estudio, como en el equipamiento y la forma en la que son ejecutados. A continuación, se desarrollan las correcciones necesarias para obtener a partir del número de golpes en un ensayo de penetración, un valor realista susceptible de ser correlacionado y finalmente obtener los parámetros geotécnicos que permitan el cálculo y diseño de fundaciones. La bibliografía existente en relación a este tema, así como los reglamentos estudiados, centran el desarrollo de estas correcciones en el método SPT, dado que éste se utiliza habitualmente para la obtención de valores cuantitativos, que necesariamente deben ser corregidos. No obstante, las pérdidas de energía que se originan durante el hincado en los ensayos DP pueden ser incluidas aplicando estas correcciones.

Los resultados obtenidos en campo deben ser corregidos por cinco factores: energía aplicada ( $C_E$ ), sobrecarga aplicada ( $C_N$ ), longitud del varillaje ( $C_R$ ), diámetro de la perforación ( $C_B$ ) y corrección por sistema de muestreo ( $C_S$ ).

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \cdot C_B \cdot C_E \cdot C_R \cdot C_S \quad (3.22)$$

#### 3.4.1 Factor de corrección por energía transmitida a las barras ( $C_E$ )

Las pérdidas de energía del conjunto de percusión, como fuera analizado en el apartado anterior, son debidas al rozamiento y a otros efectos parásitos que tienen como consecuencia que la velocidad de la maza en el momento del impacto sea inferior a la velocidad en caída libre. Otras pérdidas de energía son debidas al impacto sobre la cabeza de golpeo, dependiendo de su masa y otras características. Además, el tipo de

máquina, la habilidad del operario y otros factores pueden afectar a la energía transmitida a las barras. La gran dispersión entre valores de energía aplicada, requiere entonces, una estandarización del valor  $N$  medido frente al valor  $N$  teórico. Para ello, puede plantearse una relación lineal simple entre los valores teóricos de energía aplicada y número de golpes frente a la energía real aplicada y el número de golpes vinculado a esta:

$$N_{60}E_{60} = N_{SPT}E_{SPT} \quad (3.23)$$

Despejando el valor corregido por energía aplicada:

$$N_{60} = \frac{N_{SPT}E_{SPT}}{E_{60}} \quad (3.24)$$

La relación anterior, que implica restringir el número de golpes en un 60% fue propuesta por Seed (1985) y Skempton (1986) y se propone como representativa de ensayos realizados en EEUU y algunos países de América. Si bien esta corrección es aplicable a la metodología de ensayo utilizada en Estados Unidos, la comparación entre  $N$  y  $N_{60}$  es usada globalmente. No obstante, existen diversas correcciones propuestas en otros países, según la forma en la que el ensayo es ejecutado. El Eurocódigo ENV 1997-3 incluye el valor  $N_{60}$  y además propone la relación general:

$$N_a ER_{r,a} = N_b ER_{r,b} \quad (3.25)$$

La relación anterior, permite la calibración de un determinado equipo de ensayo a través del cálculo de la energía teórica y su correlación con la energía calculada a partir de valores medidos de fuerza y aceleración, tal como se propuso en el apartado anterior. Según el anexo C de la norma ISO 22476-2 el valor de la energía medida ( $E_{meas}$ ) puede obtenerse como el promedio de al menos las últimas 5 mediciones.

A modo de ejemplo, a continuación se presenta un gráfico con distintos valores de  $ER$  propuestos por distintos autores frente una variable cantidad de vueltas alrededor del malacate utilizado para elevar la maza de golpeo y distintos tamaños del tambor:

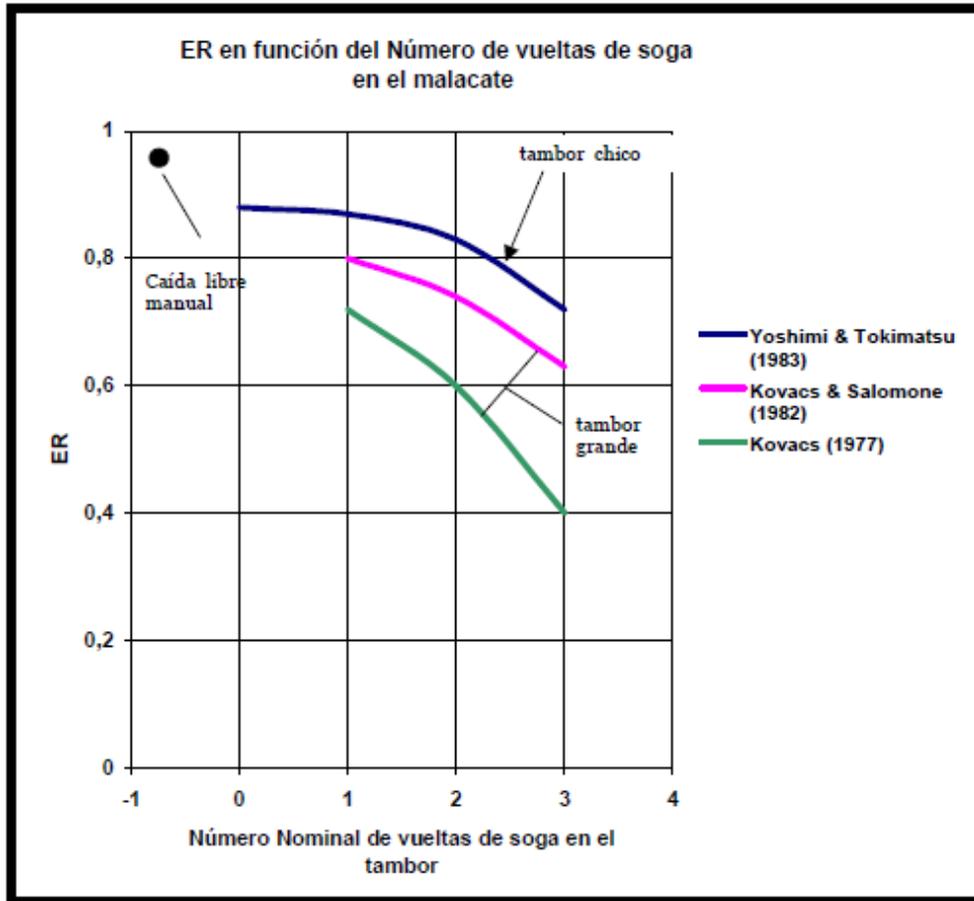


Figura 3.8: Representación gráfica de la influencia del número de vueltas de sogas en el tambor del malacate usado para el ensayo SPT según distintos autores, (Lopez Menardi, 2003).

### 3.4.2 Sobrecarga aplicada diferente a 100 Kpa en suelos granulares ( $C_N$ )

Se conoce que existe una relación lineal entre la resistencia a la penetración en suelos granulares y la profundidad, debido a un incremento de la densidad relativa frente a la densidad real, provocado por un aumento de confinamiento producido por la presión de sobrecarga. Según Gibbs y Holtz (1957) existe una relación entre el valor de la tensión geostática media y el número de golpes en un ensayo de penetración. Es por ello que

resulta necesario normalizar los resultados, en función de un valor de tensión efectiva de referencia. Dicho esto, suponiendo una tensión efectiva constante verticalmente, Meyerhoff (1957) propone que la penetración aumenta proporcionalmente al cuadrado de la densidad relativa  $D_r$ :

$$N_{SPT} = D_r^2(a + bp') \quad (3.26)$$

Donde  $a$  y  $b$  son factores que dependen del tipo de material y  $p'$  la tensión media efectiva. La influencia de la sobre presión aplicada puede ser expresada por un factor de corrección  $C_N$  (Liao y Whitman, 1985; Skempton, 1986; Clayton, 1993):

$$C_N = \frac{N_1}{N_{SPT}} = \frac{D_r^2(a+b100Kpa)}{D_r^2(a+bp')} = \frac{(a/b+100)}{(a/b+p')} \quad (3.27)$$

Donde  $N_1$  es la resistencia equivalente bajo una tensión vertical de 100  $Kpa$ . Basado en este concepto, se han desarrollado numerosas expresiones para expresar el valor  $C_N$  respaldadas a través de correlaciones entre ensayos in-situ y ensayos de laboratorio. A continuación la figura 3.9 presenta una recopilación propuesta por Schnaid (2009) de las expresiones más difundidas:

| Reference                      | Depth correction factor $C_N$                                    | $\sigma'_{v0}$ | Observation   |
|--------------------------------|--|----------------|---|
| Skempton (1986)                | $C_N = \frac{200}{100 + \sigma'_{v0}}$                           | kPa            | Seed <i>et al.</i> (1983)<br>$D_r = 40-60\%$<br>NC sand |
| Skempton (1986)                | $C_N = \frac{300}{200 + \sigma'_{v0}}$                           | kPa            | Seed <i>et al.</i> (1983)<br>$D_r = 60-80\%$<br>NC sand |
| Peck <i>et al.</i> (1974)      | $C_N = 0.77 \log\left(\frac{2000}{\sigma'_{v0}}\right)$          | kPa            | NC sand   |
| Liao and Whitman (1985)        | $C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_{v0}}}$                          | kPa            | NC sand   |
| Liao and Whitman (1985)        | $C_N = \left[\frac{(\sigma'_{v0})_{ref}}{\sigma'_{v0}}\right]^k$ | -              | $k = 0.4-0.6$   |
| Skempton (1986)                | $C_N = \frac{170}{70 + \sigma'_{v0}}$                            | kPa            | OC sand<br>OCR = 3                                      |
| Clayton (1993)                 | $C_N = \frac{143}{43 + \sigma'_{v0}}$                            | kPa            | OC sand<br>OCR = 10                                     |
| Robertson <i>et al.</i> (2000) | $C_N = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}}\right)^{-0.5}$    | kPa            | NC sand   |

Notes  
 NC = normally consolidated.  
 OC = overconsolidated.

Figura 3.9: Recopilación de expresiones para obtener el valor  $C_N$  para la corrección por sobrecarga aplicada, (Schnaid 2009).

### 3.4.3 Corrección por pérdidas debido a longitud del varillaje ( $C_R$ )

Según Seed (1985), cuando la longitud de las barras es inferior a 3 metros, se produce una reflexión en las mismas que reduce la energía disponible que llega al extremo inferior del cuerpo de barras. De este modo, la reflexión genera entonces un aumento en la resistencia aparente a la penetración. Decourt (1989) propone evaluar la reducción de energía a través de la relación:

$$C_R = f\left(\frac{M_r}{M_h}\right) \quad (3.28)$$

Donde:

$M_r$ : Peso del cuerpo de barras.

$M_h$ : Peso del martinete.

Según el autor, la energía se transmite completamente a partir de la longitud para la cual la relación  $M_r/M_h > 1$ . De este modo, en función del peso de dichos elementos, se considera necesario realizar correcciones hasta aproximadamente 10 metros de longitud del varillaje. A continuación la tabla 3.2 muestra los factores recomendados por el Eurocode ENV-1997-3:

Tabla 3.2: Factores de corrección por longitud del varillaje, (Eurocode ENV-1997-3).

| Longitud del varillaje (m) | Factor Cr |
|----------------------------|-----------|
| >10                        | 1         |
| 6 a 10                     | 0,95      |
| 4 a 6                      | 0,85      |
| 3 a 4                      | 0,75      |

### 3.4.4 Diámetro de la perforación

Este factor no resulta relevante para el diámetro de perforación más habitual (entre los 65 y 115 mm). No obstante, para diámetros superiores a 150 mm, el efecto desarrollado anteriormente en relación a la sobrepresión generada en profundidad debido al aumento de la densidad relativa, comienza a perder su efecto sobre la resistencia del suelo, con lo cual resulta necesario realizar correcciones al respecto, especialmente en arenas. En este sentido, Skempton (1986) propone (tabla 3.3):

Tabla 3.3: Factores de corrección según diámetro de perforación, (Skempton, 1986).

| Diámetro de la perforación | Factor Cb |
|----------------------------|-----------|
| 65 a 115 mm                | 1,00      |
| 150 mm                     | 1,05      |
| 200 mm                     | 1,15      |

### 3.4.5 Corrección por sistema de muestreo:

El sacamuestras normalizado para el ensayo SPT, puede incluir o no en su interior una guía de PVC que sirve para alojar en su interior la muestra extraída durante el ensayo. En el primer caso, el diámetro interno incluyendo la guía es de 35 mm, mientras que sin la misma 38 mm, en cuyo caso la fricción desarrollada entre la pared interior del sacamuestras y el suelo disminuye. Frente a esta situación, Kovacs (1985) propone las siguientes correcciones (tabla 3.4):

Tabla 3.4: Factores de corrección según sistema de muestreo, (Kovacs, 1985).

| Sistema de muestreo      | Factor Cs   |
|--------------------------|-------------|
| Muestreador Standard     | 1,00        |
| Muestreador sin guía PVC | 1,10 a 1,30 |

Corregido el valor  $N_{SPT}$  en función de lo desarrollado anteriormente, se obtiene información susceptible de ser correlacionada para estimar parámetros geotécnicos que posibiliten el cálculo y diseño de los sistemas de fundación necesarios. La obtención de estos parámetros se realiza a partir de coeficientes empíricos basados en numerosos ensayos realizados para distintos tipos de suelo en variadas condiciones de compacidad y humedad.

## CAPÍTULO 4

### CORRELACIONES

#### 4.1 INTRODUCCIÓN

La correlación es un recurso matemático a través del cual se analiza la dependencia entre dos o más variables. En geotecnia, se busca analizar la relación existente entre resultados obtenidos por medio de ensayos de penetración con parámetros físicos que permitan la evaluación del comportamiento de un suelo, su capacidad portante y así diseñar y dimensionar fundaciones. De esta forma se obtiene una expresión matemática que representa una relación empírica entre dos variables. Dada la gran variabilidad de las condiciones de un suelo y la dificultad de realizar ensayos y estudios para determinar de forma exacta el valor de las variables existentes, resulta necesaria la correlación de datos para obtener valores suficientemente confiables.

La recopilación de una gran cantidad de datos empíricos, tanto de ensayos in-situ como pruebas de laboratorio, relacionados al comportamiento de determinado suelo, permite entonces a través de un procesamiento estadístico hacer estimaciones. Como todo trabajo estadístico, es necesario un análisis de cada elemento de la población, eliminando datos no representativos que puedan alterar los resultados.

En el presente capítulo, se analizará esta herramienta matemática aplicada a ensayos SPT y DPSH. Se presentan algunos parámetros físicos susceptibles de ser correlacionados, su comportamiento frente a distintos tipos de suelos y finalmente un resumen de correlaciones propuestos por distintos autores a lo largo de los años.

#### 4.2 CORRELACIÓN A PARTIR DEL MÉTODO SPT:

Como fuera mencionado anteriormente, el SPT ha sido el ensayo de penetración de mayor uso a nivel global. Es por ello, que existe una amplia bibliografía de correlaciones a

partir de las cuales puede estimarse con mayor o menor precisión los siguientes parámetros geotécnicos:

- Densidad relativa en suelos granulares.
- Ángulo de fricción interna en suelos granulares.
- Módulo de deformación en suelos granulares.
- Tensión admisible para suelos granulares.
- Asentamiento en suelos granulares.
- Resistencia al corte, no drenada, en suelos cohesivos.
- Resistencia a la compresión simple en suelos cohesivos.
- Potencial de licuación en arenas.

A continuación, se presentan algunas correlaciones para suelos granulares y cohesivos. Posteriormente se incluye el procedimiento a seguir propuesto por la norma Cirsoc 103 para evaluar el potencial de licuación en arenas a partir del SPT.

#### 4.2.1 Correlación en suelos granulares:

El gran desarrollo de correlaciones del método SPT para este tipo de suelos, se debe en parte al grado de complejidad que implica la extracción de muestras inalteradas del mismo. Además, durante el desarrollo de ensayos de penetración dinámica en suelos granulares, se asume que no existe aporte en la sobrepresión de poros, por lo que bajo condiciones de suelo totalmente drenado, las mediciones del número de golpes pueden ser utilizadas como indicadores de la tensión de corte y rigidez en arenas y gravas. Dichos parámetros tienen una íntima relación con el ángulo de fricción interna  $\phi$  que puede ser estimado siguiendo dos posibles caminos:

- Mediante la estimación de la densidad relativa  $D_r$  a partir de la resistencia a la penetración.
- Directamente a partir de su correlación con el número de golpes  $N_{SPT}$ .

La densidad relativa (4.1) se define como:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (4.1)$$

Donde  $e$  es la relación de vacíos in-situ del suelo mientras que  $e_{max}$  y  $e_{min}$  son la máxima y mínima relación de vacíos, respectivamente. Dada la dificultad de obtener estos valores a través de ensayos de laboratorio (dada la complejidad de mantener la estructura del suelo), Cubrinovski e Isihara (1999) han relacionado el Número  $N_{SPT}$  con la densidad relativa y porcentajes de vacío potenciales (4.2):

$$\frac{(N_1)_{60}}{D_r^2} = \frac{11,7}{(e_{max}-e_{min})^{1,7}} \quad (4.2)$$

Siguiendo la premisa planteada en el capítulo anterior, bajo la cual se supone que frente a tensiones efectivas constantes verticalmente, el número de golpes aumenta proporcionalmente al cuadrado de la densidad relativa, Skempton (1986) propone determinar el valor de la densidad relativa (4.3) a partir de la siguiente expresión:

$$D_r = \left( \frac{(N_1)_{60}}{0,28\sigma'_{v0}+27} \right)^{1/2} \quad (4.3)$$

Siendo  $\sigma'_{v0}$  la tensión vertical efectiva. Por otro lado, Marcuson y Biegansky (1977) produjeron a través de un extenso estudio la relación empírica:

$$D_r(\%) = 11,7 + 0,76(N_F + 1600 - 7,68\sigma'_0 - 50C_u^2)^{0,5} \quad (4.4)$$

Donde:

$N_F$ : N de SPT.

$\sigma'_0$ : Presión de sobrecarga efectiva.

$C_u$ : Coeficiente de uniformidad de la arena.

Adicionalmente y con un menor grado de exactitud ya que no considera presión efectiva de sobrecarga ni la historia de esfuerzos en el suelo, en la siguiente tabla (4.1) se puede obtener la compacidad relativa directamente a partir del  $(N_1)_{60}$  (Dass,1984):

Tabla 4.1: Correlación entre número de golpes y densidad relativa, (Dass, 1984).

| $(N_1)_{60}$ | Dr (%) |
|--------------|--------|
| 0-5          | 0-5    |
| 05-10        | 5-30   |
| 10-30        | 30-60  |
| 30-50        | 60-95  |

Con un mayor grado de incertidumbre y como caracterización cualitativa, Terzaghi y Peck propusieron una de las primeras correlaciones entre  $N$  y la densidad relativa (tabla 4.2):

Tabla 4.2: Correlación cualitativa entre número de golpes y densidad relativa,(Terzaghi, Peck, 1973).

| N° de golpes/30 cm<br>N | Densidad relativa  |
|-------------------------|--------------------|
| 0-4                     | Muy suelta         |
| 04-10                   | Suelta             |
| 10-30                   | Medianamente densa |
| 30-50                   | Densa              |
| + de 50                 | Muy densa          |

Obtenida la densidad relativa, puede estimarse el valor del ángulo de fricción interna  $\phi$ . En este sentido, Bolton (1986) propuso la ecuación (4.5):

$$\phi = m[D_r(Q - \ln p') - R] \quad (4.5)$$

Donde  $D_r$  está expresado como porcentaje,  $p'$  es la tensión efectiva,  $R$  es un factor empírico de aproximación igual a 1 como primer aproximación,  $Q$  es una función logarítmica de la compresión que depende del tipo de material que compone el suelo y  $m$

un parámetro que depende del tipo de carga, siendo 5 para cargas planas y 3 para cargas triaxiales.

Alternativamente, el ángulo de fricción interna puede estimarse directamente a partir del valor  $(N_1)_{60}$ . La tabla 4.3 presenta una recopilación de algunas expresiones propuestas por autores para obtener  $\phi$ :

Tabla 4.3: resumen de correlaciones entre  $\phi$  y  $(N_1)_{60}$ .

| Autor y año             | Expresión   | Variables   |
|-------------------------|---|---|
| Wolff, 1989             | $\phi = 27,1 + 0,3(N_1)_{60} - 0,00054(N_1)_{60}^2$   | $(N_1)_{60}$  |
| Kulhawy y Mayne, 1990   | $\phi = \tan^{-1} \left[ \frac{N}{12,2 + 20,3 \left( \frac{\sigma'_0}{P_a} \right)} \right]^{0,34}$ | $N$ : Número de golpes<br>$\sigma'_0$ : Presión de sobrecarga efectiva<br>$P_a$ : Presión atmosférica |
| Hatanaka y Uchida, 1996 | $\phi = \sqrt{20(N_1)_{60}} + 20$   | $(N_1)_{60}$  |
| Teixeira, 1996          | $\phi = 15 + \sqrt{24(N_1)_{60}}$   | $(N_1)_{60}$  |

Finalmente, se adjunta un gráfico (fig. 4.1) donde López Menardi (2003) resume las correlaciones de algunos de los autores antes citados:

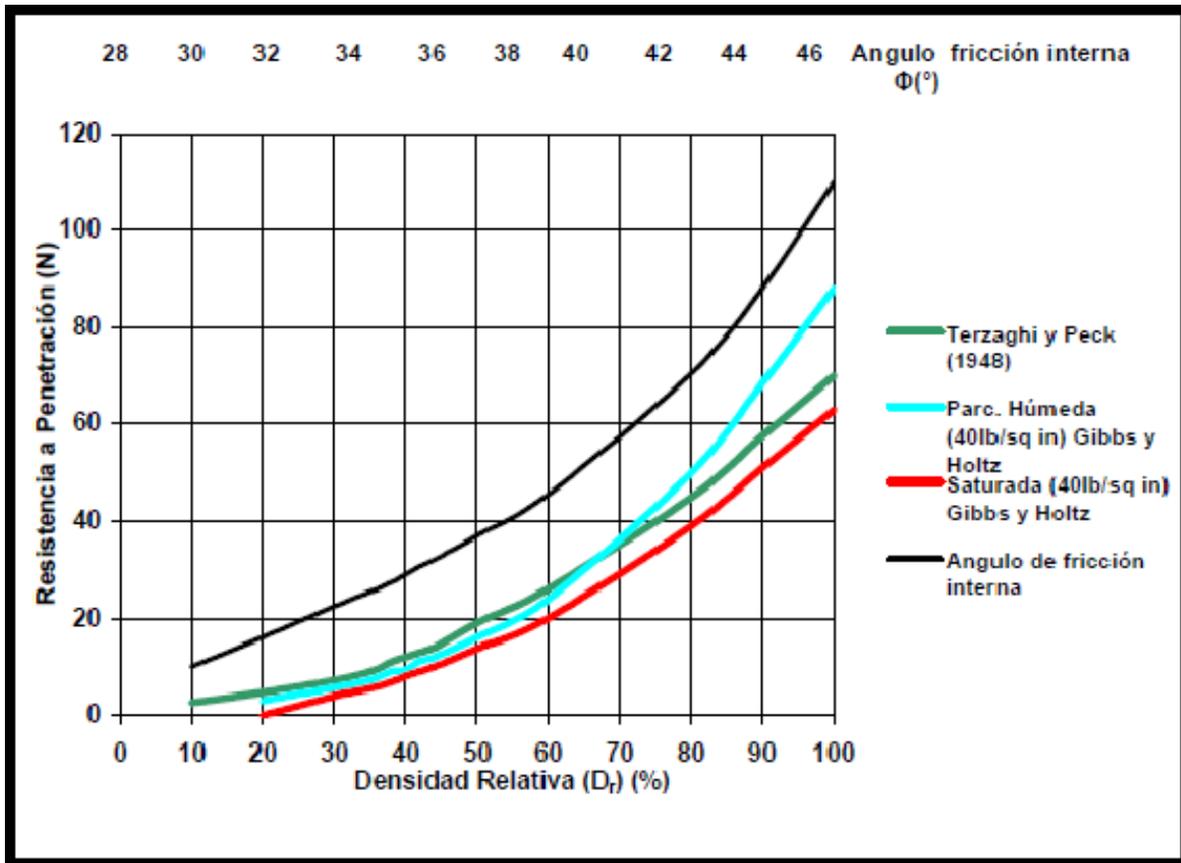


Figura 4.1: Representación gráfica de correlaciones entre número de golpes, densidad relativa y ángulo de fricción interna, (Menardi, 2003).

El diseño de algunos elementos geotécnicos, como es el caso de las plateas, requiere el conocimiento de la rigidez  $G_o$  del suelo de fundación. Este parámetro es habitualmente medido a través de ensayos in-situ específicos como el ensayo de relación soporte, CBR, o a través de ensayos de laboratorio. El SPT es un método de grandes desplazamientos, asociado a un amplio rango de tensiones de corte e insensible frente al historial de cargas de un suelo. Es por esto que correlaciones entre  $N_{SPT}$  y rigidez son sensibles a una gran cantidad de factores que pueden generar interpretaciones erradas. Consecuentemente, deben ser utilizadas con criterio y precaución. A pesar de las nombradas limitaciones, autores como Ohta y Goto (1978), Imai y Yakota (1982) y Sykora y Stoke (1983), han propuesto la siguiente correlación:

$$G_o = a(N_{60})^b \quad (4.6)$$

Donde  $a$  y  $b$  son coeficientes que dependen del tipo de suelo y del proceso sedimentario del cual proviene (aluvional, glacial, etc.).

A la hora de diseñar fundaciones, puede correlacionarse  $(N_1)_{60}$  con la tensión admisible del suelo según el tipo de fundación que se esté diseñando. En el caso de zapatas apoyadas sobre arena, Terzaghi y Peck propusieron dos correlaciones según la dimensión en planta de la zapata (4.7 y 4.8):

$$\sigma_{adm} = \frac{(N_1)_{60}}{8} \quad \text{para } B < 1,20 \text{ m} \quad (4.7)$$

$$\sigma_{adm} = \frac{(N_1)_{60}}{12} \left( \frac{B+0,3}{B} \right) \quad \text{para } B \geq 1,20 \text{ m} \quad (4.8)$$

Por otro lado, para el dimensionado de pilotes, se propuso el cálculo de la capacidad friccional (4.9) y de punta  $N_{SPT}$  (4.10) a través de las expresiones:

$$\sigma_{fricción\ adm} [t/m^2] = \left[ \left( \frac{N_{SPT}}{3} \right) + 1 \right] / 1,3 \quad (4.9)$$

$$\sigma_{punta\ adm} [t/m^2] \cong \frac{\psi N_{SPT}}{\beta \eta} \quad (4.10)$$

Donde:

$\psi$ : Coef. Que depende del tipo de suelo, tabla 4.4.

$\beta$ : Coef. Que depende del tipo de pilote, tabla 4.5.

$\eta$ : Coeficiente de seguridad, tabla 4.5.

Tabla 4.4: Tabla de coeficiente  $\psi$  según tipo de suelo.

| Suelo  | Arenas gruesas | Arenas finas | Limos arenosos | Arcillas |
|--------|----------------|--------------|----------------|----------|
| $\psi$ | 40             | 30           | 20             | 12       |

Tabla 4.5: Tabla de coeficientes  $\beta$  y  $\eta$  según el modo de perforación del suelo.

| Tipo de pilote | $\beta$ | $\eta$ |
|----------------|---------|--------|
| Excavado       | 3       | 4      |
| Hincado        | 1       | 2      |

#### 4.2.2 Correlación en suelos cohesivos:

Los ensayos SPT en suelos cohesivos, no permiten el drenaje de agua, con un consecuente aumento de la presión de poros durante el ensayo. Dado que dichas presiones no son registradas, la interpretación empírica de los resultados es realizada a través de las tensiones totales y no efectivas, provocando un importante grado de inexactitud en el análisis de las tensiones reales presentes en suelos cohesivos. Es por ello, que las correlaciones desarrolladas generalmente son de carácter cualitativo o requieren ensayos de laboratorio o in-situ complementarios para mayor precisión.

Resulta obvio mencionar que durante la excavación previa a la ejecución del ensayo, existe una perturbación del suelo bajo estudio, particularmente relevante en arcillas altamente compresibles, que arrojan valores de  $N$  menores a 5. Para estos tipos de suelo, el método no proporciona información confiable.

Realizadas las salvedades correspondientes, las características y parámetros correlacionables a través del ensayo SPT en suelos cohesivos son: grado de consistencia del suelo, resistencia al corte, grado de preconsolidación del suelo y resistencia a la compresión simple. El grado de consistencia se basa en una caracterización netamente cualitativa, que Seed propone junto a la correlación con la resistencia a la compresión simple como se muestra en la tabla 4.6.

Tabla 4.6: Correlación entre número de golpes vs consistencia y resistencia a la compresión simple, (Seed, 1985).

| Número de penetración estándar, N | Consistencia  | Resistencia a compresión simple, $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------------|---------------|---|
| 0-2                               | Muy blanda    | 0-25  |
| 2-5                               | Blanda        | 25-50   |
| 5-10                              | Rigidez media | 50-100  |
| 10-20                             | Firme         | 100-200   |
| 20-30                             | Muy firme     | 200-400   |
| >30                               | Dura          | >400  |

En cuanto a la correlación entre  $N_{SPT}$  y la resistencia al corte  $C_u$  no drenada en arcillas, existe una amplia bibliografía, siendo relevante lo sugerido por Stroud (1974) a partir de los resultados de pruebas triaxiales no drenadas en arcillas insensitivas, plasmado en la ecuación 4.11:

$$C_u = KN \quad (4.11)$$

Donde:

$K$  = constante = 3,5 – 6,5 kN/m<sup>2</sup>.

$N$  = número de penetración obtenido en campo.

Similarmente, Hara y otros autores (1971) propusieron (ec 4.12):

$$C_u(kN/m^2) = 29N^{0,72} \quad (4.12)$$

La tasa de preconsolidación<sup>2</sup>, OCR, de un depósito natural de arcilla también puede ser correlacionada con el  $N_{SPT}$ . Mayne y Kemper (1988) proponen en la ecuación 4.13:

<sup>2</sup> La tasa de preconsolidación o presión de precompresión, es la máxima tensión a la que ha visto sometido un suelo a lo largo de su historia geológica.

$$OCR = 0,193 \left( \frac{N}{\sigma'_{o}} \right)^{0,689} \quad (4.13)$$

Donde  $\sigma'_{o}$  es el esfuerzo efectivo vertical ( $MN/m^2$ ).

#### 4.2.3 Potencial de licuación en arenas:

El análisis del fenómeno de licuación en arenas frente a acciones horizontales, comprende un extenso tema que excede el alcance del presente informe. No obstante, cabe mencionar las recomendaciones especificadas en el reglamento IMPRES-CIRSOC 103 parte 1, cuyo fin es permitir evaluar el riesgo de licuación en suelos. El citado reglamento, proporciona herramientas para dicha evaluación según tres distintos casos: suelos cuya licuación es improbable, suelos cuya licuación es probable y suelos fuera de las condiciones impuestas por los anteriores casos:

En suelos de improbable licuación, el reglamento plantea que el fenómeno podrá ser despreciado al cumplirse alguna de las siguientes condiciones:

- No existen mantos o lentes de arena o limos saturados a una profundidad menor que 30 metros.
- El diámetro medio  $D_{50}$  de los granos está fuera del rango  $3,5 \text{ mm} - 0,01 \text{ mm}$ .
- El número de golpes del ensayo de penetración normalizado cumple la desigualdad dada por la ecuación 4.14:

$$N > B_1 + B_2 \cdot Z_S \quad (4.14)$$

Donde  $B_1$  y  $B_2$  son constantes que dependen de la zona sísmica (tabla 4.7) y  $Z_S$  es la profundidad desde el nivel de terreno al techo del manto o lente de arena o limo saturado, en metros.

Tabla 4.7: Factores para evaluar el riesgo de licuación, Cirsoc 103.

| Zona Sísmica | A   | A    | B    | B   |
|--------------|-----|------|------|-----|
| 4            | 10  | 1    | 20   | 1,6 |
| 3            | 9   | 0,95 | 18,5 | 1,5 |
| 2            | 6   | 0,60 | 12   | 1,2 |
| 1            | 3,5 | 0,35 | 7    | 0,7 |

Por otro lado, para determinar si el fenómeno de licuación es probable, el reglamento plantea que deben cumplirse simultáneamente las siguientes condiciones:

- Existen mantos o lentes de arena o limos saturados o con alta probabilidad de saturación a profundidades menores a 30 metros.
- El diámetro medio  $D_{50}$  de los granos se encuentra dentro del rango  $3,5 \text{ mm} - 0,01 \text{ mm}$ .
- El número de golpes del ensayo de penetración normalizado cumple la desigualdad dada por la ecuación 4.15:

$$N \leq A_1 + A_2 \cdot Z_S \quad (4.15)$$

Siendo  $A_1$  y  $A_2$  constantes también incluidas en la tabla 4.7. En este tipo de suelos, las construcciones diseñadas deberán garantizar las medidas pertinentes indicadas por el reglamento oportuno.

Finalmente, en casos donde no se cumplen las anteriores condiciones, se evaluará la relación entre la tensión tangencial cíclica límite  $f_{vSL}$  y la tensión tangencial inducida  $f_{vS}$ . La primera de estas tensiones se obtiene a través de ensayos de campo o laboratorio, mientras que la segunda se obtiene a través de la expresión 4.16:

$$f_{vS} = 0,65 \cdot \gamma \cdot z \cdot r_d \cdot C_a \quad (4.16)$$

Donde:

$\gamma$ : peso unitario del suelo.

$z$ : profundidad del nivel analizado desde la superficie libre, en metros.

$r_d$ : factor de reducción de tensiones del suelo,  $r_d = 1 - 0,01 z$ .

$C_a$ : parámetro característico del espectro de diseño.

Se podrá considerar que un suelo no es potencialmente licuable al cumplirse alguna de las relaciones 4.17 o 4.18:

$$f_{vsL}/f_{vs} \geq 1,4 \quad (4.17)$$

Para  $f_{vsL}$  determinada mediante ensayos de laboratorio, o

$$f_{vsL}/f_{vs} \geq 1,6 \quad (4.18)$$

Cuando  $f_{vsL}$  se obtiene a través de ensayos de campo.

### 4.3 CORRELACIONES A PARTIR DE MÉTODOS DP

Si bien los ensayos de Penetración Dinámica se caracterizan por ser utilizados para la determinación de la profundidad de los distintos estratos de suelo según su compacidad y la determinación de cotas de rechazo, a lo largo de los años se han desarrollado correlaciones en función de valores  $N_{DP}$ . Para ello, algunos de los caminos posibles para lograr dichas correlaciones pueden ser:

- Calculando la resistencia dinámica a la penetración del suelo  $q_d$  o  $r_d$  y correlacionándola con una resistencia estática equivalente a introducir en fórmulas de cálculo de capacidad portante del suelo.
- A través de la equivalencia entre resultados  $N_{DP}$  y  $N_{SPT}$  y el uso de las correlaciones existentes para este ensayo.
- Correlacionando directamente los valores  $N_{DP}$  con valores  $q_c$  obtenidos con el penetrómetro estático.
- Por correlación directa entre  $N_{DP}$  parámetros como índice de densidad, rigidez, etc.

#### 4.3.1 Resistencia dinámica a la penetración del suelo

Los valores  $N_{DP}$  pueden ser re interpretados para determinar la resistencia dinámica del suelo,  $q_d$ . Para ello, se calcula en primer lugar la resistencia puntual unitaria,  $r_d$  (ecuación 4.14):

$$r_d = \frac{mgh}{Ae} \quad (4.14)$$

Y la resistencia dinámica (4.15):

$$q_d = \frac{m}{m+m'} r_d \quad (4.15)$$

Donde:

$m$ : masa de la maza, en kg.

$g$ : aceleración de la gravedad, en newtons por kilogramo.

$h$ : altura de caída de la maza, en metros.

$A$ : área en la base del cono, en metros cuadrados.

$e$ : Porcentaje de penetración, milímetros por golpe ( $0,1/N_{10}$  para DPLm, DPM y DPH y  $0,2/N_{20}$  para DPSH)

$m'$ : masa total del varillaje, yunque y de la varilla guía, en kilogramos.

Según el ENV 1997-3, El valor  $r_d$  es una estimación del trabajo de hincado realizado para penetrar el terreno. El cálculo de  $q_d$  introduce la inercia de las varillas guía y de la maza después del impacto con el yunque, lo que debería permitir la comparación de las distintas configuraciones de equipos DP. Esta posibilidad adquiere un gran potencial, según el anexo E de la norma ISO 22476-2, al permitir variar la configuración del equipo de ensayo en un mismo perfil, reduciendo la maza de golpeo frente un reducido número de golpes y aumentándola en el caso opuesto.

Lo antedicho, puede evidenciarse en las figuras siguientes, donde se exponen tres gráficos elaborados a partir de ensayos realizados con los equipos DPL, DPM y DPH en suelos arcillosos de Londres. En el primero (figura 4.2), se puede evidenciar como los valores  $N_{10}$  arrojados por cada equipo son sustancialmente diferentes, particularmente el DPL con los dos de mayor masa. No obstante, al comparar los gráficos de resistencia puntual unitaria  $r_d$  (figura 4.3) y más aún en el caso de la resistencia dinámica  $q_d$  (figura 4.4) puede evidenciarse una gran similitud en su comportamiento, entre DPM y DPH para el primer caso y entre los tres equipos para el segundo.

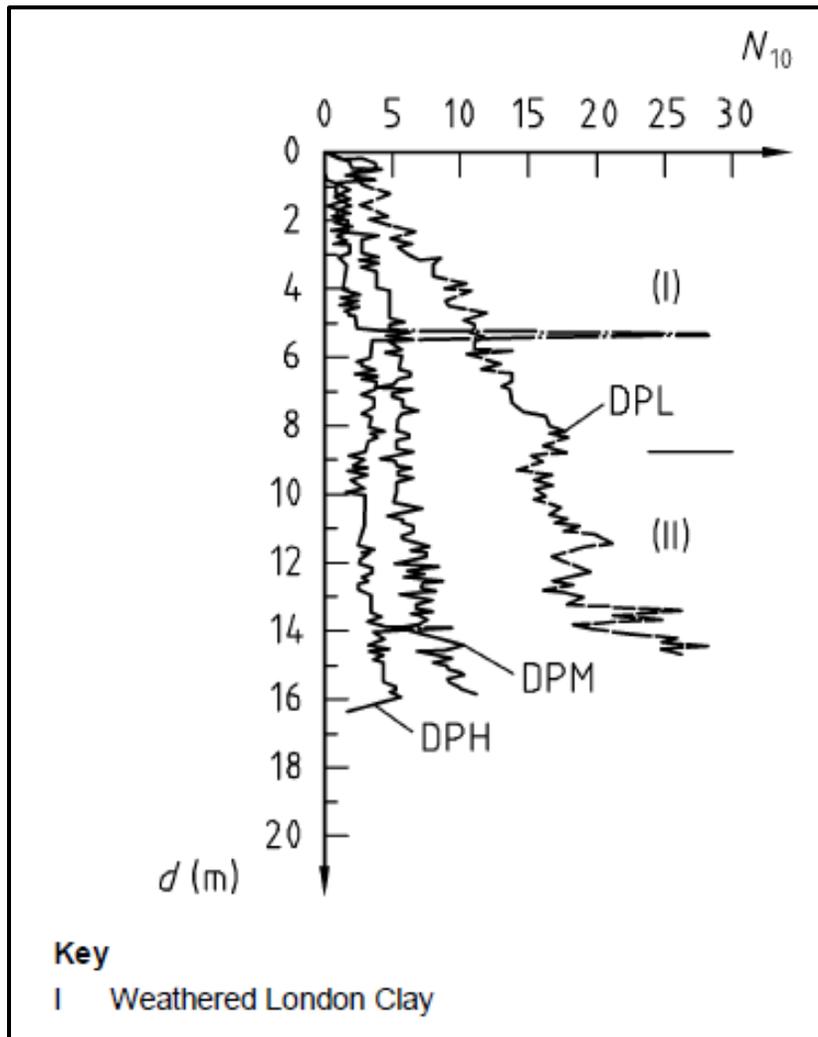


Figura 4.2: Comparación de valores  $N_{10}$  en función de la profundidad para distintos ensayos DP, (EN ISO 22476-2: 2005).

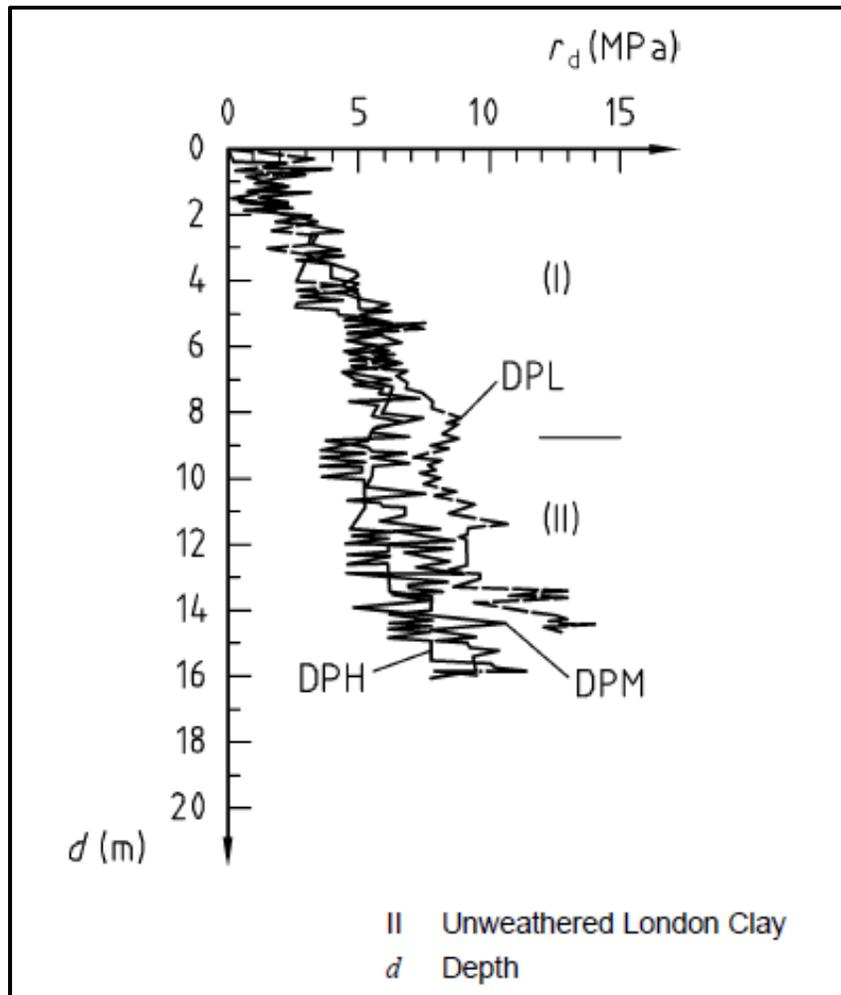


Figura 4.3: Comparación de valores  $r_d$  en función de la profundidad para distintos ensayos DP, (EN ISO 22476-2: 2005).

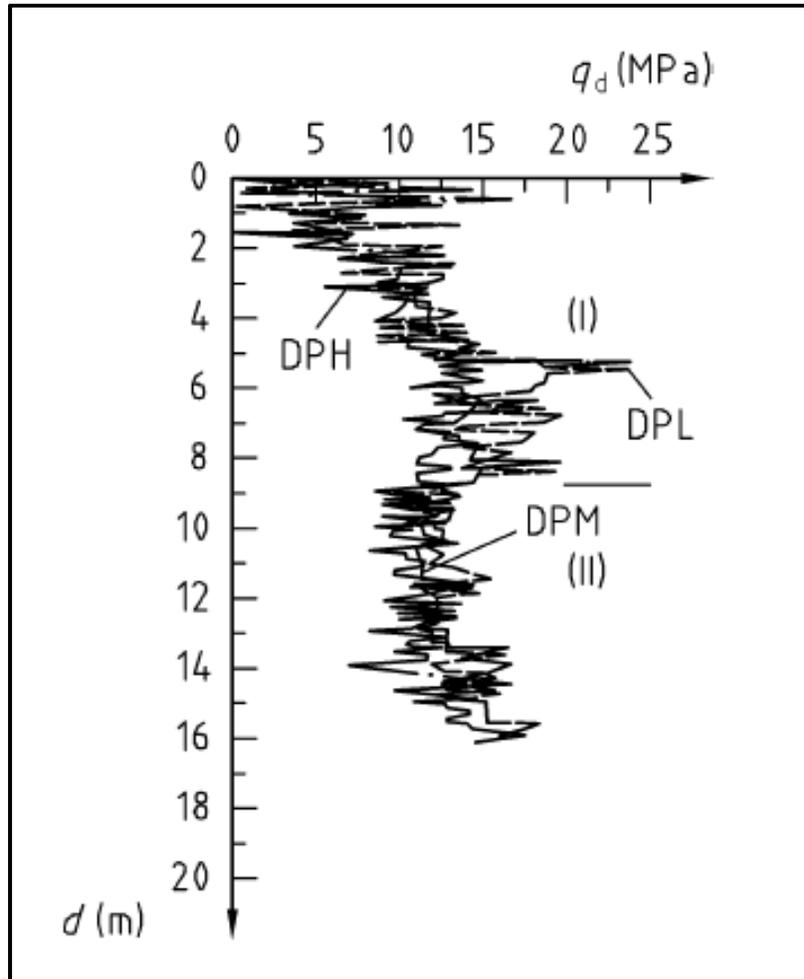


Figura 4.4: Comparación de valores  $q_d$  en función de la profundidad para los distintos ensayos DP, (EN ISO 22476-2: 2005).

Por otro lado, enfoques clásicos como el de Sanglerat (1967), recopilaron relaciones directas entre número de golpes y energía dinámica y a partir de allí relaciones con expresiones que permiten estimar tensiones admisibles en fundaciones superficiales y profundas. Hoy en día, estas relaciones se consideran sólo aptas para trabajos de anteproyecto por su cuestionable precisión. En base a este enfoque, resulta apropiado mencionar la fórmula de los holandeses (ec. 4.16) de gran difusión y evidente similitud conceptual con la antes citada ecuación de la energía dinámica.

$$R_d = \frac{M^2 H}{e(P+M)A} \quad (4.16)$$

Donde:

$M$ : peso de la maza en kilogramos.

$H$ : altura de caída de la maza.

$e$ : penetración en cm por número de golpes.

$P$ : peso de las varillas en kilogramos.

$A$ : área transversal de la punta en  $\text{cm}^2$ .

Obtenida la resistencia dinámica, autores como Buisson, proponen la determinación de capacidad de carga en fundaciones a partir de la relación entre resistencias dinámica y estática (tabla 4.8):

Tabla 4.8: Relación entre resistencia dinámica y estática según tipo de terreno, (Buisson, 1952).

| S/D<br>relación entre<br>resistencia estática y<br>dinámica | Tipo de terreno                                   |
|---|---|
| 0,30  | Suelos de compacidad floja o consistencia blanda. |
| 0,50  | Arcillas  |
| 0,75  | Arenas  |
| 1,00  | Gravas con fuerte rozamiento                      |

Similarmente, otros autores propusieron una tensión admisible para fundaciones superficiales, de  $1/20$  de dicha resistencia dinámica, siendo esta relación aplicable sólo para suelos no cohesivos y fundaciones con una relación  $D/B^3$  entre 1 y 4. Para relaciones menores a 1 en suelos granulares, la estimación de la tensión admisible está sobrestimada por lo que deberá analizarse el caso con especial precaución.

<sup>3</sup> Siendo D y B las dimensiones de la sección en planta de la fundación.

Puede observarse que los factores de seguridad para las anteriores correlaciones son considerablemente altos. Esto se debe a que, en su origen, este método de análisis fue desarrollado exclusivamente para situaciones en las cuales no podía accederse a mayor información y por ello debía asumirse valores más conservadores. No obstante, para suelos conocidos y donde puede obtenerse información de mayor confiabilidad, los factores pueden reducirse. Por ejemplo, frente a fundaciones superficiales dentro de la relación de lados antes mencionada, sobre suelos de arena gruesa compacta, la relación puede alcanzar hasta 1/15 de la resistencia dinámica.

Resulta interesante mencionar la advertencia realizada por Sanglerat (1967) en relación a lo anteriormente expuesto: “Los efectos de las presiones de poros no son tenidos en cuenta en las relaciones anteriores, por lo que no deberán utilizarse para el cálculo de cargas admisibles para fundaciones superficiales en suelos cohesivos saturados”<sup>4</sup>.

En el caso de pilotes, el mismo autor indica la posibilidad de estimar la capacidad de carga con un factor oscilante entre  $R_d/6$  y  $R_d/12$ . Por otro lado, existen extensos estudios sobre la correlación entre la ecuación de energía dinámica de los holandeses y la ecuación de capacidad de carga en pilotes propuesta por Terzaghi. A partir de dicha ecuación:

$$R_s = P_s(c, \varphi) + L_s(c, \varphi) \quad (4.17)$$

Donde:

$R_s$ : resistencia estática.

$P_s$ : resistencia de punta.

$L_s$ : resistencia friccional.

$c$ : cohesión.

$\varphi$ : ángulo de fricción interna.

---

<sup>4</sup> Esta conclusión se basa en numerosos ensayos realizados desde 1967 en la zona de Lyon, Francia realizados sobre suelos cohesivos bajo el nivel freático.

Puede reescribirse la resistencia dinámica como:

$$R_d = \alpha_i P_s(c, \varphi) + \beta_i L_s(c, \varphi) \quad (4.18)$$

Donde  $\alpha_i$  y  $\beta_i$  son coeficientes de reducción que dependen de: (a) la naturaleza del suelo (b) la fricción entre el fuste y el suelo (c) el diámetro del penetrómetro. La resolución de la ecuación anterior, supone el pilar principal de esta teoría desarrollada en París por Aimé Nadal. Dado el alcance del presente informe, se limitará a comentar brevemente las aproximaciones planteadas por el autor para correlacionar la resistencia dinámica con los parámetros  $c$  y  $\varphi$ .

La primera aproximación a la solución implica la suposición de los valores  $\alpha_i$  y  $\beta_i$  reduciendo así la cantidad de variables. Naturalmente, esto implica realizar suposiciones sobre las características del suelo restringiendo así la generalidad de la solución. La segunda aproximación, propone la igualdad entre las ecuaciones 4.16 y 4.18, introduciendo un factor de seguridad. Para la resolución de la ecuación de dos incógnitas  $c$  y  $\varphi$ , se procede a suponer uno de los dos valores y obtener el restante. Es conveniente contar con ensayos de laboratorio para una estimación más precisa. Otra alternativa es la estimación de rangos de valores para los dos parámetros a partir de iteraciones.

#### 4.3.2 Correlación entre resultados del DPSH y SPT:

Resulta lógico pensar en correlacionar los resultados de ensayos DPSH y SPT ya que son frecuentemente parte de un mismo sondeo. Además, comparten características en su forma de ejecución: la masa de la maza utilizada para el golpeo es en ambos casos de 63,5 kg y la altura de caída para el SPT es de 76 centímetros, mientras que en el caso del DPSH es de 75 centímetros.

Como ya fuera planteado anteriormente, el método SPT ha sido normalizado, estudiado y corregido a lo largo de los años, lo que ha posibilitado resultados de confiabilidad suficientemente aceptable para estimar parámetros geotécnicos. Uno de los factores principales para ello, ha sido la posibilidad que ofrece el ensayo de extraer muestras.

Por lo expuesto, pueden correlacionarse valores  $N_{DP}$  y  $N_{SPT}$  y posteriormente utilizar correlaciones como las desarrolladas en el apartado 4.2 para estimar parámetros geotécnicos. La ecuación 4.19, presenta la correlación entre ambos valores:

$$k'' = \frac{N_{DPSH}}{N_{SPT}} \quad (4.19)$$

En la tabla 4.9, se presenta una recopilación de algunas de las numerosas correlaciones realizadas a lo largo del mundo en los últimos años, bajo diferentes tipos de suelos en distintas condiciones:

Tabla 4.9: Recopilación de correlaciones  $k''$  desarrolladas por distintos autores, (Terzariol, Fuente, 2003).

| Año  | Autor                               | Tipo de suelo   | $k''$   |
|------|-------------------------------------|---|---------|
| S/D  | Goel (India)                        | Arena, arena fina con limo y limo arenoso.                        | 0,8-1,0 |
| 1982 | Muromachi y Kobayashi (Japón)       | Gravas, gravas arenosas, arenas, limos arenosos, limos y arcillas | 1,0     |
| 1990 | Tissoni (Italia)                    | Arena fina limosa   | 0,6     |
| 1990 | Studio Geotecnico Italiano (Italia) | Arena limosa y arena fina   | 0,6-0,8 |
| 1996 | Terzariol y Abbona (Argentina)      | Arenas gruesas, limos arenosos y limos arcillosos consolidados    | 1,0-1,1 |

Como puede apreciarse, las distintas correlaciones comprenden un entorno de valores relativamente amplio, que varía en función de las características de los suelos ensayados. Estos poseen distintas granulometrías, contenido de finos, contenido de rodados y aspectos como la cementación o el envejecimiento de los mismos (Terzariol, Fuente, 2003). Por otro lado, especialmente en los ensayos DPSH, existen influencias del tipo de equipos usados, registro de datos, etc.

Teniendo en cuenta estos factores y a los fines de ampliar el análisis y estudio para obtener correlaciones suficientemente representativas de los suelos locales en Argentina, los autores citados realizaron una investigación en distintos puntos del país, incluyendo

ensayos SPT y DPSH y su posterior correlación. Para ello, se unificaron las metodologías operativas y se compatibilizaron los equipos de trabajo para todos los sitios bajo análisis. De esto, surgió la conclusión de que eliminando la influencia estos factores resulta ser la granulometría, representable por el parámetro  $D_{50}$ <sup>5</sup>, el factor preponderante. De este modo, se podría avanzar en el planteo de ecuaciones de mayor generalidad que abarcaran una amplia gama de granulometrías. A continuación, la tabla 4.10 expone las correlaciones obtenidas a partir del estudio:

Tabla 4.10: Correlaciones SPT-DPSH propuestas a partir de casos de estudio en distintos puntos de Argentina, (Terzariol, Fuente, Abbona, 2003).

| Tipo de suelo  | d50  | SPT-DPSH |       |
|----------------|------|----------|-------|
|                |      | K'       | $r^6$ |
| Limo arenoso   | 0,03 | 0,96     | 0,83  |
| Limo cementado | 0,03 | 1,11     | 0,88  |
| Arena          | 1,06 | 0,74     | 0,87  |

Resulta útil para graficar las conclusiones a las que arribaron los autores, observar los gráficos SPT vs DPSH (figura 4.3):

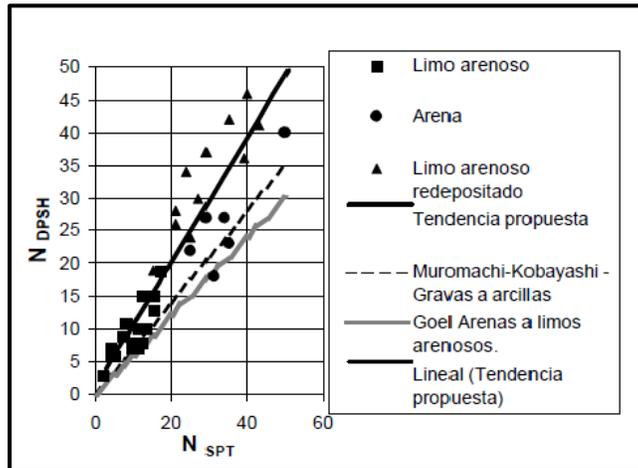


Figura 4.5: Representación gráfica  $N_{DPSH}$  vs  $N_{SPT}$  propuestas en el estudio y por otros autores, (Terzariol, Fuente, 2003).

<sup>5</sup>  $D_{50}$ : tamaño del grano para un pasante del 50% de la muestra.

<sup>6</sup> El parámetro adimensional  $r$  es utilizado para calibrar el ajuste de la correlación, considerándose adecuado el ajuste cuando este parámetro es cercano a 1.

Si bien la información analizada por los autores representó un amplio universo de los suelos locales, no pudo considerarse que los resultados eran plausibles de ser extrapolados para una región o una tipología de suelos. Es por ello que se considera la investigación como un aporte más de datos no contemplados en la bibliografía internacional y para profundizar futuras correlaciones en suelos locales.

## **CONCLUSIONES**

### **5.1 INTRODUCCIÓN**

A continuación, se exponen las conclusiones a las que el alumno pudo arribar a partir de la realización de la Práctica Supervisada y el desarrollo del presente informe. Estas reflejan por un lado reflexiones en relación a su experiencia personal y por otro lado, conclusiones de carácter técnico con la intención de condensar los aprendizajes devenidos del proceso.

### **5.2 CONCLUSIONES EN RELACIÓN A LA EXPERIENCIA PERSONAL**

A nivel personal, el proceso supuso una importante oportunidad en diversos sentidos. Por un lado, tomar contacto con aspectos prácticos de la geotecnia y la construcción. Permitted llevar a lo concreto y material conceptos aprendidos de forma teórica a lo largo de la carrera de grado, generando a menudo tensiones y contradicciones entre el deber ser teórico y lo ejecutado en campo, que presenta un mayor grado de incertidumbre y condicionantes no siempre previsible. En este sentido, el alumno requirió volver a la teoría y comenzar a desarrollar la capacidad de discernir entre los límites de lo modificable en campo u obra y lo que definitivamente excedía los límites de lo correcto según teorías y reglas del buen arte.

Por otro lado, el trabajo realizado tanto en campo, obra y gabinete, permitió al alumno la comunicación con distintos profesionales como arquitectos, geólogos e ingenieros así como albañiles y técnicos. Esto permitió dimensionar los numerosos conocimientos involucrados en una obra civil, los distintos roles y además motivo a desarrollar la capacidad de comunicarse con distintos actores involucrados.

Por último y especialmente relacionado al trabajo realizado como asistente en la dirección de obra, el alumno se enfrentó a menudo a imprevistos propios de la construcción que requirieron poder razonar y proponer soluciones de forma dinámica.

### 5.3 OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES TÉCNICAS

En función de lo experimentado en el desarrollo práctico de la PS, resultó evidente de forma continua la necesidad de un criterio ingenieril a los fines de alcanzar resultados satisfactorios en cada uno de los proyectos.

Dicho criterio, implica la posibilidad de evaluar las alternativas más convenientes para la realización de determinado proyecto de tal forma que los resultados sean lo suficientemente precisos en relación a las necesidades del proyecto, dentro de un equilibrio entre lo técnicamente apropiado, económicamente aceptable y garantizando un margen de seguridad suficiente.

Por otro lado, a partir del desarrollo teórico de la PS, se notó la importancia de la sistematización de la información a los fines de mejorar procesos y reducir la incertidumbre de los resultados.

#### 5.3.1 Ensayos de confirmación y de exploración:

Ante el caso de un estudio de suelos para una vivienda unifamiliar en la zona sur de la ciudad de Córdoba, donde la experiencia sugiere la presencia de mantos loésicos de espesor variable<sup>7</sup>, resulta lógico realizar estudios de confirmación, donde se penetra el suelo muestreando en forma intermitente hasta la cota de rechazo o final del sondeo. En cada profundidad de muestreo se ejecuta un ensayo normalizado (SPT) para la obtención de los parámetros geotécnicos promedios de los estratos del perfil. Por otro lado, en condiciones de suelo desconocidas o ante obras de mayor complejidad, resulta imperante la necesidad de realizar estudios de exploración, donde se empleen las metodologías y técnicas necesarias para una completa caracterización del perfil subyacente. Resultará fundamental el criterio ingenieril en el amplio abanico de posibilidades contenidas entre los dos ejemplos mencionados.

---

<sup>7</sup> El anexo B presenta una breve descripción del marco geológico de la región que permite graficar el ejemplo.

### 5.3.2 Sistematización para la mejora continua de los ensayos de penetración

Como fuera desarrollado en el capítulo 3, el número de golpes contabilizado durante los ensayos de penetración, debe ser corregido, dado que existe una diferencia variable en la energía aplicada en cada golpe en relación a la energía teórica transmitida.

A lo largo de los años, distintos investigadores han propuesto dichas correcciones, para metodologías de ensayo y equipos bajo determinadas características. Dichas correcciones son utilizadas por profesionales para realizar una normalización de los resultados obtenidos en cada ensayo y en cada sitio. No obstante, resulta necesaria la salvedad de que si bien pueden existir similitudes que hagan aceptables dichas correcciones<sup>8</sup>, no dejan de ser estimaciones de orden empírico.

Lo antedicho, conduce a concluir que el registro y la sistematización de los ensayos realizados así como las metodologías empleadas puede permitir la mejora de los resultados obtenidos a través de dos caminos: Por un lado, medir la energía real aplicada bajo condiciones locales de ejecución del ensayo, lo que permite el desarrollo de factores de corrección propios. Por otro lado, la misma medición puede permitir evaluar distintas metodologías y equipos, que permitan optar por uno u otro buscando así optimizar los ensayos; así como frente a un mismo equipo y metodología, evaluar la eficiencia de los distintos elementos y su posible influencia sobre los resultados.

Este trabajo de medición e investigación, toma relevancia frente a proyectos de gran envergadura donde pequeñas variaciones en los resultados obtenidos pueden adquirir relevancia. Adoptar factores de seguridad o correcciones conservadoras puede no ser trascendental en obras de pequeña envergadura, pero el sobredimensionamiento al cual puede conducir el uso de valores conservadores debido a la incertidumbre generada por falta de control en los procesos, adquiere por ejemplo relevancia en una obra de gran extensión que incluya un número importante de pilotes, donde un ligero aumento de la cuantía de acero en la armadura longitudinal repercute considerablemente en el cómputo de materiales.

---

<sup>8</sup> Por ejemplo, frente a sistemas similares de izado y liberación del malacate durante un ensayo SPT ofrece valores aceptables utilizar la misma corrección por pérdidas de energía debida al sistema de golpeo.

### **5.3.3 Sistematización para la correlación de parámetros geotécnicos**

El mismo razonamiento puede ser también aplicado en el proceso de correlación de los resultados obtenidos en ensayos de penetración con parámetros geotécnicos. Como bien se aclaró en el capítulo 4, las correlaciones propuestas por distintos autores surgen a partir de ensayos realizados en sitios de características específicas de los cuales son representativas. Si bien es esperable que el comportamiento de determinado tipo de suelo, por ejemplo limo arenoso, sea similar en distintas ubicaciones geográficas, existen condicionantes locales como la composición mineral, procesos geológicos de conformación del suelo o condicionantes propios del proceso de ensayo que imponen un grado de incertidumbre frente a la correlación realizada.

Es por ello, que nuevamente la conclusión alcanzada es la necesidad de sistematizar ensayos, filtrar los datos obtenidos para procesarlos y obtener información que permita realizar correlaciones locales de mayor representatividad.

### **5.4 Consideraciones finales**

Finalmente, Resulta atinado recuperar el espíritu de las conclusiones del trabajo de investigación sobre correlaciones de ensayos SPT, CPT y DPSH (Terzariol, Fuente, Abbona P, Abbona G) : “ *Los valores encontrados son [...] un paso más para que futuros investigadores puedan continuar ampliando el espectro de investigaciones [...]* ” instando a sostener la investigación para aumentar la calidad de los trabajos geotécnicos.

Puede concluirse que para un buen desempeño en la profesión de la Ingeniería Civil y particularmente en el área de la Geotecnia, basada fuertemente en conocimientos empíricos, es primordial la recolección y clasificación de los datos registrados en las distintas tareas y su procesamiento para generar información que posibilite avances en la materia, particularmente en nuestro país donde aún existe una dependencia importante en relación a reglamentos, prácticas y bibliografía para correlación.

## BIBLIOGRAFÍA

- **DAS, BRAJA M.** (2001) "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica". California State University, Sacramento. 1ª edición, versión español 2001.
- **FERNANDO SCHNAID** (2009). "In situ testing in geomechanics".
- **G. SANGLERAT** (1972). "The Penetrometer and Soil Exploration: interpretation of penetration diagrams, theory and practice".
- **R.E LOPEZ MENARDI** (2003). "Determinación in-situ de propiedades ingenieriles de los suelos y su relación con el ensayo normal de penetración". Universidad de Buenos Aires.
- **TERZARIOL R, ABBONA G.F, FUENTE A y ABBONA P.** (2003). "Correlación de los ensayos de penetración SPT, CPT y DPSH para distintos tipos de suelos de la República Argentina". Escuela de ingeniería. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba.
- **CIRSOC 401** (2015). "Reglamento Argentino de Estudios Geotécnicos".
- **EUROCODIGO UNE-ENV 1997-3** (2002). "Eurocódigo 7, proyecto geotécnico parte 3: proyecto asistido por ensayos de campo".
- **INPRES CIRSOC 103** (2018). "Reglamento Argentino Para Construcciones Sismoresistentes, parte I: Construcciones en general".
- **ISSMGE**, International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Ground property characterization by in-situ tests. TC-16.
- **ISO 22476-2** (2005). "Geotechnical investigation and testing – Field testing- Part 2: Dynamic probing".
- **Minnesota Department of Transportation** (2013). "Geotechnical Engineer Manual".
- **Apunte Teórico Practico de la Cátedra Geotecnia II** (2000). Universidad Nacional de Córdoba. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.
- **Apunte Teórico Práctico de la Cátedra Geotecnia III** (2008). Universidad Nacional de Córdoba. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.

- **Tecnología de los materiales de construcción** (2011). Bibliografía de la materia homónima, Universidad Nacional de Córdoba. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.

## ANEXO A

### TAREAS REALIZADAS

A continuación, se realiza una breve descripción de los proyectos en los cuales el alumno tuvo participación y las tareas que desempeñó dentro de los mismos. Estos proyectos fueron de pequeña y mediana envergadura, involucrando distintas áreas de la geotecnia y la ingeniería civil entre las cuales se encuentran estudios de suelos, predimensionado, diseño y dimensionamiento de fundaciones; y ejecución de fundaciones en obra. Los trabajos realizados se localizaron en la provincia de Córdoba, mayoritariamente en la capital o localidades cercanas (Río Ceballos, Tanti, Alta Gracia, etc.) y uno en la localidad de Villa María, al sureste de la provincia. La imagen A.1 muestra a partir de una captura satelital la localización de las áreas de trabajo:

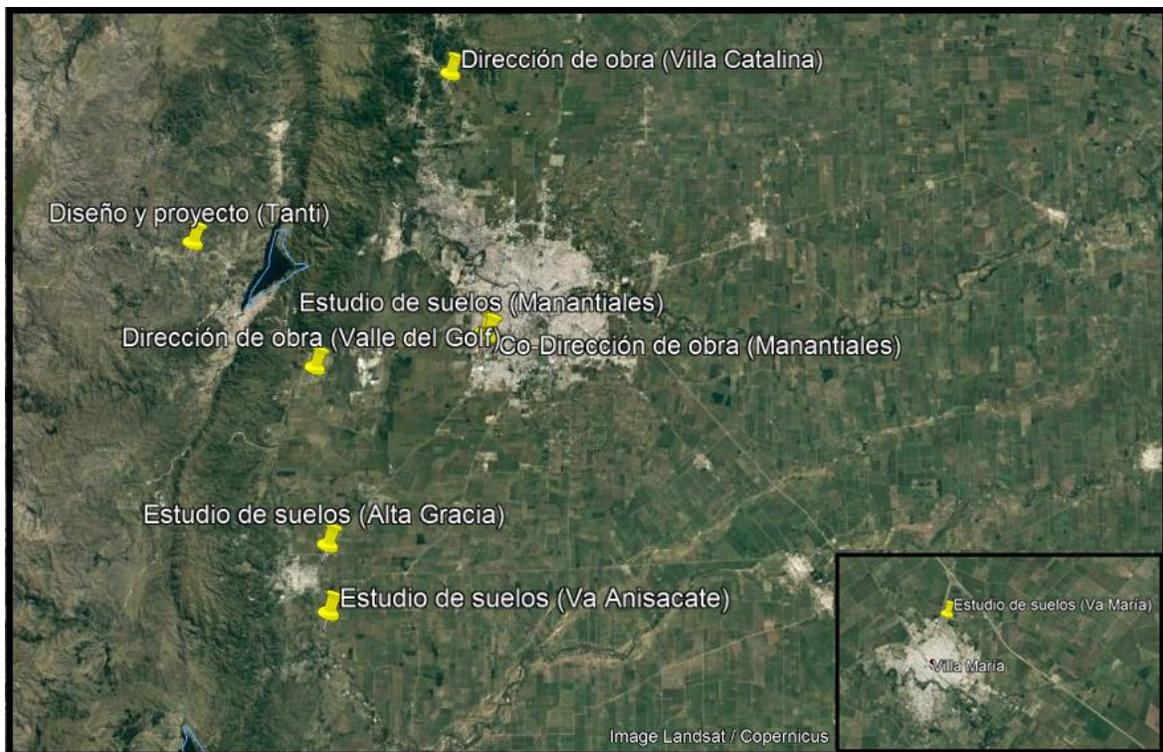


Figura A.1: Imagen satelital que expone la ubicación de los proyectos en los cuales el alumno participó.

Dentro de lo referido a estudios de suelos, el alumno participó en cuatro estudios, siendo dos de ellos para viviendas unifamiliares y otros dos correspondientes a planes de

viviendas. La diferencia principal entre estos, radicó en la cantidad de ensayos realizados, como puede evidenciarse en las figuras A.2a y A.2b. Los estudios realizados, comprendieron ensayos de penetración en todos los casos, precisamente ensayo DPSH para determinar la cota de rechazo, y muestreo con sacamuestras de Terzaghi (figura A.3a) a los fines de correlacionar los resultados para obtener parámetros geotécnicos. En los estudios para planes de vivienda, se ejecutaron, además, ensayos SPT, cuyo objetivo era evaluar la posibilidad de optar por fundación superficial. Los trabajos de exploración además incluyeron la realización de excavaciones manuales en todo el predio para determinar el horizonte orgánico del perfil de suelos. En el caso del estudio ejecutado en la localidad de Va. Anisacate, se optó por ejecutar dos ensayos DPL para confirmar la cota del estrato resistente (figura A.3b), ubicada a baja profundidad, como es característico de las zonas de las sierras de Córdoba y sus faldeos. Los estudios restantes, comprendieron prospecciones profundas, comprendidas entre los 7 y los 15 metros de profundidad. Adicionalmente a los ensayos de penetración, se extrajeron muestras de suelo con ayuda del muestreador Terzaghi que fueron evaluadas en laboratorio para caracterizar el suelo extraído.

En los estudios antes mencionados, el alumno participó como asistente en campo y gabinete. Durante el trabajo de campo, participó co-coordinando el trabajo, completando las planillas correspondientes a los sondeos, controlando el desarrollo de los ensayos y manipulando y caracterizando in-situ las muestras de suelo extraídas. Posteriormente, tuvo participación en el desarrollo del informe técnico y la elaboración de conclusiones y recomendaciones constructivas.

Por otro lado, a partir del estudio de suelos realizado en la localidad de Villa María, el comitente requirió a la consultora el predimensionado de fundaciones superficiales y profundas para el proyecto correspondiente. Dicha tarea fue realizada por el alumno y controlada por el profesional a cargo del proyecto perteneciente a la consultora Geo Estudios, asociada a Geoserrana para el trabajo mencionado.

En cuanto a Diseño y dimensionamiento, el alumno participó como asistente en el proyecto de fundaciones para un complejo de cabañas ubicado en la localidad de Tanti. El mismo implicó el diseño de fundación superficial debido a la presencia de roca cerca de la superficie.



Figura A.2: a) Ubicación de sondeos para estudio de suelo de vivienda unifamiliar en Manantiales, Córdoba. b) Ubicación de sondeos para estudio de suelos destinado a plan de viviendas en la localidad de Alta Gracia.



Figura A.3: a) Ejecución de ensayo SPT en Alta Gracia. b) Ejecución de ensayo DPL en Villa Anisacate.

Por último, el alumno participó como asistente en la dirección de obras de fundaciones profundas para viviendas unifamiliares. Las tareas realizadas incluyeron el control de la ejecución de pilotes excavados con máquina pilotera (figura A.5a y A.5b), desarrollo de armaduras y control del hormigonado.



Figura A.5: a) Excavación mecánica de pilote. b) Armadura para pilote.

## ANEXO B

### MARCO GEOLÓGICO DE CÓRDOBA

Resulta necesario a los fines de fundamentar algunas de las conclusiones realizadas en relación a la ejecución de ensayos de penetración en la provincia de Córdoba, caracterizar brevemente el marco geológico de la misma.

La región, se encuentra localizada en la formación Cordobense, caracterizada por la presencia de loess en la composición de los suelos. El Loess, es un material predominantemente limoso, cuya particularidad para el ámbito de la ingeniería radica en la colapsabilidad del mismo. Su formación se debe a procesos de transporte eólico y glacial de material procedente de los Andes Centrales y la Patagonia, con protagonismo de material volcánico. En su estructura interna, las partículas de limos y arenas se encuentran vinculadas entre sí por puentes de arcilla y carbonatos de Calcio que generan un aparente estado de rigidez frente a condiciones de humedad reducida. Frente a incrementos de humedad, dichos puentes se disuelven, perdiendo así rigidez la estructura del suelo y provocando grandes asentamientos.

La formación Cordobense, presenta mantos de Loess primarios de 10 a 15 metros de profundidad, con incrementos de hasta 40 metros en las estribaciones montañosas. Además, la sedimentación de cenizas y la reacción puzolánica de los mismos a lo largo del tiempo, resultó en la formación de Toscas debido a la cementación de dichas cenizas. Por debajo de los mantos citados, se encuentran mantos de arena de favorables resistencias mecánicas y no colapsibles. Por otro lado, en zonas de riberas de los ríos y en las sierras, a bajas profundidades nos encontramos con materiales como rocas, toscas y arenas, con gran resistencia mecánica. Esta situación se da debido a la erosión de los mantos Loessicos que se desplazan quedando en la superficie suelos de mayor granulometría y/o cementados.

## INDICE DE FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| Figura 2.1: Esquema conceptual de las áreas involucradas en la ejecución de un estudio de suelo (Bock, 2006). .....   | 11 |
| Figura 2.2: Representación esquemática del comportamiento de una estructura frente a condiciones de suelo heterogéneas.....   | 12 |
| Figura 2.3: Gráfico de tolerancias máximas de distorsiones angulares para distintas tipologías estructurales, materiales y usos en edificios (Lambe y Whitman, 1964). ..... | 13 |
| Figura 2.4: Carta geológica zona sierras chicas (Córdoba).....  | 20 |
| Figura 2.5: Captura satelital de Sierras Chicas. ....   | 21 |
| Figura 2.6: Fotografía de vivienda próxima a zona bajo estudio que presenta fisuras.....  | 22 |
| Figura 2.7: Fotografía de campo, muestras alteradas .....   | 24 |
| Figura 2.8: Tallado de probeta para ejecución de ensayo de laboratorio a partir de muestra de suelo inalterado. ....  | 25 |
|   |    |
| Figura 3.1: a) Ejecución del ensayo SPT b) Ejecución ensayo DPL.....  | 30 |
| Figura 3.2: corte de un sacamuestras para ensayo SPT.....   | 32 |
| Figura 3.3: esquema del martinete y vinculación con poleas. ....  | 33 |
| Figura 3.4: a) Sistema de izado con poleas. b) Sistema de izado con polea y malacate..  | 33 |
| Figura 3.5: Corte de los conos de hincas recuperables y perdidos. ....  | 36 |
| Figura 3.6: Representación unidimensional del modelo matemático propuesto para representar el comportamiento dinámico en un ensayo SPT .....                                | 42 |
| Figura 3.7: Simulación numérica de la propagación de onda en un ensayo SPT .....  | 43 |
| Figura 3.8: influencia del número de vueltas de soga en el tambor del malacate.....   | 49 |
| Figura 3.9: Recopilación de expresiones para obtener el valor CN.....   | 51 |
|   |    |
| Figura 4.1: Representación gráfica de correlaciones entre número de golpes, densidad relativa y ángulo de fricción interna.....   | 59 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 4.2: Comparación de valores $N_{10}$ en función de la profundidad para distintos ensayos DP .....   | 67 |
| Figura 4.3: Comparación de valores $r_d$ en función de la profundidad para distintos ensayos DP .....  | 68 |
| Figura 4.4: Comparación de valores $q_d$ en función de la profundidad para los distintos ensayos DP .....  | 69 |
| Figura 4.5: Representación gráfica $NDPSH$ vs $NSPT$ .....   | 74 |
|  |    |
| Figura A.1: Imagen satelital ubicación de los proyectos en los cuales el alumno participó. ....  | 82 |
| Figura A.2: a) Ubicación de sondeos para estudio de suelo de vivienda unifamiliar<br>b) Ubicación de sondeos para estudio de suelos destinado a plan de viviendas..... | 84 |
| Figura A.3: a) Ejecución de ensayo SPT. b) Ejecución de ensayo DPL .....   | 84 |
| Figura A.5: a) Excavación mecánica de pilote. b) Armadura para pilote. ....  | 85 |

## ÍNDICE DE TABLAS

|   |    |
|---|----|
| Tabla 2.1: criterios para la determinación de la cantidad mínima de perforaciones ..... | 17 |
| Tabla 2.2: Obtención del coeficiente $l_0$ en función del tipo de terreno .....         | 18 |
| Tabla 2.3: Ensayos de laboratorio contemplados en el reglamento 401. ....               | 26 |
| Tabla 2.4: ejemplo de un perfil de suelo.....   | 28 |
|   |    |
| Tabla 3.1: Dimensiones y especificaciones técnicas de los distintos ensayos DP. ....    | 35 |
| Tabla 3.2: Factores de corrección por longitud del varillaje.....                       | 52 |
| Tabla 3.3: Factores de corrección según diámetro de perforación. ....                   | 52 |
| Tabla 3.4: Factores de corrección según sistema de muestreo. ....                       | 53 |
|   |    |
| Tabla 4.1: Correlación entre número de golpes y densidad relativa. ....                 | 57 |
| Tabla 4.2: Correlación cualitativa entre número de golpes y densidad relativa, ....     | 57 |
| Tabla 4.3: correlaciones entre $\phi$ y $(N1)_{60}$ . ....                              | 58 |
| Tabla 4.4: coeficiente $\psi$ según tipo de suelo.....                                  | 60 |
| Tabla 4.5: coeficientes $\beta$ y $\eta$ según el modo de perforación del suelo. ....   | 61 |
| Tabla 4.6: número de golpes vs consistencia y resistencia a la compresión simple .....  | 62 |
| Tabla 4.7: Factores para evaluar el riesgo de licuación .....                           | 63 |
| Tabla 4.8: Relación entre resistencia dinámica y estática .....                         | 70 |
| Tabla 4.9: correlaciones $k''$ .....  | 73 |
| Tabla 4.10: Correlaciones SPT-DPSH.....   | 74 |